

BAB II

PERANCANGAN STRUKTUR ATAS

2.1 Tinjauan Umum

Perancangan struktur atas pada *coworking space* ini dilakukan dengan pendekatan analisis *software* *SAP2000*, *ETABS*, hingga analisis manual. Perancangan gedung ini meninjau berdasarkan desain arsitektural dan struktural sesuai acuan Standarisasi Nasional Indonesia. Pemilihan sistem struktur juga menjadi persyaratan dalam perhitungan struktur sebagai dasar perancangan yang dianalisis.

Struktur atas dalam perancangan gedung *coworking space* ini memiliki beberapa parameter yang perlu dilakukan analisis perancangan, sebagai berikut:

- a) Klasifikasi situs tanah yang diperoleh dari data uji tanah seperti N-SPT maupun CPT digunakan sebagai kebutuhan kelas situs tanah. Lokasi gedung atau data tanah yang bertempat di daerah Brawijaya, Malang memiliki kelas situs tanah sedang sehingga perancangan beban gempa dapat disesuaikan berdasarkan data yang diperoleh.
- b) Perancangan atap dilakukan dengan menentukan pembebanan yang terjadi pada gording maupun kuda-kuda atap. Pembebanan yang diterima atap juga memperhitungkan beban angin yang terjadi pada atap, sehingga membutuhkan analisis beban angin pada atap berdasarkan koefisien angin desak maupun hisap. Distribusi beban yang diberikan pada tiap buhul profil kuda-kuda, dianalisis dengan *software* *SAP2000* untuk memperoleh gaya dalam yang terjadi pada tiap-tiap batang. Adanya gaya dalam yang terjadi pada profil kuda-kuda menjadi parameter tegangan yang dikontrol untuk mendapatkan faktor keamanan suatu profil atap.
- c) Perancangan struktur pelat lantai maupun tangga. Analisis struktur tersebut diawali dengan melakukan estimasi dimensi tebal pelat minimum sesuai SNI sehingga dapat dilakukan analisis penulangan tulangan pokok maupun susut untuk memperoleh maksimal *spacing* pada tulangan.
- d) Pembebanan beban statik ekuivalen gempa merupakan perhitungan massa beban gempa tiap lantai yang dianalisis tiap properti struktur pada gedung

coworking space. Pada analisis massa beban gempa ini didistribusikan tiap lantai dengan menghitung tahanan tiap lantai menuju bentang setengah tinggi material diatas dan setengah bentang di bawah. Khusus perhitungan pada lantai satu, distribusi pada tinggi struktur bawah diasumsikan tidak setengah bentang, melainkan tinggi penuh lantai di bagian bawah.

2.2 Pedoman Perancangan Gedung

Perancangan struktur terutama struktur Gedung Bagian atas, memiliki parameter pedoman-pedoman yang dianggap atau dijadikan sebagai standarisasi dalam perancangan suatu struktur Gedung. Tentunya, pemilihan pedoman yang digunakan dalam mengacu perancangan struktur Gedung perlu disesuaikan dengan kebutuhan fungsi Gedung dan aspek-aspek yang perlu dipertimbangkan dalam perancangan struktur. Perancangan Gedung *Coworking Space* Brawijaya, Malang dengan struktur tiga lantai beserta basement berpedoman pada Standar Nasional Indonesia (SNI) terkait kebutuhan perancangan Gedung ini (Wicaksana, 2016). Adapun pedoman SNI yang digunakan antara lain sebagai berikut:

1. Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural (SNI 1729, 2015).
2. Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain (SNI 1727, 2020).
3. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung (SNI 1726, 2019).
4. Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan (SNI 2847, 2013) dan (SNI 2847, 2019).
5. Baja Tulangan Beton (SNI 2052, 2014) dan (SNI 2052, 2017).

2.3 Material Struktur dan Mutu Bahan

Perancangan struktur atas Gedung *Coworking Space* ini terdiri atas material beton bertulang dengan mutu bahan disesuaikan dalam kebutuhan segmen yang digunakan. Penetapan mutu material ini memiliki pengaruh besar dalam perancangan struktur. Struktur atas yang terbagi atas kolom, balok, pelat lantai, tangga, tulangan baja, dan profil baja atap memiliki kekuatan mutu bahan masing-masing dengan kebutuhan perancangan sesuai fungsi dan mengacu dalam SNI. Oleh karena itu, perancangan struktur harus menyesuaikan kapasitas suatu daya

dukung material supaya perancangan struktur dapat sesuai dengan kebutuhan gedung dan standardisasi minimal yang diatur berdasarkan aturan yang berlaku. Berikut bahan dan mutu material yang digunakan sesuai Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Jenis Bahan dan Mutu Bahan Digunakan

No.	Jenis Bahan	Kode	Mutu Bahan (MPa)
1	Beton Kolom/Balok/Pelat	Kuat Tekan ($f'c$)	28
2	Beton Tangga	Kuat Tekan ($f'c$)	25
3	Tulangan Pokok	Tegangan Leleh (f_y)	420
		Tegangan <i>Ultimate</i> (f_u)	545
4	Tulangan Sengkang	Tegangan Leleh (f_y)	280
		Tegangan <i>Ultimate</i> (f_u)	405
5	Profil Atap Baja	Tegangan Leleh (f_y)	240
		Tegangan <i>Ultimate</i> (f_u)	370

Sumber: SNI 2847:2019 Pasal 19.2.1.1; SNI 2052:2017 Pasal 6.5; SNI 2052:2014 Pasal 6

2.4 Layout Struktur Coworking Space

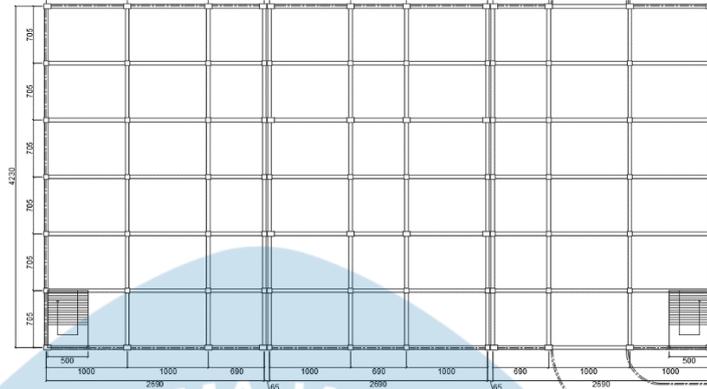
Penggambaran *layout* struktur mengacu dalam gambar arsitektural berupa denah gambar yang ada. Pada *layout* struktur berisi gambar struktural berupa kolom, balok induk, balok anak, balok *tie beam*, balok ring, gording, ikatan angin, nok, kuda-kuda dan masih banyak lagi. Penentuan gambar *layout* struktur juga mempertimbangkan luas pelat, sehingga penempatan posisi dan jumlah balok anak dapat menyesuaikan. Adapun dimensi-dimensi struktur utama yang digunakan dalam *layout* struktur seperti kolom penunjang struktur utama hingga kebutuhan dimensi tiap masing-masing balok disesuaikan dengan kondisi *layout* yang ada.

2.4.1 Layout Struktur

Pada bangunan gedung *coworking space* memiliki luas struktur terukur sebesar 80,70 x 42,30 meter. Gedung ini juga terbagi menjadi empat *layout* denah struktur. *Layout* pertama adalah bagian basement, kedua bagian lantai satu, ketiga bagian lantai dua, dan keempat bagian atap.

Melalui *layout* denah, proses pengerjaan proyek dapat dipermudah dengan posisi-posisi akan dibangun, baik itu pada bagian kolom, balok induk atau balok anak, pelat, tangga, maupun atap. Pada bagian atap terbagi lagi menjadi atap pelat dan atap rangka baja. Berikut gambaran *layout* denah struktur pada bangunan gedung *coworking space*:

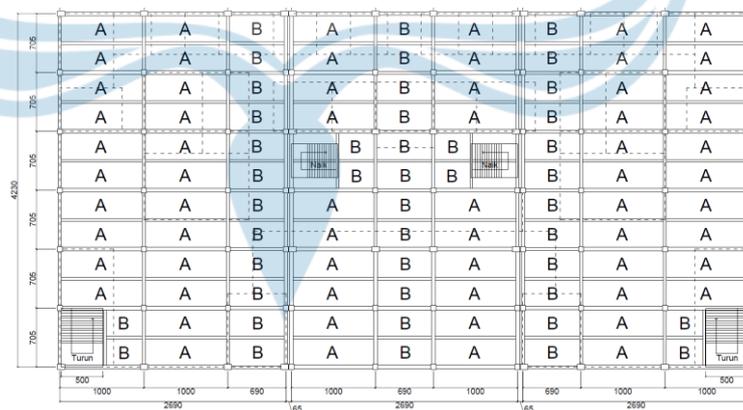
a) *Layout Struktur Basement*



Gambar 2.1 *Layout Struktur Basement*

Bagian *basement* merupakan *plotting* posisi kolom dan balok *tie beam*, serta letak tangga menuju lantai satu. Balok *tie beam* merupakan balok yang mengikat antar *pile cap* dan umumnya bersentuhan secara langsung dengan tanah. Berdasarkan Gambar 2.1, posisi tangga berada pada bagian sudut gedung, sehingga area interior sebagai parkir tidak terganggu oleh struktur tangga. Area *basement* difungsikan sebagai lahan parkir. Detail gambar 2.1 dapat dilihat pada Lampiran Gambar Kerja (*Shop Drawing*).

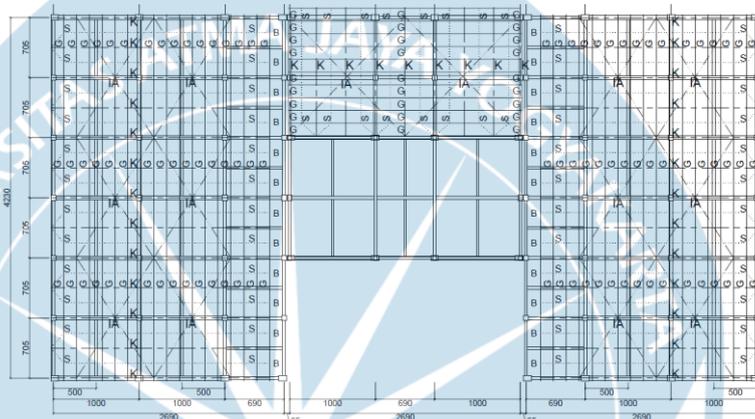
b) *Layout Struktur Lantai 1*



Gambar 2.2 *Layout Tangga, Dinding, Pelat Lantai 1*

tipikal dengan *layout* lantai satu. Melihat fungsi ruang pada masing-masing lantai, khusus lantai dua memiliki ruang yang dipergunakan untuk area panggung atau podium. Struktur *coworking space* ini juga memiliki lift barang yang terhubung dari lantai dua menuju *basement*. Sedangkan tangga turun lantai dua berada pada pusat massa gedung atau tengah gedung keseluruhan. Detail gambar 2.4 dapat dilihat pada Lampiran Gambar Kerja (*Shop Drawing*).

d) *Layout* Struktur Atap



Gambar 2.5 *Layout* Struktur Atap

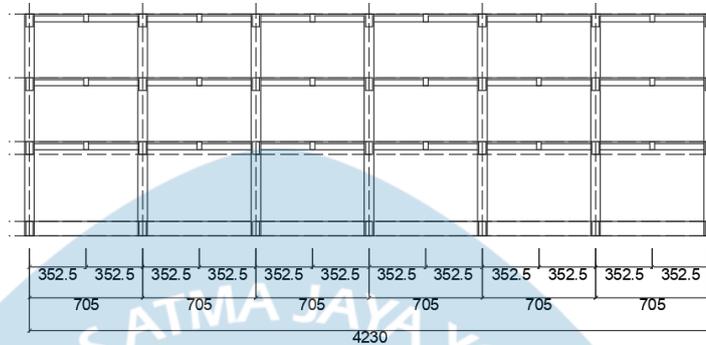
Berdasarkan Gambar 2.5, *plotting layout* atap sedikit berbeda dengan lantai di bawahnya. Posisi balok anak tidak sepenuhnya memenuhi bentang balok utama, melainkan menyesuaikan jumlah *joint reactions* pada struktur rangka atap profil baja. Nilai *joint reactions* yang diperoleh kemudian dapat dijadikan sebagai beban aksial pada kolom maupun balok. Arah penempatan posisi balok anak juga mempertimbangkan posisi tegak lurus terhadap kuda-kuda atap. Pelat lantai pada dak difungsikan sebagai penampang tahanan tandon air. Detail gambar 2.5 dapat dilihat pada Lampiran Gambar Kerja (*Shop Drawing*)

2.4.2 *Layout* Tampak

Pada *layout* tampak menampilkan bagian struktur melalui sisi tampak. Umumnya *layout* tampak terdiri dari sisi tampak utara, tampak selatan, tampak timur, maupun tampak barat. Penggambaran *layout* tampak juga mempertimbangkan detail pada bagian tiap potongan tertentu, sehingga

mampu memudahkan dalam menganalisis bagian-bagian krusial pada struktur gedung. Berikut contoh *layout* tampak bangunan:

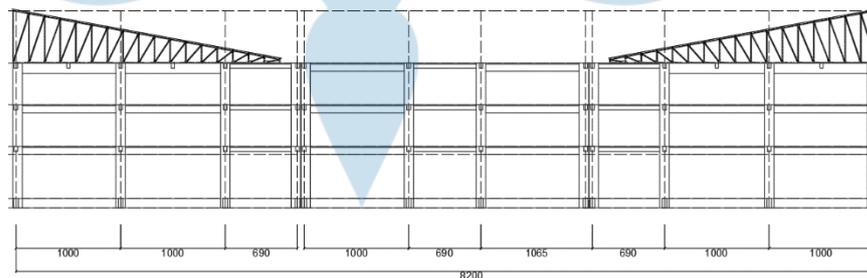
a) Tampak Timur & Barat



Gambar 2.6 *Layout Tampak Timur & Barat*

Pada *layout* tampak timur maupun barat (Gambar 2.6) memiliki bentuk dan dimensi yang sama. Sisi timur merupakan bagian utama dalam akses masuk gedung *coworking space* atau bagian *lobby*. Pada sisi timur hingga barat juga terdapat detail potongan *section* yang menampilkan sisi taman dan struktur utama serta atap bagian utara berdasarkan persepsi sudut pandang timur maupun barat. Detail potongan selengkapnya dapat dilihat pada bagian bab lampiran untuk *layout* potongan struktur. Detail gambar 2.6 dapat dilihat pada Lampiran Gambar Kerja (*Shop Drawing*)

b) Tampak Utara

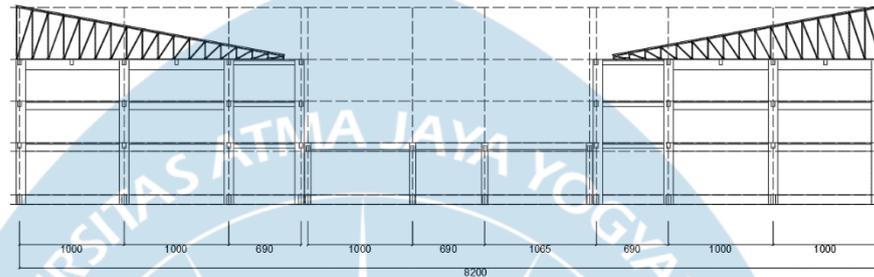


Gambar 2.7 *Layout Tampak Utara*

Meninjau sisi utara bangunan (Gambar 2.7), maka keseluruhan struktur dapat terlihat mulai dari *basement*, lantai 1, lantai 2, dan atap. Struktur profil atap berdasarkan tampak diatas tidak hanya menumpu pada bagian kolom, melainkan pertemuan tegak lurus terhadap balok induk maupun balok anak juga difungsikan sebagai tumpuan kuda-kuda. Oleh

karena itu, analisis reaksi tumpuan atap didistribusikan menuju balok-balok yang ditumpu. Jarak antar kuda-kuda bagian timur dan barat memiliki panjang yang tipikal, sehingga diambil satu profil kuda-kuda sebagai parameter perancangan nantinya. Detail gambar 2.7 dapat dilihat pada Lampiran Gambar Kerja (*Shop Drawing*)

c) Tampak Selatan



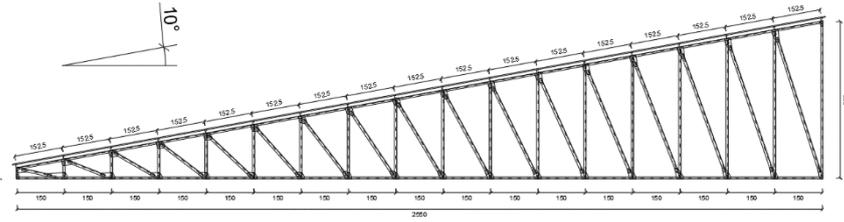
Gambar 2.8 Layout Tampak Selatan

Sudut pandang gedung bagian selatan menampilkan bentang gedung yang kurang lebih sama dengan bagian utara (Gambar 2.8). Perbedaan yang terlihat adalah bagian selatan gedung terdapat struktur taman di atas *basement*. Struktur primer balok dan kolom untuk taman memiliki elevasi yang sama tetapi elevasi pelat berada pada sisi bagian bawah balok. Apabila tebal pelat 15 cm dan tinggi balok 80 cm, maka ruang taman memiliki elevasi setebal 65 cm untuk setara dengan elevasi ketinggian lantai satu $\pm 0,00$ meter. Detail gambar 2.8 dapat dilihat pada Lampiran Gambar Kerja (*Shop Drawing*)

2.4.2 Layout Profil Atap

Atap *coworking space* merupakan atap struktur baja dengan profil kuda-kuda menggunakan profil *double angle*. Pada bangunan gedung ini memuat tiga profil atap baja yang berbeda. Masing-masing atap memiliki dibedakan berdasarkan luasan penampang yang menahan serta jarak antara kuda-kuda yang berbeda. Namun, analisis atap diperhitungkan berdasarkan massa atap terbesar serta beban atap terbesar.

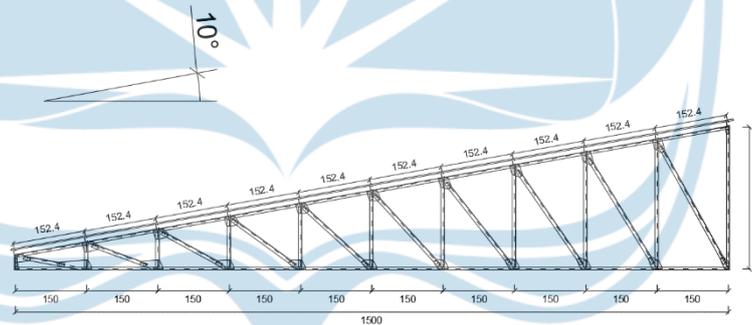
a) Atap Timur & Barat



Gambar 2.9 Kuda-Kuda Atap Timur & Barat

Atap timur dan barat memiliki bentang kuda-kuda sepanjang 25,50 meter (Gambar 2.9). Tiap sisi tegak profil terbagi menjadi 1,5 meter. Penggunaan tinggi maksimum atap sebesar 5 meter, apabila dibandingkan dengan bentang yang ada maka memperoleh sudut kemiringan atap sekitar 10 derajat. Sudut tersebut terbilang landai, sehingga dibutuhkan elemen struktur profil yang kuat untuk menahan beban gravitasi yang timbul. Detail gambar 2.9 dapat dilihat pada Lampiran Gambar Kerja (*Shop Drawing*)

b) Atap Utara



Gambar 2.10 Kuda-Kuda Atap Utara

Berdasarkan Gambar 2.10, atap utara memiliki bentang kuda-kuda sepanjang 15 meter. Sisi tegak profil menggunakan jarak yang sama seperti kedua atap di atasnya. Panjang jarak antar sisi tegak sebesar 1,5 meter. Sudut kemiringan yang diperoleh juga mendapati hasil yang sama dengan atap timur yaitu sebesar 10 derajat. Detail gambar 2.10 dapat dilihat pada Lampiran Gambar Kerja (*Shop Drawing*)

Analisa *layout* penting dilakukan dengan teliti karena gambar proyek akan lebih jelas dan mempermudah dalam pemodelan struktur dengan *software* ETABS. *Layout* struktur yang baik juga difungsikan untuk tidak terjadi gagal struktur ketika pemodelan. Oleh karena itu, *layout* struktur memiliki pengaruh besar dalam

perancangan struktur primer maupun sekunder. Detail *layout* struktur selengkapnya dapat dilihat pada bagian bab lampiran untuk masing-masing *layout* denah struktur, tampak, maupun atap.

2.5 Preliminary Design

Preliminary design merupakan tahapan awal dalam memberikan perkiraan dimensi berdasarkan gambar gedung arsitektural maupun mengacu dalam struktural. Hal ini berguna untuk memperoleh dimensi yang sesuai dan memenuhi kuat struktur. *Preliminary design* sebenarnya tidak hanya mencakup estimasi perancangan dimensi struktur saja, melainkan estimasi material dan mutu material juga digunakan sebagai parameter perhitungan struktur (Kusuma, 2019). Apabila estimasi yang digunakan mencakup kebutuhan perhitungan struktur maka *preliminary design* dapat diteruskan hingga perancangan berikutnya. Analisis *preliminary* dapat dipisah berdasarkan masing-masing perhitungan maupun parameter yang yang dibutuhkan. Tentu, mengacu dalam SNI sangat dianjurkan untuk perancangan struktur gedung.

Adapun komponen *preliminary design* struktur atas yang perlu dianalisis sehingga dapat mempermudah dalam perancangan penulangan terhadap kalkulasi dimensi yang telah dilakukan. Parameter yang dibutuhkan adalah sebagai berikut:

1. Dimensi struktur primer (balok utama dan kolom)
2. Dimensi struktur sekunder (balok anak, pelat lantai, dan tangga).

2.5.1 Preliminary Balok

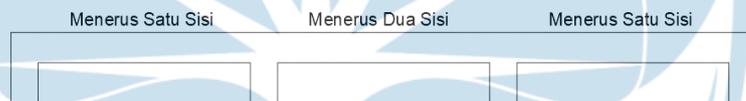
Preliminary design pada balok dipengaruhi oleh bentang balok (L) dan kondisi perletakan balok. Menurut SNI 2847:2019, kondisi perletakan balok mempengaruhi faktor ketentuan pembagi pada tinggi minimum balok (h). Pemilihan kondisi perletakan juga mempertimbangkan tegangan leleh yang dirancang untuk tulangan balok. Apabila tegangan leleh yang dirancang memiliki nilai lebih dari 420 MPa, maka faktor perhitungan tinggi minimum balok (h) dapat dikalikan dengan $0,4 + f_y / 700$. Sehingga tidaklah sama antara nilai tegangan leleh kurang dari atau sama 420 MPa dengan lebih dari 420 MPa.

Tabel 2.2 Tinggi Minimum Balok Nonprategang

Kondisi Perletakan	Minimum (h)
Perletakan sederhana	$L/16$
Menerus satu sisi	$L/18,5$
Menerus dua sisi	$L/21$
Kantilever	$L/8$

Sumber: Tabel 9.3.1.1 SNI 2847:2019

Perhitungan estimasi tinggi balok menyesuaikan kondisi perletakan balok pada *layout* struktur (Tabel 2.2). Perancangan struktur pada gedung *coworking space* memiliki kondisi perletakan balok yang didominasi oleh perletakan menerus satu sisi dan menerus dua sisi. Adapun perletakan menerus satu sisi merupakan perletakan kondisi balok yang salah satu sisi balok tidak ada balok yang meneruskan dari balok sebelumnya. Sedangkan perletakan menerus dua sisi merupakan perletakan kondisi kedua sisi balok terdapat balok yang saling menerus atau saling sambung (Gambar 2.11).



Gambar 2.11 Perletakan Balok *Coworking Space*

a) Balok Utama

Balok utama merupakan struktur primer yang memiliki peranan utama dalam menerima maupun menyalurkan beban dinding dan pelat secara langsung menuju kolom. Balok utama memiliki bentang balok (L) yang terbilang cukup panjang. Faktor panjangnya bentang yang ada dipengaruhi atau diukur berdasarkan jarak antar kolom ke kolom. Adanya bentang balok (L) yang panjangpun menyebabkan dimensi tinggi maupun lebar balok menjadi lebih besar. Hal ini dibuktikan melalui perhitungan pada Tabel 2.3, maka didapatkan parameter beberapa dimensi balok sebagai berikut:

Tabel 2.3 Rekap Hitungan Tinggi Minimum Balok Utama

Kondisi Perletakan	Mutu Baja [Mpa]	Bentang Balok (L) [mm]	Tinggi minimum (h_{min}) [mm]	Lebar Minimum (b_{min}) [mm]
Menerus Satu Sisi	420	6900	373.0	186.5
Menerus Satu Sisi	420	6900	373.0	186.5
Menerus Satu Sisi	420	10000	540.5	270.3
Menerus Dua Sisi	420	10000	476.2	238.1
Menerus Dua Sisi	420	7050	335.7	167.9
Menerus Satu Sisi	420	7050	381.1	190.5

Sumber: Analisis perhitungan Berdasarkan SNI 2847:2019

Berdasarkan hasil tinggi minimum (h) yang diperoleh, estimasi dimensi tinggi balok utama minimum untuk bentang 10 m sebesar h_{min} 540,5 mm dengan b_{min} sebesar 279 mm. Data tersebut dibandingkan dengan nilai perhitungan tinggi balok dengan pendekatan perhitungan $L/12$ terhadap bentang balok terpanjang. Kemudian kedua hasil tinggi balok yang diperoleh disesuaikan dengan *preliminary design* balok utama berdasarkan estimasi balok struktural atau digunakan. Estimasi dimensi digunakan parameter dimensi tinggi balok sebesar 800 mm dan lebar balok sebesar 450 mm pada bentang 10 m.

Apabila estimasi tinggi balok estimasi digunakan berada diantara kedua parameter yang ada, maka dapat diasumsikan pemilihan tinggi minimum balok dapat dilanjutkan dalam perancangan struktur.

$$h_{min} < h_{estimasi} < h (L/12)$$

$$557 < 800 < 915 \text{ (mm)},$$

meninjau hasil perbandingan tinggi balok utama dari tiga parameter tersebut, maka dapat digunakan dimensi balok utama terpilih dengan tinggi balok sebesar 800 mm dan lebar balok sebesar 450 mm. Sedangkan untuk bentang 6,9 dan 7,05 dengan syarat yang sama diperoleh estimasi dimensi yang memenuhi h balok 500 mm dan b balok 350 mm.

b) Balok Anak

Preliminary balok anak memiliki tahapan yang sama dengan balok utama. Hal yang membedakan balok anak dengan balok utama

adalah tumpuan balok anak berada pada balok utama, sedangkan balok utama berada pada kolom. Oleh karena itu, berdasarkan kondisi perletakan sesuai SNI, estimasi dimensi balok anak melalui perhitungan Tabel 2.4 diperoleh hasil sebagai berikut:

Tabel 2.4 Rekap Tinggi Minimum Balok Anak

Kondisi Perletakan	Mutu Baja [Mpa]	Bentang Balok (L) [mm]	Tinggi minimum (h_{min}) [mm]	Lebar Minimum (b_{min}) [mm]
Menerus Satu Sisi	420	6900	373.0	186.5
Menerus Satu Sisi	420	6900	373.0	186.5
Menerus Satu Sisi	420	10000	540.5	270.3
Menerus Dua Sisi	420	10000	476.2	238.1

Berdasarkan hasil tinggi minimum yang diperoleh, estimasi dimensi tinggi balok anak minimum dipilih terhadap nilai tertinggi balok h_{min} sebesar 476,2 mm dengan b_{min} sebesar 279 mm karena kondisi balok adalah menerus dua sisi. Data tersebut adalah sama dengan ketentuan tinggi minimum yang dipilih untuk balok induk. Sehingga diperoleh estimasi dimensi tinggi balok anak sebesar 500 mm dan lebar balok 300 mm pada bentang 10 m. Estimasi *preliminary* balok anak dibandingkan dengan nilai perhitungan tinggi balok dengan pendekatan perhitungan $L/15$ terhadap bentang balok terpanjang.

Apabila estimasi tinggi minimum balok estimasi yang digunakan kurang dari $L/15$, maka pemilihan balok diambil nilai balok estimasi dan dapat dilanjutkan pada tahapan perancangan struktur balok.

$$h_{min} < h_{estimasi} < h (L/15)$$

$$476 < 500 < 780 \text{ (mm)},$$

meninjau hasil perbandingan tinggi balok anak dari parameter tersebut, maka dapat digunakan dimensi balok anak terpilih dengan tinggi balok sebesar 500 mm dan lebar balok sebesar 300 mm. Sedangkan untuk bentang 6,9 m dengan syarat yang sama diperoleh estimasi dimensi yang memenuhi h balok 400 mm dan b balok 300 mm.

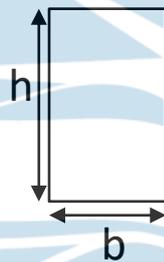
2.5.2 Preliminary Kolom

Kolom merupakan struktur primer yang difungsikan untuk menyalurkan maupun menahan beban yang didistribusikan dari balok induk menuju struktur pondasi. Secara umum, *preliminary* kolom dapat ditentukan dengan melakukan estimasi lebar kolom terkecil lebih dari atau sama dengan lebar balok induk.

$$b_{kolom} \geq b_{balok}$$

Adapun parameter lain dalam menentukan estimasi desain penampang kolom, terkhusus pada struktur yang menganut sistem rangka pemikul momen khusus adalah sebagai berikut:

- a) Dimensi lebar (b) penampang terkecil kolom diukur pada garis lurus yang melalui pusat geometri tidak kurang dari 300 mm.
- b) Rasio dimensi lebar (b) penampang terkecil kolom terhadap dimensi tegak lurus penampang kolom (h) tidak kurang dari 0,4.



$$b \geq 300 \text{ mm (gambar h/b)}$$

$$b/h \geq 0,4$$

Perancangan kolom pada gedung *coworking space* ini memiliki tiga dimensi kolom dengan ukuran yang berbeda. Ketiga kolom tersebut disesuaikan berdasarkan fungsi terhadap struktur yang membebani. Adapun ketiga kolom tersebut yaitu:

1. kolom 60 x 60 (cm) digunakan sebagai kolom-kolom utama struktur,
2. kolom 60 x 90 (cm) digunakan sebagai kolom tepi tahanan torsi atau puntir pada struktur pemodelan gedung,
3. kolom 40 x 40 (cm) digunakan sebagai kolom-kolom pendukung struktur atap *polycarbonate* yang menerapkan rangka struktur beton sebagai rangka struktur utama, dan
4. kolom 30 x 30 (cm) digunakan sebagai kolom struktur tangga dan lift barang.

Berdasarkan keempat estimasi dimensi kolom tersebut, masing-masing dimensi kolom memenuhi parameter minimum lebar (b) kolom untuk desain.

2.5.3 Preliminary Tangga

Tangga merupakan salah satu konstruksi struktur sekunder yang selalu ada pada bangunan bertingkat. Struktur tangga memiliki konstruksi penulangan yang hampir mirip dengan pelat satu arah. Fungsi tangga umum digunakan untuk akses dalam menghubungkan antara ruang yang memiliki ketinggian elevasi berbeda. Konstruksi tangga terdiri atas pelat tangga atau bordes dan anak tangga. Jikalau konstruksi anak tangga dijadikan satu dalam penulangan tangga, maka pada pertemuan *joint* tangga lapangan atau anak tangga dengan bordes tidak dibutuhkan balok pendukung.

Perencanaan anak tangga disesuaikan berdasarkan dua bagian utama yaitu bagian *antrade* dan *optrade*. *Antrade* merupakan bagian anak tangga pada bidang horizontal yang berfungsi sebagai bidang pijakan kaki. Sedangkan *optrade* merupakan bagian anak tangga pada bidang vertikal atau tinggi dari antar dua buah anak tangga yang berurutan. Penentuan *antrade* dan *optrade* memiliki prasyarat ukuran khusus yang disesuaikan dengan kondisi ukuran kaki manusia sehingga dapat nyaman untuk dilalui. Khusus pada kondisi di Indonesia umum memiliki nilai *antrade* 280 mm hingga 300 mm, sedangkan *optrade* 150 mm hingga 200 mm.

Perencanaan awal yang dilakukan meliputi penentuan *preliminary* desain tangga sebagai berikut:

1. *Optrade* = 185 mm
2. *Antrade* = 300 mm
3. Lebar Tangga (L_1) = 5000 mm
4. Lebar Bordes = 2500 mm
5. Tebal Pelat Tangga (htg) = 130 mm (Asumsi)
6. Tinggi Antar Lantai (Het) = 5000 mm

Standar penentuan konstruksi struktur tangga dapat meliputi beberapa parameter yang dibutuhkan sehingga dapat merancang struktur tangga yang aman dan nyaman. Berikut ketentuan umum yang dibutuhkan:

- a. Bordes, lebar bordes memiliki lebar minimum selebar tangga. Jikalau denah tangga berbentuk “U” maka lebar bordes $\frac{1}{2}$ lebar dari L1 seperti pada Gambar 2.20.
- b. *Antrade*, lebar *antrade* (A) minimum adalah 280 mm dengan lebar maksimum 300 mm.
- c. *Optrade*, tinggi *optrade* (O) minimum adalah 150 mm dengan tinggi maksimum adalah 200 mm. Besaran tinggi harus merupakan kelipatan bulat kelipatan 5. Hal ini ditujukan untuk memudahkan dalam pemasangan diproyek konstruksi.
- d. Sudut kemiringan, berdasarkan tinggi *optrade* maupun lebar *antrade* haruslah memenuhi kemiringan sudut maksimum adalah 35° dan sudut kemiringan minimum adalah 26° .
- e. Momen *ultimate* (*Mur*), pada area tulangan tumpuan memiliki kapasitas tulangan sebesar $0,5M_{ur}$, sedangkan tulangan lapangan $0,8M_{ur}$.
- f. Tumpuan sendi, perancangan tumpuan tangga diasumsikan berada pada bagian bawah lapangan tangga dengan sisi terluar bordes. Tumpuan sendi dipilih berdasarkan sifatnya yang tidak menahan rotasi sehingga mengasumsikan tangga mengalami momen rotasi.

2.5.4 Preliminary Pelat Lantai

Preliminary pada pelat satu arah dan dua arah memiliki beberapa parameter yang sedikit berbeda. Pelat satu arah dipengaruhi oleh bentang pendek pada suatu luas pelat yang berfungsi sebagai tahanan tulangan pokok. Sedangkan pelat dua arah memiliki parameter dalam penentuan momen inersia tiap panel pada pelat, baik panel eksterior maupun interior. Penentuan ketebalan minimum pada pelat juga dipengaruhi oleh faktor kondisi tumpuan pelat sehingga koefisien pembagi pada bentang dapat disesuaikan dengan kondisi tumpuan pelat.

Penentuan tipe pelat tergolong dalam pelat satu arah maupun dua arah dapat ditentukan berdasarkan rasio perbandingan bentang panjang (l_y) dengan bentang pendek (l_x) sisi pelat. Hasil dari rasio tersebut dapat diklasifikasikan

dalam dua tipe pelat. Pengklasifikasian ditentukan berdasarkan nilai dari persamaan berikut:

$$B = l_y/l_x \text{ untuk } 2 \leq B < \infty,$$

untuk nilai rasio perbandingan (B) kurang dari 2, maka pelat pelat terhitung termasuk dalam tipe pelat dua arah. Sedangkan apabila nilai rasio perbandingan (B) lebih dari atau sama dengan 2, maka pelat terhitung termasuk dalam tipe pelat satu arah.



Gambar 2.12 Klasifikasi Penamaan Pelat Lantai

Penerapan variabel pada pelat, baik dari huruf A dan B digunakan sebagai tanda untuk memklasifikasikan tipe pelat yang akan dilakukan analisis tebal minimum maupun penulangan terhadap masing-masing parameter yang dibutuhkan (Gambar 2.12). Meninjau dimensi penampang masing-masing pelat tersebut, diperoleh keseluruhan pelat merupakan pelat satu arah (pelat A) terkecuali pelat B yang merupakan pelat dua arah.

2.5.4.1 Pelat Satu Arah

Tipe pelat lantai pada gedung *coworking space*, secara keseluruhan merupakan tipe pelat satu arah. Hal ini dikarenakan faktor nilai rasio B lebih dari atau sama dengan 2, sehingga pelat tergolong dalam tipe pelat satu arah. Karakteristik pelat satu arah memiliki tahanan tegangan yang didistribusikan 90% menuju bentang terpendek pelat (Wigroho, 2021). Kondisi ini menyebabkan pelat cenderung menitikberatkan tulangan pokok pada bentang pendek pelat.

a) Bentang Teoritis

Analisis pelat umumnya akan dilakukan pada bentang dan luas penampang pelat yang terbesar. Berdasarkan Gambar 2.13, pelat satu arah terbesar terdapat pada pelat A dengan dimensi 352,5 cm x 1000 cm.



Gambar 2.13 Pelat A Satu Arah

Berdasarkan persamaan penentuan jenis pelat, untuk pelat A memiliki nilai rasio perbandingan bentang panjang terhadap bentang pendek sebesar 3,32. Meninjau ketentuan sebelumnya dapat diketahui bahwa nilai rasio tersebut melebihi konstanta dua, maka pelat A terhitung berdasarkan bentang teoritis merupakan pelat satu arah (Gambar 2.12).

b) Tebal Pelat Minimum

Tebal pelat minimum merupakan minimum tebal yang diijinkan pelat, sehingga dapat menahan atau menampung beban yang berada di atasnya. Faktor-faktor yang menentukan tebal pelat secara garis besar sama dengan analisis *preliminary design* balok. Kondisi tumpuan atau perletakan pelat menjadi parameter utama dalam menentukan faktor koefisien penentuan tebal minimum pelat. Oleh sebab itu, ketebalan pelat minimum satu arah mengacu pada Tabel 2.5 berikut ini:

Tabel 2.5 Ketebalan Minimum Pelat Solid Satu Arah Nonprategang

Kondisi Tumpuan	h Minimum
Tumpuan sederhana	$l/20$
Satu ujung menerus	$l/24$
Kedua ujung menerus	$l/28$
Kantilever	$l/10$

Sumber: SNI 2847:2019 Tabel 7.3.1.1

Ketentuan pada tebal minimum pelat tersebut memperhitungkan faktor tegangan leleh pada tulangan. Apabila nilai tegangan leleh yang digunakan lebih dari 420 MPa, maka analisis hitungan tebal (h)

minimum pelat dapat dikalikan dengan $0,4 + f_y / 700$. Penggunaan pelat mengacu dalam pemilihan kondisi tumpuan sesuai *layout* struktur dari gedung *coworking space*.

Pada struktur bangunan gedung *coworking space*, secara keseluruhan tumpuan pelat adalah satu ujung menerus dan dua ujung menerus. Sama halnya dengan kondisi perletakan pada balok, satu ujung menerus pada tumpuan pelat menandakan bahwa salah satu sisi pelat tidak saling sambung atau dapat ditinjau pada panel pelat tepi atau eksterior. Sedangkan pelat dua arah, merupakan kondisi tumpuan pelat yang dikedua sisi pelat saling sambung atau dapat dijumpai pada panel pelat interior.

