

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN MOJO SURAKARTA DENGAN MODEL *CABLE STAYED* DUA BIDANG

Nama Penulis : Yoga Putra Wicaksana
Nim : A0117072

UNIVERSITAS TUNAS PEMBANGUNAN
SURAKARTA
2021

Email : Yogap8833@gmail.com

Abstrak— Jembatan adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk meneruskan jalan melalui suatu rintangan yang berada lebih rendah. Jembatan harus dibuat cukup kuat karena kerusakan pada jembatan dapat menimbulkan gangguan terhadap kelancaran lalu lintas, terlebih di jalan yang memiliki lalu lintas yang padat. Dalam perencanaan struktur ini menggunakan program SAP 2000 V.19 yang dihasilkan dimensi elemen struktur serta penulangannya. Pada tugas akhir ini didapatkan hasil desain jembatan mojo dengan model *cabel stayed* dua bidang dengan bentang 225 meter berupa dimensi struktur, kebutuhan tulangan dan gambar detail Teknik.

Abstract— The bridge is a construction that serves to continue the path through an obstacle that is lower. The bridge must be made strong enough because damage to the bridge can cause disruption to the smooth flow of traffic, especially on roads that have heavy traffic. In planning this structure using the SAP 2000 V.19 program, the dimensions of the structural elements and their reinforcement are generated.

In this final project, the results of the design of the Mojo bridge with amodelare obtained *cabel stayed* two-fieldwith a span of 225 metersin the form of structural dimensions, reinforcement requirements and detailed engineering drawings.

Kata Kunci— jembatan,*cabel stayed*,dua bidang,box girder, mojo Surakarta provinsi jawa tengah.

Keywords— *bridge, cable stayed, two fields, box girder, mojo Surakarta, Central Java province.*

BABI PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Jembatan adalah suatu konstruksi yang berfungsi untuk meneruskan jalan melalui suatu rintangan yang berada lebih rendah. Rintangan ini dapat berupa jalan lain . Perkembangan transportasi yang semakin erat kaitannya dengan pembangunan, baik berupa pembangunan jalan maupun jembatan yang berfungsi untuk memperlancar arus kendaraan sehingga tercipta efisiensi waktu dalam beraktifitas. Jembatan harus dibuat cukup kuat karena kerusakan pada jembatan dapat menimbulkan gangguan terhadap kelancaran lalu lintas, terlebih di jalan yang memiliki lalu lintas yang padat. Seperti halnya jembatan mojo yang menghubungkan tiga

daerah yaitu Karanganyar,Sukoharjo, dan Surakarta. Peningkatan lalu lintas angkutan barang dan jasa dan sebagainya, perlu diimbangi dengan perbaikan jaringan jalan yang baru agar dapat mendukung dan mendorong pertumbuhan perekonomian dan pemerataan.

1.2 Rumusan masalah

Perencanaan ulang jembatan mojo Surakarta dengan model *Cabel Stayed* dua bidang yang membentang di atas sungai bengawan solo dimana tidak ada pembahasan dan dihitungnya struktur bawah seperti abutmen,pondasi, dan ankur.

1.3 Manfaat perencanaan

Manfaat dari penyusunan tugas akhir ini yaitu, dapat diperoleh pengetahuan, pengalaman dan wawasan dalam perancangan struktur jembatan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA DAN LANDASAN TEORI

2.1 Tinjauan Umum

Pengertian jembatan secara umum adalah suatu kontruksi yang berfungsi untuk menghubungkan dua bagian jalan yang terputus oleh adanya rintangan – rintangan seperti lembah yang dalam, alur sungai, danau, saluran irigasi, kali, rel kereta api, jalan raya yang melintang tidak sebidang dan lain – lain.

Jembatan dapat diklasifikasikan menjadi bermacam – macam jenis tipe menurut fungsi, keberadaan material yang dipakai, jenis lantai kendaraan dan lain – lain.

2.2 *Cable Stayed*

Jembatan *cable-stayed* adalah struktur yang mempunyai sederetan kabel lurus dan memikul elemen horizontal kaku Jembatan *cable-stayed* terdiri dari sistem struktur berupa gelagar menerus yang didukung oleh tumpuan berupa kabel yang dibentangkan miring dan dihubungkan ke menara sebagai penahan utama.Model awal penggunaan jembatan *cable-stayed* biasanya dikombinasikan dengan model suspension, seperti jembatan Brooklyn yang terkenal.Desain jembatan *cable-stayed* sempat kurang difavoritkan sepanjang abad ke 20.Kemudian jembatan tipe *cable stayed* kembali digunkan pada akhir abad ke 20 dengan didukung kombinasi material yang baru dan mesin konstuksi yang lebih banyak dan canggih.

Salah satu penyebab meningkatnya pembangunan jembatan cable-stayed juga dikarenakan kebutuhan rekonstruksi jembatan baru untuk menggantikan jembatan-jembatan besar yang hancur pasca perang dunia ke 2 di Eropa dengan lebih mempertimbangkan penghematan biaya.

2.3 Struktur Jembatan Cable Stayed

Sistem cable-stayed pada jembatan dapat diartikan sebagai sebuah sistem struktur yang terdiri dari dek orthotropic dan girder menerus yang diikat oleh incline cable dan didistribusikan ke menara yang terletak pada pilar utama. Prinsip jembatan cable-stayed terdiri dari segmen-segmen gelagar yang disusun menjadi lantai kendaraan, di mana gelagar dihubungkan dan disokong oleh kabel-kabel. Kabel-kabel tersebut berperilaku sebagai struktur tarik karena menahan beban pada dek jembatan.

2.4 Prinsip Dasar Beton Prategang

Beton adalah suatu bahan yang mempunyai kekuatan tekan yang tinggi, tetapi kekuatan tariknya relatif rendah. Kuat tariknya 8% sampai 14% dari kuat tekannya, sedangkan baja adalah suatu material yang mempunyai kuat tarik yang sangat tinggi.

Timbulnya retak-retak awal pada beton bertulang yang disebabkan oleh ketidakcocokan dalam regangan-regangan baja dan beton barangkali merupakan titik awal dikembangkannya suatu material baru seperti «beton prategang. Hal ini dicapai dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya ke beton, jadi membuat beton dalam keadaan tertekan.

2.5 Klasifikasi Sistem Struktur Rangka Pemikul Momen

Ada tiga konsep yang dapat dipakai untuk menjelaskan dan menganalisis sifat-sifat dasar dari beton prategang berdasarkan sistem prategangnya (Kadir Abdul, 2006). Hal ini dapat diterangkan sebagai berikut :

2.5.1 Sistem prategang untuk mengubah beton menjadi elastis

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beban yang tidak mampu menahan tarikan dan kuat memikul tekanan sedemikian sehingga beton yang getas dapat memikul tegangan tarik. Umumnya telah diketahui bahwa jika tidak ada tegangan tarik pada beton, berarti tidak akan terjadi retak, dan beton tidak merupakan bahan yang getas lagi melainkan bahan yang elastis.

2.5.2 Sistem prategang untuk kombinasi baja mutu tinggi dengan beton

Konsep ini memperlakukan beton sebagai bahan yang elastis. Beban yang tidak mampu menahan tarikan dan kuat memikul tekanan sedemikian sehingga beton yang getas dapat memikul tegangan tarik. Umumnya telah diketahui bahwa jika tidak ada tegangan tarik pada beton, berarti tidak akan terjadi retak, dan beton tidak merupakan bahan yang getas lagi melainkan bahan yang elastis.

2.5.1 Sistem prategang untuk mencapai keseimbangan beban

Konsep ini terutama menggunakan prategang sebagai usaha untuk membuat seimbang gaya-gaya pada sebuah elemen struktur. Ini memungkinkan transformasi dari batang lentur menjadi batang yang mengalami tegangan langsung

dan menyederhanakan persoalan baik dalam desain maupun analisis dan struktur yang rumit penerapan dari konsep ini menganggap beton diambil sebagai benda bebas dan menggantikan tendon dengan gaya-gaya yang bekerja pada beton sepanjang elemen struktur. Karena tendon terbungkus beton, maka akan timbul gaya keatas menekan beton, yang berlawanan arah dengan gaya untuk mempertahankan posisi tendon.

2.6 Sistem Penarikan Baja Prategang

1. Pratarik (*Pretensioning*) dan pengangkutan ujung
Pada sistem pratarik, baja prategang ditarik/diregangkan terlebih dahulu dan dijangkarkan pada penahan (*bulkhead*), baru kemudian beton dicor.
2. Pascatarik (*posttensioning*) dengan metode penarikan kabel

Sistem pascatarik merupakan kebalikan sistem pratarik. Pada cara ini pertama-tama beton dicor / dicetak terlebih dahulu, dengan baja prategang terletak di dalam selongsong (*duck*) juga ikut dicor. Setelah beton mencapai umur / kekuatan tertentu, baja prategang ditarik dan kemudian diangkurkan pada ujung komponen.

2.7 Tahap Pembebanan

Dalam perancangan beton prategang, pembebanan tidak hanya ditinjau berdasarkan beban eksternal yang bekerja, seperti beban mati dan beban hidup,

1. Initial Stage

Initial stage adalah tahap dimana gaya prategang dipindahkan pada beton dan tidak ada beban luar yang bekerja selain berat sendiri. Pada tahap ini gaya prategang maksimum sebab belum ada kehilangan prategangan dan kekuatan beton minimum sebab umur beton masih muda, konsekuensinya tegangan pada beton menjadi kritis. Pada sistem penarikan awal, untuk mempercepat proses penarikan, tendon dilepaskan pada saat beton mencapai 60-80% kekuatan yang disyaratkan yaitu pada umur 28 hari.

2. Final Stage

Tahap ini merupakan kondisi paling berat untuk kondisi masa pelayanan, dengan asumsi bahwa semua kehilangan prategang telah terjadi sehingga gaya prategang telah mencapai nilai terkecil dan kombinasi beban luar mencapai nilai terbesar yaitu meliputi berat sendiri, beban mati, beban hidup, beban kejut dan sejenisnya. (Naaman, 1982).

