

ANALISIS KINERJA STRUKTUR STADION BOLA BASKET DENGAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)

Muhammad Azwar Fahmi¹, Asep Irwan², Ilham³

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik dan Desain, Institut Teknologi dan Sains Bandung,
Kota Deltamas, Cikarang Pusat, Indonesia
azwarfahmi1997@gmail.com, ilham.chaniago@gmail.com

Informasi naskah:

Diterima
2020
Direvisi
2020
Disetujui terbit
2020
Diterbitkan
2020

Abstract

Indonesia berada di wilayah tektonik yang sangat aktif, dibelah oleh banyak sesar aktif dan dibingkai oleh tiga lempeng besar. Pada prinsipnya gempa bumi tidaklah membunuh atau dapat menimbulkan korban jiwa. Yang membunuh atau dapat menimbulkan korban jiwa adalah lingkungan sekitar seperti bangunan yang runtuh menimpa manusia. Sifat bahan beton bertulang yang getas pada dasarnya tidak cocok digunakan pada struktur bangunan yang berada di wilayah yang rawan gempa bumi. Namun, dengan menerapkan *detailing* penulangan yang baik dan tepat, maka akan membuat bahan beton bertulang dapat berperilaku daktail, sehingga bahan beton bertulang tetap dapat digunakan dalam struktur bangunan tahan gempa. Oleh karena itu pada penelitian ini akan membahas tentang desain struktur stadion bola basket tahan gempa dengan SRPMK dan analisis kinerja struktur tersebut terhadap beban lateral/beban gempa. Untuk menganalisis level kinerja struktur digunakan analisis *pushover* dan analisis *timehistory* dengan bantuan *software* ETABS. Berdasarkan hasil perhitungan struktur dengan SRPMK didapat dimensi dan luas tulangan yang digunakan untuk balok dan kolom. Selanjutnya hasil dimensi dan luas tulangan terpakai dimodelkan menggunakan *software* ETABS untuk dilihat lever kinerja struktur. Didapat level kinerja struktur hasil analisis *pushover* dan analisis *time history* adalah *immediate occupancy* (IO) dimana setelah terjadinya pertama kali adalah pada balok, setelah semua balok mencapai leleh, maka kelelahan selanjutnya terjadi pada kolom dan kondisi gedung hampir sama dengan sebelum gempa terjadi dan dapat digunakan kembali. analisis statik *pushover* dengan analisis dinamik *time history* menunjukkan bahwa analisis statik *pushover* cukup akurat untuk mempresiksi kinerja struktur karena pada dinamik *time history* gempa yang diberikan pada bangunan masih kecil sehingga tidak bisa memprediksi dimana kelelahan pertama terjadi.

Kata-kunci: *Gempa, SRPMK, pushover, timehistory, immediate-occupancy*

1. PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Indonesia berada di wilayah tektonik yang sangat aktif, dibelah oleh banyak sesar aktif dan dibingkai oleh tiga lempeng besar. Sebelah utara adalah Lempeng Eurasia, sebelah timur adalah Lempeng Pasifik, dan sebelah selatan dan barat adalah Lempeng Indo-Australia. Hal ini berakibat pada banyaknya kejadian gempa bumi di wilayah Indonesia. Pada prinsipnya gempa bumi tidaklah membunuh atau dapat menimbulkan korban jiwa. Yang membunuh atau dapat menimbulkan korban jiwa adalah lingkungan sekitar seperti bangunan yang runtuh menimpa manusia. Sifat bahan beton bertulang yang getas pada dasarnya tidak cocok digunakan pada struktur bangunan yang berada di wilayah yang rawan gempa bumi. Namun, dengan menerapkan *detailing* penulangan yang baik dan tepat, maka akan membuat bahan beton bertulang dapat berperilaku daktail, sehingga bahan beton bertulang tetap dapat digunakan dalam struktur bangunan tahan gempa.

Oleh karena itu pada penelitian ini akan membahas tentang desain struktur stadion bola basket tahan gempa dengan SRPMK dan analisis kinerja struktur stadion yang sudah direncanakan dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) untuk mengetahui perilaku inelastis struktur dan level kinerja struktur stadion tersebut. Analisis Kinerja Struktur akan menggunakan Analisis Statis Non-Linier *Pushover* dan Analisis Dinamis Non-Linier *Time History*. Dari hasil kedua analisis tersebut akan dilakukan perbandingan mana yang lebih akurat untuk memprediksi kinerja struktur stadion.

1.2 Tujuan dan Manfaat

1.2.1 Tujuan

Tujuan dari Tugas Akhir ini sebagai berikut:

1. Mendesain struktur rangka atap stadion bola basket.
2. Mendesain struktur atas stadion bola basket.
3. Mengevaluasi kinerja struktur stadion bola basket.
4. Membandingkan analisis statis non linier *pushover* dan analisis dinamis non-linier *time history*.

1.2.2 Manfaat

Manfaat dari Tugas Akhir ini sebagai berikut:

1. Mengetahui prosedur desain struktur rangka atap stadion bola basket.
2. Mengetahui prosedur desain struktur atas stadion bola basket.
3. Mengetahui level kinerja struktur stadion bola basket.
4. Mengetahui mana yang lebih akurat antara analisis statis non linier *pushover* dan analisis dinamis non-linier *time history*.

1.3 Tinjauan Pustaka

1.3.1 Teori Struktur Baja

AISC (2010) menetapkan Direct Analysis Method (DAM) sebagai cara analisis baru pada struktur baja yang telah memasukkan prinsip modern dalam analisis stabilitas. Memang untuk itu diperlukan analisis struktur berbasis komputer.

Direct Analysis Method (DAM) dibuat untuk mengatasi keterbatasan Effective Length Method (ELM) yang merupakan strategi penyerderhanaan analisis manual. Akurasi DAM dapat diandalkan karena memakai komputer dan mensyaratkan program analisis struktur yang dipakai, seperti :

- a. Dapat memperhitungkan **deformasi komponen-komponen struktur dan sambungannya** yang mempengaruhi deformasi struktur keseluruhan. Deformasi komponen yang dimaksud berupa deformasi akibat lentur, aksial dan geser.
- b. **Pengaruh Orde ke-2 (P- Δ dan P- δ)** perlu diperhitungkan dalam mencari gaya-gaya internal batang.

1.3.2 Teori Struktur Beton (SRPMK)

1.3.2.1 Persyaratan *Detailing* Komponen Struktur Lentur

a. Persyaratan Gaya dan Geometri

1. Bentang bersih komponen struktur tidak boleh kurang dari empat kali tinggi efektifnya (lentur).
2. Perbandingan lebar terhadap tinggi komponen struktur tidak boleh kurang dari 0,3.
3. Lebar penampang haruslah ≥ 250 mm,

b. Persyaratan Tulangan Lentur

1. Masing-masing luas tulangan atas dan bawah harus lebih besar dari luas tulangan minimum yang dipersyaratkan, yaitu $(0,25bwd\sqrt{f'c})/f_y$, atau $(1,4bwd)/f_y$ (dengan bw dan d masing-masing adalah lebar dan tinggi efektif penampang komponen lentur). Rasio tulangan lentur maksimum (ρ_{maks}) juga dibatasi sebesar 0,025.
2. Kuat lentur positif balok pada muka kolom harus lebih besar atau sama dengan setengah kuat lentur negatifnya. Kuat lentur negatif dan positif pada setiap penampang di sepanjang bentang tidak boleh kurang dari seperempat kuat lentur terbesar pada bentang tersebut.
3. Sambungan lewatan untuk penyambungan tulangan lentur harus diberi tulangan spiral atau sengkang tertutup di sepanjang sambungan tersebut.
4. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada:
 - a. daerah hubungan balok-kolom,
 - b. daerah hingga jarak dua kali tinggi balok it dari muka kolom, dan

- c. lokasi-lokasi yang berdasarkan hasil analisis, memperlihatkan kemungkinan terjadinya leleh lentur akibat perpindahan lateral inelastis struktur portal bangunan.

c. Persyaratan Tulangan Transversal

Beberapa persyaratan harus dipenuhi untuk pemasangan tulangan sengkang tertutup, diantaranya:

1. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan pada:
 - a. Pada daerah hingga dua kali tinggi balok diukur dari muka tumpuan.
 - b. Di sepanjang daerah dua kali tinggi balok pada kedua sisi dari suatu penampang yang berpotensi membentuk sendi plastis.
2. Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm dari muka tumpuan. Spasi sengkang tertutup tidak boleh melebihi (Gambar 2.20):
 - a. $d/4$,
 - b. enam kali diameter terkecil tulangan memanjang,
 - c. 150 mm.

