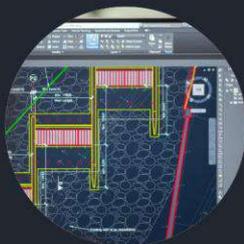
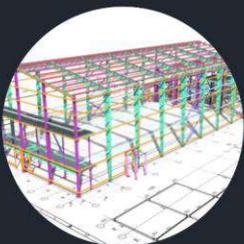
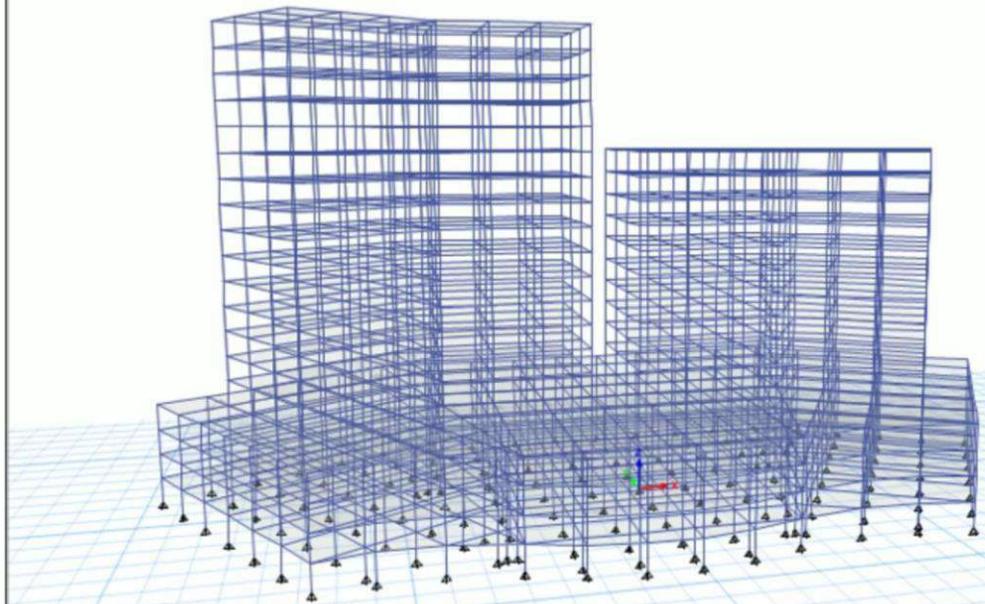
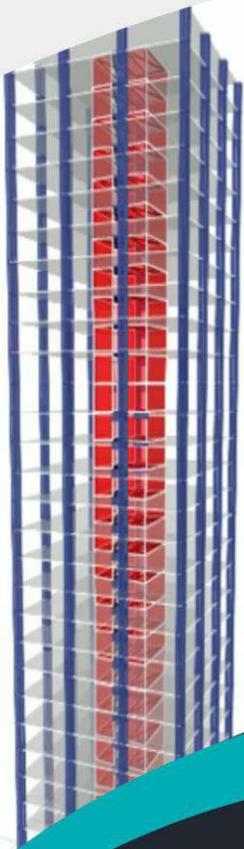


MODUL PRAKTIKUM PERANCANGAN STRUKTUR



PRAKTIKUM PERANCANGAN STRUKTUR



Nama :

NIM :

Kelas :

Asisten :

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH YOGYAKARTA
2020/2021**

**HALAMAN PENGESAHAN
MODUL PRAKTIKUM MEKANIKA FLUIDA
TAHUN AKADEMIK 2021/2022**

Modul Praktikum Perancangan Struktur ini digunakan dalam pelaksanaan praktikum Perancangan Struktur semester ganjil tahun 2021 Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Yogyakarta. Modul ini telah disetujui dan diperiksa oleh Tim Asisten Praktikum dan Tim Dosen Mata Kuliah Perancangan Struktur

Disahkan pada : September 2021

Koordinator Tim Dosen
Mata Kuliah Perancangan Struktur



Dr. Guntur Nugroho, S.T, M.Eng

Koordinator Tim Asisten
Praktikum Perancangan Struktur



Effendi Yusuf

Mengetahui

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Ir. Puji Harsanto, S.T., MT., Ph.D
NIK 19740607201404123064

KATA PENGANTAR

Assalamualaikum Wr. Wb.

Puji syukur kami panjatkan ke hadirat Allah SWT, atas limpahan rahmat dan hidayahnya penulis dapat menyelesaikan Modul Praktikum Perancangan Struktur. Modul ini disusun sebagai panduan untuk mahasiswa Program Studi Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Yogyakarta dalam Praktikum Mata Kuliah Perancangan struktur.

Penulis mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu dalam proses penyusunan modul ini sehingga dapat diselesaikan dengan baik dan tepat waktu. Akan tetapi, modul ini masih jauh dari sempurna dan tidak memuat semua materi yang mencakup semua materi perancangan struktur. Oleh karena itu, kritik dan saran yang bersifat membangun sangat penulis harapkan demi kualitas modul yang lebih baik.

Semoga modul ini bermanfaat untuk para mahasiswa yang sedang bersemangat menuntut ilmu.

Wassalamualaikum Wr. Wb.

Yogyakarta, 2021

Tim Dosen dan Tim Asisten
Praktikum Perancangan
struktur

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI.....	v
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Data Perencanaan	1
1.2 Aplikasi / <i>Software</i>	2
1.3 Peraturan dalam Perencanaan.....	3
BAB II PEMBEBANAN.....	4
2.1 Konsep pembebanan	4
2.2 Beban atap.....	4
2.2.1 Beban mati.....	5
2.2.2 Beban hidup.....	10
2.2.3 Beban hujan.....	11
2.2.4 Beban angin.....	13
2.3 Beban portal	18
2.3.1 Beban mati.....	18
2.3.2 Beban hidup.....	24
2.3.3 Beban angin.....	24
2.4 Beban Gempa	37
2.4.1 Kategori Risiko dan Faktor Keutamaan Gempa	38
2.4.2 Klarifikasi	40
2.4.3 Respon Spektrum.....	41
2.4.4 Kategori Desain Seismik.....	46
2.4.5 Parameter Sistem Penahan Gaya Gempa	48
2.4.6 Perhitungan Ekuivalen Statik.....	49
2.4.7 Simpangan Antar Lantai	59
2.4.8 Pengaruh P-Delta	63
2.4.9 Ketidak Beraturan Struktur Horizontal	66
2.4.10Ketidak Beraturan Struktur Vertikal	69
BAB III PEMODELAN DAN ANALISIS STRUKTUR.....	74

3.1	Prosedur Pemodelan.....	74
a.	Membuat Model Baru dan Satuan Units.....	74
b.	Pembuatan <i>Grid</i> atau Garis Bantu	75
c.	Pembuatan Material	77
d.	Membuat <i>Sections Properties</i>	79
e.	Pemodelan Struktur.....	84
3.2	Membuat Pembebanan Dan Input Beban	85
a.	Pembuatan Jenis Pembebanan	85
b.	Analisis Beban Gempa.....	86
c.	Input Kombinasi Pembebanan	88
d.	Input Jenis Distribusi Beban.....	89
e.	Input Beban ke Pemodelan.....	91
3.3	Analisis Pembebanan	94
a.	Memasukkan Kombinasi Pembebanan	94
b.	Aturan Analisis Pembebanan	94
c.	<i>Diaphragms</i>	95
d.	<i>Running</i> Pembebanan	96
e.	Cek Rasio Penampang	96
3.4	Output Pemodelan.....	97
a.	<i>Output</i> Perioda Getar Struktur.....	97
d.	Output Displacement.....	97
BAB IV DESAIN STRUKTUR.....		99
4.1	Desain Struktur Atas	99
4.1.1	Batang Tekan Struktur Kuda-kuda <i>Truss</i>	99
4.1.2	Sambungan Baut Struktur Kuda-kuda <i>Truss</i>	106
4.1.3	Sambungan Las Struktur Kuda-kuda <i>Truss</i>	117
4.1.4	Gording
	Perencanaan Gording	120
4.1.5	Base Plate	128
4.2	Desain Pelat.....	132
4.2.1	Pelat Satu Arah.....	132
4.2.2	Analisis Pelat Dua Arah	138

4.3	Desain Kolom.....	149
4.4	Desain Balok.....	168
4.4.1	Pengertian.....	168
4.4.2	Ketentuan Gaya dan Geometri.....	169
4.4.3	Nilai β_1	170
4.4.4	Contoh Perhitungan Lentur.....	170
4.4.5	Contoh Perhitungan Senggang.....	181
4.4.6	Contoh Perhitungan Torsi.....	185
4.4.7	Kesimpulan.....	191
4.5	Desain Balok-Kolom.....	191
4.6	Desain Shear Wall.....	194
4.7.	Desain Fondasi.....	201
4.7.1	Tiang Pancang (Metode Meyerhof : 1976).....	201
4.7.2	Perencanaan Pilecap.....	228
BAB V GAMBAR TEKNIS.....		253
5.1	Penamaan layer.....	253
5.1.1	Standard ukuran kertas.....	253
5.1.2	Jenis - jenis garis.....	254
5.1.3	Standard Huruf dan Angka.....	255
5.1.4	Penamaan layer.....	255
5.2	Notasi Gambar Pada Bangunan.....	256
5.4	Gambar detail standar untuk pekerjaan struktur.....	260
5.5	Standar gambar struktur.....	266
5.5.1	Denah.....	266
5.5.2	Potongan.....	267
5.5.3	Tampak.....	268
5.5.4	Detail.....	268
BAB VI RENCANA ANGGARAN BIAYA.....		270
6.1	Komponen Penyusun Rencana Anggaran Biaya.....	270
a.	Komponen biaya langsung (<i>Direct Cost</i>).....	271
6.2	Rencana Anggaran Biaya.....	272
6.2.1	Daftar Harga Bahan dan Upah.....	272

6.2.2 Analisa Harga Satuan Pekerjaan	273
b. Perhitungan RAB pekerjaan.....	277
6.3 <i>Time Schedule</i> (Kurva-S).....	277
6.4 Rencana Kerja dan Syarat-syarat	280
DAFTAR PUSTAKA	282

BAB I PENDAHULUAN

Praktikum perancangan struktur merupakan salah satu praktikum wajib di Program Studi Strata-1 Teknik Sipil Universitas Muhammadiyah Yogyakarta pada semester 5. Dalam praktikum ini akan dibagi beberapa jenis bangunan yang berbeda-beda tiap kelompok. Bangunan-bangunan tersebut diantara gedung kampus, rumah sakit, bank, dan perpustakaan.

1.1 Data Perencanaan

Data perencanaan struktur bangunan gedung secara umum yang dilakukan dalam praktikum perancangan struktur ini adalah sebagai berikut:

1.1.1 Spesifikasi Bangunan

- a. Jumlah lantai : 11 Lantai + 1 *basement*
- b. Tinggi antar lantai : Lantai *basement* ke lantai dasar (± 4.00 m)
Lantai dasar ke lantai 1 (± 4.00 m)
Lantai 1 ke lantai 10 tipikal (± 3.00 m)
Lantai 10 ke balok ring (± 3.50 m)
- c. Struktur atap : Struktur baja
- d. Tipe atap : Pelana
- e. Struktur portal : Struktur beton bertulang
- f. Jenis Pondasi : Tiang pancang

1.1.2 Spesifikasi Bahan

- a. Mutu baja profil : BJ - 37, $f_y = 240$ MPa, $f_u = 370$ MPa
- b. Mutu baja Tul. Polos : BJ 280, $f_y = 280$ MPa, $f_u = 350$ MPa
- c. Mutu baja Tul. Ulir : BJ 420A, $f_y = 420$ MPa, $f_u = 525$ MPa
- d. Modulus elastisitas baja (E_s) : 200.000 MPa
- e. Berat volume baja (γ_s) : 7.850 kg/m³
- f. Mutu Beton (f_c) : 25 Mpa
- g. Modulus elastisitas beton (E_c) : $4.700\sqrt{f_c} = 23.500$ MPa
- h. Berat jenis beton bertulang (γ_c) : 2.400 kg/m

1.2 Aplikasi / Software

Dalam perancangan struktur bangunan gedung yang direncanakan ini, digunakan 3 (tiga) aplikasi/*software* utama diantaranya :

1.2.1 Program *ETABS*

Program *ETABS* (*Extended Three dimension Analysis of Building Systems*) adalah satu program computer yang digunakan khusus untuk perencanaan gedung dengan kontruksi beton, baja, dan komposit. Software tersebut mempunyai tampilan yang hampir sama dengan program *SAP2000* karena merupakan hasil penelitian dan pengembangan oleh tim dari University of California, yang dipimpin oleh Prof. Edward L. Wilson selama lebih dari 25 tahun dan telah menjadi salah satu program populer dikalangan teknik sipil. Dimulai dari analisis yang paling sederhana seperti analisis statik 2D (dua dimensi) sampai pada analisa dinamik non-linier 3D (tiga dimensi), dan berbagai macam jenis struktur mampu dilayani program ini, sehingga menjadikannya tak terbatas pada satu jenis struktur saja. (Satyarno dkk, 2015).

Prinsip utama penggunaan program ini adalah pemodelan struktur, eksekusi analisis dan pemeriksaan atau optimasi desain; yang semuanya dilakukan dalam satu langkah atau satu tampilan. Tampilan berupa model secara real time sehingga memudahkan pengguna untuk melakukan pemodelan secara menyeluruh dalam waktu singkat namun dengan hasil yang tepat. Output yang dihasilkan juga dapat ditampilkan sesuai dengan kebutuhan baik berupa model struktur, grafik, maupun spreadsheet, sehingga dapat disesuaikan dengan kebutuhan untuk penyusunan laporan analisis dan desain. Analisis dengan program *ETABS* menggunakan *finite element method* baik untuk analisis statik maupun untuk dinamik (*non linier analysis*). (CSI, 2014).

1.2.2 *AutoCAD*

AutoCAD adalah sebuah perangkat lunak *CAD* (*Computer Aided Design*) yang berfungsi untuk menggambar/ mendesain sebuah objek 2 (dua) dimensi maupun 3 (tiga) dimensi dengan sistem *CAD* (*Computer Aided Design*). *AutoCAD* juga merupakan *software* desain yang paling populer di dunia karena keunggulannya dalam mengembangkan produk-produknya. *AutoCAD* pertama kali dikembangkan pada tahun 1982 oleh *Autodesk Corporation* yang merupakan sebuah perusahaan multinasional yang

bermarkas di Mill Valley, California, USA, dengan pendirinya adalah John Walker dan Dan Drake. (Prihastuti, 2017).

Pada bidang teknik sipil, program *AutoCAD* ini biasanya digunakan untuk menggambar atau mendesain detail gambar struktur (*Detail Engineering Design*) pada sebuah bangunan yang direncanakan.

1.2.3 Microsoft Excel atau Microsoft Office Excel

Microsoft Excel adalah sebuah program aplikasi lembar kerja spreadsheet yang dibuat dan didistribusikan oleh *Microsoft Corporation* untuk Sistem Operasi *Microsoft Windows* dan *Mac OS*. Aplikasi ini memiliki fitur kalkulasi dan pembuatan grafik yang baik, dengan menggunakan strategi marketing *Microsoft* yang agresif, menjadikan *Microsoft Excel* sebagai salah satu program komputer yang populer di gunakan di dalam computer mikro hingga saat ini. Bahkan, saat ini program ini merupakan program *spreadsheet* yang paling banyak di gunakan oleh banyak pihak, baik di *platform PC* berbasis *Windows* maupun berbasis *Mac OS*, semenjak versi 5.0 di terbitkan pada tahun 1993. Aplikasi ini merupakan bagian dari *Microsoft Office System*, dan versi terakhir adalah versi *Microsoft Office Excel 2013* yang di intergasikan di dalam paket *Microsoft Office System 2013*. (Jarot S, Shenia A, Sudarma S, 2012).

Microsoft Excel merupakan salah satu program yang cukup penting dalam perencanaan struktur bangunan. Khususnya dalam perhitungan desain struktur, dapat dengan mudah dihitung dalam waktu yang efektif.

1.3 Peraturan dalam Perencanaan

Perencanaan struktur bangunan harus direncanakan sesuai dengan standar peraturan yang ditetapkan, diantaranya yaitu :

- a. SNI 1727 : 2020 tentang Beban Desain Minimum Dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung Dan Struktur Lain.
- b. SNI 1726 : 2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung dan Non Gedung
- c. SNI 1729 : 2015 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.
- d. SNI 2847 : 2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung
- e. SNI 2052 : 2017 tentang Baja Tulangan Beton.

BAB II

PEMBEBANAN

2.1 Konsep pembebanan

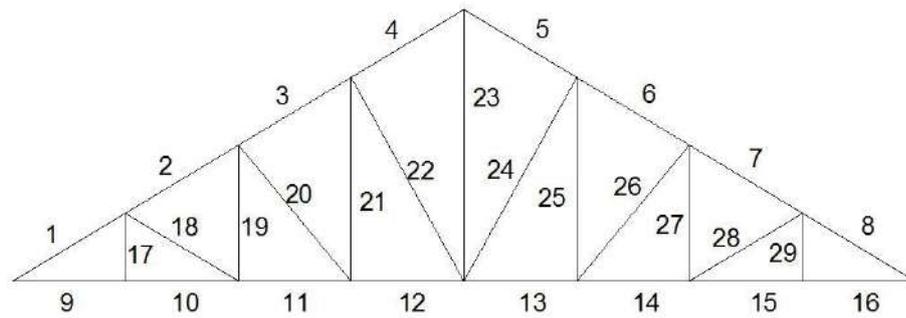
Standar pembebanan pada bangunan gedung atau struktur saat ini diatur dalam **SNI 1727 : 2020** yang didalamnya biasa dipelajari untuk gedung atau suatu struktur mendapatkan berbagai macam beban dan kombinasi beban yang sesuai dengan struktur tersebut, untuk menentukan berapa atas tegangan, spesifikasi bahan bangunan konvensional yang digunakan pada bangunan gedung sudah diatur dalam **SNI 1727:2020**.

Semua pembangunan gedung atau struktur harus mengikuti peraturan pembebanan yang telah dikeluarkan oleh PUPR, peraturan tersebut dikeluarkan secara berkala dan selalu diperbarui oleh mereka untuk menjamin keselamatan bagi pengguna bangunan, salah satunya dikeluarkan **SNI : 2020**, disana telah diatur batas minimum dan maksimum untuk pembebanan suatu struktur baik itu untuk beban mati, beban hujan, beban hidup, beban angin, beban gempa, dan lainnya, semua beban tersebut diperuntukan untuk bangunan struktural seperti atap, balok, dan kolom.

2.2 Beban atap

Atap merupakan salah satu struktural yang berfungsi untuk menutup/melindungi ruangan pada bangunan dari hujan, angin, terik matahari yang membuat kenyamanan bagi penghuni gedung atau rumah yang ditempati. Struktur atap terbagi menjadi tiga bagian diantaranya kuda-kuda, gording, dan struktur penutup atap, semakin baik suatu atap harus didukung oleh kualitas kuda-kuda dan juga perawatan berkala.

Pada bangunan ini kami merancang jenis atap pelana yang mempunyai kemiringan 30 dengan keseluruhan menggunakan baja, baik di kuda-kuda dan gording. Baja tersebut menggunakan baja yang bermutu BJ-37 dengan mutu 370 mPa. Untuk penutup atapnya menggunakan seng gelombang dengan berat 10 kg/m².



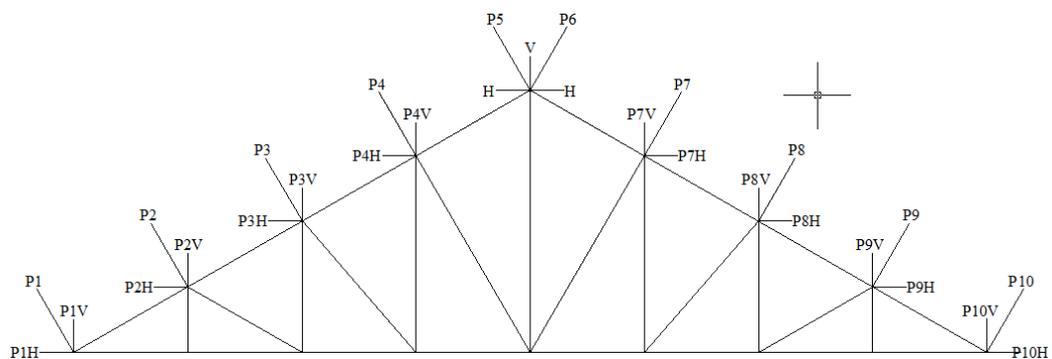
Gambar 2.1 Rangka atap tipe 1

Tabel 2.1 Panjang bentang kuda – kuda

Batang	Panjang Batang (m)	Batang	Panjang Batang (m)	Batang	Panjang Batang (m)
1	1.4434	11	1.25	21	2.1651
2	1.4434	12	1.25	22	2.5
3	1.4434	13	1.25	23	2.8868
4	1.4434	14	1.25	24	2.5
5	1.4434	15	1.25	25	2.1651
6	1.4434	16	1.25	26	1.9094
7	1.4434	17	0.7217	27	1.4434
8	1.4434	18	1.4434	28	1.4434
9	1.4434	19	1.4434	29	1.4434
10	1.25	20	1.9094	30	-

2.2.1 Beban mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala unsur tambahan, penyelesaian-penyelesaian, mesin-mesin, serta peralatan tetap yang merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung itu.



Gambar 2.2 Pembebanan pada kuda-kuda

Berdasarkan **PPPURG 1989** dapat diketahui berat seng gelombang 10 kg/m², sehingga untuk perhitungan beban penutup atap dapat dihitung dengan menggunakan rumus persamaan di bawah ini :

a. Penutup atap

$$P = \text{berat seng gelombang} \times \text{jarak antar gording} \dots\dots\dots (2.1)$$

$$P = \text{berat seng gelombang} \times \left(\frac{1}{2} \text{ jarak gording} \right) \dots\dots\dots (2.2)$$

$$P_v = P \times \cos \alpha \dots\dots\dots (2.3)$$

$$P_h = P \times \sin \alpha \dots\dots\dots (2.4)$$

$$1) P_1 = \gamma \text{ seng gelombang} \times \left(\frac{1}{2} \times L\right)$$

$$= 10 \times \left(\frac{1}{2} \times 1.4434\right)$$

$$= 7.2169 \text{ kg/m}$$

$$= 0.0707 \text{ kN/m}$$

$$P_{1H} = P_1 \times \sin \alpha$$

$$= 7.2169 \times \sin 30^\circ$$

$$= 3.6084 \text{ kg/m}$$

$$= 0.0354 \text{ kN/m}$$

$$P_{1V} = P_1 \times \cos \alpha$$

$$= 7.22169 \times \cos 30^\circ$$

$$= 6.25 \text{ kg/m}$$

$$= 0.0612 \text{ kN/m}$$

$$2) P_2 = \gamma \text{ seng gelombang} \times \left(\frac{1}{2} \times L\right)$$

$$= 10 \times \left(\frac{1}{2} \times (1.4434 + 1.4434)\right)$$

$$= 14.4337 \text{ kg/m}$$

$$= 0.1415 \text{ kN/m}$$

$$P_{2H} = P_2 \times \sin \alpha$$

$$= 14.4337 \times \sin 30^\circ$$

$$= 7.2168 \text{ kg/m}$$

$$= 0.0707 \text{ kN/m}$$

$$P_{2V} = P_2 \times \cos \alpha$$

$$= 14.4337 \times \cos 30^\circ$$

$$= 12.5 \text{ kg/m}$$

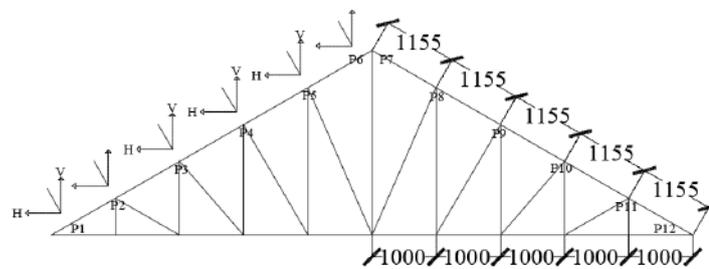
$$= 0,1225 \text{ kN/m}$$

Tabel 2.2 Beban mati kuda-kuda

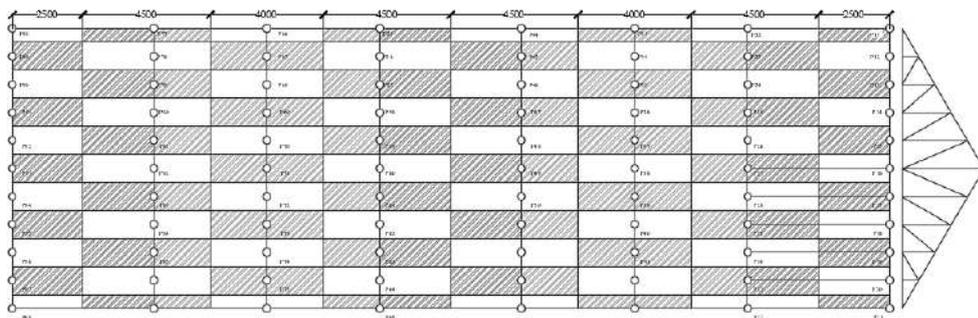
Titik	Beban Mati (kN/m)
P ₁ , P ₁₀	0.0707
P _{1H} , P _{10H}	0.0354
P _{1V} , P _{10V}	0.0612
P ₂ , P ₉	0.1415
P _{2h} , P _{9H}	0.0707
P _{2V} , P _{9V}	0.1225
P ₃ , P ₄ , P ₇ , P ₈	0.1415
P _{3H} , P _{4H} , P _{7H} , P _{8H}	0.0707
P _{3V} , P _{4V} , P _{7V} , P _{8V}	0.1225
P ₅ , P ₆	0.0707
P _{5H} , P _{6H}	0.0354
P _{5V} , P _{6V}	0.0612

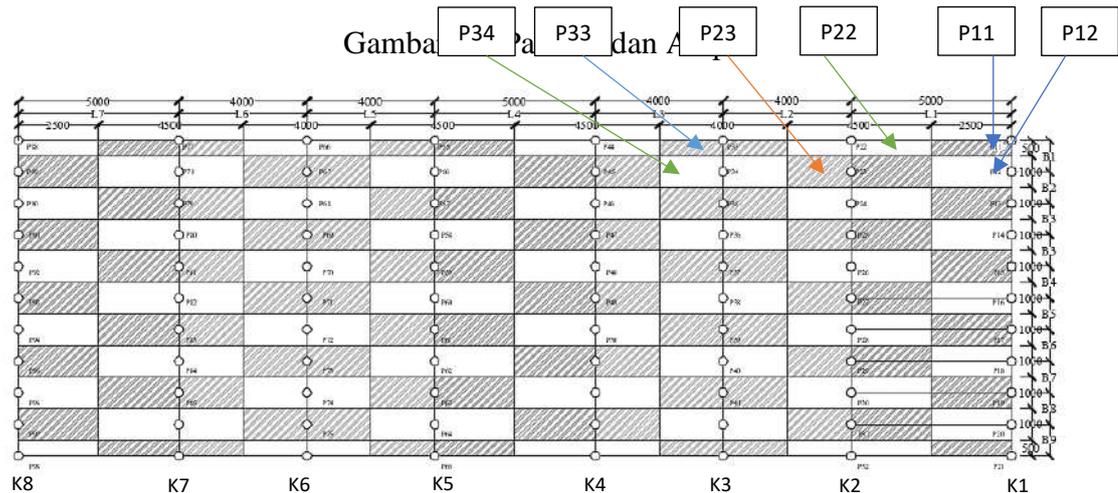
b. Beban *plafond*

Pada flafond menggunakan contoh kuda kuda yang berbeda, dimana kuda kuda hanya berjarak 10 m



Gambar 2.3 Atap





Gambar 2.5 Denah *plafond*

Perhitungan beban mati pada plafond:

$$\text{Penggantung langit-langit} = 7 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Eternit} = 11 \text{ kg/m}^2 +$$

$$\text{Total berat langit-langit} = 18 \text{ kg/m}^2$$

Beban akibat plafon

$$Q = W_{\text{langit} + \text{langit}} \times \text{luasan} \dots \dots \dots (2.5)$$

1) Analisis beban plafond pada kuda-kuda 1

$$P11 = w \times (1/2 \times B1) \times (1/2 \times L1)$$

$$= 18 \times (1/2 \times 1) \times (1/2 \times 5)$$

$$= 22.5 \text{ kg}$$

$$= 0.2206575 \text{ kN}$$

$$P12 = w \times (1/2 \times B1 + 1/2 \times B2) \times (1/2 \times L1)$$

$$= 18 \times (1/2 \times 1 + 1/2 \times 1) \times (1/2 \times 5)$$

$$= 45 \text{ kg}$$

$$= 0,44 \text{ kN}$$

$$P22 = w \times (1/2 \times B1) \times (1/2 \times L1 + 1/2 \times L2)$$

$$= 18 \times (1/2 \times 1) \times (1/2 \times 5 + 1/2 \times 4)$$

$$= 40,5 \text{ kg}$$

$$= 0,39 \text{ kN}$$

$$P23 = w \times (1/2 \times B1 + 1/2 \times B2) \times (1/2 \times L1 + 1/2 \times L2)$$

$$= 18 \times (1/2 \times 1 + 1/2 \times 1) \times (1/2 \times 4 + 1/2 \times 5)$$

$$= 81 \text{ kg}$$

$$= 0,79 \text{ kN}$$

$$P33 = w \times (1/2 \times B_1) \times (1/2 \times L_2 + 1/2 \times L_3)$$

$$= 18 \times (1/2 \times 1) \times (1/2 \times 4 + 1/2 \times 4)$$

$$= 36 \text{ kg}$$

$$= 0.353052 \text{ kN}$$

$$P34 = w \times (1/2 \times B_1 + 1/2 \times B_2) \times (1/2 \times L_2 + 1/2 \times L_3)$$

$$= 18 \times (1/2 \times 1 + 1/2 \times 1) \times (1/2 \times 40 + 1/2 \times 4)$$

$$= 72 \text{ kg}$$

$$= 0,706 \text{ kN}$$

Tabel 2.3 Beban mati pada plafond

Kuda-kuda	Titik	Beban (kN)	Kuda-kuda	Titik	Beban (kN)	Kuda-kuda	Titik	Beban (kN)
	P11	0,22		P22	0,40		P33	0,35
	P12	0,44		P23	0,79		P34	0,71
	P13	0,44		P24	0,79		P35	0,71
	P14	0,44		P25	0,79		P36	0,71
	P15	0,44		P26	0,79		P37	0,71
K1	P16	0,44	K2	P27	0,79	K3	P38	0,71
	P17	0,44		P28	0,79		P39	0,71
	P18	0,44		P29	0,79		P40	0,71
	P19	0,44		P30	0,79		P41	0,71
	P20	0,44		P31	0,79		P42	0,71
	P21	0,22		P32	0,40		P43	0,35
	P44	0,40		P55	0,40		P66	0,35
	P45	0,79		P56	0,79		P67	0,71
	P46	0,79		P57	0,79		P68	0,71
	P47	0,79		P58	0,79		P69	0,71
	P48	0,79		P59	0,79		P70	0,71
K4	P49	0,79	K5	P60	0,79	K6	P71	0,71
	P50	0,79		P61	0,79		P72	0,71
	P51	0,79		P62	0,79		P73	0,71
	P52	0,79		P63	0,79		P74	0,71
	P53	0,79		P64	0,79		P75	0,71
	P54	0,40		P65	0,40		P76	0,35

Tabel 2.4 Beban mati pada plafond (Lanjutan)

Kuda-kuda	Titik	Beban (kN)	Kuda-kuda	Titik	Beban (kN)
	P77	0,40		P88	0.22
	P78	0,79		P89	0.44
	P79	0,79		P90	0.44
	P80	0,79		P91	0.44
	P81	0,79		P92	0.44
K7	P82	0,79	K8	P93	0.44
	P83	0,79		P94	0.44
	P84	0,79		P95	0.44
	P85	0,79		P96	0.44
	P86	0,79		P97	0.44
	P87	0,40		P98	0.22

2.2.2 Beban hidup

Beban hidup adalah beban yang besar dan posisinya dapat berubah-ubah yang diakibatkan oleh penghuni bangunan gedung yang tidak termasuk beban konstruksi.

Beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna atau penghuni bangunan gedung atau struktur tersebut yang tidak termasuk beban konstruksi, beban hidup yang diterima oleh atap seperti beban yang diberikan oleh pekerja, pada saat pembangunan sebuah atap secara otomatis pekerja menjadi beban hidup terhadap kuda-kuda atap suatu bangunan.

Beban hidup yang didapatkan oleh atap terhadap pekerja yang bertumpuan pada kuda-kuda atap sekurang-kurangnya 100 kg/m^2 , pembebanan pada atap telah diatur oleh **PPURG 1989** yang dimana beban pekerja sebesar 100 kg/m^2 . Perhitungannya mengubah dari beban luasan menjadi beban merata sama dengan pada perhitungan beban penutup atap.

$$Q_h = P \times \sin \alpha \dots \dots \dots (2.6)$$

$$Q_v = P \times \cos \alpha \dots \dots \dots (2.7)$$

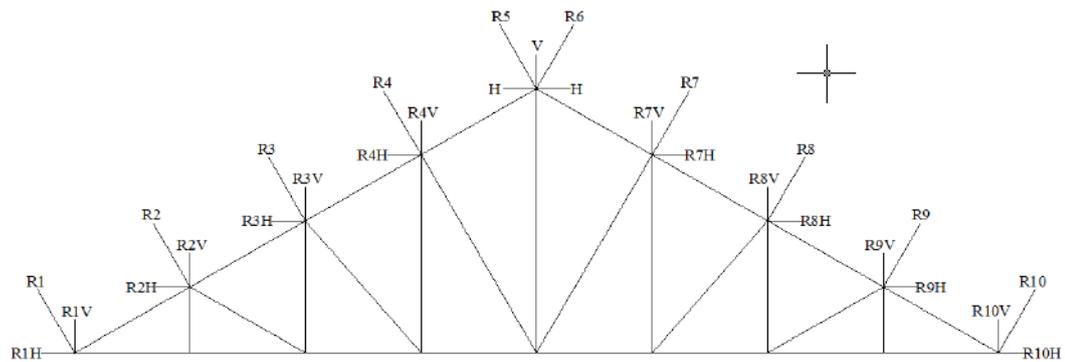
$$\begin{aligned}
 Q &= P \times \left(\frac{1}{2} \times L\right) \\
 &= 100 \times \left(\frac{1}{2} \times 1.4434\right) \\
 &= 72,15 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_h &= Q \times \sin \alpha \\
 &= 72,15 \times \sin 30 \\
 &= 36,075 \text{ kg/m} \\
 &= 0,353 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_v &= Q \times \cos \alpha \\
 &= 72,15 \times \cos 30 \\
 &= 62,484 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 0,613 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2.2.3 Beban hujan

Beban hujan pada kuda - kuda adalah khusus pada atap ke dalam beban hidup dapat termasuk beban yang berasal dari air hujan, baik akibat genangan maupun akibat tekanan jatuh (energi kinetik) butiran air.



Gambar 2.6 Pembebanan akibat beban hujan

Beban hujan (R)

$$R = W \times L \dots\dots\dots (2.8)$$

$$W = (40 - 0.8\alpha) \dots\dots\dots (2.9)$$

$$\begin{aligned}
 W &= (40 - 0.8\alpha) \\
 &= (40 - (0.8 \times 30^\circ)) \\
 &= 16 \text{ kg/m} \\
 &= 0.1569 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{a. } R_1 &= W \times \left(\frac{1}{2} \times L_1\right) \\
 &= 16 \times \left(\frac{1}{2} \times 1.4434\right) \\
 &= 11,5470 \text{ kg/m} \\
 &= 0.1132 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$R_{1H} = R_1 \times \sin \alpha$$

$$\begin{aligned}
 &= 11.5470 \times \sin 30^\circ \\
 &= 5.7753 \text{ kg/m} \\
 &= 0.0566 \text{ kN/m} \\
 R_{1V} &= R_1 \times \cos \alpha \\
 &= 11.5470 \times \cos 30^\circ \\
 &= 10 \text{ kg/m} \\
 &= 0.0980 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Tabel 2.5 Beban hujan

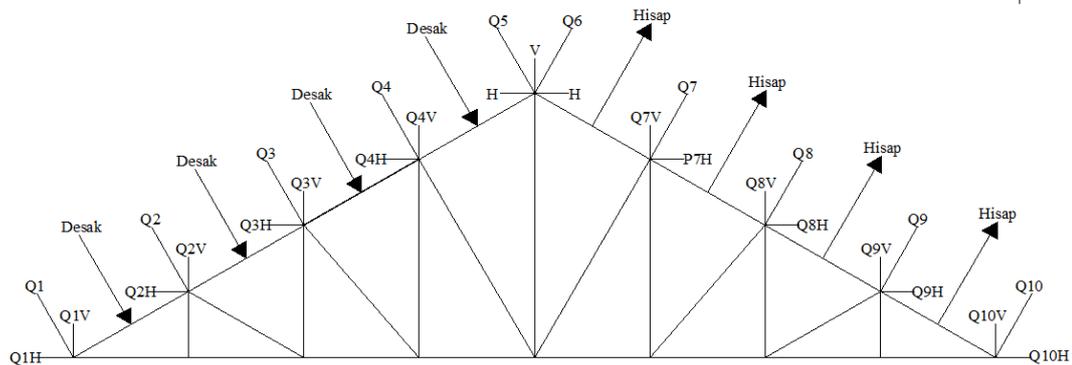
Titik	Beban hujan (kN/m)
R ₁ , R ₁₀	0.1132
R _{1H} , R _{10H}	0.0566
R _{1V} , R _{10V}	0.0980
R ₂ , R ₉	0.1971
R _{2H} , R _{9H}	0.1132
R _{2V} , R _{9V}	0.1961
R ₂ , R ₃ , R ₄ , R ₇ , R ₈ , R ₉	0.1971
R _{2H} , R _{3H} , R _{4H} , R _{7H} , R _{8H} , R _{9H}	0.1132
R _{2V} , R _{3V} , R _{4V} , R _{7V} , R _{8V} , R _{9V}	0.1961
R ₅ , R ₆	0.1132
R _{5H} , R _{6H}	0.0566
R _{5V} , R _{6V}	0.0980

b. Beban hujan pada dak beton

$$\begin{aligned}
 Q_{air} &= 1000 \text{ kg/m}^2 \\
 A &= 0,4 \text{ m} \\
 B &= 0,15 \text{ m} \\
 t' &= A - B \\
 &= 0,4 - 0,15 \\
 &= 0,25 \text{ m} \\
 Q_{hujan} &= Q_{air} \times t' \\
 &= 1000 \times 0,25 \\
 &= 250 \text{ kg/m} \\
 &= 2,4525 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2.2.4 Beban angin

Dalam membangun bangunan berupa gedung atau struktur harus atau wajib menghitung beban anginnya, semua struktur itu harus dirancang menahan beban angina, baik itu angin hisap maupun desak, untuyk menghitung beban angin telah tercantum dalam **SNI 1727:2020**, disana telah ditentukan berapa minimum dan maksimum beban angin yang didapatkan oleh suatu struktur bangunan, seperti pada atap sebuah bangunan yang akan dibangun ini.



Gambar 2.7 Pembebanan akibat angina

Beban angin yang diberikan pada pemodelan gedung berpedoman pada yaitu **SNI 1727:2020** dengan tahapan sebagai berikut :

- Menentukan kecepatan angin dasar, V

$$\begin{aligned} \text{Kecepatan angin dasar} &= 25 \text{ km/jam} \\ &= 7 \text{ m/s} \end{aligned}$$

- Menentukan faktor arah angin, K_d (Pasal 26.6)

$$\begin{aligned} \text{Tipe Struktur} &= \text{Bangunan gedung} \\ \text{Faktor arah angin, } K_d &= 0,85 \end{aligned}$$

- Menentukan kategori eksposur. (Pasal 26.7.2)

Kategori eksposur B untuk bangunan tinggi atap rata-rata lebih besar dari 9,1 m, serta berada di perkotaan

- Menentukan efek topograf, (Pasal 26.8.1)

$$K_{ZT} \text{ efek topografi, } K_{ZT} = 1,0$$

- Menentukan efek tiupan angin, G (Pasal 26.9.3)

- 1) Frekuensi alami perkiraan, n_a

$$\begin{aligned}
 n_a &= 43,5 / h^{0,9} \dots\dots\dots(2.10) \\
 &= 43,5 / 34,5^{0,9} \\
 &= 1,7966
 \end{aligned}$$

1,7966 > 1,0 Hz sehingga bangunan dianggap kaku

2) Intensitas turbulensi pada ketinggian z. (Pasal 26.9.4)

$$I_z = c \left(\frac{10}{z} \right)^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots(2.11)$$

Dimana

$$c = 0,30$$

$$\begin{aligned}
 z &= 0,6h = 0,6 \times 34,5 \\
 &= 20,7
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_z &= c \left(\frac{10}{z} \right)^{\frac{1}{6}} \\
 &= 0,2 \left(\frac{10}{20,7} \right)^{\frac{1}{6}} \\
 &= 0,2657
 \end{aligned}$$

3) Respon latar belakang, Q , Persamaan 26.9-8 dalam SNI 1727 2013.

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0,63 \left(\frac{B+h}{Lz} \right)^{0,63}}} \dots\dots\dots(2.12)$$

Keterangan :

B = Dimensi horizontal struktur tegak lurus arah angin (m)

h = tinggi rata – rata atap atau struktur – struktur lain

$$L\hat{z} = 1 \left(\frac{\hat{z}}{10} \right)^{\epsilon} \dots\dots\dots(2.13)$$

dimana l dan ϵ adalah konstanta yang tercanum dalam Tabel 2.5.

$$\begin{aligned}
 L\hat{z} &= l \left(\frac{\hat{z}}{10} \right)^{\epsilon} \\
 &= 97,54 \left(\frac{20,7}{10} \right)^{1/3} \\
 &= 124,31
 \end{aligned}$$

Tabel 2.6 Nilai dari masing masing Eksposur

Eksposur	α	Z_g (ft)	Dalam metrik							
			\hat{a}	\hat{b}	\bar{a}	\bar{b}	c	l (ft)	\bar{z}	Z_{min} (m)*
B	7,0	365,76	1/7	0,84	1/4,0	0,45	0,30	97,54	1/3,0	9,14
C	9,5	274,32	1/9,5	1,00	1/6,5	0,65	0,20	152,4	1/5,0	4,57
D	11,5	213,36	1/11,5	1,07	1/9,0	0,80	0,15	198,12	1/8,0	2,13

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0,63 \left(\frac{37+34,5}{124,31}\right)^{0,63}}}$$

$$= 0,83$$

- 4) Efek tiupan angin, G, ,Persamaan 26.9-6 dalam SNI 1727-2013.

$$G = 0,925 \times \left(\frac{1+1,7g_Q \times I_z \times Q}{1+1,7g_v \times I_z} \right) \dots \dots \dots (2.14)$$

$$= 0,925 \times \left(\frac{1+1,7 \times 3,4 \times 0,2657 \times 0,83}{1+1,7 \times 3,4 \times 0,2657} \right)$$

$$= 0,83$$

Sesuai SNI 1727-2020 $g_Q = 3,4$

- 5) Menentukan klarifikasi ketertutupan

Gedung yang ditinjau merupakan gedung tertutup

- 6) Menentukan koefisien tekanan internal, GC_{pi}

Bangunan gedung tertutup = 0,18 (untuk angin datang)

= - 0,18 (untuk angin pergi)

- 7) Menentukan tekanan angin eksternal, C_p

Diketahui :

$$h/L = \frac{34,5}{18} = 1,9$$

Sehingga nilai $C_p = - 0,3$ (untuk angin datang)

= - 0,6 (untuk angin pergi)

Tabel 2.7 Koefisien tekanan atap

Arah angin	Koefisien tekanan atap, C_p , untuk digunakan dengan q_h											
	Di sisi angin datang									Di sisi angin pergi		
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60\#$	10	15	≥ 20
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,7 -0,18	-0,5 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,3	-0,2 0,3	0,0* 0,4	0,4	0,01 θ	-0,3	-0,5	-0,6
	0,5	-0,9 -0,18	-0,7 -0,18	-0,4 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,2	-0,2 0,3	0,0 0,4	0,01 θ	-0,5	-0,5	-0,6
	$\geq 1,0$	-1,3** -0,18	-1,0 -0,18	-0,7 -0,18	-0,5 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,2	0,0 0,4	0,01 θ	-0,7	-0,5	-0,6

8) Menentukan tekanan velositas Pasal

- a) Koefisien eksposur tekanan velositas interpolasi dari Tabel 29.3-1 dalam SNI 1727-2013.

$$K_z = 0,99 + \frac{34,5-30,5}{36,6-30,5} (1,04 - 0,99)$$

$$= 1.0227868852459017$$

Beban angin (q_h)

$$Q_h = 0,613 \times K_z \times K_{ZT} \times K_d \times V^2$$

$$= 0,613 \times 1,02 \times 1 \times 0,83 \times 7^2$$

$$= 25,4293 \text{ N/m}^2$$

$$= 0,2542 \text{ kN/m}^2$$

9) Menentukan beban angin (P)

- a) Beban angin dinding sisi angin datang

$$P = qGC_p - q_l (Gc_{pi})(\text{N/m}^2)$$

$$= (25,4293 \times 0,83 \times (-0,3)) - (25,4293 \times 0,18)$$

$$= -109,3649 \text{ N/m}^2$$

- b) Beban angin dinding sisi angin pergi

$$P = qGC_p - q_l (Gc_{pi})(\text{N/m}^2)$$

$$= (25,4293 \times 0,83 \times (-0,6)) - (25,4293 \times 0,18)$$

$$= -172,8425 \text{ N/m}^2$$

10) Menghitung beban angin pada atap gedung

Beban angin yang digunakan dalam desain atap berdasarkan SNI 1727 : 2013 tidak boleh kurang dari $0,38 \text{ kN/m}^2$ dikalikan dengan luasan atap bangunan gedung yang terproyeksi pada bidang vertikal tegak lurus terhadap arah angin yang diasumsikan. Berikut perhitungan beban angin pada atap.

$$Q = P \times \frac{1}{2} \times L \dots\dots\dots (2.15)$$

$$Q_h = Q \times \sin \alpha \dots\dots\dots (2.16)$$

$$Q_v = Q \times \cos \alpha \dots\dots\dots (2.17)$$

a) Beban angin datang

$$P = 0,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= P \times \frac{1}{2} \times L \\ &= 0,38 \times \left(\frac{1}{2} \times 1,4434\right) \\ &= 0,5484 \text{ kN/m} \\ &= 55,9212 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{1h} &= Q \times \sin \alpha \\ &= 0,5484 \times \sin 30 \\ &= 0,2742 \text{ kN/m} \\ &= 27,9606 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{1v} &= Q \times \cos \alpha \\ &= 0,5484 \times \cos 30 \\ &= 0,4749 \text{ kN/m} \\ &= 48,4263 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

b) Beban angin pergi

$$P = 0,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_{10} &= P \times \frac{1}{2} \times L \\ &= 0,38 \times \left(\frac{1}{2} \times 1,4434\right) \\ &= 0,5484 \text{ kN/m} \\ &= 55,9212 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{10h} &= Q \times \sin \alpha \\ &= 0,5484 \times \sin 30 \\ &= 0,2742 \text{ kN/m} \\ &= 27,9606 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{10v} &= Q \times \cos \alpha \\ &= 0,5484 \times \cos 30 \\ &= 0,4749 \text{ kN/m} \\ &= 48,4263 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

2.3 Beban portal

Dalam perancangan suatu bangunan atau suatu struktur sangat penting kita memperhitungkan beban yang didapatkan struktur tersebut. Hal tersebut bertujuan untuk menghindari kesalahan perancangan yang berakibat fatal pada kegagalan struktur, adanya kegagalan menyebabkan banyak kerugian baik itu kerugian material maupun waktu. Oleh karena itu, untuk struktur bangunan harus diperhitungkan secara baik beban apa saja yang bekerja seperti beban hidup, beban mati dan beban angin.

Dalam pembangunan ini melakukan perancangan bangunan bank, supaya menjadi bangunan yang aman buat public dan nasabah bank, ini harus memperhitungkan spesifikasi beban yang bekerja pada bangunan tersebut supaya tidak mengalami kerugian baik itu material, tenaga, dan waktu.

2.3.1 Beban mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian pada suatu gedung yang bersifat tetap, termasuk segala bahan *finishing*, mesin-mesin serta peralatan tetap yang merupakan bagian tak terpisahkan dari gedung, beban mati pada gedung meliputi :

a. Beban plat lantai

Keramik		= 24 kg/m ²
Eternit		= 11 kg/m ²
Instalasi listrik, sanitasi dan <i>plumbing</i>		= 20 kg/m ²
Spasi (2 cm)	= 0,02 x 2100 kg/m ²	= 42 kg/m ²
Urugan Pasir (2 cm)	= 0,02 x 1600 kg/m ²	= 32 kg/m ²
DL		= 129 kg/m ²

b. Beban plat lantai dasar

Keramik		= 24 kg/m ²
Spesi (2 cm)	= 0,02 x 2100 kg/m ²	= 42 kg/m ²
Urugan Pasir	= 0,02 x 1600 kg/m ²	= 32 kg/m ²
DL		= 98 kg/m ²

c. Beban plat dak

Keramik		= 24 kg/m ²
Eternit		= 11 kg/m ²
Instalasi listrik, sanitasi dan <i>plumbing</i>		= 20 kg/m ²

$$\begin{aligned}
 \text{Spesi} &= 0,02 \times 2100 \text{ kg/m}^2 &= 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Urugan pasir} &= 0,02 \times 1600 \text{ kg/m}^2 &= 32 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{QD} &&= 129 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

d. Beban dinding

$$\begin{aligned}
 \text{Berat dinding } (\gamma b) &= 234,6 \text{ kg/m}^2 \text{ didapat dari SNI 1727:2020} \\
 &= 2,3 \text{ kN/ m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 2.8 Asumsi dimensi balok

Jenis Balok	b (cm)	h (cm)
Balok Induk	0.25	0.5
Balok Tiebeam	0.25	0.5
Balok Lift	0.25	0.5
Balok Bordes	0.25	0.5
Ring Balk	0.2	0.45

1) Lantai dasar – lantai 1

a) Balok tie beam – balok induk

$$\begin{aligned}
 t' &= t - \left(\frac{1}{2} \times h_{\text{balok induk}} + \frac{1}{2} \times h_{\text{balok tie beam}} \right) \dots\dots\dots (2.18) \\
 &= 5 - \left(\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5 \right) \\
 &= 4,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Qd &= \gamma d \times t' \dots\dots\dots(2.19) \\
 &= 234,6 \times 4,5 \\
 &= 821,1 \text{ kg/m} \\
 &= 8,046 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b) Balok tie beam – balok lift

$$\begin{aligned}
 t' &= t - \left(\frac{1}{2} \times h_{\text{balok lift}} + \frac{1}{2} \times h_{\text{balok tie beam}} \right) \\
 &= 4 - \left(\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5 \right) \\
 &= 3,5 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Qd &= \gamma d \times t' \\
 &= 250 \times 3,4 \\
 &= 875 \text{ kg/m} \\
 &= 8.5808 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

c) Balok tie beam – balok bordes

$$\begin{aligned} t' &= \frac{t}{2} - \left(\frac{1}{2} \times h \text{ balok bordes} + \frac{1}{2} \times h \text{ balok tie beam}\right) \\ &= \frac{4}{2} - \left(\frac{1}{2} \times 0.5 + \frac{1}{2} \times 0.5\right) \\ &= 1.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qd &= \gamma d \times t' \\ &= 250 \times 1,4 \\ &= 375 \text{ kg/m} \\ &= 3.6775 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d) Balok bordes – balok induk

$$\begin{aligned} t' &= \frac{t}{2} - \left(\frac{1}{2} \times h \text{ balok induk} + \frac{1}{2} \times h \text{ balok bordes}\right) \\ &= \frac{4}{2} - \left(\frac{1}{2} \times 0.5 + \frac{1}{2} \times 0.5\right) \\ &= 1.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qd &= \gamma d \times t' \\ &= 250 \times 1,4 \\ &= 375 \text{ kg/m} \\ &= 3.6775 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Lantai 1 – lantai 10

a) Balok induk – balok induk

$$\begin{aligned} t' &= t - \left(\frac{1}{2} \times h \text{ balok induk} + \frac{1}{2} \times h \text{ balok induk}\right) \\ &= 3 - \left(\frac{1}{2} \times 0.5 + \frac{1}{2} \times 0.5\right) \\ &= 2.5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qd &= \gamma d \times t' \\ &= 250 \times 3,4 \\ &= 625 \text{ kg/m} \\ &= 6.1292 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Balok induk – balok lift

$$\begin{aligned} t' &= t - \left(\frac{1}{2} \times h \text{ balok lift} + \frac{1}{2} \times h \text{ balok induk}\right) \\ &= 3 - \left(\frac{1}{2} \times 0.5 + \frac{1}{2} \times 0.5\right) \\ &= 2.5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_d &= \gamma_d \times t' \\
 &= 250 \times 3,4 \\
 &= 625 \text{ kg/m} \\
 &= 6.1292 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

c) Balok bordes – balok induk

$$\begin{aligned}
 t' &= \frac{t}{2} - \left(\frac{1}{2} \times h_{\text{balok induk}} + \frac{1}{2} \times h_{\text{balok bordes}} \right) \\
 &= \frac{3}{2} - \left(\frac{1}{2} \times 0.5 + \frac{1}{2} \times 0.5 \right) \\
 &= 1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_d &= \gamma_d \times t' \\
 &= 250 \times 1,4 \\
 &= 250 \text{ kg/m} \\
 &= 2.4516 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

d) Balok induk – balok bordes

$$\begin{aligned}
 t' &= \frac{t}{2} - \left(\frac{1}{2} \times h_{\text{balok bordes}} + \frac{1}{2} \times h_{\text{balok induk}} \right) \\
 &= \frac{3}{2} - \left(\frac{1}{2} \times 0.5 + \frac{1}{2} \times 0.5 \right) \\
 &= 1 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_d &= \gamma_d \times t' \\
 &= 250 \times 1,4 \\
 &= 250 \text{ kg/m} \\
 &= 2.4516 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3) Lantai 10 – ke atap

a) Balok induk – balok ring

$$\begin{aligned}
 t' &= t - \left(\frac{1}{2} \times h_{\text{balok ring}} + \frac{1}{2} \times h_{\text{balok induk}} \right) \\
 &= 3.5 - \left(\frac{1}{2} \times 0.2 + \frac{1}{2} \times 0.45 \right) \\
 &= 3.025 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_d &= \gamma_d \times t' \\
 &= 250 \times 3.025 \\
 &= 756.25 \text{ kg/m} \\
 &= 7.4162 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

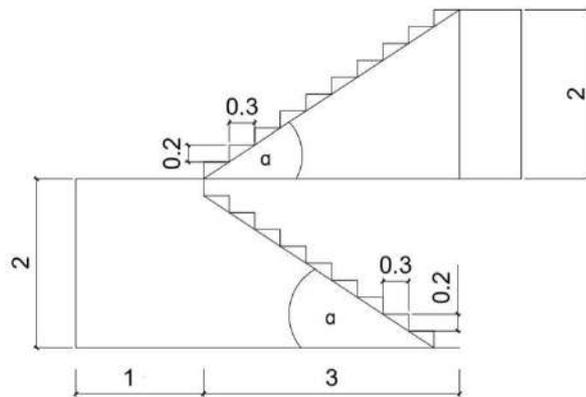
e. Beban pelat tangga

1) Beban mati pada pelat lantai

Keramik		= 24 kg/m ²
Eternit		= 11 kg/m ²
Instalasi, sanitasi dan <i>plumbing</i>		= 30 kg/m ²
Spasi (2cm)	= 0,02 x 2100 kg/m ²	= 42kg/m ²
Urungan Pasir (2 cm)	= 0,02 x 1600 kg/m ²	= 32 kg/m ²
Total		= 139 kg/ m ²

2) Beban mati pada pelat tangga

Lantai dasar – lantai 1



Gambar 2.8 Potongan anak tangga lantai dasar

$$\tan \alpha = \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2}{3}\right)$$

$$\alpha = 33,69^\circ$$

Diasumsikan up sebesar 20 cm, dan an sebesar 30 cm

$$\begin{aligned} \text{Jumlah anak tangga} &= \frac{L}{an} \\ &= \frac{3}{0.3} \\ &= 10 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah anak tangga} &= \frac{t}{up} \\ &= \frac{2}{0.2} \\ &= 10 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\theta &= 90^\circ - 33.69^\circ \\ &= 56,31^\circ\end{aligned}$$

$$\sin \theta = \frac{t'}{up}$$

$$\sin 56 = \frac{t'}{20}$$

$$t' = 16,6\text{cm}$$

$$\begin{aligned}Q_{\text{tangga}} &= \gamma_{\text{beton}} \cdot t' \\ &= 2400 \cdot 0,166 \\ &= 398,4 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

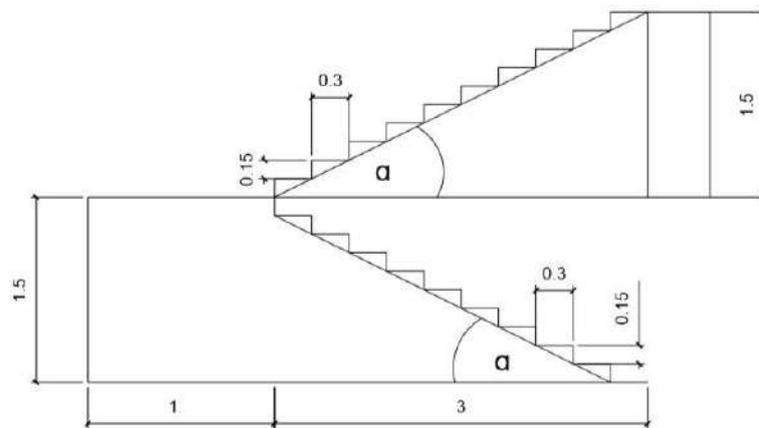
$$Q_{\text{tangga}} = 398,4 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{\text{spesi}} = 0,02 \cdot 2100 = 42\text{kg/m}^2$$

$$Q_{\text{keramik}} = 24 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total} = 464.4 \text{ kg/m}^2$$

Lantai lantai 1 – lantai 10



Gambar 2.9 Potongan anak tangga lantai 1-10

$$\tan \alpha = \frac{1.5}{3}$$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{1.5}{3}\right)$$

$$\alpha = 26.565^\circ$$

Diasumsikan up sebesar 15 cm, dan an sebesar 30 cm

$$\begin{aligned}\theta &= 90^\circ - 26.565^\circ \\ &= 63.435^\circ\end{aligned}$$

$$\sin \theta = \frac{t'}{up}$$

$$\sin 63.435^\circ = \frac{t'}{20}$$

$$\begin{aligned}
 t' &= 13.4 \text{ cm} \\
 Q_{\text{tangga}} &= \gamma_{\text{beton}} \cdot t' \\
 &= 2400 \cdot 13,4 \\
 &= 321,6 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_{\text{tangga}} &= 321,6 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_{\text{spesi}} &= 0,02 \times 2100 = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_{\text{keramik}} &= 24 \text{ kg/m}^2 + \\
 \text{Total} &= 387.6 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

3) Beban mati pada pelat bordes

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{keramik}} &= 24 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_{\text{spesi}} &= 0,02 \cdot 2100 = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_{\text{pasir}} &= 0,02 \cdot 1600 = 32 \text{ kg/m}^2 + \\
 \text{Total} &= 98 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

2.3.2 Beban hidup

Beban yang didapatkan menurut **SNI 1727 : 2020** struktur portal khususnya gedung yang diperuntukan untuk hotel yaitu sebagai berikut :

- | | |
|--|--------------------------|
| a. Loteng yang dapat didiami dan ruang tidur | = 1,44 kN/m ² |
| b. Loteng yang dapat didiami tanpa Gudang | = 0,48 kN/m ² |
| c. Semua ruang kecuali tangga dan balkon | = 1,92 kN/m ² |
| d. Ruang pribadi dan koridor | = 1,92 kN/m ² |
| e. Ruang publik dan koridor | = 4,79 kN/m ² |

2.3.3 Beban angin

Berdasarkan **SNI 1727 : 2020**, bangunan gedung dan struktur lain termasuk kedalam sistem penahan beban angin utama (SPBAU) dan seluruh komponen gedung harus dilaksanakan dan dirancang agar dapat menahan beban angin yang ditetapkan menurut **SNI 1727 : 2020** pasal 26 sampai pasal 31.

Menurut **SNI 1727 : 2020**, beban angin merupakan semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang disebabkan oleh selisih dalam tekanan udara. Penentuan beban angin ditentukan dengan menganggap adanya tekanan positif dan tekanan negatif (isapan), yang bekerja tegak lurus pada bidang – bidang yang ditinjau. Berdasarkan **SNI 1727 : 2020** pasal 26 sampai dengan pasal 31, penentuan besaran beban angin ditentukan oleh parameter – parameter berikut :

a. Kecepatan angin dasar (V)

Kecepatan angin dasar merupakan kecepatan tiupan dalam tiap detik pada ketinggian 10 m (33 ft) diatas permukaan tanah yang digunakan dalam menentukan beban angin desain pada struktur gedung maupun struktur lain yang ditentukan dari instansi berwenang **SNI 1727 : 2020**.

b. Wilayah angin khusus

Daerah pegunungan, ngarai, dan wilayah angin khusus harus diperiksa untuk kondisi angin yang tidak biasa. Pihak yang berwenang harus, jika perlu, menyesuaikan nilai yang diberikan untuk memperhitungkan kecepatan angin setempat yang lebih tinggi. Penyesuaian harus didasarkan pada informasi meteorologi dan perkiraan kecepatan angin dasar yang diperoleh.

c. Wilayah angin khusus

Di daerah rawan badai diluar wilayah, data iklim daerah hanya dapat digunakan sebagai pengganti dari kecepatan angin dasar yang akan diberikan bila

- 1) Prosedur analisis static nilai ekstrem teruji digunakan dalam mengurangi data.
- 2) Panjang rekaman, kesaaahan pengambilan contoh, waktu rata – rata, tinggi anemometer, kualitas data, dan eksposur dataran dari anemometer telah diperhitungkan. Diperbolehkan mereduksi kecepatan angin dasar apabila diperlukan.

d. Faktor arah angin (Kd)

Berdasarkan BSN (2013) Faktor arah angin harus ditentukan dari Tabel 2.2 dibawah ini :

Tabel 2.9 Faktor arah angin (BSN, 2013)

Tipe Struktur	Faktor angin (Kd)
Bangunan Gedung :	
Komponen dan klading bangunan gedung	0,85
Sistem penahan beban angin utama	0,85
Atap Lengkung	0,85
Rangka batang menara :	
Segitiga, segi empat, persegi panjang	0,85
Penampang lainnya	0,95
Dinding pejal berdiri bebas dan papan reklame - pejal berdiri bebas dan papan reklame terkait	0,85
Cerobong asap, tangki, dan struktur yang sama :	
Segi empat	0,85
Segi enam	0,85
Bundar	0,95
Papan reklame terbuka dan kerangka kisi	0,85

e. Eksposur

Bedasarkan BSN (2013), untuk setiap angin yang diperhitungkan, eksposur lawan angin didasarkan pada kekasaran permukaan tanah yang ditentukan dari topografi alam, vegetasi, dan fasilitas dibangun.

Untuk setiap arah angin yang dipilih di mana beban angin akan ditentukan, eksposur dari bangunan gedung atau struktur harus ditentukan untuk dua sektor lawan angin yang diperluas 45^0 setiap sisi arah angin yang ditinjau. Eksposur dalam dua sektor ini harus ditentukan sesuai dengan pasal 26.7.2 dan pasal 26.7.3 dan eksposur yang penggunaannya akan menghasilkan beban angin tertinggi harus digunakan untuk mewakili angin dari arah tersebut.

Berdasarkan BSN (2013), kekasaran permukaan tanah dalam setiap sektor 45° harus ditentukan suatu jarak lawan angin dari situs. Kekasaran permukaan tanah dibagi menjadi 3 kategori yaitu :

a. Kekasaran permukaan D

Kekasaran permukaan D mencakup area datar, area yang tidak terhalang dan permukaan air. Kategori ini berisi padang garam, lumpur halus, dan es tak terputus

b. Kekasaran permukaan C

Kekasaran permukaan C mencakup dataran terbuka dengan penghalang tersebar yang memiliki tinggi umumnya kurang dari 9,1 m. Kategori ini mencakup daerah padang rumput dan daerah yang terbuka datar.

c. Kekasaran permukaan B

Kekasaran permukaan B mencakup pinggiran kota dan daerah perkotaan, daerah berhutan, atau daerah lain.

Berdasarkan BSN (2013), kategori eksposur juga dipengaruhi oleh kekasaran permukaan dan fasilitas yang dibangun. Kategori eksposur menjadi 3 kategori yaitu sebagai berikut :

a. Eksposur D

Eksposur D diberlakukan jika kekasaran permukaan tanah, sebagai ditentukan pada kekasaran permukaan D, berlaku di arah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 20 kali tinggi bangunan atau 1.524 m dan dipilih yang terbesar dari nilai tersebut. Selain itu eksposur D juga berlaku apabila kekasaran permukaan tanah segera lawan angin dari situs C atau B, dan situs yang berada pada dalam jarak 182 m atau 20 kali tinggi bangunan dan dipilih mana yang terbesar.

b. Eksposur C

Eksposur C berlaku untuk semua kasus dimana Eksposur D ataupun B tidak berlaku.

c. Eksposur B

Eksposur B berlaku untuk bangunan gedung dengan tinggi atap rata – rata kurang dari atau sama dengan 9,1 m. Eksposur B berlaku apabila kekasaran permukaan B, berlaku diarah lawan angin untuk jarak yang lebih besar dari 457 m.

1) Efek topografi

Dalam hal ini bangunan gedung yang ditinjau tidak termasuk yang dijelaskan pasal 26.8.2 apabila kondisi situs dan lokasi gedung dan struktur bangunan lain tidak memenuhi semua kondisi yang disyaratkan, $KZT = 1,0$.

2) Efek tiupan angin

Frekuensi alami perkiraan untuk bangunan rangka penahan momen yaitu :

$$n_a = \frac{43,5}{h^{0,5}} \dots\dots\dots (2.20)$$

dengan :

n_a = Frekuensi alami perkiraan (Hz)

h = Ketinggian (m)

Jika frekuensi alami perkiraan $> 1,0$ Hz bangunan dianggap kaku. Faktor efek tiupan angin untuk bangunan kaku minimal harus senilai 0,85 atau dihitung dengan persamaan berikut :

$$G = 0,925 \left(\frac{1+1,7g Iz Q}{1+1,7g F} \right) \dots\dots\dots (2.21)$$

$$Iz = C \left(\frac{10}{z} \right)^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (2.22)$$

Dengan :

G = Faktor efek tiupan angin (tanpa satuan)

g = Gaya grafitasi (m/s^2)

Iz = Intensitas turbolensi pada ketinggian z (meter)

Q = Respon latar belakang (tanpa satuan)

Dimana respons latar belakang Q dicari dari persamaan berikut:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0,63 \left(\frac{B+h}{Lz} \right)^{0,63}}} \dots\dots\dots (2.23)$$

Dengan :

Q = Respon latar belakang (tanpa satuan)

B = Dimensi horizontal bangunan (meter)

h = Tinggi atap rata – rata bangunan (meter)

$$Lz = \left(\frac{z}{10} \right) \epsilon \dots\dots\dots (2.24)$$

Dengan :

L_z = Skala panjang integral dari turbulensi pada ketinggian ekuivalen (meter)

l = Faktor skala panjang integral

$\bar{\epsilon}$ = Eksponen pangkat

Menurut BSN (2013), konstanta exposure dataran diambil dari Tabel 2.3 :

Tabel 2.10 Konstanta exposure (BSN, 2013)

Eksposur	α	Z_g (m)	\hat{a}	\hat{b}	$\bar{\alpha}$	\bar{b}	c	$l(m)$	$\bar{\epsilon}$	Z_{min} (m)
B	7,0	365,76	1/7	0,84	1/4,0	0,45	0,30	97,54	1/3,0	9,14
C	9,5	274,32	1/9,5	1,00	1/6,5	0,65	0,20	152,4	1/5,0	4,57
D	11,5	213,36	1/11,5	1,07	1/9,0	0,80	0,15	198,12	1/8,0	2,13

Koefisien untuk suatu bangunan gedung ditetapkan pada Tabel 2.4 berikut

Tabel 2.11 Koefisien tekanan internal (BSN, 2013)

Klarifikasi Ketertutupan bangunan	GC_{pi}
Gedung terbuka	0,00
Gedung tertutup sebagian	+ 0,55
	- 0,55
Gedung tertutup	+ 0,18
	- 0,18

Contoh perhitungan beban angin, Gedung Rumah Sakit memiliki ketinggian 34.5 meter diatas permukaan tanah dan memiliki penampang yang cukup besar, oleh karena itu perlu ditinjau efek yang ditimbulkan oleh beban angin yang bekerja.

Beban angin yang diberikan pada pemodelan gedung perpedoman pada BSN (2013) yaitu dengan tahapan sebagai berikut :

- a. Menentukan kecepatan angin dasar, V

Kecepatan angin dasar = 30 m/s

- b. Menentukan faktor arah angin, K_d

Tipe struktur = Bangunan gedung (Rumah Sakit)

Faktor arah angin, $K_d = 0,85$

- c. Menentukan kategori exposure kategori eksposur B yaitu untuk bangunan tinggi atap rata-rata melebihi 9,1 m, dan berada dalam arah lawan angin untuk jarak lebih besar dari 792 m atau 20 kali tinggi bangunan, dipilih yang terbesar.
- d. Menentukan efek topograf
- K_{ZT} Efek topografi, $K_{ZT} = 1,0$
- e. Menentukan efek tiupan angin, G

- 1) Frekuensi alami perkiraan, n_a

$$\begin{aligned} n_a &= 43,5 / h^{0,9} \\ &= 43,5 / 32,5^{0,9} \\ &= 1,8958 \end{aligned}$$

$1,8958 > 1,0$ Hz sehingga bangunan dianggap kaku

- 2) Intensitas turbulensi pada ketinggian z

$$\begin{aligned} I_z &= c \left(\frac{10}{z} \right)^{1/6} \\ &= 0,3 \left(\frac{10}{19,5} \right)^{1/6} \\ &= 0,2684 \end{aligned}$$

Dimana

$$\begin{aligned} c &= 0,30 \\ z &= 0,6h \\ &= 0,6 \times 32,5 \\ &= 19,5 \end{aligned}$$

- 3) Respon latar belakang, Q

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0,63 \left(\frac{B+h}{Lz} \right)^{0,63}}}$$

Dimana :

B = dimensi horizontal struktur tegak lurus arah angin (m)
h = tinggi rata-rata atap atau struktur-struktur lain,

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0,63 \left(\frac{18+32,5}{121,8599} \right)^{0,63}}$$

$$= 0,8570$$

$$\begin{aligned} \text{Dimana } Lz &= l \times \left(\frac{z}{l}\right)^\epsilon \\ &= 97,54 \times \left(\frac{19,5}{10}\right)^{1/3} \\ &= 121,8599 \end{aligned}$$

Dimana :

$$l = 320 \text{ fit} \rightarrow 97,54 \text{ meter}$$

4) Efek tiupan angin, G

$$\begin{aligned} G &= 0,925 \times \left(\frac{1+1,7gq \times lz \times Q}{1+1,7gv \times lz}\right) \\ &= 0,925 \times \left(\frac{1+1,7 \times 3,4 \times 0,2684 \times 0,857}{1+1,7 \times 3,4 \times 0,2684}\right) \\ &= 0,8446 \end{aligned}$$

Dimana nilai gv dan gq harus diambil sebesar 3,4.

5) Menentukan klarifikasi ketertutupan

Berdasarkan pengamatan, gedung yang ditinjau merupakan gedung tertutup.

6) Menentukan koefisien tekanan internal, GCpi A

Pada BSN (2013) pasal 26 dijelaskan mengenai koefisien tekanan internal sebagai berikut :

Tabel 2.12 koefisien tekanan angin internal

Klarifikasi ketertutupan	(GCpi)
Bangunan gedung terbuka	0,00
Bangunan gedung tertutup sebagian	0,55 -0,55
Bangunan gedung tertutup	0,18 -0,18

Berdasarkan klarifikasi gedung termasuk bangunan gedung tertutup sehingga didapat nilai

$$\begin{aligned} GC_{pi} &= + 0,18 \text{ (untuk angin datang)} \\ &= - 0,18 \text{ (untuk angin pergi)} \end{aligned}$$

7) Menentukan tekanan angin external, C_p

Pada BSN (2013) Pasal 27.4 dijelaskan mengenai koefisien tekanan external sebagai berikut.

Tabel 2.13 koefisien angin external

Permukaan	L/B	C_p	digunakan dengan
dinding di sisi angin datang	seluruh nilai	0,8	qz
dinding di sisi angin pergi	0-1	-0,5	
	2	-0,3	qn
	> 4	-0,2	
dinding tepi	seluruh nilai	-0,7	qn

Dimana :

L = dimensi horizontal bangunan gedung, sejajar arah angin

B = dimensi horizontal bangunan gedung, tegak lurus arah angin

$$\begin{aligned} L/B &= \frac{37}{18} \\ &= 2,0556 \end{aligned}$$

Sehingga nilai C_p untuk dinding disisi angin pergi perlu di interpolasi,

$$\begin{aligned} C_p &= -0,3 + \left(\frac{37-2}{18-2}\right) (-0,2 - (-0,3)) \\ &= -0,2972 \end{aligned}$$

8) Menentukan tekanan velositas

a) K_z

(1) K_z untuk $15 \text{ ft} \leq z \leq z_g$

$$\begin{aligned} K_z &= 2,01 \left(\frac{z}{z_g}\right)^{2/a} \\ &= 2,01 \left(\frac{7}{365,76}\right)^{2/7} \\ &= 0,649 \end{aligned}$$

(2) K_z untuk $z < 15 \text{ ft}$

$$= 2,01 \left(\frac{z}{z_g}\right)^{2/a}$$

$$= 2,01 \left(\frac{4}{365,67} \right)^{2/7}$$

$$= 0,553$$

b) Beban angin (q_z)

$$q_z = 0,613 \times K_Z \times K_{ZT} \times K_d \times V^2$$

$$= 0,613 \times 0,649 \times 1 \times 0,85 \times 30^2$$

$$= 304,392 \text{ N/m}^2$$

$$= 0,3044 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 2.14 Perhitungan k_z dan q_z

Lantai	Z (ketinggian)	α	z_g	k_z	$q_z \text{ (N/m}^2\text{)}$
Dasar -1	4	7	365,76	0,553	259,414
1-2	7	7	365,76	0,649	304,392
2-3	10	7	365,76	0,719	337,047
3-4	13	7	365,76	0,775	363,284
4-5	16	7	365,76	0,822	385,488
5-6	19	7	365,76	0,863	404,887
6-7	22	7	365,76	0,900	422,207
7-8	25	7	365,76	0,934	437,913
8-9	28	7	365,76	0,965	452,324
9-10	31	7	365,76	0,993	465,671
10-Atap	34,5	7	365,76	1,024	480,124

Dimana nilai α dan z_g Dapat dilihat pada Pasal 26.9 – 1 nilai z_g dalam ft dikonversi ke meter.

