

**PERENCANAAN STRUKTUR STADION MIMIKA
MENGUNAKAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN MENENGAH
DENGAN STRUKTUR ATAP SPACE FRAME**

Nama Mahasiswa: MOHAMMAD IRFANDIANTO
NRP : 3103 100 025
Jurusan : Teknik sipil dan perencanaan FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Dr techn. Pujo Aji, ST, MT.
: Bambang Piscesa ST,MT.

Abstrak

Dalam merencanakan stadion dibutuhkan perhitungan yang sangat teliti dan penuh hati-hati. Karena stadion merupakan bangunan besar yang nantinya akan digunakan atau diisi oleh manusia dalam jumlah yang banyak. Selain dikategorikan sebagai bangunan monumental, stadion juga direncanakan agar dapat digunakan pada keadaan emergensi.

Perencanaan stadion meliputi struktur bagian atas dan struktur bagian bawah. Struktur bagian atas terdiri dari atap dan tribun, sedangkan yang termasuk struktur bagian bawah adalah poer dan pondasi. Dalam proposal tugas akhir ini akan di bahas mengenai perencanaan struktur stadion dan struktur atap stadion

Sistem pembangunan stadion tersebut dalam perencanaan suatu struktur gedung tahan gempa salah satu metode yang digunakan adalah Struktur Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM). Metode ini merupakan metode perencanaan bangunan tahan gempa yang digunakan pada daerah zona gempa 4.

Perencanaan dan perhitungan dibatasi pada struktur bangunan atas saja, yaitu meliputi bangunan atas yang terdiri dari struktur utama (kolom dan balok), struktur sekunder (tangga, pelat lantai dan balok anak.), dan struktur atap space frame. Untuk perencanaan struktur ini digunakan mutu bahan : $f_c' = 30$ mpa, $f_y = 400$ mpa. untuk tulangan deform dan $f_y = 240$ untuk tulangan polos

Perhitungan-perhitungan yang dilakukan dalam proyek akhir ini mengacu pada peraturan yang ada pada SNI 03-2874-2002 tentang perhitungan struktur beton, SNI 03-1726-2002 tentang ketahanan gempa, Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) dan. Beban gempa dihitung dengan respon dinamik, dengan faktor reduksi gempa (R) sebesar 5,5 dan faktor daktilitas bangunan (μ) sebesar 3,3. Sedangkan analisa struktur dipakai program SAP 2000.

Space frame adalah sistem struktur yang menggunakan rangka batang, dimana batang yang digunakan terbuat dari material yang kuat dan ringan, yang disatukan dengan penopang *interlocking* dalam sebuah pola geometris. Space frame biasanya digunakan dalam struktur bentang multidireksi, dan juga sering digunakan dalam struktur yang memiliki bentang panjang tanpa penyangga. Sistem ini memperoleh kekuatan dari penyatuan kekakuan rangka triangular. Beban-beban yang ada akan ditransformasikan kedalam gaya tekan dan tarik.

Kata kunci : Stadion, Spece frame, SRPMM

BAB I PENDAHULUAN

Latar Belakang

Indonesia ditetapkan terbagi dalam 6 wilayah gempa, dimana wilayah gempa 1 adalah wilayah kegempaan paling rendah dan wilayah gempa 6 dengan kegempaan paling tinggi. Pembagian wilayah gempa ini, didasarkan atas percepatan puncak batuan dasar akibat pengaruh gempa rencana dengan periode ulang 500 tahun dan asumsi umur bangunan adalah 50 tahun (SNI 03-1726-2002).

Perencanaan suatu gedung tergantung dari kondisi dari gedung tersebut. Kondisi dari gedung dapat berupa dimensi dan material. Bukan hanya itu, kondisi tanah serta lingkungannya ikut berperan dalam perencanaan. Kondisi dan lingkungan terkait dengan lokasi dimana gedung akan dibangun. Apabila gedung berlokasi di daerah yang tidak rawan gempa maka direncanakan dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB). Dan apabila berada di wilayah yang rawan maupun sering gempa maka direncanakan dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

Ketiga sistem rangka tersebut merupakan cara dalam membangun suatu gedung. Acuan yang dipakai adalah SNI 03-2847-2002, dan yang khusus untuk daerah rawan gempa mengacu pada SNI 03-1726-2002. Karena Indonesia ditinjau dari lokasinya yang rawan gempa maka pembangunan infrastruktur harus memenuhi syarat tahan gempa. Sehingga dapat memperkecil kerugian dan kecelakaan yang mungkin timbul akibat terjadinya gempa, mengingat tingginya resiko gempa di Indonesia. Maka dalam tugas akhir ini akan direncanakan Stadion di wilayah gempa 4.

Irian jaya merupakan daerah berzona gempa 4. Sehingga stadion Mimika harus dirancang sesuai dengan perhitungan gempa rencana didaerah zona gempa 4.

Berdasarkan pembagian wilayah tersebut Stadion mimika, terletak di wilayah 4. Oleh karena itu akan direncanakan dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM). SRPMM adalah suatu sistem rangka ruang dimana komponen-komponen struktur dan *joint-jointnya* menahan gaya-gaya yang bekerja melalui aksi lentur, geser, dan aksial yang selain memenuhi ketentuan-ketentuan untuk rangka pemikul momen biasa juga memenuhi ketentuan-ketentuan untuk 23.2(2(3)) dan 23.10 (SNI 03-2847-2002). Sehingga struktur dapat merespon kuat gempa secara inelastis tanpa mengalami keruntuhan getas.

1.2 Perumusan Masalah

Permasalahan yang dihadapi dalam Tugas akhir ini adalah :

1. Bagaimana memodelkan permodelan Struktur atap Space frame

2. Bagaimana merencanakan struktur stadion dengan menggunakan SRPMM pada wilayah gempa 4

1.3 Tujuan

Tujuan dari penyusunan proyek akhir ini adalah :

1. Menentukan Permodelan Struktur atap space Frame
2. Menganalisa gaya-gaya dalam struktur Stadion untuk menghitung kekuatan struktur bangunan dalam merespons beban gempa yang dialami.
3. Merencanakan detail Struktur Stadion dengan menggunakan SRPMM.

1.4 Batasan Masalah

Perencanaan ini tidak meninjau analisa biaya, manajemen konstruksi, maupun segi arsitektural.

1. Perencanaan ini tidak meninjau analisa biaya, manajemen konstruksi, maupun segi arsitektural.
2. Perencanaan struktur utama yang meliputi: Balok dan kolom
3. Struktur bawah meliputi poer dan Pondasi
4. Beban gempa dihitung dengan menggunakan analisa beban gempa Respon Spectrum (SNI 03-1726-2002).
3. Perhitungan mekanika struktur (kecuali struktur pelat lantai) untuk mendapatkan gaya-gaya dalam (bidang M, D dan N) menggunakan bantuan program SAP 2000.
4. Peraturan yang digunakan adalah SNI 03-2847-2002, SNI 03-1726-2002, PPIUG 1983.

1.5 Manfaat

Manfaat dari penyusunan Tugas Akhir ini adalah :

1. Mendapatkan suatu desain bangunan Stadion yang mampu menahan gempa, khususnya pada wilayah gempa 3 dan 4.
2. Memberikan referensi tentang perhitungan struktur Stadion dengan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah dan Atap Space frame.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Perencanaan bangunan tahan gempa ialah bangunan yang tahan digoncang gempa meski mungkin sebagian bangunan rusak saat gempa besar tapi bangunan tetap berdiri. (earthquake tip-8 BMTPC New Delhi,2002)

Perencanaan dari suatu struktur gedung pada daerah gempa haruslah memenuhi falsafah perencanaan gedung tahan gempa, yaitu:

- bangunan dapat menahan gempa bumi kecil atau ringan tanpa mengalami kerusakan
- bangunan dapat menahan gempa bumi sedang tanpa kerusakan yang berarti pada struktur utama walaupun ada kerusakan pada struktur sekunder
- bangunan dapat menahan gempa bumi kuat tanpa mengalami keruntuhan total bangunan, walaupun bagian struktur utama sudah mengalami kerusakan (Teruna, 2007)

Pada pembangunan bangunan tahan gempa ini adapun beberapa hal yang harus diperhatikan agar bangunan dapat menahan gempa dengan baik yaitu

1. Building Typology---- simple, simetris, khusus untuk bangunan yang tinggi dan panjang diperlukan bracing extra dan dilatasi. Pertimbangan jumlah lantai. Denah yang tidak beraturan akan menimbulkan torsi dan konsentrasi tekanan akan sangat tinggi. Pusat massa bangunan atau pusat kekakuan elemen horizontal yang menahan gempa harus berdekatan,
2. Atap menggunakan material yang ringan.
3. Ketahanan bangunan terhadap gempa dapat diciptakan melalui perencanaan dan perancangan struktur utama bangunan (Branch frames, shear-wall, atau kombinasi yang di koneksikan dengan diaphragms). (Prihatmaji,2007)

Desain struktur tahan gempa harus menerapkan prinsip kolom kuat balok lemah, maksudnya bila beban gempa terlampaui dan struktur harus hancur maka yang hancur duluan harus baloknya. (Helmi,2007)

Ketahanan gempa suatu struktur bangunan harus dinyatakan dengan dipenuhinya syarat – syarat kekakuan, kekuatan dan stabilitas sekaligus. (Wahyudi,2004)

Perencanaan gedung bertingkat sendiri harus dirancang agar memenuhi beberapa kriteria yaitu kuat, aman dan ekonomis.

2.2 Analisa Gempa

Analisa Gempa meliputi pembebanan pada struktur serta perhitungan gempa akibat pembebanan tersebut.

a. Pembebanan

Suatu struktur akan memikul beban-beban di atasnya. Beban tersebut bias berupa beban tetap ataupun tidak tetap. Pembebanan pada bangunan gedung dibagi atas:

1. Beban mati : berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung tersebut (PPIUG 1983 Pasal 1.0.1)
2. Beban hidup : semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan kedalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tak terpisahkan

dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut (PPIUG 1983 Pasal 1.0.2).

3. Beban Gempa : semua beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang menurunkan pengaruh dari gerakan tanah akibat gempa tersebut.

2.3 Perencanaan struktur atap

2.4.1 Rencana Atap Space Frame

Space frame adalah sistem struktur yang menggunakan rangka batang, dimana batang yang digunakan terbuat dari material yang kuat dan ringan, yang disatukan dengan penopang *interlocking* dalam sebuah pola geometris. Space frame biasanya digunakan dalam struktur bentang multidireksi, dan juga sering digunakan dalam struktur yang memiliki bentang panjang tanpa penyangga. Sistem ini memperoleh kekuatan dari penyatuan kekakuan rangka triangular. Beban-beban yang ada akan ditransformasikan kedalam gaya tekan dan tarik.

2.4.2. Gording

Uraian Umum Gording

Gording merupakan bagian dari atap yang berfungsi sebagai penyangga dari penutup atap. Pada bangunan Stadion Mimika ini akan digunakan gording dari profil lip kanal, dan penutup atap dari klip lok. Hal ini dipakai melalui beberapa pertimbangan, yaitu dari segi perhitungan struktur dan biaya.

a.

2.4.5 Sambungan

Dalam sambungan yang perlu diperhatikan :

a. Pertemuan

Komponen struktur yang menyalurkan gaya-gaya pada sambungan, sumbu netralnya harus direncanakan untuk bertemu pada suatu titik. Bila terjadi eksentrisitas pada sambungan komponen struktur dan sambungan harus mampu memikul momen yang diakibatkannya.

b. Pemilihan alat pengencang

Bila sambungan memikul kejutan, getaran, atau tidak boleh slip maka harus digunakan sambungan tipe friksi dengan baut mutu tinggi atau las

2.4.6 Sambungan Las

Ada beberapa sambungan las, yaitu las tumpul, sudut, pengisi, atau tersusun. Untuk sambungan las dalam tugas akhir ini yang dipakai adalah sambungan las sudut.

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Adapun metodologi yang akan digunakan dalam penyusunan Tugas Akhir ini adalah:

1. Pengumpulan data
Data-data yang diperlukan dalam perencanaan adalah :
 - a. Data-data teknis proyek
 - b. Gambar kerja proyek
 - c. Data tanah
 - d. Peraturan-peraturan yang digunakan.

2. Pre Eliminari desain
Panduan dalam perhitungan adalah :
 - a. Pemodelan struktur
Ditentukan dengan analisa kondisi lapangan
 - b. Perencanaan dimensi awal struktur beton berdasarkan SNI 03-2487-2002, meliputi :
 - Penentuan tebal minimum pelat
 - Penentuan dimensi balok
 - Penentuan dimensi kolom

3. Perhitungan Pembebanan
Perhitungan beban-beban yang bekerja disesuaikan dengan peraturan pembebanan (PPIUG 1983)

Analisa pembebanan adalah sebagai berikut :

- a. Beban pelat lantai
 - Beban mati
Terdiri dari beban sendiri pelat, beban instalasi listrik, beban plafond dan rangka, beban ubin, beban spesi

- Beban hidup
Ditentukan PPIUG 1983

- b. Beban tangga dan bordes
 - Beban mati
Terdiri dari beban sendiri tangga, beban ubin dan beban spesi

- Beban hidup
Ditentukan PPIUG 1983

- c. Beban gempa
 - Analisa beban gempa static ekuivalen
 - Perhitungan gaya geser dasar gempa
 - Perhitungan gaya geser tingkat

- d. Beban angin
Ditentukan PPIUG 1983

4. Analisa Gaya Dalam
Untuk analisa gaya dalam dilakukan secara manual kemudian untuk perhitungan momen dan reaksi perletakan yang terjadi, menggunakan bantuan program SAP 2000.

5. Perhitungan Penulangan Struktur
Komponen-komponen struktur didesain sesuai dengan aturan yang terdapat pada SNI 03-2847-2002. perhitungan meliputi :

- a. Output dari SAP 2000 yang berupa gaya-gaya dalam yaitu bidang N, M, D serta dimensi perencanaan
- b. Kontrol penulangan

- c. Pentabelan penulangan yang digunakan untuk seluruh bangunan termasuk pondasi

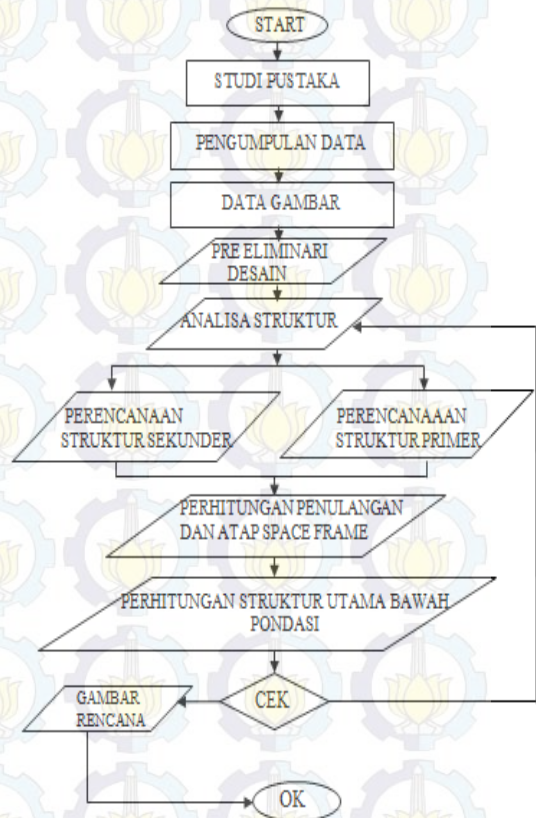
- d. Sketsa gambar penulangan

6. Pembebanan
Struktur Stadion ini direncanakan untuk mampu menahan segala kemungkinan pembebanan serta kondisi lingkungan yang akan dialami oleh struktur tersebut. Beban – beban yang harus mampu dipikul diantaranya :

- Beban hidup
- Beban mati
- Beban angin
- Beban gempa

Semua beban diatas beserta kombinasinya harus sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia 1983, LRFD 2000.