2.8 Abutment dan Pilar

Abutment merupakan kombinasi dari fungsi pilar dan dinding penahan tanah dengan fungsi mendukung ujung-ujung jembatan dan menyediakan dukungan lateral bagi tanah atau batu disekitar jembatan.

Pilar jembatan digunakan untuk jembatan dengan bentang yang panjang. Bentuk model pada pilar jembatan dapat berupa masif (*solid*), kotak, bundar, oval dan terdiri dari beberapa kolom. Pilar jembatan Grindulu direncanakan dengan menggunakan massif (*solid*)

2.9 Pondasi

Pondasi adalah struktur paling bawah dari suatu bangunan. Pondasi suatu bangunan berfungsi untuk meneruskan beban-beban pada struktur atas ke tanah atau batuan yang berada di

bawahnya. Dasar pondasi harus diletakkan pada tanah keras, apabila tanah keras masih berada pada kedalaman 2 meter dapat digunakan pondasi dangkal. Pondasi merupakan elemen struktur yang berfungsi meneruskan beban yang bekerja di atasnya ke tanah. Kegagalan perencanaan pondasi akan mengakibatkan bangunan secara keseluruhan tidak stabil dan mudah runtuh meskipun struktur atas kuat dan aman.

2.10 Menara/Pylon

Perencanaan menara merupakan hal yang sangat penting dan mendasar yang akan mempengaruhi estetika, keekonomisan serta perilaku struktur dari jembatan. Bentuk dasar menara jembatan *cable-stayed* ada beberapa macam, seperti ditampilkan pada gambar di bawah. Pemilihan bentuk menara ditentukan oleh konfigurasi kabel, bentang jembatan dan aspek estetika.

2.11Pembebanan

Pembebanan untuk analisis kekuatan jembatan jalan raya merupakan dasar dalam menentukan beban-beban dan gaya-gaya untuk perhitungan tegangan-tegangan yang terjadi pada setiap bagian jembatan jalan raya. Penggunaan jembatan ini dimaksudkan agar dapat mencapai kekuatan yang aman dan ekonomis sesuai dengan kondisi setempat sehingga proses analisis kekuatan jembatan menjadi efektif. Pada analisis ini yang digunakan sebagai acuan dalam perhitungan adalah SNI 1725-2016 yaitu tentang pembebanan untuk jembatan.

BAB III

METODOLOGI PERENCANAAN

3.1 Pengumpulan Data

Setelah melakukan studi literatur, maka langkah selanjutnya adalah mengumpulkan data-data yang dibutuhkan untuk melakukan desain jembatan *cable-stayed*. Data yang dikumpulkan berupa data sekunder yang meliputi:

1. Data layout dan geometrik sungai.

Nama Jembatan	STA	Panjang (m)	Lebar (m)	Jumlah Pilar
JEMBATAN MOJO	1.320	225.00	9.00	4

2. Data Jembatan Mojo.

Nama dan Lokasi : Jembatan Mojo
 Lokasi : Jl. Rajiman, Semanggi, Kec. Ps. Kliwon, Kota Surakarta, Jawa Tengah.

Bentang (*existing*) : 225 m
 Lebar (*existing*) : 9 m
 Tinggi bebas minimal : 4,5 m

3.2 Preliminary Design

1. Rencana Box Girder

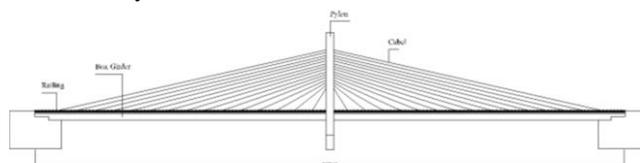
- Box pratekan segmental
- Tinggi box = 3 m
- Lebar flens atas = 11.4 m
- Lebar flens bawah = 5 m
- Lebar trotoar = 1,2 m
- Direncanakan 2 lajur 2 arah (2/2 D).

2. Rencana Pylon

- Beton bertulang

- Tinggi *pylon* = 45 m
 - Dimensi *pylon* = 3 x 3 m
 - Jarak antar kabel pada *pylon* = 1.05 m
 - Jarak antar kabel pada lantai jembatan = 7.03 m
3. Kabel Penggantung
 - Konfigurasi tipe Paralel / *Harp Pattern*
 - Sistem dua bidang / *Single Plane*
 - Sudut kemiringan dari garis horizontal : 26,5°
 - Kabel menggunakan tipe ASTM A 416- 74 ▪ Ø= 15 mm ▪ Fu = 2050 MPa

4. Layout Jembatan



5. Tiang sandaran

- Tinggi tiang sandaran = 1,5 m
- Tebal tiang = 0,20 m
- Jarak antar tiang sandaran = 2 m
- Dimensi = 20 x 20 cm
- y beton = 24 kN/m 3
- $f'c$ = 30 MPa
- Fy tulangan = 300 MPa
- *Decking* = 40 mm
- Tul. lentur = 4D10
- Tul. Geser = Ø10 – 90

6. Kerb

- Panjang total jembatan = 225 m
- Jumlah kerb = 2 buah (kiri-kanan)
- Dimensi kerb = 20 x 20 cm
- Dimensi kerb = 20 x 20 cm
- Beton decking = 20 mm
- Mutu beton ($f'c$) = 30 Mpa
- Fy tulangan = 240 Mpa
- Fy tulangan = 240 Mpa

3.3 Pembebanan Struktur Jembatan

Setelah melakukan *preliminary design* maka dilakukan pembebanan terhadap struktur jembatan. Pembebanan ditentukan berdasarkan SNI 1725 2016 tentang "Pembebanan untuk Jembatan".

Pengelompokan pembebanan yang ditentukan meliputi:

1. Pembebanan pada Struktur Sekunder
 - a. Pembebanan pada trotoar (mengacu pada Pasal 8.9 SNI 1725 2016).
 - b. Pembebanan pada railing (mengacu pada Pasal 11 SNI 1725 2016).
2. Pembebanan pada Struktur Utama
 - a. Pembebanan pada lantai kendaraan.

Beban pada lantai kendaraan berupa beban permanen dan beban lalu lintas. Beban permanen berupa berat sendiri *box girder*, pelat lanai kendaraan, lapisan apal, dan beban mati tambahan lain dengan mengacu pada Pasal 7 SNI 1725 2016. Sedangkan beban lalu lintas yaitu beban lajur yang terdiri atas beban terbagi rata (BTR) dan beban garis (BGT), beban truk (T), dan gaya rem (TB). Penentuan beban lalu

- lintas rencana jembatan mengacu pada Pasal 8 SNI 1725 2016.
- b. Pemodelan beban angin. Penentuan beban angin mengacu pada Pasal 9.6 SNI 1725 2016.
- c. Pemodelan beban gempa. Penentuan beban gempa mengacu pada RSNI T 2833 2013. Pembebanan aksi lingkungan lainnya. Terlebihnya untuk beban akibat aksi lingkungan lainnya yang mungkin untuk diperhitungkan mengacu pada Pasal 9 SNI 1725 2016.

3. Kombinasi Pembebanan
Kombinasi pembebanan untuk struktur jembatan *cable-stayed* dilakukan berdasarkan ketentuan Pasal 7.4 Peraturan Kementerian Pekerjaan Umum Nomor 08/SE/2015 tentang Pedoman Perencanaan Teknis Jembatan Beruji Kabel.

3.4 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur untuk desain jembatan *cable-stayed* dilakukan menggunakan program bantu Aplikasi *Sketchup*. Hal ini dilakukan baik untuk keperluan penentuan gaya dalam, stabilitas, maupun analisa metode pelaksanaan.

3.5 Analisa Struktur Sekunder

Kontrol kekuatan struktur sekunder dilakukan setelah pemodelan struktur dan didapatkan gaya dalam pada struktur sekunder. Kontrol kekuatan struktur sekunder meliputi:

- a. Desain *railing*:
 - i. Menentukan dimensi *railing*.
 - ii. Kontrol kekuatan struktur *railing*.
 - iii. Menentukan dimensi penyangga *railing*.
 - iv. Kontrol kekuatan struktur penyangga.
 - v. Desain sambungan *railing*.

3.6 Analisa Struktur Utama

Kontrol kekuatan struktur utama dilakukan setelah pemodelan struktur dan didapatkan gaya dalam dalam masing-masing elemen struktur utama. Kontrol kekuatan struktur dilakukan berdasarkan dimensi yang telah ditentukan pada *preliminary design*.

BAB IV

ANALISA BEBAN TETAP

4.1 Beban Permanen (SNI 1725-2016 pasal 7)

Massa setiap bagian bangunan harus dihitung berdasarkan dimensi yang tertera dalam gambar dan berat jenis bahan yang digunakan. Berat dari bagian-bagian bangunan tersebut adalah massa dikalikan dengan percepatan gravitasi. Percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah 9,81 m/detik².

4.2 Beban Hidup

4.1.1 Konfigurasi Beban Hidup

Beban hidup diatur sedemikian rupa sehingga diperoleh gaya-gaya yang maksimum dari masing – masing komponen gaya dalam. Menggunakan pendekatan konfigurasi beban hidup pada pasal 10.1 SEM PU No. 098/SEM/M/2015.

4.3 Aksi Lingkungan

1. Beban Angin pada Struktur (SNI 1725-2016 pasal 9.6.1)

- a. Beban Angin pada Girder

= 0,0024 MPa

- b. Beban Angin pada *Pylon*

= 39.6 N/mm

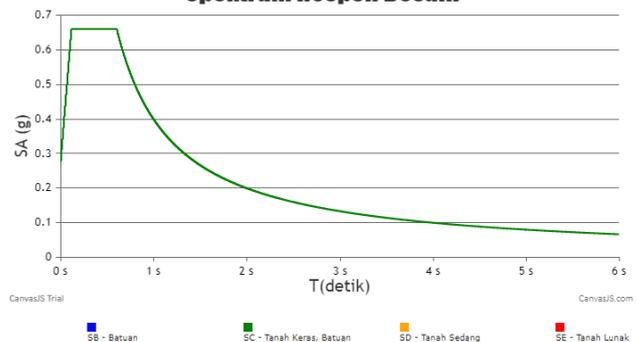
2. Beban Angin pada Beban Hidup (Kendaraan)

Dalam pasal 9.6.1.2 SNI 1725 2016 jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada jembatan, di mana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm.