9) Menentukan beban angin (P)

Tabel 2.15 Nilai C_p untuk angin datang dan angin pergi

Z	Angin datang		Angin pergi	
	Dinding sisi angin datang	Dinding sisi angin pergi	Dinding sisi angin pergi	Dinding tepi
4	0,8	-0,2972	-0,2972	-0,7
7	0,8	-0,2972	-0,2972	-0,7
10	0,8	-0,2972	-0,2972	-0,7
13	0,8	-0,2972	-0,2972	-0,7
16	0,8	-0,2972	-0,2972	-0,7
19	0,8	-0,2972	-0,2972	-0,7
22	0,8	-0,2972	-0,2972	-0,7
25	0,8	-0,2972	-0,2972	-0,7

Tabel 2.16 Nilai C_p untuk angin datang dan angin pergi

Z	Angin datang		Angin pergi	
	Dinding sisi angin datang	Dinding sisi angin pergi	Dinding sisi angin pergi	Dinding tepi
28	0,8	-0,2972	-0,2972	-0,7
31	0,8	-0,2972	-0,2972	-0,7
34,5	0,8	-0,2972	-0,2972	-0,7

a) Beban angin dinding sisi angin datang

$$\begin{aligned}
 P &= qGC_p - q_i(G_{cpi})(N/m^2) \\
 &= q_h \times G \times C_p (N/m^2) - q_h GC_{pi+} \\
 &= 259,414 \times 0,8446 \times 0,8 - 259,414 \times -0,18 \\
 &= 175,2705 + 46,69 N/m^2 \\
 &= 0,22198 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

b) Beban angin dinding sisi angin pergi

$$\begin{aligned}
 Q &= qGC_p - q_1(G_{cpi})(N/m^2) \\
 &= 259,414 \times 0,8446 \times (-0,2972) - 259,414 \times 0,18 \\
 &= -65,1178 - N/m^2 \\
 &= -0.1118 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

c) Beban angin dinding tepi angin pergi

$$\begin{aligned}
 R &= qGC_p - q_1(G_{cpi})(N/m^2) \\
 &= 259,414 \times 0,8446 \times (-0,7) - 259,414 \times 0,18 \\
 &= -153,3617 - 46.69452N/m^2 \\
 &= 0.200 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 2.17 perhitungan untuk angin datang dan pergi

Z	P (N/m ²)		
	Dinding sisi angin datang	Dinding sisi angin pergi	Dinding tepi
4	-153,3617	221,96502	-111,81232
7	-179,9518	252,35372	-123,10262
10	-199,2572	274,41702	-131,29972
13	-214,7678	292,14342	-137,88562
16	-227,8946	307,14542	-143,45932
19	-239,3635	320,25272	-148,32902
22	-249,6025	331,95452	-152,67652
25	-258,8875	342,56592	-156,61902
28	-267,4074	352,30292	-160,23652
31	-275,298	361,32072	-163,58692
34,5	-283,8419	371,08532	-167,21472

Menurut SNI 1727 : 2020 dijelaskan bahwa beban angin yang digunakan dalam desain SPBAU untuk bangunan gedung tertutup atau tertutup sebagian tidak boleh lebih kecil dari **0,77** kN/m² dikalikan dengan luas dinding bangunan gedung dan 0,38 kN/m² dikalikan dengan luas atap bangunan gedung yang terproyeksi pada bidang vertikal tegak lurus terhadap arah angin yang diasumsikan. Dalam perhitungan yang telah dilakukan sesuai dengan pedoman perencanaan pembebanan SNI 1727 : 2020 didapat nilai beban angin terbesar yaitu 324,3908 N/m² atau sebesar 0,3244 kN/m², karena beban angin lebih kecil dibandingkan

standar minimum SPBAU maka digunakan beban minimum sebesar 0,77 kN/m² untuk bangunan utama dan 0,38 kN/m² untuk atap.

a. Menghitung beban angin pada gedung

Dari denah struktur gedung nantinya beban angin yang sudah dianalisis berupa luasan akan dikalikan dengan luasan dinding yang ditinjau sehingga mendapatkan beban yang terdistribusi segaris dengan panjang kolom, berikut perhitungan beban angin pada struktur kolom.

$$Q = P \times \frac{l_1 + l_2}{2} \dots \dots \dots (2.26)$$

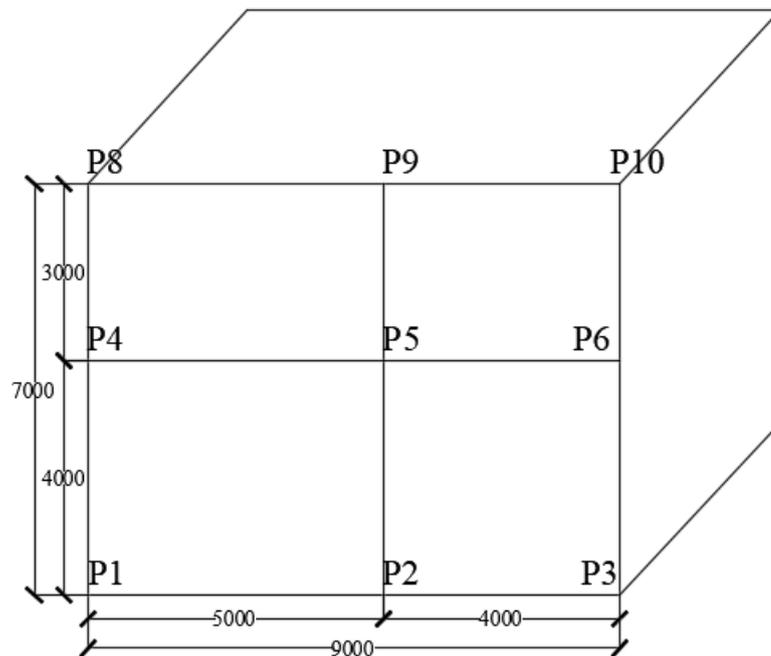
Dimana :

Q = beban angin (kN/m)

P = beban angin (kN/m²)

l_1 = lebar dinding kesatu (meter)

l_2 = lebar dinding kedua (meter)



Gambar 2.10 Sketsa sederhana untuk perhitungan salah satu bagian bangunan

1) Beban Angin

Beban kolom 1

$$W = 0,77 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 P1 &= w \times (1/2 \times 5) \times (1/2 \times 4) \\
 &= 0,77 \times 2,5 \times 2 \\
 &= 3,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P2 &= w \times (1/2 \times 5 + 1/2 \times 4) \times (1/2 \times 4) \\
 &= 0,77 \times (2,5 + 2) \times 2 \\
 &= 6,93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P3 &= w \times (1/2 \times 4) \times (1/2 \times 4) \\
 &= 0,77 \times 2 \times 2 \\
 &= 3,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P5 &= w \times (1/2 \times 5 + 1/2 \times 4) \times (1/2 \times 4 + 1/2 \times 3) \\
 &= 0,77 \times (2,5 + 2) \times (2 + 1,5) \\
 &= 12,13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2.4 Beban Gempa

Secara umum analisis struktur terhadap beban gempa dibagi menjadi dua macam, antara lain sebagai berikut.

- a. Analisis beban statik ekuivalen adalah suatu cara analisis struktur dimana pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban statik horizontal yang diperoleh dengan hanya memperhitungkan respons ragam getar yang pertama. Biasanya distribusi gaya geser tingkat ragam getar yang pertama ini disederhanakan sebagai segitiga terbalik.
- b. Analisis dinamik adalah analisis struktur dimana pembagian gaya geser gempa diseluruh tingkat diperoleh dengan memperhitungkan pengaruh dinamik gerakan tanah terhadap struktur. Analisis dinamik terbagi menjadi dua, antara lain sebagai berikut.
 - 1) Analisis ragam respons spektrum dimana total respons didapat melalui superposisi dari respons masing-masing ragam getar.
 - 2) Analisis riwayat waktu adalah analisis dinamik dimana pada model struktur diberikan suatu catatan rekaman gempa dan respons struktur dihitung langkah demi langkah pada interval tertentu.

Untuk struktur gedung tidak beraturan, pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, sehingga analisisnya harus

dilakukan berdasarkan analisis respons dinamik. Analisis dinamik dapat dilakukan dengan cara elastis maupun inelastic. Pada cara elastis dibedakan Analisis Ragam Riwayat Waktu (*Time History Modal Analysis*) pada cara ini diperlukan rekaman percepatan gempa dan Analisis Ragam Spektrum Respons (*Response Spektrum Modal Analysis*)., dimana pada cara ini respons maksimum dari tiap ragam getar yang terjadi didapat dari Spektrum Respons Rencana (*Design Spektra*). Pada analisis dinamik elastis digunakan untuk mendapatkan respons struktur akibat pengaruh gempa yang sangat kuat dengan cara integrasi langsung (*Direct Integration Method*). Analisis dinamik elastis lebih sering digunakan karena lebih sederhana.

2.4.1 Kategori Risiko dan Faktor Keutamaan Gempa

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung sesuai dengan SNI 1726:2019 pasal 4.1.2 tabel 3, pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e menurut tabel 4.

Tabel 2.18 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa
(SNI 1726, 2019)

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia saat terjadi kegagalan, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk, antara lain : <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk : <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

Tabel 2.18 Kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa
(Lanjutan)

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi 	III
<p>Gedung dan non gedung, tidak termasuk ke dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat. - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat. - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat. - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangka penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat 	IV
<p>Gedung dan non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko</p>	IV

Tabel 2.19 Faktor keutamaan gempa (SNI 1726, 2019)

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

Bangunan termasuk kedalam kategori risiko = IV

Faktor keutamaan gempa (I_e) = 1,5

2.4.2 Klarifikasi

Menurut SNI 1726:2019 pasal 5.3 Jenis tanah juga ikut mempengaruhi beban gempa yang diterima oleh bangunan gedung. Semakin buruk tanah yang dipijak oleh gedung, akan semakin besar beban gempa yang diterima oleh bangunan gedung tersebut. Hubungan nilai parameter-parameter tersebut dengan klasifikasi situs mempunyai ketentuan sebagai berikut.

Tabel 2.20 Hubungan nilai parameter tanah dengan klarifikasi (SNI 1726, 2012)

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (Batuan Keras)	> 1500	<i>N/A</i>	<i>N/A</i>
SB (Batuan)	750 - 1500	<i>N/A</i>	<i>N/A</i>
SC (Tanah Keras)	350 - 750	> 50	> 100
SD (Tanah Sedang)	175 - 350	15 - 50	50 - 100
	< 175	< 15	< 50
SE (Tanah Lunak)	Atau setiap tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut.		
	<ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\overline{S_u} < 25$ kPa 		

Untuk kelas situs tanah dianalisis dengan data borlog sebagai berikut.

Tabel 2.21 Pengoahan klarifikasi tanah menggunakan data sondir

Kedalaman	Ti	Ni	Ti/Ni
2	2	14	0,143
4	2	17	0,118
6	2	17	0,118
8	2	23	0,087
10	2	23	0,087
12	2	43	0,047
14	2	16	0,125
16	2	42	0,048
18	2	47	0,043
20	2	44	0,045
22	2	51	0,039
24	2	56	0,036
26	2	56	0,036
28	2	57	0,035
30	2	58	0,034
Jumlah	30	564	1,039

$$\begin{aligned}
 N &= \sum Ti / \sum (Ti/Ni) \dots \dots \dots (2.27) \\
 &= 30 / 1,039 \\
 &= 28,86
 \end{aligned}$$

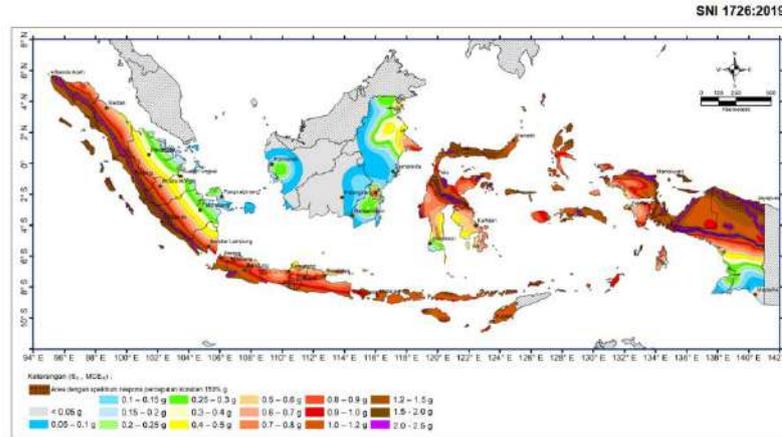
Nilai N-SPT rata – rata data korelasi tersebut bernilai 15 – 50. Sehingga klarifikasi kelas situs tanah yang digunakan adalah **tanah sedang (SD)**.

2.4.3 Respon Spektrum

a. Nilai – Nilai Parameter respon Spektrum

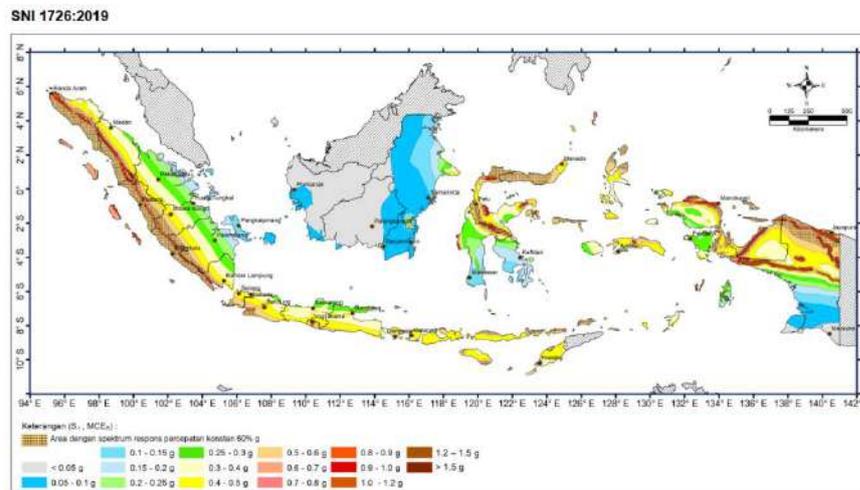
Menurut SNI 1726 : 2019 Pasal 6.1 Parameter S_s (percepatan batuan dasar pada periode pendek) dan S_1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) harus ditetapkan masing – masing dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik

dalam peta gempa untuk periode ulang 2500 tahun. Data peta zonasi gempa digunakan adalah peta zonasi gempa 2019.



Gambar 15 – Parameter gerak tanah S_s , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_s) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2-detik (redaman kritis 5%)

Gambar 2.11 Nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek 0.2 detik (S_s)
(SNI 1726-2019)



Gambar 16 – Parameter gerak tanah, S_1 , gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_1) wilayah Indonesia untuk spektrum respons 0,2- detik (redaman kritis 5%)

Gambar 2.12 Nilai percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_1)
(SNI 1726-2019)

Dari peta gempa 2019 didapat nilai Nilai percepatan batuan dasar pada periode pendek 0.2 detik (S_s) dan Nilai percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_1), $S_s = 1,3$ dan $S_1 = 0,6$. Selain itu untuk menentukan parameter respon spektrum percepatan gempa di permukaan tanah, diperlukan faktor amplifikasi pada periode

0,2 detik dan periode 1 detik yang bisa didapat dari hubungan parameter respon spektrum percepatan gempa dengan kelas situs.

Tabel 2.22 Koefisien situs F_a (SNI 1726, 2019)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,2$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,9
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

Tabel 2.23 Koefisien situs F_v (SNI 1726, 2019)

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 = 0,5$	$S_1 \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

Catatan :

- 1) Untuk nilai S_s atau S_1 yang tidak ada pada tabel dapat dilakukan interpolasi linier.
- 2) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik.

Dari table diatas Didapat nilai $F_a = 1,0$ dan nilai $F_v = 1,7$

Menurut SNI 1726:2019 pasal 6.2 Parameter spektrum respon percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan perumusan berikut :

$$S_{MS} = F_a \times S_s \dots\dots\dots(2.28)$$

$$= 1 \times 1,35$$

$$= 1,35$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \dots\dots\dots(2.29)$$

$$= 1,7 \times 0,6$$

$$= 1,02$$

Menurut SNI 1726:2019 pasal 6.3 Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan periode 1 detik (S_{D1}) harus ditentukan melalui perumusan berikut ini :

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \dots\dots\dots(2.30)$$

$$= \frac{2}{3} \times 1,35$$

$$= 0,87$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \dots\dots\dots(2.31)$$

$$= \frac{2}{3} \times 1,02$$

$$= 0,68$$

b. Menentukan periode struktur, T_0 dan T_s

Bila spektrum respons desain diperlukan oleh tata cara ini dan prosedur gerak tanah dari spesifik situs tidak digunakan, maka kurvaspektrum respons desain harus dikembangkan dengan mengacu gambar 2.3 dan mengikuti ketentuan dibawah ini :

- 1) Untuk perioda yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain, S_a , harus diambil dari persamaan.

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \dots\dots\dots(2.32)$$

- 2) Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil dari sama dengan T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , sama dengan S_{DS} .
- 3) Untuk perioda lebih besar dari T_s , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan.

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \dots\dots\dots(2.33)$$

- 4) Untuk perioda lebih besar dari T_L , spektrum respons percepatan desain, S_a , diambil berdasarkan persamaan.

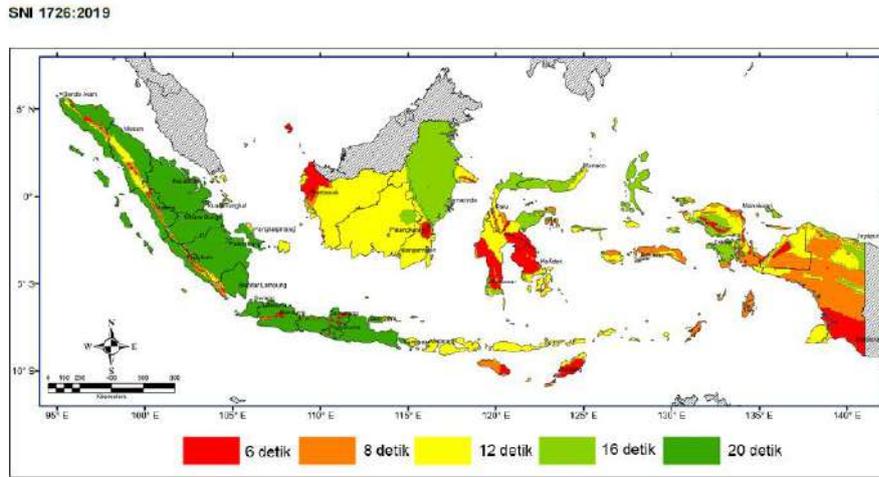
$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \dots\dots\dots(2.34)$$

Untuk nilai T_0 dan T_s dapat dicari dengan rumus :

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

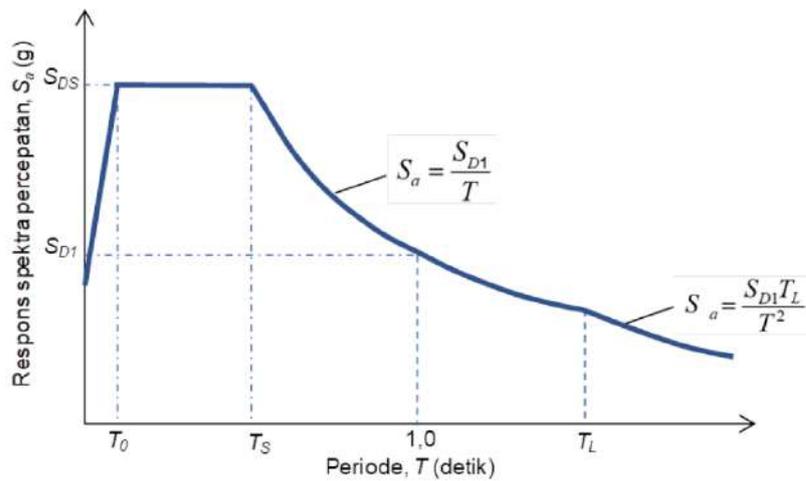
$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

Sedangkan untuk nilai T_L dapat dilihat dari gambar berikut :



Gambar 20 – Peta transisi periode panjang, T_L wilayah Indonesia

Gambar 2.13 Peta transisi periode Panjang (T_L) wilayah Indonesia



Gambar 2.14 Desain respon spektrum

2.4.4 Kategori Desain Seismik

Menurut SNI 1726 : 2019 Pasal 6.5 Struktur harus ditetapkan memiliki suatu kategori desain seismik (KDS) yang mengikuti ketentuan sebagai berikut :

Tabel 2.24 Nilai KDS berdasarkan S_{DS} dan Kategori risiko (SNI 1726, 2019)

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 < S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 < S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 < S_{DS}$	D	D

Tabel 2.25 Nilai KDS berdasarkan S_{D1} dan Kategori risiko (SNI 1726, 2019)

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 < S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 < S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 < S_{D1}$	D	D

Tabel 2.26 Kategori desain seismik yang digunakan

Gedung	Nilai Parameter	KDS	Kesimpulan
Universitas	SDS	0,8333	D
	SD1	0,68	D

Berdasarkan SNI 1726 : 2019 faktor redudansi ρ , untuk kategori desain seismik D,E dan F diambil sebesar 1,3 dan untuk A,B dan C diambil 1,0

a. Kombinasi pembabanan terhadap gempa

Menurut SNI 1726 : 2019 Pasal 7.4, Kombinasi pembebanan harus memperhatikan pengaruh gaya gempa horizontal maupun vertical. Kombinasi pembebanan dijabarkan sebagai berikut :

1. 1,4 D
2. 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr atau R)
3. 1,2 D + 1,6 (Lr atau R) + (L atau 0,5W)

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

$$5. 1,2 D + 1,0 E + L$$

$$6. 0,9 D + 1,0 W$$

$$7. 0,9 D + 1,0 E$$

Untuk kombinasi 5 dan 7 dengan beban gempa diatur oleh SNI 1726 : 2019 Pasal

7.4. faktor dan kombinasi beban untuk beban mati nominal, baban hidup nominal dan beban gempa nominal, yaitu sebagai berikut :

$$1. (1,2 + 0,2Sds) D + L \pm 0,3 \rho EX \pm 1 \rho EY$$

$$2. (1,2 + 0,2Sds) D + L \pm 1 \rho EX \pm 0,3 \rho EY$$

$$3. (0,9 - 0,2 Sds) D \pm 0,3 \rho EX \pm 1 \rho EY$$

$$4. (0,9 - 0,2 Sds) D \pm 1 \rho EX \pm 0,3 \rho EY$$

Sehingga didapat nilai sebagai berikut :

$$1. 1,4 D$$

$$2. 1,2 D + 1,6 L + 0,5 R$$

$$3A. 1,2 D + 1,6 R + L$$

$$3B. 1,2D + 1,6 R + 0,5 W$$

$$4. 1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 R$$

$$5A. 1,346 D + L + 0,39 EX + 1,3 EY$$

$$5B. 1,346 D + L + 0,39 EX - 1,3 EY$$

$$5C. 1,346 D + L - 0,39 EX + 1,3 EY$$

$$5D. 1,346 D + L - 0,39 EX - 1,3 EY$$

$$5E. 1,346 D + L + 1,3 EX + 0,39 EY$$

$$5F. 1,346 D + L + 1,3 EX - 0,39 EY$$

$$5G. 1,346 D + L - 1,3 EX + 0,39 EY$$

$$5H. 1,346 D + L - 1,3 EX - 0,39 EY$$

$$6. 0,9 D + 1,0 W$$

$$7A. 0,753 D + 0,39 EX + 1,3 EY$$

$$7B. 0,753 D + 0,39 EX - 1,3 EY$$

$$7C. 0,753 D - 0,39 EX + 1,3 EY$$

$$7D. 0,753 D - 0,39 EX - 1,3 EY$$

$$7E. 0,753 D + 1,3 EX + 0,39 EY$$

$$7F. 0,753 D + 1,3 EX - 0,39 EY$$

$$7G. 0,753 D - 1,3 EX + 0,39 EY$$

$$7H. 0,753 D - 1,3 EX - 0,39 EY$$

2.4.5 Parameter Sistem Penahan Gaya Gempa

Menurut SNI 1726:2019 pasal 7.2 struktur yang akan didesain harus masuk dalam salah satu dari sistem gedung berdasarkan elemen vertikal yang digunakan untuk menahan gaya seismic lateral dan harus sesuai dengan batasan tinggi struktur oleh hubungan sistem sistem struktur dan kategori desain seismic. Jenis faktor yang berguna dalam menghitung beban lateral adalah faktor modifikasi respons R , faktor kuat lebih sistem Ω_0 , dan faktor pembesaran defleksi C_d .

Tabel 2.27 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk system penahan gaya gempa (SNI 1726, 2019)

No	Sistem penahan gaya seismic	R	Ω_0	C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)				
					Kategori desain seismic				
					B	C	D	E	F
Sistem rangka pemikul momen									
1	Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
2	Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5	TB	TB	48	30	TI
3	Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	TB	TB	10	TI	TI
4	Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	TB	TB	TI	TI	TI
5	Beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	TB	TB	TB	TB	TB
6	Beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	TB	TB	TI	TI	TI
7	Beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	TB	TI	TI	TI	TI

* Keterangan :

TB : Tidak dibatasi

TI : Tidak diijinkan

Diperoleh nilai R , Ω_0 , C_d untuk setiap tipe struktur sebagai berikut :

Tabel 2.28 Nilai R, Ω_0 , C_d (SNI 1726, 2019)

Arah	Tipe struktur	R	Ω_0	C_d
sb-X	SRPMK-Ganda	7	2,5	5,5
sb-Y	SRPMK-Ganda	7	2,5	5,5

2.4.6 Perhitungan Ekuivalen Statik

Analisis dilakukan secara manual mengingat adanya perbedaan peraturan pada program ETABS dengan peraturan yang berlaku di Indonesia. **Penentuan periode fundamental**

Terlebih dahulu dilakukan peninjauan terhadap periode fundamental pendekatan. Penentuan periode fundamental struktur T dapat diperoleh dari hasil analisis struktur yang akan ditinjau. Menurut SNI 1726:2019 pasal 7.8.2 persyaratan untuk batas periode pendekatan yang digunakan.

Periode pendekatan fundamental batas bawah ditentukan dengan persamaan:

$$T_a = C_t \times h_n^x \dots\dots\dots(2.35)$$

dengan h_n adalah ketinggian struktur bangunan gedung dalam satuan meter, sedangkan nilai C_t dan x dapat diperoleh dari tabel 2.12.

Sebagai alternatif, diijinkan untuk menentukan perioda fundamental T_a , dalam detik, dari persamaan berikut untuk struktur dengan ketinggian tidak melebihi 12 tingkat di mana sistem penahan gaya gempa terdiri dari rangka penahan momen beton atau baja secara keseluruhan dan tinggi tingkat paling sedikit 3 m:

$$T_a = 0,1 N \dots\dots\dots(2.36)$$

Dimana :

N adalah jumlah lantai

Tabel 2.29 Nilai parameter periode pendekatan C_t dan x (SNI 1726, 2019)

Tipe struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 persen gaya gempa yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul beton momen	0.0724	0.8
Rangka beton pemikul momen	0.0466	0.9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0.0731	0.75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0.0731	0.75
Semua sistem struktur lainnya	0.0488	0.75

Sedangkan untuk batas atas periode fundamental pendekatan adalah perkalian dari koefisien periode batas atas (C_u) dengan periode pendekatan (T_a). C_u dapat diperoleh dari tabel berikut.

Tabel 2.30 Koefisien batas atas perioda yang dihitung (SNI 1726, 2019)

Parameter percepatan respons spectral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1.4
0,3	1.4
0,2	1.5
0,15	1.6
$\leq 0,1$	1.7

Periode fundamental struktur (T) yang digunakan :

Jika $T_c > C_u \times T_a$, gunakan $T = C_u \times T_a$

Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$, gunakan $T = T_c$

Jika $T_c < T_a$, gunakan $T = T_a$

dengan, T_c = periode fundamental struktur yang diperoleh dari program analisis struktur.

Sehingga dari table 2.28 dan 2.29 didapat nilai :

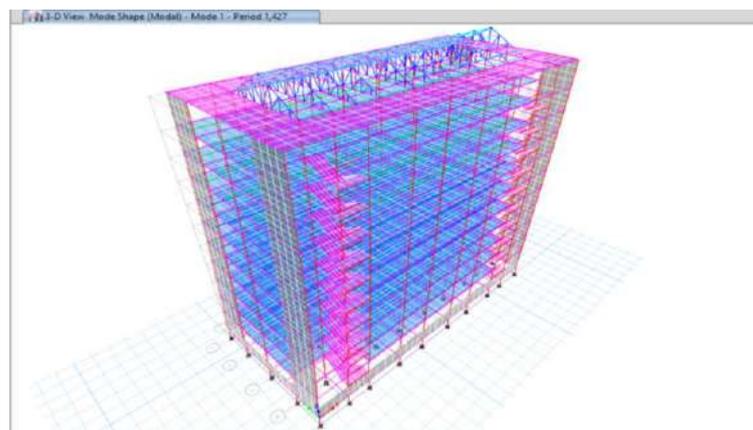
Tabel 2.31 Nilai S_{D1} dan tipe struktur yang digunakan

Arah	Tipe struktur	S_{D1}	C_t	α	C_u
sb-X	SRPMK	0,68	0,0488	0,75	1,4
sb-X	SRPMK		0,0488	0,75	1,4

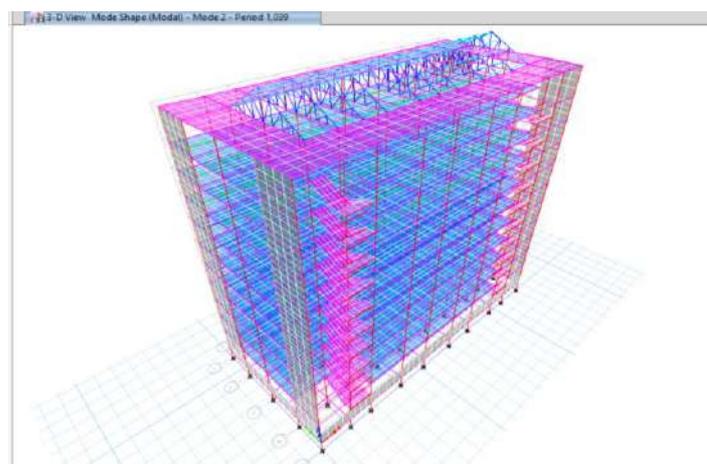
Tabel 2.32 Periode pendekatan masing-masing gedung

Arah	Tipe struktur	Tinggi (m)	T_{min} T_a	T_{max} $C_u * T_a$
sb-X	SRPMK	37,5	0,727	1,018
sb-Y	SRPMK	37,5	0,727	1,018

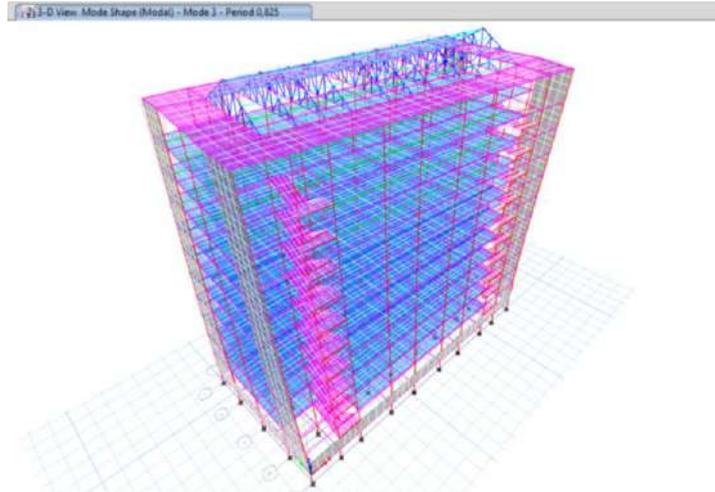
Running pemodelan untuk menentukan periode fundamental



Gambar 2.15 Periode sumbu X mode satu



Gambar 2.16 Periode sumbu Y mode dua



Gambar 2.17 Periode sumbu Z mode tiga

Tabel 2.33 Hasil periode getar

Periode	sb-X	sb-Y
Pendekatan Ta	0,727	0,727
Pendekatan x Cu	1,018	1,018
ETABS	1,265	0,733
Digunakan	1,018	0,733

Kontrol gaya geser seismik

Gaya geser dasar seismik adalah total dari seluruh gaya lateral akibat gempa yang diterima oleh bangunan gedung yang sedang ditinjau dan merupakan total dari gaya lateral gempa yang diterima setiap lantainya. Besarnya gaya geser dasar sebagai berikut :

$$V = C_s \times W \dots\dots\dots(2.37)$$

Dengan :

V = gaya geser dasar seismik

C_s = koefisien respons seismik, $C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$

W = berat gravitasi total struktur gedung efektif (massa bangunan)

Sedangkan koefisien respons seismik (C_s) mempunyai batasan sebagai berikut:

Jika $T \leq T_L$ maka :

$$C_{S_{\max}} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.38)$$

$$C_{S_{\min}} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$$

Jika $T > T_L$ maka :

$$C_{S_{\max}} = \frac{S_{D1}T_L}{T^2\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.39)$$

$$C_{S_{\min}} = 0,044 \times S_{DS} \times I_e \geq 0,01$$

Sehingga diperoleh nilai sebagai berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.40)$$

$$= 0,87 / (7/1,5)$$

$$= 0.1857$$

$$C_{s \min} = 0,044 S_{DS} \times I_e \dots\dots\dots(2.41)$$

$$= 0,044 (0,87) \times 1,5$$

$$= 0.0572$$

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.42)$$

$$= \frac{0,68}{1.0183\left(\frac{8}{1.5}\right)}$$

$$= 0.143$$

Dari nilai C_s dan $C_{s \max}$ diambil nilai yang lebih kecil yaitu 0,143

Sebagai tambahan persyaratan, untuk struktur yang berlokasi didaerah dimana $S1 > 0,6g$; maka nilai C_s yang diambil tidak boleh diperkenankan melebihi persamaan berikut :

$$C_s = \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots(2.43)$$

$$C_s = \frac{0,5 \times 0,6}{\left(\frac{7}{1,5}\right)}$$

$$C_s = 0.0728$$

Maka C_s diambil $C_{s \min} < 0,0728 < C_{s \max}$. C_s ini digunakan pada sumbu X, perhitungan digunakan juga pada sumbu Y.

Berat gravitasi total struktur gedung efektif atau total massa bangunan (W) dapat dimunculkan pada table *Group Masses and Weights*

Group	Self Mass kg	Self Weight kN	Mass X kg	Mass Y kg	Mass Z kg
All	539307.85	52599.7244	12670842.23	12670842.23	0
BASE	30910.25	294.3	61020.5	60620.5	0
LT.DASAR	454515.7	4457.2765	919300.71	919300.71	0
LT.1	476729.3	4675.4117	1150114.42	1150114.42	0
LT.2	435941.4	4274.1441	1046920.63	1046920.63	0
LT.3	435941.4	4274.1441	1046920.63	1046920.63	0
LT.4	435941.4	4274.1441	1046920.63	1046920.63	0
LT.5	435941.4	4274.1441	1046920.63	1046920.63	0
LT.6	426652.26	4184.0883	1027654.36	1027654.36	0
LT.7	427263.27	4190.0214	1029867.78	1029867.78	0
LT.8	360530.72	3529.7982	957406.09	957406.09	0
LT.9	352299.24	3494.192	889943.11	889943.11	0
LT.10	352299.24	3494.192	889943.11	889943.11	0
LT.11	354632.06	3476.7719	896414.06	896414.06	0
LT.12	0	0	0	0	0
TDP	177259.96	1738.3763	381847.17	381847.17	0

Gambar 2.18 massa bangunan global FZ

Sehingga didapat massa bangunan sebesar :

$$\text{Total (Beban struktur + Beban tambahan)} = 176699.7\text{kN}$$

Dimana beban struktur dan beban tambahan diambil dari output Etabs (self weight) dan beban tambahan (mass X).

Sehingga didapat nilai *base shear* (V) sebagai berikut :

$$V = C_s \times W_{\text{total}}$$

$$V_x = 0.0728 \times 176699.7 = 12873.8\text{kN}$$

$$V_y = 0.0728 \times 176699.7 = 12873.8\text{kN}$$

Perhitungan gaya seismik sebagai berikut :

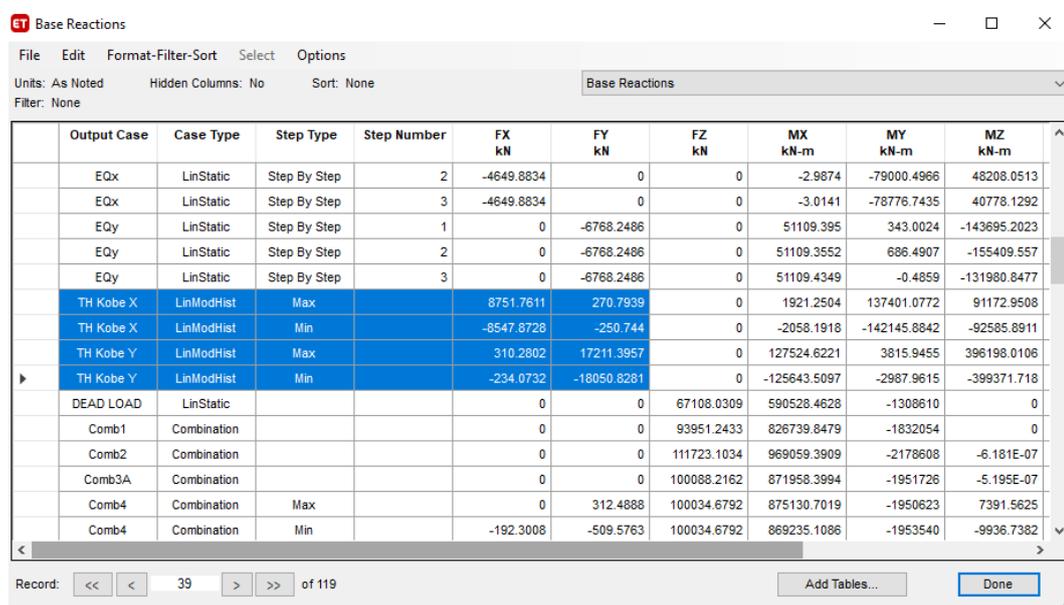
Tabel 2.34 Desain gaya dasar seismik

Parameter		sb-X	sb-Y
Berat bangunan	W	176699,7	176699,7
Spektral periode pendek	S_{DS}	0,9	0,9
Spektral periode 1 s	S_{D1}	0,7	0,7
Modifikasi respon	R	7,0	7,0
Faktor keutamaan	I_e	1,5	1,5
Periode struktur	T	1,018	0,733
Cs Pakai	CS	0,073	0,073
Seismik base shear	V	12873,8	12873,8

Kontrol skala desain

Menurut SNI 1726:2019 pasal 7.9.2.5.2 dalam analisis response Spektrum, hasil analisis gaya geser (V) yang dimodelkan harus lebih besar dibanding gaya geser pada hitungan yang pertama (Pasal 7.9.2.5.2). Hasil analisis V dari response Spektrum dinotasikan sebagai V_d (dinamik) sedangkan hasil analisis V dari hitungan pertama merupakan V untuk statik ekuivalen dinotasikan sebagai V_s (statik ekuivalen), Syarat, $V_d \geq V_s$.

Jika hasil tidak sesuai maka dilakukan modifikasi skala respon spektrum dengan perkalian dari hasil bagi antara V_s/V_d dengan skala awal.



Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX kN	FY kN	FZ kN	MX kN-m	MY kN-m	MZ kN-m
EQx	LinStatic	Step By Step	2	-4649.8834	0	0	-2.9874	-79000.4966	48208.0513
EQx	LinStatic	Step By Step	3	-4649.8834	0	0	-3.0141	-78776.7435	40778.1292
EQy	LinStatic	Step By Step	1	0	-6768.2486	0	51109.395	343.0024	-143695.2023
EQy	LinStatic	Step By Step	2	0	-6768.2486	0	51109.3552	686.4907	-155409.557
EQy	LinStatic	Step By Step	3	0	-6768.2486	0	51109.4349	-0.4859	-131980.8477
TH Kobe X	LinModHist	Max		8751.7611	270.7939	0	1921.2504	137401.0772	91172.9508
TH Kobe X	LinModHist	Min		-8547.8728	-250.744	0	-2058.1918	-142145.8842	-92585.8911
TH Kobe Y	LinModHist	Max		310.2802	17211.3957	0	127524.6221	3815.9455	396198.0106
TH Kobe Y	LinModHist	Min		-234.0732	-18050.8281	0	-125643.5097	-2987.9615	-399371.718
DEAD LOAD	LinStatic			0	0	67108.0309	590528.4628	-1308610	0
Comb1	Combination			0	0	93951.2433	826739.8479	-1832054	0
Comb2	Combination			0	0	111723.1034	969059.3909	-2178608	-6.181E-07
Comb3A	Combination			0	0	100088.2162	871958.3994	-1951726	-5.195E-07
Comb4	Combination	Max		0	312.4888	100034.6792	875130.7019	-1950623	7391.5625
Comb4	Combination	Min		-192.3008	-509.5763	100034.6792	869235.1086	-1953540	-9936.7382

Gambar 2.19 Output base reactions awal

Tabel 2.35 Kontrol skala desain awal

Arah Gaya	Skala faktor	V_s (kN)	V_d (kN)	Kontrol $V_d > V_s$	Skala Baru V_s/V_d	Skala awal x Skala baru
X	2.10214	12873.8	8751.76	Not Ok	1.471	3.10
Y	2.10214	12873.8	18050.8	Ok	0.714	2.1021429

Keterangan :

$$\text{Skala Faktor awal} = I_e \times \frac{9,81}{R}$$

V_s = Seismic Base Shear (V_{hitungan})

V_d = Dinamic Base Shear (Output Etabs diambil nilai terbesar tiap arah)

Karena tidak aman maka running kembali pada software *Etabs* dengan nilai skala baru yang sudah dikalikan dengan skala baru sehingga didapat nilai sebagai berikut

Gambar 2.20 Output base reactions dengan skala faktor baru

Tabel 2.36 Kontrol skala desain baru

Arah Gaya	Vs (kN)	Vd (kN)	Kontrol Vd>Vs
X	12873.8	12906.1	Ok
Y	12873.8	18050.8	Ok

Distribusi Gaya gempa

Distribusi gaya vertical diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.3. Distribusi gaya vertical atau Fx (kN) yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut :

$$F_x = C_{vx} \times V, \quad C_{vx} = \frac{w_x \times h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_x \times h_x^k} \dots\dots\dots(2.44)$$

Keterangan :

Cvx = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total atau geser di dasar struktur (kN)

Hi, hk = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x (m)

k adalah eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut :

k = 1 untuk T ≤ 0.5 detik

k = 2 untuk T ≥ 2.5 detik

k = interpolasi jika 0.5 < T < 2.5

Tabel 2.37 Gaya geser dasar (*base shear*)

Arah Respon	T (detik)	k	V (kN)
sb-X	1.018	1.354	12873,8
sb-Y	0,733	1,348	12873,8

Sedangkan distribusi gaya horizontal diatur dalam SNI 1726:2019 Pasal 7.8.4. distribusi gaya geser disemua tingkat (V_x) diambil dari bagian penjumlahan gaya geser yang timbul pada tiap tingkat.

Tabel 2.38 Distribusi arah X (Statik Ekvivalen)

Tingkat	h (m)	W (kN)	Wh ^k	Cvx	Fx (kN)	Story Shear (kN)
Atap	41	539.8	58,627.2	0.008	103.14	103.1
Ringbalk	38	5,459.9	541,438.5	0.074	952.51	1,055.7
10	35	12,565.1	1,105,118	0.151	1,944.15	2,999.8
9	32	12,550.7	986,068.6	0.135	1,734.72	4,734.5
8	29	12,550.7	871,114.3	0.119	1,532.49	6,267.0
7	26	13,557.8	820,125.6	0.112	1,442.79	7,709.8
6	23	14,628.6	758,315.1	0.104	1,334.05	9,043.9
5	20	14,655.2	637,101.1	0.087	1,120.81	10,164.7
4	17	14,816.9	524,931.9	0.072	923.47	11,088.1
3	14	14,871.1	412,585.6	0.056	725.83	11,814.0
2	11	14,871.1	304,533.1	0.042	535.74	12,349.7
1	8	14,871.1	203,933.2	0.028	358.76	12,708.5
L.Dasar	4	16,406.2	93,994.9	0.013	165.36	12,873.8
Basement	0	14,355.4	0.0	0	0.00	12,873.8
Total		176,700	7,317,887	1		

Keterangan :

Berat W = Output Etabs (Self Weight)

h = Tinggi bangunan

k = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur

Gaya Fx = $C_{vx} \times V$ (Seismic Base Shear)

V_x = Fx

Tabel 2.39 Distribusi arah Y (Statik Ekuivalen)

Tingkat	h (m)	W (kN)	Wh ^k	Cvx	Fx (kN)	Story Shear (kN)
Atap	41	539.8	58,627.2	0.008	103.14	103.1
Ringbalk	38	5,459.9	541,438.5	0.074	952.51	1,055.7
10	35	12,565.1	1,105,118	0.151	1,944.15	2,999.8
9	32	12,550.7	986,068.6	0.135	1,734.72	4,734.5
8	29	12,550.7	871,114.3	0.119	1,532.49	6,267.0
7	26	13,557.8	820,125.6	0.112	1,442.79	7,709.8
6	23	14,628.6	758,315.1	0.104	1,334.05	9,043.9
5	20	14,655.2	637,101.1	0.087	1,120.81	10,164.7
4	17	14,816.9	524,931.9	0.072	923.47	11,088.1
3	14	14,871.1	412,585.6	0.056	725.83	11,814.0
2	11	14,871.1	304,533.1	0.042	535.74	12,349.7
1	8	14,871.1	203,933.2	0.028	358.76	12,708.5
L.Dasar	4	16,406.2	93,994.9	0.013	165.36	12,873.8
Basement	0	14,355.4	0.0	0	0.00	12,873.8
Total		176,700	7,317,887	1		

Keterangan :

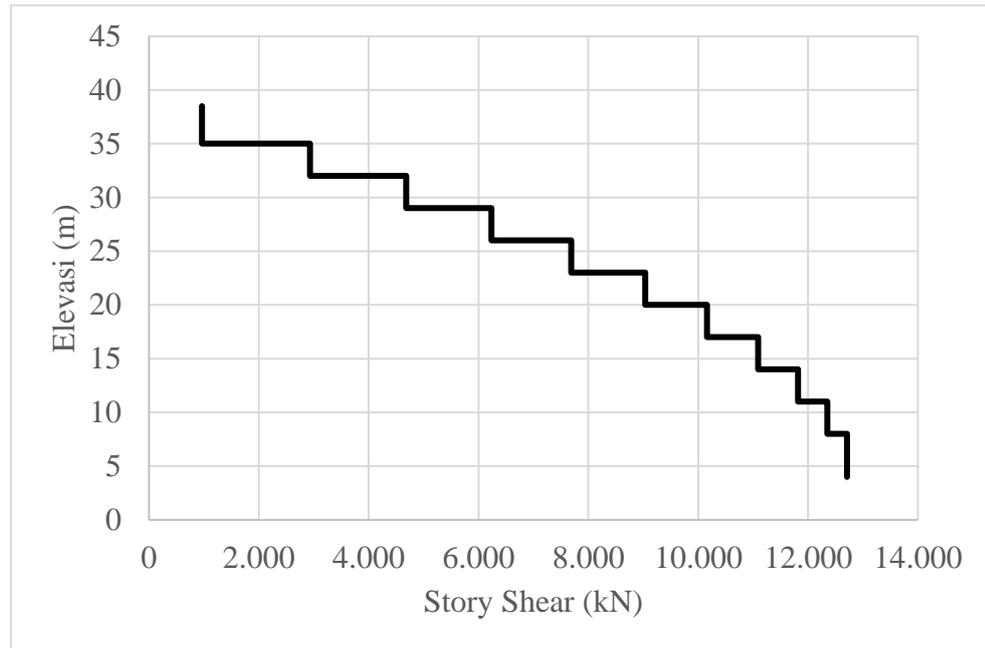
Berat W = Output Etabs (Self Weight)

h = Tinggi bangunan

k = Eksponen yang terkait dengan perioda struktur

Gaya Fx = $C_{vx} \times V$ (Seismic Base Shear)

Vx = Fx



Gambar 2.21 Grafik gaya geser tingkat untuk statik ekuivalen

2.4.7 Simpangan Antar Lantai

Simpangan antar lantai untuk analisis statik dinamik menurut SNI 1726:2019 pasal 7.12. penentuan simpangan antar lantai tingkat desain (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau oleh model. Defleksi pusat massa di tingkat-x (δ) (mm) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut:

$$\delta = \frac{Cd \times \delta e}{le} \dots \dots \dots (2.45)$$

Keterangan:

Cd = faktor amplifikasi defleksi

δe = defleksi pada lokasi yang disyaratkan

le = faktor keutamaan gempa

Simpangan antara lantai (Δ) dibatasi agar tidak melebihi dari simpangan antar lantai ijin sebesar ΔU yang ditentukan berdasarkan ketentuan di bawah ini.

Tabel 2.40 Simpangan antar lantai ijin

Struktur	Kategori risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah di desain untuk mengakomodasi simpangan antar lantai tingkat.	0.025 h_{sx}	0.020 h_{sx}	0.015 h_{sx}
Struktur dinding geser kantilever batu bata	0.010 h_{sx}	0.010 h_{sx}	0.010 h_{sx}
Struktur dinding geser batu bata lainnya	0.007 h_{sx}	0.007 h_{sx}	0.007 h_{sx}
Semua struktur lainnya	0.020 h_{sx}	0.015 h_{sx}	0.010 h_{sx}

Dengan ; h_{sx} = tinggi tingkat dibawah tingkat x

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
L11	TH RS X	LinModHist	Max		X	51.688	41.538	1.244
L10	TH RS X	LinModHist	Max		X	46.589	37.492	1.243
L9	TH RS X	LinModHist	Max		X	43.823	35.003	1.252
L8	TH RS X	LinModHist	Max		X	40.641	32.213	1.262
L7	TH RS X	LinModHist	Max		X	36.951	29.098	1.27
L6	TH RS X	LinModHist	Max		X	32.742	25.829	1.268
L5	TH RS X	LinModHist	Max		X	28.049	22.188	1.264
L4	TH RS X	LinModHist	Max		X	23.045	18.295	1.26
L3	TH RS X	LinModHist	Max		X	17.823	14.22	1.253
L2	TH RS X	LinModHist	Max		X	12.633	10.153	1.244
L1	TH RS X	LinModHist	Max		X	7.848	6.406	1.225
LD	TH RS X	LinModHist	Max		X	2.932	2.583	1.135

Gambar 2.22 Output untuk point displacement

Setelah dilakukan running program dan output nilai point displacement akibat masing-masing gaya gempa (respon Spektrum arah X dan arah Y). Kemudian dilakukan perhitungan sebagai berikut.

Dengan ketentuan,

Faktor amplifikasi defleksi, $c_d = 5.5$ (Struktur SRPMK-Ganda)

Faktor keutamaan Gempa, $l_e = 1.5$ (Kategori Risiko IV)

Batas simpangan, $\Delta U = 0.01 * h_{sx}$ (1.% dari tinggi antar lantai)

Tabel 2.41 Simpangan tiap lantai terhadap time history arah X

<i>Story</i> <i>m</i>	<i>Displacement</i> <i>(δy) mm</i>	<i>Drift</i> <i>(Δy)</i>	<i>h</i> <i>(mm)</i>	<i>Cd</i>	δx	<i>(ΔU),</i> <i>mm</i>	ΔU kumulatif	$\delta y <$ ΔU
38.5	51,67	5.1	3500	5,5	27,92	35	385	OK
35	46,59	2.8	3000	5,5	15,21	30	350	OK
32	43,82	3.2	3000	5,5	17,50	30	320	OK
29	40,64	3.7	3000	5,5	20,30	30	290	OK
26	36,95	4.2	3000	5,5	23,15	30	260	OK
23	32,74	4.7	3000	5,5	25,81	30	230	OK
20	28,05	5.0	3000	5,5	27,52	30	200	OK
17	23,05	5.2	3000	5,5	28,72	30	170	OK
14	17,82	5.2	3000	5,5	28,55	30	140	OK
11	12,63	4.8	3000	5,5	26,32	30	110	OK
8	7,85	4.9	4000	5,5	27,04	40	80	OK
4	2,93	2.9	4000	5,5	16,13	40	40	OK
0	0,00	0	0	0	27,92	0	0	0

Keterangan :

Displacement : *Output Displacement dari Etabs (m)*Center Mass Displacement : $\frac{Cd \times \delta e}{le}$ (m)

Drift Limit : 0,01 x Tinggi lantai

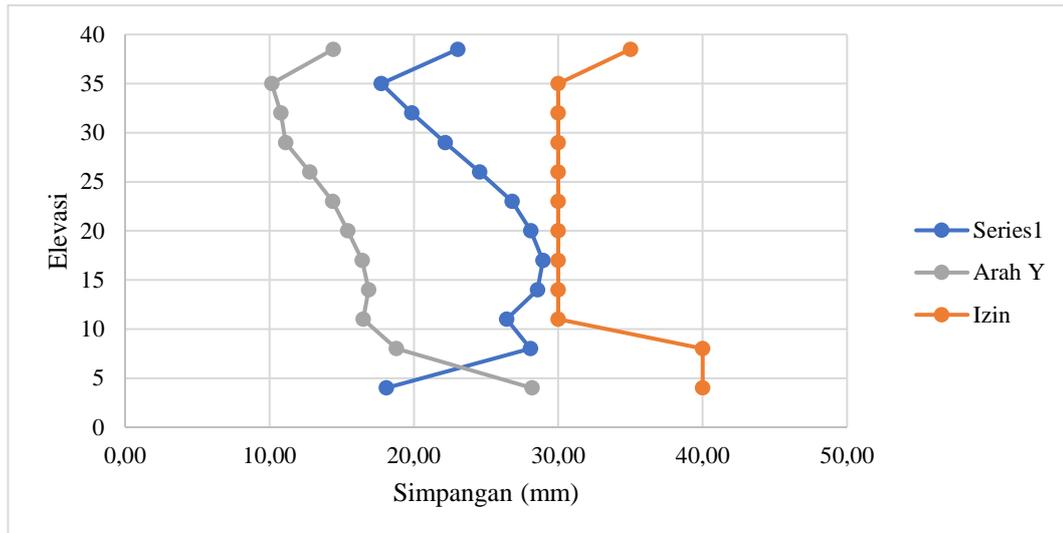
Drift limit Kumulatif : Elevasi x 0,01

Tabel 2.42 Simpangan tiap lantai terhadap time history arah Y

<i>Story</i> <i>m</i>	<i>Displacement</i> <i>(δy) mm</i>	<i>Drift</i> <i>(Δy)</i>	<i>h</i> <i>(mm)</i>	<i>Cd</i>	δy	<i>(ΔU),</i> <i>mm</i>	ΔU kumulatif	$\delta y <$ ΔU
38.5	33.78	2.62	3500	5,5	14.41	35	385	OK
35	31.16	1.85	3000	5,5	10.15	30	350	OK
32	29.32	1.96	3000	5,5	10.80	30	320	OK
29	27.36	2.02	3000	5,5	11.13	30	290	OK
26	25.33	2.33	3000	5,5	12.80	30	260	OK
23	23.01	2.61	3000	5,5	14.38	30	230	OK
20	20.39	2.80	3000	5,5	15.42	30	200	OK
17	17.59	2.98	3000	5,5	16.41	30	170	OK
14	14.60	3.07	3000	5,5	16.87	30	140	OK
11	11.54	3.00	3000	5,5	16.48	30	110	OK
8	8.54	3.42	4000	5,5	18.78	40	80	OK
4	5.12	5.12	4000	5,5	28.18	40	40	OK
0	0	0	0	0	0	0	0	OK

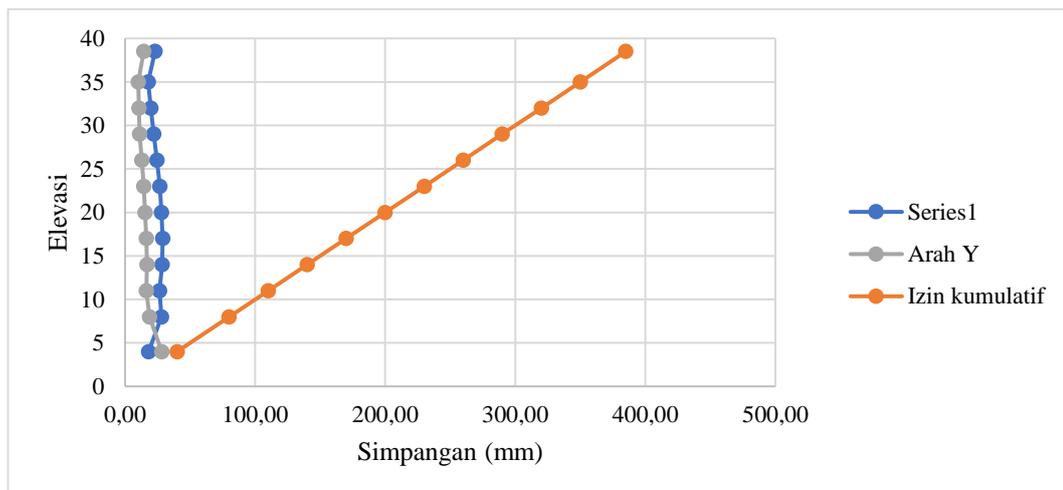
Contoh perhitungan, arah Y

$$\begin{aligned}
 \text{Drift } (\Delta y) &= \text{Rentang antara } \textit{dispelesment} \text{ antar lantai} \\
 &= 33,78 - 31,16 \text{ (mm)} \\
 &= 2,62 \text{ mm} \\
 \delta y &= \Delta y \times cd \\
 &= 2,62 \times
 \end{aligned}$$



Gambar 2.23 Simpangan antar lantai

Dari pengaruh kontrol simpangan antar lantai didapatkan bahwa peforma bangunan terhadap beban gempa masih dalam batas aman. Lendutan yang terjadi setelah dikalikan dengan faktor pembesaran C_d masih berada dalam daerah drift limit $< 1\%$



Gambar 2.24 Grafik control komulatif simpangan antar lantai

2.4.8 Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta untuk analisis statik dan dinamik diatur menurut SNI 1726:2019 pasal 7.8.7. pengaruh P-delta pada geser dan momen tingkat, gaya dan momen elemen struktur yang dihasilkan, dan simpangan antar lantai tingkat yang timbul oleh pengaruh ini tidak disyaratkan untuk diperhitungkan bila koefisien stabilitas (θ) seperti ditentukan oleh persamaan berikut sama dengan atau kurang dari 0,10 :

$$\theta = \frac{P_x \times \Delta \times l_e}{V_x \times H_{sx} \times C_d} \dots\dots\dots(2.32)$$

Keterangan :

P_x = Beban desain vertikal total (kN)

Δ = Simpangan antar lantai (mm)

l_e = Faktor keutamaan gempa

V_x = Gaya geser seismik yang bekerja (kN)

H_s = Tinggi tingkat (mm)

C_d = Faktor pembesaran defleksi ($C_d = 5.5$)

Koefisien stabilitas (θ) harus tidak melebihi $\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta \times c_d} \leq 0.25$

dimana β adalah rasio kebutuhan geser terhadap kapasitas geser untuk tingkat antara tingkat x dan x-1. Rasio ini diijinkan secara konservatif diambil sebesar 1,0.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P kN	VX kN	VY kN	T kN-m
L11	TH RS X	LinModHist	Max		Top	0	1673.9051	347.9165	39377.172
L10	TH RS X	LinModHist	Max		Top	0	10106.5935	1558.7147	158843.8075
L9	TH RS X	LinModHist	Max		Top	0	7521.8248	1456.1488	135568.9398
L8	TH RS X	LinModHist	Max		Top	0	7589.9155	1524.2771	126023.7818
L7	TH RS X	LinModHist	Max		Top	0	7746.5031	1633.6774	114796.8949
L6	TH RS X	LinModHist	Max		Top	0	7509.5037	1685.6204	97921.5794
L5	TH RS X	LinModHist	Max		Top	0	8450.7918	1926.6403	98411.5902
L4	TH RS X	LinModHist	Max		Top	0	7809.547	1968.4708	80353.1358
L3	TH RS X	LinModHist	Max		Top	0	6427.1129	1819.2963	50280.3162
L2	TH RS X	LinModHist	Max		Top	0	4695.1863	1434.3896	31708.7491
L1	TH RS X	LinModHist	Max		Top	0	964.395	1378.0986	46360.7895
LD	TH RS X	LinModHist	Max		Top	0	11332.9765	2024.5837	230163.8337
BM	TH RS X	LinModHist	Max		Top	0	18300.5491	4101.2621	278666.0207

Gambar 2.25 Story Force

Tabel 2.43 P-Delta arah X

Elevasi	P _x	δ _x	V _x (kN)	θ rasio	θ maks	Kontrol
38.5	5459,9	23,03	1673,91	0.0046	0,091	OK
35	12565,1	17,75	10106,59	0.0013	0,091	OK
32	12550,7	19,84	7521,82	0.0020	0,091	OK
29	12550,7	22,18	7589,92	0.0022	0,091	OK
26	13557,8	24,56	7746,50	0.0026	0,091	OK
23	14628,6	26,80	7509,50	0.0032	0,091	OK
20	14655,2	28,09	8450,79	0.0030	0,091	OK
17	14816,9	28,94	7809,55	0.0033	0,091	OK
14	14871,1	28,56	6427,11	0.0040	0,091	OK
11	14871,1	26,42	4695,19	0.0051	0,091	OK
8	14871,1	28,08	964,40	0.0262	0,091	OK
4	16406,2	18,10	11332,98	0.0016	0,091	OK

Keterangan :

P_x : Berat dari lantai

Stabilitas rasio : $\frac{P_x \times \delta_x \times l_e}{V_x \times H_{sx} \times Cd}$

Maks. Stabilitas rasio : $\frac{0.5}{\beta \times Cd} \leq 0.25$

Tabel 2.44 P-Delta arah Y

Elevasi	P _x (kN)	δ _y	V _y (kN)	θ rasio	θ maks	Kontrol
38.5	5459,9	14,41	1169,09	0,0041	0,091	OK
35	12565,1	10,15	6608,67	0,0012	0,091	OK
32	12550,7	10,80	6224,94	0,0013	0,091	OK
29	12550,7	11,13	6431,89	0,0013	0,091	OK
26	13557,8	12,80	6784,08	0,0016	0,091	OK
23	14628,6	14,38	6908,88	0,0018	0,091	OK
20	14655,2	15,42	7824,27	0,0018	0,091	OK
17	14816,9	16,41	7934,93	0,0019	0,091	OK
14	14871,1	16,87	7300,13	0,0021	0,091	OK
11	14871,1	16,48	5833,51	0,0025	0,091	OK
8	14871,1	18,78	5550,16	0,0031	0,091	OK
4	16406,2	28,18	8970,17	0,0031	0,091	OK

Keterangan :

P_x : Berat dari lantai

Stabilitas rasio : $\frac{P_x \times \delta_y \times l_e}{V_y \times H_{sy} \times Cd}$

$$\text{Maks. Stabilitas rasio} : \frac{0.5}{\beta \times cd} \leq 0.25$$

Contoh perhitungan,

Pada elevasi 38.5 m, arah x

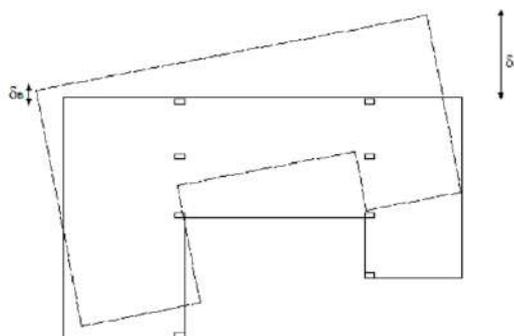
$$\begin{aligned} \text{Stabilitas rasio, } \theta & : \frac{5459,9 \times 23,03 \times 1,5}{1169,09 \times 3500 \times 5,5} \\ & : 0,0046 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Theta \text{ maks} & : \frac{0.5}{\beta \times cd} \leq 0.25 \\ & : \frac{0.5}{1 \times 5,5} \leq 0.25 \\ & : 0,091 \end{aligned}$$

2.4.9 Ketidak Beraturan Struktur Horizontal

Menurut SNI 1726:2019 pasal 7.8.4 Eksentrisitas dan torsi digunakan untuk mengetahui ketidak beraturan struktur. Torsi terdiri dari torsi bawaan dan torsi tak terduga. Eksentrisitas dari torsi tak terduga adalah eksentrisitas tambahan 5% dari dimensi bangunan masing masing arah X dan arah Y.

Struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C,D,E, atau F dimana tipe 1a atau 1b ketidak beraturan torsi terjadi harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan dengan mengalikan torsi dimasing masing tingkat dengan faktor pembesaran torsi (A_x).



$$\delta_{\text{avg}} = \frac{\delta_A + \delta_B}{2} \quad A_x = \left[\frac{\delta_{\text{max}}}{1,2(\delta_{\text{avg}})} \right]^2$$

Gambar 2.26 Ilustrasi pembesaran momen torsi

Faktor pembesaran torsi (A_x) tidak diisyaratkan melebihi 3,0. Ketidak beraturan struktur terhadap torsi (1a dan 1b) ditentukan dengan syarat :

Tabel 2.45 Kontrol ketidak beraturan torsi arah X

Lantai	Elv mm	δ_{max} mm	δ_{Avg} mm	Ratio	$\delta_{max} < 1,2\delta$	$\delta_{max} < 1,4\delta$
					Avg	Avg
Ringbalk	38.5	51,666	41,538	1,244	1a	Tdk terjadi
10	35	46,589	37,492	1,243	1a	Tdk terjadi
9	32	43,823	35,003	1,252	1a	Tdk terjadi
8	29	40,641	32,213	1,262	1a	Tdk terjadi
7	26	36,951	29,098	1,270	1a	Tdk terjadi
6	23	32,742	25,829	1,268	1a	Tdk terjadi
5	20	28,049	22,188	1,264	1a	Tdk terjadi
4	17	23,045	18,295	1,260	1a	Tdk terjadi
3	14	17,823	14,22	1,253	1a	Tdk terjadi
2	11	12,633	10,153	1,244	1a	Tdk terjadi
1	8	7,848	6,406	1,225	1a	Tdk terjadi
L dasar	4	2,932	2,583	1,135	Tdk terjadi	Tdk terjadi

Tabel 2.46 Kontrol ketidak beraturan torsi arah Y

Lantai	Elv mm	δ_{max} mm	δ_{Avg} mm	Ratio	$\delta_{max} < 1,2\delta$	$\delta_{max} < 1,4\delta$
					Avg	Avg
Ringbalk	38.5	32.7940	29.982	1.094	Tdk terjadi	Tdk terjadi
10	35	30.6560	28.054	1.093	Tdk terjadi	Tdk terjadi
9	32	29.1380	26.675	1.092	Tdk terjadi	Tdk terjadi
8	29	27.3750	25.07	1.092	Tdk terjadi	Tdk terjadi
7	26	25.3080	23.186	1.092	Tdk terjadi	Tdk terjadi
6	23	22.9340	21.02	1.091	Tdk terjadi	Tdk terjadi
5	20	20.2740	18.59	1.091	Tdk terjadi	Tdk terjadi
4	17	17.4290	15.989	1.090	Tdk terjadi	Tdk terjadi
3	14	14.4150	13.23	1.090	Tdk terjadi	Tdk terjadi
2	11	11.3440	10.415	1.089	Tdk terjadi	Tdk terjadi
1	8	8.3920	7.707	1.089	Tdk terjadi	Tdk terjadi
L dasar	4	5.1520	4.726	1.090	Tdk terjadi	Tdk terjadi

Keterangan :

 δ_{max} : Displacement Output dari Etabs δ_{Avg} : rata-rata Displacement A dan B $1,2 \delta_{Avg}$: $1,2 \times \delta_{Avg}$

Syarat, $\delta_{max} < 1,2\delta$ Avg, maka tidak terjadi ketidakaturan 1a. $\delta_{max} < 1,4\delta$ Avg, maka tidak terjadi ketidakaturan 1b.

Contoh hitungan,

Ratio : $\delta_{max} / \delta_{Avg}$

Tabel 2.47 Analisis Faktor Pembesaran torsi arah X

Lantai	Elv	δ_{max}	$1.2\delta_{Avg}$	Ratio	Ax	e = 0.05Ax
Ringbalk	38.5	51.67	49,85	1,244	1,07	0,054
10	35	46.59	44,99	1,243	1,07	0,054
9	32	43.82	42,00	1,252	1,09	0,054
8	29	40.64	38,66	1,262	1,11	0,055
7	26	36.95	34,92	1,270	1,12	0,056
6	23	32.74	30,99	1,268	1,12	0,056
5	20	28.05	26,63	1,264	1,11	0,055
4	17	23.05	21,95	1,260	1,10	0,055
3	14	17.82	17,06	1,253	1,09	0,055
2	11	12.63	12,18	1,244	1,08	0,054
1	8	7.85	7,69	1,225	1,04	0,052
L dasar	4	2.93	3,10	1,135	tdk dihitung	0,000

Tabel 2.48 Analisis Faktor Pembesaran torsi arah Y

Lantai	Elv	δ_{max}	$1.2\delta_{Avg}$	Ratio	Ax	e = 0.05Ax
Ringbalk	38.5	32,79	49,85	1,094	tdk dihitung	-
10	35	30,66	44,99	1,093	tdk dihitung	-
9	32	29,14	42,00	1,092	tdk dihitung	-
8	29	27,38	38,66	1,092	tdk dihitung	-
7	26	25,31	34,92	1,092	tdk dihitung	-
6	23	22,93	30,99	1,091	tdk dihitung	-
5	20	20,27	26,63	1,091	tdk dihitung	-
4	17	17,43	21,95	1,090	tdk dihitung	-
3	14	14,42	17,06	1,090	tdk dihitung	-
2	11	11,34	12,18	1,089	tdk dihitung	-
1	8	8,39	7,69	1,089	tdk dihitung	-
L dasar	4	5,15	3,10	1,090	tdk dihitung	-

Keterangan :

$$Ax : \left(\frac{\delta_{max}}{1,2 \delta_{avg}} \right)^2$$

δ_{max} : Simpangan maksimum (mm)

$1.2\delta_{Avg}$: Simpangan rata-rata x 1.2

e : eksentrisitas, $0,05A_x$

Syarat, jika rasio melebihi 1,2 maka diperlukan perhitungan pembesaran torsi.

Contoh perhitungan,

$$A_x : \left(\frac{51,67}{49,85} \right)^2$$

$$: 1,07$$

$$e : 0,05 \times A_x$$

$$: 0,05 \times 1,07 = 0,054$$

$$\text{Dipilih } e_{x_{\text{maks}}} = 0,056$$

2.4.10 Ketidak Beraturan Struktur Vertikal

a. Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak

Pada sub bab ini, pengecekan kekakuan gedung berdasarkan kekakuan antar lantai. Terdapat 2 kondisi, yaitu kondisi 1a dan 1b. Kondisi 1a terjadi jika kekakuan suatu tingkat kurang dari 70% kekakuan tingkat diatasnya atau kurang dari 80% dari rata-rata kekakuan 3 tingkat diatasnya. Sedangkan kondisi 1b terjadi ketika kekakuan lateral suatu tingkat kurang dari 60% kekakuan tingkat diatasnya atau kurang dari 70% dari rata-rata kekakuan 3 tingkat diatasnya.

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Shear X kN	Drift X mm	Stiff X kN/m	Shear Y kN	Drift Y mm
TOP	EQx	LinStatic	Step By Step	1	0	0	0	0	0
L11	EQx	LinStatic	Step By Step	1	634.4795	1.046	606596.549	0	0.219
L10	EQx	LinStatic	Step By Step	1	1575.2173	0.797	1976495.822	0	0.179
L9	EQx	LinStatic	Step By Step	1	2415.1974	0.901	2679496.436	0	0.196
L8	EQx	LinStatic	Step By Step	1	3169.5337	1.012	3131956.239	0	0.217
L7	EQx	LinStatic	Step By Step	1	3913.53	1.118	3501753.278	0	0.234
L6	EQx	LinStatic	Step By Step	1	4587.0089	1.21	3792169.423	0	0.248
L5	EQx	LinStatic	Step By Step	1	5169.9946	1.251	4133828.209	0	0.255
L4	EQx	LinStatic	Step By Step	1	5664.0096	1.277	4436670.788	0	0.256
L3	EQx	LinStatic	Step By Step	1	6066.1694	1.256	4831594.259	0	0.245
L2	EQx	LinStatic	Step By Step	1	6378.8159	1.164	5480595.485	0	0.219
L1	EQx	LinStatic	Step By Step	1	6619.4145	1.252	5287345.896	0	0.205
LD	EQx	LinStatic	Step By Step	1	6770.8434	0.551	12288721.236	0	0.174
BM	EQx	LinStatic	Step By Step	1	6778.5025	0.379	17888640.929	0	0.036
TOP	EQx	LinStatic	Step By Step	2	0	0	0	0	0

Gambar 2.27 Data *Stiff* (Kekauan) pada arah X

Tabel 2.49 Pengecekan kekakuan struktur

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan kN/m	Cek	Kekakuan kN/m	Cek
Atap	0		0	
Ringbalk	606596.549	OK	644536	OK
L10	1976495.82	OK	2237093.25	OK
L9	2679496.44	OK	3020693.4	OK
L8	3131956.24	OK	3492983.15	OK
L7	3501753.28	OK	3887554.61	OK
L6	3792169.42	OK	4208972.46	OK
L5	4133828.21	OK	4592639.84	OK
L4	4436670.79	OK	4914745.79	OK
L3	4831594.26	OK	5335428.44	OK
L2	5480595.49	OK	6025626.85	OK
L1	5287345.9	OK	5914907.85	OK
LD	12288721.2	OK	7405584.31	OK
BM	17866640.9	OK	9319307.12	OK

b. Ketidekberaturan berat (massa)

Ketidakberaturan berat struktur terjadi ketika massa di seberang tingkat lebih dari 150% massa efektif didekatnya. Atap yang lebih ringan dari lantai dibawahnya tidak perlu ditinjau.

Tabel 2.50 Pengecekan ketidakberaturan berat struktur

Lantai	Massa Kg	Cek
Atap	4868.3	OK
Ringbalk	585484.49	OK
L10	963898.65	V.2
L9	949443.77	OK
L8	949443.77	OK
L7	1054639.29	OK
L6	1090368.43	OK
L5	1097338.16	OK
L4	1106521.29	OK
L3	1106521.29	OK
L2	1106521.29	OK
L1	1178066.3	OK
LD	1439173.12	V.2
BM	447450.89	V.2

Story	UX kg	UY kg	UZ kg
TOP	4868.3	4868.3	0
L11	585484.49	585484.49	0
L10	963898.65	963898.65	0
L9	949443.77	949443.77	0
L8	949443.77	949443.77	0
L7	1054639.29	1054639.29	0
L6	1090368.43	1090368.43	0
L5	1097338.16	1097338.16	0
L4	1106521.29	1106521.29	0
L3	1106521.29	1106521.29	0
L2	1106521.29	1106521.29	0
L1	1178066.3	1178066.3	0
LD	1439173.12	1439173.12	0
BM	447450.89	447450.89	0
Base	30010.25	30010.25	0

Gambar 2.28 Berat struktur

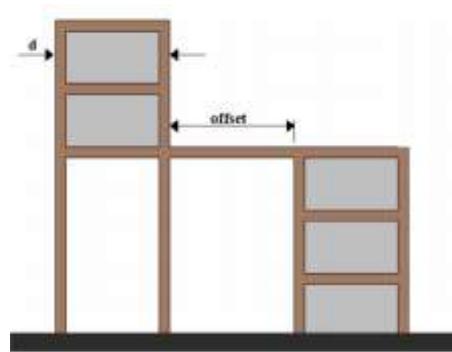
c. Ketidakberaturan geometri vertikal

Ketidakterutan ini terjadi ketika dimensi kolom antar lantai berbeda. Perbedaan besaran dimensi kolom di antar tingkat lebih dari 130%, maka terjadi ketidakberaturan geometri.

Tabel 2.51 Pengecekan ketidakberaturan geometri struktur

Lantai	L mm	Cek
Atap	350	
Ringbalk	350	OK
L10	350	OK
L9	350	OK
L8	350	OK
L7	350	OK
L6	350	OK
L5	500	V.3
L4	500	OK
L3	500	OK
L2	500	OK
L1	500	OK
LD	500	OK
BM	350	

d. **Diskontinuitas arah bidang**



(d) Ketidakberaturan 4

Gambar 2.29 Tidakberaturan vertikal kondisi 4

Pada ketidakberaturan vertikal diskontinuitas arah bidang terjadi jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat bawahnya. Pada bangunan ini tidak terjadi diskontinuitas maka tidak ada ketidakberaturan kondisi 4.

e. **Ketidakteraturan kekuatan struktur**

Terdapat 2 kondisi pada ketidakberaturan kekuatan struktur, yaitu 5a dan 5b. Kondisi 5a terjadi jika suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Sedangkan kondisi 5b terjadi ketika suatu tingkat kurang dari 65% kekakuan lateral ditingkat di atasnya.

Story	Outburst Case	Case Type	Step Type	Step Number	Location	P (KN)	VR (KN)	VT (KN)	T (KN-m)
L11	Edy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-752.6428	-13286.3746
L19	Edy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-1882.2344	-34881.8873
L8	Edy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-2888.8166	-51286.362
L8	Edy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-3011.4947	-53254.3966
L7	Edy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-4737.4911	-89547.4215
L5	Edy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-5007.4932	-100036.9107
L4	Edy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-4037.1875	-131486.2125
L4	Edy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-4032.9114	-144140.7209
L3	Edy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-7251.4326	-154522.8071
L2	Edy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-7074.6122	-162251.8029
L1	Edy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	-7874.1982	-180232.4123
L0	Edy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	8187.7831	-175270.523
GR	Edy	LinStatic	Step By Step	1	Bottom	0	0	8172.7444	-175226.4302

Gambar 2.30 Kekuatan struktur perlintai

Tabel 2.52 Pengecekan kekuatan struktur

Lantai	Arah X		Arah Y	
	Kekakuan kN/m	Cek	Kekakuan kN/m	Cek
Atap	703,6778		752,6928	
Ringbalk	1762,4607	OK	1888,2364	OK
L10	2703,1467	OK	2899,6364	OK
L9	3548,8574	OK	3811,4047	OK
L8	4372,8169	OK	4702,4051	OK
L7	5114,7405	OK	5507,4032	OK
L6	5757,2348	OK	6207,1878	OK
L5	6301,78	OK	6802,9114	OK
L4	6746,0152	OK	7291,4395	OK
L3	7092,2689	OK	7674,6558	OK
L2	7361,4087	OK	7974,9885	OK
L1	7531,2786	OK	8167,7613	OK
LD	7540,5554	OK	8178,7849	OK

BAB III

PEMODELAN DAN ANALISIS STRUKTUR

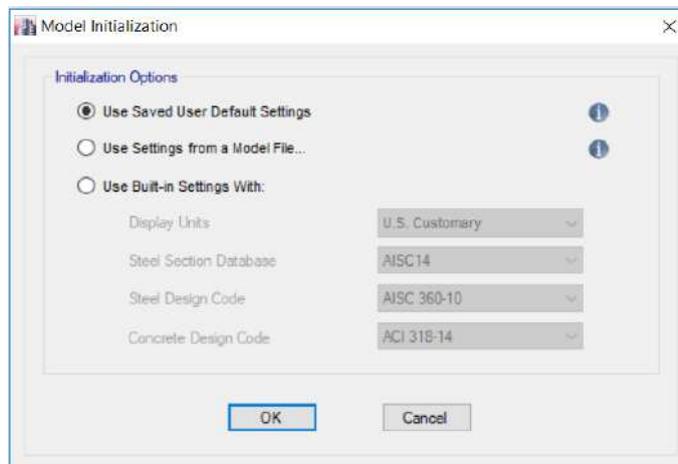
Kegiatan menghitung struktur bangunan membutuhkan kesabaran, ketelitian, serta pengetahuan struktur bangunan yang baik sehingga dapat menghasilkan sebuah produk desain struktur bangunan yang kuat namun dengan harga yang seefisien mungkin. Perhitungan struktur dapat dilakukan secara manual atau dapat pula dilakukan dengan menggunakan Program *ETABS*. Akan tetapi dalam Praktikum Perancangan Struktur digunakan program *ETABS* sebagai program bantu pemodelannya.

Manfaat Program *ETABS* di dunia konstruksi sangat besar. Software penunjang ini mampu melakukan perhitungan yang rumit di bidang analisis struktur dan juga dapat melakukan pemodelan struktur tersebut. Namun Program *ETABS* hanyalah sebuah program bantu yang mempermudah pekerjaan sehingga kita tidak boleh lepas dari konsep-konsep dasar perhitungan analisis struktur dan penerapannya di lapangan.

3.1 Prosedur Pemodelan

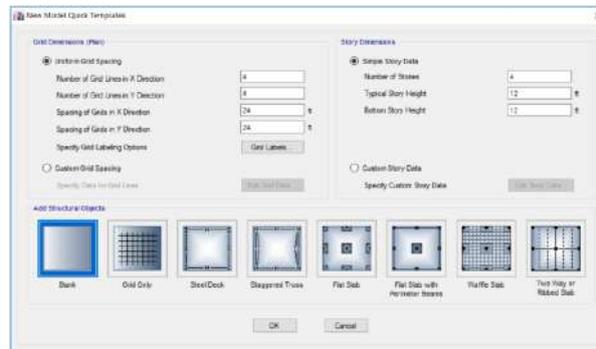
a. Membuat Model Baru dan Satuan Units

Langkah awal yang dilakukan dalam pemodelan pertama – tama membuat *File* baru dengan cara klik *File* pada menu bar → *New Model* → maka akan keluar kotak dialog *Model Initialization* → pilih *Use Saved User Default Settings* untuk memilih *Display Units*, *Steel Section Database*, *Steel Design Code* dan *Concrete Design Code* sesuai dengan keinginan sendiri.