1.3.2.2 Persyaratan *Detailing* Komponen Struktur SRPMK yang Menerima Kombinasi Lentur dan Beban Aksial

a. Persyaratan Geometri

1. Ukuran penampang terkecil tidak kurang dari 300 mm.
2. Perbandingan antara ukuran terkecil penampang terhadap ukuran dalam arah tegak lurusnya tidak kurang dari 0,4.

b. Persyaratan Tulangan Lentur

Berdasarkan SNI 2847-2013, tulangan lentur kolom harus memenuhi beberapa persyaratan berikut:

1. Rasio penulangan dibatasi minimum tidak boleh kurang dari 0,01 dan maksimum tidak boleh lebih dari 0,06.
2. Sambungan mekanis tipe 1 untuk penyambungan tulangan lentur (dengan kekuatan 125% kuat leleh batang tulangan yang disambung) tidak boleh ditempatkan di lokasi yang berpotensi membentuk sendi plastis, kecuali sambungan mekanis tipe 2 (yaitu sambungan mekanis dengan kekuatan yang lebih kuat dari kuat tarik batang tulangan yang disambung).
3. Sambungan las untuk penyambungan tulangan lentur (dengan kekuatan 125% kuat leleh batang tulangan yang disambung) tidak ditempatkan di lokasi yang berpotensi membentuk sendi plastis.
4. Sambungan lewatan hanya diizinkan di lokasi setengah panjang elemen struktur yang berada di tengah, direncanakan sebagai sambungan lewatan tarik, dan harus diikat dengan tulangan spiral atau sengkang tertutup yang direncanakan sesuai ketentuan tulangan transversal.

c. Persyaratan Tulangan Transversal

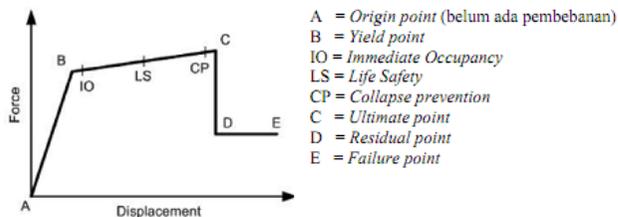
Berdasarkan SNI Beton, spasi tulangan transversal yang dipasang di sepanjang daerah yang berpotensi membentuk sendi plastis (yaitu di ujung-ujung kolom) tidak boleh lebih dari :

1. Seperempat dimensi terkecil komponen struktur,
2. Enam kali diameter tulangan longitudinal, dan
3. $s_x = 100 + \frac{350-h_x}{3}$ (4)

Nilai s_x pada persamaan di atas dibatasi maksimum 150 mm dan tidak perlu lebih kecil dari 100 mm.

1.3.2.3 Teori Performa Kriteria

Berdasarkan FEMA 356, ditentukan level kinerja struktur gedung berdasarkan kondisi sendi plastis yang terbentuk, mulai dari *operational* dimana tidak ada kerusakan apapun sampai dengan *failure*. Berikut diberikan penjelasan dari level kinerja berdasarkan sendi plastisnya.



Gambar 1. Kondisi Sendi Plastis

Sumber : FEMA 356, 2019

Dalam FEMA 451B pun dijelaskan bahwa untuk analisis gedung yang didesain dengan beban gempa 2500 tahun atau peluang terjadinya 2% dalam 50 tahun, direkomendasikan untuk dilakukan analisis nonlinier dengan melihat performa gedung saat kondisi beban MCE_R (*Maximum Considered Earthquake Risk*) tercapai. Target level kinerja (*performance objectives*) untuk gedung yang direncanakan dengan beban gempa 500 tahun, target level kinerjanya harus mencapai *Life Safety*. Sedangkan beban gempa 2500 tahun kondisi level kinerjanya diijinkan mencapai *Collapse Prevention*.

Tetapi untuk tujuan keamanan, FEMA 451B menyebutkan bahwa target level kinerja dapat ditingkatkan. Untuk gedung dengan beban gempa 500 tahun harus mencapai level *Operational (Immediate occupancy)*. Sedangkan untuk beban gempa 2500 tahun target level kinerja adalah *Life Safety*.

2. METODOLOGI PENELITIAN

2.1 Lokasi dan Parameter Gempa Desain Spektra



Gambar 2. Lokasi Studi Kasus

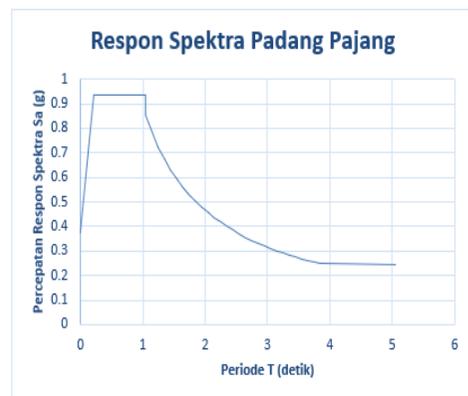
Sumber : Google Earth, 2019

Lokasi studi kasus pada penelitian ini terletak di Padang Panjang dengan koordinat lintang = -0.470299 dan bujur = 100.4028511. Pada lokasi ini memiliki parameter *response spektrum* sebagai berikut dengan kondisi tanah di asumsikan tanah lunak.

Tabel 1. Parameter Gempa Desain Spektra

Tanah Lunak			
PGA (g)	0.624	PSA (g)	0.561
S _s (g)	1.557	S _{MS} (g)	1.401
S ₁ (g)	0.612	S _{M1} (g)	1.468
C _{RS}	1.024	S _{DS} (g)	0.934
C _{R1}	0.945	S _{D1} (g)	0.978
F _{PGA}	0.9	T ₀ (detik)	0.209
F _A	0.9	T _S (detik)	1.047
F _V	2.4	PSA (g)	0.561

Sumber : Puskim, 2019



Gambar 3. Respon Spektra Padang Panjang

Sumber : Puskim, 2019

2.2 Metode Analisis Data

Adapun metode analisis data yang digunakan dalam penelitian ini berdasarkan rumusan masalah yaitu analisis kuantitatif yang dilakukan dengan metode perhitungan matematis sesuai dengan kegunaannya, dalam penelitian ini digunakan:

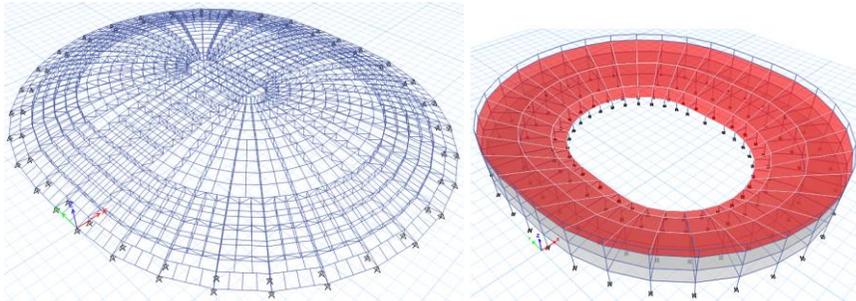
2.2.1 Analisis Statis Non-Linier

Analisis statis nonlinier merupakan salah satu dari prosedur analisis untuk pengolahan data menjadi lebih mudah dimengerti dari suatu permasalahan. Tujuan utama dari analisis statis nonlinier yaitu untuk meramalkan perilaku struktur terhadap beban lateral seismik dan untuk mengetahui letak posisi struktur akan leleh ketika terkena beban lateral.

2.2.2 Analisis Dinamis Non-Linier

Analisis dinamis nonlinier adalah analisa yang menggunakan input akselerogram untuk mendapatkan respon dinamis suatu struktur. Deformasi plastis yang terjadi pada elemen struktur tergantung pada sejarah pembebanan. Menggunakan Data percepatan gempa asal yang digunakan sebagai data awal adalah percepatan dari gempa Imperial Valey (1940), Northridge AS (1994), Kobe Jepang (1995). Data percepatan maksimum dan durasi dari data percepatan gempa yang sudah diskalakan dengan respons spektra desain di Padang Panjang.

