
BAB II STUDI PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Dalam menganalisa atau mendisain suatu struktur perlu ditetapkan kriteria yang dapat digunakan sebagai ukuran untuk menentukan apakah suatu struktur tersebut dapat diterima sesuai fungsi yang diinginkan atau untuk maksud disain tertentu (Daniel L. Schodek, 1992). Kriteria-kriteria tersebut akan dibahas sebagai berikut.

2.1.1 Kekuatan dan Kekokohan

Struktur harus memiliki cukup kekuatan struktural untuk dapat mendukung beban rencana yang bekerja padanya. Struktur dan segenap komponennya harus direncanakan sedemikian sehingga penampangnya mempunyai kuat rencana minimum sama dengan kuat perlu yang dihitung berdasarkan kombinasi beban dan gaya yang sesuai. Perlu diperhatikan juga lendutan yang terjadi tidak boleh melebihi lendutan maksimum.

2.1.2 *Serviceability* (kemampuan layan)

Komponen struktur harus memenuhi kemampuan layanan pada tingkat beban kerja. Kemampuan layanan ditentukan oleh lendutan, retak, korosi tulangan, dan rusaknya permukaan balok atau plat beton bertulang.

2.1.3 Efisiensi

Kriteria ini mencakup tujuan desain struktur yang ekonomis. Ukuran dalam kriteria ini adalah banyaknya material yang digunakan untuk memikul beban dalam ruang pada kondisi dan kendala yang ditentukan.

2.1.4 Konstruksi

Tinjauan ini juga mempengaruhi pemilihan struktur. Kriteria ini sangat luas cakupannya, termasuk di dalamnya peralatan, waktu, dan *manpower* yang diperlukan.

2.1.5 Harga

Harga merupakan kriteria yang sangat penting dalam pemilihan struktur. Konsep harga tidak terlepas dari efisiensi bahan dan kemudahan pelaksanaan. Struktur harus didesain secara ekonomis dan efisien serta mudah dalam pelaksanaan.

2.2 Dasar – dasar Perencanaan

2.2.1 Sistem Struktur

Sistem struktur dari bangunan Gedung Diperindag ini berbentuk rangka kaku (*frame*) untuk mendukung gaya lateral yang bekerja. Sehingga akan menghasilkan sistem penahan yang memungkinkan struktur menerima gaya lateral yang besar dan memperkecil deformasi yang terjadi.

Struktur gedung ini terdiri dari 5 lantai, kolom merupakan elemen menerus sedangkan balok menumpu pada kolom dengan hubungan sendi.

2.2.2 Analisis Struktur

Bangunan gedung Diperindag termasuk bangunan bertingkat rendah (*low rise building*), dan kota Semarang terletak pada wilayah kegempaan sedang (terletak di Wilayah Gempa 4 pada peta kegempaan Indonesia), maka sistem struktur akan direncanakan menggunakan portal beton bertulang yang bersifat daktail terbatas.

Pengaruh beban gempa pada bangunan gedung dapat dianalisis dengan menggunakan metode analisis statik atau analisis dinamik. Untuk bangunan gedung dengan bentuk yang beraturan, pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dapat dianggap sebagai beban-beban gempa nominal statik ekuivalen yang bekerja pada pusat massa lantai-lantai tingkat. Pengaruh beban-beban gempa nominal statik ekuivalen pada bangunan gedung dapat dianalisis dengan Metoda Analisis Statik Ekuivalen.

Struktur bangunan gedung dengan bentuk yang beraturan pada umumnya simetris dalam denah, dengan sistem struktur yang terbentuk oleh subsistem-subsistem penahan beban lateral yang arahnya saling tegak lurus dan sejajar

dengan sumbu-sumbu utama ortogonal denah tersebut. Apabila untuk analisis 3D sumbu-sumbu koordinat diambil sejajar dengan arah sumbu-sumbu utama denah struktur, kemudian dilakukan analisis getaran bebas, maka pada struktur bangunan gedung beraturan gerak ragam pertamanya akan dominan dalam translasi pada arah salah satu sumbu utamanya, sedangkan gerakan ragam keduanya akan dominan dalam translasi pada arah sumbu utama lainnya. Dengan demikian, struktur 3D dari bangunan gedung dengan bentuk yang beraturan akan berperilaku sebagai struktur 2D pada masing-masing arah sumbu utamanya.

Berdasarkan SNI Gempa 2002, struktur bangunan gedung beraturan harus memenuhi beberapa persyaratan sbb. :

- Tinggi struktur gedung diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 m.
- Denah struktur gedung adalah persegi panjang tanpa tonjolan dan walaupun mempunyai tonjolan, panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25% dari ukuran terbesar denah struktur gedung pada arah tonjolan tersebut
- Denah struktur gedung tidak menunjukkan coakan sudut dan walaupun mempunyai coakan sudut, panjang sisi coakan tidak lebih dari 15% dari ukuran terbesar denah struktur gedung pada arah sisi coakan tersebut
- Sistem struktur gedung tidak menunjukkan loncatan bidang muka dan walaupun mempunyai loncatan bidang muka, ukuran dari denah struktur bagian gedung yang menjulang pada masing-masing arah, tidak kurang dari 75% dari ukuran terbesar denah struktur bagian gedung sebelah bawahnya. Dalam hal ini, struktur rumah atap yang tingginya tidak lebih dari 2 tingkat tidak perlu dianggap menyebabkan adanya loncatan bidang muka.
- Sistem struktur gedung memiliki kekakuan lateral yang beraturan, tanpa adanya tingkat lunak. Yang dimaksud dengan tingkat lunak suatu tingkat, dimana kekuatannya adalah kurang dari 70% kekuatan lateral tingkat di atasnya atau kurang dari 80% kekuatan lateral rata-rata 3 tingkat di atasnya. Dalam hal ini, yang dimaksud dengan kekakuan lateral suatu tingkat adalah gaya geser yang bila bekerja di tingkat itu menyebabkan satu satuan simpangan antar tingkat.

- Sistem struktur gedung memiliki berat lantai tingkat yang beraturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150% dari berat lantai tingkat di atasnya atau dibawahnya.
- Sistem struktur gedung memiliki unsur-unsur vertikal dari sistem penahan beban lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari setengah ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.
- Sistem struktur gedung memiliki lantai tingkat yang menerus, tanpa lubang atau bukaan yang luasnya lebih dari 50% luas seluruh lantai tingkat. Kalaupun ada lantai tingkat dengan lubang atau bukaan seperti itu, jumlahnya tidak boleh melebihi 20% dari jumlah lantai tingkat seluruhnya.

Dengan mengacu pada ketentuan-ketentuan di atas dan berdasarkan denah serta konfigurasi bangunan yang ada, gedung perkantoran yang akan dianalisis merupakan struktur bangunan gedung dengan bentuk yang beraturan. Dengan demikian, pengaruh gempa pada bangunan ini dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen, dan analisisnya dapat dilakukan dengan metode analisis statik.

2.3 Kriteria Disain

Desain merupakan perhitungan setelah dilakukan analisis struktur. Lingkup desain pada struktur beton konvensional meliputi pemilihan dimensi elemen dan perhitungan tulangan yang diperlukan agar penampang elemen mempunyai kekuatan yang cukup untuk memikul beban – beban pada kondisi kerja (*service load*) dan kondisi batas (*ultimate load*).

Struktur dirancang dengan konsep kolom kuat balok lemah (*strong column weak beam*), dimana sendi plastis direncanakan terjadi di balok untuk meratakan energi gempa yang masuk.

Elemen struktur bangunan gedung ini merupakan bagian dari sistem struktur statis tak tentu, sehingga proses analisis dan desain akan memerlukan prosedur yang berulang – ulang atau lebih dikenal dengan *trial and error*.

Dalam proses perancangan struktural perlu dicari derajat kedekatan antara sistem struktural yang digunakan dengan tujuan desain (tujuan yang dikaitkan dengan masalah arsitektural, efisiensi, *seviceability*, kemudahan pelaksanaan, dan biaya).

2.3.1 Aspek Arsitektural dan Aspek Fungsional

Aspek ini berkaitan dengan kegunaan dari penggunaan ruang, biasanya mempengaruhi dalam penggunaan bentang elemen struktur yang digunakan. Hal ini juga berkaitan dengan denah dan bentuk struktur yang telah dipilih berdasarkan aspek arsitektural.

2.3.2 Aspek Mekanika (Kekuatan dan Stabilitas Struktur)

Aspek ini berkaitan dengan kemampuan struktur dalam menerima beban – beban yang bekerja baik beban vertikal maupun beban lateral, dan kestabilan struktur arah vertikal maupun lateral.

Dari segi struktural agar struktur tahan gempa, ketentuan yang perlu diperhatikan dalam perencanaan struktur adalah sebagai berikut :

a. Tata letak struktur

- Bangunan harus berbentuk sederhana dan simetris.
- Titik massa dan kekakuan berimpit serta mempunyai kekakuan yang cukup.
- Tidak terlalu langsing baik denah maupun potongannya.
- Distribusi kekuatan seragam dan menerus sepanjang tinggi bangunan.
- Terbentuknya sendi plastis harus terjadi pada elemen horisontal lebih dahulu.

b. Disain Kapasitas

Struktur bangunan perlu diusahakan agar cukup ekonomis, tetapi tidak mengalami keruntuhan pada saat terjadi Gempa Kuat, maka sistem struktur harus direncanakan bersifat daktail. Untuk mendapatkan sistem struktur yang daktail, disarankan untuk merencanakan struktur bangunan dengan menggunakan cara Disain Kapasitas. Pada prosedur Disain

Kapasitas ini, elemen-elemen dari struktur bangunan yang akan memancarkan energi gempa melalui mekanisme perubahan bentuk atau deformasi plastis, dapat terlebih dahulu dipilih dan ditentukan tempatnya. Sedangkan elemen-elemen lainnya, direncanakan dengan kekuatan yang lebih besar untuk menghindari terjadinya kerusakan. Pada struktur beton bertulang, tempat-tempat terjadinya deformasi plastis yaitu tempat-tempat dimana penulangan mengalami pelelehan, disebut daerah sendi plastis. Karena pada prosedur Perencanaan Kapasitas ini terlebih dahulu harus ditentukan tempat-tempat di mana sendi-sendi plastis akan terbentuk, maka dalam hal ini perlu diketahui mekanisme kelelahan yang dapat terjadi pada sistem struktur portal.

Kedua jenis mekanisme kelelahan atau terbentuknya sendi-sendi plastis pada struktur portal adalah :

- a) Mekanisme Kelelahan pada Balok (*Beam Sidesway Mechanism*), yaitu keadaan dimana sendi-sendi plastis terbentuk pada balok-balok dari struktur bangunan, akibat penggunaan kolom-kolom yang kuat (*Strong Column–Weak Beam*).
- b) Mekanisme Kelelahan pada Kolom (*Column Sidesway Mechanism*), yaitu keadaan dimana sendi-sendi plastis terbentuk pada kolom-kolom dari struktur bangunan pada suatu tingkat, akibat penggunaan balok-balok yang kaku dan kuat (*Strong Beam–Weak Column*)

Pada perencanaan struktur portal daktail dengan metode Perencanaan Kapasitas, mekanisme kelelahan yang dipilih adalah *Beam Sidesway Mechanism*, karena alasan-alasan sebagai berikut :

- Pada *Column Sidesway Mechanism*, kegagalan dari kolom pada suatu tingkat akan mengakibatkan keruntuhan dari struktur bangunan secara keseluruhan.
- Pada struktur dengan kolom-kolom yang lemah dan balok-balok yang kuat (*strong beam– weak column*), deformasi akan terpusat pada tingkat-tingkat

tertentu, sehingga daktilitas yang diperlukan oleh kolom agar dapat dicapai daktilitas dari struktur yang disyaratkan, sulit dipenuhi.

Kerusakan-kerusakan yang terjadi pada kolom-kolom bangunan, akan lebih sulit diperbaiki dibandingkan jika kerusakan terjadi pada balok. Jadi mekanisme keelehan pada portal yang berupa *Beam Sidesway Mechanism*, merupakan keadaan keruntuhan struktur bangunan yang lebih terkontrol. Pemilihan perencanaan struktur bangunan dengan menggunakan mekanisme ini membawa konsekuensi bahwa kolom-kolom pada struktur bangunan harus direncanakan lebih kuat dari pada balok-balok struktur, sehingga dengan demikian sendi-sendi plastis akan terbentuk lebih dahulu pada balok.

c. Pendetailan yang Baik

2.3.3 Aspek Pelaksanaan dan Biaya

Dalam pelaksanaan suatu gedung dapat digunakan beberapa sistem struktur yang bisa digunakan, maka faktor ekonomi dan tingkat kemudahan dalam pelaksanaan pengerjaannya mempengaruhi pemilihan sistem struktur yang digunakan. Adapun hal – hal yang menentukan dalam pemilihan sistem struktur yang akan dilaksanakan adalah :

- Mudah dan cepat dilaksanakan serta biaya murah.
- Alat dan bahan mudah didapat.
- Tidak mengganggu lingkungan (suara / material)

2.4 Spesifikasi Bahan

Bahan struktur yang digunakan adalah beton konvensional. Beton merupakan material yang relatif tahan terhadap api (panas) dibanding dengan baja dan kayu. Sedangkan untuk dinding digunakan pasangan batu bata.

2.4.1 Beton Bertulang

Beton bertulang digunakan pada struktur portal (balok-kolom), plat lantai, plat atap, dan pondasi.

2.4.2 Pasangan Batu Bata

Pasangan batu bata digunakan pada dinding luar bangunan sedangkan bagian dalam digunakan partisi.

2.5 Pembebanan

Beban – beban pada Struktur

Beban-beban pada struktur dibagi dalam dua kelompok yaitu beban yang bersifat statik dan dinamik. Beban statik adalah beban yang bekerja secara terus menerus pada suatu struktur. Beban statik juga bisa diasosiasikan dengan beban yang secara perlahan-lahan timbul, serta mempunyai variabel besaran yang bersifat tetap. Beban dinamik adalah beban yang bekerja secara tiba – tiba pada struktur, dan mempunyai karakteristik besar dan tempatnya berubah – ubah dengan cepat.

2.5.1 Beban Statik

Jenis jenis beban Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung 1987) :

- o Beban Mati (*Dead Load*)

Beban Mati adalah beban yang bekerja pada struktur akibat adanya gaya gravitasi yang tetap posisinya sehingga bekerjanya terus – menerus dengan arah ke bumi tempat struktur berdiri. Berat struktur dipandang sebagai beban mati, demikian juga semua benda yang tetap posisinya selama struktur berdiri (lihat Tabel 2.1).

Tabel 2.1. Berat Sendiri Komponen Gedung

Beban Mati	Besarnya Beban
Beton Bertulang	2.400 kg/m ³
Adukan /cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Langit-langit (eternit) tebal >4 mm	11 kg/m ²
Penggantung	7 kg/m ²
Penutup lantai dari keramik	24 kg/ m ²
Mekanikal dan elektrik	15 kg/m ²
Partisi	130 kg/m ²

o **Beban Hidup (*Life Load*)**

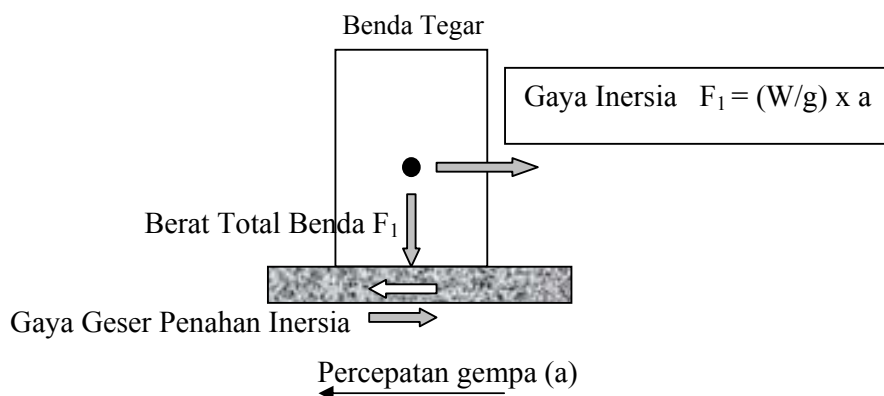
Semua beban yang bekerja akibat pengunian dan penggunaan suatu gedung, dan barang – barang yang dapat berpindah, mesin serta peralatan yang dapat digantikan selama masa umur gedung (lihat Tabel 2.2).

Tabel 2.2. Beban Hidup pada lantai

Beban Hidup	Besarnya Beban
Beban hidup pada lantai gedung	250 kg/ m ²
Beban terpusat pekerja minimum	100 kg/m ²
Beban Hidup pada tangga dan bordes	300 kg/m ²

2.5.2 Beban Dinamik/Beban Gempa (*Earthquake Load*)

Pada saat bangunan bergetar akibat terkena gempa maka akan timbul gaya – gaya pada struktur bangunan karena adanya kecenderungan massa bangunan untuk mempertahankan dirinya dari gerakan. Gaya – gaya yang timbul ini disebut inersia. Besar gaya – gaya tersebut tergantung pada beberapa faktor. Massa bangunan merupakan faktor yang paling utama karena gaya tersebut terdistribusi, kekakuan struktur, kekakuan tanah, jenis pondasi, adanya mekanisme redaman pada bangunan dan tentu saja perilaku dan besar getaran itu sendiri (Daniel L. Schodek,1991), lihat Gambar 2.2.



Gambar 2.1 Gaya Inersia Akibat Gerakan Tanah Pada Benda

Meskipun konsep di atas pada awalnya telah membentuk dasar-dasar untuk disain terhadap gempa bumi, model di atas hanya merupakan penyederhanaan. Apabila fleksibilitas aktual yang dimiliki struktur diperhitungkan maka diperlukan model yang rumit untuk memprediksi gaya-gaya eksak yang timbul di dalam struktur sebagai akibat dari percepatan tanah.