Gambar 3.1 Kotak dialog *Model Initialization*

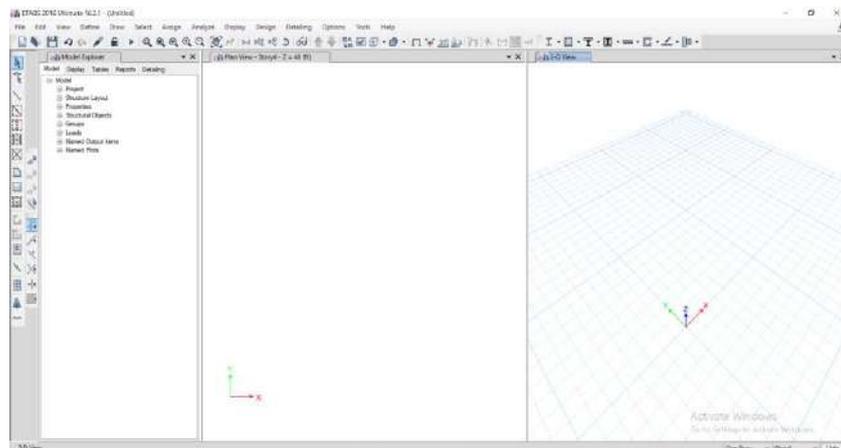
Setelah itu akan muncul Kotag dialog *New Model Quick Templates* → Pada bagian *Add Struktural Objects* Pilih *Blank* → OK.



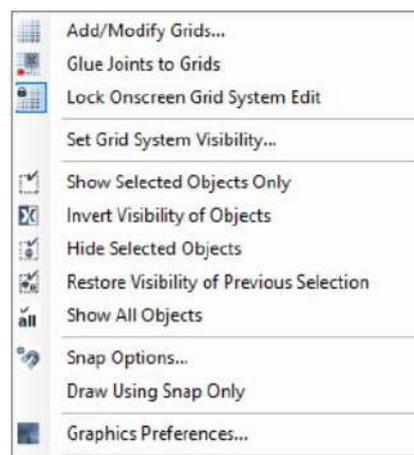
Gambar 3.2 Kotak dialog *New Model Quick Templates*

b. Pembuatan *Grid* atau *Garis Bantu*

Setelah itu akan muncul tampilan *Windows Plan View* Dan *3-D View* lalu klik kanan Pada salah satu *Windows* → *Add / Modify Grids*

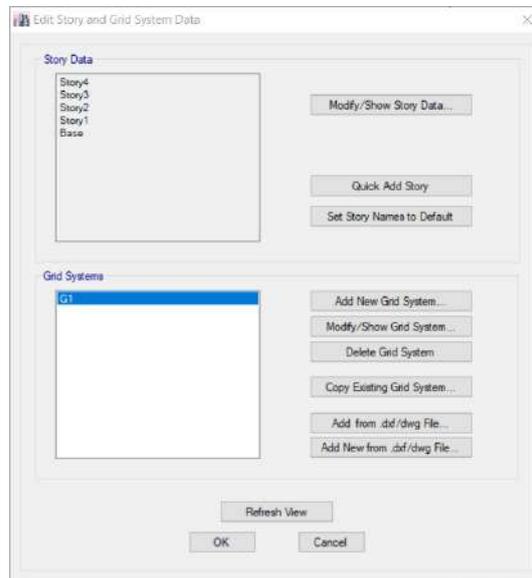


Gambar 3.3 Tampilan *Windows ETABS*



Gambar 3.4 Pilih *Add / Modify Grids*

Kemudian akan muncul kotak dialog *Edit Story and Grid System Data* pada bagian *Story Data* berfungsi untuk mengatur jumlah tingkat dan elevasi bangunan dan pada bagian *Grids Systems* berfungsi untuk mengatur *Grids* denah bangunan.

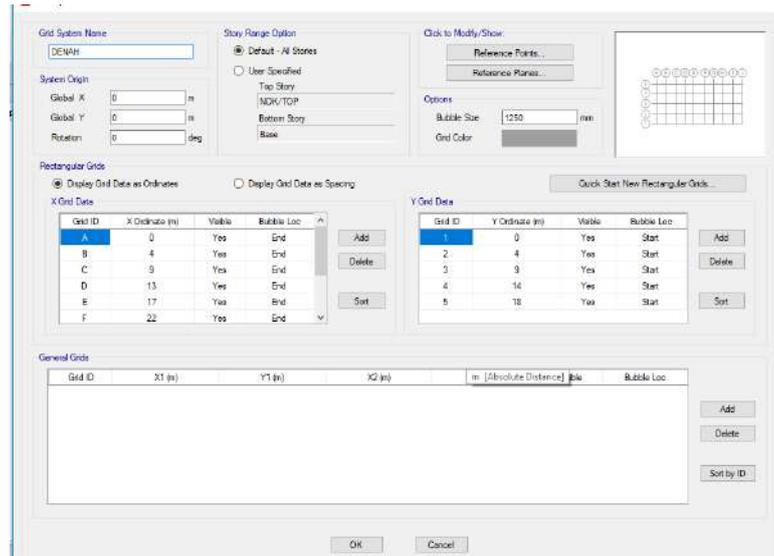


Gambar 3.5 kotak dialog *Edit Story and Grid System Data*

Lalu pilih *Modify/Show Story Data* untuk mengatur jumlah tingkat dan elevasi bangunan dan *Modify/Show Grids Systems* untuk mengatur denah bangunan.

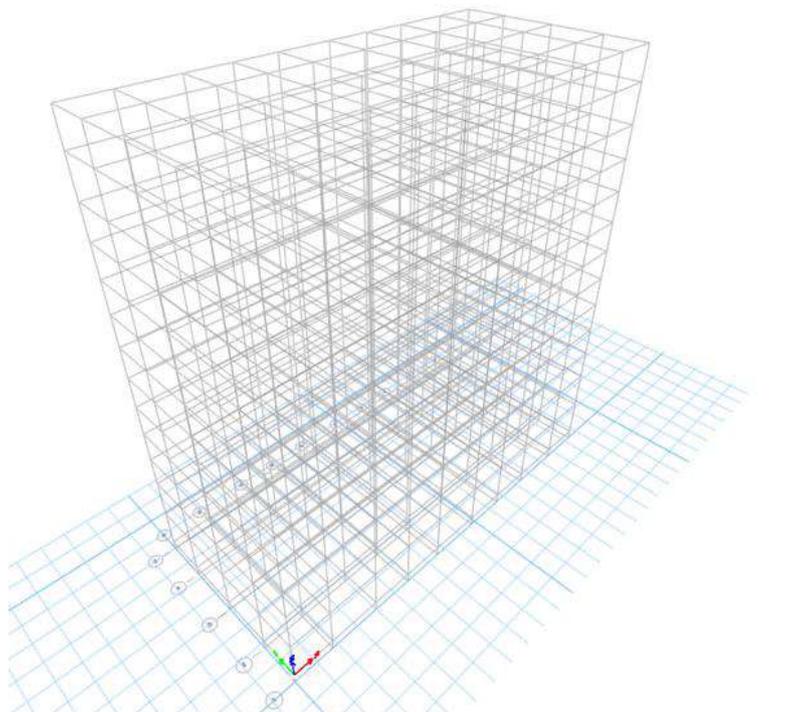
Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
NOK/TOP	3	41.5	Yes	None	No	0	Blue
Ringbalk	3.5	38.5	Yes	None	No	0	Blue
L10	3	35	Yes	None	No	0	Blue
L9	3	32	Yes	None	No	0	Blue
L8	3	29	Yes	None	No	0	Blue
L7	3	26	Yes	None	No	0	Blue
L6	3	23	Yes	None	No	0	Blue
L5	3	20	Yes	None	No	0	Blue
L4	3	17	Yes	None	No	0	Blue
L3	3	14	Yes	None	No	0	Blue
L2	3	11	Yes	None	No	0	Blue
L1	4	8	No	L2	No	0	Green
LD	4	4	No	L2	No	0	Cyan
Basement	1	0	No	L2	No	0	Red

Gambar 3.6 kotak dialog *Story Data*



Gambar 3.7 kotag dialog *Grid System Data*

Setelah menginput data – data akan muncul *Grid* pada tampilan *Windows* seperti berikut ;

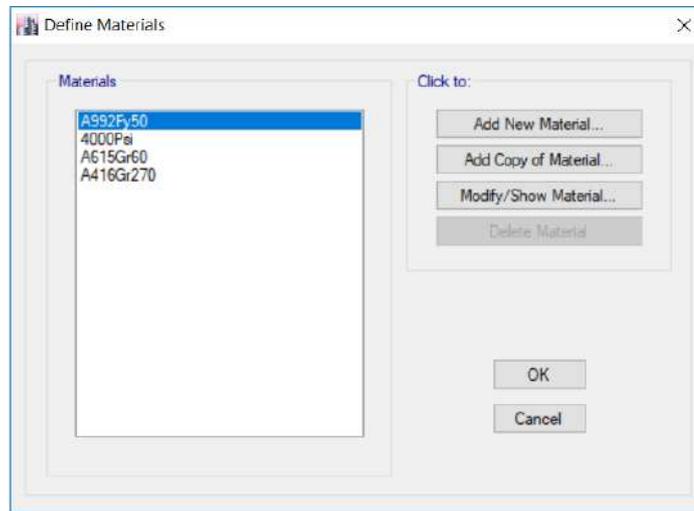


Gambar 3.8 Tampilan *Grid* setelah data data dimasukan

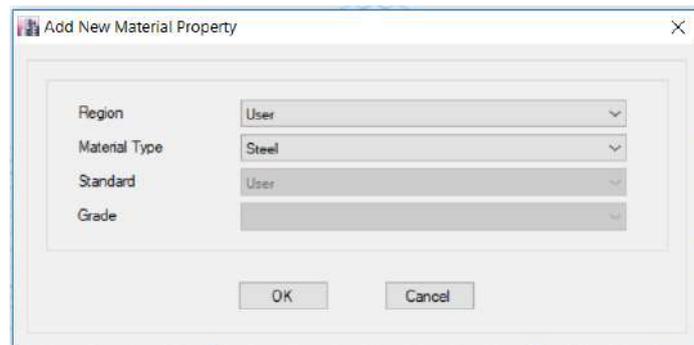
c. Pembuatan Material

Cara penginputannya yaitu klik *Define* pada menu bar → *Materials* → *Add New Material* → kemudin akan ditampilkan *Material Property Data*. Pada *Region* pilih

User lalu pilih material yang akan dibuat apakah baja, beton, atau tulangan pada *Material Type*. Isi mutu material tersebut sebagai data pendukung.



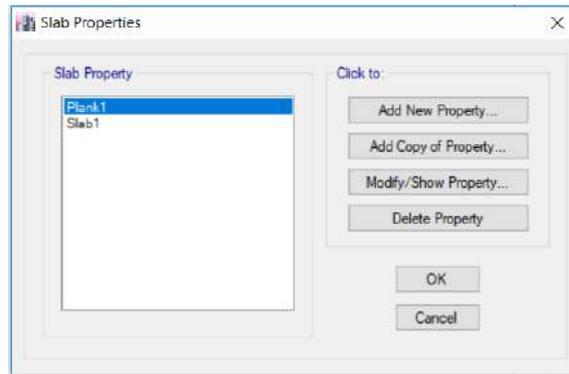
Gambar 3.9 Kotak dialog *Define Material*



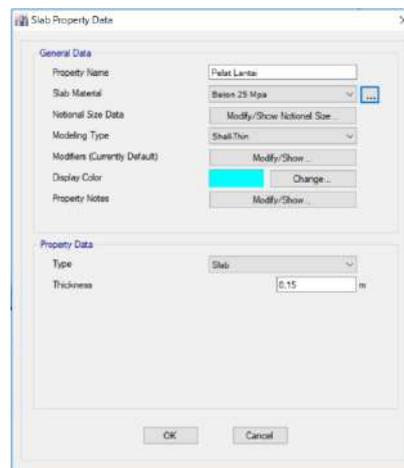
Gambar 3.10 Kotak dialog *Material property*



Gambar 3.11 Kotak dialog *Material Property Data* untuk baja



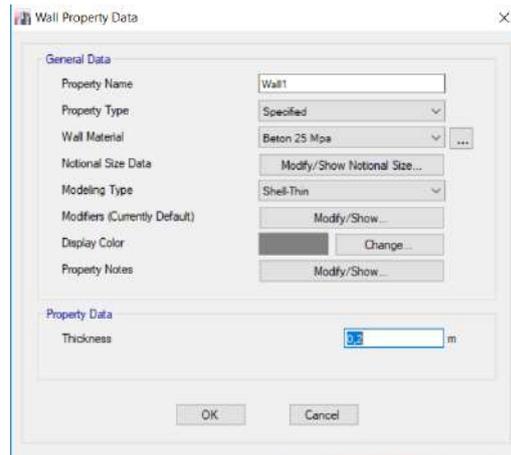
Gambar 3.15 Kotak dialog *Slab Properties*



Gambar 3.16 Kotak dialog *Shape Property Data*

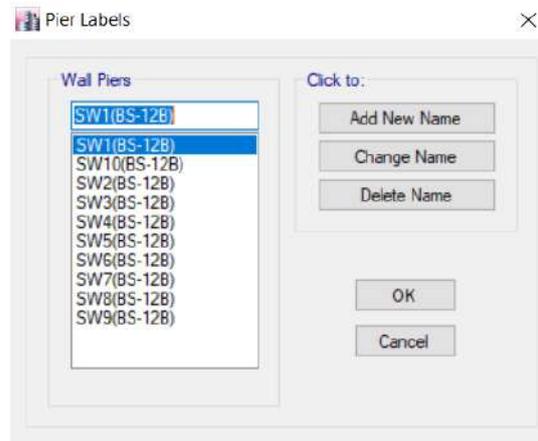
- 1) Pemodelan elemen *wall* sebagai pilar (*Pier*) dilakukan dengan memberikan tulangan langsung, sehingga elemen *Pier* tersebut harus dimodelkan dengan *General Reinforcement*. Bentuk dan desain *wall* dari lantai atas sampai bawah bentuknya sama, maka *Section at Bottom* dan *at Top* juga sama.

Langkah awal membuat *Shear wall* yaitu dengan *Define* pada menu bar → *Section Property* → *Wall Sections* → *Add New Property*.



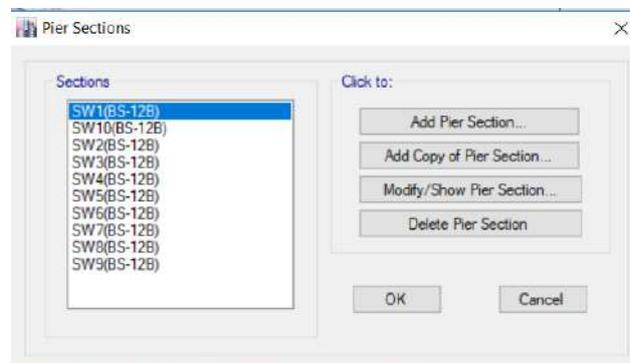
Gambar 3.17 Kotak dialog *Wall Property Data*

Kemudian membuat nama pada *Pier Label* dengan cara → *Define* → *Pier Labels* → *Add New Name*.



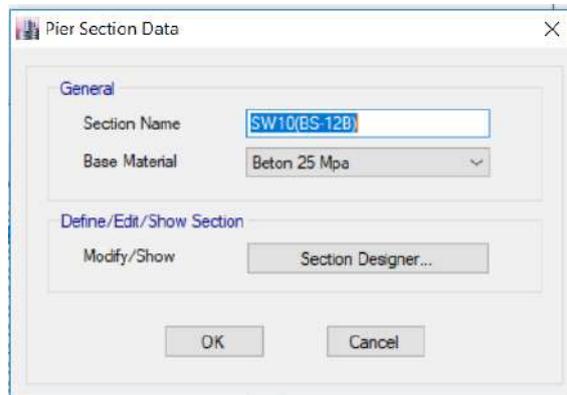
Gambar 3.18 Kotak dialog *Pier Labels*

Setelah itu mengatur tulangan dan ketebalan shear wall dengan cara *Design* → *Shear Wall Design* → *Define General pier Sections*, akan muncul kotak dialog *Pier Sections*

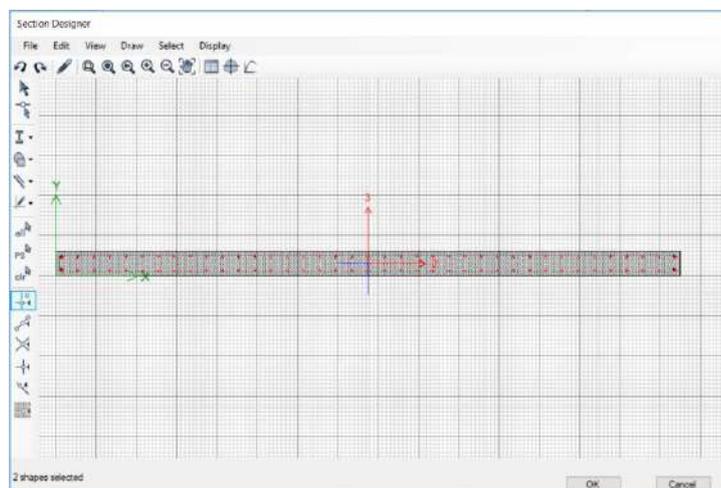


Gambar 3.19 Kotak dialog *Pier Sections*

Kemudian setelah itu *Modify/Show Pier Section* → *Section Designer* kemudian akan muncul kotak dialog *Section designer*.



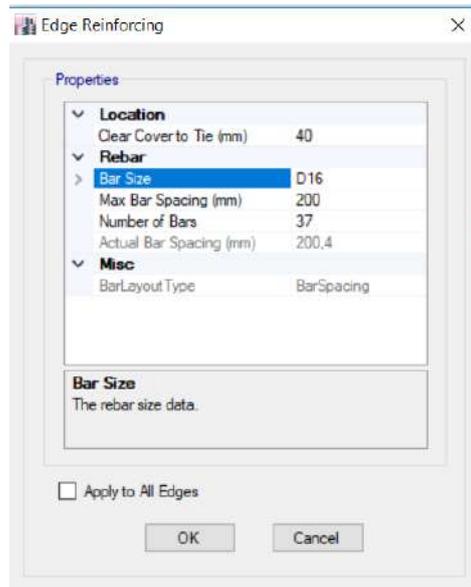
Gambar 3.20 Kotak dialog *Pier Sections Data*



Gambar 3.21 Kotak dialog *Section designer*

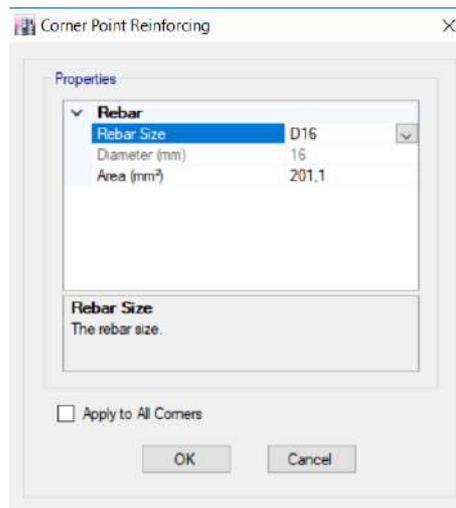
Lalu pada bagian tulangan tulangan dapat di atur dimensi dan ukurannya dengan klik kanan pada bagian tulangan yang ditinjau, lalu akan muncul kotak dialog sebagai berikut :

Tampilan untuk mengatur dimensi dan jarak tulangan vertikal atau searah dengan kolom.



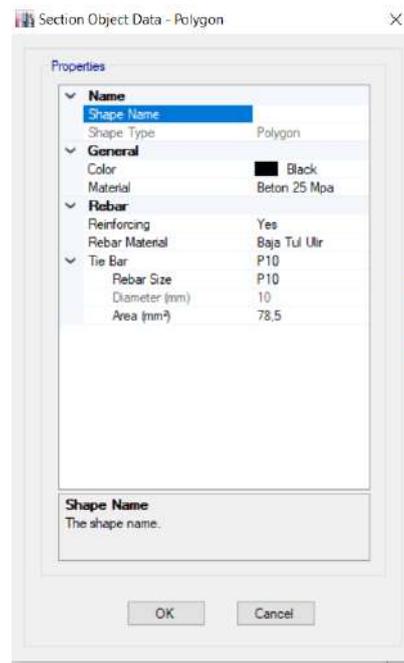
Gambar 3.22 Kotak dialog *Edge reinforcing*

Tampilan untuk mengatur dimensi tulangan vertikal atau searah kolom bagian tepi ujung atau sudut.



Gambar 3.23 Kotak dialog *Corner Point Reinforcing*

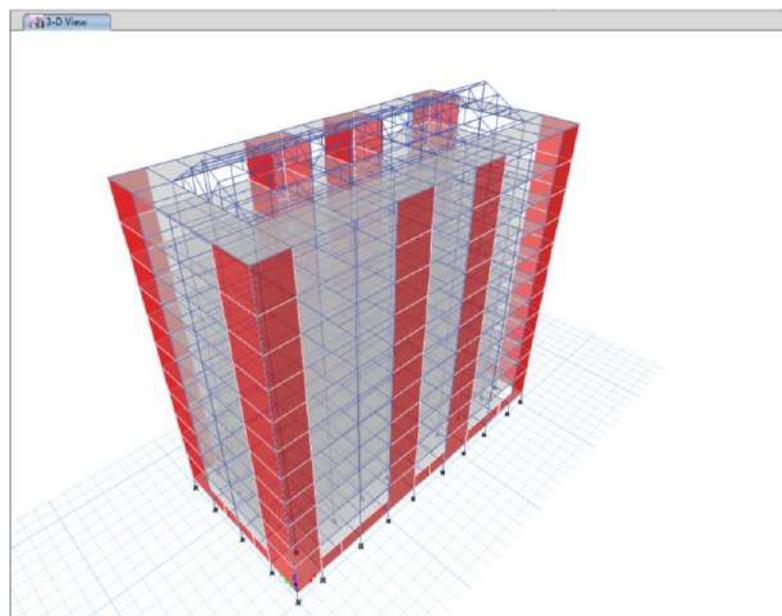
Tampilan untuk mengatur tulangan horisontal atau tegak lurus dengan kolom.



Gambar 3.24 Kotak dialog *Section Object Data – Polygon*

e. **Pemodelan Struktur**

Pemodelan struktur atap dan portal mempunyai cara yang sama yaitu dengan klik bagian draw (d disesuaikan dengan jenis strukturnya). Jika struktur dalam bentuk *frame* maka pilih icon pada *toolbar* di sebelah  kiri. Jika struktur dalam bentuk *area* maka pilih icon  .Kemudian modelkan struktur tersebut pada  *Grid*/garis bantu yang sudah dibuat sesuai dengan bentuk dan penampang yang dibuat.



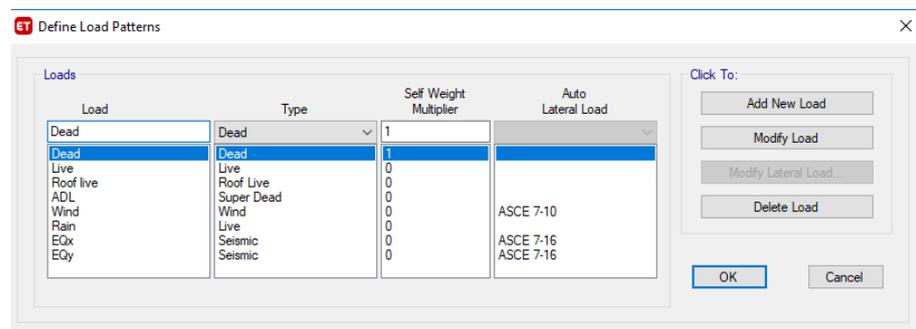
Gambar 3.25 Contoh pemodelan yang sudah dibuat

3.2 Membuat Pembebanan Dan Input Beban

a. Pembuatan Jenis Pembebanan

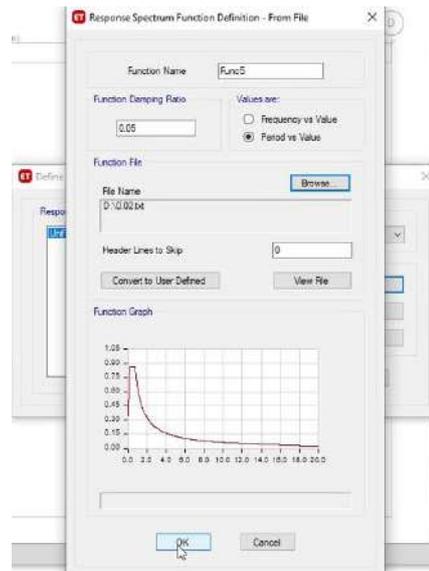
Sebelum menginput kombinasi pembebanan, terlebih dahulu membuat jenis-jenis beban yang akan bekerja, yaitu dengan cara. Setelah itu kita dapat menginput jenis-jenis pembebanan yaitu dengan cara:

- 1) klik *Define* pada menu bar → *Load Patterns*, pada *Define Load Patterns* diinput jenis-jenis beban yang akan bekerja pada atap yaitu beban mati (*DEAD*), beban mati tambahan (*ADL*), beban hidup (*L*), beban angin (*W*) dan beban hujan (*R*).



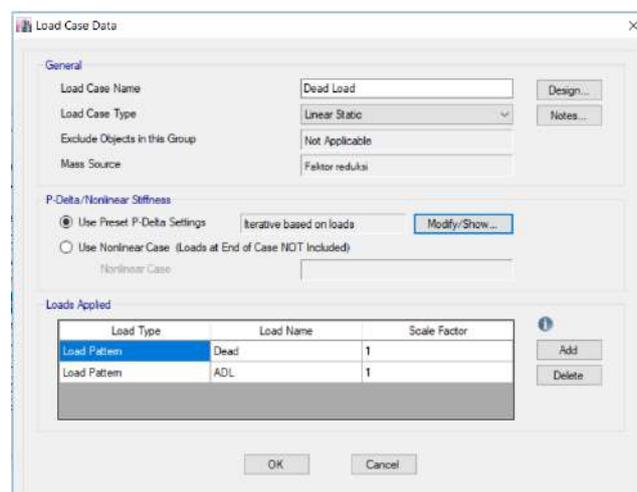
Gambar 3.26 Kotak dialog *Define Load Patterns*

- 2) Menginput jenis-jenis beban ditambah dengan beban gempa dari data rekaman gempa, yaitu dengan cara klik *Define* pada menu bar → *Functions* → *Response Spectrum*. Setelah itu kita dapat menginput jenis-jenis pembebanan yaitu dengan cara:
 - a) Pilih *From File* pada *Choose Function Type to Add* jika sudah mempunyai data time history yang diinput ke *notepad* terlebih dahulu (usahakan untuk menyimpan *file notepadnya* dalam satu folder yang sama dengan *file ETABS*). Klik *Add New Function*.
 - b) Beri nama beban, misal beban gempa (RS). kemudian cari data time history dengan Klik *Browse*.



Gambar 3.27 Kotak dialog *Respons Spectrum Definition*

- 3) Jenis-jenis beban yang sebelumnya kita input terdapat dua beban mati yaitu beban mati (*DEAD*) dan beban mati tambahan (*ADL*). Untuk menggabungkan kedua jenis beban mati ini menjadi beban mati gabungan (*D*), dilakukan dengan cara klik *Define* pada menu bar → *Load Cases* → *Add New Load Case*. Pada *Load Case Name* diisi nama dari beban mati gabungan (*D*), kemudian pada *Load Name*, di *Add* beban mati (*DEAD*) dan beban mati tambahan (*ADL*).



Gambar 3.28 Kotak dialog *Load Case Data*

b. Analisis Beban Gempa

Jenis-jenis beban Analisis *Respons Spectrum* digunakan untuk melihat dan mengubah definisi kasus analisis spektrum respons. Cara analisisnya yaitu melalui kotak dialog

Define Load Case, klik *Add New Case*, maka akan ditampilkan kotak dialog *Load Case Data* dengan *Load Case Type* yang digunakan yaitu *Response Spectrum*. Beban gempa Time history dianalisis terhadap kedua arah sumbu utama (x dan y) secara individual, yang selanjutnya digabungkan dalam kombinasi pembebanan gempa

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: RS-X; Load Case Type: Response Spectrum; Mass Source: Previous (MsSrc1); Analysis Model: Default.
- Loads Applied:** A table with one entry: Acceleration, Load Name: U1, Function: rd-bantul, Scale Factor: $(9810^1)/7$.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Modal Combination Method: CQC; Include Rigid Response: ; Rigid Frequency, f1: ; Rigid Frequency, f2: ; Periodic + Rigid Type: ; Earthquake Duration, td: ; Directional Combination Type: SRSS; Absolute Directional Combination Scale Factor: ; Modal Damping: Constant at 0.05; Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms.

Gambar 3.29 Kotak dialog *Load Case Data Response Spectrum* sumbu X

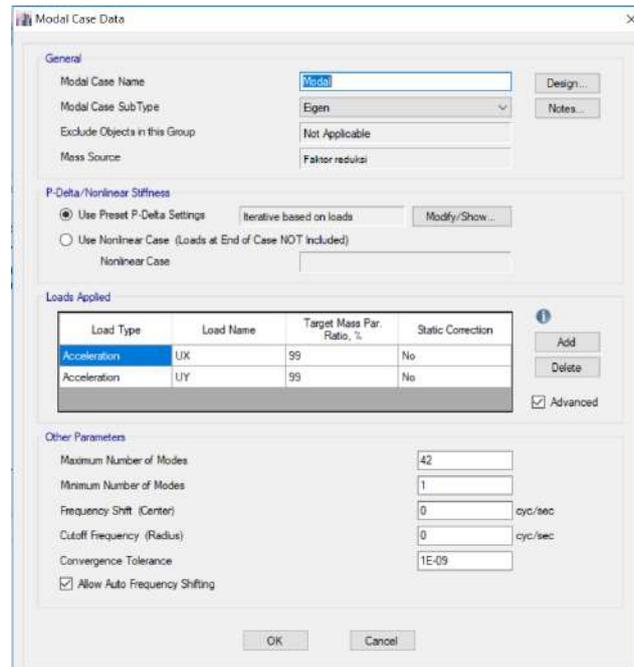
The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: RS-Y; Load Case Type: Response Spectrum; Mass Source: Previous (MsSrc1); Analysis Model: Default.
- Loads Applied:** A table with one entry: Acceleration, Load Name: U2, Function: rd-bantul, Scale Factor: 1401.43.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Modal Combination Method: CQC; Include Rigid Response: ; Rigid Frequency, f1: ; Rigid Frequency, f2: ; Periodic + Rigid Type: ; Earthquake Duration, td: ; Directional Combination Type: SRSS; Absolute Directional Combination Scale Factor: ; Modal Damping: Constant at 0.05; Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms.

Gambar 3.30 Kotak dialog *Load Case Data Response Spectrum* sumbu Y

1) Modal Analysis

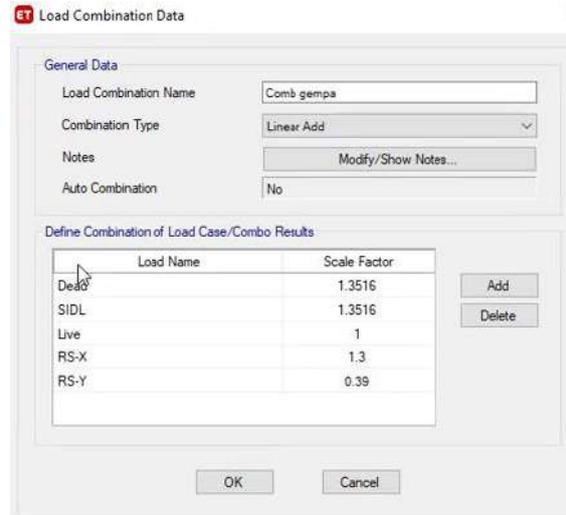
Menurut Satyarno, dkk (2015) Analisis Modal diperlukan guna penentuan *mode* atau ragam vibrasi, juga untuk mengetahui waktu getar fundamental alami struktur. Caranya yaitu melalui kotak dialog *Define* → *Modal Cases*, klik *Modify/Show Case* pada *Modal Case* maka akan ditampilkan kotak dialog *Load Case Data – Modal*.



Gambar 3.31 Kotak dialog *Load Case Data - Modal*

c. Input Kombinasi Pembebanan

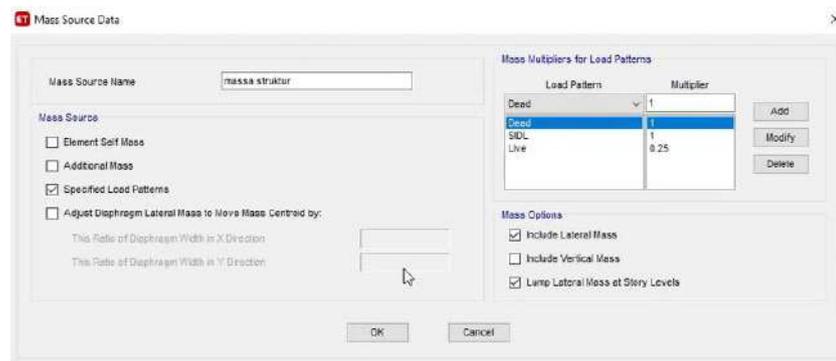
Cara menginput kombinasi pembebanan diatas kedalam program *ETABS*, yaitu dengan cara klik *Define* → *Load Combinations* → *Add New Combos*, kemudian akan ditampilkan kotak dialog *Load Combination Data*. Dan setelah itu, diinput satu persatu kombinasi pembebanan diatas.



Gambar 3.32 Kotak dialog *Load Combination Data*

1) Penentuan massa struktur (*Mass Source*)

Untuk menentukan massa struktur, dilakukan melalui perintah *Define* pada menu bar → *Mass Source*, kemudian akan ditampilkan kotak dialog *Define Mass Source* seperti pada gambar 3.12 berikut.

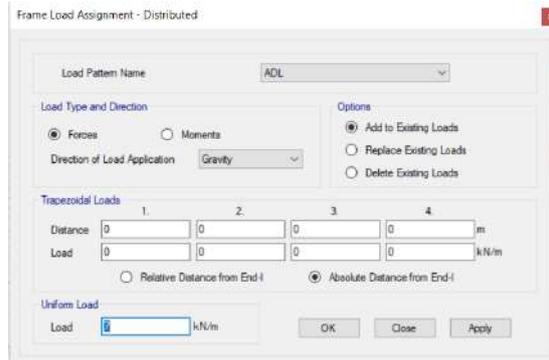


Gambar 3.33. Kotak dialog *Mass Source Data*

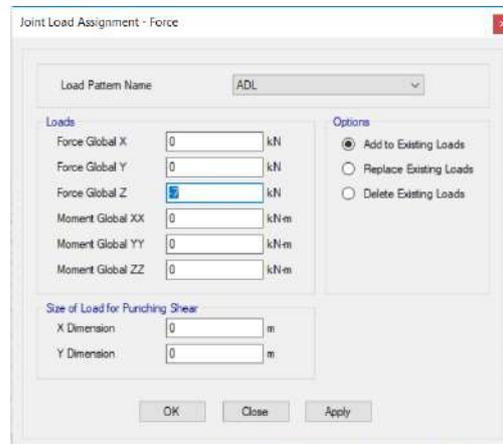
d. Input Jenis Distribusi Beban

Pembebanan yang diinputkan ke dalam *ETABS* dibedakan menjadi 3 yaitu : beban merata, beban titik dan beban luasan, cara penginputannya sebagai berikut :

Untuk beban merata *Select* semua garis *Frame Section* yang ditinjau, klik *Assign* pada menu bar → *Frame Loads* → *Distributed*.



Gambar 3.34. Kotak dialog *Frame Load Assignment – Distributed*
Untuk beban titik *Select* titik *Joint* yang ditinjau, klik *Assign* pada menu bar → *Joint Loads* → *Force*.



Gambar 3.35. Kotak dialog *Joint Load Assignment – Force*
Untuk beban luasan *Select* slab yang ditinjau, klik *Assign* pada menu bar → *Shell Load* → *Uniform Load Sets*.



Gambar 3.36. Kotak dialog *Shell Load Assignment – Uniform*

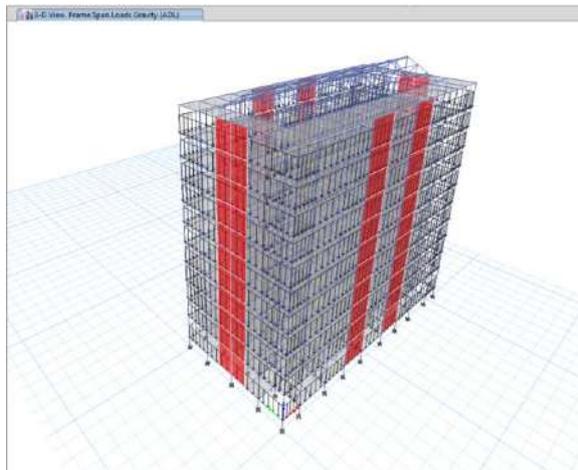
Pilih beban yang akan sudah dibuat berdasarkan jenis bebannya pada *Load Pattern Name*. Pada *Options*, pilih *Add to Existing Loads* yang berfungsi untuk menambahkan beban. Atur arah bebannya pada *Direction*. Setelah itu masukkan

nilai pembebanan yang sudah dihitung pada pilihan *Trapezoidal Load* atau *Uniform Load*.

e. Input Beban ke Pemodelan

- 1) Input beban mati tambahan *Additional Dead Load* dinding pada balok

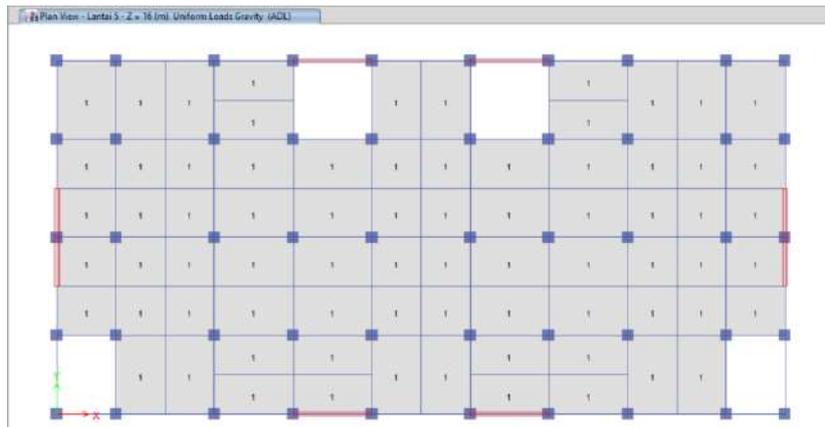
Beban yang diinput pada balok berupa beban terdistribusi merata pertama *Select* balok kemudian *Assign* pada menu bar → *Frame Loads* → *Distributed*.



Gambar 3.37 Tampilan beban yang telah di input pada balok

- 2) Input beban mati tambahan (*Additional Dead Load*) pada pelat lantai

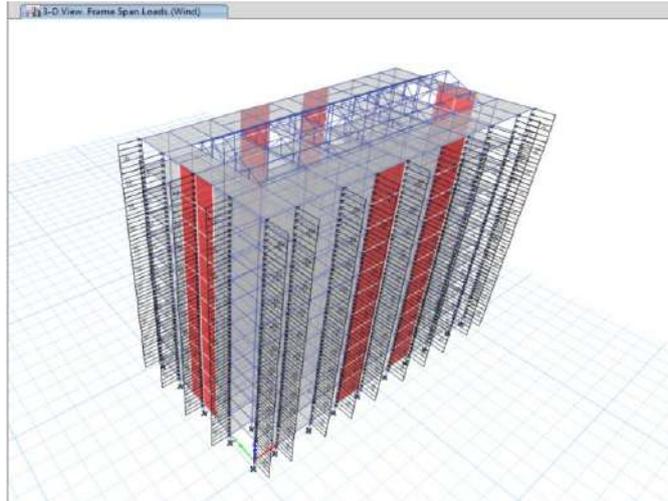
Beban yang diinput pada pelat lantai berupa beban luasan, pertama *Select* balok kemudian *Assign* pada menu bar → *Shell Load* → *Uniform Load Sets*.



Gambar 3.38. Tampilan beban yang telah di input pada pelat

- 3) Input beban angin *Wind* pada kolom

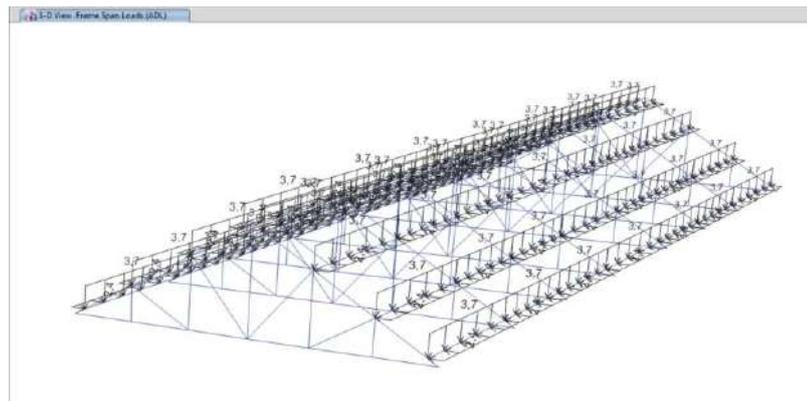
Beban yang diinput pada kolom berupa beban terdistribusi merata pertama *Select* balok kemudian *Assign* pada menu bar → *Frame Loads* → *Distributed*.



Gambar 3.39. Tampilan beban yang telah di input pada kolom

- 4) Input beban *Additional Dead Load* penutup atap pada gording

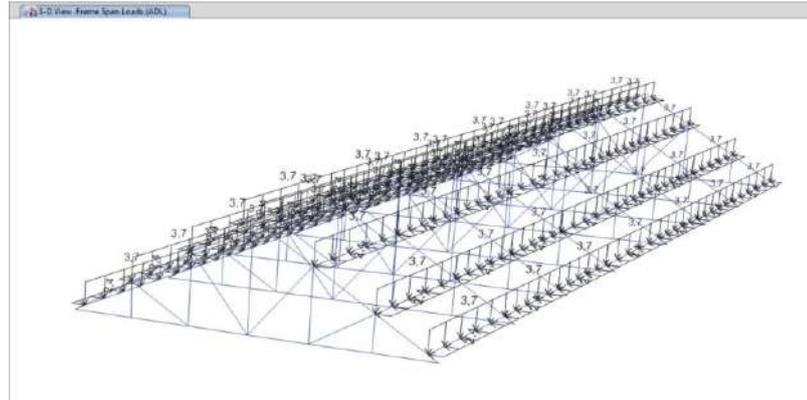
Beban yang diinput pada gording berupa beban terdistribusi merata pertama *Select* gording kemudian *Assign* pada menu bar → *Frame Loads* → *Distributed*.



Gambar 3.40. Tampilan beban yang telah di input pada gording

- 5) Input beban *Live* pekerja pada gording

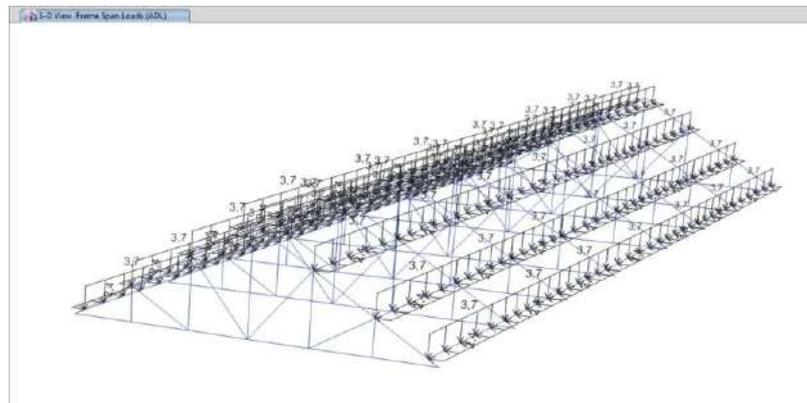
Beban yang diinput pada gording berupa beban terdistribusi merata pertama *Select* gording kemudian *Assign* pada menu bar → *Frame Loads* → *Distributed*



Gambar 3.41. Tampilan beban yang telah di input pada gording

6) Input beban *Wind* angin pada gording

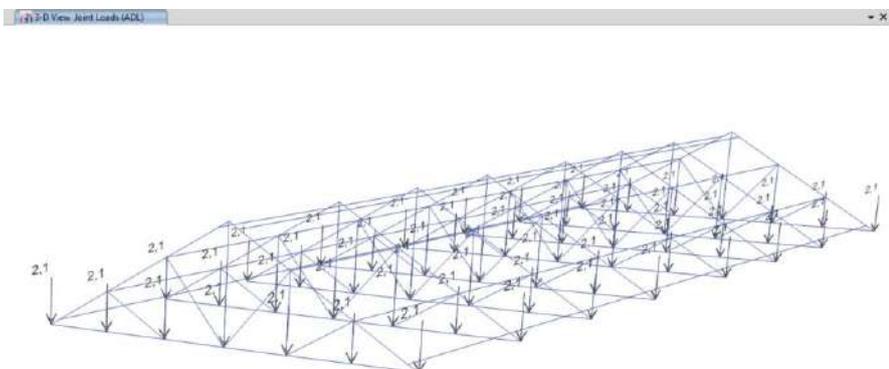
Beban yang diinput pada gording berupa beban terdistribusi merata pertama *Select* gording kemudian *Assign* pada menu bar \rightarrow *Frame Loads* \rightarrow *Distributed*.



Gambar 3.42. Tampilan beban yang telah di input pada gording

7) Input beban *ADL* plafont pada kuda kuda

Beban yang diinput pada kuda kuda berupa beban titik pertama *Select* titik pada kuda kuda kemudian *Assign* pada menu bar \rightarrow *Joint load* \rightarrow *force*



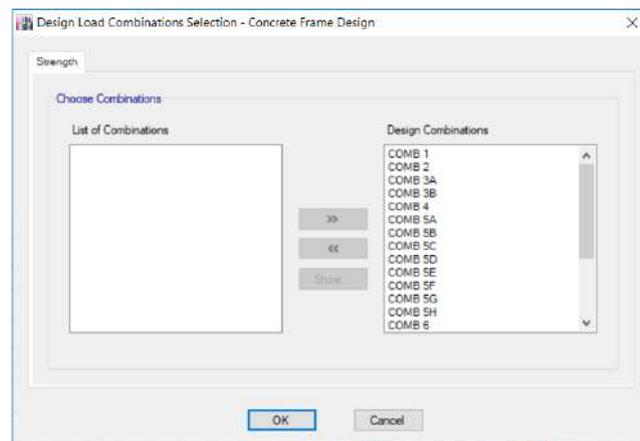
Gambar 3.43. Tampilan beban yang telah di input pada kuda kuda

3.3 Analisis Pembebanan

a. Memasukkan Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan yang telah dibuat sebelumnya harus dimasukkan sebelum analisis pembebanan. Langkah-langkahnya sebagai berikut:

- 1) Klik *Design* pada menu bar → *Concrete Frame Design* → *Select Design Combos...*, kemudian akan ditampilkan *Design Load Combinations Selection*,
- 2) Blok semua kombinasi pembebanan pada *List of Load Combinations*, kemudian klik *Add*.
- 3) *Unchecklist* pada pilihan *Automatically Generate Code-Base Design Load Combination* agar *combo* dari *default Etabs* tidak disertakan dalam analisis. Klik *OK*.

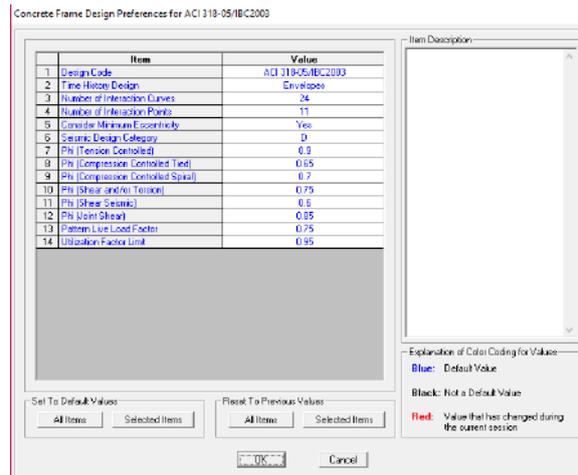


Gambar 3.44 *Design Load Combinations Selection*

b. Aturan Analisis Pembebanan

Persyaratan pembebanan pada tiap analisis berbeda-beda tergantung kebutuhan. Pada analisis ini kami menggunakan persyaratan pembebanan IBC 2013. Langkah-langkahnya sebagai berikut:

- 1) Klik *Design* pada menu bar → *Concrete Frame Design* → *View/Revisee Preferences*, kemudian akan ditampilkan *Concrete Frame Design Preference*,
- 2) Pada pilihan *Design Code*, pilih *AISC360-05/IBC2006* untuk pemodelan pada atap dan *AISC360-05/IBC2003* untuk pemodelan pada portal, Klik *OK*.

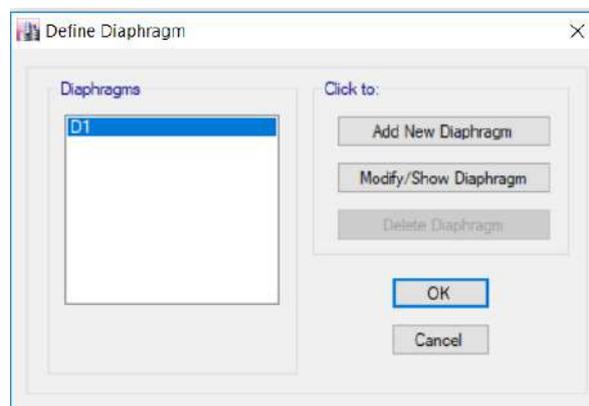


Gambar 3.45 Tampilan untuk mengatur persyaratan pembebanan

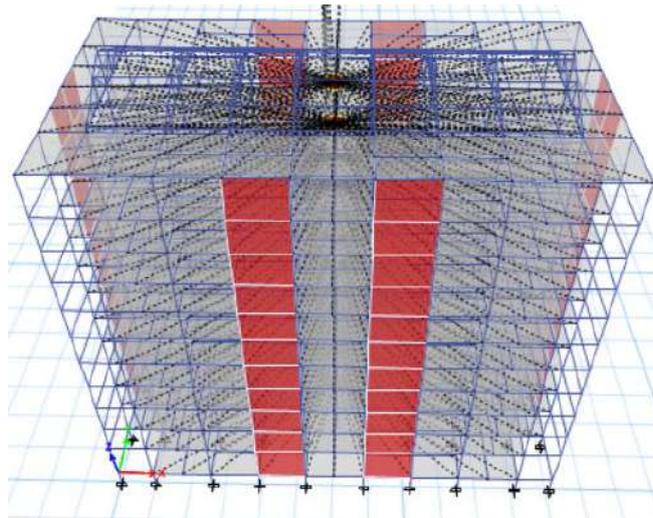
c. Diaphragms

Setelah semua pembebanan sudah di input maka selanjutnya adalah melakukan *Diaphragms* atau memusatkan beratkan *massa* bangunan ke pusat bangunan itu sendiri, *Diaphragms* dapat dilakukan secara *automatis* dengan Etabs berikut langkah langkahnya :

Pilih *Select* pada menu bar → *Select* → *Object Type* → pilih *Floors* dan *Openings* setelah itu pilih *Assign* → *Shell* → *Diaphragms* → pilih D1 → *Apply*, maka center beban akan terpusat pada tengah bangunan



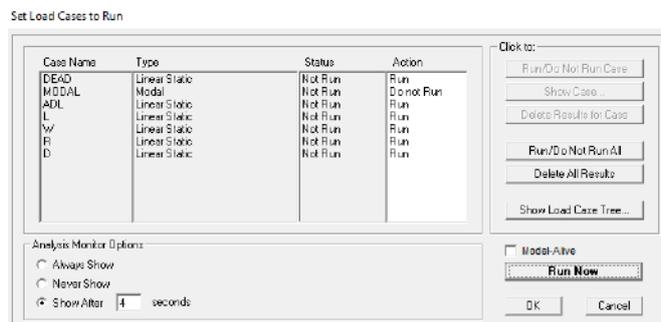
Gambar 3.46 Kotag dialog *Define Diaphragm*



Gambar 3.47 Tampilan struktur setelah *Diaphragm*

d. *Running* Pembebanan

- 1) Klik perintah di  toolbar, atau klik menu *Analyze > Run Analysis* atau klik F5 pada *keyboard*.
- 2) Akan muncul jendela *Set Load Case to Run*.
- 3) Matikan *case MODAL* pada pemodelan atap karena modal untuk analisis dinamis, sehingga hanya akan memperlambat kinerja komputer dengan cara, klik *case MODAL*, kemudian klik *Run/Do Not Run Case*. Namun pada pemodelan portal, *case MODAL* diaktifkan untuk menghitung besar simpangan yang terjadi pada struktur portal tersebut.
- 4) Kemudian Klik *Run Now*, tunggu sampai proses selesai. Apabila proses *analysis* telah berhasil, maka akan muncul deformasi dari pemodelan struktur tersebut.



Gambar 3.48 Tampilan untuk me-*running* pemodelan

e. Cek Rasio Penampang

Dalam *ETABS* terdapat beberapa indikator warna yang menunjukkan rasio penampang. Langkah-langkah pengecekan profil setelah dianalisis

pembebanannya, klik *Design* pada menu bar → *Steel Frame Design* → *Start Design/Check of Structure*, kemudian akan ditampilkan beberapa rentang warna dan cek profil yang sudah dibuat.

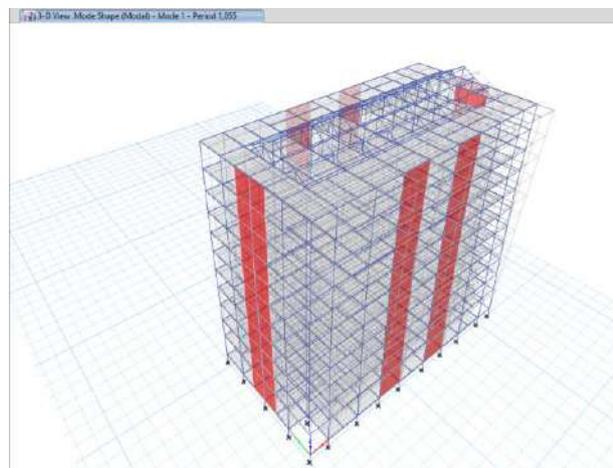
3.4 Output Pemodelan

a. Output Periode Getar Struktur

Display → *Show Table* → *Periode and Frequencies* maka akan keluar tabel sebagai berikut :

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc./sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	1,055	0,948	5,9579	35,4961
Modal	2	0,747	1,339	8,4159	70,8276
Modal	3	0,692	1,445	9,0818	82,4782
Modal	4	0,283	3,537	22,2257	493,9808
Modal	5	0,186	5,378	33,7913	1141,8552
Modal	6	0,175	5,722	35,9505	1292,4419
Modal	7	0,129	7,759	48,7486	2376,429
Modal	8	0,083	12,056	75,7511	5738,2294
Modal	9	0,082	12,13	76,2156	5808,8153
Modal	10	0,08	12,523	78,6858	6191,4522
Modal	11	0,078	12,788	80,352	6456,4375
Modal	12	0,078	12,879	80,9194	6547,9465

Gambar 3.49. Kotak dialog *Modal Periods Frequencies*



Gambar 3.50 Tampilan Mode 1

d. Output Displacement

Display → *Show Table* → *Story max /Avg Displacements* maka akan keluar tabel sebagai berikut:

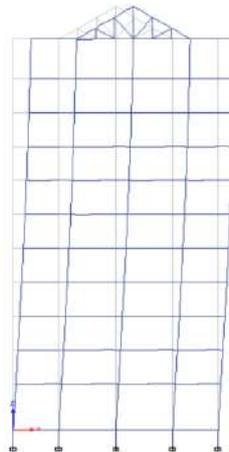
Story Max/Avg Displacements

1 of 1148 | Reload Apply

	Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
▶	Atap	Dead	Y	2.4E-05	2.4E-05	1
	Lantai 10	Dead	Y	2.1E-05	2.1E-05	1
	Lantai 9	Dead	Y	1.8E-05	1.8E-05	1
	Lantai 8	Dead	Y	1.6E-05	1.6E-05	1
	Lantai 7	Dead	Y	1.3E-05	1.3E-05	1
	Lantai 6	Dead	Y	1.1E-05	1.1E-05	1
	Lantai 5	Dead	Y	8E-06	8E-06	1
	Lantai 4	Dead	Y	6E-06	6E-06	1
	Lantai 3	Dead	Y	4E-06	4E-06	1
	Lantai 2	Dead	Y	3E-06	3E-06	1
	Lantai 1	Dead	Y	2E-06	2E-06	1

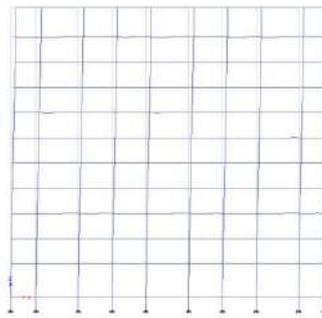
Gambar 3.51 Kotak dialog *Story max /Avg Displacements*

Elevation View - DENAH-5 - Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 1.055



Gambar 3.52 Tampilan Displacement sumbu X

Elevation View - DENAH-5 - Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 1.055



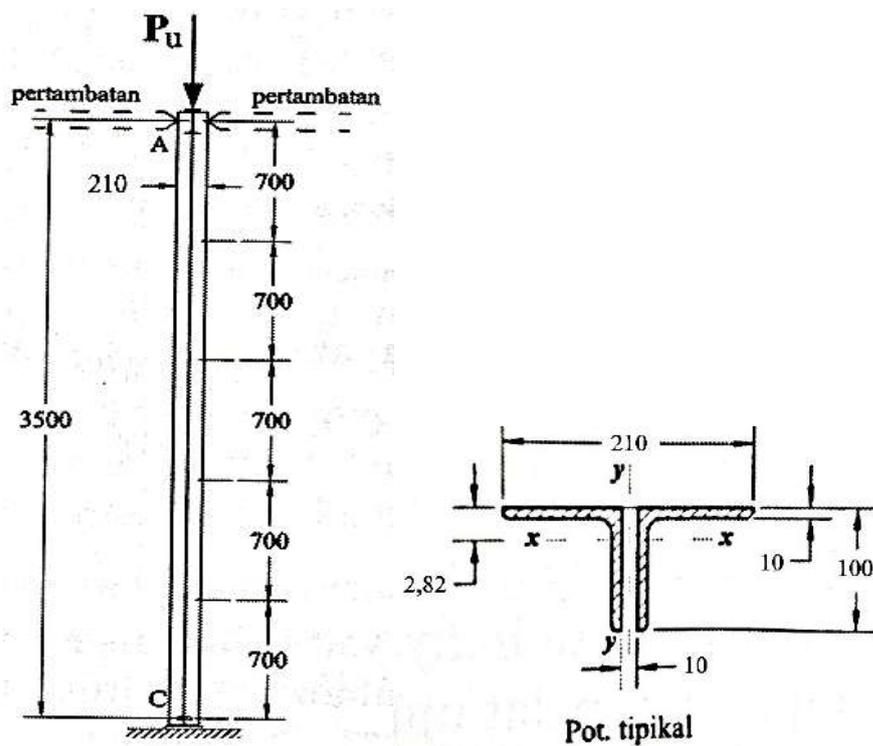
Gambar 3.53 Tampilan Displacement sumbu Y

BAB IV DESAIN STRUKTUR

Pada bab ini akan dijelaskan mengenai perhitungan desain dari struktur atap, struktur portal, dan struktur fondasi. Pembahasan untuk struktur atap meliputi perencanaan desain kuda-kuda dengan sistem truss, gording dan base plate. Sedangkan pembahasan untuk struktur portal meliputi perencanaan desain balok, kolom, plat dan *Shear wall*. Pembahasan struktur fondasi akan dibahas mengenai dinding penahan tanah fondasi tiang pancang beserta perhitungan *pile cap*-nya. Pembahasan-pembahasan tersebut akan disampaikan dengan contoh perhitungan sehingga memudahkan mahasiswa dalam memahami langkah-langkah perhitungannya.

4.1 Desain Struktur Atas

4.1.1 Batang Tekan Struktur Kuda-kuda *Truss*



Gambar 4. 1 Batang tekan dengan profil 2L 100.100.10

(Dewobroto, 2016)

Sebagai contoh digunakan profil $2L\ 100.100.10$. Panjang bentang profil sebesar 3,5 m dengan jarak penempatan pelat kopel (a) sebesar 0,7 m. Pada setiap ujung profil diberi berupa tumpuan sendi seperti gambar diatas, dengan data profil sebagai berikut:

a. Data penampang profil $L\ 100.100.10$

- 1) Luas profil (A) = 1.900 mm²
 - 2) Ukuran profil ($b \times b$) = 100 x 100 mm
 - 3) Tebal profil (t) = 10 mm
 - 4) Momen inersia (I_x) dan (I_y) = 1.770.000 mm⁴
 - 5) Jarak titik berat ke sisi profil (x) = 28,2 mm
- Jari - jari inersia (r_x) dan (r_y) = $\sqrt{\frac{I}{A}}$(4.1)
- = $\sqrt{\frac{1.770.000}{1.900}}$
- = 30,52 mm

b. Spesifikasi bahan penampang

- 1) Mutu baja menggunakan BJ-37, dengan:
 - a) Tegangan leleh (F_y) = 240 MPa
 - b) Tegangan putus (F_u) = 370 MPa
- 2) Modulus Elastisitas (E) = 200.000 MPa
- 3) Modulus Geser (G) = 77.200 MPa

c. Nilai Output dari *ETABS*

Gaya tekan maksimum (P_u) = 400 kN

d. Data penampang profil $2L\ 100.100.10$ (menjadi satu kesatuan)

Luas profil gabungan (A_g) = $2A$ (4.2)

= $2 \times (1.900)$

= 3.800 mm

2) Jarak antar profil (d) = 10 mm (diasumsikan)

Momen inersia sumbu x (I_{gx}) = $2I_x$ (4.3)

= $2 \times (1.770.000)$

= 3.540.000 mm⁴

$$\begin{aligned}
 3) \text{ Momen inersia sumbu } y (I_{gy}) &= 2I_y + A_g \left[x + \left(\frac{1}{2} t \right) \right]^2 \dots\dots\dots(4.4) \\
 &= 2 \times 1.770.000 + 3.800 \left[28,2 + \left(\frac{1}{2} \times 10 \right) \right]^2 \\
 &= 7.728.512 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

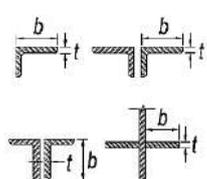
$$\begin{aligned}
 \text{Jari - jari inersia sumbu } x (r_{gx}) &= \sqrt{\frac{I_{gx}}{A_g}} \dots\dots\dots(4.5) \\
 &= \sqrt{\frac{3.540.000}{3.800}} \\
 &= 30,52 \text{ mm} \rightarrow r_{min}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jari - jari inersia sumbu } y (r_{gy}) &= \sqrt{\frac{I_{gy}}{A_g}} \dots\dots\dots(4.6) \\
 &= \sqrt{\frac{7.728.512}{3.800}} \\
 &= 45,1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Catatan: jari-jari inersia minimum (r_{min}) yang dipakai adalah yang terkecil dari nilai r_{gx} dan r_{gy} .

e. Cek kelangsingan elemen penampang terhadap tekan aksial

Tabel 4. 1 Klasifikasi elemen pada batang aksial (lanjutan)

No.	Elemen	Rasio lebar tebal	λ_r batas tidak langsing	Deskripsi penampang
3	Kaki siku tunggal, kaki siku ganda dengan pemisah, dan semua elemen tidak diperkaku lainnya.	$\frac{b}{t}$	$0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Sumber: SNI 1729:2020 Tabel B4.1a-3

$$\frac{b}{t} \leq 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots (4.7)$$

$$\frac{100}{10} \leq 0,45 \sqrt{\frac{200.000}{240}}$$

10 ≤ 12,99 → Penampang profil tidak langsing

f. Kuat tekan nominal (P_n) ditentukan dari nilai terkecil yang diperoleh berdasarkan keadaan-keadaan batas tekuk yang ditentukan. Menurut *SNI 1729:2020, Tabel E1.1* dijelaskan bahwa profil Double Angles (2L) memiliki 2 kondisi batas tekuk untuk penampang tidak langsing yaitu kondisi batas Tekuk Lentur/*Flexural Buckling* (FB) dan Tekuk Torsi Lentur/*Flexural-Torsional Buckling* (FTB).

Tabel 4. 2 Keadaan batas terhadap desain komponen strukur untuk tekan

Bentuk geometri penampang	Penampang tidak langsing		Penampang langsing	
	Rumus SNI	Kondisi batas	Rumus SNI	Kondisi batas
	E6	FB	E7	LB
	E3	FTB	E6	FB
	E4	FTB	E6	FTB

Sumber: *SNI 1729:2020 Tabel E1.1*

1) Kondisi batas tekuk lentur/*Flexural Buckling* (FB): sumbu $x-x$

a) Cek komponen kelangsingan (*Profil tidak langsing*)

$$\frac{KL_x}{r_{min}} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots (4.8)$$

$$\frac{1 \times 3.500}{30,52} > 4,71 \sqrt{\frac{200.000}{240}}$$

114,68 < 135,97 → Tekuk Inelastis, jika > maka tekuk Elastis $F_{cr} = 0,877 F_e$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tekuk euler } (F_e) &= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_k}{r_{min}}\right)^2} \dots\dots\dots (4.9) \\ &= \frac{\pi^2 200.000}{(114,68)^2} \\ &= 150,09 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan kritis } (F_{cr}) &= \left(0,658^{\frac{F_y}{F_c}}\right) F_y \dots\dots\dots (4.10) \\ &= \left(0,658^{\frac{240}{150,09}}\right) \times 240 \\ &= 122,91 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas tekan } (P_n) &= F_{cr} A_g \dots\dots\dots (4.11) \\ &= 122,9 \times 3.800 \\ &= 467.020 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, didapatkan nilai kapasitas tekan (P_n) untuk kondisi batas tekuk lentur yaitu sebesar 467,02 kN

2) Kondisi batas tekuk torsi lentur/*Flexural-Torsional Buckling* (FTB): sumbu

$$\begin{aligned} y-y \\ \frac{3}{4} \frac{KL_y}{r_{gy}} &> \frac{a}{r_{min}} \dots\dots\dots (4.12) \end{aligned}$$

$$\frac{3}{4} \times \frac{(1 \times 3.500)}{45,1} > \frac{700}{30,52}$$

$$58,21 > 22,94 \rightarrow \text{pelat kopel tidak perlu ditambah lagi}$$

Jika kondisi yang terjadi $\frac{3}{4} \times \frac{KL_y}{r_{gy}} < \frac{a}{r_{min}}$, maka perlu adanya penambahan pelat kopel atau pengurangan jarak antar pelat kopel

a) Check pengaruh kekakuan profil gabungan akibat pelat kopel.

$$\text{Untuk } \frac{a}{r_i} \leq 40 \rightarrow 22,94 < 40$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{KL}{r}\right)_m &= \left(\frac{KL}{r_{gy}}\right)_o \dots\dots\dots (4.13) \\ &= \frac{1 \times 3.500}{45,1} \\ &= 77,61 \end{aligned}$$

b) Tegangan kritis pada kondisi batas tekuk torsi lentur terhadap sumbu y

$$(F_{cry})$$

Cek komponen kelangsingan (penampang profil tidak langsing)

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots (4.14)$$

$$77,61 \leq 4,71 \sqrt{\frac{200.000}{240}}$$

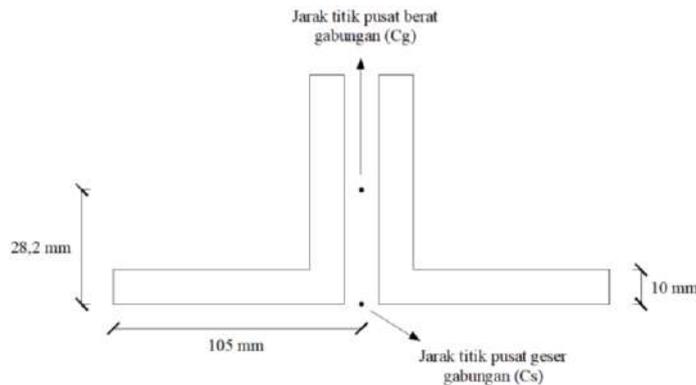
77,61 ≤ 135,97 → Tekuk Inelastis

$$\begin{aligned} \text{Tegangan tekuk euler } (F_e) &= \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)_m^2} \dots\dots\dots (4.15) \\ &= \frac{\pi^2 (200.000)}{(77,61)^2} \\ &= 327,71 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan kritis sumbu y } (F_{cry}) &= \left(0,658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \dots\dots\dots (4.16) \\ &= \left(0,658 \frac{240}{327,71}\right) \times 240 \\ &= 176,64 \text{ MPa} \end{aligned}$$

c) Tegangan kritis pada kondisi batas tekuk lentur terhadap sumbu z (F_{crz})

$$\begin{aligned} \text{Radius girasi polar di pusat geser } (\bar{r}_o) &= \frac{I_{gx} + I_{gy}}{A_g} \dots\dots\dots (4.17) \\ &= \frac{(3.540.000 + 7.728.512)}{3.800} \\ &= 2.965,4 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 4. 2 Sketsa pusat berat dan pusat geser

$$\begin{aligned} x_o &= \text{Jarak pusat berat } (C_g) - \text{jarak pusat geser } (C_s) \rightarrow \text{arah sumbu } x \\ &= 105 - 105 \\ &= 0 \text{ mm} \end{aligned}$$

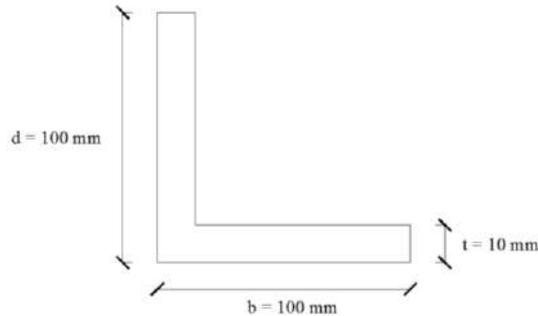
$$\begin{aligned} y_o &= \text{Jarak pusat berat } (C_g) - \text{jarak pusat geser } (C_s) \rightarrow \text{arah sumbu } y \\ &= e - t/2 \\ &= 28,2 - 10/2 \\ &= 23,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$(\bar{r}_o^2) = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_{gx} + I_{gy}}{A_g} \dots\dots\dots (4.18)$$

$$= 0^2 + 23,2^2 + 2.965,4$$

$$= 3.503,64 \text{ mm}$$

Konstanta torsi (J)



Gambar 4. 3 Sketsa profil L

$$\text{Konstanta torsi } (J) = \frac{2}{3} (d + b - t) t^3 \dots\dots\dots(4.19)$$

$$= \frac{2}{3} (100 + 100 - 10) \times 10^3$$

$$= 126.666,67 \text{ mm}^4$$

$$\text{Tegangan kritis sumbu } z (F_{crz}) = \frac{G J}{A_g \bar{r}_0^2} \dots\dots\dots(4.20)$$

$$= \frac{(77.200 \times 126.666,67)}{(3.800 \times 3.503,64)}$$

$$= 734,47 \text{ MPa}$$

$$\text{Menghitung nilai } H = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_0^2} \dots\dots\dots(4.21)$$

$$= 1 - \frac{0^2 + 23,2^2}{3503,64}$$

$$= 0,85$$

$$\text{Tegangan kritis } (F_{cr}) = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry} F_{crz} H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \dots\dots\dots(4.22)$$

$$= \left(\frac{176,64 + 734,47}{2(0,85)} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{(4 \times 176,64 \times 734,47 \times 0,85)}{(176,64 + 734,47)^2}} \right]$$

$$= 168,89 \text{ MPa}$$

$$\text{Kapasitas tekan } (P_n) = F_{cr} A_g \dots\dots\dots(4.23)$$

$$= 168,89 \times 3.800$$

$$= 641.782 \text{ kN}$$

Jadi, didapatkan nilai kapasitas tekan (P_n) untuk kondisi batas tekuk torsi lentur yaitu sebesar 642,43 kN

g. Cek Kapasitas tekan yang disarankan

Nilai batas kelangsingan (ϕP_n) diambil nilai terkecil dari nilai kapasitas tekan untuk kondisi batas tekuk lentur dan tekuk torsi lentur. Dari hasil diatas, didapatkan nilai kapasitas tekan yaitu sebesar 467,02 kN (Kondisi Tekuk Lentur)

$$\begin{aligned} \phi P_n &\geq P_u \dots\dots\dots(4.24) \\ 0,9 (467,02) &\geq 400 \text{ kN} \\ 420,32 \text{ kN} &\geq 400 \text{ kN} \rightarrow \text{Profil Aman} \end{aligned}$$

h. Cek Batas kelangsingan komponen tekan

$$\begin{aligned} \frac{K L_k}{R_{min}} &< 200 \dots\dots\dots(4.25) \\ \frac{1 \times 3500}{30,52} &< 200 \\ 114,68 &< 200 \rightarrow \text{Profil Aman} \end{aligned}$$

4.1.2 Sambungan Baut Struktur Kuda-kuda Truss

Rencanakan sambungan batang tarik menggunakan profil L100.100.10, dan pelat mutu BJ37 (F_y 240 MPa, F_u 370 MPa), dengan asumsi jarak 3 buah baut sesuai pada gambar dibawah dan menggunakan baut M22 (SNI 1729:2020, Tabel J3.1M dan Tabel J3.3M) dimana batang tersebut menerima gaya tarik (P_u) sebesar 400 kN (P terbesar dari output *ETABS*)

Spasi (s) antar baut dan jarak bersih

$$\begin{aligned} s &\geq 3d_{baut} \dots\dots\dots(4.26) \\ &\geq 3(22) = 66 \text{ mm} \rightarrow 80 \text{ mm} \end{aligned}$$

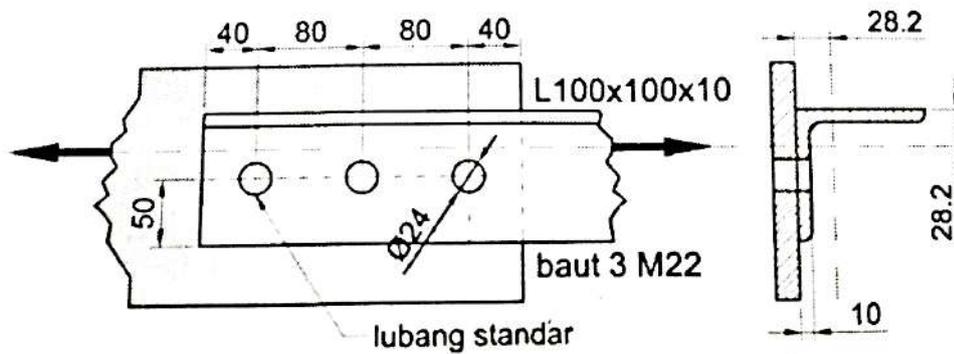
Jarak baut ke tepi sambungan (s_t)

$$\begin{aligned} s_t &\geq 1,25d_{baut} \dots\dots\dots(4.27) \\ &\geq 1,25(22) = 27,5 \text{ mm} \rightarrow 40 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 4.3 Dimensi baut dan lubang nominal baut

Diameter baut	Dimensi Lubang			
	Standar (diameter)	Ukuran Berlebih (diameter)	Standar (diameter)	Slot panjang (lebar × panjang)
M16	18	20	18 × 22	18 × 40
M20	22	24	22 × 26	22 × 50
M22	24	28	24 × 30	24 × 55
M24	27 ^(a)	30	27 × 32	27 × 60
M27	30	35	30 × 37	30 × 67
M30	33	38	33 × 40	33 × 75
≥ M36	d + 3	d + 8	(d + 3) × (d + 10)	(d + 3) × 2,5d

Sumber: SNI 1729:2020 Tabel J3.3M



Gambar 4. 4 Sketsa sambungan baut

(Sumber: Dewobroto, 2016)

- a. Spesifikasi baut yang direncanakan

Tabel 4.4 Jarak tepi minimum dari pusat lubang standar

Diameter baut (mm)	Jarak tepi minimum
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Di atas 36	1,25d

^[a]Jika diperlukan, jarak tepi terkecil diizinkan asalkan ketentuan yang sesuai Pasal J3.10 dan J4 dipenuhi, tetapi jarak tepi yang kurang dari satu diameter baut tidak diizinkan tanpa persetujuan dari insinyur yang memiliki izin bekerja sebagai perencana.

^[b]Untuk ukuran – ukuran atau lubang – lubang slot, lihat Tabel J3.5M.

Sumber: SNI 1729:2020 Tabel J3.4M

Diameter baut (d_{baut})	= M22 = $\phi 22$ mm
Diameter lubang (d_{lubang})	= 24 mm → Diameter Standar
Diameter Imajiner ($d_{imajiner}$)	= 24 + 2
	= 26 mm
Jumlah baut (n)	= 3 baut
Jarak tepi	= 28 mm
Jarak panjang batang tersambung (l)	= 160 mm

b. Mekanisme sambungan

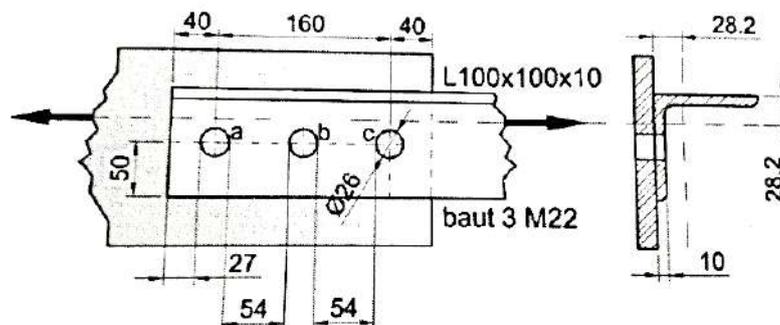
Terdapat dua mekanisme yang mempengaruhi kekuatan dan kekakuan dalam konfigurasi sambungan baut tipe geser. Mekanisme tersebut adalah mekanisme sambungan tumpu dan sambungan slip kritis.

