

TUGAS AKHIR

**PENGARUH INTERAKSI TANAH TERHADAP STRUKTUR
JEMBATAN SEI RAKYAT PADA RUAS JALAN PROVINSI
TANJUNG SARANG ELANG (SIMPANG AJAMU) – SIMPANG
LABUHAN BILIK KABUPATEN LABUHAN BATU
DENGAN BENTANG 262 METER**

*Diajukan Untuk Memenuhi Syarat-Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil Pada
Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah
Sumatera Utara*

Disusun Oleh :

RIDWAN EFENDI
1207210059



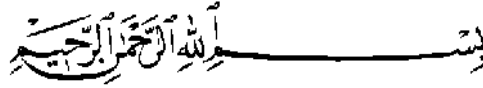
UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
MEDAN
2019



MAJELIS PENDIDIKAN TINGGI
UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH SUMATERA UTARA
FAKULTAS TEKNIK
Jl. Kapten Muchtar Basri No.3 Medan 20238 (061) 6622400



LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING

Nama : Ridwan Efendi
NPM : 1207210059
Program Studi : Teknik Sipil
Judul Skripsi : Pengaruh Intraksi Tanah Terhadap Struktur Jembatan Sei Rakyat Pada Ruas Jalan Provinsi Tanjung Sarang Elang (Simpang Ajamu) – Simpang Labuhan Bilik Kabupaten Labuhan Batu Dengan Bentang 262 Meter.
Bidang Ilmu : Struktur

Disetujui Untuk Disampaikan Kepada

Panitia Ujian

Dosen Pembimbing I

Tondi Amisyah P. ST, MT

Dosen Pembimbing II

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc.

HALAMAN PENGESAHAN

Tugas Akhir ini diajukan oleh:

Nama : Ridwan Efendi

NPM : 1207210059

Program Studi : Teknik Sipil

Judul Skripsi : Pengaruh Interaksi Tanah Terhadap Struktur Jembatan Sei Rakyat Pada Ruas Jalan Provinsi Tanjung Sarang Elang (Simpang Ajamu) – Simpang Labuhan Bilik Kabupaten Labuhan Batu Dengan Bentang 262 Meter.

Bidang Ilmu : Struktur

Telah berhasil dipertahankan dihadapan Tim Penguji dan diterima sebagai salah satu syarat yang diperlukan untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, Oktober 2019

Mengetahui dan menyetujui:

Dosen Pembimbing I / Penguji

Tondi Amirsyah P. ST, MT

Dosen Pembimbing II / Penguji

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, MSc

Dosen Pembanding I / Penguji

Ade Faisal, ST., M.Sc., Ph.D.

Dosen Pembanding II / Penguji

Bambang Hadibroto, ST, MT

Program Studi Teknik Sipil

Ketua,

Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, M.Sc

SURAT PERNYATAAN KEASLIAN TUGAS AKHIR

Saya yang bertandatangan di bawah ini:

Nama Lengkap : Ridwan Efendi

Tempat/Tanggal Lahir : Binjai, 3 Februari 1981

NPM : 1207210059

Fakultas : Teknik

Program Studi : Teknik Sipil

Menyatakan dengan sesungguhnya dan sejujurnya, bahwa laporan Tugas Akhir saya yang berjudul:

“Pengaruh Interaksi Tanah Terhadap Struktur Jembatan Sei Rakyat Pada Ruas Jalan Provinsi Tanjung Sarang Elang (Simpang Ajamu) – Simpang Labuhan Bilik Kabupaten Labuhan Batu Dengan Bentang 262 Meter”,

Bukan merupakan plagiarisme, pencurian hasil karya milik orang lain, hasil kerja orang lain untuk kepentingan saya karena hubungan material dan non-material, ataupun segala kemungkinan lain, yang pada hakekatnya bukan merupakan karya tulis Tugas Akhir saya secara orisinil dan otentik.

Bila kemudian hari diduga kuat ada ketidaksesuaian antara fakta dengan kenyataan ini, saya bersedia diproses oleh Tim Fakultas yang dibentuk untuk melakukan verifikasi, dengan sanksi terberat berupa pembatalan kelulusan/kesarjanaan saya.

Demikian Surat Pernyataan ini saya buat dengan kesadaran sendiri dan tidak atas tekanan ataupun paksaan dari pihak manapun demi menegakkan integritas akademik di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

Medan, 3 Oktober 2019

Saya yang menyatakan,

A green postage stamp with the text "METERAI TEMPEL" at the top, a serial number "R000BAHF0142", and the value "6000" in large numbers. The stamp features a signature in black ink over it.

Ridwan efendi

ABSTRAK

PENGARUH INTERAKSI TANAH TERHADAP STRUKTUR JEMBATAN SEI RAKYAT PADA RUAS JALAN PROVINSI TANJUNG SARANG ELANG (SIMPANG AJAMU) – SIMPANG LABUHAN BILIK KABUPATEN LABUHAN BATU DENGAN BENTANG 262 METER

Ridwan Efendi

1207210059

Tondi Amirsyah P. ST, MT

Dr. Fahrizal Zulkarnain ST, MSc

Jembatan Sei Rakyat di Kabupaten Labuhan Batu adalah ruas jalan provinsi yang menghubungkan Tanjung Sarang Elang (Simpang Ajamu) - Simpang Labuhan Bilik. Dalam desain jembatan di Indonesia para praktisi masih jarang mempertimbangkan pengaruh Interaksi Struktur Tanah dalam merencanakan kapasitas jembatan. Dimana jembatan dianggap berdiri di atas tanah yang kaku (*rigid*) tanpa mempertimbangkan sifat maupun jenis tanah. Hal tersebut dapat menyebabkan keruntuhan jembatan (*failure*) akibat faktor yang tidak dipertimbangkan seperti kondisi tanah. Kekakuan pegas multi-linier tanah pada antarmuka *pile cap* dan pada antarmuka *pile* dengan tanah di analisa menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*), terutama dalam hal perpindahan dan momen defleksi pada *pile cap* dan tiang *pile*. Data yang diambil dari perencaan jembatan Sei Rakyat menggunakan metode Broms, dengan pembebanan sebesar 1494.70 kN didapatkan defleksi sebesar 19,56mm. Hasil analisa SSI (*Soil Structure Intraction*) didapatkan untuk beban aksial yang terjadi pada *pier* 2 sebesar 1494.70 kN, sedangkan kapasitas tiang tunggal yang diizinkan sebesar 1658.7 kN. Jadi dengan gaya-gaya statik yang diberikan, pondasi mampu menerima beban. Dan mendapatkan hasil defleksi sebesar 2,95 mm.

Kata kunci: integral, tiang pancang, interaksi, struktur tanah, *Soil Structure Interaction*.

ABSTRACT

THE EFFECT OF LAND INTERACTION ON THE SEI RAKYAT BRIDGE STRUCTURE IN THE ROAD OF THE TANJUNG SARANG ELANG ROAD (AJAMU INTERCHANGE) - LABUHAN BILIK INTERSECTION OF LABUHAN BATU DISTRICT WITH THE 262 METERS ROAD

Ridwan Efendi

1207210059

Tondi Amirsyah P. ST, MT

Dr. Fahrizal Zulkarnain ST, MSc.

Sei Rakyat Bridge in Labuhan Batu Regency is a provincial road that connects Tanjung Sarang Elang (Ajamu Interchange) - Labuhan Bilik Intersection. In the design of bridges in Indonesia, practitioners rarely consider the effect of Land Structure Interactions in planning bridge capacity. Where the bridge is considered to stand on rigid soil without considering the nature or type of soil. This can cause bridge failure (failure) due to factors not considered such as soil conditions. Multi-linear spring stiffness of the soil at the pile cap interface and at the interface of the pile with the soil were analyzed using SSI (Soil Structure Interaction), especially in terms of displacement and deflection moment at the pile cap and pile. Data taken from the Sei Rakyat bridge planning using Broms method, with a loading of 1494.70 kN, a deflation of 19.56mm was obtained. SSI (Soil Structure Interaction) analysis results were obtained for axial load that occurred at pier 2 of 1494.70 kN, while the permitted single pile capacity was 1658.7 kN. So with the given static forces, the foundation is able to accept the burden. And got a deflection result of 2.95mm.

Keywords: integral, pile, interaction, soil-structure, Soil Structure Interaction.

KATA PENGANTAR

Dengan nama Allah Yang Maha Pengasih lagi Maha Penyayang. Segala puji dan syukur penulis ucapkan kehadiran Allah SWT yang telah memberikan karunia dan nikmat yang tiada terkira. Salah satu dari nikmat tersebut adalah keberhasilan penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini yang berjudul “Pengaruh Interaksi Tanah Terhadap Struktur Jembatan Sei Rakyat Pada Ruas Jalan Provinsi Tanjung Sarang Elang (Simpang Ajamu) – Simpang Labuhan Bilik Kabupaten Labuhan Batu Dengan Bentang 262 Meter” sebagai syarat untuk meraih gelar akademik Sarjana Teknik pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara (UMSU), Medan.

Banyak pihak telah membantu dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini, untuk itu penulis menghaturkan rasa terimakasih yang tulus dan dalam kepada:

1. Bapak Tondi Amirsyah P. ST, MT selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Dr. Fahrizal Zulkarnain, ST, M.Sc selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak membimbing dan mengarahkan penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Bapak Ade Faisal, ST., M.Sc., Ph.D. selaku Dosen Pembimbing I dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Bambang Hadibroto, ST, MT. selaku Dosen Pembimbing II dan Penguji yang telah banyak memberikan koreksi dan masukan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Munawar Alfansury Siregar, ST, MT, selaku Dekan Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.
6. Seluruh Bapak/Ibu Dosen di Program Studi Teknik Sipil, Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara yang telah banyak memberikan ilmu keteknik sipil kepada penulis.
7. Bapak/Ibu Staf Administrasi di Biro Fakultas Teknik Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara.

8. Terima kasih yang teristimewa sekali kepada Ayahanda tercinta Almarhum Zainuddin dan Ibunda tercinta Tukiem yang telah bersusah payah mendidik dan membiayai saya serta memberikan semangat kepada saya serta senantiasa mendo'akan saya sehingga penulisan dapat menyelesaikan studi ini tepat pada waktunya.
9. Istri penulis, Siti Aminah S.Pd.I, yang telah memberikan dukungan kepada penulis.
10. Sahabat-sahabat penulis: Azmi Arif, Muhammad Tohar, Muhammad Azmi, Anggi Syahpura, Ardiansyah Matondang, Hilman Hadli, Rizka Munandar, Saniwan Bahari dan keluarga besar kelas A3 Malam stambuk 2012 dan lainnya yang tidak mungkin namanya disebut satu per satu.

Laporan Tugas Akhir ini tentunya masih jauh dari kesempurnaan, untuk itu penulis berharap kritik dan masukan yang membangun untuk menjadi Bahan pembelajaran berkesinambungan penulis di masa depan. Semoga laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi dunia konstruksi teknik sipil.

Medan, Oktober 2019

Ridwan Efendi

DAFTAR ISI

| | |
|---|------|
| LEMBAR PERSETUJUAN PEMBIMBING | i |
| LEMBAR PENGESAHAN | ii |
| LEMBAR PERNYATAAN KESELESAIAN SKRIPSI | iii |
| ABSTRAK | iv |
| ABSTRACT | v |
| KATA PENGANTAR | vi |
| DAFTAR ISI | viii |
| DAFTAR TABEL | xi |
| DAFTAR GAMBAR | xii |
| DAFTAR NOTASI | xv |
| BAB 1 PENDAHULUAN | 1 |
| 1.1. Latar Belakang | 1 |
| 1.2. Rumusan Masalah | 2 |
| 1.3. Ruang Lingkup Penelitian | 2 |
| 1.4. Tujuan Penelitian | 3 |
| 1.5. Manfaat Penelitian | 3 |
| 1.6. Sistematika Pembahasan | 3 |
| BAB 2 TINJAUAN PUSTAKA | 5 |
| 2.1. Tinjauan Umum Jembatan | 5 |
| 2.2. Interaksi Tanah Struktur (<i>Soil Structure Interaction</i>) | 6 |
| 2.3. Interaksi Inersia (<i>Inertial Interaction</i>) | 9 |
| 2.4. Interaksi Kinematik (<i>Kinematic Interaction</i>) | 11 |
| 2.5. Metode Analisa SSI | 11 |
| 2.6. Interaksi Tanah Struktur Pada Pondasi | 13 |
| 2.7. Penentuan Nilai Modulus Reaksi Tanah Dasar | 13 |
| 2.8. Interaksi Tanah-Struktur Dalam Perencanaan Bangunan Tahan Gempa | 15 |
| 2.9. Konsep Menggunakan Metoda SSI | 15 |
| 2.10. Konsep Menggunakan Metoda Broms | 18 |
| 2.11. Defleksi Tiang Vertikal Dengan Metode Broms | 20 |

| | |
|--|-----------|
| 2.12. Bagian Struktur Jembatan | 21 |
| 2.13. Jembatan Rangka Baja (<i>Truss Bridge</i>) | 22 |
| 2.14. Standar Jembatan | 23 |
| 2.15. Baja Konstruksi | 23 |
| 2.16. Pembebanan Pada Struktur Atas Jembatan | 24 |
| 2.16.1. Beban Permanen | 24 |
| 2.16.2. Berat Sendiri (MS) | 25 |
| 2.16.3. Beban Mati Tambahan (MA) | 26 |
| 2.16.4. Ketebalan Aspal Dan Beton Yang Diizinkan | 26 |
| 2.16.5. Beban Transien | 26 |
| 2.17. Parameter Tanah | 33 |
| 2.17.1. Korelasi c_u (<i>Undrained Shear Strength</i>) | 33 |
| 2.17.2. Korelasi Sudut Geser (ϕ) | 34 |
| 2.18. Desain Pondasi Dalam | 35 |
| 2.19. Kapasitas Aksial Tiang Tunggal | 35 |
| 2.20. Daya Dukung Ujung Tiang | 37 |
| 2.21. Tanah Lempung | 38 |
| 2.22. Tanah Pasir | 39 |
| 2.23. Daya Dukung Selimut Tiang | 39 |
| 2.24. Tanah Lempung Menentukan Tahanan Geser | 39 |
| 2.25. Tanah Pasir Menentukan Tahanan Selimut | 40 |
| 2.26. Beban Gempa | 41 |
| 2.27. Kombinasi Beban Pada Jembatan (SNI 1725-2016) | 42 |
| BAB 3 METODE PENELITIAN | 46 |
| 3.1 Bagan Aliran Penelitian | 46 |
| 3.2 Studi Literatur | 47 |
| 3.2.1. Lokasi Perencanaan | 47 |
| 3.2.2. Layout Perencanaan | 48 |
| 3.2.3. Penampang Rencana Jembatan | 48 |
| 3.3. Perencanaan Pile Cap Pier 2 | 49 |
| 3.4. Struktur Atas Jembatan Rangka Baja | 49 |

| | | |
|-----------------------------------|--|----|
| 3.5. | Pembebanan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja | 50 |
| 3.6. | Data Struktur Jembatan | 51 |
| 3.7. | Beban Lajur "D" (TD) | 53 |
| 3.8. | Beban Truk "T" (TT) | 54 |
| 3.9. | Gaya Rem (TB) | 55 |
| 3.10. | Pembebanan Untuk Pejalan Kaki (TP) | 55 |
| 3.11. | Beban Angin | 56 |
| 3.12. | Perencanaan <i>Pier 2</i> | 56 |
| 3.13. | Perencanaan <i>Pile Cap Pier 2</i> | 58 |
| 3.14. | Perencanaan Tiang Pancang (<i>Pile</i>) | 59 |
| 3.15. | Parameter Tanah | 61 |
| 3.16. | Penelitian Pengeboran Dengan Bor Mesin | 61 |
| 3.17. | Beban Gempa | 64 |
| 3.18. | Pembebanan Gempa | 66 |
| BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN | | |
| 4.1. | Struktur Atas Jembatan Rangka Baja | 67 |
| 4.2. | Kapasitas Penampang | 67 |
| 4.3. | Hasil Analisa Dari Pemodelan Pembebanan | 70 |
| 4.4. | Denah <i>Pile Cap Pier 2</i> | 71 |
| 4.5. | Gaya-Gaya Statik Yang Bekerja Pondasi Pada <i>Pier 2</i> | 73 |
| 4.6. | Lapisan Tanah Pada <i>Pier 2</i> | 73 |
| 4.7. | Analisa Satu Tiang Pancang | 83 |
| | 4.7.1. Pemodelan Lapisan Tanah | 83 |
| | 4.7.2. Pemodelan Tiang | 84 |
| | 4.7.3. Analisa Tanpa Menggunakan SSI | 86 |
| 4.8. | Perbedaan Hasil | 86 |
| BAB 5 KESIMPULAN DAN SARAN | | |
| 5.1. | Kesimpulan | 87 |
| 5.2. | Saran | 88 |
| DAFTAR PUSTAKA | | |
| LAMPIRAN | | |
| DAFTAR RIWAYAT HIDUP | | |

DAFTAR TABEL

| | | |
|------------|---|----|
| Tabel 2.1 | : Nilai reaksi tanah dasar tipikal | 14 |
| Tabel 2.2 | : Jangkauan nilai-nilai modulus reaksi tanah dasar ks | 15 |
| Tabel 2.3 | : Sifat mekanis baja struktural | 23 |
| Tabel 2.4 | : Berat isi untuk beban mati | 25 |
| Tabel 2.5 | : Faktor beban untuk diri sendiri | 25 |
| Tabel 2.6 | : Faktor beban untuk beban mati tambahan | 26 |
| Tabel 2.7 | : Faktor beban untuk beban lajur “D” | 27 |
| Tabel 2.8 | : Faktor beban untuk beban “T” | 29 |
| Tabel 2.9 | : Tegangan angin dasar | 32 |
| Tabel 2.10 | : Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan | 33 |
| Tabel 2.11 | : Kombinasi beban dan faktor beban | 45 |
| Tabel 4.1 | : Desain balok jembatan rangka baja | 67 |
| Tabel 4.2 | : <i>Demam capacity rasio</i> | 69 |
| Tabel 4.3 | : Gaya-gaya statik pada pondasi <i>pier 2</i> | 75 |
| Tabel 4.4 | : Respon pemodelan pondasi beban statik | 76 |
| Tabel 4.5 | : Gaya-gaya gempa pada pondasi <i>pier 2</i> | 77 |
| Tabel 4.6 | : Respon pemodelan pondasi | 78 |

DAFTAR GAMBAR

| | | |
|-------------|---|----|
| Gambar 2.1 | : Kurva beban simpangan untuk pondasi tiang tunggal | 8 |
| Gambar 2.2 | : Lendutan pada struktur terjepit | 9 |
| Gambar 2.3 | : Lendutan pada struktur dengan fleksibilitas vertikal, horisontal, dan rotasi pada tumpuannya | 10 |
| Gambar 2.4 | : Pendekatan langsung dalam analisa SSI untuk pier jembatan pada pile cap di atas dua lapisan tanah | 11 |
| Gambar 2.5 | : Pendekatan sub-struktur dalam SSI. (a) geometri problem SSI;) dekomposisi problem menjadi respon kinematik dan respon inersia; (c) analisa dua langkah interaksi inersia. | 12 |
| Gambar 2.6 | : Ilustrasi konsep metoda SSI | 16 |
| Gambar 2.7 | : Ilustrasi kapisan kanah kada metoda SSI | 16 |
| Gambar 2.8 | : Hasil p-y curve pada interval kedalaman 1m | 17 |
| Gambar 2.9 | : Hasil p-y garis secant pada interval kedalaman 1m | 17 |
| Gambar 2.10 | : Hasil p-y garis dengan nilai yang berbeda | 18 |
| Gambar 2.11 | : Mekanisme keruntuhan tiang pendek dan tiang panjang pada tiang ujung bebas dalam tanah kohesif | 18 |
| Gambar 2.12 | : Grafik menghitung H_u dalam tanah kohesif | 20 |
| Gambar 2.13 | : Tipikal struktur jembatan | 21 |
| Gambar 2.14 | : Tipe - tipe jembatan rangka | 22 |
| Gambar 2.15 | : Beban lajur "D" | 28 |
| Gambar 2.16 | : Pembebanan truk "T" (500 kN) | 29 |
| Gambar 2.17 | : Faktor beban dinamis utuk beban T untuk pembebanan lajur "D" | 30 |
| Gambar 2.18 | : N-SPT vs. c_u (Terzaghi et al.) | 33 |
| Gambar 2.19 | : N-SPT vs. Sudut Geser Dalam (ϕ) (Peck, 1996) | 34 |
| Gambar 2.20 | : PI vs. Sudut Geser Dalam Efektif (ϕ') (FHWA RD-97-130) | 34 |
| Gambar 2.21 | : Ilustrasi daya dukung tiang | 36 |
| Gambar 2.22 | : Penentuan sudut geser | 38 |
| Gambar 2.23 | : Penentuan berdasarkan API Metode 2, 1987 | 40 |

| | |
|--|----|
| Gambar 2.24 : Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun | 41 |
| Gambar 2.25 : Peta respons spektra percepatan 0,2 detik dibantu dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun | 42 |
| Gambar 2.26 : Peta respons spektra percepatan 1 detik dibantu dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun | 42 |
| Gambar 3.1 : Bagan Alur Penelitian | 46 |
| Gambar 3.2 : Peta lokasi jembatan | 47 |
| Gambar 3.3 : Layout perencanaan jembatan Sei Rakyat | 48 |
| Gambar 3.4 : Penampang perencanaan jembatan Sei Rakyat | 48 |
| Gambar 3.5 : Posisi <i>pier</i> 2 pada perencanaan jembatan Sei Rakyat | 49 |
| Gambar 3.6 : Penampang jembatan rangka baja | 52 |
| Gambar 3.7 : Grafik beban BTG | 54 |
| Gambar 3.8 : Pemodelan <i>pier</i> 2 | 56 |
| Gambar 3.9 : Respon spektra <i>pier</i> 2 | 58 |
| Gambar 3.10 : Denah <i>pile cap</i> pada <i>pier</i> 2 | 59 |
| Gambar 3.11 : Tampak depan <i>pile cap</i> pada <i>pier</i> 2 | 59 |
| Gambar 3.12 : Dimensi <i>steel pipe pile</i> pada <i>pear</i> 2 | 60 |
| Gambar 3.13 : Pelaksanaan Pengeboran dengan Bor Mesin di Jembatan Sei Rakyat | 63 |
| Gambar 3.14 : Titik Pengeboran Mesin BM-4 | 64 |
| Gambar 3.15 : Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun | 64 |
| Gambar 3.16 : Peta respons spektra percepatan 0,2 detik dibantu dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun | 65 |
| Gambar 3.17 : Peta respons spektra percepatan 1 detik dibantu dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun | 65 |
| Gambar 3.18 : Respon Spektrum Sei Rakyat | 66 |
| Gambar 3.19 : Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah | 66 |
| Gambar 4.1 : Reaksi aksial | 70 |
| Gambar 4.2 : Reaksi momen | 70 |
| Gambar 4.3 : Reaksi geser | 71 |

| | |
|---|----|
| Gambar 4.4 : Denah <i>pile cap pier 2</i> | 71 |
| Gambar 4.5 : <i>Input beban aksial pile</i> | 72 |
| Gambar 4.6 : Diagram momen <i>pile cap pier</i> | 72 |
| Gambar 4.7 : Diagram geser <i>pile cap pier</i> | 72 |
| Gambar 4.8 : <i>Input beban aksial pile</i> | 73 |
| Gambar 4.9 : Diagram momen <i>pile cap pier</i> | 73 |
| Gambar 4.10 : Diagram geser <i>pile cap pier</i> | 73 |
| Gambar 4.11 : Grafik N-SPT <i>Bor Hole 4</i> | 74 |
| Gambar 4.12 : Grafik kapasitas aksial tiang tunggal <i>pier 2</i> | 74 |
| Gambar 4.13 : Pemodelan <i>software pier 2</i> | 75 |
| Gambar 4.14 : Posisi tiang <i>pier 2</i> untuk beban statik | 76 |
| Gambar 4.15 : Pemodelan <i>software pier 2</i> | 77 |
| Gambar 4.16 : Posisi tiang <i>pier 2</i> untuk beban gempa | 78 |
| Gambar 4.17 : Grafik momen maksimal | 78 |
| Gambar 4.18 : Diagram momen maksimal | 79 |
| Gambar 4.19 : Diagram momen arah Z | 79 |
| Gambar 4.20 : Grafik <i>deflection</i> | 80 |
| Gambar 4.21 : Diagram <i>total deflection</i> | 80 |
| Gambar 4.22 : <i>Contour plot total moment</i> | 81 |
| Gambar 4.23 : <i>Contour plot total deflection</i> | 81 |
| Gambar 4.24 : <i>Contour plot total deflection</i> | 82 |
| Gambar 4.25 : Input lapisan tanah | 83 |
| Gambar 4.26 : Ketebalan lapisan tanah | 83 |
| Gambar 4.27 : <i>Pile</i> pada tanah | 84 |
| Gambar 4.29 : Grafik <i>deflection</i> | 85 |
| Gambar 4.30 : Grafik shear force | 85 |
| Gambar 4.31 : Grafik <i>bending moment</i> | 86 |
| Gambar 4.32 : Grafik perpindahan | 86 |

DAFTAR NOTASI

| | |
|-----------|---------------------------------|
| A | Luas pemotong melintang |
| A_s | Luas penampang kabel prategang |
| D_C | Kerapatan beton |
| E_c | Modulus elastisitas beton |
| E_s | Modulus elastisitas baja |
| I | Momen inersia penampang |
| L | Bentang efektif |
| M | Momen lentur secara umum |
| M_d | Momen rencana |
| M_u | Momen ultimit |
| M_s | Momen sekunder |
| M_p | Momen primer |
| Z | Momen tanah |
| b | Lebar penampang |
| b_w | Lebar badan |
| f_{cc} | Tegangan tekan ijin beton |
| f_{ct} | Tegangan tarik ijin beton |
| f_y | Kekuatan karakteristik tulangan |
| f_{tt} | Tekanan ijin tarik |
| g | Beban mati |
| g_{min} | Beban terbagi rata |
| g_{ud} | Beban rencana ultimit |
| h | Tinggi total penampang |
| q | Beban tersebar |
| P_g | Beban garis terpusat |
| n | Rasio modulus awal |
| e | Elaistisitas gaya |
| r | Jari jari girasi |



UMSU

Unggul | Cerdas | Terpercaya

BAB 1

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Sejarah jembatan sudah cukup tua bersamaan dengan terjadinya hubungan komunikasi/transportasi antara sesama manusia dan antara manusia dengan alam lingkungannya. Jembatan adalah suatu struktur konstruksi yang memungkinkan rute transportasi melalui sungai, danau, kali, jalan raya, jalan kereta api dan lain-lain. Jembatan adalah suatu struktur konstruksi yang berfungsi untuk menghubungkan dua bagian jalan yang terputus oleh adanya rintangan-rintangan seperti lembah yang dalam, alur sungai, saluran irigasi, pembuangan, jalan yang melintang yang tidak sebidang dan lain-lain.