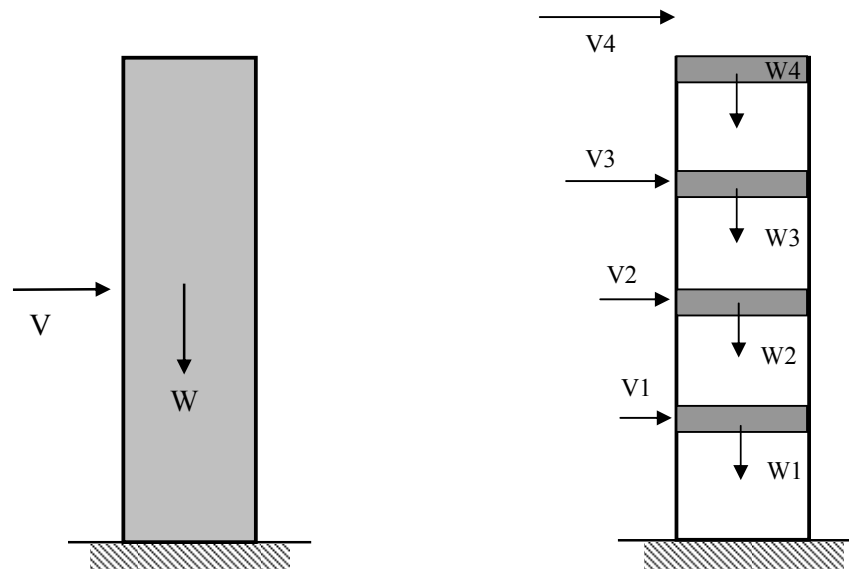
2.5.2.1 Pengaruh Beban Gempa Horisontal

Pada bangunan gedung bertingkat, massa dari struktur dianggap terpusat pada lantai-lantai dari bangunan, dengan demikian beban gempa akan terdistribusi pada setiap lantai tingkat. Selain tergantung dari massa di setiap tingkat, besarnya gaya gempa pada suatu tingkat tergantung juga pada ketinggian tingkat tersebut dari permukaan tanah. Berdasarkan pedoman yang berlaku di Indonesia yaitu Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Rumah dan Gedung (SNI 03-1726-2002), besarnya beban gempa horisontal V yang bekerja pada struktur bangunan (lihat Gambar 2.3), dinyatakan sebagai berikut :

$$V = \frac{C \cdot I}{R} W_t$$

Keterangan:

- C : Koefisien gempa, yang besarnya tergantung wilayah gempa dan waktu getar struktur Harga C ditentukan dari Diagram Respon Spektrum, setelah terlebih dahulu dihitung waktu getar dari struktur
- I : Faktor keutamaan struktur
- R : Faktor reduksi gempa
- W_t : Kombinasi dari beban mati dan beban hidup yang direduksi



Gambar 2.2. Beban Gempa Pada Struktur Bangunan

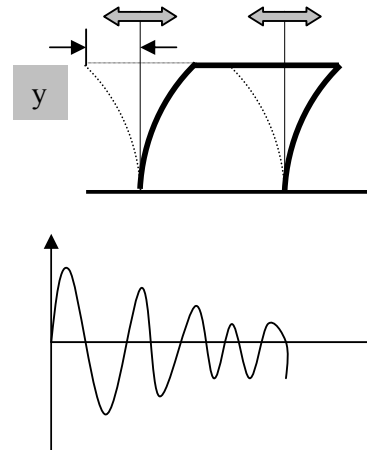
Besarnya koefisien reduksi beban hidup untuk perhitungan W_t , ditentukan sebagai berikut :

- ❖ Perumahan / penghunian : rumah tinggal, asrama, hotel, rumah sakit = 0,30
- ❖ Gedung pendidikan : sekolah, ruang kuliah = 0,50
- ❖ Tempat pertemuan umum, tempat ibadah, bioskop, = 0,50
- ❖ Restoran, ruang dansa, ruang pertunjukan = 0,50
- ❖ Gedung perkantoran : kantor, bank = 0,30
- ❖ Gedung perdagangan dan ruang penyimpanan, toko, toserba, pasar, gudang, ruang arsip, perpustakaan = 0,80
- ❖ Tempat kendaraan : garasi, gedung parkir = 0,50
- ❖ Bangunan industri : pabrik, bengkel = 0,90

Salah satu aspek penting dalam meninjau perilaku struktur bangunan yang bergetar akibat gempa adalah waktu getar alami struktur. Jika pada puncak dari struktur diberikan perpindahan horisontal dan kemudian dilepaskan, maka bagian atas dari struktur akan bergetar atau berosilasi bolak-balik dengan amplitudo yang semakin mengecil sampai akhirnya struktur kembali pada kondisi diam. Yang menarik adalah bahwa gerakan dari getaran struktur ini tidak acak sama sekali,

tetapi teratur. Getaran seperti ini disebut sebagai getaran harmonis, karena pola getaran berubah secara sinusoidal terhadap waktu (lihat Gambar 2.3).

- (a) Apabila puncak struktur diberi translasi kemudian dilepaskan, maka struktur akan dengan bebas bergetar.
- (b) Amplitudo getar bebas yang terjadi pada umumnya berubah secara sinusoidal terhadap waktu dan semakin lama amplitudonya makin kecil, lihat Gambar 2.4.



Gambar 2.3 Perilaku Struktur Fleksibel

2.5.2.2 Pengaruh Beban Gempa Vertikal

Tinjauan perencanaan struktur terhadap pengaruh beban gempa arah vertikal dapat diabaikan, dengan anggapan bahwa elemen-elemen struktur telah direncanakan berdasarkan beban gravitasi yang arahnya vertikal ke bawah.

2.5.2.3 Pengaruh Beban Gravitasi Vertikal

Beban-beban hidup yang bekerja pada struktur dapat direduksi pada saat dilakukan analisis gempa sehubungan dengan kecilnya kemungkinan bekerjanya beban hidup penuh dan pengaruh beban gempa penuh secara bersamaan pada struktur secara keseluruhan.

Adapun koefisien reduksi pada perencanaan gedung kantor menurut SNI 03-1726-2002 adalah sebesar :

- ☞ Untuk perencanaan struktur portal : 0,6
- ☞ Untuk peninjauan beban gempa : 0,3

2.5.2.4 Perhitungan Beban Gempa Pada Bangunan Gedung

A. Perhitungan Berat Bangunan (W_t)

Karena besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu dihitung berat dari masing-masing lantai bangunan. Berat dari bangunan dapat berupa beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material konstruksi dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan. Karena kemungkinan terjadinya gempa bersamaan dengan beban hidup yang bekerja penuh pada bangunan adalah kecil, maka beban hidup yang bekerja dapat direduksi besarnya. Berdasarkan standar pembebanan yang berlaku di Indonesia, untuk memperhitungkan pengaruh beban gempa pada struktur bangunan gedung, beban hidup yang bekerja dapat dikalikan dengan faktor reduksi sebesar 0,3.

Berat Lantai 5.

Beban Mati (W_m) :

- Rangka Atap = kg

- Ring Balok = kg

$$W_m = \dots\dots\dots \text{ kg}$$

Berat total lantai 5 : $W_5 = W_m = \dots \text{ kg}$

Berat lantai 4

Beban Mati (W_m) :

$$W_m = \dots\dots\dots \text{ kg}$$

Beban Hidup (W_h) untuk lantai 1 sd. Lantai 4:

- q_h lantai = 250 kg/m^2

- Koefisien reduksi = 0,3

- W_h = 28800 kg

Berat total lantai 4 : $W_4 = W_m + W_h = \dots\dots\dots \text{ kg}$

Selanjutnya dengan cara yang sama dihitung berat total lantai 1 sampai dengan lantai 5.

$$\text{Berat total bangunan} : W_t = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5$$

B. Faktor Keutamaan Struktur (I)

Menurut SNI Gempa 2002, pengaruh Gempa Rencana harus dikalikan dengan suatu Faktor Keutamaan (I) menurut persamaan :

$$I = I_1 \cdot I_2$$

Dimana I_1 adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan periode ulang gempa berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa selama umur rencana dari gedung. Sedangkan I_2 adalah Faktor Keutamaan untuk menyesuaikan umur rencana dari gedung tersebut. Faktor-faktor Keutamaan I_1 , I_2 dan I ditetapkan menurut **Tabel 2.3**.

Besarnya beban Gempa Rencana yang direncanakan untuk berbagai kategori bangunan gedung, tergantung pada probabilitas terjadinya keruntuhan struktur bangunan selama umur rencana yang diharapkan. Karena gedung perkantoran merupakan bangunan yang memiliki fungsi biasa, serta dengan asumsi probabilitas terjadinya gempa tersebut selama kurun waktu umur gedung adalah 10%, maka berlaku $I_1 = 1,0$.

Tabel 2.3 Faktor Keutamaan gedung dan bangunan

Kategori gedung	Faktor Keutamaan		
	I_1	I_2	I
Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran.	1,0	1,0	1,0
Monumen dan bangunan monumental	1,0	1,6	1,6
Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi	1,4	1,0	1,4
Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam, bahan beracun.	1,6	1,0	1,6
Cerobong, tangki di atas menara	1,5	1,0	1,5

C. Faktor Reduksi Gempa (R)

Jika V_e adalah pembebanan maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur bangunan gedung yang daktail terbatas dan V_n adalah pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur bangunan gedung, maka berlaku hubungan sebagai berikut :

$$V_n = \frac{V_e}{R}$$

R disebut Faktor Reduksi Gempa yang besarnya dapat ditentukan menurut persamaan :

$$1,6 \leq R = \mu f_1 \leq R_m$$

Pada persamaan di atas, f_1 adalah Faktor Kuat Lebih Beban dan Bahan yang terkandung di dalam sistem struktur, dan μ (mu) adalah Faktor Daktilitas Struktur bangunan gedung. Faktor Daktilitas Struktur adalah perbandingan/rasio antara simpangan maksimum dari struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisinya di ambang keruntuhan, dengan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan yang pertama pada elemen struktur. R_m adalah Faktor Reduksi Gempa yang maksimum yang dapat dikerahkan oleh sistem struktur yang bersangkutan. Pada Tabel 2.4 dicantumkan nilai R untuk berbagai nilai μ yang bersangkutan, dengan ketentuan bahwa nilai μ dan R tidak dapat melampaui nilai maksimumnya.

Tabel 2.4 Parameter Daktilitas Struktur Gedung

Taraf kinerja struktur gedung	μ	R
Elastis penuh	1,0	1,6
Daktail parsial	1,5	2,4
	2,0	3,2
	2,5	4,0
	3,0	4,8
	3,5	5,6
	4,0	6,4
	4,5	7,2
5,0	8,0	
Daktail penuh	5,3	8,5

Nilai Faktor Daktilitas Struktur (μ) di dalam perencanaan struktur bangunan gedung dapat dipilih menurut kebutuhan, tetapi harganya tidak boleh diambil lebih besar dari nilai Faktor Daktilitas Maksimum μ_m yang dapat dikerahkan oleh masing-masing sistem atau subsistem struktur gedung. Pada Tabel 8-3 ditetapkan nilai μ_m dari beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung, berikut Faktor Reduksi Maksimum R_m yang bersangkutan.

Bangunan gedung perkantoran pada contoh di atas direncanakan sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen. Sistem struktur ini pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap, dimana beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur. Dari Tabel 2.5, untuk sistem rangka pemikul momen biasa dari beton bertulang harga Faktor Daktilitas Maksimum $\mu_m = 2,1$ dan Faktor Reduksi Gempa Maksimum $R_m = 3,5$. Struktur bangunan gedung direncanakan berperilaku daktai parsial pada saat terjadi Gempa Rencana, dari Tabel 2.5 didapat harga μ dan R .

Tabel 2.5. Faktor Daktilitas Maksimum (μ_m), Faktor Reduksi Gempa Maksimum (R_m), Faktor Tahanan Lebih Struktur (f_1) beberapa jenis sistem/subsistem struktur gedung

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f_1
1. Sistem dinding penumpu (Sistem struktur yang tidak memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Dinding penumpu atau sistem bresing memikul hampir semua beban gravitasi. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing)	1. Dinding geser beton bertulang	2,7	4,5	2,8
	2. Dinding penumpu dengan rangka baja ringan dan bresing tarik	1,8	2,8	2,2
	3. Rangka bresing di mana bresingnya memikul beban gravitasi			
	a. Baja	2,8	4,4	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	1,8	2,8	2,2
2. Sistem rangka gedung (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul dinding geser atau rangka bresing)	1. Rangka bresing eksentris baja (RBE)	4,3	7,0	2,8
	2. Dinding geser beton bertulang	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja	3,6	5,6	2,2
	b. Beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	3,6	5,6	2,2
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja	4,1	6,4	2,2
	5. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail	4,0	6,5	2,8
	6. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail penuh	3,6	6,0	2,8
	7. Dinding geser beton bertulang kantilever	3,3	5,5	2,8

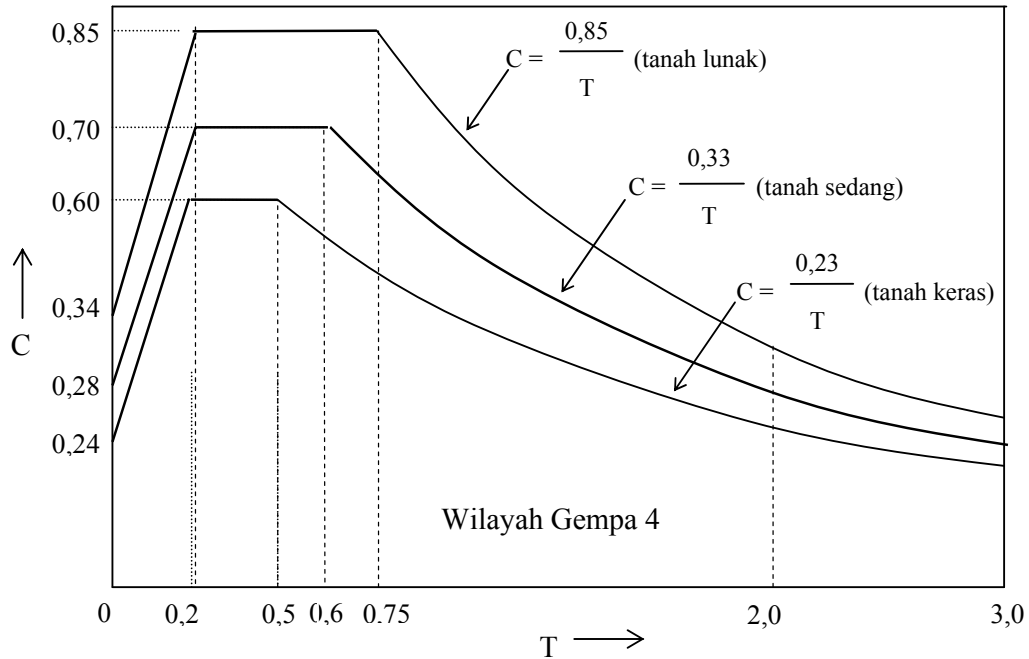
	daktail parsial			
3. Sistem rangka pemikul momen (Sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang pemikul beban gravitasi secara lengkap. Beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur)	1. Rangka pemikul momen khusus (SRPMK)			
	a. Baja	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka pemikul momen menengah beton (SRPMM)	3,3	5,5	2,8
	3. Rangka pemikul momen biasa (SRPMB)			
	a. Baja	2,7	4,5	2,8
	b. Beton bertulang	2,1	3,5	2,8
	4. Rangka batang baja pemikul momen khusus (SRBPMK)	4,0	6,5	2,8
4. Sistem ganda (Terdiri dari : 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi/sistem ganda)	1. Dinding geser			
	a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB saja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja			
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	2,6	4,2	2,8
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
a. Baja dengan SRPMK baja		4,6	7,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
5. Sistem struktur gedung kolom kantilever (Sistem struktur yang memanfaatkan kolom kantilever untuk memikul beban lateral)	Sistem struktur kolom kantilever	1,4	2,2	2
6. Sistem interaksi dinding geser dengan rangka	Beton bertulang biasa (tidak untuk Wilayah 3, 4, 5 & 6)	3,4	5,5	2,8
7. Subsistem tunggal (Subsistem struktur bidang yang membentuk struktur gedung secara keseluruhan)	1. Rangka terbuka baja	5,2	8,5	2,8
	2. Rangka terbuka beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	3. Rangka terbuka beton bertulang dengan balok beton pratekan (bergantung pada indeks baja total)	3,3	5,5	2,8
	4. Dinding geser beton bertulang berangkai daktail penuh	4,0	6,5	2,8
	5. Dinding geser beton bertulang kantilever daktail parsial	3,3	5,5	2,8

D. Jenis Tanah Dasar

Berdasarkan data sondir yang diperoleh maka jenis tanah pada proyek pembangunan gedung Disperindag Semarang ini termasuk tanah lunak.

E. Faktor Respon Gempa (C)

Setelah dihitung waktu getar dari struktur bangunan pada arah-X (T_x) dan arah-Y (T_y), maka harga dari Faktor Respon Gempa C dapat ditentukan dari Diagram Spektrum Respon Gempa Rencana (Gambar 8-4).



Gambar 2.4. Spektrum Respon Gempa Rencana untuk Wilayah Gempa 4

Untuk Wilayah Gempa 4 dan jenis tanah di bawah bangunan merupakan tanah lunak, maka untuk waktu getar $T_{Ex} = T_{Ey} = 0,567$ detik, dari Diagram Spektrum Respon Gempa Rencana didapatkan harga $C = 0,85$.

F. Beban Geser Dasar Nominal Akibat Gempa

Beban geser dasar nominal horisontal akibat gempa yang bekerja pada struktur bangunan gedung, dapat ditentukan dari rumus :

$$V = \frac{CI}{R} W_t$$

Dengan menggunakan rumus di atas, didapatkan beban geser dasar dalam arah-X (V_x) dan arah-Y (V_y) adalah :

$$V_x = V_y = \dots \text{ ton}$$

Beban Geser Dasar Nominal (V) harus didistribusikan di sepanjang tinggi struktur bangunan gedung menjadi beban-beban gempa statik ekuivalen yang bekerja pada pusat massa lantai-lantai tingkat. Besarnya beban statik ekuivalen F_i pada lantai tingkat ke- i dari bangunan dihitung dengan rumus :

$$F_i = \frac{W_i z_i}{\sum_{i=1}^n W_i z_i} V$$

Dimana W_i adalah berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai (direduksi), z_i adalah ketinggian lantai tingkat ke- i diukur dari taraf penjepitan lateral struktur bangunan, dan n adalah nomor lantai tingkat paling atas.

Jika perbandingan antara tinggi struktur gedung dan ukuran denahnya dalam arah pembebanan gempa sama dengan atau melebihi 3, maka $0,1V$ harus dianggap sebagai beban horisontal terpusat yang bekerja pada pusat massa lantai tingkat paling atas, sedangkan $0,9V$ sisanya harus dibagikan sepanjang tinggi struktur gedung menjadi beban-beban gempa nominal statik ekuivalen.

Distribusi beban gempa di setiap lantai dari bangunan gedung pada arah-X dan arah-Y, tergantung dari banyaknya struktur portal yang ada. Dari denah struktur bangunan, dapat dilihat bahwa pada arah-X terdapat 4 buah portal, dan pada arah-Y terdapat 5 buah portal. Pada Tabel distribusi gaya gempa, F_{ix} adalah distribusi gaya gempa pada portal arah-X, dan F_{iy} adalah distribusi gaya gempa pada portal arah-Y.

Selanjutnya beban gempa dasar (*base shear*) yang diperoleh didistribusikan ke struktur portal dan dilakukan analisis menggunakan program SAP 2000.

G. Kinerja Struktur Gedung

Kinerja batas layan struktur bangunan gedung ditentukan oleh simpangan antar-tingkat akibat pengaruh gempa, yang bertujuan untuk membatasi terjadinya pelepasan baja dan peretakan beton yang berlebihan, di samping untuk mencegah kerusakan non-struktural dan ketidaknyamanan penghuni. Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan struktur bangunan gedung, dalam segala hal simpangan antar-tingkat yang dihitung dari simpangan struktur tidak boleh melampaui $\delta_1 = 0,03/R$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan, atau $\delta_2 = 30$ mm, bergantung yang mana yang nilainya terkecil.

2.5.3 Beban Angin (*Wind Load/WL*)

Berdasarkan Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.1.3.2 pada gedung tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/ m^2 . Koefisien reduksi untuk gedung tertutup dinding vertikal di pihak angin + 0,9 dan di belakang angin -0,4.

2.5.4 Kombinasi Pembebanan

Dalam menentukan beban desain ,hal yang penting adalah apakah semua beban tersebut bekerja secara simultan atau tidak. Dalam hal ini yang berubah-ubah adalah besarnya beban hidup dan kombinasi beban hidup.

Untuk beban penggunaan pada gedung bertingkat banyak sangat tidak mungkin semua lantai secara simultan memikul beban penggunaan maksimum. Oleh karena itu ada reduksi yang diijinkan dalam beban desain untuk merencanakan elemen struktur dengan memperhatikan efek kombinasi dan beban hidup dari banyak lantai.