1) Sambungan Tumpu

Terdapat tiga (3) tinjauan kondisi batas untuk menghitung kuat sambungan tumpu, dari ketiga kondisi tersebut diambil nilai terkecil sebagai kekuatan dari sambungan tersebut.

a) Tinjau kuat tumpu pelat

Diameter baut (d_{baut})	= M22 → $\phi 22$ mm
Diameter Imajiner ($d_{imajiner}$)	= 26 mm
Jarak sisi profil ke sisi lubang baut a ($l_{c a}$)	= 27 mm
Jarak sisi lubang baut a ke sisi lubang baut b ($l_{c b}$)	= 54 mm
Jarak sisi lubang baut b ke sisi lubang baut c ($l_{c c}$)	= 54 mm



Gambar 4. 5 Sketsa sambungan baut, (Sumber: Dewobroto, 2016)

Kuat tumpu didasarkan pada kondisi deformasi kecil, maka tahanan slip (R_n):

$$R_n = 1,2l_c t F_u \leq 2,4d t F_u \dots\dots\dots(4.28)$$

$$\begin{aligned} \text{Baut a : } R_{na} &= 1,2 \times 27 \times 10 \times 370 \leq 2,4 \times 22 \times 10 \times 370 \\ &= 119,88 \text{ kN} \leq 195,36 \text{ Kn} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Baut b : } R_{nb} &= 1,2 \times 54 \times 10 \times 370 \leq 2,4 \times 22 \times 10 \times 370 \\ &= 239,76 \text{ kN} > 195,36 \text{ kN, maka } R_{nb} \text{ diambil} \\ &195,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Baut c : } R_{nc} &= 1,2 \times 54 \times 10 \times 370 \leq 2,4 \times 22 \times 10 \times 370 \\ &= 239,76 \text{ kN} > 195,36 \text{ kN, maka } R_{nc} \text{ diambil} \\ &195,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka } R_n &= R_{na} + R_{nb} + R_{nc} \\ &= 119,88 + 195,36 + 195,36 \\ &= 510,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Tinjau kuat geser baut (satu bidang geser)

Tabel 4. 5 Kekuatan geser nominal (F_{nv})

Deskripsi pengencang	Kekuatan tarik nominal (F_{nt}) ksi (mpa) ^[a]	Kekuatan geser nominal dalam sambungan tipe-tumpu (F_{nv}) ksi (mpa) ^[b]
Baut A307	45 (310)	27 (186) ^{[c][d]}
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	90 (620)	54 (372)
Baut group A (misal, A325), bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	90 (620)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	113 (780)	68 (457)
Baut A490 atau A490M, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	113 (780)	84 (579)
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak dikecualikan dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,450 F_u$
Bagian berulir yang memenuhi persyaratan Pasal A3.4, bila ulir tidak termasuk dari bidang geser	$0,75 F_u$	$0,563 F_u$

^[a]Untuk baut kekuatan tinggi yang menahan beban fatik tarik, lihat lampiran 3

^[b]Untuk ujung sambungan yang dibebani dengan panjang pola pengencang lebih besar dari 38 in. (965 mm), F_{nv} harus direduksi sampai 83,3% dari nilai tabulasi. Panjang pola pengencang merupakan jarak maksimum sejajar dengan garis gaya antara sumbu baut - baut yang menyambungkan dua bagian dengan satu permukaan lekatan.

^[c]Untuk baut A307 nilai yang ditabulasikan harus direduksi sebesar 1% untuk setiap 1/16 in. (2 mm) diatas diameter 5 dari panjang pada pegangan/grip tersebut.

^[d]Ulir diizinkan pada bidang geser.

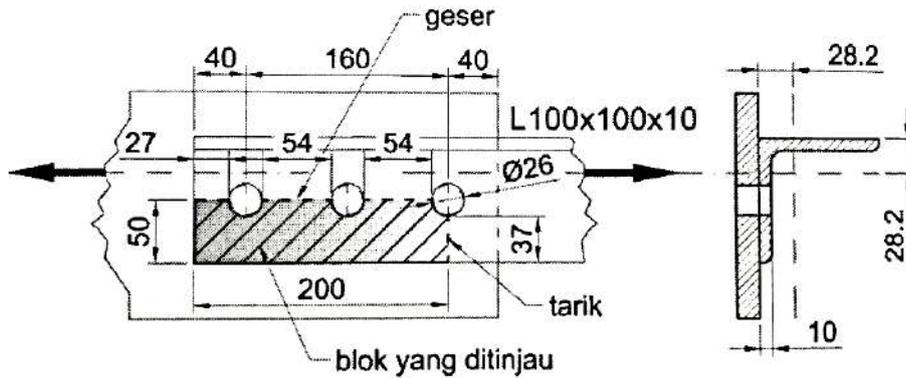
Sumber: SNI 1729:2020 Tabel J3.2

$$\begin{aligned} \text{Luas baut yang digunakan } (A_b) &= \pi r^2 \dots\dots\dots(4.29) \\ &= \pi (11)^2 \\ &= 380,13 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat nominal terhadap geser baut } (R_n) &= F_{nv} \times A_b \dots\dots\dots(4.30) \\ &= 372 \times 380,13 \\ &= 141.409 \text{ N} \\ &= 141,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

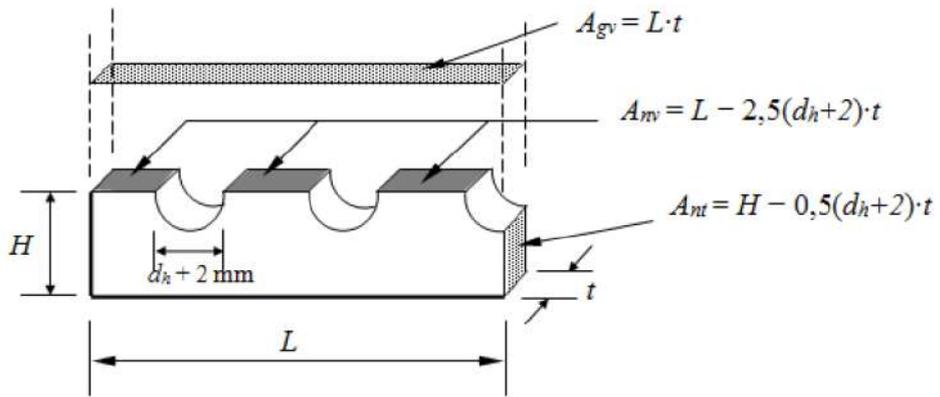
Karena kuat nominal terhadap geser baut pada setiap titik adalah sama atau $R_{na} = R_{nb} = R_{nc}$, maka kuat nominal terhadap geser baut total adalah sebesar $n R_n = 3 \times 141,41 = 424,23 \text{ kN}$

c) Tinjau kuat geser blok



Gambar 4.6 Sketsa geser blok

Sumber: Dewobroto, 2016



Gambar 4. 7 Sketsa keruntuhan geser blok

Sumber: Dewobroto, 2016

Kuat nominal sambungan terhadap keruntuhan geser blok (R_n) adalah :

$$R_n = \underbrace{0,6F_u A_{nv}}_{\text{fraktur}} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq \underbrace{0,6F_y A_{gv}}_{\text{leleh}} + U_{bs} F_u A_{nt} \dots\dots\dots(4.31)$$

Sehingga,

$$A_{nv} = L - (2,5 (d_{imajiner})) \dots\dots\dots(4.32)$$

$$= (200 - (2,5 \times 26)) \times 10$$

$$= 1.350 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = H - 0,5(d_{imajiner}) t \dots\dots\dots(4.33)$$

$$= (50 - (0,5 \times 26)) \times 10$$

$$= 370 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 U_{bs} &= 1,0 \text{ (untuk tegangan tarik merata/uniform)} \\
 A_{gv} &= Lt \dots\dots\dots(4.34) \\
 &= 200 \times 10 \\
 &= 2.000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{fraktur} &= 0,6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \dots\dots\dots(4.35) \\
 &= (0,6 \times 370 \times 1.350) + (1 \times 370 \times 370) \\
 &= 436.600 \text{ N} \\
 &= 436,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Leleh} &= 0,6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \dots\dots\dots(4.36) \\
 &= (0,6 \times 240 \times 2.000) + (1 \times 370 \times 370) \\
 &= 424.900 \text{ N} \\
 &= 424,9 \text{ kN} \rightarrow \text{Menentukan}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga kondisi batas sebelumnya untuk menghitung kuat sambungan tumpu, didapatkan nilai sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Kuat tumpu profil} &= 510,6 \text{ kN} \\
 \text{Kuat geser baut} &= 424,1 \text{ kN} \rightarrow \text{diambil terkecil} \\
 \text{Kuat geser blok} &= 424,9 \text{ kN} \\
 \text{Jadi, } \phi R_n &= 0,75 \times 424,1 \text{ (4.37)} \\
 &= 318,08 \text{ kN} < P_u = 400 \text{ kN} \rightarrow \text{Tidak aman} \\
 &\text{(rancang ulang)}
 \end{aligned}$$

2) Sambungan Tumpu (rancang ulang)

Agar optimal, sambungannya harus lebih kuat dari batang yang disambung. Jadi $\phi R_n \geq P_u$ yaitu 400 kN. Hasil desain sambungan sebelumnya diketahui kekuatannya ditentukan melalui nilai kuat geser baut dan kuat geser blok (nilai yang mendekati). Dicoba terlebih dahulu dengan jumlah baut yang diasumsikan sebanyak 4 baut dengan jarak sama seperti contoh sebelumnya.

a) Tinjau kuat geser baut

$$\begin{aligned}
 R_n &= F_{nv} A_b \\
 R_{na} = R_{nb} = R_{nc} &= 372 \times 380 = 141.409 \text{ N} = 141,41 \text{ kN} \\
 n = 4 \rightarrow R_n &= 141,41 \times 4 = 565,64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Tinjau kuat geser blok

Kuat nominal sambungan terhadap keruntuhan geser blok (R_n) adalah:

$$R_n = \underbrace{0,6F_u A_{nv}}_{\text{fraktur}} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq \underbrace{0,6F_y A_{gv}}_{\text{leleh}} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

Sehingga,

$$\begin{aligned} A_{nv} &= L - (2,5 (d_{\text{imajiner}})) t \\ &= (280 - (2,5 \times 26)) \times 10 \\ &= 2150 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{nt} &= H - 0,5(d_{\text{imajiner}})t \\ &= (50 - (0,5 \times 26)) \times 10 \\ &= 370 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$U_{bs} = 1,0 \text{ (untuk tegangan tarik merata / uniform)}$$

$$\begin{aligned} A_{gv} &= Lt \\ &= 280 \times 10 \\ &= 2.800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{fraktur} &= 0,6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \\ &= (0,6 \times 370 \times 2.150) + (1 \times 370 \times 370) \\ &= 614.200 \text{ N} \\ &= 614,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{leleh} &= 0,6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \\ &= (0,6 \times 240 \times 2800) + (1 \times 370 \times 370) \\ &= 540100 \text{ N} \\ &= 540,1 \text{ kN} \rightarrow \text{Menentukan} \end{aligned}$$

Didapatkan hasil dari kedua kondisi batas untuk menghitung kuat sambungan :

$$\text{Kuat geser baut} : 565,44 \text{ kN}$$

$$\text{Kuat geser blok} : 540,1 \text{ kN} \rightarrow \text{terkecil}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi, } \phi R_n &= 0,75 \times 540,1 \\ &= 405,08 \text{ kN} > P_u = 400 \text{ kN} \rightarrow \text{Aman} \end{aligned}$$

3) Sambungan Slip – Kritis

Agar sambungan lebih kuat dari batang yang disambung maka $\phi R_n \geq P_u$ maksimumnya, yaitu 411 kN (kriteria leleh). Jika pakai baut M22, maka tahanan friski perbaut adalah:

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \dots\dots\dots(4. 38)$$

Dimana :

μ = Koefisien slip rata-rata, tergantung kondisi permukaan. Pekerjaan persiapan mutu kelas-A adalah $\mu=0,3$ dan untuk mutu kelas-B (lebih ketat) adalah $\mu=0,5$. Untuk perencanaan diatas diasumsikan mutu kelas-A sehingga $\mu= 0,3$;

D_u = Adalah faktor pengali yang merepresentasikan gaya prategang baut rata-rata terpasang dengan gaya tarik baut prategang min. sebesar 1,13;

h_f = Faktor terkait adanya pelat pengisi (filler), jika tidak ada filler atau hanya 1 filler maka $h_f = 1,0$ dan jika ada 2 filler diantara pelat sambung maka $h_f = 0,85$. Pada contoh soal tanpa filler, maka $h_f = 1$;

t_b = Gaya tarik baut prategang minimum yang sesuai dengan Tabel J3.1;

Tabel 4. 6 Gaya tarik baut prategang minimum (kN)

Ukuran baut (mm)	Baut A325M	Baut A490M
M16	91	114
M20	142	179
M22	176	221
M24	205	257
M27	267	334
M30	326	408
M36	475	595

*Sama dengan 0,70 dikalikan kekuatan tarik minimum baut, dibulatkan mendekati kN, seperti disyaratkan dalam spesifikasi untuk baut ASTM A325M dan A490M dengan ulir UNC

Sumber: SNI 1729:2020 Tabel J3.1M

n_s = Jumlah permukaan yang menimbulkan bidang kontak. Untuk konfigurasi sambungan. Pada perencanaan diatas ada dua sisi, maka didapatkan nilai $n_s = 2$;

ϕ = Tergantung bentuk dan ukuran lubang baut. Untuk lubang standar atau lubang slot pendek yang dipasang tegak lurus dengan arah beban, $\phi = 1.0$. Untuk lubang oversize dan slot pendek tetapi dipasang sejajar arah beban maka $\phi = 0,85$. Jika lubangnya slot panjang maka $\phi = 0,70$. Pada perencanaan sambungan diatas menggunakan $\phi = 1$ karena lubangnya standar yang dipasang tegak lurus dengan arah beban. (SNI 1729:2015, pada Tabel J3).

Sehingga :

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \mu D_u h_f T_b n_s \dots \dots \dots (4. 39) \\ &= 0,3 \times 1,13 \times 1 \times 176 \times 2 \\ &= 119,33 \text{ kN (per baut)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah baut perlu} &= \frac{P_u}{\phi R_n} \dots \dots \dots (4. 40) \\ &= \frac{400}{119,33} = 3,35 \rightarrow 4 \text{ baut} \end{aligned}$$

c. Perencanaan Batang tarik

1) Kapasitas tarik dari kriteria leleh (*yield*) penampang utuh.

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,9 F_y A \dots \dots \dots (4. 41) \\ &= 0,9 \times 240 \times 1900 \\ &= 410.400 \text{ N} = 410,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

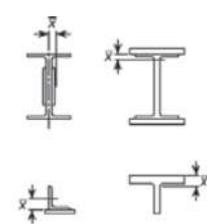
2) Kapasitas tarik dari kriteria fraktus penampang berlubang

a) Luas penampang bersih (*netto*) dikurangi lubang (A_n)

$$\begin{aligned} \text{b) } A_n &= A - d_{imajiner} t \dots \dots \dots (4. 42) \\ &= 1900 - 26 \times 10 \\ &= 1640 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

c) Faktor *Shear Lag* (U)

Tabel 4. 7 Faktor *Shear-lag* untuk sambungan

Kasus	Deskripsi Elemen	Faktor <i>Shear lag</i> (U)	Contoh
1	Semua komponen struktur tarik dimana beban tarik disalurkan secara langsung ke setiap dari elemen profil melintang melalui sarana penyambung atau las-las (kecuali seperti dalam kasus 4, 5 dan 6)	$U = 1,0$	
2	Semua komponen struktur tarik, kecuali PSR, dengan beban tarik disalurkan ke beberapa tetapi tidak semua elemen profil melintang melalui pengencang atau las longitudinal dalam kombinasi dengan las transversal. Secara alternatif, kasus 7 dapat diizinkan untuk profil W, M, S dan HP. (Untuk baja siku, Kasus 8 diizinkan untuk dipergunakan)	$U = 1 - \bar{x} / l$	

Sumber: SNI 1729:2020 D3.1

$$\begin{aligned}
 U &= 1 - \frac{x}{l} \dots\dots\dots(4. 43) \\
 &= 1 - \frac{28,2}{240} \\
 &= 0,883
 \end{aligned}$$

d) Luas Penampang Efektif (A_e)

$$\begin{aligned}
 A_e &= U A_n \dots\dots\dots(4. 44) \\
 &= 0,883 \times 1640 \\
 &= 1447,3 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

e) Kapasitas tarik dari kriteria fraktur (Penampang berlubang)

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= \phi F_u A_e \dots\dots\dots(4. 45) \\
 &= 0,75 \times 370 \times 1447,3 &= 401.625,75 \text{ N} \\
 &= 401,626 \text{ kN} < \phi R_n &= 410,4 \text{ kN} \rightarrow \text{Aman}
 \end{aligned}$$

Nilai kuat sambungan $\phi R_n = 410,4 \text{ kN} >$ kuat batang tarik $\phi P_n = 401,626 \text{ kN}$. Hal ini berarti, detail sambungan SUDAH MENCUKUPI untuk mendukung kinerja batang tarik.

4.1.3 Sambungan Las Struktur Kuda-kuda Truss

Dengan mutu dan profil yang sama dengan pada perencanaan batang tekan serta gaya tarik yang terjadi (P_u) sebesar 400 kN, maka sambungan las dihitung sebagai berikut :

a. Spesifikasi kawat las

1) Mutu kawat las

Tabel 4. 8 Kuat Tarik Kawat Las

Mutu Kawat Las	F_{EXX} (MPa)
E60xx	430
E70xx	490
E80xx	550

Sumber : SNI 1729:215, Tabel D1.1

Untuk mutu kawat las diasumsikan menggunakan E60xx, dengan F_{EXX} sebesar 430 MPa.

2) Tinggi las minimum (h_e)

Tabel 4. 9 Ukuran minimum las sudut

Tebal Material Bagian yang Lebih Tipis yang Disambung, in (mm)	Ukuran minimum las sudut, ^[a] in, (mm)
Sampai dengan ¼ (6)	1/8 (3)
Lebih besar dari ¼ (6) sampai dengan ½ (13)	3/16 (5)
Lebih besar dari ½ (13) sampai dengan ¾ (19)	¼ (6)
Lebih besar dari ¾ (19)	5/16 (8)

^[a]Dimensi kaki las sudut. Las pas tunggal harus digunakan
 Catatan : Lihat Pasal J2.2b untuk ukuran maksimum las sudut

Sumber: SNI 1729:2020 Tabel J2.4

Menurut Blodgett 1976, untuk sambungan sekuat profil, maka cukup disediakan las sudut minimal 75% tebal pelat yang disambung.

$$\begin{aligned}
 h_e &= 75\% \times t \dots\dots\dots (4. 46) \\
 &= 75\% \times 10 \\
 &= 7,5 \text{ mm} \rightarrow 8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas tarik kriteria leleh (ϕP_n)

$$\begin{aligned}
 \phi P_n &= 0,9 F_y A \\
 &= 0,9 \times 240 \times 1900 \\
 &= 411000 \text{ N} \\
 &= 411 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Menentukan Panjang Las (L)

1) Tegangan nominal (F_{nw})

$$\begin{aligned} F_{nw} &= 0,6 F_{EXX} \dots\dots\dots(4. 47) \\ &= 0,6 (430) \\ &= 258 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2) Luas efektif las (A_{we})

$$\begin{aligned} A_{we} &= t_e L \rightarrow \text{panjang las sudut } (L) \text{ belum didapatkan, dan } t_e = 0,707 h_e \\ \text{Maka, } A_{we} &= t_e = 0,707 h_e \dots\dots\dots(4. 48) \\ &= 0,707 (8) \\ &= 5,656 \text{ mm} \rightarrow 5,7 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Kuat las per-mm Panjang

$$\begin{aligned} 4) \phi R_n &= 0,75 F_{nw} A_{we} \dots\dots\dots(4. 49) \\ &= 0,75 \times 258 \times 5,7 \\ &= 1102,95 \text{ N/mm} \rightarrow 1,1 \text{ kN/mm} \end{aligned}$$

5) Panjang perlu las sudut (L)

$$\begin{aligned} L &= \frac{P_u \text{ maks}}{\phi R_n} \dots\dots\dots (4. 50) \\ &= \frac{411}{1,1} \\ &= 374 \text{ mm} \end{aligned}$$

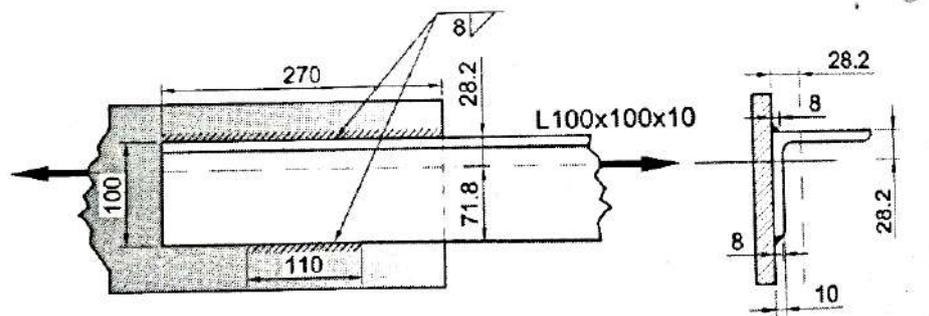
6) Jarak titik berat ke sisi lain profil (b)

$$\begin{aligned} b &= B - x \dots\dots\dots(4. 51) \\ &= 100 - 28,2 \\ &= 71,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

7) Tinjauan keseimbangan terhadap garis berat

$$\begin{aligned} L_1 &= \frac{Lb}{(a+b)} \dots\dots\dots(4. 52) \\ &= \frac{374 (71,8)}{(28,2 + 71,8)} \\ &= 269 \text{ mm} \rightarrow 270 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_2 &= L - L_1 \dots\dots\dots(4. 53) \\ &= 374 - 270 \\ &= 105 \text{ mm} \rightarrow 110 \text{ mm} \end{aligned}$$

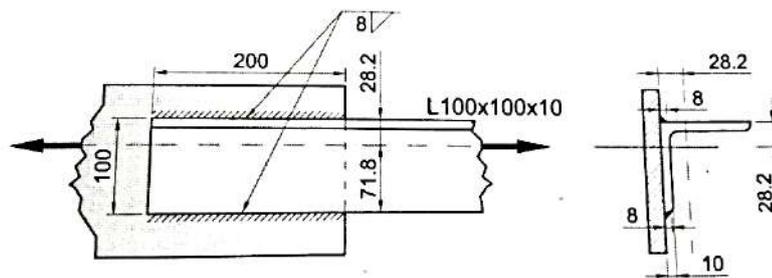


Gambar 4. 8 Sketsa sambungan las

(Sumber: Dewobroto, 2016)

- 8) Agar Seimbang pada kedua sisi (mencegah bahaya fatig)

$$\begin{aligned}
 L_1 &= L_2 = \frac{L}{2} \dots\dots\dots (4. 54) \\
 &= \frac{374}{2} \\
 &= 187 \text{ mm} \rightarrow \text{digunakan } 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 9 Sketsa sambungan las ditinjau terhadap bahaya fatig

Sumber: Dewobroto, 2016

- d. Kapasitas tarik dari kriteria fraktur (penampang dilas)

- 1) Luas penampang bersih (netto) dikurangi lubang (A_n)

$$\begin{aligned}
 A_n &= A \\
 &= 1900 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- 2) Faktor *Shear Lag* (U)

$$\begin{aligned}
 U &= 1 - \frac{x}{L} \rightarrow \text{(cek tabel 4.7)} \\
 &= 1 - \frac{28,2}{200} \\
 &= 0,859
 \end{aligned}$$

- 3) Luas Penampang Efektif (A_e)

$$A_e = UA_n$$

$$\begin{aligned}
&= 0,859 \times 1900 \\
&= 1632,1 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

4) Kapasitas tarik dari kriteria fraktur penampang berlubang

$$\begin{aligned}
\phi P_n &= 0,75 F_u A_e \\
&= 0,75 \times 370 \times 1632,1 \\
&= 452907,75 \text{ N} \rightarrow 452,908 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Nilai kuat batang tarik rencana diambil nilai TERBESAR dari nilai kapasitas tarik dari kriteria *leleh* dan kriteria *fraktur*. Pada perhitungan sebelumnya, didapatkan nilai terkecil yaitu pada

e. Cek kapasitas kuat batang tarik

$$\begin{aligned}
\phi P_n &\geq P_u \\
452,908 &\geq 400 \rightarrow \text{Profil Aman}
\end{aligned}$$

4.1.4 Gording

Perencanaan Gording

Pada contoh perencanaan gording menggunakan profil *UNP.300.90.12.16* dengan panjang gording 2 meter menerima momen dan gaya geser terhadap sumbu *x* dan *y* sebagai berikut:

a. Data gaya dalam dari hasil output *ETABS*

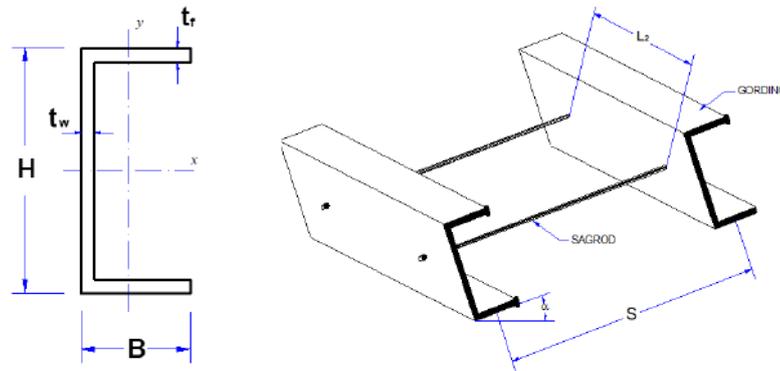
- 1) Momen terhadap sumbu *x* (M_{ux}) yaitu nilai momen terbesar terhadap sumbu *x* sebesar 6,65 kN.m (diambil dari M3 terbesar *ETABS*);
- 2) Momen terhadap sumbu *y* (M_{uy}) yaitu nilai momen terbesar terhadap sumbu *y* sebesar 0,94 kN.m (diambil dari M2 terbesar *ETABS*);
- 3) Gaya geser terhadap sumbu *x* (V_{ux}) yaitu nilai gaya geser terbesar terhadap sumbu *x* sebesar 5,94 kN (diambil dari V3 terbesar *ETABS*);
- 4) Gaya geser terhadap sumbu *y* (V_{uy}) yaitu nilai gaya geser terbesar terhadap sumbu *y* sebesar 1,55 kN (diambil dari V2 terbesar *ETABS*);
- 5) Gaya tarik yang terjadi pada gording (T_u) sebesar 3,10 kN.

b. Data spesifikasi bahan

- 1) Mutu baja = BJ-37
- 2) Tegangan leleh (F_y) = 240 MPa

- 3) Tegangan ultimit (F_u) = 370 MPa
- 4) Modulus elastisitas (E) = 200.000 MPa
- 5) Modulus geser (G) = 77.200 MPa

c. Data profil *UNP.300.90.12.16*



Gambar 4. 10 Sketsa profil baja untuk gording

- 1) Tinggi profil (H) = 300 mm
- 2) Lebar profil (B) = 90 mm
- 3) Tebal badan profil (t_w) = 12 mm
- 4) Tebal sayap profil (t_f) = 16 mm
- 5) Luas profil (A) = 6.190 mm²
- 6) Momen Inersia sumbu x (I_x) = 78.700.000 mm⁴
- 7) Momen Inersia sumbu y (I_y) = 3.910.000 mm⁴
- 8) Jari – jari girasi sumbu x (r_x) = 112,76 mm
- 9) Jari – jari girasi sumbu y (r_y) = 25,13 mm
- 10) Modulus tampang sumbu x (S_x) = 525.000 mm³
- 11) Modulus tampang sumbu y (S_y) = 57.900 mm³
- 12) Modulus plastis sumbu x (Z_x) = 189.700 mm³
- 13) Modulus plastis sumbu y (Z_y) = 44.565,5 mm³
- 14) Jarak titik pusat berat (e) = 22,5 mm
- 15) Panjang lips (a) = 0 mm
- 16) Berat profil (W) = 55 kg/m
- 17) Panjang gording (L_b) = 4 m → sebesar jarak antar kuda²
- 18) Diameter sagrod (d) = 10 mm
- 19) Jarak antar sagrod (L_s) = 2 m

d. Data Section Property profil C. 150.75.6,5.10

1) Jarak antar titik pusat elemen sayap profil

$$\begin{aligned} h_o &= H - t_f \dots\dots\dots(4. 55) \\ &= 300 - 16 \\ &= 284 \text{ mm} \end{aligned}$$

2) Tinggi bersih badan profil

$$\begin{aligned} h &= H - 2t_f \dots\dots\dots(4. 56) \\ &= 300 - 2 (16) \\ &= 268 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Panjang bersih pelat sayap profil

$$\begin{aligned} b &= B - (t_w/2) \dots\dots\dots(4. 57) \\ &= 90 - (12/2) \\ &= 84 \text{ mm} \end{aligned}$$

4) Konstanta punter torsi (J)

$$\begin{aligned} J &= \frac{1}{3} [(2bt_f^3) + (h_o t_w^3)] \dots\dots\dots (4. 58) \\ &= \frac{1}{3} (2 \times 90 \times 16^3) + (284 \times 12^3) \\ &= 392.960 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

5) Parameter α

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{1}{\left(2 + \frac{(h_o t_w)}{(3b t_f)}\right)} \dots\dots\dots(4. 59) \\ &= \frac{1}{\left(2 + \frac{(284 \times 12)}{(3 \times 90 \times 16)}\right)} \\ &= 0,35 \end{aligned}$$

6) Konstanta puntir lengkung (C_w)

$$\begin{aligned} C_w &= \frac{1}{4} h_o^2 I_y \dots\dots\dots(4. 60) \\ &= \frac{1}{4} \times 284^2 \times 3.910.000 \\ &= 7,884 \times 10^{10} \text{ mm}^6 \end{aligned}$$

e. Check klasifikasi penampang profil

1) Terhadap sayap profil

Tabel 4. 10 Cek kelangsingan sayap/flens

No.	Elemen	Rasio lebar tebal	Batasan rasio tebal-lebar		Deskripsi penampang
			λ_p (kompak)	λ_r (non kompak)	
10	Sayap profil I gilap panas, kanal dan T.	$\frac{b}{t}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Sumber: SNI 1729:2020 Tabel B4.1b

$$\frac{b}{t_f} < 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < 1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots (4. 61)$$

$$\frac{90}{16} < 0,38 \sqrt{\frac{200.000}{240}} < 1,0 \sqrt{\frac{200.000}{240}}$$

5,63 < 10,97 < 28,87 → Penampang sayap kompak

2) Cek kelangsingan badan/web

Tabel 4. 11 Cek kelangsingan badan/web

No.	Elemen	Rasio lebar tebal	Batasan rasio tebal-lebar		Deskripsi penampang
			λ_p (kompak)	λ_r (non kompak)	
15	Badan profil I simetris ganda dan kanal	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Sumber: SNI 1729:2020 Tabel B4.1b

$$\frac{h}{t_w} < 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < 5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots (4. 62)$$

$$\frac{268}{12} < 3,76 \sqrt{\frac{200.000}{240}} < 5,70 \sqrt{\frac{200.000}{240}}$$

22,33 < 108,54 < 164,54 → Penampang badan kompak

f. Kuat lentur penampang pada kondisi plastis terhadap sumbu kuat

1) Material leleh (momen plastis)

$$M_p = F_y Z_x \dots\dots\dots (4. 63)$$

$$= 240 \times 189.700$$

$$= 45.528.000 \text{ N.mm} \rightarrow 45.528 \text{ kN.m}$$

2) Tekuk torsi lateral (*Lateral Torsional Buckling*)

a) Jarak penambatan lateral pada kondisi batas leleh (L_p)

$$\begin{aligned}
L_p &= 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \dots\dots\dots(4. 64) \\
&= 1,76 \times 25,13 \times \sqrt{\frac{200000}{240}} \\
&= 1.276,775 \text{ mm} \rightarrow 1,277 \text{ m}
\end{aligned}$$

b) Nilai parameter r_{ts}

$$\begin{aligned}
r_{ts} &= \frac{b}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{ht_w}{bt_f} \right)}} \dots\dots\dots(4. 65) \\
&= \frac{90}{\sqrt{12 \left(1 + \left(\frac{1}{6} \times \frac{268 \times 12}{90 \times 16} \right) \right)}} \\
&= 22,179 \text{ mm}
\end{aligned}$$

c) Nilai parameter c

$$\begin{aligned}
c &= \frac{1}{2} h_o \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \dots\dots\dots (4. 66) \\
&= \frac{1}{2} \times 284 \times \sqrt{\frac{3.910.000}{7,884 \times 10^{10}}} \\
&= 1
\end{aligned}$$

d) Jarak penambatan lateral pada kondisi batas elastis (L_r)

$$\begin{aligned}
L_r &= 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 f_y}{E} \right)^2}} \dots\dots\dots(4.67) \\
&= 1,95 \times 22,179 \times \frac{200.000}{0,7(240)} \sqrt{\frac{392.960 \times 1}{525.000 \times 284} + \sqrt{\left(\frac{392.960 \times 1}{525.000 \times 284} \right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7(240)}{200.000} \right)^2}} \\
&= 4.007,527 \text{ mm} \rightarrow 4,01 \text{ m}
\end{aligned}$$

e) Besar momen yang terjadi pada penampang (dari ETABS)

- Momen pada $1/4$ panjang penampang (M_A) = 3,32 kN.m
- Momen pada $1/2$ panjang penampang (M_B) = 6,65 kN.m
- Momen pada $3/4$ panjang penampang (M_C) = 3,32 kN.m

f) Nilai parameter C_b

$$\begin{aligned}
C_b &= \frac{12,5 M_u}{2,5 M_u + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \dots\dots\dots(4. 68) \\
&= \frac{12,5 (6,65)}{2,5 (6,65) + 3(3,32) + 4(6,65) + 3(3,32)} \\
&= 1,316
\end{aligned}$$

g) Check kondisi tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*)

Bila $L_b \leq L_p \rightarrow$ Tidak ada tekuk torsi lateral.

Bila $L_p < L_b \leq L_r \rightarrow M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \dots (4. 69)$

Bila $L_b > L_r \rightarrow M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \dots (4. 70)$

dengan, $F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J_c}{S_x e} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \dots (4. 71)$

Check : $L_p < L_b \leq L_r$

1,277 m < 4 m \leq 4,01 m \rightarrow kondisi ke 2

h) Momen nominal kondisi tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*)

$$\begin{aligned} M_n &= C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \\ &= 1,316 \left[45,528 - (45,528 - (0,7 \times 240 \times 525.000) \left(\frac{4 - 1,277}{4,01 - 1,277} \right) \right] \\ &= 115.646.497,5 \text{ N.mm} \\ &= 115,646 \text{ kN.m} > 45,528 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Karena nilai $M_n > M_p$, maka nilai momen nominal kondisi tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*) (M_n) diambil sebesar $M_p = 45,528 \text{ kN.m}$.

i) Kontrol kuat lentur penampang

$$\begin{aligned} \phi M_n &> M_u \dots (4. 72) \\ 0,9 (45,528) &> 6,65 \\ 40,975 &> 6,65 \rightarrow \text{Profil Aman} \end{aligned}$$

g. Kuat lentur penampang pada kondisi plastis terhadap sumbu lemah

1) Material leleh (momen plastis)

$$\begin{aligned} M_p &= F_y Z_y \dots (4. 73) \\ &= 240 \times 44.565,5 \\ &= 10.695.720 \text{ N.mm} \rightarrow 10.696 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

2) Tekuk torsi lateral (*Lateral Torsional Buckling*)

a) Check kondisi tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*)

Bila $\lambda \leq \lambda_{pf} \rightarrow$ Tidak ada tekuk torsi lateral.

Bila $\lambda_{pf} < \lambda \leq \lambda_{rf} \rightarrow M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \dots (4. 74)$

Bila $\lambda_{rf} > \lambda \rightarrow M_n = F_{cr} S_y \dots (4. 75)$

$$\text{dengan, } F_{cr} = \frac{0,69E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2} \dots\dots\dots(4. 76)$$

$$\text{Check : } \lambda = \frac{b}{t_f}, \lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \lambda_{rf} = 1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\text{didapatkan : } \lambda \leq \lambda_{pf}$$

$$5,63 < 10,97 \rightarrow \text{kondisi ke 1}$$

b) Momen nominal kondisi tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*)

Karena kondisi yang dicek sebelumnya berada pada kondisi ke 1, maka untuk kondisi plastis terhadap sumbu lemah tidak terjadi tekuk torsi lateral (*lateral torsional buckling*).

h. Kuat geser gording

1) Check koefisien tekuk pelat

Untuk kondisi penampang tanpa pelat pengaku tegak dan kelangsingan pada pelat badan, dimana melalui perencanaan gording ini tidak diberikan pelat pengaku tegak atau $h/t_w < 260$, maka nilai parameter k_v ditentukan sebesar 5.

2) Check koefisien geser pelat badan

$$\text{Jika } h/t_w < 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1 \dots\dots\dots(4. 77)$$

$$\text{Jika } 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < h/t_w < 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \rightarrow C_v = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \div h/t_w \dots\dots(4. 78)$$

$$\text{Jika } h/t_w > 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \rightarrow C_v = \frac{1,51 k_v E}{(h/t_w)^2 F_y} \dots\dots\dots(4. 79)$$

$$\text{Check : } h/t_w < 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \dots\dots\dots(4. 80)$$

$$268/12 < 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 200.000}{240}}$$

$$22,33 < 71 \rightarrow \text{maka } C_v = 1,0$$

3) Luas elemen badan (A_w)

$$A_w = H t_w \dots\dots\dots(4. 81)$$

$$= 300 \times 12$$

$$= 3.600 \text{ mm}^2$$

4) Kuat geser nominal pelat badan (V_{nb})

$$\begin{aligned} V_{nb} &= \phi 0,6 F_y A_w C_v \dots\dots\dots (4. 82) \\ &= 1 \times 0,6 \times 240 \times 3.600 \times 1 \\ &= 518.400 \text{ N} \\ &= 518,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

5) Check kuat geser pelat badan (V_{nb})

$$\begin{aligned} V_{ux} &< V_{nb} \dots\dots\dots (4. 83) \\ 5,94 &< 518,4 \rightarrow \text{Profil aman terhadap pelat badan} \end{aligned}$$

6) Luas elemen sayap (A_f)

$$\begin{aligned} A_f &= 2Bt_f \dots\dots\dots (4. 84) \\ &= 2 \times 90 \times 16 \\ &= 2.880 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

7) Kuat geser nominal pelat sayap (V_{ns})

$$\begin{aligned} V_{ns} &= \phi 0,6 F_y A_w C_v \dots\dots\dots (4. 85) \\ &= 1 \times 0,6 \times 240 \times 2.880 \times 1 \\ &= 414.720 \text{ N} \\ &= 414,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

8) Check kuat geser pelat sayap (V_{ns})

$$\begin{aligned} V_{uy} &< V_{ns} \dots\dots\dots (4. 86) \\ 1,55 &< 414,72 \rightarrow \text{Profil aman terhadap pelat sayap} \end{aligned}$$

i. Tahanan tarik sagrod

1) Luasan penampang bruto sagrod (A_g)

$$\begin{aligned} A_g &= \frac{\pi}{4} d^2 \dots\dots\dots (4. 87) \\ &= \frac{\pi}{4} \times 10^2 \\ &= 78,54 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Luasan penampang efektif sagrod (A_e)

$$\begin{aligned}
A_e &= 0,9A_g \dots\dots\dots(4. 88) \\
&= 0,9 \times 78,54 \\
&= 70,686 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

3) Tahanan tarik sagrod

Berdasarkan luas penampang bruto

$$\begin{aligned}
\phi T_n &= 0,9A_g F_y \dots\dots\dots(4. 89) \\
&= 0,9 \times 78,54 \times 240 \\
&= 16.964,6 \text{ N}
\end{aligned}$$

Berdasarkan luas penampang efektif

$$\begin{aligned}
\phi T_n &= 0,9A_e F_u \dots\dots\dots(4. 90) \\
&= 0,9 \times 70,686 \times 370 \\
&= 19.615,32 \text{ N}
\end{aligned}$$

Tahanan tarik sagrod diambil nilai terkecil dari nilai luas penampang bruto dan luas penampang efektif diatas. Dari perhitungan sebelumnya didapatkan nilai terkecil yaitu pada luas penampang bruto, maka tahanan tarik sagrod (ϕT_n) adalah sebesar 16.964,6 N atau sebesar 16,965 kN.

4) Kontrol tahanan tarik sagrod

$$\begin{aligned}
T_u &< \phi T_n \dots\dots\dots(4. 91) \\
3,10 &< 16,965 \rightarrow \text{Sagrod aman}
\end{aligned}$$

4.1.5 Base Plate

Base Plate berfungsi sebagai penyalur gaya yang berasal dari struktur atap ke struktur penopang dibawahnya, yang dalam contoh ini berupa portal beton bertulang. Berikut akan direncanakan ketebalan pelat landasan dengan material baja $f_y = 250$ Mpa, beton kolom $f'_c = 25$ Mpa dan beban tekanan konsentris $P_u = 36,77$ kN yang didapatkan dari hasil analisis melalui program *Etabs* yang terjadi pada titik tumpu dengan eksentrisitas sebesar 0. Nilai lebar tumpuan *base plate* merupakan dimensi lebar balok ring atap sebesar $(b \times h) = 200 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$.

a. Data penampang yang digunakan

1) Data *base plate*

- a) Panjang (N) = 200 mm
- b) Lebar (B) = 300 mm
- c) Luas (A_l) = $200 \times 300 = 60.000 \text{ mm}^2$

2) Data tumpuan beton

- a) Tinggi (h) = 300 mm
- b) Lebar (b) = 200 mm
- c) Luas (A_2) = $200 \times 300 = 60.000 \text{ mm}^2$

b. Check daya dukung beton

Kekuatan tumpuan nominal (P_p) ditentukan sebagai berikut (Pasal J8 SNI 1729 : 2015).

$$\phi_c P_p = \phi_c 0,85 f'_c A_1 \sqrt{A_2/A_1} \leq \phi_c 1,7 f'_c A_1 I \dots \dots \dots (4. 92)$$

$$\phi_c P_p = 0,85 \times 0,85 \times 25 \times 60.000 \sqrt{60.000/60.000} \leq 0,85 \times 1,7 \times 25 \times 60.000$$

$$\phi_c P_p = 828.750 \text{ N} \leq 1.657.500 \text{ N}$$

$$\phi_c P_p = 828,75 \text{ kN} \leq 1.657,5 \text{ Kn}$$

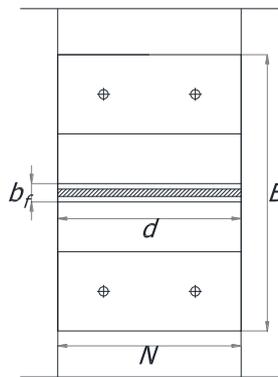
$\phi_c P_p = 828,75 \text{ kN} > P_u$, maka tumpuan mampu menahan beban tekan P_u .

c. Ketebalan plat

Dimensi d dan b_f mengikuti notasi pada Gambar 4.11 berdasarkan gambar tersebut, maka :

$$b_f = 6 + 8 + 6 = 20 \text{ mm}$$

$$d = b = 200 \text{ mm}$$



Gambar 4. 11 Dimensi untuk Perhitungan Tebal Base Plate

Perhitungan nilai b_f didasarkan atas profil 2L 60.60.6 dan tebal pelat buhul 8 mm.

1) Tekanan konsentris (f_{pu})

$$f_{pu} = \frac{P_u}{NB} \dots \dots \dots (4. 93)$$

$$= \frac{36770}{200 \times 300}$$

$$= 0,61 \text{ MPa}$$

2) Kuat perlu plat landasan

Dimana l adalah nilai terbesar dari m , n , dan $\lambda n'$

a) Mencari nilai m

$$\begin{aligned} m &= \frac{N - 0,95 d}{2} \dots\dots\dots (4. 94) \\ &= \frac{200 - 0,95 (200)}{2} \\ &= 5 \text{ mm} \end{aligned}$$

b) Mencari nilai n

$$\begin{aligned} n &= \frac{B - 0,8 b_f}{2} \dots\dots\dots (4. 95) \\ &= \frac{300 - 0,8 (20)}{2} \\ &= 142 \text{ mm} \end{aligned}$$

c) Mencari nilai $\lambda n'$

$$\begin{aligned} n' &= \frac{\sqrt{db_f}}{4} \dots\dots\dots (4. 96) \\ &= \frac{\sqrt{200 \times 20}}{4} \\ &= 15,81 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X &= \left[\frac{4db_f}{(d+b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c P_p} \dots\dots\dots (4. 97) \\ &= \left[\frac{4 \times 200 \times 20}{(200+20)^2} \right] \frac{36,77}{828,75} \\ &= 0,01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{2\sqrt{X}}{1+\sqrt{1-X}} \dots\dots\dots (4. 98) \\ &= \frac{2\sqrt{0,01}}{1+\sqrt{1-0,01}} \\ &= 0,12 < 1 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

$$\lambda_n' = 0,12 \times 15,81 = 1,92 \text{ mm}$$

Diantara ketiga nilai data diatas, didapatkan nilai yang menentukan/terbesar yaitu ada nilai n sebesar 142 mm.

3) Tebal plat landasan minimum

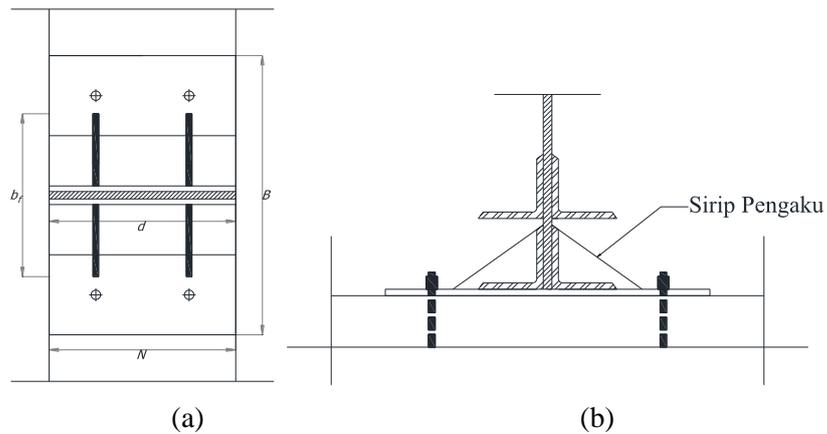
$$\begin{aligned} t_{min} &= l \sqrt{\frac{2f_u}{0,9f_y}} \dots\dots\dots (4. 99) \\ &= 142 \sqrt{\frac{2 (0,61)}{0,9 (250)}} \end{aligned}$$

$$= 10,48 \text{ mm}$$

Tebal pelat di atas 8 mm kemungkinan akan menjadi terlalu tebal (juga berat/mahal), oleh karena itu pada bagian siku penopang diberikan sirip pengaku untuk memperbesar nilai b_f (lihat Gambar 6.7) sebagai berikut.

$$b_f = 175 \text{ mm}$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan ulang untuk nilai ketebalan sebagai berikut (nilai-nilai lainnya tetap).



Gambar 4. 12 Penambahan sirip pengaku (a) Tampak atas dan (b) Tampak samping

a) Mencari nilai n

$$n = \frac{B - 0,8 b_f}{2} \dots\dots\dots(4. 100)$$

$$= \frac{300 - 0,8 (175)}{2}$$

$$= 80 \text{ mm}$$

b) Mencari nilai $\lambda n'$

$$n' = \frac{\sqrt{db_f}}{4} \dots\dots\dots(4. 101)$$

$$= \frac{\sqrt{200 \times 175}}{4}$$

$$= 46,77 \text{ mm}$$

$$X = \left[\frac{4db_f}{(d+b_f)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c P_p} \dots\dots\dots(4. 102)$$

$$= \left[\frac{4 \times 200 \times 175}{(200+175)^2} \right] \frac{36,77}{828,75}$$

$$= 0,04$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1+\sqrt{1-X}} \dots\dots\dots(4. 103)$$

$$= \frac{2\sqrt{0,04}}{1+\sqrt{1-0,04}}$$

$$= 0,21 < 1 \text{ (OK)}$$

$$\lambda_n' = 0,21 \times 46,77 \dots\dots\dots(4. 104)$$

$$= 9,94 \text{ mm}$$

Diantara ketiga nilai data diatas, didapatkan nilai yang menentukan/terbesar yaitu ada nilai n sebesar 80 mm.

4) Tebal plat landasan minimum

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2f_u}{0,9f_y}} \dots\dots\dots(4. 105)$$

$$= 80 \sqrt{\frac{2 (0,61)}{0,9 (250)}}$$

$$= 5,9 \text{ mm} \rightarrow 6 \text{ mm}$$

Jadi tebal *base plate* yang di ambil adalah $(t) = 6 \text{ mm} > t_{min}$

4.2 Desain Pelat

4.2.1 Pelat Satu Arah

a. Pendahuluan

Pelat satu arah biasanya digunakan pada Gedung dengan spasi antar tumpuan vertikal (kolom dan dinding) yang tidak sama. Pelat satu-arah biasanya membentang dijarak pendeknya dan ditumpu oleh balok pada jarak panjangnya.

Apabila sebuah pelat memiliki perbandingan antara bentang panjang terhadap bentang pendek lebih besar atau sama dengan 2, maka sebagian besar beban akan didistribusikan oleh pelat dalam satu arah yaitu kearah tumpuan dan disebut sebagai sistem pelat satu arah.

b. Persyaratan dimensi

Sesuai dengan SNI 2847:2019 bahwa untuk pelat solid nonprategang yang tidak bertumpu atau melekat pada partisi atau konstruksi lain yang mungkin rusak akibat lendutan yang besar, ketebalan keseluruhan pelat h tidak boleh kurang dari batas minimum pada Tabel dibawah, kecuali jika hasil hitungan pada batas lendutan terpenuhi.

Tabel 4. 12 Ketebalan minimum pelat nonprategang satu arah

Kondisi tumpuan	$h^{(1)}$ Minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

Tabel diatas berlaku untuk beton berat normal dan $f_y = 420 \text{ MPa}$, untuk f_y yang lebih dari 420 MPa, persamaan pada Tabel diatas harus dikalikan dengan $(0,4 + f_y / 700)$.

c. Persyaratan tebal selimut

Sesuai dengan SNI 2837:2019 “Persyaratan beton bertulang” pada pasal 20.6.1.3.1 yaitu persyaratan-persyaratan selimut beton yang mensyaratkan bahwa komponen struktur beton nonprategang yang dicor di tempat harus memiliki selimut beton sekurang-kurangnya seperti yang diperlihatkan pada tabel dibawah ini.

Tabel 4. 13 Ketebalan selimut beton untuk komponen struktur beton nonprategang yang dicor di tempat

Paparan	Komponen struktur	Tulangan	Ketebalan Selimut, mm
Dicor dan secara permanen kontak dengan tanah	Semua	Semua	75
Terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Semua	Batang D19 hingga D57	50
		Batang D16, Kawat $\varnothing 13$ atau D13 dan yang lebih kecil	40
Tidak terpapar cuaca atau kontak dengan tanah	Pelat, pelat berusuk dan dinding	Batang D43 dan D57	40
		Batang D36 dan yang lebih kecil	20
	Balok, kolom, pedestal dan batang tarik	Tulangan utama, sengkang, sengkang ikat, spiral dan sengkang pengekang	40

d. Analisis hitungan pelat 1 arah

Pada analisis perhitungan pelat satu arah ini di ambil pelat dengan luasan terbesar dan gaya dalam terbesar yang nantinya mewakili analisis perhitungan pelat satu arah lainnya.

1) Spesifikasi Pelat

Panjang (l) = 3 Meter

Lebar (b) = 1 meter

Jenis tumpuan = Satu ujung simetris

Mutu tulangan (f_y) = 420 MPa

Mutu beton (f_c) = 25 MPa

Syarat tebal pelat minimum untuk jenis tumpuan satu ujung menerus.

$$h > l / 24$$

$$h > 3000 / 24$$

$h > 125$ mm, sehingga dipilih :

Tebal minimum (h) = 150 mm

2) Parameter β_1

Jika $f_c' \leq 28$ MPa. maka $\beta_1 = 0,85$

Jika $28 \text{ MPa} < f_c' < 56 \text{ MPa}$ maka $\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f_c' - 28}{7} \right)$(4. 106)

Jika $f_c' > 56$ MPa, maka $\beta_1 = 0,65$

Didapatkan : $f_c' = 25 \rightarrow \beta_1 = 0,85$

3) Perhitungan Momen Ultimit

a) Beban ultimit

Berat pelat = $h \times \text{beton}$(4.107)

$$= 0,15 \times 24$$

$$= 3,6 \text{ kN/m}^2 + 1,02 \text{ kN/m}^2 \text{ (beban pasir pelat keramik)}$$

Berat total (qu) = $1,2 q_D + 1,6 q_L$(4. 108)

$$= 1,2 (4,79) + 1,6 (4,8)$$

$$= 13,428 \text{ kN/m}^2$$

Untuk 1 meter lebar pelat, maka $M_u = quL^2/8$, sehingga

$$M_u = \frac{13,428 \times 3^2}{8}$$

$$= 15.1065 \text{ kNm}$$

4) Menghitung luas tulangan yang dibutuhkan (A_s)

Tulangan yang digunakan = 13D

Tebal selimut beton (t) = 20 mm

Jarak efektif tulangan (d) = $h - t - (0,5D_{\text{tulangan}})$(4. 109)

$$= 150 - 20 - (0,5 \times 13)$$

$$= 123,5 \text{ mm}$$

Koefisien Ru $= Mu/bd^2$ (4. 110)

$$= (4 (1,9625 \times 10^6) / (1000 \times 123,5^2))$$

$$= 2,751 \text{ MPa}$$

Syarat rasio tulangan ρ

Jika $\rho < \rho \text{ min}$, maka $\rho = \rho \text{ min}$

Jika $\rho \text{ min} < \rho < \rho \text{ max}$, $= \rho$

Jika $\rho > \rho \text{ max}$, maka $\rho = \rho \text{ max}$

$$\rho = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Ru}{0,85 \times f_c'}} \right] \dots\dots\dots(4. 111)$$

$$= \frac{0,85 \times 25}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,751}{0,85 \times 25}} \right]$$

$$= 0,007$$

$$\rho \text{ min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(4. 112)$$

$$= \frac{1,4}{420}$$

$$= 0,0033$$

$$\rho \text{ max} = 0,75 \times \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \times \left[\frac{600}{600+f} \right] \dots\dots\dots(4. 113)$$

$$= 0,75 \times \frac{0,85 \times 25 \times 0,85}{420} \times \left[\frac{600}{600+420} \right]$$

$$= 0,019$$

Sehingga digunakan rasio tulangan ρ sebesar 0,0033

$$A_s = \rho b d \dots\dots\dots(4. 114)$$

$$= 0,0033 \times 1000 \times 123,5$$

$$= 407,55 \text{ mm}^2$$

5) Tulangan rencana

Asumsi tulangan $= 13D$

Luas tulangan 13D (Ast) $= 132,732 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{A_s}{A_{st}} \dots\dots\dots(4. 115)$$

$$= \frac{407,55}{132,732}$$

$$= 3,070 \rightarrow 4 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar tulangan (s)} &= \frac{1000A_{st}}{A_s} \dots\dots\dots(4. 116) \\ &= \frac{1000 \times 132,732}{407,55} \\ &= 325,683 \rightarrow 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan **D13 – 400**

6) Periksa kuat momen rencana sesuai tulangan terpasang

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan (n)} &= b/s \dots\dots\dots(0) \\ &= 1000/400 \\ &= 2,5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_s f_y}{0,85 \times f_c' \times b} \dots\dots\dots(4. 117) \\ &= \frac{407,55 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1000} \\ &= 8.1365 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \dots\dots\dots(4. 118) \\ &= 0,9 \times 407,55 \times 420 \times \left(123,5 - \frac{8.1365}{2}\right) \\ &= 18.595 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M < M_u \quad = 18,595 > 15.1065 \rightarrow \text{Aman}$$

7) Menghitung tulangan susut dan suhu

Asumsi tulangan yang dipakai dengan tulangan Ulir D10 dengan mutu tulangan f_y 420 MPa.

Syarat Rasio tulangan ρ

$$\text{Jika } f_y = 280 \text{ sampai } 350 \text{ MPa, maka } \rho = 0,0020$$

$$\text{Jika } f_y = 420 \text{ MPa, maka } \rho = 0,0018$$

$$\text{Jika } f_y = > 420 \text{ MPa, maka } \rho = 0,0018 \times \frac{420}{f_y}$$

$$\text{Jika } \rho < \rho_{min}, \text{ maka } \rho = \rho_{min}$$

$$\text{Jika } \rho_{min} < \rho < \rho_{max}, \text{ maka } = \rho$$

$$\text{Jika } \rho > \rho_{max}, \text{ maka } \rho = \rho_{max}$$

Maka digunakan rasio tulangan ρ :

$$\begin{aligned} \rho &= 0,0018 \frac{420}{420} \\ &= 0,0018 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{sh} &= \rho b h \\
 &= 0,0018 \times 1000 \times 150 \\
 &= 270 \text{ mm}^2 \\
 A_{st} &= 1/4 \pi D^2 \\
 &= 1/4 \pi 10^2 \\
 &= 78.54 \text{ mm}^2 \\
 \text{Jarak antar tulangan} &= \frac{A_{st} \times b}{A_{sh}} \\
 &= \frac{78.54 \times 1000}{270} \\
 &= 290.89 \rightarrow 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

8) Periksa terhadap persyaratan geser

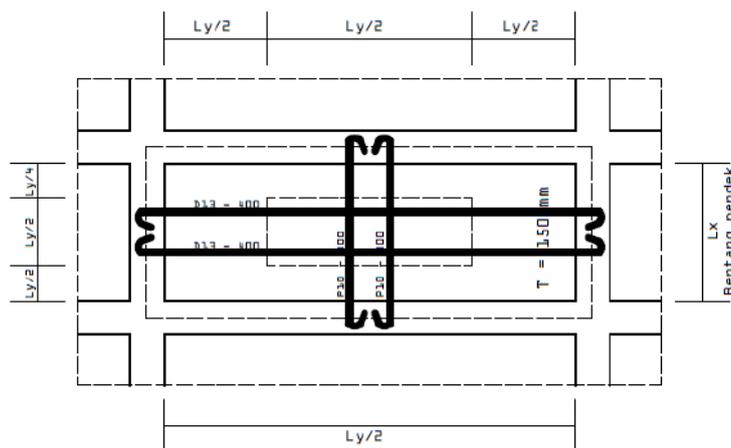
$$\begin{aligned}
 V_u &= 20,4 \left(\frac{l}{2} - \frac{d}{b} \right) \dots\dots\dots(4. 119) \\
 &= 20,4 \left(\frac{3000}{2} - \frac{123,5}{1000} \right) \\
 &= 28,081 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= \phi (0,17 \lambda \sqrt{f_c'} b d) \dots\dots\dots(4. 120) \\
 &= 0,75 \times (0,17 \times 1 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 123,5) \\
 &= 78.731 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$1/2 \phi V_c = 39,366 \text{ kN}$$

$$1/2 \phi V_c > V_u = 39,366 > 28,081 \rightarrow \text{Aman}$$

Maka digunakan tulangan **D10-300** pada tulangan susut dan suhu



Gambar 4. 13 Detail Penulangan Pelat Satu Arah

4.2.2 Analisis Pelat Dua Arah

Pada analisis perhitungan pelat dua arah ini di ambil pelat dengan luasan terbesar dan gaya dalam terbesar yang nantinya mewakili analisis perhitungan pelat satu arah lainnya.

- a. Spesifikasi Pelat/Data material penampang pelat

Material beton

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Berat volume beton } (\lambda_c) = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton } (E_c) &= 4.700 \sqrt{f'_c} \\ &= 4.700 \sqrt{25} \\ &= 23.500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Mutu tulangan } (f_{yD}) = 380 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastisitas } (E_s) = 200.000 \text{ MPa}$$

Data penampang pelat

$$\text{Panjang pelat sumbu kuat } (L_x) = 4 \text{ m}$$

$$\text{Panjang pelat sumbu lemah } (L_y) = 4 \text{ m}$$

$$\text{Tebal peat } (H) = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Kontrol pelat} = 5 / 5$$

$$= 1 < 2 \rightarrow \text{Pelat 2 arah}$$

- b. Koefisien momen pelat dilihat dalam tabel PBI 1971 sesuai dengan nilai kontrol pelat sebesar 1 . Didapat nilai koefisien sebagai berikut :

$$C_{1x} = 21 \text{ (Koefisien Tul.Lapangan arah x)}$$

$$C_{1y} = 21 \text{ (Koefisien Tul.Lapangan arah y)}$$

$$C_{2x} = 52 \text{ (Koefisien Tul.tumpuan arah x)}$$

$$C_{2y} = 52 \text{ (Koefisien Tul.tumpuan arah y)}$$

Digunakan asumsi penulangan menggunakan diameter tul.13 mm dengan jarak antar tulangan (St) 100 mm **D13 – 100** dengan tebal minimum pelat (h) 150 mm.

- c. Menghitung momen pada pelat dan penulangan

- 1) Beban ultimit

$$\text{Berat pelat} = h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$= 0,15 \times 24$$

$$= 3,6 \text{ kN/m}^2$$

Beban mati $= 1,02 \text{ kN/m}^2$ (SNI 1727:2018 Desain Beban)

Beban mati total (qD) $= 3,6 + 1,02$
 $= 4,62 \text{ kN/m}^2$

Beban hidup (qL) $= 4,79 \text{ kN/m}^2$ (SNI 1727:2018 Desain Beban)

Beban ultimit (qu) $= 1,2 \text{ qD} + 1,6 \text{ qL}$
 $= 1,2 (4,62) + 1,6 (4,79)$
 $= 13.208 \text{ kN/m}^2$

2) Parameter β_1

Jika $f'_c \leq 28 \text{ Mpa}$ $\rightarrow \beta_1 = 0,85$

Jika $28 < f'_c < 56 \text{ MPa}$ $\rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right)$

Jika $f'_c > 56 \text{ MPa}$ $\rightarrow \beta_1 = 0,65$

Didapatkan : $f'_c = 25$ $\rightarrow \beta_1 = 0,85$

3) Momen perlu pada pelat

Momen arah x pada lapangan

$$M_{1x} = 0,001 C_{1x} q_u l_x^2 \dots\dots\dots(4. 121)$$

$$= 0,001 \times 21 \times 13.208 \times 5^2$$

$$= 4,4379 \text{ kNm}$$

Momen arah x pada tumpuan

$$M_{tx} = 0,001 C_{tx} q_u l_x^2 \dots\dots\dots(4. 122)$$

$$= 0,001 \times 52 \times 13.208 \times 5^2$$

$$= 10,989 \text{ kNm}$$

Momen arah y pada lapangan

$$M_{1y} = 0,001 C_{1y} q_u l_x^2 \dots\dots\dots(4. 123)$$

$$= 0,001 \times 21 \times 13.208 \times 5^2$$

$$= 4,4379 \text{ kNm}$$

Momen arah y pada tumpuan

$$M_{ty} = 0,001 C_{ty} q_u l_x^2 \dots\dots\dots(4. 124)$$

$$= 0,001 \times 52 \times 13.208 \times 5^2$$

$$= 10,989 \text{ kNm}$$

4) Kontrol tulangan yang digunakan

a) Penulangan arah y daerah tumpuan

Luas tulangan yang digunakan (A_s)

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{1}{4} \pi D^2 \times \frac{b}{st} \dots\dots\dots(4. 125) \\
 &= \frac{1}{4} \pi 13^2 \times \frac{1000}{100} \\
 &= 1327,323 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang dibutuhkan (A_{su})

$$\begin{aligned}
 d_{\text{aktual}} &= H - 20 - \frac{3}{2} D \dots\dots\dots(4. 126) \\
 &= 150 - 20 - \frac{13 \times 3}{2} \\
 &= 110,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{\text{maks}} &= \frac{382,5\beta_1 f'c(600+fy-225\beta_1)}{(600+fy)^2} \dots\dots\dots(4. 127) \\
 &= \frac{382,5 \times 0,85 \times 25 (600+420-225(0,85))}{(600+420)^2} \\
 &= 6,475 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{Mty}{\phi b d^2} \dots\dots\dots(4. 128) \\
 &= \frac{10,989 \times 10^6}{0,8 \times 1000 \times 110,5^2} \\
 &= 1,125 \text{ MPa} < K_{\text{maks}} \rightarrow \mathbf{Aman}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 \times f'c}} \right) d_{\text{aktual}} \\
 &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,454}{0,85 \times 25}} \right) \times 110,5 \\
 &= 6,014 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{su} &= \frac{0,85 f'c a b}{fy} \dots\dots\dots(4. 129) \\
 &= \frac{0,85 \times 25 \times 6,014 \times 1000}{420} \\
 &= 304,257 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{su} &= \frac{1,4 b d}{fy} \dots\dots\dots(4. 130) \\
 &= \frac{1,4 \times 1000 \times 110,5}{420} \\
 &= 368,33 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang dibutuhkan ($A_{s,u}$) diambil nilai terbesar, sehingga dari perhitungan diatas didapatkan nilai terbesar yaitu sebesar 368,333 mm²,

Kontrol : $A_s > A_{su}$

1327,323 > 368,333 → **Aman**

Jarak tulangan yang diperlukan

$$S \leq \frac{\pi}{4} D^2 \frac{b}{A_s} \dots\dots\dots(4. 131)$$

$$\leq \frac{\pi}{4} 13^2 \frac{1.000}{1327,323}$$

$$\leq 360,36 \text{ mm} \rightarrow 360 \text{ mm}$$

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

$$S \leq 2H$$

$$\leq 2 (150)$$

$$\leq 300 \text{ mm}$$

Jarak tulangan yang digunakan (S) diambil nilai terkecil, sehingga dari perhitungan diatas didapatkan nilai terkecil yaitu sebesar 300 mm,

Kontrol : $S_t < S$

100 < 300 → **Aman**

Didapat penulangan arah y daerah tumpuan yaitu **D13-100**

b) Penulangan arah y daerah lapangan

Luas tulangan yang digunakan (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{b}{S_t} \\ &= \frac{13^2 \pi}{4} \times \frac{1.000}{100} \\ &= 1327,323 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang dibutuhkan ($A_{s,u}$)

$$\begin{aligned} d_{\text{aktual}} &= H - 20 - \frac{3}{2} D \\ &= 150 - 20 - \frac{13 \times 3}{2} \\ &= 110,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{\text{maks}} &= \frac{382,5 \beta_1 f'c (600 + fy - 225 \beta_1)}{(600 + fy)^2} \\ &= \frac{382,5 \times 0,85 \times 25 (600 + 420 - 225(0,85))}{(600 + 420)^2} \\ &= 6.475 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{M_1 y}{\phi b d^2} \\ &= \frac{4,438 \times 10^6}{0,8 \times 1000 \times 110,5^2} \end{aligned}$$

$$= 0.454 \text{ MPa} < K_{\text{maks}} \rightarrow \text{Aman}$$

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 \times f'c}} \right) d_{\text{aktual}}$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,747}{0,85 \times 25}} \right) \times 85$$

$$= 2,3883 \text{ mm}$$

$$A_{s,u} = \frac{0,85 f'c a b}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 2,388 \times 1.000}{420}$$

$$= 120.835 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,u} = \frac{1,4 b d}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \times 1.000 \times 85}{420}$$

$$= 368,333 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan yang dibutuhkan ($A_{s,u}$) diambil nilai terbesar, sehingga dari perhitungan diatas didapatkan nilai terbesar yaitu sebesar $368,333 \text{ mm}^2$, Kontrol: $A_s > A_{s,u}$

$$1327,323 > 368,333 \rightarrow \text{OK}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$S \leq \frac{\pi}{4} D^2 \frac{b}{A_s}$$

$$\leq \frac{\pi}{4} 13^2 \frac{1.000}{368,333}$$

$$\leq 360.36 \text{ mm} \rightarrow 360 \text{ mm}$$

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

$$S \leq 2H$$

$$\leq 2 (150)$$

$$\leq 300 \text{ mm}$$

Jarak tulangan yang digunakan (S) diambil nilai terkecil, sehingga dari perhitungan diatas didapatkan nilai terkecil yaitu sebesar 300 mm,

Kontrol: $S_t \leq S$

$$100 < 300 \rightarrow \text{OK}$$

Didapat penulangan arah y daerah lapangan yaitu **D13-100**

c) Penulangan arah x daerah tumpuan

Luas tulangan yang digunakan (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{b}{S_t} \\ &= \frac{13^2 \pi}{4} \times \frac{1.000}{100} \\ &= 1327.323 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang dibutuhkan ($A_{s,u}$)

$$\begin{aligned} d_{\text{aktual}} &= H - 20 - \frac{1}{2} D \\ &= 150 - 20 - \frac{13 \times 1}{2} \\ &= 110,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{\text{maks}} &= \frac{382,5 \beta_1 f'c (600 + fy - 225 \beta_1)}{(600 + fy)^2} \\ &= \frac{382,5 \times 0,85 \times 25 (600 + 420 - 225(0,85))}{(600 + 420)^2} \\ &= 6,475 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{M_{tx}}{\phi b d^2} \\ &= \frac{10,989 \times 10^6}{0,8 \times 1000 \times 110,5^2} \\ &= 1.125 \text{ Mpa} < K_{\text{maks}} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 \times f'c}} \right) d_{\text{aktual}} \\ &= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,125}{0,85 \times 25}} \right) \times 110,5 \\ &= 6,014 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s,u} &= \frac{0,85 f'c a b}{fy} \\ &= \frac{0,85 \times 25 \times 6,014 \times 1000}{420} \\ &= 304.26 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s,u} &= \frac{1,4 b d}{fy} \\ &= \frac{1,4 \times 1.000 \times 110,5}{420} \\ &= 368,333 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang dibutuhkan ($A_{s,u}$) diambil nilai terbesar, sehingga dari perhitungan diatas didapatkan nilai terbesar yaitu sebesar $368,333 \text{ mm}^2$, Kontrol: $A_s > A_{s,u}$

$$1327.323 > 368,333 \rightarrow \text{Aman}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &\leq \frac{\pi}{4} D^2 \frac{b}{A_s} \\ &\leq \frac{\pi}{4} 13^2 \frac{1.000}{368,333} \\ &\leq 360.36 \text{ mm} \rightarrow 360 \text{ mm} \end{aligned}$$

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

$$S \leq 2H$$

$$\leq 2 (150)$$

$$\leq 300 \text{ mm}$$

Jarak tulangan yang digunakan (S) diambil nilai terkecil, sehingga dari perhitungan diatas didapatkan nilai terkecil yaitu sebesar 300 mm,

Kontrol: $S_t < S$

$$100 < 300 \rightarrow \text{OK}$$

Didapat penulangan arah x daerah tumpuan yaitu **D13-100**

d) Penulangan arah x daerah lapangan

Luas tulangan yang digunakan (A_s)

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi D^2}{4} \times \frac{b}{S_t} \\ &= \frac{13^2 \pi}{4} \times \frac{1.000}{100} \\ &= 1327,323 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang dibutuhkan ($A_{s,u}$)

$$\begin{aligned} d_{\text{aktual}} &= H - 20 - \frac{3}{2} D \\ &= 150 - 20 - \frac{13 \times 3}{2} \\ &= 110,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{\text{maks}} &= \frac{382,5 \beta_1 f'_c (600 + f_y - 225 \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \\ &= \frac{382,5 \times 0,85 \times 25 (600 + 420 - 225(0,85))}{(600 + 420)^2} \\ &= 6.475 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{M_1 y}{\phi b d^2} \\ &= \frac{4,438 \times 10^6}{0,8 \times 1000 \times 110,5^2} \end{aligned}$$

$$= 0.454 \text{ MPa} < K_{\text{maks}} \rightarrow \text{Aman}$$

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0,85 \times f'c}}\right) d_{\text{aktual}}$$

$$= \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,747}{0,85 \times 25}}\right) \times 85$$

$$= 2,3883 \text{ mm}$$

$$A_{s,u} = \frac{0,85 f'c a b}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 25 \times 2,388 \times 1.000}{420}$$

$$= 120.835 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,u} = \frac{1,4 b d}{f_y}$$

$$= \frac{1,4 \times 1.000 \times 85}{420}$$

$$= 368,333 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan yang dibutuhkan ($A_{s,u}$) diambil nilai terbesar, sehingga dari perhitungan diatas didapatkan nilai terbesar yaitu sebesar 368,333 mm^2 , Kontrol: $A_s > A_{s,u}$

$$1327,323 > 368,333 \rightarrow \text{OK}$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$S \leq \frac{\pi}{4} D^2 \frac{b}{A_s}$$

$$\leq \frac{\pi}{4} 13^2 \frac{1.000}{368,333}$$

$$\leq 360.36 \text{ mm} \rightarrow 360 \text{ mm}$$

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

$$S \leq 2H$$

$$\leq 2 (150)$$

$$\leq 300 \text{ mm}$$

Jarak tulangan yang digunakan (S) diambil nilai terkecil, sehingga dari perhitungan diatas didapatkan nilai terkecil yaitu sebesar 300 mm, Kontrol: $S_t \leq S$

$$100 < 300 \rightarrow \text{OK}$$

Didapat penulangan arah x daerah lapangan yaitu **D13-100**

- a. Kontrol lendutan pelat

Dalam SNI 2847:2019 pada pasal 24.2.3.3 Lendutan pada sistem pelat dua arah harus dihitung dengan memperhatikan bentuk dan ukuran panel pelat, kondisi perletakan dan sifat kekangan pada ujung pelat.

a.) Data penampang material :

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton (Ec)} &= 4700 \times \sqrt{f_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{25} \\ &= 23.500 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja tulangan (Es)} = 200.000 \text{ MPa}$$

$$\text{Panjang bentang pelat (Lx)} = 5000 \text{ mm}$$

b.) Lendutan elastis seketika akibat beban hidup

Beban merata (tak terfaktor) pada pelat (q)

$$\begin{aligned} q &= q_L + q_D \\ &= 3,9 + 4,79 \\ &= 8,69 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Batas lendutan maksimum yang diijinkan sesuai dengan SNI 2847:2019

Tabel 4. 14 Perhitungan batas lendutan maksimum

Jenis komponen struktur	Kondisi	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap datar	Tidak memikul atau tidak disatukan dengan elemen-elemen nonstruktural yang mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat <i>L</i> , dan <i>R</i> maksimum	$l/180^{[1]}$
Lantai		Lendutan seketika akibat <i>L</i>	$l/360$
Atap atau lantai	Memikul atau disatukan dengan elemen-elemen nonstruktural	Mungkin akan rusak akibat lendutan yang besar	$l/480^{[2]}$
		Tidak akan rusak akibat lendutan yang besar	$l/240^{[4]}$

$$\begin{aligned} &= L_x / 240 \\ &= 5000 / 240 \\ &= 20.833 \end{aligned}$$

Momen inersia bruto penampang pelat (I_g)

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ I_g &= \frac{1}{12} \times 1000 \times 150^3 \\ I_g &= 281250000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Modulus keruntuhan lentur beton (f_r)

$$\begin{aligned} f_r &= 0,7 \times \sqrt{f_c'} \\ f_r &= 0,7 \times \sqrt{25} \end{aligned}$$

$$f_r = 3,5 \text{ MPa}$$

Nilai perbandingan modulus elastisitas (n)

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{200.000}{23.500}$$

$$n = 8,94$$

Jarak garis netral terhadap sisi atas beton (c)

$$c = n \times \frac{A_s}{b}$$

$$c = 8,94 \times \frac{1327,323}{1000}$$

$$c = 11,29 \text{ mm}$$

Momen inersia penampang retak yang ditransformasikan ke atas beton (I_{cr})

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \times b \times c^3 + n \times A_s \times (d - c)^2$$

$$I_{cr} = \frac{1}{3} \times 1000 \times 11,29^3 + 8,94 \times 1327,323 \times (123,5 - 11,29)^2$$

$$I_{cr} = 142697848,5 \text{ mm}^4$$

$$y_t = \frac{h}{2}$$

$$y_t = \frac{150}{2}$$

$$y_t = 75 \text{ mm}$$

Momen retak (M_{cr})

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t}$$

$$M_{cr} = \frac{3,5 \times 281250000}{75}$$

$$M_{cr} = 13125000 \text{ Nmm}$$

Momen maksimum akibat beban (M_a) tanpa faktor beban

$$M_a = \frac{1}{8} \times q \times L_x^2$$

$$M_a = \frac{1}{8} \times 9,41 \times 4000^2$$

$$M_a = 18820000 \text{ Nmm}$$

Inersia efektif untuk perhitungan lendutan (I_e)

$$I_e = \frac{M_{cr}^3}{M_a} \times I_g + \left[1 - \frac{M_{cr}^3}{M_a} \times I_{cr} \right]$$

$$I_e = \frac{13125000^3}{18820000} \times 281250000 + \left[1 - \frac{13125000^3}{18820000} \times 142697848,5 \right]$$

$$I_e = 189692924.2 \text{ mm}^4$$

c.) Lendutan seketika (δ_e)

Sesuai dengan SNI 2847:2019 pasal 24.2.3.1. yang isinya adalah lendutan seketika harus dihitung dengan metode dan formula untuk lendutan elastis, dengan mempertimbangkan pengaruh retak dan tulangan pada kekakuan penampang.

$$\begin{aligned} \delta_e &= \frac{5}{384} \times Q \times \frac{L_x^4}{E_c \times I_e} \\ \delta_e &= \frac{5}{384} \times 9,41 \times \frac{4000^4}{23500 \times 189692924.2} \\ \delta_e &= 7,036 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rasio tulangan slab lantai (ρ)

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \times d} \\ \rho &= \frac{1327,323}{1000 \times 123,5} \\ \rho &= 0,010748 \end{aligned}$$

d.) Lendutan jangka panjang akibat rangkai dan susut

Sesuai dengan keterangan tabel 24.2.2. Perhitungan lendutan izin maksimum bahwa lendutan jangka panjang harus dihitung berdasarkan pasal 24.2.4, SNI 2847:2019 sebagai berikut :

Faktor ketergantunagn waktu untuk beban mati (jangka waktu > 5 tahun)

$$\lambda = \frac{3}{1+50 \times \rho}$$

Sesuai dengan tabel ... faktor pengaruh waktu untuk beban tetap (3) untuk jangka waktu lebih dari 5 tahun maka dipilih factor pengaruh waktu (3) sebesar 2.