Dengan perkembangan zaman maka jembatan tidak hanya dipandang sebagai alat penghubung antara satu tempat dengan tempat yang lain, melainkan sebagai sarana untuk memperlancar kegiatan manusia, serta membantu berkembangnya suatu daerah yang selama ini sangat sulit untuk di akses, apalagi Indonesia ini sebagai negara yang berkembang, akses ke daerah-daerah ataupun ke kota sangat dibutuhkan, dengan adanya jembatan ini sangat membantu hal tersebut.

Suatu jembatan harus direncanakan agar dapat menahan beban seperti beban angin, beban gempa, beban lalu lintas dan beban lain yang ada pada jembatan. Suatu jembatan terdiri dari 3 (tiga) bagian utama diantaranya pondasi, bangunan bawah dan bangunan atas. Salah satu bagian yang terpenting dalam suatu jembatan yaitu pondasi dan bangunan bawah. Bangunan bawah ini terdiri dari struktur utama berupa pilar (*pier*) dan pangkal jembatan (*abutment*). Pondasi, pilar dan *abutment* memiliki peran penting pada suatu jembatan yaitu meneruskan semua beban dari bangunan atas ke tanah.

Sebagian besar struktur teknik sipil melibatkan beberapa jenis elemen struktural dengan kontak langsung dengan tanah. Ketika kekuatan eksternal, seperti gempa bumi, bekerja pada sistem ini, baik perpindahan struktural maupun perpindahan darat, tidak saling bergantung satu sama lain.

Metode desain struktural konvensional terkadang mengabaikan efek SSI (*Soil structure interaction*). Mengabaikan SSI masuk akal untuk struktur ringan di tanah yang relatif kaku seperti bangunan bertingkat rendah dan dinding penahan kaku yang sederhana. Efek SSI, bagaimanapun, menjadi menonjol untuk struktur berat yang bersandar pada tanah yang relatif lunak seperti jembatan besar, bangunan bertingkat tinggi dan jalan layang di tanah lunak (Wolf, J. P. 1985).

Dengan demikian tugas akhir ini membahas pengaruh yang terjadi pada tanah di Perencanaan Pembangunan Jembatan Sei Rakyat pada Ruas Jalan Provinsi Tanjung Sarang Elang (Simpang Ajamu) - Simpang Labuhan Bilik di Kab. Labuhan Batu dengan menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) dan tanpa menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*), serta mengetahui efek gaya tanah yang terjadi saat menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*). menjadi sangat penting untuk struktur berat yang bersandar pada tanah yang relatif lunak seperti jembatan besar di tanah lunak yang harus memperhitungkan efek SSI (*Soil Structure Interaction*)

1.2. Rumusan Masalah

Melihat dari latar belakang diatas, maka didapatkan rumusan masalah yang dibahas pada Penelitian dilakukan pada proyek Perencanaan Pembangunan Jembatan Sei Rakyat pada Ruas Jalan Provinsi Tanjung Sarang Elang (Simpang Ajamu) - Simpang Labuhan Bilik di Kab. Labuhan Batu, sebagai berikut :

1. Membandingkan respons tanah yang mempengaruhi gerakan struktur jembatan menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) dengan tanpa menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*)
2. Mengetahui efek gaya yang terjadi pada tanah saat menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) terhadap jembatan.

1.3. Ruang Lingkup Penelitian

Dari rumusan masalah yang telah dibuat ruang lingkup penelitian dilakukan pada proyek Perencanaan Pembangunan Jembatan Sei Rakyat pada Ruas Jalan Provinsi Tanjung Sarang Elang (Simpang Ajamu) - Simpang Labuhan Bilik di Kab. Labuhan Batu adalah sebagai berikut :

1. Menganalisa respons tanah pada *pier 2* menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) dengan tanpa menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) pada jembatan Sei Rakyat.
2. Menghitung efek gaya yang terjadi pada tanah saat menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) terhadap *pier 2* jembatan.

Beberapa batasan masalah dalam penelitian ini :

1. Tidak membahas metode pelaksanaan dan anggaran biaya pelaksanaan.
2. Tidak membahas perhitungan superstructure (struktur atas) jembatan.
3. Tidak membahas perhitungan geometri jalan dan perkerasan baik pada jalan dan jembatan.
5. Tidak membahas bentuk arsitektur jembatan.

1.4. Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian ini, sebagai berikut :

1. Menganalisa respons tanah pada *pier 2* yang mempengaruhi gerakan struktur jembatan Sei Rakyat menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) dengan tanpa menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*)
2. Mengetahui efek gaya yang terjadi pada tanah saat menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) terhadap jembatan.

1.5. Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian ini, sebagai berikut :

1. Dapat mengetahui dan memahami informasi besarnya reaksi daya dukung tanah terhadap *pier 2* pada jembatan Sei Rakyat menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) dengan tanpa menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*).
2. Memberikan gambaran besarnya efek gaya yang terjadi pada tanah saat menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) terhadap jembatan.

1.6. Sistematika Penulisan

Untuk memudahkan pembahasan skripsi ini maka dibuat sistematika pembahasan meliputi bab pendahuluan, tinjauan pustaka, metodologi penelitian, hasil dan pembahasan, kesimpulan dan saran sebagai bagian akhir skripsi ini.

BAB 1 : PENDAHULUAN

Dalam bab ini yang dibahas tentang latar belakang, rumusan masalah, ruang lingkup penelitian, tujuan, manfaat penelitian dan sistematika penulisan.

BAB 2 : TINJAUAN PUSTAKA

Dalam bab ini membahas mengenai teori yang digunakan dalam perencanaan yang menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) dengan tanpa menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*).

BAB 3 : METODOLOGI PENELITIAN

Dalam bab ini memuat uraian tentang metode dan langkah-langkah penelitian secara operasional yang menyangkut pendekatan penelitian, lokasi penelitian, sumber data, dan tahap-tahap penelitian.

BAB 4 : HASIL DAN PEMBAHASAN

Dalam bab ini berisi tentang data perhitungan dan analisis yang dilakukan.

BAB 5 : KESIMPULAN DAN SARAN

Dalam bab ini berisi tentang kesimpulan dari hasil analisis pengolahan data, solusi dan saran.

BAB 2

TINJAUAN PUTAKA

2.1. Tujuan Umum

Jembatan adalah suatu konstruksi bangunan yang merupakan salah satu pelengkap sarana transportasi jalan yang menghubungkan dari suatu tempat ke tempat yang lainnya. Jembatan juga merupakan suatu bangunan pelengkap prasarana lalu lintas darat dengan konstruksi terdiri dari pondasi, struktur bangunan bawah dan struktur bangunan atas, yang menghubungkan dua ujung jalan yang terputus akibat bentuk rintangan melalui konstruksi struktur bangunan atas.

Bangunan struktur gedung sipil terdiri dari struktur atas dan struktur bawah. Bangunan struktur atas terdiri dari konstruksi kolom, balok, plat, dan yang lainnya. Sedangkan untuk struktur bawah terdiri dari konstruksi pondasi. Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah, atau bagian bangunan yang terletak dibawah permukaan tanah yang mempunyai fungsi memikul beban bagian bangunan lain diatasnya (Joseph E. Bowles, 1997).

Secara konvensional diyakini bahwa SSI adalah efek murni yang menguntungkan, dan dapat dengan mudah diabaikan untuk desain konservatif. Ketentuan SSI dari kode desain seismik adalah opsional dan memungkinkan desainer untuk mengurangi geser dasar desain bangunan dengan mempertimbangkan SSI (*Soil Structure Interaction*) sebagai efek yang menguntungkan.

Sebagian besar kode desain menggunakan spektra desain yang disederhanakan, yang mencapai percepatan konstan hingga periode tertentu, dan setelah itu menurun secara monoton dengan periode. Mempertimbangkan interaksi tanah-struktur membuat struktur lebih fleksibel dan dengan demikian, meningkatkan periode alami struktur dibandingkan dengan struktur yang didukung secara kaku. Selain itu, mempertimbangkan efek SSI meningkatkan rasio redaman efektif sistem. Idealisasi halus dari spektrum desain menunjukkan respons seismik yang lebih kecil dengan peningkatan periode alami dan rasio redaman efektif karena SSI, yang merupakan justifikasi utama dari kode desain seismik untuk mengurangi geser dasar desain ketika efek SSI dipertimbangkan.

2.2. Interaksi Tanah Struktur (*Soil Structure Interaction*)

Suatu struktur ketika menerima beban gempa dipengaruhi oleh interaksi antara struktur bangunan atas, sistem pondasi yang dipilih serta tanah tempat struktur itu berdiri. Terminologi interaksi tanah struktur SSI (*Soil Structure Interaction*) mengacu kepada respon ketiga variabel di atas dimana pondasi dianggap sebagai bagian dari struktur. Pada perencanaan struktur yang bersifat konvensional, struktur dianggap terjepit pada pondasi. Karena ketika struktur menerima pergerakan tanah akibat gaya gempa menyebabkan terjadinya gaya inersia berupa gaya geser dasar dan momen lentur (*bending moment*) pada pertemuan antara struktur dan pondasi. Jika sistem pondasi dan tanah pendukungnya tidak kaku maka gaya internal ini akan menimbulkan perpindahan dan rotasi pada pondasi. Untuk bangunan jembatan yang terdapat struktur yang kaku pada pondasinya, perpindahan pondasi memberikan kontribusi yang sangat signifikan terhadap keseluruhan sistem. Dengan tidak mengabaikan efek ini dapat menimbulkan kesalahan dalam menilai respon bangunan dibawah terhadap pengaruh gaya gempa dan pengaruh gaya lainnya.

Ketika suatu struktur mengalami eksitasi gempa, ia berinteraksi dengan pondasi dan tanah, dan dengan demikian mengubah gerakan tanah. Interaksi tanah-struktur secara luas dapat dibagi menjadi dua fenomena yaitu interaksi kinematik dan interaksi inersia. Gerakan tanah gempa menyebabkan perpindahan tanah yang dikenal sebagai gerakan medan bebas. Namun, pondasi yang tertanam ke dalam tanah tidak akan mengikuti gerakan medan bebas. Ketidakmampuan pondasi untuk mencocokkan gerak medan bebas menyebabkan interaksi kinematik. Di sisi lain, massa struktur atas mentransmisikan gaya inersia ke tanah, menyebabkan deformasi lebih lanjut pada tanah, yang disebut sebagai interaksi inersia. (Wolf, J. P. (1985))

Dari uraian di atas adalah salah satu kasus dimana interaksi antara tanah SSI (*Soil Structure Interaction*) dan struktur bangunan harus diperhitungkan atau tidak. Interaksi tanah terhadap struktur adalah suatu proses analisa struktur yang mengevaluasi respon struktur bagian atas, sistem pondasi, serta tanah pendukung dibawahnya secara bersama sama akibat gerakan tanah. Secara umum gaya-gaya dalam yang dihasilkan pondasi kaku lebih besar dibandingkan pada model pondasi

fleksibel (*flexible base*). Namun tidaklah dapat dikatakan bahwa seluruhnya menguntungkan terhadap respon dinamis struktur.

Untuk mengetahui pengaruh interaksi tanah struktur (*SSI*) pada kinerja inelastik tiang jembatan. Interaksi tanah struktur dalam respons seismik struktur dikaji menggunakan gerakan yang terekam dan pertimbangan teoritis.

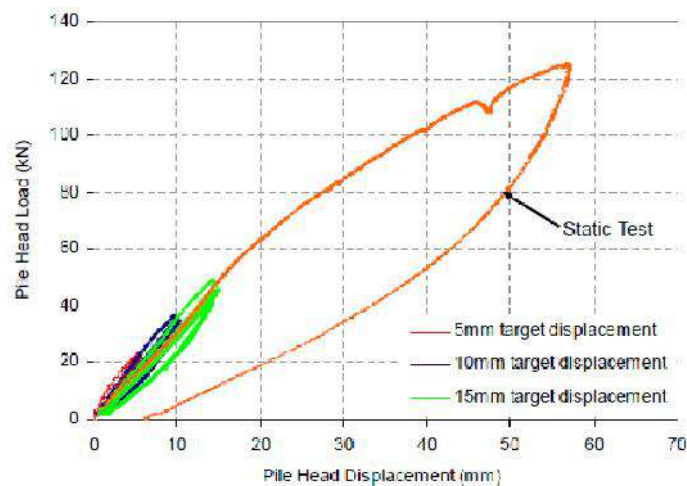
Pertama, spektrum desain ideal kode bersama dengan periode fundamental meningkat dan redaman efektif karena memimpin *SSI* selalu mengurangi kekuatan dalam struktur. Akan tetapi, kenyataan seringkali berbeda dari pandangan ini. Ditunjukkan bahwa, dalam lingkungan seismik dan tanah tertentu, peningkatan periode alami fundamental dari struktur yang cukup fleksibel karena *SSI* dapat memiliki efek yang merugikan pada permintaan seismik yang diberlakukan, (Mylonakis, G. and Gazetas, G. (2000)).

Kedua, model struktural yang banyak digunakan untuk menilai efek *SSI* pada jembatan inelastik diperiksa. Dengan menggunakan argumen teoretis dan analisis numerik yang ketat, ditunjukkan bahwa penggunaan konsep daktilitas dan hubungan geometris yang tidak pandang bulu dapat mengarah pada kesimpulan yang salah dalam penilaian kinerja seismik, (Mylonakis, G. and Gazetas, G. (2000)).

Mylonakis dan Gazetas melakukan analisa inelastic non linier pada modelnya. Hasil analisa sistem pondasi kaku dibandingkan dengan sistem pondasi fleksibel. Disimpulkan kemudian bahwa pada tipe tanah dan pergerakan tanah (*ground motion*) tertentu perpanjangan waktu getar alami akibat *SSI* dapat merugikan struktur itu sendiri. Dinyatakan pula bahwa dengan membandingkan aturan konvensional mengenai desain spektra dengan respon spektra aktual terlihat bahwa peningkatan periode natural fundamental akibat *SSI* tidak berarti respon yang lebih kecil dan anggapan bahwa *SSI* selalu menguntungkan adalah penyederhanaan yang terlalu berlebihan dan dapat mengarah pada desain yang tidak aman.

Pada penelitian, Sa'don (2012), dilakukan tes skala penuh terhadap pondasi tiang yang tertanam dalam tanah di Auckland. Pondasi tiang yang digunakan adalah tiang pipa baja dengan diameter luar 273 mm dan ketebalan 9,3 mm. Gaya lateral statik dikerjakan dengan menggunakan jack hidrolik sedangkan beban dinamis

menggunakan *eccentric mass shaker*. Selain itu juga dilakukan pengujian getaran bebas (*free vibration*) dan *snap-back test* dengan menggunakan instrument *sledgehammer* dan *snap shackle* yang memiliki mekanisme *release* yang cepat. Hasil uji lapangan dibandingkan dengan hasil analisa menggunakan metode *elastic continuum model* (ECM) serta model numerik dengan menggunakan program OpenSeesPL dan Ruaumoko. Hasilnya, Ruaumoko memberikan prediksi yang akurat terhadap hasil uji pondasi tiang tunggal pada skala penuh yang dilakukan. Kurva beban dan simpangan penelitian Sa'don (2012) akan digunakan untuk memvalidasi model finite element yang digunakan pada penelitian ini. Dapat dilihat pada Gambar 2.1.



Gambar 2.1. Kurva beban simpangan untuk pondasi tiang tunggal

Permasalahan mengenai (*SSI*) untuk desain bangunan yang tahan gempa telah dimasukkan kedalam SNI 1726:2012, pada pasal 13. Sejak beberapa tahun yang lalu SNI ini telah mengadopsi *Improvement of Inelastic Seismic Analysis Procedure* yang dikeluarkan *FEMA 440* di Amerika Serikat. Namun kurangnya pengetahuan mengenai (*SSI*) ini serta ketiadaan pedoman praktis dalam perencanaan desain (*SSI*) membuat analisa ini kurang populer.

Didapat dua hal besar yang terkait efek *SSI* (*Soil Structure Interaction*) terhadap struktur bangunan diantaranya efek interaksi *inersia* serta efek interaksi *kinematik*. Efek-efek ini terkait dengan kekakuan dan redaman pondasi, variasi antara input gerakan pondasi serta deformasi pondasi. Metode perhitungan untuk

mengetahui efek-efek tersebut dapat dibedakan menjadi analisa langsung dan pendekatan sub struktur.

2.3. Interaksi Inersia (*Inertial Interaction*)

Interaksi inersia (*inertial interaction*) mengacu dari gerakan tanah pondasi baik itu perpindahan maupun rotasi yang disebabkan oleh gaya inersia struktur. Jika ditinjau suatu sistem struktur SDOF dengan kekakuan k dan massa m terjepit pada tumpuannya. Sebuah gaya F bekerja menimbulkan perpindahan dinyatakan dalam hubungan :

$$= \frac{F}{k} \dots\dots\dots (2.1)$$

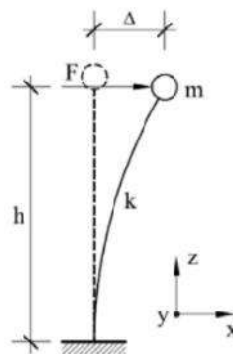
Pada Analisa dinamis struktur tanpa redaman didapat hubungan antara frekuensi natural dan priode getar T sebagai berikut :

$$= \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad T = \frac{2\pi}{\omega} = 2 \sqrt{\frac{m}{k}} \dots\dots\dots (2.2)$$

menjadi :

$$T^2 = (2)^2 \frac{m}{(F/\Delta)} = (2)^2 \frac{m\Delta}{F} \dots\dots\dots(2.3)$$

Bentuk lendutan pada struktur terjepit terlihat pada Gambar 2.2. Lendutan pada struktur terjepit sebagai berikut :



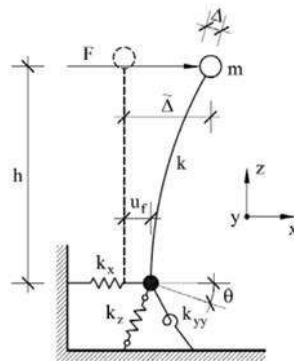
Gambar 2.2. Lendutan pada struktur terjepit

Dan selanjutnya tumpuan flesibel yang yang mempunyai tingkat kekakuan pegas vertikal dalam arah z dinamakan k_z kekakuan pegas horisontal dalam arah x adalah k_x serta rotasi pegas terhadap bidang $y-y$ dinamakan k_{yy} . Dan Apabila gaya

F pada massa struktur dalam arah x didapatkan nilai periode getar sebagai berikut :

$$\omega^2 = (2\pi)^2 m \left(\frac{1}{k} + \frac{1}{k_x} + \frac{h^2}{k_{yy}} \right) \dots\dots\dots(2.4)$$

Dapat kita lihat pada Gambar 2.3. Lendutan pada struktur dengan fleksibilitas vertikal, horisontal, dan rotasi pada tumpuannya.



Gambar 2.3. Lendutan pada struktur dengan fleksibilitas vertikal, horisontal, dan rotasi pada tumpuannya.

Dengan membandingkan periode getar tumpuan jepit dan tumpuan fleksibel didapatkan periode perpanjangan (*lengthening period*):

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_x} + \frac{kh^2}{k_{yy}}} \dots\dots\dots (2.5)$$

Selain periode perpanjangan di atas, maka perilaku sistem struktur juga dipengaruhi oleh redaman pondasi. Redaman ini tersusun dari *hysteretic damping* serta *radiation damping*. Redaman pondasi memberikan kontribusi langsung kepada redaman tumpuan fleksibel δ_0 :

$$\delta_0 = \delta + \frac{1}{(\tilde{T}/T)^2} \delta_i \dots\dots\dots (2.6)$$

sehingga :

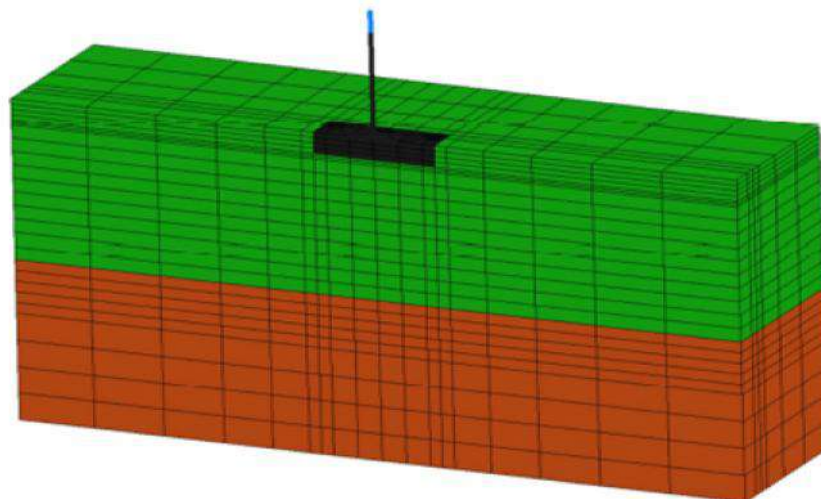
δ_i merupakan redaman struktur bagian atas dengan asumsi tumpuan jepit pada umumnya diambil sekitar 15% untuk sistem struktur tipikal.