Desain Kekuatan Batas

Prosedur analisis yang digunakan yaitu berdasarkan desain kekuatan batas (*Ultimate Strenght Design*), beban kerja dibesarkan menjadi beban batas rencana. Struktur beton bertulang dianggap mulai gagal apabila beban ini tercapai, dan dianggap memadai untuk beban di bawah beban ini.

Dalam SK-SNI-03-1726-2002 Sub bab 3.2.2 menentukan nilai-nilai faktor beban (Q) sebagai berikut :

Untuk beban mati (D= 1,2)

Untuk beban hidup (D= 1,6)

Rumus yang diberikan adalah

$$U = 1,2 D + 1.6 L \dots\dots\dots(2.1)$$

Pada lokasi dimana ketahanan gempa harus diperhitungkan dalam perencanaan maka nilai U berlaku :

$$U = 1,05 (D + LR \pm E) \dots\dots\dots(2.2)$$

Keterangan :

U = Kuat perlu untuk menahan beban yang telah dikalikan dengan faktor beban, momen dan gaya dalam yang berhubungan dengannya

D = Beban mati atau momen dan gaya dalam yang berhubungan dengan beban tersebut

L = Beban hidup atau momen dan gaya dalam yang berhubungan dengan beban tersebut

E = Beban gempa horisontal

2.6 Analisis/Perhitungan

2.6.1 Perencanaan Struktur Atas

Struktur atas adalah struktur bangunan gedung yang secara visual berada di atas tanah, yang terdiri dari struktur sekunder dan struktur utama portal.

Struktur Atas terdiri dari struktur portal yang merupakan kesatuan antara balok, kolom, pelat dan dinding geser / *shear wall*. Perencanaan struktur portal dilakukan berdasarkan SNI 03-1726-2002, dimana struktur direncanakan dengan tingkat daktilitas terbatas (K=2). Perencanaan struktur portal juga menggunakan prinsip *strong column weak beam*, dimana sendi-sendi plastis diusahakan terjadi pada balok.

Seluruh prosedur perhitungan mekanika / analisis struktur untuk struktur portal dilakukan dengan Metode Statik Ekuivalen, supaya perhitungan lebih sederhana. Disamping dengan bantuan. Dengan bantuan program komputer *Structural Analysis Program* (SAP) 2000, dilakukan analisis secara 2 dimensi (2D) sehingga akan didapatkan *output program* berupa gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur.

Dalam menentukan kuat rencana suatu komponen struktur, maka kuat minimalnya harus direduksi dengan faktor reduksi kekuatan sesuai dengan sifat beban, hal ini dikarenakan adanya ketidakpastian kekuatan bahan terhadap pembebanan. Faktor reduksi ϕ menurut SNI 03-1726-2002 sebagai berikut :

$\phi = 0.80$ untuk beban lentur tanpa gaya aksial

$\phi = 0.80$ untuk gaya aksial tarik dan aksial tarik dengan lentur

$\phi =$ untuk gaya aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur

0.70 untuk komponen struktur dengan spiral

0.65 untuk komponen struktur lainnya

$\phi = 0.75$ untuk geser dan torsi

Beban hidup yang bekerja pada komponen struktur, diatur menurut ketentuan berikut :

1. Beban hidup boleh dianggap hanya bekerja pada lantai atau atap yang sedang ditinjau dan ujung akhir dari kolom yang bersatu dengan struktur boleh dianggap terjepit.
2. Pengaturan dari beban hidup yang bekerja pada balok menggunakan pola pembebanan papan catur dan boleh dibatasi pada kombinasi berikut :
 - a. Beban mati terfaktor pada semua bentang dengan beban hidup penuh terfaktor yang bekerja pada dua bentang yang bersebelahan.
 - b. Beban mati terfaktor pada semua bentang dengan beban hidup penuh terfaktor pada bentang yang berselang.

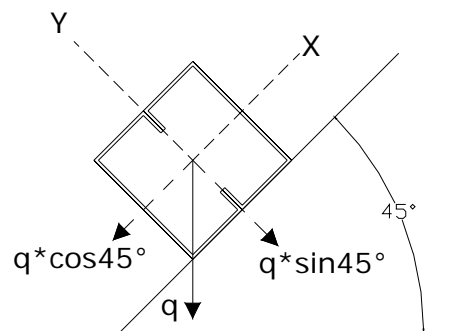
Komponen struktur beton bertulang yang mengalami lentur harus direncanakan agar mempunyai kekuatan cukup untuk membatasi lendutan atau deformasi apapun yang mungkin.

2.6.1.1 PERHITUNGAN ATAP RANGKA BAJA

Pada perencanaan atap terdiri dari pendimensian gording dan pendimensian kuda-kuda baja.

Untuk mempermudah perhitungan, maka lebih dahulu dibuat denah atap dengan mempertimbangkan letak kuda-kuda dan gording.

1. PERENCANAAN GORDING



Gambar 2.5
Arah gaya pada gording

Digunakan profil *double canal front to front* dengan mutu baja BJ 37 ($f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$, $f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$) dan satu buah trekstang.

Data yang diperlukan antara lain adalah kemiringan atap (α), bentang gording (L) dan jarak antar gording.

Pembebanan :

Beban mati (q_D), meliputi berat penutup atap (genteng glazur) *eternity* dan berat gording.

Beban hidup (qL), meliputi beban pekerja (P) dan air hujan { $qL = (40-0,8 \alpha) * \text{jarak gording}$ }.

Beban angin ($qA = 25 \text{ kg/cm}^2$), meliputi :

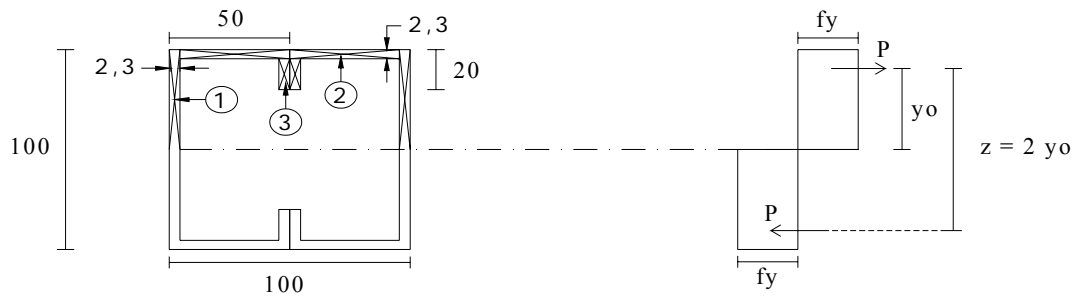
Beban angin tekan = koef * qA * jarak gording

Beban angin hisap = koef * qA * jarak gording

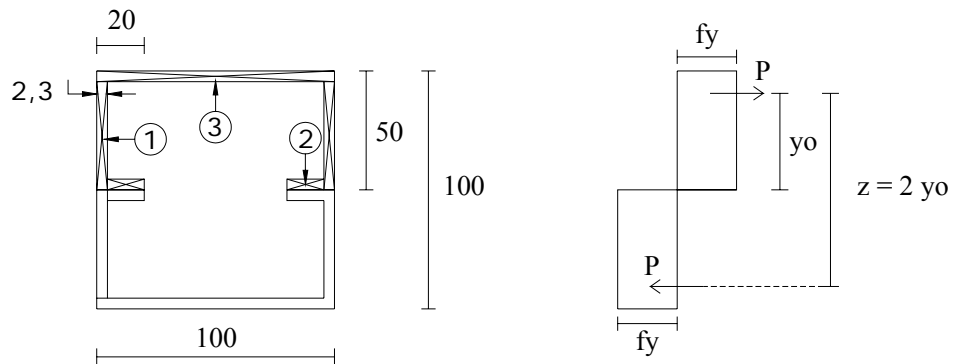
Dimana : koef tekan (+) = { $(0,2 * \alpha) - 0,4$ }

Koef hisap (-) = -0,4

Perhitungan modulus plastis (Wp)



a. terhadap sumbu x - x



b. terhadap sumbu y-y

Gambar 2.4 Diagram tegangan profil *double canal front to front*

$P = \text{luas} \cdot f_y$

$Z = \text{jarak antar titik berat}$

$f_y = \text{tegangan leleh profil (2400 kg/cm}^2\text{)}$

$$f_y = \frac{Mp}{W_p} \quad \rightarrow \quad W_p = \frac{Mp}{f_y}$$

Perhitungan momen

\Rightarrow (Arah X)

$$M_x = \left\{ \frac{1}{8} \cdot (1,2 \cdot q_{Dx} + 1,6 \cdot q_{Lx}) \cdot (l)^2 \right\} + \left\{ \frac{1}{4} \cdot 1,6 \cdot P_x \cdot (l) \right\}$$

\Rightarrow (Arah Y)

$$M_{y1} = \left\{ \frac{1}{8} \cdot (1,2 \cdot q_{Dy} + 1,6 \cdot q_{Ly}) \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2 \right\} + \left\{ \frac{1}{4} \cdot 1,6 \cdot P_y \cdot \left(\frac{l}{2}\right) \right\}$$

$$M_{y2} = \left\{ \frac{1}{8} \cdot (1,2 \cdot q_{Dy} + 0,5 \cdot q_{Ly}) \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2 \right\} + \left\{ \frac{1}{4} \cdot 0,5 \cdot P_y \cdot \left(\frac{l}{2}\right) \right\} \\ + \left\{ \frac{1}{8} \cdot 1,3 \cdot q_{Ay} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^2 \right\}$$

Dari kombinasi 1 dan 2 dipilih momen yang maksimum.

Kontrol Tegangan

BJ 37 ($f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$)

$$f = \left(\frac{M_x}{0,9 \cdot W_{py}} \right) + \left(\frac{M_y}{0,9 \cdot W_{px}} \right)$$

Syarat, $f \leq f_y$

Kontrol Lendutan

$$\delta_{ijin} = \frac{1}{240} \cdot L$$

Sumbu X

$$\delta_X = \left\{ \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Dx} + q_{Lx}}{Es \cdot I_x} \cdot l^4 \right\} + \left\{ \frac{1}{48} \cdot \frac{Px}{Es \cdot I_x} \cdot l^3 \right\}$$

Sumbu Y

$$\delta_Y = \left\{ \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Dy} + q_{Ly}}{Es \cdot I_y} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^4 \right\} + \left\{ \frac{1}{48} \cdot \frac{Py}{Es \cdot I_y} \cdot \left(\frac{l}{2}\right)^3 \right\}$$

$$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} = \sqrt{(1,646)^2 + (0,141)^2}$$

$$\delta \leq \delta_{ijin}$$

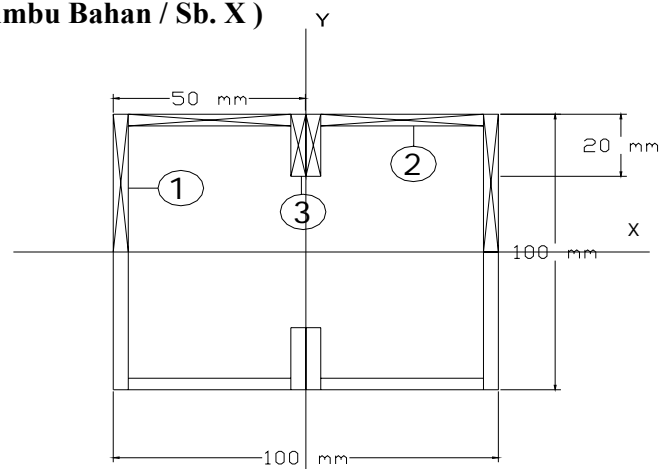
 **Kontrol Geser**

$$\tau_{zy} = \frac{D_y \cdot S_x}{b \cdot I_x}$$

$$\tau_{zx} = \frac{D_x \cdot S_y}{b \cdot I_y}$$

$$\tau = \sqrt{(\tau_{zy})^2 + (\tau_{zx})^2} \leq \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}}$$

(Terhadap Sumbu Bahan / Sb. X)
Mencari S_x



Gambar 2.7 Penampang Melintang Gording Terhadap Sb. X

$$A_1 = \dots \text{ mm}^2$$

$$A_2 = \dots \text{ mm}^2$$

$$A_3 = \dots \text{ mm}^2$$

$$Y_1 = \dots \text{ mm}$$

$$Y_2 = \dots \text{ mm}$$

$$Y_3 = \dots \text{ mm}$$

$$S_X = 2 \cdot \left\{ (A_1 \cdot Y_1) + (A_2 \cdot Y_2) + (A_3 \cdot Y_3) \right\}$$

$$= \dots \text{ mm}^3 = \dots \text{ cm}^3$$

$$b_1 = \dots \text{ mm} \quad h_1 = \dots \text{ mm}$$

$$b_2 = \dots \text{ mm} \quad h_2 = \dots \text{ mm}$$

$$b_3 = \dots \text{ mm} \quad h_3 = \dots \text{ mm}$$

Mencari I_X

$$I_X = \dots \text{ cm}^4 \text{ (Tabel Profil Baja)}$$

Mencari D_Y

$$q_{Dy} = \dots \text{ kg / cm}^2$$

$$q_{Ly} = \dots \text{ kg / cm}^2$$

$$q_{Ay} = \dots \text{ kg / cm}^2$$

$$P_y = \dots \text{ kg}$$

Gaya lintang akibat kombinasi beban :

$$Dy_1 = \frac{1}{2} \cdot \left\{ (1,2 \cdot q_{Dy} + 1,6 \cdot q_{Ly}) \cdot L_y \right\} + (1,6 \cdot P_y)$$

$$Dy_1 = \dots \text{ kg}$$

$$Dy_2 = \frac{1}{2} \cdot \left\{ (1,2 \cdot q_{Dy} + 0,5 \cdot q_{Ly} + 1,3 \cdot q_{Ay}) \cdot L_y \right\} + (0,5 \cdot P_y)$$

$Dy_2 = \dots\dots \text{ kg}$

Dicari D_{\max}

Keterangan ; untuk perhitungan pembebanan hidup (P), dihitung saat Pmax yaitu saat P di atas tumpuan.

Mencari b

Nilai b adalah dua kali tebal badan gording :

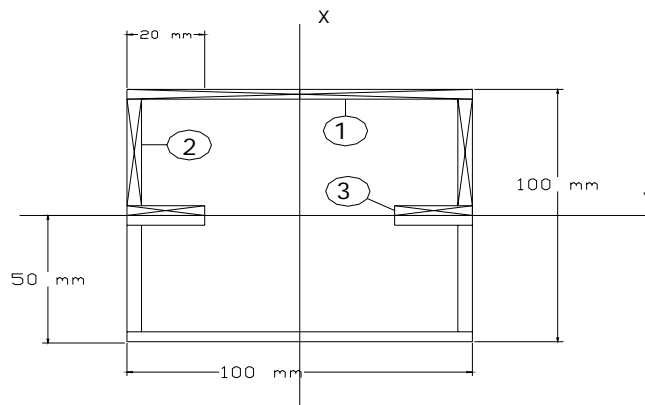
$b = 2 \cdot t = \dots\dots \text{ cm}$

$$\tau_{ZY} = \frac{D_Y \cdot S_x}{b \cdot I_x}$$

$= \dots\dots \text{ kg / cm}^2$

(Terhadap Sumbu Bebas Bahan / Sb. Y)

Mencari Sy



Gambar 2.8 Penampang Melintang Gording Terhadap Sb. Y

$A_1 = \dots\dots \text{ mm}^2$ $b_1 = \dots \text{ mm}$

$A_2 = \dots\dots \text{ mm}^2$ $b_2 = \dots \text{ mm}$

$A_3 = \dots\dots \text{ mm}^2$ $b_3 = \dots \text{ mm}$

$Y_1 = \dots\dots \text{ mm}$ $h_1 = \dots \text{ mm}$

$Y_2 = \dots\dots \text{ mm}$ $h_2 = \dots \text{ mm}$

$Y_3 = \dots\dots \text{ mm}$ $h_3 = \dots \text{ mm}$

$$S_Y = (A_1 \cdot Y_1) + \{ 2 \cdot (A_2 \cdot Y_2) + 2 \cdot (A_3 \cdot Y_3) \}$$

$$= \dots \text{ mm}^3 = \dots \text{ cm}^3$$

Mencari I_Y

$$I_Y = \dots \text{ cm}^4 \text{ (Tabel Profil Baja)}$$

Mencari D_x

$$q_{DX} = \dots \text{ kg/cm}^2$$

$$q_x = q_{DX} + q_{LX}$$

$$q_{LX} = \dots \text{ kg/cm}^2$$

$$D_x = \frac{1}{2} \cdot \{ (1,2 \cdot q_{DX} + 1,6 \cdot q_{LX}) \cdot L \} + (1,6 \cdot P_x)$$

$$P_x = \dots \text{ kg}$$

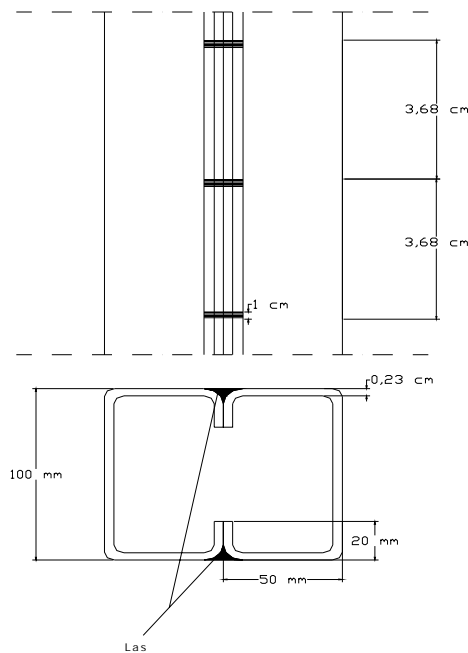
$$D_x = \dots \text{ kg}$$

$$\tau_{ZX} = \frac{D_x \cdot S_Y}{b \cdot I_Y}$$

$$\tau_{ZX} \cdot b = \frac{D_x \cdot S_Y}{I_Y} = \dots \text{ kg/cm}$$

Cek Terhadap Las pada Sumbu Y

Direncanakan menggunakan las tumpul dengan putus-putus



Gambar 2.9 Pengelasan las tumpul pada gording

Jarak antar las (a) $\leq 16 t_t$

Jarak antar titik las (a) = cm

t_t = cm (tebal pelat yang dilas)

(l direncanakan sepanjang 1 cm)

Keterangan :

t_t = tebal las = tebal pelat yang disambung

a = jarak antar titik las

l = panjang titik las tumpul

$\tau_{zx} \cdot b \cdot a = \dots\dots\dots$ kg

Rencana macam las yang dipergunakan : las elektroda, yang sesuai dengan ketentuan dari AWS (*American Welding Society*) dan sesuai dengan penamaan oleh ASTM (*American Society for Testing Materials*). Yaitu E 6013

Keterangan :

$$60 = f_{uw} = \text{kuat tarik ultimate} = 67 \text{ ksi} = 460 \text{ MPa} = 4600 \text{ kg/cm}^2$$

1 = Cocok untuk segala posisi pengelasan.

3 = Bisa dengan arus AC maupun DC.