Tabel 4. 15 pengaruh waktu untuk beban tetap

Durasi beban tetap, dalam bulan	Faktor pengaruh waktu ξ
3	1,0
6	1,2
12	1,4
60 atau lebih	2,0

$$\lambda = \frac{2}{1+50 \times 0,0108}$$

$$\lambda = 1.300916497$$

Lendutan jangka panjang (δ_g)

$$\begin{aligned}\delta_g &= \lambda \times \frac{5}{348} \times q \times \frac{L_x^4}{E_c \times I_e} \\ \delta_g &= 1,3 \times \frac{5}{348} \times 9,41 \times \frac{4000^4}{23500 \times 189692924,2} \\ \delta_g &= 9.154 \text{ mm}\end{aligned}$$

e.) Lendutan total (dengan syarat $\delta_{tot} < \delta_{max}$)

Lendutan total (δ_{tot})

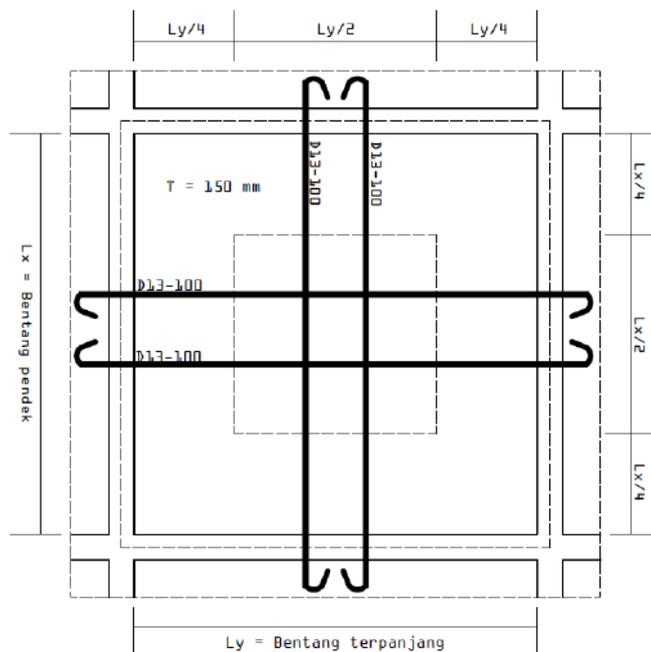
$$\begin{aligned}\delta_{tot} &= \delta_e + \delta_g \\ \delta_{tot} &= 7,036 + 9,154 \\ \delta_{tot} &= 16,19 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lendutan maksimal

$$\begin{aligned}\delta_{max} &= \frac{Lx}{250} \\ &= \frac{4000}{250} \\ \delta_{max} &= 16,667 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kontrol Lendutan (dengan syarat $\delta_{tot} < \delta_{max}$)

$$\begin{aligned}\delta_{tot} &< \delta_{max} \\ 16,19 &< 16,667 \rightarrow \text{Aman}\end{aligned}$$



Gambar 4. 14 Detail penulangan pelat dua arah

4.3 Desain Kolom

a. Pengertian

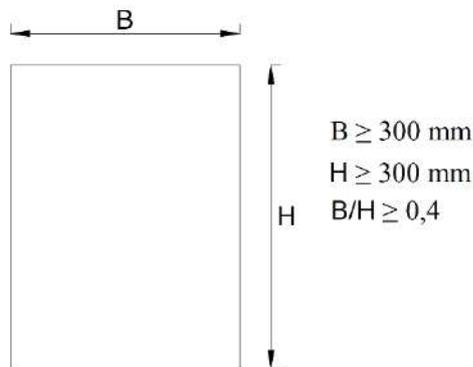
Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom merupakan suatu elemen struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan, sehingga keruntuhan pada suatu kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya (collapse) lantai yang bersangkutan dan juga runtuh total (total collapse) seluruh struktur (Sudarmoko, 1996).

SK SNI 2847:2019 mendefinisikan kolom adalah komponen struktur umumnya vertikal, digunakan untuk memikul beban tekan aksial, tapi dapat juga memikul momen, geser atau torsi. Kolom yang digunakan sebagai bagian sistem rangka pemikul gaya lateral menahan kombinasi beban aksial, momen dan geser.

b. Batasan Dimensi

Menurut SNI 2847:2019 kolom-kolom harus memenuhi persyaratan batasan dimensi sebagai berikut:

- 1) Dimensi penampang terkecil kolom tidak kurang dari 300 mm.
- 2) Rasio dimensi penampang terkecil terhadap dimensi tegak lurus nya tidak kurang dari 0,4.



Gambar 4. 15 Batasan dimensi kolom

c. Kekuatan lentur minimum kolom

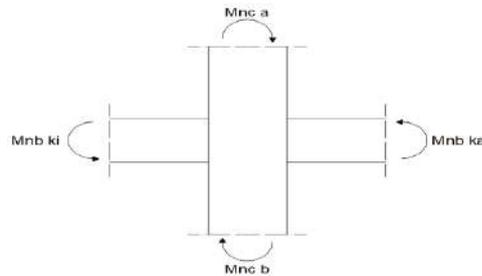
Kekuatan lentur kolom harus memenuhi

$$\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb} \dots\dots\dots (4. 132)$$

$\sum M_{nc}$ adalah jumlah kekuatan lentur nominal kolom-kolom yang merangka ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*.

$\sum M_{nb}$ adalah jumlah kekuatan lentur nominal balok yang merangka ke dalam *joint*, yang dievaluasi di muka-muka *joint*.

Kekuatan lentur harus dijumlahkan sedemikian hingga momen-momen kolom berlawanan dengan momen-momen balok. Pers. (1) harus dipenuhi untuk momen-momen balok yang bekerja pada kedua arah pada bidang vertikal rangka yang ditinjau.



$$(M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 1,2(M_{nb\ ki} + M_{nb\ ka})$$

Gambar 4. 16 Konsep kekuatan lentur minimum balok

d. Kombinasi beban aksial dan momen lentur

1) Asumsi desain dan faktor reduksi kekuatan

- a) Regangan pada beton dan baja dianggap proporsional terhadap jarak ke sumbu netral.
- b) Kesetimbangan gaya dan kompatibilitas regangan harus dipenuhi.
- c) Regangan tekan maksimum pada beton dibatasi sebesar 0,003.
- d) Kekuatan beton di daerah tarik dapat diabaikan.
- e) Tegangan pada tulangan baja adalah $f_s = \epsilon E_s < f_y$.
- f) Blok tegangan beton dianggap berbentuk persegi sebesar $0,85f'_c$ yang terdistribusi merata dari serat tekan terluar hingga setinggi $a = \beta_1 c$. Dengan c adalah jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral penampang. Nilai β_1 adalah 0,85, jika $f'_c < 30$ MPa. Nilai β_1 akan berkurang 0,05 setiap kenaikan 7 MPa, namun tidak boleh diambil kurang dari 0,65.

Faktor reduksi kekuatan, ϕ , dapat bervariasi tergantung beberapa kondisi

- a) Apabila $P_u = \phi P_n \geq 0,1f'_c A_g$, maka $\phi = 0,65$ untuk sengkang persegi dan 0.75 untuk sengkang spiral.
- b) Apabila regangan tarik tulangan baja terluar, ϵ_t , berada antara 0,002 dan 0,005 (daerah transisi), maka nilai ϕ sebagai berikut:

$$\phi = 0,75 + (\epsilon_t - 0,002)(50) \text{ (tulangan spiral) } \dots\dots\dots (4. 133)$$

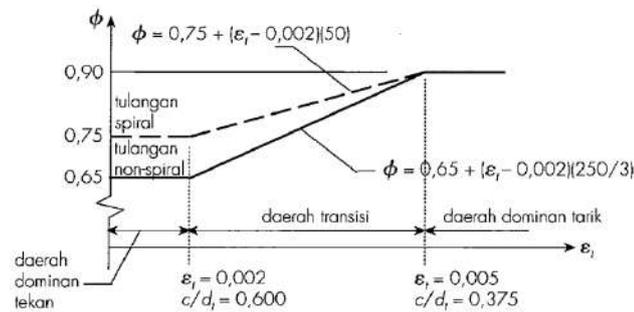
$$\phi = 0,65 + (\epsilon_t - 0,002) \left(\frac{250}{3} \right) \text{ (tulangan non-spiral) } \dots \dots \dots (4. 134)$$

Sebagai alternatif, nilai ϕ pada daerah transisi dapat ditentukan sebagai rasio c/d_t untuk $f_y = 400$ MPa sebagai berikut:

$$\phi = 0,75 + 0,15 \left[\frac{1}{c/d_t} - \frac{5}{3} \right] \text{ (tulangan spiral) } \dots \dots \dots (4. 135)$$

$$\phi = 0,65 + 0,25 \left[\frac{1}{c/d_t} - \frac{5}{3} \right] \text{ (tulangan non-spiral) } \dots \dots \dots (4. 136)$$

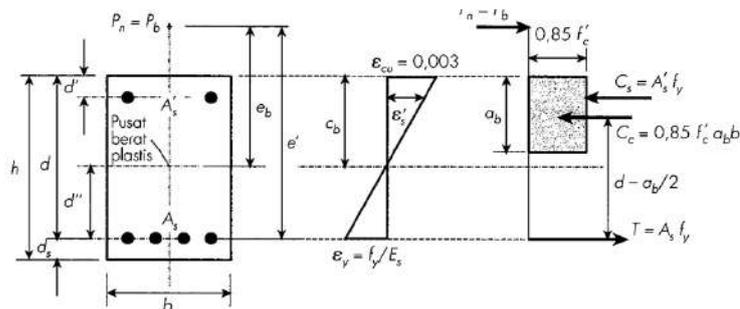
- c) Apabila $P_u = 0$ atau kasus lentur murni, maka $\phi = 0,9$ untuk penampang terkendali tarik dan bervariasi antara 0,9 dan 0,65 (atau 0,75) untuk penampang pada daerah transisi.



Gambar 4. 17 Variasi nilai ϕ terhadap nilai regangan tarik bajatulangan baja

2) Penampang kolom dengan keruntuhan seimbang

Kondisi seimbang terjadi pada penampang kolom ketika beban P_b bekerja pada penampang yang akan menghasilkan regangan sebesar 0,003 pada serat tekan beton dan pada saat yang sama tulangan baja mengalami luluh, atau regangannya mencapai $\epsilon_y = f_y/E_s$.



Gambar 4. 18 Kondisi keruntuhan seimbang penampang kolom

- a) Jarak serat tekan beton terluar ke sumbu netral

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d \dots \dots \dots (4. 137)$$

- b) Tinggi blok tegangan ekuivalen

$$a_b = \beta_1 c_b = \frac{600}{600 + f_y} \beta_1 d \dots \dots \dots (4. 138)$$

c) Dari kesetimbangan gaya dalam arah horizontal diperoleh:

$$\sum H = 0 \quad P_b - C_c - C_s + T = 0$$

dengan:

$$C_c = 0,85 f'_c a_b b \dots\dots\dots (4. 139)$$

$$T = A_s f_y \dots\dots\dots (4. 140)$$

$$C_s = A'_s (f'_s - 0,85 f'_c) \dots\dots\dots (4. 141)$$

Nilai f'_s diambil sama dengan f_y apabila tulangan tekan sudah luluh

$$f'_s = 600 \left(\frac{c_b - d}{c_b} \right) \leq f_y \dots\dots\dots (4. 142)$$

Sehingga persamaan kesetimbangan gaya dalam arah horizontal dapat ditulis kembali menjadi:

$$P_b = 0,85 f'_c a_b b + A'_s (f'_s - 0,85 f'_c) - A_s f_y \dots\dots\dots (4. 143)$$

Dengan mengambil jumlahan momen terhadap pusat berat plastis.

$$P_b \cdot e_b = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T d'' \dots\dots\dots (4. 144)$$

atau

$$P_b \cdot e_b = M_b = 0,85 f'_c a_b b \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + A'_s (f'_s - 0,85 f'_c) (d - d' - d'') + A_s f_y d'' \dots\dots\dots (4. 145)$$

d) Nilai eksentrisitas pada kondisi seimbang

$$e_b = \frac{M_b}{P_b} \dots\dots\dots (4. 146)$$

Nilai faktor reduksi ϕ , pada kondisi seimbang untuk $f_y = 400$ MPa, dapat diambil sebesar $\phi = 0,65$.

3) Penampang kolom dengan keruntuhan tarik

Jika terjadi keruntuhan tarik, maka tulangan luluh dan tegangan $f_s = f_y$. Asumsikan bahwa tegangan pada tulangan tekan adalah $f'_s = f_y$.

a) Evaluasi P_n dari kondisi kesetimbangan

$$P_n = C_c + C_s - T \dots\dots\dots (4. 147)$$

dengan

$$C_c = 0,85 f'_c a_b b, \quad C_s = A'_s (f_y - 0,85 f'_c) \quad \text{dan} \quad T = A_s f_y$$

b) Hitung P_n dengan mengambil jumlah momen terhadap A_s

$$P_n e' - C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) - C_s (d - d') = 0 \dots\dots\dots (4. 148)$$

$$P_n = \frac{1}{e'} \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \dots\dots\dots (4. 149)$$

dengan $e' = e + d''$ dan $e' = e + d - h/2$ serta $A_s = A'_s$.

- c) Buat persamaan antara pers. 4.148 dan pers. 4.149

$$C_c + C_s - T = \frac{1}{e'} \left[Cc \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right] \dots\dots\dots (4. 150)$$

Subtitusikan nilai C_c , C_s dan T untuk mendapatkan nilai a .

- d) Persamaan 4.150 dapat disederhanakan menjadi:

$$Aa^2 + Ba + C = 0 \dots\dots\dots (4. 151)$$

dengan

$$A = 0,425f'_c b$$

$$B = 0,85f'_c b(e' - d) = 2A(e' - d)$$

$$C = A'_s(f_y - 0,85f'_c)(e' - d + d') - A_s f_y e'$$

Nilai a dapat diselesaikan dengan persamaan:

$$a = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \dots\dots\dots (4. 152)$$

- e) Subtitusikan nilai a ke dalam persamaan 4.153 untuk mendapatkan P_n dan momen M_n dapat dihitung dengan persamaan:

$$M_n = P_n \cdot e$$

- f) Periksa apakah tulangan tekan sudah luluh. Jika $\epsilon'_s \geq \epsilon_y$, maka tulangan tekan sudah luluh.

$$\epsilon'_s = \frac{c - d'}{c} (0,003) \dots\dots\dots (4. 154)$$

dengan

$$c = a/\beta_1$$

Jika tulangan tekan belum luluh, maka f'_s dihitung dari persamaan

$$f'_s = \epsilon'_s E_s \dots\dots\dots (4. 155)$$

dan ulangi kembali perhitungan.

- g) Periksa apakah tulangan tarik sudah luluh untuk menentukan nilai ϕ .

$$\epsilon_s = \frac{d - c}{c} (0,003) \dots\dots\dots (4. 156)$$

- 4) Penampang kolom keruntuhan tekan

Apabila gaya tekan, P_n , melebihi gaya tekan dalam kondisi seimbang atau apabila eksentrisitas, $e = M_n/P_n$, lebih kecil daripada eksentrisitas pada kondisi seimbang, maka penampang kolom mengalami keruntuhan tekan.

- a) Jarak serat tekan beton terluar ke sumbu netral menggunakan pers. 4.137

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d$$

- b) Evaluasi P_n dari kondisi kesetimbangan menggunakan persamaan 4.157

$$P_{n1} = C_c + C_s - T$$

dengan

$$C_c = 0,85f'_c ab, C_c = A'_s(f_y - 0,85f'_c) \text{ dan } T = A_s f_y$$

- c) Hitung P_{n2} dengan mengambil jumlah momen terhadap A_s menggunakan pers. 4.138 dan pers. 4.139.

$$P_{n2} e' - C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) - C_s (d - d') = 0$$

$$P_{n2} = \frac{1}{e'} \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

dengan $e' = e + d''$ dan $e' = e + d - h/2$ jika $A_s = A'_s$.

- d) Asumsikan nilai c sehingga $c > c_b$. Hitung $a = \beta_1 c$. Asumsikan $f'_s = f_y$.

- e) Hitung nilai f_s berdasarkan asumsi nilai c

$$f_s = \varepsilon_s E_s = 600 \left(\frac{d-c}{c} \right) \leq f_y \dots\dots\dots (4.158)$$

- f) Apabila nilai P_{n1} dan P_{n2} cukup dekat, maka nilai P_n diambil dari nilai terkecil antara P_{n1} dan P_{n2} atau rerata keduanya. Jika keduanya tidak cukup dekat, maka asumsikan nilai c atau a yang baru hingga nilai P_{n1} dan P_{n2} cukup dekan kirang lebih selisih 1%.

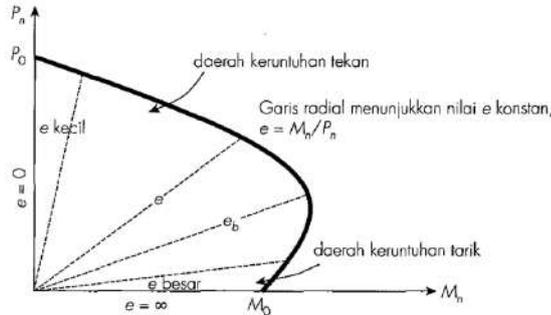
- g) Periksa apakah tulangan tekan sudah benar-benar luluh dengan menghitung ε'_s . Bila $\varepsilon'_s > \varepsilon_s$ tulangan tekan sudah luluh, jika belum, hitung f'_s .

$$f'_s = 600 \left(\frac{c-d'}{c} \right) \leq f_y \dots\dots\dots (4.159)$$

- h) Faktor reduksi pada keruntuhan tekan sebesar 0,65 atau 0,75 untuk sengkang spiral.

5) Diagram interaksi

Diagram interaksi dapat dibuat dengan membuat kurva yang memberikan hubungan antara P_n dan M_n untuk berbagai nilai eksentrisitas, mulai dari $e = 0$ (aksial murni, $M_n = 0$) hingga $e = \infty$ (lentur murni, $P_n = 0$).



Gambar 4. 19 Diagram interaksi kolom dengan beban aksial dan momen lentur

Untuk $e = 0$ atau aksial murni ($M_n = 0$) maka nilai P_n untuk kolom dengan sengkang persegi adalah:

$$P_n = 0,8P_0 = 0,8[0,85 f'c Ag + Ast (fy - 0,85f'c)] \dots\dots\dots (4. 160)$$

Sedangkan untuk $e = \infty$ atau lentur murni ($P_n = 0$), lakukan analisis untuk menentukan M_n seperti halnya penampang balok, dengan mengabaikan tulangan tekan.

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'c b} \dots\dots\dots (4. 161)$$

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (4. 162)$$

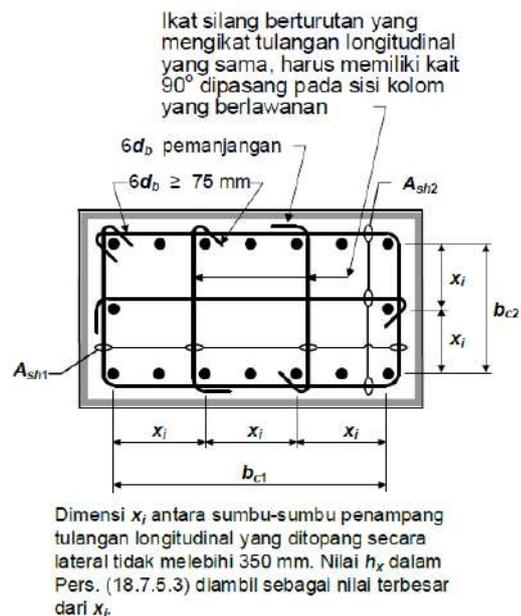
e. Tulangan longitudinal

- 1) Luas ulangan longitudinal A_{st} tidak boleh kurang dari $0,01A_g$ dan tidak lebih dari $0,06A_g$.
- 2) Pada kolom-kolom dengan sengkang bundar, jumlah batang tulangan longitudinal minimum harus 6.

f. Tulangan Transversal

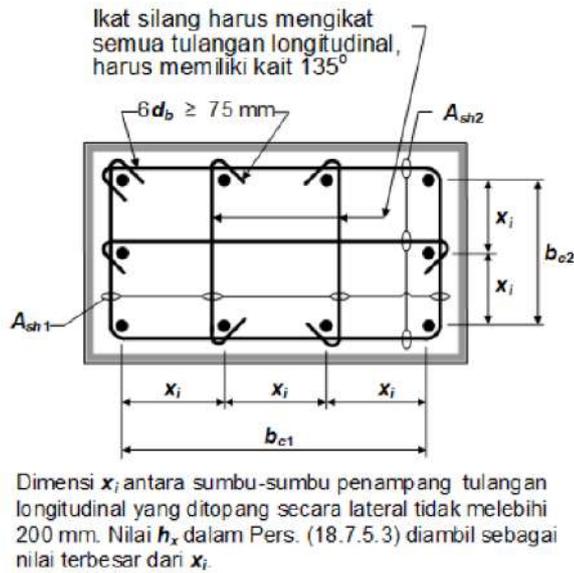
- 1) Pada daerah sendi plastis kolom (daerah sepanjang l_0 dari muka hubungan balok-kolom, dikedua ujungnya) harus disediakan tulangan transversal yang mencukupi. Panjang l_0 daerah sendi plastis kolom diambil tidak kurang dari:
 - a) Tinggi penampang komponen struktur pada muka hubungan balok-kolom atau pada segmen yang memiliki potensi terjadi leleh lentur.

- b) 1/6 dari bentang bersih komponen struktur.
 - c) 450 mm.
- 2) Tulangan transversal harus terdiri dari spiral tunggal atau spiral saling tumpang (overlap), sengkang pengekang bundar, atau sengkang pengekang persegi, dengan atau tanpa ikat silang.
 - 3) Setiap tekukan ujung sengkang pengekang persegi dan ikat silang harus mengait batang tulangan longitudinal terluar.
 - 4) Ikat silang yang berurutan harus diselang-seling ujungnya sepanjang tulangan longitudinal dan sekeliling perimeter penampang.



Gambar 4. 20 Contoh penulangan transversal pada kolom

- 5) Tulangan harus diatur sedemikian sehingga spasi hx antara tulangan-tulangan longitudinal di sepanjang perimeter penampang kolom yang tertumpu secara lateral oleh sudut ikat silang atau kaki-kaki sengkang pengekang tidak boleh melebihi 350 mm.
- 6) Ketika $P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70 \text{ MPa}$ pada kolom dengan sengkang pengekang, setiap batang atau bundel tulangan longitudinal di sekeliling inti kolom harus memiliki tumpuan lateral yang diberikan oleh sudut dari sengkang pengekang ataupun oleh kait gempal, dan nilai hx tidak boleh lebih dari 200 mm. P_u harus merupakan gaya tekan terbesar yang konsisten dengan kombinasi beban terfaktor termasuk E .



Gambar 4. 21 Contoh penulangan transversal pada kolom untuk $P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70 \text{ MPa}$

- 7) Spasi tulangan transversal sepanjang l_0 tidak melebihi nilai terkecil dari:
- Seperempat dimensi terkecil penampang kolom.
 - Enam kali diameter tolangan longitudinal terkecil.
 - s_o yang dihitung dengan,

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \dots\dots\dots (4. 163)$$

Jumlah tulangan transversal harus sesuai dengan **Tabel 1**.

Tabel 4. 16 Tulangan transversal untuk kolom-kolom sistem rangka pemikul momen khusus

Tulangan transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku
$A_{sh}/s_b c$ untuk sengkang pengekaang persegi	$P_u \leq 0,3A_g f'_c$ dan $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a) dan (b) $0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a) $0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)
	$P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a), (b) dan (c) $0,2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
ρ_s untuk spiral ataupun sengkang pengekaang lingkaran	$P_u \leq 0,3A_g f'_c$ dan $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d) dan (e) $0,45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d) $0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e)
	$P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d), (e) dan (f) $0,35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

$$k_f = \frac{f_c}{175} + 0,6 \geq 1,0 \dots\dots\dots (4. 164)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \dots\dots\dots (4. 165)$$

k_f adalah faktor kekuatan beton.

k_n adalah faktor keefektifan pengekangan.

n_l adalah jumlah batang atau bundel tulangan longitudinal di sekeliling inti kolom dengan sengkang persegi yang ditumpu secara lateral oleh sudut dari sengkang pengekang atau kait seismik.

- 8) Diluar panjang l_0 kolom kolom harus diberi tulangan spiral atau sengkang dengan spasi s tidak melebihi nilai terkecil dari enam kali diameter tulangan longitudinal terkecil dan 150 mm.

g. Kekuatan Geser

Tulangan transversal harus didesain untuk memikul gaya geser rencana, V_e , yang ditentukan menggunakan kuat momen maksimum, M_{pr} , dari komponen struktur tersebut yang tersebut yang terkait dengan rentang beban-beban aksial terfaktor yang bekerja, P_u . Gaya geser V_e harus diambil dari gaya geser yang berhubungan dengan sendi plastis di kedua ujung kolom.

$$V_e = \frac{M_{pr a} + M_{pr b}}{l_u} \dots\dots\dots (4. 166)$$

$M_{pr a}$ adalah kuat momen maksimum sisi atas.

$M_{pr b}$ adalah kuat momen maksimum sisi bawah.

Nilai M_{pr} untuk kolom ditentukan dengan menganggap kuat tarik pada tulangan memanjang sebesar minimum $1,25f_y$ dan faktor reduksi $\phi = 1$.

Gaya geser rencana tersebut **tidak perlu lebih besar** dari pada gaya geser rencana maksimum berdasarkan M_{pr} dari komponen struktur balok yang merangka pada hubungan balok-kolom tersebut.

Gaya geser rencana, V_e , **tidak boleh lebih kecil** dari pada geser terfaktor yang dihasilkan melalui perhitungan analisis struktur.

Tulangan transversal sepanjang l_0 harus didesain untuk menahan geser dengan mengasumsikan $V_c = 0$ bila 1) dan 2) terjadi:

- a) Gaya geser akibat gempa berdasarkan poin 5 setidaknya kekuatan geser perlu maksimum di sepanjang l_0 .

- b) Gaya tekan aksial terfaktor P_u termasuk pengaruh gempa kurang dari $A_g f'_c / 20$.

h. Contoh Perhitungan

Diketahui:

- Gaya dalam (*Output ETABS*)

Tabel 4. 17 Gaya dalam kolom

Kolom	Aksial (kN)	Momen (kNm)
Kolom di atas	2000	700
Kolom yg ditinjau	2100	650
Kolom di bawah	2050	800

Tabel 4. 18 Gaya dalam balok

Balok	Momen (kNm)
Kiri	700
Kanan	400

- Dimensi kolom : b = 600 mm
h = 600 mm
- Tulangan rencana : 12 D25
- Mutu beton : 30 MPa
- f_y : 400 MPa

Penyelesaian:

- Cek kuat lentur minimum

$$(M_{nc\ a} + M_{nc\ b}) \geq 1,2(M_{nb\ ki} + M_{nb\ ka})$$

$$(700 + 800) \geq 1,2(700 + 400)$$

$$1500 \geq 1320$$

OK

- Kolom kondisi keruntuhan seimbang

$$\varepsilon_y = f_y / E_s = 400 / 200.000 = 0,002$$

$$d = h - 40 - \frac{D_{tulangan}}{2} = 600 - 40 - \frac{25}{2} = 547,5 \text{ mm}$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} d = \frac{600}{600 + 400} (547,5) = 328,5 \text{ mm}$$

$$a_b = \beta_1 c_b = 0,85 \times 328,5 = 266,085 \text{ mm}$$

$$d' = h - d = 600 - 547,5 = 52,5 \text{ mm}$$

Periksa apakah tulangan tekan sudah luluh

$$f'_s = 600 \left(\frac{c_b - d'}{c_b} \right) = 600 \left(\frac{328,5 - 52,5}{328,5} \right) = 504,11 \text{ MPa} > 400 \text{ MPa}$$

sehingga $f'_s = f_y = 400 \text{ MPa}$

Hitung P_b dan M_n

$$C_c = 0,85f'_c a b b = 0,85(30)(266,085)(600) = 4.071.100,5 \text{ N}$$

$$T = A_s f_y = 4(0,25 \times \pi \times 25^2)(400) = 785.600 \text{ N}$$

$$C_s = A'_s (f'_s - 0,85f'_c) = 4(0,25 \times \pi \times 25^2)(400 - 0,85(30)) = 735.518 \text{ N}$$

$$P_b = C_c + C_s - T$$

$$= 4.071.100,5 + 785.600 - 735.518$$

$$= 4021018,5 \text{ N} = 4.021,019 \text{ kN}$$

$$d'' = h/2 - d' = 600/2 - 52,5 = 248 \text{ mm}$$

$$M_b = 0,85f'_c a b b \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + A'_s (f_y - 0,85f'_c) (d - d' - d'') + A_s f_y d''$$

$$= 0,85(30)(266,085)(600) \left(547,5 - \frac{266,085}{2} - 248 \right) + (1964)$$

$$(400 - 0,85(30))((547,5) - (52,5) - (248)) + ((1964)(400)(248))$$

$$= 1.056.177.466,729 \text{ N} = 1.056,177 \text{ kN}$$

$$e_b = \frac{M_b}{P_b} = \frac{1.056,177}{4.021,019} = 262,66 \text{ mm}$$

untuk kondisi seimbang, $\phi = 0,65$

$$\phi P_b = 0,65(4.021,019) = 2.613,662 \text{ kN}$$

$$\phi M_b = 0,65(1.056,177) = 686,515 \text{ kNm}$$

- Kolom kondisi keruntuhan tarik

$$e \text{ (asumsi)} = 500 \text{ mm} > e_b (262,66 \text{ mm})$$

$$C_c = 0,85f'_c a b = 0,85(30)(a)(600) = 15.300a \text{ N}$$

$$T = A_s f_y = 4(0,25 \times \pi \times 25^2)(400) = 785.600 \text{ N}$$

$$C_s = A'_s (f'_s - 0,85f'_c) = 4(0,25 \times \pi \times 25^2)(400 - 0,85(30)) = 735.518 \text{ N}$$

$$P_{n1} = C_c + C_s - T$$

$$= (15.300a) + (785.600) - (735.518)$$

$$= 15.300a - 50.082$$

$$e' = e + d - \frac{h}{2} = 500 + 547,5 - \frac{600}{2} = 748 \text{ mm}$$

$$P_{n2} = \frac{1}{e'} \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

$$= \frac{1}{748} \left[15.300a \left(547,5 - \frac{a}{2} \right) + 735.518 (547,5 - 52,5) \right]$$

$$= a^2 - 347,5a - 21.349,4$$

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

$$= \frac{-(-347,5) \pm \sqrt{-347,5^2 - 4(1)(21.349,4)}}{2(1)}$$

$$= 267,769 \text{ mm}$$

$$P_n = 15.300(267,769) - 50.082$$

$$= 4.046.791,034 \text{ N} = 4.046,791 \text{ kN}$$

$$M_n = P_n \cdot e$$

$$= 4.046,791 \times 500$$

$$= 2.023.395.517,14 \text{ Nmm} = 2.023,396 \text{ kNm}$$

Periksa apakah tulangan tekan sudah luluh

$$c = a/0,85 = 267,769/0,85 = 315,023 \text{ mm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{c-d'}{c}(0,003) = \frac{315,023 - 52,5}{315,023}(0,003) = 0,0025 > 0,002 \quad (\text{sudah luluh})$$

Periksa apakah tulangan tarik sudah luluh

$$\varepsilon_s = \frac{d-c}{c}(0,003) = \frac{547,5 - 315,023}{315,023}(0,003) = 0,0022 > 0,002$$

$$(0,002 < 0,0022 < 0,005) \quad (\text{Transisi})$$

$$\phi = 0,65 + (\varepsilon_s - 0,002) \left(\frac{250}{3} \right)$$

$$= 0,65 + (0,0022 - 0,002) \left(\frac{250}{3} \right)$$

$$= 0,67$$

$$\phi P_n = 0,67 \times 4.046,791 = 2.702,55 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,67 \times 2.023,396 = 1.351,275 \text{ kNm}$$

- Kolom kondisi keruntuhan tekan

$$e \text{ (asumsi)} = 250 \text{ mm} < e_b \text{ (262,66 mm)}$$

$$C_c = 0,85f'_c ab = 0,85(30)(a)(600) = 15.300a \text{ N}$$

$$T = A_s f_s = 4(0,25 \times \pi \times 25^2) f_s = 1.964 f_s \text{ N}$$

$$C_s = A'_s (f'_s - 0,85f'_c) = 4(0,25 \times \pi \times 25^2)(400 - 0,85(30)) = 735.518 \text{ N}$$

$$\text{Misal diasumsikan } c = 330 \text{ mm} > c_b \text{ (328,5 mm)}$$

$$f_s = 600 \left(\frac{d-c}{c} \right) = 600 \left(\frac{547,5 - 328,5}{328,5} \right) = 395,455 \text{ MPa} < f_y$$

$$a = 0,85c = 0,85(330) = 280,5 \text{ mm}$$

Hitung P_{n1} dan P_{n2}

$$P_{n1} = C_c + C_s - T$$

$$= 15.300(280,5) + 735.518 - 1.964(395,455)$$

$$= 4.250.495,273 \text{ N} = 4.250,495 \text{ kN}$$

$$e' = e + d - \frac{h}{2} = 250 + 547,5 - \frac{600}{2} = 497,5 \text{ mm}$$

$$P_{n2} = \frac{1}{e'} \left[Cc \left(d - \frac{a}{2} \right) + Cs (d - d') \right]$$

$$= \frac{1}{497,5} \left[15.300(280,5) \left(547,5 - \frac{280,5}{2} \right) + 735.518 (547,5 - 52,5) \right]$$

$$= 4.244.936,427 \text{ N} = 4.244,936 \text{ kN}$$

$$P_n = \frac{4.250,495 + 4.244,936}{2}$$

$$= 4.247,716 \text{ kN}$$

$$M_n = P_n \cdot e$$

$$= 4.247,716 \times 250$$

$$= 1.061.928,962 \text{ kNmm} = 1.061,928 \text{ kNm}$$

Periksa apakah tulangan tekan sudah luluh

$$\varepsilon'_s = \frac{c-d'}{c}(\varepsilon_c) = \frac{330-52,5}{330}(\varepsilon_c) = 0,0022 > 0,002 \quad (\text{sudah luluh})$$

Untuk keruntuhan tarik, $\phi = 0,65$

$$\phi P_n = 0,65(4.247,716) = 2.761,015 \text{ kN}$$

$$\phi M_n = 0,65(1.061,928) = 690,254 \text{ kNm}$$

- Diagram interaksi

$$P_o = 0,85 f'c A_g + A_{st} (f_y - 0,85 f'c)$$

$$= 0,85(30)(600 \times 600) + (1.964) (400 - 0,85 \times 30)$$

$$= 9.792.114,37 \text{ N} = 9.792,114 \text{ kN}$$

$$\phi P_o = 0,65(9.792,114) = 6.364,874 \text{ kN}$$

$$0,8 P_o = 0,8(9.792,114)$$

$$= 7.833,691 \text{ kN}$$

$$\phi P_n = 0,65(7.833,691) = 5.091,899 \text{ kN}$$

diasumsikan $e = 55 \text{ mm}$

$$M_n = 0,8 P_o \cdot e$$

$$= 7.833,691 \times 55$$

$$= 430.853,032 \text{ kNmm} = 430,853 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,65(430,853)$$

$$= 280,054 \text{ kNm}$$

diasumsikan $e = \infty$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{(1.964)(400)}{0,85(30)(600)} = 51,346 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= (1.964)(400) \left(547,5 - \frac{51,346}{2} \right) \\ &= 409.947.132,026 \text{ Nmm} = 409,947 \text{ kNm} \end{aligned}$$

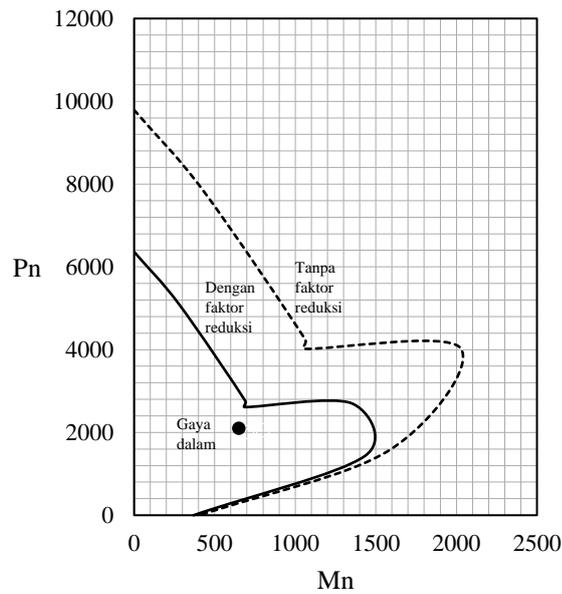
$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9(409,947) \\ &= 368,952 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dengan menambah nilai eksentrisitas, e , lainnya, maka nilai e , P_n , M_n ditampilkan sebagai berikut:

Tabel 4. 19 Hubungan e , P_n , M_n

e	Pn	Mn	ØPb	ØMb	Ket
0	9792.114	0	6364.874	0	Po
55	7833.691	430.853	5091.899	280.054	0.8Po
250	4247.716	1061.929	2761.015	690.254	Tekan
262.664	4021.019	1056.177	2613.662	686.515	Seimbang
500	4046.791	2023.396	2702.550	1351.275	Transisi
1000	1591.738	1591.738	1432.564	1432.5642	Tarik
∞	0	409.947	0	368.952	Lentur murni

Dengan memasukkan gaya dalam yang dihasilkan data *output ETABS* ke dalam hubungan e , P_n , M_n , maka dapat dilihat pada **Gambar 5** bahwa desain penampang kolom telah memenuhi persyaratan untuk menahan gaya dalam yang bekerja pada penampang kolom.



Gambar 4. 22 Diagram interaksi kolom

- Diagram interaksi

$$P_u = 2.100 \text{ kN}$$

$$0.3A_g f'_c = 0,3(600 \times 600)(30) = 3.240.000 \text{ N} = 3.240 \text{ kN} \geq P_u$$

Sehingga persamaan yang berlaku adalah persamaan (a) dan (b) seperti pada **Tabel 1**.

$$b_c = b - 2(40) = 600 - 2(40) = 520 \text{ mm}$$

$$A_{ch} = b_c \times b_c = 520 \times 520 = 270.400 \text{ mm}^2$$

$$A_g = b \times h = 600 \times 600 = 360.000 \text{ mm}^2$$

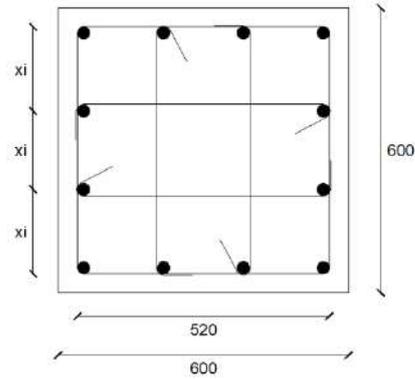
$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{Sb_c} &= 0,3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0,3 \left(\frac{360.000}{270.400} - 1 \right) \frac{30}{400} \\ &= 0,00746 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_{sh}}{Sb_c} &= 0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ &= 0,09 \frac{30}{400} \\ &= 0,00675 \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sh}}{Sb_c} = 0,00746$$

Jarak tulangan transversal sepanjang l_0 tidak melebihi nilai terkecil dari:

$$\frac{1}{4} b = \frac{1}{4} (600) = 150 \text{ mm}$$



Gambar 4. 23 Tulangan transversal untuk $P_u \geq 0.3A_g f'_c$

$$6D = 6(25) = 150 \text{ mm}$$

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right) \quad hx = xi \text{ terbesar}$$

$$= 100 + \left(\frac{350 - 158,33}{3} \right) \quad = \frac{600 - 2(40) - 2(10) - 25}{3}$$

$$= 163,89 \text{ mm} \quad = 158,33$$

Jarak tulangan transversal yang diambil adalah, $s = 120 \text{ mm}$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0,00746b_c$$

$$= 0,00746 \times 520$$

$$= 3,877 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sh} = 3,88s$$

$$= 3,877 \times 120$$

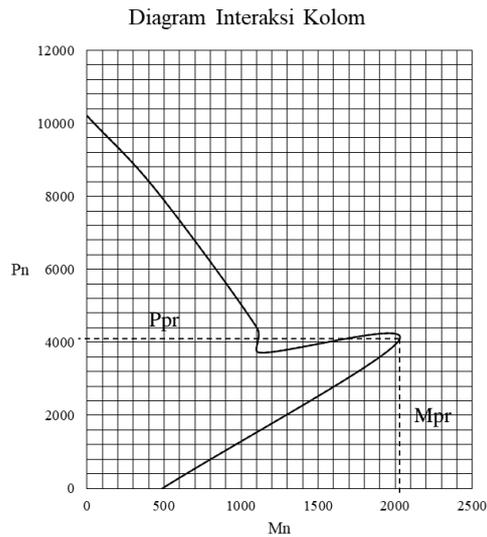
$$= 465,231 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan D13 dengan 4 kaki

$$4D13 = 4(0,25 \times \pi \times D^2)$$

$$= 530,929 \text{ mm}^2$$

Hitung gaya geser V_e dengan mengambil kekuatan lentur maksimum yang dapat ditentukan dari diagram interaksi dengan menganggap kuat tarik pada tulangan memanjang sebesar minimum $1,2f_y$ dan faktor reduksi $\phi = 1$.



Gambar 4. 24 Diagram interaksi dengan $1,2f_y$ dan $\phi = 1$

diperoleh:

$$P_{prc} = 4.160 \text{ kN}$$

$$M_{prc} = 2.030 \text{ kNm}$$

Dengan panjang kolom $l_u = 3,5$ m dapat dihitung V_e sebagai berikut:

$$V_e = \frac{M_{pr\ a} + M_{pr\ b}}{l_u} = \frac{2.030 + 2.030}{3,5} = 1.160 \text{ kNm}$$

V_e tersebut tidak perlu lebih besar dari

$$V_e = \frac{\sum M_{prb\ atas} \times DF_{atas} + \sum M_{prb\ bawah} \times DF_{bawah}}{l_u}$$

Sebelumnya telah diketahui kuat lentur kolom pada daerah sendi plastis sebesar:

$$\sum M_{pr}^+ = 850 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{pr}^- = 750 \text{ kNm}$$

Dengan menganggap kuat lentur maksimum balok di atas sama dengan di bawah kolom, maka dapat ditentukan:

$$V_e = \frac{(850+750) \times 0,5 + (850+750) \times 0,5}{3,5}$$

$$= 457,143 \text{ kNm}$$

V_e tidak boleh kurang dari nilai V_e hasil analisis struktur sebesar:

$$V_e = 450 \text{ kNm}$$

Maka dari ketiga nilai V_e di atas, diambil $V_e = 457,143$ kNm. Selanjutnya dapat dihitung kebutuhan tulangan transversal sebagai berikut:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} = \frac{457,143}{0,75} = 609,524 \text{ kNm}$$

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_s}{f_{yt} \cdot d} = \frac{609,524}{400 \times 547,5} = 2,783$$

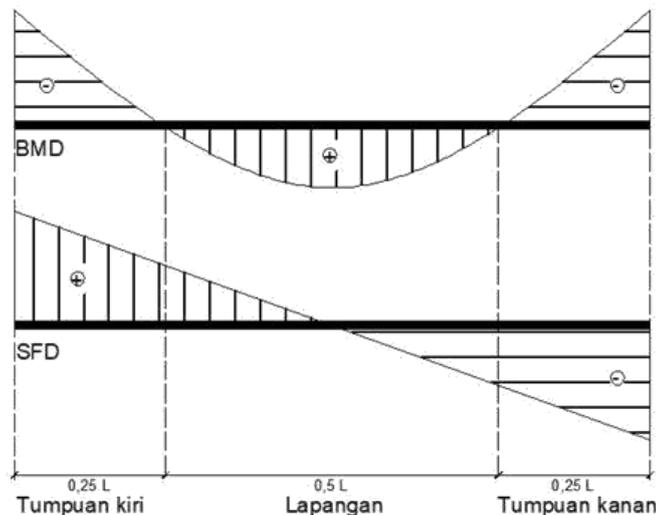
$$A_s = 2,783(120) = 333,986 \text{ mm}^2$$

Sehingga ikat silang 4 kaki D13 (530,929 mm²) dapat digunakan pada kolom. Dan sengkang diluar l_o yang digunakan sesuai persyaratan adalah D10-150.

4.4 Desain Balok

4.4.1 Pengertian

Dalam perencanaan desain balok perlu dianalisis penulangan sesuai dengan gaya dalam yang berada pada balok, seperti momen positif, momen negatif, gaya geser positif dan gaya geser negatif yang dapat dilihat pada gambar 4.18 bahwa balok yang di jepit pada kedua sisinya akan memiliki momen negatif pada tumpuan, momen positif pada lapangan dan memiliki gaya geser yang besar pada ujung – ujung tumpuan nya.



Gambar 4. 25 Ilustasi gaya dalam pada balok

Pada analisis tulangan longitudinal di analisis pada dua kondisi yaitu bagian momen negatif dan momen positif melihat pada gambar 4.2 momen positif berada pada bagian lapangan dan momen negatif pada bagian tumpuan. Bila kondisi balok katilever dimana hanya terjepit pada salah satu tumpuan maka momen negatif berada pada seluruh bentang dari tumpuan ke ujung balok

4.4.2 Ketentuan Gaya dan Geometri

Pada perencanaan balok harus melewati persyaratan geometri terlebih dahulu.

Perencanaan harus memenuhi syarat dibawah ini.

a. Data balok (contoh)

$$\text{Panjang balok, } L = 5000 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok, } b = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi balok, } h = 500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang tumpuan} &= 2 \times h \\ &= 2 \times 500 = 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Selimut beton, } c_c = 40 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{lebar balok} = 800 \text{ mm}$$

b. Syarat Tinggi efektif (Pasal 18.6.2.1)

$$L_n \geq 4 d \dots\dots\dots(4. 167)$$

$$\begin{aligned} d &= h - c_c - d_s - d_b/2 \\ &= 500 - 40 - 10 - 22/2 \\ &= 439 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_n &= \text{Panjang balok} - \text{lebar kolom} \dots\dots\dots(4. 168) \\ &= 5000 - 800 \\ &= 4200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_n &\geq 4 d \\ 4200 &\geq 4 \times 439 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

c. Syarat lebar 1 (Pasal 18.6.2.1)

$$b \geq 0,3 h \dots\dots\dots(4. 169)$$

$$250 \geq 0,3 \times 500 \quad \text{(OK)}$$

$$b \geq 250 \text{ mm} \dots\dots\dots(4. 170)$$

$$250 \geq 250 \text{ mm} \quad \text{(OK)}$$

d. Syarat lebar 2 (Pasal 18.6.2.1)

$$b \leq c_2 + 2 \times \text{nilai terkecil dari } c_2 \text{ atau } 0,75 \times c_1 \dots\dots\dots(4. 171)$$

dengan,

- L_n = Panjang efektif (mm)
- d = Tinggi efektif (mm)
- h = Tinggi balok (mm)
- C_c = Selimut beton (mm)
- d_s = Tulangan sengkang (mm)
- d_b = Tulangan Longitudinal (mm)
- b = Lebar balok (mm)
- C_2 = Lebar kolom, sisi yang sejajar lebar balok (mm)
- C_1 = Panjang Kolom (mm)

4.4.3 Nilai β_1

- a. Jika Kuat tekan beton < 28 MPa

$$\beta_1 = 0,85$$

- b. Jika Kuat tekan beton antara 28 MPa dan 56 MPa

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times (f_c' - 28) / 7 \dots\dots\dots(4. 172)$$

- c. Jika Kuat tekan beton melebihi 56 MPa

$$\beta_1 = 0,65$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= (0,85-0,05) \times \frac{(f_c' - 28)}{7} \\ &= (0,85-0,05) \times \frac{(30-28)}{7} \\ &= 0,8357 \end{aligned}$$

4.4.4 Contoh Perhitungan Lentur

4.4.4.a Tulangan Longitudinal Tumpuan Negatif

- a. Syarat tulangan lentur, pasal 9.6.1.2.

$$A_{s,min1} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \times f_y} \times b \times d \dots\dots\dots(4. 173)$$

$$\begin{aligned} A_{s,min1} &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 250 \times 439 \\ &= 357.813 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s,min2} = \frac{1,4}{f_y} \times b \times d \dots\dots\dots(4. 174)$$

$$A_{s,min2} = \frac{1,4}{f_y} \times b \times d$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1,4}{420} \times 250 \times 439 \\
&= 365.833 \text{ mm}^2 \\
A_{s \text{ terpakai}} &= \frac{n \times \pi}{4} \times d_b^2 \dots\dots\dots(4. 175) \\
&= \frac{3 \times \pi}{4} \times 22^2 \\
&= 1140.398 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Nilai n = 3 (asumsi), jika tidak aman nantinya jumlah tulangan maupun ukuran diameter tulangan (d_b) diganti.

Syarat,

$$\begin{aligned}
A_{s \text{ terpakai}} &\geq A_{s \text{ min1}} \text{ atau } A_{s \text{ min2}} \\
1140.398 &\geq 357.813 \text{ atau } 365.833 \text{ (OK)}
\end{aligned}$$

dengan,

- A_s = Luas tulangan (mm^2)
- n = Jumlah tulangan
- d_b = Diameter tulangan longitudinal (mm)
- f_c' = Kuat tekan beton (MPa)
- f_y = Kuat leleh baja (MPa)
- b = Balok lebar (mm)
- d = Tinggi efektif (mm)

b. Nilai rasio tulangan lentur Pasal 18.6.3.1

$$\begin{aligned}
\rho &= \frac{A_s}{b \times d} \dots\dots\dots(4. 176) \\
&= \frac{1140.398}{250 \times 439} \\
&= 0.01039 \\
&= 1,04\%
\end{aligned}$$

Syarat rasio tulangan,

$$\begin{aligned}
\rho &\leq 0,75 \rho_b \\
\rho_b &= 0,75 \times 0,85 \times \beta_1 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{(600+f_y)} \right) \dots\dots\dots(4. 177) \\
\rho_b &= 0,75 \times 0,85 \times 0,8357 \times \frac{30}{420} \times \left(\frac{600}{(600+420)} \right) \times 100\%
\end{aligned}$$

$$\rho_b = 2.24\%$$

$$\rho \leq 2,5 \% \text{ atau } 2.24\%$$

$$1,04\% \leq 2,5 \% \text{ atau } 2.24\% \text{ (OK)}$$

c. Jarak spasi

$$s = \frac{b-2c_c-2d_s-n \times d_b}{n-1} \dots\dots\dots(4. 178)$$

$$= \frac{250-2 \times 40-2 \times 10-3 \times 22}{3-1}$$

$$= 42 \text{ mm}$$

dengan,

n = Jumlah tulangan longitudinal

b = Balok lebar (mm)

d_b = Diameter tulangan longitudinal (mm)

d_s = Diameter tulangan sengkang (mm)

c_c = Selimut beton (mm)

d. Nilai momen rencana, M_n

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f_c \times b)} \dots\dots\dots(4. 179)$$

$$= \frac{1140.398 \times 420}{(0,85 \times 30 \times 250)}$$

$$= 75.132 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{A_s \times f_y}{\left(d - \frac{a}{2}\right)} \dots\dots\dots(4. 180)$$

$$= \frac{1140.398 \times 420}{\left(439 - \frac{75.132}{2}\right)}$$

$$= 192.274 \text{ kNm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots(4. 181)$$

$$= \frac{75.132}{0.8357}$$

$$= 89.902 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \dots\dots\dots (4. 182)$$

$$= \frac{(439-89.902)}{89.902} \times 0,003$$

$$= 0.012$$

Nilai kekuatan reduksi (ϕ) sesuai Tabel 21.2.2. (SNI 2019). Karena $\epsilon_s > 0,005$ maka, $\phi = 0,9$.

$$\begin{aligned}\phi M_n &> M_u \\ 0,9 \times 132.181 &> 92.288 \\ 118.963 &> 92.288 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_{s,\text{perlu}} &= \frac{M_u^-}{f_y x \left(d - \frac{a}{2}\right)} < A_s \\ &= \frac{92.288}{420 x \left(439 - \frac{75.132}{2}\right)} < 1140.398 \text{ mm}^2 \\ &= 547.371 < 1140.398 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

dengan,

- A_s = Luas tulangan (mm^2)
- f_c = Kuat tekan beton (MPa)
- f_y = Kuat leleh baja (MPa)
- b = Balok lebar (mm)
- d = Tinggi efektif (mm)
- c = jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral, mm
- M_n = Kuat momen (kNm)
- M_u = Kuat momen perlu, output Etabs (kNm)
- ϕM_n = Kuat momen rencana (kNm)

4.1.4.b Tulangan Longitudinal Tumpuan Positif

$$M_u^- = 94.67 \text{ kNm}$$

a. Syarat tulangan lentur, pasal 9.6.1.2.

$$A_{s,\text{min1}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 x f_y} x b x d \dots\dots\dots(4. 183)$$

$$\begin{aligned}A_{s,\text{min1}} &= \frac{\sqrt{30}}{4 x 420} x 250 x 439 \\ &= 357.813 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_{s,\text{min2}} = \frac{1,4}{f_y} x b x d \dots\dots\dots(4. 184)$$

$$\begin{aligned}A_{s,\text{min2}} &= \frac{1,4}{f_y} x b x d \\ &= \frac{1,4}{420} x 250 x 439 \\ &= 365.833 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{s,min3} &= 0,5 \times A_{sTumpuan\ negatif} \\
&= 0,5 \times 1140.398 \\
&= 570.199\text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
A_{s\ terpakai} &= \frac{n \times \pi}{4} \times d_b^2 \dots\dots\dots(4. 185) \\
&= \frac{3 \times \pi}{4} \times 22^2 \\
&= 1140.398\text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Nilai n = 3 (asumsi),jika tidak aman nantinya jumlah tulangan maupun ukuran diameter tulangan (d_b) diganti.

Syarat,

$$\begin{aligned}
A_{sTerpakai} &\geq A_{smin1}\text{ atau }A_{smin2}\text{ atau }A_{smin3} \\
1140.398 &\geq 357.813\text{ atau }365.833\text{ atau }570.199\text{ mm}^2\text{ (OK)}
\end{aligned}$$

dengan,

- As = Luas tulangan (mm²)
- n = Jumlah tulangan
- d_b = Diameter tulangan longitudinal (mm)
- f_c' = Kuat tekan beton (MPa)
- f_y = Kuat leleh baja (MPa)
- b = Balok lebar (mm)
- d = Tinggi efektif (mm)

b. Nilai rasio tulangan lentur Pasal 18.6.3.1

$$\begin{aligned}
\rho &= \frac{A_s}{b \times d} \dots\dots\dots(4. 186) \\
&= \frac{1140.398}{250 \times 439} \\
&= 0.01039 \\
&= 1,04\%
\end{aligned}$$

Syarat rasio tulangan,

$$\begin{aligned}
\rho &\leq 0,75 \rho_b \\
\rho_b &= 0,75 \times 0,85 \times \beta_1 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{(600+f_y)} \right) \dots\dots\dots(4. 187) \\
\rho_b &= 0,75 \times 0,85 \times 0,8357 \times \frac{30}{420} \times \left(\frac{600}{(600+420)} \right) \times 100\% \\
\rho_b &= 2.24\% \\
\rho &\leq 2,5\% \text{ atau } 2.24\%
\end{aligned}$$

$$1,04\% \leq 2,5\% \text{ atau } 2,24\% \text{ (OK)}$$

c. Jarak spasi

$$s = \frac{b-2c_c-2d_s-n \times d_b}{n-1} \dots\dots\dots(4. 188)$$

$$= \frac{250-2 \times 40-2 \times 10-3 \times 22}{3-1}$$

$$= 42 \text{ mm}$$

dengan,

- n = Jumlah tulangan longitudinal
- b = Balok lebar (mm)
- d_b = Diameter tulangan longitudinal (mm)
- d_s = Diameter tulangan sengkang (mm)
- c_c = Selimut beton (mm)

d. Nilai momen rencana, M_n

$$a = \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f_c \times b)} \dots\dots\dots(4. 189)$$

$$= \frac{1140.398 \times 420}{(0,85 \times 30 \times 250)}$$

$$= 75.132 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{A_s \times f_y}{\left(d - \frac{a}{2}\right)} \dots\dots\dots(4. 190)$$

$$= \frac{1140.398 \times 420}{\left(439 - \frac{75.132}{2}\right)}$$

$$= 192.274 \text{ kNm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots(4. 191)$$

$$= \frac{75.132}{0.8357}$$

$$= 89.902 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \dots\dots\dots (4. 192)$$

$$= \frac{(439-89.902)}{89.902} \times 0,003$$

$$= 0.012$$

Nilai kekuatan reduksi (ϕ) sesuai Tabel 21.2.2. (SNI 2019). Karena $\varepsilon_s > 0,005$ maka, $\phi = 0,9$.

$$\phi M_n > M_u$$

$$0,9 \times 132.181 > 94.67$$

$$118.963 > 94.67 \text{ (OK)}$$

$$\begin{aligned} A_{s,\text{perlu}} &= \frac{M_u^+}{f_y x \left(d - \frac{a}{2}\right)} < A_s \\ &= \frac{94.67}{420 x \left(439 - \frac{75.132}{2}\right)} < 1140.398 \text{ mm}^2 \\ &= 561,499 < 1140.398 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

dengan,

A_s = Luas tulangan (mm^2)

f_c' = Kuat tekan beton (MPa)

f_y = Kuat leleh baja (MPa)

b = Balok lebar (mm)

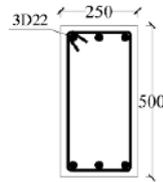
d = Tinggi efektif (mm)

c = jarak dari serat tekan terjauh ke sumbu netral, mm

M_n = Kuat momen (kNm)

M_u = Kuat momen perlu, output Etabs (kNm)

ϕM_n = Kuat momen rencana (kNm)



Gambar 4. 26 Balok Desain Tumpuan Positif dan Negatif

4.1.4.c Tulangan Longitudinal Lapangan Negatif

$$M_u^- = -55.45 \text{ kNm}$$

a. Syarat tulangan lentur, pasal 9.6.1.2.

$$A_{s,\text{min1}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 x f_y} x b x d \dots \dots \dots (4. 193)$$

$$\begin{aligned} A_{s,\text{min1}} &= \frac{\sqrt{30}}{4 x 420} x 250 x 439 \\ &= 357.813 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{s,\text{min2}} = \frac{1,4}{f_y} x b x d \dots \dots \dots (4. 194)$$

$$\begin{aligned} A_{s,\text{min2}} &= \frac{1,4}{f_y} x b x d \\ &= \frac{1,4}{420} x 250 x 439 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 365.833 \text{ mm}^2 \\
A_{s,\min 3} &= 0,25 \times A_{s\text{Tumpuan negatif}} \\
&= 0,25 \times 1140.398 \\
&= 285.100 \text{ mm}^2 \\
A_s \text{ terpakai} &= \frac{n \times \pi}{4} \times d_b^2 \dots\dots\dots(4. 195) \\
&= \frac{2 \times \pi}{4} \times 22^2 \\
&= 760.265 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Nilai n = 3 (asumsi), jika tidak aman nantinya jumlah tulangan maupun ukuran diameter tulangan (d_b) diganti.

Syarat,

$$\begin{aligned}
A_{s\text{terpakai}} &\geq A_{s\min 1} \text{ atau } A_{s\min 2} \text{ atau } A_{s\min 3} \\
760.265 &\geq 357.813 \text{ atau } 365.833 \text{ atau } 285.100 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}
\end{aligned}$$

b. Nilai rasio tulangan lentur Pasal 18.6.3.1

$$\begin{aligned}
\rho &= \frac{A_s}{b \times d} \dots\dots\dots(4. 196) \\
&= \frac{760.265}{250 \times 439} \\
&= 0.0069 \\
&= 0.69\%
\end{aligned}$$

Syarat rasio tulangan,

$$\begin{aligned}
\rho &\leq 0,75 \rho_b \\
\rho_b &= 0,75 \times 0,85 \times \beta_1 \times \frac{f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{(600+f_y)} \right) \dots\dots\dots(4. 197) \\
\rho_b &= 0,75 \times 0,85 \times 0,8357 \times \frac{30}{420} \times \left(\frac{600}{(600+420)} \right) \times 100\% \\
\rho_b &= 2.24\% \\
\rho &\leq 2,5 \% \text{ atau } 2.24\% \\
0.69 &\leq 2,5 \% \text{ atau } 2.24\% \text{ (OK)}
\end{aligned}$$

c. Jarak spasi

$$\begin{aligned}
s &= \frac{b-2c_c-2d_s-n \times d_b}{n-1} \dots\dots\dots(4. 198) \\
&= \frac{250-2 \times 40-2 \times 10-2 \times 22}{2-1} \\
&= 22 \text{ mm}
\end{aligned}$$

d. Nilai momen rencana, M_n

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f_{cxb})} \dots\dots\dots(4. 199) \\
 &= \frac{760.265 \times 420}{(0,85 \times 30 \times 250)} \\
 &= 50.088 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{A_s \times f_y}{\left(d - \frac{a}{2}\right)} \dots\dots\dots(4. 200) \\
 &= \frac{760.265 \times 420}{\left(439 - \frac{75.132}{2}\right)} \\
 &= 132.181 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots(4. 201) \\
 &= \frac{50.088}{0.8357} \\
 &= 59.934 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_s &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \dots\dots\dots (4. 202) \\
 &= \frac{(439-59.934)}{59.934} \times 0,003 \\
 &= 0.019
 \end{aligned}$$

Nilai kekuatan reduksi (ϕ) sesuai Tabel 21.2.2. (SNI 2019). Karena $\varepsilon_s > 0,005$ maka, $\phi = 0,9$.

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> M_u \\
 0,9 \times 132.181 &> 55.45 \\
 118.963 &> 55.45 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,perlu} &= \frac{M_u^+}{f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} < A_s \\
 &= \frac{55.45}{420 \times \left(439 - \frac{50.088}{2}\right)} < 760.265 \text{ mm}^2 \\
 &= 318.932 < 760.265 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

4.1.4.d Tulangan Longitudinal Lapangan Positif

$$M_u^- = 47.64 \text{ kNm}$$

e. Syarat tulangan lentur, pasal 9.6.1.2.

$$A_{s,min1} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \times f_y} \times b \times d \dots\dots\dots(4. 203)$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,min1} &= \frac{\sqrt{30}}{4 \times 420} \times 250 \times 439 \\
 &= 357.813 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$A_{s,min2} = \frac{1,4}{f_y} x b x d \dots\dots\dots(4. 204)$$

$$\begin{aligned} A_{s,min2} &= \frac{1,4}{f_y} x b x d \\ &= \frac{1,4}{420} x 250 x 439 \\ &= 365.833 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s,min3} &= 0,25 x A_{sTumpuan \text{ negatif}} \\ &= 0,25 x 1140.398 \\ &= 285.100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ terpakai} &= \frac{n x \pi}{4} x d_b^2 \dots\dots\dots(4. 205) \\ &= \frac{2 x \pi}{4} x 22^2 \\ &= 760.265 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Nilai n = 3 (asumsi),jika tidak aman nantinya jumlah tulangan maupun ukuran diameter tulangan (d_b) diganti.

Syarat,

$$\begin{aligned} A_{s \text{ terpakai}} &\geq A_{smin1} \text{ atau } A_{smin2} \text{ atau } A_{smin3} \\ 760.265 &\geq 357.813 \text{ atau } 365.833 \text{ atau } 285.100 \text{ mm}^2 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

f. Nilai rasio tulangan lentur Pasal 18.6.3.1

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b x d} \dots\dots\dots(4. 206) \\ &= \frac{760.265}{250 x 439} \\ &= 0.0069 \\ &= 0.69\% \end{aligned}$$

Syarat rasio tulangan,

$$\begin{aligned} \rho &\leq 0,75 \rho_b \\ \rho_b &= 0,75 x 0,85 x \beta_1 x \frac{f_c'}{f_y} x \left(\frac{600}{(600+f_y)} \right) \dots\dots\dots(4. 207) \\ \rho_b &= 0,75 x 0,85 x 0,8357 x \frac{30}{420} x \left(\frac{600}{(600+420)} \right) \quad x 100\% \\ \rho_b &= 2.24\% \\ \rho &\leq 2,5 \% \text{ atau } 2.24\% \\ 0.69 &\leq 2,5 \% \text{ atau } 2.24\% \text{ (OK)} \end{aligned}$$

g. Jarak spasi

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{b-2c_c-2d_s-n \times d_b}{n-1} \dots\dots\dots(4. 208) \\
 &= \frac{250-2 \times 40-2 \times 10-2 \times 22}{2-1} \\
 &= 22 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

h. Nilai momen rencana, M_n

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{A_s \times f_y}{(0,85 \times f_c \times b)} \dots\dots\dots(4. 209) \\
 &= \frac{760.265 \times 420}{(0,85 \times 30 \times 250)} \\
 &= 50.088 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{A_s \times f_y}{\left(d - \frac{a}{2}\right)} \dots\dots\dots(4. 210) \\
 &= \frac{760.265 \times 420}{\left(439 - \frac{75.132}{2}\right)} \\
 &= 132.181 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{a}{\beta_1} \dots\dots\dots(4. 211) \\
 &= \frac{50.088}{0.8357} \\
 &= 59.934 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \epsilon_s &= \frac{(d-c)}{c} \times 0,003 \dots\dots\dots(4. 212) \\
 &= \frac{(439-59.934)}{59.934} \times 0,003 \\
 &= 0.019
 \end{aligned}$$

Nilai kekuatan reduksi (ϕ) sesuai Tabel 21.2.2. (SNI 2019). Karena $\epsilon_s > 0,005$ maka, $\phi = 0,9$.

$$\begin{aligned}
 \phi M_n &> M_u \\
 0,9 \times 132.181 &> 47.64 \\
 118.963 &> 47.64 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s,\text{perlu}} &= \frac{M_u^+}{f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} < A_s \\
 &= \frac{47.64}{420 \times \left(439 - \frac{50.088}{2}\right)} < 760.265 \text{ mm}^2 \\
 &= 274.011 < 760.265 \text{ mm}^2 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

4.4.5 Contoh Perhitungan Senggang

4.1.5.a Desain senggang pada tumpuan

Asumsi awal menggunakan tulangan diameter 10 mm dan spasi 50 mm

a. Gaya desain

$$\begin{aligned} a_{pr}^+ &= 1,25 \times \text{nilai } a \text{ dari desain lentur tumpuan positif} \dots\dots\dots(4. 213) \\ &= 1,25 \times 75.132 \\ &= 93.915 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{pr}^- &= 1,25 \times \text{nilai } a \text{ dari desain lentur tumpuan negatif} \dots\dots\dots(4. 214) \\ &= 1,25 \times 75.132 \\ &= 93.915 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ \times (1,25 \times fy) \times (d - a_{pr}^+ / 2) \dots\dots\dots(4. 215)$$

$$\begin{aligned} M_{pr}^+ &= 1140.398 \times (1,25 \times 420) \times (439 - 93.915/2) \\ &= 234719339 \text{ N} \end{aligned}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- \times (1,25 \times fy) \times (d - a_{pr}^- / 2) \dots\dots\dots(4. 216)$$

$$\begin{aligned} &= 1140.398 \times (1,25 \times 420) \times (439 - 93.915/2) \\ &= 234719339 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{pr} = (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / L_n \dots\dots\dots(4. 217)$$

$$\begin{aligned} &= (234719339 + 234719339)/4200 \\ &= 111771 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_e = V_g + V_{pr} \dots\dots\dots(4. 218)$$

$$\begin{aligned} &= 100000 + 111771 \\ &= 211771 \text{ N} \end{aligned}$$

V_g = Output gaya geser Etabs pada kombinasi 1,2D +L

dengan,

M_{pr} = Kekuatan lentur (N)

V_{pr} = Gaya geser (N)

V_e = gaya geser desain untuk kombinasi pembebanan termasuk pengaruh gempa, N

A_s^+ / A_s^- = Luas Tulangan pada desain lentur tumpuan positif/negatif

b. Penulangan geser

Diasumsikan tulangan berdiameter 10 dengan 2 kaki.

$$A_v = \frac{n \times \pi}{4} \times d_s^2 \dots\dots\dots(4. 219)$$

$$= \frac{2 \times \pi}{4} \times 10^2$$

$$= 157.080 \text{ mm}^2$$

Syarat spasi,

$$S_{\max,1} = d/4$$

$$= d/4$$

$$= 439/4$$

$$= 109.75 \text{ mm}$$

$$S_{\max,2} = 6 \times d_b$$

$$= 6 \times 22$$

$$= 132 \text{ mm}$$

$$S_{\max,3} = 150 \text{ mm}$$

$$S_{\text{asumsi}} < S_{\max,1,2,3}$$

$$50 < 109.75 \text{ atau } 132 \text{ mm atau } 150 \text{ mm (OK)}$$

Mengitung V_s untuk tulangan geser sesuai pasal 22.5.10.5.3,

$$V_s = A_v \times f_y \times d/s \dots\dots\dots(4. 220)$$

$$= 157.080 \times 420 \times 439/50$$

$$= 579247 \text{ N}$$

$$V_{s\max} = 0,66 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \dots\dots\dots(4. 221)$$

$$= 0,66 \times \sqrt{30} \times 250 \times 439$$

$$= 396743 \text{ N}$$

Pada bagian tumpuan, nilai V_c menggunakan pasal 18.6.5.2.

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \dots\dots\dots(4. 222)$$

$$V_c = 0, \text{ jika } V_{pr} \geq \frac{1}{2} V_e \text{ dan } P_u < A_g f'c/20$$

$$V_{pr} \geq \frac{1}{2} V_e$$

$$111771 \geq \frac{1}{2} 211771$$

$$111771 \geq 105885.5 \text{ N}$$

$$P_u < A_g f'c/20$$

$$60000 \text{ N} < 250 \times 500 \times 30 /20$$

$$60000 \text{ N} < 187500 \text{ N}$$

$$V_{pr} \geq \frac{1}{2} V_e \text{ dan } P_u < A_g f'c/20, \text{ maka } V_c$$

dengan,

$$A_g = \text{Luas bidang balok (mm}^2\text{)}$$

P_u = Gaya aksial, Etabs (N.mm)

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \dots \dots \dots (4. 223) \\ &= 0 + 396743 \\ &= 396743 \text{ N} \end{aligned}$$

Keterangan,

Nilai, V_s adalah nilai terkecil dari V_s dan V_{smax}

Desain sengkang memenuhi jika,

$$\phi V_n > V_u$$

$$0.75 \times 396743 > 77000 \text{ N}$$

$$297557.1259 > 77000 \text{ N (OK)}$$

Keterangan,

Reduksi kekuatan (ϕ) diambil 0,75 sesuai pasal 12.5.3.2

dengan,

A_v = Luasan tulangan sengkang (mm^2)

d_s = Diameter tulangan sengkang (mm)

d = Tinggi efektif balok (mm)

f_y = Kuat leleh baja (MPa)

f_c' = Kuat tekan beton (MPa)

b = Lebar balok (mm)

V_n = Kuat geser nominal (kN)

s = spasi antar tulangan yang digunakan (mm)

V_u = Kuat geser, kN (Etabs)

ϕV_n = Kuat geser rencana (kN)

4.1.5.a Desain sengkang pada tumpuan

Asumsi awal menggunakan tulangan diameter 10 mm dan spasi 50 mm

a. Gaya desain

$$a_{pr}^+ = 1,25 \times \text{nilai } a \text{ dari desain lentur tumpuan positif} \dots \dots \dots (4. 224)$$

$$= 1,25 \times 75.132$$

$$= 93.915 \text{ mm}$$

$$a_{pr}^- = 1,25 \times \text{nilai } a \text{ dari desain lentur tumpuan negatif} \dots \dots \dots (4. 225)$$

$$= 1,25 \times 75.132$$

$$= 93.915 \text{ mm}$$

$$M_{pr}^+ = A_s^+ \times (1,25 \times f_y) \times (d - a_{pr}^+ / 2) \dots \dots \dots (4. 226)$$

$$M_{pr}^+ = 1140.398 \times (1,25 \times 420) \times (439 - 93.915 / 2)$$

$$= 234719339 \text{ N}$$

$$M_{pr}^- = A_s^- \times (1,25 \times f_y) \times (d - a_{pr}^- / 2) \dots \dots \dots (4. 227)$$

$$= 1140.398 \times (1,25 \times 420) \times (439 - 93.915 / 2)$$

$$= 234719339 \text{ N}$$

$$V_{pr} = (M_{pr}^+ + M_{pr}^-) / L_n \dots \dots \dots (4. 228)$$

$$= (234719339 + 234719339) / 4200$$

$$= 111771 \text{ N}$$

$$V_e = V_g + V_{pr} \dots \dots \dots (4. 229)$$

$$= 100000 + 111771$$

$$= 211771 \text{ N}$$

V_g = Output gaya geser Etabs pada kombinasi 1,2D +L

dengan,

M_{pr} = Kekuatan lentur (N)

V_{pr} = Gaya geser (N)

V_e = gaya geser desain untuk kombinasi pembebanan termasuk pengaruh gempa, N

A_s^+ / A_s^- = Luas Tulangan pada desain lentur tumpuan positif/negatif

b. Penulangan geser

Diasumsikan tulangan berdiameter 10 dengan 2 kaki.

$$A_v = \frac{n \times \pi}{4} \times d_s^2 \dots \dots \dots (4. 230)$$

$$= \frac{2 \times \pi}{4} \times 10^2$$

$$= 157.080 \text{ mm}^2$$

Syarat spasi,

$$S_{max,1} = d/2$$

$$= 439/2$$

$$= 219 \text{ mm}$$

$$S_{\text{asumsi}} < S_{\text{max1}}$$

$$100 < 219 \text{ mm (OK)}$$

Mengitung V_s untuk tulangan geser sesuai pasal 22.5.10.5.3,

$$\begin{aligned} V_s &= A_v \times f_y \times d/s \dots\dots\dots(4. 231) \\ &= 157.080 \times 420 \times 439/50 \\ &= 579247 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{smax}} &= 0,66 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \dots\dots\dots(4. 232) \\ &= 0,66 \times \sqrt{30} \times 250 \times 439 \\ &= 396743 \text{ N} \end{aligned}$$

Pada bagian lapangan, nilai V_c menggunakan pasal 22.5.5.1

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \dots\dots\dots(4. 233) \\ &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 250 \times 439 \\ &= 102191 \text{ N} \end{aligned}$$

dengan,

$$A_g = \text{Luas bidang balok (mm}^2\text{)}$$

$$P_u = \text{Gaya aksial, Etabs (N.mm)}$$

$$\begin{aligned} V_n &= V_c + V_s \dots\dots\dots(4. 234) \\ &= 102191 + \text{nilai terkecil dari } V_s \text{ dan } V_{\text{smax}} \\ &= 391815 \text{ N} \end{aligned}$$

Keterangan,

Nilai, V_s adalah nilai terkecil dari V_s dan V_{smax}

Desain sengkang memenuhi jika,

$$\phi V_n > V_u$$

$$0.75 \times 391815 > 40000 \text{ N}$$

$$293861.0722 > 40000 \text{ N (OK)}$$

Keterangan,

Reduksi kekuatan (ϕ) diambil 0,75 sesuai pasal 12.5.3.2

4.4.6 Contoh Perhitungan Torsi

- a. Parameter Geometri

$$\begin{aligned}
 A_{cp} &= b \times h \dots\dots\dots(4. 235) \\
 &= 250 \times 500 \\
 &= 125000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{cp} &= 2 \times (b+h) \dots\dots\dots(4. 236) \\
 &= 2 \times (250+500) \\
 &= 2 \times 750 \\
 &= 1500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X_o &= b-2c_c-d_s \dots\dots\dots(4. 237) \\
 &= 250 - 2 \times 40 - 10 \\
 &= 160 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Y_o &= h-2c_c-d_s \dots\dots\dots(4. 238) \\
 &= 500 - 2 \times 40 - 10 \\
 &= 410 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

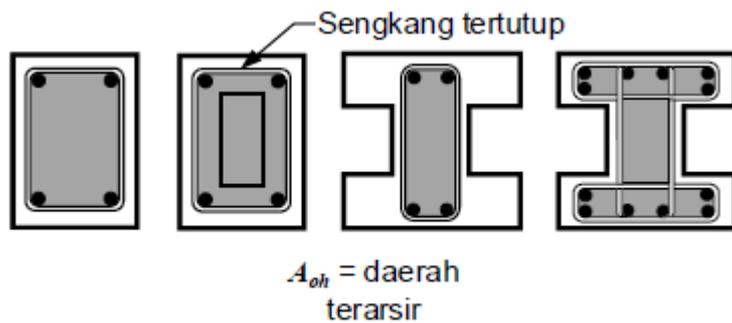
$$\begin{aligned}
 A_{oh} &= x_o \times y_o \dots\dots\dots(4. 239) \\
 &= 160 \times 410 \\
 &= 65600 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sesuai pasal 22.7.6.1.1 nilai A_o boleh diambil sama dengan $0,85A_{oh}$.

$$\begin{aligned}
 A_o &= 0,85 A_{oh} \dots\dots\dots(4. 240) \\
 &= 0,85 \times 65600 \\
 &= 55760 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_h &= 2 \times (x_o + y_o) \dots\dots\dots(4. 241) \\
 &= 2 \times (160 + 410) \\
 &= 1140 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

p_h adalah keliling garis tengah terluar sengkang tertutup (mm^2)



Gambar 4. 27 Luasan daerah A_o

b. Pengecekan kebutuhan tulangan torsi

Tabel 22.7.5.1.

$$T_{cr} = 0,33 \times \sqrt{f'c'} \times \frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \dots \dots \dots (4. 242)$$

$$= 0,33 \times \sqrt{30} \times \frac{125000^2}{1500}$$

$$= 18827963 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75$$

T_u = nilai torsi dari Etabs (Nmm)

$$T_u > \phi T_{cr}/4$$

$$2774000 > 0,75 \times 18827963 /4$$

$$2774000 > 882560.8 \quad \text{(perlu hitung torsi)}$$

c. Pengecekan kecukupan dimensi penampang

Nilai T_u menggunakan ϕ T_{cr} karena balok statis tak tertentu sesuai pasal 22.7.3.2.

$$T_u = 14120972 \text{ N}$$

V_u dari desain tulangan geser, dan V_c sesuai pasal 22.7.7.1.