2.2.3 Permodelan Struktur Atap dan Struktur Atas



Gambar 4. Tampak 3D Struktur Atap dan Struktur Atas

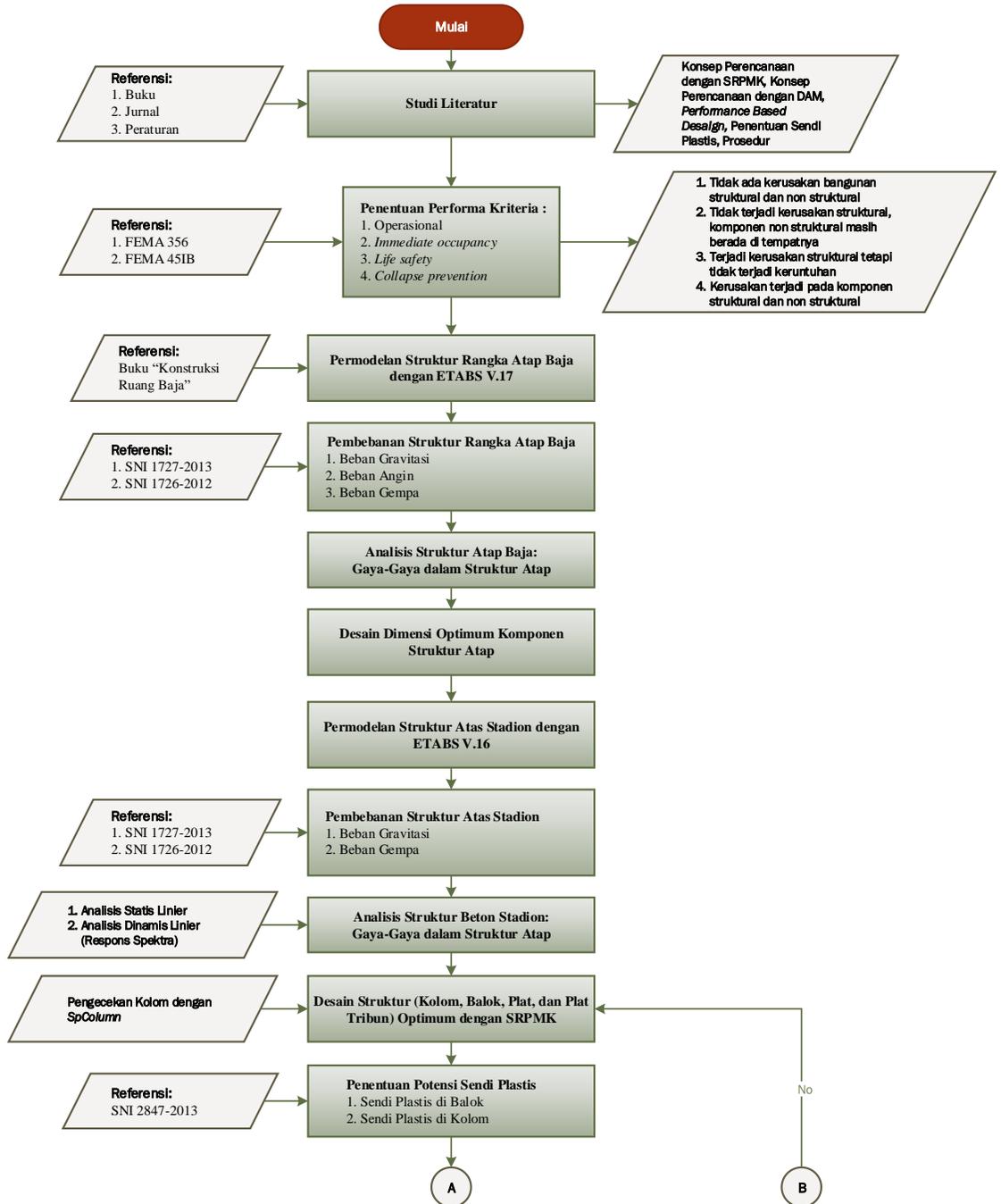
Sumber : ETABS 16, 2019

2.2.4 Kombinasi Pembebanan

Berikut adalah kombinasi pembebanan yang diaplikasikan pada struktur tahan gempa, sesuai dengan SNI 1726:2012 pasal 4.2.2 :

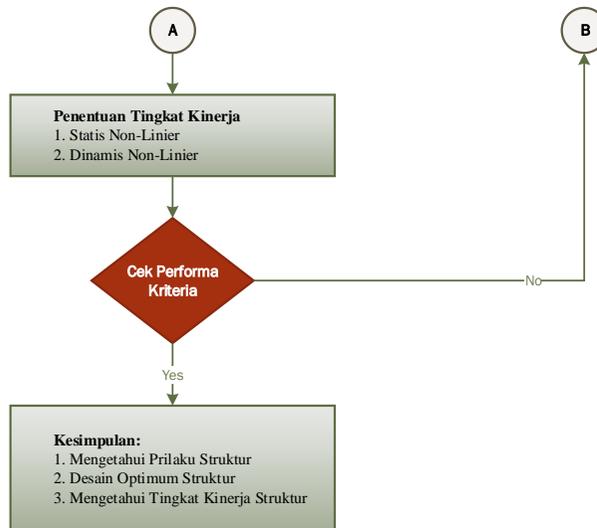
1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL
3. $1,2 DL + 1 LL \pm 0,3 (\rho QE + 0,2 SDS DL) \pm 1 (\rho QE + 0,2 SDS DL)$
4. $1,2 DL + 1 LL \pm 1 (\rho QE + 0,2 SDS DL) \pm 0,3 (\rho QE + 0,2 SDS DL)$
5. $0,9 DL \pm 0,3 (\rho QE - 0,2 SDS DL) \pm 1 (\rho QE - 0,2 SDS DL)$
6. $0,9 DL \pm 1 (\rho QE - 0,2 SDS DL) \pm 0,3 (\rho QE - 0,2 SDS DL)$

2.2.5 Kerangka Berfikir Penelitian



Gambar 5. Kerangka Berfikir Penelitian 1

Sumber : Data Primer, 2019



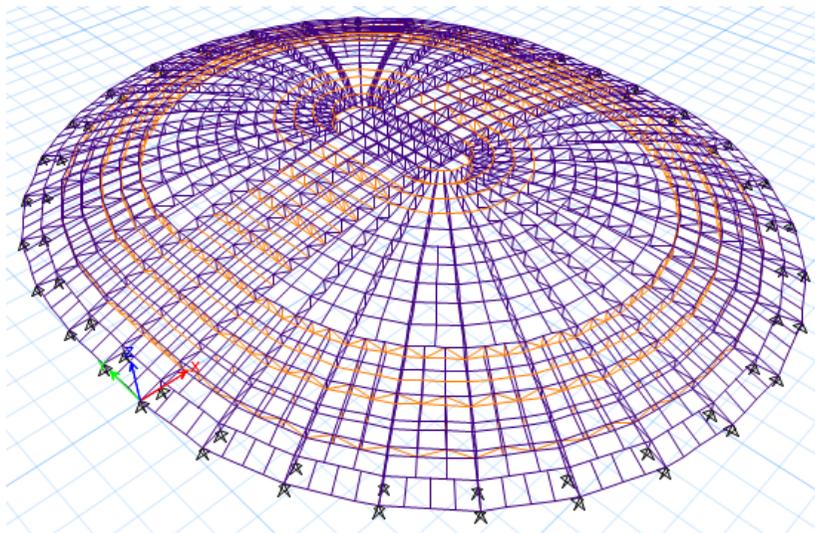
Gambar 6. Kerangka Berfikir Penelitian 2

Sumber : Data Primer, 2019

3. PERENCANAAN STRUKTUR ATAP DAN STRUKTUR ATAS

3.1 Perencanaan Struktur Atap

Dilakukan terlebih dahulu adalah permodelan struktur atap menggunakan ETABS 16 sebagai berikut:



Gambar 7. Pengaplikasian Baja Pada Model Struktur

Sumber : ETABS 16, 2019

Lalu dilakukan pembebanan terhadap struktur atap dengan kombinasi pembebanan. Maka didapatkanlah profil baja *hollow* yang dapat memikul kombinasi beban tersebut sebagai berikut:

1. D165.2 tebal 7 mm 

Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Weight (kg/m)	Sectional Area (cm ²)	Moment of Inertia (cm ⁴)	Section Modulus (cm ³)	Radius of Gyration (cm)
165.2	7	27.3	34.79	1090	132	5.6

Sumber : Rudy Gunawan , 2019

2. D139.8 tebal 6 mm 

Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Weight (kg/m)	Sectional Area (cm ²)	Moment of Inertia (cm ⁴)	Section Modulus (cm ³)	Radius of Gyration (cm)
139.8	6	19.8	25.22	566	80.9	4.74

Sumber : Rudy Gunawan , 2019

Selanjutnya lakukan Cek Kuat Nominal Terhadap AISC 2010

a. Baja Pipa D 165.2 mm, L = 2.9 m, fy = 250 MPa

Penampang Kompak, Ketentuan F8 (AISC 2010) terhadap leleh.

$$M_n = f_y \times Z = 38.02 \text{ kNm}$$

Kapasitas maksimum pipa baja D165.2 , $P_n = 754 \text{ kN}$

b. Baja Pipa D 139.8 mm, L = 2.9 m, fy = 250 MPa

Penampang Kompak, Ketentuan F8 (AISC 2010) terhadap leleh.

$$M_n = f_y \times Z = 22.03 \text{ kNm}$$

Kapasitas maksimum pipa baja D165.2 , $P_n = 516 \text{ kN}$

Maka dari kedua kapasitas maksimum pipa baja yang digunakan dapat memikul beban terfaktor yang dihasilkan kombinasi pembebanan sebesar 400kN yang membebani pipa baja D165.2 dan 100kN yang membebani pipa baja D139.8.