3.2 Diagram Alir Metodologi



3.3 Preliminary Desain

3.3.1 Perencanaan Balok.

Menurut SNI 03-2847-2002 tabel 8 : balok pada 2 tumpuan sederhana memiliki tebal minimum (bila lendutan tidak dihitung) :

$$h_{\min} = \frac{\lambda}{16} \quad (\text{SNI 03-}$$

2847-2002 tabel 8)

- a) Untuk struktur ringan dengan berat jenis 1500 Kg/m³ – 2000 Kg/m³, nilai di atas harus

dikalikan dengan $(1.65 - (0.0003)wc)$ tetapi tidak kurang dari 1.09.

- b) Untuk f_y selain 400 Mpa, nilainya harus dikalikan dengan $(0.4 + f_y/700)$
Dimana, L : Panjang beton
 W_c : Berat jenis beton
 f_y : Mutu baja

3.3.2 Perencanaan dimensi kolom

Adapun rumus yang digunakan untuk merencanakan dimensi kolom :

$W = 1,2$ beban mati + $1,6$ beban hidup

$$\text{Preliminary kolom A} = \frac{W}{0,85 \cdot f'c}$$

Dari A = b kolom x h kolom

Ditentukan lebar (b) dan tinggi (h) kolom

3.3.3 Perencanaan ketebalan pelat

Menggunakan SNI 03-2847-2002 pasal

11.5.3.3, dimana :

- a) $\alpha_m \leq 0.2$, harus memenuhi tabel 10 dan tidak boleh kurang dari nilai berikut :
➤ Pelat tanpa penebalan : $h = 120$ mm
➤ Pelat dengan penebalan : $h = 100$ mm
b) $0.2 < \alpha_m < 2.0$, tebal minimum pelat :

$$h = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \alpha_m > 2.0,$$

tebal minimum pelat :

$$h = \frac{\lambda_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1500} \right)}{36 + 9\beta}$$

3.3.4 Perencanaan dimensi Balok anak

Untuk dimensi balok anak, menggunakan rumus yang berlaku pada perencanaan balok induk atau diambil dari 2/3 dari dimensi balok induk.

3.3.5 Perencanaan Dimensi Dinding Geser

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 16.5.3(1) yaitu ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang dari 1/25 dari tinggi panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil dan tidak kurang dari 100mm.

3.3.6 Pembebanan

Pembebanan dikelompokkan menjadi dua beban (menurut arah gaya)

3.3.7 Beban Vertikal

- a) Beban mati (RSNI 03-1727-2002)
b) Beban hidup (RSNI 03-1727-2002)

3.3.8 Beban Horisontal

Beban horizontal terdiri dari beban gempa (SNI 03-1726-2002) dan beban angin. Namun dalam tugas akhir ini beban angin tidak diperhitungkan karena masih kalah besar dengan beban gempa.

3.5 Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan diatur dalam SNI 03-2847-2002 pasal 11.2 seperti yang telah disebutkan di atas.

3.5.1 Perencanaan struktur sekunder

Direncanakan terpisah dari struktur utama karena struktur sekunder hanya meneruskan beban yang ada pada struktur utama.

3.5.2 Perencanaan tulangan pelat

Tulangan direncanakan setelah memperhitungkan beban yang akan diterima. Dalam perhitungan tulangan menggunakan rasio tulangan

$$\rho_b = \frac{0,85\beta_1 f'c' \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y} \text{ SNI 03-2847-2002 pasal}$$

10.4(3)

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \text{ SNI 03-2847-2002 pasal 12.3(3)}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \text{ SNI 03-2847-2002 pasal 12.5}$$

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

$$\text{dengan harga: } m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'c'}$$

$$Rn = \frac{Mu}{\Phi b x d^2}$$

dimana:

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } 0 < f_c < 30 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008(f_c - 30) \text{ untuk } 30 < f_c < 60 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,65 \text{ untuk } f_c > 55 \text{ Mpa}$$

3.5.3 Perencanaan tulangan tangga

Untuk penulangan tangga, perhitungan penulangan bordes dan pelat dasar tangga dilakukan sama dengan perencanaan tulangan pelat dengan anggapan tumpuan sederhana. Gaya - gaya dalam dianalisa dengan perhitungan mekanika teknik manual biasa.

3.5.4 Perencanaan tulangan balok anak.

Beban pelat yang diteruskan ke balok anak dihitung sebagai beban trapesium, beban segitiga dan beban dua segitiga. Dari beban pelat yang terjadi kita akan menggunakannya untuk menghitung momen dan gaya geser serta penulangannya (sama dengan penulangan pelat).

3.6 Analisa struktur

Gaya-gaya dalam pada rangka utama diperoleh dengan bantuan program Sap v14.

3.7 Perhitungan tulangan struktur utama.

Setelah gaya-gaya dalam didapatkan, maka dapat dilanjutkan dengan perhitungan penulangan dari struktur utama.

3.7.1 Penulangan Balok Induk

Tulangan direncanakan setelah memperhitungkan beban yang diterima. Dalam perhitungan tulangan digunakan rasio tulangan

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

dimana $\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$ (SNI 03-2847-2002 pasal 12.5.1)

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

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c'}$$

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

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85 \cdot \beta \cdot f_c' \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

(SNI 03-2847-2002 pasal 10.4.3)

$$\rho_{\max} = 0.025 \quad (\text{SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.2.1})$$

Nilai β tergantung dari nilai f_c'

$\beta_1 = 0,85$ untuk $f_c' \leq 30$ MPa

$\beta_1 = 0,85 - 0,08(f_c' - 30)$ untuk $f_c' > 30$ MPa

tetapi nilai β_1 tidak boleh diambil kurang dari pada 0,65 (SNI 03-2847-2002 pasal 12.2.7.3)

Untuk struktur yang berada di wilayah gempa tinggi maka penulangan balok juga harus mengikuti pasal 23.3.1 s/d pasal 23.4 SNI 03-2847-2002

3.7.2 Penulangan Kolom

Perhitungan kolom menggunakan SAP versi 14 untuk memperoleh gaya aksial dan momen yang kemudian menjadi input untuk perangkat lunak PCACOL. Perangkat lunak PCACOL dapat membantu kita dalam merencanakan tulangan kolom.

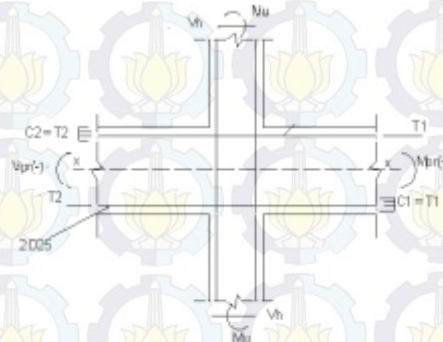
Untuk struktur yang berada di wilayah gempa tinggi maka penulangan kolom juga harus mengikuti pasal 23.4 SNI 03-2847-2002

3.7.3 Penulangan geser balok.

Tulangan geser balok (senggang) direncanakan sesuai ketentuan SNI 03-2847-2002 pasal 23.3.

3.7.4 Hubungan balok-kolom (*Beam – Column joint*)

(Rahmat Purwono, 2005)



Besarnya geser HBK, (gaya geser di x-x) $V_{x-x} = T_1 + T_2 - V_h$

Menghitung besarnya T_1 dan T_2

$$T_1 = A_s \times 1,25 f_y$$

$$T_2 = A_s \times 1,25 f_y$$

Menghitung besarnya V_h

M_{pr} balok dengan rumus

$$M_{pr} = A_s (1,25 f_y) \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ dengan } a = \frac{A_s (1,25 f_y)}{0,85 f_c' b}$$

$$M_u = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{2}$$

$$V_h = \frac{2 * M_u}{l_n}$$

$$\text{Jadi } V_{x-x} = T_1 + T_2 - V_h$$

Besarnya V_{x-x} tersebut harus dibandingkan dengan kuat geser nominal HBK tepi sebagaimana diatur pada SNI 2847 pasal 23.5.3

$$\phi V_c = \phi \left[1,7 \sqrt{f_c'} * A_g \right]$$

dimana

$$\phi V_c < V_x - x$$

3.7.5 Penulangan Dinding Geser

Penulangan direncanakan sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.6, dengan beban rencana maksimal 75 % gaya lateral (angin dan gempa) karena sisa gaya lateral akan diterima rangka utamanya.

3.8 Perencanaan Basement.

3.8.1 Kumpulkan Data :

a) Data tanah

3.8.2 Stabilitas Dinding Basement

Perhitungan stabilitas diperlukan sebagai kontrol kekuatan dinding basement

3.8.3 Penulangan lantai Basement

Penulangan lantai basement sama dengan penulangan pelat

3.8.4 Penulangan Dinding Basement

Penulangan dinding basement sama dengan penulangan pelat.

3.9 Perencanaan pondasi :

3.9.1 Kumpulkan data :

a) Data tanah

3.9.2 Perhitungan penampang tiang bor.

Perhitungan menggunakan rumus yang terdapat pada modul ajar rekayasa pondasi lanjut

3.9.3 Kontrol kekuatan tiang pondasi.

Kekuatan tiang bor dengan menganalisa Qijin tiang bor.

3.9.4 Perencanaan poer :

a) Kontrol geser ponds pada poer

b) Penulangan geser poer

c) Penulangan lentur poer

3.9.5 Perencanaan Sloof

a) Penulangan lentur sloof

b) Penulangan geser sloof

3.10 Gambar struktur

Penggambaran gambar rencana dan detailnya dilakukan dengan program Autocad 2010

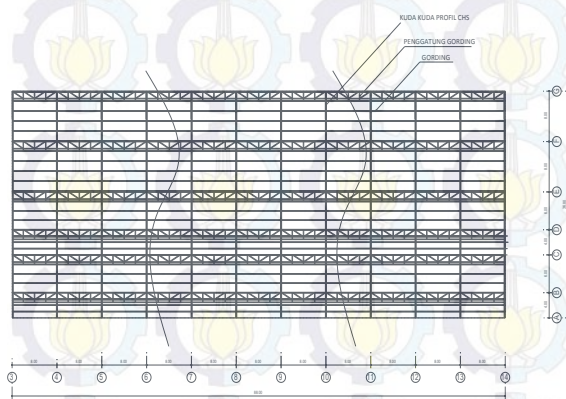
BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR ATAP

4.1. Pendahuluan

Struktur atap menggunakan rangka batang, dimana batang yang di gunakan terbuat dari material yang kuat dan ringan yang di satukan dengan penopang Interlocking dalam sebuah pola geometris. Space Frame biasanya di gunakan dalam struktur bentang multidireksi, dan juga sering digunakan dalam struktur yang memiliki bentang panjang tanpa penyangga. Sistem ini memperoleh kekuatan dari penyatuan kekakuan rangka Triangular. Beban beban yang ada akan di tranformasikan kedalam gaya tekan dan tarik.

4.2. PERENCANAAN GORDING ATAP UTAMA



Gambar 4.2(a) Denah Rencana Atap

Untuk menentukan dimensi profil gording yang direncanakan pada bangunan ini, dihitung gording seperti pada gambar 4.2. dengan bentang terpanjang = 8.00m. penutup atap yang digunakan adalah Zincalume Lysaght Klip-Lok 700 Hi-strength dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Tebal = 0,42mm
- Single Span = 1.650 mm
- Internal Span = 1.750 mm
- Overhang = 150 mm
- Berat = 4,66 kg/m² = 5,00 kg/m²
- Jarak antar gording = 1.500 mm (horisontal)
- Jarak kuda-kuda = 8.00 mm
- Jarak miring gording = $\frac{1.500}{\cos .0} = 1.500 \text{ mm} = 1,5 \text{ m}$
- Sudut miring = 38°

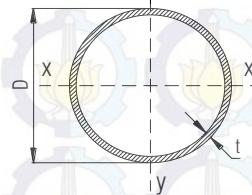
Gording direncanakan memakai profil Circular Hollow Sections (CHS) dengan spesifikasi sebagai berikut :

- Mutu Baja = BJ-41
- Kuat Putus (fu) = 410 Mpa = 4.100 kg/cm²
- Kuat Leleh (fy) = 250 Mpa = 2.500 kg/cm²
- Modulus Elastisitas(E) = 2,0 * 10⁶ kg/cm²

Dimensi Profil : (CSH-114,3-5,6)

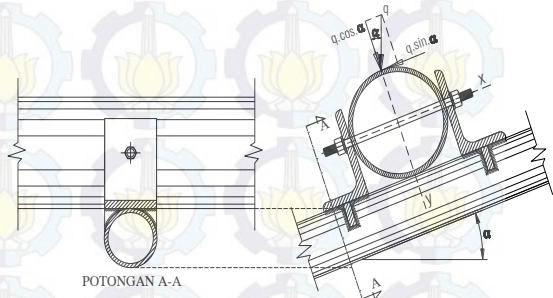
- q = 15,00 kg/m D = 114,3 mm
- A = 19,12 cm² t = 4,5 mm
- I = 283 cm⁴ r = 3,85 cm

$$- S = 49,6 \text{ cm}^3$$



Gambar.4.2(b) Potongan penampang profil CHS.

4.2.1 Perhitungan Pembebanan Dan Momen



Beban Mati (DL)

$$\begin{aligned} \text{Berat penutup Atap} &: 1,500 \times 5,00 = 7,50 \text{ kg/m} \\ \text{Berat profil CHS} &= 15,00 \text{ kg/m} \\ \hline \text{Jumlah} &= 22,50 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat mati Total (DL)} &= 22,50 \text{ kg/m} \\ \text{Beban terpusat Pekerja} &= 23,00 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Momen Akibat DL

$$\begin{aligned} M_{XD} &= \frac{1}{8} * (q \cdot \cos \alpha) * L^2 = \frac{1}{8} * (23 \cdot \cos 38) * 8,0^2 \\ &= 144,9 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{YD} &= \frac{1}{8} * (q \cdot \sin \alpha) * L^2 = \frac{1}{8} * (23 \cdot \sin 38) * 8,0^2 = \\ &= 113,8 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Beban Hidup (LL)

a. Akibat beban terbagi rata (beban hujan)
.....[PPIUG 1983:Ps.3.2.2]

$$q = (40 - 0,8 \times \alpha) \text{ kg/m}^2 = (40 - 0,8 \times 38) = 9,6 \text{ kg/m}^2 > 20 \text{ kg/m}^2$$

menurut peraturan pembebanan, dipakai 9,6 kg/m²
q = 1,500 x 9,6 = 14,40 kg/m²

Momen Akibat LL Merata

$$\begin{aligned} M_{XD} &= \frac{1}{8} * (q \cdot \cos \alpha) * L^2 = \frac{1}{8} * (14,4 \cdot \cos 38) * \\ &8,0^2 = 90,78 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{YD} &= \frac{1}{8} * (q \cdot \sin \alpha) * L^2 = \frac{1}{8} * (14,4 \cdot \sin 38) * \\ &8,0^2 = 70,92 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b. Akibat beban terpusat 1 orang (P = 100kg).