Berdasarkan Gambar 2.13 dapat disimpulkan bahwa pelat A merupakan pelat dalam kondisi panel interior, sehingga kondisi tumpuan yang sesuai adalah tumpuan dua ujung menerus. Namun, analisis kondisi tumpuan satu ujung menerus perlu dilakukan untuk menyesuaikan dengan kondisi panel tepi atau eksterior. Kondisi tumpuan satu ujung menerus menjadi parameter lain dalam melakukan analisis tebal minimum pelat, sehingga tebal pelat pada panel pelat eksterior dapat terwakilkan. Melihat faktor koefisien satu ujung menerus memiliki nilai lebih kecil, dapat dipastikan hasil perbandingan tebal minimum pelat akan lebih tebal dari pada tumpuan pelat dua ujung menerus.

Oleh karena itu, pada pelat A dengan kondisi tumpuan satu ujung menerus sesuai hitungan diperoleh nilai tebal (h) minimum pelat A sebesar 147 mm. Sedangkan untuk kondisi tumpuan dua ujung menerus sesuai hitungan diperoleh nilai tebal (h) minimum diperoleh nilai sebesar 126 mm. Adanya dua nilai tebal minimum pelat tersebut, maka digunakan tebal pelat satu arah sebesar 150 mm.

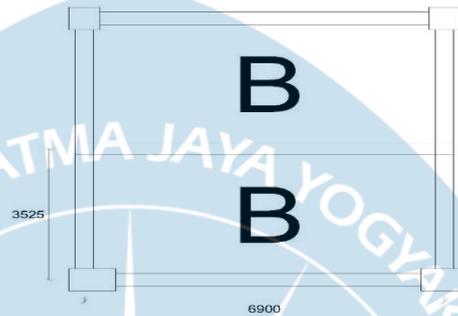
2.5.4.2 Pelat Dua Arah

Tipe pelat lantai pada gedung *coworking space*, pada salah satu bentang merupakan tipe pelat dua arah. Hal ini dikarenakan faktor nilai rasio B kurang dari 2, sehingga pelat tergolong dalam tipe pelat dua arah. Kondisi

ini menyebabkan pelat harus memperhatikan tulangan pokok pada bentang panjang dan pendek pelat.

a) Bentang Teoritis

Analisis pelat umumnya akan dilakukan pada bentang dan luas penampang pelat yang terbesar. Berdasarkan Gambar 2.14, pelat dua arah terbesar terdapat pada pelat B dengan dimensi 3.525 mm x 6.9 mm.



Gambar 2.14 Pelat B Dua Arah

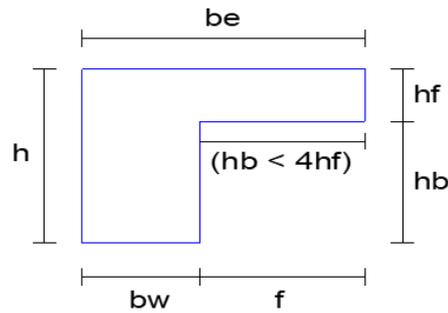
Berdasarkan persamaan penentuan jenis pelat, untuk pelat B memiliki nilai rasio perbandingan bentang panjang terhadap bentang pendek sebesar 1,96. Meninjau ketentuan sebelumnya dapat diketahui bahwa nilai rasio tersebut kurang dari konstanta dua, maka pelat B terhitung berdasarkan bentang teoritis merupakan pelat satu arah.

b) Momen Inersia Balok

Penentuan momen inersia dengan mencari titik berat pada hubungan antara balok dengan pelat. Langkah penentuan perhitungan momen inersia dijelaskan sebagai berikut:

1. Dimensi Efektif Balok

Penentuan dimensi efektif balok dengan memperhatikan nilai tinggi bersih balok haruslah lebih kecil dari 4 kali tebal pelat lantai itu sendiri atau dapat dirumuskan dengan $h_b < 4h_f$. Dapat dijelaskan dengan ilustrasi Gambar 2.15 sebagai berikut:

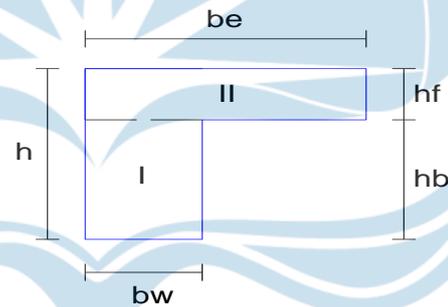


Gambar 2.15 Ilustrasi Tumpuan Pelat Dimensi Efektif Balok

Dari persamaan diatas dengan nilai tebal pelat asumsi sebesar 200mm dan tinggi balok 500mm. Diperoleh nilai tinggi bersih balok (h_b) sebesar 300. Maka syarat dimensi efektif balok terpenuhi dengan $h_b < 4h_f$.

2. Luasan Penampang Balok

Penentuan luasan penampang pada 2 bidang yang bertemu yaitu balok dan pelat. Sehingga didapatkan total luasan sebesar 130.000 mm² (Gambar 2.16).

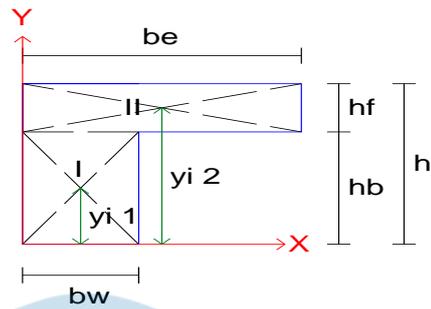


Gambar 2.16 Ilustrasi Luasan Penampang Balok

3. Titik Berat Penampang Balok

Penentuan titik berat penampang balok (\bar{y}) yang ditinjau dari 2 sisi bidang dengan memperhatikan jarak antara titik berat bidang terhadap sumbu. Penentuan titik berat balok dapat dijelaskan dengan ilustrasi penggambaran Gambar 2.17 sebagai berikut:

$$\bar{y} = \frac{(A_1 \cdot y_1) + (A_2 \cdot y_2)}{A_t} \dots \dots \dots (1)$$

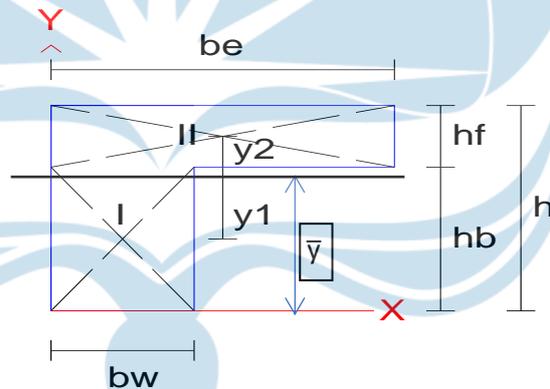


Gambar 2.17 Ilustrasi Titik Berat

Dari persamaan penggambaran ilustrasi penggambaran berat didapatkan nilai y_1 sebesar 150 mm dan y_2 sebesar 400 mm sehingga nilai (\bar{y}) sebesar 371,28 mm

4. Jarak Antara Titik Berat Bidang Terhadap Titik Berat Penampang

Penentuan jarak antara titik berat bidang dapat dijelaskan melalui ilustrasi penggambaran nilai y_1 dan y_2 (Gambar 2.18). Dari penjelasan ilustrasi gambar didapatkan nilai y_1 sebesar 221,28 mm dan y_2 sebesar 28,72 mm.



Gambar 2.18 Ilustrasi Jarak Titik Berat Bidang Terhadap Penampang

Dari perhitungan yang telah diperoleh sebelumnya, sehingga dengan rumusan momen inersia balok (I_b) yang dijabarkan dalam persamaan (2), maka didapatkan nilai momen inersia sebesar $6.469.237.589 \text{ mm}^4$.

$$I_b = \left[\left(\frac{1}{12} \cdot bw \cdot hb^3 \right) + (A1 \cdot y1) \right] + \left[\left(\frac{1}{12} \cdot be \cdot hf^3 \right) + (A2 \cdot y2) \right] \dots\dots\dots (2)$$

c) Momen Inersia Pelat

Momen inersia pelat (I_s) diperhitungkan dari seperduabelas nilai luasan pelat. Dengan nilai tebal pelat 200 mm dan lebar pelat adalah setengah bentang dengan nilai 5000 mm. Dari persamaan yang

digunakan maka nilai inersia pelat sebesar 3.333.333.333 mm⁴. Penjabaran perhitungan nilai momen inersia pelat dijelaskan pada persamaan sebagai berikut:

$$I_{s1} = \frac{1}{12} \cdot l_x \cdot h f^3 \dots\dots\dots (3)$$

d) Modulus Elastisitas Beton Balok dan Pelat

Penentuan nilai modulus elastisitas beton untuk perpaduan proporsi campuran beton. Penentuan modulus elastisitas beton (E_{cb}) tertuang pada pasal 19.2.2.1 SNI 2847-2019 yang dibedakan berdasarkan kegunaannya yaitu untuk beton normal pada persamaan (4) dan beton bernilai W_c diantara 1400 dan 2560 kg/m³ pada persamaan (5). Penentuan nilai modulus dapat dijelaskan sesuai persamaan di bawah ini:

$$E_{cb} = 4700 \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (4)$$

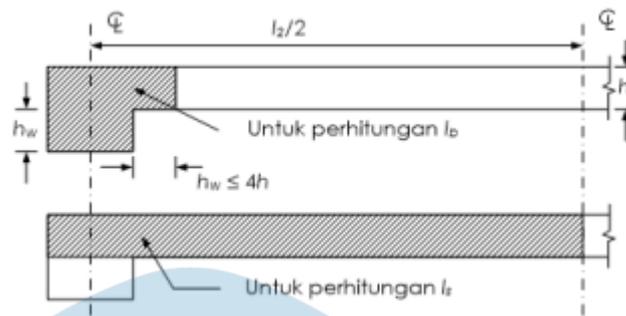
$$E_{cb} = W_c^{1,5} \times 0,043 \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (5)$$

Berdasarkan persamaan diatas, dengan penggunaan beton normal bernilai 25 MPa. Didapatkan nilai modulus elastisitas beton balok dan pelat E_{cb} sebesar 23500 MPa.

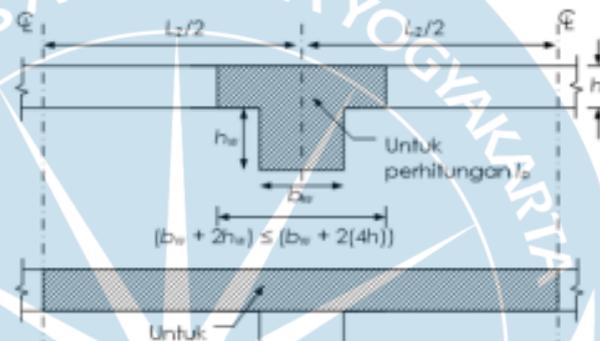
e) Rasio Kekakuan Balok Terhadap Pelat

Penentuan tebal pelat harus memperhatikan rasio kekakuan antara balok dan pelat (a_f) dengan nilai lebih besar dari 0,8. Perhitungan nilai (a_f) memperhatikan nilai modulus elastisitas balok beton (E_{cb}), modulus elastisitas pelat beton (E_{cs}), momen inersia balok tak retak (I_b) dan momen inersia pelat tak retak (I_s). Sehingga didapatkan rumus (a_f) seperti pada persamaan (6) dibawah ini dan ilustrasi sketsa penampang pada penentuan inersia ditunjukkan pada Gambar 2.19 dan 2.20 dibawah ini.

$$a_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \dots\dots\dots (6)$$



Gambar 2.19 Penampang Perhitungan I_x dan I_b Balok Tepi
(Sumber: E-book Struktur Beton Bertulang, Iswandi)



Gambar 2.20 Penampang Perhitungan I_x dan I_b Balok Interior
(Sumber: E-book Struktur Beton Bertulang, Iswandi)

Berdasarkan persamaan diatas, dengan nilai I_b sebesar $6.469.237.589 \text{ mm}^4$, nilai I_s sebesar $3.333.333.333 \text{ mm}^4$ dan nilai modulus elastisitas beton balok dan pelat yang sama sebesar 23.500 MPa . Maka didapatkan nilai a_f sebesar $1,94$ dapat dikatakan aman karena lebih besar dari $0,8$.

f) Tebal pelat minimum

Tebal pelat minimum merupakan minimum tebal yang diijinkan pelat, sehingga dapat mmenahan atau menampung beban yang berada diatasnya. Faktor-faktor yang menentukan tebal pelat secara garis besar sama dengan analisis *preliminary design* balok. Kondisi tumpuan atau perletakan pelat menjadi parameter utama dalam menentukan faktor koefisien penentuan tebal minimum pelat. Oleh sebab itu, ketebalan pelat minimum satu arah mengacu pada SNI 2847-2019 berikut ini (Tabel 2.6):

Tabel 2.6 Ketebalan Minimum Pelat Dua Arah Nonprategang dengan Balok Di Antara Tumpuan Pada Semua Sisinya

α_{fm}	h minimum, mm	
$0,2 < \alpha_{fm} \leq 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0,2)}$
		125
$\alpha_{fm} > 2,0$	Terbesar dari:	$\frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$
		90

Sumber: SNI 2847-2019 Tabel 8.3.1.2

Berdasarkan persamaan penentuan jenis pelat, untuk pelat B memiliki nilai α_{fm} sebesar 3,24 sehingga menggunakan rumus persamaan kedua. Dari perhitungan h_{min} didapatkan nilai 132,37 mm dan lebih besar dari 90mm. Maka, agar ketebalan minimum pelat dua arah sama dengan pelat satu arah maka dilakukan pembulatan dengan h_{min} pelat dua arah sebesar 150 mm.

2.6 Interpretasi Data Tanah dan Kelas Situs

Bangunan gedung tidak hanya dipengaruhi oleh struktur yang bekerja pada gedung tersebut, melainkan parameter sifat tanah juga menjadi acuan pengaruh kuat struktur yang dianalisis. Tanah merupakan material alami yang memiliki sifat jenis tanah sulit untuk dilakukan analisis pasti. Perancangan tanah biasanya dilakukan analisis pendekatan dilapangan dengan menguji tanah secara langsung melalui metode *Standard Penetration Test* (SPT) maupun *Cone Penetrometer Test* (CPT) atau sondir.

Fungsi data tanah tidak hanya digunakan untuk daya dukung saja, melainkan sebagai penentuan tipe kelas situs tanah untuk analisis gempa yang akan dimodelkan pada gedung. Kelas situs pada SNI terbagi menjadi beberapa jenis tanah sesuai nilai konstanta yang diperoleh melalui pengujian terkait.

2.6.1 Data Tanah

a) *Standard Penetration Test* (SPT)

Sampel data tanah yang digunakan untuk perancangan klasifikasi kelas situs tanah merujuk di daerah Brawijaya, Malang. Uji tanah dengan metode *Standard Penetration Test* (SPT) menggunakan sistem *BORE*

LOG. Penentuan nilai kelas situs didapatkan berdasarkan nilai tahanan penetrasi tanah rata-rata (N) dan tahanan tanah rata-rata untuk lapisan tanah non-kohef (N_{ch}). Melalui kedua nilai tersebut kemudian akan disesuaikan pada kelas situs tanah sehingga memperoleh struktur kondisi tanah sesuai dengan data uji lapangan menurut laporan uji tanah di daerah Brawijaya, Malang.

Tabel 2.7 Data Tanah No. Of Blows SPT di Brawijaya, Malang

Kedalaman (m)	Deskripsi	Tebal (m)	N-SPT	Tebal/N-SPT
0,00 – 0,15		1,5	12	0,125
1,50 – 3,00		1,5	15	0,100
3,00 – 4,50	Warna coklat kehitaman (Dominan Lanau Kelempungan)	1,5	5	0,300
4,50 – 6,00		1,5	15	0,100
6,00 – 7,50		1,5	12	0,125
7,50 – 9,00		1,5	10	0,150
9,00 – 10,5		1,5	14	0,107
10,5 – 12,0	Warna abu-abu (Dominan Lanau Kelempungan)	1,5	18	0,083
12,0 – 13,5		1,5	22	0,068
13,5 – 15,0		1,5	30	0,050
15,0 – 16,5	Warna hitam (Dominan Lanau Kelempungan Padat)	1,5	32	0,047
16,5 – 18,0		1,5	37	0,041
18,0 – 19,5		1,5	46	0,033
19,5 – 21,0	Warna abu-abu (Dominan Pasir dan Kerikil)	1,5	55	0,027
21,0 – 22,5		1,5	52	0,029
22,5 – 24,0		1,5	80	0,019
24,0 – 25,5		1,5	42	0,036
25,5 – 27,0	Warna hitam (Dominan Pasir Kelanauan)	1,5	48	0,031
27,0 – 28,5		1,5	52	0,029
28,5 – 30,0		1,5	58	0,026

Sumber: Data Uji Tanah SPT – Laboratorium Mekanika Tanah & Geologi Universitas Brawijaya

Melalui data tanah (Tabel 2.7), terdapat beberapa parameter yang digunakan dalam perhitungan tahanan tanah rata-rata (N) dapat dianalisis berdasarkan perbandingan total kedalaman tiap lapisan tanah ($\sum d_i$) terhadap total nilai tebal banding N-SPT ($\sum d_i/N_i$). Sedangkan tahanan tanah rata-rata untuk lapisan tanah non-kohef (N_{ch}) memiliki perhitungan analisis yang sama dengan tahanan tanah rata-rata tetapi untuk data tanah yang digunakan merupakan data tanah non-kohef.

Tanah non-kohef sendiri merupakan tanah yang tidak mempunyai lekatan atau minimnya kadar kelempungan pada tanah sebagai lekatan antar partikel tanah misalkan pasir. Posisi tanah non-kohef

berada pada kedalaman 19,5 meter hingga 30 meter. Parameter data tanah tersebut didapatkan hasil nilai N dan N_{ch} sesuai hitungan secara berurutan adalah 19,67 dan 53,42 pukulan.

b) *Cone Penetrometer Test (CPT) / Sondir*

Uji tanah dengan metode *Cone Penetrometer Test (CPT)* atau sondir, merupakan uji tanah menggunakan tiang *cone* berbentuk kerucut yang diberi tekanan menerus tiap kedalaman 20 cm. Data tanah sondir juga sama halnya dengan SPT yang merujuk di daerah Brawijaya, Malang. Perolehan nilai uji tanah sondir dipengaruhi oleh tahanan konus (qc) tiap kedalaman 20 cm. Data yang digunakan memiliki kedalaman uji sebesar 7,2 meter.

Menurut SNI 1726:2019, data uji sondir mempengaruhi nilai kuat geser niralir (\bar{S}_u) pada tanah dengan melakukan analisa data tanah terhadap hambatan setempat (HS). Nilai HS merupakan kontrol desain kuat tanah terhadap tahanan konus (qc). Meninjau persamaan menurut SNI, nilai \bar{S}_u diperoleh melalui rasio total keseluruhan kedalaman sondir (d_c) terhadap kumulatif kedalaman tiap 20 cm dengan hambatan setempat (HS) atau kuat geser \bar{S}_u tiap 20 cm ($\sum d_i/S_{ui}$).

Tabel 2.8 Data Tanah Sondir di Brawijaya, Malang

Kedalaman	Tebal (cm)	HS (kg/cm ²)	HS (kPa)	Tebal/HS (mm/kPa)
0,00 – 0,20	20	0,320	31,381	6,373
hingga				
7,00 – 7,20	20	0,959	94,046	2,127

Sumber: Data Uji Tanah CPT – Laboratorium Mekanika Tanah & Geologi Universitas Brawijaya

*Data tanah selengkapnya dapat dilihat pada lampiran 3 Data Uji Tanah CPT / Sondir

Berdasarkan data tanah pada Tabel 2.8 tersebut diperoleh nilai kumulatif perbandingan antara tebal tiap kedalaman terhadap hambatan setempat atau kuat geser niralir sebesar 124,291 (mm/kPa). Nilai tersebut kemudian dilakukan analisis sesuai perhitungan sehingga memperoleh nilai \bar{S}_u sebesar 57,928 kPa. Adanya nilai \bar{S}_u , maka dapat disesuaikan jenis dan data tanah terhadap kelas situs yang berlaku.

2.6.2 Kelas Situs

Analisis gempa dipengaruhi oleh situs tanah yang akan dibangun. Penetapan kelas situs tersebut berfungsi dalam memberikan parameter dalam perhitungan beban gempa. Kebutuhan gempa yang dihitung berawal dari tipe situs tanah yang diperoleh berdasarkan data tanah sehingga mendapatkan beberapa faktor dalam menentukan kelas situs tanah.

Pada analisis kelas situs untuk gedung *coworking space*, mengacu pada metode pendekatan nilai uji tanah \bar{N} atau \bar{N}_{ch} dan \bar{S}_u . Nilai yang diperoleh kemudian disesuaikan dengan interval klasifikasi situs pada Tabel 2.9 SNI 1726:2019 berikut ini:

Tabel 2.9 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $W \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{S}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik sebagai berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersedimentasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}_u < 50$ kPa		

Sumber: Tabel 5 – SNI 1726:2019

Menurut perhitungan tahanan tanah rata-rata (N) dan tahanan tanah rata-rata untuk lapisan non-kohesif (N_{ch}), data tanah masuk dalam dua kategori kelas situs tanah. Tanah keras (SC) untuk nilai N_{ch} dan tanah sedang (SD) untuk nilai N . Sedangkan melalui perhitungan nilai \bar{S}_u , diperoleh hasil data tanah tergolong dalam kelas situs tanah sedang (SD).

Berdasarkan SNI 1726:2019, apabila hasil kelas situs tanah tergolong dalam kategori SC , SD , dan SE , maka perlu dilakukan pendekatan hasil pengukuran uji tanah setidaknya minimal dua dari tiga parameter yang ada. Namun, meninjau dari laporan data uji tanah di daerah Brawijaya, Malang hanya terdapat uji tanah untuk SPT dan CPT / sondir. Sedangkan parameter kecepatan gelombang geser (\bar{v}_s) tidak tercantum data yang dibutuhkan. Sehingga parameter perhitungan kelas situs hanya berdasarkan data SPT maupun CPT atau sondir untuk memperoleh nilai N atau N_{ch} dan \bar{S}_u .

Melalui tiga parameter penentuan kelas situs tanah, baik dengan metode SPT maupun CPT atau sondir didapatkan dua kategori kelas situs yang berbeda. Kedua kelas situs yang digunakan adalah kondisi terhadap tanah yang lebih buruk harus diberlakukan. Faktor pemilihan kondisi terburuk harus diberlakukan dikarenakan supaya desain sistem struktur mampu menahan beban gempa akibat pengaruh tanah yang memiliki tahanan stabilisasi tanah lebih rendah. Oleh sebab itu, digunakan kelas situs tanah sedang (SD) untuk analisis gempa terhadap struktur.

2.6.3 Kategori Desain Seismik (KDS)

Perhitungan KDS merupakan analisis data sismik yang digunakan untuk Analisa respons spectral yang dikombinasikan dengan beban gempa statik. Adapun beberapa parameter yang dibutuhkan seperti respons spektral percepatan pada periode pendek (S_s) dan periode 1 detik (S_l) sesuai data kelas situs yang diperoleh. Kedua nilai tersebut dapat diperoleh berdasarkan data lokasi tanah serta kelas situs tanah yang didapatkan. Korelasi kelas situs dengan analisis data respons spektral melalui (*website: rsa.ciptakarya.com*) diperoleh nilai S_s dan S_l berturut-turut sebesar 0,8688 dan 0,4058.

Berdasarkan nilai S_s dan S_l , maka nilai koefisien situs pada periode pendek (F_a) dan periode 1 detik (F_v) dapat ditinjau melalui tabel 6 dan 7 pada SNI 1726:2019 tentang perencanaan ketahanan gempa. Melalui pendekatan interpolasi terhadap hubungan kelas situs dengan nilai S_s dan S_l , maka didapatkan nilai untuk masing-masing koefisien sebesar 1,153 dan 1,894. Perolehan parameter yang ada kemudian digunakan untuk melakukan kontrol

percepatan spektral desain untuk periode pendek S_{DS} dan periode 1 detik S_{D1} . Berikut persamaan yang digunakan untuk masing-masing parameter:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times F_a \times S_s \dots\dots\dots (7)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times F_v \times S_1 \dots\dots\dots (8)$$

Perolehan hasil dari persamaan (7) dan (8) didapatkan nilai sebesar 0,668 dan 0,512. Hasil perhitungan tersebut dapat dikoreksi dengan nilai *seismik loading* yang didapatkan dari pemodelan *ETABS* untuk beban gempa statik berdasarkan *ASCE 7-16*. Nilai beban gempa statik juga disesuaikan dengan faktor koefisien modifikasi respons (R), kuat geser (Ω), dan pembesaran defleksi (C_d) terhadap sistem pemikul gaya seismik (SNI 1726:2019 – Tabel 12). Menurut tabel tersebut dan parameter yang diketahui maka didapatkan nilai R sebesar 8, Ω sebesar 3, dan C_d sebesar 5,5.

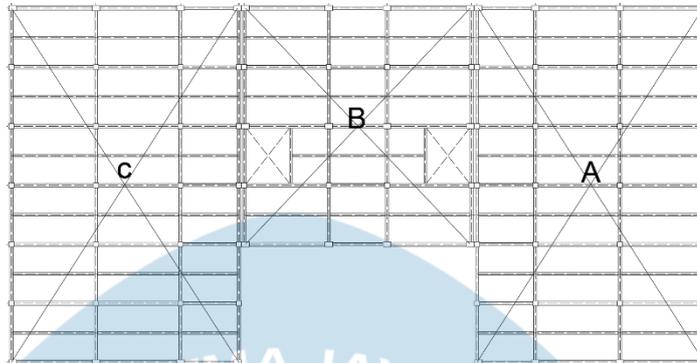
2.7 Sistem Struktur

Sistem struktur merupakan gabungan dari berbagai elemen struktur secara kompleks. Setiap perancangan struktur gedung memiliki macam dan ragam sistem struktur yang berbeda-beda. Umumnya, pemilihan sistem struktur meninjau dari fungsi bangunan, kondisi lingkungan, faktor arsitektural, metode konstruksi, dan masih banyak lagi. Parameter utama dalam pemilihan sistem struktur adalah berdasarkan beban yang bekerja pada bangunan, baik aksial (vertikal), lateral (horizontal), maupun gempa. Prinsip dari beban yang bekerja tersebut kemudian disalurkan pada tiap-tiap *frame* balok dan kolom, sehingga dapat diteruskan pada pembebanan menuju pondasi.

2.7.1 Dilatasi Struktur

Bangunan gedung *coworking space* ini merupakan gedung dengan dua tingkat dan satu *basement*. Meninjau berdasarkan *siteplan* arsitektural, terdapat struktur yang perlu dilakukan perhatian lebih sehingga tidak menyebabkan ketidakberaturan struktur yang besar. Bentuk *layout* struktur yang terdapat sudut dalam atau bentuk struktur asimetris, menyebabkan struktur perlu diberlakukan dilatasi. Dilatasi merupakan pemisahan struktur gedung yang

difungsikan untuk meminimalisir arah robohnya gedung sehingga dapat menghindari bentrokan antar bentuk struktur asimetris yang cukup besar.



Gambar 2.21 Bagian Struktur Dilatasi (A-B-C)

Dilatasi berdasarkan *layout* struktur tersebut dibagi menjadi tiga struktur bangunan terpisah A-B-C (Gambar 2.21). Pemisahan struktur ini memiliki masing-masing dimensi ukuran yang berbeda. Perbedaan dimensi inilah yang dimungkinkan dapat menimbulkan ketidakberaturan struktur akibat bentrokan struktur yang cukup besar. Struktur yang dilakukan dilatasi kemudian akan diberikan *spacing* jarak 50 mm untuk masing-masing pertemuan dilatasi. Pemberian jarak berguna dalam memberikan ruang gerak struktur primer sehingga mampu meminimalisir bentrokan antar struktur.

Analisis struktur dilatasi dilakukan terhadap dua tipe gedung saja yaitu bagian A dan B. Pemberlakuan dua gedung ini dikarenakan bagian A dan C memiliki bentuk yang tipikal. Oleh karena itu, digunakan bagian dilatasi dengan massa gedung lebih besar sebagai parameter analisis struktur yaitu bagian A dan B.

2.7.2 Rangka Pemikul Struktur

Bangunan gedung *coworking space* merupakan bangunan yang difungsikan sebagai gedung perkantoran atau ruang pertemuan. Struktur yang digunakan dalam gedung ini mayoritas adalah struktur beton bertulang. Pendefinisian struktur, baik dimensi *preliminary* balok, kolom, maupun struktur lainnya sulit dilakukan dalam mencari ukuran yang sesuai dikarenakan masifnya dimensi gedung ini. Terlihat pada bentang antar kolom ke kolom

memiliki jarak bentang diatas 10 meter. Sehingga panjangnya bentang yang ada menyebabkan ukuran dimensi profil struktur menjadi sangat besar.

Perancangan sistem struktur mempengaruhi kekakuan rangka yang berfungsi dalam menahan beban aksial akibat berat bangunan maupun beban mati dan hidup, serta beban lateral akibat gempa. Besarnya beban aksial maupun lateral tentu memberikan pengaruh pada momen yang terjadi pada tiap rangka struktur. Oleh sebab itu, pemilihan sistem rangka pemikul momen perlu dikategorikan sesuai dengan analisis yang akan diperhitungkan, terutama berdasarkan gaya seismik yang terjadi.

Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) merupakan suatu kinerja rangka struktur yang ditujukan untuk menahan momen yang terjadi akibat gaya gempa atau seismik. Menurut SNI 1726:2019 tabel 12, SRPM terbagi berdasarkan struktur gedung yang digunakan. Misalkan struktur baja dan beton, maka masing-masing kebutuhan yang akan dirancang perlu disesuaikan dengan data SRPM baja maupun beton. Pada dasarnya sistem rangka pemikul momen terbagi menjadi tiga parameter yang umum digunakan. Berikut tiga SRPM yang umum digunakan:

a) Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB)

Sistem rangka struktur ini memiliki tingkat daktilitas dan perubahan deformasi inelastik yang sangat kecil tetapi memiliki kekuatan besar. Sistem struktur ini umumnya mengabaikan *strong column weak beam* yang sangat umum digunakan untuk melakukan desain struktur terhadap daktilitas tinggi. Sehingga sangat cocok untuk digunakan pada wilayah gempa kecil atau wilayah pada zona 1 dan 2.

b) Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM)

Sistem rangka struktur ini memiliki tingkat daktilitas sedang yang tiap komponen struktur dan *joint* menahan gaya yang bekerja. Gaya yang bekerja melalui gaya aksial maupun geser, serta lentur. Umumnya sistem struktur ini dirancang untuk menitikberatkan terhadap kegagalan struktur akibat keruntuhan geser. Sehingga dapat digunakan pada wilayah kegempaan sedang zona 3 dan 4.

c) Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)

Sistem rangka struktur ini merupakan sistem rangka yang difokuskan dalam menahan struktur terhadap gaya yang bekerja akibat aksi lentur, geser maupun aksial. Tingkat deformasi maupun daktilitas direncanakan penuh dan dianjurkan dengan penerapan pada wilayah kegempaan risiko tinggi zona 5 dan 6.

Melalui sistem rangka tersebut, gedung *coworking space* ini memilih SRPMK yang dipilih berdasarkan hasil kategori desain seismik (KDS). Faktor KDS terpilih adalah KDS D. Merujuk pada sistem rangka pemikul momen, maka digunakan SRPMK sebagai sistem rangka yang digunakan untuk analisis kegempaan terhadap struktur. Adapun faktor lain yang mempengaruhi pemilihan SRPMK yaitu gaya aksial tidak boleh melebihi $0,1A_g f'_c$, bentang bersih (l_n) lebih dari atau sama dengan empat kali tinggi efektif balok (d), lebar penampang (b_w) lebih dari $0,3h$ balok dan 250 mm, serta lebar proyeksi balok terhadap lebar kolom penumpu haruslah memiliki nilai tidak boleh melebihi nilai terkecil C_2 dan $0,75C_1$.

2.8 Pembebanan Struktur Gedung

Bangunan gedung pada umumnya dirancang berdasarkan besaran beban yang mampu ditahan oleh struktur utama. Pembebanan struktur dilakukan berdasarkan beban vertikal (gravitasi/aksial) dan beban horizontal (lateral). Pada beban vertikal umumnya diklasifikasikan menjadi tiga yaitu beban mati (*dead load*), beban hidup (*live load*), dan beban hujan.

Namun, perancangan Gedung ini mengabaikan beban hujan dikarenakan beban hidup 1 kN/m^2 pada atap yang besar bekerja secara bergantian dengan proses beban hujan terjadi pada atap (contoh: pekerja melakukan pekerjaan atap kemudian akan turun jika hujan turun). Sehingga dengan sistem pergantian ini, beban hujan dapat digantikan dengan beban hidup yang besar. Sedangkan, pada beban horizontal disebabkan oleh adanya beban gempa maupun beban angin yang mempengaruhi gaya lateral pada Gedung.

Beban pada struktur gedung terbagi atas beberapa bagian struktur seperti struktur primer dan struktur sekunder. Struktur primer merupakan struktur yang

menahan beban secara keseluruhan, seperti: balok induk, kolom, dan pondasi. Sedangkan struktur sekunder merupakan bagian dari struktur yang tidak menahan kekuatan struktur secara keseluruhan, seperti: balok anak, pelat lantai, dan tangga (Kusuma, 2019). Pembebanan struktur juga perlu dilakukan *breakdown* tiap masing-masing struktur supaya dapat memaksimalkan beban dan meminimalisir beban tak terhitung.

2.8.1 Pembebanan Gording

Gording merupakan bagian penting rangka atap yang berfungsi untuk menahan beban dari atap, seperti beban mati, beban hidup, dan beban angin. Distribusi beban yang ada akan dilimpahkan menuju gording. Tahanan distribusi beban pada gording merupakan setengah bentang luasan diatas gording dan di bawah gording. Perhitungan distribusi beban umumnya dilakukan tiap satu meter persegi (1m^2).

Adapun beberapa besaran beban-beban yang digunakan untuk perancangan beban gording adalah sebagai berikut:

Tabel 2.10 Klasifikasi Beban Gording

Definisi Beban	Besaran	Satuan
Profil Kanal C 100 x 50 x 20 x 2,3	4,06	Kg/m
Atap galvalum	20	Kg/m ²
Plafon	20	Kg/m ²
Hidup	100	Kg/m

Sumber: Panduan Praktik Perancangan Bangunan Gedung, Ir. Haryanto YW, M.T, 2021

Analisis pembebanan gording memiliki beberapa faktor yang perlu dilakukan secara mendetail. Kebutuhan pertama dalam pembebanan gording adalah memperhitungkan berat sendiri gording. Menurut tabel profil kanal C yang dalam perancangan ini digunakan sebagai gording memiliki nilai *unit wight* per satuan panjang. Sehingga dapat diperoleh berat sendiri gording sebesar 4,06 kg/m atau 0,0406 kN/m.

Kebutuhan lain pembebanan gording adalah memilah beban atap dan beban plafon. Berdasarkan Tabel 2.10, terdapat parameter asumsi beban yang dibutuhkan. Perhitungan beban atap diperoleh melalui perbandingan jarak antar gording (m) terhadap cosinus sudut kemiringan kuda-kuda atap ($\cos \alpha$).

Hasil yang diperoleh lalu dikalikan dengan faktor beban asumsi atap (kN/m^2) sesuai Tabel 2.9.

$$\text{Beban Atap} = \frac{\text{Jarak Antar Gording}}{\cos \alpha} \times \text{Berat Atap} \dots\dots\dots (9)$$

berdasarkan persamaan tersebut dapat diperoleh beban atap untuk satu buhul rangka atap adalah sebesar $0,3097 \text{ kN/m}'$.

Beban selanjutnya merupakan analisis beban plafon yang disesuaikan dengan rangka atap. Beban plafon atau berat plafon antara buhul mendatar pada rangka kuda-kuda (a) dikalikan dengan berat atap asumsi

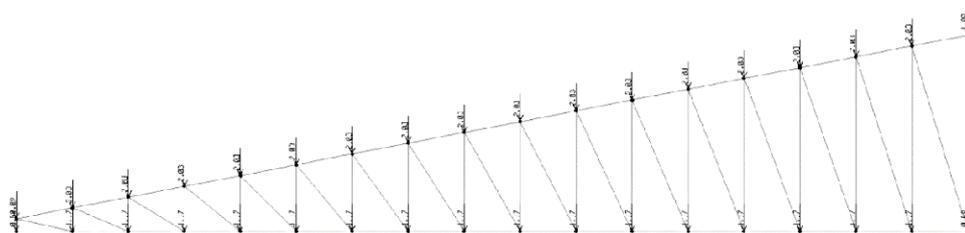
$$\text{Beban Plafon} = \text{Jarak } a \times \text{Berat plafon} \dots\dots\dots (10)$$

berdasarkan persamaan tersebut, beban plafon diperoleh sebesar $0,3 \text{ kN/m}'$.

Melalui identifikasi beban pada gording, baik beban sendiri profil gording, beban vertikal atap yang bekerja, dan beban plafon merupakan beban mati / *dead load* (q). Sehingga kumulatif beban yang diperoleh untuk kebutuhan beban mati pada gording (q) sebesar $0,65 \text{ kN/m}'$. Sedangkan untuk beban hidup / *live load* (p) gording sebesar $100 \text{ kg/m}'$ atau sebesar $1 \text{ kN/m}'$.

2.8.2 Pembebanan Kuda-Kuda Atap

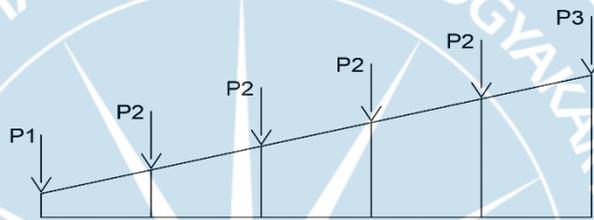
Kuda-kuda merupakan susunan rangka batang yang difungsikan sebagai struktur pendukung beban atap termasuk berat rangka itu sendiri. Kuda-kuda umum dijumpai dengan tipe struktur *framework* (*truss*) yang terbuat dari kayu, bambu, baja, maupun beton bertulang (Wigroho, 2021). Penempatan beban kuda-kuda dilakukan tiap-tiap *joint* atau buhul rangka kuda-kuda. Beban mati gording dan atap ditempatkan pada buhul bagian kuda-kuda atas, sedangkan berat plafon pada buhul bagian kuda-kuda bawah (Gambar 2.22).



Gambar 2.22 Perletakan Beban Atap Pada Rangka Kuda-Kuda

Beban pada tiap buhul diperhitungkan berdasarkan cakupan tahanan distribusi buhul pada bentang yang diberikan tegangan berupa beban gravitasi. Berdasarkan sifat distribusi beban tersebut maka, beban atap terbagi menjadi tiga bagian yaitu beban P1, beban P2, dan beban P3. Masing-masing perletakan beban memiliki nilai dan kebutuhan yang berbeda.

Umumnya hasil yang berbeda tersebut dipengaruhi oleh sifat mekanis tumpuan tiap bentang buhul. Sama halnya dengan beban atap, beban plafon pada rangka kuda-kuda juga dilakukan analisis P1, P2, dan P3. Seperti pada Gambar 2.23, penempatan beban plafon berada pada bagian buhul bawah rangka, sedangkan bagian atas merupakan beban atap rangka kuda-kuda.