2.4. Interaksi Kinematik (*Kinematic Interaction*)

Interaksi Kinematik (*Kinematic Interaction*) berhubungan dengan pengaruh berat bangunan terhadap percepatan tanah. Dalam hal ini FEMA memasukkan dua efek utama dari interaksi kinematik ini yaitu *base slab averaging* yaitu pengaruh kinematik SSI pada pondasi dangkal yang tidak tertanam karena ketidaksesuaian gelombang di atas area dasar yang kaku serta *embedment effect* yang merupakan efek yang timbul akibat bangunan yang tertanam di bawah permukaan tanah. Namun efek dari interaksi kinematik ini tidak diijinkan penggunaannya apabila analisa gaya lateral ekuivalen dan modal respons spektrum digunakan karena adanya kemungkinan desain yang berlebihan.

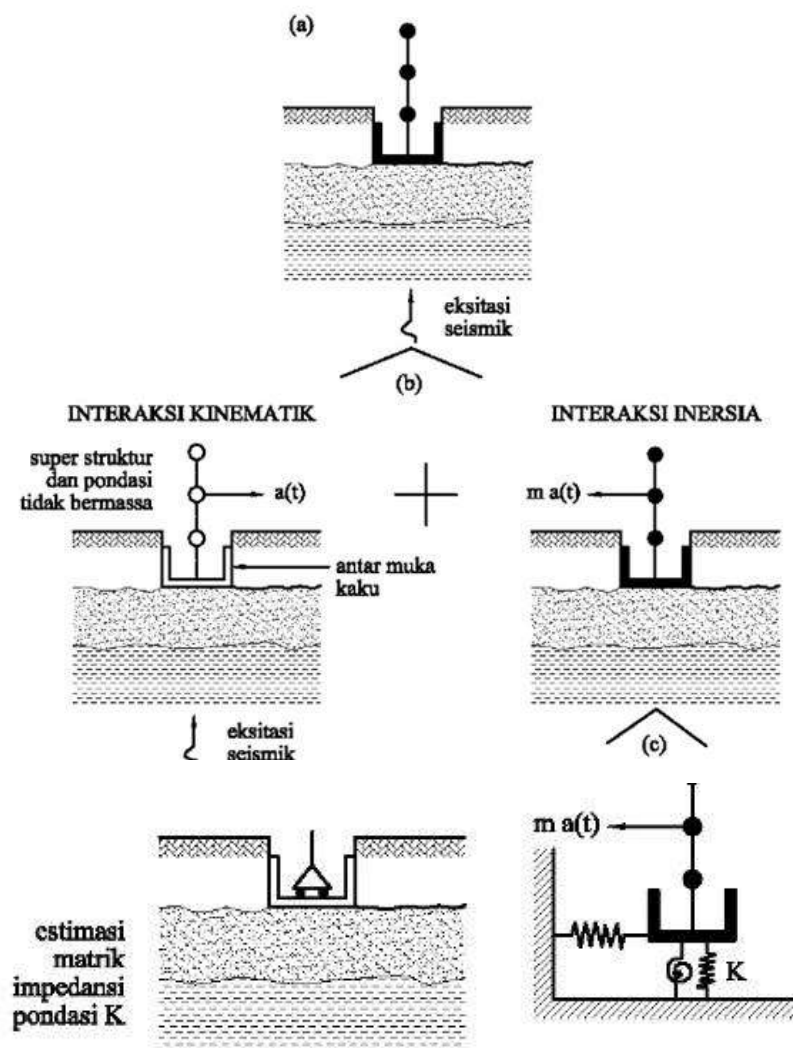
2.5. Metode Analisa SSI

Pada umumnya analisa SSI (*Soil Structure Interaction*) dapat dilakukan secara langsung maupun tidak langsung atau pendekatan sub struktur. Pada pendekatan langsung, tanah dan struktur dimodelkan secara bersama-sama dan dianalisa dalam satu langkah dengan menggunakan beberapa teknik diskretisasi numerik (seperti metode elemen hingga, metode elemen spektral, metode *finite difference*, dan lainnya). Gambar 2.4 pendekatan langsung dalam analisa SSI untuk *pier* jembatan pada *pile cap* di atas dua lapisan tanah merupakan contoh pemodelan dengan pendekatan langsung.



Gambar 2.4. Pendekatan langsung dalam analisa SSI untuk *pier* jembatan pada *pile cap* di atas dua lapisan tanah

Pada metode pendekatan tidak langsung atau pendekatan sub-struktur, problem SSI diselesaikan dengan cara menguraikan sistem bangunan atas-pondasi tanah kedalam dua sistem dimana responnya ditentukan secara independen, memisahkan efek yang disebabkan interaksi kinetis dari *interaksi inersia*. Respon keseluruhan sistem didapat dengan penerapan dalil superposisi. Gambar berikut bersumber dari Mylonakis (2006) menunjukkan cara pendekatan tidak langsung ini. Gambar 2.5. Pendekatan sub-struktur dalam SSI. (a) geometri problem SSI; dekomposisi problem menjadi respon kinematik dan respon inersia; (c) analisa dua langkah interaksi inersia.



Gambar 2.5. Pendekatan sub-struktur dalam SSI. (a) geometri problem SSI; dekomposisi problem menjadi respon kinematik dan respon inersia; (c) analisa dua langkah interaksi inersia.

2.6. Interaksi Tanah Struktur Pada Pondasi

Pada saat kondisi normal, pondasi berperan menahan beban hidup dan beban mati bangunan di atasnya serta meneruskannya ke tanah di bawah pondasi. Pada saat terjadi gempa, pondasi berperan meneruskan gerakan tanah ke bangunan di atasnya, menahan getaran bangunan serta meneruskannya kembali ke tanah di bawahnya. Jadi tanah dan struktur saling mempengaruhi melalui perantara pondasi menuju tanah. Pengaruh SSI terhadap respon struktur tergantung pada kekakuan tanah, karakteristik dinamis struktur atas (periode natural, faktor redaman), serta tipe pondasi.

Pada pondasi bentuk telapak, SSI terjadi pada permukaan bawah pondasi sedangkan pada pondasi tiang SSI terjadi pada permukaan tiang dan dasar pondasi. Pada basemen, interaksi tanah-struktur terjadi pada permukaan basemen baik bawah maupun dinding samping basemen. Dan demikian pula pada sistem pondasi dengan basemen dan pondasi tiang, interaksi terjadi pada permukaan basemen dan pondasi tiang. Pengaruh SSI menjadi semakin berarti dan rumit seiring dengan bertambahnya bidang kontak antara tanah dan pondasi.

2.7. Penentuan Nilai Modulus Reaksi Tanah Dasar

Modulus reaksi tanah dasar (*modulus of subgrade reaction*) adalah suatu konsep yang menjelaskan hubungan antara tekanan tanah dan lendutan yang terjadi. Hubungan ini banyak digunakan pada analisa struktur pondasi seperti pada pondasi telapak menerus, pondasi rakit maupun tiang pancang. Nilai modulus reaksi tanah dasar dapat dicari dengan beberapa cara seperti uji plat beban, tabel nilai tipikal atau korelasi serta perhitungan penurunan pondasi. Terzaghi (1943) mengusulkan beberapa nilai :

$$k_s = k_1/B \text{ (untuk tanah lempung)} \dots \dots \dots (2.7)$$

$$k_s = k_1 \left(\frac{B+1}{B} \right)^2 \text{ (untuk tanah pasir)} \dots \dots \dots (2.8)$$

dimana :

k_s = modulus reaksi tanah dasar untuk pondasi plat penuh

k_1 = modulus reaksi tanah dasar hasil uji plat beban.

Berdasarkan nilai SPT pada tanah kerikil (gravely soil) Moayed (2006) memberikan pendekatan nilai :

$$k_s = 3,143 (N_1)_{60}^{0,489} \dots\dots\dots (2.9)$$

dimana :

$(N_1)_{60}$ = nilai SPT yang dikoreksi terhadap pengaruh efisiensi tenaga 60%.

Das (1998) memberikan nilai reaksi tanah dasar tipikal berdasarkan jenis tanahnya sesuai dengan Tabel 2.1. sebagai berikut :

Tabel 2.1. Nilai reaksi tanah dasar tipikal

| Tipe tanah (<i>soil type</i>) | $k_{0,3}$ (k_1) (MN/m^3) |
|---|--|
| Pasir kering ke lembab (<i>dry to moist sand</i>): | |
| Lepas (<i>loose</i>) | 8 – 25 |
| Medium | 25 – 125 |
| Padat (<i>dense</i>) | 125 – 375 |
| Pasir jenuh (<i>saturated sand</i>): | |
| Lepas (<i>loose</i>) | 10 – 15 |
| Medium | 35 – 40 |
| Padat (<i>dense</i>) | 130 – 150 |
| Lempung (<i>clay</i>): | |
| Kaku (<i>stiff</i>) | 10 - 25 |
| Sangat kaku (<i>very stiff</i>) | 25 – 50 |
| Keras (<i>hard</i>) | > 50 |

(Sumber : Das (2011) *Principles of Foundation Engineering, SI Seventh Edition*)

Bowles (1984) memberikan nilai yang dapat digunakan sebagai panduan dan perbandingan apabila menggunakan persamaan pendekatan. Dengan perbandingan pada Tabel 2.2. sebagai berikut :

Tabel 2.2. Jangkauan nilai-nilai modulus reaksi tanah dasar k_s

| Tanah | $k_s \text{ kN/m}^3$ |
|-------------------------------|----------------------|
| Pasir lepas | 4800 - 16000 |
| Pasir padat sedang | 9600 - 80000 |
| Pasir padat | 64000 - 128000 |
| Pasir padat sedang berlempung | 32000 - 80000 |
| Pasir padat sedang berlanau | 24000 - 48000 |
| Tanah berlempung | |
| qu 200 kPa | 12000 - 24000 |
| 200 < qu 400 kPa | 24000 - 48000 |
| qu 800 kPa | > 48000 |

Sumber : Bowles (1988) *Analisa dan Desain Pondasi (terjemahan)*

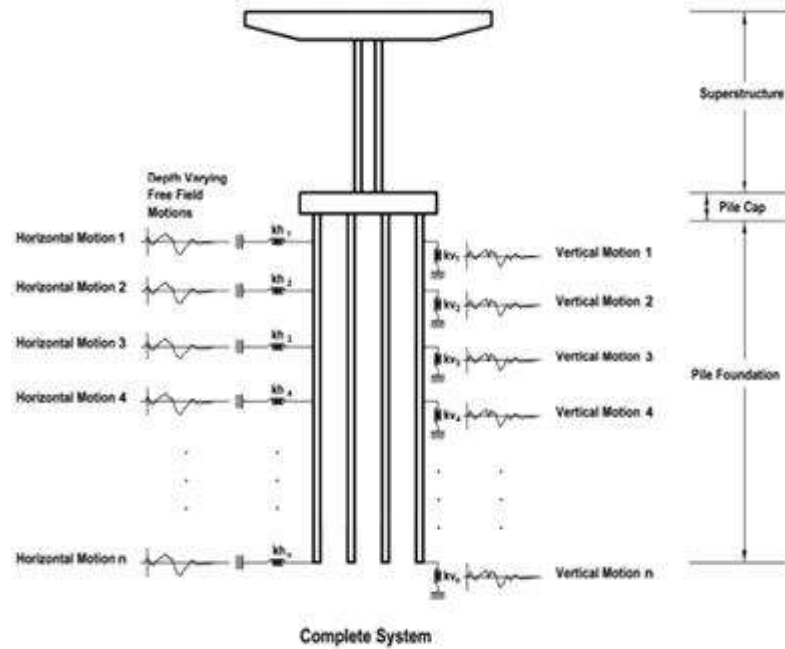
2.8. Interaksi Tanah-Struktur Dalam Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Pada ketentuan SNI 1726:2012 tidak mewajibkan penggunaan analisa SSI pada perencanaan bangunan tahan gempa. Pasal 13 SNI 1726:2012 hanya mengatur ketentuan-ketentuan yang wajib diikuti apabila pengaruh SSI diperhitungkan dalam analisa, itu pun terbatas bila pemodelan yang digunakan dalam analisa respons struktur tidak secara langsung menggabungkan efek fleksibilitas pondasi. Penggunaan ketentuan mengenai SSI dalam SNI 1726:2012 akan menurunkan nilai beban geser dasar, beban lateral, serta momen guling. Namun sebaliknya, perpindahan lateral yang terjadi akan semakin besar serta meningkatnya beban sekunder yang terkait dengan efek P-deltanya.

2.9. Konsep Menggunakan Metoda SSI

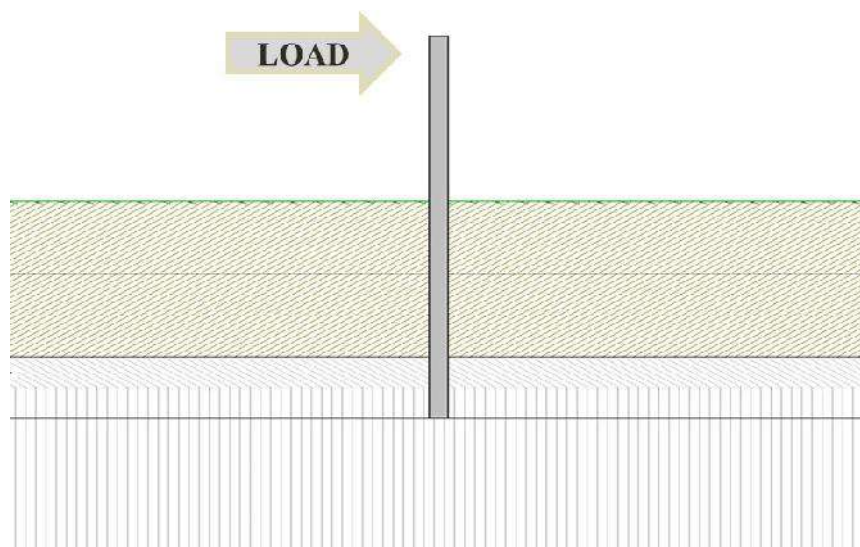
Konsep Perhitungan menggunakan metoda SSI adalah dengan menggantikan properti tanah menjadi elemen spring. Sehingga dalam satu analisa dapat dilakukan

secara bersamaan antara komponen struktur atas, struktur bawah dan tanah. Gambar 2.6 ilustrasi konsep metoda SSI sebagai berikut :



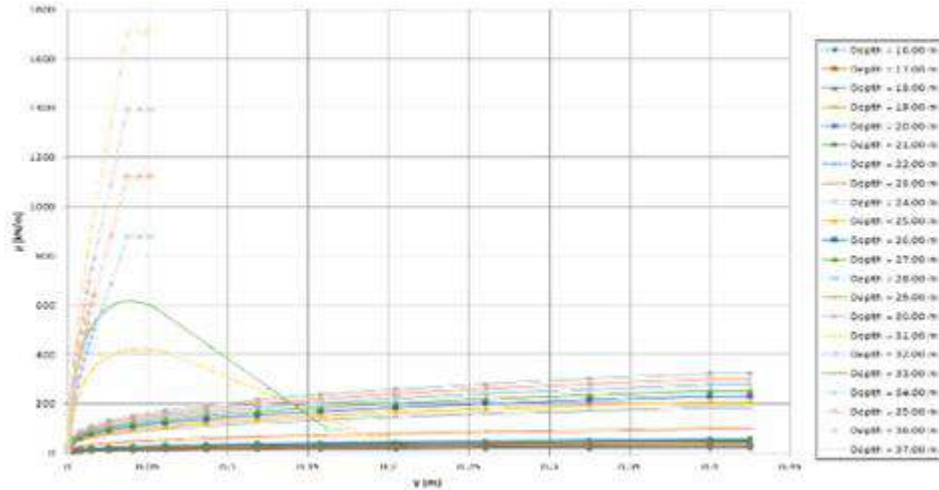
Gambar 2.6. Ilustrasi konsep metoda SSI

Untuk memperoleh besaran elemen spring diambil dari hasil analisa p-y curve tiang tunggal pada tiap interval kedalaman tertentu.



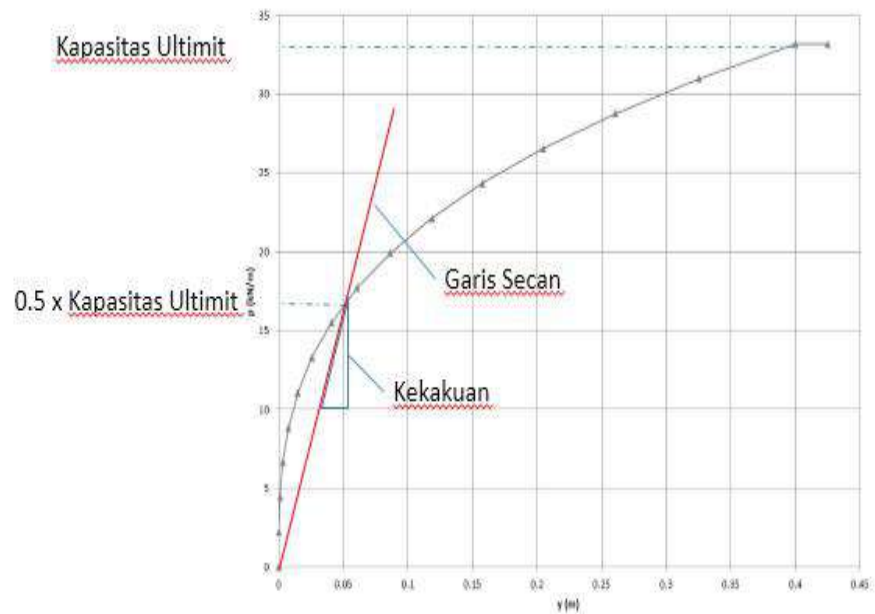
Gambar 2.7. Ilustrasi lapisan tanah pada metoda SSI

Dari besaran elemen spring yang diambil dari hasil penyelidikan tanah dengan analisa p-y maka akan didapatkan contoh hasil dari kurva seperti contoh berikut :



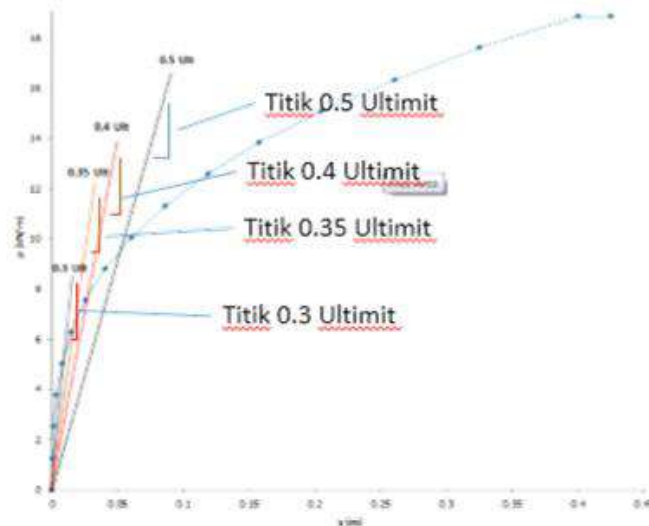
Gambar 2.8. Hasil p-y curve pada interval kedalaman 1m.

Langkah Selanjutnya melakukan linearisasi terhadap contoh hasil p-y curve pada masing-masing kedalaman tinjauan dengan cara menarik garis secan pada kondisi 50% kapasitas ultimit.



Gambar 2.9. Hasil p-y garis secan pada interval kedalaman 1m

Langkah yang sama dilakukan percobaan linearisasi dengan contoh nilai yang bervariasi untuk mendapatkan nilai kekakuan yang dianggap mewakili properti tanah pada saat analisa.

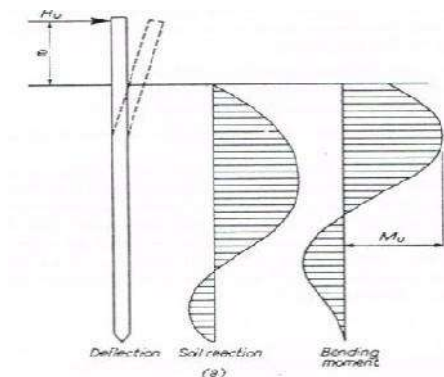


Gambar 2.10. Hasil p-y garis dengan nilai yang berbeda

2.10. Konsep Menggunakan Metoda Broms

Metode Broms Metode Broms (1964) dapat digunakan untuk menghitung defleksi lateral tiang yang berada pada lapisan tanah homogen dan murni berupa tanah kohesif (lempung jenuh, $\phi = 0$) atau granuler pasir, $c = 0$).

Menurut Broms tahanan tanah dianggap sama dengan nol di permukaan tanah sampai kedalaman 1,5 kali diameter tiang ($1,5d$) dan konstan sebesar $9c$ untuk kedalaman yang lebih besar dari $1,5d$.



Gambar 2.11. Mekanisme keruntuhan tiang pendek dan tiang panjang pada tiang ujung bebas dalam tanah kohesif

Dengan mengambil momen terhadap titik di mana momen pada tiang mencapai maksimum, dapat diperoleh. Momen maksimum dapat pula dinyatakan oleh persamaan :

$$\begin{aligned} M_{\text{mak}} &= H_u (e + 3d/2 + f) - \frac{1}{2} f (9Cudf) \\ &= H_u (e + 3d/2 + f) - \frac{1}{2} f H_u \\ &= H_u (e + 3d/2 + \frac{1}{2} f) \end{aligned}$$

a. Tiang dalam tanah granuler

Untuk tiang dalam tanah granuler ($c = 0$), Broms (1964) menganggap sebagai berikut :

1. Tekanan tanah aktif yang bekerja dibelakang tiang, diabaikan.
2. Distribusi tekanan tanah pasif disepanjang tiang bagian depan sama dengan 3 kali tekanan tanah pasif rankine.
3. Bentuk penampang tiang tidak berpengaruh terhadap tekanan tanah ultimit atau tahanan lateral ultimit.
4. Tahanan tanah lateral sepenuhnya termobilisasi pada gerakan tiang yang diperhitungkan.

Tahanan tanah ultimit (P_u) sama dengan 3 kali tekanan pasif rankine adalah di dasarkan pada bukti empiris yang diperoleh dari hasil pengamatan dan hitungan beban ultimit. Dengan anggapan tersebut distribusi tekanan tanah dapat dinyatakan oleh persamaan ;

$$P_u = 3 P_o \cdot K_p \dots\dots\dots (2.10)$$

Dimana :

P_o = tekanan pverburden efektif

$$K_p = (1 + \sin \delta') / (1 - \sin \delta') = \text{tg}^2(45^\circ + \delta'/2)$$

δ' = sudut gesek dalam efektif

b. Tiang ujung bebas

Dalam kasus tiang pendek tiang dianggap berotasi di dekat ujung bawah tiang. Tekanan yang terjadi ditempat dianggap dapat digantikan oleh gaya

terpusat yang bekerja pada ujung bawah tiang. Dengan mengambil momen terhadap ujung bawah.