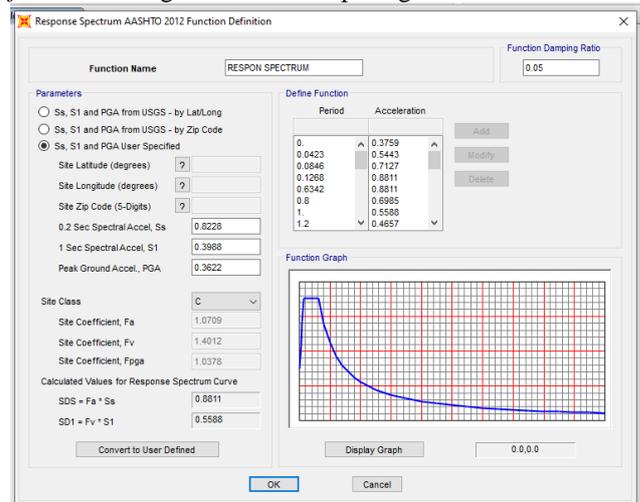
4.4 Analisa Beban Dinamis

Untuk analisa beban gempa digunakan *respons spectrum analysis* yang merupakan salah satu fitur dari SAP 2000. Data gempa dihitung berdasarkan RSNI 2833:201X dengan level gempa 7% dalam 75 tahun (1000 tahun). Berdasarkan perhitungan situs tanah merupakan tanah sedang (SD).

Spektrum Respon Desain



Nilain *respons spectrum* tersebut kemudian diinputkan pada pemodelan SAP 2000 pada menu *respons spectrum function* sebagaimana terlihat pada gambar berikut.



Partisipasi massa untuk beban gempa menurut RSNI 2833 201X adalah 100% beban mati ditambah 50% beban hidup.

4.5 Perencanaan Pembebanan

1. Beban Mati (DL)
Girder Box ($f^c = 50\text{MPa}$)

B.s beton aspal = $0.05 \times 7 \times 22 = 1.1 \text{ KN/m}$
 B.s trotoar = $0.25 \times (22+0.22 \times f'c) = 8.89 \text{ KN/m}$

$DL_{Girder} = 9.99 \text{ KN/m}$

2. Beban Hidup (LL)

Girder Box

Beban Terbagi Rata (q_{BTR}) = 101.48 KN/m

Gaya Rem (TB) = 56.25 KN/m

Pejalan Kaki (TP) = $0.005 \text{ KN/m} +$

$LL_{Girder} = 157.74 \text{ KN/m}$

4.6 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan ditentukan berdasarkan Tabel 1 SNI 1725 2016. Notasi dari beban-beban yang dianalisa adalah sebagai berikut:

- Beban Mati (DL)
- Beban Mati Tambahan (A-DL)
- Beban Hidup (LL)
- Beban Angin pada Struktur (EW-S)
- Beban Angin pada Kendaraan (EW-L)
- Temperatur Gradien (TG)
- Beban Gempa (EQ)

Kombinasi beban diberikan sebagai berikut:

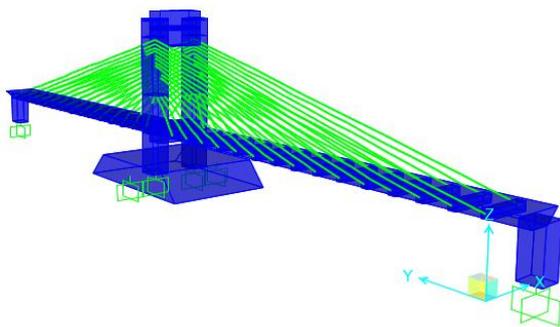
- Kuat I : $1,1DL + 1,4A-DL + 2LL$
- Kuat III : $1,1DL + 1,4A-DL + 1,4EW-S$
- Kuat V : $1,1DL + 1,4A-DL + 0,4EW-S + 1EW-L$
- Ekstrem V : $1,1DL + 1,4A-DL + 0,5LL + 1EQ$
- Daya Layan I : $1DL + 1A-DL + 1LL + 0,3WL-S + 1WL-L + 0,5TG$
- Daya Layan II : $1DL + 1A-DL + 1,3LL$
- Daya Layan IV : $1DL + 0,7WL-S + 1TG$

4.7 Pemodelan Struktur

Struktur yang ditinjau adalah Perencanaan Jembatan *Cable Stayed*. Dasar perencanaan struktur gedung ini menggunakan mutu beton sebagai berikut :

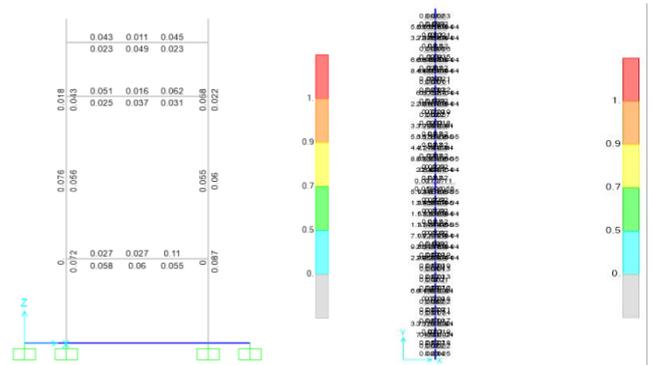
1. Mutu beton ($f'c$) : 85 Mpa
2. Mutu beton ($f'c$) : 50 Mpa
3. Kuat leleh tulangan utama (f_y) : 400 Mpa
4. Kuat leleh tulangan geser (f_{y_s}) : 240 Mpa

Berdasarkan data yang sudah diketahui, selanjutnya dilakukan permodelan dengan menggunakan program SAP 2000 v.19 Struktur yang di modelkan ditampilkan mendekati dalam model 3 dimensi agar perilaku struktur yang dianalisis dapat lebih kondisi sebenarnya. Pemodelan 3 dimensi dapat lihat pada gambar dibawah ini :



4.8 Analisa Struktur

Berdasarkan beban yang bekerja pada struktur jembatan *cable stayed* dapat dilakukan analisa struktur beban vertikal baik itu beban mati maupun beban hidup, kemudian dapat di input kepermodelan struktur yang sudah dibuat sebelumnya melalui *software* SAP 2000 v.19 Seluruh pembebanan yang bekerja dengan baik sesuai dengan data yang sudah ada yaitu beban hidup maupun beban mati setelah data di *input*. *Input* pembebanan melalui *software* SAP 2000 v.19 menjadi seperti gambar dibawah ini :



BAB V

ANALISA BEBAN SEMENTARA

5.1 Pengaruh gempa (SNI 2833:2016 pasal 5.1)

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Penggantian secara parsial atau lengkap pada struktur diperlukan untuk beberapa kasus. Kinerja yang lebih tinggi seperti kinerja operasional dapat ditetapkan oleh pihak yang berwenang. Beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon dengan formulasi sebagai berikut :

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t$$

Keterangan:

EQ adalah gaya gempa *horizontal statis* (kN)

Csm adalah *koefisien respons elastis*

R adalah faktor modifikasi *respons*

Wt adalah berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

Koefisien respon elastik Csm diperoleh dari peta percepatan batuan dasar dan spektra percepatan sesuai dengan daerah gempa dan periode ulang gempa rencana. Ketentuan pada standar ini berlaku untuk jembatan konvensional. Pemilik pekerjaan harus menentukan dan menyetujui ketentuan yang sesuai untuk jembatan non konvensional. Ketentuan ini tidak dapat digunakan untuk struktur bawah tanah, kecuali ditentukan lain oleh pemilik pekerjaan.

5.2 Bahaya gempa

Bahaya gempa pada jembatan harus dikarakterisasi dengan menggunakan respon spektra percepatan dan faktor situs untuk kelas situs yang sesuai.

Respon spektra percepatan dapat ditentukan baik dengan prosedur umum (Pasal 5.2.1) atau berdasarkan prosedur spesifik-situs (Pasal 5.2.2). Prosedur spesifik-situs dilakukan jika terdapat kondisi sebagai berikut:

- Jembatan berada dalam jarak 10 km dari patahan aktif
- Situs termasuk dalam kategori situs kelas F sesuai Tabel 2.

Bila riwayat percepatan digunakan untuk karakterisasi bahaya gempa pada situs tertentu, maka riwayat percepatan tersebut harus sesuai dengan Pasal 6.3.4.1.

5.3 Prosedur umum

Peta gempa dalam ketentuan ini meliputi peta percepatan puncak batuan dasar (PGA) dan respons spektra percepatan 0,2 detik dan 1 detik di batuan dasar yang mewakili level hazard (potensi bahaya) gempa 1000 tahun dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun.

No	No Gambar	Level Gempa	Keterangan
1	Gambar 1	7% dalam 75 tahun (gempa ≈ 1000 tahun)	Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA)
2	Gambar 2		Peta respons spektra percepatan 0.2 detik di batuan dasar (Ss)
3	Gambar 3		Peta respons spektra percepatan 1.0 detik di batuan dasar (S1)

5.4 Prosedur spesifik situs

Prosedur spesifik-situs dapat dilakukan untuk pembuatan respon spektra rencana dan dapat dilakukan di lokasi manapun sesuai dengan persetujuan pemilik pekerjaan. Tujuan dari analisis probabilitas gerak tanah situs spesifik adalah untuk menghasilkan *respon spektra* percepatan yang memperhitungkan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun pada nilai *spektra* dalam rentang periode yang ditentukan

Ketidakpastian dalam pemodelan sumber gempa dan parameter harus diperhitungkan dalam analisis. Bila analisis untuk menentukan pengaruh situs diperlukan sesuai Pasal 5.3 untuk kelas situs F, pengaruh kondisi tanah lokal harus ditentukan berdasarkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik situs.

Spektra deterministik dapat digunakan pada daerah yang telah diketahui patahan aktif bila spektra deterministik tidak lebih kecil dari duapertiga respons spektra probabilistik pada periode 0,5Tf hingga 2Tf, dengan Tf adalah periode fundamental jembatan.