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'c'} \times b \times d \dots \dots \dots (4. 243)$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{30} \times 250 \times 500$$

$$= 102191 \text{ N}$$

V_u = Nilai V_u diambil dari V_u tumpuan

$$= 77000$$

Syarat dimensi penampang

$$\sqrt{\left[\frac{V_u}{b \times d}\right]^2 + \left[\frac{T_u \times P_h}{(1,7 \times A_{oh}^2)}\right]^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b \times d} + 0,66\sqrt{f'c'}\right)$$

$$\sqrt{\left[\frac{77000}{250 \times 500}\right]^2 + \left[\frac{14120972 \times 1140}{(1,7 \times 65600^2)}\right]^2} \leq 0,75 \left(\frac{77000}{250 \times 439} + 0,66\sqrt{30}\right)$$

$$2.310 \leq 3.410 \quad \text{(OK)}$$

d. Penulangan transversal torsi

Jumlah kaki tumpuan dan lapangan sama dengan desain geser, jarak spasi juga sama dengan desain geser. Tetapi terdapat syarat lain untuk spasi pada torsi berdasarkan Pasal 9.7.6.3.3

$S_{tumpuangeser}$	$< P_h/8$ atau 300 mm
50 mm	< 142.5 atau 300 mm (OK)
$S_{lapangangeser}$	$< P_h/8$ atau 300 mm
100 mm	< 142.5 atau 300 mm (OK)

Jika sudah memenuhi maka bisa dilakukan desain kebutuhan tulangan torsi,

$$\begin{aligned}
 A_{v+t} / s \text{ Tumpuan Pasang} &= n \times \pi/4 \times d_s^2 / s \dots\dots\dots(4. 244) \\
 &= 2 \times \pi/4 \times 10^2 / 50 \\
 &= 3.142 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Dimana, nilai n (kaki),s dan d_s sama dengan desain tulangan geser tumpuan.

$$\begin{aligned}
 A_{v+t} / s \text{ Lapangan Pasang} &= n \times \pi/4 \times d_s^2 / s \dots\dots\dots(4. 245) \\
 &= 2 \times \pi/4 \times d_s^2 / 100 \\
 &= 1.571 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Dimana, nilai n,s dan d_s sama dengan desain tulangan geser lapangan.

$$\begin{aligned}
 A_t/s &= \frac{T_u}{2 \times \phi \times A_o \times f_y} \dots\dots\dots(4. 246) \\
 &= \frac{14120972}{2 \times 0,75 \times 55760 \times 420} \\
 &= 0.402 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v / s \text{ Tumpuan Perlu} &= \frac{V_u \text{ tumpuan}}{\phi \times d \times f_y} \dots\dots\dots(4. 247) \\
 &= \frac{77000}{0,75 \times 250 \times 420} \\
 &= 0.557 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_v / s \text{ Lapangan Perlu} &= \frac{V_u \text{ Lapangan}}{\phi \times d \times f_y} \dots\dots\dots(4. 248) \\
 &= \frac{40000}{0,75 \times 250 \times 420} \\
 &= 0.289 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Persyaratan untuk tulangan torsi dan geser adalah dijumlahkan dan sengkang yang disediakan sekurang-kurangnya adalah jumlah total yang diperlukan (Pasal R9.5.4.3.)

$$\begin{aligned}
 A_{v+t} / s \text{ Tumpuan Perlu} &= 2 \times A_t/s + A_v/s \text{ tumpuan} \dots\dots\dots(4. 249) \\
 &= 2 \times 0.402 + 0.557
 \end{aligned}$$

$$= 1.361$$

$$\begin{aligned} A_{v+t} / s \text{ Lapangan Perlu} &= 2x \frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{s} \text{ lapangan.....(4. 250)} \\ &= 2 \times 0.402 + 0.289 \\ &= 1.093 \end{aligned}$$

Pasal 9.6.4.2, tulangan torsi yang diperlukan, tulangan transversal minimum harus lebih besar dari persamaan dibawah ini.

$$\begin{aligned} A_{v+t} / s_{\min 1} &= 0,062 \times \sqrt{f'c'} \times b / f_y \text{.....(4. 251)} \\ &= 0,062 \times \sqrt{30} \times 250 / 420 \\ &= 0.202 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v+t} / s_{\min 2} &= 0,35 \times b / f_y \text{.....(4. 252)} \\ &= 0,35 \times 250 / 420 \\ &= 0.208 \end{aligned}$$

Cek torsi,persyaratan,

$$\begin{aligned} A_v / s \text{ tumpuan Pasang} &> A_{v+t} / s \text{ Tumpuan Perlu dan } A_{v+t} / s_{\min 1,2} \\ 3.142 &> 0.202 \text{ atau } 0.208 \text{ atau } 1.361 \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_v / s \text{ lapangan Pasang} &> A_{v+t} / s \text{ Tumpuan Perlu dan } A_{v+t} / s_{\min 1,2} \\ 1.571 &> 0.202 \text{ atau } 0.208 \text{ atau } 1.093 \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

e. Penulangan longitudinal torsi

Tulangan torsi longitudinal harus memiliki diameter sekurang-kurangnya 0,042 kali spasi tulangan transversal, tapi tidak kurang dari 10 mm. Pasal 9.7.5.2.

$$\begin{aligned} d_b, \min &= 0,042s \text{.....(4. 253)} \\ &= 0,042 \times \text{nilai tertinggi dari (spasi)} \\ &= 0,042 \times 100 = 4.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_I &= A_t / s \times Ph \text{.....(4. 254)} \\ &= 0.402 \times 1140 \\ &= 458.254 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{I,\min} &= 0,42 \sqrt{f'c'} \frac{A_{cp}}{f_{yt}} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \text{.....(4. 255)} \\ &= 0,42 \sqrt{30} \frac{125000}{420} - (0.402) \times 1140 \end{aligned}$$

$$= 226.399 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s,t,perlu} &= \text{maksimum dari } A_I \text{ dan } A_{I,\min} + A_s \text{ perlu tumpuan.....(4. 256)} \\ &= 458.254 + (547.371+561.499) \\ &= 1567.124 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As perlu tumpuan adalah jumlah dari desain lentur pada tumpuan positif dan negatif

$$\begin{aligned} A_{s,t,perlu} &= \text{maksimum dari } A_I \text{ dan } A_{I,\min} + A_s \text{ perlu lapangan.....(4. 257)} \\ &= 458.254 + (318.932+274.011) \\ &= 1051.197 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

As perlu lapangan adalah jumlah dari desain lentur pada lapangan positif dan negatif

Untuk tulangan terpakai pada bagian tumpuan, jumlah tulangan berdasarkan tulangan dari desain lentur. Disarankan tulangan tengah kelipatan 2, misal 2

$$\begin{aligned} A_{s,t,pakai} &= n \text{ tul. Tumpuan atas+bawah+tengah} \times \frac{\pi}{4} \times d_b^2 \text{(4. 258)} \\ &= (3+3+2) \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 \\ &= 3041.062 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Untuk tulangan terpakai pada bagian lapangan, jumlah tulangan berdasarkan tulangan dari desain lentur.

$$\begin{aligned} A_{s,t,pakai} &= n \text{ tul. lapangan atas+bawah+tengah} \times \frac{n \times \pi}{4} \times d_b^2 \text{(4. 259)} \\ &= (2+2+2) \times \frac{\pi}{4} \times 22^2 \\ &= 2280.796 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek lentur + torsi

$$\begin{aligned} A_{s,t,pakai} &> A_{s,t,perlu} \\ 3041.062 &> 1567.124 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s,t,pakai} &> A_{s,t,perlu} \\ 2280.796 &> 1051.197 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4.4.7 Kesimpulan

Tabel 4. 20 Rekap hasil perhitungan

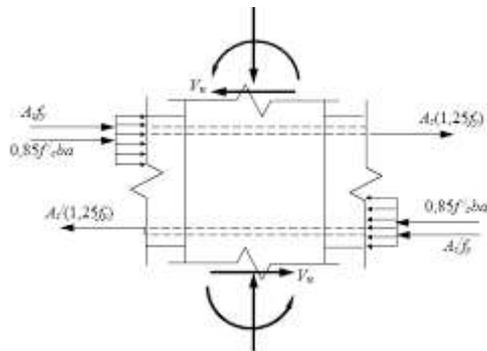
Kesimpulan	
Syarat Gaya dan Geometri	OK
Kapasitas Lentur	OK
Kapasitas Geser	OK
Kapasitas Torsi	OK
Tulangan Longitudinal	
Longitudinal Tumpuan Atas	3 D22
Longitudinal Tumpuan Tengah	2 D22
Longitudinal Tumpuan Bawah	3 D22
Longitudinal Lapangan Atas	2 D22
Longitudinal Lapangan Tengah	2 D22
Longitudinal Lapangan Bawah	2 D22
Tulangan Transversal/Sengkang	
Sengkang Tumpuan	2D10-50
Sengkang Lapangan	2D10-100

4.5 Desain Balok-Kolom

a. Persyaratan Umum (SNI 2847:2019 pasal 18.8.2)

- 1) Gaya-gaya pada tulangan longitudinal balok di muka *joint* harus ditentukan dengan menganggap bahwa tegangan pada tulangan Tarik lentur adalah $1,25 f_y$.
- 2) Tulangan longitudinal balok yang berhenti pada suatu kolom harus memiliki Panjang penyaluran yang cukup hingga mencapai sisi jauh dari inti kolom terkekang.
- 3) Jika tulangan longitudinal balok diteruskan melewati *joint*, maka dimensi kolom dalam arah parallel terhadap tulangan longitudinal balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok. Untuk

beton ringan, maka dimensi kolom tidak boleh kurang dari 26 kali diameter tulangan longitudinal balok terbesar.



Gambar 4. 28 Gaya-gaya Pada *Joint* balok kolom

b. Persyaratan Tulangan Transversal (SNI 2847:2019 pasal 18.8.3)

- 1) Pada *joint* kolom balok harus tersedia tulangan transversal berbentuk Sengkang
- 2) Jika pada *joint* kolom balok memiliki balok dengan ukuran lebar sekurang-kurangnya $\frac{3}{4}$ dan merangka pada keempat sisi kolom, maka membutuhkan tulangan transversal sejumlah $\frac{1}{2}$ dari kebutuhan pada daerah sendi plastis kolom, tulangan transversal dipasang pada setinggi balok terendah yang merangka *joint* kolom balok. Pada daerah ini, jarak tulangan transversal boleh diperbesar hingga 150 mm
- 3) Jika lebar balok lebih besar daripada kolom, tulangan transversal seperti daerah plastis harus di sediakan untuk mengikat tulangan longitudinal yang berada di luar inti kolom

c. Kuat Geser Nominal *Joint* V_n (SNI 2847:2019 pasal 18.8.4.1)

Rumus kekuatan geser nominal *joint* berbeda beda tergantung pada seberapa banyak yang mengekang kolom

Tabel 4. 21 Kuat Geser Nominal *Joint* V_n

Konfigurasi <i>Joint</i>	V_n
Untuk <i>joint</i> yang terkekang pada keempat sisinya	$1,7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Untuk <i>joint</i> yang terkekang pada ketiga sisinya	$1,2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

Untuk kasus-kasus <i>joint</i> yang lainnya	$1,0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
---	----------------------------

Untuk beton ringan nilai $\lambda = 0,75$

d. **Luas Penampang Efektif (SNI 2847:2019 pasal 18.8.4.3)**

Luas penampang efektif dalam suatu *joint*, A_j , harus dihitung dari tinggi *joint* kali lebar *joint* efektif

$$A_j = \text{tinggi } joint \times \text{lebar } joint$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar } joint &= b + h \\ &\leq b + 2x \end{aligned}$$

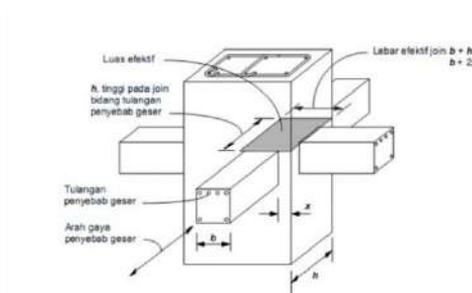
$$\text{Tinggi } joint = h$$

Keterangan :

h = dimensi kolom yang sejajar dengan arah gaya geser

b = lebar balok yang menghasilkan gaya geser

x = sisi *joint* yang tidak tertutupi balok



Gambar 4. 29 Luas Efektif *Joint*

e. **Panjang Penyaluran Tulangan (SNI 2847:2019 pasal 18.8.5)**

Panjang penyaluran l_{dh} dengan kaitan standar tulangan Tarik berdiameter 10 hingga 36 mm, diambil nilai terbesar antara :

- $8d_b$ (10 d_b untuk beton ringan)
- 150 mm (190 mm untuk beton ringan)
- $\frac{f_y d_b}{5,4 \lambda \sqrt{f'_c}}$ ($\lambda = 0,75$ untuk beton ringan)

Untuk tulangan Tarik berdiameter 10 hingga 36 mm tanpa kait, l_d tidak boleh kecil dari :

- $2,5l_{dh}$ jika tebal pengecoran beton dibawah tulangan tersebut kurang dari 300 mm

- $3,25l_{dh}$ jika tebal pengecoran beton dibawah tulangan tersebut lebih dari 300 mm

4.6 Desain Shear Wall

a. Data material penampang *Shearwall*

1) Material beton

$$\begin{aligned} \text{Mutu beton } (f'c) &= 30 \text{ MPa} \\ \text{Modulus elastisitas beton} &= 4.700\sqrt{f'c} \\ &= 4.700\sqrt{30} = 25.743 \text{ MPa} \end{aligned}$$

2) Material tulangan baja

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

b. Data penampang

- 1) Panjang *Shearwall* (l_w) = 6.600 mm
- 2) Tebal *Shearwall* (t_w) = 300 mm
- 3) Tinggi gedung (h_w) = 37.800 mm
- 4) Lebar kolom (b) = 600 mm
- 5) Tinggi kolom (h) = 600 mm

c. Gaya dalam hasil analisis melalui *ETABS*

- 1) Gaya geser ultimate (V_{u2}) = 2.680 kN
- 2) Momen Ultimeter (M_{u2}) = 34.142 kNm
- 3) Gaya aksial yang bekerja = 10.765 kN

d. Desain penulangan *Shearwall*

1) Tulangan horizontal dan tulangan transversal minimum

Periksa apakah diperlukan dua *layer* tulangan. Baja tulangan harus dua layer apabila $V_u > \frac{1}{6} A_{cv} \sqrt{f'c}$.

$$\begin{aligned} A_{cv} &= l_w \times t_w \dots\dots\dots(4. 260) \\ &= 6.600 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \\ &= 1.980.000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka: } \frac{1}{6} A_{cv} \sqrt{f'c} \dots\dots\dots(4.261) \\ &= \frac{1}{6} \times 1.980.000 \sqrt{30} \end{aligned}$$

$$= 1.807.484 \text{ N}$$

$$= 1.807 \text{ kN} < 2.680 \text{ kN} \rightarrow \text{diperlukan dua layer}$$

Periksa apakah gaya geser yang bekerja (V_u) $< \frac{5}{6} A_{cv} \sqrt{f'c}$

$$\text{Kuat geser maksimum : } \frac{5}{6} A_{cv} \sqrt{f'c} \dots\dots\dots(4. 262)$$

$$= \frac{5}{6} \times 1.980.000 \sqrt{30}$$

$$= 9.037.422 \text{ N}$$

$$= 9.037 \text{ kN} > 2.680 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok}$$

Tulangan horizontal dan tulangan transversal yang dibutuhkan.

Rasio distribusi tulangan minimum $\rho_{n \min} = 0.0025$ dan spasi maksimum 45 cm.

Luas *Shearwall*/ meter panjang

$$= 300 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}$$

$$= 300.000 \text{ mm}^2$$

Per meter minima harus ada

$$= 300.000 \text{ mm}^2 \times 0,0025$$

$$= 750 \text{ mm}^2$$

Asumsi baja tulangan D16 (201 mm^2) dipasang 2 layer. Karena digunakan dua layer, maka jumlah pasangan tulangan :

$$= \frac{750 \text{ mm}^2}{210 \text{ mm}^2 \times 2}$$

$$= 1,86 \approx 2 \text{ pasang}$$

$$s = \frac{1000 \text{ mm}}{2}$$

$$= 500 \text{ mm} \rightarrow \text{tidak memenuhi syarat batas spasi maksimum, spasi harus}$$

diperkecil

dan tidak boleh melebihi 45 cm.

Asumsi spasi = 30 cm

2) Periksa apakah tulangan dapat menahan geser.

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y] \dots\dots\dots(4. 263)$$

Keterangan :

$$\alpha_c = \frac{1}{4} \text{ untuk } h_w / l_w \leq 1,5 \dots\dots\dots(4. 264)$$

$$\frac{1}{6} \text{ untuk } h_w / l_w \geq 2$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{37.800 \text{ mm}}{6600 \text{ mm}} = 5,7 \rightarrow \alpha_c = \frac{1}{6}$$

$$\rho_n = \frac{\frac{l_w}{s} \times A_s}{l_w \times t_w} \dots\dots\dots(4. 265)$$

$$= \frac{\frac{6600 \text{ mm}}{300 \text{ mm}} \times 402 \text{ mm}^2}{6600 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}} = 0,0045 > 0,0025 \rightarrow \text{Ok}$$

Maka;

$$V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y] \dots\dots\dots(4. 266)$$

$$= 1.980.000 \left[\frac{1}{6} \sqrt{30} + 0,0045 \times 400 \right]$$

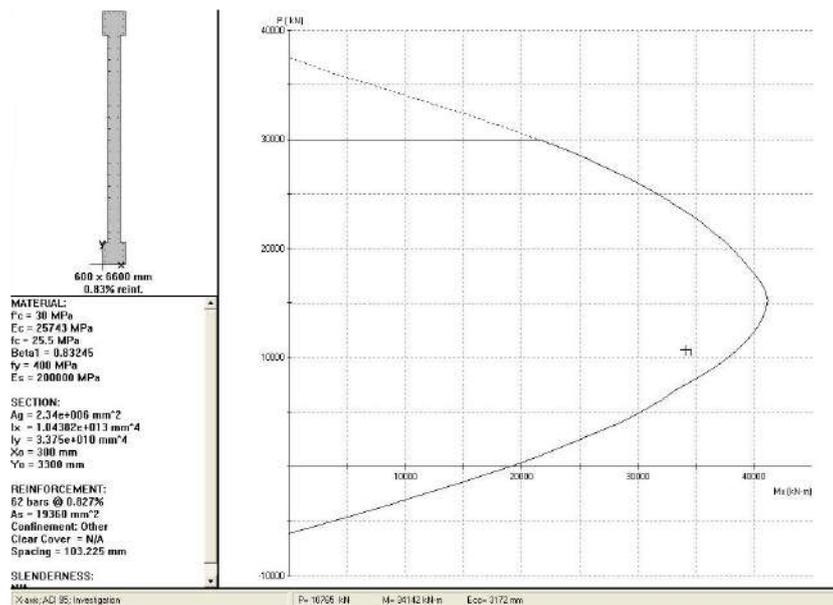
$$= 5.371.484 \text{ N}$$

$$= 5.371,48 \text{ kN} > 2.680 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok, shearwall cukup kuat menahan gaya geser yang bekerja. Tulangan arah vertikal.}$$

Rasio tulangan vertikal (ρ_v) tidak boleh kurang dari ρ_n apabila $h_w / l_w < 2$. Karena $h_w / l_w = 5,4$ maka yang digunakan adalah rasio tulangan minimum, sehingga untuk tulangan arah vertikal digunakan dua *layer* D16 dengan spasi 30 cm.

3) Kebutuhan tulangan untuk kombinasi aksial dan lentur

Kuat tekan dan kuat lentur *shearwall* dengan konfigurasi yang didesain seperti terlihat pada diagram interaksi *shearwall*.



Gambar 4. 30 Diagram interaksi *shearwall*

Dari diagram tersebut dapat disimpulkan bahwa *shearwall* cukup kuat menerima kombinasi beban aksial dan lentur.

4) Menentukan kebutuhan *special boundary element*

Special boundary element diperlukan jika :

$$\frac{P_u}{A_g} + \frac{M_{uy}}{I} > 0,2 f_c \dots\dots\dots(4. 267)$$

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_{uy}}{I} &= \frac{10.765 \text{ kN}}{1,98 \text{ m}^2} + \frac{34.142 \text{ kNm} \times 3,3 \text{ m}}{7,18 \text{ m}^4} \\ &= 21.128,87 \text{ kN/m}^2 \\ &= 21,13 \text{ MPa} \end{aligned}$$

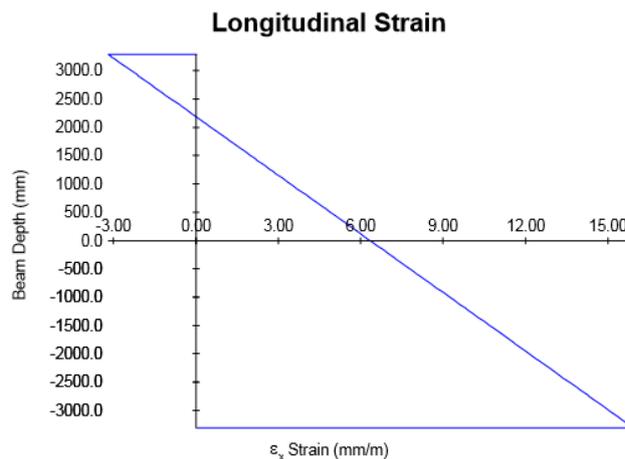
Sedangkan

$$\begin{aligned} 0,2 f_c &= 0,2 \times 30.000 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots(4. 268) \\ &= 6.000 \text{ kN/m}^2 \\ &= 6 \text{ MPa} < 21,13 \text{ MPa} \rightarrow \text{dibutuhkan} \end{aligned}$$

Special boundary element diperlukan jika :

$$c > \frac{L_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}, \frac{\delta_u}{h_w} > 0,007 \dots\dots\dots(4. 269)$$

Dari hasil analisis menggunakan *Response2000*, jarak *c* seperti terlihat pada 4.24 adalah 1,35 m.



Gambar 4. 31 *Longitudinal strain* untuk menentukan jarak *critical point* dari serat terluar *zone kompresi*

Sedangkan,

$$\frac{L_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{6,6}{600 \times \frac{0,35 \text{ m}}{37,8 \text{ m}}}$$

$$= 1,19 \text{ m} < 1,35 \text{ m}$$

Dari kedua kondisi dapat disimpulkan bahwa *special boundary element* dibutuhkan.

Nilai $c = 1.350 \text{ mm}$

Special boundary element setidaknya harus dibuat sepanjang $c - 0,1 l_w$ dari serat tekan, atau $c/2$.

$$c - 0,1 l_w = 1.350 \text{ mm} - (0,1 \times 6600 \text{ mm}) = 690 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm} \dots\dots\dots(4. 270)$$

dan

$$\frac{c}{2} = \frac{1.350}{2} = 675 \text{ mm} \dots\dots\dots(4. 271)$$

Gunakan yang terbesar, panjang *special boundary element* = 700 mm. Namun karena kita telah memasang *shearwall* dengan konfigurasi dula layer D16 dengan spasi 30 cm, maka panjang *special boundary element* harus diperpanjang menjadi 940 mm dari serat tekan terluar.

- 5) Menentukan tulangan transversal yang diperlukan di *special boundary element* *Confinement* 60 cm × 60 cm pada *boundary element*.

Asumsi kita gunakan *hoops* berbentuk persegi dengan tulangan D13.

h_c = dimensi inti (*core*), jarak yang diukur dari centroid ke centroid *hoops*.

$$= 600 \text{ mm} - (2 \times 40 \text{ mm} + 2 \times 13 \text{ mm}/2) = 507 \text{ mm}$$

Spasi maksimum *hoops* ditentukan oleh yang terkecil di antara :

$$\frac{1}{4} \text{ panjang sisi terpendek} = \frac{1}{4} \times 600 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

$$6 \times \text{diameter tulangan longitudinal} = 6 \times 25 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

$$s_x \leq 100 + \frac{350-h_x}{3} \dots\dots\dots(4. 272)$$

$$= 100 + \frac{350 - \left(\frac{2}{3} h_c\right)}{3} = 100 + \frac{350 - (338)}{3} = 104 \text{ mm}$$

Jadi, gunakan *hoops* dengan tulangan D13 dengan spasi 100 mm = 10 cm.

Dengan D13 dengan spasi 100 mm, *confinement* yang dibutuhkan :

$$A_{sh} = \frac{0,09 s h_c f_c}{f_{yh}} \dots\dots\dots(4. 273)$$

$$= \frac{0,09 \times 100 \text{ mm} \times 507 \text{ mm} \times 30 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} = 342,23 \text{ mm}^2$$

Karena kolom menggunakan 12 D 25, maka *confinement* yang digunakan adalah 4 *hoops* D13(531 mm²) dengan spasi 10 cm.

Confinement untuk *shearwall*.

Asumsikan tulangan D13.

$$h_c = 300 \text{ mm} - (2 \times 40 \text{ mm} + 2 \times 13 \text{ mm}/2) = 207 \text{ mm}$$

Spasi maksimum yang diizinkan :

$$\frac{1}{4} \text{ panjang sisi terpendek} = \frac{1}{4} \times 600 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

$$6 \times \text{diameter tulangan longitudinal} = 6 \times 16 \text{ mm} = 96 \text{ mm}$$

$$s_x \leq 100 + \frac{350 - h_x}{3}$$

$$= 100 + \frac{350 - (\frac{2}{3} h_c)}{3} = 100 + \frac{350 - (138)}{3} = 171 \text{ mm}$$

Jadi, spasi yang digunakan adalah 10 cm.

Untuk *confinement* arah parallel terhadap *shearwall* dengan spasi 100 mm

$$h_c = 300 \text{ mm} - (2 \times 40 \text{ mm} + 2 \times 13 \text{ mm}/2) = 207 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 s h_c f_c}{f_{yh}}$$

$$= \frac{0,09 \times 100 \text{ mm} \times 207 \text{ mm} \times 30 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} = 139,73 \text{ mm}^2$$

Maka tulangan yang digunakan dua *layer* D13 (265 mm²) dengan spasi 100 mm.

Untuk *confinement* arah tegak lurus *shearwall* dengan spasi 100 mm

$$h_c = 900 \text{ mm} - 600 \text{ mm} - (2 \times 40 \text{ mm} + 2 \times 13 \text{ mm}/2) = 247 \text{ mm}$$

$$A_{sh} = \frac{0,09 s h_c f_c}{f_{yh}}$$

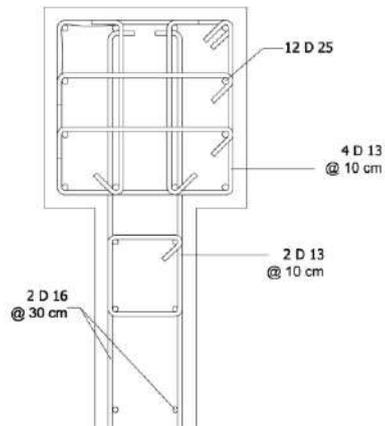
$$= \frac{0,09 \times 100 \text{ mm} \times 247 \text{ mm} \times 30 \text{ MPa}}{400 \text{ MPa}} = 166,73 \text{ mm}^2$$

Maka tulangan yang digunakan dua *layer* D13 (265 mm²) dengan spasi 100 mm.

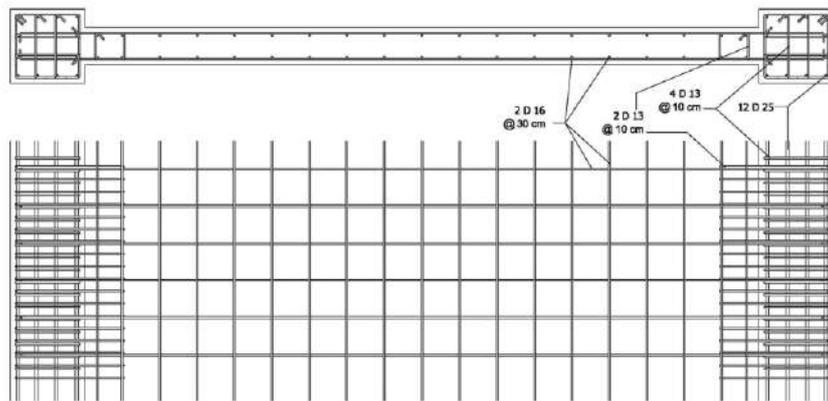
Tulangan transversal di *boundary element* harus dilebihkan panjangnya

$$\text{sepanjang } l_w = 6,6 \text{ m atau } M_u / 4 V_u = 34.142 \text{ kNm} / (4 \times 2.680 \text{ kN}) = 3,18 \text{ m} \approx 4 \text{ m}$$

6) Sketsa penulangan *shearwall*



Gambar 4. 32 Sketsa penulangan *special boundary element*



Gambar 4. 33 Sketsa penulangan *shearwal*

4.7. Desain Fondasi

4.7.1 Tiang Pancang (Metode Meyerhof : 1976)

a. Spesifikasi Tiang Pancang berdasarkan katalog Wika Beton

Tipe = Spun Pile diameter 800 mm, Class A1

Luas Penampang = 2563,54 cm²

Berat = 290 kg/m

Bending Moment Ultimate = 60 Ton.m

Allowable Axial Load = 415 Ton

= 4150 kN

b. Data Beban

Tabel 4.23 Data beban tetap dari *Etabs*

TITIK	Kombo 1						Kombo 2					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1A	52.2172	81.0628	1864.9197	-8.5951	2.7564	-0.0225	101.2187	160.5735	3973.111	-13.6039	6.1669	-0.0227
2A	-0.7087	30.6084	1827.294	-10.6892	0.4907	0.0001	-20.1321	52.8214	3694.2948	-19.8127	1.2361	0.0005
3A	142.0419	-116.8353	2699.7837	-61.9301	41.9299	-0.0229	228.1476	-201.1351	4734.3851	-84.4886	54.2842	-0.0238
4A	33.4342	-242.3373	2439.9757	99.7593	35.4509	0.0001	49.8585	-322.6789	4572.6686	132.3785	46.98	0.0005
5A	1.4922	10.5377	2467.6352	-2.4647	0.5347	0.0001	12.6822	24.1706	4731.9499	-7.3962	4.5978	0.0005
6A	7.0436	7.848	2740.8761	-1.483	2.5601	0.0001	17.3851	9.6744	5249.0362	-2.1051	6.3106	0.0005
7A	0.6332	30.3679	1829.1453	-10.5975	-0.6485	0.0001	21.0073	52.3672	3689.7221	-19.6569	-1.5674	0.0005
8A	-51.3699	81.4145	1904.2541	-8.4924	-2.9949	0.023	-99.3827	161.2768	4051.087	-13.3869	-6.6137	0.0242
9A	-43.7973	-243.8192	2270.6479	100.3223	-36.8098	0.0001	-70.1421	-325.1528	4249.593	133.2931	-49.8128	0.0005
10A	-129.1992	-116.5728	2674.33	-61.8086	-41.0359	0.0226	-203.9272	-200.4972	4687.5549	-84.2733	-52.5865	0.023
1B	20.3949	31.3813	2726.0775	-11.8508	8.169	0.0001	42.7229	66.2301	5483.0278	-15.3434	17.3576	0.0005
2B	-4.3678	3.6772	2559.7399	0.0401	-1.606	0.0001	-10.6197	-1.7477	4890.17	2.0669	-3.9149	0.0005
3B	5.4649	1.6336	2448.0405	0.7853	1.9829	0.0001	13.1405	-4.3475	4864.649	3.0129	4.7575	0.0005
4B	-3.7793	8.0851	2188.7575	-1.5672	-1.3894	0.0001	-4.6567	14.9113	4227.308	-4.0068	-1.7309	0.0005
5B	-62.8532	9.4336	3491.165	-2.0594	-22.9532	0.0001	-78.6687	7.6225	5682.1842	-1.3464	-28.7528	0.0005
6B	0.3124	10.4737	2245.4238	-2.439	0.1032	0.0001	2.0068	13.1795	4388.1206	-3.3747	0.6975	0.0005
7B	1.2975	13.7083	2591.2876	-3.6204	0.4636	0.0001	5.4352	24.7906	4931.3978	-7.6158	1.9526	0.0005
8B	4.0949	2.8879	2499.1596	0.3291	1.4829	0.0001	9.8686	-3.3973	4765.4361	2.6728	3.5633	0.0005
9B	3.7762	7.8992	2758.1959	-1.5	1.3674	0.0001	8.6637	9.9842	5273.2771	-2.2115	3.1273	0.0005
10B	-0.4017	9.4793	2479.8205	-2.0777	-0.1566	0.0001	-9.1574	23.2053	4640.0239	-7.0409	-3.3737	0.0005
1C	-5.1183	7.8724	2743.4129	-1.4912	-1.879	0.0001	-12.3856	9.7521	5269.9887	-2.1305	-4.5557	0.0005
2C	-1.6957	10.5227	2470.4833	-2.4602	-0.6289	0.0001	-13.036	24.1382	4735.5777	-7.3881	-4.7894	0.0005
3C	-5.6636	1.5722	2447.2637	0.8068	-2.079	0.0001	-13.4613	-4.4667	4863.2322	3.0526	-4.9521	0.0005
4C	-7.2221	7.8302	2740.6591	-1.4774	-2.6469	0.0001	-17.678	9.633	5248.5475	-2.0938	-6.4875	0.0005
5C	0.4614	9.3751	2536.5857	-2.042	0.1584	0.0001	9.1456	23.0339	4713.9104	-6.9881	3.3069	0.0005
6C	4.814	4.3831	2550.9639	-0.2199	1.7454	0.0001	11.5813	-0.3664	4873.9322	1.553	4.1885	0.0005
7C	4.9315	7.7577	2745.5298	-1.4516	1.7891	0.0001	12.0731	9.5292	5273.0712	-2.0589	4.3717	0.0005
8C	-3.4781	13.5524	2668.5172	-3.5676	-1.2795	0.0001	-8.357	24.5248	5031.4964	-7.536	-3.0815	0.0005
9C	-4.8334	3.8158	2477.2995	-0.0137	-1.776	0.0001	-11.2734	-1.7598	4731.3948	2.0579	-4.1535	0.0005
10C	-3.981	7.6882	2756.4382	-1.4272	-1.4639	0.0001	-8.9793	9.6073	5270.8211	-2.0911	-3.3124	0.0005
1D	5.3337	7.9793	2209.7886	-1.5341	1.9368	0.0001	6.5951	14.6846	4254.4027	-3.9473	2.376	0.0005
2D	62.324	9.2725	3483.3417	-2.0061	22.7365	0.0001	78.0716	7.4657	5667.4155	-1.3124	28.4574	0.0005
3D	-0.4259	10.4198	2244.4601	-2.4249	-0.1663	0.0001	-2.2017	13.0295	4386.0106	-3.3432	-0.8386	0.0005
4D	-8.6883	24.6336	1881.1053	-8.4428	0.9846	0.0001	-25.9912	43.9635	3616.2392	-16.5418	2.7829	0.0005
5D	-8.0981	27.273	1764.5513	-9.4557	-1.2539	0.0001	-16.7534	41.5729	3321.2423	-15.4951	-3.1589	0.0005
6D	2.4391	27.7431	1732.5941	-9.6792	1.8785	0.0001	8.3059	44.5101	3312.0495	-16.6922	4.1657	0.0005
7D	-0.2248	27.7252	1745.933	-9.6739	-1.7466	0.0001	-5.8124	44.4643	3329.4041	-16.6796	-3.8148	0.0005
8D	8.819	27.3394	1810.0631	-9.4856	1.319	0.0001	16.9249	41.5939	3379.7259	-15.5164	3.3811	0.0005
9D	6.8069	24.5521	1917.017	-8.4145	-0.2752	0.0001	22.8192	43.7473	3655.7283	-16.4761	-1.4842	0.0005
10D	-20.8722	29.6339	2758.1074	-11.6576	-8.3963	0.0001	-43.514	62.9573	5545.3596	-14.9124	-17.778	0.0005
1E	27.8807	126.3749	3763.981	-17.7391	16.0542	0.0001	53.8355	173.3401	7174.6848	-22.7026	28.4364	0.0005
2E	-28.2739	124.7146	3775.0787	-17.4467	-16.2586	0.0001	-54.4975	170.4323	7196.6051	-22.0591	-28.8301	0.0005
3E	510.4597	-72.4646	5352.7256	6.6985	209.0214	0.0001	689.3122	-124.2995	8872.7496	7.6982	282.347	0.0005
4E	-510.8311	-72.5603	5350.8058	6.9553	-209.1926	0.0001	-689.6524	-124.2269	8870.2316	8.2667	-282.571	0.0005
5E	-61.6056	-9.7092	2076.5417	7.9783	-9.9601	0.0001	-106.8995	-30.3525	3999.5971	17.2668	-13.5215	0.0005
6E	13.7084	-5.3057	1746.8902	4.1331	7.5894	0.0001	23.9665	-24.127	3327.7244	12.1122	13.6326	0.0005
7E	14.4782	1.6068	2032.2029	1.4381	3.8073	0.0001	31.9644	-12.9951	3940.8784	7.7159	7.3795	0.0005
8E	-9.0495	1.6339	1938.2584	1.3919	-1.0114	0.0001	-20.16	-12.9459	3771.7342	7.629	-1.875	0.0005
9E	14.3294	-0.7041	1987.1225	2.212	0.243	0.0001	27.474	-15.7666	3815.8102	8.613	1.1998	0.0005
10E	27.5496	-5.4435	2263.1514	6.2013	2.5865	0.0001	43.1328	-22.5004	4351.4055	13.9806	1.9919	0.0005

Tabel 4.23 Data beban tetap dari *Etabs* (Lanjutan)

TITIK	Kombo 3						Kombo 4					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1A	52.2197	81.0673	1864.9931	-8.5949	2.7565	-0.0225	88.9701	140.6992	3446.1182	-12.3515	5.3143	-0.0226
2A	-0.7022	30.6083	1827.3893	-10.6891	0.4906	0.0001	-15.2714	47.2681	3227.6161	-17.5318	1.0497	0.0004
3A	142.046	-116.8426	2699.9492	-61.9314	41.9286	-0.0229	206.6243	-180.0657	4225.8589	-78.85	51.1947	-0.0236
4A	33.4354	-242.3352	2440.1646	99.7585	35.4511	0.0001	45.7534	-302.5919	4039.637	124.2231	44.0978	0.0004
5A	1.4921	10.5381	2470.1698	-2.4648	0.5347	0.0001	9.8846	20.7626	4167.7721	-6.1634	3.582	0.0004
6A	7.0436	7.8478	2743.2881	-1.4829	2.56	0.0001	14.7997	9.2177	4623.8051	-1.9495	5.3729	0.0004
7A	0.6268	30.3679	1829.2388	-10.5974	-0.6485	0.0001	15.9089	46.8674	3224.648	-17.392	-1.3376	0.0004
8A	-51.3722	81.419	1904.327	-8.4922	-2.995	0.023	-87.3813	141.3146	3514.4334	-12.1631	-5.709	0.0239
9A	-43.8006	-243.8172	2270.8207	100.3215	-36.8103	0.0001	-63.5584	-304.8178	3754.9863	125.0498	-46.5624	0.0004
10A	-129.2019	-116.5804	2674.4906	-61.8099	-41.0346	0.0226	-185.2472	-179.5218	4184.3691	-78.6581	-49.6979	0.0229
1B	20.395	31.3884	2726.2415	-11.8502	8.1691	0.0001	37.141	57.5232	4793.9132	-14.4698	15.0605	0.0004
2B	-4.3678	3.6763	2562.1971	0.0405	-1.606	0.0001	-9.0567	-0.3921	4309.4054	1.5605	-3.3377	0.0004
3B	5.4649	1.6328	2450.5198	0.7856	1.9829	0.0001	11.2215	-2.8529	4262.3564	2.4562	4.0639	0.0004
4B	-3.7787	8.0853	2189.4807	-1.5672	-1.3892	0.0001	-4.4369	13.2049	3718.2128	-3.397	-1.6454	0.0004
5B	-62.8533	9.4332	3491.4869	-2.0592	-22.9532	0.0001	-74.7149	8.075	5134.6708	-1.5245	-27.3029	0.0004
6B	0.3131	10.4735	2246.8691	-2.4389	0.1034	0.0001	1.5837	12.5029	3853.5303	-3.1407	0.5491	0.0004
7B	1.2979	13.7088	2593.7687	-3.6205	0.4638	0.0001	4.4011	22.0204	4348.2311	-6.6171	1.5805	0.0004
8B	4.0953	2.887	2501.5832	0.3294	1.4831	0.0001	8.4255	-1.8267	4200.6847	2.0871	3.0433	0.0004
9B	3.7764	7.899	2760.6374	-1.4999	1.3675	0.0001	7.442	9.4628	4646.338	-2.0335	2.6874	0.0004
10B	-0.4017	9.4797	2482.3289	-2.0778	-0.1566	0.0001	-6.9684	19.7741	4101.8543	-5.8002	-2.5694	0.0004
1C	-5.1183	7.8723	2745.8157	-1.4911	-1.879	0.0001	-10.5688	9.2821	4640.1468	-1.9706	-3.8866	0.0004
2C	-1.6957	10.5231	2473.0178	-2.4603	-0.6289	0.0001	-10.2009	20.7346	4171.205	-6.1562	-3.7492	0.0004
3C	-5.6636	1.5714	2449.7429	0.8071	-2.079	0.0001	-11.5119	-2.9575	4261.0995	2.4914	-4.2338	0.0004
4C	-7.2221	7.8301	2743.0711	-1.4773	-2.6469	0.0001	-15.0641	9.1822	4623.3843	-1.9396	-5.5273	0.0004
5C	0.4613	9.3755	2539.0941	-2.0421	0.1584	0.0001	6.9745	19.6195	4171.4605	-5.7516	2.5198	0.0004
6C	4.814	4.3824	2553.4195	-0.2196	1.7454	0.0001	9.8895	0.8204	4295.0318	1.11	3.5777	0.0004
7C	4.9315	7.7575	2747.9326	-1.4515	1.7891	0.0001	10.2877	9.0862	4642.988	-1.907	3.726	0.0004
8C	-3.4786	13.5529	2670.9984	-3.5677	-1.2796	0.0001	-7.1376	21.7821	4442.6125	-6.544	-2.6312	0.0004
9C	-4.834	3.815	2479.7219	-0.0134	-1.7762	0.0001	-9.6639	-0.3665	4169.6878	1.5402	-3.5593	0.0004
10C	-3.9813	7.6881	2758.8796	-1.4271	-1.464	0.0001	-7.73	9.1274	4644.0564	-1.9251	-2.8504	0.0004
1D	5.333	7.9795	2210.5127	-1.5342	1.9366	0.0001	6.2792	13.0084	3743.7922	-3.3441	2.266	0.0004
2D	62.3241	9.2721	3483.6625	-2.0059	22.7365	0.0001	74.1348	7.9171	5121.6377	-1.4857	27.0272	0.0004
3D	-0.4267	10.4196	2245.9032	-2.4248	-0.1666	0.0001	-1.7583	12.3769	3851.7053	-3.1136	-0.6707	0.0004
4D	-8.683	24.6338	1881.3276	-8.4428	0.984	0.0001	-21.6615	39.1312	3182.6224	-14.5171	2.3328	0.0004
5D	-8.0977	27.273	1764.7975	-9.4557	-1.2537	0.0001	-14.5892	37.998	2932.2542	-13.9852	-2.6825	0.0004
6D	2.4387	27.7432	1732.8354	-9.6791	1.8784	0.0001	6.8389	40.3184	2917.3666	-14.9389	3.5938	0.0004
7D	-0.2243	27.7253	1746.1743	-9.6739	-1.7465	0.0001	-4.4151	40.2796	2933.7173	-14.9282	-3.2977	0.0004
8D	8.8186	27.3395	1810.3091	-9.4856	1.3187	0.0001	14.8981	38.0304	2987.4947	-14.0087	2.8654	0.0004
9D	6.8018	24.5523	1917.2383	-8.4145	-0.2746	0.0001	18.8123	38.9487	3221.2165	-14.4607	-1.1815	0.0004
10D	-20.8725	29.6409	2758.2729	-11.6571	-8.3964	0.0001	-37.8538	54.6317	4848.6706	-14.0983	-15.4327	0.0004
1E	27.8811	126.379	3764.2726	-17.7385	16.0543	0.0001	47.347	161.6019	6322.2275	-21.4612	25.3409	0.0004
2E	-28.2744	124.7185	3775.3708	-17.4461	-16.2588	0.0001	-47.9419	159.0058	6341.4426	-20.9056	-25.6874	0.0004
3E	510.4593	-72.4706	5353.0072	6.6987	209.0212	0.0001	644.5988	-111.3452	7992.9548	7.4484	264.0154	0.0004
4E	-510.8309	-72.5665	5351.0871	6.9554	-209.1925	0.0001	-644.9469	-111.3149	7990.5861	7.9389	-264.2263	0.0004
5E	-61.6047	-9.7104	2076.7304	7.9788	-9.9612	0.0001	-95.5754	-25.1926	3518.9748	14.9451	-12.6319	0.0004
6E	13.7153	-5.3069	1747.1563	4.1336	7.5898	0.0001	21.4071	-19.4225	2932.7154	10.1178	12.1221	0.0004
7E	14.4796	1.6063	2032.5189	1.4384	3.8077	0.0001	27.5939	-9.345	3463.9465	6.1467	6.4868	0.0004
8E	-9.0515	1.6334	1938.5542	1.3921	-1.0116	0.0001	-17.3838	-9.3013	3313.5871	6.0699	-1.6592	0.0004
9E	14.3273	-0.7046	1987.3965	2.2123	0.2432	0.0001	24.1862	-12.0014	3358.8438	7.0129	0.9608	0.0004
10E	27.5461	-5.4441	2263.3769	6.2016	2.5864	0.0001	39.2344	-18.2367	3829.5111	12.036	2.1404	0.0004

Tabel 4.23 Data beban tetap dari *Etabs* (Lanjutan)

TITIK	Kombo 5 Max						Kombo 5 Min					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1A	52.4424	84.4389	1887.3356	-7.0818	2.8627	-0.0156	51.4234	75.0195	1816.8185	-9.5196	2.3602	-0.0317
2A	1.8318	31.0643	1854.5982	-9.5782	0.5765	0.0035	-3.2116	29.8766	1797.4768	-11.3696	0.0111	-0.0033
3A	142.3403	-112.0752	2726.9561	-60.347	42.0192	-0.0185	140.473	-124.5269	2675.3893	-62.9074	41.5971	-0.032
4A	34.0303	-241.8788	2446.7022	100.8098	35.616	0.0035	31.502	-242.9122	2433.3325	99.0762	35.0227	-0.0033
5A	1.5203	10.8397	2467.8605	-1.7293	0.5664	0.0035	1.2993	10.0453	2467.6422	-2.9145	0.3624	-0.0033
6A	7.0445	8.1493	2741.2091	-0.748	2.5623	0.0035	6.8533	7.3568	2740.8702	-1.9326	2.3879	-0.0033
7A	1.5546	30.8079	1840.8551	-9.486	-0.4614	0.0035	-2.4292	29.6346	1796.0009	-11.2764	-1.1091	-0.0033
8A	-50.737	85.4325	1941.6674	-6.9781	-2.8654	0.0321	-52.0149	75.3705	1856.2916	-9.4199	-3.3911	0.0187
9A	-42.1518	-243.564	2282.0726	101.3734	-36.6692	0.0035	-45.5602	-244.3964	2271.7422	99.7185	-37.2373	-0.0033
10A	-128.3222	-111.9075	2704.622	-60.2255	-40.8672	0.0317	-130.6029	-124.2607	2665.773	-62.7677	-41.3118	0.0158
1B	20.4378	37.2888	2727.5564	-10.0065	8.2194	0.0035	20.0723	21.8165	2699.1667	-12.9799	7.8805	-0.0033
2B	-4.3421	3.9833	2559.7167	0.7776	-1.5701	0.0035	-4.5555	3.1791	2559.2408	-0.4108	-1.7779	-0.0033
3B	5.4896	1.9388	2448.4754	1.5226	2.0185	0.0035	5.2774	1.1359	2447.7522	0.3343	1.8111	-0.0033
4B	-3.7511	8.3924	2189.8886	-0.8312	-1.3576	0.0035	-3.9702	7.5913	2187.8027	-2.0175	-1.561	-0.0033
5B	-62.8189	9.7431	3504.1495	-1.3209	-22.9141	0.0035	-63	8.9328	3490.8211	-2.5105	-23.1102	-0.0033
6B	0.3118	10.7791	2246.6694	-1.7051	0.1051	0.0035	0.124	9.9855	2245.1978	-2.8886	-0.0682	-0.0033
7B	1.3243	14.0153	2591.86	-2.8835	0.4949	0.0035	1.1053	13.2121	2591.3927	-4.071	0.2916	-0.0033
8B	4.1185	3.1964	2500.953	1.0666	1.518	0.0035	3.9038	2.3899	2499.1452	-0.1221	1.3097	-0.0033
9B	3.7769	8.2037	2758.7122	-0.7653	1.3696	0.0035	3.5853	7.4088	2758.2228	-1.9498	1.1951	-0.0033
10B	-0.3774	9.7828	2479.9708	-1.3424	-0.1262	0.0035	-0.5951	8.9871	2479.6172	-2.5276	-0.329	-0.0033
1C	-5.1172	8.1752	2743.4209	-0.7563	-1.8768	0.0035	-5.3086	7.3814	2743.0641	-1.9408	-2.0512	-0.0033
2C	-1.6715	10.8232	2470.6238	-1.7247	-0.5986	0.0035	-1.8887	10.0302	2470.2973	-2.91	-0.8012	-0.0033
3C	-5.6382	1.8756	2447.2109	1.5441	-2.0432	0.0035	-5.8515	1.0744	2446.7325	0.3559	-2.251	-0.0033
4C	-7.221	8.1298	2740.6681	-0.7424	-2.6446	0.0035	-7.4124	7.3389	2740.3262	-1.9269	-2.819	-0.0033
5C	0.4891	9.674	2536.8321	-1.3066	0.19	0.0035	0.268	8.8825	2536.5895	-2.4917	-0.014	-0.0033
6C	4.8389	4.6849	2551.3514	0.5174	1.7809	0.0035	4.6268	3.8853	2550.6828	-0.6707	1.5736	-0.0033
7C	4.9324	8.0559	2745.8775	-0.7166	1.7914	0.0035	4.7412	7.2662	2745.5194	-1.9011	1.617	-0.0033
8C	-3.4522	13.8528	2668.662	-2.8306	-1.2486	0.0035	-3.6703	13.0555	2668.0062	-4.0184	-1.4515	-0.0033
9C	-4.8059	4.116	2477.6562	0.7237	-1.7394	0.0035	-5.0244	3.3177	2475.5905	-0.4645	-1.9491	-0.0033
10C	-3.9798	7.9841	2756.5273	-0.6923	-1.4616	0.0035	-4.1718	7.1971	2755.9338	-1.8763	-1.6362	-0.0033
1D	5.3592	8.2766	2210.0005	-0.7979	1.9676	0.0035	5.1428	7.4845	2208.4208	-1.9843	1.7653	-0.0033
2D	62.3246	9.5764	3490.9184	-1.2676	22.7632	0.0035	62.1735	8.7713	3472.6468	-2.4587	22.5796	-0.0033
3D	-0.4238	10.7123	2245.3561	-1.6908	-0.1635	0.0035	-0.6143	9.9306	2243.4334	-2.8733	-0.3377	-0.0033
4D	-6.71	25.0981	1892.2565	-7.296	1.045	0.0035	-11.5898	23.8849	1872.1614	-9.145	0.7294	-0.0033
5D	-6.9048	27.7313	1765.8989	-8.3114	-1.0909	0.0035	-10.6642	26.5307	1763.2815	-10.1564	-1.6065	-0.0033
6D	3.3503	28.1985	1732.9438	-8.5348	2.0211	0.0035	0.0469	27.0005	1731.999	-10.3792	1.5407	-0.0033
7D	0.7239	28.1782	1746.3205	-8.5294	-1.5949	0.0035	-2.5888	26.9823	1745.3375	-10.3738	-2.0776	-0.0033
8D	9.6184	27.7893	1810.3612	-8.3411	1.4595	0.0035	5.9898	26.5965	1808.4287	-10.185	0.9495	-0.0033
9D	7.1582	25.004	1918.4182	-7.2674	-0.0826	0.0035	3.2568	23.8022	1903.4744	-9.1153	-0.4832	-0.0033
10D	-20.8331	35.4016	2780.246	-9.8114	-8.3486	0.0035	-21.1948	20.0628	2741.0029	-12.7866	-8.6848	-0.0033
1E	27.8826	133.5356	3783.9443	-15.8916	16.0579	0.0035	27.5479	115.044	3742.7061	-18.8752	15.7534	-0.0033
2E	-28.2725	131.3917	3800.9176	-15.5965	-16.2556	0.0035	-28.6067	113.3798	3769.6245	-18.5734	-16.5592	-0.0033
3E	510.5155	-65.14	5392.4085	8.4569	209.083	0.0035	510.1903	-84.5686	5322.4129	5.6264	208.7525	-0.0033
4E	-510.8318	-65.0714	5390.4624	8.716	-209.152	0.0035	-511.104	-84.6621	5331.5411	5.8752	-209.4612	-0.0033
5E	-60.6333	-9.2277	2093.4165	9.135	-9.8333	0.0035	-64.3018	-10.4853	2076.1788	7.2691	-10.2626	-0.0033
6E	14.7866	-4.833	1748.5553	5.2889	7.706	0.0035	10.545	-6.0752	1744.1248	3.4263	7.4108	-0.0033
7E	15.4288	2.0671	2033.1492	2.5859	3.9464	0.0035	12.2923	0.8564	2030.8989	0.7359	3.5007	-0.0033
8E	-8.011	2.0912	1939.097	2.5394	-0.8707	0.0035	-11.6883	0.8837	1937.3667	0.6902	-1.3493	-0.0033
9E	15.4699	-0.2494	1988.7569	3.3601	0.3645	0.0035	11.5438	-1.455	1981.9889	1.5105	0.0266	-0.0033
10E	28.6096	-4.9882	2266.9009	7.3504	2.7324	0.0035	25.2883	-6.2016	2251.8824	5.5007	2.0725	-0.0033

Tabel 4.23 Data beban tetap dari *Etabs* (Lanjutan)

TITIK	Kombo 6 Max						Kombo 6 Min					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1A	89.139	143.2312	3462.9301	-11.2165	5.394	-0.0175	9.7399	20.3933	4167.7773	-6.5008	3.4528	-0.0021
2A	-13.3659	47.6101	3248.0942	-16.6986	1.1141	0.003	14.657	8.8493	4623.8007	-2.2867	5.2439	-0.0021
3A	206.8482	-176.4956	4246.2382	-77.6627	51.2616	-0.0203	13.6121	46.3174	3199.7897	-17.9012	-1.6831	-0.0021
4A	46.2005	-302.2481	4044.6818	125.0109	44.2217	0.003	-87.8651	136.7817	3478.4615	-12.8587	-6.0062	0.0207
5A	9.9057	20.9891	4167.9411	-5.6119	3.6058	0.003	-64.8806	-305.2508	3755.807	124.5969	-46.883	-0.0021
6A	14.8004	9.4437	4624.0549	-1.3983	5.3746	0.003	-186.3	-185.2876	4177.9514	-79.3775	-49.9048	0.0178
7A	16.6	47.1974	3233.4303	-16.5584	-1.1973	0.003	36.899	50.3496	4773.73	-15.3166	14.8441	-0.0021
8A	-86.9066	144.3282	3542.4934	-11.0274	-5.6119	0.0307	-9.1975	-0.7657	4309.031	1.2223	-3.4666	-0.0021
9A	-62.3243	-304.6264	3763.5548	125.8381	-46.4569	0.003	11.0809	-3.2261	4262.1402	2.118	3.935	-0.0021
10A	-184.5894	-176.0228	4207.0881	-77.4708	-49.5714	0.0298	-4.5801	12.8345	3717.4968	-3.7347	-1.774	-0.0021
1B	37.1732	61.9538	4795.0223	-13.0866	15.0983	0.003	-74.825	7.6994	5134.4129	-1.8629	-27.4207	-0.0021
2B	-9.0374	-0.1626	4309.3879	2.1136	-3.3108	0.003	1.4424	12.1367	3853.3608	-3.4779	0.4205	-0.0021
3B	11.2401	-2.6239	4262.6826	3.0092	4.0905	0.003	4.2569	21.6483	4348.3099	-6.955	1.4515	-0.0021
4B	-4.4157	13.4353	3719.0611	-2.845	-1.6216	0.003	8.2822	-2.2002	4200.6738	1.7487	2.9134	-0.0021
5B	-74.6892	8.3071	5144.4092	-0.9707	-27.2736	0.003	7.2989	9.0951	4646.3582	-2.3708	2.5582	-0.0021
6B	1.5833	12.7319	3854.4645	-2.5903	0.5505	0.003	-7.1134	19.4049	4101.7018	-6.1376	-2.6987	-0.0021
7B	4.4212	22.2507	4348.6604	-6.0644	1.6039	0.003	-10.7116	8.9138	4639.8852	-2.3078	-4.0157	-0.0021
8B	8.4432	-1.5953	4202.0297	2.6402	3.0697	0.003	-10.3456	20.3652	4171.0655	-6.4936	-3.8785	-0.0021
9B	7.4426	9.6912	4646.7252	-1.4825	2.689	0.003	-11.6529	-3.3309	4260.7011	2.1532	-4.3628	-0.0021
10B	-6.9502	20.0016	4101.9671	-5.2487	-2.5466	0.003	-15.2068	8.8137	4623.1346	-2.2767	-5.6564	-0.0021
1C	-10.568	9.5092	4640.1529	-1.4194	-3.8849	0.003	6.8295	19.25	4171.4634	-6.0889	2.3904	-0.0021
2C	-10.1827	20.9599	4171.3104	-5.6047	-3.7265	0.003	9.749	0.447	4294.821	0.772	3.4488	-0.0021
3C	-11.4929	-2.73	4261.0599	3.0444	-4.207	0.003	10.1449	8.7176	4642.9802	-2.2441	3.597	-0.0021
4C	-15.0633	9.4069	4623.3911	-1.3884	-5.5256	0.003	-7.2818	21.4094	4442.2291	-6.8821	-2.7602	-0.0021
5C	6.9953	19.8437	4171.6453	-5.2001	2.5435	0.003	-9.8071	-0.7401	4168.406	1.2021	-3.6891	-0.0021
6C	9.9081	1.0467	4295.3224	1.6631	3.6044	0.003	-7.8731	8.7591	4643.6781	-2.2619	-2.9796	-0.0021
7C	10.2884	9.3099	4643.2488	-1.3557	3.7277	0.003	6.1361	12.6374	3742.7664	-3.6817	2.1374	-0.0021
8C	-7.1183	22.0074	4442.721	-5.9913	-2.608	0.003	74.0218	7.5412	5113.6165	-1.8251	26.9095	-0.0021
9C	-9.6432	-0.1413	4169.9553	2.0933	-3.5319	0.003	-1.8996	12.01	3850.9353	-3.4499	-0.7993	-0.0021
10C	-7.7291	9.3493	4644.1232	-1.3739	-2.8486	0.003	-23.8376	38.5696	3175.9145	-15.0438	2.1414	-0.0021
1D	6.2984	13.2314	3743.9512	-2.7919	2.2891	0.003	-16.5138	37.4413	2931.3018	-14.5107	-2.9469	-0.0021
2D	74.1352	8.145	5127.3203	-0.9318	27.0472	0.003	5.0448	39.7614	2916.9203	-15.464	3.3405	-0.0021
3D	-1.7567	12.5963	3852.3773	-2.5629	-0.6686	0.003	-6.1881	39.7224	2933.2707	-15.4531	-3.546	-0.0021
4D	-20.1778	39.4796	3190.9859	-13.657	2.3781	0.003	12.7762	37.4732	2986.269	-14.5332	2.5882	-0.0021
5D	-13.6942	38.3417	2933.2648	-13.127	-2.5602	0.003	16.1497	38.3863	3211.0596	-14.9863	-1.3375	-0.0021
6D	7.5223	40.6599	2917.6289	-14.0807	3.7008	0.003	-38.0957	47.4533	4835.8423	-14.9451	-15.649	-0.0021
7D	-3.7035	40.6194	2934.008	-14.0698	-3.1839	0.003	47.0974	153.1037	6306.2713	-22.3133	25.1154	-0.0021
8D	15.4977	38.3678	2987.7183	-13.1503	2.9707	0.003	-48.1916	150.5047	6337.352	-21.7506	-25.9129	-0.0021
9D	19.0757	39.2876	3222.2674	-13.6004	-1.037	0.003	644.3967	-120.4232	7970.2203	6.6444	263.8138	-0.0021
10D	-37.8244	58.9574	4865.2746	-12.7137	-15.3969	0.003	-645.1515	-120.3912	7976.1376	7.1288	-264.4278	-0.0021
1E	47.3484	166.9724	6337.2	-20.0756	25.3437	0.003	-97.5976	-25.7747	3518.7027	14.4132	-12.8588	-0.0021
2E	-47.9409	164.0136	6360.8218	-19.5179	-25.6852	0.003	19.0346	-19.9997	2930.6414	9.5878	11.9881	-0.0021
3E	644.6406	-105.8517	8022.7171	8.7672	264.0617	0.003	25.9545	-9.9078	3462.9686	5.62	6.2568	-0.0021
4E	-644.9474	-105.6982	8020.3286	9.2595	-264.1958	0.003	-19.3629	-9.864	3312.9184	5.5437	-1.9127	-0.0021
5E	-94.8462	-24.8315	3531.6309	15.8127	-12.5368	0.003	22.097	-12.5646	3354.9937	6.4868	0.7985	-0.0021
6E	22.2158	-19.068	2933.9642	10.9848	12.2095	0.003	37.5385	-18.8052	3821.0594	11.5105	1.755	-0.0021
7E	28.3069	-8.9998	3464.6563	7.0075	6.5911	0.003						
8E	-16.6049	-8.9584	3314.2161	6.9306	-1.5537	0.003						
9E	25.0415	-11.6604	3360.0696	7.874	1.0519	0.003						
10E	40.0294	-17.8952	3832.3232	12.8979	2.2499	0.003						

Tabel 4.23 Data beban tetap dari *Etabs* (Lanjutan)

TITIK	Kombo 7 Max						Kombo 7 Min					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1A	31.5555	52.0137	1141.3677	-3.6438	1.7601	-0.0066	30.5365	42.5944	1070.8507	-6.0815	1.2576	-0.0226
2A	2.1153	18.821	1123.6806	-5.3025	0.3802	0.0035	-2.9281	17.6332	1066.5592	-7.0939	-0.1852	-0.0033
3A	85.5236	-65.341	1647.0426	-35.575	25.2472	-0.0094	83.6563	-77.7928	1595.4759	-38.1354	24.8252	-0.0229
4A	20.6566	-144.9439	1470.7119	60.906	21.4357	0.0035	18.1284	-145.9773	1457.3422	59.1724	20.8423	-0.0033
5A	0.9234	6.6246	1480.8064	-0.7434	0.3525	0.0035	0.7024	5.8302	1480.5881	-1.9287	0.1485	-0.0033
6A	4.2271	5.0101	1644.8587	-0.1548	1.5382	0.0035	4.0358	4.2176	1644.5197	-1.3394	1.3639	-0.0033
7A	1.3014	18.6607	1109.197	-5.2471	-0.202	0.0035	-2.6825	17.4875	1064.3428	-7.0374	-0.8497	-0.0033
8A	-30.1891	52.8667	1179.9657	-3.5811	-1.6674	0.0229	-31.467	42.8047	1094.5899	-6.0229	-2.1932	0.0095
9A	-24.6329	-146.0363	1373.8135	61.2444	-21.9453	0.0035	-28.0412	-146.8687	1363.483	59.5895	-22.5134	-0.0033
10A	-76.6425	-65.2784	1634.89	-35.5021	-24.4529	0.0227	-78.9232	-77.6315	1596.041	-38.0443	-24.8974	0.0067
1B	12.2799	24.7363	1637.1254	-5.2662	4.9518	0.0035	11.9143	9.264	1608.7357	-8.2396	4.6129	-0.0033
2B	-2.595	2.5124	1535.8207	0.7615	-0.9277	0.0035	-2.8083	1.7082	1535.3448	-0.4268	-1.1355	-0.0033
3B	3.3037	1.2853	1469.2592	1.2085	1.2253	0.0035	3.0914	0.4825	1468.536	0.0202	1.0179	-0.0033
4B	-2.2393	5.1583	1314.3856	-0.2044	-0.8019	0.0035	-2.4585	4.3573	1312.2998	-1.3906	-1.0052	-0.0033
5B	-37.6776	5.9697	2107.6835	-0.4971	-13.7329	0.0035	-37.8587	5.1594	2094.3551	-1.6867	-13.9289	-0.0033
6B	0.1868	6.5896	1348.4999	-0.7295	0.0638	0.0035	-0.001	5.796	1347.0282	-1.913	-0.1095	-0.0033
7B	0.8053	8.532	1555.345	-1.4354	0.3094	0.0035	0.5863	7.7288	1554.8777	-2.6228	0.1062	-0.0033
8B	2.4806	2.0413	1501.2892	0.9349	0.9249	0.0035	2.2659	1.2347	1499.4813	-0.2537	0.7166	-0.0033
9B	2.2664	5.044	1655.4338	-0.1653	0.8227	0.0035	2.0749	4.2491	1654.9445	-1.3497	0.6482	-0.0033
10B	-0.2167	5.991	1488.0426	-0.5113	-0.0636	0.0035	-0.4344	5.1954	1487.689	-1.6965	-0.2664	-0.0033
1C	-3.0699	5.0262	1646.0558	-0.1598	-1.1251	0.0035	-3.2613	4.2324	1645.6989	-1.3443	-1.2995	-0.0033
2C	-0.9932	6.6141	1482.4305	-0.7407	-0.347	0.0035	-1.2104	5.8211	1482.104	-1.9259	-0.5496	-0.0033
3C	-3.3727	1.2467	1468.3054	1.2214	-1.2116	0.0035	-3.5861	0.4455	1467.827	0.0332	-1.4194	-0.0033
4C	-4.3322	4.9977	1644.4045	-0.1514	-1.5859	0.0035	-4.5236	4.2068	1644.0625	-1.3359	-1.7603	-0.0033
5C	0.3046	5.924	1522.1978	-0.4898	0.1267	0.0035	0.0835	5.1325	1521.9553	-1.6749	-0.0774	-0.0033
6C	2.9132	2.9316	1530.9658	0.6054	1.0828	0.0035	2.7012	2.132	1530.2972	-0.5827	0.8755	-0.0033
7C	2.9598	4.9528	1647.6656	-0.136	1.0757	0.0035	2.7686	4.1631	1647.3075	-1.3204	0.9014	-0.0033
8C	-2.061	8.4318	1601.2551	-1.4036	-0.7368	0.0035	-2.2791	7.6345	1600.5993	-2.5914	-0.9397	-0.0033
9C	-2.8725	2.5897	1486.7364	0.7292	-1.029	0.0035	-3.091	1.7914	1484.6707	-0.459	-1.2387	-0.0033
10C	-2.3874	4.9088	1653.952	-0.1214	-0.876	0.0035	-2.5794	4.1218	1653.3585	-1.3055	-1.0507	-0.0033
1D	3.2257	5.0849	1326.0851	-0.1843	1.1929	0.0035	3.0093	4.2928	1324.5053	-1.3707	0.9906	-0.0033
2D	37.3949	5.8674	2097.5818	-0.4652	13.6686	0.0035	37.2438	5.0623	2079.3101	-1.6563	13.485	-0.0033
3D	-0.2534	6.5444	1347.5721	-0.7208	-0.097	0.0035	-0.444	5.7627	1345.6494	-1.9034	-0.2712	-0.0033
4D	-3.2347	15.2447	1139.8144	-3.9189	0.6511	0.0035	-8.1145	14.0315	1119.7193	-5.7679	0.3355	-0.0033
5D	-3.6655	16.8221	1060.0783	-4.5291	-0.5893	0.0035	-7.425	15.6215	1057.461	-6.3741	-1.1049	-0.0033
6D	2.3747	17.1012	1039.9062	-4.6631	1.2697	0.0035	-0.9287	15.9032	1038.9614	-6.5076	0.7893	-0.0033
7D	0.8139	17.0881	1047.9473	-4.6599	-0.8963	0.0035	-2.4988	15.8922	1046.9643	-6.5042	-1.379	-0.0033
8D	6.0908	16.8536	1086.3359	-4.5468	0.9319	0.0035	2.4622	15.6607	1084.4035	-6.3907	0.4219	-0.0033
9D	4.4354	15.1831	1151.6115	-3.9016	0.0275	0.0035	0.534	13.9814	1136.6676	-5.7495	-0.3731	-0.0033
10D	-12.4842	23.548	1677.0031	-5.1484	-4.9901	0.0035	-12.8459	8.2093	1637.7599	-8.1236	-5.3263	-0.0033
1E	16.7303	82.9857	2278.352	-8.7959	9.6362	0.0035	16.3956	64.494	2237.1137	-11.7796	9.3318	-0.0033
2E	-16.9629	81.5059	2290.8861	-8.6178	-9.7522	0.0035	-17.2972	63.494	2259.593	-11.5947	-10.0558	-0.0033
3E	306.3316	-36.1541	3251.3183	5.7775	125.4745	0.0035	306.0064	-55.5828	3181.3227	2.947	125.1439	-0.0033
4E	-306.4994	-36.0473	3250.1401	5.9339	-125.4749	0.0035	-306.7715	-55.6379	3191.2188	3.093	-125.7842	-0.0033
5E	-35.9911	-5.3441	1262.7998	5.9437	-5.8492	0.0035	-39.6596	-6.6016	1245.5621	4.0778	-6.2786	-0.0033
6E	9.3033	-2.7107	1049.7992	3.6357	4.6702	0.0035	5.0617	-3.9529	1045.3687	1.7731	4.3751	-0.0033
7E	9.6376	1.4244	1220.2681	2.0107	2.4235	0.0035	6.501	0.2136	1218.0178	0.1607	1.9777	-0.0033
8E	-4.3911	1.4377	1163.7937	1.9827	-0.4662	0.0035	-8.0685	0.2301	1162.0633	0.1334	-0.9448	-0.0033
9E	9.7381	0.0322	1193.9079	2.4753	0.2673	0.0035	5.8121	-1.1734	1187.1399	0.6257	-0.0706	-0.0033
10E	17.5897	-2.8108	1361.6403	4.8699	1.6978	0.0035	14.2685	-4.0242	1346.6219	3.0201	1.0379	-0.0033

Tabel 4.24 Data beban semnetara dari *Etabs*

TITIK	Kombo 8						Kombo 9					
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1A	57.1233	88.679	2040.1364	-9.4027	3.0154	-0.0246	92.6478	146.408	3577.4757	-12.9573	5.5085	-0.0242
2A	-0.7753	33.4841	1998.9756	-11.6935	0.5368	0.0001	-15.3262	49.425	3356.3058	-18.2851	1.0843	0.0004
3A	155.3873	-127.8124	2953.4392	-67.7487	45.8694	-0.025	216.6302	-188.293	4415.9764	-83.2129	54.1502	-0.0252
4A	36.5755	-265.1059	2669.2212	109.1321	38.7817	0.0001	48.1084	-319.6699	4211.4295	131.2533	46.5958	0.0004
5A	1.6324	11.5278	2699.4794	-2.6963	0.5849	0.0001	9.9899	21.5049	4339.7544	-6.337	3.6197	0.0004
6A	7.7054	8.5853	2998.3924	-1.6223	2.8006	0.0001	15.2961	9.7708	4815.1334	-2.0541	5.5533	0.0004
7A	0.6927	33.2211	2001.0008	-11.5932	-0.7094	0.0001	15.9584	49.0073	3353.4696	-18.1388	-1.3834	0.0004
8A	-56.1963	89.0637	2083.1664	-9.2903	-3.2762	0.0251	-90.9993	147.0482	3648.563	-12.7617	-5.92	0.0255
9A	-47.9122	-266.727	2483.9844	109.748	-40.2682	0.0001	-66.6421	-322.0002	3914.859	132.1197	-49.1558	0.0004
10A	-141.338	-127.5253	2925.594	-67.6157	-44.8914	0.0247	-194.3493	-187.7305	4372.6966	-83.0125	-52.5905	0.0245
1B	22.3111	34.3297	2982.2034	-12.9642	8.9365	0.0001	38.578	59.7292	4985.8846	-15.3053	15.636	0.0004
2B	-4.7782	4.0227	2800.2377	0.0439	-1.7569	0.0001	-9.3645	-0.1323	4487.9359	1.563	-3.4509	0.0004
3B	5.9784	1.787	2678.0437	0.8591	2.1692	0.0001	11.6067	-2.7372	4432.9993	2.5113	4.2036	0.0004
4B	-4.1344	8.8448	2394.4	-1.7144	-1.52	0.0001	-4.7037	13.7745	3871.9023	-3.5074	-1.7435	0.0004
5B	-68.7585	10.3199	3819.1739	-2.2529	-25.1097	0.0001	-79.1438	8.74	5380.4361	-1.6698	-28.9203	0.0004
6B	0.3418	11.4578	2456.3904	-2.6682	0.1129	0.0001	1.6052	13.2411	4010.6713	-3.3127	0.5562	0.0004
7B	1.4194	14.9963	2834.7495	-3.9605	0.5072	0.0001	4.4922	22.986	4528.9667	-6.8721	1.613	0.0004
8B	4.4796	3.1592	2733.9657	0.36	1.6222	0.0001	8.7137	-1.6225	4374.9716	2.11	3.1477	0.0004
9B	4.1309	8.6413	3017.3394	-1.641	1.4959	0.0001	7.7079	10.0196	4838.8645	-2.1393	2.7837	0.0004
10B	-0.4394	10.37	2712.8096	-2.2729	-0.1713	0.0001	-6.9967	20.4418	4274.7148	-5.9465	-2.5804	0.0004
1C	-5.5991	8.6121	3001.1675	-1.6313	-2.0556	0.0001	-10.9295	9.8369	4831.6607	-2.0757	-4.019	0.0004
2C	-1.8551	11.5114	2702.595	-2.6913	-0.688	0.0001	-10.3204	21.4758	4343.3879	-6.3295	-3.7936	0.0004
3C	-6.1957	1.7199	2677.1939	0.8826	-2.2743	0.0001	-11.911	-2.8462	4431.6878	2.548	-4.3803	0.0004
4C	-7.9006	8.5659	2998.155	-1.6162	-2.8956	0.0001	-15.5729	9.7341	4814.6973	-2.0438	-5.7138	0.0004
5C	0.5048	10.256	2774.908	-2.2338	0.1733	0.0001	7.0071	20.2798	4348.321	-5.8954	2.531	0.0004
6C	5.2663	4.795	2790.6371	-0.2406	1.9094	0.0001	10.2287	1.1298	4472.945	1.0943	3.7007	0.0004
7C	5.3948	8.4865	3003.4833	-1.588	1.9572	0.0001	10.6352	9.633	4834.651	-2.0093	3.8521	0.0004
8C	-3.8049	14.8257	2919.2351	-3.9028	-1.3997	0.0001	-7.3824	22.7366	4628.79	-6.7953	-2.7212	0.0004
9C	-5.2875	4.1743	2710.0517	-0.015	-1.9428	0.0001	-10.004	-0.097	4342.4351	1.539	-3.6843	0.0004
10C	-4.355	8.4105	3015.4166	-1.5612	-1.6015	0.0001	-8.0103	9.6693	4836.4592	-2.0257	-2.9535	0.0004
1D	5.8348	8.729	2417.4071	-1.6783	2.1188	0.0001	6.6556	13.5706	3898.963	-3.4521	2.4027	0.0004
2D	68.1796	10.1437	3810.6155	-2.1946	24.8727	0.0001	78.5264	8.5708	5366.8525	-1.6272	28.6293	0.0004
3D	-0.4659	11.3988	2455.3361	-2.6527	-0.1819	0.0001	-1.7878	13.1113	4008.78	-3.2845	-0.6823	0.0004
4D	-9.5046	26.9481	2057.8427	-9.236	1.0772	0.0001	-22.2777	40.8669	3315.0087	-15.112	2.4027	0.0004
5D	-8.859	29.8354	1930.338	-10.3441	-1.3717	0.0001	-15.1602	39.9198	3056.4095	-14.6516	-2.771	0.0004
6D	2.6682	30.3497	1895.3782	-10.5886	2.055	0.0001	7.0111	42.2733	3039.2738	-15.621	3.7263	0.0004
7D	-0.2459	30.3301	1909.9703	-10.5828	-1.9106	0.0001	-4.4313	42.2332	3056.5644	-15.6099	-3.4208	0.0004
8D	9.6476	29.9081	1980.1257	-10.3769	1.4429	0.0001	15.5199	39.9568	3114.8572	-14.6771	2.9585	0.0004
9D	7.4465	26.8589	2097.1284	-9.2051	-0.3011	0.0001	19.2958	40.6786	3356.134	-15.0536	-1.2014	0.0004
10D	-22.8333	32.4182	3017.2427	-12.7529	-9.1852	0.0001	-39.3244	56.7146	5042.898	-14.9202	-16.0243	0.0004
1E	30.5003	138.2483	4117.6221	-19.4058	17.5625	0.0001	49.3114	170.5039	6587.2396	-22.7117	26.4721	0.0004
2E	-30.9303	136.432	4129.7624	-19.0859	-17.7861	0.0001	-49.9339	167.7909	6607.2363	-22.1354	-26.8329	0.0004
3E	558.4194	-79.273	5855.6355	7.3278	228.6598	0.0001	680.5689	-116.447	8369.9261	7.9203	278.7444	0.0004
4E	-558.8258	-79.3777	5853.5354	7.6088	-228.8471	0.0001	-680.943	-116.4233	8367.4223	8.429	-278.9672	0.0004
5E	-67.3937	-10.6214	2271.641	8.7279	-10.8959	0.0001	-99.9171	-25.8758	3665.1578	15.5069	-13.333	0.0004
6E	14.9964	-5.8042	1911.0176	4.5214	8.3025	0.0001	22.3679	-19.7956	3055.6114	10.4087	12.6566	0.0004
7E	15.8385	1.7578	2223.1364	1.5732	4.165	0.0001	28.6131	-9.2314	3606.9097	6.2478	6.7547	0.0004
8E	-9.8998	1.7874	2120.3655	1.5226	-1.1064	0.0001	-18.0201	-9.1858	3449.9456	6.1678	-1.7303	0.0004
9E	15.6757	-0.7702	2173.8206	2.4199	0.2658	0.0001	25.1976	-12.0506	3498.6618	7.1686	0.9778	0.0004
10E	30.138	-5.9549	2475.7836	6.7839	2.8295	0.0001	41.1783	-18.6198	3988.8161	12.4727	2.3228	0.0004

Tabel 4.24 Data beban sementara dari *Etabs*(Lanjutan)

Kombo 10						
TITIK	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1A	57.1233	88.679	2040.1364	-9.4027	3.0154	-0.0246
2A	-0.7753	33.4841	1998.9756	-11.6935	0.5368	0.0001
3A	155.3873	-127.8124	2953.4392	-67.7487	45.8694	-0.025
4A	36.5755	-265.1059	2669.2212	109.1321	38.7817	0.0001
5A	1.6324	11.5278	2699.4794	-2.6963	0.5849	0.0001
6A	7.7054	8.5853	2998.3924	-1.6223	2.8006	0.0001
7A	0.6927	33.2211	2001.0008	-11.5932	-0.7094	0.0001
8A	-56.1963	89.0637	2083.1664	-9.2903	-3.2762	0.0251
9A	-47.9122	-266.727	2483.9844	109.748	-40.2682	0.0001
10A	-141.338	-127.5253	2925.594	-67.6157	-44.8914	0.0247
1B	22.3111	34.3297	2982.2034	-12.9642	8.9365	0.0001
2B	-4.7782	4.0227	2800.2377	0.0439	-1.7569	0.0001
3B	5.9784	1.787	2678.0437	0.8591	2.1692	0.0001
4B	-4.1344	8.8448	2394.4	-1.7144	-1.52	0.0001
5B	-68.7585	10.3199	3819.1739	-2.2529	-25.1097	0.0001
6B	0.3418	11.4578	2456.3904	-2.6682	0.1129	0.0001
7B	1.4194	14.9963	2834.7495	-3.9605	0.5072	0.0001
8B	4.4796	3.1592	2733.9657	0.36	1.6222	0.0001
9B	4.1309	8.6413	3017.3394	-1.641	1.4959	0.0001
10B	-0.4394	10.37	2712.8096	-2.2729	-0.1713	0.0001
1C	-5.5991	8.6121	3001.1675	-1.6313	-2.0556	0.0001
2C	-1.8551	11.5114	2702.595	-2.6913	-0.688	0.0001
3C	-6.1957	1.7199	2677.1939	0.8826	-2.2743	0.0001
4C	-7.9006	8.5659	2998.155	-1.6162	-2.8956	0.0001
5C	0.5048	10.256	2774.908	-2.2338	0.1733	0.0001
6C	5.2663	4.795	2790.6371	-0.2406	1.9094	0.0001
7C	5.3948	8.4865	3003.4833	-1.588	1.9572	0.0001
8C	-3.8049	14.8257	2919.2351	-3.9028	-1.3997	0.0001
9C	-5.2875	4.1743	2710.0517	-0.015	-1.9428	0.0001
10C	-4.355	8.4105	3015.4166	-1.5612	-1.6015	0.0001
1D	5.8348	8.729	2417.4071	-1.6783	2.1188	0.0001
2D	68.1796	10.1437	3810.6155	-2.1946	24.8727	0.0001
3D	-0.4659	11.3988	2455.3361	-2.6527	-0.1819	0.0001
4D	-9.5046	26.9481	2057.8427	-9.236	1.0772	0.0001
5D	-8.859	29.8354	1930.338	-10.3441	-1.3717	0.0001
6D	2.6682	30.3497	1895.3782	-10.5886	2.055	0.0001
7D	-0.2459	30.3301	1909.9703	-10.5828	-1.9106	0.0001
8D	9.6476	29.9081	1980.1257	-10.3769	1.4429	0.0001
9D	7.4465	26.8589	2097.1284	-9.2051	-0.3011	0.0001
10D	-22.8333	32.4182	3017.2427	-12.7529	-9.1852	0.0001
1E	30.5003	138.2483	4117.6221	-19.4058	17.5625	0.0001
2E	-30.9303	136.432	4129.7624	-19.0859	-17.7861	0.0001
3E	558.4194	-79.273	5855.6355	7.3278	228.6598	0.0001
4E	-558.8258	-79.3777	5853.5354	7.6088	-228.8471	0.0001
5E	-67.3937	-10.6214	2271.641	8.7279	-10.8959	0.0001
6E	14.9964	-5.8042	1911.0176	4.5214	8.3025	0.0001
7E	15.8385	1.7578	2223.1364	1.5732	4.165	0.0001
8E	-9.8998	1.7874	2120.3655	1.5226	-1.1064	0.0001
9E	15.6757	-0.7702	2173.8206	2.4199	0.2658	0.0001
10E	30.138	-5.9549	2475.7836	6.7839	2.8295	0.0001

Tetapi menurut teori Coduto (1994) pengujian SPT yang tidak konsisten, hasil kapasitas dukung tiang menjadi tidak begitu akurat, Coduto menyarankan menggunakan faktor aman (F) yang agak lebih tinggi dari nilai normalnya.