Gambar 2.23 Perletakan Beban P1, P2, P3

a) Beban P1

Pembebanan P1 kuda-kuda atap merupakan pembebanan pada bagian tepi. Sehingga distribusi penahan tiap buhul atau *joint* diasumsikan menahan setengah bentang menuju dalam atau setengah bentang ke arah P2 (Gambar 2.22). Hal ini demikian dilakukan karena distribusi beban tiap buhul atau *joint* mampu menahan setengah bentang dimasing-masing sisi buhul, baik kanan maupun kiri buhul. Seperti pada perhitungan pembebanan gording, pembebanan kuda-kuda juga dilakukan identifikasi beban berat gording, berat atap, dan beban berat plafon. Maka persamaan yang digunakan untuk perhitungan beban P1 adalah sebagai berikut:

- berat gording = $L \times \text{berat gording per } m'$ (11)

- berat atap = $\frac{(\frac{\text{Jarak Gording}}{2} + b)}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$ (12)

- berat plafon = $(\frac{a}{2} + b) \times L \times \text{berat plafon}$ (13)

- beban buhul atas = Berat Gording + Berat Atap (14)

Keterangan:

- L : jarak antar kuda-kuda (m)
- α : jarak antar sisi tegak profil kuda-kuda (m)
- b : jarak sisi terluar gording / tritisan (m)

Untuk nilai (L) atau jarak antar kuda-kuda digunakan jarak terbesar sebagai acuan dalam perhitungan beban. Hal ini difungsikan untuk memperoleh beban maksimum serta defleksi maksimum yang terjadi pada kuda-kuda maupun gording. Sedangkan nilai (α) atau jarak mendatar tiap potongan buhul bawah dan (b) diperhitungkan apabila rangka kuda-kuda memiliki tritisan untuk atap. Oleh karena itu, berdasarkan persamaan tersebut diperoleh hasil hitungan pembebanan P1 untuk buhul atas sebesar 1,094 kN serta buhul bawah atau beban untuk plafon sebesar 0,585 kN.

b) Beban P2

Berbeda dengan beban P1, beban P2 memiliki distribusi beban dimasing-masing sisi buhul sehingga besaran beban yang timbul adalah lebih besar. Persamaan yang diperhitungkan untuk beban P2 adalah sebagai berikut:

- berat gording = $L \times \text{berat gording per } m'$ (14)

- berat atap = $\frac{\text{Jarak Gording}}{\cos \alpha} \times L \times \text{berat atap}$ (15)

- berat plafon = $a \times L \times \text{berat plafon}$ (16)

- beban buhul atas = Berat Gording + Berat Atap (17)

Berdasarkan persamaan tersebut diperoleh hasil perhitungan untuk beban P2 bagian buhul atas sebesar 2,029 kN, sedangkan buhul bawah untuk plafon sebesar 1,170 kN.

c) Beban P3

Pada kasus beban P3 memiliki kondisi perletakan dan posisi yang sama dengan beban P1. Sehingga persamaan yang digunakan untuk perhitungan sama seperti pada perhitungan beban P1. Kondisi yang sama ini juga memberikan beban yang didistribusikan menuju buhul adalah sama.

Berdasarkan persamaan pada beban P1, diperoleh hasil perhitungan untuk beban P3 adalah sama dengan beban P1. Bagian

buhul atas untuk beban P3 sebesar 1,094 kN dan bagian buhul bawah atau beban plafon sebesar 0,585 kN.

2.8.3 Beban Angin

Beban angin merupakan beban yang ditimbulkan oleh hempasan angin untuk struktur rangka profil baja atap. Pembebanan beban angin diasumsikan sama dengan perletakan beban pada pembebanan P1, P2, P3 beban kuda-kuda. Hal yang membedakan dalam pembebanan angin adalah sifat angin yang tidak menentu. Kondisi ini mengharuskan analisis untuk beban angin pada atap dilakukan untuk angin tekan (datang) dan hisap (pergi). Melihat kondisi beban angin (Q_w) yang digunakan untuk profil atap adalah sebesar 45 kg/m^2 atau $0,45 \text{ kN/m}^2$. Analisis pembebanan angin juga mengacu pada koefisien angin datang (C_{ti}) dan angin pergi (C_{is}).

Tabel 2.11 Nilai Koefisien Arah Angin

Arah Angin	h/L	Di sisi angin datang								Di sisi angin pergi			
		Sudut, θ (derajat)								Sudut, θ (derajat)			
		10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\circ$	10	15	≥ 20	
Tegak lurus terhadap bubungan untuk $\theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 ^a	0,4	0,4	0,01 ^b	-0,3	-0,5	-0,6
	0,5	-0,9	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	-0,2	0,0 ^a	0,4	0,01 ^b	-0,5	-0,5	-0,6
	$\geq 1,0$	-1,3 ^b	-1,0	-0,7	-0,5	-0,3	-0,2	0,0 ^a	0,4	0,01 ^b	-0,7	-0,6	-0,6
Arah Angin	h/L	Jarak horizontal dari tepi sisi angin datang					C_p						

Sumber: Panduan Praktik Perancangan Bangunan Gedung, Ir. Haryanto YW, M.T, 2021

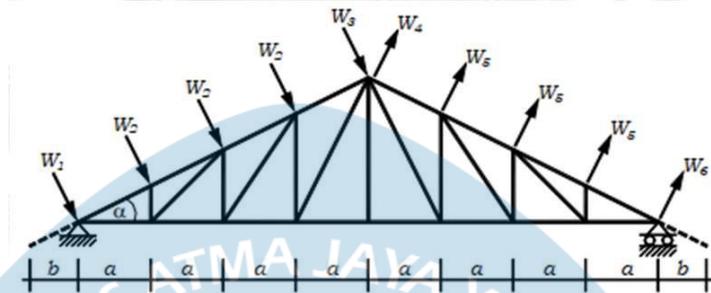
Menurut Tabel 2.11, dengan arah angin tegak lurus penampang atap maka diperoleh nilai koefisien C_{ti} dan C_{is} dengan sudut atap 10 derajat adalah -0,18 dan -0,3. Melalui koefisien yang didapatkan maka beban angin dapat dianalisis berdasarkan persamaan berikut:

- Beban W1 / W6 = $\left(\frac{\frac{a}{2}+b}{\cos \alpha}\right) \times C_{ti} / C_{is} \times L \times Q_w$ (18)

- Beban W2 / W5 = $\left(\frac{a}{\cos \alpha}\right) \times C_{ti} / C_{is} \times L \times Q_w$ (19)

- Beban W3 / W4 = $\frac{1}{2} \left(\frac{a}{\cos \alpha}\right) \times C_{ti} / C_{is} \times L \times Q_w$ (20)

Melalui persamaan tersebut adalah sama untuk rumus perhitungan yang digunakan untuk tiap angin datang maupun pergi. Hal yang membedakan adalah pada koefisien yang diperhitungkan untuk masing-masing arah angin. Posisi perletakan beban angin dapat dilihat melalui Gambar 2.24.



Gambar 2.24 Perletakan Beban Angin Pada Kuda-Kuda Atap

Atap gedung *coworking space* memiliki bentuk setengah dari kuda-kuda yang ditunjukkan pada Gambar 2.24, sehingga nilai untuk beban W_4 , W_5 , W_6 apabila arah angin diasumsikan dari sebelah kiri maka dianggap beban tersebut sebagai beban angin hisap dari arah kanan. Melalui persamaan rumus untuk perhitungan beban W_1 hingga W_6 diperoleh nilai sebagai berikut: W_1 dan W_3 sebesar $-0,2446$ kN; W_2 sebesar $-0,4892$ kN; W_4 dan W_6 sebesar $-0,4076$ kN; serta W_5 sebesar $-0,8153$ kN.

2.8.4 Pembebanan Balok

Balok merupakan struktur primer yang difungsikan menyalurkan beban yang terjadi pada pelat lantai maupun rangka atap menuju kolom. Beban yang terjadi pada balok dibedakan menjadi beberapa bagian. Pertama pembebanan balok ring atau atap menerima beban terpusat (aksial) tiap bentang balok yang ditumpu oleh kuda-kuda atap. Kedua pembebanan balok terjadi oleh penyaluran beban pelat lantai atau terjadi pada beban dinding yang menumpu pada balok.

Pada pembebanan balok sebagai tumpuan rangka kuda-kuda, terdapat beberapa beban yang berbeda tiap beberapa balok. Perbedaan beban aksial yang terjadi dipengaruhi oleh jumlah tumpuan yang dirancang pada pemodelan kuda-kuda atap melalui *software* SAP2000. Analisis pemodelan atap dilakukan dengan lima tumpuan, sehingga memberikan beban yang berbeda-beda tiap

tumpuan. Berikut beban aksial pada balok ring atau atap yang diperoleh melalui *joint reaction* kuda-kuda atap:

- balok induk 45 x 80 (cm) : 7,48 kN, 19,68 kN, dan 24,76 kN
- balok ring 30 x 50 (cm) : 16,28 kN dan 44,61 kN

pembebanan balok untuk atap diberikan tiap jarak antara kuda-kuda atap. Apabila jarak kuda-kuda atap sepanjang 3,5 meter, maka beban aksial diberikan tiap jarak 3,5 meter pada balok yang ditumpu.

Pembebanan balok yang diterima akibat beban dinding juga mempertimbangkan bentang balok terhadap tinggi bersih tiap lantai. Bagian keliling gedung memiliki tinggi bersih lantai untuk *basement* adalah 4,2 meter sedangkan lantai 1 dan 2 setinggi 3,2 meter. Dinding yang digunakan merupakan dinding bata ringan yang memiliki berat per meter persegi sebesar 0,575 kN/m². Analisis pembebanan dinding dilakukan tiap 1 m panjang luasan berat dinding (kN/m²) dikalikan tinggi bersih lantai. Maka beban dinding keliling tiap lantai diperoleh hasil untuk lantai *basement* 2,3 kN/m² dan lantai 1 maupun 2 sebesar 1,725 kN/m². Sedangkan untuk dinding interior diasumsikan sebagai partisi dengan ketinggian dinding sekitar 2,5 meter. Maka dinding yang menumpu pada balok memiliki beban dinding sebesar 1,4375 kN/m².

2.8.5 Pembebanan Kolom

Kolom merupakan struktur utama gedung yang difungsikan sebagai penumpu keseluruhan beban aksial atau vertikal gedung. Beban kolom terdistribusi oleh hubungan balok dan kolom. Beban yang diterima balok kemudian disalurkan pada kolom. Semakin besar massa bangunan maupun ukuran balok tentu beban aksial yang ditanggung oleh kolom juga linier terhadap perubahan yang ada. Umumnya beban kolom dapat diklasifikasikan dengan nilai distribusi gaya dalam balok yang dikorelasikan menjadi beban P dan momen arah 2 maupun arah 3. Sehingga dengan parameter PMM dapat diteruskan untuk perhitungan penulangan kolom sebagai struktur primer.

2.8.6 Pembebanan Pelat Lantai

Pada pelat lantai terbagi menjadi dua lantai dengan fungsi bangunan sebagai gedung *coworking space* atau gedung perkantoran. Pembebanan pada

pelat lantai dilakukan detail analisis pembebanan, seperti beban mati pelat (beton, spesi dan ubin, ME, maupun dinding) dan beban hidup pelat yang disesuaikan dengan fungsi bangunan.

Pembebanan beban mati pelat lantai dilakukan rincian beban berdasarkan material atau partisi apa saja yang dibebankan pada pelat lantai. Distribusi beban pelat merupakan beban merata yang kesemuanya sama pada lantai satu dan dua. Kondisi gedung ini juga mengadopsi beban dinding pada pelat lantai, sehingga beban pada dinding didistribusikan merata terhadap pelat lantai atau dengan menambahkan balok anak setebal pelat lantai yang di atasnya terdapat dinding menumpu pelat.

Tabel 2.12 Kebutuhan Beban Pelat

Kebutuhan	Besaran	Satuan
Tebal Pelat	150	mm
Spesi Adukan + Ubin	20 + 10	mm
Volume Beton	24	kN/m ³
Volume Ubin	24	kN/m ³
Volume Adukan	21	kN/m ³
Plafon	0,2	kN/m ²
ME	0,25	kN/m ²
Dinding Bata Ringan	0,575	kN/m ²

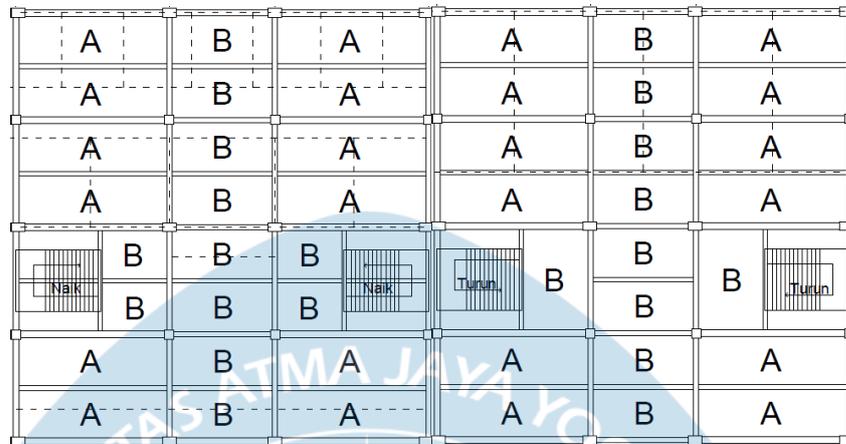
Sumber: Jurnal Studi Perbandingan Material Bata

Pembebanan pelat diklasifikasikan berdasarkan fungsi pelat yang disesuaikan terhadap kebutuhan kapasitas beban mati (Tabel 2.12). Fungsi pelat pada bangunan untuk beban mati terbagi menjadi lantai koridor dan ruang pertemuan. Area lantai koridor maupun ruang pertemuan memiliki beban yang terdiri atas beban pasir, ubin dan spesi, plafon, serta *mechanical electrical* (ME).

Pada pembebanan *finishing* adukan dan pemasangan ubin diasumsikan memiliki ketebalan 2 cm dan 1 cm. Khusus analisis beban *finishing* adukan dan ubin, nilai volume masing-masing dikalikan dengan tebal asumsi. Maka beban mati tambahan yang diperoleh pelat sebesar 1,11 kN/m². Sedangkan untuk penambahan beban dinding pada pelat didistribusikan merata tiap panel lantai.

Analisis beban dinding pada pelat lantai dilakukan sesuai kondisi pelat pada denah yang ditumpu oleh dinding. Penentuan beban dinding pada pelat lantai dianggap sebagai beban mati tambahan / *additional dead load* (ADL).

Perhitungan dinding diambil terhadap satu kondisi panel pelat lantai yang memiliki bentang total dinding terbesar.



Gambar 2.25 Letak Dinding Pada Pelat Lt. 1 dan 2

Meninjau Gambar 2.25, perletakan dinding berada pada panel pelat A maupun B pada masing-masing lantai. Distribusi beban merata dinding pada pelat diperoleh berdasarkan tinggi dinding dikalikan dengan bentang dinding terbesar tiap panel pelat lalu dikalikan berat bata ringan (kN/m^2). Hasil perkalian yang diperoleh dibagi dengan luas panel pelat yang ditumpu dinding terkait (Tabel 2.13). Detail gambar 2.25 dapat dilihat pada Lampiran Gambar Kerja (*Shop Drawing*).

Tabel 2.13 Rekapitulasi Distribusi Beban Merata Dinding

Tipe Pelat	Bentang Dinding (L_d)	Tinggi Dinding (h_d)	Berat Dinding (W_d)	Luas Pelat (A_p)	Beban Merata Dinding (Q_{md})
B Lt. 1	13,750 m	2,5 m	0,575 kN/m^2	38,775 m^2	0.5098 kN/m^2
A Lt. 1	15.120 m	2,5 m	0,575 kN/m^2	41,243 m^2	0,5270 kN/m^2
A, B Lt. 2	3,525 m	2,5 m	0,575 kN/m^2	41,243 m^2	0.1229 kN/m^2

Beban mati yang diperoleh kemudian diinputkan pada *software* ETABS tanpa menghitung beban sendiri pelat. Hal ini dikarenakan pada *software* ETABS sudah mengkalkulasi *self weight* beban mati sehingga jika beban sendiri pelat terhitung, maka akan menimbulkan pembebanan ganda.

Pembebanan pelat tidak hanya berlaku untuk beban mati saja, melainkan beban hidup yang bekerja pada pelat juga perlu disesuaikan. Besaran nilai beban yang digunakan pada beban hidup merujuk dalam fungsi

area pelat yang akan digunakan. Parameter kebutuhan beban hidup dapat dilihat dalam SNI 1727:2020 terkait beban hidup terdistribusi merata.

Tabel 2.14 Beban Hidup Terdistribusi Merata

Fungsi Pelat	Beban	Satuan
Koridor / Ruang Pertemuan	4,79	kN/m ²
Lantai Podium	7,18	kN/m ²

Sumber: Tabel 4.3-1 SNI 1727:2020

Melalui Tabel 2.14, fungsi pelat dikategorikan dalam tiga macam fungsi. Pelat tersebut juga memiliki fungsi yang dipengaruhi oleh desain gambar kerja arsitek terpilih. Panel pelat pada gedung ini mayoritas digunakan sebagai area koridor maupun ruang pertemuan. Namun, terdapat fungsi pelat lain yang mempengaruhi besaran nilai beban hidup yang bekerja yaitu area lantai podium.

2.8.7 Pembebanan Tangga

Struktur tangga terdiri atas dua bagian yang masing-masingnya memiliki kebutuhan beban berbeda. Pada dasarnya struktur tangga diklasifikasikan sebagai struktur sekunder yang diantaranya terdapat bordes dan bagian tangga itu sendiri. Adapun dalam perancangan gedung *coworking space* ini memiliki dua macam tangga dengan ukuran berbeda. Sehingga dibutuhkan beban masing-masing pada tangga yang digunakan.

Tabel 2.15 Kebutuhan Beban Tangga

Kebutuhan	Tangga Base – Lt. 1	Tangga Lt.1 – Lt. 2	Satuan
Tebal Pelat Bordes	130	130	mm
<i>Optrade</i>	185	160	mm
Spesi + Ubin	50	50	mm
Volume Beton	24	24	kN/m ³
Volume Ubin	21	21	kN/m ³
Sudut Tangga	31,66	29,74	°
<i>Railing</i>	1	1	kN/m ²
Beban Hidup	4,79	4,79	kN/m ²

Sumber: SNI 1727:2020 – Beban Hidup Terdistribusi Merata

Analisis perhitungan pembebanan tangga didasarkan pada nilai besaran beban yang telah diasumsikan seperti pada Tabel 2.15. Umumnya, beban tangga terbagi menjadi dua Bagian pembebanan. Pembebanan pertama dilakukan pada area tangga lapangan serta area pelat lantai tangga atau bordes.

Kedua bagian tersebut sama-sama perlu dilakukan analisis beban dikarenakan saling berhubungan untuk perancangan penulangan tulangan baja pada tangga.

Parameter yang dibutuhkan untuk masing-masing bagian memiliki ketentuan yang berbeda-beda seiring dengan kondisi umum tangga. Pada tangga area lapangan memiliki empat parameter yang dibutuhkan dalam analisis total beban tangga lapangan (q_{tg}). Beban total q_{tg} tidaklah kumulatif keseluruhan beban mati yang diperhitungkan, melainkan beban mati tambahan yang digunakan untuk pembebanan pada *software SAP2000* sebagai analisis momen tangga. Adapun persamaan yang dibutuhkan dalam perhitungan beban tangga lapangan sebagai berikut:

- berat sendiri tangga = $\frac{htg}{cosa} \times Volume\ Beton$ (21)
- berat anak tangga = $0,5 \times Optrade \times Volume\ Beton$ (22)
- berat spesi + ubin = $0,05 \times Volume\ Ubin$ (23)
- berat *railing* (asumsi) = 1 kN/m^2 (24)

Pada gedung *coworking space* memiliki dua struktur tangga dengan dimensi yang berbeda. Tangga pertama menghubungkan lantai *basement* dengan lantai satu, sedangkan tangga kedua menghubungkan lantai satu menuju lantai dua. Merujuk pada Tabel 2.15, bahwa tinggi *optrade* masing-masing tangga adalah berbeda, sehingga kondisi ini mempengaruhi beban mati yang timbul dilapangan (q_{tg}). Berdasarkan dari empat persamaan diatas, maka diperoleh total beban lapangan (q_{tg}) tangga *basement* sebesar $4,27\text{ kN/m}^2$. Sedangkan untuk tangga lantai satu q_{tg} sebesar $3,97\text{ kN/m}^2$.

Bagian kedua merupakan analisis beban bordes tangga (q_{bd}). Berikut persamaan yang dibutuhkan dalam perhitungan beban bordes tangga:

- berat sendiri tangga = $htg \times Volume\ Beton$ (25)
- berat ubin dan spesi = $0,05 \times Volume\ Ubin$ (26)
- berat *railing* (asumsi) = 1 kN/m^2 (27)

melalui persamaan diatas diperoleh nilai q_{bd} kedua tangga sebesar $2,05\text{ kN/m}^2$ untuk tangga *basement* dan tangga lantai satu.

Sifat tangga yang merupakan struktur sekunder menjadikan tangga tidak perlu mempertimbangkan struktur utama seperti balok utama dan kolom. Sehingga struktur tangga dapat dihitung secara terpisah tanpa mempertimbangkan struktur primer.

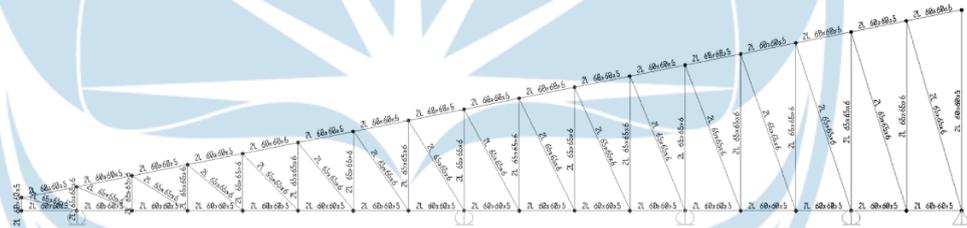
2.9 Pemodelan Struktur Gedung

Pemodelan struktur merupakan analisis model yang dilakukan dengan bantuan *software*. Pada pemodelan struktur gedung terbagi menjadi dua yaitu pemodelan struktur sekunder dan primer. Struktur sekunder dilakukan pemodelan terpisah seperti profil atap baja dan tangga menggunakan *SAP2000*. Sedangkan keseluruhan struktur primer yang mencakup kolom dan balok menggunakan *ETABS*.

2.9.1 Pemodelan *SAP2000*

2.9.1.1 Profil Atap Baja

Rincian pemodelan dengan *SAP2000* dilakukan untuk struktur profil atap. Profil atap dilakukan dua pemodelan dengan dimensi dan ukuran atap yang berbeda. Untuk atap bagian timur maupun barat memiliki bentang 25 m, sedangkan atap bagian tengah memiliki bentang 15 m dilakukan satu pemodelan yang sama terhadap atap dengan bentang atau dimensi terbesar.

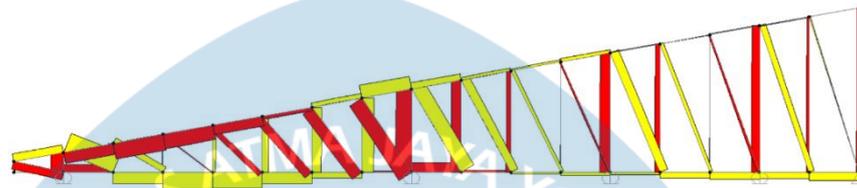


Gambar 2.26 Profil Atap Timur dan Barat

Pemodelan yang dilakukan terhadap profil tersebut (Gambar 2.26) menerapkan profil siku *double angle* dengan dimensi profil untuk eksterior 2L 60x60x5 dan 2L65x65x6 untuk interior. Pada atap diasumsikan menggunakan lima tumpuan yang menyesuaikan jumlah tumpuan pada balok ring atau kolom stuktur. Tumpuan atap menggunakan satu tumpuan sendi dan empat tumpuan rol. Profil atap baja tersebut juga dimodelkan berdasarkan kombinasi beban terfaktor yang diterapkan untuk beban mati, beban hidup, dan beban angin. Adapun kombinasi beban yang digunakan adalah sebagai berikut:

- 1,4D
- 1,2D + 1,6L
- 1,2D + 1,3Wind Kiri + 0,5L
- 1,2D + 1,3Wind Kanan + 0,5L

Masing-masing perletakan beban pada profil atap baja berada pada bagian buhul atau *joint* profil dan *frame* profil baja. Beban yang diletakkan pada buhul berupa beban mati dan beban hidup. Sedangkan beban pada *frame* merupakan beban tegak lurus bidang yang biasa diterapkan untuk beban angin. Contoh pembebanan dapat dilihat melalui Gambar 2.21 dan Gambar 2.23.

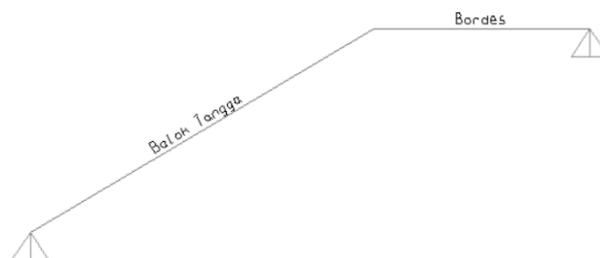


Gambar 2.27 Gaya Dalam Aksial Profil Baja

Pemodelan profil atap baja yang telah *running* kemudian menampilkan diagram gaya aksial sebagai gaya dalam yang terjadi pada profil atap, sehingga melalui data yang diperoleh dapat dilakukan analisis elemen profil atap baja (Gambar 2.27). Warna yang dihasilkan pada pemodelan tersebut menandakan profil batang mengalami beban tarik maupun tekan. Untuk warna kuning menandakan profil batang sedang mengalami tarik sedangkan merah menandakan profil batang sedang mengalami tekan.

2.9.1.2 Tangga

Perancangan pemodelan tangga terbagi menjadi dua yaitu tangga *basement* menuju lantai 1 dan tangga lantai 1 menuju lantai 2. Kedua pemodelan tangga dilakukan dengan dimensi tebal *frame* yang sama yaitu 130 mm. Tangga yang dimodelkan menganut jenis tumpuan sendi-sendi pada bagian bawah dan balok untuk perletakan bordes. Pemilihan tumpuan sendi-sendi diasumsikan supaya balok tidak mengalami perpindahan yang dapat meningkatkan besaran momen yang terjadi.



Gambar 2.28 Profil dan Tumpuan Tangga

Berdasarkan Gambar 2.28, digunakan dua *frame* berbeda untuk kondisi area tangga lapangan dan bordes. Melalui visual gambar tersebut didapatkan gaya dalam berupa momen yang digunakan untuk kontrol jumlah tulangan. Adapun kombinasi beban terfaktor yang digunakan dalam pemodelan tangga yaitu $1,4D$ dan $1,2D + 1,6L$. Detail gambar 2.28 dapat dilihat pada Lampiran Gambar Kerja (*Shop Drawing*)

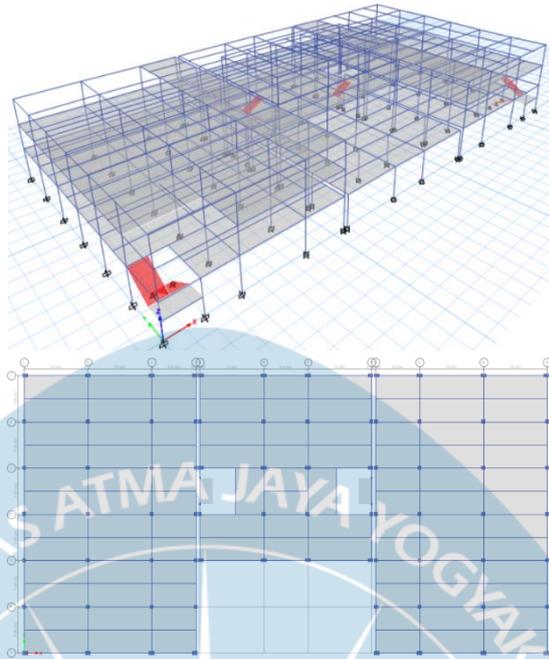


Gambar 2.29 Gaya Dalam Momen 3 Tangga

Momen yang terjadi pada tangga mengindikasikan warna kuning dan merah (Gambar 2.29). Untuk warna kuning menandakan area batang menerima momen positif, sedangkan warna merah menandakan momen negatif pada area batang.

2.9.2 Pemodelan *ETABS*

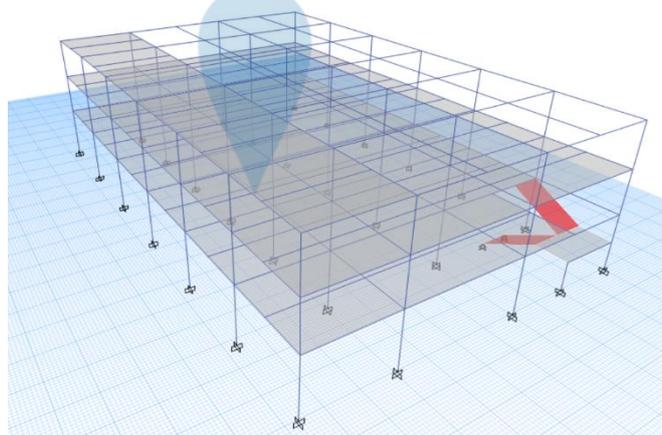
Penggunaan *software ETABS* diaplikasikan khusus untuk struktur gedung. Pada pemodelan ini dilakukan sesuai *layout* struktur pada denah dengan memisahkan analisis pemodelan sesuai dilatasi yang diberlakukan. Struktur *coworking space* terdapat dua dilatasi struktur yang tipikal sehingga dilakukan satu pemodelan dan satu pemodelan tipikal struktur. Pemisahan atau dilatasi struktur dapat dilihat pada melalui gambar berikut.



Gambar 2.30 *Pemodelan Coworking Space View 3D & Plan X-Y*

Berdasarkan Gambar 2.30, dilakukan analisis pemodelan sesuai dilatasi struktur yang diberlakukan. Dilatasi terbagi menjadi bagian timur dan barat tipikal struktur dan bagian tengah. Sehingga untuk bagian timur dan barat memiliki dimensi dan kondisi struktur tipikal dapat diperhitungkan analisis pemodelan salah satu saja. Sedangkan bagian tengah dimodelkan sendiri karena memiliki bentuk berbeda terutama pada bagian lantai satu dengan lantai di atasnya.

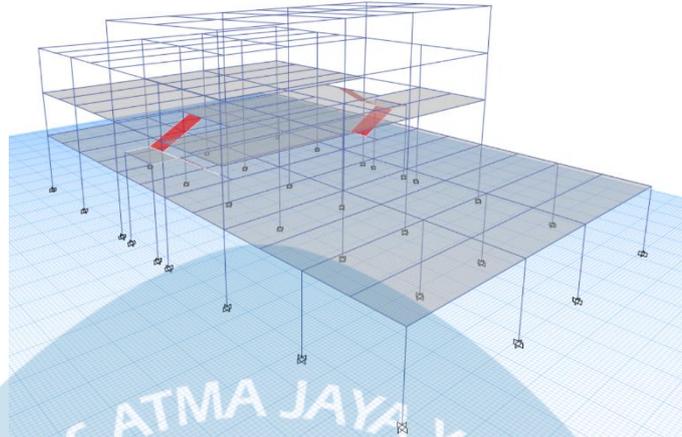
a. Dilatasi Timur dan Barat



Gambar 2.31 *Pemodelan Dilatasi Timur & Barat*

Pemodelan dilatasi timur dan barat memiliki satu area tangga dari *basement* menuju lantai satu seperti pada Gambar 2.31.

b. Dilatasi Tengah

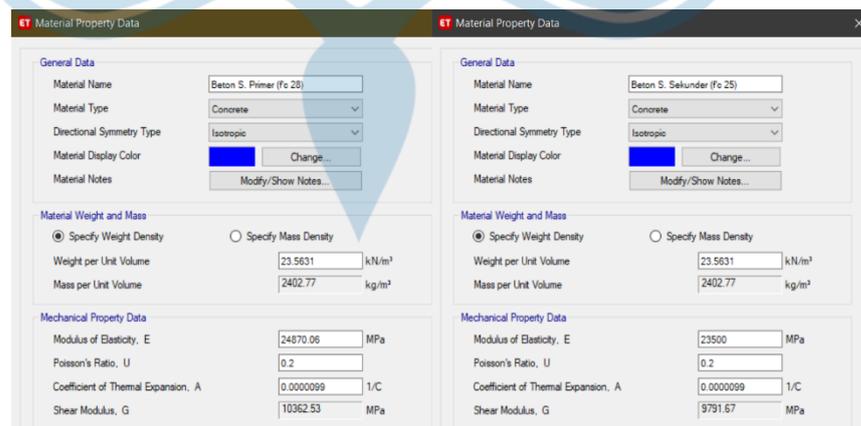


Gambar 2.32 Kombinasi Beban Struktur

Pada pemodelan dilatasi tengah memiliki bentuk yang berbeda terutama bagian lantai satu terdapat struktur taman yang menopang area taman di atasnya (Gambar 2.32).

Analisis pemodelan untuk masing-masing dilatasi memiliki data yang sama. Beban yang diterapkan dan kebutuhan data gempa hingga jenis dimensi *frame* balok dan kolom juga tipikal. Oleh karena itu, data parameter yang digunakan untuk pemodelan dapat disamakan untuk keseluruhan dilatasi pada struktur *coworking space*.

2.9.2.1 Data Material dan Mass Source



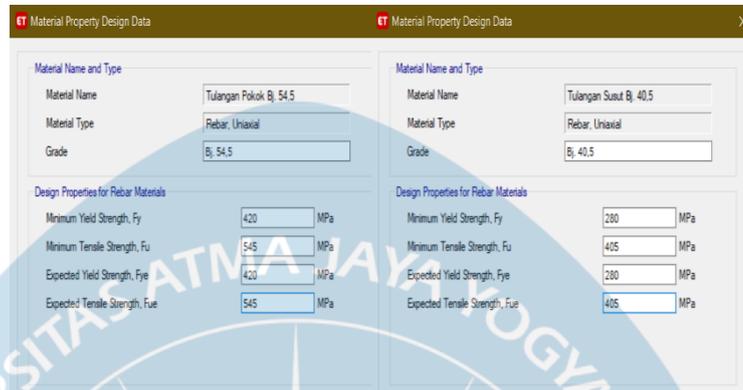
Material Name	Material Type	Directional Symmetry Type	Material Display Color	Material Notes
Beton S. Primer (f'c 28)	Concrete	Isotropic	Blue	
Beton S. Sekunder (f'c 25)	Concrete	Isotropic	Blue	

Material Weight and Mass	Material Weight and Mass
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density
<input type="radio"/> Specify Mass Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume: 23.5631 kN/m ³	Weight per Unit Volume: 23.5631 kN/m ³
Mass per Unit Volume: 2402.77 kg/m ³	Mass per Unit Volume: 2402.77 kg/m ³

Mechanical Property Data	Mechanical Property Data
Modulus of Elasticity, E: 24870.08 MPa	Modulus of Elasticity, E: 23500 MPa
Poisson's Ratio, U: 0.2	Poisson's Ratio, U: 0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C	Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C
Shear Modulus, G: 10362.53 MPa	Shear Modulus, G: 9791.67 MPa

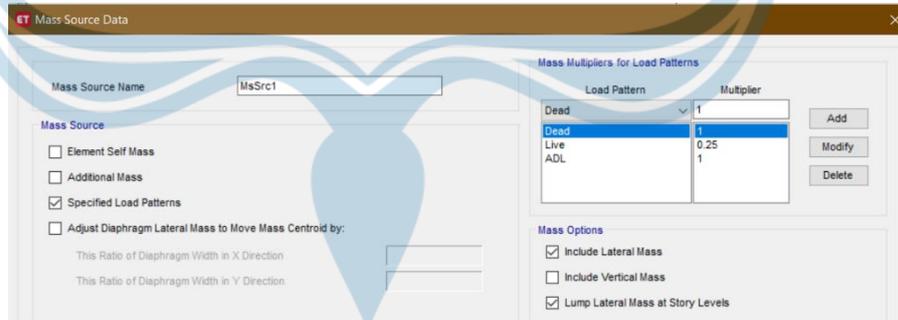
Gambar 2.33 Data Material Beton f'_c 28 dan 25 MPa

Properti material yang digunakan khusus untuk beton menggunakan kuat tekan (f'_c) rencana 28 dan 25 MPa. Kuat tekan 28 MPa digunakan pada struktur primer seperti kolom dan balok, serta pelat lantai, sedangkan 25 MPa pada struktur sekunder seperti tangga (Gambar 2.33).



Gambar 2.34 Data Material Tulangan f_y 420 dan 280 MPa

Baja tulangan yang digunakan pada beton memiliki mutu material f_y 420 dan 280 MPa. Untuk penggunaan tulangan baja dengan mutu material 420 MPa diterapkan pada tulangan longitudinal atau tulangan pokok, sedangkan 280 MPa diterapkan pada tulangan transversal atau tulangan Senggang (Gambar 2.34). Mutu tulangan dapat diperoleh menurut SNI 2052:2017 tentang baja tulangan.



Gambar 2.35 Data Mass Source

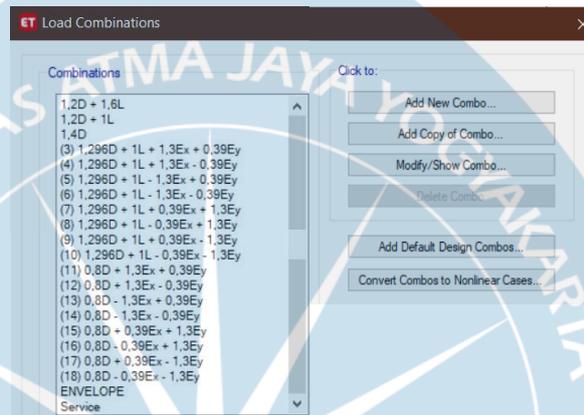
Besaran massa elemen struktur yang digunakan pada perhitungan massa beban dipertimbangkan berdasarkan beban yang diaplikasikan pada model. Perhitungan beban massa juga dapat diterapkan pada beban-beban lain yang ditambahkan sesuai perbesaran jenis bebannya (Gambar 2.35). Massa beban yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Beban DL + ADL} &= \text{Multiplier (1,00)} \\ \text{Beban LL} &= \text{Multiplier (0,25)} \end{aligned}$$

2.9.2.2 Kombinasi Beban dan Beban Gempa Statik

a. Kombinasi Beban

Pemodelan struktur menerapkan beberapa kombinasi beban untuk masing-masing beban mati, hidup, maupun gempa. Kombinasi beban yang digunakan merupakan kombinasi terfaktor *load and resistance factor design* (LRFD). Beban mati dan hidup terdapat 3 kombinasi yang digunakan, sedangkan beban statik gempa digunakan 18 ragam kombinasi beban.