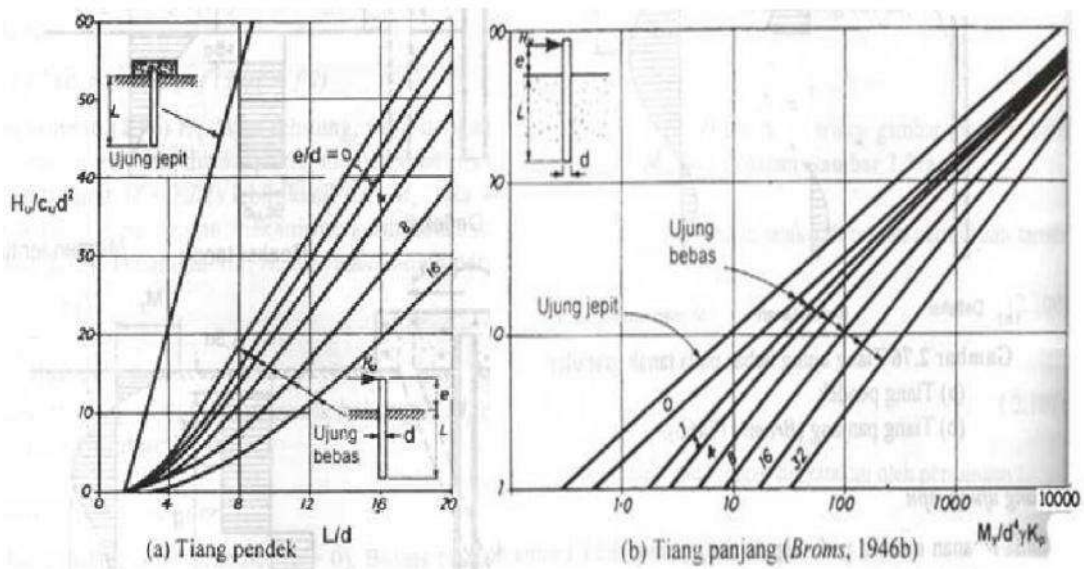
$$H_u = \frac{\left(\frac{1}{2}\right)\gamma d L^3 K_p}{e+L} \dots\dots\dots (2.11)$$

2.11. Defleksi Tiang Vertikal Dengan Metode Broms

Untuk tiang dalam tanah granuler (pasir, kerikil), defleksi tiang akibat beban lateral, dikaitkan dengan besaran tak berdimensi. Untuk tiang ujung bebas dan ujung jepit di anggap sebagai tiang panjang (tidak kaku), bila $L > 4$. Defleksi lateral tiang ujung bebas (Poulos dan Davis, 1980)

$$Y_o = \frac{2,4H}{(n_h)^{3/5}(E_p I_p)^{2/5}} + \frac{1,6H}{(n_h)^{2/5}(E_p I_p)^{3/5}} \dots\dots\dots (2.12)$$

Bila pada persamaan a, diperoleh H_u yang bila disubstitusikan ke persamaan b menghasilkan $M_{maks} > M_y$, maka tiang berkelakuan seperti tiang panjang. Besarnya H_u dapat dihitung dengan persamaan b dan c, yaitu dengan mengambil $M_{maks} = M_y$. Persamaan untuk menghitung H_u dalam tinjauan tiang panjang diplot dalam garfik hubungan $H_u/(K_p d^3)$ dan $M_y/(d^4 K_p)$, ditunjukkan pada gambar 2.12. dibawah ini.



Gambar 2.12. Grafik menghitung H_u dalam tanah kohesif

2.12. Bagian Struktur Jembatan

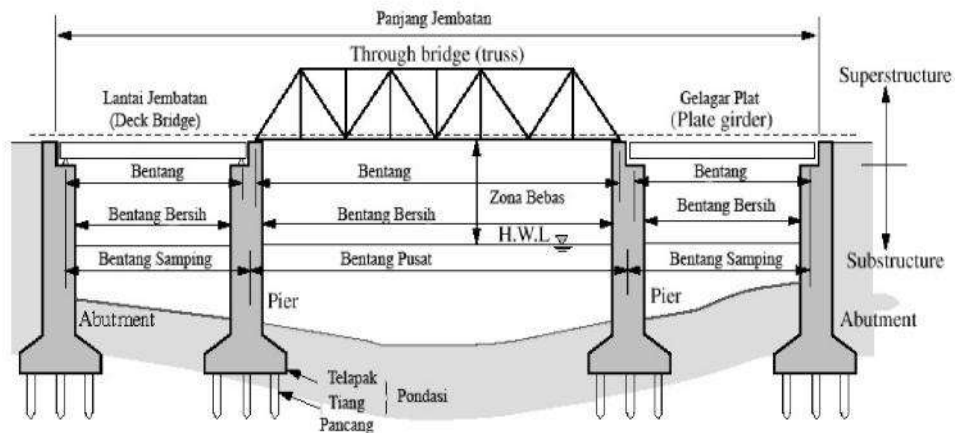
Pada elemen struktur jembatan ada dua bagian bangunan yaitu bagian atas (*super-structure*) dan bagian bawah (*sub-structure*). Dari dua bagian tersebut memiliki fungsi dan kegunaan dan penanganan masing-masing sebagai berikut :

1. Struktur Bangunan Atas Jembatan (*Super-Structure*)

Bagian ini merupakan struktur jembatan yang secara langsung menahan beban yang ditimbulkan oleh lalu lintas kendaraan, orang dan lain-lain dan selanjutnya disalurkan kepada bangunan bawah jembatan. Bangunan atas jembatan terdiri atas struktur utama, sistem lantai, sistem perletakan dan perlengkapan lainnya seperti bangunan pengaman jembatan. Struktur utama bangunan atas pada jembatan dapat berbentuk seperti : pelat, gelagar, sistem rangka, gantung, jembatan kabel (*cable stayed*) atau pelengkung.

2. Struktur Bangunan Bawah Jembatan (*Sub-Structure*)

Adalah bagian dari struktur jembatan yang terletak di sebelah bawah bangunan atas dengan fungsi untuk menerima serta memikul beban dari bangunan atas agar dapat disalurkan ke pondasi. Bangunan bawah dibagi menjadi 2 (dua) bagian yaitu kepala jembatan (*abutment*), pilar (*pier*) dan pondasi untuk kepala jembatan atau pilar. Struktur bangunan bawah perlu didesain khusus sesuai dengan jenis kekuatan tanah dasar dan elevasi jembatan. Sebagai ilustrasi dapat dilihat pada Gambar 2.13 dibawah ini.

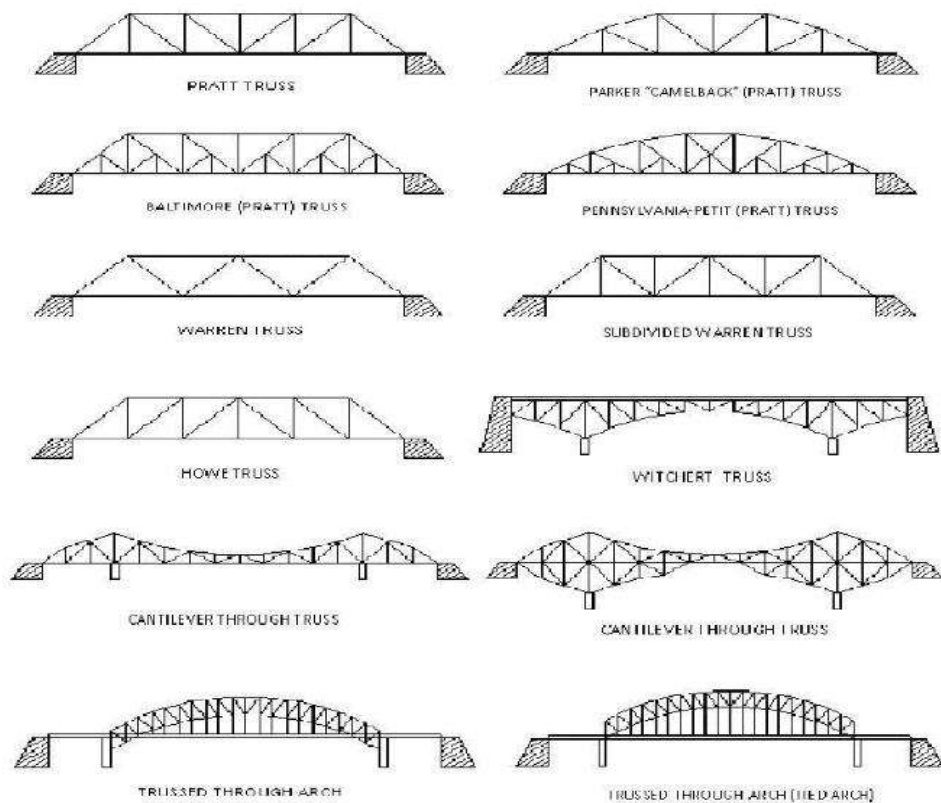


Gambar 2.13. Tipikal struktur jembatan

2.13. Jembatan Rangka Baja (*Truss Bridge*)

Menurut (Asiyanto 2008) salah satu tipe bentuk jenis jembatan adalah jembatan rangka baja. Jembatan rangka baja adalah struktur jembatan yang terdiri dari rangkaian batang – batang baja yang dihubungkan satu dengan yang lain. Beban atau muatan yang dipikul oleh struktur ini akan diuraikan dan disalurkan kepada batang – batang baja struktur tersebut, sebagai gaya tekan dan tarik, melalui titik – titik pertemuan batang (titik buhul). Garis netral tiap – tiap batang yang bertemu pada titik buhul harus saling berpotongan pada satu titik saja, untuk menghindari timbulnya momen sekunder.

Menurut (Satyarno, 2003) jembatan rangka dibuat dari struktur rangka yang biasanya terbuat dari bahan baja dan dibuat dengan menyambung beberapa batang dengan las atau baut yang membentuk pola-pola segitiga. Jembatan rangka biasanya digunakan untuk bentang 20 m sampai 375 m. Ada banyak tipe jembatan rangka yang dapat digunakan diantaranya sebagai berikut, seperti ditunjukkan pada Gambar 2.14.



Gambar 2.14. Tipe - tipe jembatan rangka

2.14. Standar Jembatan

Ditinjau dari volume lalu lintas maupun berat lalu lintas yang melewati jembatan tersebut, maka pihak Direktorat Jenderal Bina Marga (2007) menggolongkan jembatan atas tiga kelas, yaitu :

- a. Jembatan kelas A, lebar lantai jembatan 7,00 meter dan 2 x 1,00 meter sebagai trotoar dengan beban 100 % dari loading Sistem Bina Marga.
- b. Jembatan kelas B, lebar lantai jembatan 6,00 meter dan 2 x 0,50 meter sebagai trotoar dengan beban 70 % dari loading Sistem Bina Marga.
- c. Jembatan kelas C, lebar lantai jembatan 4,50 meter dan 2 x 0,25 meter sebagai trotoar dengan beban 50 % dari loading Sistem Bina Marga.

Berdasarkan klasifikasi di atas, maka jembatan yang penulis rencanakan termasuk ke dalam jembatan kelas A, dengan lebar lantai kendaraan 7,00 meter, lebar trotoar 2 x 1,00 meter. Pembebanan diambil 100 % dari Loading Sistem Bina Marga.

2.15. Baja konstruksi

Baja adalah salah satu dari bahan konstruksi yang paling penting. Sifat-sifatnya yang terutama dan penting dalam penggunaan konstruksi adalah kekuatannya yang tinggi, dibandingkan dengan bahan lain yang tersedia, dan sifat keliatannya.

Sifat mekanis baja struktural yang digunakan dalam perencanaan harus memenuhi persyaratan minimum tegangan putusnya, tegangan leleh, dan peregangan menurut RSNI T-03-2005 mengklasifikasikan mutu dari material baja menjadi 5 kelas mutu, dapat dilihat pada Tabel 2.3. sebagai berikut:

Tabel 2.3. Sifat mekanis baja struktural

| Jenis Baja | Tegangan putus Minimum, F_u (Mpa) | Tegangan leleh Minimum, F_y (Mpa) | Regangan Minimum (%) |
|------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| BJ 34 | 340 | 210 | 22 |
| BJ 37 | 370 | 240 | 20 |
| BJ 41 | 410 | 250 | 18 |
| BJ 50 | 500 | 290 | 16 |
| BJ 55 | 550 | 410 | 13 |

Sumber : RSNI T-03-2005

Sifat-sifat mekanis baja struktural lainnya untuk maksud perencanaan ditetapkan sebagai berikut:

| | | |
|---------------------|---|---------------------------------------|
| Modulus elastisitas | : | $E = 200.000 \text{ MPa}$ |
| Modulus geser | : | $G = 80.000 \text{ MPa}$ |
| Angka poisson | : | $\mu = 0,3$ |
| Koefisien pemuaian | : | $= 12 \times 10^{-6} \text{ per } 0C$ |

2.16. Pembebanan Pada Struktur Atas Jembatan

Struktur jembatan harus dirancang sesuai dengan peraturan-peraturan yang berlaku hingga saat ini. Perancangan dilakukan mengacu pada standarisasi perancangan struktur jembatan dan peraturan-peraturan guna mendapatkan hasil yang maksimal. Perencanaan pembebanan jalan raya dan jembatan didasarkan pada pedoman standar Pembebanan untuk jembatan menurut SNI 1725-2016.

Menurut SNI 1725:2016, secara umum beban yang dihitung untuk perencanaan jembatan terdiri dari dua jenis yaitu beban permanen dan beban transien.

2.16.1. Beban Permanen

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 (g). Percepatan gravitasi yang digunakan dalam standar ini adalah $9,81 \text{ m/detik}$.

Pengambilan kerapatan massa yang besar, aman untuk suatu keadaan batas akan tetapi tidak untuk keadaan yang lainnya. Untuk mengatasi hal tersebut dapat digunakan faktor beban terkurangi. Akan tetapi, apabila kerapatan massa diambil dari suatu jajaran nilai, dan nilai yang sebenarnya tidak bisa ditentukan dengan tepat, perencana harus memilih di antara nilai tersebut yang memberikan keadaan yang paling kritis.

Beban mati jembatan merupakan kumpulan berat setiap komponen struktural dan nonstruktural. Setiap komponen ini harus dianggap sebagai suatu kesatuan aksi yang tidak terpisahkan pada waktu menerapkan faktor beban normal dan faktor beban terkurangi. Perencana jembatan harus menggunakan keahliannya

di dalam menentukan komponen-komponen tersebut. Besarnya kerapatan massa dan berat isi untuk berbagai macam bahan diberikan dalam Tabel 2.4.

Tabel 2.4. Berat isi untuk beban mati

| No. | Bahan | Berat isi (kN/m ³) | Kerapatan massa (kg/m ³) |
|-----|----------------------------|--------------------------------|--------------------------------------|
| 1 | Lapisan permukaan beraspal | 22,0 | 2245 |
| 2 | Besi tuang | 71.0 | 7240 |
| 3 | Timbunan tanah dipadatkan | 17,2 | 1755 |
| 4 | Kerikil dipadatkan | 18,8-22,7 | 1920-2315 |
| 5 | Beton aspal | 22.,0 | 2245 |
| 6 | Beton ringan | 12,25-19,6 | 1250-2000 |
| 7 | Beton $f'c < 35$ Mpa | 22,0-25,0 | 2320 |
| | $35 < f'c < 105$ MPa | $22 + 0,022 f'c$ | $2240 + 2,29 f'c$ |
| 8 | Baja | 78,5 | 7850 |
| 9 | Kayu | 7,8 | 800 |
| 10 | Kayu keras | 11,0 | 1125 |

Sumber : SNI 1725:2016 (Tabel 2)

2.16.2. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri adalah berat bagian tersebut dan elemen-elemen struktural lain yang dipikulnya, termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen nonstruktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5. Faktor beban untuk diri sendiri

| Tipe beban | Faktor beban (s_{MS}) | | | |
|------------|---------------------------|------------------------------------|------------|------------------------------------|
| | Bahan | Keadaan batas layanan (s_{MS}) | | Keadaan batas ultimet (s_{MS}) |
| | | Biasa | Terkurangi | |
| Tetap | Baja | 1,00 | 1,10 | 0,90 |
| | Alumunium | 1,00 | 1,10 | 0,90 |
| | Beton precetak | 1,00 | 1,20 | 0,85 |
| | Beton dicor di tempat | 1,00 | 1,30 | 0,75 |
| | Kayu | 1,00 | 1,40 | 0,70 |

Sumber : SNI 1725:2016 (Tabel 3)

2.16.3. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Hal ini bisa dilakukan apabila ada pengawasan terhadap beban mati tambahan pada jembatan, sehingga tidak dilampaui selama umur jembatan. Dalam hal tertentu, nilai faktor beban mati tambahan yang berbeda dengan ketentuan pada Tabel 2.6 boleh digunakan dengan persetujuan instansi yang berwenang.

Tabel 2.6. Faktor beban untuk beban mati tambahan

| Tipe beban | Faktor beban (f_{MA}) | | | |
|------------|--------------------------------------|---------------------|--------------------------------------|------------|
| | Keadaan batas layanan (f_{MA}^s) | | Keadaan batas ultimet (f_{MA}^u) | |
| | Keadaan | | Biasa | Terkurangi |
| Tetap | Umum | 1,00 ⁽¹⁾ | 2,00 | 0,70 |
| | Khusus (terawasi) | 1,00 | 1,40 | 0,80 |

Catatan (1) : Faktor beban layanan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

Sumber : SNI 1725:2016 (Tabel 4)

2.16.4. Ketebalan Aspal Dan Beton Yang Diizinkan

Semua jembatan harus direncanakan untuk bisa memikul beban tambahan yang berupa aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali di kemudian hari kecuali ditentukan lain oleh instansi yang berwenang. Lapisan ini harus ditambahkan pada lapisan permukaan yang tercantum dalam gambar rencana.

2.16.5. Beban Transien

Beban transien merupakan beban yang bersifat tidak tetap, SNI 1725:2016 terdapat beberapa macam beban transien. Beban lalu lintas untuk perencanaan jembatan terdiri atas beban lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur "D" bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur "D" yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri. Beban truk "T" adalah satu kendaraan berat dengan 3 gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap gandar terdiri atas dua bidang kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan

berat. Hanya satu truk "T" diterapkan perlajur lalu lintas rencana. Secara umum, beban "D" akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang, sedangkan beban "T" digunakan untuk bentang pendek dan lantai kendaraan. Dalam keadaan tertentu beban "D" yang nilainya telah diturunkan atau dinaikkan dapat digunakan (lihat Pasal 8.5).

a. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis terpusat (BGT) dengan konfigurasi. Beban terbagi rata (BTR) ditempatkan sepanjang bentang jembatan, sedangkan beban garis terpusat ditempatkan pada tengah bentang untuk mendapatkan reaksi maksimum pada jembatan. Distribusi beban lajur dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal ini dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur “D” tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, kerb, dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai. Faktor beban lajur untuk perhitungan dapat dilihat pada Tabel 2.7

Tabel 2.7. Faktor beban untuk beban lajur “D”

| Tipe beban | Jembatan | Faktor beban (T_D) | |
|------------|------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| | | Keadaan batas layanan (S_{TD}) | Keadaan batas ultimet (U_{TD}) |
| Transien | Beton | 1,00 | 1,80 |
| | Boks Girder Baja | 1,00 | 2,00 |

Sumber : SNI 1725:2016 (Tabel 12)

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus arah lalu lintas sebesar 49,0 kN/m. Sedangkan beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas q kPa dengan besaran tergantung kondisi berikut.

$$\text{Jika } L \leq 30 \text{ m: } q = 9,0 \text{ kPa} \dots\dots\dots(2.13)$$

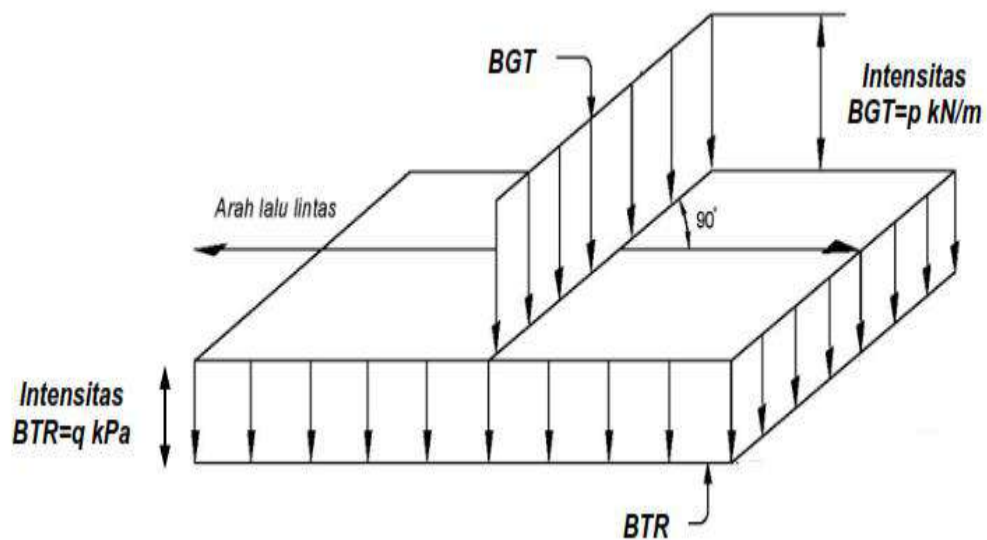
$$\text{Jika } L > 30 \text{ m: } q = 9,0 (0,5 + 15 \dots) \text{ kPa} \dots\dots\dots(2.14)$$

Dimana :

q = intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa) ($1 \text{ kPa} = 0,001 \text{ MPa} = 0,01 \text{ kg/cm}^2$)

L = panjang total jembatan yang terbebani (meter)

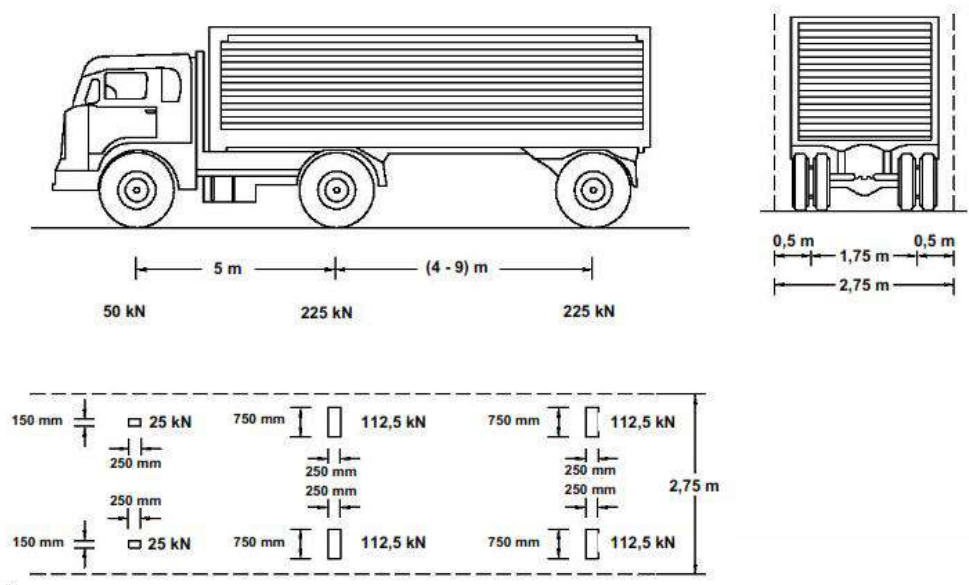
Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas $p \text{ kN/m}$ harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya. Beban lajur "D" dapat kita lihat pada Gambar 2.15.



Gambar 2.15. Beban lajur "D"

b. Beban Truk "T" (TT)

Beban truk "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D". Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Pembebanan truk "T" terdiri atas kendaraan truk semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat gandar seperti terlihat dalam Gambar 2.16.



Gambar 2.16. Pembebanan truk “T” (500 kN)

Berat dari tiap-tiap gandar disebarakan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 gandar tersebut bisa diubah-ubah dari 4,0 m sampai dengan 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. Adapun faktor beban untuk beban “T” seperti terlihat pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8. Faktor beban untuk beban “T”

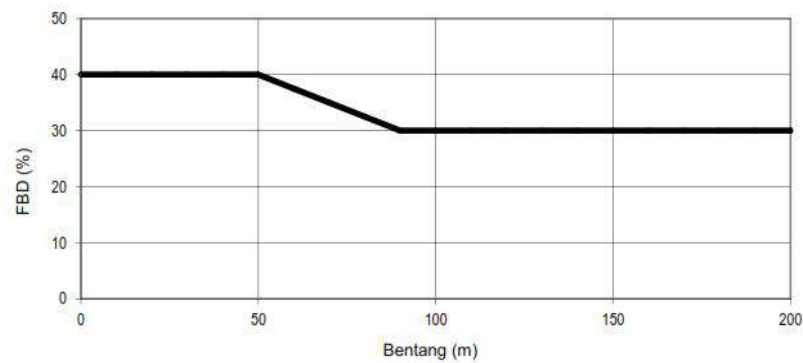
| Tipe Beban | Jembatan | Faktor Beban | |
|------------|------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| | | Keadaan batas layanan (s_{TT}) | Keadaan batas ultimet (U_{TT}) |
| Transien | Beton | 1,00 | 1,80 |
| | Boks Girder Baja | 1,00 | 2,00 |

Sumber : SNI 1725:2016 (Tabel 13)

c. Faktor Beban Dinamis (FBD)

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. Untuk perencanaan, FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen. Besar BGT dari pembebanan lajur “D” dan beban roda dari pembebanan truk “T” harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan. FBD ini diterapkan pada keadaan bebas dan daya layan dan batas ultimit.