. [PPIUG 1983:Ps.3.2.1]

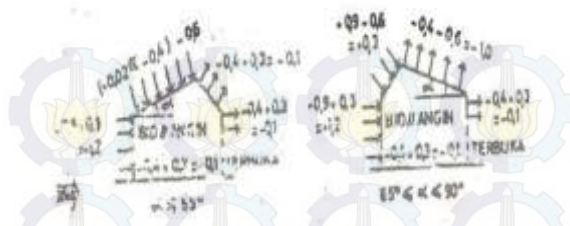
Momen Akibat (LL) terpusat

$$\begin{aligned} M_{XD} &= \frac{1}{4} * (q \cdot \sin \alpha) * Lx = \frac{1}{4} * (100 \cdot \cos 38) * 8,0 \\ &= 157,60 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{YD} &= \frac{1}{4} * (q \cdot \sin \alpha) * Ly = \frac{1}{4} * (100 \cdot \sin 38) * 8,0 \\ &= 123,13 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban Angin

$$W = 40 \text{ kg}$$



- Angin tekan = $c = (0,02 \times 38 - 0,4) - 0,6 = -0,24$
 $q = c \times w = -0,24 \times 40 = -9,6 \text{ kg/m}$
- Angin Hisap = $c = -0,1$
 $q = c \times w = -0,1 \times 40 = -4 \text{ kg/m}$

Momen Akibat W

$$M_{XD} = \frac{1}{8} * (q \cdot \cos \alpha) * L^2 = \frac{1}{8} * (4 \cdot \cos 38) * 8,0^2 = 25,216 \text{ kg/m}$$

$$M_{YD} = \frac{1}{8} * (q \cdot \sin \alpha) * L^2 = \frac{1}{8} * (4 \cdot \sin 38) * 8,0^2 = 19,70 \text{ kg/m}$$

4.2.2 Besar Momen Berdasarkan Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan berdasarkan SNI-03-1729 :Ps.6.2.2

Mu = 1,4*D

Mux = 1,4*144,99 = 202,99 kg.m

Muy = 1,4 * 113,28 = 158,59 kg.m

Mu = 1,2*D + 1,6*L + 0,5*(La atau H)

Mux = 1,2*144,99 + 1,6*157,60 + 0,5*90,78 = 697,6 kg.m

Muy = 1,2*113,28 + 1,6*123,13 + 0,5*70,92 = 391,06 kg.m

Mu = 1,2*D + 1,6*(La atau H) + (γL*L atau 0,8*W)

Mux = 1,2*144,99 + 1,6*90,78 + 0,8*100,87 = 399,93 kg.m

Muy = 1,2*113,28 + 1,6*70,92 + 0,8*78,80 = 312,46 kg.m

Mu = 1,2*D ± 1,3*W + γL*L + 0,5*(La atau H)

Mux = 1,2*144,99 + 1,3*100,87 + 1*157,60 + 0,5*90,78 = 508,11 kg.m

Muy = 1,2*113,28 + 1,3*78,80 + 1*123,13 + 0,5*70,92 = 396,98 kg.m

Mu = 0,9*D ± (1,3*W atau 1,0*E)

Mux = 0,9*144,99 + 1,3*100,87 = 261,62 kg.m

Muy = 0,9*113,28 + 1,3*78,80 = 204,40 kg.m

Dari kombinasi pembebanan diatas diperoleh momen maksimum = 508,11 kg.m.

Keterangan :

DL = Beban mati yang diakibatkan oleh berat konstruksi permanen, termasuk dinding, atap, dll peralatan tetap

L = Beban hidup yang ditimbulkan oleh penggunaan gedung, termasuk kejut, tetapi tidak termasuk beban lingkungan seperti angin, hujan dan lain-lain, maka untuk struktur atas beban jenis ini tidak ada

La = Beban hidup diatap yang ditimbulkan selama perawatan oleh pekerja, peralatan dan material

H = Beban hujan, tidak termasuk yang diakibatkan genangan air

W = Beban angin

E = Beban gempa, yang ditentukan menurut SNI 03-1726-2002

4.2.3 Kontrol Profil

Kombinasi pembebanan berdasarkan SIN-03-1729:Ps.6.2.2

Kontrol penampang profil .

[SNI 03-1729-2002 Ps. 8.2.2 dan table 7.5-1]

$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{114,3}{4,5} = 25,4$$

$$\lambda_p = \frac{8000}{f_y} = \frac{8000}{250} = 32$$

$\lambda \leq \lambda_p$...penampang kompak

Kuat nominal komponen struktur terhadap lentur

Mn = Z x fy(SNI 03-1729-2002 Pasal 8.2.1-d)

Mn = Z x fy = 49,6 x 2,500 = 124.000 kg.cm = 1240 kg.m

Berdasarkan [SNI 03-1729-2002 Pasal 8.1.3]

$M_u \leq \phi M_n \rightarrow \phi = 0,9$

508,11 kg.m ≤ 0,9*1240 kg.m

508,11 kg.m < 1.116 kg.m ...Ok

4.2.4 Kontrol Lentutan

Berdasarkan (SNI 03-1729-2002 Pasal 6.4.3)

komponen struktur harus memenuhi batas lentutan maksimum yang diberikan di bawah ini:

Lentutan Ijin: $\bar{f} = \frac{L}{240} = \frac{800}{240} = 3,33$

$$f = \frac{5 * q * L^4}{384 * EI} + \frac{P * L^3}{48 * EI}$$

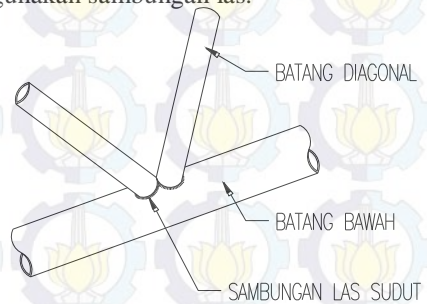
$$= \frac{5 * (0,075 * 0,15 * 0,023) * 800^4}{384 * 2,0 * 10^6 * 283} + \frac{100 * 800^3}{48 * 2,0 * 10^6 * 283} = 3,012 \text{ cm}$$

$f \leq \bar{f}$
 3.012cm ≤ 3,33 cm

Sehingga dapat disimpulkan bahwa lentutan yang terjadi pada gording memenuhi syarat. Jadi profil gording memenuhi batas kekuatan yang ada

Perencanaan Sambungan Antar Batang Kuda-kuda

Sambungan antar batang dalam sistem rangka batang (space frame) kuda-kuda direncanakan menggunakan sambungan las.

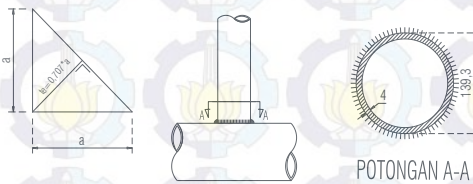


Gambar.6.3.1 Sambungan las pada tiap joint rangka batang kuda-kuda

Diambil contoh perhitungan pada sambungan batang diagonal yang memiliki gaya aksial terbesar

- Batang dengan aksial tarik maksimum :
 $P_u = 8154,09 \text{ kg}$
 frame 2283 : $D = 139,3 \text{ mm}$, $t = 4 \text{ mm}$
- Batang dengan aksial tekan maksimum :
 $P_u = -23160,12 \text{ kg}$
 frame 2296 : $D = 139,3 \text{ mm}$, $t = 4 \text{ mm}$

mutu las = $F_{E70XX} \rightarrow$ kuat Tarik = 70 ksi ($1 \text{ ksi} = 70,3 \text{ kg/cm}^2$)



Gambar.6.3.1 Tebal efektif pada las sudut dan penampang las

- Sambungan Batang aksial tarik
 $K = \pi \cdot D = \pi \cdot 139,3 = 437,4 \text{ mm} = 43,74 \text{ cm}$
 $\phi \cdot f_n = 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{E70XX} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot (70 \cdot 70,3)$
 $= 2.214,45 \text{ kg/cm}^2$

$$F_d = \frac{P_u}{A} = \frac{8154,09}{43,74 \cdot te} = \frac{186,42}{te}$$

$$f_d < \phi \cdot f_n$$

$$\frac{186,42}{te} < 2.214,45$$

$$\rightarrow te \geq \frac{186,42}{2.214,45} = 0,084 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{te}{0,707}$$

$$= \frac{0,084}{0,707}$$

$$= 0,11 \text{ cm} = 1,1 \text{ mm}$$

syarat ketebalan : (SNI-03-1729-2002: tabel 13.5.1) :

- Ukuran minimum las sudut

Tebal bagian paling tebal, t(mm)	Tebal minimum las sudut, tw (mm) atau a
$t \leq 7$	3
$7 < t \leq 10$	4
$10 < t \leq 15$	5
$15 < t$	6

$$t = 4 \text{ mm} \rightarrow t \leq 7 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm}$$

- Ukuran maksimum las sudut

untuk type sambungan batang yang tegak lurus tidak ada batasan ketebalan maksimum, maka : diambil

$$a = 3 \text{ mm} = 0,3 \text{ cm}$$

$$te = 0,707 \cdot a = 0,707 \cdot 0,3 = 0,21 \text{ cm}$$

$$\phi R_u = 0,75 \cdot f_y \text{ las} \cdot a_g$$

$$= 0,75 \cdot (0,21 \cdot 43,74) \cdot 0,6 \cdot (70 \cdot 70,3) =$$

$$20340,60 \text{ kg}$$

$$P_u = 8.154,09 \text{ kg} < R_u = \text{ kg}, \dots \text{ ok}$$

- Sambungan Batang aksial tekan

$$K = \pi \cdot D = \pi \cdot 139,3 = 437,4 \text{ mm} = 43,74 \text{ cm}$$

$$\phi \cdot f_n = 0,75 \cdot 0,6 \cdot F_{E70XX} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot (70 \cdot 70,3)$$

$$= 2.214,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_d = \frac{P_u}{A} = \frac{23160,12}{43,74 \cdot te} = \frac{529,49}{te}$$

$$f_d < \phi \cdot f_n$$

$$\frac{529,49}{te} < 2.214,45$$

$$\rightarrow te \geq \frac{529,49}{2.214,45} = 0,238 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{te}{0,707}$$

$$= \frac{0,238}{0,707}$$

$$= 0,338 \text{ cm} = 3,38 \text{ mm}$$

syarat ketebalan : (SNI-03-1729-2002: tabel 13.5.1) :

- Ukuran minimum las sudut

Tebal bagian paling tebal, t(mm)	Tebal minimum las sudut, tw (mm) atau a
$t \leq 7$	3
$7 < t \leq 10$	4
$10 < t \leq 15$	5
$15 < t$	6

$$t = 3 \text{ mm} \rightarrow t \leq 7 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm}$$

- ukuran maksimum las sudut

untuk type sambungan batang yang tegak lurus tidak ada batasan ketebalan maksimum, maka : diambil $a = 3,0 \text{ mm} = 0,3 \text{ cm}$

$$te = 0,707 \cdot a = 0,707 \cdot 0,3 = 0,21 \text{ cm}$$

$$R_u = \phi \cdot (te \cdot K) \cdot 0,6 \cdot F_{E70XX}$$

$$= 0,75 \cdot (0,21 \cdot 43,74) \cdot 0,6 \cdot (70 \cdot 70,3) = \text{ kg}$$

$$P_u = 23.160,12 \text{ kg} < R_u = 246.231,11 \text{ kg}, \dots \text{ Ok}$$

BAB V

PRELIMINARY DESIGN

5. Umum

Di dalam suatu perencanaan gedung, kita harus melakukan preliminary design terlebih dahulu. Preliminary design adalah suatu tahapan perhitungan dimana kita merencanakan dimensi awal dari suatu elemen struktur.

5.1 Balok

5.1.1 Dimensi balok induk

Di dalam peraturan SNI 03-2847-2002 dalam tabel 8 disebutkan tebal minimum balok di atas dua tumpuan sederhana disyaratkan $1/16$.

- Dimensi balok induk memanjang dengan bentang $l = 8 \text{ m}$

$$h = \frac{800}{12} = 66,6 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times 75 = 50 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok induk memanjang adalah 75/50 cm².

5.1.2 Dimensi balok anak

- Dimensi balok anak melintang dengan bentang $l = 5 \text{ m}$:

$$h = \frac{600}{16} = 37,5 \text{ cm} \sim 45 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times 40 = 26,67 \text{ cm} \sim 30 \text{ cm}$$

Jadi dimensi balok anak memanjang adalah 30/45 cm².

5.1.3 Perencanaan dimensi pelat

5.1.4 Dasar Perhitungan Dimensi Plat

Peraturan yang digunakan dalam menentukan besar beban yang bekerja pada struktur pelat adalah Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983).

Pendefinisian pelat satu arah dan dua arah dapat dilihat dari rasio panjang terpanjang dengan panjang pendek pada suatu pelat (Berdasarkan buku Wang Salmon jilid 2 edisi ke-4 Bab16).

Jika lebih besar dari 2 maka pelat itu bisa dikatakan pelat satu arah dan perhitungan dilakukan sama seperti perhitungan balok. Jika rasionya lebih kecil dari 2 maka pelat itu bisa dikatakan pelat 2 arah.

Sistem Perencanaan dimensi plat pada perencanaan ulang gedung ini berfungsi sebagai dasar acuan dalam proses perhitungan penulangan plat. Di bawah ini adalah diagram Proses Penentuan Dimensi Plat.

Perhitungan dimensi plat dua arah berdasarkan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5(3(3)) bagi tebal plat sebagai berikut :

- Untuk $\alpha \leq 0,2$ menggunakan pasal 11.5.(3(3))
- Untuk $0,2 < \alpha < 2$ ketebalan plat minimum harus memenuhi

$$h_f = \frac{L_n \left[0,8 + \frac{f_y}{1500} \right]}{36 + 5\beta[\alpha m - 0,2]}$$

dan tidak boleh kurang dari 120 mm

- Untuk $\alpha m \geq 2$ ketebalan maksimum plat harus memenuhi

$$h_f = \frac{L_n \left[0,8 + \frac{f_y}{1500} \right]}{36 + 9\beta}$$

kurang dari 90 mm

Harga α m didapat dari :

$$\alpha = \frac{E_{balok} \cdot I_{balok}}{E_{plat} \cdot I_{plat}}$$

$$E_{balok} = E_{plat}$$

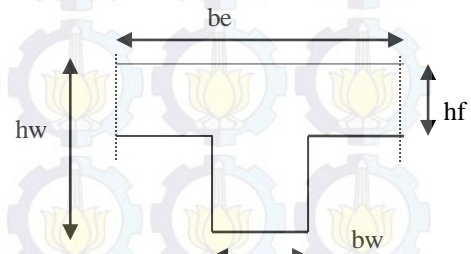
$$I_{balok} = \frac{1}{12} \times K \times b \times h^3 \quad \beta = \frac{L_n}{S_n}$$

$$I_{palt} = b s x \frac{t^3}{12}$$

$$K = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{hf}{hw} \right) x \left[4 - 6 \left(\frac{hf}{hw} \right) \right] + 4 \left(\frac{hf}{hw} \right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{hf}{hw} \right)}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1 \right) x \left(\frac{hf}{hw} \right)}$$

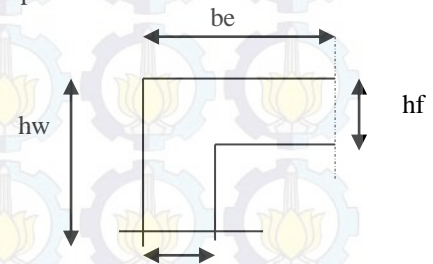
Perumusan untuk mencari lebar flens pada balok SNI 03-2847-2002 pasal 10.10 hal 56 :

- Balok Tengah :



Menurut SNI 03-2847-2002 PASAL 10.10.2 : nilai lebar efektif balok T tidak boleh memenuhi seperempat bentang balok dan lebar efektif dari masing-masing sisi badan balok tidak boleh melebihi :

- ❖ Delapan kali tebal plat
- ❖ Setengah jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan
- Balok tepi



Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 10.10.3 : Nilai efektif sayap dari sisi badan tidak boleh lebih dari :

- ❖ Seperduabelas dari bentang balok
- ❖ Enam kali tebal plat
- ❖ Setengah kali jarak bersih antara balok-balok yang bersebelahan

5.1.5 Data Perencanaan Tebal Pelat Lantai

Tipe Plat lantai A

$$L_n = 600 - \left(\frac{30}{2} + \frac{50}{2} \right) = 560 \text{ cm}$$

$$S_n = 800 - \left(\frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 750 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{750}{560} = 1,34 < 2 \rightarrow (\text{plat dua arah})$$

Tipe Plat lantai B

$$L_n = 400 - \left(\frac{50}{2} + \frac{30}{2} \right) = 360 \text{ cm}$$

$$S_n = 800 - \left(\frac{50}{2} + \frac{50}{2} \right) = 750 \text{ cm}$$

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{750}{360} = 2,08 < 2 \rightarrow (\text{plat dua arah})$$

5.1.6 Perencanaan Dimensi Kolom

Perencanaan kolom yang mengalami pembebanan adalah kolom yang menikul bentang yang sama, yaitu 600 x 600 cm. Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 10.8.1 : kolom harus direncanakan untuk menikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Direncanakan:

$$\text{Tebal Pelat} = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi tiap tingkat : Lantai 1 s/d 3} = 450 \text{ cm}$$

$$\text{Asumsi awal dimensi kolom : } 600 \times 600 \text{ cm}$$

5.1.7 Kolom untuk bangunan atas

Tinggi tiap tingkat (lantai dasar sampai atap) : 450 cm.