3.2 Perencanaan Struktur Atas SRPMK

3.2.1 Data Struktur Atas SRPMK

Berikut ini data-data struktur atas stadion olahraga yang akan direncanakan:

- Tipe bangunan : Stadion olahraga bola basket
- Lokasi rencana bangunan : Padang Panjang
- Kategori Desain Seismik : D
- Tebal plat lantai dan tribun : 30 cm dan 35 cm
- Tinggi tegak lurus kolom : 4 m
- Mutu beton (fc') : 30 Mpa
- Mutu baja (fy) : 400 Mpa

3.2.2 Desain Balok SRPMK

3.2.2.1 Dimensi dan Panjang Balok

Tabel 2. Dimens dan Panjang Balok

No	Nama Balok	L (mm)	h (mm)	b (mm)
1	B-T	9960	900	500
2	B-T2	4500	600	400
3	B-L1	7000	700	400
4	B-L2	7000	700	400
5	B-L3	7000	700	400
6	B-L4	8700	700	500
7	B-At	8700	600	400
8	B-Lu	8500	700	400
9	B-Pe	4000	400	300

Sumber : Data Primer, 2019

Dimensi tersebut diperoleh dari ETABS 16 dimana dimensi tersebut menghasilkan *modal participating mass ratio* diatas 90%.

3.2.2.2 Desain Tulangan Lentur Negatif dan Positif Balok

Dari hasil perhitungan kebutuhan tulangan balok, berikut didapat luas tulangan terpakai untuk masing-masing balok kondisi:

Tabel 3. Luas Tulangan Terpakai

Nama Balok	Tulangan Negatif Balok	Tulangan Positif Balok
	Lapis 1	Lapis 1
B-T	9D22	5D22
B-T2	8D22	3D22
B-L1	8D22	4D22
B-L2	7D22	3D22
B-L3	7D22	4D22
B-L4	8D22	4D22
B-At	6D16	3D16
B-Lu	9D22	5D22
B-Pe	4D16	3D16

Sumber : Data Primer, 2019

3.2.2.3 Tulangan Sengkang (*hoops*)

SNI Pasal 21.5.3.1: diperlukan *hoops* (sengkang tertutup) di sepanjang jarak $2h$ dari sisi muka kolom terdekat.

$$2h = 2 \times 900 \text{ mm} = 1800 \text{ mm.}$$

SNI Pasal 21.5.3.1: **Hoop pertama dipasang 50 mm** dari muka kolom terdekat, dan yang berikutnya dipasang dengan spasi tidak perlu sampai kurang dari 100 mm maka diambil jarak *hoops* untuk semua balok didaerah plastis sebagai berikut:

Tabel 4. *Hoops di Daerah 2h* Terpakai

Nama Balok	(D) mm	Jumlah	s (mm)
B-T	13.0	2.0	120
B-T2	13.0	2.0	120
B-L1	13.0	2.0	130
B-L2	10.0	2.0	130
B-L3	13.0	2.0	130
B-L4	13.0	2.0	130
B-At	10.0	2.0	100
B-Lu	13.0	2.0	130
B-Pe	13.0	2.0	100

Sumber : Data Primer, 2019

SNI Pasal 21.5.3.4: Spasi maksimum tulangan geser di sepanjang balok SRPMK adalah $d/2$, maka didapat jumlah, jarak, dan dimensi tulangan sengkang yang digunakan:

3.2.3 Desain Kolom SRPMK

3.2.3.1 Cek Definisi Kolom

Gaya aksial terfaktor maksimum yang bekerja pada kolom melebihi $Agfc'/10$. Jika P_u kurang dari $Agfc'/10$, maka gunakan hasil dari $Agfc'/10$ sebagai gaya aksial desain dengan $f_c' = 30$ MPa.

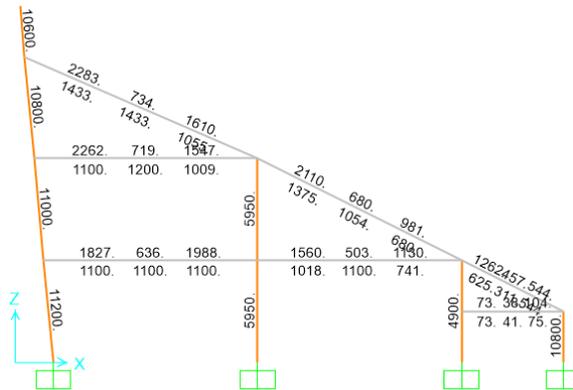
Tabel 5. Syarat Gaya Aksial Terfaktor

Kolom	h (mm)	b (mm)	Ag (mm ²)	Agfc'/10 (kN)	Ket
K1-D	1400	800	1120000	3360	OK
K1-M	1375	800	1100000	3300	OK
K1-U	1350	800	1080000	3240	Gunakan Agfc'/10
K1-At	1325	800	1060000	3180	Gunakan Agfc'/10
K2-D	700	700	595000	1785	OK
K2-U	700	700	595000	1785	OK
K3	600	600	490000	1470	OK
K4	1200	900	1080000	3240	Gunakan Agfc'/10

Sumber : Data Primer, 2019

3.2.3.2 Cek Konfigurasi Penulangan

Dari hasil perhitungan *software* analisis ETABS didapat jumlah kebutuhan tulangan minimum kolom sebagai berikut:



Gambar 8. Kebutuhan Tulangan Memanjang Kolom

Sumber : ETABS 16, 2019

Maka memanjang kolom terpakai sebagai berikut:

Tabel 6. Syarat Tulangan Memanjang Kolom

Kolom	As butuh (mm ²)	Tulangan Terpakai		
		Jumlah	D (mm)	As (mm ²)
K1-D	11200	28	25	13744.5
K1-M	11000	28	25	13744.5
K1-U	10800	28	25	13744.5
K1-At	10600	28	25	13744.5
K2-D	5950	20	22	7602.7
K2-U	5950	20	22	7602.7
K3	4900	16	22	6082.1
K4	10800	28	25	13744.5

Sumber : Data Primer, 2019

3.2.3.3 Desain Tulangan Confinement

Tabel 7. Tulangan Hoops yang digunakan

Kolom	Tulangan			s (mm)	As (mm ²)
K1-D	8	D	13	100	1062
K1-M	8	D	13	100	1062
K1-U	8	D	13	100	1062
K1-At	8	D	13	100	1062
K2-D	6	D	13	120	796
K2-U	6	D	13	120	796
K3	4	D	13	120	531
K4	8	D	13	100	1062

Sumber : Data Primer, 2019

SNI Beton Pasal 21.6.4.1, tulangan hoop tersebut diperlukan sepanjang l_o dari ujung-ujung kolom, dipilih yang terbesar diantara berikut ini:

1. Tinggi elemen kolom, h , di join = h
2. 1/6 tinggi bersih kolom = $1/6 t_k$
3. 450 mm.

Maka diambil l_o sebagai berikut, pilih yang terbesar :

Tabel 8. l_o terpakai

Kolom	h (mm)	1/6 tk (mm)	450 (mm)
K1-D	1400	667	450
K1-M	1375	667	450
K1-U	1350	667	450
K1-At	1325	417	450
K2-D	850	667	450
K2-U	850	667	450
K3	700	667	450
K4	1200	333	450

Sumber : Data Primer, 2019

3.2.3.4 Desain Hubungan Balok-Kolom SRPMK

SNI Beton Pasal 21.7.2.3, Panjang join yang diukur parallel terhadap tulangan lentur balok yang menyebabkan geser di join sedikitnya **20 kali d_b , longitudinal terbesar**. Lalu penulangan *Confinement* pada join mengikuti SNI Beton Pasal 21.7.3.1 Harus ada tulangan *confinement* dalam join. SNI Beton Pasal 21.7.3.2 Untuk join interior, jumlah tulangan *confinement* yang dibutuhkan setidaknya **setengah** tulangan *confinement* yang dibutuhkan di ujung-ujung kolom dan **Vertical hoops** diizinkan menggunakan **spasi maksimum 150 mm**.