Besarnya BGT dari pembebanan lajur "D" dan beban roda dari pembebanan truk "T" harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dengan jembatan dengan dikali FBD. Besarnya nilai tambah dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. FBD ini diterapkan pada keadaan batas daya layan dan batas ultimit. BTR dari pembebanan lajur "D" tidak dikali dengan FBD. Untuk pembebanan "D": FBD merupakan fungsi panjang bentang ekuivalen seperti tercantum dalam Gambar 2.17.



Gambar 2.17. Faktor beban dinamis untuk beban T untuk pembebanan lajur "D"

Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya. Untuk bentang menerus panjang bentang ekuivalen L_E diberikan dengan rumus :

$$L_E = L_{av} L_{max} \dots\dots\dots(2.15)$$

Dimana :

L_{av} adalah panjang bentang rata-rata dari kelompok yang disampungkan secara menerus

L_{max} adalah panjang maksimum dalam kelompok bentang yang disambungkan secara menerus

Untuk pembebanan truk "T", FBD diambil 30%. Nilai FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan yang berada di atas permukaan tanah. Untuk bagian bangunan bawah dan fondasi yang berada di bawah garis permukaan,

nilai FBD harus diambil sebagai peralihan linier dari nilai pada garis permukaan tanah sampai nol pada kedalaman 2 m. Untuk bangunan yang terkubur, seperti halnya gorong-gorong dan struktur baja-tanah, nilai FBD jangan diambil kurang dari 40% untuk kedalaman nol dan jangan kurang dari 10% untuk kedalaman 2 m. Untuk kedalaman antara bisa diinterpolasi linier. Nilai FBD yang digunakan untuk kedalaman yang dipilih harus diterapkan untuk bangunan seutuhnya.

d. Gaya Rem (TB)

Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Untuk jembatan yang dimasa depan akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya gaya rem. Faktor kepadatan lajur yang ditentukan pada pasal 8.4.3 berlaku untuk menghitung gaya rem. Gaya rem harus diambil yang terbesar dari :

- 25% dari berat gandar truk desain atau,
- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

e. Pembebanan untuk pejalan kaki (TP)

Semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan. Jika trotoar dapat dinaiki maka beban pejalan kaki tidak perlu dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan. Jika ada kemungkinan trotoar berubah fungsi di masa depan menjadi lajur kendaraan, maka beban hidup kendaraan harus diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam perencanaan komponen jembatan lainnya. Dalam hal ini, faktor beban dinamis tidak perlu dipertimbangkan.

f. Beban Angin

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.

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, Dengan tidak adanya data yang lebih tepat, tekanan angin rencana dalam MPa dapat ditetapkan dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \dots\dots\dots(2.16)$$

Dimana:

PD = tekanan angin rencana,

PB = tekanan angin dasar seperti yang di tentukan pada tabel 2.16,

VDZ = kecepatan angin rencana pada elevasi rencana, Z (km/jam),

VB = kecepatan angin rencana, yaitu 90 hingga 126 km/jam pada elevasi 1000 mm

Gaya total beban angin tidak boleh diambil kurang dari 4,4 kN/mm pada bidang tekan dan 2,2 kN/mm pada bidang hisap pada struktur rangka dan pelengkung, serta tidak kurang dari 4,4 kN/mm pada balok atau gelagar. Tekanan angin dasar dapat di lihat pada Tabel 2.9.

Tabel 2.9. Tegangan angin dasar

| Komponen Bangunan Atas | Angin Tekan (Mpa) | Angin Hisap (Mpa) |
|-------------------------------|-------------------|-------------------|
| Rangka, kolom, dan pelengkung | 0,0024 | 0,0012 |
| Balok | 0,0024 | N/A |
| Permukaan datar | 0,0019 | N/A |

Sumber : SNI 1725:2016 (Tabel 29)

g. Beban Angin, Gaya Angin Pada Kendaraan (EWI)

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan sebesar 1,46 N/mm. Tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan. Arah sudut angin serang ditentukan tegak lurus terhadap arah permukaan kendaraan yang terdapat pada Tabel 2.10. berikut.

Tabel 2.10. Komponen beban angin yang bekerja pada kendaraan

| Sudut | Komponen Tegak Lurus | Komponen Sejajar |
|-------|----------------------|------------------|
| 0 | 1,46 | 0,00 |
| 15 | 1,28 | 0,18 |
| 30 | 1,20 | 0,35 |
| 45 | 0,96 | 0,47 |
| 60 | 0,50 | 0,55 |

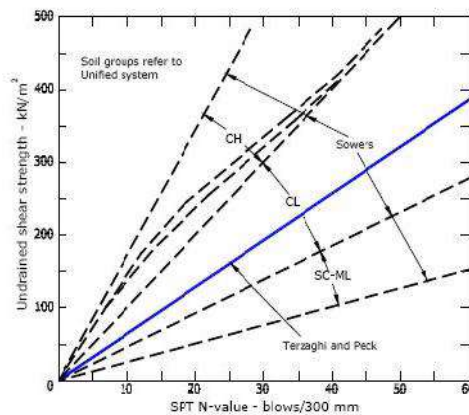
Sumber : SNI 1725:2016 (Tabel 31)

2.17. Parameter Tanah

Parameter tanah merupakan faktor yang sangat penting di dalam analisa geoteknik. Parameter tanah tersebut berupa berat volume, kuat geser, sudut geser dalam, dan kekakuan tanah.

2.17.1. Korelasi c_u (*Undrained Shear Strength*)

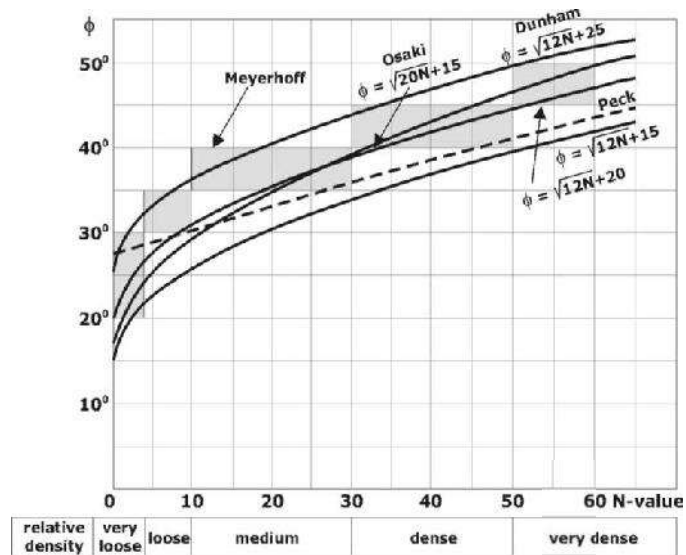
Kuat geser tanah lempung dalam kondisi *undrained* dapat dikorelasikan dengan nilai N-SPT hasil uji lapangan. Terzaghi bersama beberapa peneliti lain mengeluarkan hubungan antara c_u dan N-SPT sebagai berikut.



Gambar 2.18. N-SPT vs. c_u (Terzaghi et al.)

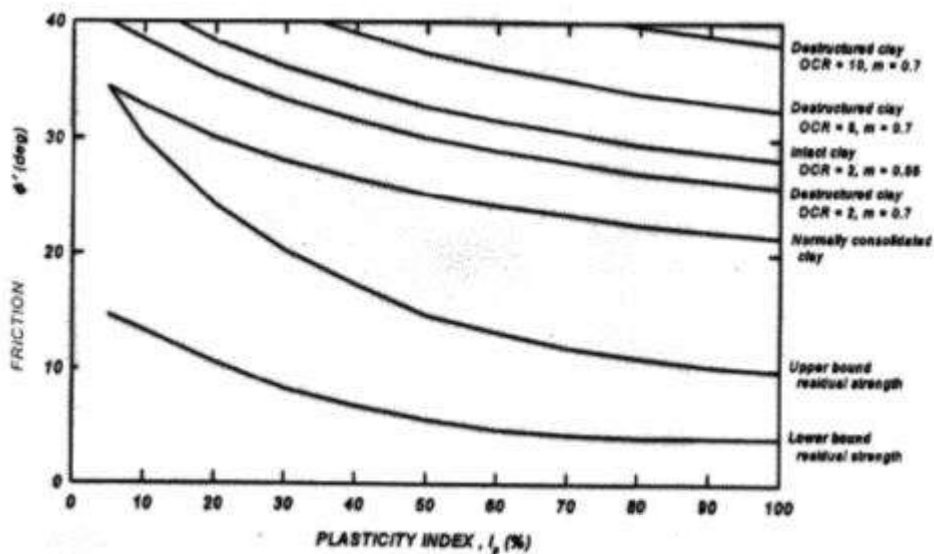
2.17.2 Korelasi Sudut Geser (ϕ)

Peck (1996) memberikan persamaan dan grafik korelasi antara nilai N-SPT dengan sudut geser dalam (ϕ) untuk tanah pasir. Grafik dan persamaan korelasi dapat dilihat pada gambar sebagai berikut.



Gambar 2.19. N-SPT vs. Sudut Geser Dalam (ϕ) (Peck, 1996)

FHWA RD-97-130 memberikan grafik hubungan antara sudut geser dalam efektif (ϕ') dengan indeks plastisitas (PI) sebagai berikut.



Gambar 2.20. PI vs. Sudut Geser Dalam Efektif (ϕ') (FHWA RD-97-130)

2.18. Desain Pondasi Dalam

Pondasi merupakan bagian dari struktur yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari bangunan-bangunan teknik sipil yang berada di atasnya langsung kepada tanah keras. Ada beberapa kondisi yang menjadi pertimbangan khusus atas pemilihan pondasi dalam :

1. Apabila tanah untuk menopang beban dari struktur bangunan di atasnya terlalu lemah, sehingga digunakan pondasi dalam untuk mentransfer beban langsung kepada lapisan tanah keras yang terletak jauh di bawah permukaan tanah.
2. Apabila tidak ditemukan lapisan tanah keras, sehingga untuk menahan beban struktur pondasi dalam dapat diandalkan berdasarkan gaya friksi yang dihasilkan antara tanah dan pondasi tersebut.
3. Pondasi dalam juga maksimal menahan beban lateral dan momen yang dihasilkan oleh struktur yang didukungnya, karena pondasi dapat mengimbangi beban lateral yang dihasilkan struktur bangunan dengan kekuatan tahanan yang dihasilkan oleh tanah dan pondasi itu sendiri.
4. Pondasi sangat cocok pada kondisi tanah yang mudah mengalami kembang susut, pada umumnya tanah yang mudah mengalami kembang dan susut terletak pada kedalaman yang jauh dari permukaan tanah. Pondasi dalam dikatakan cocok untuk mengatasi masalah ini, karena pondasi dalam dapat melebihi panjang dari lapisan tanah yang mudah mengalami kembang susut tersebut.
5. Pondasi untuk beberapa struktur seperti tower transmisi, pondasi untuk struktur *offshore* berada di bawah permukaan air, sehingga kemungkinan terjadinya gaya angkat sangat besar. Pondasi dalam pada kondisi ini digunakan agar dapat meminimalisir gaya angkat yang dihasilkan.

2.19. Kapasitas Aksial Tiang Tunggal

Apabila lapisan tanah permukaan terlalu lunak untuk mendukung beban maka diperlukan pondasi dalam untuk meneruskan beban dari atas ke lapisan tanah keras (*bedrock*) di ujung bawah pondasi (*end bearing piles*) dan menyalurkan beban ke lapisan tanah di sisi-sisinya (*friction piles*).

Daya dukung ultimit aksial tiang tunggal secara umum terdiri dari dua penyusun, yaitu tahanan friksi yang bekerja pada selimut tiang dari interaksi antara tanah dengan permukaan selimut tiang dan tahanan ujung tiang yang berasal dari tanah di bawah dasar tiang.

$$Q_{u(\text{unplugged})} = Q_s(\text{dalam}) + Q_s(\text{luar}) + Q_p = Q_u \text{ pipa baja terbuka}$$

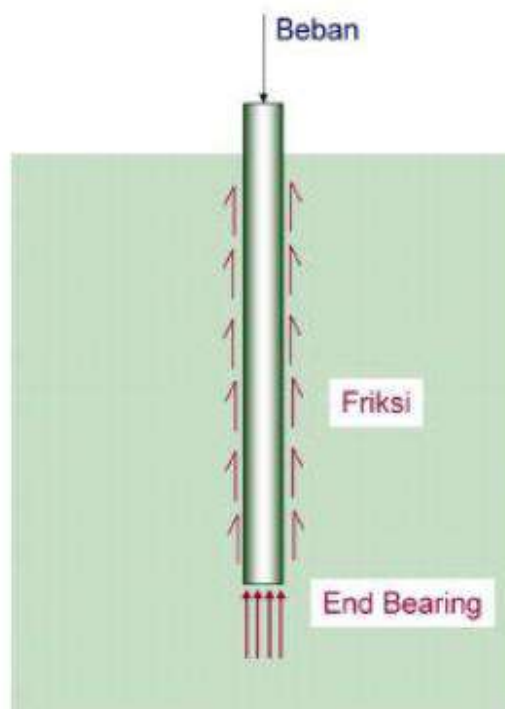
$$Q_{u(\text{plugged})} = Q_s(\text{luar}) + Q_p = Q_u \text{ pipa baja tertutup}$$

dengan :

Q_u : Daya dukung ultimit tiang tunggal

Q_s : Tahanan friksi

Q_p : Tahanan ujung



Gambar 2.21. Ilustrasi daya dukung tiang.

Daya dukung aksial dari suatu tiang sangat bergantung pada lapisan tanah yang terdapat pada suatu lokasi dan dimensi/bentuk dari pondasi yang digunakan. Selain itu, kondisi pembebanan juga sangat menentukan, sebagai contoh kondisi pembebanan gravitasi, kondisi muka air banjir, kondisi gempa kuat, dan

sebagainya. Oleh karena itu, pendefinisian kondisi-kondisi eksisting maupun prediksi kondisi yang akan diterima oleh sistem struktur harus dilakukan untuk mengantisipasi kegagalan struktur.

Metode perhitungan daya dukung ultimit aksial tiang tunggal dibagi menjadi dua, yaitu perhitungan daya dukung ujung tiang dan daya dukung selimut tiang dengan data input perhitungan diperoleh dari pengujian investigasi tanah, baik dari lapangan maupun dari laboratorium. Setelah daya dukung ultimit didapatkan, maka suatu faktor pembagi atau faktor keamanan digunakan untuk mendapatkan daya dukung ijin. Faktor keamanan tersebut juga dipakai sebagai patokan apakah pondasi yang didesain mampu menahan beban yang dikenakan.

2.20. Daya Dukung Ujung Tiang

Secara garis besar, tahanan ujung tiang untuk lapisan tanah $c - \phi$ dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$Q_p = A_p (c N_c + q' N_q + \gamma D N_\gamma) \dots\dots\dots(2.17)$$

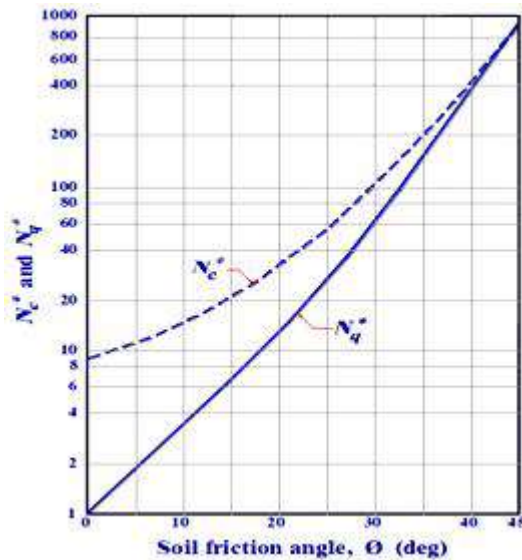
dengan:

- Q_p : Kapasitas ujung ultimit tiang
- A_p : Luas ujung tiang
- c : Kohesi pada lapisan tanah tempat ujung tiang tertanam
- q' : Tekanan vertikal efektif pada ujung tiang
- γ : Berat volume tanah
- D : Diameter tiang
- N_c, N_q, N_γ : Faktor - faktor daya dukung pondasi

Karena diameter tiang (D) relative kecil, maka faktor, dapat tidak diperhitungkan dan tidak akan menyebabkan kesalahan yang cukup signifikan, maka persamaan yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

$$Q_p = A_p (c N_c + q' N_q) \dots\dots\dots(2.18)$$

Persamaan di atas merupakan persamaan yang dirumuskan oleh Meyerhof (1976). Nilai $c - \phi$ dapat diketahui melalui hasil tes laboratorium dan korelasi empiris. Sementara nilai N_c dan N_q dapat disubstitusikan ke dalam persamaan di atas berdasarkan hasil plot nilai ϕ pada gambar grafik di bawah ini:



Gambar 2.22. Penentuan sudut geser

2.21. Tanah Lempung

Tiang Pancang untuk tanah kohesif, tahanan ujung tiang dapat dihitung dengan mengasumsikan nilai $\phi = 0$. Jika dimasukkan 2-2 akan diperoleh nilai $N_c = 9$ dan $N_q = 0$. Sehingga akan membentuk persamaan sebagai berikut:

$$Q_p = A_p (c N_c + q' N_q)$$

$$Q_p = A_p [c(9) + q'(0)]$$

$$Q_p = A_p \cdot c_u \cdot 9$$

dengan:

Q_p : Kapasitas ujung ultimit tiang

A : Luas ujung tiang

c_u : Nilai *undrained shear strength* tanah pada ujung tiang

2.22. Tanah Pasir

Tiang pancang perhitungan daya dukung ujung tiang pancang pada tanah pasiran dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan berikut:

$$Q_p = \dagger' N_q A_p \dots\dots\dots(2.19)$$

dengan:

- \dagger' :tegangannya *overburden* efektif
- N_q :faktor daya dukung
- A_p :luas ujung tiang

2.23. Daya Dukung Selimut Tiang

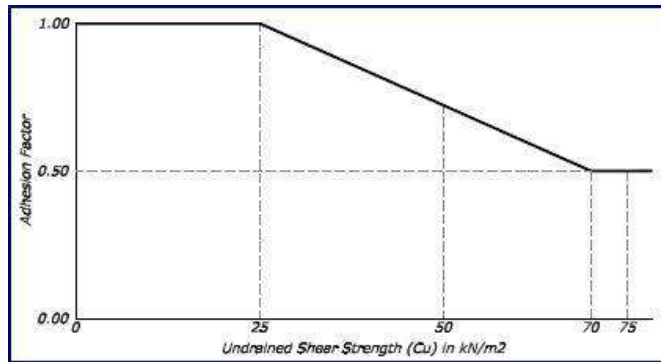
Tahanan geser selimut tiang akan berbeda untuk tiap lapisan tanah. Perhitungannya pun akan berbeda untuk lapisan tanah pada *cohesive soil* dan *cohesionless soil*. Berikut ini merupakan perhitungan mencari nilai tahanan geser selimut pada berbagai lapisan tanah.

2.24. Tanah Lempung Menentukan Tahanan Geser

Tiang pancang metoda Alpha untuk menentukan unit tahanan geser selimut tiang, baik tiang pancang dan tiang bor pada tanah lempung dapat direpresentasikan dengan menggunakan rumus.

$$f = \alpha c_u \dots\dots\dots(2.20)$$

Dimana (α) merupakan faktor adhesi antara tanah dan tiang dan c_u merupakan kohesi *undrained*. Nilai dari (α) untuk pondasi tiang dapat ditentukan dari beberapa referensi.



Gambar 2.23. Penentuan berdasarkan API Metode 2, 1987

Sehingga dapat disimpulkan bahwa tahanan geser selimut tiang yang merupakan kontribusi dari kohesi tanah adalah:

$$Q_s = \alpha \times c_u \times l_i \times p$$

Dimana :

- α : faktor adhesi
- c_u : kohesi *undrained*
- l_i : panjang lapisan tanah
- p : keliling tiang

Nilai α yang dipakai adalah 0.55 (Reese and Wright, 1988)

2.25. Tanah Pasir Menentukan Tahanan Selimut

Tiang pancang perhitungan tahanan selimut tiang pancang pada tanah pasiran dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan berikut:

$$Q_s = (K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi) l_i \times p \dots\dots\dots(2.21)$$

Dimana :

- K : koefisien tanah lateral
= 1.0 (*full displacement piles*)
- σ'_v : tegangan *overburden* efektif
- ϕ : sudut gesekan antara tiang dengan tanah an :
tiang beton = $3/4 \phi$ (Simons and Menzies, 1977)
- l_i : panjang lapisan tanah
- p : keliling tiang

2.26. Beban Gempa

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. 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 respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respons dengan formulasi sebagai berikut :

$$E_q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \dots\dots\dots(2.22)$$

Dimana :

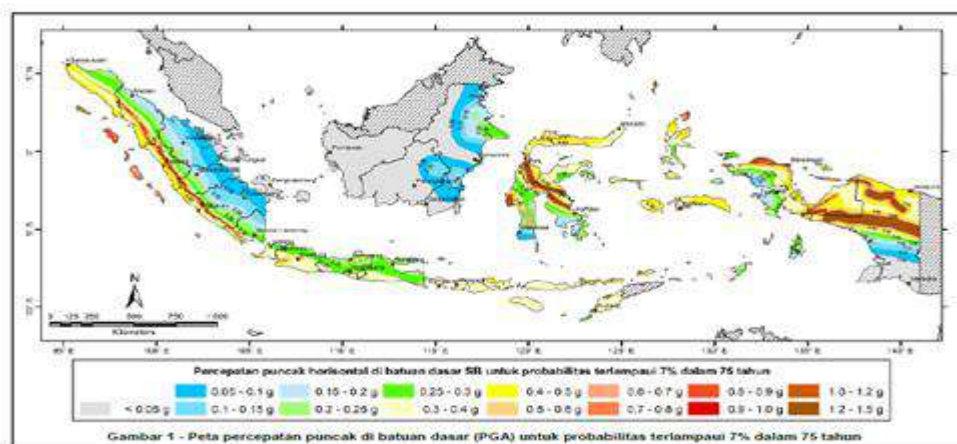
E_q adalah gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} adalah koefisien respons gempa elastis

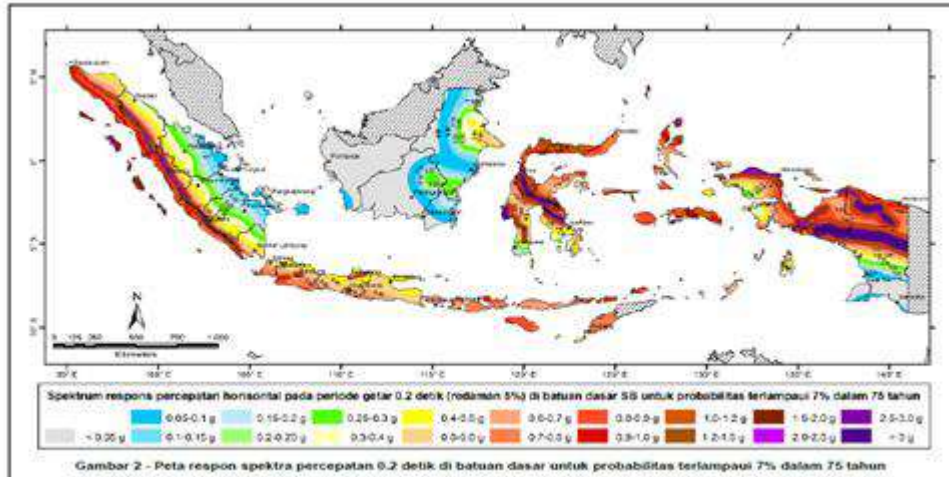
R_d adalah faktor modifikasi respons

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

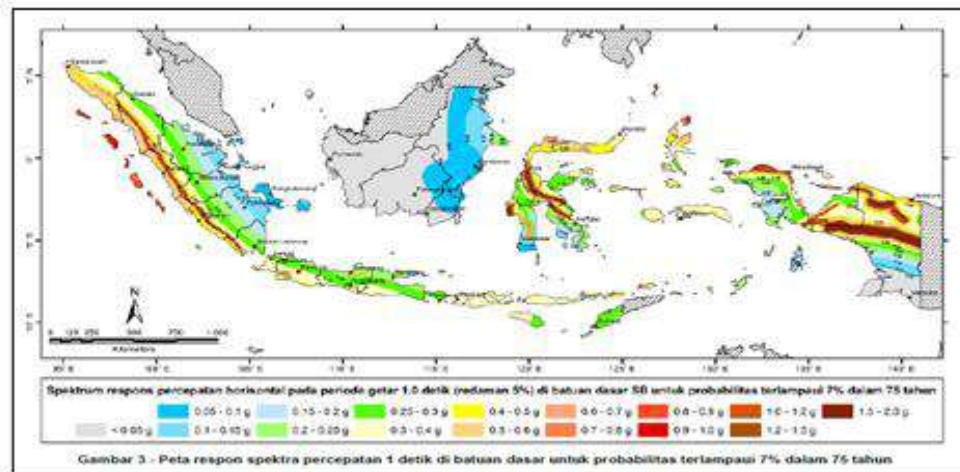
Pembebanan gempa mengikuti SNI perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan, SNI 2833:2016, dengan probabilitas terlampaui 7% dalam waktu 75 tahun. Dapat dilihat pada peta zonasi gempa Indonesia sebagai berikut :



Gambar 2.24. Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun



Gambar 2.25. Peta respons spektra percepatan 0,2 detik dibantu dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun



Gambar 2.26. Peta respons spektra percepatan 1 detik dibantu dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

2.27. Kombinasi beban pada jembatan (SNI 1725-2016)

SNI 1725:2016, faktor beban untuk setiap pembebanan dan kombinasi pembebanan harus diambil seperti yang ditentukan pada Tabel 2.21. Setiap kombinasi pembebanan bertujuan untuk memperhitungkan gaya-gaya yang timbul akibat kondisi tertentu, kombinasi pembebanan beserta penjelasan kondisinya adalah sebagai berikut :

Kuat I = Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa

memperhitungkan beban angin. Pada keadaan batas ini, semua gay nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.