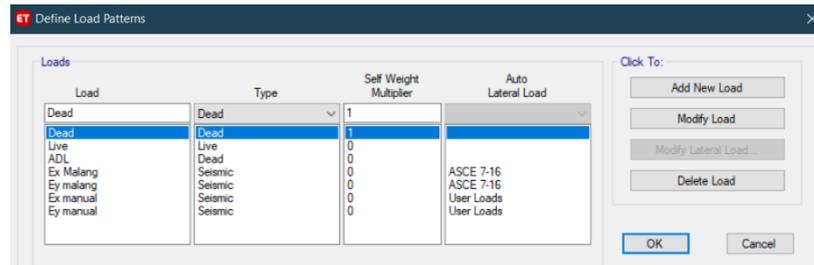


Gambar 2.36 Kombinasi Beban Terfaktor

Berdasarkan Gambar 2.36, terdapat 21 ragam kombinasi beban terfaktor, *ENVELOPE*, dan *service*. Khusus pada ragam kombinasi beban gempa digunakan gempa statik E_x dan E_y sesuai ASCE 7-16. Kombinasi *ENVELOPE* merupakan gabungan dari 21 ragam kombinasi beban terfaktor yang difungsikan untuk menentukan deformasi struktur terburuk berdasarkan kombinasi yang dimasukkan. Sedangkan untuk kombinasi beban *service* merupakan kombinasi terhadap faktor $D + L$ yang digunakan untuk pemeriksaan ketidakteraturan.

b. Beban Gempa Statik

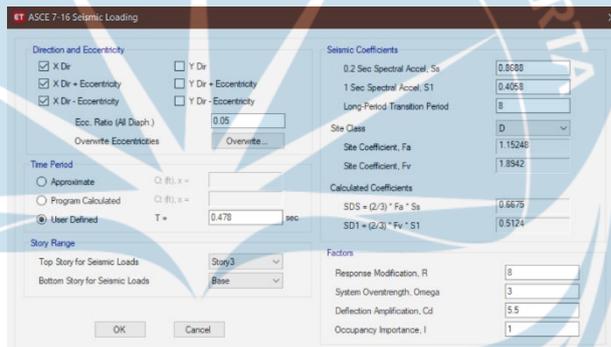
Analisis gempa statik untuk pemodelan struktur dilakukan dengan dua pendekatan perhitungan. Analisis pertama diperoleh berdasarkan perhitungan manual. Kedua, beban gempa statik disiapkan sesuai *code* yang berlaku (*ASCE 7-16*). Analisis beban gempa statik haruslah memiliki faktor kontrol untuk masing-masing beban statik.



Gambar 2.37 Load Pattern Beban Gempa Statik

Gempa statik E_x dan E_y dilakukan perbandingan terhadap *user loads* dengan ASCE 7-16. Nilai gempa statik *user loads* merupakan analisis massa beban gempa yang diperoleh berdasarkan analisis hitungan terhadap model struktur (Gambar 2.37). Hasil dari kedua parameter tersebut haruslah memiliki nilai yang kurang lebih sama supaya dapat teruji ketepatan dalam analisis yang dilakukan.

1) Analisis Beban Gempa ASCE 7-16



Gambar 2.38 Seismic Loading ASCE 7-16

Data gempa statik disesuaikan dengan perolehan nilai S_s , S_1 , R , C_d , I menurut SNI 1726:2019 dengan menyesuaikan data SRPMK yang didapatkan. *Time period* pada gempa statik digunakan *user defined* yang menyesuaikan periode gempa yang terjadi akibat pembebanan dan deformasi gedung (Gambar 2.38). Periode terkait harus disesuaikan dengan mode gempa 1 (arah Y) dan mode gempa 2 (arah X).

Kontrol kondisi deformasi mode gempa 1 dan 2 adalah translasi atau perpindahan. Apabila didapatkan kondisi puntir, maka *frame* kolom dapat diperpanjang pada dimensi sesuai prasyarat berlaku terhadap sumbu lemah kolom.

2) Analisis Beban Gempa *User Loads (Manual Methods)*

Pada perhitungan beban gempa statik dilakukan analisis terhadap berat massa bangunan gedung. Berat massa diperhitungkan untuk masing-masing komponen struktur pelat, balok induk, balok anak, kolom, dan dinding. Masing-masing komponen struktur memiliki urutan perhitungan yang berbeda. Oleh karena itu, dibutuhkan analisis detail terkait komponen yang mempengaruhi massa beban gempa.

Pertama, massa beban pelat diperhitungkan berdasarkan luas area bangunan dan penambahan beban merata dinding yang menumpu pada area pelat. Hasil luas area pelat (A_p) dapat dikalikan dengan nilai faktor beban mati (DL) yang diperoleh dari Tabel 2.12 terhadap koreksi berat dinding bata ringan (BD). Apabila terdapat beban merata dinding dapat diperhitungkan secara terpisah dengan mendistribusikan berat luasan dinding yang menumpu dengan luas area pelat yang ada.

$$\text{Berat massa pelat} = A_p \times (DL - BD) + \text{Beban Merata Dinding} \dots\dots\dots (28)$$

Kedua, analisis massa beban balok merupakan perhitungan terhadap luas penampang balok bersih tanpa tinggi pelat terhadap berat volume beton (Wh') sebesar 24 kN/m^3 . Massa beban balok diperhitungkan melalui panjang balok tipikal yang ditinjau berdasarkan dimensi dikalikan dengan jumlah baris balok tersebut.

$$\text{Berat massa balok} = \text{Jumlah balok per baris} \times W_h \dots\dots\dots (29)$$

Ketiga, analisis massa beban kolom memiliki kemiripan dengan massa beban balok dengan memperhitungkan jumlah kolom yang ditinjau. Perbedaan dalam analisis kolom adalah terdapat perhitungan tahanan *joint* untuk setengah lantai di atas (h_{k1}) maupun di bawahnya (h_{k2}). Apabila dalam suatu gedung terdapat tiga tingkat dengan tipikal 4 meter, maka untuk perhitungan tahanan *joint* pada lantai 2 jumlah kolom dikalikan dengan 2 meter tinggi lantai di atas dan 2 meter lantai di bawah. Terkecuali untuk kondisi *joint* hanya terdapat 1 lantai, maka analisis kolom dapat diwakilkan untuk keseluruhan tinggi lantai tersebut.

$$\text{Berat massa kolom} = \text{Jumlah kolom tinjau} \times (h_{k1} + h_{k2}) \times W_h \dots\dots\dots (30)$$

Keempat, pada analisis beban dinding digunakan tipe dinding bata ringan yang memiliki bert per 1 meter persegi sebesar 0,575 kN/m². Analisis diperhitungkan berdasarkan panjang dinding yang ditinjau dan dikalikan dengan setengah tinggi dinding lantai di atas (h_{d1}) maupun di bawahnya (h_{d2}). Hasil tersebut kemudian dikalikan dengan luas dinding per 1 meter persegi.

$$\text{Berat massa dinding} = \text{Panjang area dinding} \times (h_{d1} + h_{d2}) \times 0,575 \dots\dots\dots (31)$$

Masing-masing komponen massa beban untuk analisis gempa dilakukan pada tiap lantai. Meninjau massa gedung pada dilatasi timur maupun barat maka diperoleh hasil dari persamaan (28) hingga (31) melalui Tabel 2.16.

Tabel 2.16 Rekapitulasi Analisis Massa Beban Seismik Dilatasi Timur & Barat

Komponen Massa Beban	Satuan	Lantai 1	Lantai 2	Lantai Atap
Pelat	kN	5.371,98	5.360,42	1.376,52
Balok Induk	kN	1.622,25	1.622,25	3.925,55
Balok Anak	kN	439,74	439,74	-
Balok Ring	kN	-	-	1.370,26
Kolom Utama + Puntir	kN	1.935,36	1.105,92	552,96
Dinding ½ Bata	kN	426,64	253,78	263,22
W Seismik	kN	9.795,97	8.782,12	6.858,50

Khusus pada bagian massa beban atap diperhitungkan dengan penambahan gaya tekan aksial yang diakibatkan oleh *joint reactions* profil kuda-kuda sesuai gaya-gaya yang diperoleh melalui *SAP2000*.

3) Gaya Beban Gempa Statik Ekuivalen

Untuk kebutuhan analisis gaya beban gempa diperoleh berdasarkan faktor nilai koefisien respons seismik (C_s) dan gaya geser dasar (V). Berikut parameter yang dibutuhkan dalam kontrol gaya beban gempa seismik statik ekuivalen:

- Periode Fundamental (T_a)

Analisis yang dilakukan untuk periode ini merupakan pendekatan yang harus ditentukan sesuai persamaan berikut:

$$T_a = C_t \times h_n^x \dots\dots\dots (32)$$

Nilai periode pendekatan C_t dan x dapat diperoleh melalui SNI 1726:2019 – Tabel 17 dan 18. Mengacu pada faktor sistem rangka beton pemikul momen, maka didapatkan nilai C_t sebesar 0,0466 dan x sebesar 0,9. Untuk h_n merupakan ketinggian struktur keseluruhan gedung, sehingga didapatkan hasil T_a sebesar 0,469.

- Koefisien Respons Seismik (C_s)

Pada kontrol nilai C_s harus ditentukan melalui persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (33)$$

Keterangan:

I_e : faktor keutamaan gempa (SNI 1726:2019 Tabel 4)

Apabila nilai $T \leq T_L$, maka nilai C_s tidak perlu lebih besar dari persamaan berikut

$$C_s' = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I_e}\right)} \dots\dots\dots (34)$$

Keterangan:

T_L : long periods = 8 (rsa.ciptakarya.com) (detik)

Sedangkan untuk kontrol parameter nilai C_s min harus lebih besar dari 0,01.

$$C_s = 0,044S_{DS}I_e \geq 0,01 \dots\dots\dots (35)$$

Melalui persamaan (32) hingga (35) diperoleh nilai untuk C_s sebesar 0,0834, C_s' sebesar 0,1366, dan C_s min $0,0294 \geq 0,01$. Maka dari parameter tersebut digunakan nilai koefisien respons seismik (C_s) sebesar 0,0834.

- Gaya Geser Dasar (V)

Analisis gaya geser dasar (V) dapat ditentukan melalui persamaan berikut:

$$V = C_s \times W, \dots\dots\dots (36)$$

Keterangan:

W : berat seismik total (kN)

sehingga dari beberapa parameter yang telah diketahui dapat diperoleh nilai V sebesar 2122,365 kN.

- Gaya Gempa Statik (F_x)

Untuk nilai gaya gempa diperhitungkan pada masing-masing lantai. Parameter yang digunakan adalah faktor beban massa seismik

pada masing-masing lantai (W_x), tinggi kumulatif tiap lantai (h_x), faktor eksponen periode struktur (k), serta faktor distribusi vertikal (C_{vx}). Nilai eksponen (k) digunakan $k = 1$, karena nilai $T_a \leq 0,5$ detik.

Faktor gaya gempa statik dapat diperoleh melalui persamaan berikut:

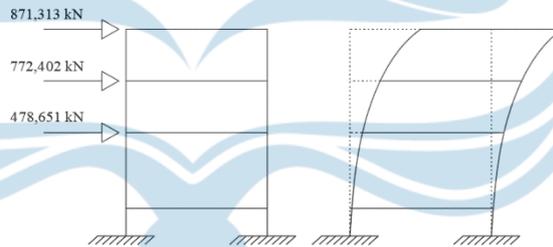
$$F_x = C_{vx} \times V \dots\dots\dots (37)$$

Hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 2.17 dengan nilai H_x merupakan kumulatif tinggi tingkat tiap lantai, serta nilai C_{vx} dari perolehan nilai $\frac{W_x \cdot h_x^k}{\sum W_x \cdot h_x^k}$ yang dikumulatikan harus sama dengan 1. Untuk hasil kumulatif gaya gempa statik (F_x) juga harus memiliki nilai dengan gaya geser dasar yang diperhitungkan (V).

Tabel 2.17 Analisis Gaya Gempa Statik (F_x)

Lantai	W_x (kN)	h_x (m)	$W_x \cdot h_x^k$	C_{vx}	F_x (kN)
Atap	6.858,50	13	89.160,50	0,41	871,313
2	8.782,12	9	79.039,04	0,36	772,402
1	9.795,97	5	48.979,856	0,23	478,651
Jumlah		27	217.179,40	1	2.122,365

Dari hasil perhitungan tersebut diperoleh faktor arah gempa statik seperti pada Gambar 2.39.



Gambar 2.39 Gaya Gempa Statik

2.10 Interpretasi *Output* Pemodelan

2.10.1 Gaya Dalam

Setelah melakukan pemodelan struktur menggunakan bantuan *software SAP2000* untuk analisis struktur atap dan tangga, *software ETABS* untuk analisis struktur balok dan kolom serta *software SPColumn* untuk perhitungan daya dukung struktur pada hubungan balok-kolom. Maka didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada struktur tersebut. Berikut rekapitulasi hasil output gaya dalam yang terjadi berdasarkan perhitungan komponen struktur yang ditinjau.

2.10.1.1 Gaya Dalam Struktur Atap

Output gaya dalam struktur atap yang digunakan pada perancangan ini dapat dilihat pada Tabel 2.18 dibawah ini.

Tabel 2.18 Gaya Dalam Balok

Profil	Gaya Dalam (kN)	
	Batang Tekan	Batang Tarik
Profil Eksterior 2L 60 × 60 × 5	-27,485	26,503
Profil Interior 2L 65 × 65 × 6	-24,328	30,775

2.10.1.2 Gaya Dalam Struktur Tangga

Output gaya dalam struktur tangga yang digunakan pada perancangan ini berdasarkan pembebanan dan kombinasi terfaktorkan dapat dilihat pada Tabel 2.19 dan 2.20 dibawah ini.

Tabel 2.19 Gaya Dalam Struktur Tangga Akibat Pembebanan

Tinjauan	Gaya Dalam	Satuan
<i>Bending Moment Diagram</i> Akibat <i>Dead Load</i>	9,53	kNm
<i>Shear Force Diagram</i> Akibat <i>Dead Load</i>	11,77	kNm
<i>Bending Moment Diagram</i> Akibat <i>Live Load</i>	10,17	kN
<i>Shear Force Diagram</i> Akibat <i>Live Load</i>	12,14	kN

Tabel 2.20 Gaya Dalam Struktur Tangga Akibat Kombinasi Pembebanan

	Tinjauan	Gaya Dalam	Satuan
<i>Moment</i>	1,4 <i>Dead Load</i>	9,53	kNm
	1,2 <i>Dead Load</i> + 1,6 <i>Live Load</i>	11,77	kNm
<i>Shear</i>	1,4 <i>Live Load</i>	10,17	kN
	1,2 <i>Dead Load</i> + 1,6 <i>Live Load</i>	12,14	kN

2.10.1.3 Gaya Dalam Struktur Balok

Output gaya dalam struktur balok yang digunakan pada perancangan ini dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.21 Gaya Dalam Balok

Area		Tinjauan	Satuan	B10
Kiri Balok	Tumpuan	Mu^+	kNm	167,557
		Mu^-	kNm	-757,156
		Vu	kN	380,977
	Lapangan	Mu^+	kNm	433,738
		Mu^-	kNm	-13,893
		Vu	kN	294,085
	Geser Gravitasi	Vg	kN	205,0443

Kanan Balok	Tumpuan	Mu^+	<i>kNm</i>	304,474
		Mu^-	<i>kNm</i>	-597,923
		Vu	<i>kN</i>	347,764
	Lapangan	Mu^+	<i>kNm</i>	433,738
		Mu^-	<i>kNm</i>	-13,893
		Vu	<i>kN</i>	294,085
	Geser Gravitasi	Vg	<i>kN</i>	343,499

2.10.1.4 Gaya Dalam Struktur Kolom

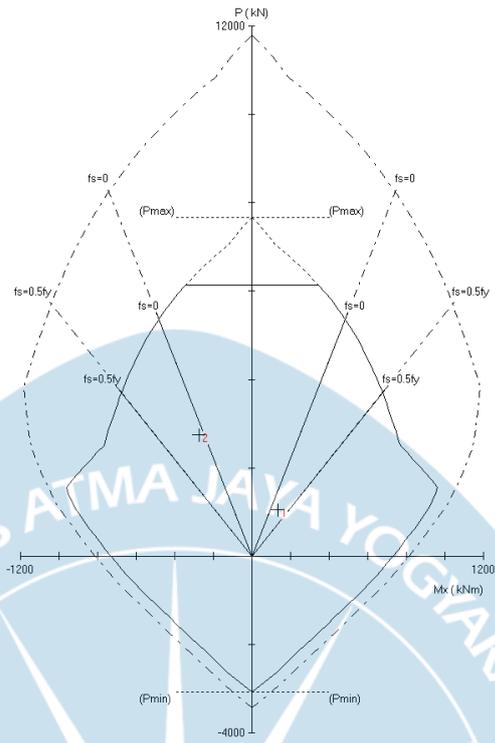
Output gaya dalam struktur kolom yang digunakan pada perancangan ini dapat dilihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 2.22 Gaya Dalam Kolom

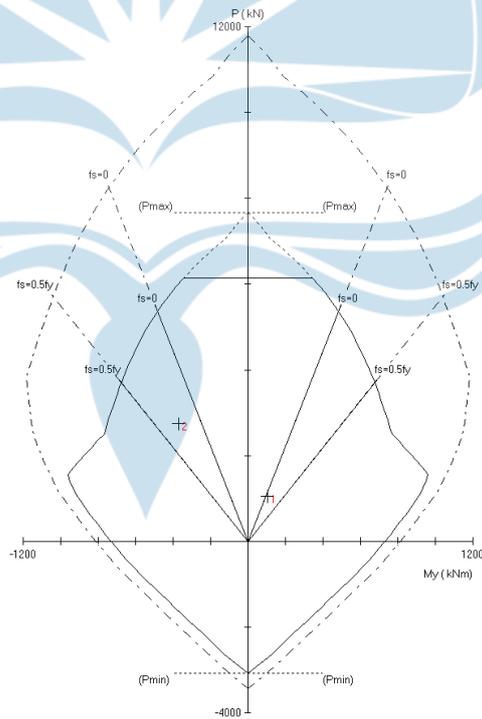
Tipe Kolom	Tinjauan	P (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	V (kN)
K7	P Max	1055,88	104,22	132,8	11,0657
	P Min	2754,61	-369,94	-273,6	

Untuk kontrol gaya dalam dapat ditinjau pada Gambar 2.40 dan 2.41 terkait diagram interaksi kolom. Pada gambar tersebut menunjukkan area yang gaya-gaya pada kolom yang masuk dalam batas aman atau kontrol terhadap asumsi jumlah tulangan dan berbagai parameter lain yang telah diterapkan pada *SPColumn*.

Pada diagram interaksi tersebut dianalisis berdasarkan *Uniaxial* terhadap sumbu X dan Y, sehingga hubungan balok dan kolom diperhitungkan pada masing-masing arah sumbu yang daling menerus satu sama lain.



Gambar 2.40 Diagram Interaksi SpColumn UniAxial X



Gambar 2.41 Diagram Interaksi SpColumn UniAxial Y

2.10.2 Ketidakberaturan

Ketidakberaturan struktur merupakan salah satu hal yang dijadikan pertimbangan dalam merencanakan suatu struktur bangunan yang aman. Struktur diklasifikasikan beraturan atau tidak beraturan berdasarkan kriteria yang tertuang dalam pasal 7.3.2 SNI 1726-2019 yang berisi klasifikasi struktur beraturan dan tidak beraturan. Dalam klasifikasi ini, ketidakberaturan ditinjau berdasarkan kriteria konfigurasi dari struktur bangunan yaitu, ketidakberaturan horizontal dan ketidakberaturan vertikal. Suatu struktur dikatakan struktur beraturan atau tidakberaturan ketika memenuhi pengecekan poin-poin yang dijabarkan seperti pada dibawah ini.

2.10.2.1 Ketidakberaturan Horizontal

Ketidakberaturan horizontal memiliki beberapa tipe dan pasal referensi yang akan digunakan dalam prosedur analisis yang diizinkan dalam pemberian berat seismik efektif struktur. Pada ketentuan ketidakberaturan horizontal ada beberapa tipe yang harus diperhatikan yaitu, ketidakberaturan torsi, ketidakberaturan torsi berlebihan, ketidakberaturan sudut dalam, ketidakberaturan diskontinuitas diafragma, ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang dan ketidakberaturan sistem nonparalel. Penjabaran klasifikasi tipe ketidakberaturan horizontal sebagai berikut:

1. Ketidakberaturan Torsi

1a. Ketidakberaturan Torsi

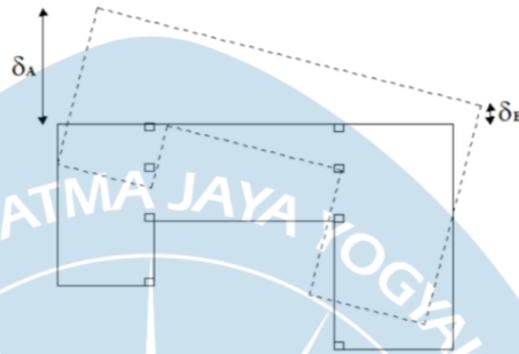
Ketidakberaturan torsi dinilai ada jikalau simpangan antar tingkat maksimum lebih besar dari 1,2 kali simpangan rata-rata antar tingkat yang terletak pada kedua ujung struktur. Persyaratan ini hanya berlaku pada struktur yang memiliki diafragmanya kaku atau setengah kaku.

1b. Ketidakberaturan Torsi Berlebihan

Ketidakberaturan torsi berlebihan dinilai ada jikalau simpangan antar tingkat masimum lebih besar 1,4 kali simpangan rata-rata antar tingkat yang terletak pada kedua ujung struktur. Persyaratan ini hanya

berlaku pada struktur yang memiliki diafragmanya kaku atau setengah kaku.

Dalam penjabaran ketidakberaturan torsi dan ketidakberaturan torsi berlebihan dapat dijelaskan dengan ilustrasi Gambar 2.42 dan dirumuskan seperti dibawah ini:



Gambar 2.42 Ketidakberaturan 1a dan 1b
(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 5)

Ketidakberaturan torsi 1a : $\max(\delta_A, \delta_B) > 1,2 \left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2} \right)$; KDS (ABC)

Ketidakberaturan torsi 1b : $\max(\delta_A, \delta_B) > 1,4 \left(\frac{\delta_A + \delta_B}{2} \right)$; KDS (DEF)

Peninjauan simpangan antar tingkat dengan nilai maksimum dibantu melalui *software ETABS*, sehingga didapatkan output dan analisis ketidakberaturan torsi yang ditinjau berdasarkan beban arah gempa X dan gempa Y pada tabel 2.23 berikut:

Tabel 2.23 Ketidakberaturan Torsi Tipe 1a Dan 1b Arah X

TABLE: Story Max Over Avg Drifts							
Story	Output Case	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek	
			mm	mm		1a	1b
Story3	Ex	X	2,590	2,206	1,174	< 1,2	< 1,4
Story2	Ex	X	4,199	3,554	1,181	< 1,2	< 1,4
Story1	Ex	X	4,673	3,847	1,215	< 1,2	< 1,4

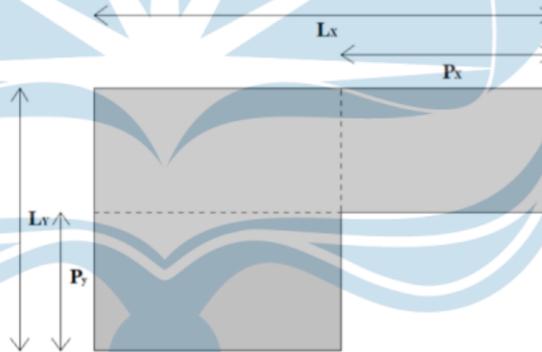
Tabel 2.24 Ketidakberaturan Torsi Tipe 1a Dan 1b Arah X

TABLE: Story Max Over Avg Drifts							
Story	Output Case	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Cek	
			mm	mm		1a	1b
Story3	Ey	Y	4,281	4,039	1,064	< 1,2	< 1,4
Story2	Ey	Y	6,323	5,98	1,057	< 1,2	< 1,4
Story1	Ey	Y	6,511	6,168	1,056	< 1,2	< 1,4

Berdasarkan tabel 2.24 rekapitulasi perhitungan ketidakberaturan torsi tipe 1a dan 1b untuk masing-masing arah X dan Y diketahui bahwa bangunan ini tidak mengalami ketidakberaturan torsi tipe 1a dan 1b.

2. Ketidakberaturan Sudut Dalam

Ketidakberaturan sudut dalam dinilai ada jika kedua dimensi pada proyeksi denah struktur dari lokasi sudut dalam memiliki lebih besar dari 15% total dimensi denah struktur dalam yang sedang ditinjau. Sehingga dapat diilustrasikan pada Gambar 2.43 dibawah ini.



Gambar 2.43 Ketidakberaturan 2
(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 5)

Berdasarkan analisis dan dimensi struktur pada bangunan ini. Bangunan ini tidak memiliki ketidakberaturan sudut dalam dikarenakan bangunan simetris berbentuk persegi.

3. Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Ketidakberaturan diskontinuitas diafragma dinilai ad ajika terdapat suatu diafragma yang memiliki diskontinuitas atau daerah terbuka (*void*) yang lebih dari 50% daerah *bruto* tertutup atau terdapat

perubahan kekakuan diafragma efektif melebihi 50% dari tingkat di atasnya. Ilustrasi penggambaran area bukaan pada Gambar 2.44 sebagai berikut:



Gambar 2.44 Ketidakberaturan 3
(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 5)

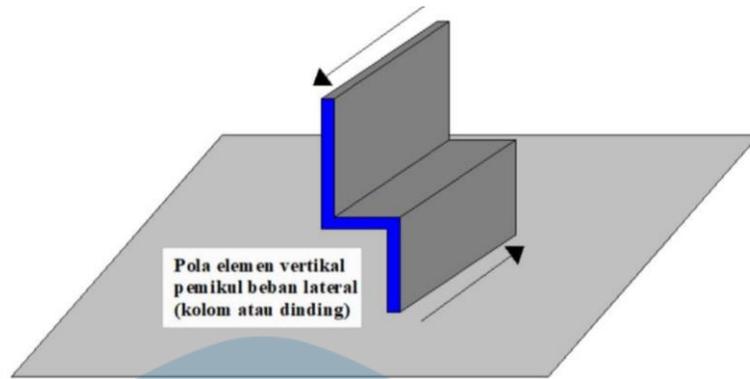
Hasil perhitungan area bukaan yang terjadi pada bangunan ini disetiap lantainya menyimpulkan bahwa gedung ini mengalami ketidakberaturan diskontinuitas diafragma pada lantai 3. Berikut dilampirkan tabel 2.25 hasil perhitungan:

Tabel 2.25 Ketidakberaturan Diskontinuitas Diafragma

Jenis	A bruto (m ²)	A Void (m ²)	50% A Bruto	Cek
Lantai 3	1137,87	846	568,935	YES
Lantai 2	1137,87	0	568,935	NO
Lantai 1	1137,87	35,25	568,935	NO

4. Ketidakberaturan Akibat Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang

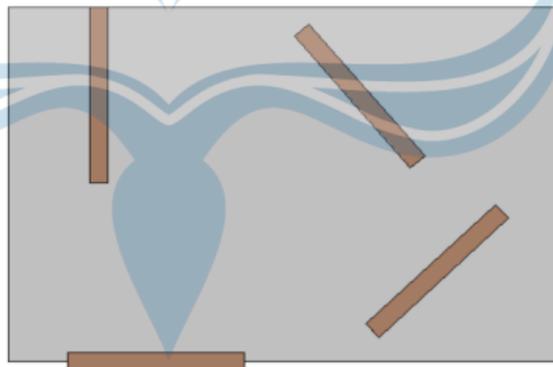
Ketidakteraturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang dinilai ada jika terdapat diskontinuitas dalam lintasan tahanan gaya lateral atau pergeseran yang searah tegak lurus terdapat bidang minimal dalam satu elemen vertikal. Berdasarkan analisis dan dimensi struktur pada bangunan ini. Bangunan ini tidak memiliki ketidakberaturan akibat pergeseran tegak lurus terhadap bidang. Ilustrasi penggambaran pergeseran pada elemen vertikal pada Gambar 2.45 sebagai berikut:



Gambar 2. 45 Ketidakberaturan 4
(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 5)

5. Ketidakberaturan Sistem Nonparalel

Ketidakberaturan sistem nonparalel dinilai ada jika elemen vertikal pemikul gaya lateral tidak berada secara paralel terhadap sumbu orthogonal utama sistem pemikul gaya seismik atau tidak searah sumbu x dan y bangunan. Berdasarkan analisis dan dimensi struktur pada bangunan ini. Bangunan ini tidak memiliki ketidakberaturan sistem nonparalel. Ilustrasi penggambaran elemen vertikal pada Gambar 2.46 sebagai berikut:



Gambar 2.46 Ketidakberaturan 5
(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 5)

2.10.2.2 Ketidakberaturan Vertikal

Ketidakberaturan vertikal memiliki beberapa tipe dan pasal referensi yang akan digunakan dalam prosedur analisis yang diizinkan dalam pemberian berat seismik efektif struktur. Pada ketentuan ketidakberaturan vertikal ada beberapa tipe yang harus diperhatikan yaitu, ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak, ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan, ketidakberaturan berat (massa), ketidakberaturan geometri vertikal, ketidakberaturan akibat diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul gaya lateral, ketidakberaturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat dan ketidakberaturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat. Penjabaran klasifikasi tipe ketidakberaturan vertikal sebagai berikut:

1. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

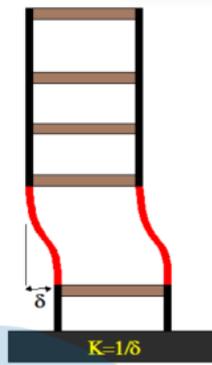
1a. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dinilai ada jika terdapat tingkat kekakuan laterannya kurang dari 70% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau jikalau lebih dari tiga tingkat maka kurang dari 80% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

1b. Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan

Ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan dinilai ada jika terdapat kekakuan lateralnya kurang dari 60% kekakuan lateral tingkat di atasnya atau jikalau lebih dari tiga tingkat maka kurang dari 70% kekakuan rata-rata tiga tingkat di atasnya.

Dalam penjabaran ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak dan ketidakberaturan kekakuan tingkat lunak berlebihan dapat dijelaskan dengan ilustrasi Gambar 2.47 dibawah ini:



Gambar 2.47 Ketidakberaturan 1
(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 6)

Tabel 2.26 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak

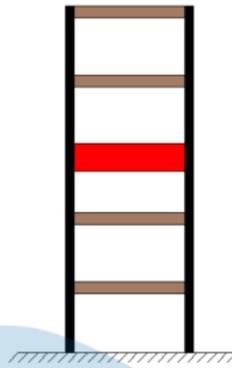
TABLE: Story Stiffness							
Story	Output Case	Stiff X	Check		Stiff Y	Check	
		kN/m	$70\%K_{i+1}$	cek	kN/m	$70\%K_{i+1}$	cek
Story 3	Ex & Ey	373516,84	0	-	210301,61	0	-
Story 2	Ex & Ey	505323,81	261461,79	NO	302734,63	147211,13	NO
Story 1	Ex & Ey	617437,15	353726,66	NO	378297,82	211914,24	NO

Tabel 2.27 Ketidakberaturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan

TABLE: Story Stiffness							
Story	Output Case	Stiff X	Check		Stiff Y	Check	
		kN/m	$60\%K_{i+1}$	cek	kN/m	$60\%K_{i+1}$	cek
Story 3	Ex & Ey	373516,84	0	-	210301,61	0	-
Story 2	Ex & Ey	505323,81	224110,1	NO	302734,63	126180,97	NO
Story 1	Ex & Ey	617437,15	303194,28	NO	378297,82	181640,78	NO

2. Ketidakberaturan Berat/Massa

Ketidakberaturan berat/massa dinilai ada jika massa efektif di sebarang tingkat lebih dari 150% massa efektif tingkat di dekatnya atau diruuskan kedalam $W_i > 150\% W_{i+1}$ atau $W_i > 150\% W_{i-1}$. Namun, atap yang lebih ringan dari lantai di bawahnya tidak perlu ditinjau. Sehingga dapat diilustrasikan pada Gambar 2.48 dan rumus dibawah ini.



Gambar 2.48 Ketidakberaturan 2
(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 6)

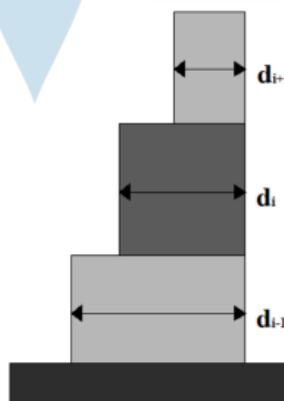
Berdasarkan tabel perhitungan dibawah, gedung ini mengalami ketidakberaturan berat/massa pada lantai satu dan lantai dua.

Tabel 2.28 Ketidakberaturan Berat/Massa

Story	Wi (Kg)	150%W _{i+1} (kg)	150%W _{i-1} (kg)	Check
Story3	634839,44	-	-	Tidak Ditinjau
Story2	1086518,81	952259,16	1695334,635	YES
Story1	1130223,09	1629778,215		YES

3. Ketidakberaturan Geometri Vertikal

Ketidakberaturan geometri vertikal dinilai jika dimensi horizontal sistem pemikul gaya sismik di sebarang tingkat lebih dari 130% dimensi horizontal pada sistem pemikul gaya seismik tingkat didekatnya atau dapat dirumuskan kedalam $d_i > 130\%d_{i+1}$ atau $d_i > 130\%d_{i-1}$. Penjabaran tersebut dapat dirumuskan kedalam rumus dan ilustrasi Gambar 2.49 sebagai berikut:



Gambar 2.49 Ketidakberaturan 3
(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 6)

Berdasarkan tabel perhitungan dibawah, gedung ini mengalami tidak ketidakberaturan geometri vertikal. Berikut hasil perhitungannya:

Tabel 2.29 Ketidakberaturan Geometri Vertikal Arah X

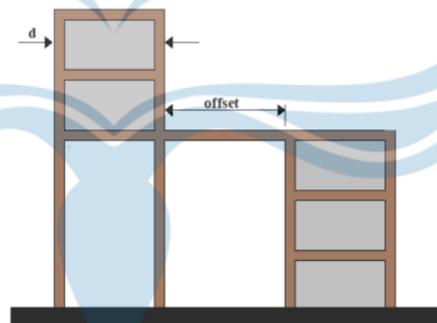
Story	Dimensi Horizontal Arah X (di) (m)	130% d_{i+1} (m)	130% d_{i-1} (m)	Check
Story 3	26,9	-	34,97	No.
Story 2	26,9	34,97	34,97	No.
Story 1	26,9	34,97	-	No.

Tabel 2.30 Ketidakberaturan Geometri Vertikal Arah Y

Story	Dimensi Horizontal Arah Y (di) (m)	130% d_{i+1} (m)	130% d_{i-1} (m)	Check
Story 3	42,3	-	54,99	No.
Story 2	42,3	54,99	54,99	No.
Story 1	42,3	54,99	-	No.

4. Ketidakberaturan diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul lateral

Ketidakberaturan diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul lateral dinilai ada jika pergeseran arah bidang elemen pemikul gaya lateral lebih besar dari panjang elemen itu atau terdapat reduksi kekakuan elemen pemikul di tingkat bawahnya. Penjabaran tersebut dapat diilustrasikan pada Gambar 2.50 sebagai berikut:



Gambar 2.50 Ketidakberaturan 4
(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 6)

Berdasarkan analisis dan dimensi struktur pada bangunan ini. Bangunan ini tidak memiliki ketidakberaturan diskontinuitas bidang pada elemen vertikal pemikul lateral karena tidak ada dimensi struktur yang *over* dari kolom maupun balok yang bersifat menerus dan simetris.

5. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Dan Lemah Berlebih Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

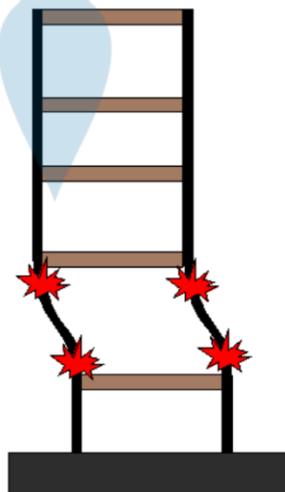
5a. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakteraturan tingkat lemah akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat dinilai ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 80% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.

5b. Ketidakberaturan Tingkat Lemah Berlebih Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat

Ketidakteraturan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat dinilai ada jika kekuatan lateral suatu tingkat kurang dari 65% kekuatan lateral tingkat di atasnya. Kekuatan lateral tingkat adalah kekuatan total semua elemen pemikul seismik yang berbagi geser tingkat pada arah yang ditinjau.