3.2.4 Desain Pelat

3.2.4.1 Kebutuhan Tulangan

(Pelat Tribun Momen Arah X)

Gunakan tulangan **diameter (D) = 13 mm dengan spasi (s) = 100 mm**.

$$A_s = \frac{1}{4} \pi D^2 \times \frac{b}{s} = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 13^2 \times \frac{1000}{100} = 1327.3 \text{ mm}^2$$

Dengan cara yang sama untuk pelat dan arah lainnyam maka didapat tulangan pelat sebagai berikut:

Tabel 9. Tebal Pelat dan Tulangan Pelat

Pelat	Arah	Tebal Pelat (mm)	Tulangan Pelat	Spasi (mm)
Tribun	x	350	D13	100
Tribun	y	350	D13	90
Biasa	x	300	D13	80
Biasa	y	300	D13	75

4. ANALISIS KINERJA STRUKTUR

4.1 Analisis Modal

SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.1 disebutkan bahwa analisis harus dilakukan untuk menentukan ragam getar alami struktur. Analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi sebesar paling sedikit 90 persen dari massa aktual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respons yang ditinjau oleh model.

Tabel 10. Partisipasi Massa dan Faktor *Direction Modal*

Mode	Period	Sum	Sum	Sum RX	Sum RY	Sum	UX	UY	RZ
	sec	UX	UY			RZ			
1	0.570	0.8735	0	0	0.1405	2.2E-06	1	0	0
2	0.567	0.8735	0.0001	9.79E-06	0.1405	0.8883	0	0	1
3	0.559	0.8735	0.8932	0.1199	0.1405	0.8884	0	1	0
4	0.256	0.9801	0.8932	0.1199	0.8747	0.8884	1	0	0
5	0.234	0.9801	0.8957	0.1404	0.8747	0.9792	0	0	1
6	0.232	0.9801	0.982	0.8685	0.8747	0.9818	0	1	0
7	0.152	1	0.982	0.8685	1	0.9818	1	0	0
8	0.141	1	0.9833	0.9078	1	0.9988	0	0.068	0.932
9	0.141	1	1	1	1	1	0	0.931	0.069

Sumber : Data Primer, 2019

Berdasarkan hasil analisis yang dilakukan, jumlah partisipasi massa pada mode ke 8 untuk struktur bangunan stadion tersebut sudah mencapai 90 %.

Berikut hasil hitungan C_s maksimum, C_s minimum dan C_s hitungan

Tabel 11. Nilai Faktor Respon Gempa Minimum, Hitungan dan Maksimum

Story	$C_{s \min}$	$C_{s \text{ calculate}}$	$C_{s \max}$	Keterangan
Lantai 4	0.025177481	0.072580645	0.071526933	Gunakan $C_{s \max}$

Sumber : Data Primer, 2019

Dari hitungan C_s hitungan di atas diperoleh nilai $R = 7.12$ untuk struktur bangunan stadion, Sehingga nilai C_s menjadi batasan dan nilai R didapat dari proses hitungan. Berdasarkan hitungan di atas, nilai C_s minimum adalah sebesar 0,0252. Sehingga nilai R apabila menggunakan C_s minimum adalah sebesar 0,71 dan nilai *base shear* nya adalah $V = 0,0252 W$.

4.2 Evaluasi Beban Gempa

Evaluasi beban gempa berdasarkan SNI 03-1726-2012 ditentukan dengan persamaan $V = 0,0251 W$. Berat struktur W diperoleh dengan menghitung beban mati sebesar 100% dan beban hidup sebesar 30%.

SNI 03-1726-2012 menyatakan bahwa nilai akhir respons dinamik struktur bangunan gedung terhadap pembebanan gempa nominal dalam suatu arah tertentu, tidak boleh diambil kurang dari 85 % nilai respons ragam yang pertama.

Tabel 12. Pengecekan Gaya Geser Sebelum Dikoreksi

Story	Tipe Beban Gempa		Fx (kN)	Fy (kN)	85 % Statik X (kN)	85 % Statik Y (kN)
3 lantai	Statik	EQ-X	2699.916	809.9749	2294.92894	688.478665
		EQ-Y	809.9749	2699.916	688.478665	2294.92894
	Dinamik	RSP-X	2378.993	727.5488		
		RSP-Y	713.698	2425.163		
		TH-X	944.8763	313.2718		
		TH-Y	283.4629	1044.239		

Sumber : Data Primer, 2019

Dari hasil perhitungan gaya geser dasar struktur statik dan dinamik, dapat diketahui bahwa nilai $V_{dinamik}$ respon spektra lebih besar dari $0,85 V_{statik}$, maka V dinamik akibat respon spektra tidak perlu lagi dikalikan dengan faktor koreksi sedangkan V dinamik akibat analisis riwayat waktu V dinamiknya lebih kecil dari $0,85 V_{statik}$ maka gempa dinamik tersebut harus dikalikan dengan faktor koreksi skala sebesar $0.85 V_{statik}$ dibagi dengan $V_{dinamik}$ akibat analisis riwayat waktu untuk masing-masing arah.

Tabel 13. Pengecekan Gaya Geser Setelah Dikoreksi

Story	Tipe Beban Gempa		Fx (kN)	Fy (kN)	85 % Statik X (kN)	85 % Statik Y (kN)
3 lantai	Statik	EQ-X	2699.9164	809.9749	2294.92894	688.478665
		EQ-Y	809.9749	2699.9164	688.478665	2294.92894
	Dinamik	RSP-X	2378.9934	727.5488		
		RSP-Y	713.698	2425.1628		

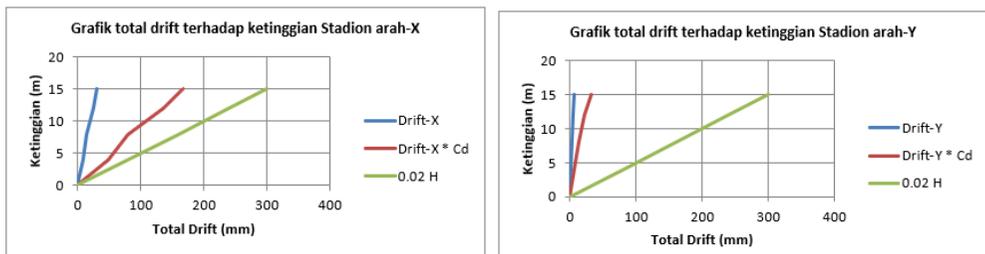
Sumber : Data Primer, 2019

Dari hasil analisis di atas, dapat dilihat bahwa nilai gaya geser yang terjadi sudah memenuhi persyaratan.

4.3 Evaluasi Kinerja Struktur

Pada Pasal 7.8.6 SNI 03-1726-2012 disebutkan bahwa penentuan simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa ditingkat teratas dan terbawah yang ditinjau.

Besarnya nilai simpangan antar tingkat yang diizinkan, ditentukan berdasarkan tabel 16 pada SNI 03-1726-2012. Berikut merupakan grafik simpangan pada arah-x dan arah-y.



Gambar 7. Grafik Total Drift Terhadap Ketinggian Bangunan

Sumber : ETABS 16, 2019

Dapat dilihat pada gambar 27 dan gambar 28 besarnya perpindahan horizontal akibat beban gempa arah x adalah 30.3 mm. Sedangkan perpindahan horizontal maksimum setelah dikalikan nilai C_d sebesar 5 adalah 166.65 mm. Nilai tersebut masih di bawah batas maksimum 2% sebesar 3000 mm. Untuk beban gempa arah y adalah 31,9 mm, dikalikan nilai C_d nya sebesar 5,8 adalah 185.02 mm dan masih jauh dibawah nilai batas maksimum 2% sebesar 3000 mm.