5.5 Faktor Keutamaan Gempa

Pemilik pekerjaan dapat menetapkan suatu jembatan atau elemen struktur dan sambungannya sebagai prioritas operasional. Pengklasifikasian harus dilakukan oleh otoritas yang berwenang terhadap jaringan transportasi dan mengetahui kebutuhan operasional.

Untuk kondisi batas ultimit maka

$\eta_I = 1.05$ untuk jembatan penting atau sangat penting

$\eta_I = 1.00$ untuk jembatan tipikal

$\eta_I = 0.95$ untuk kurang penting

Untuk kondisi batas lain termasuk kondisi batas ekstrim (gempa) maka : $\eta_I = 1$

5.6 Definisi kelas situs

Berdasarkan SNI Gempa 2833 - 2016 Pasal 5.3.1, nilai rata-rata \bar{N} sebesar 71.31926 masuk ke dalam kelas situs tanah keras, sangat padat dan batuan lunak (SC) sesuai pada 5.

Klasifikasi *situs* pada pasal ini ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium

Kelas Situs	\bar{V}_z (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_z \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_z \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_z \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_z \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_z < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa			
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respon dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah teresmentasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan > 3 m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

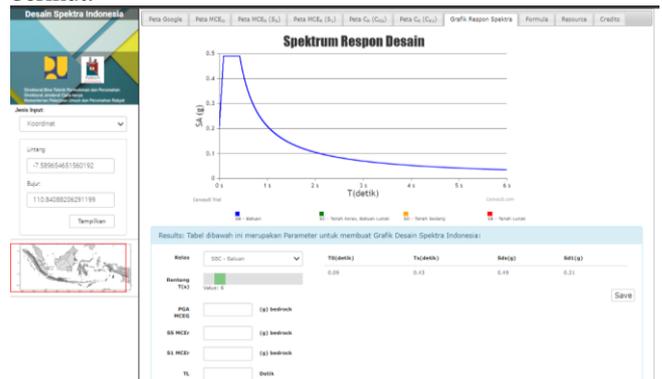
5.7 Menentukan Parameter Percepatan Gempa

Menentukan periode pendek 0,2 detik (SS) dan periode 1 detik (S1), dapat dilihat melalui link sebagai berikut: <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021/>. Data yang diinput dalam situs tersebut adalah sebagai berikut :

Jenis input = diisi koordinat atau nama Kota.

Jenis batuan = keras, sedang, atau lunak.

Input parameter percepatan gempa melalui situs online PU ditunjukkan pada Gambar berikut.



5.8 Faktor Situs

Untuk penentuan respon spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu faktor amplifikasi untuk PGA, periode pendek ($T=0,2$ detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada batuan dasar (FPGA), faktor amplifikasi periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Tabel 3 dan Tabel 4 memberikan nilai-nilai FPGA, F_a , dan F_v untuk berbagai klasifikasi jenis tanah.

Kelas situs	PGA ≤ 0,1 S _s ≤ 0,25	PGA = 0,2 S _s = 0,5	PGA = 0,3 S _s = 0,75	PGA = 0,4 S _s = 1,0	PGA > 0,5 S _s ≥ 1,25
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
Tanah Sedang (SD)	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
Tanah Lunak (SE)	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan:

- PGA adalah percepatan puncak batuan dasar sesuai peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (Gambar 1)
- S_s adalah parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode pendek ($T=0,2$ detik) dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun sesuai dengan Gambar 2
- SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik.

Kelas situs	S _r ≤ 0,1	S _r = 0,2	S _r = 0,3	S _r = 0,4	S _r ≥ 0,5
Batuan Keras (SA)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Batuan (SB)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Tanah Keras (SC)	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
Tanah Sedang (SD)	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5
Tanah Lunak (SE)	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan:

- S_r adalah parameter respons spektra percepatan gempa untuk periode 1 detik dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun sesuai dengan Gambar 3
- SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik

5.9 Menentukan Sistem Struktur dan Parameter Sistem

Berdasarkan SNI 1726:2012 pasal 7.2.2 tabel 9 yang akan direncanakan termasuk kategori sistem kolom baja dengan kantilever khusus yang mampu menahan paling sedikit 25% gaya seismik yang ditetapkan yaitu dinding geser pemikul momen khusus maka nilai R, Ω_0, Ω_d pada dinding geser beton bertulang khusus yaitu sebesar

Koefisien modifikasi respon $R = 2,5$

Faktor kuat lebih sistem $\Omega_0 = 1,25$

Faktor pembesaran defleksi $C_d = 2,5$

G. Sistem kolom kantilever didetail untuk memenuhi persyaratan untuk :

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1. Sistem kolom baja dengan kantilever khusus	2%	1%	2%	10	10	10	10	10	10	10
2. Sistem kolom baja dengan kantilever biasa	1%	1%	1%	10	10	TI	TI ^b	TI ^b	TI ^b	TI ^b
3. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	2%	1%	2%	10	10	10	10	10	10	10
4. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	1%	1%	1%	10	10	TI	TI	TI	TI	TI
5. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	1	1%	1	10	TI	TI	TI	TI	TI	TI
6. Rangka kayu	1%	1%	1%	10	10	10	TI	TI	TI	TI
H. Sistem baja tidak didetail secara khusus untuk ketahanan seismik, tidak termasuk sistem kolom kantilever	3	3	3	TB	TB	TI	TI	TI	TI	TI

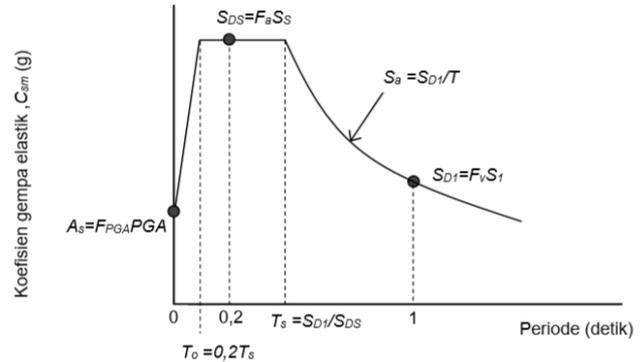
5.10 Kategori Kinerja Seismik

Setiap jembatan harus ditetapkan dalam salah satu empat zona gempa berdasarkan spektra percepatan periode 1 detik (SD1) sesuai Tabel 5.3. Kategori tersebut menggambarkan variasi risiko seismik dan digunakan untuk penentuan metode analisis, panjang tumpuan minimum, detail perencanaan kolom, serta prosedur desain fondasi dan kepala jembatan. $S_{DS} = 0,64$ g dan parameter percepatan *respon spektral* pada perioda 1 detik, $S_{D1} = 0,39$ g, maka termasuk katagori zona gempa 3.

5.11 Respon spektra rencana

Respon spektra adalah nilai yang menggambarkan *respon* maksimum sistem berderajatkebebasan-tunggal pada

berbagai frekuensi alami (periode alami) teredam akibat suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka *respon spektra* dibuat dalam bentuk *respon spektra* yang sudah disederhanakan



Respon spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 (tiga) nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia dengan probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun (PGA, SS dan S1), serta nilai faktor amplifikasi FPGA, F_a , dan F_v . Perumusan respon spektra adalah sebagai berikut :

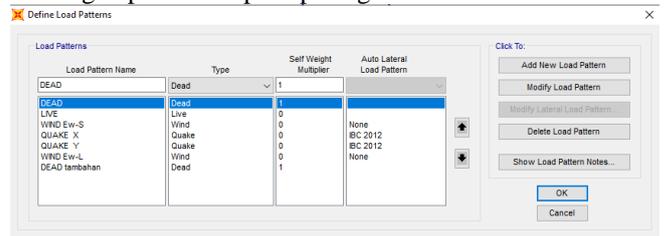
$$A_s = F_{PGA} \times PGA$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1$$

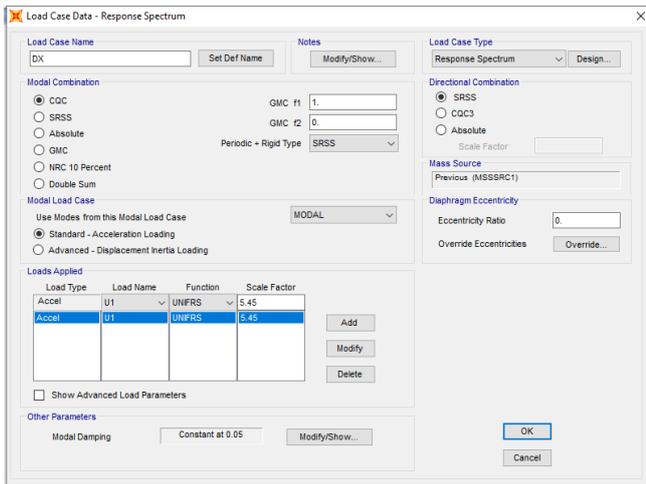
5.12 Input Beban Gempa Statis

Dalam memasukan beban gempa sama halnya seperti membuat beban mati dan beban hidup. Pada input SAP2000 V.19 pilih menu *Define, Load Patterns*, Kemudian tambahkan beban gempa statis seperti pada gambar dibawah ini :



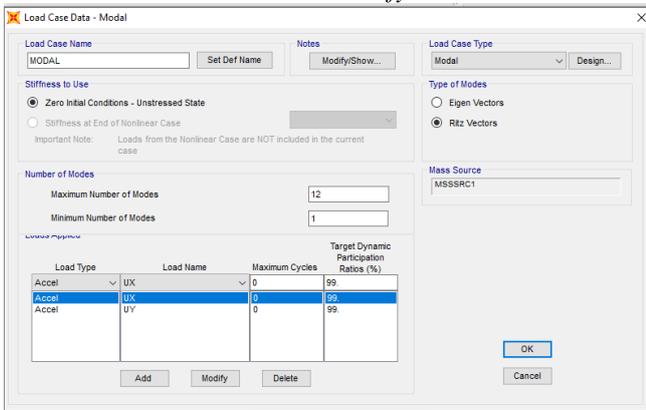
5.13 Input Beban Gempa Dinamis

Struktur jembatan yang berada pada zona 2 harus dianalisis sesuai dengan persyaratan minimum SNI 2833-2016 Pasal 6.3. Gaya gempa rencana untuk fondasi selain fondasi tiang pancang dan dinding penahan tanah ditentukan dengan membagi gaya gempa elastis dengan setengah dari nilai faktor modifikasi respon sesuai dengan SNI 2833-2016 Tabel 6, untuk komponen bangunan bawah dimana fondasi tersebut terhubung. Bila kombinasi beban selain kombinasi gempa menentukan terhadap perencanaan kolom, kemungkinan gaya gempa yang ditransfer ke fondasi dapat lebih besar dibandingkan dengan perhitungan di atas karena kemungkinan kuat lebih kolom harus diperhitungkan.