Dalam penjabaran ketidakberaturan tingkat lemah dan tingkat lemah berlebihan akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat dapat dijelaskan dengan ilustrasi Gambar 2.51 dan dirumuskan seperti dibawah ini:



Gambar 2.51 Ketidakberaturan 5
(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 6)

Berdasarkan Tabel 2.31 dan 2.32 perhitungan dibawah, gedung ini tidak mengalami ketidakberaturan tingkat lemah dan lemah berlebih akibat diskontinuitas pada kekuatan lateral tingkat. Berikut hasil perhitungannya:

Tabel 2.31 Ketidakberaturan Tingkat Lemah Dan Lemah Berlebih Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat Arah Sumbu X

Story	Vx (kN)	80%Vx _{i+1} (m)	Cek	65%Vx _{i+1} (m)	Cek
Story3	822,0813	-	-	-	-
Story2	1785,8126	657,665	NO	534,353	NO
Story1	2323,4619	1428,65	NO	1160,778	NO

Tabel 2.32 Ketidakberaturan Tingkat Lemah Dan Lemah Berlebih Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat Arah Sumbu Y

Story	Vy (kN)	80%Vy _{i+1} (m)	Cek	65%Vy _{i+1} (m)	Cek
Story3	846,3802	-	-	-	-
Story2	1810,3649	677,104	NO	550,147	NO
Story1	2323,9049	1448,292	NO	1176,737	NO

2.10.2.3 Konsekuensi Ketidakberaturan

Ketidakteraturan memiliki konsekuensi ketika hasil pengecekan bangunan terdeteksi dan memenehui syarat untuk dinilai masuk kedalam poin ketidakberaturan. Pedoman konsekuensi dari ketidakberaturan tertuang dalam SNI 1726-2019 “Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung”. Berikut konsekuensi yang harus dipertimbangkan dalam bangunan ini:

Tabel 2.33 Ketidakberaturan Horizontal Pada Struktur

	Tipe & Penjelasan Ketidakberaturan Horizontal	Cek	Pasal Referensi dan Konsekuensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a	Ketidakteraturan Torsi	NO	- Pasal 7.3.3.4 - Pasal 7.7.3 - Pasal 7.8.4.3 - Pasal 7.12.1 - Tabel 16 - Pasal 11.3.4	- D, E dan F - B, C, D, E dan F - C, D, E dan F - C, D, E dan F - D, E dan F - B, C, D, E dan F
1b	Ketidakteraturan Torsi Berlebihan	NO	- Pasal 7.3.3.1 - Pasal 7.3.3.4 - Pasal 7.3.4.2 - Pasal 7.7.3 - Pasal 7.8.4.3 - Pasal 7.12.1 - Tabel 16 - Pasal 11.3.4	- E dan F - D - B, C dan D - C dan D - C dan D - D - B, C dan D
2	Ketidakteraturan Sudut Dalam	NO	- Pasal 7.3.3.4 - Tabel 16	- D, E dan F - D, E dan F
3	Ketidakteraturan Diskontinuitas Diafragma	YES	- Pasal 7.3.3.4 - Tabel 16	- D, E dan F - D, E dan F

4	Ketidakteraturan Sistem Pergeseran Tegak Lurus Terhadap Bidang	NO	- Pasal 7.3.3.3 - Pasal 7.3.3.4 - Pasal 7.7.3 - Tabel 16 - Pasal 11.3.4	- B, C, D, E dan F - D, E dan F - B, C, D, E dan F - D, E dan F - B, C, D, E dan F
5	Ketidakteraturan Sistem Paralel	NO	- Pasal 7.5.3 - Pasal 7.7.3 - Tabel 16 - Pasal 11.3.4	- C, D, E dan F - B, C, D, E dan F - D, E dan F - B, C, D, E dan F

Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 13

Tabel 2.34 Ketidakteraturan Vertikal Pada Struktur

Tipe & Penjelasan Ketidakteraturan Vertikal		Cek	Pasal Referensi dan Konsekuensi	Penerapan Kategori Desain Seismik
1a	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak		- Tabel 16	- D, E dan F
1b	Ketidakteraturan Kekakuan Tingkat Lunak Berlebihan		- Pasal 7.3.3.1 - Tabel 16	- C, D, E dan F - B, C, D, E dan F
2	Ketidakteraturan Berat /Massa	YES	- Tabel 16	- D, E dan F
3	Ketidakteraturan Geometri Vertikal	NO	- Tabel 16	- D, E dan F
4	Ketidakteraturan Akibat Diskontinuitas Bidang Pada Elemen Vertikal Pemikul Gaya Lateral	NO	- Pasal 7.3.3.3 - Pasal 7.3.3.4 - Tabel 16	- B, C, D, E dan F - D, E dan F - D, E dan F
5a	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat	NO	- Pasal 7.3.3.1 - Tabel 16	- E dan F - D, E dan F
5b	Ketidakteraturan Tingkat Lemah Berlebihan Akibat Diskontinuitas Pada Kekuatan Lateral Tingkat	NO	- Pasal 7.3.3.1 - Pasal 7.3.3.2 - Tabel 16	- D, E dan F - B dan C - D, E dan F

Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 14

Berdasarkan analisis ketidakteraturan horizontal dan ketidakteraturan vertikal pada bangunan ini, terdapat beberapa poin yang mengakibatkan bangunan ini mengalami ketidakteraturan. Penerapan konsekuensi dari adanya ketidakteraturan dibuat agar mengurangi risiko kegagalan struktur pada bangunan. Ketentuan konsekuensi yang harus diperhatikan tertuang dalam pasal referensi.

Konsekuensi yang diperhatikan dan dipertimbangkan dalam ketidakteraturan horizontal pada bangunan timur yaitu pada ketentuan tiga yang berbunyi ketidakteraturan diskontinuitas diafragma. Pada ketentuan poin tersebut konsekuensi yang harus diperhatikan dan dipertimbangkan tertuang pada pasal 7.3.3.4 dan tabel 16. Pada pasal 7.3.3.4 menjelaskan

pada gaya desain yang ditentukan berdasarkan 0 harus ditingkatkan 25% untuk elemen-elemen sistem pemikul gaya seismik pada sambungan antara diafragma dengan elemen vertikal dengan elemen kolektor. Sedangkan untuk tabel 16 menentukan prosedur analisis yang diizinkan. Pada bangunan timur dengan kategori desain seismik D dan karakteristik struktur berupa struktur dengan kategori risiko I dan II yang tidak melebihi 2 tingkat di atas dasar diizinkan pada analisis gaya lateral ekuivalen, analisis spektrum respons ragam dan prosedur respons riwayat waktu seismik.

Konsekuensi yang diperhatikan dan dipertimbangkan dalam ketidakberaturan vertikal pada bangunan timur yaitu pada ketentuan dua yang berbunyi ketidakberaturan berat / massa. Pada ketentuan poin tersebut konsekuensi yang harus diperhatikan dan dipertimbangkan tertuang pada tabel 16. Pada tabel 16 menentukan prosedur analisis yang diizinkan. Pada bangunan timur dengan kategori desain seismik D dan karakteristik struktur berupa struktur dengan kategori risiko I dan II yang tidak melebihi 2 tingkat di atas dasar diizinkan pada analisis gaya lateral ekuivalen, analisis spektrum respons ragam dan prosedur respons riwayat waktu seismik.

2.10.3 Simpangan Antar Lantai

Penentuan simpangan antar tingkat (Δ) untuk mengetahui perpindahan yang terjadi secara lateral relative pada dua tingkat bangunan yang berdekatan atau simpangan secara horizontal antar tingkat bangunan. Berdasarkan pasal 7.8.6 SNI 1726-2019 tentang penentuan simpangan antar tingkat. Nilai Δ harus dihitung sebagai perbedaan simpangan pada pusat massa di atas dan di bawah tingkat yang dianalisis yang dirumuskan $\delta_x = C_d \delta_{xe} / I_e$. Diizinkan untuk menghitung nilai simpangan pada dasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat masa di atasnya apabila pusat massa tidak segaris dalam arah vertikal.

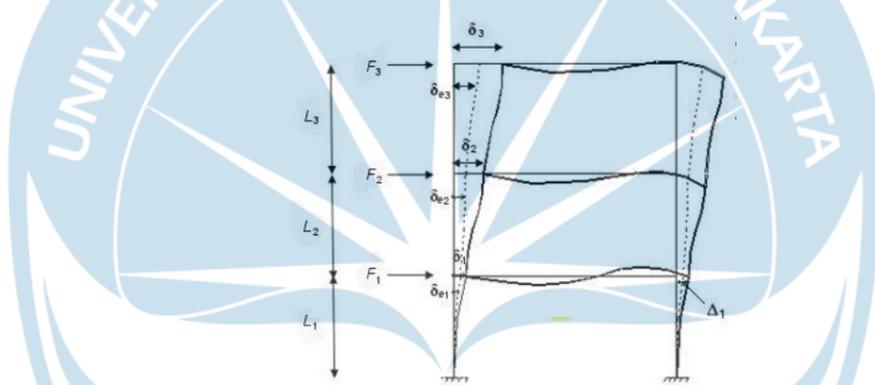
Berdasarkan data intepretasi uji tanah dengan kategori risiko II dan nilai kategori desain seismik D dengan rincian yaitu serta faktor keutamaan gempa (I_e) sebesar 1, Koefisien modifikasi respons (R) sebesar 8, faktor kuat lebih sistem (Ω_0) sebesar 3, faktor pembesaran defleksi (C_d) sebesar 5,5 dan faktor redundansi (ρ) serta ketidakberaturan struktur. Maka diperoleh

simpangan antar tingkat izin (Δ_a) berdasarkan table 2.35 sebesar $0,025h_{sx}^c$ dan diilustrasikan berdasarkan Gambar 2.52.

Tabel 2.35 Simpangan Antar Tingkat Izin, $\Delta_a^{a,b}$

Struktur	Kategori Risiko		
	I atau II	III	IV
Struktur, selain dari struktur dinding geser batu bata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi, langit-langit dan sistem dinding eksterior yang telah didesain untuk mengakomodasi simpangan antar tingkat.	$0,025h_{sx}^c$	$0,020h_{sx}^c$	$0,015h_{sx}^c$
Struktur dinding geser kantilever batu bata	$0,010h_{sx}^c$	$0,010h_{sx}^c$	$0,010h_{sx}^c$
Struktur dinding geser batu bata lainnya	$0,007h_{sx}^c$	$0,007h_{sx}^c$	$0,007h_{sx}^c$
Semua struktur lainnya	$0,020h_{sx}^c$	$0,015h_{sx}^c$	$0,010h_{sx}^c$

Sumber: SNI 1726-2019 Tabel 20



Gambar 2.52 Penentuan Simpangan Antar Tingkat
(Sumber: SNI 1726-2019 Gambar 10)

Berdasarkan analisis perhitungan berat total secara manual dan bantuan *software* ETABS 18 simpangan antar lantai yang terjadi dapat dikatakan aman karena tidak melebihi batas limit dari simpangan antar lantai. Penjabaran perhitungan yang diperoleh sebagai berikut perbandingan berat total pada tabel 2.36, batas simpangan antar lantai arah X pada tabel 2.37, simpangan antar lantai arah Y tabel 2.38 dan membentuk grafik seperti Gambar 2.53.

Tabel 2.36 Perbandingan Berat Total Struktur Secara Manual dan Software ETABS 18

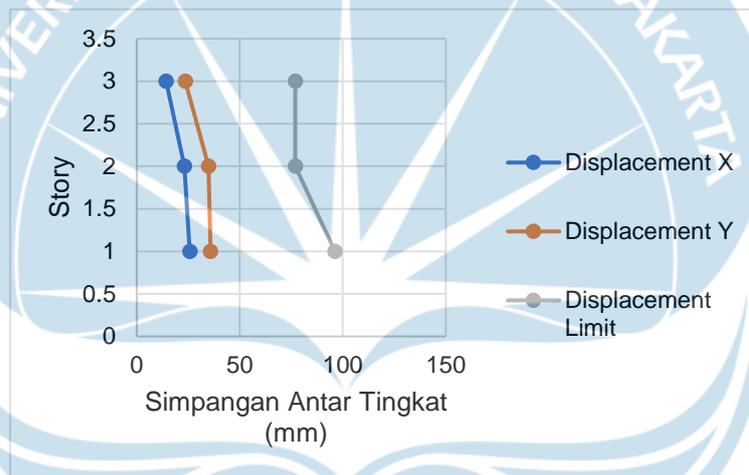
Lantai	Manual	Etabs 18
	Massa (kg)	
Story3	6858,50	6348,39
Story2	8782,12	10865,19
Story1	9795,97	11302,23

Tabel 2.37 Batas Simpangan Antarlantai Arah X

Story	h (mm)	δ_{ex}	δ_x	Δ_x	Drift Limit	Cek
					$\Delta_{max h}$	
3	4000	14,553	80,042	12,502	77	OK
2	4000	12,280	67,540	27,088	77	OK
1	5000	7,355	40,453	40,453	96	OK

Tabel 2.38 Batas Simpangan Antarlantai Arah Y

Story	h (mm)	δ_{eY}	δ_Y	Δ_Y	Drift Limit	Cek
					$\Delta_{max h}$	
3	4000	15,754	86,647	16,126	77	OK
2	4000	12,822	70,521	30,888	77	OK
1	5000	7,206	39,633	39,633	96	OK



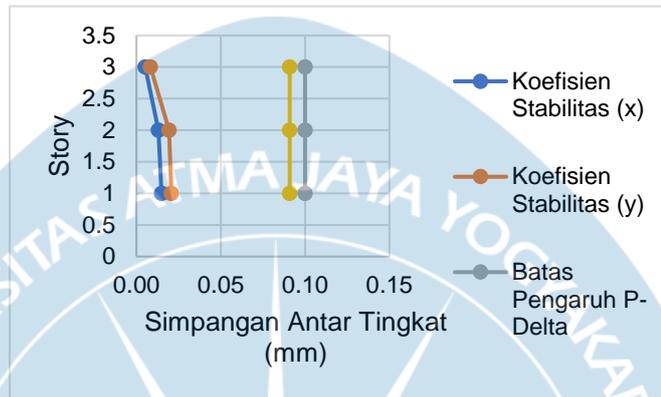
Gambar 2.53 Grafik Simpangan Antar Tingkat

2.10.4 Pengaruh P-Delta

Pengaruh P-Delta berfungsi untuk menentukan antara batasan simpangan antar tingkat tidak boleh melebihi simpangan antar tingkat izin. Pedoman ini tertuang pada pasal 7.8.7 SNI 1726-2019 “Pengaruh P-Delta”. Pengaruh P-Delta tidak perlu diperhatikan apabila nilai momen dan geser tingkat, momen elemen struktur yang dihasilkan dan gaya serta simpangan antar tingkat yang diakibatkannya memiliki nilai $\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$ kurang dari 0,1 dan untuk nilai $\theta_{max} = 0,5 / \beta C_d$ kurang dari 0,25. Dari pedoman dan analisis yang telah dilakukan, didapatkan pengecekan seperti pada Tabel 2.39 dan grafik pada Gambar 2.54 berikut:

Tabel 2.39 Pengaruh P-Delta

Story	Story Forces			Koefisien Stabilitas		Batas Pengaruh P-Delta	Batas Stabilitas Struktur, θ_{max}	Cek
	P	V _x	V _y	θX	θY			
	(kN)	(kN)	(kN)					
3	8584.01	1068.71	1100.29	0.0052	0.0083	0.1	0.0909	OK
2	28857.26	2321.56	2353.47	0.0131	0.0194	0.1	0.0909	OK
1	48099.24	3020.5	3021.08	0.0149	0.0207	0.1	0.0909	OK



Gambar 2.54 Grafik Pengaruh P-Delta

2.11 Perancangan Struktur Atap

Pembebanan atap merupakan distribusi beban dari gording, berat penutup atap, dan berat plafon, serta berat kuda-kuda atap. Sehingga membutuhkan perhitungan detail berkaitan dengan beban dan arah beban yang bekerja. Perancangan atap mengacu dalam “Panduan Praktik Perancangan Bangunan Gedung” yang dirancang dengan menggunakan profil kanal C untuk mendistribusikan beban atap menuju kuda-kuda atap. Penggunaan tipe atap yang diterapkan adalah melalui material atap galvalum yang secara langsung diteruskan menuju gording tanpa menggunakan tambahan struktur berupa kaso maupun usuk.

2.11.1 Gording

Pada perancangan gording tiap bagian atap terbagi menjadi 2 tipe kuda-kuda dengan jarak yang berbeda. Kuda-kuda bagian utara memiliki jarak antar kuda-kuda sebesar 3,45 meter, sedangkan jarak antar kuda-kuda atap bagian timur dan barat sebesar 3,525 meter. Perancangan defleksi dan tegangan gording sangat dipengaruhi oleh bentang jarak antar kuda-kuda yang semakin besar ukuran profil yang digunakan. Jarak gording terpanjang berada pada atap

bagian timur dan barat dengan jarak antar kuda-kuda mencapai panjang sebesar 3,525 meter. Oleh karena itu, menjadi prioritas analisis profil gording untuk mencapai tegangan maupun defleksi yang terjadi secara maksimal.

Analisis perancangan gording memiliki beberapa *trial* atau percobaan dalam menyesuaikan jenis profil gording yang digunakan terhadap tegangan dan defleksi yang diperoleh. Kapasitas gording diharapkan mampu memberikan kekuatan semaksimal mungkin sehingga profil gording dapat efektif dalam segi material yang dipilih dengan kekuatan profil tertentu terhadap beban yang ditanggung.

Tabel 2.40 Perbandingan Analisis Kekuatan Profil Gording

Profil Gording	Luas Penampang m ²	Tegangan (<i>f_b</i>) MPa	Defleksi (<i>δ</i>) mm
C 100x50x20x2,3	517	205,12	7,95
C 100x50x20x2,5	539	191,11	7,44
C 100x50x20x3,0	661	165,10	6,49

Berdasarkan Tabel 2.40 profil gording terpilih melalui pertimbangan kontrol tegangan yang memberikan kapasitas tegangan profil aman terhadap tegangan leleh baja (≤ 240 MPa). Melalui beberapa jenis ukuran profil pada Tabel 2.40, digunakan profil C 100x50x20x2,3 sebagai dasar pertimbangan profil terkecil yang masih mencukupi syarat aman tegangan dan defleksi serta biaya profil.

Profil gording yang digunakan adalah profil kanal C 100 x 50 x 20 x 2,3 dengan spesifikasi pada Tabel 2.41 sebagai berikut:

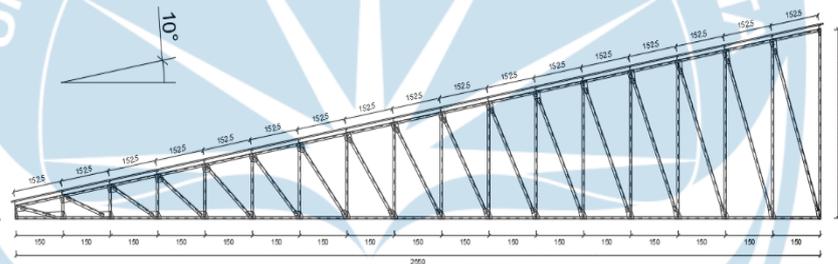
Tabel 2.41 Spesifikasi Profil Gording dan Keterangan Beban

Rincian	Nilai	Satuan
Derajat Kuda-Kuda (α)	10	°
Jarak a	1,5	m
Jarak b	0	m
Jarak Antar Gording	1,525	m
Berat Atap	0,2	kN/m'
Berat Plafon	0,2	kN/m'
Tebal Profil Kanal C	2,3	mm
A (<i>Section Area</i>)	517	mm ²
<i>Weight Unit</i>	4,06	Kg/m
<i>I_x</i> (<i>Geometrical Moment of Inertia</i>)	810000	mm ⁴
<i>I_y</i> (<i>Geometrical Moment of Inertia</i>)	190000	mm ⁴
<i>Z_x</i> (<i>W3</i>) (<i>Modulus of Section</i>)	16100	mm ³
<i>Z_y</i> (<i>W2</i>) (<i>Modulus of Section</i>)	6000	mm ³
<i>r_x</i> (<i>Radius of Gyration</i>)	3,95	cm

r_y (Radius of Gyration)	1,92	cm
C_y (Center of Gravity)	1,86	cm
X_o (Shear Center)	4,46	cm
J (Torsion Constant)	912	cm ⁴
C_w (Warping Constant)	496	cm ⁶
Ø (SNI 03-1729:2002, Tabel 6.4-2)	0,9	
L (Jarak Kuda-Kuda)	3,525	m
L1 (Bentang Miring Atap)	15,25	m
E (Modulus Elastis Baja)	200000	MPa

Sumber: Panduan Praktik Perancangan Bangunan Gedung, Ir. Haryanto YW, M.T, 2021

Berdasarkan data-data yang diperoleh sesuai profil yang digunakan maka analisis gording dapat dilakukan untuk mendapatkan tegangan dan defleksi semaksimal mungkin. Perhitungan gording dimulai dengan melakukan analisis pembebanan yang terjadi pada gording hingga tegangan dan defleksi gording, kemudian diteruskan menuju kuda-kuda atap.

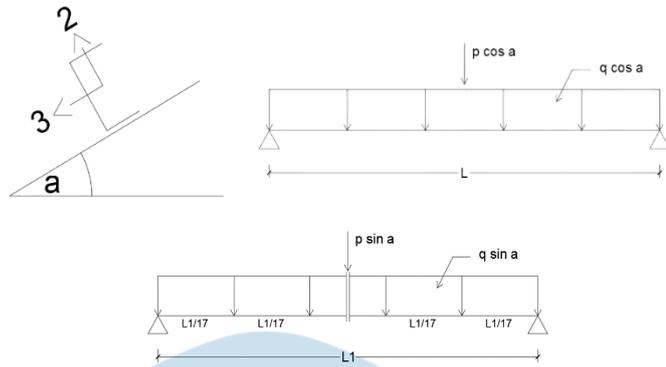


Gambar 2.55 Kuda-Kuda Atap Timur

Profil rangka kuda-kuda atap utara memiliki bentang sepanjang 25,5 meter dengan tinggi 5 meter. Rangka kuda-kuda tersebut terbagi atas 17 pias dengan jarak 1,5 meter. Sehingga jarak antar gording dapat diperoleh pada bentang miring kuda-kuda tiap 17 pias (Gambar 2.55). Detail gambar 2.55 dapat dilihat pada Lampiran Gambar Kerja (*Shop Drawing*).

2.11.1.1 Rencana Momen Gording

Momen gording merupakan deformasi bentuk pada profil gording yang dipengaruhi oleh beban angin, beban mati, beban hidup, maupun beban berat sendiri profil gording. Momen yang terjadi pada gording diklasifikasikan dengan dua arah momen yaitu momen arah sumbu 2 tegak lurus bidang gording, sedangkan momen arah sumbu 3 sejajar arah bidang (Gambar 2.56).



Gambar 2.56 Momen Gording

a. Momen Arah Sumbu 2

Analisis momen untuk sumbu 2 mempengaruhi profil gording mengalami deformasi terhadap sisi kanal “C”, sehingga pada momen arah 2 diperhitungkan sebanyak 17 pias sesuai kebutuhan yang ada. Persamaan yang digunakan dalam analisis momen arah 2 dilakukan terhadap beban mati maupun hidup. Berikut persamaan masing-masing beban:

$$- M_{2,D} = \frac{1}{8} q \sin \alpha \left(\frac{L_1}{17}\right)^2 \text{ (Dead load)} \dots\dots\dots (38)$$

$$- M_{2,L} = \frac{1}{4} p \sin \alpha \left(\frac{L_1}{17}\right) \text{ (Live load)} \dots\dots\dots (39)$$

*untuk L1 adalah bentang sisi miring atap, q adalah beban mati yang ditimbulkan, dan p adalah beban hidup. Nilai q dan p dapat ditinjau dalam sub-bab pembebanan gording

Berdasarkan persamaan diatas maka diperoleh kapasitas momen arah sumbu 2 untuk beban mati sebesar 0,0328 kNm dan 0,0662 kNm untuk beban hidup.

b. Momen Arah Sumbu 3

Sama halnya dengan momen arah sumbu 2, arah sumbu 3 juga melibatkan deformasi gording tetapi terjadi pada penampang sisi atas maupun bawah gording sepanjang jarak antar kuda-kuda. Pada gedung *coworking space* memiliki tiga atap dengan bentuk sama tetapi berbeda ukuran dan penempatan. Melihat pada jarak antar kuda-kuda terpanjang berada pada rangka atap timur. Sehingga analisis momen arah sumbu 3 mengacu pada bentang jarak kuda-kuda timur sebesar 3,525 meter.

Pada momen arah sumbu 3 juga melakukan analisis terhadap beban mati dan beban hidup. Berikut persamaan yang digunakan:

$$- M_{3,D} = \frac{1}{8} q \sin \alpha (L)^2 \text{ (Dead load) } \dots\dots\dots (40)$$

$$- M_{2,L} = \frac{1}{4} p \sin \alpha (L) \text{ (Live load) } \dots\dots\dots (41)$$

*untuk L adalah jarak antar kuda-kuda, q adalah beban mati yang ditimbulkan, dan p adalah beban hidup. Nilai q dan p dapat ditinjau dalam sub-bab pembebanan gording

Berdasarkan persamaan diatas maka diperoleh kapasitas momen arah sumbu 3 untuk beban mati sebesar 0,9947 kNm dan 0,8679 kNm untuk beban hidup.

c. Momen *Ultimate*

Pada momen *ultimate* gording merupakan momen terfaktor dari analisis yang telah diperoleh untuk masing-masing arah sumbu. Momen terfaktor dibagi menjadi dua yaitu $1,4M_D$ dan $1,2M_D + 1,6M_L$. Masing-masing momen baik arah sumbu 2 maupun 3 difaktorkan berdasarkan momen terfaktor kemudian dipilih nilai terbesar dari masing-masing momen terfaktor tiap momen arah 2 maupun 3.

a) Arah Sumbu 2

$M_{2,U}$	$= 1,4 M_{2,D}$	$= 0,0460 \text{ kNm}$	} Maks $M_{2,U}$
$M_{2,U}$	$= 1,2 M_{2,D} + 1,6 M_{2,L}$	$= 0,1453 \text{ kNm}$	

Dari kedua momen terfaktor tersebut dipilih 0,1453 kNm sebagai momen maksimum arah sumbu 2.

b) Arah Sumbu 3

$M_{3,U}$	$= 1,4 M_{3,D}$	$= 1,3926 \text{ kNm}$	} Maks $M_{3,U}$
$M_{3,U}$	$= 1,2 M_{3,D} + 1,6 M_{3,L}$	$= 2,5822 \text{ kNm}$	

Dari kedua momen terfaktor tersebut dipilih 2,5822 kNm sebagai momen maksimum arah sumbu 3.

2.11.1.2 Tegangan Gording

Analisis tegangan gording merupakan kontrol cek tegangan yang terjadi pada gording akibat pembebanan atap. Tegangan yang terjadi harus

memiliki kualifikasi parameter nilai $\leq f_y$ yang digunakan sebagai mutu material profil baja gording. Persamaan yang digunakan, sebagai berikut:

$$f_b = \frac{M_{3,U}}{\phi W_3} + \frac{M_{2,U}}{\phi W_w} \leq f_y, \dots\dots\dots (42)$$

Keterangan:

- W_3 : modulus of section sumbu 3 (mm³)
- W_w : modulus of section sumbu 2 (mm³)
- ϕ : faktor reduksi

Apabila nilai yang didapatkan melebihi batas ijin f_y terpilih, maka profil gording dapat disesuaikan dengan kebutuhan. Nilai $\phi = 0,9$ untuk lentur dan geser (tabel 6.4-2 SNI 03-1729-2002).

Nilai tegangan pada gording dapat dimaksimalkan kapasitas profil dengan korelasi perbedaan nilai tegangan gording (f_b) dengan f_y tidak terlampaui jauh. Hal ini dimaksudkan untuk memberikan kekuatan profil yang digunakan ataupun dipilih dapat memperoleh tegangan yang diinginkan. Berdasarkan persamaan yang digunakan diatas, dibutuhkan parameter kebutuhan momen *ultimate* serta *modulus of section* sumbu 2 dan 3. Melalui hitungan diperoleh nilai f_b pada gording sebesar 205,119 MPa. Nilai tersebut ≤ 240 Mpa sehingga profil gording dinyatakan aman dari tegangan yang ditimbulkan akibat momen.

2.11.1.3 Defleksi Gording

Kontrol defleksi atau lendutan gording merupakan pengecekan yang harus dilakukan. Kontrol defleksi memiliki maksud untuk mengetahui batasan ijin profil gording yang dipilih sehingga dapat digunakan dalam lanjutan pemasangan. Analisis batasan ijin defleksi gording mengacu pada masing-masing arah sumbu gording 2 dan 3. Tiap sumbu memiliki nilai defleksi yang dibutuhkan untuk mencari kapasitas defleksi yang terjadi, sehingga dapat dilakukan kontrol defleksi $\leq \frac{1}{240}L$. Adapun persamaan defleksi untuk masing-masing sumbu gording (Tabel 6.4-1 SNI 03-1729-2002) adalah sebagai berikut:

$$\delta_2 = \frac{5}{384} + \frac{q \cos \alpha L^4}{EI} + \frac{1}{48} x \frac{p \cos \alpha L^3}{EI} \dots\dots\dots (43)$$

$$\delta_3 = \frac{5}{384} x \frac{q \sin \alpha}{EI} x \left(\frac{L1}{10}\right)^4 + \frac{1}{48} x \frac{p \sin \alpha}{EI} x \left(\frac{L1}{10}\right)^3 \dots\dots\dots (44)$$

Keterangan:

δ	: defleksi / lendutan gording	(mm)
E	: modulus elastisitas baja	(MPa)
I	: momen inersia	(mm ⁴)

Pada analisis perhitungan defleksi sumbu 2, digunakan nilai L untuk jarak antara kuda-kuda sehingga memperhitungkan defleksi sepanjang profil gording untuk arah gravitasi. Sedangkan defleksi sumbu 3 menggunakan L1 tiap pias pada perletakan gording pada buhul atas kuda-kuda. Sehingga jarak yang diperhitungkan adalah perbandingan sisi bentang miring gording terhadap jumlah pias gording yang digunakan. Melalui parameter yang diketahui dapat diperoleh untuk analisis masing-masing sumbu, nilai defleksi diperoleh berurutan untuk sumbu 2 dan 3 adalah 7,9530 mm dan 0,2096 mm.

Berdasarkan kedua nilai defleksi tersebut dilakukan analisis resultan $\delta = \sqrt{\delta_2^2 + \delta_3^2}$ untuk memperoleh nilai defleksi yang terjadi dalam profil gording. Sehingga melalui perhitungan diperoleh defleksi yang ditimbulkan adalah sebesar 7,956 mm. Sedangkan untuk nilai batasan defleksi diperoleh sebesar 14,688 mm. Sehingga defleksi yang terjadi dinyatakan aman untuk profil gording yang digunakan.

2.11.2 Rencana Sagrod dan Ikatan Angin

Sagrod merupakan penambahan tulangan baja yang dipasang tegak lurus terhadap posisi gording. Fungsi adanya sagrod adalah untuk memberikan tahanan tekuk pada gording akibat gaya dalam yang terjadi. Sedangkan ikatan angin merupakan tulangan baja yang menghubungkan diagonal antara kuda-kuda satu dengan kuda-kuda lainnya. Adanya ikatan angin memberikan kekakuan pada kuda-kuda atap terhadap beban yang ditimbulkan oleh angin yang memungkinkan pergeseran pada kuda-kuda atap. Pada perancangan ikatan angin umumnya tidak membutuhkan hitungan terperinci atau umum ditentukan berdasarkan perkiraan bentang bentang dan jarak kuda-kuda (Wigroho, 2021). Meninjau bentang jarak kuda-kuda 3,525 m, maka digunakan ukuran tulangan ikatan angin Ø19mm.

Analisis kapasitas sagrod beserta dimensi ukuran membutuhkan beberapa parameter yang digunakan untuk perancangan sagrod. Korelasi sagrod terhadap gording menghubungkan jumlah gording yang digunakan pada kuda-kuda atap. Mengacu pada kuda-kuda atap bagian timur yang memiliki ukuran terbesar sehingga dibutuhkan gording sebanyak 18 profil gording. Analisis sagrod dimulai dengan identifikasi gaya timbul pada profil sagrod. Berdasarkan gaya yang timbul dilakukan analisis terfaktor untuk memperoleh kapasitas terbesar yang dapat ditanggung oleh profil sagrod. Persamaan yang digunakan gaya pada sagrod adalah sebagai berikut:

$$- F_{t,D} = n \left(\frac{L}{3} x q x \sin \alpha \right) \text{ (Dead Load) } \dots\dots\dots (45)$$

$$- F_{t,L} = \frac{n}{2} x (p x \sin \alpha) \text{ (Live Load) } \dots\dots\dots (46)$$

Keterangan:

n : jumlah gording pada kuda-kuda atap

Berdasarkan persamaan diatas diperoleh gaya yang timbul pada profil sagrod untuk masing-masing beban mati maupun hidup adalah 2,388 kN dan 1,563 kN. Melalui hasil masing-masing gaya tersebut kemudian dilakukan analisis gaya *ultimate* terfaktor pada tiap gaya. Faktor gaya *ultimate* yang digunakan adalah $1,4F_{t,D}$ dan $1,2F_{t,D} + 1,6F_{t,L}$.

$- F_{t,U} = 1,4 F_{t,D}$ $- F_{t,U} = 1,2 F_{t,D} + 1,6 F_{t,L}$	$= 3,3437 \text{ kN}$ $= 5,3666 \text{ kN}$	<div style="border-left: 1px solid black; border-right: 1px solid black; height: 20px; width: 20px; margin: 0 auto;"></div> Maks F _{t,u}
---	---	--

Gaya *ultimate* terfaktor dipilih nilai terbesar, sehingga dari kedua analisis dipilih 5,3666 kN sebagai gaya *ultimate* terfaktor. Perolehan gaya *ultimate* digunakan sebagai acuan perhitungan luas yang dibutuhkan untuk penggunaan tulangan sagrod. Luas sagrod (A_{sr}) diperhitungkan berdasarkan persamaan berikut:

$$A_{sr} = \frac{F_t x 10^3}{\phi F_y}, \dots\dots\dots (47)$$

sehingga luas batang sagrod yang diperlukan adalah sebesar 24,845 mm². Maka meninjau luas yang diperlukan dapat digunakan dimensi batang sagrod sebesar Ø8 mm.

2.11.3 Elemen Profil Kuda-Kuda

Pada perencanaan elemen profil kuda-kuda atap dilakukan terhadap massa ukuran atap terbesar yaitu rangka kuda-kuda atap timur ataupun barat. Acuan pemilihan atap terbesar difungsikan untuk kontrol profil yang digunakan mampu menahan gaya dalam yang terjadi pada rangka atap tersebut. Pada perhitungan analisis elemen kuda-kuda terbagi menjadi dua yaitu analisis untuk kondisi profil bagian eksterior dan bagian interior.

Meninjau pelaksanaan proyek untuk perancangan profil rangka atap tidak diperbolehkan memiliki dimensi berbeda-beda untuk satu bagian. Profil yang digunakan untuk bagian eksterior adalah 2L 60 x 60 x 5, sedangkan bagian interior 2L 65 x 65 x 6. Analisis elemen profil kuda-kuda dipilih pada bagian eksterior sebagai parameter perhitungan kontrol gaya dalam profil.

Sebelum pemeriksaan profil elemen kuda-kuda, analisis pemodelan dimulai dengan memberikan beberapa pilihan untuk profil ukuran *double angle* mana saja yang akan diinputkan dalam pemodelan. Melihat bentuk kuda-kuda atap yang sangat besar dan tinggi tentu menjadi kelemahan struktur baja untuk menahan beban tekan. Berdasarkan Gambar 2.27 beban tekan yang terjadi pada profil interior dengan bentang yang panjang mengalami gaya dalam beban tekan yang cukup banyak dan besar. Oleh sebab itu, dilakukan *trial* profil kuda-kuda yang akan dipertimbangkan gaya dalam yang terjadi pada profil akibat pemodelan terhadap kapasitas kekuatan profil.

Tabel 2.42 Perbandingan Analisis Kapasitas Profil Kuda-Kuda

Profil Kuda-Kuda	Luas Penampang mm ²	Kapasitas Profil (P_n) kN	Gaya Dalam (P) kN
2L 50x50x5	480,2	17,14	22,53
2L 50x50x6	564,4	19,60	22,85
2L 60x60x5	580,2	30,03	22,88
2L 65x65x6	752,7	44,54	24,33

Berdasarkan Tabel 2.42 menjelaskan tentang faktor pemilihan profil kuda-kuda mempertimbangkan kapasitas masing-masing profil harus lebih besar dari pada gaya dalam profil oleh pemodelan pembebanan beban hidup dan beban mati atap. Oleh karena itu, digunakan profil kuda-kuda 2L 60x60x5 sebagai profil ekterior dan 2L 65x65x6 untuk profil interior.

Analisis elemen bagian eksterior profil kuda-kuda menggunakan jenis tipe profil *double angel* 2L 60 x 60 x 5 dengan ketentuan yang tertera pada Tabel 2.43 berikut:

Tabel 2.43 Karakteristik Profil 2L 60 x 60 x 5

Keterangan Profil 2L 60 x 60 x 5		
A (Section Area)	580,2	mm ²
L (Bentang Jarak Antar Pias)	1500	mm
b (Tinggi Profil L)	60	mm
t (Tebal Profil)	5	mm
I _x =I _y (Geometrical Moment of Inertia)	196000	mm ⁴
i _x =i _y =r _x (Radius of Gyration of Area)	18,4	mm
i _v =r _z (Radius of Gyration of Area)	11,8	mm
C _x =C _y (Center of Gravity)	16,6	mm
T _p (Tebal Pelat Separator)	10	mm
Torsi (J) = $\frac{1}{3} bt^3$	5000	mm ⁴
G (Modulus Geser Baja)	77200	MPa
E (Modulus Elastisitas)	200000	MPa
F _y (Tegangan Leleh)	240	MPa
F _u (Tegangan <i>Ultimate</i>)	370	Mpa
Gaya Dalam (Tekan) (-)	24,33	kN
Gaya Dalam (Tarik)	26,503	kN
Panjang a (Tekan)	1525,04	mm
Panjang a (Tarik)	1500	mm
A _g (Section Gross Area)	1160,4	mm ²
I _{xg} (Gross Geometrical Moment of Inertia)	392000	mm ⁴
I _v =r _i (Geometrical Moment of Inertia)	23,6	mm
k teoritis (Kekakuan Terhadap Joint Profil)	1	
k desain (Kekakuan Terhadap Joint Profil)	1	
K _i (Profil siku membelakangi)	0,5	
U (Faktor <i>Shear Lag</i>)	0,6	
Diameter Baut	16	mm
Diameter Lubang	18	mm
Jumlah Baris Baut (n)	1	Buah
F _{nv} (Kuat Geser Nominal) – Baut A325	372	MPa
F _{nt} (Kuat Geser Tarik) – Baut A325	620	MPa

Sumber: SNI 1729:2015 Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural dan Panduan Praktik Perancangan Bangunan Gedung, Ir. Haryanto YW, M.T, 2021

Melalui data pada Tabel 2.18, difungsikan untuk mencari kontrol tekuk lentur torsi pada profil 2L dan kontrol fraktur atau putus. Analisis rencana elemen kuda-kuda membutuhkan data pendukung yang ditujukan dalam lanjutan perhitungan kontrol tekuk torsi maupun tarik fraktur.

Kebutuhan tambahan dapat ditinjau melalui rumusan persamaan sebagai berikut:

$$- I_{yg} = (I_y + A_g(C_y + \frac{tp}{2})^2) \dots\dots\dots (48)$$

$$- r_{yg} = \sqrt{\frac{I_{yg}}{A_{profil}}} \dots\dots\dots (49)$$

$$- Y_0 = C_y - \frac{t}{2} \dots\dots\dots (50)$$

$$- r_0 = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{A} + X_0^2 + Y_0^2} \dots\dots\dots (51)$$

$$- H = 1 - \frac{X_0^2 + Y_0^2}{r_0^2} \dots\dots\dots (52)$$

Keterangan:

I_{yg}	: geometrical moment of inertia (sumbu y)	(mm ⁴)
r_{yg}	: radius girasi (sumbu y)	(mm)
Y_0	: koordinat pusat geser – titik berat	(mm)
r_0	: radius girasi polar di pusat geser	(mm)

Untuk masing-masing rumusan persamaan pertama hingga kelima diperoleh nilai berurutan sebagai berikut: 737396,224 mm⁴; 25,208 mm; 14,1mm dan 0 mm untuk X₀; 1172,0918 mm², serta 0,8304. Melalui hasil dari kelima persamaan tersebut maka dapat dilanjutkan dalam perhitungan analisis kontrol untuk batang tekan maupun batang tarik pada profil rangka baja kuda-kuda atap.

2.11.3.1 Kontrol Batang Tekan

Berdasarkan kontrol batang tekan diperoleh beberapa parameter pemeriksaan yang digunakan untuk analisis batang tekan atau torsi pada profil *double angel* yang digunakan.

a. Pemeriksaan Kelangsingan Tekuk

Pertama dibutuhkan pemeriksaan kelangsingan penampang profil (*slenderness*) yang mempengaruhi faktor keseluruhan metode analisis yang akan dilakukan nantinya. Pemeriksaan kelangsingan didasarkan terhadap nilai batasan kelangsingan untuk sayap nonkompak (λ_r) $\geq \lambda$.