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_{nw} &= 0,9 \cdot t_t \cdot (0,6 \cdot f_y) \text{ untuk bahan dasar} \\ &= \dots\dots\dots \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot R_{nw} &= 0,8 \cdot t_t \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \text{ untuk las} \\ &= \dots\dots\dots \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

Dari kedua nilai di atas, dipilih nilai yang terkecil yaitu untuk bahan dasar sebesar $298,08 \text{ kg/cm}^2$. Jadi kuat las akibat menahan gaya geser dengan panjang titik las (l) = 1 cm :

$$\tau_{las} \cdot t_t \cdot l = \phi \cdot R_{nw} \cdot l = \dots\dots\dots \text{ kg}$$

Syarat :

$$\tau_{ZX} \cdot b \cdot a \leq \tau_{las} \cdot t_t \cdot l$$

PEMERIKSAAN KEAMANAN RANGKA BAJA

Pemeriksaan keamanan profil berdasarkan konsep LRFD. Keadaan batas kekuatan yang berpengaruh bagi suatu batang tarik dapat berupa pelelehan penampang lintang bruto batang pada tempat yang jauh dari titik sambungan dan retakan dari luas bersih efektif (yaitu melalui lubang – lubang) pada sambungan. Sedangkan pada batang tekan untuk profil ganda perlu diperiksa factor tekuk pada sumbu bahan dan sumbu bebas bahan.

KONTROL DIMENSI BATANG KUDA-KUDA

Batang Tarik

Perhitungan ditinjau pada batang tarik yang memiliki jumlah baut terbanyak, dicoba dengan gaya batang tarik terbesar.

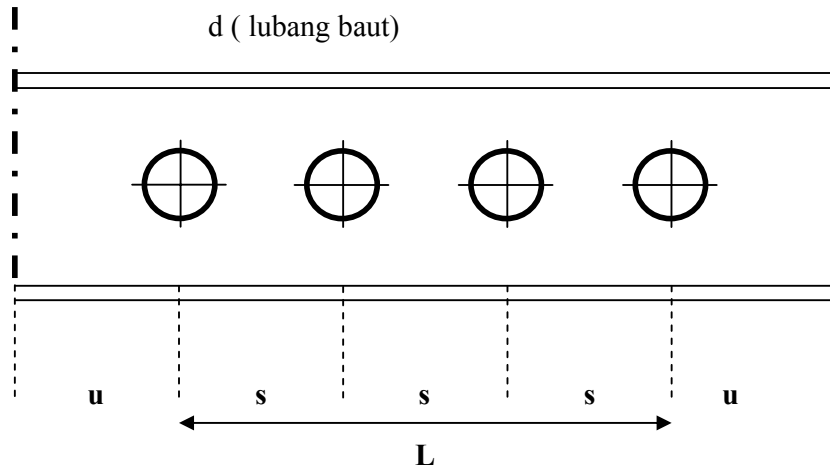
$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$f_u = 370 \text{ MPa}$$

Nu = gaya batang tekanKN (Hasil Output SAP 2000)

ϕ (diameter baut)mm

d (lubang baut) = $\phi + 1 = \dots\dots$ mm



Gambar 2.10 Jarak antar baut & jarak baut ke tepi plat buhul

Dengan syarat

$\begin{aligned} u &\geq 1,5 d \\ s &\geq 3d \end{aligned}$ (SNI 2002)
---	--------------------

Menghitung tebal profil ganda (t)

$$t_1 = (2 \cdot t) = \dots\dots\dots \text{ mm}$$

$$A_o = \text{luas profil tunggal} \dots\dots\dots \text{ cm}^2 = \dots\dots\dots \text{ mm}^2$$

$$A_g = 2 \cdot A_o \dots\dots\dots \text{ mm}^2$$

$e = \bar{x}$ = eksentrisitas bahan profil tunggal

Pengecekan Kapasitas Tarik Murni

$$A_e = A_n \cdot U \longrightarrow A = A_{netto}$$

$$A_{netto} = A_g - n \cdot d \cdot t \dots\dots\dots \text{ mm}^2$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L}$$

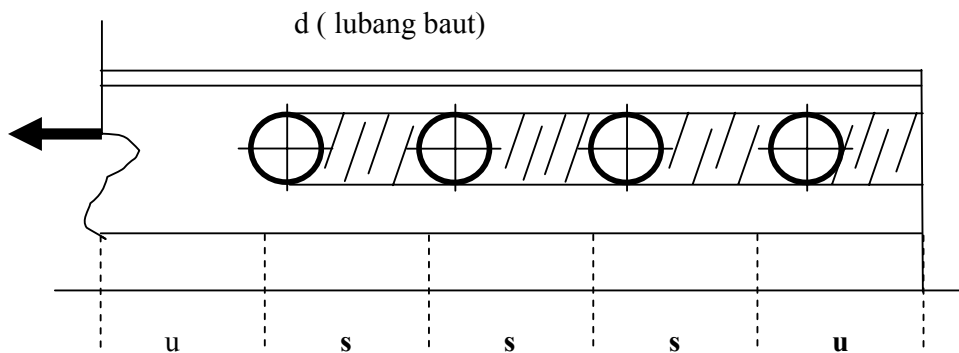
L = Jarak antar baut, mm

Kuat Leleh = $\Phi Nn = \Phi \cdot fy \cdot Ag$ KN ($\Phi = 0,9$)

Kuat Fraktur = $\Phi Nn = \Phi \cdot fu \cdot Ae$ KN ($\Phi = 0,75$)

Selain kekuatan tarik ini pada batang tarik juga dibutuhkan pengecekan blok ujung dimana terdapat sambungan.

Pengecekan Blok Ujung



Gambar 2.11 Daerah akibat geser atau kombinasi geser dan tarik pada plat penampang bagian ujung.

• **Geser Murni**

$Av = \{ 2 \cdot (\sum s + u) \cdot t \} \cdot 2 bh = \dots\dots\dots mm^2$

$\Phi Nn = \Phi \cdot (0,6 \cdot fu) \cdot Av$ KN ($\Phi = 0,75$)

• **Kombinasi Geser dan Tarik**

$Agv = (\sum Sx) \cdot t = \dots\dots\dots mm^2$

$Anv = \{ (\sum Sx - 3,5 \cdot d) \cdot t \} \cdot 2 bh = \dots\dots\dots mm^2$

$Agv = (S \cdot t) \cdot 2 bh = \dots\dots\dots mm^2$

$Ant = (S \cdot t - d/2 \cdot t) \cdot 2 bh = \dots\dots\dots mm^2$

Keterangan :

Agv = luas penampang bruto akibat geser.

Anv = luas penampang netto akibat geser.

Agv = luas penampang bruto akibat tarik.

Ant = luas penampang netto akibat tarik.

Geser Fraktur

$$N_n = 0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv} \dots\dots\dots \text{KN}$$

Tarik Fraktur

$$N_n = f_u \cdot A_{nt} \dots\dots\dots \text{KN}$$

Keterangan :

Jika Geser fraktur > Tarik fraktur maka terjadi kombinasi geser fraktur + tarik leleh sehingga :

$$N_n = (f_y \cdot A_{gt}) + (0,6 \cdot f_u \cdot A_{nv}) \dots\dots\dots \text{KN}$$

$$\Phi N_n = \dots\dots\dots \text{KN} (\Phi = 0,75)$$

Jika tarik fraktur > geser fraktur maka terjadi kombinasi tarik fraktur + geser leleh sehingga :

$$N_n = (0,6 \cdot f_y \cdot A_{gv}) + (f_u \cdot A_{nt}) \dots\dots\dots \text{KN}$$

$$\Phi N_n = \dots\dots\dots \text{KN} (\Phi = 0,75)$$

Dari hasil-hasil tersebut didapatkan :

- $\Phi N_n = \text{KN}$ (Leleh tarik)
- $\Phi N_n = \text{KN}$ (Fraktur tarik)
- $\Phi N_n = \text{KN}$ (Geser murni, blok ujung)
- $\Phi N_n = \text{KN}$ (Kombinasi blok ujung)

N_u dibandingkan terhadap nilai terkecil di atas, ΦN_n (terkecil) $\geq N_u$ Profil mampu menahan gaya batang.

Jika ΦN_n (geser murni, blok ujung) $\leq N_u$, jarak antar baut terlalu kecil.

Jika ΦN_n (leleh tarik / fraktur tarik) $\leq N_u$, profil diperbesar.

Pada perhitungan di atas baut diasumsikan kuat menahan sambungan. Mutu baut (U37) disamakan dengan mutu profil yang disambung, ($f_y = 240 \text{ Mpa}$, $f_u = 370$

Mpa). Ini merupakan syarat minimum perhitungan yaitu “ mutu penyambung minimum sama dengan mutu penyambung”.

Pada saat sambungan selesai terpasang dan semua baut telah kencang, maka semua baut harus mempunyai gaya tarik minimum seperti pada tabel berikut :

Tabel 2.6 . Gaya tarik baut minimum

Diameter nominal baut (mm)	Gaya tarik minimum (KN)
16	95
20	145
24	210
30	335
36	490

Batang tekan

Direncanakan menggunakan profil *double canal*

diameter baut (d) = mm

tebal pelat buhul (t) = mm

A_o = luas profil tunggal cm^2 = mm^2

$A_g = 2 \cdot A_o =$ mm^2

PERENCANAAN AKIBAT GAYA TEKAN

$$Nu \leq \Phi Nn$$

Φ = faktor reduksi kekuatan (0,85)

Nu = KN (gaya batang hasil SAP 2000)

Jenis Baja BJ 37 :

$$f_u = 370 \text{ MPa}$$

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

$$Nn = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega}$$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega}$$

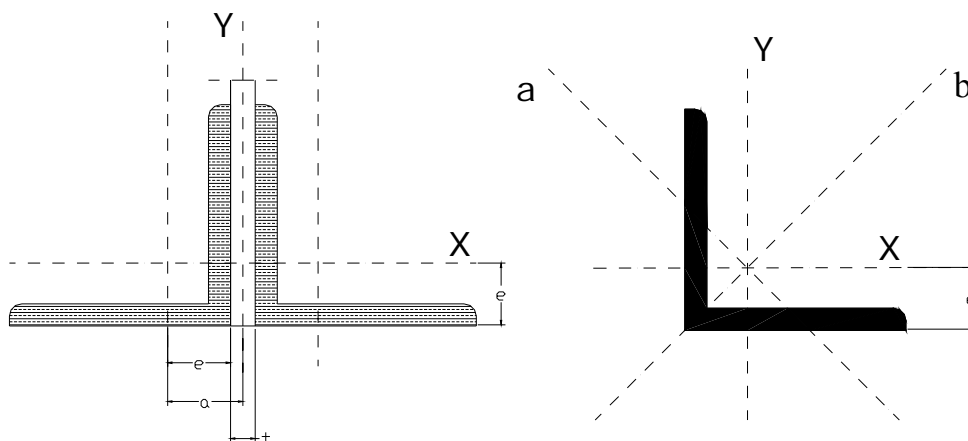
• **Batang Tekan (Arah X)**

$$L_{kx} = L = \dots\dots m = \dots\dots mm$$

$$r_x = \dots\dots cm = \dots\dots mm (i_x) \Rightarrow \text{lihat tabel profil baja}$$

$$e = 2,54 cm = 25,4 mm (\text{eksentrisitas bahan, lihat tabel profil baja})$$

$$t = 10 mm (\text{tebal pelat buhul})$$



Gambar 2.12 Titik berat profil siku, untuk profil ganda & tunggal

$$a = e + (0,5 \cdot t) = \dots\dots\dots mm$$

$$I_x = \dots\dots cm^4 = \dots\dots\dots mm^4$$

$$I_{x'} = 2 \cdot I_x + 2 \cdot A_o \cdot (a)^2$$

$$= \dots\dots\dots mm^4 (\text{Momen Inersia gabungan})$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_{x'}}{Ag}} = \dots\dots\dots mm$$

Perbandingan kelangsingan :

A. Kelangsingan elemen penampang λ_r

Dimana $\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{f_y}}$ (tabel 7.5 -1, hal 30 dari 183) untuk elemen profil siku

$$\lambda_r = \frac{250}{\sqrt{240}} = 16,137$$

Profil elemen : profil siku tunggal

$b = \dots$ mm (lebar profil tunggal)

$d = \dots$ mm (tebal profil tunggal)

Maka kelangsingan elemen penampang adalah :

$$\frac{b}{d} = \dots < \lambda_r$$

B. Kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda_x = \frac{L_{kx}}{r_x} \leq 200 \dots \dots \dots \text{(SNI 2002 hal 29)}$$

Mencari nilai $\omega_x = ?$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{L_{kx}}{r_x} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{untuk } \lambda_c \leq 0,25 \text{ maka } \omega = 1$$

$$\text{untuk } 0,25 < \lambda_c < 1,2 \text{ maka } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$$

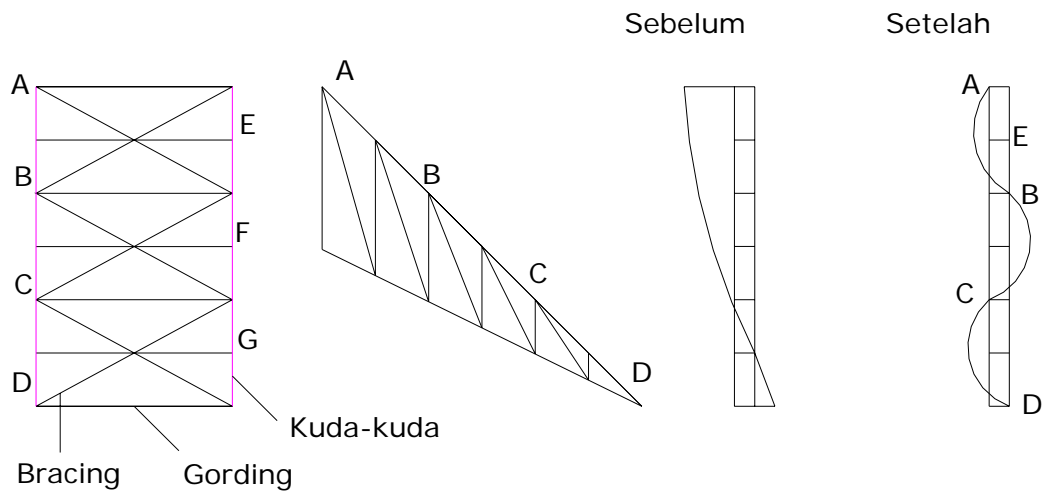
$$\text{untuk } \lambda_c \geq 1,2 \text{ maka } \omega = 1,25 \lambda_c^2$$

$$\omega_x = \dots \dots \dots$$

• **Batang Tekan (Arah Y)**

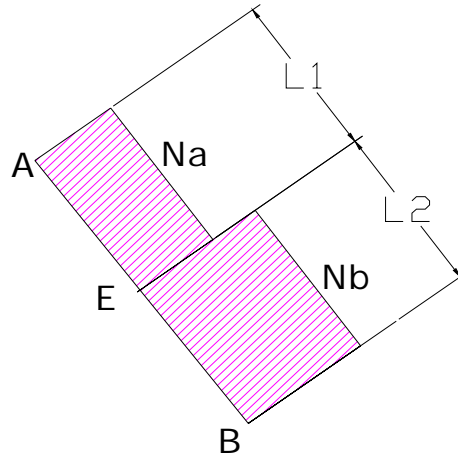
Mencari L_{ky} :

$$L_{ky} = \sum L \cdot \left[0,75 + \left(0,25 \cdot \frac{N_A}{N_B} \right) \right]$$



Gambar 3.6 *Bracing pada kuda – kuda*

Karena adanya bracing misal pada bentang A-B, maka joint A dan B tidak melendut, sedangkan titik E melendut tegak lurus bidang.



Gambar 2.14 Distribusi Gaya Tekan pada Bracing

Keterangan :

N = Gaya di ujung – ujung batang

N_A = Gaya tekan pada batang (yang lebih kecil)

N_B = Gaya tekan pada batang (yang lebih besar)

Namun pada perhitungan ini, direncanakan $L_{ky} = L_{kx} = L$ = jarak antar gording.

Pada arah tegak lurus sumbu y-y, harus dihitung kelangsingan ideal (λ_{iy}) dengan persamaan :

$$\lambda_{iy} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m}{2} \lambda^2} \dots\dots\dots (1)$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{r_y} \leq 200 \dots\dots\dots (2)$$

$$\lambda l = \frac{Ll}{r_{\min}} \leq 50 \dots\dots\dots (3)$$

$$Ll = \frac{Lk}{3}$$

Besaran penampang :

Profil *double canal* $a = e + (0,5 \cdot t)$

$$r_{yo} = \dots \text{ cm} = \dots \text{ mm} \qquad = \dots \text{ mm}$$

$$L_{ky} = L = \dots \text{ mm}$$

$$e = \dots \text{ cm} = \dots \text{ mm} \qquad A_o = \dots \text{ cm}^2 = \dots \text{ mm}^2$$

$$I_Y = \dots \text{ cm}^4 = \dots \text{ mm}^4 \qquad A_g = 2 \cdot A_o = \dots \text{ mm}^2$$

$$I_{Y'} = 2 \cdot I_y + 2 \cdot A_o \cdot (a)^2$$

$$= \dots \text{ mm}^4$$

$$r_{Y'} = \sqrt{\frac{I_{Y'}}{A_g}} = \dots \text{ mm}$$

Kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{r_y} \leq 200$$

Kelangsingan ideal (λ_{iy})

$$\lambda_{iy} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{m}{2} \lambda_l^2} \quad m = 2 \dots \dots \dots \text{ (SNI 2002 hal 57)}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{r_y}$$

$$\lambda_l = \frac{Ll}{r_{\min}} \leq 50 \dots \dots \dots \text{ (SNI 2002 HAL 59)}$$

$$r_{\min} = i_{\eta} = \dots \text{ cm} = \dots \text{ mm}$$

Ll = spasi antar pelat kopel pada arah komponen struktur tekan, mm
 \dots \dots \dots \text{ (SNI 2002 hal 58)}

$$Ll = \frac{Lk}{3}$$

Banyaknya pembagian batang minimum adalah 3..... (SNI 2002 hal 59)

$$\lambda_{iy} = \dots \dots \dots$$

Syarat Kestabilan Batang :

$$\lambda_x \geq 1,2 \lambda_l$$

$$\lambda_{iy} \geq 1,2 \lambda_l$$

Mencari nilai $\omega_{iy} = ?$

$$\lambda_c = \frac{1}{\pi} \frac{L_{ky}}{r_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{untuk } \lambda_c \leq 0,25 \text{ maka } \omega = 1$$

$$\text{untuk } 0,25 < \lambda_c < 1,2 \text{ maka } \omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$$

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

$$\lambda_c = \dots\dots\dots \text{ maka } \omega_{iy} = \dots\dots\dots$$

$$Nn = Ag \cdot f_{cr} = Ag \cdot \frac{f_y}{\omega}$$

$$f_{cr} = \frac{f_y}{\omega}$$

$$Nnx = \frac{Ag \cdot f_y}{\omega_x}$$

$$Nnx = \dots\dots\dots \text{ KN}$$

$$Nny = \frac{Ag \cdot f_y}{\omega_y}$$

$$Nny = \dots\dots\dots \text{ KN}$$

Dicari nilai Nn yang terkecil,

Syarat : $Nu \leq \Phi Nn$

Φ = faktor reduksi kekuatan (0,85)

PERHITUNGAN PELAT KOPEL

Contoh perhitungan untuk batang atas pada kuda-kuda utama

Digunakan dobel profil siku

$$N = Pu = \dots\dots\dots N$$

$$Lk = \dots\dots m = \dots\dots mm$$

$$Ll = \frac{Lk}{3} = \dots\dots mm$$

Kekuatan Pelat Kopel

$$\frac{l_p}{a} \geq 10 \frac{I_l}{L_l} \dots\dots\dots (\text{SNI 2002 Hal 59})$$

Keterangan:

I_p = Momen inersia pelat kopel,

$$I_p = 2 \cdot \frac{1}{12} t \cdot h^3 \text{ mm}^4$$

t = tebal pelat kopel = mm

h = tinggi pelat kopel = mm = lebar satu profil

a = jarak antara dua pusat titik berat elemen komponen struktur

I_l = momen inersia elemen komponen struktur terhadap sumbu l-l
= mm⁴ (lihat Tabel Baja)