Terzaghi & Peck (1967) mengklasifikasikan sifat kepadatan tanah berdasarkan tahanan penetrasi standar $(N_1)_{60}$

Tabel 4. 25 Kepadatan relatif dan uji tanah di lapangan

(Terzaghi & peck, 1967)

Sifat Tanah	Kepadatan tanah relatif D_r (%)	Tahanan penetrasi standar $(N_1)_{60}$
Sangat Lepas	< 20	< 4
Lepas	20 — 40	4 — 10
Sedang	40 — 60	10 — 30
Padat	60 — 80	30 — 50
Sangat Padat	> 80	> 50

Secara teoritis nilai N SPT dapat dikoreksi (dinormalisasi) pada tenaga efektif yang disalurkan ke batang bor sebesar 50 % - 60 % dari tinggi tenaga jatuh bebas, dengan persamaan

$$(N_1)_{60} = NM \times CN \times CE \times CB \times CR \times CS \dots\dots\dots(4. 274)$$

Keterangan,

$(N_1)_{60}$ = nilai SPT terkoreksi karena pengaruh efisiensi tenaga 60%,

NM = hasil uji SPT=N SPT ,

- CN = faktor koreksi terhadap tegangan vertikal efektif (Tabel 4.32),
- CE = faktor koreksi terhadap rasio tenaga palu (Tabel 4.32),
- CB = faktor koreksi terhadap diameter bor (Tabel 4.32),
- CR = faktor koreksi untuk panjang batang SPT (Tabel 4.32),
- CS = koreksi terhadap tabung contoh (*samplers*) dengan atau tanpa pelapis (*liner*), (lihat Tabel 4.13)

Tabel 4. 26 Faktor konversi nilai N-SPT

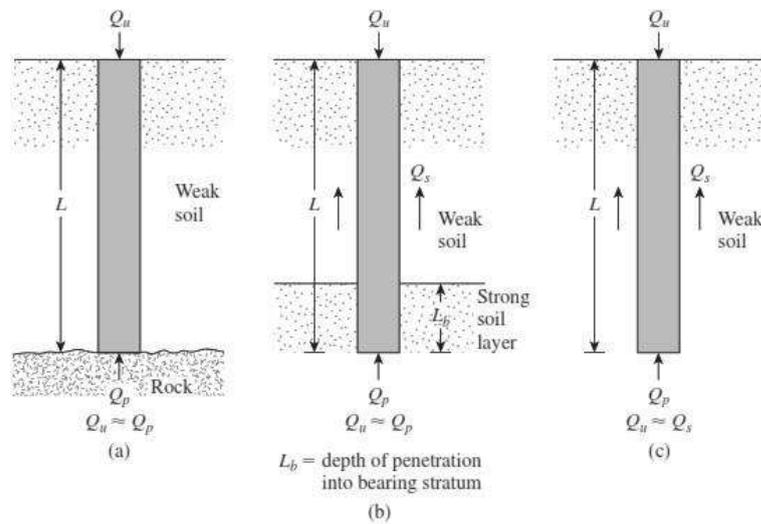
Faktor	Jenis alat	Parameter	Koreksi
Tegangan vertikal efektif		CN	$(Pa/a'_{vo})^{0,5}$ atau $2,2/(1,2+ a'_{vo}/Pa)$
Tegangan vertikal efektif		CN	$CN \leq 1,7$
Rasio tenaga	<i>Donut hammer</i>	CE	0,5 – 1
Rasio tenaga	Safety hammer	CE	0,7 – 1,2
Rasio tenaga	Automatic-trip Donut-type hammer	CE	0,8 – 1,3
Diameter bor	65 – 115 mm	CB	1
Diameter bor	150 mm	CB	1,05
Diameter bor	200 mm	CB	1,15
Panjang batang	< 3 m	CR	0,75
Panjang batang	3 – 4 m	CR	0,8
Panjang batang	4 – 6 m	CR	0,85
Panjang batang	6 – 10 m	CR	0,95
Panjang batang	10 – 30 m	CR	1
<i>Sampling methode</i>	Tabung standar	CS	1
<i>Sampling methode</i>	Tabung dengan pelapis (<i>linier</i>)	CS	1,1 – 1,3

d. Landasan Teori Perhitungan (Teori Mayerhof)

Secara umum fondasi tiang dapat dirumuskan antara kuat dukung ujung tiang dengan kuat dukung gesek tanah.

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots (2.275)$$

Dalam buku Principles of Foundation Engineering ke-8 (Braja M. Das, 2014) penentuan tinggi tiang dilihat pada jenis tanah yang ada di sekitar. Penentuan tinggi tiang berdasarkan 3 kondisi yaitu pada batuan (Lihat gambar 4.33 a), pada tanah keras (Lihat gambar 4.33 b), dan jika kondisi tanah jelek maka di cari pada kondisi gesek *friction* yang besar (Lihat gambar 4.33 c).



Gambar 4. 35 Penentuan tinggi fondasi

1) Kapasitas ujung satuan tiang (\$Q_p\$)

Bilamana basis yang digunakan adalah data penyelidikan tanah berupa data N-SPT, Meyerhoff (1976) pada buku *Principles of Foundation Engineering* edisi ke-8 (Braja M. Das, 2014) mengajukan rumus sebagai berikut:

$$q_p = 0,4 Pa \bar{N}_{p60} \frac{L}{D} \leq 4 Pa \bar{N}_{p60}$$

$$Q_p = A_p \times \{q_p (\text{terkecil})\}$$

Keterangan:

\bar{N}_{p60} = rata-rata nilai N60 SPT diambil dari ujung tiang (10D keatas dan 4D dibawah)

Pa = tegangan atmosfer 100 kN/m²

L = panjang tiang (m)

D = diameter (m)

2) Kapasitas gesek satuan tiang (Qs)

Bilamana basis yang digunakan adalah data penyelidikan tanah berupa data N-SPT, Mayerhoff (1976) pada buku *Principles of Foundation Engineering* edisi ke-8 (Braja M. Das, 2014) mengajukan rumus sebagai berikut:

$$f_s = 0,02 Pa \hat{N}_{s60}$$

$$Q_s = A_s \times f_s$$

Keterangan:

\hat{N}_{s60} = rata-rata nilai N60 SPT sepanjang tiang

A_s = Luas selimut tiang

Pa = tegangan atmosfer 100 kN/m²

3) Kapasitas dukung ultimit tiang (Qu)

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots(4. 276)$$

4) Kapasitas dukung ijin tiang (Qa)

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

Keterangan:

Q_a = Kapasitas dukung ijin tiang (kN)

SF = Safety Factor (Lihat tabel 4.11)

Berdasarkan (Reese & O'Neill, 1989) faktor aman (*Safety factor*) yang disarankan sebagai berikut

Tabel 4. 27 Klasifikasi faktor aman (Reese & O'Neill, 1989)

Klasifikasi Struktur	Faktor aman (SF)			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2,0	2,3	2,8

5) Jumlah tiang (n)

$$n = \frac{P_u}{Q_a} \dots\dots\dots(4.277)$$

keterangan :

Pu = gaya aksial yang membebani fondasi (kN)

Qa = Kapasitas dukung ijin tiang (kN)

n = jumlah tiang (buah)

e. Analisis Kapasitas Dukung Ijin Fondasi Tiang Pancang

1) Data

Kolom = K1A

Data Borelog = Borelog DB-18

Pu di K1A = 6773 kN

2) Perhitungan

a) Perhitungan N-SPT terkoreksi (N60)

Mencari nilai $N_{(1)60}$ yaitu sesuai dengan persamaan 4.246 dan sesuai pada Tabel 4.32

$$\begin{aligned} (N1)_{60} &= NM \times CN \times CE \times CB \times CR \times CS \\ &= 54 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \\ &= 54 \end{aligned}$$

Tabel 4.28 Data borelog 1

Data Hasil Pengujian			SPT		
No	Kedalaman		Jenis Tanah	Nilai N	Nilai SPT
	Z ₁ (m)	Z ₂ (m)		SPT	Terkoreksi
			N	N60	
<i>Fill Material, Loose</i>					
1	0	1,5	<i>Yellowish Brown Silty Sand With Gravel</i>	7	5,25
2	1,5	3,5	<i>Medium Dense to</i>	5	4
3	3,5	5,5	<i>Dense Yellowish</i>	35	29,75
4	5,5	7,5	<i>Brown Silty Sand</i>	23	21,85
5	7,5	9,5	<i>With Gravel</i>	27	25,65
<i>Medium Dense to</i>					
6	9,5	11,5	<i>Dense Dark Grey Poorly-Graded Sand With Silt</i>	54	54

7	11,5	13,5		56	56
8	13,5	15,5		89	89
9	15,5	17,5		88	88
10	17,5	19,5	<i>Dense to Very</i>	109	109
11	19,5	21,5	<i>Dense Dark Grey</i>	78	78
12	21,5	23,5	<i>Well-Graded Sand</i>	100	100
13	23,5	25,5		100	100
14	25,5	27,5		86	86
15	27,5	29,5		49	49
EOB				30 m	

b) Perhitungan Fondasi (Meyerhof : 1976)

(1) Menghitung kapasitas ujung tiang (Q_p)

$$q_p = 0,4 \text{ Pa } \bar{N}_{p60} \frac{L}{D} \leq 4 \text{ Pa } \bar{N}_{p60}$$

$$q_p = 0,4 \times 100 \frac{30,6+45+37,8+52,2+90+90}{6} \frac{16,38}{0,8}$$

$$> 4 \times 100 \frac{30,6+45+37,8+52,2+90+90}{6}$$

$$q_p = 47174,4 > 23040$$

Maka nilai q_p yang di pakai adalah nilai terkecil yaitu 23040 kN/m².

Maka,

$$Q_p = A_p \times \{q_p (\text{terkecil})\}$$

$$Q_p = \frac{1}{4} \pi D^2 \times \{q_p (\text{terkecil})\}$$

$$Q_p = \frac{1}{4} \pi 0,8^2 \times \{23040\}$$

$$Q_p = 8367,3933 \text{ kN}$$

(2) Menghitung kapasitas gesek tiang (Q_s)

$$f_s = 0,02 \text{ Pa } \hat{N}_{c60}$$

$$f_s = 0,02 \times 100 \frac{18+22,5+25,2+30,6+45+37,8+52,2+90}{8}$$

$$f_s = 80,325$$

$$Q_s = A_s \times F_s \quad Q_s = \pi D L \times f_s$$

$$Q_s = \pi \times 0,8 \times 16,38 \times 80,325$$

$$Q_s = 3306,77 \text{ kN}$$

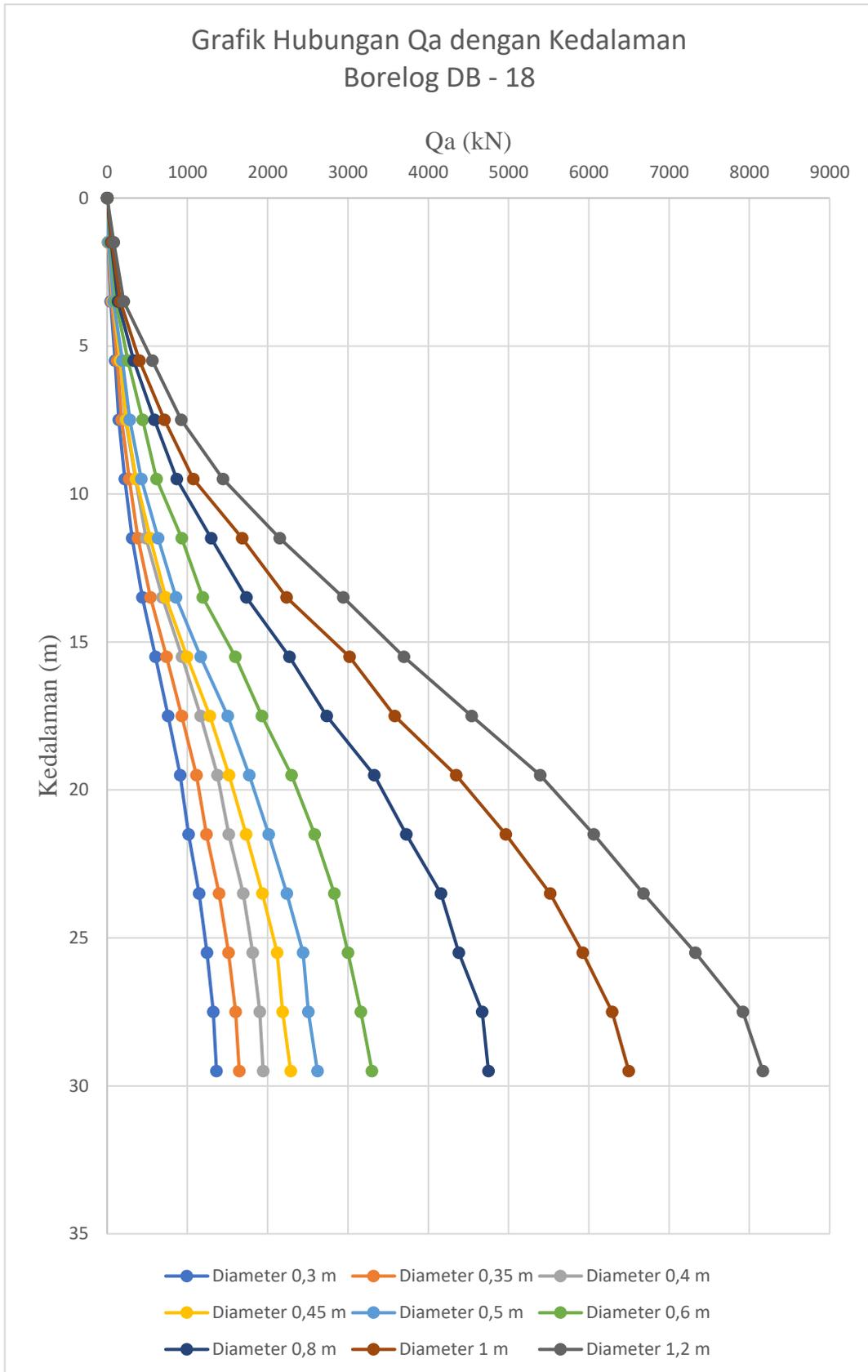
(3) Menghitung kapasitas ultimit tiang (Q_u) dan kapasitas ijin tiang (Q_a)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 8367,39 + 3306,77 \\ &= 11674,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{11674,16}{3} \\ &= 2761,16 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.29 Perhitungan Nilai Kapasitas pada borelog 1

Jenis tanah	kedalaman		nilai SPT terkoreksi N60	Ap (m ²)	Qp = (ujung tiang) (kN)					Qs = (friction/selimut) (kN)			Qu (kN)	Qa = Qu /FS (kN)	
	z kumulatif (m)	z (m)			Np(60)	L/D	qp = 0,4 x Pa x Np x (L/D)	qp = 4 x Pa x Np	Qp = qp x Ap	Ns(60)	fav = 0,02 x Pa x Ns(60)	Qs = p x fav x L			
S1	0	0	0	0,1963	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	426,518
S1	2,45	2,45	18	0,1963	20,25	7	5670	8100	1113,3019	18	36	166,2531	1279,5550	3	686,579
S1	4,45	2	22,5	0,1963	21,9	12,714 3	11137,7143	8760	1720,0220	20,25	40,5	339,7161	2059,7381	4	860,802
S1	6,45	2	25,2	0,1963	26,1	18,428 6	19239,4286	10440	2049,8892	21,9	43,8	532,5188	2582,4080	7	1135,28
S2	8,45	2	30,6	0,1963	33,6	24,142 9	32448	13440	2638,9378	24,075	48,15	766,9272	3405,8650	8	1360,70
S2	10,45	2	45	0,1963	37,8	29,857 1	45144	15120	2968,8051	28,26	56,52	1113,3189	4082,1239	8	1645,10
S3	12,45	2	37,8	0,1963	45	35,571 4	64028,5714	18000	3534,2917	29,8500	59,7000	1401,0215	4935,3133	4	2170,80
S3	14,45	2	52,2	0,1963	60	41,285 7	99085,7143	24000	4712,3890	33,0428571 4	66,08571429	1800,0168	6512,4058	2	2853,02
S3	16,38	1,93	90	0,1963	77,4	46,8 52,428	144892,8	30960	6078,9818	40,1625	80,325	2480,0804	8559,0622	1	3410,00
S3	18,35	1,97	90	0,1963	90	6 57,514	188742,8571	36000	7068,5835	45,7	91,4	3161,4287	10230,012	4	3624,28
S4	20,13	1,78	90	0,1963	90	3	207051,4286	36000	7068,5835	50,1300	100,2600	3804,2811	10872,864	6	8



Gambar 4. 36 Grafik hubungan antara Q_a dan Kedalaman

Dari grafik maka didapatkan nilai panjang tiang pancang, berikut adalah tabel keterangan tiang pancangnya

Tabel 4. 30 Hasil akhir perhitungan tiang pancang

TITIK	diameter (m)	Qa (kN)	jumlah tiang	L (m)
1A	0,8	3891,389032	2	16,38
2A	0,8	3891,389032	2	16,38
3A	0,8	3891,389032	2	16,38
4A	0,8	3891,389032	2	16,38
5A	0,8	3891,389032	2	16,38
6A	0,8	4185,732388	2	8,35
7A	0,8	4185,732388	2	8,35
8A	0,8	4185,732388	2	8,35
9A	0,8	4185,732388	2	8,35
10A	0,8	4185,732388	2	8,35
1B	0,8	3891,389032	2	16,38
2B	0,8	3891,389032	2	16,38
3B	0,8	3891,389032	2	16,38
4B	0,8	3891,389032	2	16,38
5B	0,8	3891,389032	2	16,38
6B	0,8	4185,732388	2	8,35
7B	0,8	4185,732388	2	8,35
8B	0,8	4185,732388	2	8,35
9B	0,8	4185,732388	2	8,35
10B	0,8	4185,732388	2	8,35
1C	0,8	3891,389032	2	16,38
2C	0,8	3891,389032	2	16,38
3C	0,8	3891,389032	2	16,38
4C	0,8	3891,389032	2	16,38
5C	0,8	3891,389032	2	16,38
6C	0,8	4185,732388	2	8,35
7C	0,8	4185,732388	2	8,35
8C	0,8	4185,732388	2	8,35
9C	0,8	4185,732388	2	8,35
10C	0,8	4185,732388	2	8,35
1D	0,8	4046,773462	2	17,5
2D	0,8	4046,773462	2	17,5
3D	0,8	4046,773462	2	17,5
4D	0,8	4046,773462	1	17,5
5D	0,8	4046,773462	1	17,5
6D	0,8	4287,347651	2	17,5
7D	0,8	4287,347651	2	17,5
8D	0,8	4287,347651	2	17,5
9D	0,8	4287,347651	2	17,5

Tabel 4. 30 (Lanjutan) Hasil akhir perhitungan tiang pancang

TITIK	diameter (m)	Qa (kN)	jumlah tiang	L (m)
10D	0,8	4287,347651	2	17,5
1E	0,8	4046,773462	2	17,5
2E	0,8	4046,773462	2	17,5
3E	0,8	4046,773462	3	17,5
4E	0,8	4046,773462	3	17,5
5E	0,8	4046,773462	1	17,5
6E	0,8	4287,347651	1	17,5
7E	0,8	4287,347651	1	17,5
8E	0,8	4287,347651	1	17,5
9E	0,8	4287,347651	1	17,5
10E	0,8	4287,347651	2	17,5

f. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Ijin

Menurut Coduto (1983), efisiensi tiang bergantung pada bermacam—macam faktor, antara lain :

- 1) Jumlah, panjang, diameter, susunan dan jarak tiang.
- 2) Model transfer beban (tahanan gesek terhadap tahanan dukung ujung).
- 3) Prosedur pelaksanaan pemasangan tiang
- 4) Urutan pemasangan tiang
- 5) Macam Tanah
- 6) Waktu setelah pemasangan tiang
- 7) Interaksi antara pelat penutup tiang (*pile cap*) dengan tanah
- 8) Arah dari beban yang bekerja

Beberapa persamaan efisiensi tiang telah diusulkan untuk menghitung kapasitas kelompok tiang, namun semuanya hanya bersifat pendekatan. Salah satu persamaan yang disarankan oleh *Converse- Labarre Formula*, sebagai berikut :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 m n'} \dots\dots\dots (4.278)$$

dengan keterangan,

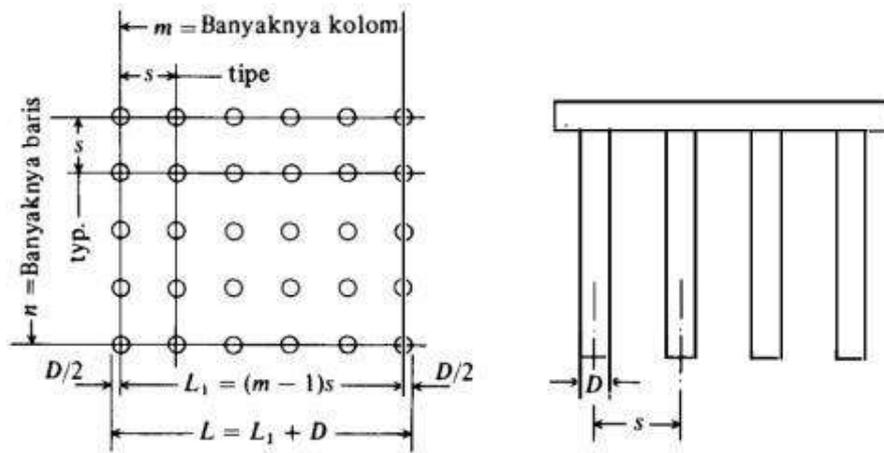
E_g = Efisiensi kelompok tiang

θ = Arc tg $\frac{d}{s}$, dalam derajat

S = Jarak as ke as antar tiang pancang (2,5 x Diameter Fondasi)

d = diameter tiang

m = jumlah baris tiang
n' = jumlah tiang dalam satu baris



Gambar 4.37 Definisi jarak s dalam hitungan efisiensi tiang (Bowles, 1994)

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan sebagai berikut :

$$Eg = \frac{Qg}{n \cdot Qu} \dots\dots\dots (4.279)$$

$$Qg = Qu \cdot n \cdot Eg \dots\dots\dots (4.280)$$

Keterangan :

- Qg = Beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan
- Qu = Beban maksimum tiang tunggal yang mengakibatkan keruntuhan
- n = Jumlah tiang dalam kelompok
- Eg = Efisiensi kelompok tiang

Sampel hitungan (4 tiang, pile cap = persegi)

$$\begin{aligned} \theta &= \text{arc tg } \frac{d}{s} \dots\dots\dots (4.281) \\ &= \text{arc tg } \frac{0,5}{(2,5 \times 0,5)} \\ &= 21,8^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Eq &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90 \cdot m \cdot n'} \\ &= 1 - 21,8 \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90 \times 2 \times 2} \\ &= 0,87889 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qg &= Qu \cdot n \cdot Eg \\ &= 9019,64 \times 4 \times 0,87889 \\ &= 27340 > Pu \\ &= 27340 > 4805,9 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{Aman}) \end{aligned}$$

Tabel 4. 31 Perhitungan kapasitas dukung kelompok ijin dan hasil n pakai

Koordinat	Pu (kN)	Qu	Kontrol Awal						Kontrol Akhir					
			Jumlah Tiang Pancang	m	θ	Eg	Qg	Kontrol Qg > Pu	Jumlah Tiang Pancang	m	θ	Eg	Qg	Kontrol Qg > Pu
1A	4167,7773	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
2A	4623,8007	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
3A	4734,3851	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
4A	4572,6686	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
5A	4731,9499	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
6A	5249,0362	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
7A	4773,73	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
8A	4309,031	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
9A	4262,1402	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
10A	4687,5549	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
1B	5483,0278	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
2B	4890,17	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
3B	4864,649	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
4B	4227,308	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
5B	5682,1842	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
6B	4388,1206	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman

7B	4931,3978	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
8B	4765,4361	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
9B	5273,2771	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
10B	4640,0239	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
1C	5269,9887	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
2C	4735,5777	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
3C	4863,2322	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
4C	5248,5475	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
5C	4713,9104	3891,39	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman	2	2	21,801	0,758	5897,49	Aman
6C	4873,9322	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
7C	5273,0712	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
8C	5113,6165	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
9C	4731,3948	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
10C	5270,8211	4185,73	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6343,58	Aman
1D	4254,4027	4046,77	2	2	21,801	0,758	6132,98	Aman	2	2	21,801	0,758	6132,98	Aman
2D	5667,4155	4046,77	2	2	21,801	0,758	6132,98	Aman	2	2	21,801	0,758	6132,98	Aman
3D	4386,0106	4046,77	2	2	21,801	0,758	6132,98	Aman	2	2	21,801	0,758	6132,98	Aman
4D	3616,2392	4046,77	1	1	21,801	1,000	4046,77	Aman	1	1	21,801	1,000	4046,77	Aman
5D	3321,2423	4046,77	1	1	21,801	1,000	4046,77	Aman	1	1	21,801	1,000	4046,77	Aman
6D	4835,8423	4287,35	2	2	21,801	0,758	6497,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6497,58	Aman
7D	6306,2713	4287,35	2	2	21,801	0,758	6497,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6497,58	Aman
8D	6337,352	4287,35	2	2	21,801	0,758	6497,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6497,58	Aman

9D	7970,2203	4287,35	2	2	21,801	0,758	6497,58	Tidak Aman	4	2	21,801	0,758	12995,16	Aman
10D	7976,1376	4287,35	2	2	21,801	0,758	6497,58	Tidak Aman	4	2	21,801	0,758	12995,16	Aman
1E	7174,6848	4046,77	2	2	21,801	0,758	6132,98	Tidak Aman	4	2	21,801	0,758	12265,97	Aman
2E	7196,6051	4046,77	2	2	21,801	0,758	6132,98	Tidak Aman	4	2	21,801	0,758	12265,97	Aman
3E	8872,7496	4046,77	3	3	21,801	0,677	8219,19	Tidak Aman	4	3	21,801	0,677	12265,97	Aman
4E	8870,2316	4046,77	3	3	21,801	0,677	8219,19	Tidak Aman	4	3	21,801	0,677	12265,97	Aman
5E	3999,5971	4046,77	1	1	21,801	1,000	4046,77	Aman	1	1	21,801	1,000	4046,77	Aman
6E	3821,0594	4287,35	1	1	21,801	1,000	4287,35	Aman	1	1	21,801	1,000	4287,35	Aman
7E	3940,8784	4287,35	1	1	21,801	1,000	4287,35	Aman	1	1	21,801	1,000	4287,35	Aman
8E	3771,7342	4287,35	1	1	21,801	1,000	4287,35	Aman	1	1	21,801	1,000	4287,35	Aman
9E	3815,8102	4287,35	1	1	21,801	1,000	4287,35	Aman	1	1	21,801	1,000	4287,35	Aman
10E	4351,4055	4287,35	2	2	21,801	0,758	6497,58	Aman	2	2	21,801	0,758	6497,58	Aman

g. Analisis Fondasi Terhadap Beban Lateral

Bedasarkan Teori Rankine menentukan nilai K_p menggunakan rumus sebagai berikut:

$$K_p = \text{tg}^2 (45 + \phi/2) \dots\dots\dots (4. 282)$$

Setelah itu cek keruntuhan tanah akibat beban lateral tiang

$$M_{\max} = \gamma d L^3 K_p \dots\dots\dots (4. 283)$$

$M_{\max} > M_y$ berarti gaya horizontal belum mencapai H_u tiangnya sudah patah. Karena itu, gaya horizontal ultimit ditentukan oleh kekuatan bahan tiang dalam menahan beban momen (M_y) atau hitungan didasarkan pada persamaan tiang

$$F = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d K_p \gamma}} \dots\dots\dots (4. 284)$$

$$H_u = \frac{2 M_y}{e + \frac{2f}{3}}$$

Dengan keterangan

M_y = Kapasitas momen maksimum atau ultimit(dari Katalog)

e = 0 (kondisi jepit)

f = keseimbangan horizontal tiang

Setelah itu, menentukan nilai gaya horizontal yang aman terhadap keruntuhan tanah dan tiang

$$H_a = H_u / SF \dots\dots\dots (4. 285)$$

$$= H_u / 3$$

Sampel Perhitungan pada kondisi tanah di borelog 2

$$K_p = \text{tg}^2 (45 + 30/2)$$

$$= 3$$

$$M_{\max} = \gamma d L^3 K_p$$

$$= 22,84 \times 0,8 \times 16,38^3 \times 3$$

$$= 897,886 \text{ kN.m}$$

$M_{\max} > M_y$

$$897,886 \text{ kN.m} > 580 \text{ kN.m}$$

Maka gaya horizontal belum mencapai H_u tiangnya sudah patah. Karena itu, gaya horizontal ultimit ditentukan oleh kekuatan bahan

tiang dalam menahan beban momen (My) atau hitungan didasarkan pada persamaan tiang.

$$\begin{aligned}
 F &= 0,82 \sqrt{\frac{Hu}{0,65 \times 4,59891 \times 18}} \\
 &= 0,127457 \sqrt{Hu} \\
 Hu &= \frac{2 My}{e + 2 \frac{f}{3}} \\
 &= 2871,99 \text{ kN} \\
 Ha &= Hu/3 \\
 &= 2871,99 / 3 \\
 &= 1914,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 32 Perhitungan gaya lateral ijin

Kode Grup	X (kN)	Y (kN)	Ha (kN)	n (Buah)	Ha Kelompok	Kontrol Terhadap X	Kontrol Terhadap Y
1A	167,777	167,777	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
2A	623,801	623,801	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
3A	734,385	734,385	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
4A	572,669	572,669	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
5A	731,95	731,95	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
6A	1249,04	1249,04	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
7A	773,73	773,73	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
8A	309,031	309,031	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
9A	262,14	262,14	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
10A	687,555	687,555	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
1B	1483,03	1483,03	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
2B	890,17	890,17	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
3B	864,649	864,649	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
4B	227,308	227,308	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN

Tabel 4. 32 (Lanjutan) Perhitungan gaya lateral ijin

Kode Grup	X (kN)	Y (kN)	Ha (kN)	n (Buah)	Ha Kelompok	Kontrol Terhadap X	Kontrol Terhadap Y
5B	1682,18	1682,18	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
6B	388,121	388,121	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
7B	931,398	931,398	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
8B	765,436	765,436	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
9B	1273,28	1273,28	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
10B	640,024	640,024	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
1C	1269,99	1269,99	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
2C	735,578	735,578	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
3C	863,232	863,232	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
4C	1248,55	1248,55	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
5C	713,91	713,91	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
6C	873,932	873,932	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
7C	1273,07	1273,07	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
8C	1113,62	1113,62	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
9C	731,395	731,395	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
10C	1270,82	1270,82	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
1D	254,403	254,403	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
2D	1667,42	1667,42	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
3D	386,011	386,011	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
4D	-383,76	-383,76	957,333	1	957,333	AMAN	AMAN
5D	-678,76	-678,76	957,333	1	957,333	AMAN	AMAN
6D	835,842	835,842	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
7D	1306,27	1306,27	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
8D	1337,35	1337,35	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN
9D	2970,22	2970,22	957,333	4	3829,33	AMAN	AMAN
10D	2976,14	2976,14	957,333	4	3829,33	AMAN	AMAN
1E	2174,68	2174,68	957,333	4	3829,33	AMAN	AMAN
2E	2196,61	2196,61	957,333	4	3829,33	AMAN	AMAN
3E	2872,75	2872,75	957,333	4	3829,33	AMAN	AMAN
4E	2870,23	2870,23	957,333	4	3829,33	AMAN	AMAN
5E	-1000,4	-1000,4	957,333	1	957,333	AMAN	AMAN
6E	-1178,9	-1178,9	957,333	1	957,333	AMAN	AMAN
7E	-1059,1	-1059,1	957,333	1	957,333	AMAN	AMAN
8E	-1228,3	-1228,3	957,333	1	957,333	AMAN	AMAN
9E	-1184,2	-1184,2	957,333	1	957,333	AMAN	AMAN
10E	-648,59	-648,59	957,333	2	1914,67	AMAN	AMAN

4.7.2 Perencanaan Pilecap

- a. Data *Pile cap*
- | | |
|-----------------------------|-----------|
| Kuat tekan beton (f'_c) | = 30 MPa |
| Fy Tulangan Ulir | = 400 MPa |
| Fy Tulangan Polos | = 280 MPa |
| Dimensi Fondasi | = 0,5 m |
- b. Data Beban Fondasi

c. Perhitungan dimensi *pilecap*

Dimensi kolom

Dimensi tiang pancang

Tebal *pilecap* persegi panjang 2 tiang pancang, h (diasumsikan)= 1000 mm

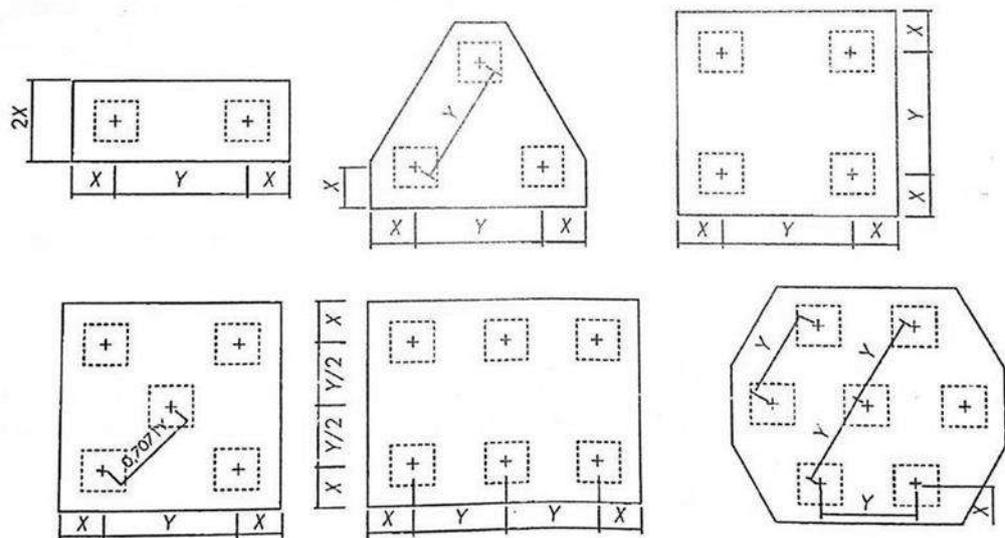
Tebal *pilecap* persegi 4 tiang pancang, h (diasumsikan) = 1000 mm

d. Teori Perhitungan

(Teng, 1962) memberikan teori pembagian dimensi *pilecap* sesuai pada tabel dibawah ini (d = sisi atau diameter tiang pancang)

Tabel 4.34 Jarak antar as-as (Teng, 1962)

Fungsi tiang	Jarak as-as minimum (m)
Tiang dukung ujung dalam lapisan keras	$2 - 2,5d$ atau 75 cm
Tiang dukung ujung pada batuan keras	$2d$ atau 60 cm
Tiang gesek	$3 - 5d$, atau 105 cm



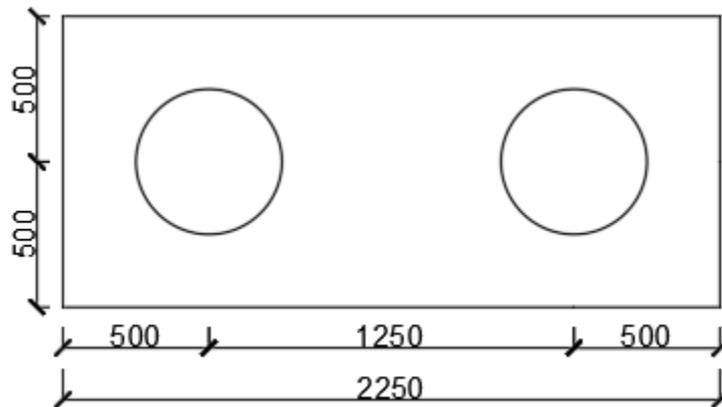
Gambar 4.38 Pembagian dimensi *pilecap*

Jarak antar tiang pusat ke pusat (Y) dibatasi sebesar $2,5d - 3d$ sedangkan jarak antar tiang pancang ke tepi *pilecap* (X) dibatasi sebesar $1d - 1,5d$. Sehingga perhitungannya sebagai berikut :

1) Bentuk persegi panjang (untuk 2 tiang pancang)

$$Y = 2,5d$$

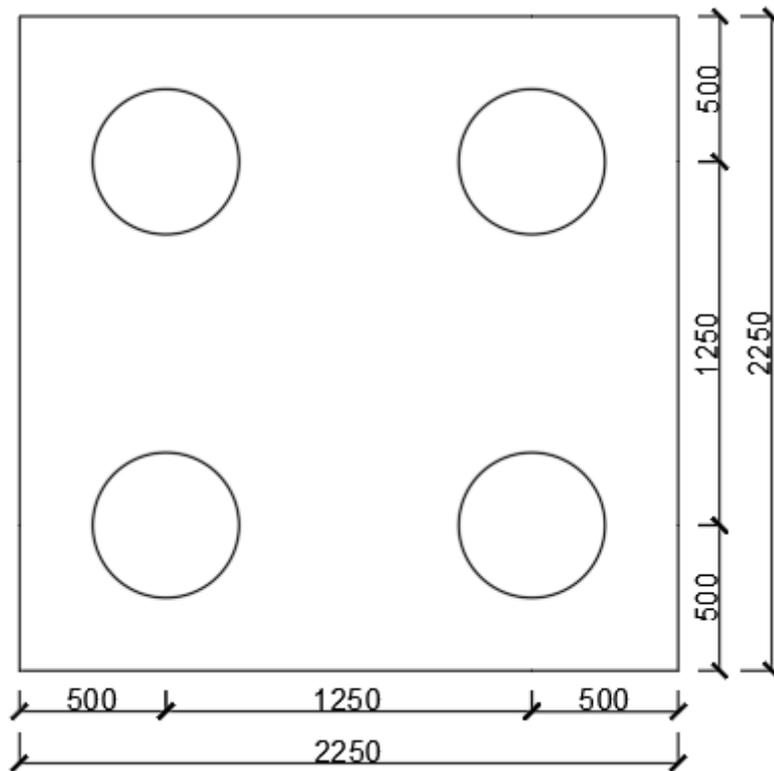
$$\begin{aligned}
 &= 2,5 \times 500 \\
 &= 1250 \text{ mm} \\
 X &= 1d \\
 &= 1 \times 500 \\
 &= 500 \text{ mm} \\
 b &= X + Y + X \\
 &= 500 + 1250 + 500 \\
 &= 2250 \text{ mm} \\
 h &= X + X \\
 &= 1000 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.39 Bentuk *pilecap* persegi panjang untuk 2 tiang pancang

2) Bentuk persegi (untuk 4 tiang pancang)

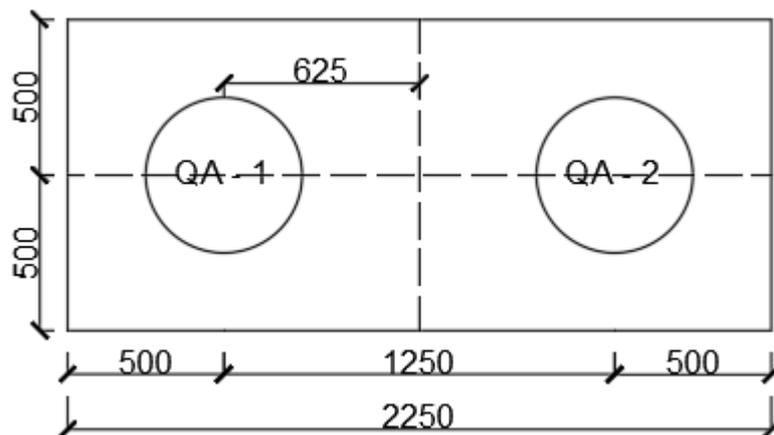
$$\begin{aligned}
 Y &= 2,5d \\
 &= 2,5 \times 500 \\
 &= 1250 \text{ mm} \\
 X &= 1d \\
 &= 1 \times 500 \\
 &= 500 \text{ mm} \\
 b &= X + Y + X \\
 &= 500 + 1250 + 500 \\
 &= 2250 \text{ mm} \\
 h &= b \\
 &= 2250 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



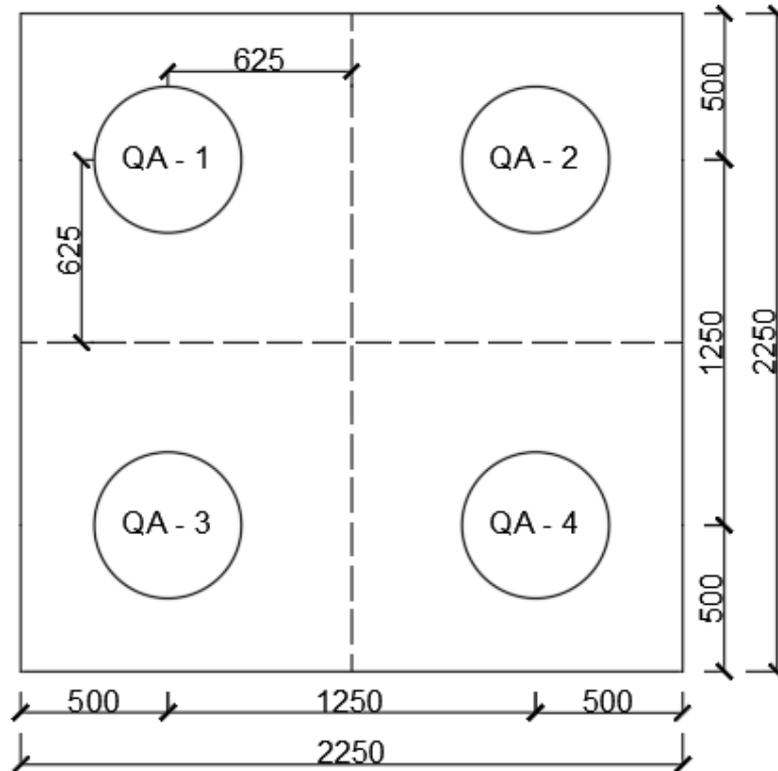
Gambar 4.40 Bentuk *pilecap* persegi untuk 4 tiang pancang

- e. Analisis Kesetimbangan Tiang Pancang terhadap Titik Berat *Pilecap*
 Jika momen bekerja pada dua arah yaitu arah sumbu x dan sumbu y, maka persamaan analisis menggunakan rumus berikut:

$$Q_i = \frac{Pu}{n} \pm \frac{My x_i}{\sum x^2} \pm \frac{Mx y_i}{\sum y^2} \dots\dots\dots (4.286)$$



Gambar 4.41 Keterangan detail *pilecap* 2 tiang pancang



Gambar 4.43 Keterangan detail *pilecap* 4 tiang pancang

Tabel 4. 35 Perhitungan 2 tiang pancang padatitik berat *pilecap*

Qu	n	Beban Terhadap Titik		Cek Kontrol
		Berat		
		Kode	Beban	
9019,64	2	Qa - 1	3502,55671	Aman
9019,64	2	Qa - 2	3270,20039	Aman

Tabel 4. 37 Perhitungan 4 tiang pancang pada titik berat *pilecap*

Qu	n	Beban Terhadap Titik		Cek Kontrol
		Berat		
		Kode	Beban	
9020	4	Qa - 1	1393,381231	Aman
9020	4	Qa - 2	1328,837808	Aman
9020	4	Qa - 3	1503,668342	Aman
9020	4	Qa - 4	1439,124919	Aman

f. Merencanakan Penulangan *Pilecap*

1) Terhadap Geser

a) Menghitung nilai V_u

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{Pu}{n_{(tiang)}} \dots\dots\dots(4.287) \\ &= \frac{5665}{4} \\ &= 1416,253075 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Periksa terhadap geser dua arah pons

$$\begin{aligned} d &= \text{tebal pile cap} - \text{selimut beton} - \text{diameter tulangan} \\ &= 1000 - 75 - 32 \\ &= 893 \text{ mm} \end{aligned}$$

(1) Geser dua arah di sekitar kolom

$$\begin{aligned} b_o &= 4(c+d) \\ &= 4(800+893) \\ &= 6772 \text{ mm} \end{aligned}$$

Nilai kuat geser pons dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil antara

$$\begin{aligned} V_{c1} &= 0,17 \left(\frac{1+2}{\beta c} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\ &= 0,17 \left(\frac{1+2}{\left(\frac{800}{800} \right)} \right) 1,0 \sqrt{30} 6772 893 \\ &= 16892705,54 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c2} &= 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d \\ &= 0,17 \left(\frac{40 \times 893}{6772} \right) 1,0 \sqrt{30} 6772 893 \\ &= 19999532,79 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{c3} &= 0,33 \lambda \sqrt{f'c} b_o \\ &= 0,33 1,0 \sqrt{30} 6772 893 \\ &= 10930574,17 \text{ N} \end{aligned}$$

$$V_{c(\text{pakai})} = 10930574,17 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka } \phi V_n &= 0,75 V_{c(\text{pakai})} \\ &= 0,75 \times 10930574,17 \end{aligned}$$

$$= 8197930,629$$

$$= 8197,930629 \text{ kN}$$

Cek kontrol $\phi V_n > V_u$

$$\phi V_{n(1)} > V_u$$

$$8197,930629 \text{ kN} > 1416,253075 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

(2) Geser dua arah di sekitar tiang pancang

$$b_o = 2(a + c/2 + d/2)$$

$$= 2 \left(500 + \frac{500}{4} + \frac{893}{2} \right)$$

$$= 4286 \text{ mm}$$

Nilai kuat geser pons dua arah untuk beton ditentukan dari nilai terkecil antara

$$V_{c1} = 0,17 \left(\frac{1+2}{\beta c} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$= 0,17 \left(\frac{1+2}{\left(\frac{800}{800} \right)} \right) 1,0 \sqrt{30} 4286 893$$

$$= 10691396,33 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o$$

$$= 0,17 \left(\frac{40 \times 893}{2150} \right) 1,0 \sqrt{30} 2150 893$$

$$= 17981067,44 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,33 \lambda \sqrt{f'c} b_o$$

$$= 0,33 1,0 \sqrt{30} 4286 893$$

$$= 10930574,17 \text{ N}$$

$$V_{c(\text{pakai})} = 10930574,17 \text{ N}$$

$$\text{Maka } \phi V_n = 0,75 V_{c(\text{pakai})}$$

$$= 0,75 \times 10930574,17$$

$$= 8197930,628$$

$$= 8197930,628 \text{ kN}$$

Cek kontrol $\phi V_n > V_u$

$$\phi V_{n(1)} > V_u$$

$$8197930,628 \text{ kN} > 1416,253075 \text{ kN} \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

2) Terhadap Momen Lentur

$$\begin{aligned} Mu &= 2 \times Vu \left(\text{tebal pilecap} - \frac{d(\text{kolom})}{2} \right) \\ &= 2 \times 1416,253075 \left(1000 - \frac{800}{2} \right) \\ &= 1699503,69 \text{ kN.mm} \\ &= 1699,50369 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mu}{\phi b d^2} \\ &= \frac{1699,50369}{0,9 \cdot 2250 \cdot 893^2} \\ &= 1,052432295 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 f'c}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0,85 \cdot 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,052432295}{0,85 \cdot 30}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,002687739 \approx 0,0027$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho b d \\ &= 0,0027 \times 2250 \times 893 \\ &= 5424,975 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \rho \cdot b \cdot \text{Tebal Pilecap} \\ &= 0,0027 \times 2250 \times 1000 \\ &= 6075 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek Kontrol} &= A_s \text{ digunakan} > A_{s \text{ min}} \\ &= \frac{\frac{1}{2} \pi D^2 b}{s} > 6075 \text{ mm}^2 \\ &= \frac{\frac{1}{2} \pi 32^2 2250}{200} > 6075 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{Aman}) \\ &= 9047,7868 \text{ mm}^2 > 6075 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{Aman}) \end{aligned}$$

Untuk tulangan layer bawah arah X dan Y dipakai D32–200.

Untuk tulangan layer atas bisa digunakan 20% atau 50% dari tulangan layer bawah ,karena dipakai 20%,maka :

$$((100\%) - 20\%) \times D32 = D25$$

Maka, untuk tulangan layer bawah arah X dan Y dipakai D25–250.

3) Tulangan susut

Dalam pasal 8.8.1.7 SNI 2847 : 2019 mentakan Luas tulangan yang tegak lurus rusuk harus memenuhi persyaratan kekuatan momen pelat dengan mempertimbangkan beban terpusat, dan sekurang-kurangnya terdapat tulangan susut dan suhu sesuai pasal 24.4.

Tabel 4.38 Rasio tulangan minimum (SNI 2847 : 2019)

Jenis Tulangan	f_y MPA	Rasio tulangan mnimum
Batang ulir	< 420	0,0020
Batang ulir atau kawat las	≥ 420	Terbesar dari : $\frac{0,0018 \times 420}{f_y}$ atau 0,0014

Bedasarkan SNI 2847 : 2019 pasal 24.4.3.3 menyatakan bahwa Spasi (s) tulangan susut maksimum dan suhu tak boleh melebihi nilai terkecil antara 5h dan 450 mm.

$$A_{S_{susut}} = \rho b d$$

$$A_{S_{susut}} = 0,0027 \times 2250 \times 893$$

$$A_{S_{susut}} = 5424,975 \text{ mm}^2$$

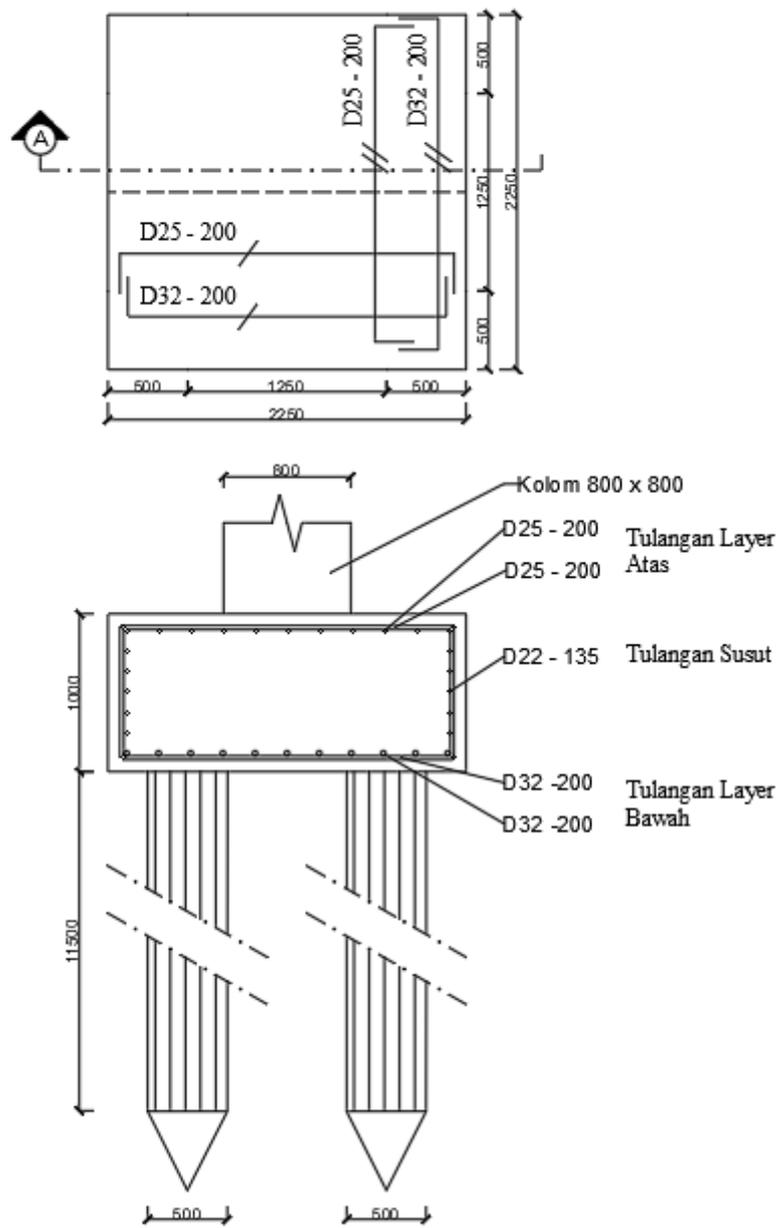
$$\text{Cek kontrol} = A_s \text{ digunakan} > A_{s_{min}}$$

$$= \frac{\frac{1}{2}\pi D^2(2 \times d)}{s} > 5424,975 \text{ mm}^2$$

$$= \frac{\frac{1}{2}\pi 22^2(2 \times 893)}{135} > 5424,975 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{Aman})$$

$$= 6335,5452 \text{ mm}^2 > 5424,975 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots(\text{Aman})$$

Maka tulangan susut digunakan D22 – 135



Gambar 4.43 Detail *pilecap* persegi panjang untuk 4 tiang pancang

4) Kesimpulan

Tabel 4.39 Penentuan jenis bentuk dan tebal pile cap pada masing-masing kolom

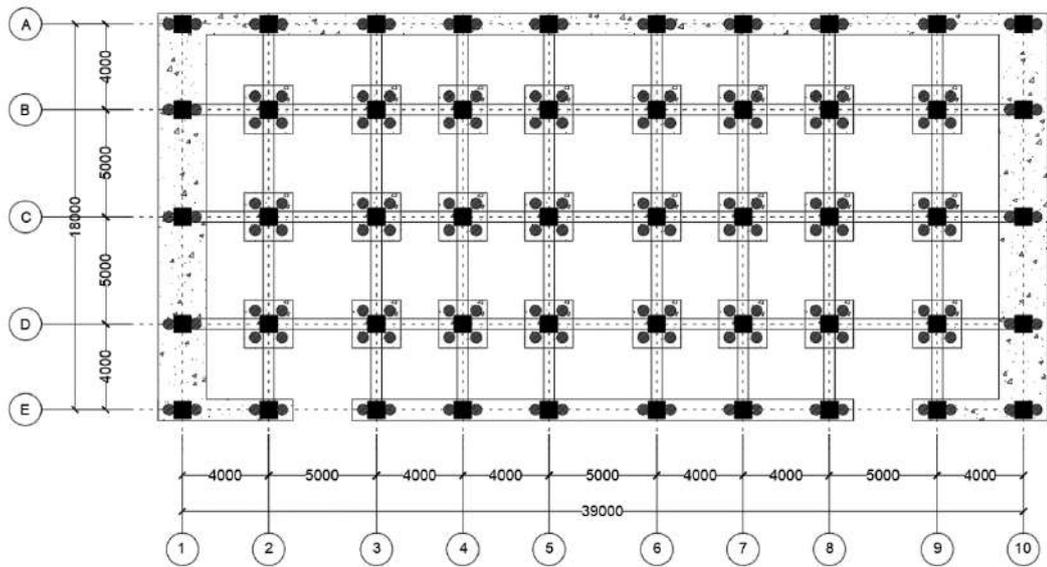
Nama Grup	Pu (Etabs) kN	L (m)	Qa (kN)	Kebutuhan Tiang (Buah)	Jenis Bentuk Pilecap
G1	1214,8952	11,5	1127	2	Persegi Panjang
G2	1357,627	11,5	1127	2	Persegi Panjang
G3	1791,3431	11,5	1127	2	Persegi Panjang
G4	4405,3243	11,5	1127	4	Persegi
G5	4139,8861	11,5	1127	4	Persegi
G6	4351,6386	11,5	1127	4	Persegi
G7	1210,2953	11,5	1127	2	Persegi Panjang

Tabel 4.40 Perhitungan cek terhadap geser

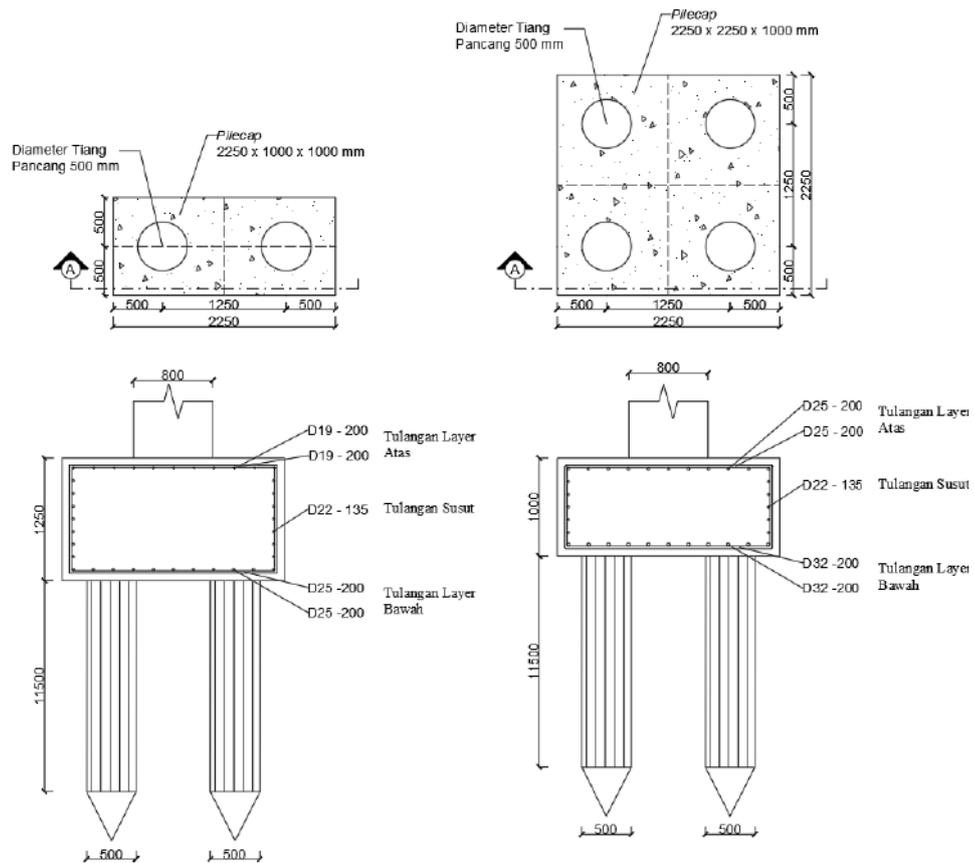
Cek Terhadap Geser					
Jumlah Tiang	Vu (kN)	Cek Kontrol			
		ϕV_n (1)	ϕV_n (2)	Cek ϕV_n (1)	Cek ϕV_n (2)
2	3386,38	6079,93	3741,49	Aman	Aman
4	1416,25	8197,93	5188,47	Aman	Aman

Tabel 4. 41 Perhitungan cek terhadap momen lentur

Cek Terhadap Momen Lentur							
Jumlah Tiang	Mu (kN.m)	Rn	Rho Perlu	As Perlu	As Min	As T.Utama	Kontrol Tulangan Utama (As. Utama > As min)
2	1523,8703	0,56902	0,001439	3623	3937,5	5522,33084	Aman
4	1699,5037	1,05243	0,002688	5425	6075	9047,78684	Aman



Gambar 4. 44 Denah *pilecap*



Gambar 4. 45 Denah penggunaan *pilecap* dan tiang pancang

Tabel 4. 42 Keterangan *pilecap*

Bentuk <i>Pilecap</i>	Tebal <i>Pilecap</i> (mm)	Dimensi (mm)	Layer Bawah		Layer Atas		Tulangan Susut
			Tulangan Utama Arah X	Tulangan Utama Arah y	Tulangan Utama Arah X	Tulangan Utama Arah y	
			Persegi Panjang (Untuk 2 Tiang Pancang)	1000	2250 x 1000	D25 - 200	
Persegi (Untuk 4 Tiang Pancang)	1000	2250 x 2250	D32 - 200	D32 - 200	D25 - 200	D25 - 200	D22 - 135

4.7.3 Perencanaan Dinding Basement

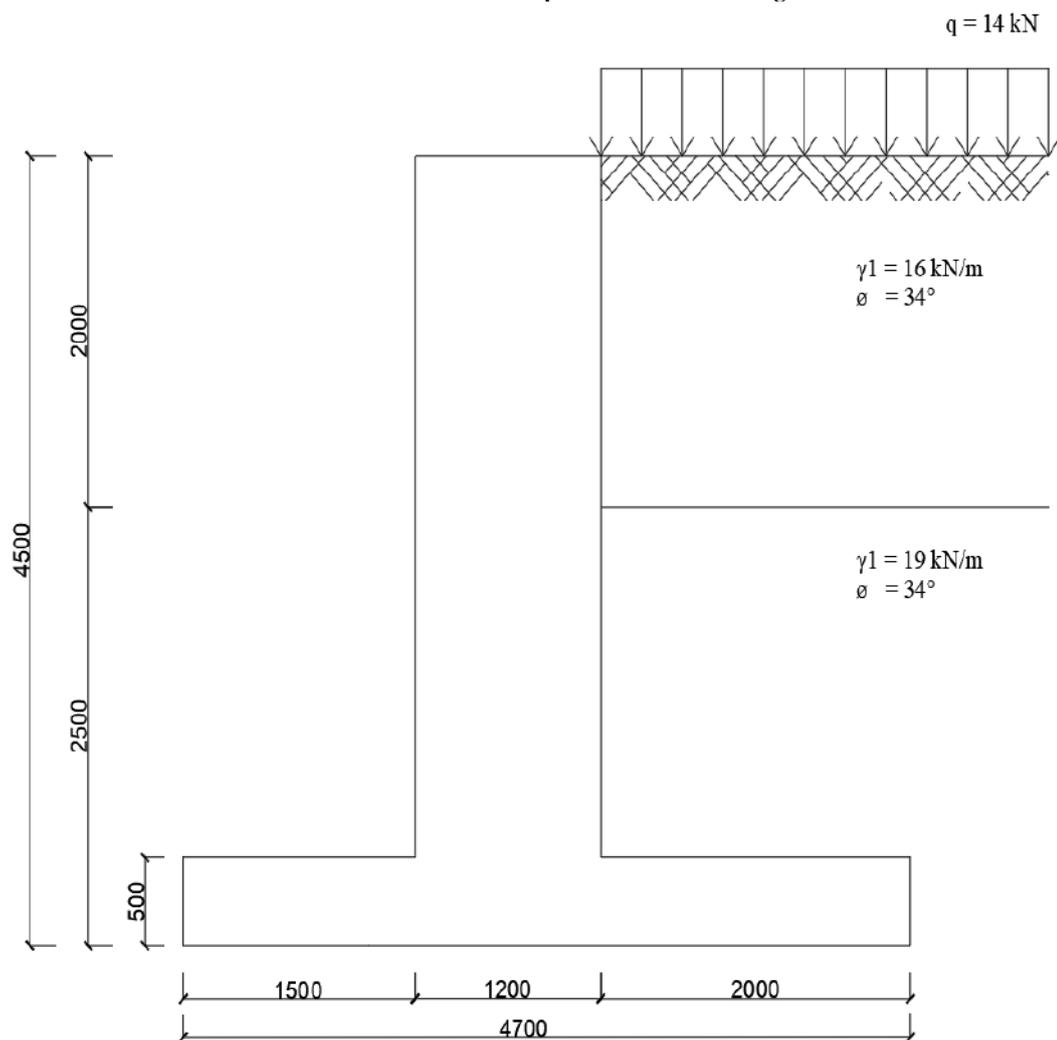
a. Data

1) Borelog DB - 18

Berat tanah	= 14 kN/m ³
Sudut gesek, ϕ	= 34 ⁰
Mutu beton	= 30 MPa
Fy	= 400 MPa
Tebal dinding	= 500 mm
Selimut beton	= 75 mm
Tulangan ulir	= 25 mm
Tulangan sengkang	= 22 mm

b. Preliminary design

Gambar 4. 46 Dimensi DPT pada tanah borelog DB – 18

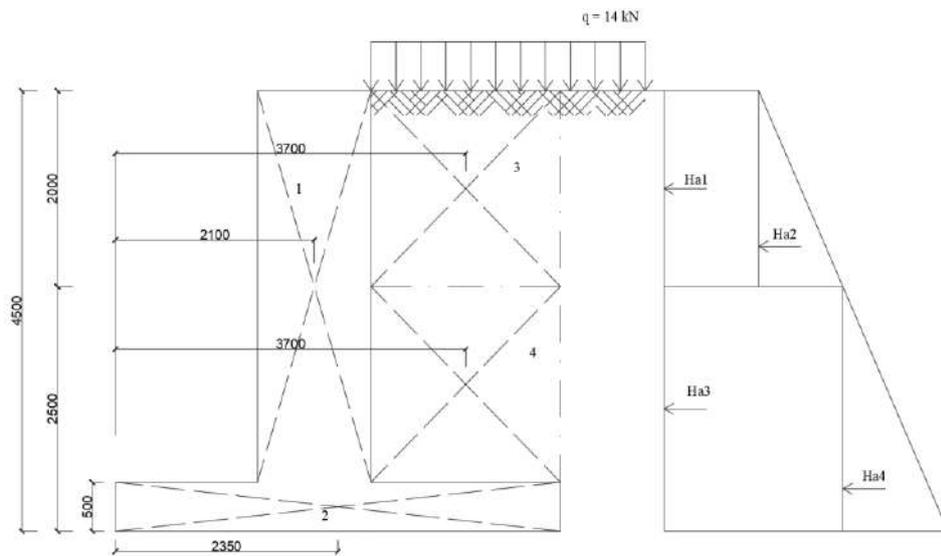


Tabel 4.43 Dimensi DPT

Dimensi (m) DPT Borelog DB - 18

X1	1,5
X2	2
X3	0,5
d	1,2
b	4,7
H1	2
H2	2,5
H3	4,5

c. Perhitungan dalam 3 kondisi (perhitungan DPT pada *borelog* DB - 18)



Gambar 4.48 Sketsa diagram gaya dalam DPT A

Berdasarkan teori Rankine (1857) untuk menghitung tekanan tanah aktif menggunakan persamaan di bawah ini :

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \dots\dots\dots (4.288) \\
 &= \frac{1 - \sin 34}{1 + \sin 34} \\
 &= 0,28
 \end{aligned}$$

$$H_{a1} = K_a \times (H_1 \times q)$$

$$= 0,28 \times (2 \times 14)$$

$$= 7,92 \text{ kN}$$

$$\text{Ha2} = \text{Ka} \times \frac{1}{2} \times H1^2 \times \gamma_1$$

$$= 0,28 \times \frac{1}{2} \times 2^2 \times 18$$

$$= 9,824 \text{ kN}$$

$$\text{Ha3} = \text{Ka} \times (q + (H1 \times \gamma_1)) \times H2$$

$$= 0,28 \times (14 + (2 \times 16)) \times 2,5$$

$$= 32,51 \text{ kN}$$

$$\text{Ha4} = \text{Ka} \times \frac{1}{2} \times H2^2 \times \gamma_2$$

$$= 0,28 \times \frac{1}{2} \times 2,5^2 \times 19$$

$$= 16,79 \text{ kN}$$

Tabel 4. 44 Perhitungan nilai R dan Momen

No	Luas (m ²)	Weight (kN/m)	Jarak ke Titik Pusat	Momen
1	4,80	115,2	2,1	241,92
2	2,35	56,4	2,35	132,54
3	4,00	64	3,7	236,8
4	4,00	76	3,7	281,2
Total	R =	311,6	Mb =	892,46

1) Kondisi Guling

Bedasarkan teori Rankine (1857) untuk menghitung tekanan tanah aktif menggunakan persamaan dibawah ini

$$\text{Mo} = (\text{Ha1} \times \frac{1}{2} L) + (\text{Ha2} \times \frac{1}{3} L) + (\text{Ha3} \times \frac{1}{2} L) + (\text{Ha4} \times \frac{1}{3} L)$$

$$= (7,92 \times \frac{1}{2} \times 2) + (9,05 \times \frac{1}{3} \times 2) + (32,51 \times \frac{1}{2} \times 2,5) + (16,79 \times \frac{1}{3} \times 2,5)$$

$$= 68,5760 \text{ kN.m}$$

$$\text{FKguling} = \text{Mb}/\text{Mo}$$

$$= 892,46/68,5760 \text{ kN.m}$$

$$= 13,01 > 3 \dots\dots\dots(\text{Aman})$$

2) Kondisi Geser

$$\text{Ka} = \frac{\mu R}{\text{Ha1} + \text{Ha2} + \text{Ha3} + \text{Ha4}}$$

$$= \frac{1 \times 311,6}{7,92 + 9,05 + 32,51 + 16,79}$$

$$= 4,7 > 3 \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

3) Kondisi Keruntuhan Tanah Dasar

a) Analisis q_{toe} dan q_{heel}

$$X = \frac{M_b - M_o}{R}$$

$$= \frac{892,46 - 68,57604}{311,6}$$

$$= 2,64 \text{ m}$$

$$e = \frac{b}{2} - X$$

$$= \frac{4,7}{2} - 2,64$$

$$= 0,29 \text{ m} < \frac{B}{6} (=0,783) \dots\dots\dots (\text{Ok})$$

$$q_{\text{toe}} = \frac{R_v}{b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

$$= \frac{311,6}{4,7} \left(1 + \frac{6 \times 0,29}{4,7}\right)$$

$$= 91,18 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{\text{heel}} = \frac{R_v}{b} \left(1 - \frac{6e}{b}\right)$$

$$= \frac{311,6}{4,7} \left(1 - \frac{6 \times 0,29}{4,7}\right)$$

$$= 41,41 \text{ kN/m}^2$$

b) Analisis Kapasitas Tanah (Q_u)

$$Q_u = C N_c F_{cd} F_{ct} + q N_q F_{qd} F_{qt} + \frac{1}{2} B' \gamma_2 N_y F_{yd} F_y \dots\dots (4. 289)$$

Nilai N_c , N_q , dan N_y didapat dari interpolasi $\phi = 40$ dari Tabel Terzaghi, maka hasilnya,

$$N_c = 52,6$$

$$N_q = 36,5$$

$$N_y = 35$$

Maka,

$$q = (y_1 \times H_{\text{tanah}}) + (y_2 \times H_{\text{tanah}}) \dots\dots\dots (4. 290)$$

$$= (16 \times 2) + (19 \times 2,5)$$

$$= 79,5 \text{ kN/m}^2$$

$$B' = B - 2e \dots\dots\dots (4. 291)$$

$$= 4,7 - 2 \times 0,29$$

$$= 4,11 \text{ m}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 (b/B') \dots \dots \dots (4. 292)$$

$$= 1 + 2 \tan 34 (1 - \sin 34)^2 (4,7/4,11)$$

$$= 1,30$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \left(\frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi} \right)$$

$$= 1,30 - \left(\frac{1 - 1,30}{52,6 \tan 34} \right)$$

$$= 1,31$$

$$F_{yd} = 1$$

$$\phi = \tan^{-1} \left(1 - \frac{Ha1 + Ha2 + Ha3 + Ha4}{\Sigma R} \right)^2$$

$$= \tan^{-1} \left(1 - \frac{7,92 + 9,05 + 32,51 + 16,79}{311,6} \right)^2$$

$$= 43,7^\circ$$

$$F_{ct} = F_{qt} = \left(1 - \frac{\phi^0}{90^0} \right)^2 \dots \dots \dots (4.294)$$

$$= \left(1 - \frac{43,7^0}{90^0} \right)^2$$

$$= 0,265$$

$$F_{yt} = \left(1 - \frac{\phi^0}{\phi} \right)^2$$

$$= \left(1 - \frac{43,7}{34} \right)^2$$

$$= 0,0810$$

Maka setelah faktor – faktor telah di cari maka masukkan ke persamaan 4.300

$$\begin{aligned} Q_u &= C N_c F_{cd} F_{ct} + q N_q F_{qd} F_{qt} + \frac{1}{2} B' \gamma_1 N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma t} + \frac{1}{2} B' \gamma_2 N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma t} \\ &= (79,5 \times 52,6 \times 1,30 \times 0,265) + (\frac{1}{2} \times 4,11 \times 16 \times 35 \times 1 \times \\ &0,0810) + (\frac{1}{2} \times 4,11 \times 19 \times 35 \times 1 \times 0,) \\ &= 1203,0656 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

c) Cek Kontrol (>3)

$$F_s = Q_u / q_{toe}$$

$$= 1203,0656 / 91,18$$

$$= 13,19 > 3 \dots \dots \dots (\text{Aman})$$

d) Kesimpulan

Tabel 4.45 kesimpulan akhir kontrol 3 kondisi

Jenis Borelog	d (m)	X1 (m)	X2 (m)	b (m)	X3 (m)	Kondisi Guling	Kontrol	Kondisi Geser	Kontrol	Kondisi keruntuhan tanah		Kontrol
										q _{toe}	Qu	
DB - 18	1,2	1,5	2	4,7	0,5	13,01	Aman	4,70	Aman	91,18	1203,07	Aman

Penulangan DPT

1) Desain penulangan lentur pada bagian dinding

a) Tulangan lentur

Perhitungan kebutuhan tulangan didasarkan pada momen lentur yang timbul pada dinding akibat gaya horizontal yang timbul dikalikan dengan faktor beban sebesar 1,6. Bagian kritis untuk perhitungan momen lentur adalah pada dasar dinding (pertemuan dengan telapak) yang dapat dianggap sebagai kantilever dengan tinggi 1,5 m. Maka:

$$\begin{aligned} Ha1 &= 1,6 K_a \times (H1 \times q) \\ &= 1,6 \times 0,28 \times (2 \times 14) \\ &= 12,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan} = H1/2 = 2/2 = 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Ha2 &= 1,6 \times \frac{1}{2} \times H1^2 \times \gamma_1 \times K_a \\ &= 1,6 \times \frac{1}{2} \times 2^2 \times 16 \times 0,28 \\ &= 14,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan} = H1/2 = 2/3 = 0,67 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Ha3 &= 1,6 K_a \times (q + \gamma_1 \times H1) \times H2 \\ &= 1,6 \times 0,28 \times (14 + 16 \times 2) \times 2,5 \\ &= 52,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan} = H1/2 = 2/2 = 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Ha4 &= 1,6 \times \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_2 \times H2^2 \\ &= 1,6 \times \frac{1}{2} \times 0,28^2 \times 19 \times 2,5^2 \\ &= 26,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan} = H1/2 = 2/3 = 0,67 \text{ m}$$

$$Mu = (12,67 \times 1) + (14,48 \times 0,67) + (52,02 \times 1) + (26,86 \times 0,67)$$

$$= 92,24 \text{ kN.m}$$

Tebal dinding adalah 1200 mm, $b = 4700 \text{ mm}$ dan $d = 1200 - 75 \text{ (selimut) - } 11 \text{ (setengah diameter tulangan)} = 1114 \text{ mm}$. Maka:

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{92,24 \times 10^6}{0,9 \times 4700 \times 1114^2} \\ &= 0,01757 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,01757}{0,85 \times 30}} \right] \\ &= 0,0000439 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho b d \\ &= 0,0000439 \times 4700 \times 1114 \\ &= 230,082 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{min}}} &= 0,0015 b d \\ &= 0,0015 \times 4700 \times 1114 \\ &= 7853,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang **D22 - 200** ($A_s = 8933,1187 \text{ mm}^2 > A_{S_{\text{min}}}$ dan $A_{S_{\text{perlu}}}$)

b) Tulangan horizontal

Sebagai tulangan susut dan suhu. Tulangan horizontal minimum yang diperlukan pada dasar dinding ($d = 200 \text{ mm}$) sesuai SNI 2847:2013 pasal 14.3.3 adalah:

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{min}}} &= 0,002 b d \\ &= 0,002 \times 4700 \times 1114 \\ &= 11280 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Karena sisi luar dinding penahan tanah senantiasa terekspos dengan udara luar dan ketebalan dinding lebih dari 250 mm, maka sesuai SNI 2847:2013 pasal 14.3.4 diperlukan minimal $\frac{1}{2}$ hingga $\frac{2}{3}$ dari luas tulangan horizontal untuk dipasang disisi luar dinding dan sisanya dipasang pada sisi dalam dinding. Dalam hal ini tebal dinding 1200 mm maka faktor pengalinya adalah $\frac{1}{2}$ dan luas tulangan yang dibutuhkan ($\frac{1}{2} \times 11280 = 5640 \text{ mm}^2$) dan dibagi merata pada kedua sisi dinding, sehingga masing-masing sisi dinding membutuhkan

$$\frac{1}{2} A_s = 5640 \text{ mm}^2$$

Dipasang **D22 - 200** ($A_s = 8933,1187 \text{ mm}^2$)

Sebagai tulangan vertikal pada dinding sisi luar untuk menumpu tulangan horizontal, dapat dipasang tulangan D22-200.

c) Desain terhadap geser

Penampang kritis untuk tinjauan geser adalah sejarak $d = 1114 \text{ mm}$ dari dasar dinding. Penampang ini terletak pada $(4,5-0,5) - 1,114 = 2,886 \text{ m}$ dari tepi atas dinding, sehingga:

$$\begin{aligned} Ha_1 &= 1,6 K_a \times (H_1 \times q) \\ &= 1,6 \times 0,28 \times (2 \times 14) \\ &= 12,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ha_2 &= 1,6 \times \frac{1}{2} \times H_1^2 \times \gamma_1 \times K_a \\ &= 1,6 \times \frac{1}{2} \times 2^2 \times 16 \times 0,28 \\ &= 14,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ha_3 &= 1,6 K_a \times (q + \gamma_1 \times H_1) \times H_2 \\ &= 1,6 \times 0,28 \times (14 + 16 \times 2) \times 2,5 \\ &= 52,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ha_4 &= 1,6 \times \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma_2 \times H_2^2 \\ &= 1,6 \times \frac{1}{2} \times 0,28^2 \times 19 \times 2,5^2 \\ &= 26,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= Ha_1 + Ha_2 + Ha_3 + Ha_4 \\ &= 12,67 + 14,48 + 52,02 + 26,86 \\ &= 106,02 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= (\phi(0,17\lambda\sqrt{f'c}bd))/100 \\ &= (0,75(0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 4700 \times 1114))/100 \\ &= 388,979 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c > V_u \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

2) Desain bagian tumit (*heel*)

Gaya geser dan momen lentur yang dipikul pada bagian tumit disebabkan oleh timbunan tanah dibelakang dinding, berat air, berat sendiri bagian tumit, serta berat beban tambahan. Maka:

$$V_u = 1,2 (1,7 \times 2 \times 16 + 1,7 \times 2,5 \times 19 + 1,7 \times 0,5 \times 24) + 1,6 (1,7 \times 4,5 \times 14)$$

$$= 358,02 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi (0,17 \lambda \sqrt{f'c} b_w d)$$

$$= 0,75 (0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 4700 \times 1112,5)$$

$$= 388,455 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

$$M_u = V_u \times \frac{1,7}{2}$$

$$= 358,02 \times \frac{1,7}{2}$$

$$= 304,317 \text{ kN.m}$$

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

$$= \frac{304,317 \times 10^6}{0,9 \times 4700 \times 1112,5^2}$$

$$= 0,0581$$

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

$$= \frac{0,85 \times 30}{400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,0581}{0,85 \times 30}} \right]$$

$$= 0,00085$$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho b d$$

$$= 0,00085 \times 4700 \times 1112,5$$

$$= 4457,032 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\text{min}}} = \frac{1,4}{f_y} b d$$

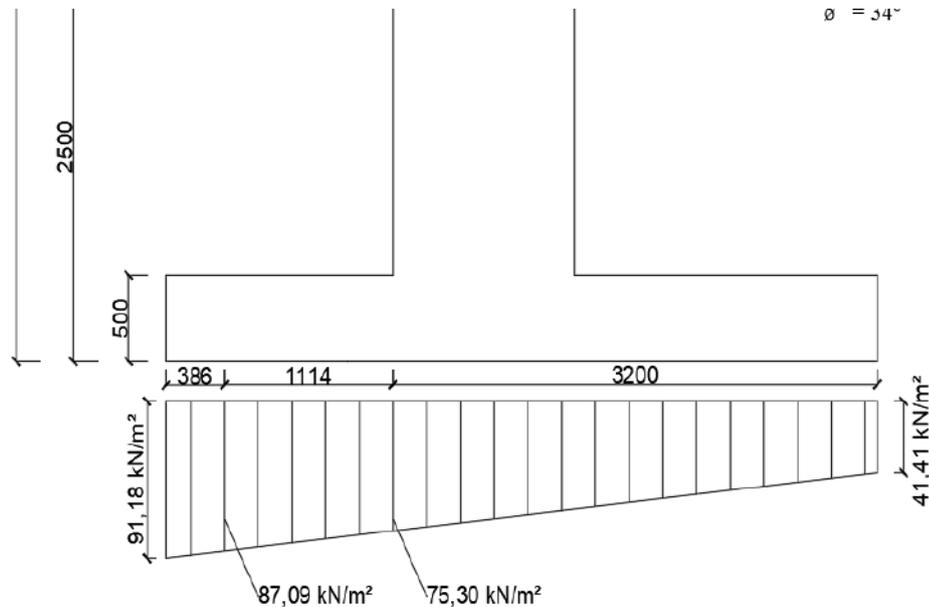
$$= \frac{1,4}{400} 4700 \times 1112,5$$

$$= 18300,625 \text{ mm}^2$$

Dipasang **D25 - 100** ($A_s = 23071,071 \text{ mm}^2 > A_{S_{\text{min}}}$ dan $A_{S_{\text{perlu}}}$)

3) Desain bagian ujung kaki (*toe*)

Bagian ujung kaki dianggap sebagai suatu balok kantilever yang menerima tekanan tanah seperti tekanan tanah seperti yang dihitung dalam langkah 1, yang ditampilkan kembali dalam gambar 4.2



Gambar 4.50 Detail hitungan

Penampang kritis untuk perhitungan geser diukur sejauh d dari muka dinding penahan tanah. Besar gaya geser terfaktor yang bekerja dihitung dari besar tegangan tanah dikali dengan factor 1,6, dikurangi dengan berat sendiri bagian ujung kaki hingga sejauh d dari muka dinding dikalikan dengan factor 1,2. Maka:

$$V_u = 1,6 (0,086) \left(\frac{91,18+93,17}{2} \right) - 1,2(0,5 \times 0,086 \times 24)$$

$$= 11,445 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = \phi(0,17\lambda\sqrt{f'c}b_wd)$$

$$= 0,75 (0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 4700 \times 1112,5)$$

$$= 388,455 \text{ kN}$$

$$\phi V_c > V_u \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

Penampang kritis untuk perhitungan momen lentur diambil tepat di depan muka dinding penahan tanah:

$$\begin{aligned} M_u &= 1,6 \left[\left((75,3 - 41,41) \times 1 \times \frac{1}{2} \right) + \left(\frac{1}{2} \times 1 \times (91,18 - (73,14 - 41,41) \times \frac{1 \times 2}{3}) \right) \right] - 1,2 \left[1 \times 0,5 \times \frac{1}{2} \times 24 \right] \\ &= 50,469 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\ &= \frac{50,469 \times 10^6}{0,9 \times 4700 \times 1112,5^2} \\ &= 0,00964 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f'_c}} \right] \\ &= \frac{0,85 \times 30}{400} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,00964}{0,85 \times 30}} \right] \\ &= 0,0000241 \end{aligned}$$

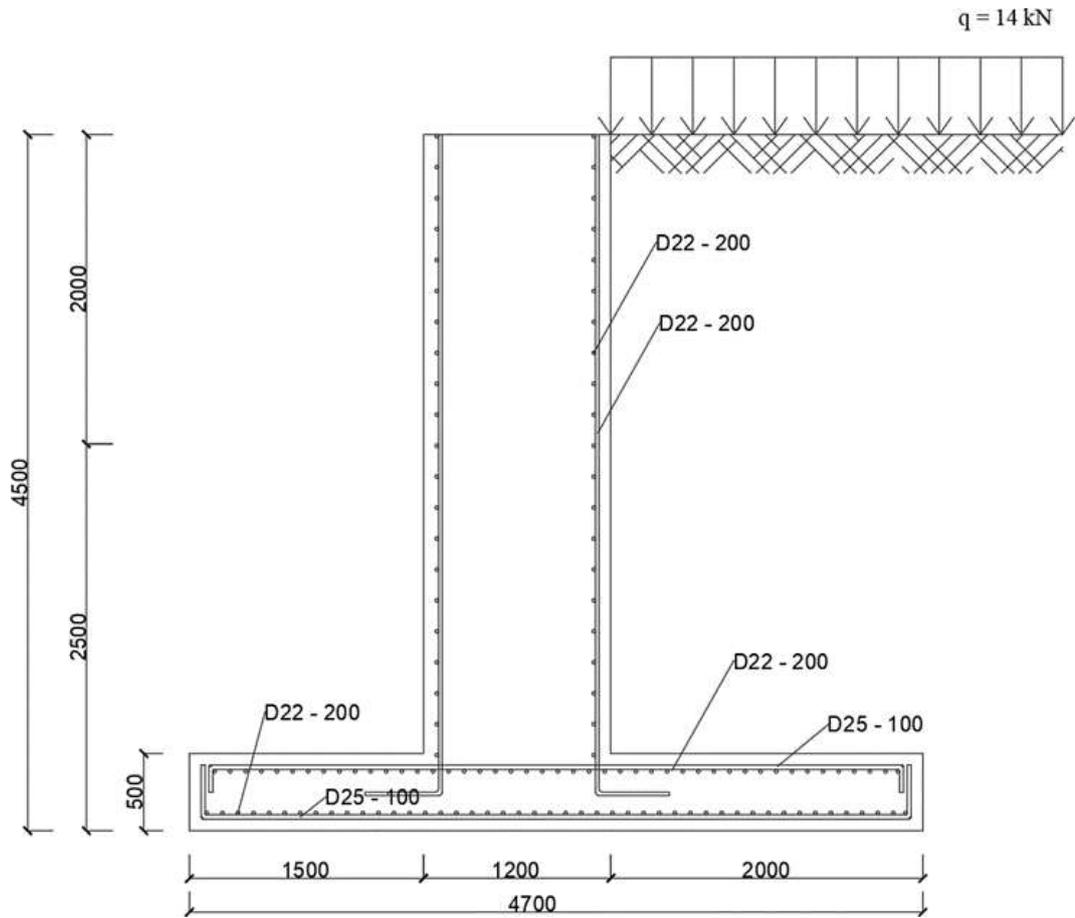
$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho b d \\ &= 0,0000241 \times 4700 \times 1112,5 \\ &= 126,038 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{min}}} &= \frac{1,4}{f_y} b d \\ &= \frac{1,4}{400} 4700 \times 1112,5 \\ &= 18300,625 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang **D25 - 100** ($A_s = 23071,07105 \text{ mm}^2 > A_{S_{\text{min}}}$ dan $A_{S_{\text{perlu}}}$)

Dalam arah tegak lurus dapat dipasang tulangan **D25 - 100**

4) Gambar penulangan struktur dinding penahan tanah ditunjukkan dalam gambar



Gambar 4.51 Detail DPT pada tanah borelog DB - 18

BAB V

GAMBAR TEKNIS

Gambar adalah sebuah alat komunikasi untuk menyatakan maksud dari seorang ahli teknik. Oleh karena itu gambar sering juga disebut sebagai bahasa teknik atau bahasa untuk ahli teknik. Keterangan-keterangan dalam gambar yang tidak dapat dinyatakan dengan bahasa lisan harus diwakili oleh lambang-lambang. Karena itu, kualitas keterangan yang dapat diberikan dalam gambar tergantung dari keterampilan juru gambar (drafter). Sebagai juru gambar sangat penting untuk memberikan gambar yang tepat dan mempertimbangkan kemampuan pembacanya. Untuk pembaca, yang terpenting adalah mengumpulkan keterangan sebanyak yang dapat dibacanya dengan teliti. Gambar teknik memiliki 3 fungsi, yaitu: sarana penyampaian informasi, sarana penyimpanan informasi dan sebagai konsep.

5.1 Penamaan layer

5.1.1 Standard ukuran kertas

Kertas gambar yang digunakan untuk penyajian gambar teknik telah mempunyai ukuran yang sudah distandartkan, ukuran yang banyak di gunakan adalah seri **A**. Ukuran ini mempunyai mempunyai ukuran standart yang dinyatakan dengan angka nol di belakang huruf **A (A0)**.

Sesuai dengan standar ISO (International Standardization for Organization) dan NNI (Nederland Normalisatie Institutet) selanjutnya kertas gambar diberi garis tepi sesuai dengan ukurannya. Pada tabel di bawah ditetapkan ukuran batas tepi bawah, tepi atas dan tepi kanan (diwakili kolom C) sedangkan tepi kiri untuk setiap ukuran kertas gambar ditetapkan 20 mm. Penetapan jarak ini dimaksudkan untuk memberikan jarak sehingga jika kertas gambar dibundel tidak akan mengganggu gambarnya.

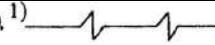
Tabel 5. 1 Ukuran standard kertas gambar

Ukuran	Ukuran		Sisi Kiri	C
	Lebar	Panjang		
A0	841 mm	1189 mm	20 mm	10 mm
A1	594	841	20 mm	10 mm
A2	420	594	20 mm	10 mm
A3	297	420	20 mm	10 mm
A4	210	297	20 mm	5 mm
A5	148	210	20 mm	4 mm

5.1.2 Jenis - jenis garis

Selain pembakuan ukuran kertas gambar, jenis garis pada gambar teknik pun turut ditetapkan sehingga setiap garis menunjukkan fungsi tersendiri. Terdapat sedikit perbedaan antar berbagai bidang keteknikan dalam jenis dan fungsi garis ini.

Tabel 5. 2 Jenis-jenis garis dan penggunaannya

Jenis garis	Keterangan	Penggunaan
A 	Tebal kontinu.	A1. Garis garis nyata gambar. A2. Garis-garis tepi.
B 	Tipis kontinu.	B1. Garis-garisberpotongan khayal (imajiner). B2. Garis-garis ukur. B3. Garis-garis proyeksi/bantu. B4. Garis-garis petunjuk. B5. Garis-garis arsir. B6. Garis-garis nyata dari penampang yang diputar ditempat. B7. Garis sumbu pendek.
C 	Tipis kontinu bebas.	C1. Garis-garis batas dari potongan sebagian atau bagian yang di potong, bila batasnya bukan garis bergores tipis.
D ¹⁾ 	Tipis kontinu dengan sig-sig.	D1. Sama dengan C1.
E 	Garis gores tebal.	E1. Garis nyata terhalang. E2. Garis tepi terhalang.
F 	Garis gores tipis.	F1. Garis nyata terhalang. F2. Garis tepi terhalang.
G 	Garis bergores tipis.	G1. Garis sumbu. G2. Garis simetri. G3. Lintasan.
H 	Garis bergores tipis yang dipertebal pada ujung-ujungnya dan pada perubahan arah.	H1. Garis (bidang) potong.
J 	Garis bergores tebal.	J1. Penunjukan permukaan yang harus mendapat penanganan khusus.
K 	Garis bergores ganda tipis.	K1. Bagian yang berdampingan. K2. Batas-batas kedudukan benda yang bergerak. K3. Garis sistem (pada baja profil). K4. Bentuk semula sebelum dibentuk K5. Bagian benda yang berada di depan bidang potong

Ada lima lebar garis dasar yaitu: ekstra tebal, tebal, medium, tipis dan ekstra tipis. Tidak ada ukuran dasar untuk tiap tiap lebar. Lebar garis relatif dan tergantung pada besar ukuran gambar. Garis tipis mungkin sesuai untuk gambar kecil, tetapi mungkin hampir tidak kelihatan dalam denah besar. Penggunaan garis ekstra tebal – untuk batas lembar kertas gambar yang berukuran besar, batas blok judul dan simbol grafis khusus yang membutuhkan penekanan. Garis-garis tebal – untuk profil massa, massa pohon, batas bangunan (dinding-dinding dan dinding pemisah/partisi) dan batas blok judul yang dipilih. Garis garis tipis - untuk elmen desain, profil bagian dalam, garis-garis pemisah (pola batu bata) dan ukuran dalam gambar kerja. Garis ekstra tipis – untuk huruf pengantar, susunan, struktur dan ukuran. contoh penggunaan garis dalam gambar kerja diantaranya yaitu (1 : 100; 1 : 50; 1 : 20; 1 : 10; 1 : 5; 1 : 2) .

- a. Garis sumbu : 0,1
- b. Detail : 0,3
- c. Pertemuan detail dengan udara luar : 0,5
- d. Detail yang hanya tampak : 0,2 (TIDAK TERPOTONG)
- e. Detail yang terpotong : 0,5 ; 0,3
- f. Bangunan yang direncanakan: 0,2 ; 0,5

5.1.3 Standard Huruf dan Angka

Huruf dan angka yang dipakai pada gambar teknik, yang dianjurkan oleh ISO 3098/11974 harus mudah dibaca dan dapat ditulis miring 75° atau tegak.

Tabel 5. 3 Tinggi standar huruf dan angka

Tinggi Huruf/Angka	Aplikasi Penggunaan
2.5 mm	Toleransi
3.5 mm	Skala dari detail Tanda pengerjaan Skala (pada etiket) Daftar bagian (pada etiket) Penunjukan ukuran, tulisan-tulisan
5 mm	Skala Nama instansi Potongan, pandangan,detail
7mm	Nomor bagian Nomor gambar Judul gambar (pada etiket)

5.1.4 Penamaan layer

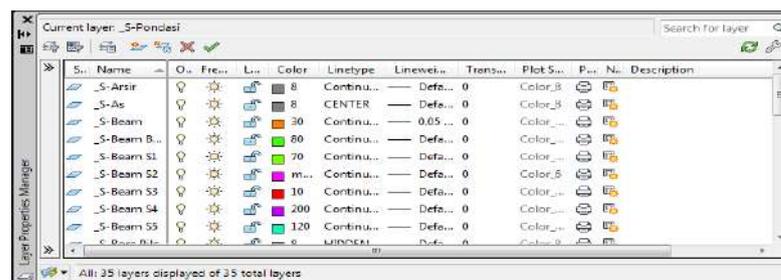
Standar penamaan Layer yang bukan berdasarkan objek atau elemen gambar, melainkan berdasarkan jenis gambar, mengkategorikan penamaan layer menjadi misalnya: DETL, ELEV, SECT

dan seterusnya. Perhatikan bahwa jenis gambar berada pada hirarki Grup Mayor. Pada Grup Minor, biasanya berupa penjelasan dari Grup Mayor, misalnya:

- a. -PATT: Pattern
- b. -OTLN: Outline
- c. -IDEN: Identification tag

Penamaan Anotasi berada pada hirarki Grup Mayor. Layer ini berisi teks, dimensi, notes, garis batas lembar gambar dan informasi lain dalam CAD yang TIDAK merepresentasikan aspek FISIK dari desain bangunan. Jika ANNO merupakan Grup Mayor, maka empat digit karakter yang mengikutinya adalah Grup Minor yang terdiri dari:

- a. -DIMS: Dimension
- b. -TEXT: Text
- c. -TTLB: Border dan Title Block

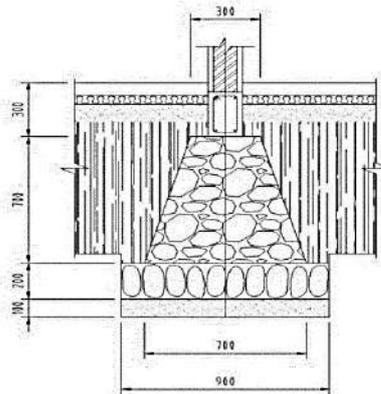


Gambar 5.1 Contoh penamaan skala pada penggambaran di *Auto CAD*

5.2 Notasi Gambar Pada Bangunan

5.2.1 Tali ukuran/Garis ukuran dan Penulisan Angka Ukuran

Dalam menginformasikan gambar terhadap orang lain, sebaiknya gambar dilengkapi dengan dimensi / ukuran sebenarnya. Dalam memberikan dimensi/ukuran gambar sebaiknya pula dilengkapi dengan batas ukuran, sering disebut dengan tali ukuran/garis ukuran. Cara meletakkan garis ukuran ke obyek gambar yaitu dengan menarik garis batas ukuran dari sumbu benda yang akan dilengkapi ukuran. Adapun norma meletakkan tali ukuran/garis ukuran lihat gambar berikut:



Gambar 5.2 Pemberian notasi ukuran pada gambar

5.2.2 Penunjukan ukuran ketinggian

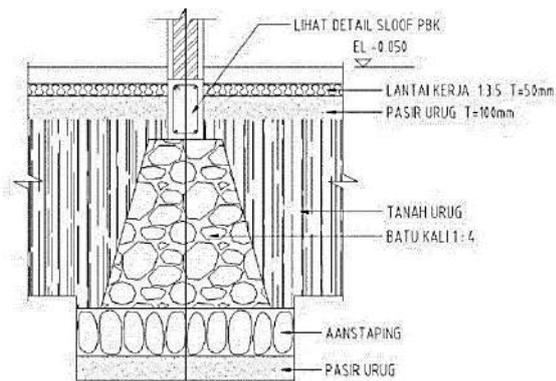
Penunjukan ketinggian obyek gambar ditunjukkan dengan kode plus minus ($+ 0.00$) menunjukkan patokan elevasi, plus ($+$) menunjukkan keadaan elevasi naik dari patokan elevasi, minus ($-$) menunjukkan keadaan elevasi turun dari patokan elevasi. Penunjukan ukuran ketinggian tersebut, batas tali ukurnya dilengkapi dengan tanda panah sebagai posisi elevasi yang ditunjuk. Untuk lebih jelas perhatikan norma penulisan ukuran



Gambar 5.3 Penunjukan gambar elevasi

5.2.3 Keterangan gambar

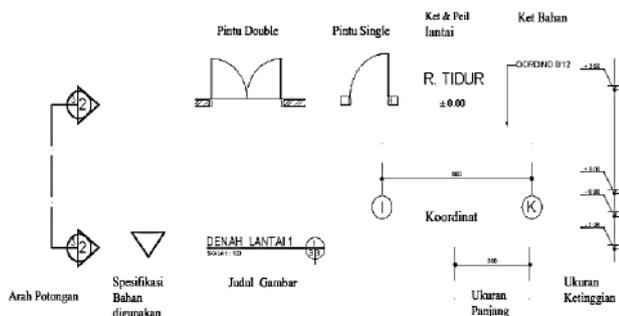
Agar gambar dapat dibaca dengan mudah baik macam bahan konstruksi, struktur, finishing bangunan sampai pada judul gambar sebaiknya gambar dilengkapi dengan keterangan gambar yang berupa tulisan dengan cara penulisan singkat dan padat dan dilengkapi dengan garis penunjuk arah benda yang akan diberi keterangan.



Gambar 5.4 Keterangan penjelas gambar

5.2.4 Simbol gambar

Tanda/notasi pada gambar untuk menjelaskan bagian-bagian gambar yang lain pada lembar yang sama atau lembar lainnya.



Gambar 5.5 Simbol legenda

5.2.5 Legenda

Sistem penggambaran untuk melihatkan jenis gambar, struktur/susunan yang berlaku umum dan dapat dimengerti oleh semua pihak yang berhubungan dengan pekerjaan penggambaran tersebut.

Pondasi Batu Belah	Tanah Urug	Spesi	Lapisan Pasir
Beton Non Konstruksi	Beton Konstruksi	Beton Tulangan	Pas Dinding Bata
Kloset Duduk	Washtafel	Kompor	Bak Cuci
Mobil	Vegetasi	Arah Mata Angin	Ground Cover

Gambar 5.6 Beberapa contoh legenda

5.3 Tata Letak (*Layout*)

5.3.1 Skala

Skala digunakan untuk mengecilkan atau memperbesar ukuran penyajian obyek gambar, agar obyek gambar dapat dituangkan diatas kertas gambar dalam keadaan mudah dimengerti. Pemakaian skala pada gambar berarti menyajikan perbandingan nyata dari benda. Skala kecil biasanya akan sedikit memperlihatkan dengan jelas detail yang akan di kehendaki secara penuh. Ketentuan penunjukan skala pada gambar teknik adalah:

- a. Penggunaan tanda skala terdiri dari kata “SKALA” diikuti oleh rasio.
- b. Kata “SKALA” dapat dihilangkan selama tidak terjadi kesalahpahaman.
 - 1) Skala yang digunakan dicantumkan pada etiket.
 - 2) Jika menggunakan lebih dari satu skala pada satu gambar, hanya skala utama saja yang ditunjukkan pada etiket. Skala lainnya ditetapkan berdekatan dengan gambar bagian atau huruf yang menunjukkan detail gambar. Perbandingan skala dan kegunaan skala pada umumnya dapat dilihat pada tabel berikut.

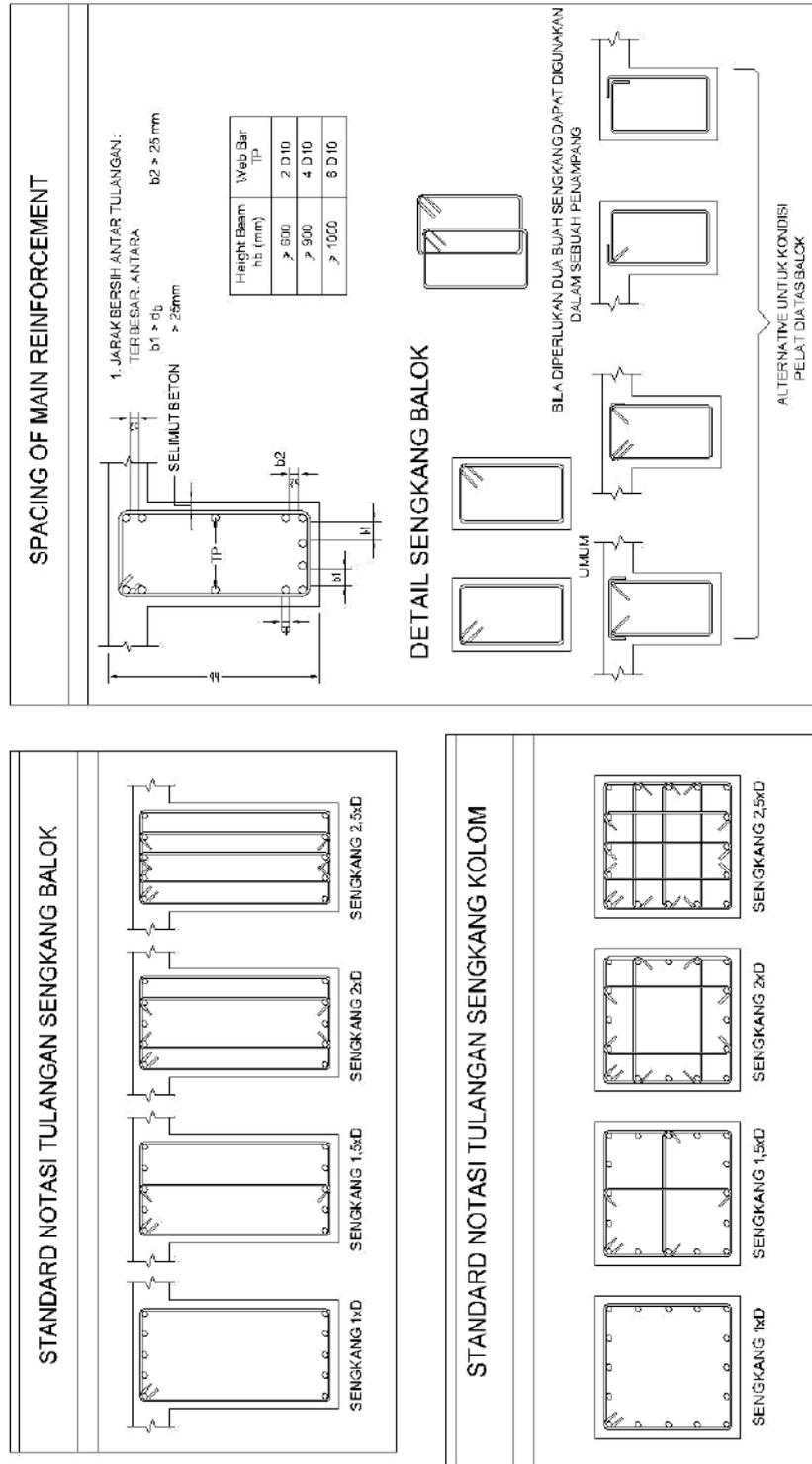
Tabel 5. 4 Perbandingan skala

No	Skala	Untuk Gambar
1. Skala kecil	1 : 1000	Gambar situasi, Gambar rencana tampak, Gambar peta, Gambar denah, gambar bloc plan, Gambar tampak
	1 : 500	
	1 : 400	
	1 : 200	
	1 : 100	
2. Skala besar	1 : 50	Gambar detail; Detail arsitektur; Detail Struktur; Detail mekanikal dan elektrik
	1 : 20	
	1 : 10	
	1 : 5	
	1 : 2	
3. Skala Pembesaran	1 : 1	Untuk gambar detail khusus ; Khususnya detail pada gambar mesin dan listrik
	2 : 1	
	5 : 1	
	10 : 1	

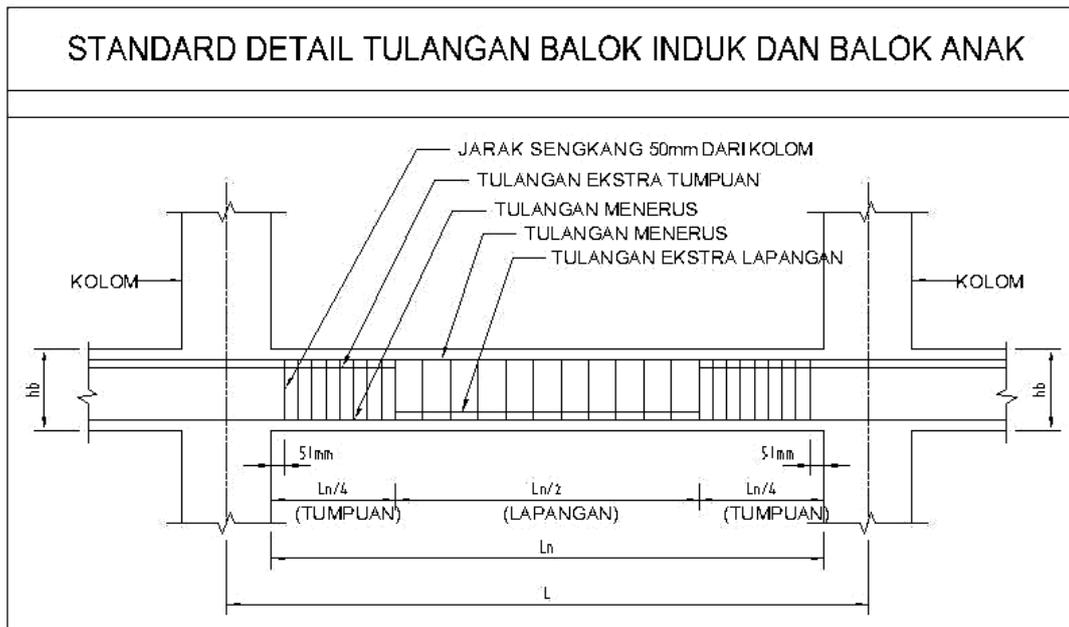
5.3.2 Kepala gambar (etiket/kop gambar)

Setiap gambar kerja yang dibuat, selalu ada etiketnya. Etiket dibuat di sisi kanan bawah kertas gambar. Pada etiket (kepala gambar) ini kita dapat mencantumkan:

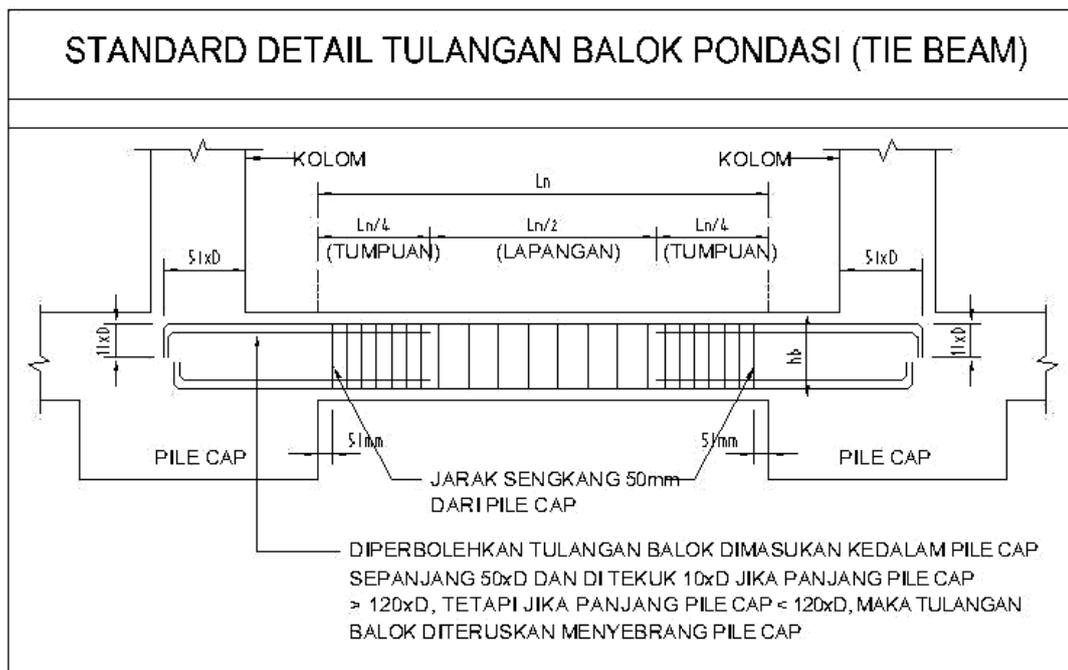
- a. Nama yang membuat gambar
- b. Judul gambar
- c. Nama instansi, departemen atau sekolah
- d. Tanggal menggambar atau selesainya gambar



Gambar 5.8 Standar detail beton bertulang

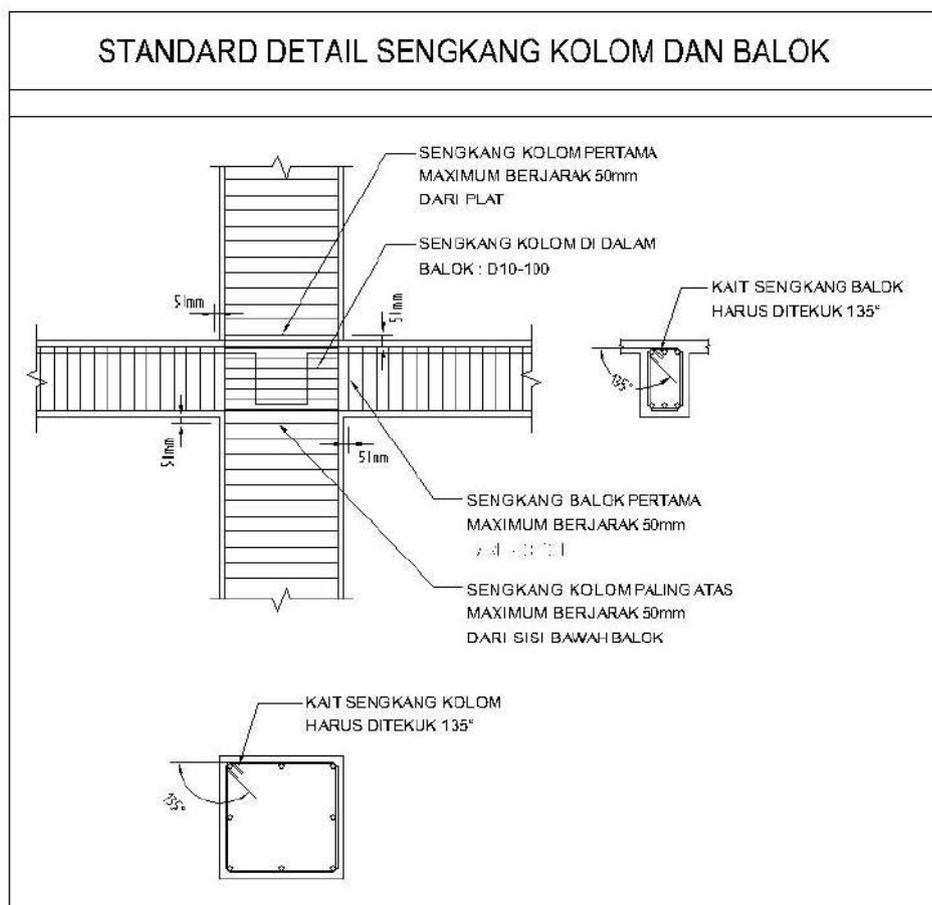


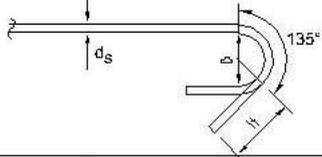
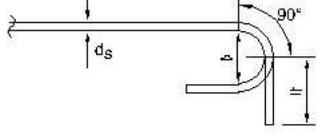
Gambar 5.9 Standar detail tulangan balok fondasi (*Sloof*)



Gambar 5.10 Standar detail tulangan balok induk dan balok anak

KAIT STANDARD UNTUK TULANGAN UTAMA				
KAIT	ILUSTRASI	DIAMETER TULANGAN d_b	DIAMETER SENGKANG MINIMUM D	l_t MINIMUM
180°		10 - 25 mm	6 d_b	YANG TERBESAR ANTARA 4 d_b ATAU 65 mm
		29 - 36 mm	8 d_b	
		40 - 55 mm	10 d_b	
135°		10 - 25 mm	6 d_b	YANG TERBESAR ANTARA 6 d_b ATAU 75 mm
		29 - 36 mm	8 d_b	
		40 - 55 mm	10 d_b	
90°		10 - 25 mm	6 d_b	20 d_b
		29 - 36 mm	8 d_b	
		40 - 55 mm	10 d_b	

Gambar 5.12 Standar detail sengkang pada *joint*Gambar 5.13 Standar *overlapping* untuk tulangan pada balok dan kolom

KAIT STANDARD UNTUK SENKANG DAN PELAT				
KAIT	ILUSTRASI	DIAMETER TULANGAN d_s	DIAMETER BENGKOKAN MINIMUM D	l_t MINIMUM
135°		8 - 16 mm	$4 d_s$	YANG TERBESAR ANTARA $6 d_s$ ATAU 75 mm
		19 - 25 mm	$6 d_s$	
90°		8 - 16 mm	$4 d_s$	$8 d_s$ ATAU 75 mm
		19 - 25 mm	$6 d_s$	$12 d_s$

Gambar 5.14 Standar *overlapping* untuk plat

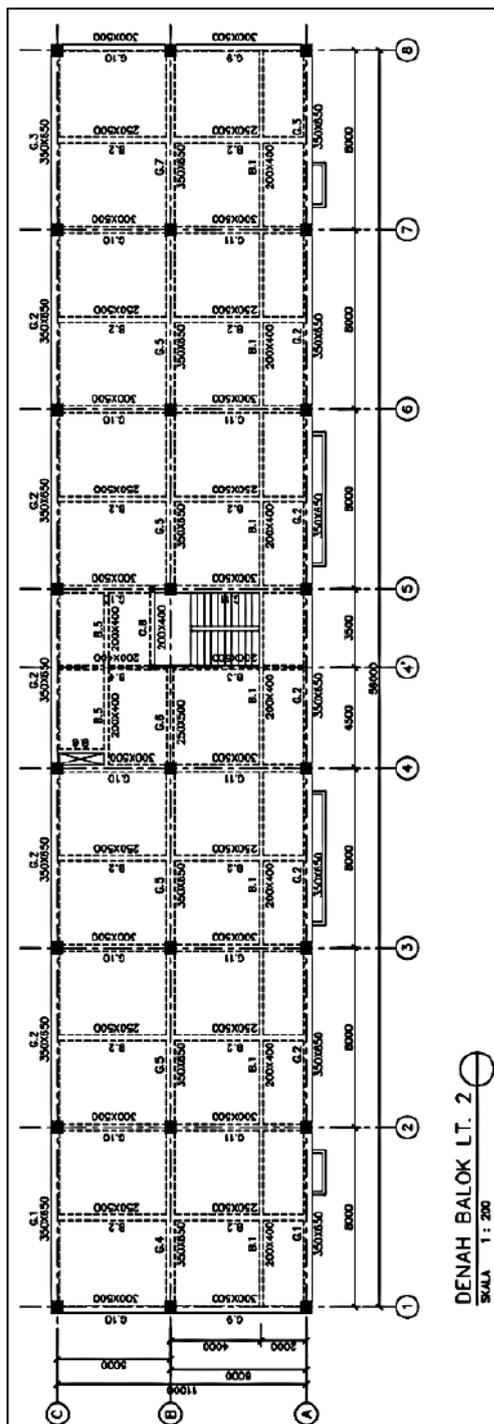
Keterangan yang terdapat dalam gambar teknis:

- Dimensi
- AS kolom
- Judul gambar & skala
- Keterangan ukuran dan jenis struktur
- Keterangan Penomoran Struktur
- Keterangan Pendukung Spesifikasi
- Grid
- Anotasi

5.5 Standar gambar struktur

5.5.1 Denah

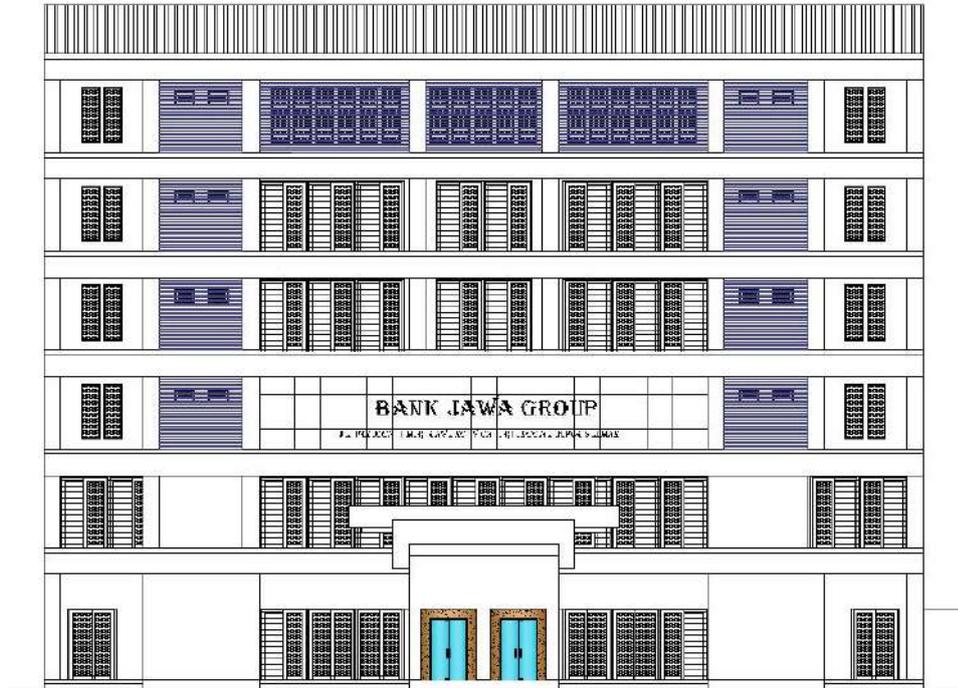
Denah adalah tampak atas bangunan yang terpotong secara horizontal setinggi 1m dari ketinggian 0.00 sebuah bangunan dengan bagian atas bangunan dibuang/dihilangkan.



Gambar 5.15 Contoh denah balok

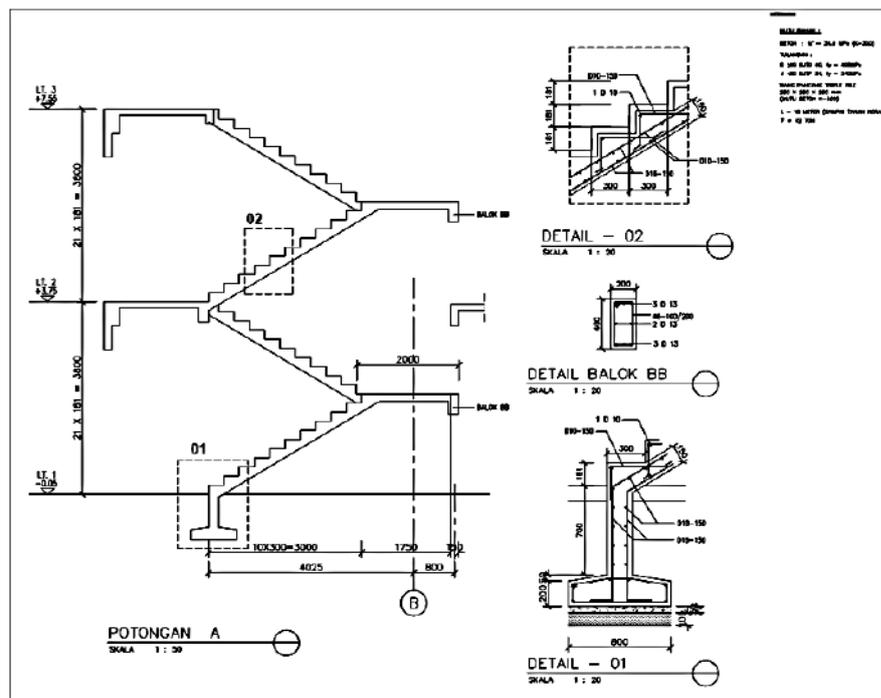
5.5.3 Tampak

Tampak adalah wujud bangunan secara dua dimensi yang terlihat dari luar bangunan. Biasanya dalam gambar teknis terdapat dua jenis gambar tampak, yaitu tampak depan dan tampak samping.

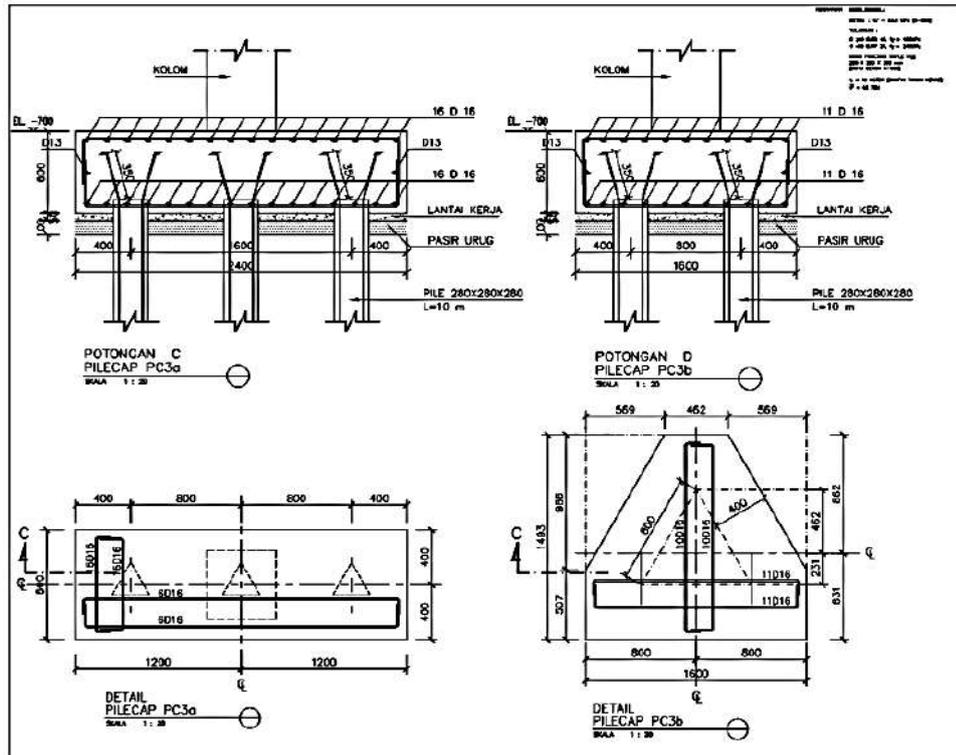


Gambar 5.17 Contoh tampak depan bangunan

5.5.4 Detail



Gambar 5.18 Contoh detail tangga



Gambar 5.19 Contoh detail *pile cap*

BAB VI

RENCANA ANGGARAN BIAYA

Pelaksanaan sebuah proyek konstruksi sangat berkaitan dengan proses manajemen didalamnya. Pada tahapan itu, pengelolaan anggaran biaya untuk melaksanakan pekerjaan tersebut, perlu dirancang dan disusun sedemikian rupa berdasarkan sebuah konsep estimasi yang terstruktur sehingga menghasilkan nilai estimasi rancangan yang tepat dalam arti ekonomis.

Nilai estimasi anggaran yang disusun selanjutnya dikenal dengan istilah Rencana Anggaran Biaya (RAB) Proyek, yang mempunyai fungsi dan manfaat lebih lanjut dalam hal mengendalikan sumberdaya material, tenaga kerja, peralatan dan waktu pelaksanaan proyek sehingga pelaksanaan kegiatan proyek yang dilakukakan mempunyai nilai efisiensi dan efektivitas.

Konsep penyusunan Rencana Anggaran Biaya (RAB) Proyek, pada pelaksanaannya didasarkan pada sebuah analisa masing-masing komponen penyusunnya (material, upah dan peralatan) untuk tiap-tiap item pekerjaan yang terdapat dalam keseluruhan proyek. Hasil analisa komponen tersebut pada akhirnya akan menghasilkan Harga Satuan Pekerjaan (HSP) per item yang menjadi dasar dalam menentukan nilai estimasi biaya pelaksanaan proyek keseluruhan dengan mengonversikannya kedalam total volume untuk tiap item pekerjaan yang dimaksud.

6.1 Komponen Penyusun Rencana Anggaran Biaya

Seperti yang telah disinggung pada bagian diatas, maka jika dirumuskan secara umum Rencana Anggaran Biaya (RAB) Proyek merupakan total penjumlahan dari hasil perkalian antara volume suatu item pekerjaan dengan harga satuannya.

Jika merujuk pada sebuah item pekerjaan, maka pada dasarnya untuk melaksanakan sebuah item pekerjaan membutuhkan upah, material, peralatan yang digunakan (sebagai biaya langsung) dan *Overhead*, *profit* dan *tax* (sebagai biaya tidak langsung). Adapun penjelasan secara rinci mengenai komponen-komponen penyusun dari Rencana Anggaran Biaya (RAB) Proyek adalah sebagai berikut:

a. Komponen biaya langsung (*Direct Cost*)

Biaya langsung atau *direct cost* merupakan seluruh biaya permanen yang melekat pada hasil akhir konstruksi sebuah proyek. Biaya langsung terdiri dari:

1) Biaya bahan/material

Merupakan harga bahan atau material yang digunakan untuk proses pelaksanaan konstruksi, yang sudah memasukan biaya angkutan, biaya loading dan unloading, biaya pengepakan, penyimpanan sementara di gudang, pemeriksaan kualitas dan asuransi.

2) Upah Tenaga Kerja

Biaya yang dibayarkan kepada pekerja/buruh dalam menyelesaikan suatu jenis pekerjaan sesuai dengan keterampilan dan keahliannya.

3) Biaya Peralatan

Biaya yang diperlukan untuk kegiatan sewa, pengangkutan, pemasangan alat, memindahkan, membongkar dan biaya operasi, juga dapat dimasukkan upah dari operator mesin dan pembantunya.

b. Komponen biaya tidak langsung (*Indirect Cost*)

Biaya tidak langsung atau *indirect cost* adalah biaya yang tidak melekat pada hasil akhir konstruksi sebuah proyek tapi merupakan nilai yang dipungut karena proses pelaksanaan konstruksi proyek. Biaya tidak langsung terdiri dari:

1) *Overhead* umum

Overhead umum biasanya tidak dapat segera dimasukkan ke suatu jenis pekerjaan dalam proyek itu, misalnya sewa kantor, peralatan kantor dan alat tulis menulis, air, listrik, telepon, asuransi, pajak, bunga uang, biaya-biaya notaris, biaya perjalanan dan pembelian berbagai macam barang-barang kecil.

2) *Overhead* proyek

Overhead proyek ialah biaya yang dapat dibebankan kepada proyek tetapi tidak dapat dibebankan kepada biaya bahan-bahan, upah tenaga kerja atau biaya alat-alat seperti misalnya; asuransi, telepon yang dipasang di proyek, pembelian tambahan dokumen kontrak pekerjaan, pengukuran (*survey*), surat-surat ijin dan lain sebagainya. Jumlah *Overhead* dapat berkisar antara 12 sampai 30 %.

3) *Profit*

Merupakan keuntungan yang didapat oleh pelaksana kegiatan proyek (kontraktor) sebagai nilai imbal jasa dalam proses pengadaan proyek yang sudah dikerjakan. Secara umum keuntungan yang diset oleh kontraktor dalam penawarannya berkisar antara 10 % sampai 12 % atau bahkan lebih, tergantung dari keinginan kontraktor.

4) Pajak

Berbagai macam pajak seperti Pajak Pertambahan Nilai (PPN), Pajak Penghasilan (PPh) dan lainnya atas hasil operasi perusahaan.

6.2 Rencana Anggaran Biaya

6.2.1 Daftar Harga Bahan dan Upah

Carilah daftar harga satuan bahan dan upah konstruksi sesuai dengan kabupaten masing- masing. Buat tabel harga satuan bahan dan upah seperti berikut:

Tabel 6. 1 Contoh pembuatan daftar harga bahan dan upah

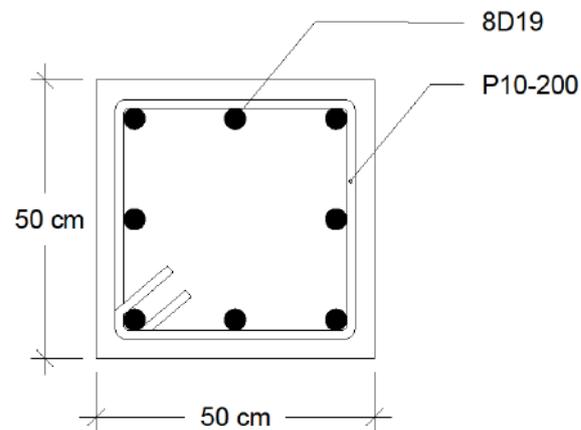
Deskripsi	Spesifikasi	Satuan	Harga satuan (Rp)
Bahan			
Semen Portland	1 sak	40 kg	42.500
Pasir kali progo	1	m ³	375.000
Batu Split 2-3 cm	1	m ³	495.000
Upah			
Pekerja	1	oh	65.000
Tukang Batu	1	oh	75.000
Kepala tukang	1	oh	85.000
Mandor	1	oh	100.000

6.2.2 Analisa Harga Satuan Pekerjaan

Koefisien Harga Satuan Pekerjaan (HSP), misalnya dalam pekerjaan kolom, balok dan pelat lantai dibutuhkan analisis kebutuhan volume beton, pembesian serta bekisting.

a. Menghitung Koefisien HSP

Misalnya pada perhitungan HSP kolom berukuran $B \times H$ sebesar $0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ dengan tinggi kolom (t_{kolom}) sebesar 4 m dan direncanakan menggunakan tulangan lentur 8D19 dengan panjang tulangan ($L_{\text{Tul. D}}$) sebesar 4 meter serta tulangan sengkang sebesar P10-200. Tebal selimut pada kolom (t_s) adalah sebesar 40 mm .



Gambar 6.1 Dimensi kolom

1) Kebutuhan beton segar untuk kolom

✓ Luas kolom (L_{kolom})

$$\begin{aligned} L_{\text{kolom}} &= H \times B \\ &= 0,5 \times 0,5 \\ &= 0,25 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

✓ Volume kolom (V_{kolom})

$$\begin{aligned} V_{\text{kolom}} &= L_{\text{kolom}} \times L \\ &= 0,25 \times 4 \\ &= 1 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

- ✓ Harga per m^3 beton berdasarkan data yang didapatkan sebesar Rp. 2.074.600

$$\begin{aligned}\text{Harga satuan kolom} &= V_{\text{kolom}} \times 2.074.600 \\ &= 1 \times 2.074.600 \\ &= \text{Rp. } 2.074.600\end{aligned}$$

2) Kebutuhan tulangan kolom

- ✓ Luas tulangan lentur ($L_{\text{Tul. D}}$)

$$\begin{aligned}L_{\text{Tul. D}} &= \pi r_D^2 \\ &= \pi \times 9,5^2 \\ &= 283,529 \text{ mm}^2 \rightarrow 0,000284 \text{ m}^2\end{aligned}$$

- ✓ Luas tulangan sengkang ($L_{\text{Tul. P}}$)

$$\begin{aligned}L_{\text{Tul. P}} &= \pi r_P^2 \\ &= \pi \times 5^2 \\ &= 78,54 \text{ mm}^2 \rightarrow 0,000079 \text{ m}^2\end{aligned}$$

- ✓ Berat tulangan lentur ($\gamma_{\text{Tul. D}}$)

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{Tul. D}} &= \gamma_{\text{baja}} \times L_{\text{Tul. D}} \times t_{\text{kolom}} \\ &= 7.850 \times 0,000284 \times 1 \\ &= 2,23 \text{ kg}\end{aligned}$$

- ✓ Berat tulangan sengkang ($\gamma_{\text{Tul. P}}$)

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{Tul. P}} &= \gamma_{\text{baja}} \times L_{\text{Tul. P}} \times t_{\text{kolom}} \\ &= 7.850 \times 0,000079 \times 1 \\ &= 0,62 \text{ kg}\end{aligned}$$

- ✓ Panjang total tulangan lentur ($P_{\text{Tot Tul. D}}$)

$$\begin{aligned}P_{\text{Tot Tul. D}} &= n \times L_{\text{Tul. D}} \\ &= 8 \times 4 \\ &= 32 \text{ m}\end{aligned}$$

✓ Panjang total tulangan sengkang ($P_{\text{Tot Tul. P}}$)

$$\begin{aligned} P_{\text{Tot Tul. P}} &= 4 (B - 2t_s) + 4 (2,5P) + 2 (6P) \\ &= 4 (0,5 - 2 \times 0,04) + 4 (2,5 \times 0,01) + 2 (6 \times 0,01) \\ &= 1,9 \text{ m} \end{aligned}$$

✓ Berat tulangan pokok ($\gamma_{\text{Tot. Tul. D}}$)

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{Tot. Tul. D}} &= P_{\text{Tot Tul. D}} \times \gamma_{\text{Tul. D}} \\ &= 32 \times 2,23 \\ &= 71,36 \text{ kg} \end{aligned}$$

✓ Berat tulangan sengkang ($\gamma_{\text{Tot. Tul. P}}$)

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{Tot. Tul. P}} &= P_{\text{Tot Tul. P}} \times \gamma_{\text{Tul. P}} \\ &= 1,9 \times 0,62 \\ &= 1,178 \text{ kg} \end{aligned}$$

✓ Berat total tulangan ($\gamma_{\text{Tot. Tul}}$)

$$\begin{aligned} \gamma_{\text{Tot. Tul}} &= \gamma_{\text{Tot. Tul. D}} \times \gamma_{\text{Tot. Tul. P}} \\ &= 71,36 \times 1,178 \\ &= 72,538 \text{ kg} \end{aligned}$$

✓ Harga besi tulangan per kg adalah sebesar Rp. 8.000

$$\begin{aligned} \text{Harga satuan tul. tot.} &= 72,538 \times 8.000 \\ &= \text{Rp. 580.304} \end{aligned}$$

3) Kebutuhan bekisting kolom

✓ Keliling sisi kolom (K_{kolom})

$$\begin{aligned} K_{\text{kolom}} &= 2B + 2H \\ &= 2 (0,5) + 2 (0,5) \\ &= 2 \text{ m} \end{aligned}$$

✓ Luas bekisting ($L_{\text{bekisting}}$)

$$\begin{aligned} L_{\text{bekisting}} &= K_{\text{kolom}} \times t_{\text{kolom}} \\ &= 2 \times 4 \\ &= 8 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- ✓ Harga bekisting per meter adalah sebesar Rp. 90.000

$$\begin{aligned}\text{Harga satuan bekisting} &= 8 \times 90.000 \\ &= \text{Rp.720.000}\end{aligned}$$

4) Kebutuhan tukang

Misalnya dikerjakan 3 tukang dalam sehari, sehingga koefisien pekerjaan 3 tukang per hari untuk pekerjaan beton sebanyak 1 m³ adalah

- ✓ Pengecoran kolom = 0,45
- ✓ Penulangan kolom = 0,9
- ✓ Pembuatan bekisting kolom = 0,6
- ✓ Total waktu tukang = 1,95 hari

- ✓ Upah tukang perhari adalah sebesar Rp. 85.000

$$\begin{aligned}\text{Harga satuan upah} &= \text{jumlah tukang} \times \text{total waktu} \times \text{upah} \\ &\text{tukang} \\ &= 3 \times 1,95 \times 85.000 \\ &= \text{Rp. 497.250}\end{aligned}$$

Sehingga dalam pekerjaan 1 m³ kolom terdiri dari 1 m³ cor beton, 94,28 kg besi, 8 m² bekisting dan 3 tukang dengan waktu 1,95 hari. Kemudian buat tabel harga satuan pekerjaan seperti berikut :

Tabel 6.2 daftar harga satuan pekerjaan

Deskripsi	koefisien	satuan	harga satuan (Rp)	jumlah (Rp)
Beton	1	m ³	2.074.600	2.074.600
Pembesian	94,28	Kg	8.000	754.240
Bekisting	8	m ²	90.000	720.000
Tukang	1,95	hari	85.000	497.250
Harga satuan pekerjaan kolom per m ³				4.046.090

b. Perhitungan RAB pekerjaan

Untuk menghitung rencana anggaran biaya setiap pekerjaan dapat dilakukan dengan menggunakan perhitungan sebagai berikut:

$$\text{RAB} = \Sigma (\text{Volume Pekerjaan} \times \text{Harga satuan Pekerjaan})$$

Lalu membuat tabel Rencana Anggaran Biaya untuk penjumlahan dari semua sub sub pekerjaan yang ada sehingga mendapatkan hasil dari total anggaran biaya

Tabel 6.2 Rencana Anggaran Biaya

Pekerjaan	Volume	Satuan	Harga Satuan (Rp)	Jumlah (Rp)
Pekerjaan Sub Struktur				
1. Pekerjaan persiapan (a1)	V(a1)	HSP (a1)	V(a1) x HSP (a1)
2. Pekerjaan pondasi (a2)	V(a2)	HSP (a2)	V(a2) x HSP (a2)
3. Pekerjaan kolom (a3)	60	m3	4.046.090	242.765.400
4. (a4)	V(a4)	HSP (a4)	V(a4) x HSP (a4)
				Σ sub total (a)
Pekerjaan Up Struktur				
1. Pekerjaan atap (b1)	V(b1)	HSP (b1)	V(b1) x HSP (b1)
2. (b2)	V(b2)	HSP (b2)	V(b2) x HSP (b2)
				Σ sub total (b)
Jumlah total anggaran biaya				Σ Sub total

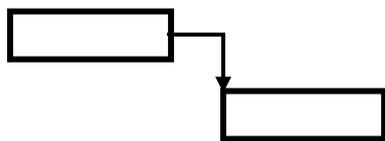
6.3 Time Schedule (Kurva-S)

Proyek yang baik haruslah tepat biaya, tepat waktu, dan tepat mutu. Ketiga parameter ini menunjukkan berhasil tidaknya suatu proyek. Sebuah proyek, meskipun dalam pekerjaannya tepat biaya dan tepat waktu, tapi tidak tepat mutu maka proyek bisa dikatakan gagal, ataupun sebaliknya. Sehingga ketiga parameter ini tidak boleh dihilangkan salah satunya.

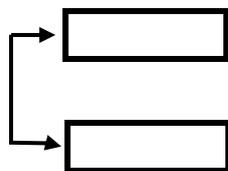
Waktu merupakan salah satu parameter yang perlu diperhatikan dalam pekerjaan konstruksi. Waktu memberikan peran penting dalam keberhasilan sebuah proyek konstruksi. Ada beberapa cara yang dapat dilakukan untuk analisa waktu pekerjaan konstruksi, salah satunya dengan menggunakan Kurva-S. Kurva-S adalah suatu kurva yang disusun untuk menunjukkan hubungan antara nilai kumulatif biaya atau jam-orang (*man hours*) yang telah digunakan atau presentase (%) penyelesaian pekerjaan terhadap waktu. Dengan demikian pada Kurva-S dapat digambarkan kemajuan volume pekerjaan yang diselesaikan sepanjang berlangsungnya proyek atau pekerjaan dalam bagian dari proyek. Kurva-S dapat dijadikan acuan untuk koreksi pekerjaan di lapangan, apakah pekerjaan itu mengalami suatu keterambatan atautkah tidak.

Setiap pekerjaan mempunyai keterkaitan satu sama lain, keterkaitan antar pekerjaan dapat digambarkan dengan keterangan *predecessors* dan *successors*. *Predecessors* merupakan satu atau beberapa kegiatan yang mendahului suatu kegiatan, sedangkan *successors* merupakan satu atau beberapa kegiatan setelah suatu kegiatan. Terdapat empat tipe antar pekerjaan, yaitu :

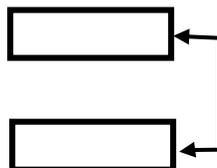
- a. FS (*Finish to Start*) yaitu pekerjaan B dimulai setelah pekerjaan A selesai.



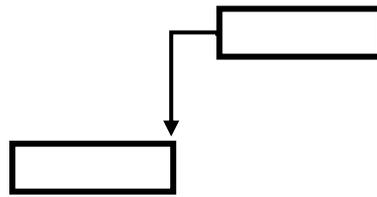
- b. SS (*Start to Start*) yaitu pekerjaan B dimulai saat pekerjaan A dimulai.



- c. FF (*Finish to Finish*) yaitu pekerjaan B selesai saat pekerjaan A selesai.



- d. SF (*Start to Finish*) yaitu pekerjaan B selesai saat pekerjaan A dimulai.



Ada beberapa langkah yang cukup penting dalam membuat sebuah Kurva-S, diantaranya adalah sebagai berikut :

- Tentukan lamanya suatu proyek akan dikerjakan, kemudia tentukan jumlah alat berat dan jumlah pekerja yang ditentukan. Biasanya lama proyek ditentukan dari *owner*.
- Buatlah tabel yang terdiri dari no, item pekerjaan, bobot dalam satuan harga, bobot dalam persen, durasi pekerjaan, kemajuan pekerjaan, dan waktu.
- Kemudian dari rencana anggaran biaya yang sebelumnya dibuat, tuliskan harga/bobot tiap item pekerjaan.
- Berdasarkan harga setiap item pekerjaan maka didapatkan bobot dalam persen (%) setiap item pekerjaan.

Contoh:

Harga pembesian kolom = Rp.49.690.997,00

Total harga kolom lt. 1 = Rp 104.104.317,00

$$\begin{aligned}\text{Bobot (\%)} &= \frac{49.690.997,00}{104.104.317,00} \times 100 \\ &= 47,73\end{aligned}$$

- Tentukan durasi pekerjaan masing-masing item pekerjaan ditentukan berdasarkan produktifitas, volume, dan jumlah pekerja.
- Setelah bobot pekerjaan dalam persen dan lama masing-masing item pekerjaan telah diketahui, maka tentukan jumlah pekerjaan yang harus dikerjakan setiap minggunya. (asumsi pekerjaan dikerjakan/ ditentukan dalam durasi minggu)

Bobot = 47,73%

Durasi = 4 minggu

$$\begin{aligned}\text{Banyak pekerjaan yang harus diselesaikan dalam waktu 1 minggu} &= \frac{47,73}{4} \\ &= 11,93\%\end{aligned}$$

Tabel. 6. Kurva-S pekerjaan Struktur Gedung.

NO	URAIAN PEKERJAAN	170%	%	TOMAN																										
				TOMAN1			TOMAN2			TOMAN3			TOMAN4			TOMAN5			TOMAN6			TOMAN7			TOMAN8			TOMAN9		
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
A	PEKERJAAN	Rp 131,525,504	0,49	0,06	0,16	0,16																								
B	PEKERJAAN GUBUNGAN	Rp 640,746,225	2,39			0,80	0,80	0,80																						
C	PEKERJAAN BETON																													
	C.1. BETON SUBSTRUKTUR SEMI BAYMENT	Rp 1,598,415,305	5,97			0,96	0,46	0,46	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64			
	C.2. BETON SUBSTRUKTUR LANTAI DASAR	Rp 3,807,063,224	14,22			1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70			
	C.3. BETON UPERS STRUKTUR LANTAI DASAR	Rp 1,762,466,000	6,58					0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73			
	C.4. BETON UPERS STRUKTUR LANTAI 2	Rp 1,542,466,300	5,76						0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64			
	C.5. BETON UPERS STRUKTUR LANTAI 2	Rp 1,542,466,300	5,76						0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64			
	C.6. BETON UPERS STRUKTUR LANTAI 3	Rp 1,542,466,300	5,76							0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64			
	C.7. BETON UPERS STRUKTUR LANTAI 4	Rp 1,542,466,300	5,76								0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64			
	C.8. BETON UPERS STRUKTUR LANTAI 5	Rp 1,542,466,300	5,76									0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64			
	C.9. BETON UPERS STRUKTUR LANTAI 6	Rp 1,542,466,300	5,76										0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64			
	C.10. BETON UPERS STRUKTUR LANTAI 7	Rp 1,542,466,300	5,76											0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64			
	C.11. BETON UPERS STRUKTUR LANTAI 8	Rp 1,542,466,300	5,76												0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64			
	C.12. BETON UPERS STRUKTUR LANTAI 9	Rp 1,542,466,300	5,76													0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64			
	C.13. BETON UPERS STRUKTUR LANTAI 10	Rp 1,574,401,707	5,88														0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65			
	C.14. BETON UPERS STRUKTUR LANTAI 10	Rp 3,378,576,408	12,63															0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65			
D	PEKERJAAN LAIN																													
	Jumlah	Rp 26,778,926,742	100	0,06	0,16	0,16	0,24	1,17	3,81	4,15	5,19	6,27	7,16	8,21	9,08	9,76	10,77	11,13	11,49	11,85	12,21	12,57	12,93	13,29	13,65	14,01	14,37			
	KONTAKT pekerjaan pelaksanaan			0,06	1,10	2,75	5,98	9,18	12,97	17,40	22,51	28,26	34,62	41,63	49,34	57,85	66,20	74,36	82,27	90,00	97,57	105,00	112,30	119,46	126,49	133,39	140,16			

Tabel kemajuan pekerjaan didapatkan dari inspeksi yang dilakukan oleh konsultan pengawas. Misal: dalam satu lantai gedung terdapat 30 kolom yang harus dikerjakan oleh kontraktor, setelah dicek oleh konsultan pengawas, baru 25 kolom yang dikerjakan, maka kemajuan pekerjaan dapat diketahui dengan membandingkan kedua nilai tersebut.

6.4 Rencana Kerja dan Syarat-syarat

Rencana Kerja dan Syarat-syarat (RKS) merupakan pedoman penting dalam melaksanakan suatu proyek di samping gambar. Sehingga penting untuk dipahami seawal mungkin untuk kelancaran proyek. RKS merupakan bagian dari dokumen kontrak di samping ketentuan kontrak, gambar, dan dokumen lainnya. RKS atau persyaratan teknis terdiri dari beberapa bagian, yaitu :

- a. Umum; bagian ini menjelaskan tentang lingkup pekerjaan, peraturan-peraturan yang digunakan, dan syarat-syarat pelaksanaan secara umum.
 - 1) Lingkup pekerjaan terdiri dari hal-hal apa saja yang termasuk dari bagian yang harus disediakan, misalnya : pekerja dan material. Pada bagian ini dijelaskan kontraktor menyediakan pekerja untuk mengerjakan bagian apa saja dan sampai kapan. Selain itu, dijelaskan juga material dengan spesifikasi seperti apa yang harus disediakan oleh kontraktor.
 - 2) Peraturan yang digunakan : tuliskan peraturan yang dijadikan acuan dalam proses pekerjaan.
 - 3) Setiap item pekerjaan yang dikerjakan kontraktor harus memenuhi syarat alat maupun bahan yang digunakan, atau dengan kata lain, bagian ini berisi syarat mengenai alat dan bahan yang digunakan.

- b. Khusus; sama halnya dengan bagian umum, pada lingkup khusus ini dijelaskan tentang pekerjaan apa saja yang dikerjakan oleh kontraktor. Peraturan-peraturan yang digunakan, dan syarat-syarat pelaksanaan dari masing-masing pekerjaan dijelaskan secara mendetail sehingga acuan kerja tertulis dengan jelas. Pekerjaan khusus dijabarkan lagi berisi apa saja, misal untuk pekerjaan khusus struktur ada pekerjaan penggalian pondasi, pekerjaan beton, pekerjaan baja, dan lain-lain. Dari masing-masing pekerjaan uraikan mengenai lingkup pekerjaan, peraturan yang digunakan, dan syarat pelaksanaan.

DAFTAR PUSTAKA

- ANSI/AISC 360-10. (2010). *Spesification for Structural Steel Buildings*. America Institute of Structural Steel Construction (AISC), Chicago, Illinois.
- AISC. (2013). *Design Examples Version 14.1*, American Institute of Steel Construction, United States of America.
- ACI 318-11. (2011). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. America Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, U.S.A.
- SNI 1729:2015. (2015). *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*. Badan Standardisasi Nasional BSN, Jakarta.
- SNI 1726:2019. (2019). *Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung*. Badan Standardisasi Nasional BSN, Jakarta.
- SNI 2847:2019. (2019). *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*. Badan Standardisasi Nasional BSN, Jakarta.
- SNI 1727:2020. (2020). *Beban Desain Minimum Dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung Dan Struktur Lain*. Badan Standardisasi Nasional BSN, Jakarta.
- SNI 2052:2017. (2017). *Baja Tulangan Beton*. Badan Standardisasi Nasional BSN, Jakarta.
- Dowobroto, W. (2016). *Struktur Baja Edisi ke-2*. Jakarta: Lumina Press.
- Priyo, Sulistiyo, H. (2010). *Perancangan analisis struktur beton bertulang I*. Yogyakarta: Biro
- McCormac, Jack C. 2003. *Desain Beton Bertulang*. Jakarta: Erlangga
- Setiawan, Agus. 2016. *Perancangan Struktur Beton Bertulang Berdasarkan sni 2847:2013*. Jakarta: Erlangga

FORMAT PENYUSUNAN LAPORAN

1. Aturan Penulisan

a. Ukuran kertas yang digunakan berupa kertas ukura A4

b. Batas margin :

1) Tepi atas : 3 cm

2) Tepi bawah : 3 cm

3) Tepi kiri : 4 cm

4) Tepi kanan : 3 cm

***Untuk bagian cover semua tepi pakai 3cm*

c. Jarak spasi (*line spacing*) untuk penulisan 1.5 *lines*

***Judul tabel dan gambar apabila lebih dari satu baris menggunakan jarak 1 spasi*

d. Jenis huruf yang digunakan adalah *Times New Roman* dan ukuran huruf 12 pt pada penulisan judul cetak tebal (*bold*) dan capital. Setiap kata asing dimiringkan (*italic*).

2. Aturan Tabel

Tabel wajib mencantumkan nomor dan nama tabel, beserta sumbernya (kalau diambil dari dokumen lain) secara detail. Ukuran font minimal 10. Contoh penulisan tabel:

Tabel 1.1 Koefisien untuk batas atas pada perioda fundamental pendekatan

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain pada 1 Detik, S_{D1}	Koefisien, C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : SNI 1726:2012, Tabel 14

3. Aturan Gambar

Gambar wajib mencantumkan nomor dan nama gambar, beserta sumbernya (kalau diambil dari dokumen lain) secara detail. Contoh penulisan gambar:



Gambar 2.2 Contoh gambar yang diambil dari SNI

Sumber: SNI 03-1726-2013

4. Aturan penulisan rumus

Rumus harus dibuat secara berurutan beserta sumber (jika diambil melalui sumber dari dokumen lain) secara detail. Contoh penulisan rumus : kapasita tarik (P_n) dihitung melalui persamaan (2.1) berdasarkan SNI 1729:2015 pada pasal (D2-1).

$$P_n = F_y A_g \dots\dots\dots (2.1)$$

Lampiran 3

**DAFTAR NAMA ASISTEN PRAKTIKUM
PERANCANGAN STRUKTUR
2021/2022**

No.	Nama	NIM	Nomor HP	Email
1	Effendi Yusuf	20180110152	082227393116	Effendiyusuf1515@gmail.com
2	Ali Nursamsi Dahlan	20180110067	081909990051	alinur8312@gmail.com
3	Irwan Afriadi	20180110076	082154778689	Irwanafriadi24@gmail.com
4	Eki Khoirullianum	20180110110	081390397213	Ekilianum29@gmail.com
5	Farkhan Nooriswar	20180110149	081229682318	farkhan.noor29@gmail.com
6	Rizqi Ananda	20180110175	081346329647	rzqnda@gmail.com
7	Muhammad Agung Pambudi	20180110232	082235804423	muhammadpambudi5758@gmail.com
8	Muhammad Farkhan Fikri	20180110237	081333946633	farkhan.fikri@gmail.com
9	Muhammad Rasyid Ridho	20180110246	081391305552	ridhoarrasyid77@gmail.com
10	M. Afzalurrahman	20180110256	082274626009	Afzalurrahman566@gmail.com

Mengetahui

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Ir. Puji Harsanto, ST., MT., Ph.D
NIK 19740607201404123064

PROGRAM STUDI S-1 TEKNIK SIPIL JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH YOGYAKARTA

Jl. Brawijaya, Tamantirto, Kasihan, Bantul, D.I. Yogyakarta 55183
Telp. 0274-387656. pswt. 232 (ruang pengurus)
pswt. 226 (TU). pswt. 229 & 255 (lab). Fax. 0274-387646
Email : pengurus.sipil@yahoo.com
Website : <http://tekniksipil.umy.ac.id/>