Analisis kelangsingan diperhitungkan untuk λ_r harus lebih besar atau sama dengan λ , maka penampang profil dianggap non langsing. Hal ini ditujukan untuk mempermudah dalam analisis pemeriksaan lainnya. Apabila profil adalah langsing maka dilakukan sampling data untuk dimensi profil lainnya. Menurut SNI 1729:2015 terhadap profil 2L maka

persamaan yang digunakan untuk pemeriksaan kelangsingan adalah sebagai berikut:

$$\lambda = \frac{b}{t} \dots\dots\dots (53)$$

$$\lambda_r = 0,45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \dots\dots\dots (54)$$

maka diperoleh pemeriksaan kelangsingan untuk profil 2L 60x60x5 $\lambda_r \geq \lambda$ dengan nilai λ_r sebesar 12,99, sedangkan λ sebesar 12. Maka dari itu, kondisi penampang pada profil 2L dianggap non langsing sehingga dapat dilanjutkan untuk analisis pemeriksaan berikutnya. Pemeriksaan kelangsingan dapat dinyatakan aman untuk penampang yang digunakan ketika $L/r_x \leq 200$, sehingga 1525,04/18,4 diperoleh hasil 82,883 maka cek pemeriksaan kelangsingan penampang dinyatakan aman.

b. Pemeriksaan Tekuk Lentur Sumbu X-X

Kedua merupakan pemeriksaan tekuk lentur terhadap sumbu X. Khusus dalam batang tekan yang melihat sifat tekuk pada penampang profil maka nilai kekakuan (k) pada profil baja dapat disesuaikan dengan tabel berikut.

Tabel 2.44 Kekakuan Penampang Terhadap Tumpuan

	Jepit-Jepit	Sendi-Jepit	Rol-Jepit	Sendi-Sendi	Joint-Jepit	Rol-Sendi
k teoritis	0,50	0,70	1,00	1,00	2,00	2,00
k desain	0,65	0,80	1,20	1,00	2,10	2,00

Sumber: Modul Tugas Akhir Perancangan Infrastruktur Bagian 3 (Batang Tekan)

Pada kondisi tumpuan yang digunakan dalam sambungan profil kuda-kuda diasumsikan atau digunakan tumpuan sendi-sendi. Berdasarkan Tabel 2.44, maka dapat diketahui nilai kekakuan suatu profil batang tekan adalah 1 untuk k teoritis maupun k desain. Analisis pemeriksaan tekuk lentur terhadap sumbu X dapat dilakukan melalui beberapa parameter yaitu:

$$4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \geq \text{atau} < \frac{KL}{r_x} \dots\dots\dots (55)$$

$$F_y / (F_e = \frac{\pi^2 E}{(\frac{KL}{r})^2}) > \text{atau} \leq 2,25 \dots\dots\dots (56)$$

Keterangan:
 F_e : tegangan tekuk elastis

Berdasarkan kedua persamaan diatas mempengaruhi nilai kebutuhan tegangan kritis (F_{cr}) yang akan digunakan. Apabila untuk kasus pertama, hasil yang diperoleh dari persamaan (55) lebih besar dan korelasi persamaan (56) diperoleh hasil kurang dari maka nilai kebutuhan F_{cr} digunakan persamaan (57). Sedangkan untuk kasus kedua dengan hasil sebaliknya dari kasus pertama, maka nilai kebutuhan F_{cr} digunakan persamaan (58).

$$- F_{cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \dots\dots\dots (57)$$

$$- F_{cr} = 0,877 F_e \dots\dots\dots (58)$$

Data yang telah diperhitungkan diperoleh nilai untuk persamaan (55) sebesar $135,966 \geq 82,882$, sedangkan persamaan (56) sebesar $0,835 \leq 2,25$. Meninjau hasil tersebut nilai kebutuhan F_{cr} digunakan sesuai kasus pertama dengan perolehan hasil F_{cr} sebesar 169,195 MPa.

c. Pemeriksaan Tekuk Lentur Torsi

Melalui tahapan ketiga ini, tekuk torsi diperhitungkan untuk memperoleh tegangan kritis koreksi terhadap masing-masing tegangan kritis terhadap sumbu y maupun z. Analisis yang dibutuhkan dalam pemeriksaan tekuk lentur torsi membutuhkan kekakuan (K_i) sesuai jenis profil yang digunakan. Penggunaan profil siku yang saling membelakangi digunakan K_i sebesar 0,5, profil kanal saling membelakangi digunakan K_i sebesar 0,7, dan penggunaan prfoil untuk kasus lainnya digunakan K_i sebesar 0,86. Pemilihan profil baja yang digunakan adalah profil 2L maka nilai K_i terpakai sebesar 0,5.

Perhitungan profil baja untuk atap dalam pemeriksaan tekuk torsi dilakukan modifikasi KL/r dengan sambungan yang digunakan. Rangka kuda-kuda yang disambung dengan baut pra tarik diperhitungkan parameter nilai $a/r_i >$ atau ≤ 40 dengan variabel a merupakan panjang profil yang diperiksa. Berdasarkan parameter a/r_i didapatkan hasil $82,883 > 40$, maka nilai modifikasi KL/r adalah sebagai berikut:

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r} \right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i} \right)^2} \dots\dots\dots (59)$$

Melalui persamaan (59) diperoleh hasil perhitungan 92,666 sehingga nilai tersebut kurang dari 135,966 berdasarkan persamaan (55). Pada analisis tegangan kritis tekuk torsi meninjau terdapat dua tinjauan tegangan kritis dari arah sumbu y dan z. Kedua tegangan kritis untuk masing-masing sumbu kemudian dilakukan analisis F_{cr} koreksi sebagai kontrol tekuk lentur torsi. Untuk F_{cry} digunakan persamaan yang sama dengan persamaan (57) tetapi dilakukan koreksi pada nilai F_e dengan hasil persamaan (59).

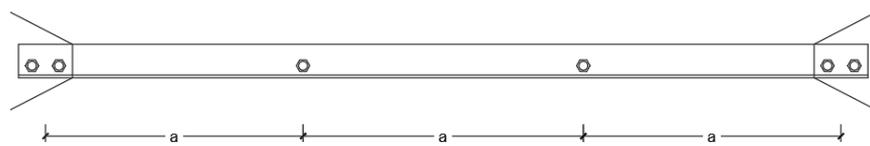
$$- F_{crz} = \frac{GJ}{A \times r_0} \dots\dots\dots (60)$$

$$- F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot F_{cry} \cdot F_{crz} \cdot H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right] \dots\dots\dots (61)$$

Persamaan untuk analisis pemeriksaan tekuk lentur torsi melalui persamaan (60) diperoleh hasil sebesar 134,489 MPa. Hasil tersebut merupakan kapasitas tegangan yang terjadi pada suatu penampang profil rangka kuda-kuda. Untuk memperoleh kuat tekan desain ($\phi_c P_n$) maka nilai F_{cr} direduksi terhadap luas penampang bruto ($0,9 \times F_{cr} \times A_g$). Kuat tekan desain didapatkan sebesar 140,455 kN. Hal ini menandakan bahwa $\phi_c P_n$ lebih besar dari gaya dalam 24,33 kN sehingga profil dinyatakan aman terhadap pemeriksaan tekuk lentur torsi.

d. Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Sumbu Y-Y (*Unmodified*)

Analisis pemeriksaan tekuk lentur terhadap sumbu Y dibutuhkan jumlah detail baut yang ada pada bagian pemeriksaan batang tarik atau penampang fraktur (2.11.3.3). Melalui pemeriksaan yang dilakukan pada bagian ini memiliki tujuan untuk memperoleh kapasitas perlu maupun pasang yang dibutuhkan untuk menahan kondisi tekan pada penampang profil. Hasil pemeriksaan ini diperoleh jumlah baut pada bagian batang tekan sehingga dapat dipasang dengan ketentuan jarak yang telah ditentukan.



Gambar 2.57 Kebutuhan Baut Pada Penampang Tekan Profil

Berdasarkan Gambar 2.57, menunjukkan jumlah pada penampang tekan profil dipengaruhi oleh *spacing* jarak yang ditentukan melalui titik berat jumlah baut penampang fraktur (ditunjukkan melalui nilai variabel a). Beberapa parameter persamaan yang dibutuhkan dalam mencari jarak (a) dan kebutuhan jumlah baut adalah sebagai berikut:

$$- \left(\frac{L}{r_{yg}} \right)_0 \dots\dots\dots (62)$$

$$- \frac{a}{r_i} = \frac{3}{4} \frac{L}{r_{yg}} \dots\dots\dots (63)$$

Merujuk pada persamaan (62) maupun (63) diperoleh nilai besaran untuk persamaan (62) adalah 60,497 sedangkan untuk jarak persamaan (63) sebesar 1070,798 mm. melalui kedua nilai tersebut dapat ditentukan kebutuhan minimal yang diperbolehkan untuk ditambahkan baut dengan analisis L/a , sehingga didapatkan jumlah baut perlu 1,424 atau 2 baut pasang. Perolehan jumlah baut kemudian dipasangkan berdasarkan jarak koreksi nilai a yang tidak boleh lebih dari $\frac{3}{4}(L/r_{yg})$ sebagai kontrol jarak aman. Maka dari itu, nilai koreksi jarak a didapatkan sebesar $21,51 < 45,37$ sehingga jarak penampang tekan untuk baut aman diberlakukan.

e. Pemeriksaan Tekuk Lentur Terhadap Sumbu Y-Y (*Modified*)

Sebagai kontrol kelangsingan suatu penampang terutama untuk batang tekan yang telah dianalisis berdasarkan parameter pada poin d, maka tegangan kritis yang terjadi perlu dilakukan modifikasi. Tujuan modifikasi ini berguna untuk memperoleh kapasitas perlu yang aman terhadap gaya dalam yang terjadi (kontrol cek). Pemeriksaan dilakukan dengan cek kelangsingan pada penampang tekan dengan nilai a/r_i yang disyaratkan sebagai acuan untuk analisis selanjutnya. Perolehan kelangsingan dengan nilai $21,540 < 40$ sehingga persamaan $\left(\frac{KL}{r} \right)_m = \left(\frac{L}{r_{yg}} \right)_0$.

Berdasarkan persamaan (55) hingga (61) dapat diperoleh nilai modifikasi tegangan kritis menurut arah sumbu yang terjadi. Sehingga melalui perhitungan dengan persamaan yang berlaku diperoleh nilai ϕP_n sebesar $169,585 \text{ kN} > 24,33 \text{ kN}$ gaya dalam. Maka penampangan tekuk dinyatakan aman terhadap tekuk tekan atau torsi.

2.11.3.2 Kontrol Batang Tarik

Berbeda dengan kontrol batang tekan, pada penampang batang tarik atau fraktur memiliki parameter kebutuhan yang lebih minim daripada batang tekan. Untuk kontrol batang tarik terdapat pemeriksaan kelangsingan, pemeriksaan leleh tarik (*yielding*), dan pemeriksaan fraktur penampang.

a. Pemeriksaan Kelangsingan

Pemeriksaan kelangsingan (λ) pada batang tarik harusnya kurang dari sama dengan 300 (ketentuan SNI 1729:2015). Sehingga melalui persamaan yang sama dengan batang tekan (perbandingan panjang batang dengan radius girasi sumbu x) diperoleh nilai sebesar 81,522. Melihat nilai yang diperoleh dapat dinyatakan kelangsingan pada batang tarik ≤ 300 sehingga memenuhi syarat kelangsingan penampang tarik.

b. Pemeriksaan Leleh Tarik (*yielding*)

Leleh tarik penampang merupakan analisis kapasitas tegangan leleh atau tarik yang terjadi untuk penampang dengan mutu material tertentu. Berdasarkan Tabel 2.16 dapat ditunjukkan mutu material (f_y) adalah 240 MPa. Melalui mutu material dengan kontrol cek ϕP_n . Reduksi tarik sebesar 0,75 yang ditentukan berdasarkan SNI 1729:2015 dengan analisis terhadap penampang bruto ($f_y \times A_g$) didapatkan nilai sebesar 250,646 kN.

c. Pemeriksaan Fraktur

Pemeriksaan batang tarik pada profil atap dilakukan untuk mengetahui kondisi putus atau titik puncak pada batang tarik. Adapun beberapa persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$- A_n = A_g - A_{holes} \dots\dots\dots (64)$$

$$- A_e = U \times A_n \dots\dots\dots (65)$$

Keterangan:

A_n : luas penampang *netto* (mm²)

A_{holes} : luas lubang baut (mm²)

A_e : luas penampang efektif (mm²)

Melalui persamaan tersebut nilai U atau faktor *shear lag* digunakan 0,6. Hal ini ditentukan berdasarkan jumlah baut dalam satu baris. Nilai untuk masing-masing hitungan berdasarkan persamaan

tersebut adalah A_n sebesar 1070,4 mm² dan A_e sebesar 642,24 mm². Perolehan nilai luas penampang efektif kemudian dilakukan reduksi terhadap kontrol tarik ($0,75 \times F_u \times A_e$) sebagai kuat desain tarik suatu penampang, sehingga diperoleh nilai sebesar 178,222 kN.

2.11.3.3 Sambungan Baut Batang Tarik

Pada perancangan profil baja pada atap digunakan sambungan baut sebagai pengikat maupun pengencang tiap buhul. Pemilihan baut dilakukan dengan mencari mutu baut yang tinggi sehingga memberikan kekuatan yang mampu menahan cukup gaya-gaya yang bekerja pada penampang batang tekan maupun batang tarik. Data baut A325 dengan ulir sebagai parameter perhitungan pada area bidang geser dapat dilihat dalam Tabel 2.19. Kontrol pemeriksaan kekuatan baut dapat dilakukan melalui beberapa tahapan berikut.

a. Kuat Geser Baut

Analisis kuat geser dilakukan berdasarkan ulir pada baut yang berada pada area bidang geser buhul sehingga memaksimalkan kekuatan baut yang ada. Persamaan kuat geser baut (R_n) dapat dilakukan melalui persamaan berikut:

$$\phi R_n = F_{nv} \times A_b \dots\dots\dots (66)$$

Keterangan:

- F_{nv} : kuat geser nominal baut (MPa)
- A_b : luas penampang baut (mm²)

Pada perhitungan kuat geser baut dilakukan untuk dua bidang geser. hal ini mengacu pada profil yang digunakan adalah *double angel* sehingga masing-masing sambungan yang terdapat pada area penampang geser diperhitungkan dua bidang. Untuk koefisien reduksi pada kuat geser (ϕ) sebesar 0,75. Maka melalui perhitungan diperoleh kuat geser baut untuk dua bidang sebesar 112,193 kN.

b. Kebutuhan Jumlah Baut

Kebutuhan baut dipertimbangkan berdasarkan perbandingan kapasitas penampang fraktur pada batang tarik dengan kuat geser yang dimampukan pada baut (P_n / R_n). Oleh karena itu, hasil dari 178,222 kN

dibagi dengan 112,193 kN didapatkan jumlah baut perlu sebanyak 1,59 baut atau 2 baut pasang pada masing-masing buhul.

c. Jarak Maksimum Baut

Pada perhitungan jarak maksimum baut terbagi menjadi dua analisis yaitu jarak antara baut satu dengan baut lainnya dan jarak tepi baut terhadap buhul. Jarak antar baut dapat ditentukan dengan korelasi nilai tiga kali diameter baut ($3D$) sedangkan jarak tepi 1,5 kali diameter baut ($1,5D$). Ukuran diameter baut yang digunakan adalah 16 mm sehingga jarak maksimum antar baut didapatkan 48 mm dan 24 mm untuk jarak tepi baut.

d. Kuat Tumpu Baut

Analisis kuat tumpu baut terdapat dua pendekatan persamaan yang digunakan untuk kontrol kapasitas baut dengan bidang tumpu baut. *Bearing information* merupakan pendekatan kuat tumpu baut yang dikorelasikan terhadap penampang fraktur atau tegangan *ultimate* pada profil baja dengan diameter ukuran baut. Sedangkan *tear out strength* merupakan korelasi nilai l_c sebagai jarak koreksi antara jarak baut dan tepi dengan diameter lubang baut. Kedua pendekatan tersebut dapat ditinjau melalui persamaan berikut:

Bearing Information:

$$\phi R_n = 0,75 \times (2,4 \times d \times t \times F_u) \dots\dots\dots (67)$$

Tear Out Strength

$$\phi R_n = 0,75 \times (1,2 \times l_c \times t \times F_u) \dots\dots\dots (68)$$

Berdasarkan persamaan (67) dan (68) diatas didapatkan nilai kuat tumpu masing-masing sebesar 106,56 kN dan 149,85 kN.

e. *Block Shear*

Komponen analisis *block shear* dibutuhkan parameter kebutuhan A_{gv} , A_{nv} , dan A_{nt} sebagai luasan penampang untuk kuat geser bruto dan nominal serta kuat tarik. Adapun persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut:

$$- A_{gv} = 2t \times (3D + 1,5D) \dots\dots\dots (69)$$

$$- A_{nv} = 2t \times ((3D + 1,5D) - (2D_{holes})) \dots\dots\dots (70)$$

$$- A_{nt} = 2t \times (1,5D - (0,5D_{holes})) \dots\dots\dots (71)$$

Melalui persamaan (69) hingga (71) diperoleh nilai masing-masing sebesar 720 mm^2 , 360 mm^2 , dan 150 mm^2 . Kemudian hasil yang didapatkan dilakukan cek kontrol untuk *block shear* melalui persamaan berikut:

$$- R_n = 0,6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \dots\dots\dots (72)$$

$$- R_{n \text{ maks}} = 0,6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \dots\dots\dots (73)$$

U_{bs} merupakan nilai koefisien apabila tegangan tarik pada kondisi merata atau tidak merata. Kondisi merata digunakan faktor U_{bs} 1, sedangkan tidak merata digunakan faktor U_{bs} 0,5. Pada kasus ini digunakan tegangan tarik pada kondisi merata sehingga nilai U_{bs} digunakan 1. Berdasarkan kedua persamaan (72) dan (73) dipilih hasil terkecil kemudian direduksi sesuai faktor DFBK. Perolehan masing-masing persamaan sebesar 135,42 kN dan 159,18 kN. Sehingga dipilih 135,42 kN untuk direduksi kekuatannya dan didapatkan nilai reduksi sebesar 101,565 kN.

Dari perolehan nilai yang ada dapat disimpulkan bahwa nilai terkecil dari cek untuk kontrol batang tarik dan sambungan haruslah lebih besar dari gaya tarik yang terjadi pada penampang batang tarik. Merangkum untuk masing-masing nilai sebagai berikut:

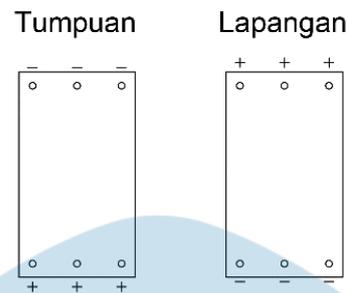
- $\phi P_n = 178,222 \text{ kN}$
- ϕR_n Kuat Geser = 112,193 kN (kontrol tarik)
- ϕR_n Kuat Tumpu = 106,560 kN
- ϕR_n *Block Shear* = 101,565 kN

Nilai kuat geser baut $101,565 \text{ kN} > 26,503 \text{ kN}$ gaya dalam tarik pada batang tarik sehingga pemeriksaan profil atap untuk batang tarik dan sambungan dinyatakan aman diberlakukan.

2.12 Perancangan Struktur Balok

Balok merupakan struktur primer pada gedung yang menerima beban aksial (dinding) dan distribusi beban pelat. Pada perancangan balok umumnya dilakukan analisis sesuai gaya dalam yang terjadi pada struktur gedung. Perancangan balok membutuhkan beberapa faktor gaya dalam yang digunakan supaya dalam penentuan kapasitas kebutuhan tulangan perlu maupun pasang dapat terpenuhi. Analisis kebutuhan tulangan pada balok dibedakan menjadi tiga bagian yaitu area

tumpuan kiri, lapangan, dan tumpuan kanan. Masing-masing area memiliki sifat tulangan yang berbeda-beda sesuai kondisi tarik ataupun tekan.



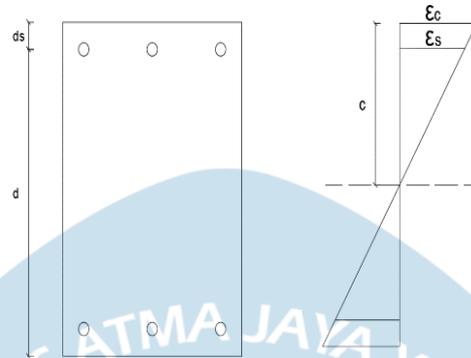
Gambar 2.58 Kondisi Tulangan Area Balok

Berdasarkan Gambar 2.58, notasi (-) menandakan tulangan menerima tarik dan (+) menerima tekan. Pada area tumpuan balok bagian atas menerima gaya dalam berupa momen negatif sehingga tulangan balok tumpuan atas menerima tarik sedangkan bagian bawah menerima momen positif dengan kondisi tulangan menerima tekan. Berbeda dengan area lapangan tulangan bagian atas menerima gaya dalam berupa momen positif dengan kondisi tulangan menerima tekan, sedangkan bagian bawah menerima momen negatif dengan kondisi tulangan menerima tarik.

Perancangan balok memiliki dua jenis tulangan yang diperhitungkan yaitu tulangan longitudinal dan tulangan transversal. Masing-masing jenis tulangan diperhitungkan dengan gaya dalam yang berbeda. Tulangan longitudinal dilakukan analisis berdasarkan momen $M_{(-)}$ atau $M_{(+)}$ yang terjadi, sedangkan tulangan transversal berdasarkan gaya geser V_2 dan V_3 . Kontrol gaya dalam balok dilakukan dan dipilih dengan mengidentifikasi atau melakukan filter melalui *Microsoft excel* terhadap $M_{(-)}$ terbesar pada area tumpuan. Sehingga kontrol $M_{(-)}$ terbesar sebagai acuan perolehan gaya dalam pada balok tersebut untuk semua gaya dalam yang dibutuhkan dalam perancangan tulangan longitudinal dan tulangan transversal.

Terkhusus untuk analisis tulangan longitudinal terdapat kontrol terdapat torsi. Gaya dalam torsi (T_u) terjadi apabila balok berada pada kondisi pelat satu menerus atau tinggi balok (h) yang cukup tinggi. Kondisi tersebut umumnya dilakukan penambahan tulangan susut atau pinggang pada tengah tinggi balok sesuai analisis dan kebutuhan yang didapatkan. Sebelum dilakukan kontrol torsi

untuk tulangan susut umumnya dilakukan pemeriksaan apakah dibutuhkan penambahan tulangan susut atau tidak.



Gambar 2.59 Distribusi Regangan

Berdasarkan Gambar 2.59, regangan (ϵ) terjadi sesuai area yang terdistribusi pada gambar. Sama halnya untuk analisis tulangan lentur memiliki faktor tinggi efektif (d) yang digunakan sebagai kontrol area terhadap koreksi tinggi balok. Perolehan nilai d didapatkan berdasarkan nilai tinggi balok (h) dikurangi dengan jumlah selimut beton (C_c), diameter sengkang (d_s), dan $\frac{1}{2}$ diameter tulangan utama (d_b). Tinggi efektif tulangan inilah yang digunakan sebagai perhitungan kebutuhan jumlah tulangan perlu maupun pasang serta kontrol momen nominal (M_n) terhadap momen *ultimate* (M_u) yang terjadi.

Menurut SNI 2847:2019, apabila struktur gedung meninjau SRPMK maka terdapat syarat-syarat yang harus terpenuhi. Pada pasal R18.6, komponen rangka mengalami atau terdapat gaya tekan aksial terfaktor haruslah kurang dari $A_g f'_c / 10$. Apabila melebihi nilai faktor tersebut maka setiap kombinasi perlu dilakukan proporsi detail terhadap pasal 18.7. Kemudian untuk syarat batasan dimensi balok yang mengacu pada pasal 18.6.2 yang berbunyi bahwa bentang bersih (l_n) harus memiliki nilai minimal $4d$, lebar penampang (b_w) minimal $0,3h$ dan 250 mm, serta lebar balok yang melebihi lebar kolom tidak diperbolehkan melebihi nilai terkecil c_2 dan $0,75c_1$.

Penentuan analisis balok memiliki korelasi antara faktor dimensi yang digunakan dengan diameter tulangan rencana. Melalui *preliminary design* balok memaparkan penjelasan tentang syarat minimal dimensi balok (balok induk dan balok anak). Analisis balok juga dilakukan melalui beberapa *trial* dimensi balok

serta diameter tulangan utama yang dikorelasikan dengan jarak bersih tulangan memenuhi SNI (minimal jarak tulangan 25 mm). Perbandingan analisis balok dilakukan terhadap momen yang terbesar pada masing-masing bentang balok. Berikut sampel analisis perbandingan yang dilakukan berdasarkan *trial* beberapa balok induk.

Tabel 2.45 Perbandingan Kebutuhan Analisis Perancangan Balok

Dimensi (mm)	Panjang Bentang (m)	Momen (kNm)	Diameter Tulangan (mm)	Jarak Bersih Tulangan (mm)
300 x 450	6,9	308,739	D25	8,80
350 x 500	6,9	308,739		29,75
400 x 700	10	757,156		13,43
450 x 800	10	757,156		28,17

Tabel 2.45 menjelaskan contoh kebutuhan dimensi balok induk yang memenuhi kapasitas momen dan jarak bersih yang diperoleh. Nilai jarak bersih suatu tulangan harus ≥ 25 mm sesuai standard SNI. Oleh karena itu, untuk masing-masing bentang dipilih dimensi balok 350 x 500 mm dan 450 x 800 mm sesuai syarat jarak bersih antar tulangan utama.

Analisis sampel perhitungan balok dilakukan terhadap balok (B9) pada dilatasi struktur timur dengan data balok dan tulangan seperti dalam Tabel 2.46 berikut:

Tabel 2.46 Data Balok dan Tulangan Asumsi

Kebutuhan	Besaran	Satuan
Lebar Kolom (b)	600	mm
Lebar Balok (b_w)	450	mm
Tinggi Balok (h)	800	mm
Bentang Balok (l)	10000	mm
Bentang Bersih Balok (l_n)	9400	mm
Selimit Beton (c_c)	40	mm
Kuat tekan beton (f'_c)	28	MPa
Diameter Tulangan Utama (d_b)	25	mm
Diameter Tulangan Susut (d'_b)	16	mm
Diameter Tulangan Sengkang (d_s)	13	mm
f_y Tulangan Utama	420	MPa
f_y Tulangan Sengkang	280	MPa

Sumber: SNI 2052:2017 dan 2847:2019

2.12.1 Tulangan Longitudinal

Perancangan tulangan longitudinal atau tulangan utama dibedakan berdasarkan empat perhitungan sesuai momen yang terjadi. Masing-masing

area kontrol tulangan baik bagian tulangan atas maupun bawah haruslah memenuhi prasyarat untuk momen yang terjadi. Kontrol momen dilakukan berdasarkan parameter $M_{(-)}$ yang terjadi pada area tumpuan. Apabila kondisi $M_{(+)}$ tumpuan maka harus memenuhi 50% $M_{(-)}$ tumpuan, sedangkan area lapangan baik $M_{(-)}$ atau $M_{(+)}$ harus memenuhi 25% $M_{(-)}$ tumpuan. Berikut pada Tabel 2.47 gaya dalam yang diperoleh dan digunakan berdasarkan analisis pemodelan ETABS:

Tabel 2.47 Momen Balok Induk

Momen Balok Induk BI-51			
Gaya	Lokasi		
	Tumpuan Kiri (kNm)	Tumpuan Kanan (kNm)	Lapangan (kNm)
$M_u (-)$	-757,156	-597,923	-13,893
$M_u (+)$	167,557	304,474	433,738

Sumber: Output Gaya Dalam ETABS

Perancangan tulangan longitudinal diperhitungkan berdasarkan luas tulangan lentur (A_s) terhadap korelasi rasio tulangan lentur (ρ). Analisis ρ diperhitungkan berdasarkan persamaan berikut:

$$\rho = \frac{0,85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \left(\frac{M_u}{\phi b_w d^2} \right)}{0,85f'_c}} \right] \dots \dots \dots (74)$$

Perolehan nilai ρ tidak boleh melebihi nilai ρ_{maks} sebesar 0,025 (SNI 2847:2019, 2019). Perolehan nilai ρ diteruskan terhadap analisis A_s dan kontrol A_s min (Pasal 9.6.1.2).

- $A_s = \rho x b_w x d \dots \dots \dots (75)$

- $A_s min = \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} b_w d \dots \dots \dots (76)$

- $A_s min = \frac{1,4}{f_y} b_w d \dots \dots \dots (77)$

Apabila hasil perhitungan diperoleh nilai A_s kurang dari $A_s min$, maka digunakan $A_s min$ dengan nilai terkecil berdasarkan persamaan (76) dan (77). Nilai A_s perlu yang digunakan dapat menjadi kontrol perhitungan jumlah tulangan (n) yang dibutuhkan melalui perbandingan A_s dengan luas satu tulangan yang digunakan ($\frac{1}{4} \pi d^2$). Jumlah tulangan (n) yang diperoleh haruslah memiliki jarak bersih tiap tulangan tidak kurang dari nilai terbesar 25 mm, d_b , dan $(4/3d_{agg})$. Jarak bersih tulangan dapat diperoleh melalui persamaan berikut:

$$Jarak Bersih = \frac{b_w - 2c_c - 2d_s - n * d_b}{n-1} \dots \dots \dots (78)$$

Asumsi nilai regangan tulangan tarik diperoleh berdasarkan beberapa parameter yang dapat dilihat pada Gambar 2.43. Parameter yang dibutuhkan dapat ditentukan melalui persamaan sebagai berikut:

$$- c = \frac{a}{\beta} \dots\dots\dots (79)$$

$$- a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b_w} \dots\dots\dots (80)$$

$$- \beta = 0,85 - \left(\frac{0,05}{7} (f'_c - 28) \right) \dots\dots\dots (81)$$

$$- \varepsilon = \frac{d-c}{c} 0,003 \dots\dots\dots (82)$$

$$- \phi M_n = 0,9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \dots\dots\dots (83)$$

Penentuan nilai β juga dapat dikorelasikan terhadap f'_c sehingga dapat digunakan 0,85 apabila $17 \leq f'_c \leq 28$ MPa dan 0,65 apabila $f'_c \geq 55$ MPa. Sedangkan $28 < f'_c < 55$ dapat digunakan persamaan (81). Pemeriksaan regangan (ε) juga harus memenuhi syarat kurang dari 0,005 untuk terkendali tarik sehingga faktor reduksi (ϕ) untuk momen nominal (M_n) digunakan 0,9.

2.12.1.1 Tulangan Area Tumpuan

a. Tulangan Atas

Pada perancangan tulangan atas balok meninjau $M_u(-)$ tumpuan kiri sesuai Tabel 2.22. Berdasarkan prasyarat momen dan kebutuhan perhitungan dari persamaan (74) didapatkan hasil ρ sebesar 0,00896. Hasil ρ tersebut sebagai kontrol dikarenakan kurang dari ρ_{maks} 0,025. Persamaan (75) hingga (77) diperoleh hasil A_s sebesar 2961,19 mm² dengan batasan A_s min sebesar 1041,06 mm² dan 1101,75 mm². Oleh karena hasil A_s lebih besar dari A_s min maka A_s digunakan sebagai A_s perlu. Melalui nilai A_s perlu maka jumlah tulangan terhadap luas satu tulangan ($\frac{1}{4} \pi d^2$) diperoleh jumlah sebanyak 6,03 tulangan perlu atau 7 tulangan pasang dengan A_s pasang sebesar 3436,117 mm².

Jumlah tulangan yang telah didapat kemudian dilakukan pemeriksaan jarak bersih sesuai persamaan (78) dengan jarak 28,167 mm > 25 mm maka jarak bersih dinyatakan aman. A_s pasang terhitung digunakan untuk analisis pada persamaan (79) hingga (82) diperoleh hasil ε sebesar 0,0109 mm > 0,005 maka regangan terkendali tarik,

sehingga digunakan ϕ sebesar 0,9. Untuk perhitungan momen nominal (M_n) pada persamaan (83) dikalikan dengan faktor reduksi 0,9 dan diperoleh M_n sebesar 866,50 kNm > 757,16 kNm sehingga momen kebutuhan terpenuhi terhadap momen yang terjadi dalam balok.

b. Tulangan Bawah

Sesuai prasyarat yang ada, pada tulangan bawah tumpuan atau tulangan dengan M_u (+) harus memenuhi 50% M_u (-) tumpuan, sehingga diperoleh nilai 167,56 kNm < 378,58 kNm. Oleh karena hasil M_u (+) kurang dari 50% M_u (-), maka digunakan 50% M_u (-) sebesar 378,58 kNm sebagai kontrol momen untuk analisis perhitungan jumlah tulangan bawah. Berdasarkan perhitungan yang sama dengan tulangan atas maka didapatkan 3 tulangan pasang dengan A_s pasang sebesar 1472,62 mm² dan jarak bersih 134,5 mm. Kontrol A_s diperoleh regangan (ϵ) perlu 0,0294 > 0,005 sehingga terkendali tarik. Maka M_n didapatkan 392,79 kNm > 378,58 kNm yang terpenuhi momen kebutuhan terhadap momen terjadi.

2.12.1.1 Tulangan Area Lapangan

Kontrol momen pada area lapangan baik tulangan atas maupun bawah harus memenuhi 25% M_u (-) tumpuan. Merujuk pada perhitungan yang sama pada persamaan (58) hingga (67) maka diperoleh hasil seperti pada Tabel 2.48 berikut:

Tabel 2.48 Hasil Analisis Tulangan Lapangan Atas dan Bawah

	Satuan	Tumpuan Atas	Tumpuan Bawah
$M_u(-) / (+)$	kNm	-13,89	433,74 (kontrol)
$0,25M_u(-)$ Tump.	kNm	189,29 (kontrol)	189,29
ρ		0,0021 (kontrol)	0,0049 (kontrol)
A_s	mm ²	694,66	1663,46 (kontrol)
A_s min	mm ²	1041,06 dan 1101,75 (kontrol)	1041,06 dan 1101,75
n		2,24 perlu ; 3 pasang	3,33 perlu ; 4 pasang
A_s pasang	mm ²	1472,62	1963,50
Jarak Bersih	mm	134,5	81,33
a	mm	57,75	77,00
β		0,85	0,85
c	mm	67,94	90,59
ϵ	mm	0,029 (tarik)	0,0213 (tarik)
ϕM_n	kNm	392,79 (terpenuhi)	516,57 (terpenuhi)

Berdasarkan hasil perhitungan pada Tabel 2.48, maka masing-masing tulangan atas maupun bawah area lapangan dinyatakan memenuhi terhadap momen yang terjadi pada balok.

Melalui analisis perhitungan tulangan balok (*B10*) maka didapatkan tulangan longitudinal area tumpuan atas 7D25, tumpuan bawah 5D25, lapangan atas 3D25, dan lapangan bawah 4D25.

2.12.2 Tulangan Transversal

Analisis tulangan transversal atau tulangan geser merupakan tulangan sengkang atau bagian tulangan yang mengikat tulangan longitudinal. Analisis tulangan transversal ditinjau berdasarkan nilai A_s pasang pada tumpuan kiri dan kanan. Menurut SNI 2847:2013, pasal 21.5.4.1, analisis geser yang direncanakan akibat gaya gempa pada balok diasumsikan sebagai sendi plastis pada masing-masing ujung balok dengan tegangan lentur balok mencapai $1,25f_y$ terhadap kombinasi beban 1,2DL + 1,0 LL. Kondisi ini umum dikenal dengan momen probabilitas (M_{pr}). Berikut gaya-gaya dalam yang terjadi pada balok melalui hasil *output ETABS* (Tabel 2.49).

Tabel 2.49 Gaya Geser Balok Induk

Geser Balok Induk <i>B10</i>			
Gaya	Lokasi		
	Tumpuan Kiri (kN)	Tumpuan Kanan (kN)	Lapangan (kN)
V_u	380,977	347,764	294,085
V_g	205,043	343,499	-

Sumber: *Output Gaya Dalam ETABS*

2.12.2.1 Tulangan Transversal Tumpuan

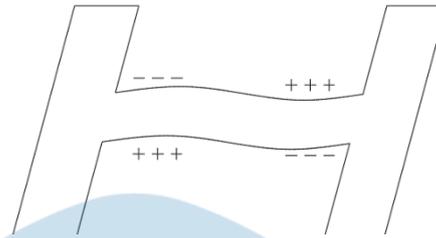
M_{pr} terjadi pada kondisi sendi plastis sehingga mengacu pada area tumpuan dengan parameter A_s pasang pada masing-masing tumpuan. dalam memperhitungkan M_{pr} terdapat nilai faktor a_{pr} yang ditentukan melalui persamaan berikut:

$$a_{pr-} = \frac{1,25A_s f_y}{0,85 f_c b_w} \dots\dots\dots (84)$$

$$M_{pr} = 1,25A_s f_y \left(d - \frac{a_{pr-}}{2} \right) \dots\dots\dots (85)$$

Masing-masing tumpuan kiri maupun kanan dilakukan perhitungan untuk momen probabilitas pada sendi plastis yang

diasumsikan dari gempa kiri dan gempa kanan untuk memperoleh geser akibat gempa.



Gambar 2.60 Sway Balok Akibat Gempa Kiri

Berdasarkan Gambar 2.60, merupakan ilustrasi *sway* balok yang menerima gempa arah kiri sehingga bagian bawah tumpuan akan menerima tekan dan bagian atas menerima tarik. Sedangkan tumpuan kiri mengalami sifat sebaliknya dari tumpuan kanan.

Melalui ilustrasi yang ada maka masing-masing tumpuan kiri dan kanan diperhitungkan dalam menghitung gaya geser perlu (V_e) yang dibutuhkan akibat gempa. Analisis V_e dapat diperhitungkan berdasarkan persamaan berikut:

$$- V_{E.kiri} = \frac{M_{pr1(-)} + M_{pr2(+)} }{l_n} \dots\dots\dots (86)$$

$$- V_{E.kanan} = \frac{M_{pr1(+)} + M_{pr2(-)} }{l_n} \dots\dots\dots (87)$$

$$- V_{e1.gempa.kiri} = V_{G1} - V_{E1} \dots\dots\dots (88)$$

$$- V_{e2.gempa.kiri} = V_{G2} + V_{E2} \dots\dots\dots (89)$$

$$- V_{e1.gempa.kanan} = V_{G1} + V_{E1} \dots\dots\dots (90)$$

$$- V_{e2.gempa.kanan} = V_{G2} - V_{E2} \dots\dots\dots (91)$$

Keterangan:

V_E : gaya geser akibat sendi plastis / beban gempa (kN)

V_G : gaya geser akibat gravitasi (*ETABS*) (kN)

*Nilai V_G didapatkan melalui kombinasi 1,2DL + 1,0LL pada kondisi sendi plastis

Dari parameter persamaan diatas maka analisis hasil perhitungan dilakukan filter sebagai geser maksimum (V_u) melalui perbandingan persamaan (90) dan (91) dengan gaya geser yang terjadi pada masing-masing tumpuan (*ETABS*). Menurut SNI 2847:2019, pasal 18.6.5.2 menyatakan bahwa kondisi tulangan transversal yang didesain sedemikian rupa untuk menahan geser diasumsikan $V_c = 0$ jika nilai $V_E \geq 0,5V_u$ dan $P_u < A_g f'_c / 20$. Apabila nilai diperoleh hasil sebaliknya maka kuat geser nominal beton (V_c) diperhitungkan melalui persamaan berikut:

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \dots\dots\dots (92)$$

*Nilai $\lambda = 1$, apabila beton normal. Untuk beton ringan mengacu SNI 2847:2019

Analisis tulangan transversal didapatkan nilai M_{pr} berdasarkan persamaan (84) dan (85). M_{pr} tumpuan kiri kanan berurutan sebesar 1173,08 kNm ($M_{pr (-)}$), 539,96 kNm ($M_{pr (+)}$) dan 837,92 kNm ($M_{pr (-)}$), 539,96 kNm ($M_{pr (+)}$). Dari hasil M_{pr} yang diperoleh maka didapatkan nilai V_E kiri kanan sebesar 182,24 kN dan 146,58 kN yang merujuk pada persamaan (86) dan (87). Nilai gaya geser akibat gempa yang diperoleh kemudian pemeriksaan nilai geser perlu (V_e) melalui persamaan (88) hingga (91). Nilai V_G didapatkan melalui *output* pemodelan *ETABS* untuk tumpuan kiri 205,04 kN dan tumpuan kanan 343,50 kN.