L_l = spasi antara pelat kopel pada arah komponen struktur
= mm

$a = 2e + \text{tebal pelat buhul}$

= mm

$$\frac{l_p}{a} \geq 10 \frac{I_l}{L_l}$$

Gaya Lintang yang Dipikul oleh Pelat Kopel

$D_u = 0,02 \cdot N_u = \dots\dots\dots N$

Tegangan Geser yang Terjadi (τ) = $\frac{D_u \cdot S}{I \cdot b}$

Keterangan:

D_u = besarnya gaya lintang yang dipikul oleh pelat kopel

b = lebar per satuan panjang

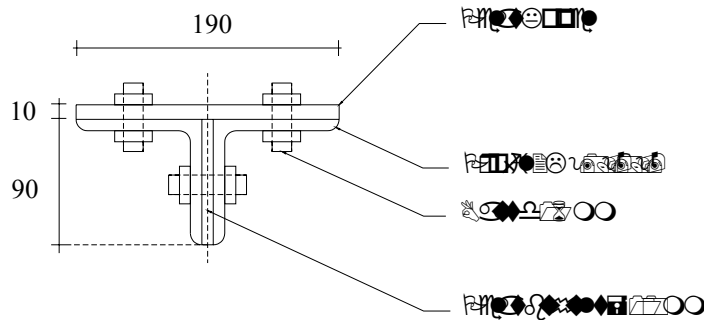
S_y = statis momen tunggal (terhadap sumbu y)

I = I_y profil gabungan

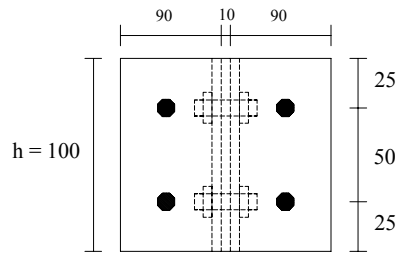
$S_{\text{profil}} = A_{\text{profil}} \cdot a$
= mm³

$I_y \text{ gab} = (2 \cdot I_y) + (2 \cdot A \cdot (0,5a)^2)$

$I_y \text{ gabungan} = \dots\dots\dots \text{mm}^4$



Gambar 2.15 Potongan Melintang Profil



Gambar 2.16 Tampak Atas Profil

Tegangan Geser per Satuan Panjang

$$(\tau) = \frac{D_u * S}{I * b} = \dots\dots\dots \text{ N/mm}^2$$

Gaya Geser yang Dipikul oleh Pelat Kopel

$$P = \tau \cdot L_l = \dots\dots\dots \text{ N}$$

Pemeriksaan Geser Pelat Kopel

Ukuran pelat kopel: mm

$$\text{Luas penampang pelat kopel (A)} = \dots\dots\dots \text{ cm}^2 = \dots\dots\dots \text{ mm}^2$$

$$\tau = \frac{P}{A}$$

$$= \dots\dots \text{N/mm}^2$$

$$\tau_{\text{ijin}} = \frac{fy}{\sqrt{3}}$$

$$= \dots\dots \text{N/mm}^2$$

Syarat Geser : $\tau \leq \tau_{\text{ijin}}$

Geser Baut pada Pelat Kopel

Digunakan baut dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$fu = \dots\dots \text{kg/cm}^2 = \dots\dots \text{N/mm}^2$$

$$dn = 5/8'' = \dots\dots \text{mm}$$

$$Ab = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot dn^2$$

$$= \dots\dots\dots \text{cm}^2$$

Kekuatan Nominal Baut

$$Vd = \phi f Vn = \phi \cdot f \cdot r_1 \cdot f_b^u \cdot m \cdot Ab$$

Maka:

$$f_b^u = \dots\dots \text{N/mm}^2$$

$$\phi \cdot f = 0,75$$

$$r_1 = 0,5$$

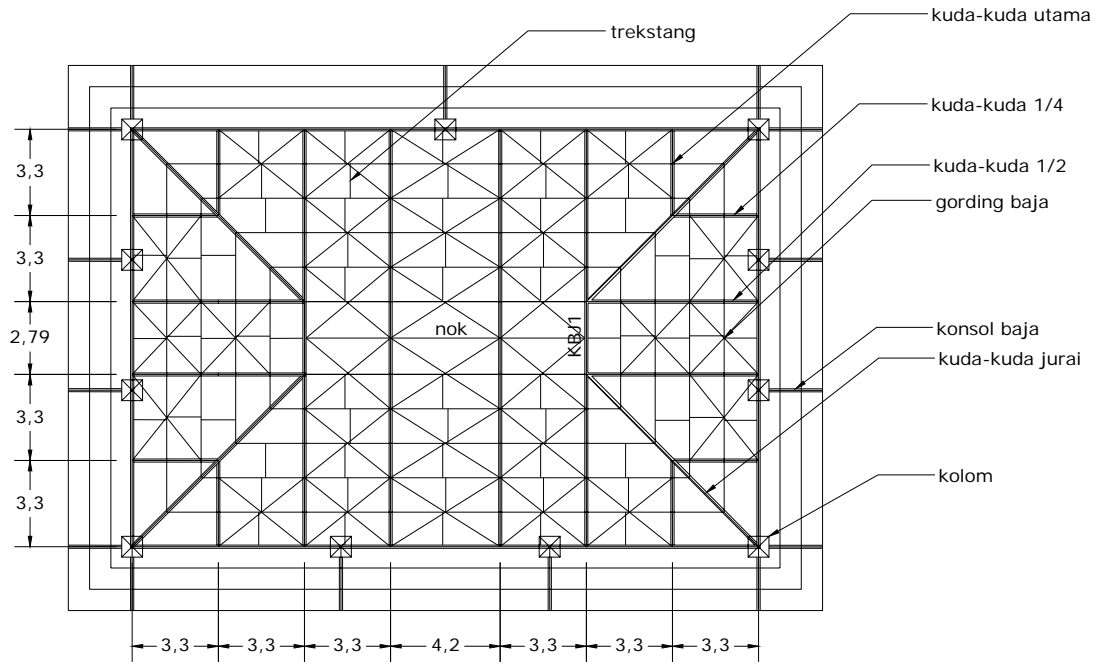
$$Vd = \phi \cdot f \cdot r_1 \cdot f_b^u \cdot m \cdot Ab$$

$$= \dots\dots \text{N/baut}$$

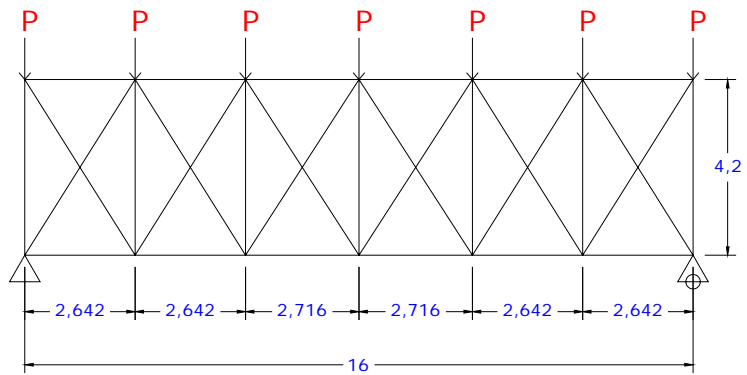
Geser Baut

$$\text{Syarat: } \frac{P}{n} \leq Vd$$

PERHITUNGAN IKATAN ANGIN/BRACING



Gambar2.17 Denah Atap



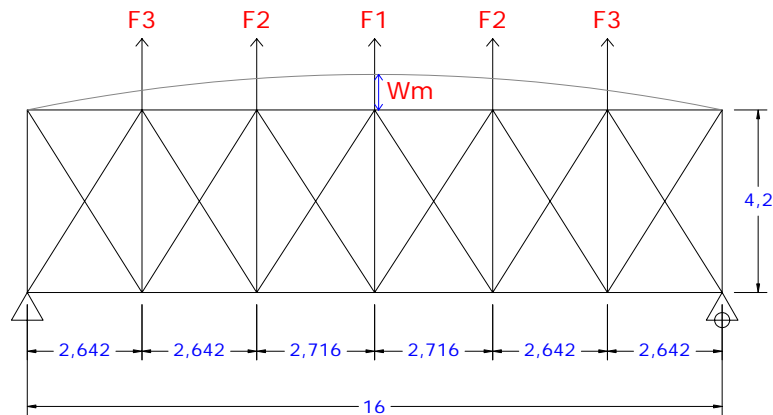
Gambar 2.18 Tampak Atas Pemodelan Ikatan Angin

Wangin = 25 kg/cm²

Σ titik buhul untuk satu kuda-kuda utama = 24 titik buhul

$qA = \text{Wangin} \times \text{Luas penampang segitiga}$

$$P \text{ tiap buhul} = \frac{qA}{\Sigma \text{titikbuhul}}$$



Gambar 2.20 Pemodelan Arah Gaya dan Lendutan yang Terjadi

$$N1 = \dots \text{ kg} \qquad \lambda_1 = \dots \text{ m}$$

$$N2 = \dots \text{ kg} \qquad \lambda_2 = \dots \text{ m}$$

$$N3 = \dots \text{ kg} \qquad \lambda_3 = \dots \text{ m}$$

$$N = 6$$

$$Wm = \frac{l}{700} = \dots \text{ m}$$

Keterangan:

l = bentang kuda – kuda

λ_n = jarak antar gording

N_n = gaya batang terbesar pada bentang ke-n

N = jumlah bentang pada kuda-kuda utama

Wm = lendutan ijin akibat gaya angin

$$F_n = \frac{\sum \text{kuda-kuda} * (Wm + \Delta Wm)}{N^2 * \lambda_n} * N_n$$

$$F_1 = \dots\dots\dots \text{ kg}$$

$$F_2 = \dots\dots\dots \text{ kg}$$

$$F_3 = \dots\dots\dots \text{ kg}$$

Beban tiap struktur ikatan angin

$$F_n' = F_n * \frac{\sum \text{kuda-kuda}}{\sum \text{ika tan angin}}$$

$$F_1' = \dots\dots\dots \text{ kg}$$

$$F_2' = \dots\dots\dots \text{ kg}$$

$$F_3' = \dots\dots\dots \text{ kg}$$

Gaya Batang Total

$$P_n = F_n' + P$$

$$P_1 = F_1' + P = \dots\dots\dots \text{ kg}$$

$$P_2 = F_2' + P = \dots\dots\dots \text{ kg}$$

$$P_3 = F_3' + P = \dots\dots\dots \text{ kg}$$

Hasil SAP 2000

$$P_{tekan} = \dots\dots \text{ Ton} \quad L = \dots\dots \text{ m}$$

$$P_{tarik} = \dots\dots \text{ Ton} \quad L = \dots\dots \text{ m}$$

Ukuran ikatan angin (plastis)

$$A_s = \frac{P}{1/3 * f_y} = \dots\dots\dots \text{ mm}^2$$

Digunakan ikatan angin \varnothing mm ($A_s = \dots\dots \text{ mm}^2$)

Cek terhadap tegangan tarik maksimum

$$N_{max} = P_{tarik} = \dots\dots \text{ Ton}$$

$$F = \frac{N_{max}}{A_{netto}} = \dots\dots \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots \text{ok}$$

Perhitungan Pelat Landas dan Angkur

$$\text{Gaya reaksi tumpuan vertikal} = \dots\dots \text{ kg}$$

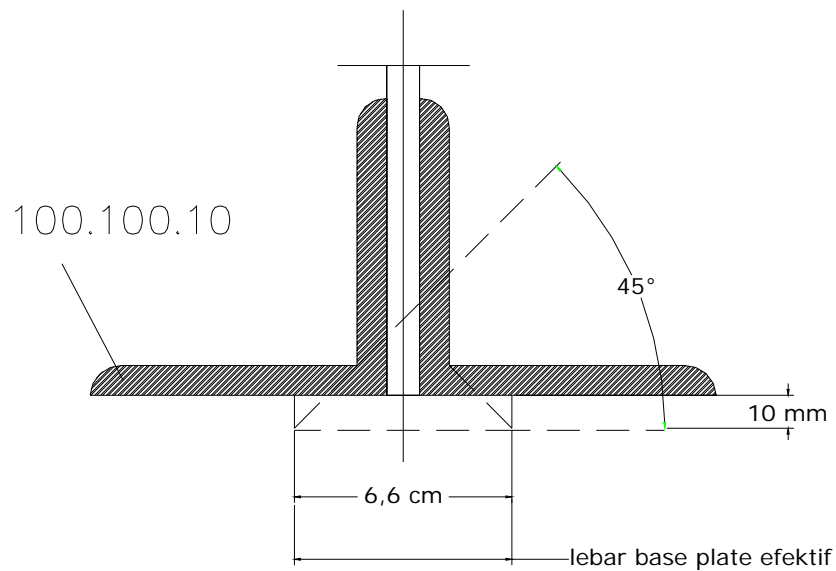
Gaya reaksi tumpuan horizontal = kg

Tegangan tumpu *base plate* – kolom beton ;

$$f'c = 30 \text{ Mpa} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{beton}} = 0,3 \cdot f'c = 90 \text{ kg/cm}^2$$

Menghitung lebar *base plate* efektif (B_{efektif})



Gambar 2.21 Potongan Melintang Profil 2L 100.100.10

$$\sigma_{\text{beton}} = \sigma_{\text{base plate}}$$

$$90 = \frac{Pv}{LxB}$$

$L = \dots\dots\dots$ cm rencana L yang digunakan adalah $\dots\dots\dots$ cm

$$\text{Cek: } \sigma_b \cdot L \cdot B_{\text{eff}} > Pv$$

- Kekuatan Geser Baut, jika $\frac{t}{d} \geq 0,628$
- Kekuatan Tumpu pada Lubang Baut, jika $\frac{t}{d} \leq 0,628$

Keterangan :

t - adalah tebal elemen profil

d - adalah diameter baut

$$t = 20 \text{ mm}$$

$$d = 16 \text{ mm}$$

$$\frac{20}{16} \geq 0.628 \Rightarrow 1,25 \geq 0,628 \text{ Baut diperhitungkan terhadap geser !}$$

Geser Baut pada *Base Plate*

Digunakan baut dengan spesifikasi sebagai berikut:

$$f_u = 3700 \text{ kg/cm}^2 = 370 \text{ N/mm}^2$$

$$d_n = 23 \text{ mm}$$

$$A_b = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_n^2$$

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

$$m = 1 \text{ baris}$$

$$\phi \cdot f = 0,75$$

$$r_1 = 0,5$$

Kekuatan Nominal Baut

$$V_d = \phi \cdot f \cdot V_n = \phi \cdot f \cdot r_1 \cdot f_b^u \cdot m \cdot A_b$$

Maka:

$$V_d = \phi \cdot f \cdot r_1 \cdot f_b^u \cdot m \cdot A_b$$

$$= \dots\dots\dots = \dots\dots\dots \text{ N/baut}$$

Geser Baut

$$\text{Syarat: } \frac{P}{n} \leq V_d$$

$$\dots\dots\dots \text{ kg} = \dots\dots\dots \text{ N}$$

Jarak baut angkur

Dengan Syarat ;

$$u \geq 1,5 \cdot d \qquad s \geq 3 \cdot d$$

$$S = 210 \text{ mm} \qquad U = 75 \text{ mm}$$

2.6.1.2 Pelat Lantai

- Mutu Beton (f_c') = 30 Mpa

- Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa, untuk tulangan utama
- Mutu Baja (f_y) = 240 Mpa, untuk tulangan geser

Penentuan Tebal Pelat

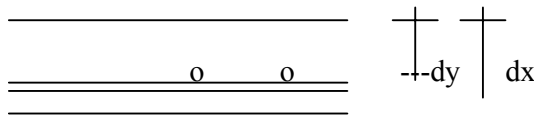
$$h \geq \frac{\ln \left\{ 0.8 + \left(\frac{f_y}{1500} \right) \right\}}{36 + 9\beta}$$

$$h \leq \frac{\ln \left\{ 0.8 + \left(\frac{f_y}{1500} \right) \right\}}{36}$$

Penentuan Tinggi Efektif

Tebal penutup beton = 20 mm

Ø tulangan utama = 12 mm



$$dx = h - p - \frac{1}{2} \text{Ø} = 120 - 20 - 6 = 94 \text{ mm}$$

$$dy = h - p - \frac{1}{2} \text{Ø} - \text{Ø} = 120 - 20 - 6 - 12 = 82 \text{ mm}$$

Pembebanan Pelat

➤ Beban Mati

- Berat sendiri pelat = $0,12 \cdot 1 \cdot 2400$ = 288 kg/m²
- Plafond dan Penggantung = 11 + 7 = 18 kg/m²
- Spesi = 2 · 21 = 42 kg/m²
- Ubin = 1 x 1 x 24 = 24 kg/m² +
WD = 372 kg/m²

➤ Beban Hidup

$$WL = g \text{ kg/m}^2$$

$$Wu = 1,2 \text{ WD} + 1,6 \text{ WL}$$

Penulangan Pelat

Perhitungan tulangan dimodelkan seperti perhitungan tulangan pada balok, dengan asumsi lebar balok dianggap 1 meter.

$$\frac{L_y}{L_x} = \dots$$

$$L_x$$

$$M_{lx} = 0,001 \times W_u \times L_x^2 \times x$$

$$M_{ly} = 0,001 \times W_u \times L_x^2 \times x$$

$$M_{tx} = -0,001 \times W_u \times L_x^2 \times x$$

$$M_{ty} = -0,001 \times W_u \times L_x^2 \times x$$

Diambil Momen terbesar (M_{max}) = M_u

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$\text{Tebal plat minimum } h_{\min} = \frac{1}{20} \cdot L \Rightarrow \text{ditentukan } h = \dots \text{ mm}$$

Penutup beton tebalnya ditentukan bedasar Tabel 3 CUR,

untuk $\rightarrow < 16 \text{ mm}$, tebal plat = 40 mm

\rightarrow dicoba tulangan $\rightarrow = \dots \text{ mm}$

$$\frac{M_n}{b \times d^2} = \dots \text{ KN/m}^2$$

Tentukan nilai r berdasarkan Buku Grafik dan Tabel Perencanaan Beton Bertulang Tabel 5.2a.

$$A_s = r \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = \dots \text{ mm}^2$$

\rightarrow ditentukan tulangan $\rightarrow \dots - \dots$ (A_s terpasang = $\dots \text{ mm}^2$)

Cek :

Terhadap rasio tulangan max dan min

$$r = A_s / b \times d \rightarrow r_{\min} \leq r \leq r_{\max} \dots \text{ OK}$$

Terhadap lendutan

Lendutan yang terjadi harus lebih kecil dari lendutan ijin ($L/240$)

2.5 Perencanaan Terhadap gempa

Berdasarkan pedoman yang berlaku di Indonesia yaitu Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Rumah dan Gedung (SNI 03-1726-2002),

besarnya beban gempa horisontal V yang bekerja pada struktur bangunan, dinyatakan sebagai berikut :

$$V = \frac{C \cdot I}{R} W_t$$

Keterangan:

- V : Beban Gempa Dasar Nominal (Beban Gempa Rencana).
 C : Koefisien gempa, yang besarnya tergantung wilayah gempa (Z) dan waktu getar struktur . Harga C ditentukan dari Diagram Respon Spektrum, setelah terlebih dahulu dihitung waktu getar (T) dari struktur
 I : Faktor keutamaan struktur
 R : Faktor reduksi gempa, diambil sebesar 0,85
 W_t : Kombinasi dari beban mati dan beban hidup yang direduksi

→ **Periode Getar Struktur (T) untuk portal beton**

$$T = 0,060 \cdot H^{0,75} = 0,060 \cdot H^{0,75}$$

→ **Faktor Keutamaan Struktur (I)**

Karena dikategorikan bangunan rendah dengan tinggi kurang dari n tingkat, maka didapatkan dari Tabel nilai $c = \dots$

→ **Faktor jenis struktur (K)**

Bangunan yang direncanakan Daktilitas terbatas struktur umum.