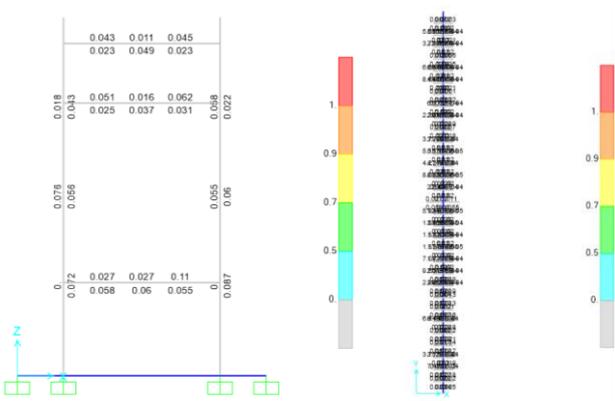


5.14 Modal Analysis

Pilih menu *Define, Load Cases*. Pilih pada *Load Cases Name MODAL* kemudian klik *Modify Show Load Cases*.



5.15 Pemeriksaan Struktur



5.16 Beban Angin

1. Tekanan angin *horizontal*

Tekanan angin yang ditentukan pada pasal ini diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar (VB) sebesar 90 hingga 126 km/jam. Beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang *terekspos* oleh angin. Luas area yang diperhitungkan adalah luas area dari semua komponen, termasuk sistem lantai dan *railing* yang diambil tegak lurus terhadap arah angin. Arah ini harus divariasikan untuk mendapatkan pengaruh yang paling berbahaya terhadap struktur jembatan atau komponen-komponennya. Luasan yang tidak memberikan kontribusi dapat diabaikan dalam perencanaan.

Untuk jembatan atau bagian jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10000 mm diatas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana, VDZ, harus dihitung dengan persamaan.

2. Beban angin pada struktur (EWs)

Jika dibenarkan oleh kondisi setempat, perencana dapat menggunakan kecepatan angin rencana dasar yang berbeda untuk kombinasi pembebanan yang tidak melibatkan kondisi beban angin yang bekerja pada kendaraan. Arah angin rencana harus diasumsikan horizontal, kecuali ditentukan lain dalam SNI 1725-2016 Pasal 9.6.3. Dengan tidak adanya data yang lebih tepat, tekanan angin rencana dalam MPA dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan.

3. Beban dari Struktur Atas

Jika angin yang bekerja tidak tegak lurus struktur, maka tekanan angin dasar PB untuk berbagai sudut serang dapat diambil seperti yang ditentukan dalam Tabel 5.8 dan harus dikerjakan pada titik berat dari area yang terkena beban angin. Arah sudut serang ditentukan tegak lurus terhadap arah *longitudinal*. Arah angin untuk perencanaan harus yang menghasilkan pengaruh yang terburuk pada komponen jembatan yang ditinjau. Tekanan angin melintang dan memanjang harus diterapkan secara bersamaan dalam perencanaan.

BAB VI

BEBAN KOMBINASI DAN PERENCANAAN STRUKTUR

6.1 Desain Box Girder

Struktur *box girder* dalam desain jembatan *cable stayed* ini terbagi menjadi 2 tipe. Pertama *box girder* yang berada pada sisi samping kanan dan kiri penampang dek yang berbentuk tak simetris difungsikan sebagai peyangga *railing* dan trotoar.

Tipe kedua adalah *box girder* utama yang berada di tengah penampang dek yang merupakan struktur paling utama dari penampang dek. Pada *box girder* utama terdapat pengankuran kabel pada dek jembatan.

6.1.1 *Kapasitas Box Girder Samping*

1. Kapasitas Tekan

a. Rasio Lebar Tebal

$$\lambda = \frac{B}{2tf} = \frac{3600}{100} = 36 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1.49 \sqrt{\frac{200000}{360}} =$$

35.12(langsing)

a. Faktor Reduksi Elemen Langsing

$$b_e = 1,92 \times 50 \sqrt{\frac{200000}{360}} \left[1 - \frac{0,38}{36} \sqrt{\frac{200000}{360}} \right]$$

$$= 1699,783 \text{ mm} < b$$

$$A_e = b_e 2tf + (H - 2tf) 2tw + n A_r$$

$$n = 22 \text{ (jumlah rib)}$$

$$A_e = (1699,78 \times 100) + (3000 - 100) \times 60 + (22 \times 12802)$$

$$= 625622 \text{ mm}$$

$$Q_a = \frac{A_e}{A_g} = \frac{625622}{843642} = 0,742$$

b. Kapasitas Tekan

K= 1,0 (diasumsikan sendi- sendi)

L = 200000 mm

$$\frac{KL}{rx} = \frac{1,0 \times 200000}{1159,23} = 17,253 < 4,71 \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$= 4,71 \sqrt{\frac{200000}{360}} = 129,58$$

$$Fe = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 200000}{1159,23^2} = 6631,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{Qfy}{Fe} = \frac{0,742 \times 360}{6631,5} = 0,0402 < 2,25$$

maka Fcr dihitung sebagai berikut :

$$Fcr = Q [0,685^{Qfy/Fe}] Fy$$

$$= 0,742 [0,685^{0,0402}] 360$$

$$= 263,088 \text{ MPa}$$

$$Pn = Fcr \times Ag$$

$$= 263,088 \times 843642$$

$$= 221952086 \text{ N}$$

$$= 221952 \text{ KN}$$

Kapasitas Penampang

$$Pc = \phi Pn$$

$$= 0,9 \times 221952$$

$$= 199756,8 \text{ KN} > Pr = 17932 \text{ KN}$$

.....(memenuhi)

$$Pc = Pn/\Omega$$

$$= 221952/1,67$$

$$= 132905 \text{ KN} > Pr = 17062$$

$$\text{KN} \dots \dots \dots \text{(memenuhi)}$$

2. Kapasitas Lentur

a. Rasio Lebar Tebal

Pelat Sayap

$$\lambda = \frac{b}{2tf} = \frac{3600}{100} = 36 > \lambda r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{fy}} =$$

$$1,40 \sqrt{\frac{200000}{360}} = 32,998$$

.....(Langsing)

Pelat Badan

$$\lambda = \frac{h}{2tw} = \frac{3000}{60} = 50 < \lambda p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{fy}} =$$

$$2,42 \sqrt{\frac{200000}{360}} = 57,04$$

.....(kompak)

b. Pelelehan

$$Mn = Mp$$

$$= Fy \times Zx$$

$$= 360 \times 926457378,93$$

$$= 333524656413,304 \text{ Nmm} = 333524,656$$

$$\text{KNm}$$

c. Tekuk Lokal Sayap

Pelat sayap samping :

$$b_e = 1,92 \times 2tf \sqrt{\frac{E}{fy}} \left[1 - \frac{0,38}{\left(\frac{b}{2tf}\right)} \sqrt{\frac{E}{fy}} \right] \leq B$$

$$= 1,92 \times 100 \sqrt{\frac{200000}{360}} \left[1 - \right.$$

$$\left. \frac{0,38}{\left(\frac{3600}{100}\right)} \sqrt{\frac{200000}{360}} \right] \leq B$$

$$= 3399,56 < B$$

$$Ie = 1006100000000 \text{ mm}^4$$

$$Se = \frac{Ie}{0,5H} = \frac{1006100000000}{0,5 \times 3000} = 67073333,333$$

$$\text{mm}^3$$

$$Mn = Fy \times Se$$

$$= 360 \times 67073333,333$$

$$= 24146400000 \text{ Nmm}$$

$$= 24146400 \text{ KNm}$$

d. Kontrol Yang Paling Menentukan

Mn yang paling menentukan adalah akibat tekuk lokal sayap.

$$Mn = 24146400 \text{ KNm}$$

Kapasitas penampang dalam analisa LRFD

$$Mc = \phi Mn > Mr$$

$$= 0,9 \cdot 24146400$$

$$= 21731760 \text{ KNm} > Mr = 124997,7 \text{ KNm}$$

....(memenuhi)

Kapasitas penampang dalam analisa ASD

$$Mc = Mn/\Omega > Mr$$

$$= 24146400/1,67 > 80817,5$$

$$= 14458922,156 \text{ KNm} > 80817,5 \text{ KNm}$$

3. Kapasitas Geser

Kapasitas geser penampang dihitung berdasarkan AISC 360-10 Chapter G2.

$$Kv = 5$$

$$Aw = H \times 2tw$$

$$= 180000 \text{ mm}^2$$

$$\frac{h}{2tw} = \frac{3000}{60} = 50 < 1,1 \sqrt{\frac{kvE}{fy}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{360}} =$$

$$54,325$$

Maka nilai Cv = 1,0

$$Vn = 0,6 Fy \cdot Aw \cdot Cv$$

$$= 0,6 \times 360 \times 180000 \times 1$$

$$= 38880000 \text{ N}$$

$$= 38880 \text{ KN}$$

Kapasitas penampang dalam analisa LRFD

$$Vc = \phi Vn > Vr$$

$$= 1,0 \times 38880 > 6271$$

$$= 38880 \text{ KN} > 6271 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(memenuhi)}$$