Beban Mati :

RSNI 03-1727-1989 Tabel P3-1 :

Lantai 1-3 :

$$\text{Pelat : } 6 \times 6 \times 0,12 \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3 \text{tk} = 31.104 \text{ kg}$$

$$\text{Plafon : } 6 \times 6 \times 11 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{tk} = 1.188 \text{ kg}$$

$$\text{Penggantung: } 6 \times 6 \times 7 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{tk} = .756 \text{ kg}$$

Balok induk :

$$(6 \times 0,4 \times 0,6 \times 2400 \text{ kg/m}^3) \times 3 \text{tk} = 32.256 \text{ kg}$$

$$(6 \times 0,4 \times 0,6 \times 2400 \text{ kg/m}^3) \times 3 \text{tk} = 23.040 \text{ kg}$$

$$\text{Plumbing : } 6 \times 5 \times 10 \text{ kg/m}^2 \times 3 \text{tk} = 2.800 \text{ kg}$$

$$\text{Spesi (2cm) : } 6 \times 5 \times 2 \times 21 \text{ kg/m}^3 \times 3 \text{tk} = 11760 \text{ kg}$$

$$\text{Tegel (1cm) : } 6 \times 5 \times 1 \times 24 \text{ kg/m}^3 \times 3 \text{tk} = 5880 \text{ kg}$$

$$\text{Dinding bata : } 6 \times 4,5 \times 0,12 \times 250 \text{ kg/m}^3 \times 3 \text{tk}$$

$$= 7.560 \text{ kg}$$

$$\text{Total Beban Mati} = 168.976 \text{ kg}$$

Beban Hidup :

akibat beban merata :

PBBI 1983 tabel 3.1 :

beban hidup atap = 250 kg/m²

$$\text{Lantai : } 6 \times 6 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 2 \text{tk} = 61.250 \text{ kg}$$

PBBI 1983 tabel 3.1 :

- beban hidup atap = 120 kg/m²

$$\text{Atap: } 6 \times 6 \times 120 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{tk} = 4.200 \text{ kg}$$

$$= 65.450 \text{ kg}$$

Menurut RSNI 03-1727-1989 pasal 4.8.2 : Beban hidup dapat direduksi hingga 20 % atau dikali koefisien reduksi beban hidup = 0,8 untuk komponen struktur yang menumpu dua lantai atau lebih.

Jadi total beban untuk beban hidup :

$$LL = 0,8 \times 65.450 \text{ kg} = 52.360 \text{ kg}$$

$$\text{Jadi berat total (W) = } 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL}$$

$$= 1,2 (168.976) + 1,6 (52.360)$$

$$= 286.547,2 \text{ kg}$$

$$\text{Mutu beton} = 40 \text{ Mpa} = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Dimensi : } A = \frac{W}{0,33 \times f_c'} = \frac{286547,2}{0,33 \times 400}$$

$$\text{Dimensi : } = 2170,81 \text{ cm}^2$$

$$b = 46,59 \text{ cm} \sim 60 \text{ cm}$$

Jadi pakai dimensi kolom 60 x 60 cm²

BAB VI

PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

6.1 Perencanaan Struktur plat

Pendefinisian pelat satu arah dan dua arah dapat dilihat dari rasio panjang terpanjang dengan panjang pendek pada suatu pelat (Berdasarkan buku Wang Salmon jilid 2 edisi ke-4 Bab16).

Jika lebih besar dari 2 maka pelat itu bisa dikatakan pelat satu arah dan perhitungan dilakukan sama seperti perhitungan balok. Jika rasionya lebih kecil dari 2 maka pelat itu bisa dikatakan pelat 2 arah. Diambil Plat lantai 2 Tipe A el +5,00. Tebal Plat 12 cm.

• Pembebanan Pelat

Beban Mati (DL)

$$\text{Berat Pelat} = 0,12 \times 2400 = 244$$

$$\text{kg/m}^2$$

$$\text{Spesi tebal 2 cm} = 42$$

$$\text{kg/m}^2$$

$$\text{Ubin tebal 1 cm} = 22$$

$$\text{kg/m}^2$$

$$\text{Plafon + Peggantung} = 18$$

$$\text{kg/m}^2$$

$$\text{AC, listrik, plumbing, dll} = 40$$

$$\text{kg/m}^2$$

$$\text{DL} = 364$$

$$\text{kg/m}^2$$

Beban Hidup

Beban hidup untuk stadion

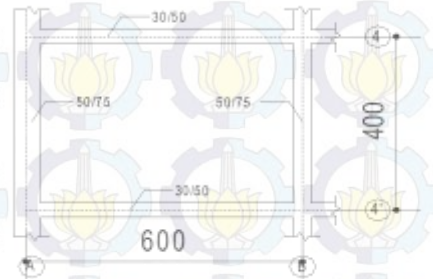
$$\text{LL} = 400$$

$$\text{kg/m}^2$$

• Analisa Gaya-Gaya Dalam

Untuk menganalisa gaya-gaya dalam yang terjadi pada pelat digunakan Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971 (PBBI 1971 pasal 13.3 tabel 13.3.1 hal 202).

Pelat diasumsikan sebagai pelat yang terjepit elastis pada keempat sisi



Gambar 6.1 Asumsi Pelat Terjepit penuh

Perhitungan yang terjadi pada pelat yang terjepit elastis adalah sebagai berikut.

(PBBI 1971 pasal 13.3 tabel 13.3.1 hal 202).

$$M_{lx} = -0,001 \times q \times L_x^2 \times X_x$$

$$M_{lx} = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X_x$$

$$M_{ly} = -0,001 \times q \times L_x^2 \times X_y$$

$$M_{ly} = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X_y$$

Keterangan;

M_{lx} = Momen Tumpuan Arah X

M_{lx} = Momen Lapangan Arah X

M_{ly} = Momen Tumpuan Arah Y

M_{ly} = Momen Lapangan Arah Y

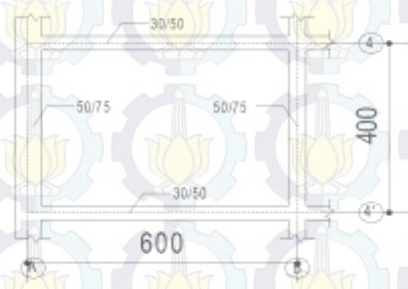
Untuk perhitungan penulangan pelat lantai menggunakan tulangan $\varnothing 12$ mm untuk tulangan utama dan $\varnothing 8$ mm tulangan susut, tebal selimut 20 mm (syarat minimum SNI 03-2847-2002 Pasal 9.7.1), dan dihitung berdasarkan lebar per meter lari.

Diambil Plat lantai 2 Tipe A el + 4,20. Tebal Plat 12 cm.

Penulangan lentur Plat lantai

- Mutu Beton (f_c') : 30 Mpa
- Mutu Baja (f_y) : 250 Mpa
- Tebal Plat Rencana : 0.12 m
- Decking : 0.02 m
- L_x : 4 m
- L_y : 6 m
- Tulangan Lentur rencana : 12 m
- Tulangan Susut Rencana : 8 m
- ϕ : 0.8
- b : 1 m
- β_1 : 0.85

6.1.1 PEMBEBANAN PLAT LANTAI



Gambar 61.1.(a) Denah plat atap yang ditinjau

Akibat Beban Mati Tebal Berat Jenis

Berat Sendiri Pelat	0.15	x	2400	=	360 kg/m ²
Lapisan Aspal	0	x	1	=	0 kg/m ²
Plafond+Penggantung	1	x	18	=	18 kg/m ²
Instalasi Listrik dll	0.	x	40	=	40 kg/m ²
Spesi t (cm) = 2	0.02	x	2100	=	42 kg/m ²
Ubin t (cm) = 1	.01	x	2400	=	24 kg/m ²
Lain lain Jika ada	0	x	0	=	0 kg/m ²
					<u>412 kg/m²</u>

Akibat Beban Hidup

Beban Mesin $q_{dl} = 400 \text{ kg/m}^2$

Akibat beban Air Hujan $q_a = 20 \text{ kg/m}^2$

$$q_{ult} = 1.2 \times q_{dl} + 1.6 \times q_{ul} + 0.5 \times q_a$$

$$= 1144.4 \text{ kg/m}^2$$

6.1.2 Momen Plat Lantai

$L_y / L_x = 1.5$ \longrightarrow M_{lx} Digunakan $X = 41$

\longrightarrow M_{ly} Digunakan $X = 12$

\longrightarrow M_{tx} Digunakan $X = 83$

\longrightarrow M_{ty} Digunakan $X = 57$

Momen pelat di tentukan pada PBBI 1971 Tabel 13

Digunakan pelat tipe II "Jepit Penuh"

$$M_{tx} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$= -1519.7632 \text{ kg.m}$$

$$M_{lx} = 0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$= 750.7264 \text{ kg.m}$$

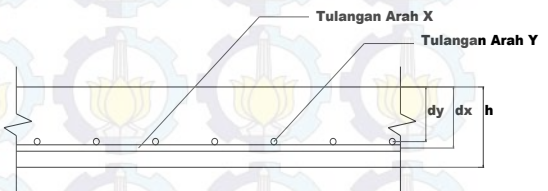
$$M_{ty} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$= -1043.6928 \text{ kg.m}$$

$$M_{ly} = -0.001 \times q \times L_x^2 \times X$$

$$= 219.7248 \text{ kg.m}$$

Menentukan Tinggi efektif (d)



$$dx = t \text{ pelat} - \text{decking} - \frac{1}{2} d \text{ tulangan renc.}$$

$$= 94 \text{ mm}$$

$$dy = t \text{ pelat} - \text{decking} - d \text{ tulangan renc} - \frac{1}{2} d \text{ tulangan renc}$$

$$= 82 \text{ mm}$$

Rasio tulangan Minimum

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

$$= 0.0056$$

Rasio Tulangan Balance

$$\rho_{b, \dots, no2} = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0.061200$$

Rasio tulangan Maximum

$$\rho_{max, \dots, no3} = 0.75 \times \rho \text{ balance}$$

$$= 0.045900$$

$$m = f_y / (0.85 \times f_c')$$

$$= 9.803922$$

6.1.3 Momen Tumpuan Arah x (M_{tx})

$$M_u = -1519.7632 \text{ kg.m}$$

$$M_n = M_u / \phi \dots \text{dimana } \phi = 0.80$$

$$= -1899.704 \text{ kg.m}$$

$$= -18997040 \text{ N.mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$= \frac{18997040 \text{ N.mm}}{8836000 \text{ mm}^2}$$

$$= 2.150 \text{ N/mm}^2 \text{ (diambil nilai Positif)}$$

$$\rho_{perlu} = 1/m \times [1 - \sqrt{1 - (2m \times R_n)/f_y}]$$

$$= 0.008996595$$

Syarat

$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\max}$ = ok gunakan sebagai unsur pengali As

$$\rho_{\text{pakai}} = 1.30 \times \rho_{\text{perlu}} = 0.00900 \quad \text{ok}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.008996596$$

$$\text{As rencana} = \rho \times b \times d = 845.68 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Rencana} = \phi 12 - 133.735$$

$$\text{Tulangan Pasang} = \phi 12 - 100$$

$$\text{As Aktual} = 1130.97 \text{ mm}^2$$

Kontrol Spasi Tulangan.....no4

$$S_{\max} \leq 2x h \rightarrow 100 \leq 240 \quad \text{ok}$$

Kontrol kemampuan pikul Penampang

$$\text{As Aktual} = 1130.9734 \text{ mm}^2$$

$$d = t \text{ pelat} - \text{decking} - \frac{1}{2} d \text{ tulangan pasang} = 94 \text{ mm}$$

$$= \frac{As * Fy}{0,85 * fc' * b} = 11.0880 \text{ mm}$$

$$Mn_{\text{aktual}} > Mn_{\text{terjadi}} = Cc \text{ Atau } T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 * fc' * a * b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 25010348.44 > 18997040 \quad \text{ok}$$

6.1.4 Momen Tumpuan Arah X (Mlx)

$$Mu = 750.7264 \text{ kg.m}$$

$$Mn = Mu / \phi \dots \text{ dimana } \phi = 0.80 = 938.408 \text{ kg.m} = 9384080 \text{ N.mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{9384080 \text{ N.mm}}{8836000 \text{ mm}^2} = 1.062 \text{ N/mm}^2$$

(diambil nilai Positif)

$$\rho_{\text{perlu}} = 1/m \times [1 - \sqrt{1 - ((2m \times Rn)/fy)}] = 0.004340463$$

Syarat

$$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\max} = \text{Tidak ok ,.....}$$

Dinaikan 30 %

$$\rho_{\text{pakai}} = 1.30 \times \rho_{\text{perlu}} = 0.00564 \quad \text{ok}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.005642602$$

$$\text{As rencana} = \rho \times b \times d = 530.40 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Rencana} = \phi 12 - 213.228$$

$$\text{Tulangan Pasang} = \phi 12 - 100$$

$$\text{As Aktual} = 1130.97 \text{ mm}^2$$

Kontrol Spasi Tulangan.....no4

$$S_{\max} \leq 2x h \rightarrow 100 \leq 2000 \quad \text{ok}$$

Kontrol kemampuan pikul Penampang

$$\text{As Aktual} = 1130.9734 \text{ mm}^2$$

$$d = t \text{ pelat} - \text{decking} - \frac{1}{2} d \text{ tulangan pasang} = 94 \text{ mm}$$

$$= \frac{As * Fy}{0,85 * fc' * b}$$

$$= 11.0880 \text{ mm}$$

$$Mn_{\text{aktual}} > Mn_{\text{terjadi}} = Cc \text{ Atau } T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 * fc' * a * b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 25010348.44 > 9384080 \quad \text{ok}$$

6.1.5 Momen Tumpuan Arah Y (Mty)

$$Mu = -1043.6928 \text{ kg.m}$$

$$Mn = Mu / \phi \dots \text{ dimana } \phi = 0.80$$

$$= -1304.616 \text{ kg.m}$$

$$= -13046160 \text{ N.mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{-13046160 \text{ N.mm}}{6724000 \text{ mm}^2}$$

$$= 1.940 \text{ N/mm}^2 \quad \text{(diambil nilai Positif)}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 1/m \times [1 - \sqrt{1 - ((2m \times Rn)/fy)}]$$

$$= 0.008081068$$

Syarat

$$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\max} = \text{ok gunakan sebagai unsur pengali As}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 1.30 \times \rho_{\text{perlu}} = 0.01051 \quad \text{ok}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.010505388$$

$$\text{As rencana} = \rho \times b \times d = 861.44 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan Rencana} = \phi 12 - 131.288$$

$$\text{Tulangan Pasang} = \phi 12 - 100$$

$$\text{As Aktual} = 1130.97 \text{ mm}^2$$

Kontrol Spasi Tulangan.....no4

$$S_{\max} \leq 2x h \rightarrow 100 \leq 240 \quad \text{ok}$$

Kontrol kemampuan pikul Penampang

$$\text{As Aktual} = 1130.9734 \text{ mm}^2$$

$$d = t \text{ pelat} - \text{decking} - \frac{1}{2} d \text{ tulangan pasang} = 94 \text{ mm}$$

$$= \frac{As * Fy}{0,85 * fc' * b} = 11.0880 \text{ mm}$$

$$Mn_{\text{aktual}} > Mn_{\text{terjadi}} = Cc \text{ Atau } T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0,85 * fc' * a * b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 21617428.38 > 13046160 \quad \text{ok}$$