Disebutkan : $\mu > 2 \rightarrow$ diambil 2,5

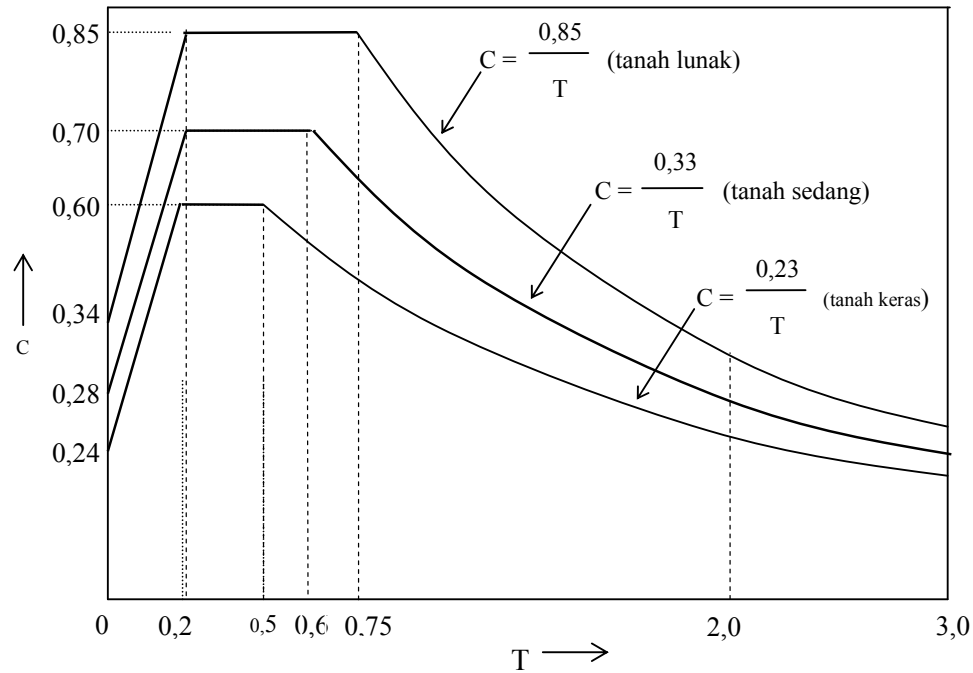
$$K = (1 + (10 / \mu)) / 3$$

→ **Faktor Wilayah Gempa (Z)**

Untuk lokasi Semarang yang berada pada Wilayah Gempa 4, dengan percepatan tanah maksimum pada tanah keras ($\mu = 0,1$) dengan $Z = 1,0$

→ **Spektrum Respon Gempa Rencana (c)**

Dari Grafik dengan spesifikasi tanah, maka didapat nilai $c = \dots$



Gambar 2.22 Spektrum Respon Gempa Rencana untuk Wilayah Gempa 4

→ **Beban Gempa Dasar Nominal**

$$V = \frac{C \cdot I}{R} W_t$$

Distribusi Beban Gempa Tiap Lantai

$$F_i = \left(\frac{W_i \times h_i}{W_1 \times h_1 + \dots + W_n \times h_n} \right) \times V$$

Menurut Applied Technology Council / ATC (1984), arah gempa yang sembarang dapat disimulasikan dengan meninjau Beban Gempa Rencana yang disyaratkan oleh peraturan, bekerja dalam kedua arah utama struktur yang saling tegak lurus secara simultan, yaitu 100% pada satu arah dan 30% pada arah tegak lurusnya.

→ **Periode Getar Struktur (Rumus Rayleigh)**

$$T = 2\pi \left[\frac{W_1 \times d_1^2 + W_2 \times d_2^2 + W_3 \times d_3^2 + W_4 \times d_4^2}{g(F_1 \times d_1 + F_2 \times d_2 + F_3 \times d_3 + F_4 \times d_4)} \right]^{0.5}$$

Jika periode getar struktur (T) yang dihitung dengan Rumus Rayleigh lebih besar dari 80% dari nilai T yang dihitung dengan rumus pendekatan pada perhitungan pendahuluan, maka Beban Gempa Horizontal V yang didapat, dapat digunakan untuk proses disain dari struktur.

$$T_{\text{Rayleigh}} > 0,8 \cdot T_{\text{biasa}}$$

Selanjutnya gaya gempa dimasukkan dalam perhitungan struktur menggunakan program SAP 2000, sehingga menghasilkan output berupa gaya-gaya dalam yang kemudian akan dijadikan dasar perhitungan penulangan komponen-komponen struktur beton bertulang.

2.6.1.2 Balok

Dalam pra desain tinggi balok menurut SKSNI T-15 1991-03 merupakan fungsi dari bentang dan mutu baja yang digunakan. Secara umum pra desain tinggi balok direncanakan $L/10 - L/15$, dan lebar balok diambil $\frac{1}{2} H - \frac{2}{3} H$ dimana H adalah tinggi balok.

Dalam merencanakan struktur balok perlu ditinjau adanya macam-macam tegangan yang ditimbulkan akibat gaya-gaya luar (*eksternal*) yang terjadi untuk memperkecil kehancuran beton oleh gaya-gaya tersebut. Secara umum torsi, yang terjadi di tumpuan maupun di tengah bentang.

Tegangan lentur diperhitungkan untuk menentukan tulangan utama balok sengkang).

2.6.1.3 Kolom

Perencanaan Struktur Kolom

Elemen kolom menerima beban lentur dan beban aksial, menurut SK SNI-03-2002 untuk kolom yang menerima beban lentur dan beban aksial ditetapkan koefisien reduksi bahan 0,80, sedang pembagian tulangan pada kolom (berpenampang segi empat) dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu:

- ❖ Tulangan dipasang simetris pada dua sisi kolom (2 faces)
- ❖ Tulangan dipasang simetris pada empat sisi kolom (4 faces)

Pada perencanaan gedung Disperindag dipakai perencanaan kolom dengan menggunakan tulangan pada empat sisi penampang kolom (4 faces).

Perhitungan penulangan kolom dan struktur ini menggunakan bantuan program SAP 2000 yang terdiri dari dua tahap sebagai berikut:

- ❖ Disain tulangan pokok untuk menahan momen lentur
- ❖ Disain tulangan geser (sengkang) untuk menahan gaya geser.

Mendesain Tulangan Penampang Persegi dengan Gaya Tekan Eksentris

Langkah-langkah perhitungan Tulangan Geser Kolom :

- ⊙ $V = V_u = \dots\dots\dots$ (gaya lintang/geser , dari perhitungan *SAP-2000*)
- ⊙ $P_u = N_u = \dots\dots\dots$ (gaya normal, dari perhitungan *SAP-2000*)
- ⊙ $V_n = V_u / \phi$ ($\phi = 0,6$)
- ⊙ $\phi.V_c = \phi \cdot 0,17 (1 + 0,073 \cdot N_u / A_g) \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$
- ⊙ $V_u < \phi \cdot V_c / 2 \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser \rightarrow dipakai tulangan praktis
- ⊙ $V_u \geq \phi \cdot V_c / 2 \rightarrow$ perlu tulangan geser
- ⊙ Cek Penampang :
 - $\phi V_s \text{ max} = 0,6 \cdot 2/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$
- ⊙ $\phi V_s = V_u - \phi V_c$
- $\phi V_s < \phi V_s \text{ max} \dots\dots\dots \text{OK!}$
- ⊙ Jika $V_u < \phi \cdot V_c \rightarrow$ perlu tulangan geser minimum
- ⊙ $A_v = b \cdot s / 3 \cdot f_y$
- ⊙ $s = \dots\dots\dots < d/2$, dengan $s = \text{jarak antar tulangan geser dalam arah memanjang (mm)}$
- ⊙ Jika $V_u \geq \phi \cdot V_c \rightarrow$ perlu tulangan geser
 - $s = \frac{A_v \cdot d \cdot f_y}{V_n - V_c}$, dengan $A_v = \text{luas penampang 2 kaki tulangan geser (mm}^2\text{)}$
 - $s < d/4$ (pada daerah sendi plastis $\rightarrow y = d$)
 - $s < d/2$ (pada daerah di luar sendi plastis $\rightarrow y = 2h$)

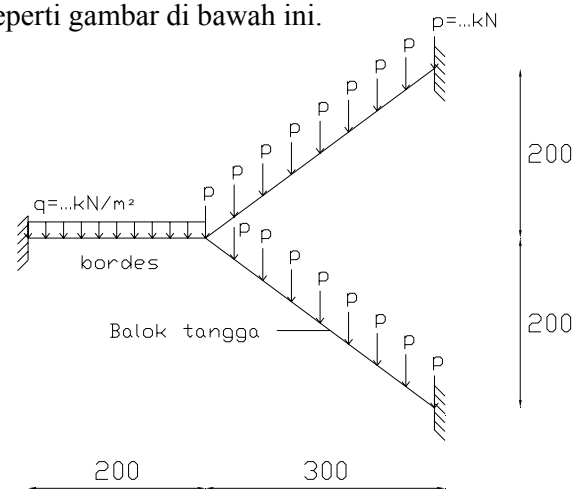
2.6.1.4. Tangga

Struktur gedung ini menggunakan tangga tipe K, terbuat dari pelat beton. Ketinggian tangga tiap lantai yaitu 4 m.

Adapun parameter yang perlu diperhatikan pada perencanaan struktur tangga adalah sebagai berikut :

- Tinggi antar lantai
- Tinggi *Optrede*
- Lebar bordes
- Kemiringan tangga
- Lebar anak tangga
- Panjang *Antrede*
- Jumlah anak tangga
- Tebal selimut beton
- Tebal pelat tangga

Pembebanan seperti gambar di bawah ini.



Gambar 2.23. Pembebanan balok tangga

Beban mati :

- Berat anak tangga (q) = kN/m^2
- Beban terpusat (P) = $\frac{1}{2} \cdot q \cdot L$ = kN
- Tulangan utama

Dari hasil perhitungan mekanika teknik dengan menggunakan program SAP 2000, didapat hasil sebagai berikut :

a. Penulangan pelat tangga pada momen tumpuan

$$Mu = \dots \text{ kN.m}$$

- Data – data :
- Lebar tangga = 1000 mm
 - Tebal pelat tangga = 200 mm
 - Tebal selimut beton = 40 mm
 - Direncanakan menggunakan $\phi 12$ mm

Maka :

$$\text{Tinggi efektif (d)} = 200 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 12 = \dots \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \dots \text{ kN.m}$$

$$\frac{Mn}{b \cdot d^2} = \dots \text{ kN/m}^2$$

Dari buku “ Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang”, untuk diperoleh harga $\rho = 0,001287$

$$\text{Luas Tulangan tarik} = Asl = \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = \dots \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas Tulangan tekan} = (50 \% \cdot As \text{ terpasang}) = \dots \text{ mm}^2$$

b. Penulangan pelat tangga momen lapangan

Dari hasil analisis SAP diperoleh $Mu = 9,80 \text{ kN.m}$

- Data – data :
- Lebar tangga = 100 cm
 - Tebal pelat tangga = 20 cm
 - Tebal selimut beton = 40 mm
 - Direncanakan menggunakan $\phi 12$ mm

Maka :

$$\text{Tinggi efektif (d)} = 200 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 12 = \dots \text{ mm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \dots \text{ kN.m}$$

$$\frac{Mn}{b \cdot d^2} = \dots \text{ kN/m}^2$$

Dari buku “ Grafik dan Tabel Perhitungan Beton Bertulang”, diperoleh harga $\rho = 0,001649$

Luas tulangan tarik

$$Asl = \rho_{\min} \cdot b \cdot d = \dots \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan tekan} = 50 \% \cdot As \text{ terpasang} = \dots \text{ mm}^2$$

c. Penulangan geser balok tangga

$$\text{Cek : } Vu \leq \phi Vc$$

$$Vu = Vu / b \cdot d$$

Untuk mutu beton $f'c = \dots \text{ Mpa}$, didapat $\phi Vc = \dots \text{ Mpa}$

Jika $Vu < \phi Vc$

→ maka tidak perlu tulangan geser

2.6.1.5. Lift

Lift merupakan alat transportasi manusia dalam gedung dari satu tingkat ke tingkat lainnya. Disesuaikan dengan pemikiran jumlah lantai bangunan yaitu untuk gedung 5 lantai perkiraan jumlah pengguna *lift* maka pada struktur gedung ini digunakan 2 buah *lift*.

Semua *lift* pada bangunan gedung gedung ini memiliki tipe sama, dengan kapasitas untuk 1 *lift* adalah 10 orang. Dalam perencanaan *lift*, metode perhitungan yang dilakukan merupakan analisis terhadap konstruksi ruang tempat *lift* dan perhitungan balok penggantung katrol *lift*. Perhitungan konstruksi tempat *lift* meliputi :

- Ruang tempat mesin *lift*, terdiri dari mesin *lift* penarik kereta dan beban pemberat / penyeimbang yang diletakkan pada bagian atap bangunan.

- Beban *lift* beserta perangkatnya hanya ditahan oleh pelat beserta balok anaknya.

2.6.2 Perencanaan Struktur Bawah

Struktur bawah (*Sub-Structure*) yang berupa pondasi, merupakan struktur yang berfungsi untuk meneruskan beban-beban dari struktur atas ke dalam lapisan tanah. Dalam menentukan jenis pondasi yang sesuai kita perlu mempertimbangkan beberapa hal sebagai berikut :

- Keadaan tanah, seperti parameter tanah, daya dukung tanah, dll.
- Jenis struktur atas (fungsi bangunan)
- Anggaran biaya yang dibutuhkan
- Waktu pelaksanaan yang direncanakan
- Keadaan lingkungan sekitar

2.6.2.1. Parameter Tanah

Sebelum kita menentukan jenis pondasi yang akan digunakan, terlebih dahulu harus diketahui kondisi tanah tempat bangunan akan didirikan. Untuk keperluan tersebut, maka dilakukan penyelidikan tanah (*soil investigation*). Penyelidikan yang dilakukan terdiri dari penyelidikan lapangan (*field test*) dan penyelidikan laboratorium (*laboratory test*).

Penyelidikan tanah dimaksudkan untuk mengetahui kondisi geoteknik, baik keadaan, jenis dan sifat-sifat yang menjadi parameter dari tanah pondasi rencana. Yang dimaksud dengan kondisi geoteknik adalah :

- Struktur dan penyebaran tanah serta batuan
- Sifat fisis tanah (*soil properties*)
- Sifat teknis tanah / batuan (*engineering properties*)
- Kapasitas dukung tanah terhadap pondasi yang diperbolehkan sesuai dengan tipe pondasi yang akan digunakan.

Hasil penyelidikan tanah di lokasi dimana bangunan ini akan didirikan, yakni di Jl. Pahlawan No.4 dapat dilihat secara lengkap pada lampiran laporan pekerjaan penyelidikan tanah yang terletak pada bagian akhir laporan tugas akhir ini.

2.6.2.2. Analisis Daya Dukung Tanah

Perhitungan daya dukung tanah sangat diperlukan guna mengetahui kemampuan tanah sebagai perletakan/pemakaian struktur pondasi. Daya dukung tanah merupakan kemampuan tanah dalam mendukung beban baik berat sendiri struktur pondasi maupun beban struktur atas secara keseluruhan tanpa terjadinya keruntuhan. Nilai daya dukung tersebut dibatasi oleh suatu daya dukung batas (*ultimate bearing capacity*), yang merupakan keadaan saat ,mulai terjadi keruntuhan.

Sebelum kita menentukan jenis pondasi yang akan digunakan, kita harus menentukan daya dukung ijin (q_u) yang merupakan hasil bagi dari daya dukung batas (q_{ult}) dengan *safety factor* (SF=3).

2.6.2.3. Pemilihan Tipe Pondasi

Berdasarkan data-data hasil penyelidikan tanah di lokasi perencanaan yang telah dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Diponegoro, untuk lokasi di Jalan Pahlawan No. 4 Semarang telah ditemukan bahwa lapisan tanah dengan konsistensi keras terletak pada kedalaman – 28 m dari muka tanah setempat. Sehingga dalam hal ini diputuskan untuk menggunakan jenis pondasi dalam, yaitu pondasi tiang pancang. Sedangkan untuk pondasi dangkal untuk menumpu struktur tangga akan digunakan jenis pondasi telapak, yang akan digunakan pula sebagai *poer* tiang pancang.

2.6.2.4. Perencanaan Pondasi

Pada perencanaan pondasi terlebih dahulu kita melakukan analisa kapasitas daya dukung pondasi baik untuk pondasi tiang pancang maupun untuk pondasi telapak.

Perhitungan Kemampuan Tiang Pancang Tunggal

✚ Berdasarkan Kekuatan Bahan

Menurut tata cara perencanaan struktur beton untuk bangunan gedung SNI – 2002, kuat tumpu rencana pada beton tidak boleh melebihi $\phi \cdot (0,85 \cdot f'c \cdot A_1)$ dimana :

$$\phi = 0,8$$

$$f'c = 60 \text{ MPa} = 600 \text{ kg/cm}^2$$

Rencana Dimensi Tiang :

Tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut :

- Tiang pancang bulat dengan :

diameter luar (D_L)

diameter dalam (D_D)

ketebalan beton

- Panjang satu segmen tiang pancang

- Luas penampang tiang pancang $= \frac{1}{4} \pi (D_L^2 - D_D^2)$

- Keliling penampang tiang pancang $= \pi (D_L)$

Mutu bahan yang digunakan adalah sbb :

- $F'c = 60 \text{ MPa}$

$$\text{Maka } P_{\text{tumpu}} = \phi \cdot (0,85 \cdot f'c \cdot A_1)$$

✚ Berdasar Data Sondir

Perhitungan tiang pancang didasarkan pada tahanan ujung dan hambatan pekat, persamaan daya dukung yang diijinkan adalah :

Dengan menggunakan rumus *Begemann* :

$$Qa = \frac{q_c \cdot A}{3} + \frac{TF \cdot O}{5}$$

keterangan : q_c = nilai unsur *resistance* (kg/cm^2)

A = luas penampang tiang (cm^2)

TF = jumlah tahanan geser (kg/cm^2)

3 & 5 = faktor keamanan

O = $\pi (D_L)$

Hasil dari data sondir didapat nilai Q_{all} (Daya Dukung Tiang Tunggal)

✚ Berdasar Daya Dukung Tanah (N-SPT)

➤ **Perhitungan Meyerhof**

Meyerhof (1956) mengusulkan formula untuk menentukan daya dukung pondasi tiang pancang sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 40 \times N_b \times A_b + 0,2 \times \tilde{N} \times A_s$$

$$Q_{all} = Q_{ult} / FS \quad \rightarrow \quad (Fs = 2,0)$$

Dimana :

Q_{ult} = daya dukung batas pondasi tiang pancang (ton)

N_b = nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang (kg/cm^2)

A_b = Luas penampang dasar tiang (m^2)

\tilde{N} = nilai N-SPT rata-rata (kg/cm^2)

A_s = Luas selimut tiang (m^2) = keliling x L_p

Harga batas untuk N_b adalah 40 dan harga batas untuk $0,2 \times \tilde{N}$ adalah 10 t/m^2 .