- Kuat II** = Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.
- Kuat III** = Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Kuat IV** = Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.
- Kuat V** = Kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Ekstrem I** = Kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup EQ yang memperhitungkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.
- Ekstrem II** = Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi antara beban hidup terkurangi dengan beban yang timbul akibat tumbukan kapal, tumbukan kendaraan, banjir, atau beban hidrolika lainnya, kecuali untuk kasus pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC). Kasus pembebanan akibat banjir tidak boleh dikombinasikan dengan beban akibat tumbukan kendaraan dan tumbukan kapal.
- Layan I** = Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
- Layan II** = Kombinasi pembebanan yang ditujukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.

- Layan III** = Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.
- Layan IV** = Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.
- Fatik** = Kombinasi pembebanan fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

Jika tidak ada hal yang bisa menyebabkan perubahan nilai, maka SE dapat diambil sebesar 1,0. Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan penurunan fondasi juga harus SE memperhitungkan kondisi bila penurunan tidak terjadi. Untuk jembatan yang dibangun secara segmental, maka kombinasi pembebanan sebagai berikut harus diselidiki pada keadaan batas daya layan yaitu kombinasi antara beban mati (MS), beban mati tambahan (MA), tekanan tanah (TA), beban arus dan hanyutan (EU), susut (SH), gaya akibat pelaksanaan (PL), dan prategang (PR). Kombinasi beban dan faktor beban SNI 1725:2016 dapat dilihat pada tabel 2.11, sebagai berikut :

Tabel 2.11. Kombinasi beban dan faktor beban

| <i>Keadaan Batas</i> | <i>MA MS TA PR PL SH</i> | <i>TT TD TB TR TP</i> | <i>EU</i> | <i>EW_S</i> | <i>EW_L</i> | <i>BF</i> | <i>EU_n</i> | <i>TG</i> | <i>ES</i> | <i>Gunakan salah satu</i> | | |
|----------------------|--|---------------------------------------|-----------|-----------------------|-----------------------|-----------|-----------------------|---------------|-----------|---------------------------|-----------|-----------|
| | | | | | | | | | | <i>EQ</i> | <i>TC</i> | <i>TV</i> |
| Kuat I | | 1,8 | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | $\frac{T}{G}$ | <i>TG</i> | - | - | - |
| Kuat II | | 1,4 | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | $\frac{T}{G}$ | <i>TG</i> | - | - | - |
| Kuat III | | - | 1,00 | 1,40 | - | 1,00 | 0,50/1,20 | <i>TG</i> | <i>TG</i> | - | - | - |
| Kuat IV | | - | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | - | - | - | - | - |
| Kuat V | | - | 1,00 | 0,40 | 1,00 | 1,00 | 0,50/1,20 | $\frac{T}{G}$ | <i>TG</i> | - | - | - |
| Ekstrem I | | $\frac{E}{G}$ | 1,00 | - | - | 1,00 | - | - | - | 1,00 | - | - |
| Ekstrem II | | 0,50 | 1,00 | - | - | 1,00 | - | - | - | - | 1,00 | 1,00 |
| Daya layan I | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,30 | 1,00 | 1,00 | 1,00/1,20 | <i>T</i> | <i>TG</i> | - | - | - |
| Daya layan II | 1,00 | 1,30 | 1,00 | - | - | 1,00 | 1,00/1,20 | - | - | - | - | - |
| Daya layan III | 1,00 | 0,80 | 1,00 | - | - | 1,00 | 1,00/1,20 | <i>T</i> | <i>TG</i> | - | - | - |
| Daya layan IV | 1,00 | - | 1,00 | 0,70 | - | 1,00 | 1,00/1,20 | - | 1,00 | - | - | - |
| Fatik (TD dan TR) | - | 0,75 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Catatan: - *p* dapat berupa *MS, MA, TA, PR, PL, SH* tergantung beban yang ditinjau

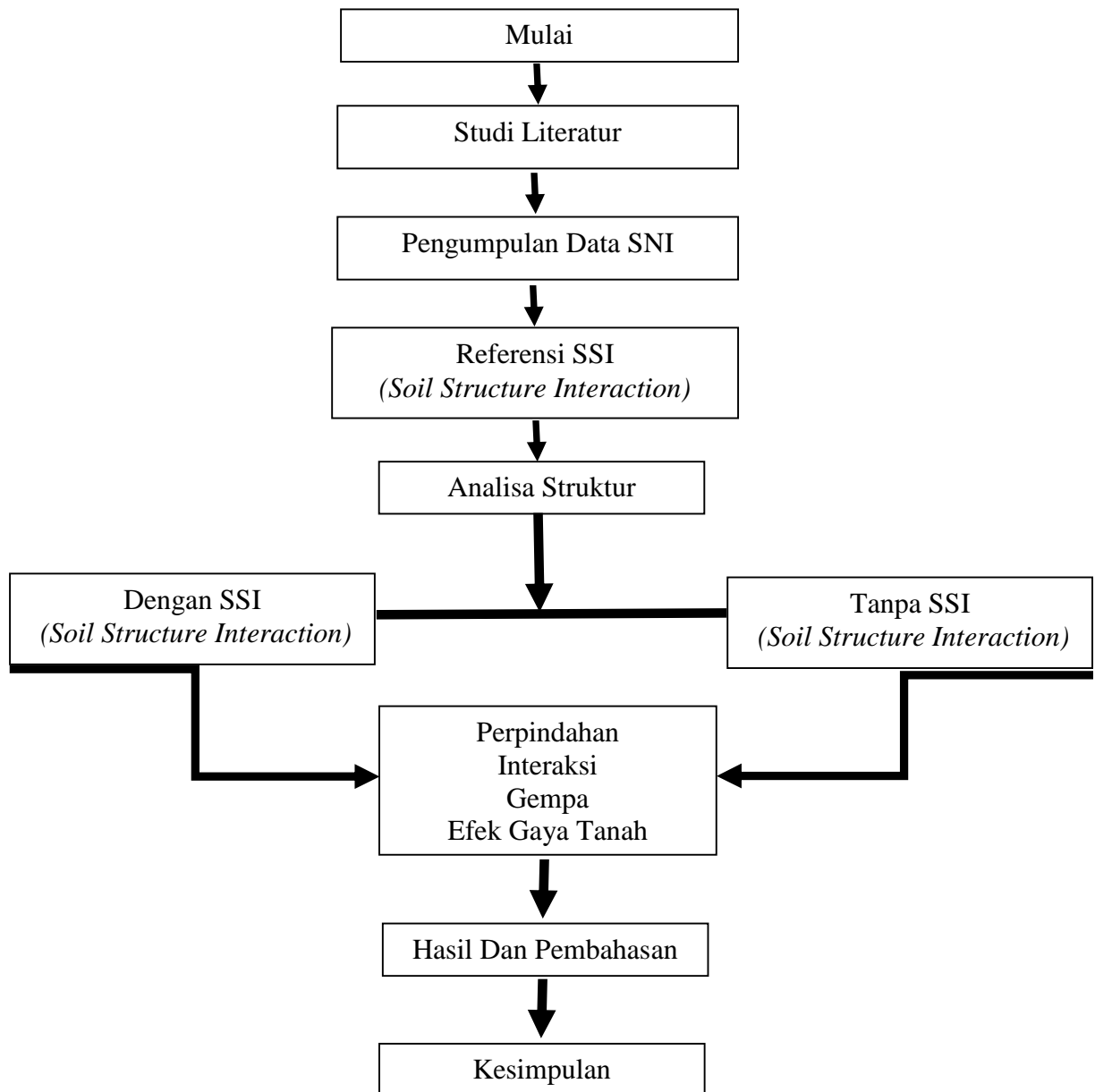
- *EQ* adalah faktor beban hidup kondisi gempa

Sumber : SNI 1725:2016 (Tabel 1)

BAB 3 METODOLOGI PENELITIAN

3.1. Bagan Alur Penelitian

Adapun pelaksanaan penelitian ini dapat di sampaikan dalam bentuk bagan alur yang dapat dilihat pada Gambar 3.1. sebagai berikut :



Gambar 3.1 Diagram alur pengerjaan tugas akhir

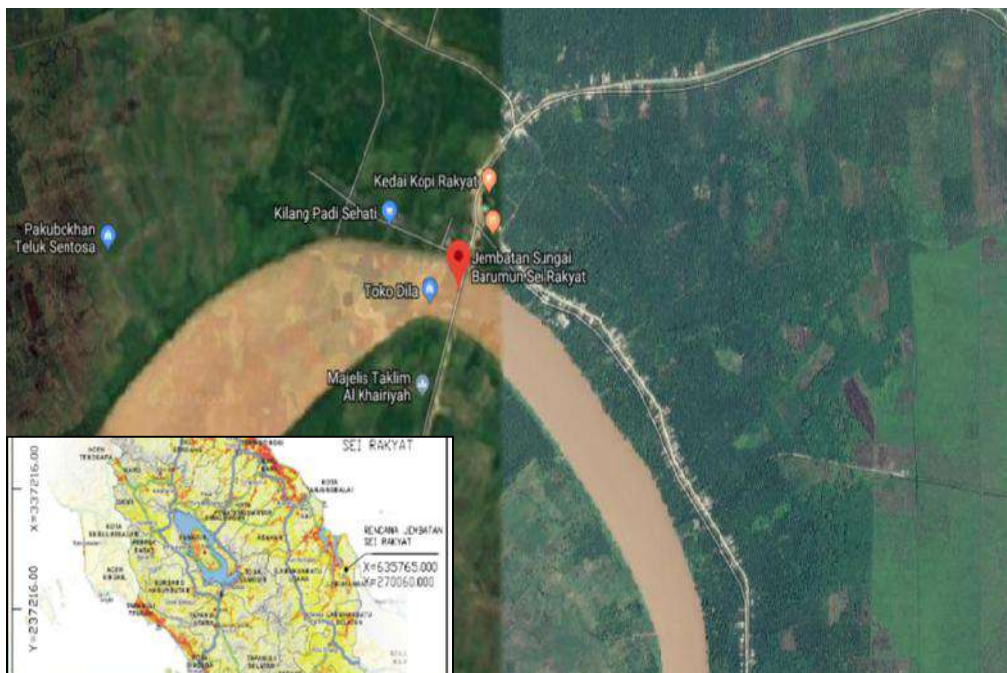
3.2. Studi Literatur

Studi dilakukan terhadap pada proyek Perencanaan Pembangunan Jembatan Sei Rakyat di Kab. Labuhan Batu. Jenis jembatan yang dimodelkan dengan acuan “gambar standar rangka baja atas jembatan kelas A dan B (No.07/BM/2005)”, jembatan beton. Dengan data jembatan sebagai berikut :

1. Panjang bentang = 262 m
 - 180 m rangka baja,
 - 82 m beton
2. Lebar jembatan = 9 m
3. Lebar lantai kendaraan = 2 x 3,5 m
4. Lebar trotoar = 2 x 1 m
5. Tipe jembatan rangka = A

3.2.1. Lokasi Perencanaan

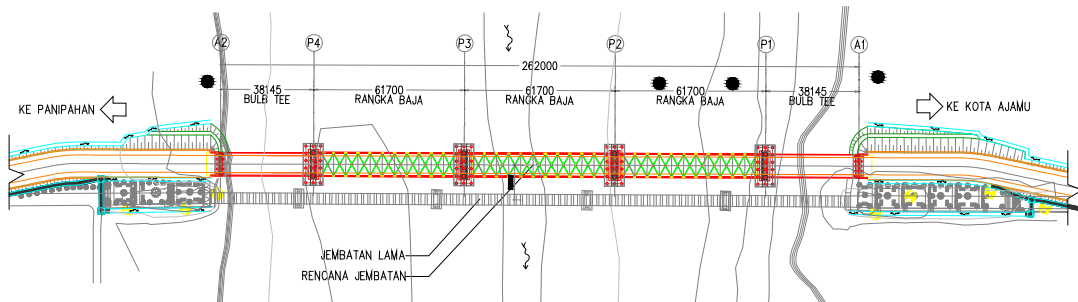
Lokasi Perencanaan Pembangunan Jembatan Sei Rakyat berada pada ruas jalan provinsi Tanjung Sarang Elang (Simpang Ajamu) - Simpang Labuhan Bilik di Kab. Labuhan Batu Sumatera Utara Indonesia.



Gambar 3.2. Peta lokasi jembatan

3.2.2. Layout Perencanaan

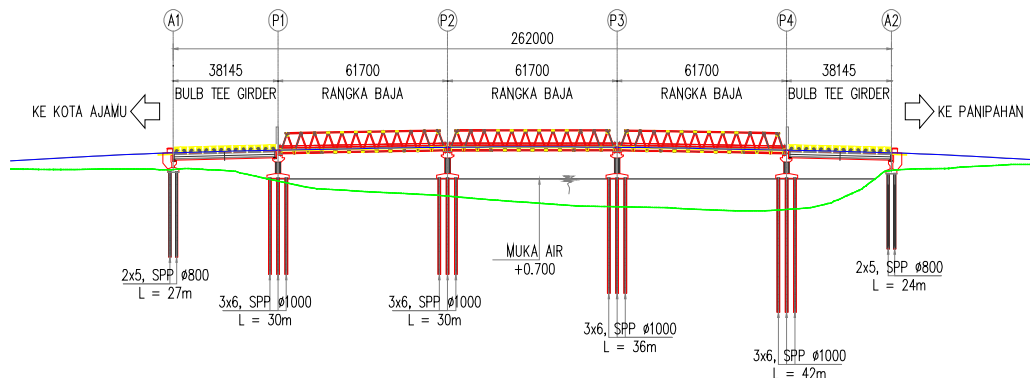
Pada perencanaan pembangunan jembatan Sei Rakyat pada ruas jalan provinsi Tanjung Sarang Elang (Simpang Ajamu) - Simpang Labuhan Bilik di Kab. Labuhan Batu, tipe jembatan yang digunakan adalah kombinasi dari rangka baja dan *bulb tee girder*, dengan 2 *abutment*, 4 *pier*, dan panjang jembatan yang akan dibangun 262m. Layout dapat dilihat pada Gambar 3.3 sebagai berikut :



Gambar 3.3. Layout perencanaan jembatan Sei Rakyat

3.2.3. Penampang Rencana Jembatan

Penampang rencana pada perencanaan pembangunan jembatan Sei Rakyat, pada bagian pondasi *abutment* dan *pier* menggunakan tiang pancang dengan kedalaman dari 24m sampai dengan 42 meter, dan rencana pembangunan jembatan dari permukaan air sekitar 8,5 meter, dapat dilihat pada gambar 3.4 sebagai berikut:

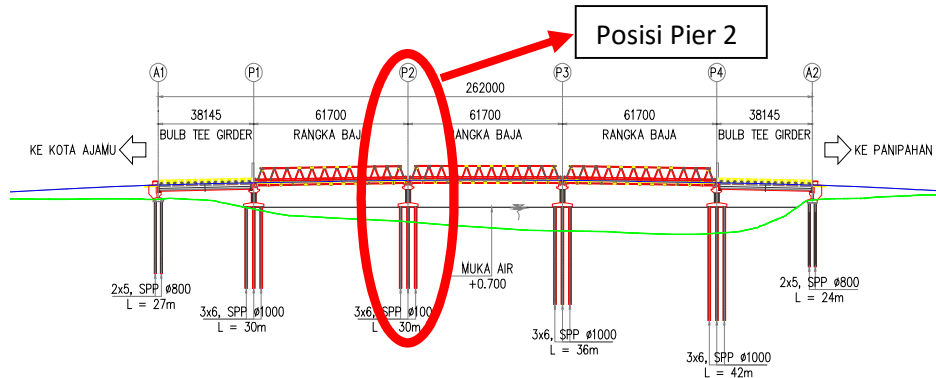


Gambar 3.4. Penampang perencanaan jembatan Sei Rakyat

Untuk gambar dan data perencanaan bisa dilihat dilampiran.

3.3. Perencanaan Pile Cap Pier 2

Pada perencanaan jembatan Sei Rakyat posisi tiang *pier 2* dengan *pile cap* pada pondasi adalah seperti gambar dibawah ini:



Gambar 3.5. Posisi *pier 2* pada perencanaan jembatan Sei Rakyat

3.4. Struktur Atas Jembatan Rangka Baja

Analisa pembebanan struktur atas jembatan rangka baja menggunakan software, berdasarkan Pembebanan SNI-1725:2016 meliputi analisa perencanaan sandaran, perencanaan trotoar, perencanaan pelat lantai, perencanaan gelagar, perencanaan rangka utama, beban lalu lintas, beban rem, beban angin struktur, beban angin kendaraan.

1. Panjang bentang = 60 m
2. Lebar jembatan = 9 m
3. Lebar lantai kendaraan = 2 x 3,5 m
4. Lebar trotoar = 2 x 1 m
5. Mutu baja = BJ 41 (Titik Leleh 250 MPa)
6. Jenis sambungan = Baut
7. Mutu beton = f_c 30 Mpa
8. BJ aspal = 2,32 Ton/m³
9. Pembebanan =
 1. Berat sendiri (MS)
 2. Beban *handril*
 3. Beban trotoar
 4. Beban aspal

5. Beban lalu lintas
6. Beban rem
7. Beban angin struktur
8. Beban angin kendaraan

10. Analisa struktur baja =

1. Gaya dalam aksial
2. Gaya dalam momen
3. Gaya dalam geser

Berikut peraturan yang digunakan dalam desain struktur jembatan :

- SNI 1725:2016: Pembebanan untuk Jembatan;
 SNI T-12-2004: Perencanaan struktur beton untuk jembatan;
 SNI 2833:2016: Perencanaan jembatan terhadap beban gempa;
 SNI 8460:2017: Persyaratan perencanaan geoteknik;
 Surat Edaran Nomor : 05/SE/Db/2017

Tentang Perubahan Surat Edaran Direktur Jenderal Bina Marga Nomor Um.01.03-Db/242 Tentang Penyampaian Ketentuan Desain Dan Revisi Desain Jalan Dan Jembatan, Serta Kerangka Acuan Kerja Pengawasan Teknis Untuk Dijadikan Acuan Di Lingkungan Ditjen Bina Marga.

3.5. Pembebanan Struktur Atas Jembatan Rangka Baja

Aksi-aksi dalam pembebanan terbagi menjadi 3 bagian, menurut lamanya aksi tersebut bekerja, yaitu :

a. Aksi Tetap

Yaitu aksi yang bekerja sepanjang waktu dan bersumber pada sifat bahan jembatan, cara jembatan dibangun dan bangunan lain yang mungkin menempel pada jembatan. Yang termasuk aksi ini adalah:

1. Berat sendiri
2. Beban mati

3. Pengaruh pra tegang
4. Pengaruh susut dan rangkai
5. Tekanan tanah

b. Aksi *Transient*

Aksi ini bekerja dengan waktu yang pendek, walaupun mungkin terjadi seringkali. Aksi ini terbagi beberapa kelompok menurut sumber, yaitu :

1. Beban lalu lintas :
 - Beban lajur D
 - Beban truk T
2. Gaya rem
3. Gaya sentrifugal
4. Beban tumbukan

c. Aksi Lingkungan

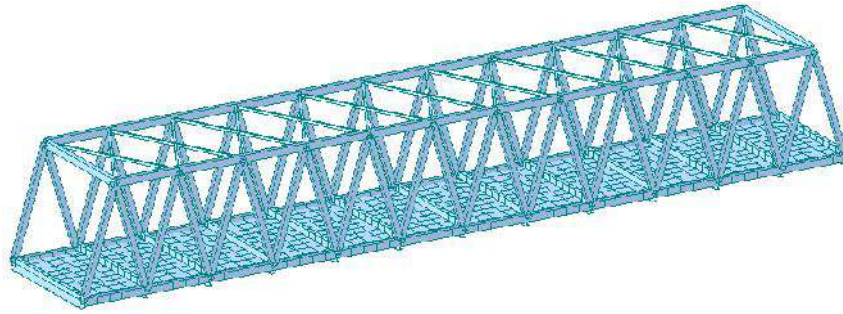
1. Beban angin
2. Pengaruh gempa
3. Pengaruh temperatur
4. Tekanan hidrostatik dan gaya apung
5. Aliran air, benda hanyutan
6. Penurunan

d. Aksi-aksi dari Pembebanan

1. Gesekan pada perletakan
2. Pengaruh getaran
3. Beban pelaksanaan

3.6. Data Struktur Jembatan

Pada bagian struktur atas dengan jembatan rangka baja berjumlah 3 bagian dengan tipe rangka baja kelas A dengan lebar jalan 7m. Berikut penampang jembatan rangka baja :



Gambar 3.6. Penampang jembatan rangka baja

- Tipe Jembatan : Jembatan rangka baja kelas A
- Bentang jembatan : 3 x 60 m
- Lebar jembatan : 9 m (1+7+1)m
- Tegangan leleh : $f_y = 355$ MPa
- Modulus elastisitas : $E = 200000$ MPa

Pada pembebanan struktur atas seluruhnya diambil dari hasil perencanaan dan di modelkan menggunakan software untuk dapat melihat interaksi yang terjadi.

1. Berat Sendiri (MS)

- a. Rangka baja (beban rangka baja terhitung oleh *software midas civil*)
- b. Beban deck = 4,93 kN/m²

2. Berat Mati Tambahan (MS)

- a. Handrail = 2.153 kN (*joint tepi*)
= 4.305 kN (*joint tengah*)
- b. Trotoar = 15.625 kN (*joint tepi*)
= 3.250 kN (*joint tengah*)
- c. Aspal = 2.068 kN (*joint tepi*)
= 4.135 kN (*joint tengah*)

3. Beban Lalulintas (TD)

- a. Beban Terbagi Rata (BTR)
= 16.88 kN (*cross beam tepi*)
= 33.75 kN (*cross beam tengah*)

b. Beban Garis (BTG)

$$= 20.01 \quad \text{kN} \quad (\text{cross beam tepi})$$

$$= 40.02 \quad \text{kN} \quad (\text{cross beam tengah})$$

4. Beban Rem (BR) = 95.88 kN

Beban rem diinput setinggi 1.8 m di atas permukaan jalan.