Kapasitas penampang dalam analisa ASD

$$Vc = Vn/\Omega > Vr$$

$$= 38880/1,5 > 4307,3$$

$$= 25920 \text{ KN} > 4307,3 \text{ KN}$$

.....(memenuhi)

4. Kapasitas Torsi

Kapasitas torsi penampang box dihitung sesuai dengan AISC 360-10 Chapter H3.

$$\frac{h}{2tw} = \frac{3000}{60} = 50 < 2,45 \sqrt{E/Fy} =$$

$$2,45 \sqrt{200000/360} = 57,75$$

Maka nilai Fcr dihitung sebagai berikut :

$$Fcr = 0,6 Fy = 0,6 \cdot 360 = 216 \text{ MPa}$$

$$C = 2At - 4,5 (4 - \pi)t^3$$

$$A = 9401743,049 \text{ mm}^3 \text{ (luas yang dibatasi parameter dinding box)}$$

$$T = 25,0 \text{ (tebal dinding box)}$$

$$C = (2 \cdot 9401743,049 \cdot 26,4) - [4,5(4 - \pi)26,4^3]$$

$$= 496340957,8 \text{ mm}^3$$

$$T_n = F_{cr} C$$

$$= 216 \cdot 496340957,8$$

$$= 107209646895,125 \text{ Nm} = 107210 \text{ KNm}$$

Kapasitas torsi penampang dalam analisa LRFD :

$$T_c = \phi T_n$$

$$= 0,9 \cdot 107210$$

$$= 96488,7 \text{ kN-m} > T_r = 30522 \text{ kN-m}$$

.....(memenuhi)

Kapasitas torsi penampang dalam analisa ASD :

$$T_c = T_n / \Omega$$

$$= 107210 / 1,67$$

$$= 64197 \text{ KNm} > T_r = 19642 \text{ KNm}$$

.....(memenuhi)

6.2 Desain Menara

Struktur pylon berfungsi untuk memikul beban pada lantai kendaraan yang disalurkan oleh kabel, kemudian menyalurkan beban tersebut ke pillar dan pondasi. Material yang digunakan untuk struktur pylon adalah material beton bertulang dengan mutu tinggi.

6.2.1 Gaya Pada Menara

1. Spesifikasi Material dan Dimensi Menara

Kuat tekan beton, $f_c' = 85 \text{ MPa}$
 Modulus elastisitas beton =
 $E_c = 4700 \sqrt{f_c'}$
 $E_c = 4700 \sqrt{85} = 43331 \text{ MPa}$
 Kuat leleh baja, $f_y' = 420 \text{ MPa}$
 Modulus Elastisitas baja, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

2. Kelangsingan Menara

Tinggi Menara, $h = 45000 \text{ mm}$
 Faktor reduksi momen inersia = 0,7 (Pasal 5.7.4.2)

Section 1.

Luas Penampang, $A_{g1} = B \cdot L = 30250000 \text{ mm}^2$

Momen inersia menara :

$$I_x = 0,7 \frac{BL^3}{12} = 0,7 \frac{5500 \times 5500^3}{12} = 5337864583333,3 \text{ mm}^4$$

$$I_y = 0,7 \frac{LB^3}{12} = 0,7 \frac{5500 \times 5500^3}{12} = 5337864583333,3 \text{ mm}^4$$

Section 2

Luas Penampang,

$$A_{g2} = (B \cdot L) + 4(tf \cdot t')$$

$$= (5500 \cdot 5500) + 4(150 \cdot 250)$$

$$= 30400000 \text{ mm}^2$$

Momen inersia menara :

$$I_{x2} = 0,7 \left[\frac{bh^3}{12} + 4 \left(\frac{tf \cdot tr^3}{12} + (0,5(h2 + t'))^2 tft' \right) \right]$$

$$= 0,7 \left[\frac{5500 \cdot 45000^3}{12} + 4 \left(\frac{150 \cdot 250^3}{12} + (0,5(3000 + 250))^2 150 \cdot 250 \right) \right]$$

$$= 5723039852109370000000.00000000000000000 \text{ mm}^4$$

$$I_{y2} = 0,7 \left[\frac{bh^3}{12} + 4 \left(\frac{tf \cdot tr^3}{12} + (0,5(h2 + t'))^2 tft' \right) \right]$$

$$= 0,7 \left[\frac{5500 \cdot 45000^3}{12} + 4 \left(\frac{250 \cdot 150^3}{12} + (0,5(3500 + 150))^2 150 \cdot 250 \right) \right]$$

$$= 741961727109375000000.00000000000000000 \text{ mm}^4$$

Luas penampang rata – rata

$$A_g = 0,5 (A_{g1} + A_{g2})$$

$$= 0,5 (30250000 + 30400000) = 30325000 \text{ mm}^2$$

Momen inersia rata – rata

$$I_x = 0,5 (I_{x1} + I_{x2})$$

$$= 0,5(5337864583333,3 + 572303985210937000000.00000000000000000)$$

$$= 28615201929479100000000.00 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 0,5 (I_{y1} + I_{y2})$$

$$= 0,5 (5337864583333,3 + 741961727109375000000.00000000000000000)$$

$$= 3709811304479170000000.00 \text{ mm}^2$$

Jari – jari girasi penampang

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}}$$

$$= \sqrt{\frac{2861520192947910000000.00}{30325000}}$$

$$= 55782,45168 \text{ mm}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{3709811304479170000000.00}{30325000}} = 20085,15097 \text{ mm}$$

Kelangsingan terhadap sumbu x :

$$\frac{KH}{r_x} = \frac{2,2 \times 45000}{55782,45168} = 1,775 \text{ mm} > 22 \dots\dots (\text{kolom tidak langsing})$$

Kelangsingan terhadap sumbu x :

$$\frac{KH}{r_x} = \frac{2,2 \times 44500}{20085,15097} = 4,929 \text{ mm} > 22 \dots\dots (\text{kolom tidak langsing})$$

3. Pemeriksaan kolom bergoyang atau tak bergoyang

$$\begin{aligned} \sum P_u &= 218607.931 \text{ KN} \\ V_u &= 7606.044 \text{ KN} \\ \Delta_0 &= 129,8 \text{ mm} \\ H &= 44500 \text{ mm} \\ Q &= \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_u H} = \frac{88011,9 \times 129,8}{12529,24 \times 44500} = 0,021 < 0,05 \end{aligned}$$

.....(tak bergoyang)

4. Perbesaran *Moment*

Karena *section-1* merupakan kolom tak bergoyang maka perbesaran momen dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} M_1 &= 50518820,2 \text{ Nmm} \\ M_2 &= 45528406,8 \text{ Nmm} \\ C_m &= 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 = 0.6 + 0.4 \frac{50518820,2}{45528406,8} = 1.044 > 0.4 \\ P_D &= 117518.345 \text{ KN} \\ \beta_d &= \frac{P_D}{P_u} = \frac{117518.345}{7606.044} = 0.54 \end{aligned}$$

Nilai kekakuan (EI)

$$\begin{aligned} I_g &= I_x/0.7 = 15928235677083,30 \times 0.7 = 1114976497395830 \\ EI &= \frac{0.4ECI_g}{1+\beta_d} = \frac{0.4 \times 43331 \times 1114976497397395830}{1+0.54} = 1254884327497630000 \text{ Nmm}^2 \\ P_c &= \frac{\pi^2 EI}{(Klu)^2} = \frac{\pi^2 \times 1254884327497630000}{(2.2 \times 44500)^2} = 129091488.3 \text{ N} \\ \delta_{ns} &= \frac{cm}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} = \frac{1.044}{1 - \frac{218607.931}{129091488.3}} = 1.046 \end{aligned}$$

Nilai M2 diambil tidak boleh kurang dari nilai berikut.

$$\begin{aligned} M_{2_{\min}} &= P_u(15+0.03h) = 218607.931(15+0.03 \cdot 5500) \\ &= 39349427.58 \text{ Nmm} < M_2 \end{aligned}$$

Maka dipakai M2 dari hasil pemodelan

$$\begin{aligned} M_c &= \delta_{ns} M_2 \\ &= 1.046 \times 45528406,8 \\ &= 47622713.51 \text{ Nmm} \\ &= 47622.7 \text{ KNm} \end{aligned}$$

5. Penulangan Kolom Menara

Tulangang Memanjang

$$\begin{aligned} \text{eksentrisitas} &= \frac{M_u}{P_u} = \frac{96190000000}{27699597.56} = 3472,614 \text{ mm} \\ e_{\text{minimum}} &= 0.1xh = 0.1 \times 5500 = 550 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_g &= b \times h = 5500 \times 5500 = 30250000 \text{ mm}^2 \\ c_b &= \frac{600x_d}{600+f_y} = \frac{600 \times 5395}{600+420} = 3173.529412 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\beta_1 = 0,85 \text{ untuk } f_c' \leq 17- 28 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \left(0.05 \times \frac{(f_c' - 28)}{7}\right) \text{ untuk } f_c' > 28 \text{ Mpa}$$

$$0.85 - \left(0.05 \times \frac{(85 - 28)}{7}\right) = 0.443$$

$$\begin{aligned} ab &= \beta_1 \cdot eb = 0,443 \times 3173.53 = 1405.42 \text{ mm} \\ P_{nb} &= 0,85 \cdot f_c' \cdot ab \cdot b \\ &= 0.85 \times 85 \times 1406.462 \times 5500 \\ &= 558892910.7 \text{ N} \end{aligned}$$

Kriteria perhitungan untuk menentukan ϕ factor reduksi kolom yaitu

$$\phi = 0,65 \text{ untuk } P_u < 0,10 \cdot f_c' \cdot A_g$$

$$\phi = 0,8 - \frac{1,5 \cdot P_u}{f_c' \cdot A_g} \text{ untuk } P_u > 0,1 \cdot f_c' \cdot A_g$$

$$0,10 \cdot f_c' \cdot A_g = 0,1 \times 85 \times 30250000 = 257125000 \text{ N}$$

Check $P_u > 0,10 \cdot f_c' \cdot A_g$ maka digunakan $\phi = 0,65$

$$P_n \text{ perlu} = \frac{P_u}{\phi} = \frac{27699598}{0,65} = 42614766.15 \text{ N}$$