4.4 Pengaruh P-Delta

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 pasal 7.8.7, suatu struktur gedung yang nilai koefisien stabilitas (θ) nya melebihi θ_{max} harus dipertimbangkan terhadap pengaruh P-Delta, yaitu gejala yang terjadi pada struktur gedung fleksibel, dimana simpangan ke samping yang besar akibat beban gempa lateral menimbulkan beban lateral tambahan akibat momen guling yang terjadi oleh beban gravitasi yang titik tangkapnya menyimpang ke samping. Selain itu, efek P-Delta juga dapat didefinisikan sebagai pengaruh geometri terhadap respons struktur akibat gaya normal tekan.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I}{V_x h_{sx} C_d}$$

Berikut diberikan hasil perhitungan P-Delta pada masing-masing arah:

Tabel 14. Perhitungan P-Delta Arah X Untuk Struktur Bangunan Stadion

Lantai	Height (mm)	Px	Δ	Vx	θ	β	θ_{max}	Ket
4	3000	14657.67478	21.8	2583.646	0.00618	0.870452	0.114883	Ok
3	4000	14724.04438	16.3	2968.167	0.00404	0.91681	0.109074	Ok
2	4000	14895.14038	11.5	3237.495	0.00265	0.952308	0.105008	Ok
1	4000	14994.27728	7	3399.629	0.00154	0.978618	0.102185	Ok

Sumber : Data Primer, 2019

Tabel 15. Perhitungan P-Delta Arah Y Untuk Struktur Bangunan Stadion

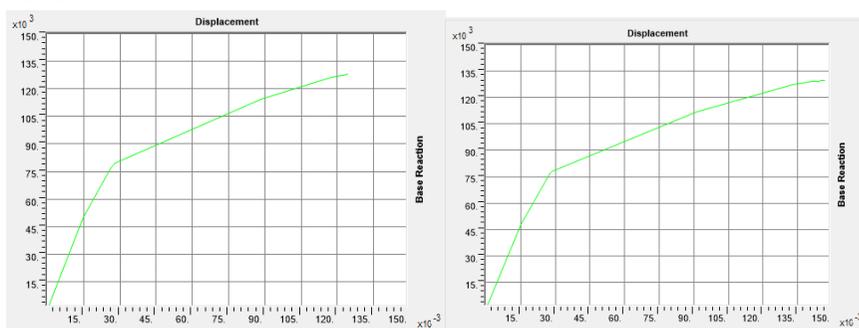
Lantai	Height (mm)	Px	Δ	Vx	θ	β	θ_{max}	Ket
4	3000	14657.67478	16.9	3028.2508	0.00409	0.864543	0.11565	Ok
3	4000	14724.04438	13	3502.715	0.00273	0.911069	0.10974	Ok
2	4000	14895.14038	9.5	3844.6187	0.00184	0.947298	0.10555	Ok
1	4000	14994.27728	6.1	4058.5066	0.00113	0.975243	0.10253	Ok

Sumber : Data Primer, 2019

Berdasarkan hasil perhitungan di atas, stabilitas rasio (θ) untuk masing-masing arah (x dan y) berdasarkan SNI 03-1726-2012 pada beberapa lantai kecil dari **0.1** sehingga pengaruh P-Delta harus dapat diabaikan.

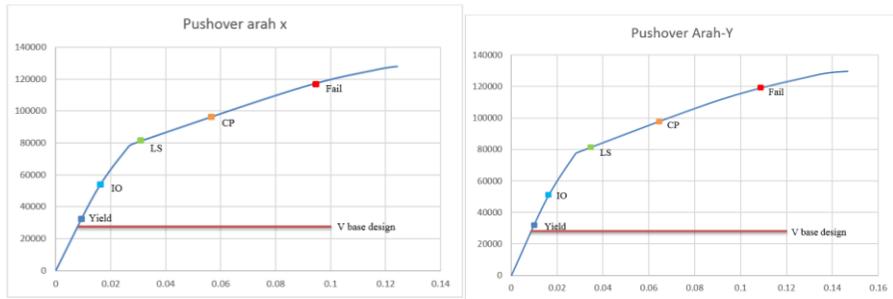
4.5 Hasil Analisis Statik Pushover

Hasil analisis *pushover* adalah berupa kurva kapasitas (*capacity curve*) seperti yang ditunjukkan pada gambar 5.7.1 dan 5.7.2 Dari kurva tersebut dapat diketahui karakteristik dari struktur dan juga besarnya gaya geser dasar saat tercapainya masing-masing level kinerja. Berikut diberikan kurva kapasitas hasil analisis *pushover* untuk masing-masing sistem struktur.



Gambar 8. Kurva Pushover Arah-X dan Arah-Y

Sumber : ETABS 16, 2019

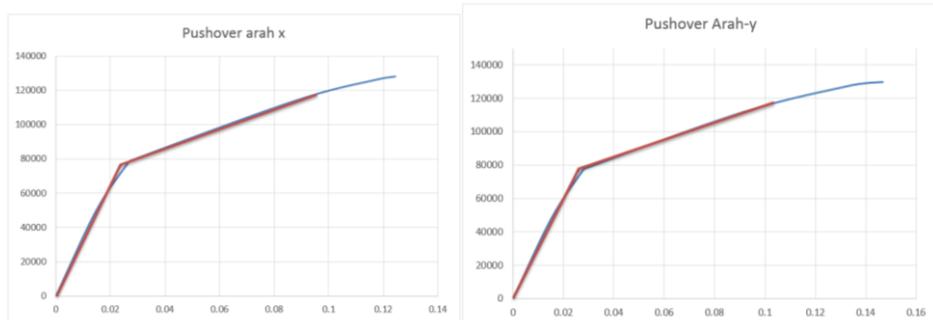


Gambar 9. Level Kinerja Struktur Bangunan Stadion Arah-X dan Arah-Y
 Sumber : ETABS 16, 2019

Tabel 16. Kondisi Pembatas Level Kinerja

Struktur Stadion		
Level Kinerja	Drift (m/m)	Vb (KN)
Yield	26%	35.100
IO	50%	54.000
LS	60%	81.000
CP	82%	97.200
Fail	88%	118.800

Sumber : Data Primer, 2019



Gambar 10. Kurva Bilinier Struktur Bangunan Stadion Arah-X dan Arah-Y
 Sumber : ETABS 16, 2019

Dari kurva bilinear untuk arah x dan y dapat disimpulkan bahwa Kapasitas ultimit struktur stadion masih dapat menerima tambahan gaya dan perpindahan yang lebih besar daripada beban gempa rencana, dan dari hasil analisis statik *pushover* juga dapat dilihat bahwa ada cadangan daktilitas yang cukup besar sampai kondisi ultimate tercapai, meskipun nilai R dan Cd yang didapat lebih kecil dari nilai R dan Cd rencana.

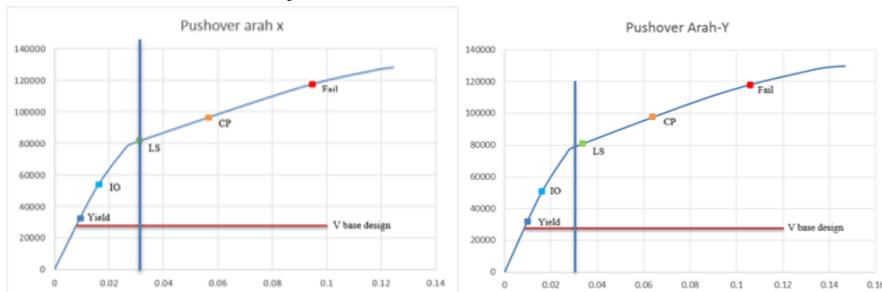
4.5.1 Penentuan Parameter Beban Gempa (R , Ω_0 , dan C_d)

Berdasarkan kurva *pushover* (kurva kapasitas) yang telah diperoleh sebelumnya, dapat diketahui bagaimana kinerja dan perilaku struktur secara menyeluruh. Berdasarkan kurva tersebut dapat dicari berapa nilai faktor modifikasi respon gempa (R) masing-masing tipe struktur, faktor kuat lebih (Ω_0), dan faktor pembesaran defleksi (C_d). Berdasarkan perhitungan nilai faktor modifikasi beban gempa untuk struktur stadion dengan SRPMK untuk kasus stadion adalah sebagai berikut:

Arah-x			Arah-y		
R	=	5,4	R	=	6,1
Ω_0	=	2,0	Ω_0	=	2,0
C_d	=	3,4	C_d	=	3,4

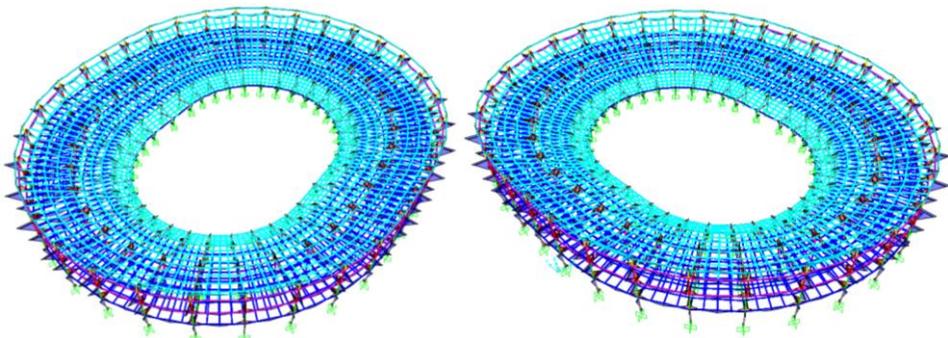
4.5.2 Displacement Coefisicient Method (FEMA 356)

Merupakan metoda utama yang terdapat dalam FEMA 356 untuk prosedur statik nonlinier. Penyelesaian dilakukan dengan memodifikasi respons elastis linier dari sistem SDOF ekuivalen dengan faktor koefisien C_0 , C_1 , C_2 dan C_3 sehingga diperoleh perpindahan global maksimum (elastis dan inelastis) yang disebut “*performance point*”, δ_T . Berikut hasil *Performance Point* struktur stadion menurut FEMA 356.