5. Beban Angin Struktur (Ews) = 28.47 kN (*setiap joint yang terkena angin*)

6. Beban Angin Kendaraan (Ewl) = 6.47 kN (*setiap joint yang terkena angin*)

Beban rem diinput setinggi 1.8 m di atas permukaan jalan

3.7. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis terpusat (BGT) dengan konfigurasi. Beban terbagi rata (BTR) ditempatkan sepanjang bentang jembatan, sedangkan beban garis terpusat ditempatkan pada tengah bentang untuk mendapatkan reaksi maksimum pada jembatan. Distribusi beban lajur dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen dan geser dalam arah longitudinal pada gelagar jembatan. Hal ini dilakukan dengan mempertimbangkan beban lajur “D” tersebar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, kerb, dan trotoar) dengan intensitas 100% untuk panjang terbebani yang sesuai.

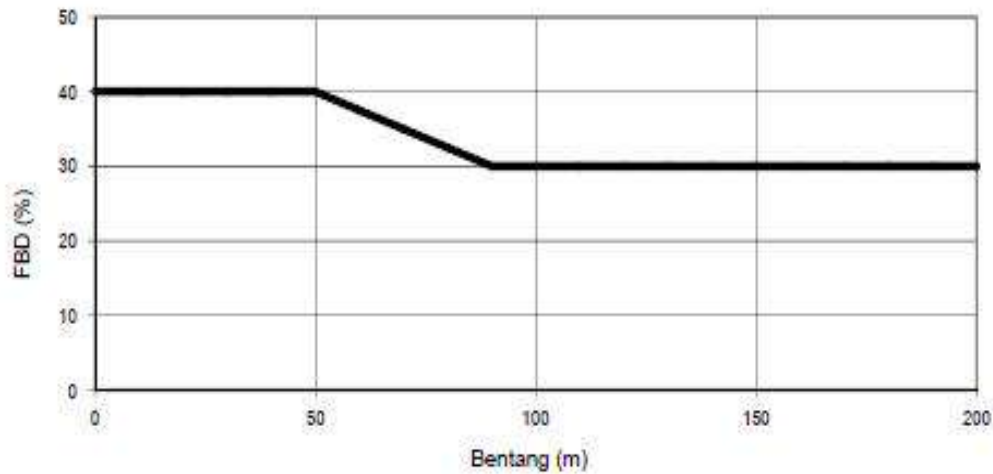
Tumpuan adalah intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan (kPa). Beban BTR dihitung dengan persamaan :

$$L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ kPa} \dots\dots\dots$$

$$L > 30 \text{ m} : q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \dots$$

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas pada jembatan. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, BGT kedua yang identik harus

ditempatkan pada posisi dalam arah melintang jembatan pada bentang lainnya. Beban BGT diambil sebesar 49 kN/m dengan FBD seperti gambar berikut :



Gambar 3.7. Grafik beban BTG

Panjang bentang jembatan rangka baja untuk satu bagiannya adalah 60 m. Untuk bentang 60 m diambil FBD sebesar 40 %. Maka didapatkan beban lalu lintas (TD) Sebagai berikut :

| | | |
|----------------------|-------|------------------------|
| Beban Terbagi Rata | BTR = | 6.75 kN/m ² |
| Beban Garis Terpusat | BGT = | 49.00 kN/m |
| Faktor Beban Dinamis | FBD = | 0.40 |
| Lebar jalan | bt = | 7.00 m |
| | | |
| Beban BTR total | BTR = | 2835.00 kN |
| Beban BGT total | BGT = | 480.2 kN |

Dari pembebanan beban TD didapatkan untuk 1 tumpuan sebesar 828.80 kN terbagi rata pada setiap tumpuan.

3.8. Beban truk "T" (TT)

Beban truk "T" tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban "D". Beban truk dapat digunakan untuk perhitungan struktur lantai. Pembebanan truk "T" terdiri

atas kendaraan truk semi *trailer*. Berat dari tiap-tiap gandar disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 gandar tersebut bisa diubah-ubah dari 4,0 m sampai dengan 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.

3.9. Gaya Rem (TB)

Gaya ini harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Untuk jembatan yang di masa depan akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya gaya rem.

| | | |
|------------------|---|------------------|
| Jumlah lajur | = | 2 buah |
| Beban 1 truk | = | 500 kN |
| Beban total truk | = | 1000 kN |
| Jumlah tumpuan | = | 4 buah |
| Lebar jalan | = | 7 m |
| BTR TB | = | 2835.00 kN |
| Beban TB total | = | 47.94 kN/tumpuan |

Untuk jembatan yang dimasa depan akan dirubah menjadi satu arah, maka semua lajur rencana harus dibebani secara simultan pada saat menghitung besarnya didapat 47.94 kN/tumpuan.

3.10. Pembebanan untuk pejalan kaki (TP)

Semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan. Jika trotoar dapat dinaiki maka beban pejalan kaki tidak perlu dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan. Jika ada kemungkinan trotoar berubah fungsi di masa depan menjadi lajur kendaraan, maka beban hidup kendaraan harus

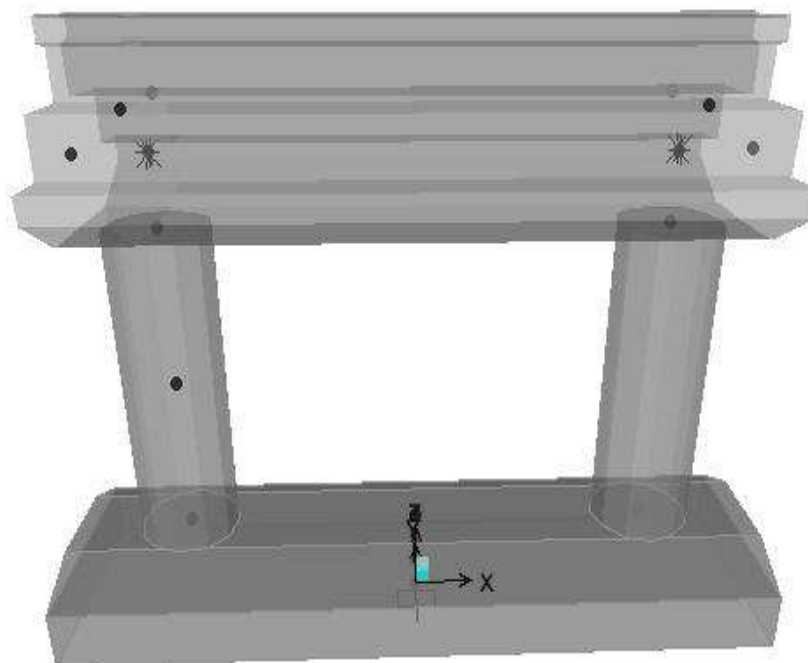
diterapkan pada jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan komponen jembatan lainnya.

3.11. Beban Angin

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.

3.12. Perencanaan *Pier 2*

Pier atau di kenal dengan istilah pilar adalah bangunan bawah jembatan yang terletak pada kedua ujung jembatan, berfungsi sebagai pemikul seluruh beban hidup dan mati pada jembatan. Pada jembatan Sei Rakyat terdapat 4 buah *pier* dan salah satunya *pier 2*. Betuk dari *pier 2* dapat dilihat pada gambar berikut :



Gambar 3.8. Pemodelan *pier 2*

Dimensi perencanaan pier 2 dan pembebanan yang di berikan pada termasuk beban sendiri, beban tambahan, beban tekanan tanah lateral, dapat dilihat sebagai berikut :

a. Dimensi *pier* :

| | | |
|--|---------------|--------|
| Tinggi badan <i>pier</i> | $h_{abt} =$ | 4.57 m |
| Tinggi badan <i>pier</i> dan <i>pile cap</i> | $h_{total} =$ | 6.07 m |
| Lebar badan <i>pier</i> | $abt =$ | 9.6 m |

b. Pembebanan yang di berikan pada

- Berat sendiri

Luas penampang :

badan *abutment* $A_{abt} = 4.33 \text{ m}^2$

badan *abutment* dan *pile cap* $A_{total} = 9.58 \text{ m}^2$

Berat jenis beton $\text{beton} = 25 \text{ kN}$

lebar badan *abutment* $b_{abt} = 9,6 \text{ m}$

lebar *pile cap* $b_{pile\ cap} = 13,60 \text{ m}$

Gaya akibat berat *pier* pada :

Pangkal badan *pier* $= 1039,2 \text{ kN}$

Bawah *pile cap* $= 3257,2 \text{ kN}$

Reaksi tumpuan $= 4223,6 \text{ kN}$

- Reaksi tumpuan didapat dari perhitungan pembebanan dek beban SDL total dari $P = 741.28 \text{ kN}$

- Tekanan tanah lateral aktif

di level pangkal badan $PA = 315.88 \text{ kN/m}$

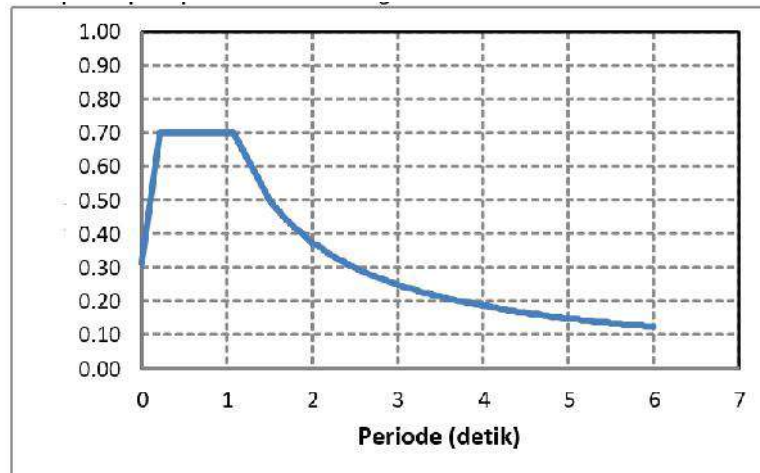
di level bottom *pile cap* $PA_{pile} = 419.56 \text{ kN/m}$

- Tekanan surcharge $= 34.56 \text{ kN/m}$

- Reaksi tumpuan TD $= 1864.00 \text{ kN}$

- Reaksi tumpuan TB $= 156.47 \text{ kN}$

- Beban gempa dihitung menggunakan peta gempa 2010. Klasifikasi tanah tanah lunak didapat respon spektra rencana sebagai berikut:



Gambar 3.9. Respon spektra *pier 2*

- **Gaya gempa akibat berat sendiri**

Wt:

pangkal badan *pier* Wt SW abt = 1039.2 kN

bottom pile cap Wt SW pile cap = 3257.2 kN

gaya Eq:

pangkal badan *pier* F Eq SW abt = 163.7 kN

bottom pile cap F Eq SW pile cap = 513.0 kN

tinggi badan *pier* h abt = 4.57 m

tinggi badan *pier* dan pile cap h total = 6.07 m

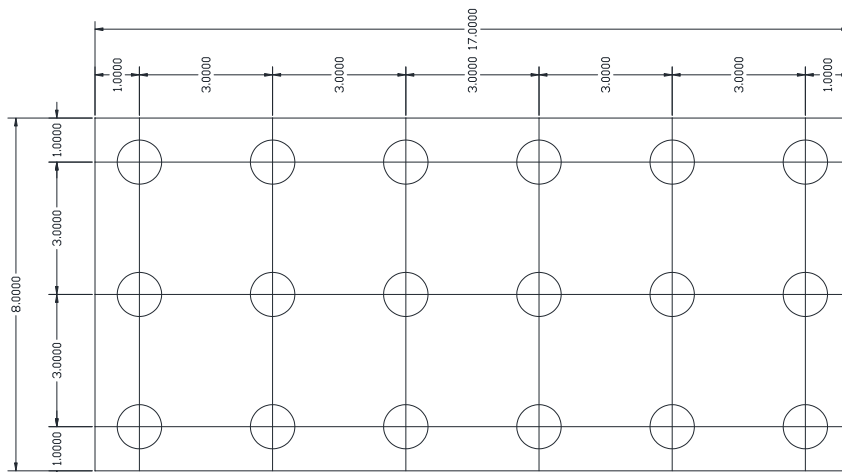
momen Eq:

pangkal badan *pier* M Eq SW abt = 374.0 kN.m

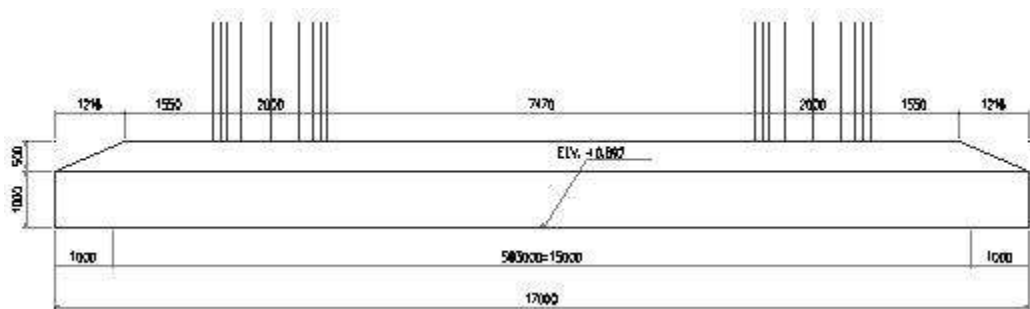
bottom pile cap M Eq SW pile cap = 881.5 kN.m

3.13. Perencanaan Pile Cap Pier 2

Pada perencanaan *pile cap* di posisi *pier 2* direncanakan tidak diatas permukaan tanah tetapi diatas permukaan tanah sejauh 3m sampai dengan 4m, hal tersebut dilakukan agar dimensi tiang *pier* tidak terlalu panjang sehingga dapat mengurangi beban berat sendiri dari struktur *pier*. Dimensi *pile cap* berukuran 8 m x 17m dengan ketebalan 1,5 m, dengan beton f'c 30 Mpa. Dapat dilihat pada gambar 3.10 sebagai berikut :



Gambar 3.10. Denah *pile cap* pada *pier 2*



Gambar 3.11. Tampak depan *pile cap* pada *pier 2*

Gaya dalam pada *pile cap* akibat gaya arah trans akibat kombinasi *extreme* didapatkan hal sebagai berikut :

Resultan gaya *pile* kolom 1 :

$$P_{k1} = 6578,20 \text{ kN}$$

$$E = 2\text{m}$$

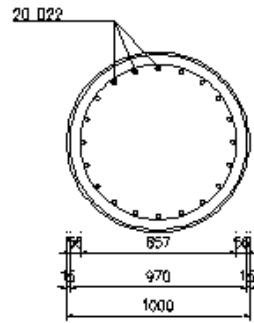
$$M_u \text{ di muka kolom} = 13156,40 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ di muka kolom} = 6578,20 \text{ kN}$$

3.14. Perencanaan Tiang Pancang (*Pile*)

Tiang pancang (*pile*) adalah bagian-bagian konstruksi yang dibuat dari kayu, beton atau baja, yang digunakan untuk meneruskan (mentransmisikan)

beban-beban permukaan ke tingkat-tingkat permukaan yang lebih rendah di dalam massa tanah. *Pier 2* pada perencanaan jembatan Sei Rakyat menggunakan *Steel Pipe Pile* pada pear dengan diameter SPP : 1000 mm, dan tebal : 15 mm. Untuk bagian dalam tiang, ditambahkan cor beton bertulang $f_c' 30$ MPa hingga kedalaman 2.5 meter dengan kedalaman 30 m.



Gambar 3.12. Dimensi *steel pipe pile* pada pear 2

Perencanaan *pile* pada *pier 2* didapatkan konfigurasi penggunaan tiang *pile* sebagai berikut :

1. Dari gaya-gaya statik yang dibebankan pada pondasi *pier 2* didapatkan konfigurasi penggunaan tiang *pile* sebagai berikut :

Jumlah *pile* = 3 buah x 4 buah = 12 buah

Jenis *pile* = *Steel Pipe Pile*:

Diameter = \emptyset 1000 mm

Panjang *pile* = 30 m

2. Dari gaya-gaya gempa yang dibebankan pada pondasi *pier 2* didapatkan konfigurasi penggunaan tiang *pile* sebagai berikut :

Jumlah *pile* = 3 buah x 6 buah = 18 buah

Jenis *pile* = *Steel Pipe Pile*:

Diameter = \emptyset 1000 mm

Panjang *pile* = 30 m

3.15. Parameter Tanah

Parameter tanah merupakan faktor yang sangat penting di dalam analisa geoteknik. Parameter tanah tersebut berupa berat volume, kuat geser, sudut geser dalam, dan kekakuan tanah. Parameter tanah bisa didapatkan dari tes laboratorium, namun untuk dapat memperkuat kebutuhan terhadap parameter tanah dapat dilakukan korelasi empiris terhadap pengujian lapangan berdasarkan penelitian yang telah dilakukan.

Metode pelaksanaan penyelidikan tanah yang dilaksanakan yaitu pengujian bor mesin. Penelitian Lapangan (*field investigation*) berupa pengujian *Standard Penetration Test*, yang dilaksanakan sesuai standard pengujian yang berlaku di Indonesia dan mengacu kepada metode *American Standart for Testing Material* (ASTM).

3.16. Penelitian Pengeboran dengan Bor Mesin

Penelitian pengeboran dengan bor mesin dilaksanakan sebanyak 2 (dua) titik pada lokasi rencana *abutment* A dan *abutment* B rencana jembatan, dengan kedalaman pengeboran 20.00 meter atau sampai dengan lapisan tanah keras Sigma total $N = 50$ Blows/ 30 cm berturut-turut sebanyak 3 (Tiga) kali pengujian maka pekerjaan sudah dapat dihentikan.

Peralatan dan bahan yang digunakan :

- a. Bor mesin 1 (satu) unit, yang dilengkapi dengan kaki tiga
- b. Mata bor *single core barrel*, yang dilengkapi dengan kepala *single*
- c. Kepala tabung, kepala penumbuk, *hammer* seberat 63.50 kg.
- d. *Water swipel*, selang karet tekanan tinggi, kepala pengangkat stang
- e. Tabung *sample*, kepala tabung, *diamond bit*, *widya bit*, *spli spoon* spt
- f. Batang, pipa bor, pipa pelindung, kepala *cassing*, kabel *sling* baja
- g. Kunci-kunci pipa, kunci rantai, kunci inggris, kunci pas, kunci L
- h. Parafin, plastik kantong, plastik kantong panjang, plastik label
- i. Perlengkapan dan bahan lainnya

Pengujian pengeboran dengan alat bor mesin bertujuan untuk mengambil contoh tanah terganggu dan contoh tanah tidak terganggu pada lapisan tanah tertentu untuk di bawa ke laboratorium dan untuk :

- a. Mengetahui susunan lapisan tanah yang terkandung pada daerah penelitian baik secara visual maupun secara terperinci.
- b. Mengambil sample tanah terganggu (*distrubed sample*) lapis demi lapis sampai kedalaman yang diinginkan untuk tujuan deskripsi *lithology* lapisan tanah (*soil description*)

Pada sewaktu pengeboran apabila ditemukan lapisan tidak berplastik (*non plastic*), dilindungi dengan *casing* agar tidak terjadi kelongsoran sehingga diperoleh hasil pengeboran yang baik dimana contoh tanah (*sample*), tidak terganggu oleh tanah longsor. Untuk tanah lunak (*soft soil*) pengeboran juga dilakukan dengan pipa pelindung (*casing*), *drilling rod* dan ujung *casing* diberi mata bor.

Pengujian *standard penetration test*, dilakukan setiap interval kedalaman 2.00 meter, langsung di lobang bor. Tabung Spt yang digunakan adalah *split spoon sampler* dengan ukuran 02 Inchi panjang 32 inci. Setelah pengambilan *sample* dilakukan, pemboran dihentikan dan lobang bor dibersihkan dari sisa kotoran longsor tanah, kemudian tabung Spt disambungkan dengan stang bor , diturunkan sampai ke dasar lobang bor pada kedalaman tertentu, kemudian dilakukan pengujian, dengan menjatuhkan *hammer* seberat 63.50 kg dengan ketinggian jatuh *hammer* 75 cm. Pengujian dilaksanakan dengan menggunakan *automatic drop hammer device*, dimana *hammer* dapat jatuh bebas. *Split spoon sampler* dipukul masuk menembus tanah asli sedalam 3 x 15 cm . Pada pukulan 15 cm pertama tidak diperhitungkan. Yang dihitung adalah, pukulan 15 cm kedua dan pukulan 15 cm ketiga. Setiap pukulan yang dilakukan disebut (N1,N2,N3) dalam satuan pukulan /cm, maka hasil akhir dari pengujian ini adalah pukulan 15 cm kedua (N2) + pukulan 15 cm ketiga (N3) / 30 cm atau $N2+N3/30$ cm. Data-data tersebut disajikan pada *drilling log* dalam bentuk angka dan grafik (terlampir).



Gambar 3.13. Pelaksanaan pengeboran dengan bor Mesin di jembatan Sei Rakyat

Dari hasil penelitian tanah penyelidikan yang dilakukan di lapangan dengan metode bore mesin dan yang dilakukan di laboratorium didapatkan hasil sebagai berikut :

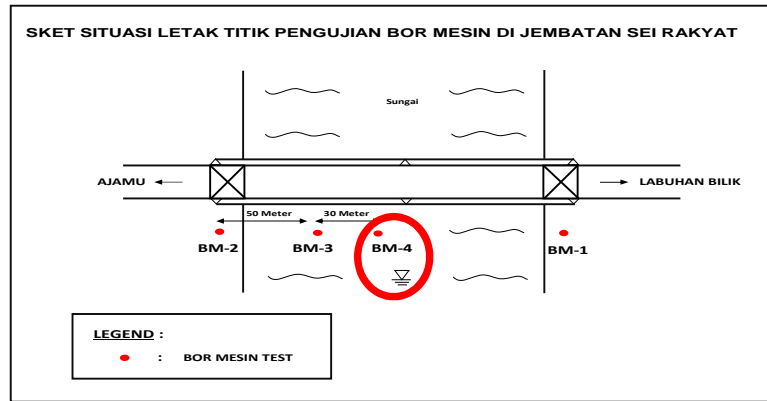
A. Lokasi Bore Mesin No : BM- 4

1. Bor Nomor : BM-4

| | |
|---------------------------------------|-----------------|
| Dari lantai jembatan ke <i>stager</i> | : - 3.60 Meter |
| Dari <i>stager</i> ke <i>seabed</i> | : - 7.20 Meter |
| Dari <i>seabed</i> ke tanah keras | : - 37.00 Meter |

2. Lapisan Tanah Padat,

N / 30 Cm sebesar 56 Blows/30 cm - 60 Blows/30 cm,
Ditemukan pada kedalaman : 36.45 meter – 39.45 meter

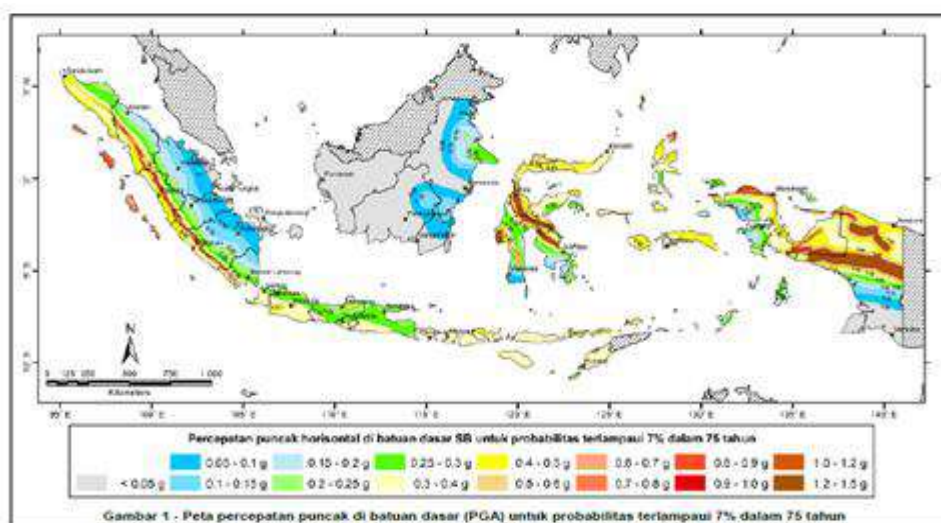


Gambar 3.14. Titik pengeboran mesin BM-4

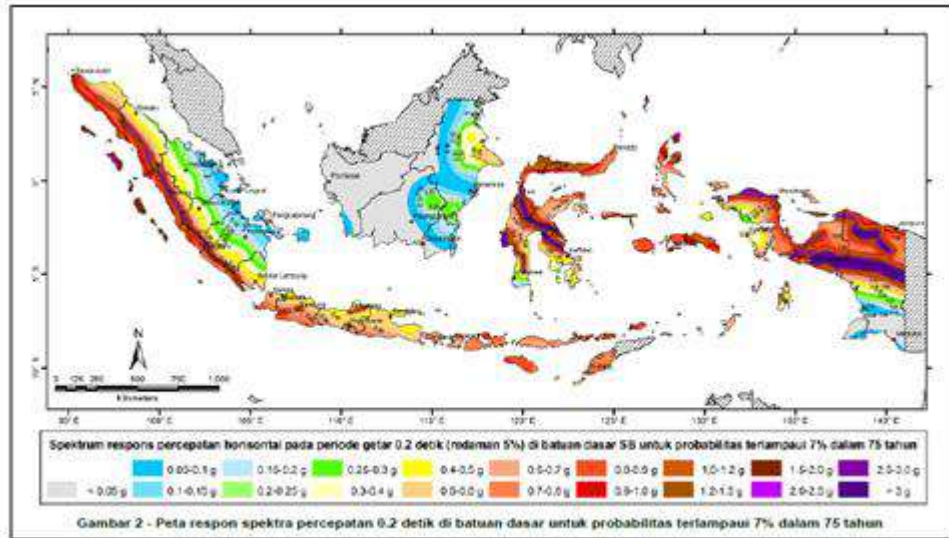
3.17. Beban Gempa

Jembatan harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh namun dapat mengalami kerusakan yang signifikan dan gangguan terhadap pelayanan akibat gempa. 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 respons elastik (C_{sm}) dengan berat struktur.