Karena $p_n \text{ perlu} < P_{nb}$ maka akan terjadi keruntutan tarik

$$\begin{aligned} a &= \frac{P_{n \text{ perlu}}}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{42614766.15}{0,85 \times 85 \times 5500} \\ &= 107.2406824 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{P_{n \text{ perlu}} \left(e - \frac{h}{2} + \frac{a}{2}\right)}{f_y \cdot (d - d')} \\ A_s' &= \frac{42614766.15 \left(3472,614 - \frac{5500}{2} + \frac{107,2406824}{2}\right)}{420 \cdot (5399 - 60)} = 25427.440 \end{aligned}$$

$$A_s' = A_s$$

$$A_{st} = A_s' + A_s = 161113 \text{ mm}$$

Kontrol A_s (pasal 12.9.1) dengan syarat $1\% A_g \leq A_{st} \leq 8\% A_g$

Apabila A_{st} lebih kecil dari A_s minimum maka digunakan A_s minimum

$$1\% A_g = (b \cdot h) \cdot 1\% = (5500 \cdot 5500) \cdot 1\% = 302500 \text{ mm}^2$$

$$8\% A_g = (b \cdot h) \cdot 8\% = (5500 \cdot 5500) \cdot 8\% = 2420000 \text{ mm}^2$$

$302500 \geq 161113 \leq 2420000$ (maka yang digunakan adalah A_s minimum)

Luas tulangan rencana (D50)

$$A_s' = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 30^2 = 1962.5 \text{ mm}^2$$

Dihitung jumlah tulangan (n) :

$$n = \frac{A_s}{A_s'} = \frac{302500}{1962.5} = 154.14 = 160 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ yang ada} &= 18 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 30^2 \\ &= 304187.5 \text{ mm}^2 > 302500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

.....(ok!)

Jadi dipakai tulangan kolom $1 \rightarrow 160 \text{ D50}$

Tulangan Geser

$$V_u = 8277467.95 \text{ N}$$

$$N_u = 1134375 \text{ N}$$

Untuk komponen struktur yang hanya dibebani oleh geser dan lentur saja, berlaku:

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{Nu}{14.4g}\right) \cdot \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6}\right) \cdot b \cdot d$$

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{1134375}{14.30250000}\right) \cdot \left(\frac{\sqrt{85}}{6}\right) \cdot 5500 \cdot 5395$$

$$= 45974795 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \cdot 45974795 = 34481096 \text{ N}$$

$$V_u < \phi V_c \quad (\text{tidak perlu tulangan geser})$$

$$V_s = \left(\frac{V_u}{\phi}\right) - \phi V_c$$

$$V_s = \left(\frac{8277467.95}{0.75}\right) - 34481096$$

$$V_s = -23444472.07 \text{ N}$$

$$A_v = 2 \times \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2\right)$$

$$A_v = 2 \times \left(\frac{1}{4} \cdot 3.14 \cdot 20^2\right) = 668 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S = \frac{668 \cdot 420 \cdot 5395}{-23444472.07} = -64.56 \text{ mm}$$

$$S_{min} = \frac{3 \cdot A_v \cdot f_y}{b} = \frac{3 \times 401.92 \times 400}{5500} = 87.70$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{5399}{2} = 2699.5 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan geser pada kolom 2 → Ø20 – 88 mm

6. Balok Tengah Menara

Tulangan Tumpuan

$$\mu \text{ Tumpuan} = 7818000000 \text{ Nm}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ untuk } f_c' \leq 17-28 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \left(0.05 \times \frac{(f_c' - 28)}{7}\right) \text{ untuk } f_c' > 28$$

Mpa

$$\rho^b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \cdot 0.44 \cdot 85}{420} \cdot \frac{600}{600 + 420} = 0.0448$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho^b$$

$$= 0.75 \times 0.0448$$

$$= 0.0336$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$M_n = \frac{\mu}{\phi} = \frac{10331331}{0.8} = 12914163.75$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{97725000000}{5000 \cdot 5000^2} = 0.8022$$

$$M = \frac{0.85 \cdot f_c'}{0.85 \cdot 85} = 5.8132$$

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

$$= \frac{1}{5.8132} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 5.8132 \cdot 0.8022}{420}}\right] =$$

$$0.00000019$$

$$\rho \text{ perlu} < \rho_{max} = 0.00000019 < 0.0336 \rightarrow$$

tulangan tunggal

$$\rho \text{ perlu} < \rho_{min} = 0.00000019 < 0.00333 \rightarrow$$

dipakai ρ_{min}

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0.0033 \times 5000 \times 5410 = 98192 \text{ mm}^2$$

$$\text{Digunakan tulangan D 36} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (36)^2 =$$

$$1017.36 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{98192}{1017} = 96.551 = 97 \text{ buah}$$

$$A_s \text{ yang timbul} = 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (36)^2 =$$

$$98203.50 \text{ mm}^2 > A_s \text{ [OK!!]}$$

Dipakai tulangan tumpuan pada balok tengah → 140 D 30

Tulangan Geser

$$V_u = 230485.3 \text{ N}$$

Untuk komponen struktur yang hanya dibebani oleh geser dan lentur saja, berlaku :

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6}\right) \cdot b \cdot d$$

$$L_{kr} = L_t/2 + d = 1100/2 + 5410 = 5960 \text{ mm}$$

$$V_{ud} = \frac{\frac{1}{2} L - L_{kr}}{\frac{1}{2} L} \cdot V_u$$

$$= \frac{\frac{1}{2} 6000 - 5960}{\frac{1}{2} 6000} \cdot 230485 = 227412.16 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.75 \cdot \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6}\right) \cdot b \cdot d$$

$$= 0.75 \cdot \left(\frac{\sqrt{85}}{6}\right) \cdot 5500 \cdot 5410 = 34290943.17 \text{ N}$$

$V_{ud} < \phi V_c$ (tidak perlu tulangan geser)

Gaya geser yang ditahan oleh begel (V_s)

$$V_s = (V_{ud} - \phi V_c) / \phi$$

$$= (227412.16 - 34290943.17) / 0.75$$

$$= -46024473.77 \text{ N}$$

V_s harus $\leq 2/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$

$$-33406159.87 \leq 2/3 \cdot \sqrt{85} \cdot 5500 \cdot 5410 =$$

$$182885030.2 \text{ N [OK !!]}$$

Luas tulangan geser per meter panjang balok yang diperlukan $A_{v,u}$ dihitung dengan nilai terbesar dari :

$$S = \text{Panjang balok } 1000 \text{ mm}$$

$$A_{v,u} = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} = \frac{-46024473.77 \cdot 1000}{22722000} = -$$

$$20255.468 \text{ mm}^2$$

$$A_{v,u} = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{5500 \cdot 1000}{3 \cdot 420} = 4365.07937$$

$$\text{mm}^2$$

$$A_{v,u} = \frac{75 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot S}{1200 \cdot f_y} = \frac{75 \cdot \sqrt{85} \cdot 5500 \cdot 1000}{1200 \cdot 420} =$$

$$7545.75811 \text{ mm}^2$$

Jarak tulang begel, $n = 2$ (begel 2 kaki), $S = 13000$ mm

Dipakai sengkang Ø12 maka :

$$S = \frac{n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot S}{A_{v,u}}$$

$$= \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3.14 \cdot 12^2 \cdot 1000}{7545.75811} = 149806021 \text{ mm}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{5410}{2} = 2705 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan geser tumpuan balok → Ø12-150

Tulangan Lapangan

$$M_u \text{ Lapangan} = 103313310000 \text{ N.mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ untuk } f_c' \leq 17-28 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \left(0.05 \times \frac{(f_c' - 28)}{7}\right) \text{ untuk } f_c' > 28$$

Mpa

$$\beta_1 = 0.84, \text{ untuk } f_c' > 28 \text{ Mpa}$$

$$\rho^b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \cdot 0.44 \cdot 85}{420} \times \frac{600}{600 + 420} = 0.448$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho^b$$

$$= 0.75 \times 0.448$$

$$= 0.336$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{420} = 0.0033$$

$$M_n = \frac{\mu}{\phi} = \frac{55040000000}{0.8} = 68800000000 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{6880000000}{5000 \cdot 5410^2} = 0.802248787$$

$$M = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c'} = \frac{420}{0.85 \cdot 85} = 5.813$$

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

$$= \frac{1}{5.813} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 5.813 \cdot 0.57}{420}} \right] =$$

$$0.00096312$$

ρ perlu > $\rho_{max} = 0,0010 < 0,0336 \rightarrow$ tulangan tunggal

ρ perlu < $\rho_{min} = 0,0010 > 0,0033 \rightarrow$ dipakai ρ_{min}

$$A_s = \rho_{min} \times b \times d$$

$$= 0.0033 \times 5000 \times 5410 = 98191.50$$

$$\text{Digunakan tulangan } D 36 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (36)^2 = 706.50 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} = \frac{81065}{707} = 1017.36$$

$$A_s \text{ yang timbul} = 4 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (36)^2 = 98683.92 \text{ mm}^2 > A_s \text{ [OK!!]}$$

Dipakai tulangan tumpuan pada balok \rightarrow 97D 36

Tulangan Geser

$$V_u = 23693648.6 \text{ N}$$

Untuk komponen struktur yang hanya dibebani oleh geser dan lentur saja, berlaku :

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) \cdot b \cdot d$$

$$L_{kr} = L_t/2 + d = 1100/2 + 4913 = 8160 \text{ mm}$$

$$V_{ud} = \frac{\frac{1}{2} L - L_{kr}}{\frac{1}{2} L} \cdot V_u$$

$$= \frac{\frac{1}{2} 8000 - 8160}{\frac{1}{2} 8000} \cdot 23693648.6 = 24641395 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,75 \cdot \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) \cdot b \cdot d$$

$$= 0,75 \cdot \left(\frac{\sqrt{85}}{6} \right) 5500 \cdot 36 = 228183.7253 \text{ N}$$

$V_{ud} < \phi V_c$ (tidak perlu tulangan geser)