6.1.6 Momen Tumpuan Arah Y (Mly)

$$Mu = 219.7248 \text{ kg.m}$$

$$Mn = Mu / \phi \dots \text{ dimana } \phi = 0.80$$

$$= 274.656 \text{ kg.m}$$

$$= 2746560 \text{ N.mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{2746560 \text{ N.mm}}{6724000 \text{ mm}^2}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0.408 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 1/m \times [1 - \sqrt{1 - ((2m \times Rn)/fy)}]$$

$$= 0.001647185$$

Syarat

$$\rho_{\text{min}} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{max}} = \text{Tidak ok ,.....}$$

Dinaikan 30 %

$$\rho_{\text{pakai}} = 1.30 \times \rho_{\text{perlu}}$$

$$= 0.00214 \text{ ok}$$

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.0056$$

$$As_{\text{rencana}} = \rho \times b \times d$$

$$= 459.20 \text{ mm}^2$$

Tulangan Rencana = ϕ 12 – 246.292

Tulangan Pasang = ϕ 12 – 100

As Aktual = 1130.97 mm²

Kontrol Spasi Tulangan.....no4

$$S_{\text{max}} \leq 2x \text{ h} \longrightarrow 100 \leq 240 \text{ ok}$$

Kontrol kemampuan pikul Penampang

$$As_{\text{Aktual}} = 1130.9734 \text{ mm}^2$$

$$d = t \text{ pelat} - \text{decking} - \frac{1}{2} d \text{ tulangan pasang}$$

$$= 94 \text{ mm}$$

$$= \frac{As * Fy}{0.85 * fc' * b}$$

$$= 11.0880 \text{ mm}$$

$$Mn_{\text{aktual}} > Mn_{\text{terjadi}} = Cc \text{ Atau } T \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 0.85 * fc' * a * b \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 159869523.1 > 2746560$$

6.1.7 Kontrol Lentutan Tabel.9 SNI 03-2847-2002

Syarat

$$\Delta_{\text{ijin}} = \frac{L}{180} = \frac{6}{180} = 3.3 \text{ cm}$$

$$\Delta = \left[\frac{5 \text{ qx Ly}^4}{384 \text{ E Lx}} \right] \leq 33.3$$

$$= \left[\frac{5 \cdot 0.011444 \cdot 6^4}{384 \cdot 25742.9602 \cdot 144000000} \right] \leq 33.3$$

$$= 0.05 \text{ mm} \leq 33.3 \text{ ok}$$

6.1.8 Tulangan Susut SNI 03-2847-2002

1. Tulangan Susut arah X

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.002$$

$$As_{\text{Rencana}} = \rho * b * d$$

$$= 188 \text{ mm}^2$$

Tulangan Rencana = ϕ 12 – 267.370

Tulangan Pasang = ϕ 12 – 200

As Aktual = 251.33 mm²

Kontrol Spasi Tulangan

$$S_{\text{max}} \leq 2x \text{ h} \longrightarrow 200 \leq 600 \text{ ok}$$

2. Tulangan Susut Arah Y

$$\rho_{\text{pakai}} = 0.002$$

$$As_{\text{Rencana}} = \rho * b * d$$

$$= 164 \text{ mm}^2$$

Tulangan Rencana = ϕ 12 – 306.497

Tulangan Pasang = ϕ 12 – 200

As Aktual = 251.33 mm²

Kontrol Spasi Tulangan

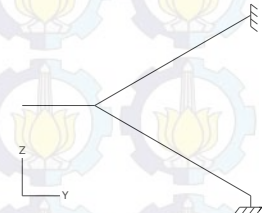
$$S_{\text{max}} \leq 2x \text{ h} \longrightarrow 200 \leq 600 \text{ ok}$$

6.1.9 Kesimpulan

1. Lentur Arah X		
Tumpuan	= ϕ	12 – 100
Lapangan	= ϕ	12 – 100
2. Lentur Arah Y		
Tumpuan	= ϕ	12 – 100
Lapangan	= ϕ	12 – 100
3. Susut Arah X = ϕ 8 – 100		
4. Susut Arah Y = ϕ 8 – 100		

6.3 Analisa Struktur Tangga

Analisa struktur tangga menggunakan program bantu SAP2000 yang ditinjau 1 m lebar pelat tangga/bordes. Untuk perletakan tangga diasumsikan menggunakan jepit-bebas dan jepit-bebas dimana permodelan struktur seperti dibawah ini :



Gambar 4.3.(a) Permodelan struktur tangga service

6.3.1 Penulangan Tangga

6.3.2 Plat Tangga

Data Perencanaan :

- o fc' : 30 MPa
- o fy : 320 MPa
- o Mu : 1971,97 kgm
- o Dia. tul : D16 mm

$$dx = 150 - 20 - (16/2) = 122 \text{ mm}$$

$$dy = 150 - 20 - 16 - (8/2) = 110 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times fc' \times \beta_1}{fy} \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \text{ SNI 03-2847-2002}$$

pasal 10.4(3)

$$\rho_b = \frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{320} \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0.0442$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \times \rho_b \text{ SNI 03-2847-}$$

2002 pasal 12.3(3)

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \times 0.0442 = 0.0332$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{fy} = \frac{1.4}{320} = 0.0044$$

• Penulangan Arah X

$$Mu = 4688.85 \text{ kgm} = 46888500 \text{ Nmm}$$

$$Mn = \frac{46888500}{0.8} = 58610625 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{fy}{0.85 \times fc'} = \frac{320}{0.85 \times 30} = 12.55$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{58610625}{1000 \times 122^2} = 3,94$$

$$\rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 3,94}{320}} \right) = 0,0134$$

$$\rho_{pakai} \rightarrow 0,0134$$

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

$$= 0,0134 \times 1000 \times 122 = 1634,8 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) disebutkan:
Jarak tulangan $\leq 3 \times$ tebal pelat = $3 \times 150 = 450$ mm

$$\leq 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur D16-100

$$A_{s_{pakai}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \right) \left(\frac{1000}{100} \right)$$

$$= 2010,61 \text{ mm}^2 > 1634,8 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ Ok!}$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s_{pakai}}}{b \times d} = \frac{2010,61}{1000 \times 122} = 0,0164 > \rho_{min}$$

$$M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Wang-Salmon})$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \quad (\text{Wang-Salmon})$$

$$a = \frac{2010,61 \times 320}{0,85 \times 30 \times 1000} = 25,23$$

$$M_n = 2010,61 \times 320 \left(122 - \frac{25,23}{2} \right) = 7037740296 \text{ Nmm}$$

$$M_u = \phi M_n = 0,8 \times 7037740296 = 5630192237 \text{ Nmm}$$

> 46888500 Nmm ... Ok!

• Penulangan Arah Y

Penulangan arah y di pasang tulangan susut sebesar :

$$A_s \text{ tulangan susut} = 0,002 \times b \times h$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 122 =$$

$$244 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) disebutkan:

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$$

$$\leq 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur $\varnothing 8$ -200

$$A_{s_{pakai}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 \right) \left(\frac{1000}{200} \right)$$

$$= 251,32 \text{ mm}^2 > 244 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ Ok!}$$

6.3.3 Plat Bordes

Data Perencanaan :

o f_c' : 30 MPa

o f_y : 320 MPa

o M_u : 2342,74 kgm

o Dia. tul : D16 mm

$dx = 150 - 20 - (16/2) = 122 \text{ mm}$

$dy = 150 - 20 - 16 - (8/2) = 110 \text{ mm}$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad \text{SNI} \quad 03-2847-$$

2002 pasal 10.4(3)

$$\rho_b = \frac{0,85 \times 30 \times 0,85}{320} \left(\frac{600}{600 + 320} \right) = 0,0442$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b \quad \text{SNI} \quad 03-2847-2002 \text{ pasal} \quad 12.3(3)$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times 0,0442 = 0,0332$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{320} = 0,0044$$

• Penulangan Arah X

$$M_u = 2342,74 \text{ kgm} = 23427400 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{23427400}{0,8} = 29284250 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,55$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{29284250}{1000 \times 122^2} = 1,97$$

$$\rho = \frac{1}{12,55} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12,55 \times 1,97}{320}} \right) = 0,00641$$

$$\rho_{pakai} \rightarrow 0,00641$$

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

$$= 0,00641 \times 1000 \times 122 = 782,56 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) disebutkan:

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 150 = 450 \text{ mm}$$

$$\leq 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur D16-100

$$A_{s_{pakai}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \right) \left(\frac{1000}{100} \right)$$

$$= 2010,61 \text{ mm}^2 > 782,56 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ Ok!}$$

Kontrol Kekuatan :

$$\rho = \frac{A_{s_{pakai}}}{b \times d} = \frac{2010,61}{1000 \times 122} = 0,0164 > \rho_{min}$$

$$M_n = A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Wang-Salmon})$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \quad (\text{Wang-Salmon})$$

$$a = \frac{2010,61 \times 320}{0,85 \times 30 \times 1000} = 25,23$$

$$M_n = 2010,61 \times 320 \left(122 - \frac{25,23}{2} \right) = 7037740296 \text{ Nmm}$$

$$M_u = \phi M_n = 0,8 \times 7037740296 = 5630192237 \text{ Nmm}$$

> 23427400 Nmm ... Ok!

• Penulangan Arah Y

Penulangan arah y di pasang tulangan susut sebesar :

$$A_s \text{ tulangan susut} = 0,002 \times b \times h$$

$$= 0,002 \times 1000 \times 122$$

$$= 244 \text{ mm}^2$$

Menurut SNI 03-2847-2002 pasal 12.5(4) disebutkan:

$$\text{Jarak tulangan} \leq 3 \times \text{tebal pelat} = 3 \times 150 = 450 \text{ mm} \\ \leq 450 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan lentur Ø8-200

$$A_{S_{\text{pakai}}} = \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 \right) \left(\frac{1000}{200} \right) \\ = 251,32 \text{ mm}^2 > 244 \text{ mm}^2 \quad \dots \text{ Ok!}$$

BAB VII STRUKTUR PRIMER

7.1 Analisa Struktur Primer

Di dalam analisa struktur, struktur primer merupakan komponen utama dimana kekakuannya mempengaruhi perilaku dari gedung tersebut. Struktur primer ini berfungsi untuk menahan pembebanan yang berasal dari beban gravitasi dan beban lateral berupa beban gempa. Komponen struktur primer ini terdiri dari balok dan kolom.

7.2 Permodelan Struktur

Perencanaan gedung ini dimodelkan sebagai sistem rangka pemikul momen, yaitu suatu gedung dengan asumsi bahwa struktur memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur. Untuk sistem pemikul beban gempa menggunakan rangka pemikul momen khusus. Permodelan struktur ini mengambil peraturan yang disyaratkan dalam SNI 03-1726-2002.

7.3 Data Perencanaan

Perencanaan stadion MIMIKA didasarkan pada data-data sebagai berikut:

- o Mutu beton : 30 MPa
- o Mutu baja tulangan utama : 400 MPa
- o Mutu baja tulangan sengkang : 320 MPa
- o Jumlah lantai : 2 lantai
- o Tinggi tiap lantai : 4,1 m
- o Tinggi bangunan : 11,7 m
- o Luas bangunan : 551 m²
- o Dimensi kolom : 65 cm x 65 cm
- o Dimensi balok anak : 25 cm x 50 cm
- o Dimensi balok anak : 30 cm x 50 cm
- o Dimensi balok induk : 35 cm x 70 cm
- o Wilayah gempa : zona 5

7.4 Perhitungan Pembebanan Vertikal Pada Struktur

Pembebanan vertikal struktur pada sistem rangka pemikul momen hanya diterima oleh frame saja, untuk berat sendiri dari balok dan kolom, akan diperhitungkan lewat program analisa struktur SAP 2000. Pembebanan pada plat dihitung berdasarkan

pada Tata cara perhitungan pembebanan untuk bangunan rumah dan gedung (RSNI 03-1727-1989) dan Peraturan pembebanan Indonesia untuk gedung (PPIUG '83) adalah sebagai berikut :

7.4.1 Perhitungan Beban Plat Atap

Beban Mati

- Berat sendiri plat = 0,10 x 2400 = 240 kg/m²
 - Plafond eternity = 11 = 11 kg/m²
 - Penggantung langit-langit (kayu) = 7 kg/m²
 - Aspal pada atap (1 cm) = 14 kg/m²
 - Instalasi listrik, AC, dll = 40 kg/m²
- $$\text{qd} = 312 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

- Beban hidup lantai (kantor) q_l = 100 kg/m²

7.4.2 Perhitungan Beban Plat Lantai

Beban Mati

- Berat sendiri plat = 0,12 x 2400 = 288 kg/m²
 - Plafond eternity = 11 = 11 kg/m²
 - Penggantung langit-langit (kayu) = 7 kg/m²
 - Spesi (2 cm) = 2 x 21 = 42 kg/m²
 - Tegel (1cm) = 1 x 24 = 24 kg/m²
 - Instalasi listrik, AC, dll = 40 kg/m²
- $$\text{qd} = 437 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup

- Beban hidup lantai (kantor) q_l = 479 kg/m²

7.4.3 Pembebanan Balok oleh Dinding

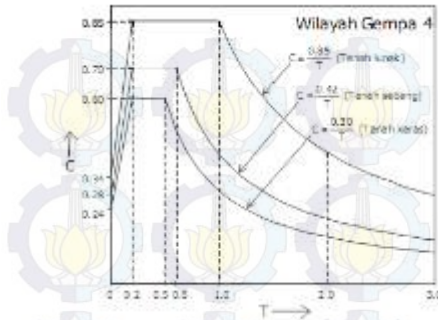
Berat pasangan batu bata setengah batu = 250 kg/m²
 Beban pada balok per meter lari = 250 x 4 = 1000 kg/m
 Berat total dinding → 1000 x 80% (kusen) = 800 kg/m

7.5 Perhitungan Gaya Lateral Pada Struktur

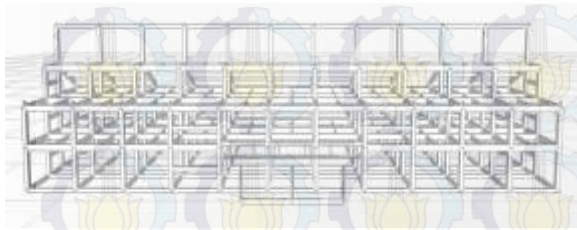
7.5.1 Spektrum Respons Gempa Rencana

Spektrum respons adalah grafik yang menunjukkan nilai-nilai besaran respons struktur dengan periode (waktu getar) tertentu. Karena pengaruh gempa diperhitungkan sebagai gaya yang membebani struktur, maka spektrum respons percepatanlah yang lebih diperlukan. Pada keadaan alamiahnya, gempa difahami sebagai gaya inersia yang mengusik benda dari keadaan diamnya semula. Karena menurut *Hukum Newton II* – gaya adalah massa dikalikan dengan percepatan, maka dengan diketahui percepatan responsnya, suatu struktur akan bisa ditentukan besarnya beban gempa yang bekerja padanya. Besar-kecilnya pembebanan gempa ditentukan dengan besar-kecilnya nilai percepatan responsnya, dan besar-kecilnya beban gempa di suatu daerah tertentu ditunjukkan melalui grafik spektrum responsnya.

Untuk perencanaan gaya gempa dipergunakan peraturan SNI 03-1726-2002. Perhitungan gaya gempa dasar ini dipergunakan untuk menganalisa gempa yang dihasilkan pada analisa dinamis, dimana letak bangunan terletak di zona 5. Proses perhitungannya dengan bantuan program SAP2000, yang perlu dimasukkan adalah grafik Respon Spektrum Gempa Rencana dari zone yang ada.



Gambar 7.5.1(a) Respon spektrum gempa rencana



Gambar 7.5.1(b) Tata letak struktur tampak tiga dimensi

7.5.2 Kombinasi Pembebanan

Adapun kombinasi pembebanan yang disyaratkan dalam SNI adalah sebagai berikut :

- $U = 1,4D$
- $U = 1,2D + 1,6L$
- $U = 1,2D + 1,0L \pm 1,0E$
- $U = 0,9D \pm 1,0E$
- $U = 1D + 1L$

7.5.3 Perhitungan beban gempa

Sebagai contoh perhitungan gempa metode respon dinamis, digunakan perhitungan beban gempa pada joint 1 lantai 2.