Gambar 11. *Performance Point* Struktur Arah X dan Y Stadion menurut FEMA

Sumber : ETABS 16, 2019

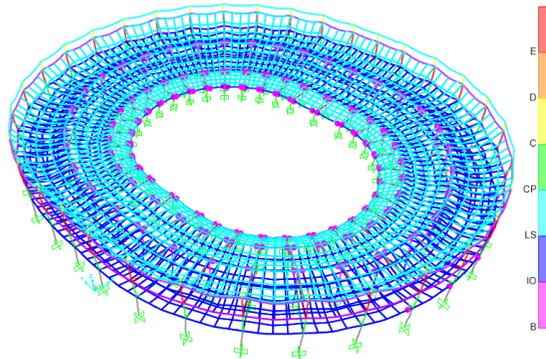


Gambar 12. Momen yang Terjadi Akibat Pushover Arah-X dan Arah-Y

Sumber : ETABS 16, 2019

Hasil arah-x tersebut level kinerja menurut FEMA 356 adalah LS (*Life Safety*). Level tersebut sesuai dengan batas kinerja yang dipersyaratkan yaitu LS (*life safety*)

untuk beban gempa 2500 tahun. Elemen struktur yang mencapai level kinerja LS adalah pada balok tepi. Dan hasil arah-y tersebut level kinerja menurut FEMA 356 adalah IO (*Immediate Occupancy*) menuju LS (*Life Safety*). Level tersebut masih dibawah batas kinerja yang dipersyaratkan yaitu LS (*life safety*) untuk beban gempa 2500 tahun. Elemen struktur yang mencapai level kinerja IO adalah pada struktur balok tengah. Selengkapnya dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



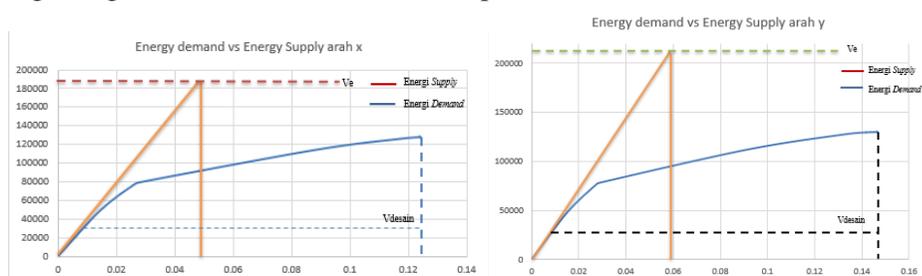
Gambar 13. Letak pembentukan sendi plastis pertama pada balok miring

Sumber : ETABS 16, 2019

4.5.3 Konsep *Equal Energy*

Konsep ini menggunakan pendekatan energi disipasi ekuivalen antara energi disipasi struktur elastik akibat gempa rencana dengan energi disipasi struktur yang mencapai kondisi inelastik.

Target akhir dari analisis dengan prinsip *equal energy* adalah energi disipasi elastik dan inelastik yang dibuat sama besar. Perhitungan energi tersebut dilakukan dengan menghitung luasan area di bawah kurva kapasitas.



Gambar 14. Kurva *Equal Energy* Struktur Arah-X dan Arah-Y

Sumber : ETABS 16, 2019

Besarnya gaya geser dasar elastik dari beban gempa MCE_R pada struktur arah x adalah sebesar 189.983 kN dan struktur arah y adalah sebesar 219.564 kN. Dengan batasan V_b MCE_R tersebut dapat dibentuk suatu luasan segitiga yang berarti nilai energi *demand* akibat gempa. Luasan energi tersebut harus mampu di *supply* oleh gedung yang dapat digambarkan melalui kurva kapasitas.

Namun perhitungan energi *demand* tersebut tidak sederhana, karena apabila besarnya energi langsung dihitung berdasarkan gaya geser elastik akibat beban gempa 2500 tahun maka nilai energi tersebut akan sangat besar. Sehingga saat diplotkan pada kurva *pushover* akan membutuhkan deformasi (*drift*) yang lebih besar dari batasan *fail* untuk *moment frame* dan *immediate occupancy* (IO) untuk arah *x* agar luasan kurva elastik dan inelastik menjadi sama.

Terjadi perbedaan hasil antara kedua pendekatan yang sudah dilakukan dengan *performance point* dan *equal energy*. Hal ini dikarenakan dalam perhitungan energi *demand* belum memperhitungkan kontribusi dari plastifikasi elemen sehingga nilai gaya geser elastik tersebut akan menjadi besar.

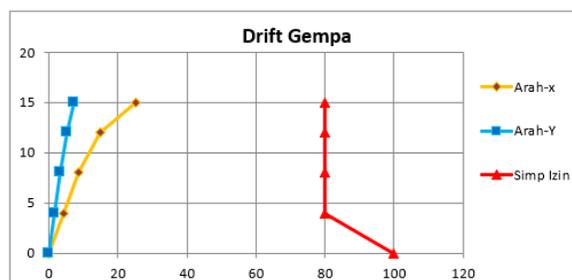
4.6 Hasil Analisis Non Linear Time History

Hasil yang ditinjau meliputi level kinerja gedung dan drift maksimum yang terjadi setelah gedung mengalami beban gempa. Berikutnya dilakukan perhitungan parameter inelastik struktur stadion dari hasil analisis dinamik time history. Level kinerja gedung ditinjau apakah sudah sesuai dengan level kinerja target bangunan stadion. Dalam penelitian ini yang dianalisis dengan NLTHA.

4.6.1 Evaluasi Kinerja Struktur

Pada Pasal 7.8.6 SNI 03-1726-2012 disebutkan bahwa penentuan simpangan antar lantai tingkat desain harus dihitung tidak boleh melebihi simpangan izin yang ditentukan.

Besarnya nilai simpangan antar tingkat yang diijinkan ditentukan berdasarkan SNI 03-1726-2012. Berikut merupakan grafik simpangan pada arah-x dan arah-y.



Gambar 15. Grafik Total Drift Terhadap Ketinggian Bangunan (Arah X dan Y)

Sumber : Data Primer, 2019

4.6.2 Level Target Kinerja Struktur

Data percepatan maksimum dan durasi dari data percepatan gempa yang sudah diskalakan dengan respons spektra desain di Padang Panjang dengan kondisi tanah sedang sesuai dengan tabel dibawah.

Tabel 17. Percepatan maksimum dan durasi dari data gempa yang sudah diskalakan terhadap respons spektra desain

No	Nama Gempa	Akselerasi Maksimum (g)	Durasi (detik)
1	Imperial Valey	0.3587	40
2	Kobe	0.3725	48
3	Northridge	0.3673	40

Sumber : Data Primer, 2019

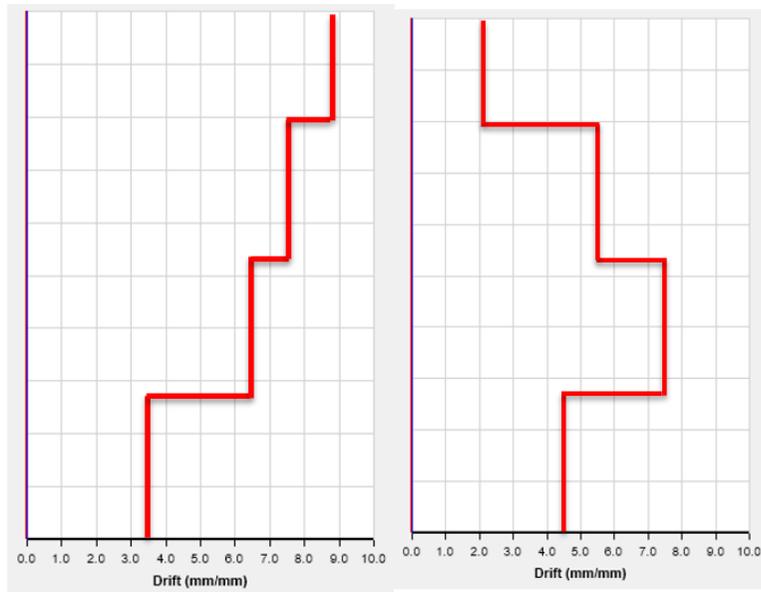
Level kinerja gedung dengan beban gempa yang sudah diskalakan sesuai dengan respons spektra desain adalah IO (Immediate Occupancy) dari tiga analisis gempa tersebut. Hal ini cukup sesuai dengan level kinerja hasil dari analisis pushover jika demand gempa ditentukan dengan metoda capacity spectrum sesuai FEMA-440. Level kinerja IO dicapai setelah terjadinya kelelahan dimana kelelahan yang terjadi pertama kali adalah pada balok, setelah semua balok mencapai leleh, maka kelelahan selanjutnya terjadi pada kolom.