Perhitungan V_e dilakukan untuk mengetahui kuat geser yang diperlukan terhadap gaya gempa yang terjadi. Sehingga melalui faktor-faktor yang ada V_{e1} didapatkan 22,80 kN (tumpuan kiri) dan 351,62 kN (tumpuan kanan). Sedangkan V_{e2} didapatkan 387,28 kN (tumpuan kiri) dan 58,46 kN (tumpuan kanan). Keempat nilai tersebut dibandingkan dengan nilai $V_{u ETABS}$ 380,98 kN (tumpuan kiri) dan 347,76 kN (tumpuan kanan) untuk diperoleh nilai terbesar sebagai kontrol gaya geser perlu ($V_{u perlu}$) terhadap gaya geser akibat gempa (V_E). Kebutuhan $V_{u perlu}$ digunakan 387,28 kN yang kemudian dilakukan pemeriksaan terhadap $V_E \geq 50\% V_u$. Perolehan hasil didapatkan $182,24 \text{ kN} < 193,94 \text{ kN}$, maka V_c diperhitungkan sesuai persamaan (92) dan didapatkan nilai sebesar 297,33 kN.

Setelah didapatkan nilai V_c maka asumsi jumlah kaki sengkang dengan jarak spasi sengkang tumpuan dapat diperhitungkan. Syarat jarak sengkang harus kurang dari nilai terkecil $d/4$, $6d_b$, 150 mm (SNI 2847:2019 -18.6.4.4). Asumsi jumlah kaki sengkang (n) yang digunakan adalah 2 kaki dengan jarak sengkang (s) 100 mm. Luas area penampang sengkang (A_v) diperhitungkan sesuai jumlah kaki yang digunakan. Nilai A_v dapat diperhitungkan dengan $n \times 0,25 \mu \times D^2$ sehingga diperoleh untuk 2 kaki sengkang sebesar 265,46 mm².

Kebutuhan kuat geser kemudian dilakukan analisis untuk tegangan dua arah nominal (V_s) berdasarkan persamaan berikut (SNI 2847:2019):

$$- V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (22.5.10.5.3) \dots\dots\dots (93)$$

$$- V_{s \text{ maks}} = 0,66 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (22.5.1.2) \dots\dots\dots (94)$$

$$- V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (22.5.10.1) \dots\dots\dots (95)$$

Berdasarkan persamaan (93) dan (94) didapatkan nilai $V_s \leq V_{s \text{ maks}}$ sebesar $545,95 \text{ kN} \leq 1154,32 \text{ kN}$ maka nilai V_s digunakan sebagai perhitungan persamaan (95). Hasil dari persamaan tersebut sebesar $545,95 \text{ kN} \geq 219,05 \text{ kN}$ sehingga kapasitas V_s terpenuhi. Sebagai kontrol kapasitas sengkang dianggap memenuhi jika perbandingan V_u dengan kuat geser nominal (V_n) kurang dari satu.

$$- V_n = V_c + V_s \quad (22.6.1.3) \dots\dots\dots (96)$$

$$- \frac{V_u}{\phi V_n} < 1 \dots\dots\dots (97)$$

Sehingga melalui persamaan (97) diperoleh nilai sebesar $0,61 < 1$. Dari hasil dapat disimpulkan bahwa kapasitas sengkang dengan kebutuhan 2D13 – 100 memenuhi kebutuhan tulangan transversal tumpuan.

2.12.2.2 Tulangan Transversal Lapangan

Pada analisis tulangan transversal lapangan dibutuhkan gaya geser perlu yang didapatkan melalui faktor-faktor pada tulangan transversal area tumpuan. Nilai koreksi V_u yang diperlukan pada area lapangan ditentukan berdasarkan nilai terbesar dari V_{lap} . *ETABS* dengan persamaan berikut.

$$- V_{e.lap.gki} = \frac{l_n - 2h}{l_n} (V_{e.gki.max} - V_{e.gki.min}) + V_{e.gki.min} \dots\dots\dots (98)$$

$$- V_{e.lap.gka} = \frac{l_n - 2h}{l_n} (V_{e.gka.max} - V_{e.gka.min}) + V_{e.gka.min} \dots\dots\dots (99)$$

Persamaan (98) dan (99) didapatkan hasil V_e sebesar $325,242 \text{ kN}$ untuk lapangan kiri dan $387,281 \text{ kN}$ untuk lapangan kanan. Peroleh *output* V_{lap} . *ETABS* adalah sebesar $294,085 \text{ kN}$ sehingga dari ketiga nilai tersebut digunakan $V_{u \text{ perlu}}$ sebesar $387,281 \text{ kN}$. Pada kontrol kebutuhan tulangan geser lapangan digunakan apabila nilai $V_u > \phi V_c$. Namun, apabila terjadi

pada kondisi sebaliknya penggunaan tulangan geser tetap diperhitungkan dengan kontrol kapasitas $V_c = 0$.

Pada tulangan transversal digunakan jumlah kaki (n) sengkang sebanyak 2 kaki dengan jarak spasi sengkang (s) 150 mm. Berdasarkan perhitungan yang sama dengan persamaan (93) hingga (97) maka didapatkan nilai kapasitas sengkang $\frac{V_u}{\phi V_n}$ sebesar $0,78 < 1$. Dari hasil tersebut dapat disimpulkan bahwa kapasitas sengkang dengan kebutuhan 2D13 – 150 memenuhi kebutuhan tulangan transversal lapangan.

2.12.3 Tulangan Susut / Pinggang

Tulangan susut atau pinggang umumnya merupakan tulangan tambahan longitudinal yang digunakan apabila tinggi penampang balok cukup tinggi dan gaya dalam torsi atau puntir (T_u) yang besar. Perolehan torsi didapatkan melalui *output* gaya dalam ETABS. Penggunaan tulangan susut dapat dilakukan pengecekan apakah dalam penampang balok dibutuhkan tulangan susut atau tidak. Meninjau *output* gaya dalam torsi yang terjadi pada balok, diperoleh T_u (B10) sebesar 53,496 kNm.

Pada pengecekan kebutuhan tulangan susut sebagai tahanan torsi balok, maka SNI 2847:2019 pasal 22.7.6.1 dilakukan beberapa parameter berikut:

- $A_{cp} = b_w * h$ (100)
- $P_{cp} = 2 * (b_w + h)$ (101)
- $X_0 = b_w - 2c_c - d_s$ (102)
- $Y_0 = h - 2c_c - d_s$ (103)

Keterangan:

- A_{cp} : luas area penampang balok torsi (mm²)
- P_{cp} : keliling penampang balok torsi (mm)
- X_0 : jarak horizontal dalam tulangan sengkang (mm)
- Y_0 : jarak vertikal dalam tulangan sengkang (mm)

Analisis tulangan susut memperhitungkan luas area dalam tulangan sengkang (A_{oh}) dan keliling area dalam tulangan sengkang (P_h). Nilai A_{oh} diperoleh dari perkalian persamaan (102) dan (103) serta P_h melalui pendekatan persamaan (101) dengan faktor b_w dan h adalah nilai X_0 dan Y_0 . Kebutuhan tulangan susut dilakukan melalui pemeriksaan ambang torsi (T_{th}) terlebih dahulu supaya dapat diketahui balok membutuhkan tulangan susut atau

tidak. Mengacu pada SNI 2847:2019 tabel 22.7.4.1 maka T_{th} untuk penampang solid diperhitungkan sebagai berikut:

$$T_{th} = 0,083\sqrt{f'_c}A_{cp}^2/P_{cp} \dots\dots\dots (104)$$

Berdasarkan persamaan (104) tersebut, pengecekan kebutuhan tulangan susut diperoleh hasil T_{th} sebesar 22,768 kNm. Sebagai kontrol torsi maka hasil T_{th} perlu direduksi 0,75 dan diperoleh hasil 17,076 kNm. Kebutuhan tulangan susut terjadi apabila nilai $T_u > \phi T_{th}$, maka disimpulkan bahwa 53,496 kNm > 17,076 kNm sehingga diperlukan tulangan susut.

Pada kondisi torsi maka retak torsi (T_{cr}) diperhitungkan sebagai pengecekan klasifikasi tipe torsi masuk dalam “kompatibilitas” atau “kesetimbangan”. Klasifikasi tipe torsi dikatakan “kompatibilitas” apabila $T_u \geq T_{cr}$, sedangkan “kesetimbangan” apabila $T_u \leq T_{cr}$. Merujuk pasal 22.7.5.1, perhitungan persamaan T_{cr} adalah sama dengan T_{th} hanya saja faktor pengkali T_{cr} sebesar 0,33. Berdasarkan persamaan dan ketentuan yang diperoleh maka didapatkan hasil T_{cr} sebesar 90,523 kNm sehingga diperoleh ϕT_{cr} sebesar 67,892 kNm. Dari hasil tersebut menyatakan bahwa $T_u \leq T_{cr}$ sehingga penampang torsi masuk dalam klasifikasi kesetimbangan dengan kontrol torsi yang digunakan untuk analisis penampang adalah T_{cr} .

Pemeriksaan dimensi penampang meninjau pada SNI 2847:2019 pasal 22.7.7.1 bahwa batasan penampang untuk penampang solid haruslah memenuhi persamaan berikut:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1,7 A_o h^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_u}{b_w d} + 0,66\sqrt{f'_c}\right) \dots\dots\dots (105)$$

Melalui persamaan (105) diperoleh hasil $1,766 \text{ MPa} \leq 74996409,6 \text{ MPa}$ maka dimensi penampang memenuhi torsi.

Pada penulangan torsi juga mempertimbangkan kapasitas tulangan transversal apakah memenuhi jarak yang dianjurkan dalam torsi. Berdasarkan jumlah kaki sengkang dan jarak masing-masing yang digunakan dalam tulangan transversal maka jarak koreksi terhadap $P_h / 8$ dan 300 mm memenuhi syarat tersebut.

Kontrol diameter tulangan susut yang digunakan harus memenuhi $d'_b \geq 0,042s$, dimana nilai s merupakan spasi sengkang terbesar baik tumpuan maupun lapangan (9.7.5.2). Hasil d'_b min sebesar 6,3 mm sehingga diameter tulangan susut 16 mm sehingga syarat terpenuhi. Area tulangan susut dipasang dengan jumlah tulangan kelipatan dua. Hal ini ditujukan untuk memudahkan pemasangan dan imbang untuk masing-masing sisi pinggang.

Kapasitas tulangan longitudinal untuk torsi dianalisis melalui SNI 2847:2019 pasal 24.4.3.2 yang menyatakan bahwa batang ulir dengan $f_y \geq 420$ MPa digunakan syarat rasio tulangan $\rho = \frac{0,0018 \times 420}{f_y}$ dan 0,0014 yang diambil nilai terbesarnya. Berdasarkan persamaan rasio tersebut maka diperoleh luas tulangan susut ($A_{st} = \rho A_g$) sebesar 648 mm². Jumlah tulangan susut dapat ditentukan melalui A_{st} / A_s sehingga diperoleh 3,22 tulangan perlu atau 4 tulangan pasang dengan A_s sebesar 804,25 mm² > 648 mm² (memenuhi).

2.13 Perancangan Struktur Kolom

Penentuan kolom merupakan perancangan pada komponen struktur primer dalam struktur bangunan. Hal tersebut didasarkan kolom merupakan struktur utama dalam mendukung komponen struktur lainnya yang berada di atasnya seperti struktur atap, struktur pelat lantai, struktur balok, struktur tangga dan beban dinding. Pedoman dalam perancangan kolom mengacu dalam SNI 2847-2019 Pasal 18.7 “Kolom Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus”. Dalam pasal ini mengatur desain kolom nonprategang sesuai dengan perancangan struktur kolom yang menahan momen khusus. Desain kolom bagian ini juga menjadi sistem pemikul gaya seismik dan utamanya didesain untuk menahan gaya lentur, geser, dan aksial.

Penentuan dalam mendesain ukuran kolom bangunan harus mengacu pada beban yang ditahan kolom dari hasil kombinasi pembebanan, momen yang terjadi pada pelat, serta panjang bentang kolom. Sehingga fungsi kolom dalam meneruskan beban langsung ditahan pondasi yang bekerja sesuai kapasitas kolom dan aman sesuai fungsinya. Beberapa item rancangan struktur kolom yang harus ditentukan dan diperhitungkan sebagai syarat dalam perancangan kolom yang tertuang dalam perancangan di bawah ini.

2.13.1 Batasan Dimensi Kolom

Penentuan batasan dimensi kolom sebagai batasan geometri dengan standar minimum. Pada Pasal 18.7.2 SNI 2847-2019 menjelaskan syarat sebagai berikut; Pertama, dimensi atau panjang terkecil pada penampang kolom tidak kurang dari 300mm yang diukur secara garis lurus pusat geometri. Kedua, rasio penampang dimensi terkecil dengan dimensi terbesar (b/h) yang tegak lurus tidak boleh kurang dari 0,4. Ketiga, nilai gaya aksial (P_u) yang terjadi pada kolom harus lebih besar sama dengan $A_g f_c' / 10$. Dapat dijelaskan dengan persamaan sebagai berikut:

- $B \geq 300\text{mm}$
- $\frac{b}{h} \geq 0,4$
- $P_u \geq \frac{A_g f_c'}{10}$ (106)

Dari persamaan yang ada, untuk dimensi kolom $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ dengan nilai P_u sebesar 22.754,61kN, nilai A_g sebesar 360.000mm^2 dan nilai f_c' yang digunakan adalah 28 MPa telah memenuhi ketiga persyaratan batasan dimensi ukuran kolom.

2.13.2 Kekuatan Lentur Minimum Kolom

Analisis kekuatan lentur minimum kolom atau biasa disebut dengan *strong column weak beam* (SCWB) sebagai salah satu syarat analisis guna mengurangi kemungkinan terjadinya leleh pada kolom yang bekerja sebagai sistem pemikul gaya kontrol yang terjadi. Dikarenakan kemungkinan terjadi aksi saat kolom tidak mampu atau tidak lebih kuat dari balok yang merangka pada *area joint* hal tersebut dapat mengakibatkan kegagalan / keruntuhan pada bangunan. Penentuan syarat kekuatan lentur minimum balok tertuang dalam pasal 18.7.3 SNI 2847-2019 yang berbunyi jumlah kekuatan lentur nominal pada kolom ($\sum M_{nc}$) harus lebih besar sama dengan 1,2 kalinya jumlah kekuatan lentur nominal terjadi pada balok yang merangka ke dalam *joint* ($\sum M_{nb}$) atau seperti rumus persamaan $\sum M_{nc} \geq 1,2 \sum M_{nb}$.

Analisis perancangan kolom dilakukan dengan beberapa *trial* atau percobaan dalam menyesuaikan konfigurasi tulangan longitudinal yang digunakan terhadap tegangan geser. Kapasitas kemampuan tulangan

longitudinal diharapkan mampu memberikan kekuatan semaksimal mungkin terhadap transfer beban dari balok. Konfigurasi tulangan longitudinal diharapkan pula tidak mempengaruhi dalam pekerjaan pengecoran, sehingga kerapatan dari tulangan longitudinal perlu diperhatikan.

Tabel 2.50 Perbandingan Analisis Konfigurasi Tulangan Kolom

Konfigurasi Tulangan Longitudinal	$\sum M_{nc}$ (kNm)	(1,2) $\sum M_{nb}$ (kNm)	SCWB $\sum M_{nc} \geq (1,2) \sum M_{nb}$	Rasio Tulangan (ρ)
16D22	2027,856	2160,744	Not Ok	1.75%
20D22	2204.743	2160,744	OK	3,17%
16D25	2166,561	2160,744	Ok	2.18%

Berdasarkan Tabel 2.50, syarat perbandingan nilai momen nominal kolom harus lebih besar 1,2 dari momen nominal balok. Persyaratan tersebut terdapat 3 konfigurasi tulangan longitudinal yang memenuhi persyaratan yaitu 20D22 dan 16D25. Namun dalam perencanaan harus melakukan berbagai aspek pertimbangan untuk mendapatkan bangunan yang aman, nyaman dan ekonomis untuk dilakukan pembangunan. Sehingga dengan pertimbangan tersebut untuk mendapatkan penggunaan material yang efektif maka dilakukan pertimbangan pada konfigurasi tulangan dengan melihat nilai rasio penulangan. Pemilihan konfigurasi tulangan yang memiliki nilai rasio rendah menjadi pertimbangan tersendiri, maka dari 3 konfigurasi penulangan yang memenuhi persyaratan SCWB dipilihlah konfigurasi tulangan longitudinal 16D25 dengan rasio penulangan sebesar 2.18%.

2.13.3 Tulangan Longitudinal

Penentuan batas minimum penggunaan tulangan longitudinal dengan parameter total luasan tulangan longitudinal (A_{st}) bertujuan sebagai kontrol deformasi yang akan terjadi dalam jangka panjang. Selain itu bertujuan agar momen leleh yang terjadi pada tulangan longitudinal melebihi momen retaknya kolom. Sedangkan penentuan batas maksimum penggunaan tulangan longitudinal bertujuan untuk membatasi kerapatan, transfer beban merata dari elemen lantai ke kolom dan meminimalisir peningkatan tegangan geser yang tinggi serta meminimalisir terjadi *honeycomb* atau *void* pada beton. Ketentuan perhitungan tulangan longitudinal tertuang pada pasal 18.7.4 SNI 2847-2019.

Penentuan batas bawah atau minimum penggunaan tulangan longitudinal senilai 0,01 luas penampang kolom (A_g). Sedangkan untuk penentuan batas atas atau maksimum penggunaan tulangan longitudinal senilai 0,06 A_g . Kedua persamaan tersebut dapat diartikan sebagai rasio tulangan (ρ) yang didapat dari pembagian antara total luas tulangan longitudinal (A_s) dengan luas penampang kolom (A_g). Dapat dijelaskan dengan persamaan sebagai berikut:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} \dots\dots\dots (107)$$

$$1\% < \rho < 6\%$$

Atau

$$0,01A_g \leq A_s \leq 0,06A_g$$

Dari persamaan diatas, rencana penggunaan diameter tulangan longitudinal sebesar 25mm dengan nilai A_s adalah 490,87 mm² telah memenuhi syarat rasio tulangan (ρ) sebesar 2,18% untuk tulangan longitudinal.

2.13.4 Panjang Area Tulangan Transversal Tumpuan (l_0)

Penentuan panjang area tulangan tumpuan atau disebut area l_0 bertujuan untuk menyediakan tulangan transversal yang lebih rapat pada tiap-tiap ujung kolom. Peningkatan kerapatan sebesar 50 persen atau lebih dikarenakan kemungkinan beban aksial dan lentur yang sangat tinggi (Waston et al.1994). Ketentuan perhitungan panjang area tulangan transversal dalam panjang l_0 tertuang pada pasal 18.7.5.1 SNI 2847-2019. Penentuan panjang area l_0 tidak boleh kurang dari dimensi kolom (h atau b) terbesar, seperenam dari tinggi bersih kolom (L_n) dan 450mm untuk kemudian hasil terbesar dari ketiga persamaan tersebut dijadikan nilai l_0 . Dapat dijelaskan dengan persamaan sebagai berikut:

$$l_0 \geq 1/6 L_n \dots\dots\dots (108)$$

$$l_0 \geq h \text{ atau } b(\text{nilai terbesar})$$

$$l_0 = 450\text{mm}$$

Dari persamaan diatas, untuk dimensi kolom 600 mm x 600 mm dengan nilai $1/6L_n$ sebesar 700 mm. kemudian dipilih nilai terbesar sehingga didapatkan l_0 sebesar 700mm yang telah memenuhi syarat panjang area l_0 .

2.13.5 Spasi Tulangan Transversal Tumpuan (S_o)

Penentuan ukuran spasi tulangan transversal (S) dalam panjang ℓ_o bertujuan untuk memenuhi kecukupan dalam pengekan beton dan setelah terjadinya pengelupasan beton tulangan sengkang dapat memberikan tahanan tekuk terhadap tulangan longitudinal. Ketentuan perhitungan spasi tulangan transversal dalam panjang ℓ_o tertuang pada pasal 18.7.5.3 SNI 2847-2019.

Penentuan ukuran spasi tulangan transversal (S) dalam panjang ℓ_o tidak boleh kurang dari syarat ukuran spasi tulangan transversal (S_o) dalam panjang ℓ_o yaitu seperempat dari dimensi kolom (h atau b) terkecil, enam kali diameter tulangan longitudinal (d_b) terkecil yang dipakai dan rumus perhitungan S_o dengan maksimum sengkang pengekan pusat ke pusat maksimum dari muka kolom (h_x) dengan ketentuan tidak boleh lebih besar dari 200mm. Penggunaan nilai S_o harus lebih kecil sama dengan dari 150 mm dan lebih besar sama dengan dari 100 mm. Dapat dijelaskan dengan persamaan sebagai berikut:

$$- S_o = 0,25 h \text{ atau } b(\text{terkecil}) \dots\dots\dots (109)$$

$$- S_o = 6d_b \dots\dots\dots (110)$$

$$- S_o = 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right) \dots\dots\dots (111)$$

*Dengan catatan nilai S_o sebagai berikut:

$$100\text{mm} \leq S_o \leq 150\text{mm}$$

Sehingga, membentuk persamaan syarat untuk ukuran spasi tulangan transversal (S) dalam panjang ℓ_o sebagai berikut:

$$S \leq \text{Nilai terkecil } S_o$$

Dari persamaan diatas, nilai h_x sebesar 200 mm dan asumsi spasi (S) sebesar 100mm telah memenuhi syarat nilai terkecil S_o . Maka, ukuran spasi tulangan transversal (S) dalam panjang ℓ_o adalah 100mm.

2.13.6 Pemeriksaan Kuat Geser Tulangan Transversal

Pengecekan kapasitas kuat geser pada tulangan geser bertujuan untuk meninjau kekuatan lentur dari komponen yang telah didesain dengan gaya geser terfaktor yang ditunjukkan pada analisis beban lateral. Ketentuan pengecekan kuat geser tertuang dalam pasal 18.7.6 SNI 2847-2019. Pengecekan kuat geser (V_e) menggunakan kekuatan lentur maksimum (M_{pr})

yang bekerja pada kolom disetiap ujungnya yang telah diberi beban aksial terfaktor (P_u).

Penentuan kapasitas gaya geser kolom dengan memperhatikan nilai geser dengan penjumlahan kekuatan momen positif pada satu sisi *joint* dan kekuatan momen negative pada sisi *joint* lainnya yang didapat dari nilai M_{pr} balok di tiap tumpuan balok yang berada pada muka-muka *joint* kolom tiap meter per bentang bersih kolom (L_n) dan nilai V_e tidak boleh kurang dari gaya geser analisis struktur (V_u). Pengecekan kuat geser pada area dalam ℓ_0 pada gaya geser (V_e) akibat gempa dapat mengasumsikan nilai kuat geser nominal beton (V_c) = 0 jika syarat V_e lebih besar dari V_u terpenuhi dan nilai P_u lebih kecil dari $A_g f_c' / 20$. Dapat dijelaskan dengan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 - V_e &= \frac{M_{pr,kt} + M_{pr,ka}}{L_n} \dots\dots\dots (112) \\
 - V_c &= 0 \quad \begin{cases} V_e > V_u \\ P_u < A_g f_c' / 20 \end{cases}
 \end{aligned}$$

Dari persamaan diatas, didapatkan nilai kuat geser sebesar 428,72 kN dan nilai V_u yang didapat dari analisis struktur menggunakan aplikasi *Etabs* adalah 11,07 Kn. Maka nilai kuat geser nominal (V_c) dapat diasumsikan bernilai 0 (nol) karena memenuhi syarat persamaan.

2.13.7 Jumlah Tulangan Transversal

Penentuan jumlah tulangan transversal bertujuan untuk menghitung dan menentukan kebutuhan tulangan sengkang agar dapat menjamin *spaling* selimut beton tidak menghilangkan kapasitas kemampuan kolom dalam menahan gaya aksial yang terjadi. Ketentuan perhitungan jumlah tulangan transversal tertuang pada pasal 18.7.5.4 SNI 2847-2019. Dalam menentukan jumlah tulangan transversal terlebih dahulu menentukan kondisi yang terjadi pada kolom dengan ketentuan gaya aksial tidak melebihi rasio simpangan senilai 0,3 pada kolom yang ditulangi secara simetris. Penentuan tulangan transversal dilanjutkan pada tabel persamaan yang berlaku pada Tabel 2.51 dan didapatkan nilai A_{sh}/S_{bc} . Kemudian dilanjutkan perhitungan nilai total luas penampang tulangan transversal (A_{sh}) dengan mengkalikan antara nilai spasi tulangan transversal (S_s) dengan nilai A_{sh}/S_{bs} .

Tabel 2.51 Tulangan Transversal Untuk Kolom-Kolom SRPMK

Tulangan Transversal	Kondisi	Persamaan yang berlaku	
A_{sh} / S_{bc} Untuk sengkang pengeang 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)
	$P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (a), (b) dan (c)	$0,09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0,2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (c)
P_s Untuk spiral ataupun sengkang pengeang 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)
	$P_u > 0,3A_g f'_c$ atau $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Terbesar antara (d), (e) dan (f)	$0,12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0,35 \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$ (f)

Sumber: SNI 2847-2019 Pasal 18.7.5.4

Penentuan jumlah tulangan transversal satu arah tertuang pada pasal 22.5.10 SNI 2847-2019 untuk mendapatkan kuat geser terkait tegangan beton (V_s Perlu) didapatkan dari nilai gaya geser maksimum terfaktorkan (V_u) dibagi factor reduksi kekuatan (ϕ) dan dikurangi nilai nominal beton (V_c). Selanjutnya digunakan untuk mendapatkan nilai luas kebutuhan tulangan geser (A_v) dan jarak (S) dengan cara membagi nilai V_s dengan kuat leleh tulangan transversal (f_{yt}) yang telah dikalikan dengan tinggi efektif kolom (d). Penentuan nilai luas penampang transversal terpilih berdasarkan nilai maksimal antara nilai A_{sh} dan A_v/s .

Dari perolehan nilai A_{sh} terbesar dapat digunakan untuk menentukan jumlah kebutuhan kaki tulangan transversal (n) dengan membagi nilai A_{sh} dengan nilai luas tulangan transversal (A_s). Dapat dijelaskan dengan persamaan sebagai berikut:

$$- V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots (113)$$

$$- \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} \dots\dots\dots (114)$$

$$- A_{sh} = \left(\frac{A_{sh}}{S_{bc}} \right) \times S_s \dots\dots\dots (115)$$

$$- n = A_{sh} \times A_s \dots\dots\dots (116)$$

Dari persamaan diatas, penentuan kondisi memperoleh $P_u \leq 0,3A_g f'_c$ dengan $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$ sehingga menggunakan persamaan

(a) dan (b). Dari perhitungan nilai A_{sh}/s pada persamaan (a) bernilai 5,17 mm²/mm, (b) bernilai 4,68 mm²/mm dan nilai A_v/s adalah 3,82 mm²/mm. Sehingga dipilih nilai A_{sh}/s terbesar dengan nilai 5,17mm²/mm dengan asumsi spasi (s) sebesar 100mm yang telah memenuhi syarat. Penggunaan tulangan transversal (d_s) dengan asumsi 13mm dan A_s sebesar 132,73 mm². Maka, jumlah tulangan transversal (n) adalah 4 buah.

2.13.8 Spasi Tulangan Transversal Lapangan Di Luar (l_0)

Penentuan ukuran spasi tulangan transversal (S_s) diluar panjang l_0 bertujuan untuk memberikan kekuatan yang wajar dan seragam pada daerah tengah tinggi sepanjang kolom. Ketentuan perhitungan spasi tulangan transversal di luar panjang l_0 tertuang pada pasal 18.7.5.5 SNI 2847-2019. Penentuan ukuran S_s di luar panjang l_0 tidak boleh kurang dari syarat ukuran spasi tulangan transversal (S_o) di luar panjang l_0 enam kali diameter tulangan longitudinal (d_b) terkecil dan 150mm. Dapat dijelaskan dengan persamaan sebagai berikut:

$$S_o = 6d_b$$

$$S_o = 150mm$$

Sehingga, membentuk persamaan syarat untuk ukuran spasi tulangan transversal (S_s) diluar panjang l_0 sebagai berikut:

$$S_s \leq \text{Nilai terkecil } S_o$$

Dari persamaan diatas, diameter asumsi untuk tulangan transversal yang telah memenuhi syarat diatas adalah 13mm dan asumsi spasi (S) tulangan transversal diluar panjang l_0 sebesar 150mm telah memenuhi syarat nilai terkecil S_o . Maka, ukuran spasi tulangan transversal (S) dalam panjang l_0 adalah 150mm.

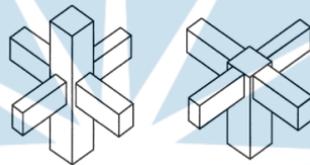
2.14 Perancangan Hubungan Balok Kolom

Perancangan sambungan pada pertemuan balok dan kolom atau yang sering disebut hubungan balok-kolom atau *area joint* balok dan kolom merupakan perancangan yang harus diperhatikan dengan sebaik-baiknya. Pada pertemuan antar 2 bidang struktur inilah yang mendapatkan tegangan lebih tinggi dari gaya gempa. Tegangan yang tinggi tersebut diakibatkan oleh tegangan tarik yg akan di terima

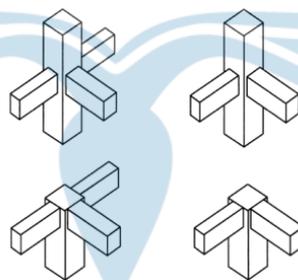
dari sisi tulangan atas balok bersamaan dengan penerimaan penerimaan tekan pada sisi balok lainnya yang kemudian akan disalurkan pada kolom.

Pedoman perancangan sambungan pada pertemuan balok dan kolom tertuang dalam pasal 18.8 SNI 2847-2019 yang berisi perancangan *joint* sistem rangka pemikul momen khusus. Pada perancangan kekuatan sambungan hubungan balok-kolom tidak boleh mempengaruhi struktur lainnya karena akan terjadi degradasi kekuatan struktur lain sehingga tidak terjadi kehancuran pada daerah pertemuan antara balok dan kolom.

Sambungan pada pertemuan balok dan kolom memiliki 2 jenis bentuk pertemuan, dapat dilihat pada Gambar 2.61 menunjukkan desain *joint interior* dan pada Gambar 2.62 menunjukkan desain *joint eksterior*. Beberapa item rancangan sambungan pada hubungan balok kolom yang harus ditentukan dan diperhitungkan sebagai syarat dalam perancangan kolom tertuang dalam perancangan di bawah ini.



Gambar 2.61 Geometris Sambungan HBK Interior
(Sumber: Wang, et. Al, 2002)



Gambar 2.62 Geometris Sambungan HBK Eksterior
(Sumber: Wang, et. Al, 2002)

2.14.1 Pemeriksaan Syarat Dimensi Kolom

Penentuan syarat dimensi kolom yang berhubungan dengan balok bertujuan supaya tulangan lurus pada balok tidak terjadi slip pada *area joint* balok-kolom saat terjadinya momen dari kedua bidang. Penentuan syarat dimensi kolom (b_k atau h_k) tertuang dalam pasal 18.8.2.3 SNI 2847-2019. Sehingga diperhitungkan batasan rasio diameter tulangan maksimum untuk

tulangan longitudinal (d_b) balok sebesar 20 untuk beton normal. Dengan pemberian kontrol tersebut dapat mengurangi potensi slip tulangan menerus pada *area joint*. Dapat dijelaskan dengan persamaan sebagai berikut:

$$b_k \text{ atau } h_k(\text{terkecil}) \geq 20d_b$$

Dari persamaan yang ada, untuk dimensi kolom $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ dengan asumsi tulangan longitudinal (d_b) balok 25mm. Maka syarat dimensi kolom telah terpenuhi dengan nilai dari faktor pengali sebesar 500mm.

2.14.2 Pemeriksaan Syarat Tinggi Joint

Penentuan syarat tinggi *joint* harus memenuhi persyaratan aspek rasio *joint* yang berlaku pada balok sebagai sistem pemikul gaya seismik. Penentuan syarat tinggi *joint* tertuang dalam pasal 18.8.2.4 SNI 2847-2019. Pada ketentuan ini berbunyi minimal tinggi *joint* adalah b_k atau h_k lebih besar dari 0,5 lebar sisi *joint* (b_{jo}). Penentuan nilai b_j adalah lebar balok (b_b) ditambahkan dengan nilai jarak lebar balok dengan tepi kolom area *joint* (x_{1a} dan x_{1b}). Dapat dijelaskan dengan persamaan sebagai berikut:

$$b_j = b_b + x_{1a} + x_{1b} \dots\dots\dots (117)$$

$$b_k \text{ atau } h_k(\text{Terbesar}) \geq 0,5b_j(\text{Terbesar})$$

Dari persamaan yang ada, untuk dimensi kolom $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ dengan ukuran balok b_b berukuran 450mm dan $x_{1a\&b}$ berjarak 75mm. Maka, syarat tinggi *joint* telah memenuhi dengan nilai 600mm.

2.14.3 Kebutuhan Tulangan Senggang

Penentuan jumlah kebutuhan tulangan *confinement* biasanya berlandaskan ukuran tulangan transversal kolom seperti ukuran diameter tulangan (d_b), spasi tulangan transversal (s) dan luas penampang tulangan transversal (A_{sh}/s) yang telah dihitung. Penggunaan kebutuhan tulangan *confinement* diambil dari setengah kebutuhan tulangan transversal pada daerah sendi plastis kolom atau tumpuan kolom yang dihitung dari nilai A_{sh}/s .

Penentuan setengah dari tulangan transversal bertujuan agar tidak terjadi penumpukan tulangan yang begitu rapat pada area *joint* sehingga tidak terjadi *honeycomb* atau *void* pada beton dan dianggap kolom memiliki

kekakuan yang sama. Dari perolehan nilai $0,5A_{sh}$ terbesar dapat digunakan untuk menentukan jumlah kebutuhan kaki tulangan transversal (n) dengan membagi nilai A_{sh} dengan nilai luas tulangan transversal (A_s). Dapat dijelaskan dengan persamaan sebagai berikut:

$$- A_{sh}/s, j = 0,5 A_{sh}/s \text{ (Tulangan Transversal Kolom) } \dots\dots\dots (118)$$

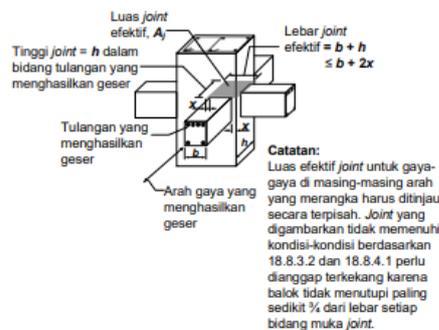
$$- A_{sh, j} = (A_{sh}/s) \times S_s \dots\dots\dots (119)$$

$$- n = A_{sh} \times A_s \dots\dots\dots (120)$$

Dari persamaan diatas, dari perhitungan kolom didapat nilai A_{sh}/s adalah $5,17\text{mm}^2/\text{mm}$ dengan asumsi spasi (s) sebesar 100mm yang telah memenuhi syarat. Maka untuk penggunaan tulangan transversal pada area *joint* $A_{sh}/s, j$ adalah $2,58\text{mm}^2/\text{mm}$. Penggunaan tulangan transversal (d_s) dengan asumsi 13mm dan A_s sebesar $132,73 \text{ mm}^2$. Maka, jumlah tulangan transversal (n) adalah 2 buah.

2.14.4 Pemeriksaan Luas Penampang Efektif Dalam Satu *Joint*

Penentuan luas penampang efektif dalam suatu *joint* bertujuan untuk memberikan ruang pada gaya-gaya yang berasal dari arah-arah balok yang mengekang pada kolom. Ketentuan penentuan lebar sekaligus luas penampang efektif *joint* tertuang dalam pasal 18.4.3 SNI 2847-2019. Lebar *joint* efektif (b_j) harus lebih kecil dari lebar balok (b_b) yang ditambah tinggi *joint* yang diambil dari nilai lebar kolom (h) sesuai arah sumbu atau yang ditambah dua kali nilai jarak tegak lurus tepi balok dengan tepi kolom (x). Sehingga untuk mendapatkan nilai luas penampang efektif *joint* (A_j) dengan mengkalikan nilai b_j dan lebar kolom (b atau h) sesuai arah sumbunya. Dapat dijelaskan dengan persamaan dan Gambar 2.63 sebagai berikut:



Gambar 2.63 Luas Penampang Efektif Pada HBK
(Sumber: SNI 2847:2019)

- $b_j = b_b + h$ (121)
- $b_j = b_b + 2x$ (122)
- $A_j = b_j \times h$ (123)

* b_j = Nilai terkecil prs. (121) dan (122)

Dari persamaan diatas, didapatkan dengan persamaan (121) sebesar 1050 mm dan persamaan (122) sebesar 600 mm. Sehingga dipilih nilai b_j dari nilai terkecil pada persamaan (121) dan (122) dengan nilai 600mm. Maka dengan ukuran $600mm \times 600mm$ didapatkan nilai luas penampang efektif dalam suatu *joint* (A_j) sebesar 360.000 mm².