- Beban hidup = $1 \times 8,5 \times 6,75 \times 250 \times 0,3 \times 1$
= 4303.125 kg
- Beban mati :
 - Pelat 12 cm = $0,12 \times 8,5 \times 6,75 \times 2400 \times 1 \times 1$
= 16524 kg
 - Spesi 2 cm = $0,02 \times 8,5 \times 6,75 \times 2100 \times 1 \times 1$
= 2409,75 kg
 - Keramik 1 cm = $0,01 \times 8,5 \times 6,75 \times 2400 \times 1 \times 1$
= 1377 kg
 - Plafond = $1 \times 8,5 \times 6,75 \times 18 \times 1 \times 1$
= 1032,75 kg
 - Dinding arah x+y = $4,1 \times 6,75 \times 4,25 \times 250 \times 1$
= 26906,25 kg +
52552,875 kg
- Joint Mas
- $ses = \frac{52552,875}{9,8} = 5362,538 \text{ kgs}^2/\text{m}$

7.6 Perhitungan Gaya Geser Dasar

7.6.1 Faktor Reduksi Gempa (R)

Stadion MIMIKA direncanakan menggunakan Rangka Terbuka Beton Bertulang, sehingga

berdasarkan Tabel 3. SNI 03- 1726- 2002 didapatkan nilai faktor daktilitas (μ) = 5,2 nilai faktor reduksi gempa (R) = 8,5 dan nilai faktor tahanan struktur (f) = 2,8

7.6.2 Faktor Keutamaan (I)

Stadion MIMIKA berfungsi sebagai tempat olah raga (gedung umum) sehingga berdasarkan Tabel 1. SNI 03-1726-2002, didapatkan nilai (I)=1,0

7.6.3 Arah Pembebanan Gempa

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 Ps.5.8.2, untuk mensimulasikan arah pengaruh Gempa Rencana yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama harus dianggap efektif 100% dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

Pembatasan Waktu Getar Alami Fundamental (T_1)

Berdasarkan persamaan 25 SNI 03-1726-2002 Ps.5., waktu getar alami struktur gedung (T_1) dibatasi sebagai berikut :

$$T_1 < \xi n$$

Dimana : ξ = ditetapkan menurut tabel 8. SNI 03-1726-2002

n = jumlah tingkat

T_1 = waktu getar alami ragam pertama

T_1 Fundamental hasil output SAP = 0,41 detik

$$T_1 < 0,16 \times 3$$

$$T_1 < 0,48 \text{ detik}$$

$$T_1 = 0,41 \text{ detik} < 0,48 \text{ detik} \dots \dots (\text{ok})$$

7.6.6 Analisis Ragam Spektrum Respons

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 Ps. 7.2.1, jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam penjumlahan respons ragam menurut metoda ini harus sedemikian rupa sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Setelah dilakukan analisa struktur, jumlah kumulatif partisipasi massa pada ragam ke-20 mencapai 86,22% pada arah x, dan 85,48% pada arah y. Karena jumlah kumulatif partisipasi massa dalam menghasilkan respons total sudah mendekati angka minimum, maka analisa dibatasi hanya sampai ragam ke-20 saja.

7.6.7 Kontrol Simpangan Antar Tingkat (Interstory Drift)

Drift adalah selisih pergoyangan pada suatu tingkat dengan tingkat di bawahnya. Pemeriksaan simpangan antar tingkat (*interstory drift*) harus diperhitungkan dalam dua kondisi, yaitu kondisi batas layan dan kondisi batas ultimit.

Kinerja Batas Layan

Simpangan antar tingkat harus dihitung dari simpangan struktur gedung akibat pembebanan gempa rencana, untuk membatasi terjadinya

pelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan. Simpangan yang terjadi tidak boleh melampaui $\frac{0,03}{R}$ x tinggi tingkat atau 30 mm, bergantung yang mana yang nilainya kecil. (SNI 03-1726-2002 Ps. 8.1.)

Kinerja Batas Ultimit

kinerja batas ultimit ditentukan oleh simpangan dan simpangan antar tingkat maksimum akibat beban gempa rencana dalam kondisi struktur di ambang keruntuhan, yaitu untuk membatasi kemungkinan runtuhnya gedung yang dapat menyebabkan jatuhnya korban jiwa, serta untuk mencegah benturan berbahaya antar gedung bertetangga atau antar bagian gedung yang dipisahkan oleh sela pemisah (*dilatasi*). Simpangan struktur gedung akibat gempa nominal dikalikan dengan faktor pengali ξ .

Untuk gedung tidak beraturan :

$$\xi = \frac{0,7R}{FS} \quad (\text{SNI 03 1726} - 2002 \text{ Ps. 8.2.1})$$

8.2.1)

Faktor Skala \rightarrow dipakai $FS=1$ (Untuk mempertimbangkan

kondisi paling buruk)

$$R = 8,5 \text{ (Rangka Pemikul Momen Khusus)}$$

$$\Delta M = \xi \cdot \Delta S$$

Dan tidak boleh lebih dari 0,02 kali tinggi tingkat (SNI 03 1726 - 2002 Ps. 8.2.2)

$$\Delta M \leq 0,02 h$$

Kontrol terhadap simpangan selanjutnya ditabelkan:

BAB VIII PERENCANAAN PONDASI

8.1 Umum

Data Perencanaan

Perhitungan daya dukung tiang pancang direncanakan memakai tiang pancang produksi WIKA dengan spesifikasi bahan sebagai berikut :

- Tiang pancang beton pratekan (Prestressed Concrete Pile)
- Bentuk penampang bulat berongga (Round Hollow).
- Mutu beton tiang pancang 600 kg/cm^2
- Diameter Tipe 1 = 40 cm
- Diameter Tipe 2 & 3 = 30 cm
- Keliling tiang pancang (Ktp) Tipe 1 = 125,6 cm
- Keliling tiang pancang (Ktp) Tipe 2&3 = 94,2 cm
- Luas tiang pancang (Atp) Tipe 1 = 1256 cm^2

- Luas tiang pancang (Atp) Tipe 2&3 = $706,5 \text{ cm}^2$
- P Tipe 1 = 149,50 T
- P Tipe 2&3 = 149,50 T

8.3 Perhitungan Daya Dukung Ijin (P_{ijin}) Pondasi Tipe 1

Daya dukung ijin pondasi dalam dihitung berdasarkan nilai conus dari hasil sondir dengan menggunakan *Metode Meyerhoff* dan faktor keamanan, $SF_1 = 3$ dan $SF_2 = 5$. Dari data sondir dengan kedalaman 6 m Maka, conus rata - rata adalah diambil sebesar 8D dari titik terbawah keatas (3,2 meter keatas) :

Tabel 6.3(a) Nilai Conus dan JHP Pondasi Tipe 1

Kekuatan Tanah dan Kekuatan Bahan

$$\begin{aligned} \bar{P}_t &= \frac{A_{tp} \times C_n}{SF_1} + \frac{k_{ell_{tp}} \times JHP}{SF_2} \\ &= \frac{1256637 \times 50,94}{3} + \frac{125,66 \times 500}{5} \\ &= 84,17 \text{ ton} \end{aligned}$$

Sedangkan kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik **PT. Wijaya Karya Beton** untuk diameter 40 cm (tipe B K-600), diperoleh :

$$\bar{P}_b = 114,500 \text{ kg}$$

$$P_{\text{bahan}} > P_{\text{ijin tanah}} \dots \text{OK}$$

8.4 Perhitungan daya dukung ijin (P_{ijin}) Pondasi Tipe 2&3

Daya dukung ijin pondasi dalam dihitung berdasarkan nilai conus dari hasil sondir dengan menggunakan *Metode Meyerhoff* dan faktor keamanan, $SF_1 = 3$ dan $SF_2 = 5$. Dari data sondir dengan kedalaman 6 m Maka, conus rata - rata adalah diambil sebesar 8D dari titik terbawah keatas (3,2 meter keatas) :

Sedangkan kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik **PT. Wijaya Karya Beton** untuk diameter 35 cm (tipe B K-600), diperoleh :

$$\bar{P}_b = 93,1 \text{ kg}$$

$$P_{\text{bahan}} > P_{\text{ijin tanah}} \dots \text{OK}$$

8.5 Perhitungan Pondasi (Tipe 1)

8.5.1 Jumlah Tiang Pancang

Diketahui output SAP :

- Akibat beban sementara (1 DL + 1,0 LL + EQX)

$$P = 183388,18 \text{ kg}$$

- Akibat beban sementara (1 DL + 1,0 LL + EQY)

$$P = 183185 \text{ kg}$$

$$n = \frac{\sum P}{P_{ijin\ tanah}} = \frac{183,4}{84,17} = 2,26 \text{ buah}$$

Direncanakan dipasang tiang pancang sejumlah 4 buah

Syarat jarak antar tiang pancang (s) berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen PU :

$$2,5 D \leq s \leq 3 D$$

$$2,5 \times 40 \leq s \leq 3 \times 40$$

$$100 \text{ cm} \leq s \leq 120 \text{ cm}$$

Dipakai $s = 100 \text{ cm}$

Syarat jarak tepi poer ke tiang (s')

$$1,5 D \leq s' \leq 2 D$$

$$1,5 \times 40 \leq s' \leq 2 \times 40$$

$$60 \leq s' \leq 80$$

Dipakai $s' = 60 \text{ cm}$

8.5.2 Efisiensi Tiang Pancang Dalam Kelompok

$$\text{Efisiensi } (\eta) = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}$$

Dimana :

m = banyaknya kolom
n = banyaknya baris
D = Diameter tiang pancang
S = jarak antar As tiang pancang
 $\theta = \text{arc tg } D/s$
 $= \text{arc tg } 40/100 = 21,801$

$$(\eta) = 1 - 21,801 \times \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90 \times 2 \times 2} = 0,76$$

$$P_{ijin\ tanah} = \eta \times P_{ijin\ tanah}$$

$$= 0,76 \times 84170 \text{ kg}$$

$$= 63780,87 \text{ kg} < P_{ijin\ bahan}$$

$$= 63780,87 \text{ kg} < 114400 \text{ kg} \rightarrow \text{OK}$$

$$P_{ijin\ tanah\ total} = \text{jumlah tiang} \times P_{ijin\ tanah}$$

$$= 4 \times 63780,87 \text{ kg}$$

$$= 255723,48 \text{ kg}$$

8.5.3 P Akibat Pengaruh Gaya Aksial dan Momen

Akibat beban gempa arah x

(1DL+1,0LL+EQX)

$$P = 175660 \text{ kg}$$

$$M_x = -5000,9 \text{ kgm}$$

$$M_y = -18787 \text{ kgm}$$

Beban vertikal yang bekerja akibat pengaruh beban sementara adalah sebagai berikut :

1. Berat sendiri poer
[2,2 m x 2,2 m x 0,5 m x 2400 kg/m³]
= 5808 kg
2. Berat sendiri tiang
[183,84 x 6 meter]
= 1146,7 kg
3. Beban aksial kolom

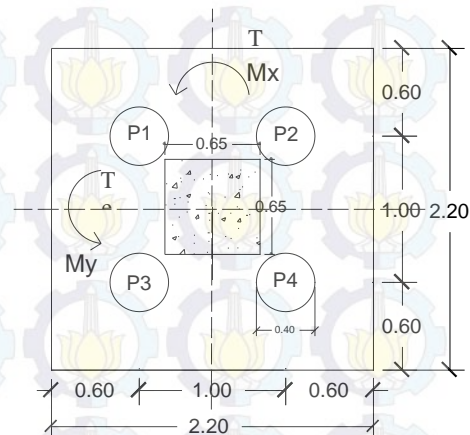
(Output SAP)

$$= 183388,1 \text{ kg}$$

$$\sum P = 190342 \text{ kg}$$

$$= 190342 \text{ kg}$$

Direncanakan pakai 4 buah tiang pancang



Gambar 6.5.3(a) Arah gaya pada poer tipe 1

Gaya yang dipikul masing - masing tiang pancang

$$P_i = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_y \cdot X}{\sum x^2} + \frac{M_x \cdot Y}{\sum y^2}$$

$$P_1 = \frac{190342}{4} + \frac{18787 \times 0,5}{1} - \frac{5000,9 \times 0,5}{1}$$

$$= 42860,09 \text{ kg}$$

$$P_2 = \frac{190342}{4} - \frac{18787 \times 0,5}{1} - \frac{5000,9 \times 0,5}{1}$$

$$= 36575,61 \text{ kg}$$

$$P_3 = \frac{190342}{4} + \frac{18787 \times 0,5}{1} + \frac{5000,9 \times 0,5}{1}$$

$$= 57956,08 \text{ kg}$$

$$P_4 = \frac{190342}{4} - \frac{18787 \times 0,5}{1} + \frac{5000,9 \times 0,5}{1}$$

$$= 51671,6 \text{ kg}$$

Beban maksimum yang diterima satu tiang pancang adalah $P_{max} = 57956,08 \text{ kg} < P_{ijin\ tanah}$ (63780,87 kg).....OK

Akibat Beban (1 DL + 1,0 LL + EQY)

$$P = 183185 \text{ kg}$$

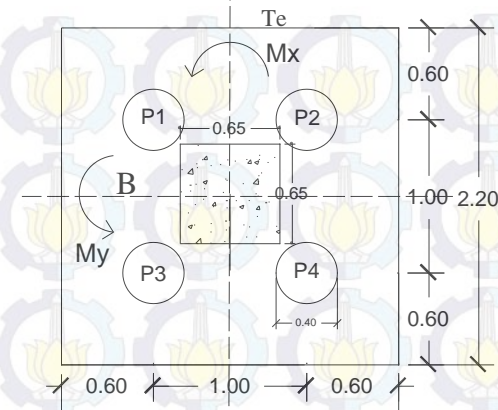
$$M_x = -18023,1 \text{ kgm}$$

$$M_y = -6553,3 \text{ kgm}$$

Beban vertikal yang bekerja akibat pengaruh beban sementara adalah sebagai berikut :

1. Berat sendiri poer
[2,2 m x 2,2 m x 0,5 m x 2400 kg/m³]
= 5808 kg
 2. Berat sendiri tiang
[183,84 x 6 meter]
= 1146,7 kg
 3. Beban aksial kolom (out put Sap)
= 183185 kg
- $$\sum P = 188995 \text{ kg}$$

Direncanakan pakai 4 buah tiang pancang



Gambar 6.5.3(b) Arah gaya pada poer tipe 1

Gaya yang dipikul masing - masing tiang pancang

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{My \cdot X}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot Y}{\sum y^2}$$

$$P_1 = \frac{188995}{4} + \frac{6553,3 \times 0,5}{1} - \frac{18023,1 \times 0,5}{1} = 50024,91 \text{ kg}$$

$$P_2 = \frac{188995}{4} - \frac{6553,3 \times 0,5}{1} - \frac{18023,1 \times 0,5}{1} = 40357,83 \text{ kg}$$

$$P_3 = \frac{188995}{4} + \frac{6553,3 \times 0,5}{1} + \frac{18023,1 \times 0,5}{1} = 53700,12 \text{ kg}$$

$$P_4 = \frac{188995}{4} + \frac{6553,3 \times 0,5}{1} + \frac{18023,1 \times 0,5}{1} = 44033,04 \text{ kg}$$

Beban maksimum yang diterima satu tiang pancang adalah $P_{max} = 53700,12 \text{ kg} < P_{ijin \text{ tanah}} (63780,87 \text{ kg}) \dots \text{OK}$

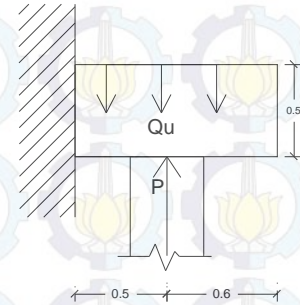
8.5.4 Perencanaan Lentur Pile Cap (Poer)

Pada perencanaan tulangan lentur, pile cap diasumsikan sebagai balok kantilever jepit dengan perletakan jepit pada kolom yang dibebani oleh reaksi tiang pancang dan berat sendiri pile cap.