Gaya geser yang ditahan oleh begel (Vs)

$$V_s = (V_{ud} - \phi V_c) / \phi$$

$$= (24641395 - 228183.7253) / 0.75$$

$$= - 33159437.69 \text{ N}$$

V_s harus $\leq 2/3 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$

$$- 33406159.87 \leq 2/3 \cdot \sqrt{35} \cdot 5500 \cdot 5410 = 182885030.2 \text{ N [OK !!]}$$

Luas tulangan geser per meter panjang balok yang diperlukan $A_{v,u}$ dihitung dengan nilai terbesar dari :

$$S = \text{Panjang balok } 1000 \text{ mm}$$

$$A_{v,u} = \frac{V_s \cdot S}{f_y \cdot d} = \frac{- 33159437 \cdot 1000}{420 \cdot 5410} = - 14593.538 \text{ mm}^2$$

$$A_{v,u} = \frac{b \cdot S}{3 \cdot f_y} = \frac{5500 \cdot 1000}{3 \cdot 420} = 4365.07937 \text{ mm}^2$$

$$A_{v,u} = \frac{75 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot S}{1200 \cdot f_y} = \frac{75 \cdot \sqrt{85} \cdot 5500 \cdot 1000}{1200 \cdot 420} = 7545.75811 \text{ mm}^2$$

Jarak tulang begel, $n = 2$ (begel 2 kaki), $S = 1000$ mm

Dipakai sengkang $\phi 12$ maka :

$$S = \frac{n \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \phi^2 \cdot S}{A_{v,u}}$$

$$= \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 12^2 \cdot 1000}{-14354.735} = -7.8747536 \text{ mm}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{5410}{2} = 2750 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan geser tumpuan balok $\rightarrow \phi 12-200$

6.2.2 Desain Kabel

Tegangan kabel merupakan tegangan yang diterima langsung oleh kabel jembatan gantung yang disebabkan oleh beban pada jembatan.

Beban hidup = 1,5 kN/m.

Beban mati total kabel = 2,20 kN/m.

Beban kabel desain (w) = 3,7 kN/m.

Tinggi lengkung $d = 10$ m.

Panjang antar menara $L = 90$ m

$$H_{max} = \frac{w \cdot L^2}{8 \cdot d} \dots \dots \dots = \frac{3,70 \times 90^2}{8 \cdot 20}$$

$$H_{max} = 187.3125 \text{ kN}$$

Sudut backstay $\phi = 25^\circ$

$$\cos \phi = 0.906307787$$

$$T_{max} \text{ backstay} = \frac{H}{\cos \phi} \dots \dots \dots =$$

$$\frac{187.3125}{0.906307787} = 206.6765$$

$$L_1 = \frac{14.94}{\cos \phi} = \frac{14.94}{0.906307787} = 16,41758 \text{ meter}$$

$$\frac{d^2 y}{d^2 x}$$

Sudut kabel utama θ adalah

$$\tan \theta = \frac{dy}{dx} = \frac{4 \cdot d}{L} = \frac{4 \cdot 20}{90} = 0.734686$$

$$\theta = 24^\circ$$

$H_{max} = 187.3125 \text{ kN}$

$$T_{\text{kabel utama}} = \frac{H}{\cos \theta} = \frac{187.3125}{0.9135} = 205,0391$$

$T_{\text{kabel utama}} = 206,6765 \text{ kN} < T_{\text{maks backstay}} 205,0391 \text{ kN}$ AMAN

Tegangan leleh kabel min (Tegangan Ultimate) = 1600 MPa

Faktor keamanan = 2,15

Tegangan kabel

$$= \frac{\text{Tegangan leleh minimal (Ultimate)}}{\text{Faktor keamanan}}$$

$$= \frac{1600}{2,15} = 744,186 \text{ MPa}$$

$$1 \text{ kPa} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$1 \text{ MPa} = 1000 \text{ kN/m}^2$$

$$744,186 \text{ MPa} = 744.186 \text{ kN/m}^2$$

Faktor densitas tegangan = 0,7

Diameter kabel = 20 cm = 0,2 m.

$$\frac{1}{4} \pi D^2 \times \text{Faktor densitas tegangan} \times$$

Tegangan kabel

$$\frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,2^2 \times 0,7 \times 744,186$$

$$= 16.3570 \text{ kN} > 206,6765 \text{ kN } T_{\text{max}}$$

Backstay AMAN

BAB VII

PENUTUP

7.1 KESIMPULAN

Dari perancangan jembatan *cable stayed* Jaten, Hasil analisa yang telah dilakukan untuk beberapa elemen desain struktur jembatan *cable stayed* Jaten disajikan pada bab kesimpulan dengan rincian sebagai berikut:

1. Pada perencanaan jembatan *cable stayed* satu bidang/satu menara yang terdiri dari dua bentang utama masing – masing 122,5 m. Lebar total jembatan 10 m yang terdiri dari trotoar dengan lebar 1,5 m disetiap disisi jembatan, jalan dengan lebar 7 m. dan ketebalan plat lantai kendaraan 0.5 m.
2. Stuktur menara digunakan metode *cantilever* khusus atau pengecoran langsung.
3. Struktur kabel berjumlah 15 disetiap sisi *girder* dengan diameter 0,20 m dengan tipe ASTM A-416 *grade 270*.
4. Struktur *Box Girder* memiliki tebal 0,25 m dengan beton mutu tinggi $f_c' = 50$ MPa.
5. Struktur Menara terbuat dari material beton mutu tinggi dengan kuat tekan $f_c' = 85$ MPa, Dimensi Menara bagian bawah 3500 mm x 4500 mm, dan bagian kabel dengan ukuran 3500 mm x 4000 mm, balok penyangga *girder* 3250 mm x 3250 mm, dan balok bagian atas 4000 mm x 2000 mm.
6. Perencanaan penulangan kolom dan balok menara sebagai berikut :
 - a. Kolom menara dengan ukuran 5500 x 5500 mm
 - Tulangan Memanjang 160 D50
 - Tulangan geser $\varnothing 20 - 144$ mm
 - b. Balok tengah dengan ukuran 5000 x 5000 m
 - Tulangan tumpuan 12 D30
 - Tulangan lapangan 12 D30
 - Tulangan geser tumpuan $\varnothing 12-150$
 - Tulangan geser tumpuan $\varnothing 12-150$
7. Program alat bantu yang digunakan adalah *SkethcUp 2017* sebagai pemodelan 3D, *Auto Cad 2010* sebagai pemodelan 2D, dan *SAP 2000 v.19* sebagai analisa perancangan jembatan *cable stayed*.
8. Pedoman perencanaan jembata *cable stayed* menggunakan acuan SNI 1725-2016 sebagai landasan teori, pembebanan tetap, dan perencanaan dimensi struktur. SNI 1833-2016 sebagai pembebanan sementara, AISC 360-10 sebagai perhitungan struktur.
4. Untuk program bantu analisa sebaiknya tidak hanya menggunakan 1 aplikasi saja, tetapi bisa menggunakan beberapa aplikasi seperti *Midas Civil* dan *spColumn*.
5. Untuk metode perhitungan jembatan *cable stayed* dapat dihitung menggunakan pedoman yang terbaru dan berlaku karena masih belum final dan belum lengkap, maka apabila perancangan berikutnya dapat mengetahui perhitungan yang sudah ada akan lebih baik lagi.
6. Perlu dilakukan analisis lebih lanjut mengenai pondasi, abutmen, pengangkuran dan sambungan *box girder*.

DAFTAR PUSTAKA

- http://repository.its.ac.id/48019/1/3113041061-Undergraduate_Thesis.pdf
- Badan Standarisasi Nasional. 2016. *Pembebanan untuk Jembatan (SNI 1725 -2016)*.
- Badan Standarisasi Nasional. 2004. *Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan (RSNI T 02 2004)*.
- Badan Standarisasi Nasional. 2005. *Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan (RSNI T 03 2005)*.
- Badan Standarisasi Nasional. 2013. *Perancangan Jembatan terhadap Beban -Gempa (RSNI 2833 2013)*.
- Troitsky, M. S. 1988. *Cable Stayed Bridges: Theory and Design – Second -Edition*. Boston. BSP Professional Books.
- Aryanto. 2012. *CABLE-STAYED (Jembatan Gantung Untuk Kendaraan Ringan)*.
- Sumaiyah Ohorella, Harsoyo. *Analisis Kestabilan CABLE STAYED -BRIDGE -Akibat Pengaruh Rasio Terhadap Bentang – Jembatan*. Yogyakarta.
- Tugas Akhir Terapan. Purnawan R. 2017. *Desain Jembatan Cable Stayed -Sembayat Baru Dengan Single Plane System Menggunakan Metode -Pelaksanaan Balanced Cantilever*. Surabaya.
- Damar Y.P., Budi S. Hidayat S. 2013. *Perancangan Ulang Jembatan Kutai Kartanegara -Dengan Sistem Cable Stayed*. Institut Teknologi Sepuluh November. 2013.
- Kadir Abdul 2006. *Klasifikasi Sistem Struktur Rangka Pemikul Momen*
- Budiadi, Andri. (2008). *Desain Praktis Beton Prategang*. Yogyakarta: Penerbit Andi
- Christady Hardiyatmo, Hary., *Mekanika Tanah II, menentukan Pondasi*. Penerbit Gajah Mada University Press.

7.2 SARAN

Hasil pengerjaan laporan tugas akhir ini masih terdapat banyak kekurangan, sehingga untuk hasil desain sejenis yang lebih baik, kedepannya perlu diperhatikan beberapa hal sebagai berikut :

1. Dalam menentukan konfigurasi kabel perlu dilakukan peninjauan yang mendalam, Karena berpengaruh terhadap desain dan aksi lingkungan.
2. Untuk menentukan dimensi *girder*, *pylon*, dan kabel sebaiknya didesain dengan keperluan yang sesungguhnya dilapangan dikarenakan dengan banyaknya beban aksi lingkungan yang mengakibatkan berpengaruhnya terhadap desain struktur tersebut.
3. Untuk perhitungan dan analisa struktur terhadap desain sebaiknya dilakukan dengan teliti dan lengkap dengan acuan SNI yang berlaku.