$N_b = 55 \text{ kg/cm}^2$, dipakai $N_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ (nilai batas)

$$A_b = \left[\frac{1}{4} \pi (D_L^2 - D_D^2) \right] \dots \text{ cm}^2$$

$$A_s = \pi (D) \times L_p = 125,6 \text{ cm} \times 2800 \text{ cm} = 351680 \text{ cm}^2$$

L_p = Panjang tiang hingga kedalaman tanah keras

$$Q_{ult} = 40 \times N_b \times A_b + 0,2 \times \tilde{N} \times A_s$$

$$Q_{all} = Q_{ult} / 2,5 = \dots \text{ ton}$$

➤ **Perhitungan Schmertmann**

Schmertmann (1967) mengusulkan korelasi antara tahanan ujung batas dan tahanan friksi batas dengan nilai N-SPT, yang didasarkan pada data *Standart Penetration Test*. Pengalaman menunjukkan bahwa metode ini memberikan hasil yang konservatif.

Tahanan Friksi (*Side friction*) :

$$P_f = \pi d \times \{ (h_1 \times 0,05 \tilde{N}_1) + (h_2 \times 0,05 \tilde{N}_2) + (h_3 \times 0,019 \tilde{N}_3) + (h_4 \times 0,019 \tilde{N}_4) + \\ (h_5 \times 0,05 \tilde{N}_5) + (h_6 \times 0,05 \tilde{N}_6) + (h_7 \times 0,05 \tilde{N}_7) + (h_8 \times 0,019 \tilde{N}_8) + \\ (h_9 \times 0,01 \tilde{N}_9) \} \\ = \dots \text{ kg} = \dots \text{ ton}$$

Tahanan ujung (*End bearing*) :

$$P_b = 3,6 \times N \times A_b \\ = \dots \text{ kg} = \dots \text{ ton}$$

$$Q_{ult} = P_f + P_b \\ = \dots \text{ ton}$$

$$Q_{all} = Q_{ult} / 2,5 = \dots \text{ Ton}$$

➤ Perhitungan Menurut Ir.Suyono

Yaitu perhitungan intensitas daya dukung *ultimate* pondasi pada ujung tiang (“ Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi “) oleh Ir. Suyono hal 101

Berdasarkan daya dukung tiang yang diijinkan (Q_a) dapat diperoleh rumus sebagai berikut :

$$R_a = \frac{1}{n} * R_u = \frac{1}{n} * (R_p + R_f)$$

dimana : n = *safety factor* (angka keamanan) = 3,0

Q_u = daya dukung batas pada tanah pondasi (ton)

R_p = daya dukung terpusat tiang (ton)

R_f = gaya geser pada dinding tiang (ton)

$$Q_u = qd \cdot A + O \cdot \sum li \cdot fi$$

keterangan :

qd = daya dukung terpusat tiang (ton)

A = luas penampang tiang (cm^2)

O = keliling penampang tiang (cm)

li = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran

dinding tiang.

f_i = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2)

✚ Perhitungan Daya Dukung Vertikal Berdasarkan Hasil N - SPT

Daya dukung berdasar hasil SPT perlu diketahui, sebab merupakan salah satu cara untuk mendapatkan daya dukung tanah secara langsung (*Bearing Capacity*)

Mencari panjang ekuivalen dari penetrasi tiang pancang

1. Harga N_1 pada ujung tiang ($N_1 = \dots \text{kg/cm}^2$)
2. Harga $N_{\text{rata-rata}}$ pada jarak $4D$ ($\dots \text{cm}$)

- Mencari $N_2 = N_{\text{rata-rata}}$ (pada jarak $4D$)

Tarik sejarak $4D = (\dots \text{cm})$ dari ujung tiang pancang yaitu pada kedalaman (kedalaman tanah keras) – $4D = \dots \text{m}$

dimana kedalaman tersebut berada pada interval kedalaman

sehingga $N_{\text{rata-rata}}$ dapat diperoleh. Kemudian mencari nilai \bar{N}

$$\bar{N} = \frac{N_1 + N_{\text{rata-rata}}}{2}$$

- Mencari q_d

$$\frac{l}{D} \text{ dimana } l = 4D$$

$$\frac{q_d}{N} = x = 10 + a$$

$$q_d = \dots \text{kg/cm}^2 = \dots \text{t/m}^2$$

- Gaya geser maksimal dinding tiang ($U \cdot \Sigma [l_i \cdot f_i]$)

$$\Sigma (l_i \cdot f_i) = \dots \text{kg/cm}^1$$

$$U \cdot \Sigma (l_i \cdot f_i) = \text{Keliling tiang} \cdot \Sigma (l_i \cdot f_i)$$

$$= \dots \text{kg} = \dots \text{Ton}$$

- **Daya dukung ultimate (Q_u)**

$$Q_u = q_d * A_{\text{tiang}} + U * \Sigma (l_i \cdot f_i)$$

$$= \dots \text{ton}$$

- **Daya dukung yang diijinkan (Q_{all})**

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{Q_u}{3} = \dots \text{ton}$$

Rekapitulasi Daya Dukung *allowable* (Q_{all}) Tiang Pancang

Keterangan	Q_{all} (ton)
A. Kekuatan Bahan	
B. Data Sondir (<i>Begemann</i>)	
C. N – SPT ; 1). <i>Meyerhoff</i>	
2). <i>Schemertman</i>	
3). <i>Ir. Suyono</i>	

Kesimpulan :

Karena kedalaman pondasi direncanakan berdasarkan *End Bearing* (tahanan ujung tiang pancang terhadap tanah keras), maka daya dukung ijin tiang yang diambil berdasar nilai SPT terkecil.

Perhitungan Kemampuan Tiang Pancang dalam Kelompok
Cara Menentukan Jumlah Tiang Pancang
1. Gaya – gaya dalam yang terjadi berasal dari :

- a. Kombinasi beban tetap = DD + DL

Hasil *output* perhitungan analisis struktur (SAP 2000) yaitu nilai gaya reaksi pada tumpuan tiap kolom berdasar kombinasi beban tetap (DD + DL). Perlu diketahui pada kombinasi ini tidak ada *Load Factor* disebabkan karena pada struktur tanah tidak mengenal LRFD yaitu adanya faktor angka yang dikalikan beban rencana.

b. Kombinasi beban sementara

Beban aksial yang terjadi berdasarkan kapasitas kolom 80 x 80 cm yaitu dari kombinasi pembebanan hasil diagram P-M yang ada. besarnya tiap kolom adalah $P = \dots$ ton dan $M = \dots$ tm.

Struktur bawah harus direncanakan lebih kuat dari pada struktur atas agar ketika terjadi kegagalan pada struktur atas, tidak terjadi pula kegagalan pada struktur bawah. Untuk itu beban yang bekerja pada struktur bawah ditingkatkan agar lebih besar dari beban sebenarnya yang bekerja. Konsep ini sesuai dengan “desain kapasitas” yaitu *strong coloum weak beam* Kolom lebih kuat daripada balok sehingga struktur bawah lebih kuat daripada struktur atasnya. Beban rencana yang bekerja pada struktur bawah menjadi 1,05 kali.

2. Mencari jumlah tiang pancang / pile

a. Berdasarkan beban tetap = $\frac{Rv}{Qa}$

dimana : $P_u = Rv$ (dari kombinasi beban tetap)

$Qa =$ Daya dukung terkecil 1 tiang

b. Berdasarkan beban sementara = $\frac{Pu}{Qa}$

dimana $P_u = P$ total (dari kapasitas kolom yang ada)

$Qa =$ daya dukung terkecil 1 tiang

Jumlah minimal = $\frac{Pu}{Qa} = \dots$ buah tiang pancang / pile cap

Keterangan :

Namun perlu diperhatikan berdasarkan spek tiang pancang dari PT. WIKA *allowable axial load* tiang pancang diameter \dots cm adalah \dots ton.

Dengan asumsi jika terjadi gempa dahsyat maka :

$Allowable\ axial\ load \times 1,3 = \dots$ ton

Sehingga :
$$\frac{(Pu + B.S_{pilecap}) * 1,05}{\sum tiang} \leq allowable \ axial \ load * 1,3 \ ton$$

Sebelum berat sendiri *pile cap* dihitung, jumlah tiang pancang diperkirakan :

PERHITUNGAN POER

MENCARI KETEBALAN POER

Tipe *pile cap / poer* untuk kolom

Σ tiang = buah tiang (akibat beban sementara / kapasitas kolom)

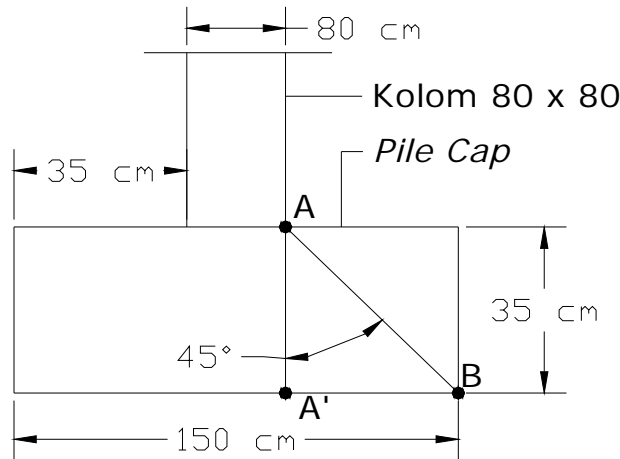
Tiang pancang ϕ cm

Jarak antar as tiang dalam kelompok, menurut Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. disyaratkan :

Syarat jarak tiang as-as	Syarat jarak as tiang ke tepi
$2,5 D \leq s \leq 4 D$ $2,5 \cdot 40 = 100 \text{ cm}$ $4 \cdot 40 = 160 \text{ cm}$ diambil $s = 150 \text{ cm}$	$s \geq 1,25 D$ $1,25 \cdot 40 = 50 \text{ cm}$ diambil $s = 50 \text{ cm}$

⇒ Dimensi *pile cap* ... m x ... m

Cara Menentukan tebal *pile cap* minimal, dengan menggunakan prinsip penyebaran tegangan efektif kolom yang ditarik garis 45° dari sisi terluar kolom ke as tiang pancang terluar. Contoh pada gambar di bawah ini.



Gambar 2.24 Tegangan efektif pada Pile cap

Tebal rancana *pile cap / poer* = ... cm

Berat sendiri *Pile Cap* = Luas *Pile cap* x tebal *Pile cap* x BJ Beton = ... ton

$$\Sigma P_v = [\text{Beban Kapasitas Kolom (akibat beban sementara)} + \text{Berat } Pile \text{ Cap}] \times 1,05 = \dots \text{ ton}$$

Dengan menggunakan persamaan *Conversi – Labarre* maka dapat dihitung

Efisiensi 1 tiang dalam kelompok

Efisiensi 1 tiang dalam kelompok

$$E_{ff} = 1 - \frac{\theta}{90} * \left\{ \frac{(m-1)n + (n-1)m}{m * n} \right\} = \dots \times 100 \%$$

dimana : m = jumlah tiang dalam 1 baris

n = jumlah tiang dalam 1 kolom

d = diameter tiang pancang

s = jarak antar as ke as tiang pancang

$$\theta = \text{arc.tan} \frac{d}{s}$$

3. Mencari daya dukung ijin 1 tiang (P_{all}) akibat beban sementara.

Pada perencanaan struktur bawah ini kedalaman tiang pancang berdasar *end bearing* (tahanan ujung terhadap tanah keras) sehingga hasil P_{all} berdasar nilai SPT.

Daya dukung ijin satu tiang pancang :

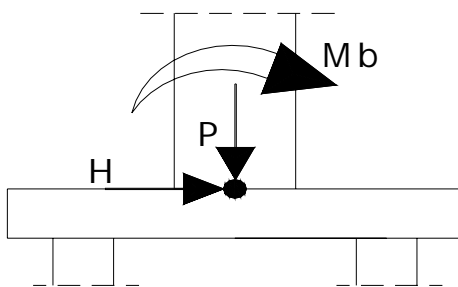
$$P_u = \eta \times Q_a \\ = \dots \text{ ton}$$

Daya dukung ijin kelompok tiang pancang :

$$= n \times P_u = \dots \text{ ton} \geq \Sigma P_v \text{ (akibat beban sementara)}$$

Daya dukung ijin tiang pancang akibat beban sementara $\Rightarrow 1,3 \times P_u$
= ...ton

$$[1,3 \times P_u] \times n \text{ buah} = \dots \text{ ton} \geq \Sigma P_v \text{ (akibat beban sementara)}$$



Gambar 2.25 Gaya yang bekerja pada titik berat permukaan atas Pile Cap

Berdasarkan data perhitungan kolom sebelumnya didapatkan bahwa :

Ukuran kolom = ... x ... cm

Tinggi kolom (h) = m

Momen leleh kolom atas (M_{Lka}) = tm

Momen leleh kolom bawah (M_{Lkb}) = tm

Mencari Nilai H

$$H = \frac{M_{Lka} + M_{Lkb}}{h} = \dots \text{ ton}$$

$$\text{Untuk 1 tiang pancang} = \frac{H}{n} = \dots \text{ ton (n = banyaknya tiang pancang/ pile cap)}$$

$$H_u = H \text{ untuk 1 tiang} \times 1,05 = \dots \text{ ton}$$

Cek Gaya Horisontal dengan Grafik Brooms

$$\text{Faktor Kekakuan tiang (T)} = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}}$$

Dimana :

E = Modulus elastisitas penampang

$$= 4700\sqrt{f_c} = \dots \text{ kg/cm}^2$$

I = Momen Inersia Penampang

$$= \frac{1}{64} \pi D^4 = \dots \text{ cm}^4$$

n_h = untuk tanah lempung yang terkonsolidasi yang (menurut Peck dan Davisson) adalah 111–277 kN/m³, diambil 120 kN/m³ = 1.2 x 10⁻³ kg/cm³

$$T = \dots \text{ cm}$$

$$4T = \dots \text{ cm} = \dots \text{ m}$$

L tiang (... m) > 4T jadi tiang termasuk tiang panjang elastis dengan *fixed headed*. Jika $L < 4T$ tiang termasuk *free headed*.

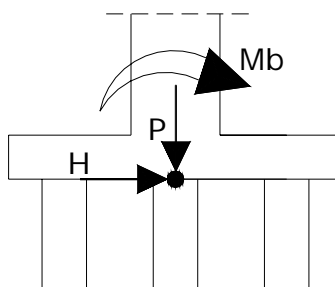
$$Cu = \text{kuat geser / undrained cohesion soil (hasil UU Triaxial pada data tanah)} \\ = \dots \text{ kg/cm}^2$$

$$B = \text{diameter tiang pancang} = \dots \text{ cm}$$

Maka *Ultimate Lateral Resistance* :

$$\frac{Hu}{Cu * B^2} = \text{nilai (tanpa satuan)}$$

mencari nilai $\frac{e}{B} \Rightarrow$ setelah diketahui jumlah *pile* \Rightarrow dimensi *pile cap* \Rightarrow titik tumpu gaya dipindah ke titik berat *pile cap* bagian bawah.



Gambar 2.25 Gaya yang bekerja pada titik berat permukaan bawah *Pile Cap*

$$P = [P + \text{berat sendiri Pile Cap}] \times 1,05 = \dots \text{ ton}$$

$$H = \dots \text{ ton}$$

$$\text{Tebal pile cap} = \dots \text{ cm} = \dots \text{ m}$$

$$Ma = Mn = \dots \text{ tm (akibat kapasitas kolom)}$$

$$\text{Maka Mb} = Ma + (H \times \text{tebal pile cap}) = \dots \text{ Tm}$$

Perhitungan Beban Maksimum untuk Kelompok Tiang yang Menerima

Beban Eksentrisitas (Beban Normal Sentris dan Momen)

$$P_{max} = \frac{\Sigma P_v}{n} \pm \frac{M_x * Y_{max}}{n_y * \Sigma y^2} \pm \frac{M_y * X_{max}}{n_x * \Sigma x^2}$$

Dimana :

P_{max} : beban *max* yang diterima 1 tiang pancang

ΣP_v : jumlah beban vertikal

n : banyaknya tiang pancang

M_x : Momen arah x

M_y : Momen arah y

X_{max} : absis *max* (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang

Y_{max} : ordinat *max* (jarak terjauh) tiang ke pusat berat kelompok tiang

n_x : banyaknya tiang dalam satu baris arah x

n_y : banyaknya tiang dalam satu baris arah y

Σx^2 : jumlah kuadrat jarak arah x (absis – absis) tiang

Σy^2 : jumlah kuadrat jarak arah y (ordinat – ordinat) tiang

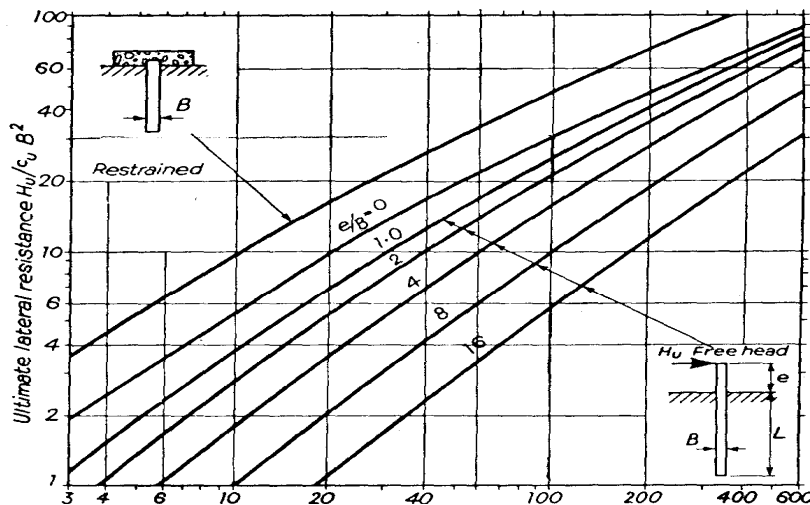
Jadi Beban Maksimum yang diterima tiang pancang :

$M_x = M_y = M_b = \dots \text{ tm} \Rightarrow$ diambil satu momen saja / nilai momen terbesar

dengan asumsi jika terjadi gempa momen yang terjadi hanya dari satu arah saja (X atau Y).

Syarat : $P_{max} \leq (Q_{all} \text{ axial load pile spek PT.WIKA})$

Sehingga berdasar pada *Grafik Brooms* $e = 0$ maka $\frac{e}{B} = 0$



Gambar 2.26 Grafik Brooms untuk tiang panjang dengan tanah kohesip

Maka dari Grafik *brooms* didapat nilai :

$$\frac{Mu}{Cu * B^3}$$

$$Mu = 0,24 \times B^3 \times ? = \dots \text{ kgcm} = \dots \text{ tm}$$

Syarat :

✚ Mu ≤ *crack* momen (Berdasarkan spesifikasi tiang pancang PT. WIKA)
..... Oke !

✚ Cek grafik interaksi diagram P – M (Momen – *Axial Load Capacity* PT. Wika)...Memenuhi! (Grafik Terlampir)

2 KONTROL TERHADAP TUMBUKAN *HAMMER*

(Dynamic Pile Driving Formula)

Akan digunakan *Hammer* tipe K- 45.