Data Perencanaan

- Dimensi poer : 2,2m x 2,2m x 0,5 m
- Jumlah tiang pancang : 4 buah
- Dimensi kolom : 65 cm x 65 cm
- Mutu beton (f_c') : 30 Mpa
- Mutu baja (f_y) : 400 Mpa
- Diameter tulangan utama : 25 mm
- Selimut beton (p) : 75 mm
- H : 500 mm

- D lentur : 25 mm
- $dx = 500 - 75 - 25 - (1/2 \times 25) = 387,5 \text{ mm}$
- $dy = 500 - 75 - (1/2 \times 25) = 412,5 \text{ mm}$
- $\phi = 0,80$



Gambar 6.5.4(a) Mekanika gaya pada poer

Penulangan Lentur Arah X

Pembebanan yang terjadi pada poer adalah :

$$q_u = \text{Berat poer} = 2,2 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 2640 \text{ kg/m}$$

$$P_{max} = P_1 + P_3 = 50024,91 \text{ kg} + 53700,12 \text{ kg} = 103724,91 \text{ kg}$$

Momen yang terjadi pada poer adalah :

$$M_u = M_p - M_q = (P \times \text{jarak tiang ke as kolom}) - (1/2 q \times l^2) = (103724,91 \times 0,5 \text{ m}) - (0,5 \times 2640 \text{ kg} \times 1,1 \text{ m}) = 50410,45 \text{ Kg m} = 504104500 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{504104500}{0,8} = 630130687$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{630130687}{1100 \times 387,5^2} = 3,81$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 3,8}{400}} \right) = 0,0103$$

$$\rho_{balance} = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)} = \frac{0,85 \times 25 \times 1}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0319$$

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

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

$$= 0,75 \times 0,0319 = 0,024$$

ρ_{\min} , ρ_{perlu} , dan ρ_{\max} harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

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

$$0,0035 < 0,0103 < 0,024$$

Pakai ρ_{\min}

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

$$= 0,0103 \times 1100 \times 387,5$$

$$= 4425,76 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan perlu} = \frac{b}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= \frac{1100}{4425,76}$$

$$= \frac{1100}{490,87}$$

$$= 122 \text{ mm}$$

Tulangan Pasang D25-100 mm

Penulangan Lentur Arah Y

Pembebanan yang terjadi pada poer adalah :

$$q_u = \text{Berat poer} = 2,2 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 2640 \text{ kg/m}$$

$$P_{\max} = P_3 + P_4$$

$$= 57956,08 \text{ kg} + 51671,6 \text{ kg}$$

$$= 109627,68 \text{ kg}$$

Momen yang terjadi pada poer adalah :

$$M_u = M_p - M_q$$

$$= (P \times \text{jarak tiang ke as kolom}) - (1/2 q \times l^2)$$

$$= (109627,68 \text{ kg} \times 0,5 \text{ m}) - (0,5 \times 2640 \text{ kg} \times 1,1 \text{ m})$$

$$= 53361,84 \text{ Kg m}$$

$$= 533618400 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{533618400}{0,8} = 667023000$$

Nmm

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{667023000}{1100 \times 387,5^2} = 4,03$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

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

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 4,03}{400}} \right) =$$

0,011

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

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 1}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} =$$

0,0319

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

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

$$= 0,75 \times 0,0319 = 0,024$$

ρ_{\min} , ρ_{perlu} , dan ρ_{\max} harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

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

$$0,0035 < 0,011 < 0,024$$

Pakai ρ_{\min}

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

$$= 0,011 \times 1100 \times 387,5$$

$$= 4711,88 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan perlu} = \frac{b}{A_s \text{ perlu}}$$

$$= \frac{1100}{4711,88}$$

$$= \frac{1100}{490,87}$$

$$= 114,6 \text{ mm}$$

Tulangan Pasang D25-100 mm

8.5.5 Perhitungan Kontrol Geser Pons

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \frac{\sqrt{f_c'} b_o d}{6}$$

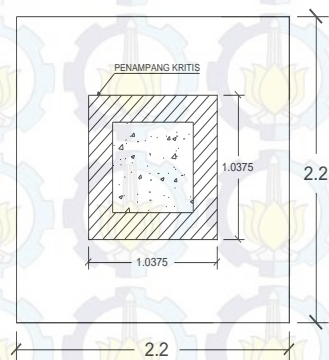
SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.2(1(a))

$$V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \frac{\sqrt{f_c'} b_o d}{6}$$

SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.2(1(b))

$$V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d$$

SNI 03-3847-2002 pasal 13.12.2(1(c))



Gambar 6.5.5(a) Penampang kritis pada poer tipe 1 dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{220}{220} = 1$$

bo = keliling dari penampang kritis pada poer
 $= 2 \times (2 (b_{kolom} + d) + 2 (h_{kolom} + d))$
 $= 2 \times ((2 \times (650 + 387,5) + 2 \times (650 + 387,5))) =$
 4150 mm

$\alpha_s = 40$, untuk kolom dalam

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1}\right) \frac{\sqrt{30} \times 4150 \times 387,5}{6} = 4404031,65$$

N

$$V_c = \left(\frac{40 \times 387,5}{4150} + 2\right) \frac{\sqrt{30} \times 4150 \times 387,5}{6} =$$

8718952,14 N

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 4150 \times 387,5 = 3106021,13$$

N

(menentukan)

$$\phi V_c = 0,60 \times 3106021,13 \text{ N}$$

$$= 1863612,7 \text{ N}$$

$$= 186,36 \text{ Ton} > 183,4 \text{ Ton} \quad (\text{Ok})$$

Ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser.

8.6 Perhitungan Pondasi Tipe 2

8.6.1 Jumlah Tiang Pancang

Diketahui output SAP :

- Akibat beban sementara (1 DL + 1,0 LL + EQX)

$$P = 139277 \text{ kg}$$

- Akibat beban sementara (1 DL + 1,0 LL + EQY)

$$P = 139034 \text{ kg}$$

$$n = \frac{\sum P}{P_{ijin \text{ tanah}}} = \frac{139277}{61,62} = 2,33 \text{ buah}$$

Direncanakan dipasang tiang pancang sejumlah 4 buah

Syarat jarak antar tiang pancang (s)

berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen

PU :

$$2,5 D \leq s \leq 3 D$$

$$2,5 \times 30 \leq s \leq 3 \times 30$$

$$75 \text{ cm} \leq s \leq 90 \text{ cm}$$

Dipakai $s = 80 \text{ cm}$

Syarat jarak tepi poer ke tiang (s')

$$1,5 D \leq s' \leq 2 D$$

$$1,5 \times 30 \leq s' \leq 2 \times 30$$

$$45 \leq s' \leq 60$$

Dipakai $s' = 50 \text{ cm}$

8.6.2 Efisiensi Tiang Pancang Dalam Kelompok

$$\text{Efisiensi } (\eta) = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}$$

Dimana :

m = banyaknya kolom

n = banyaknya baris

D = Diameter tiang pancang

S = jarak antar As tiang pancang

$\theta = \text{arc tg } D/S$

$$= \text{arc tg } 30/80 = 20,56$$

$$(\eta) = 1 - 20,56 \times \frac{(2-1)^2 + (2-1)^2}{90 \times 2 \times 2} = 0,77$$

$$P_{ijin \text{ tanah}} = \eta \times P_{ijin \text{ tanah}}$$

$$= 0,77 \times 62610 \text{ kg}$$

$$= 47548,7 \text{ kg} < P_{ijin \text{ bahan}}$$

$$= 47548,7 \text{ kg} < 72600 \text{ kg} \rightarrow \text{OK}$$

$$P_{ijin \text{ tanah total}} = \text{jumlah tiang} \times P_{ijin \text{ tanah}}$$

$$= 4 \times 47548,7 \text{ kg}$$

$$= 187854,8 \text{ kg}$$

8.6.3 P Akibat Pengaruh Gaya Aksial dan Momen

Akibat beban sementara (1DL+1,0LL+EQX)

$$P = 139277 \text{ kg}$$

$$M_x = -5250,1 \text{ kgm}$$

$$M_y = -12355 \text{ kgm}$$

Beban vertikal yang bekerja akibat pengaruh beban sementara adalah sebagai berikut :

1. Berat sendiri poer

$$[1,8 \text{ m} \times 1,8 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3]$$

$$= 3888 \text{ kg}$$

2. Berat sendiri tiang

$$[113 \times 6 \text{ meter}]$$

$$= 678 \text{ kg}$$

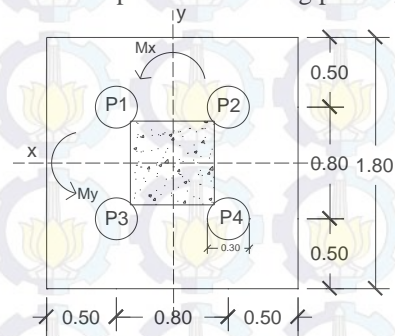
3. Beban aksial kolom

(Output Sap)

$$= \frac{139277 \text{ kg}}{4}$$

$$\sum P = 143843 \text{ kg}$$

Direncanakan pakai 4 buah tiang pancang



Gambar 6.6.3(a) Arah gaya pada poer tipe 2

Tabel 6.6.3(a) Perhitungan jarak X dan Y pondasi tipe 2

Gaya yang dipikul masing - masing tiang pancang

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{My \cdot X}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot Y}{\sum y^2}$$

$$P_1 = \frac{143843}{4} + \frac{12355 \times 0,4}{0,64} - \frac{5250,1 \times 0,4}{0,64}$$

$$= 31520,36 \text{ kg}$$

$$P_2 = \frac{143843}{4} - \frac{12355 \times 0,4}{0,64} - \frac{5250,1 \times 0,4}{0,64}$$

$$= 24957,79 \text{ kg}$$

$$P_3 = \frac{143843}{4} + \frac{12355 \times 0,4}{0,64} + \frac{5250,1 \times 0,4}{0,64}$$

$$= 46963,7 \text{ kg}$$

$$P_4 = \frac{143843}{4} - \frac{12355 \times 0,4}{0,64} + \frac{5250,1 \times 0,4}{0,64}$$

$$= 24957,79 \text{ kg}$$

Beban maksimum yang diterima satu tiang pancang adalah $P_{max} = 46963,7 \text{ kg} < P_{ijin \text{ tanah}} (47548,7 \text{ kg}) \dots \text{OK}$

Akibat beban sementara (1 DL + 1,0 LL + EOY)

$$P = 139034 \text{ kg}$$

$$M_x = -13308,9 \text{ kgm}$$

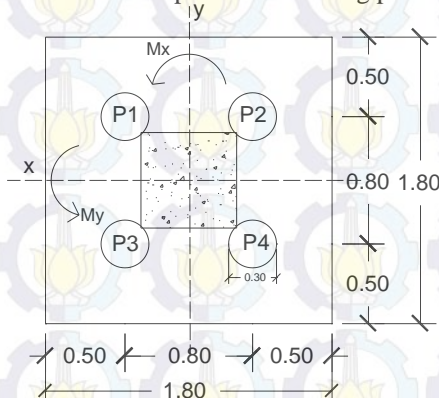
$$M_y = -3884,9 \text{ kgm}$$

Beban vertikal yang bekerja akibat pengaruh beban sementara adalah sebagai berikut :

- Berat sendiri poer
[1,8 m x 1,8 m x 0,5 m x 2400 kg/m³]
= 3888 kg
- Berat sendiri tiang
[183,84 x 6 meter]
= 1146,7 kg
- Beban aksial kolom
(Output SAP)
= 139034 kg

$$\sum P = 143600 \text{ kg}$$

Direncanakan pakai 4 buah tiang pancang



Gambar 6.6.3(b) Arah gaya pada poer tipe 2

Gaya yang dipikul masing - masing tiang pancang

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{My \cdot X}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot Y}{\sum y^2}$$

$$P_1 = \frac{143600}{4} + \frac{3884,9 \times 0,4}{0,64} - \frac{13308,9 \times 0,4}{0,64}$$

$$= 41789,96 \text{ kg}$$

$$P_2 = \frac{143600}{4} - \frac{3884,9 \times 0,4}{0,64} - \frac{13308,9 \times 0,4}{0,64}$$

$$= 25153,79 \text{ kg}$$

$$P_3 = \frac{143600}{4} + \frac{3884,9 \times 0,4}{0,64} + \frac{13308,9 \times 0,4}{0,64}$$

$$= 46646,11 \text{ kg}$$

$$P_4 = \frac{143600}{4} - \frac{3884,9 \times 0,4}{0,64} + \frac{13308,9 \times 0,4}{0,64}$$

$$= 30009,94 \text{ kg}$$

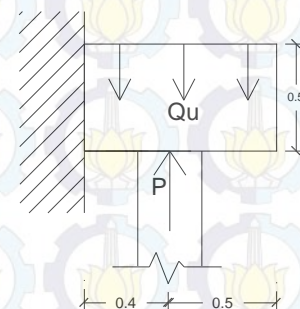
Beban maksimum yang diterima satu tiang pancang adalah $P_{max} = 46646,11 \text{ kg} < P_{ijin \text{ tanah}} (47548,7 \text{ kg}) \dots \text{OK}$

8.6.4 Perencanaan Lentur Pile Cap (Poer)

Pada perencanaan tulangan lentur, pile cap diasumsikan sebagai balok kantilever jepit dengan perletakan jepit pada kolom yang dibebani oleh reaksi tiang pancang dan berat sendiri pile cap.

Data Perencanaan

- Dimensi poer : 1,8m x 1,8m x 0,5 m
- Jumlah tiang pancang : 4 buah
- Dimensi kolom : 60 cm x 60 cm
- Mutu beton (fc') : 30 Mpa
- Mutu baja (fy) : 400 Mpa
- Diameter tulangan utama : 25 mm
- Selimut beton (p) : 75 mm
- H : 500 mm
- D lentur : 25 mm
- dx = 500 - 75 - 25 - (1/2 x 25) = 387,5 mm
- dy = 500 - 75 - (1/2 x 25) = 412,5 mm
- φ = 0,80



Gambar 6.6.4(a) Mekanika gaya pada poer

Penulangan Lentur Arah X

Pembebanan yang terjadi pada poer adalah :

$$q_u = \text{Berat poer} = 1,8 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 2160 \text{ kg/m}$$

$$P_{\max} = P1 + P3 = 41789,96 \text{ kg} + 46646,11 \text{ kg} = 88436,07 \text{ kg}$$

Momen yang terjadi pada poer adalah :

$$M_u = M_p - M_q = (P \times \text{jarak tiang ke as kolom}) - (\frac{1}{2}q \times l^2) = (88436,07 \text{ kg} \times 0,4 \text{ m}) - (0,5 \times 2160 \text{ kg} \times 0,9 \text{ m}) = 34402,43 \text{ Kg m}$$

$$= 344024300 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{344024300}{0,8} = 430030350 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{430030350}{900 \times 387,5^2} = 3,18$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 3,18}{400}} \right) = 0,0085$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)} = \frac{0,85 \times 25 \times 1}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0319$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0319 = 0,024$$

ρ_{\min} , ρ_{perlu} , dan ρ_{\max} harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0085 < 0,024 \dots \text{ok}$$

$$A_s = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d = 0,0085 \times 900 \times 387,5 = 2973,18 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan perlu} = \frac{b}{A_s \text{ perlu}} \times \text{luasannya 1 tulangan} = \frac{900}{29732} \times 490,87 = 148,6 \text{ mm}$$

Tulangan Pasang D25-150 mm

Penulangan Lentur Arah Y

Pembebanan yang terjadi pada poer adalah :

$$q_u = \text{Berat poer} = 1,8 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 2160 \text{ kg/m}$$

$$P_{\max} = P3 + P4 = 46646,11 \text{ kg} + 30009,94 \text{ kg} = 76656,05 \text{ kg}$$

Momen yang terjadi pada poer adalah :

$$M_u = M_p - M_q = (P \times \text{jarak tiang ke as kolom}) - (\frac{1}{2}q \times l^2) = (76656,05 \text{ kg} \times 0,4 \text{ m}) - (0,5 \times 2160 \text{ kg} \times 0,9 \text{ m}) = 29690,42 \text{ Kg m}$$

$$= 296904200 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{296904200}{0,8} = 371130250 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{371130250}{900 \times 387,5^2} = 2,75$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 2,75}{400}} \right) = 0,0073$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{(600 + f_y)} = \frac{0,85 \times 25 \times 1}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,0319$$