Tabel 18. Respons Gedung Hasil Analisis Non-Linear Riwayat Waktu dengan Beban Gempa Padang Panjang Terskalakan

No.	Nama Gempa	Level Kinerja	Percepatan Maksimum (g)	Gaya Geser Dasar (kN)		Drift Antar Lantai		Drift Atap Max	
				Arah-X	Arah-Y	Arah-X	Arah-Y	Arah-X	Arah-Y
1	EICentro	IO	0.19	3465.72255	3457.4568	1.03%	1.09%	0.63%	0.65%
2	Kobe	IO	0.23	3457.3335	3461.3865	1.00%	1.05%	0.53%	0.52%
3	Northridge	IO	0.21	3455.2421	3461.5114	0.91%	0.95%	0.55%	0.53%

Sumber : Data Primer, 2019

Drift antar lantai pada masing-masing lantai hasil analisis non linear riwayat waktu dengan beban gempa yang sudah diskalakan dengan respons spektra desain tingkat gempa MCER masih berada di bawah batas maksimum yaitu 3%. Drift antar lantai yang dipakai sebagai acuan adalah drift antar lantai rata-rata dari hasil analisis menggunakan 3 data gempa. Dimana nilai maksimum absolut dari rata-rata hasil analisis 3 data gempa yang sudah diskalakan dengan respons spektra desain tingkat MCER. Dengan begitu drift dari gedung yang didesain masih berada dalam batas yang diizinkan. Drift antar lantai gedung dapat dilihat pada gambar 43 sampai dengan gambar 44.



Gambar 16. Drift Antar Lantai Rata-Rata Arah-X dan Arah-Y Hasil NLTHA Pada Gempa Imperial Valey, Kobe dan Northridge dengan Data Gempa yang Diskalakan dengan Respon Spektra Padang Panjang

Sumber : ETABS, 2019

5. KESIMPULAN

Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan, dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Dari hasil perhitungan struktur rangka atap baja dengan metode DAM (*Direct Analysis Method*) didapat dimensi profil dan kuat nominal baja *hollow* sebagai berikut :

Tabel 19. Kuat Nominal Baja

Profil Baja Hollow	ϕM_n (kNm)	ϕP_n (kNm)
D165.2	38.02	754
D139.8	22.03	516

Sumber : Data Primer, 2019

2. Struktur atas stadion dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dengan gaya geser dasar yang bekerja terbukti mampu memberikan kinerja cukup baik terhadap beban gempa yang bekerja. Level kinerja yang dihasilkan dari analisis nonlinier statik *pushover* dan analisis *time history* untuk masing- masing variasi ketinggian struktur adalah *immediate occupancy* (IO) dimana setelah terjadinya pertama kali adalah pada balok, setelah semua balok mencapai leleh, maka kelelahan selanjutnya terjadi pada kolom dan kondisi gedung hampir sama dengan sebelum gempa terjadi dan dapat digunakan kembali.

3. Desain struktur atas stadion dengan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) juga memenuhi persyaratan mekanisme keruntuhan ideal dan menghasilkan perilaku *hysteresis* yang stabil yaitu mekanisme *beam-sway*.
4. Kapasitas ultimit struktur stadion masih dapat menerima tambahan gaya dan perpindahan yang lebih besar daripada beban gempa rencana, hal ini ditunjukkan oleh kurva bilinear untuk target perpindahan hasil analisis statik *pushover* bahwa ada cadangan daktilitas yang cukup besar sampai kondisi ultimate tercapai, meskipun nilai R dan Cd yang didapat lebih kecil dari nilai R dan Cd rencana.
5. Dari sebaran sendi plastis yang terjadi pada elemen-elemen struktur dapat disimpulkan bahwa pada saat kondisi *performance point*, kelelahan yang terjadi hanya pada balok. Setelah itu, kelelahan pada kolom mulai terbentuk sampai mekanisme keruntuhan terjadi.
6. Perbandingan hasil analisis statik *pushover* dengan analisis dinamik *time history* menunjukkan bahwa analisis statik *pushover* cukup akurat untuk mempresiksi kinerja struktur. Sedangkan untuk analisis dinamik *time history* belum cukup baik memprediksi kinerja struktur hal ini disebabkan karena gempa yang diberikan pada bangunan masih kecil sehingga tidak bisa memprediksi dimana kelelahan pertama terjadi.

6. UCAPAN TERIMA KASIH

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, karena atas berkat dan rahmat-Nya, penulis dapat menyelesaikan penelitian ini. Penulis menyadari bahwa, tanpa bantuan dan bimbingan dari berbagai pihak, dari masa perkuliahan sampai pada penyusunan penelitian ini, sangatlah sulit bagi penulis untuk menyelesaikan penelitian ini. Oleh karena itu, penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Orang Tua yang selalu mendukung saya baik secara moril maupun materil.
2. Bapak L. Bambang Budi Prasetyo, M.T. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Institut Teknologi Dan Sains Bandung.
3. Bapak Asep Irwan, M.T selaku Dosen Pembimbing selama Tugas Akhir dan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Ilham Yunus, M.T selaku Dosen Pembimbing selama Tugas Akhir dan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
5. Ibu Siswanti Zuraida, M.T. selaku Dosen Wali selama saya kuliah dan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
6. Ibu Annisa, M.T. yang telah banyak membimbing selama pelaksanaan Tugas Akhir ini.
7. Henry armijaya, M.T. yang telah memberikan banyak masukan kepada saya.
8. Teman-teman teknik sipil dari semua angkatan atas segala dukungannya.
9. Semua pihak yang telah banyak membantu penyusun, baik secara moril maupun materil, yang tidak dapat disebutkan satu per satu.

7. DAFTAR PUSTAKA

- 1) BMKG, "BALAI BESAR METEOROLOGI KLIMATOLOGI DAN GEOFISIKA," 2017. [Online]. Available: <http://balai3.denpasar.bmkg.go.id>. [Accessed 23 March 2019].
- 2) P. P. G. LIPI, "PENELITIAN JALUR, KARAKTERISTIK DAN DAMPAK PATAHAN AKTIF PENGHASIL GEMPABUMI YANG MENGANCAM KOTA BESAR DI INDONESIA," 2016. [Online]. [Accessed 23 march 2019].
- 3) M. H. Rahman, "*Earthquakes don't kill, built environment does: Evidence from,*" *Economic Modelling*, 27 August 2017.
- 4) I. Imran and F. Hendrik, *Perencanaan Lanjut Struktur Beton Bertulang*, Bandung: Institut Teknologi Bandung, 2014.
- 5) W. Dewobroto, "Struktur Baja," in *Perilaku, Analisis & Desain-AISC 2010, Edisi ke-2*, Indonesia, LUMINA Press, 2016.
- 6) B. S. Nasional, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung*, Jakarta: BSN, 2012.
- 7) B. S. Nasional, *Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur lain*, Jakarta: BSN, 2013.
- 8) B. S. Nasional, *Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural*, Jakarta: BSN, 2015.
- 9) B. S. Nasional, *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung*, Jakarta: BSN, 2013.
- 10) AISC, *American National Standard-Specification for Structural Steel Building*, Chicago, 2010.
- 11) AISC, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.*, Chicago, 2010.
- 12) FEMA. 440, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Washington D.C., 2004.
- 13) FEMA. 451, *NEHRP Recommended Provisions Design Examples*, Washington D.C., 2006.
- 14) FEMA. 356, *Prestandard and Commentary for The Seismic Rehaulitation of Building*, Washington D.C., 2000.