Rumus *New Engineering Formula* untuk *drop Hammer*:

$$P = \frac{1}{6} \frac{G * H}{(s + c)}$$

$$P = \frac{1}{6} * \frac{4,5 * 100}{(2,5 + 0,1)}$$

$$P \leq P_{max}$$

Dimana :

$$P_{\text{all 1 tiang}} = P_{\text{tekan max}}$$

P = Daya dukung tiang

G = Berat *Hammer* = 4,5 t

H = Tinggi Jatuh *Hammer* = 100 cm

s = *Final settlement* rata-rata = 2,5 cm

c = Koef. Untuk *double acting system Hammer* = 0.1

PERHITUNGAN TULANGAN TIANG PANCANG

Penulangan Tiang Akibat Pengangkatan

Penulangan tiang pancang dihitung berdasarkan kebutuhan pada waktu pengangkatan, yaitu :

a. kondisi 1

Pengangkatan tiang di dua titik

$$M_1 = \frac{1}{2}q * a^2$$

$$M_2 = \frac{1}{8} * \left(q(l - 2a)^2 - \frac{1}{2}q * a^2 \right)$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2}q * a^2 = \frac{1}{8} * \left(q(L - 2a)^2 - \frac{1}{2}q * a^2 \right)$$

$$4a^2 + 4aL - L^2 = 0$$

$$4a^2 + 4a \times 12 - 12^2 = 0$$

$$4a^2 + 48a - 144 = 0$$

$$a_{1,2} = \frac{-48 \pm \sqrt{48^2 - 4(4)(-144)}}{2(4)}$$

$$a = 2,4853m$$

$$q = A_{tiang} \times \gamma_c = \frac{1}{4}\pi(0,5^2 - 0,32^2)m^2 \times 2400kg/m^3 = 278,078 kg/m'$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} * q * a^2 = \frac{1}{2} \times 278,078 \times 2,4853^2 = 858,804 kgm = 0,859tm$$

$$Vu_{max} = q(\frac{1}{2}L - a) = 278,078 \times (\frac{1}{2} \times 12 - 2,4853) = 977,361 kg = 0,977tm$$

b. Kondisi 2

Pengangkatan tiang di dua titik

$$M_1 = \frac{1}{2} * q * a$$

$$R_1 = \frac{1}{2}q(L - a) - \left(\frac{\frac{1}{2}L^2 - 2aL}{(L - a)} \right)^2 = \left(\frac{qL^2 - 2q * a * L}{2(L - a)} \right)$$

$$M_x = R_1 * x - \frac{1}{2} * q * x^2$$

$$M_{\max} \rightarrow \frac{dM_x}{dx} = 0$$

$$R_1 - qx = 0$$

$$x = \frac{R_1}{q} = \frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M_2 = R \left(\frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right) - \frac{1}{2} q * \left(\frac{L^2 - 2aL}{2(L-a)} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} * \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L-a)} \end{aligned}$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} * qa^2 = \frac{1}{2} * \frac{q(L^2 - 2aL)}{2(L-a)}$$

$$2a^2 - 4aL + L^2 = 0$$

$$2a^2 - 4a \times 12 + 12^2 = 0$$

$$2a^2 - 48a + 144 = 0$$

$$a = 3,515 \text{ m}$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} \times q \times a^2 = \frac{1}{2} \times 278,078 \times 3,515^2 = 1717,858 \text{ kgm} = 1,718 \text{ tm}$$

$$Vu_{\max} = q \times (L - a) = 278,078 \times (12 - 3,515) = 2359,492 \text{ kg} = 2,359 \text{ tm}$$

Keterangan : dari nilai – nilai momen yang telah diperoleh untuk penulangan *pile* digunakan nilai momen terbesar, pada perhitungan ini berdasar grafik *Brooms* .

Penulangan didasarkan pada analisa penampang

Perencanaan Penulangan Pile

Tiang pancang direncanakan menggunakan beton prategang dengan data-data teknis sbb :

$$f_c = 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{pu} = 1.860 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 4700\sqrt{f_c} = 4700\sqrt{60} = 36.406,044 \text{ Mpa}$$

$$D_L = 400 \text{ mm}$$

$$D_D = 250 \text{ mm}$$

$$R = 0,83$$

$$\text{Batasan tegangan : } f_c = 0,45f_c = 27 \text{ Mpa (tekan)}$$

$$f_t = -0,5\sqrt{f_c} = -3,873 \text{ Mpa (tarik)}$$

Properties Penampang

- Titik berat penampang (beton) / cgc

$$Y_{bwh} = Y_{ats} = \frac{1}{2} D = \dots \text{ cm}$$

$$X_{kr} = X_{kn} = \frac{1}{2} D = \dots \text{ cm}$$

- Momen inersia dan Statis momen

$$I = (1/64)\pi D^4 = \dots \text{ cm}^4$$

$$S_{x_{bwh}} = S_{x_{ats}} = I / Y_{bwh} = \dots \text{ cm}^3$$

Mencari Gaya Prategang (Ti)

Direncanakan :

Digunakan 7 *wire strand* derajat 1860 MPa

$$\varnothing 1 \text{ strand} = 15,24 \text{ mm}$$

$$A 1 \text{ strand} = 140 \text{ mm}^2$$

Kekuatan-patah minimum gaya prategang = 100 %

- Gaya prategang tendon 1 *strand* dengan 100 % kekuatan patah minimum
= 260,7 KN

$$f_{pu} = 260700 \text{ N} / 140 \text{ mm}^2 = 1862,143 \text{ Mpa}$$

Ti dicari dengan mengecek beberapa kemungkinan tegangan yang terjadi.

a. Kondisi 1

$$\frac{R \times Ti + Pu \max}{A} + \frac{Mu \max}{S} \leq f_c$$

b. Kondisi 2

$$\frac{R \times T_i + P u \max}{A} - \frac{M u \max}{S} \leq f_t$$

Keterangan : untuk kondisi 2, jika T_i bernilai negatif (tarik). Kondisi ini tidak boleh terjadi pada T_i tiang pancang.

Menghitung Jumlah Tendon

Jumlah tendon yang diperlukan = T_i : gaya prategang tendon

$$= (T_i \text{ rencana }) \text{ KN} / 260,7 \text{ KN}$$

$$= \dots \text{ buah tendon}$$

Rencana dipakai n bh tendon = $n \times 260,7 \text{ KN} = \dots \text{ KN} \leq T_i \text{ batas max}$ Ok !!

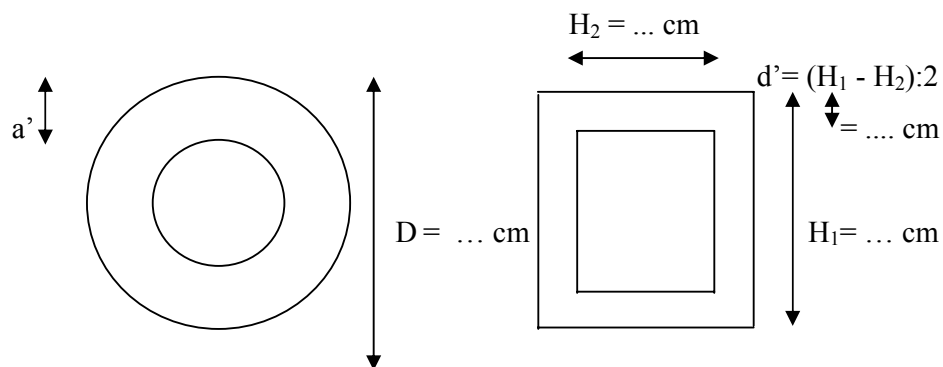
Rencana \emptyset sengkang = 8 mm

Jarak antar tendon = $\pi \times (D - 2 \times \emptyset - \emptyset 1 \text{ strand} - 2 \times d') : n = \dots \text{ mm}$

Berdasarkan SNI 2002, syarat jarak antar tendon $> 4 \text{ db}$

Perhitungan tulangan geser

Perhitungan penampang lingkaran akan didekati dengan perhitungan bujur sangkar. Ekuivalensi penampang adalah sebagai berikut.



Gambar konversi untuk mencari nilai pendekatan penampang lingkaran dengan penampang bujursangkar

Luas Lingkaran = Luas Bujur Sangkar

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

$$H = (\frac{1}{4} \pi D^2)^{1/2}$$

$$= 0,785 D$$

$$H_1 = 0,785 D_L = 0,785 \times 40 \text{ cm} = 31,400 \text{ cm}$$

$$H_2 = 0,785 D_D = 0,785 \times 25 \text{ cm} = 19,625 \text{ cm}$$

Direncanakan :

Ø sengkang = 8 mm

fy sengkang = 240 MPa

Selimut beton = p = (5,887 – Ø strand – Ø skg)/2 = ... cm

Tinggi efektif beton = d = H₁ – p – Øskg – ½ Østrand = ... cm

$$V_c = \left[\frac{\sqrt{f'_c}}{20} + 5 \frac{V_u}{M_u} d \right] \times Ab = \dots \text{ Mpa}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b.d} = \dots \text{ Mpa}$$

$$v_c = \frac{V_c}{b.d} = \dots \text{ Mpa}$$

$$\phi v_c = \dots \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \phi v_c = \dots \text{ N}$$

⇒ Jika $v_u < \phi v_c$ maka tidak diperlukan tulangan geser.

⇒ jika $v_u > \phi v_c$ maka diperlukan tulangan geser.

$$\phi v_s = v_u - \phi v_c = \dots \text{ MPa}$$

$$\phi v_{s \max} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} = \dots \text{ MPa}$$

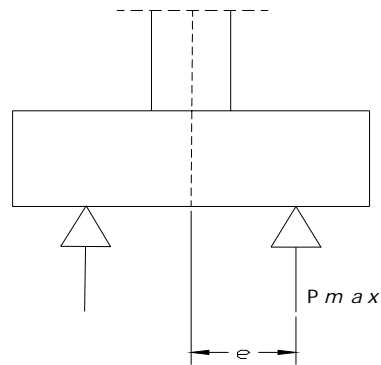
$$\phi v_s < \phi v_{s \max} \dots \text{ ok !!}$$

$$\text{Tulangan geser yang diperlukan : } A_v = \frac{[v_u - \phi v_c] \times b_w . s}{\phi . f_y} = \dots \text{ mm}^2$$

PENULANGAN *PILE CAP*

Penulangan berdasarkan perhitungan momen yang nilainya diperoleh pada perhitungan momen yang terjadi pada titik berat *pile cap* bagian bawah.

Hasil perhitungannya adalah sebagai berikut :



Gambar 4.9.4 Mencari Nilai Momen Penulangan Pile Cap

$$M = [P_{max} \times e] \times 2$$

$$= \dots \text{ kgm} = \dots \times 10^4 \text{ Nmm}$$

Direncanakan :

$$f'c = 30 \text{ MPa} \quad \text{tebal plat (h)} = \dots \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa} \quad (\text{lebar plat} = \dots \text{ mm} ; \text{panjang plat} = \dots \text{ mm})$$

$$D = 25 \text{ mm} \quad \phi (\text{phi}) = 0,8$$

$p = 50 \text{ mm}$ (dicor langsung diatas tanah dan selalu berhubungan dengan tanah)

$$d_x = h - p - \frac{1}{2} D_x = \dots \text{ mm}$$

$$d_y = h - p - D_x - \frac{1}{2} D_y = \dots \text{ mm}$$

Struktur direncanakan menggunakan tulangan *double*.

- **Tulangan Arah X**

$$M_x = \dots \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$M_u / b \cdot d_x^2 = \dots \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{M_u}{b d^2} = \rho \times 0,8 f_y \times \left(1 - 0,588 \rho \frac{f_y}{f'c} \right)$$

dengan rumus *abc* didapatkan nilai $\rho = \dots$

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

$$\rho_{\max} = \frac{\beta \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,85 \times f'_c}{f_y} = \frac{0,85 \times 450}{600 + 400} \times \frac{0,85 \times 30}{400} = 0,0244$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ maka yang digunakan adalah $\rho = \dots$

$$A_{slx} = \rho \cdot b \cdot d = \dots \text{ mm}^2$$

$$\Sigma \text{ tulangan} = \frac{A_s \text{ perlu}}{1/4 * \pi * D^2} = \dots \text{ jumlah tulangan (batang)}$$

dipakai tulangan $\emptyset \dots$ - jarak antar tulangan ...

- **Tulangan Arah Y = Tulangan Arah X**

Karena $M_x = M_y$

jadi dipakai tulangan

Untuk arah x dipilih tulangan:

- Tulangan atas =
- Tulangan bawah =

Untuk arah y dipilih tulangan:

- Tulangan atas =
- Tulangan bawah =

PERHITUNGAN SLOOF

Dimensi *sloof* direncanakan B x H cm

Tinggi tanah di atas *sloof* (h) = ... cm

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \Rightarrow f'_c \leq 30 \text{ MPa, maka } \beta_1 = 0,85$$

$$\Rightarrow f'_c \geq 30 \text{ MPa, maka } \beta_1 = 0,85 - 0,008 (f'_c - 30) \\ \text{atau minimal } \beta_1 = 0,61$$

$f_y = 400 \text{ MPa}$ (untuk tulangan pokok)

$f_y = 240 \text{ MPa}$ (untuk tulangan sengkang)

selimut beton (p) = 50 mm

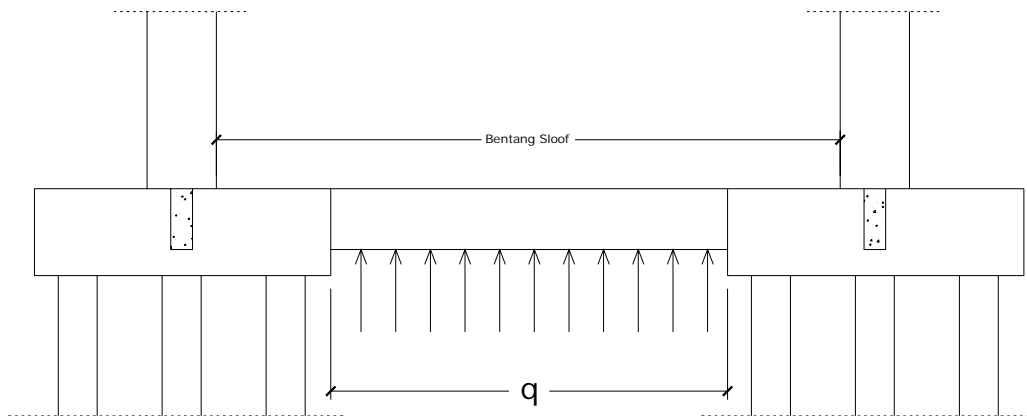
Beban yang dapat ditahan sloof (q) :

Dari data sondir (DC 3), pada kedalaman 1 m diperoleh nilai $q_c = 5 \text{ kg/cm}^2$

$$q_{all} = \frac{q_c}{10} = \dots \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{SF} = \frac{q_{ult}}{3} \Rightarrow q_{ult} = q_{all} \cdot 3 = \dots \text{ kg/cm}^2 \dots$$

$$q = q_{ult} \cdot B = \dots \text{ kg/cm}^2$$



Gambar Perletakan Sloof

Rencana Tul. Sengkang = $\phi \dots \text{ mm}$

Tul. Pokok = $D \dots \text{ mm}$

$$d' = p + D_{\text{tul.sengkang}} + (1/2) \cdot D_{\text{tul.pokok}} = \dots \text{ mm}$$

$$d = h - d' = \dots \text{ mm}$$

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

$$\rho_{\max} = \frac{\beta_1 \times 450}{600 + f_y} \times \frac{0,85 \times f'c}{f_y} = \frac{0,85 \times 450}{600 + 400} \times \frac{0,85 \times 30}{400} = 0,0244$$

PERHITUNGAN TULANGAN TUMPUAN

Contoh perhitungan yaitu sloof bentang terpanjang antar kolom (800 cm)

l (bentang sloof) = Jarak antar kolom – 2 x [$\frac{1}{2}$ x lebar Kolom] = ... cm

q = ...kg/cm²

$$M_u = \frac{1}{12} * q * l^2 = \dots \text{ kgcm} = \dots \text{ tm} = \dots \times 10^4 \text{ Nmm}$$

Direncanakan tulangan satu lapis.

$$\left(\frac{M_u}{b \times d^2} \right) = \dots \text{ N/mm}^2$$

$$\left(\frac{M_u}{b \times d^2} \right) = \rho \times \phi \times f_y \left(1 - 0,588 \times \rho \times \frac{f_y}{f'_c} \right)$$

Dengan rumus abc didapatkan nilai ρ = ...

Jika $\rho < \rho_{min}$ = maka dipakai ρ_{min}

Luas tulangan tarik yang dibutuhkan:

$$(A_s) = \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = \dots \text{ mm}^2$$

maka tulangan yang digunakan adalah .. D .. ($A_{s \text{ terpakai}} = \dots \text{ mm}^2$)

- Cek terhadap jarak antar tepi terluar tulangan lapis atas :

$$s = \frac{(b - 2p - 2\phi - \text{jumlah tulangan} \times D)}{\text{jumlah tulangan} - 1}$$

$$= \dots \text{ mm} > 25 \text{ mm (Ok !)}$$

- Cek terhadap rasio penulangan balok :

$$\rho_{terpasang} = \frac{A_{s \text{ terpasang}}}{b \times d}$$

jika ($\rho_{min} < \rho < \rho_{mak}$)ok !

. Luas tulangan tekan yang dibutuhkan:

Untuk tulangan tekan dipakai $\rho_{tekan} = 0,5 \rho_{tarik}$

$$(A_s') = \rho \cdot b \cdot d \cdot 10^6 = \dots \text{ mm}^2$$

Maka tulangan yang digunakan adalah 2 D 19 ($A_{S \text{ terpakai}} = 573 \text{ mm}^2$)

CEK TULANGAN LAPANGAN

Langkah perhitungan sama dengan perhitungan tulangan tumpuan, yang membedakan hanya dari besar M

$$M_u = \frac{1}{24} * q * l^2$$

TULANGAN GESER

Sebagai contoh perhitungan *sloof* elemen 1

$$l = 720 \text{ cm}$$

$$V_u = \frac{1}{2} * q * l = \dots \text{ ton}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{V_u}{0,6} \text{ ton}$$

$$V_c = 0,17 * \sqrt{f'c} * b * d = \dots \text{ ton}$$

$$V_s = V_n - V_c = \dots \text{ ton}$$

Pembatasan tulangan geser :

$$\frac{2}{3} * \sqrt{f'c} * b * d$$

Syarat :

$$V_s \leq \frac{2}{3} * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_u \leq \phi * \frac{V_c}{2} \Rightarrow \text{tidak perlu tulangan geser !}$$

$$V_u \geq \phi * \frac{V_c}{2} \Rightarrow \text{perlu tulangan geser !}$$

$$V_u \leq \phi * V_c \Rightarrow \text{tulangan geser minimum } s = \frac{3 * A_v * f_y}{b}$$

Syarat : # $s \geq 100 \text{ mm}$
$s \leq d/2$

$$V_u \geq \phi * V_c \Rightarrow \text{tulangan geser } s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Syarat : # $s \leq d/2$
$s \leq d/4$, bila $V_s \geq 0,33 * \sqrt{f'c} * b * d$

Maka : A_v = jumlah penampang kaki – kaki sengkang $2 \phi 10$ ($A_s = \dots \text{ mm}^2$)

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \dots \text{ mm}$$

$$0,33 * \sqrt{f'_c} * b * d = \dots \text{ ton}$$

Digunakan sengkang : $\phi \dots - \dots$ (untuk tumpuan)

$\phi \dots - \dots$ (untuk lapangan)

2.3.7. Dasar Perhitungan dan Pedoman Perencanaan

Dalam perencanaan pembangunan gedung perkantoran ini, pedoman peraturan serta buku acuan yang digunakan antara lain :

1. Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Rumah dan Gedung (SNI 03-1726-2002).
2. Tata cara Perencanaan Struktur Baja untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002).
3. Tata Cara Perhitungan Beton Untuk Bangunan Gedung (SKSNI T-15-1991-03).
4. Pedoman Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah dan Gedung (SKBI – 1.3.53.1987).
5. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung (PPIG) 1983.