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

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0319 = 0,024$$

ρ_{\min} , ρ_{perlu} , dan ρ_{\max} harus memenuhi persyaratan sebagai berikut :

$$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max} \\ 0,0035 < 0,0073 < 0,024 \dots \text{ok}$$

$$A_s = \rho_{\text{pakai}} \times b \times d = 0,0073 \times 900 \times 387,5 = 2539,41 \text{ mm}^2$$

$$\text{Tulangan perlu} = \frac{b}{A_s \text{ perlu}} \times \text{luasannya 1 tulangan} = \frac{900}{253941} \times 490,87 = 173,97 \text{ mm}$$

Tulangan Pasang D25-150 mm

8.6.5 Perhitungan Kontrol Geser Pons

Dalam merencanakan tebal poer, harus memenuhi persyaratan bahwa kekuatan gaya geser nominal harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Kuat geser yang disumbangkan beton diambil terkecil dari :

$$\circ V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \frac{\sqrt{f_c'} b_o d}{6}$$

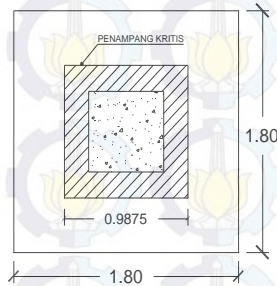
SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.2(1(a))

$$\circ V_c = \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \frac{\sqrt{f_c'} b_o d}{6}$$

SNI 03-2847-2002 pasal 13.12.2(1(b))

$$\circ V_c = \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_o d$$

SNI 03-3847-2002 pasal 13.12.2(1(c))



Gambar 8.6.5(a) Penampang Kritis pada Pondasi Tipe 2

dimana :

β_c = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek pada kolom

$$= \frac{180}{180} = 1$$

b_o = keliling dari penampang kritis pada poer

$$= (2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)) = (2 \times (600 + 387,5) + 2 \times (600 + 387,5)) = 3950 \text{ mm}$$

$\alpha_s = 40$, untuk kolom dalam

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{1}\right) \frac{\sqrt{30} \times 3950 \times 387,5}{6} = 25150735,2 \text{ N}$$

$$V_c = \left(\frac{40 \times 387,5}{3950} + 2\right) \frac{\sqrt{30} \times 3950 \times 387,5}{6} = 8277457,15 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 3950 \times 387,5 = 2794526,136 \text{ N}$$

(menentukan)

$$\phi V_c = 0,60 \times 25150735,2 \text{ N} = 15090441,3 \text{ N} = 150,9 \text{ Ton} > 139,27 \text{ Ton} \quad (\text{Ok})$$

Ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser.

8.7 Perhitungan Pondasi Tipe 3

8.7.1 Jumlah Tiang Pancang

Diketahui output SAP :

• Akibat beban sementara (1 DL + 1,0 LL + EQX)

$$P = 57571 \text{ kg}$$

• Akibat beban sementara (1 DL + 1,0 LL + EQY)

$$P = 58410,2 \text{ kg}$$

$$n = \frac{\sum P}{P_{ijin \text{ tanah}}} = \frac{58,41 \text{ Ton}}{61,62 \text{ Ton}} = 9,5 \text{ buah}$$

Direncanakan dipasang tiang pancang sejumlah 2 buah

Syarat jarak antar tiang pancang (s) berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen PU :

$$2,5 D \leq s \leq 3 D$$

$$2,5 \times 30 \leq s \leq 3 \times 30$$

$$75 \text{ cm} \leq s \leq 90 \text{ cm}$$

Dipakai $s = 80 \text{ cm}$

Syarat jarak tepi poer ke tiang (s')

$$1,5 D \leq s' \leq 2 D$$

$$1,5 \times 30 \leq s' \leq 2 \times 30$$

$$45 \leq s' \leq 60$$

Dipakai $s' = 50 \text{ cm}$

8.7.2 Efisiensi Kelompok Tiang Pancang

$$\text{Efisiensi } (\eta) = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n}$$

Dimana :

m = banyaknya kolom

n = banyaknya baris

D = Diameter tiang pancang

S = jarak antar As tiang pancang

$\theta = \text{arc tg } D/s$

$$= \text{arc tg } 30/80 = 20,56$$

$$(\eta) = 1 - 20,56 \times \frac{(1-1)2 + (2-1)1}{90 \times 1 \times 1} = 0,89$$

$$P_{ijin \text{ tanah}} = \eta \times P_{ijin \text{ tanah}}$$

$$= 0,89 \times 62610 \text{ kg}$$

$$= 54586,12 \text{ kg} < P_{ijin \text{ bahan}}$$

$$= 54586,12 \text{ kg} < 72600 \text{ kg} \rightarrow \text{OK}$$

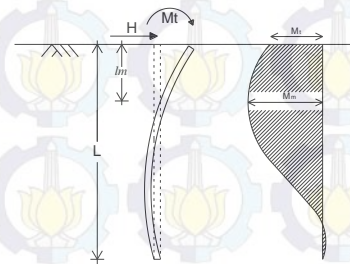
$$P_{ijin \text{ tanah total}} = \text{jumlah tiang} \times P_{ijin \text{ tanah}}$$

$$= 2 \times 47548,7 \text{ kg}$$

$$= 95097,4 \text{ kg}$$

8.7.3 Perhitungan Momen Pada Tiang Pancang

→ Ir. Suyono Sosrodarsono dalam bukunya *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi* :



Gambar 8.7.3(a) Diagram momen lentur tiang pancang tenggelam di dalam tanah

• Momen Lentur Pada Kepala Tiang :

$$M_o = \frac{H}{2\beta}$$

Sedangkan β :

$$\beta = \sqrt[4]{k \cdot \frac{D}{4} \cdot E.I}$$

Dimana:

Mo = Momen lentur pada kepala tiang (kg m)

H = Gaya pada sumbu ortogonal pada kepala tiang (kg)

k = Koefisien reaksi tanah bagian bawah

E = Modulus elastisitas tiang (kg/cm²)

I = Momen inersia tiang (cm⁴)

Diketahui:

H (Output SAP Comb. 4) = 4539,62 kg

k = 0,5

D = 30 cm

E = 200000 kg/cm²

I = 1/12 x 30cm x 30³ cm

= 67500 cm⁴

Momen Ijin Tiang Pancang = 2,5 Ton.m

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{0,5 \cdot 30}{4 \cdot 200000 \cdot 67500}}$$

$$= 4,08 \times 10^{-3}$$

$$Mo = \frac{H}{2\beta}$$

$$= \frac{4539,62}{2 \times 0,00408}$$

$$= 556325,98 \text{ kg cm}$$

$$= 0,556 \text{ Ton. M} < 2,5 \text{ Ton.m} \dots\dots\dots(ok)$$

Momen lentur Mm pada titik sejauh *lm* di bawah permukaan tanah:

$$Mm = 0,2079 \times Mo$$

$$= 0,2079 \times 0,556 \text{ ton m}$$

$$= 0,1156 \text{ ton m} < 2,5 \text{ Ton.m} \dots\dots\dots(ok)$$

8.8 Perhitungan Sloof

8.8.1 Data Perencanaan

Diambil contoh perhitungan pada sloof As 1 (2-3)

Gaya aksial kolom = 257,65 Ton

(SAP Comb. 1DL+1LL+1EQ)

$$Pu = 10\% \times 257,65 = 25,765 \text{ Ton} \rightarrow 257650 \text{ N}$$

Dimensi sloof = 300 x 600 mm²

Mutu beton (fc) = 30 MPa

Mutu baja (fy) = 320 MPa

Tulangan utama = D16

Tulangan sengkang = Ø12

Selimit beton = 40 mm

$$d = 600 - 40 - 12 - (1/2 \times 16) = 540 \text{ mm}$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$fr_{ijin} = 0,70 \cdot \sqrt{fc'} = 0,70 \times \sqrt{30} = 3,834 \text{ Mpa}$$

Tegangan tarik yang terjadi :

$$fr = \frac{Pu}{\phi b h} = \frac{257650}{0,80 \times 300 \times 600} = 1,789 \text{ Mpa} <$$

fr_{ijin} (Ok)

8.8.2 Penulangan Lentur Sloof

• Penulangan Tumpuan

Contoh perhitungan diambil pada As 1 B-C :

$$Mu(-) = 37919965 \text{ Nmm (Output SAP2000)}$$

$$Mn(-) = \frac{Mu}{0,8} = \frac{37919965}{0,8} = 47399956 \text{ Nmm}$$

$$FM = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{47399956}{300 \times 540^2} = 0,5418$$

$$\delta = 0,6 \quad (\text{ditentukan})$$

Dari tabel KDB dengan FM = 0,5418; $\delta = 0,5$, maka didapat

$$\rho = 0,00135 < \rho_{min}$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$, dipakai ρ_{min}

$$As = \rho \times b \times d = 0,00438 \times 300 \times 540 = 219,32 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 4 D16 (*As pasang* = 804,24 mm²)

$$As' = \delta \times As = 0,5 \times 219,32 \text{ mm}^2 = 109,66 \text{ mm}^2 < As \text{ min}$$

Dipasang As min = 219,32 mm²

Dipasang tulangan 4 D16 (*As pasang* = 804,24 mm²)

• Penulangan Lapangan.

$$Mu = 47157208 \text{ Nmm (Output SAP2000)}$$

$$Mn = \frac{Mu}{0,8} = \frac{47157208}{0,8} = 58946510 \text{ Nmm}$$

$$FM = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{58946510}{300 \times 540^2} = 0,6738$$

$$\delta = 0,6 \quad (\text{ditentukan})$$

Dari tabel KDB dengan FM = 0,6738 ; $\delta = 0,5$, maka didapat

$$\rho = 0,00135 < \rho_{min}$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$, maka dipakai ρ_{min}

$$As = \rho \times b \times d = 0,00438 \times 300 \times 540 = 709,56 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 4 D16 (*As pasang* = 804,24 mm²)

$$As' = \delta \times As = 0,5 \times 709,56 \text{ mm}^2 = 354,78 \text{ mm}^2 < As \text{ min}$$

Dipakai As min = 709,56 mm²

Dipasang tulangan 4 D16 (*As pasang* = 804,24 mm²)

8.8.3 Penulangan Geser Sloof

Syarat spasi maksimum tulangan geser balok menurut SNI-2847-2002 pasal 23.3.3(2) :

$$s < d/4 = 540/4 = 135 \text{ mm}$$

$$s < 8\phi \text{ tulangan memanjang} = 8 \times 16 = 128 \text{ mm (menentukan)}$$

$$s < 24\phi \text{ tulangan sengkang} = 24 \times 12 = 288 \text{ mm} < 300 \text{ mm}$$

Sengkang pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan.

Pada daerah lapangan syarat maksimum tulangan geser balok menurut SNI-2847-2002 pasal 23.3.3(4) :

$$s < d/2 = 540/2 = 270 \text{ mm (menentukan)}$$

Perhitungan Gaya Geser Tumpuan

$$Mpr(-) = FM \times b \times d^2 = 1,98 \times 300 \times 540$$

$$= 173301589 \text{ Nmm}$$

$$Mpr(+) = FM \times b \times d^2 = 1,95 \times 300 \times 500$$

$$= 170601136,8 \text{ Nmm}$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L} + W_u \cdot L$$

$$= \frac{173301589 + 170601136,8}{5000} + 49498,48$$

$$= 77409,54 \text{ N}$$

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

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 300 \times 540$$

$$= 64631,26 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{77409,54}{0,75} - 64631,26 =$$

$$54739,3 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI-2847-2002 pasal 11.3.2(3))}$$

Diameter sengkang = 12 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 3 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 339,29 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s}$$

$$= \frac{339,29 \times 400 \times 642}{54739,3} = 702,14 \text{ mm} >$$

$$S_{\text{maks}} = 128 \text{ mm}$$

Jadi dipasang 2Ø12-100 mm

Perhitungan Gaya Geser Lapangan

$$V_u = 55997,5 \text{ N}$$

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

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 300 \times 540$$

$$= 64631,26 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{55997,5}{0,75} - 64631,26 = 0032,073 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (SNI-2847-2002 pasal 11.3.2(3))}$$

Diameter sengkang = 12 mm, direncanakan 2 kaki

$$A_v = 2 \times \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12^2 = 226,08 \text{ mm}^2 ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d_{\text{aktual}}}{V_s}$$

$$= \frac{226,08 \times 300 \times 540}{10032,073} = 1085,73 \text{ mm} >$$

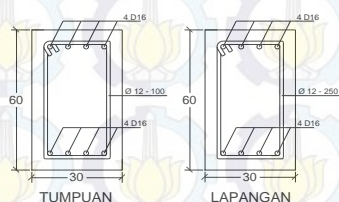
$$S_{\text{maks}} = 128 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan geser minimum :

$d/2$ atau 300 mm

$$d/2 = 540/2 = 270 \text{ mm} \rightarrow s = 250 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang Ø10 – 250 mm



Gambar 8.8.3(a) Penampang sloof daerah tumpuan dan lapangan

BAB VIII KESIMPULAN

8.1 Kesimpulan

Pada akhir bab ini dapat diambil beberapa kesimpulan yang mengacu pada hasil-hasil Tugas Akhir ini, yaitu :

1. Perancangan gedung ini dibagi menjadi tiga bagian pokok yaitu : Struktur Sekunder (Plat, Tangga, Atap). Struktur Primer (Balok, Kolom) dan Pondasi (Poer, Sloof). Dimana masing-masing perhitungan menggunakan beban dan analisa yang berbeda sesuai dengan ketentuan-ketentuan yang telah ditetapkan (SRPMM).
2. Beban yang bekerja pada Struktur Sekunder adalah beban mati dan beban hidup (RSNI 03-1727-1989 ; PPIUG'83). Analisa pada Struktur Sekunder menggunakan program bantu SAP2000 (Tangga) dan PBB1 '71 Tabel 13.3.1 (Plat lantai dan Plat atap) serta PPBBI '84 (Struktur Atap).
3. Beban yang bekerja pada Struktur Primer dan Pondasi adalah beban mati dan beban hidup serta beban lateral/gempa (PPIUG'83 ; SNI 03-1726-2002). Analisa pada Struktur Primer menggunakan program bantu SAP2000. Untuk beban lateral/gempa menggunakan metode *Respon Spectrum*.
4. Hasil perancangan :
 - o Struktur Sekunder :
 - Plat lantai 2-3 → t=12 cm ; tul = Ø12-100 mm
 - Plat atap → t=10 cm ; tul = Ø12-100 mm
 - Tangga → t=15 cm ; tul = D16-200 mm
 - o Struktur Primer :
 - Balok (bentang 8 m) → 50x75 cm (11D22 ; 6D22)
 - Kolom (h = 4,1 m) → 60x60 cm ; tul = v20D25
 - o Pondasi :
 - Poer → Tipe 1 (2,2x2,2x0,5 m ; 4 tiang pancang)
 - Tipe 2 (1,8x1,8x0,5 m ; 4 tiang pancang)
 - Tipe 3 (1,8x1,2x0,4 m ; 2 tiang pancang)
 - Sloof Tipe 1 → 30x60 cm (tul = 4D16 ; 4D16)
 - Tipe 2 → 30x40 cm (tul = 4D13 ; 4D13)
 - Tipe 3 → 20x40 cm (tul = 3D13 ; 3D13)
5. Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah dirancang dengan menggunakan konsep *Strong Column Weak Beam* yang merancang kolom sedemikian rupa agar bangunan dapat berespon terhadap beban gempa dengan mengembangkan mekanisme sendi plastis pada balok-baloknya dan dasar kolom.
6. Dengan perencanaan ini, kemampuan gedung diharapkan mampu terhindar dari kegagalan struktur akibat gempa yang terjadi. Sehingga keselamatan jiwa para penghuninya pun dapat diamankan.