2.14.5 Gaya Pada Tulangan Longitudinal Balok Di Muka *Joint*

Perhitungan gaya pada tulangan longitudinal balok di muka *joint* berkaitan dengan regangan yang terjadi pada tulangan lentur harus melebihi regangan lelehnya sehingga dapat memberikan angka aman. Ketentuan syarat gaya tulangan longitudinal balok tertuang pada pasal 18.8.2.1 SNI 2847-2019 untuk mendapatkan gaya tarik pada tulangan atas (T_i) dan gaya pada tulangan bawah (C_{i+1}) pada sisi *joint* tegak lurus berlawanan dengan mengkalikan luas tulangan (A_s) dengan asumsi tegangan tulangan tarik lentur sebesar $1,25f_y$. Sehingga dapat ditentukan gaya geser balok (V_b) dengan menjumlahkan nilai T_i dengan C_{i+1} . Dapat dijelaskan dengan persamaan sebagai berikut:

- $T_i = 1,25A_s f_y$ (124)

- $C_{i+1} = 1,25A_s f_y$ (125)

- $V_b = T_i + C_{i+1}$ (126)

Dari persamaan diatas, gaya tarik yang bekerja pada tulangan atas balok sebelah kiri *joint* (T_1) sebesar 1.546.252,6 N dan balok sebelah kanan *joint* (T_2) sebesar 1.803.961,4 N. Sedangkan gaya tekan yang bekerja pada tulangan bawah balok sebelah kiri *joint* (C_1) sebesar 1.030.835,1 N dan balok sebelah kanan *joint* (C_2) sebesar 773.126,3 N. Maka, dapat diperhitungkan gaya geser yang bekerja pada balok (V_b) dengan arah *swing* kiri sebesar 2.319.378,95 N dan arah *swing* kanan sebesar 2.834.796 N.

2.14.6 Gaya Geser *Joint*

Perhitungan gaya geser *joint* bertujuan agar kekuatan geser *joint* memiliki nilai yang sama dengan kekuatan geser yang terjadi pada balok menerus. Maka dari itu diharapkan memberi kekekangan yang efektif pada

muka joint dan dapat menunda terjadinya penurunan kekuatan *joint* ketika deformasi yang diterima besar. Ketentuan perhitungan gaya geser *joint* tertuang pada pasal 18.8.4.2 SNI 2847-2019 yang terbagi untuk konfigurasi jumlah balok yang mengekang *joint*. Perhitungan gaya geser pada *joint* (V_j) mengurangi V_b dengan gaya geser kolom (V_h). Perhitungan kuat geser nominal *joint* (V_{nX}) seperti tertera pada Tabel 2.52.

Tabel 2.52 Kekuatan Geser Nominal *Joint*, V_n

Konfigurasi <i>Joint</i>	V_n
Untuk <i>joint</i> yang terkekang oleh balok-balok pada keempat sisinya	$1,7\lambda \sqrt{f_c' A_j}$
Untuk <i>joint</i> yang terkekang oleh balok-balok pada tiga sisinya atau dua sisinya berlawanan.	$1,2\lambda \sqrt{f_c' A_j}$
Untuk kasus-kasus lainnya	$1,0\lambda \sqrt{f_c' A_j}$

Sumber: SNI 2847-2019 Pasal 18.8.4.1

Dalam menentukan gaya geser *joint* akibat gempa (V_{uX}), dipilih nilai terbesar antara V_j dan V_{nX} . Setelah mendapatkan V_{nX} , besaran kuat geser *joint* akibat gempa (ΦV_{nX}) dapat ditentukan dengan mengkalikan V_{nX} faktor Reduksi Kekuatan (Φ) yang telah diatur pada pasal 21.2.4.3 SNI 2847-2019 yang mengatur untuk ambungan balok-kolom, memiliki nilai reduksi geser sebesar 0,85. Sehingga nilai perbandingan antara ΦV_{nX} dengan V_{uX} dianggap aman jika lebih nilainya lebih dari 1 atau ΦV_{nX} lebih besar V_{uX} .

$$- V_j = V_b - V_h \dots\dots\dots (127)$$

$$- \Phi V_{nX} = V_{nX} \times \Phi \dots\dots\dots (128)$$

$$- \Phi V_{nX} \geq V_{uX} \quad (AMAN) \dots\dots\dots (129)$$

Dari persamaan diatas, nilai gaya geser kolom (V_h) dengan arah *swing* kiri sebesar 410.080,95 N dan arah *swing* kanan sebesar 148.140,5 N. Maka, nilai gaya geser *joint* (V_j) dengan arah *swing* kiri sebesar 2.424.715,5 N dan arah *swing* kanan sebesar 1.398.112,15 N. Kondisi kolom yang terkekang oleh 4 balok, maka digunakan persamaan 1 untuk mendapatkan kekuatan geser nominal *joint* (V_{nX}). Berdasarkan persamaan yang digunakan, maka nilai V_{nX} sebesar 3.238.399,6 N. Maka, nilai gaya geser *joint* akibat gempa (V_{uX}) sebesar 2.424.715,544 N. Dari perolehan nilai V_{nX} dapat digunakan untuk menentukan kuat geser *joint* akibat gempa (ΦV_{nX}) dengan perolehan sebesar 2.752.639,664 N. Dapat disimpulkan dalam pengecekan kuat geser *joint*, kondisi keamanan *joint* dapat dikatakan “Aman” atau “Ok” karena nilai ΦV_{nX} lebih besar V_{uX} .

2.14.7 Syarat Izin Reduksi Tulangan Transversal *Joint*

Pada syarat izin reduksi tulangan transversal *joint* tertuang pada pasal 18.8.3.2 SNI 2847-2019 yang berbunyi apabila jumlah tulangan pengekang pada suatu *joint* terdiri 4 buah pengekang maka jumlah dan spasi pada tulangan transversal *area joint* diijinkan untuk direduksi sebesar 50% dan spasi maksimal adalah 150mm dari ketinggian balok terendah atau muka lantai.

Dari penjelasan syarat diatas, pada kondisi kolom yang saat ini di tinjau. Kondisi kolom terkekang oleh 8 balok pada keempat sisinya yang terdiri 2 tipe balok menumpu. Maka, pada tulangan transversal *area joint* kolom ini diijinkan untuk direduksi 50% dengan spasi (*s*) maksimal sepanjang 150 mm dari ketinggian balok terendah.

2.14.8 Panjang Penyaluran Tulangan Tarik

Perhitungan panjang penyaluran tulangan tarik berfungsi untuk meningkatkan tekanan diagonal yang melewati *joint*. Perpanjangan penyaluran tulangan tarik diberikan pada balok dan kolom dengan ukuran tulangan D10 hingga D36 yang berhenti pada *area joint*. Syarat perpanjangan penyaluran tulangan tarik tertuang pada pasal 18.8.5 SNI 2847-2019. Penentuan panjang penyaluran tulangan tarik (ℓ_{dh}) memiliki batasan harus lebih besar dari nilai $8d_b$ dan 150mm. Penentuan panjang ℓ_{dh} didapatkan dengan $f_y d_b / 5,4\lambda\sqrt{f_c'}$. Jikalau nilai ℓ_{dh} lebih kecil, maka digunakan nilai terbesar. Dapat dijelaskan dengan persamaan sebagai berikut:

- $\ell_{dh} = 8d_b$
- $\ell_{dh} = 150 \text{ mm}$
- $\ell_{dh} = \frac{f_y d_b}{5,4\lambda\sqrt{f_c'}} \dots\dots\dots (130)$

Dari persamaan diatas, dengan ukuran tulangan longitudinal balok (d_b) sebesar 13 mm, kuat leleh baja tulangan longitudinal (f_y) sebesar 420 MPa dan kuat tekan beton (f_c') sebesar 28 MPa dengan faktor untuk beton normal (λ) sebesar 1. Maka, untuk panjang ℓ_{dh} terpakai sebesar 367mm.

2.15 Perancangan Struktur Pelat Lantai

Pembebanan pelat merupakan distribusi beban dari beban dinding pada pelat, beban pelat itu sendiri, beban mati diatas pelat dan beban hidup yang terjadi pada pelat. Pembebanan tersebut mengakibatkan perlunya perancangan detail struktur pelat lantai untuk menahan beban dan gaya yang terjadi. Perancangan penulangan pelat lantai mengacu dalam SNI 2847:2019 yang dirancang menggunakan tulangan ulir dan polos untuk menahan beban dan gaya yang terjadi pada pelat.

Struktur pelat lantai terdiri atas 2 tipe yaitu tipe pelat lantai satu arah dan tipe pelat lantai 2 arah. Penggunaan tipe pelat lantai yang diterapkan berdasarkan syarat bentang teoritis seperti yang telah dijabarkan pada *preliminary design* pelat. Adapun analisis yang dibutuhkan untuk perhitungan tulangan adalah sebagai berikut:

a. Rasio Tulangan

Penentuan rasio tulangan berkaitan guna membatasi jumlah tulangan. Rasio tulangan merupakan perbandingan untuk jumlah luas penampang tulangan baja tarik dengan tinggi efektif penampang (d_s). Perhitungan tinggi efektif adalah tebal pelat lantai beton dikurangi oleh tebal selimut (T_s) dan setengah diameter tulangan baja (d) atau dengan perhitungan ($h - t_s - \frac{d}{2}$). Perhitungan rasio tulangan (ρ) terhadap momen *ultimate* (M_u) yang terjadi diperhitungkan dengan mempertimbangkan faktor ketahanan untuk tekan dan lentur (ϕ). Sehingga selanjutnya dapat menentukan rasio penulangan melalui persamaan sebagai berikut:

$$\rho = \frac{\beta \times f'_c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f'_c \times b \times d_s^2}} \right] \dots\dots\dots (131)$$

b. Luas Tulangan

Penentuan luas tulangan yang akan digunakan dalam menentukan jarak penulangan. Dalam menentukan luas tulangan diperlukan luasan pelat (A_g) dengan asumsi tiap meternya dengan persamaan $A_g = bh$. Setelah mendapatkan A_g baru dapat menentukan luasan tulangan yang dibutuhkan. Dalam penentuan luasan tulangan terdapat 2 perhitungan yang kemudian dipilih hasil terbesar dari yang didapatkan. Penentuan luas tulangan beton

dengan rumus $\rho \times b \times d_s$ dan SNI 2847:2019 pasal 7.6.1.1 dan 8.6.1.1 ($A_{s\ min}$) untuk tulangan pelat satu arah nonprategang maupun dua arah ditentukan seperti Tabel 2.53 dibawah ini.

Tabel 2.53 $A_{s\ min}$ Untuk Pelat Nonprategang

Tipe tulangan	f_y (Mpa)	$A_{s\ min}$	
Batang Ulir	< 420	0,002 A_g	
Batang Ulir atau Kawat Las	≥ 420	Terbesar dari:	$\frac{0,0018 \times 420}{f_y} A_g$
			0,0014 A_g

Sumber: SNI 2847:2019

c. Jarak Tulangan

Penentuan jarak spasi (s) tulangan sesuai SNI 2847-2019 Pasal 25.2 Spasi minimum penulangan yang berbunyi “tulangan nonprategang yang sejajar pada satu lapisan horizontal, spasi bersih tulangan harus tidak kurang dari nilai terbesar dari 25 mm, d_b dan $(4/3) d_{agg}$.” dan SNI 2847-2019 Pasal 7.7.2 Spasi maksimum penulangan yang berbunyi “Spasi maksimum s untuk tulangan ulir harus kurang dari $3h$ dan 450 mm.” Berdasarkan SNI, diperoleh persamaan untuk menghitung nilai jarak spasi (s) sebagai berikut:

$$s = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{A_s} \dots\dots\dots (132)$$

Sebelum penentuan jarak antar tulangan pelat lantai, analisis perancangan pelat lantai dilakukan beberapa *trial* atau percobaan terhadap diameter tulangan yang akan digunakan. Fungsi dari ukuran diameter tulangan adalah untuk memperoleh rasio tulangan serta kapasitas maksimum terhadap jarak tulangan yang diperbolehkan dengan jarak (s maks) sesuai SNI ≤ 450 mm. Masing-masing pelat lantai baik satu arah maupun dua arah sama-sama dipengaruhi oleh ukuran diameter tulangan. Oleh sebab itu, berikut beberapa percobaan yang telah digunakan untuk masing-masing tipe pelat (Tabel 2.54).

Tabel 2.54 Perbandingan Analisis Pelat Lantai

	Diameter (mm)	Rasio Tulangan	Jarak Maksimum (mm)	Terpakai
Pelat Satu Arah	10	$10,7 \times 10^{-4}$	290	-
	13	$11,0 \times 10^{-4}$	491	D13 – 300
Pelat Dua Arah	10	$26,6 \times 10^{-4}$	236	-
	13	$27,3 \times 10^{-4}$	394	D13 – 200

Berdasarkan Tabel 2.54 diperoleh konfigurasi untuk tulangan beserta jarak yang dibutuhkan adalah menggunakan D13 dengan jarak kurang dari kapasitas masing-masing tulangan serta SNI (450 mm). Oleh karena itu, pada pelat lantai satu arah digunakan tulangan D13 dengan jarak 300 mm, sedangkan pelat dua arah yang memiliki ikatan momen pada masing-masing arah memanjang maupun memendek, maka digunakan konfigurasi D13 jarak 200 mm untuk arah memanjang dan D13 jarak 300 mm untuk arah memendek. Penggunaan tulangan D13 dikarenakan pertimbangan kapasitas toleransi jarak antar tulangan yang relatif besar sehingga dapat memaksimalkan tulangan terhadap jarak yang lebih fleksibel.

2.15.1 Pelat Lantai Satu Arah

Analisis perancangan pelat satu arah mempertimbangkan momen pelat yang direncanakan berdasarkan kondisi perletakan tumpuan balok. Faktor ini mempengaruhi nilai faktor bagi yang disesuaikan pada kondisi yang ada. Dalam menentukan perancangan tulangan pelat satu arah diperlukan memperhatikan dan menentukan momen yang ditimbulkan akibat beban ultimate (Q_U) pada panjang bentang pendek (L_x) dengan asumsi perhitungan luas per meter (b) di setiap penyaluran beban terhadap struktur bangunan.

Perhitungan momen pelat satu arah ditentukan berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 6.5.2 momen pelat beton arah positif dan negatif. Perhitungan momen dibatasi oleh momen maksimal yang diperhitungkan melalui persamaan berikut:

$$M_{u \text{ maks}} = q_u \times L_x^2 \times b \dots\dots\dots (133)$$

Sehingga berdasarkan persamaan (133) dapat diperoleh untuk analisis M_u maks adalah sebesar 111,781 kNm.

Ketentuan momen berdasarkan SNI tertuang pada tabel 2.55 di bawah ini:

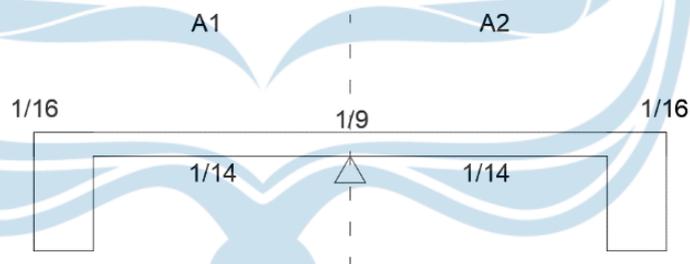
Tabel 2.55 Momen Pendekatan Analisis Balok Menerus dan Pelat Satu Arah Nonprategang

Momen	Lokasi	Kondisi	M_u
Positif	Bentang ujung	Ujung tak menerus dan monolit dengan perletakan	$W_u \ell_n^2 / 14$
		Ujung tak menerus dan tidak terkekang	$W_u \ell_n^2 / 11$
	Bentang tengah	Semua	$W_u \ell_n^2 / 16$

Negatif	Muka interior dari pendukung eksterior	Balok menyatu secara monolit dengan balok spandrel pendukung	$W_u \ell_n^2 / 24$
		Balok monolit dengan kolom pendukung	$W_u \ell_n^2 / 16$
	Muka eksterior dari pendukung interior pertama	Dua bentang	$W_u \ell_n^2 / 9$
		Lebih dari dua bentang	$W_u \ell_n^2 / 10$
	Muka dari pendukung lainnya	Semua	$W_u \ell_n^2 / 11$
	Muka semua pendukung memenuhi (a) atau (b)	(a) Pelat dengan bentang tidak lebih dari 3 m. (b) Balok dengan rasio jumlah kekakuan kolom terhadap kekakuan balok melebihi 8 pada setiap ujung bentangnya.	$W_u \ell_n^2 / 12$

Sumber: SNI 2847:2019

Melalui Tabel 2.55, menunjukkan faktor momen *ultimate* yang digunakan sebagai analisis pendekatan terhadap tumpuan balok yang ditumpu oleh pelat satu arah. Momen tersebut disesuaikan dengan faktor bagi atau koefisien perletakan tumpuan berdasarkan Gambar 2.48 berikut:



Gambar 2.64 Perletakan Tumpuan Momen Pelat Satu Arah

Berdasarkan ketentuan SNI yang telah dipaparkan diatas, berikut ilustrasi penempatan momen positif dan negatif yang terjadi pada pelat. Pada salah satu pelat yang diilustrasikan memiliki spesifikasi kondisi lapangan yaitu lokasi muka interior dari pendukung eksterior dan kondisi balok monolit dengan kolom pendukung. Sehingga didapatkan momen *ultimate* reduksi dengan melalui persamaan $M_u \text{ maks} \times \text{koefisien}$.

Meninjau pelat A pada Gambar 2.13, dapat ditentukan posisi perletakan pada pelat A masuk dalam area A1 atau A2 (Gambar 2.64). Melalui

parameter yang ada dapat diperoleh nilai momen rencana hingga analisis persamaan (131) dan (132) seperti pada Tabel 2.56 berikut:

Tabel 2.56 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Pelat A Satu Arah

Koefisien (Φ)	Satuan	Letak Momen		
		1/16	1/14	1/9
ΦM_u	kNm	6,986	7,984	12,420
ρ		0,00110	0,00013	0,00198
A_s	mm ²	136,173	155,874	244,219
$A_s \text{ min}$	mm ²	270		
		210		
$A_s \text{ Terpasang}$	mm ²	270	270	270
S	mm	491,601	491,601	491,601

Dari Tabel 2.56 tersebut, dapat disimpulkan $S > 3h$ atau 450 mm, sehingga jarak tulangan pada pelat satu arah digunakan D13-300.

2.15.2 Pelat Lantai Dua Arah

a. Momen Statik Terfaktor Total untuk Suatu Bentang

Jumlah absolut momen terfaktor positif dan negatif ditentukan berdasarkan SNI-2847-2019 Pasal 8.10.3 “Momen statis terfaktor total (M_o) untuk suatu bentang harus ditentukan pada suatu jalur yang dibatasi secara lateral oleh garis pusat panel pada setiap sisi garis pusat tumpuan. Jumlah absolut momen terfaktor positif dan negatif rata-rata M_o dalam setiap arah tidak boleh kurang dari persamaan berikut:

$$M_o = \frac{q_n l_2 l_n^2}{8}, \dots\dots\dots (134)$$

Keterangan:

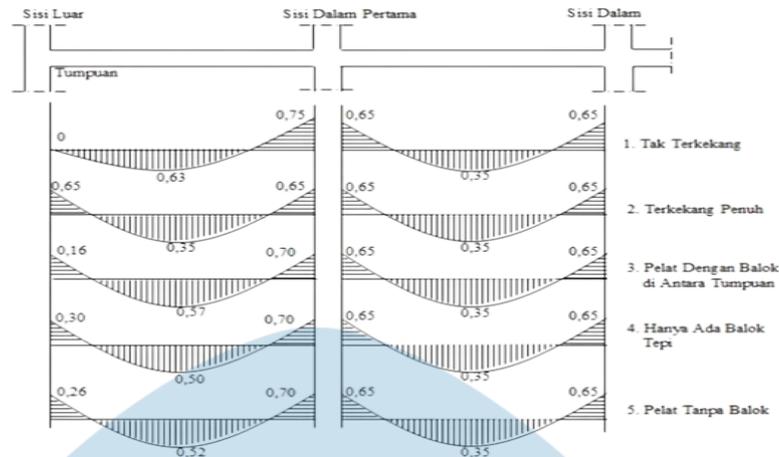
- q_n : momen *ultimate* (kNm)
- l_2 : bentang pendek (mm)
- l_n : bentang panjang bersih pelat (mm)

Berdasarkan tabel SNI 2847:2019 pasal 8.10.4 pada bentang ujung, korelasi M_o terhadap koefisien distribusi bentang ujung dapat dilihat pada Tabel 2.57 dan penggambaran sketsa Gambar 2.65 dibawah ini:

Tabel 2.57 Koefisien Distribusi Untuk Bentang Ujung

	Tepi eksterior tak terkekang	Pelat dengan balok antara semua tumpuan	Pelat tanpa balok antara tumpuan interior		Tepi eksterior terkekang penuh
			Tanpa balok tepi	Dengan balok tepi	
Negatif interior	0,75	0,7	0,7	0,7	0,65
Positif	0,63	0,57	0,52	0,5	0,35
Negatif eksterior	0	0,16	0,26	0,3	0,65

Sumber: SNI 2847:2019



Gambar 2.65 Sketsa Koefisien Distribusi Bentang Ujung
(Sumber: Modul TAPI 1)

Meninjau pada Gambar 2.14 untuk pelat B dua arah, maka digunakan kondisi distribusi bentang ujung melalui pendekatan terkekang penuh seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.65. Dalam gambar tersebut didapatkan nilai koefisien distribusi pada area tumpuan 0,65 dan lapangan 0,35. Faktor koefisien distribusi bentang ujung yang diperoleh digunakan sebagai reduksi momen statis yang terjadi pada pelat.

b. Koefisien Momen Negatif Terfaktor di Lajur Kolom

Berdasarkan ketentuan SNI 2847:2019 lajur kolom harus dapat menahan bagian dari momen negatif interior dan eksterior (M_u). Kekakuan torsi (β_t) yang diterapkan pada semua momen negatif pada lajur kolom dan tidak pada lajur tengah dengan memperhitungkan modulus geser yang dapat diambil dari $E_{cb}/2$. Ketentuan tersebut tertuang dalam pasal 8.10.5.1 dan pasal 8.10.5.2 seperti pada tabel 2.58 dan 2.59 dibawah ini:

Tabel 2.58 Momen Negatif Interior M_u Lajur Kolom

$\alpha_{f1} \ell_2 / \ell_1$	ℓ_2 / ℓ_1		
	0,5	1,0	2,0
0	0,75	0,75	0,75
$\geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Sumber: SNI 2847:2019

Tabel 2.59 Momen Negatif Eksterior M_u Lajur Kolom

$\alpha_{f1} \ell_2 / \ell_1$	β_t	ℓ_2 / ℓ_1		
		0,5	1,0	2,0
0	0	1,0	1,0	1,0
	$\geq 2,5$	0,75	0,75	0,75
$\geq 1,0$	0	1,0	1,0	1,0
	$\geq 2,5$	0,90	0,75	0,45

Sumber: SNI 2847:2019

Berdasarkan Tabel 2.58 dan 2.59, untuk memperoleh nilai β_t dapat digunakan persamaan sebagai berikut:

$$\beta_t = \frac{E_{cb}C}{2E_{cs}I_s} \dots\dots\dots (135)$$

$$C = \sum \left(1 - 0,63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} \dots\dots\dots (136)$$

Keterangan:

- E_{cb} : modulus elastisitas beton (MPa)
- E_{cs} : modulus elastisitas baja (MPa)
- I_s : momen inersia total (mm⁴)
- C : konstanta penampang (mm⁴)
- x : sisi pendek penampang eksterior (mm)
- y : sisi panjang penampang interior (mm)

c. Koefisien Momen Positif Terfaktor di Lajur Kolom dan Balok

Berdasarkan ketentuan SNI-2847-2019 lajur kolom harus menahan bagian dari momen positif interior dan momen lajur kolom (M_u). Ketentuan tersebut tertuang dalam pasal 8.10.5.5 dan pasal 8.10.5.7 seperti pada Tabel 2.60 dan 2.61 dibawah ini:

Tabel 2.60 Momen Positif M_u Lajur Kolom

$\alpha_{f1} \ell_2/\ell_1$	ℓ_2/ℓ_1		
	0,5	1,0	2,0
0	0,60	0,60	0,60
$\geq 1,0$	0,90	0,75	0,45

Sumber: SNI 2847:2019

Tabel 2.61 Momen Lajur Kolom M_u Pada Balok

$\alpha_{f1} \ell_2/\ell_1$	Koefisien distribusi
0	0
$\geq 1,0$	0,85

Sumber: SNI 2847:2019

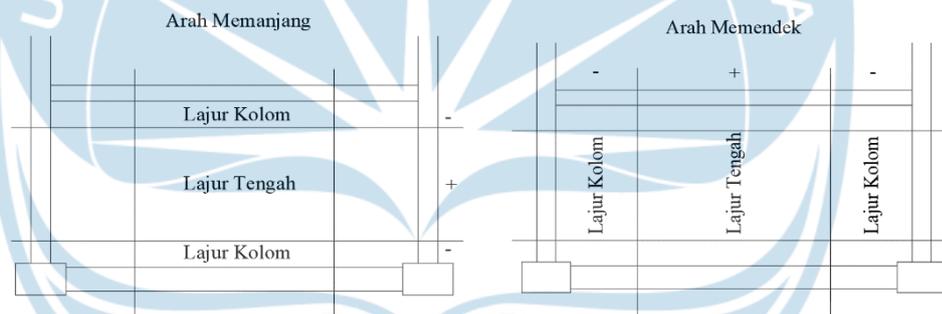
d. Momen Berdasarkan Arah Penampang

Dalam memperhitungkan momen harus memperhatikan 2 arah yang bekerja yaitu arah memanjang dan memendek dari setiap lajurnya. Dalam setiap arah terdapat dua. Berdasarkan perolehan nilai koefisien dari perhitungan sebelumnya maka didapatkan momen pada tiap pelat, balok dan kolom pada kondisi arah memanjang (M_{ol}) dan memendek (M_{os}) sebagai berikut:

- 1. Lajur Kolom (-) → $0,65 \times M_{ol} / M_{os}$
- 2. Lajur Kolom (+) → $0,35 \times M_{ol} / M_{os}$
- 3. Lajur Tengah (-) → $0,65 \times M_{ol} / M_{os}$
- 4. Lajur Tengah (+) → $0,35 \times M_{ol} / M_{os}$

Dari keempat poin diatas, hasil persamaan (135) dan (136) berturut-turut didapatkan nilai sebesar 0,116 (β_t) dan $4,459 \times 10^9$ (C) sehingga diperoleh nilai koefisien untuk lajur kolom (-) eksterior sebesar 1,00 (Tabel 2.32). Lajur kolom (-) interior sebesar 0,897 (Tabel 2.31) yang diperoleh berdasarkan hasil interpolasi. Lajur kolom (+) diperoleh 0,897 (Tabel 2.33) dari hasil interpolasi. Sedangkan lajur tengah (-) atau (+) diperoleh dari korelasi ($1 - koefisien\ lajur\ kolom\ masing-masing$), sehingga didapatkan nilai 0,103. Hasil momen lajur kolom pada balok juga diperoleh nilai koefisien distribusi sebesar 0,85 (Tabel 2.34).

Berdasarkan Gambar 2.66 menjelaskan terkait daerah lajur kolom maupun lajur tengah pada momen arah memanjang dan memendek. Perolehan nilai momen statis sesuai persamaan (134) masing-masing arah didapatkan M_{ol} sebesar 157,326 kNm, M_{os} sebesar 63,384 kNm.



Gambar 2.66 Momen Statis Arah Memanjang dan Memendek

Analisis perhitungan momen pada pelat terbagi menjadi beberapa parameter seperti momen balok dengan pelat, momen balok, momen pelat, dan momen lajur tengah. Korelasi dari keempat data tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.62 Berikut:

Tabel 2.62 Rekapitulasi Momen Lajur Pada Pelat 2 Arah

Parameter	Satuan	Arah Memanjang		Arah Memendek	
		Negatif	Positif	Negatif	Positif
Momen Balok + Pelat	kNm	102,262	49,378	43,149	20,835
Momen Balok	kNm	89,922	41,971	36,677	17,709
Momen Pelat	kNm	15,339	7,407	6,472	3,125
Momen Lajur Tengah	kNm	10,560	5,686	4,456	2,399

Berdasarkan Tabel 2.62, momen balok + pelat merupakan hasil momen lajur kolom (-) dan (+). Momen balok diperoleh melalui koreksi hasil momen balok + pelat dengan faktor koefisien distribusi lajur kolom pada balok (0,85). Sedangkan momen pelat diperoleh dari nilai momen balok + pelat dikurangkan dengan nilai momen balok.

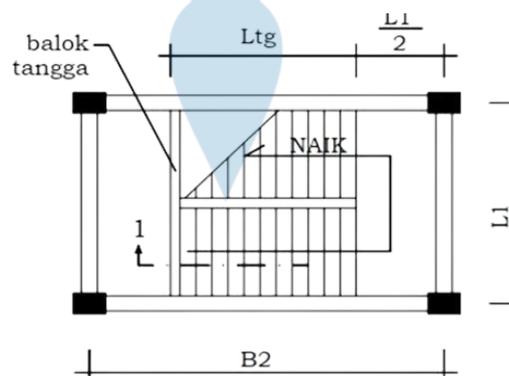
Hasil rekapitulasi momen lajur pelat tersebut digunakan dalam analisis perancangan kebutuhan tulangan yang diperhitungkan melalui persamaan (131) dan (132) seperti pada Tabel 2.63. Rekapitulasi mengacu dalam analisis tulangan arah memanjang pada pelat dua arah.

Tabel 2.63 Rekapitulasi Kebutuhan Tulangan Pelat B Dua Arah

Parameter	Satuan	Arah Memanjang			
		Lajur Kolom		Lajur Tengah	
		Momen (-)	Momen (+)	Momen (-)	Momen (+)
M_u	kNm	15,339	7,407	10,560	6,472
ρ		0,00273	0,00130	0,00187	0,00100
A_s	mm ²	337,709	160,727	230,448	123,010
$A_{s\ min}$	mm ²	270	270	270	270
	mm ²	210	210	210	210
S	mm	393,037	491,601	491,601	491,601

Dari Tabel 2.63 tersebut, dapat disimpulkan $S > 3h$ atau 450 mm, sehingga jarak tulangan pada pelat dua arah untuk arah memanjang digunakan D13-200. Sedangkan arah memendek digunakan tulangan D13-300 pada masing-masing lajur.

2.16 Perancangan Struktur Tangga



Gambar 2.67 Denah Ruang Tangga

Melalui Gambar 2.67, dapat diketahui bagian-bagian tangga yang diperhitungkan. Perancangan tangga merupakan bagian struktur sekunder yang dapat diperhitungkan secara terpisah. Pada struktur tangga memiliki beberapa

bagian yang difungsikan sebagai area tumpuan maupun lapangan. Perancangan tangga dilakukan dengan analisis pemodelan *SAP2000* untuk perolehan nilai momen *ultimate* (M_{ur}). Adapun beberapa parameter yang dilakukan untuk analisis struktur tangga terutama pada kebutuhan tulangan yang digunakan.

a. Kombinasi Pembebanan

Pada perencanaan desain tangga ditentukan pembebanan kombinasi berdasarkan rencana beban yang akan diterima oleh tangga. Berdasarkan SNI 2847:2019 pasal 5.3.1 faktor beban dan kombinasi beban ditentukan seperti Tabel 2.64 dibawah ini.

Tabel 2.64 Kombinasi Beban Tangga

Kombinasi beban	Beban Utama
$U = 1,4D$	D
$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$	L
$U = 1,2D + 1,6(L_r \text{ atau } R) + (1,0L \text{ atau } 0,5 W)$	$L_r \text{ atau } R$
$U = 1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$	W
$U = 1,2D + 1,0E + 1,0L$	E
$U = 0,9D + 1,0W$	W
$U = 0,9D + 1,0E$	E

Sumber: SNI 2847:2019 Pasal 5.3.1

Keterangan:

D = Beban mati

E = Beban gempa

L = Beban hidup

L_r = Beban hidup atap

R = Beban hujan

W = Beban Angin

b. Rasio Penulangan

Analisis rasio tulangan pada tangga memiliki nilai dan perhitungan yang sama seperti pelat lantai, sehingga persamaan yang digunakan adalah sama. Analisis rasio tulangan pada tangga dapat ditentukan melalui persamaan berikut:

$$\rho = \frac{\beta \times f'_c}{f_y} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f'_c \times b \times d^2}} \right] \dots\dots\dots (137)$$

Pada perhitungan nilai rasio yang dibutuhkan, perlu dilakukan kontrol batasan rasio harus lebih besar atau sama dengan $1,4/f_y$.

c. Luas Tulangan Pokok dan Susut

Dalam menentukan luas tulangan diperlukan luasan pelat dengan asumsi tiap meternya (A_g) dan tinggi efektif penampang (d_s), dengan persamaan berikut:

$$- Ag = bh \dots\dots\dots (138)$$

$$- ds = h - ts - \frac{d}{2} \dots\dots\dots (139)$$

Untuk nilai b merupakan panjang distribusi area beban tangga sebesar 1000 mm dengan h sebagai tebal pelat lantai beton.

Apabila telah mendapatkan nilai A_g , maka dapat menentukan luasan tulangan yang dibutuhkan. Dalam penentuan luasan tulangan terdapat 2 perhitungan yang kemudian dipilih hasil terbesar dari yang didapatkan.

$$A_s = \rho \times b \times d_s \dots\dots\dots (140)$$

Analisis luas tulangan beton pada tangga merujuk pada SNI 2847:2019 Pasal 7.6.1.1 $A_{s\ min}$ untuk tulangan pelat satu arah nonprategang ditentukan seperti pada Tabel 2.53.

d. Jarak Tulangan

Kontrol spasi jarak tulangan dibagi menjadi dua yaitu tulangan minimum dan maksimum. Pada tulangan minimum ditinjau berdasarkan spasi bersih tulangan yang harus tidak kurang dari nilai terbesar dari 25mm, d_b , dan $4/3d_{agg}$. Sedangkan tulangan maksimum spasi pada tulangan ulir harus kurang dari $3h$ dan 450 mm. Tulangan tangga terbagi menjadi tulangan pokok dan susut. Masing-masing tulangan dapat ditentukan melalui persamaan berikut:

Tulangan Pokok:

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{A_s} \dots\dots\dots (141)$$

Tulangan Susut:

$$S = \frac{A_s \times b}{A_{s\ min}} \dots\dots\dots (142)$$

e. Cek Gaya Geser

Setelah didapatkan tulangan dan spasi penulangan, analisa selanjutnya dilakukan dengan pengecekan gaya geser yang terjadi pada tulangan geser. Berdasarkan SNI-2847-2019 pasal 9.6.3 tentang tulangan geser minimum yang berbunyi “Luas minimum tulangan geser $A_{v, \min}$ harus

disediakan pada semua penampang dimana, $V_u > 0,5\phi V_c$. Untuk kasus ini, sekurang-kurangnya $A_{v\ min}$ harus dipasang dimana $V_u > \phi V_c$.”

Berdasarkan SNI, kekuatan geser nominal diperoleh rumus hitungan sebagai berikut:

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b \times d, \dots\dots\dots (143)$$

dengan tingkat keamanan untuk kegagalan geser pada beton dan telah direkomendasikan dalam *PCI Design Handbook* (MNL 120) dan ACI 349.

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c \dots\dots\dots (144)$$

2.16.1 Perhitungan Tulangan Tumpuan

Perencanaan tulangan meliputi tulangan pokok dan tulangan susut dengan menggunakan material yang telah direncanakan pada preliminary desain. Berikut perencanaan tulangan yang dihitung berdasarkan standar SNI 2847:2019.

Berdasarkan persamaan penentuan momen *ultimate*, diberlakukan setengah dari momen yang terjadi. Sehingga momen rencana untuk tulangan tumpuan:

$$M_{ux} = 0,5M_{ur} \dots\dots\dots (145)$$

Sehingga melalui persamaan (145) diperoleh momen *ultimate* pada kombinasi pembebanan (M_{ux}) sebesar 13,85 kNm.

Pada kebutuhan tulangan tumpuan dapat diperhitungkan melalui persamaan (137) hingga (144). Berdasarkan nilai tersebut dibutuhkan nilai ρ yang diperlukan. Kapasitas ρ diperoleh melalui persamaan (137) sebesar 0,00354 dengan ρ min sebesar 0,00333 sehingga digunakan kontrol rasio sebesar 0,00354. Untuk perhitungan A_g diperoleh berdasarkan persamaan (138) sebesar 130.000 mm² dengan d_s sebesar 103,5 mm. Dari nilai tersebut dapat ditentukan dengan luasan $A_{s\ min}$ pada Tabel 2.27 sebesar 234mm² dan 182mm². Perhitungan A_s untuk tulangan pokok diperoleh melalui persamaan (140) dengan kapasitas nilai sebesar 366,862 mm². Terkecuali untuk tulangan susut dengan f_y di bawah 420 MPa, maka digunakan A_s tulangan susut sebesar 260 mm².

Berdasarkan persamaan (141) dan (142) dapat diperoleh jarak spasi antar tulangan pokok dan susut sebesar 361,804 mm dan 193,329 mm. oleh

karena itu digunakan tulangan D13 – 300 (tulangan pokok) dan P8 – 150 (tulangan susut). Tulangan yang diperoleh juga dilakukan kontrol cek terhadap gaya geser. Sehingga berdasarkan nilai yang diperoleh dari persamaan (143) dan (144) diperoleh nilai sebesar 87,975 kN (V_c) dan 65,981 kN (ϕV_c). Simpulan dari gaya geser tersebut adalah $\phi V_c > V_{ur}$, maka dinyatakan tulangan aman terhadap geser.

2.16.2 Perhitungan Tulangan Lapangan

Analisis pada tulangan tangga area lapangan memiliki kesamaan dalam parameter perhitungan yang diperoleh. Hal yang membedakan berada pada bagian momen rencana (M_{ux}) yang didapatkan berdasarkan persamaan penentuan momen *ultimate* untuk tulangan tumpuan:

$$M_{ux} = 0,8M_{ur} \dots\dots\dots (146)$$

Keterangan :

M_{ur} = Momen *ultimate* (hasil kombinasi pembebanan)

Sehingga melalui persamaan (146) diperoleh nilai M_{ux} sebesar 22,16 kNm. Dari perolehan hasil momen dapat diketahui nilai untuk masing-masing persamaan (137) hingga (144). Persamaan (137) diperoleh nilai ρ sebesar 0,0058 dengan ρ min sebesar 0,0033. Persamaan (138) dan (139) serta kontrol gaya geser pada persamaan (143) dan (144) diperoleh nilai sama dengan data pada tulangan tumpuan. Sedangkan jarak spasi tulangan didapatkan untuk tulangan pokok sebesar 220,891 mm (persamaan 141) dan tulangan susut sebesar 193,329 mm (persamaan 142). Oleh karena itu, diperoleh tulangan pokok D13 – 150 dan tulangan susut P8 – 150. Berikut rekapitulasi konfigurasi tulangan tangga (Tabel 2.65).

Tabel 2.65 Rekapitulasi Konfigurasi Tulangan Tangga

	Fondasi Tangga	Tangga LG-Lt.1	Tangga Lt.1-Lt.2
Beban (kN/m ²)	21	-	-
Mu <i>tump.</i> (kNm)	-	13,85	8,54
Mu <i>lap.</i> (kNm)	-	22,16	13,66
Rasio Tulangan <i>tump</i>	5,56 x 10 ⁻⁴	35,4 x 10 ⁻⁴	21,5 x 10 ⁻⁴
Rasio Tulangan <i>lap</i>		58,1 x 10 ⁻⁴	34,9 x 10 ⁻⁴
Tulangan Pokok <i>tump</i>	D13 – 200	D13 – 300	D13 – 300
Tulangan Susut <i>tump</i>	P8 – 100	P8 – 150	P8 – 150
Tulangan Pokok <i>lap</i>	-	D13 – 150	D13 – 300
Tulangan Susut <i>lap</i>	-	P8 – 150	P8 – 150