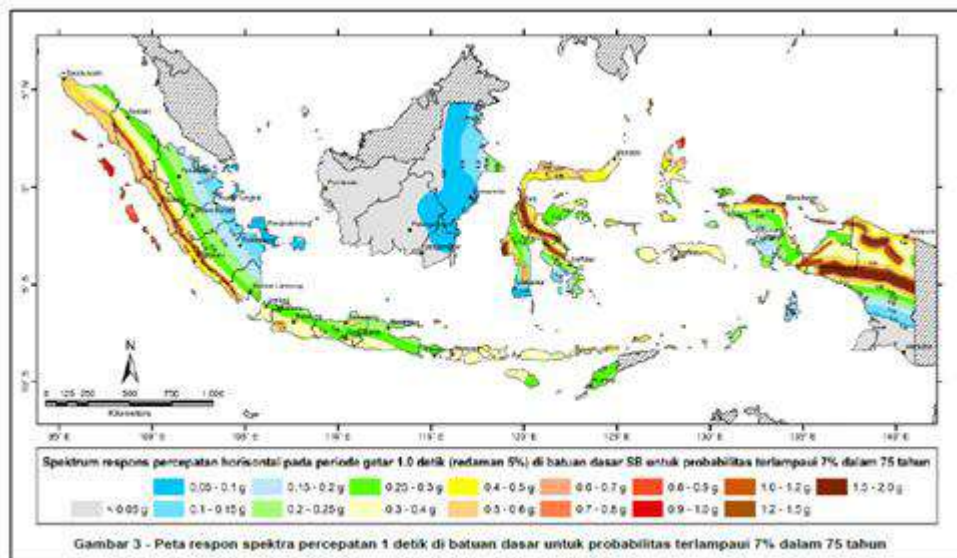
Pembebanan gempa mengikuti SNI perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan, SNI 2833:2016 dengan probabilitas terlampaui 7% dalam waktu 75 tahun. Dapat dilihat pada peta zonasi gempa Indonesia sebagai berikut :



Gambar 3.15. Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun



Gambar 3.16. Peta respons spektra percepatan 0,2 detik dibantu dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

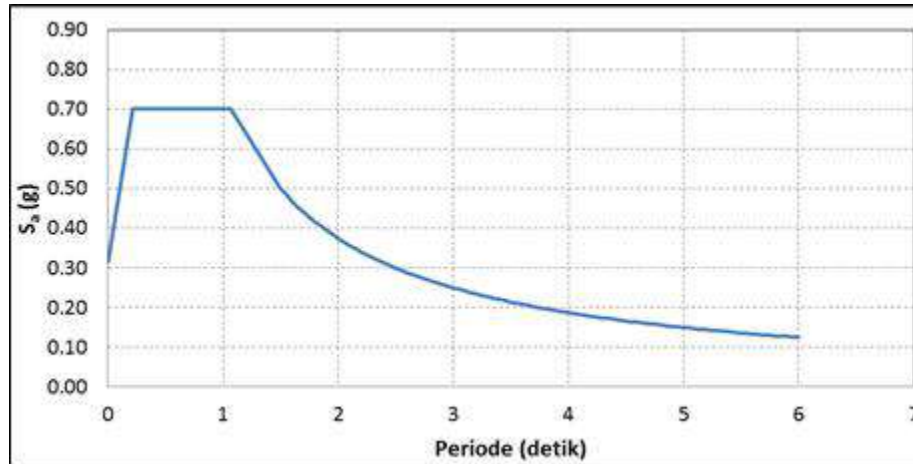


Gambar 3.17. Peta respons spektra percepatan 1 detik dibantu dasar untuk probabilitas terlampaui 7% dalam 75 tahun

Klasifikasi tanah pada jembatan ini tergolong tanah lunak (SE). Dari peta gempa, untuk daerah Sei Rakyat didapatkan :

- PGA = 0.15 g
- Ss = 0.30 g
- S1 = 0.25 g

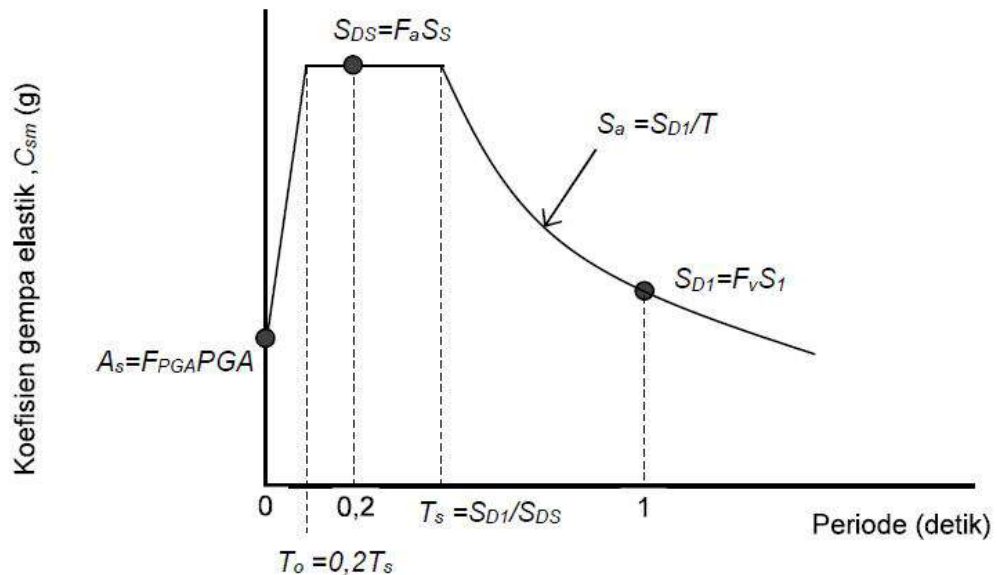
Berdasarkan data di atas, maka didapatkan *Respon Spectra* untuk jembatan Sei Rakyat sebagai berikut :



Gambar 3.18. Respon spektrum Sei Rakyat

3.18. Pembebanan Gempa

Berdasarkan SNI 2833-2016 perencanaan jembatan terhadap beban gempa, bentuk tipikal respon spectra dipermukaan tanah adalah sebagai berikut :



Gambar 3.19. Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah

BAB 4 HASIL DAN PEMBAHASAN

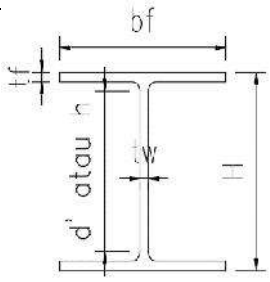
4.1. Struktur Atas Jembatan Rangka Baja

Analisa pembebanan struktur atas jembatan rangka baja menggunakan *software*, berdasarkan pembebanan SNI-1725:2016 meliputi analisa perencanaan sandaran, perencanaan trotoar, perencanaan pelat lantai, perencanaan gelagar, perencanaan rangka utama, beban lalulintas, beban rem, beban angin struktur, beban angin kendaraan.

4.2. Kapasitas Penampang

Pengecekan kapasitas dilakukan dengan membandingkan gaya dalam yang terjadi berupa gaya aksial, momen dan geser dengan kapasitas aksial, lentur dan geser penampang, seperti perhitungan dibawah ini :

Tabel 4.1. Desain balok jembatan rangka baja

| DESAIN BALOK H 400 X 400 X 32 X 32 | | | | |
|--|---------------|----------|-----------------|--|
|  | | | | |
| 1. DATA-DATA PERENCANAAN | | | | |
| Tinggi profil (H) atau d | d | 400 | mm | |
| Lebar profil (b_f) | b_f | 400 | mm | |
| Tebal web (t_w) | t_w | 32 | mm | |
| Tebal sayap (t_f) | t_f | 32 | mm | |
| Tinggi web (d' atau h) = $d - 2(t_f + r)$ | d' atau h | 336 | mm | |
| Luas penampang (A) | A | 3.64E+04 | mm ² | |
| Momen inersia (I_x) | I_x | 9.70E+08 | mm ⁴ | |
| Momen inersia (I_y) | I_y | 3.42E+08 | mm ⁴ | |
| Radius girasi balok terhadap sumbu kuat (r_x) | r_x | 163.25 | mm | |
| Radius girasi balok terhadap sumbu lemah (r_y) | r_y | 96.97 | mm | |
| Modulus of section (S_x) | S_x | 5.61E+06 | mm ³ | |
| Modulus of section (S_y) | S_y | 2.65E+06 | mm ³ | |

| | | | | |
|--|------------|------------|-----------------|--|
| Modulus elastisitas E | E | 20000 | Mpa | |
| Tegangan leleh baja (fy) | fy | 355 | Mpa | |
| Panjang elemen (L) | L | 5 | m | |
| Faktor panjang tekuk (K) | (K) | 1 | | |
| Konstanta Warping $= (h^2/4)I_v$ | Cw | 1.1587E+1 | mm ⁶ | |
| Konstanta torsi (J) = $1/3(2t_f^3b_w + t^3h)$ | J | 12757674.6 | mm ⁴ | |
| Jarak antar as sayap atas dan bawah (h0)=d-tf | h0 | 368 | mm | |
| Faktor c | c | 1 | | |
| $r^2 = \text{SORT}(I C)/(S)$ | r_{ts}^2 | 11218 | mm ² | |
| Cb | Cb | 1 | | |
| $F_{cr-bending} = C_b^2 E / (L_b / r_{ts})^2 \text{SQRT} / (S_x h_0 r_{ts})$ | Fcr- | 22614 | MPa | |
| Luas badan (Aw)=d'tw | Aw | 10752 | mm ² | |
| Rasio tegangan kritis pada badan (Cv) | Cv | 1 | | |

| | | | | |
|---|----|-----------|-----------------|--|
| Beban Euler (Pe) = $p EA / (KL/r)$ | Pe | 27023055. | N | |
| Tegangan euler (Fe) = $p E / (KL/r_y)$ atau P_e/A | Fe | 742.39 | Mpa | |
| $Z_x = b_f t_f (d - t_f) + 0.2 t_w h$ | Zx | 5613568 | mm ³ | |
| $Z_y = 1.5 S_y$ | Zy | 3969024 | mm ³ | |

2. PEMERIKSAAN KLASIFIKASI PENAMPANG

2.1 Pemeriksaan Sayap

| | | | | |
|-------------------------------|---|--------|--|--|
| $= b_f / 2 t_f$ | | 6.250 | | |
| $p = 0.38 \text{SQRT}(E/F_y)$ | p | 9.020 | | |
| $r = 1 \text{SQRT}(E/F_y)$ | r | 23.736 | | |

Cek kelangsingan

SAYAP KOMPAK

2.2 Pemeriksaan Badan

| | | | | |
|-------------------------------|---|--------|--|--|
| $= h / t_w$ | | 10.500 | | |
| $p = 3.76 \text{SQRT}(E/F_y)$ | p | 89.246 | | |
| $r = 5.7 \text{SQRT}(E/F_y)$ | r | 135.29 | | |

Cek kelangsingan

WEB

3. PEMERIKSAAN KEKUATAN LENTUR DAN GESER (SUMBU KUAT)

3.1 Kuat Lentur dan Geser Penampang Sumbu Kuat

| | | | | |
|--|----|---------------|----|--|
| Panjang balok tak terkekang (Lb) | Lb | 1000 | mm | |
| $L_p = 1.76 r_y \text{SQRT}(E/f_y)$ | Lp | 4050.74 | mm | |
| $L_r = 1.95 r_{ts} E / (0.7 f_y) [J_c / (S_x h_0)]$ $[1 + [1 + 6.76 (0.7 f_y S_x h_0 / (E J_c))]]$ | Lr | 19058.32 3 | mm | |

Klasifikasi stabilitas penampang

NO INSTABILITY

| | | | | |
|---|-----------------------------------|----------------|------------|-----------|
| Kapasitas lentur 1 (ϕM_n -NO INSTABILITY)= Mp | ϕM_{n-1} | 1793.5 | kN. | |
| Kapasitas lentur 2 (ϕM_n -Elastic LTB)=Cb[Mp- | ϕM_{n-2} | 1793.5 | kN. | |
| Kapasitas lentur 3 (ϕM_n -Inelastic LTB)=FcrSx Mp | ϕM_{n-3} | 1793.53 | kN. | |
| Momen ultimit (Mu-33) | Mu-33 | 0.000 | kN. | |
| Kapasitas lentur sumbu kuat (ϕM_n-33) | ϕM_{n-33} | 1793.53 | kN. | OK |

| 3.2 Kuat Geser Sumbu Kuat | | | | |
|--|-----------------------------------|----------------|-------------|---------------|
| d'/t_w | ratio-1 | 10.5 | | |
| $1.1\text{SQRT}(5E/f_y)$ | Boundar | 58.3 | 5.5 | |
| $1.37\text{SQRT}(5E/f_y)$ | Boundar | 72.71 | | |
| Klasifikasi kegagalan web | SHEAR YIELDING | | | |
| C_v | C_v | 1 | | |
| Geser ultimit (V_{u-22}) | V_{u-22} | 0.0 | kN | |
| Kuat geser sumbu-22 (ϕV_n) = $0.6f_y A_w C_v$ | ϕV_{n-22} | 2290.17 | kN | OK |
| 3.3 Kuat Lentur dan Geser Sumbu Lemah | | | | |
| Momen ultimit (M_{u-22}) | M_{u-22} | 9.6 | kN.m | |
| Kuat lentur sumbu lemah (ϕM_{n-22}) = $\phi Z_y f_y$ | ϕM_{n-22} | 1268.1 | kN.m | OK |
| Geser ultimit (V_{u-33}) | V_{u-33} | 0.0 | kN | |
| Kuat geser sumbu lemah (ϕV_{n-33}) = $0.6f_y A_w C_v$ | ϕV_{n-33} | 5452. | kN | OK |
| 4. PEMERIKSAAN KEKUATAN TEKAN | | | | |
| 4.1 Pemeriksaan Stabilitas Penampang | | | | |
| Rasio Kelangsingan Sayap = | sayap | 6.25 | | STABIL |
| Rasio kelangsingan web = $h/t_w \cdot 1.49\text{SQRT}(E/f_y)$ | web | 10.5 | | STABIL |
| 4.2 Pemeriksaan Kuat Tekan Penampang | | | | |
| Faktor panjang tekuk sumbu kuat (K) | K | 1 | | |
| KL/r_y | KL/r_y | 51.5 | | |
| Slenderness boundary (S_b) = $4.71\text{SQRT}(E/f_y)$ | S_b | 111. | | |
| Tegangan Euler (F_e) = $^2E/(KL/r_y)^2$ | F_e | 742.3 | MPa | |
| Tegangan kritis | $F_{cr-axial}$ | 290.6 | MPa | |
| Gaya aksial ultimit (P_u) | P_u | 8475. | kN | |
| Kuat tekan penampang (ϕP_n) = $0.9F_{cr-axial} A_g$ | ϕP_n | 9520.3 | kN | OK |
| 5. PEMERIKSAAN DEMAND/CAPACITY RATIO | | | | |
| Rasio kekuatan tekan = $P_u/\phi P_n$ | D/C | 0.89 | | |
| Demand/Capacity ratio check | D/C final | 0.90 | | OK |

Selanjutnya dengan perhitungan yang sama dengan perhitungan di atas, didapatkan *demand capacity ratio* untuk penampang rangka baja, sebagai berikut :

Tabel 4.2. *Demand capacity ratio*

| Profil | Dimensi | <i>Demand Capacity Ratio</i> |
|--------|---------------------|------------------------------|
| BSA | 400 x 400 x 16 x 32 | 0,774 |
| | 400 x 400 x 22 x 32 | 0,781 |
| | 400 x 400 x 32 x 32 | 0,900 |
| BSB | 400 x 400 x 16 x 28 | 0,143 |
| BSD | 400 x 400 x 12 x 16 | 0,578 |
| | 400 x 400 x 16 x 28 | 0,458 |

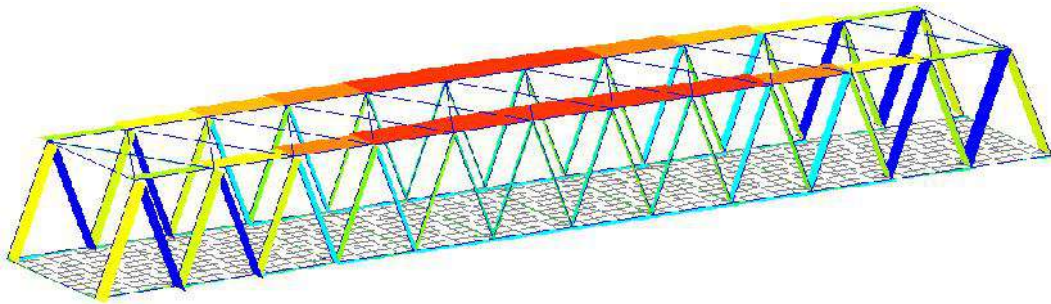
| | | |
|-----|---------------------|-------|
| | 400 x 400 x 16 x 32 | 0,645 |
| GMU | 750 x 350 x 12 x 25 | 0,392 |
| GMT | 900 x 350 x 12 x 19 | 0,473 |
| TB | 150 x 150 x 6 x 9 | 0,657 |

4.3. Hasil Analisa Dari Pemodelan Pembebanan

Setelah beban dimasukkan pada *software* dapat dilihat reaksi yang terjadi pada pemodelan yang menghasilkan tampilan sebagai berikut :

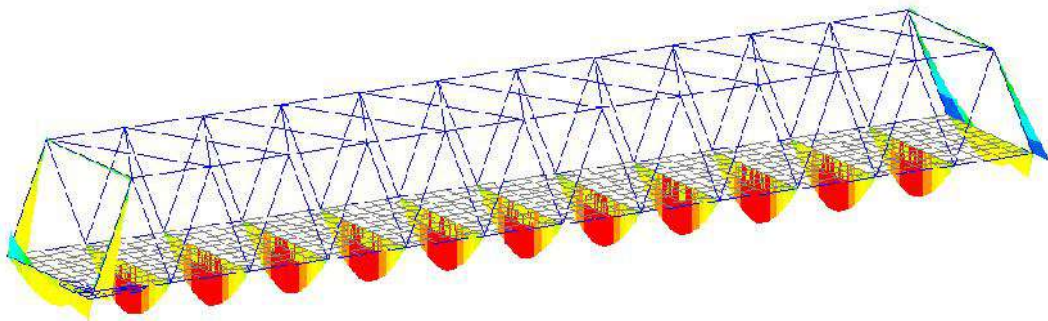
- Reaksi aksial
- Reaksi momen
- Reaksi geser

- GAYA DALAM (ENV KUAT) : AKSIAL



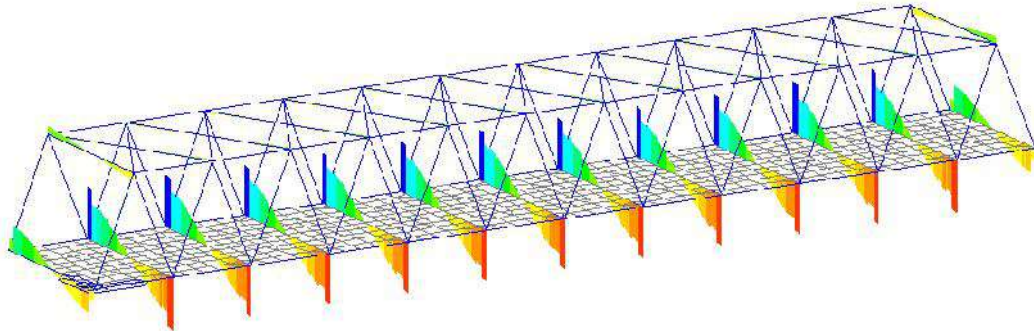
Gambar 4.1. Reaksi aksial

- GAYA DALAM (ENV KUAT) : MOMEN



Gambar 4.2. Reaksi momen

- GAYA DALAM (ENV KUAT) : GESER



Gambar 4.3. Reaksi geser

4.4. Denah pile cap pier 2

Pada pondasi pier 2 didapatkan konfigurasi penggunaan tiang pile sebagai berikut :

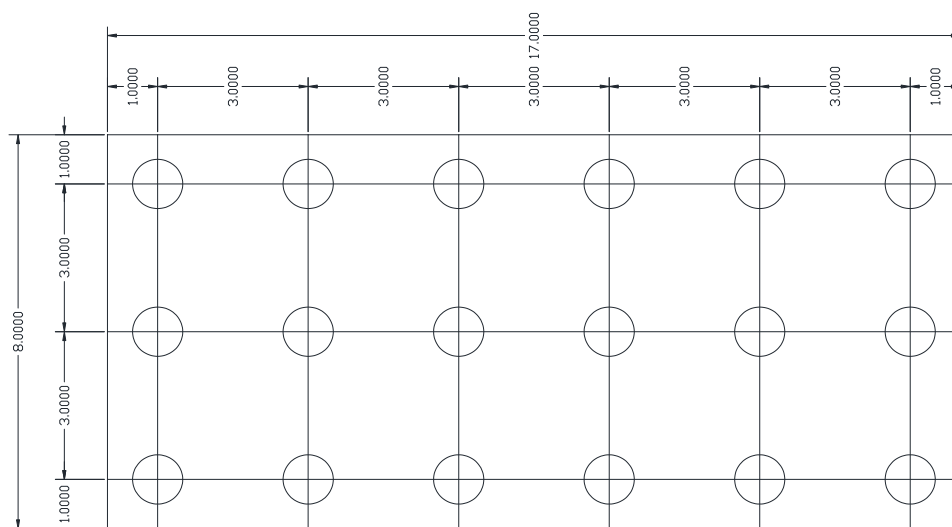
Jumlah pile = 3 buah x 6 buah = 18 buah

Jenis pile = Steel Pipe Pile:

Diameter = Ø 1000 mm

Panjang pile = 30 m

Tapak pile cap = 8 x 17m



Gambar 4.4. Denah pile cap pier 2

Gaya dalam pada *pile cap* akibat gaya arah trans akibat kombinasi *extrime* didapatkan hal sebagai berikut :

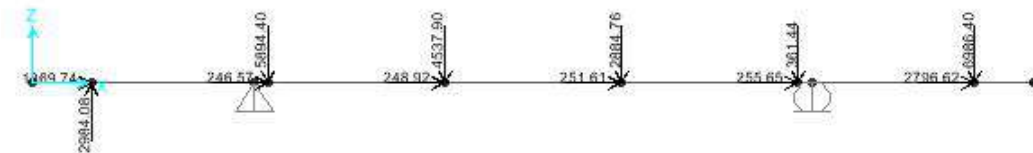
Resultan gaya *pile* kolom 1 :

$$P_{k1} = 6578,20 \text{ kN}$$

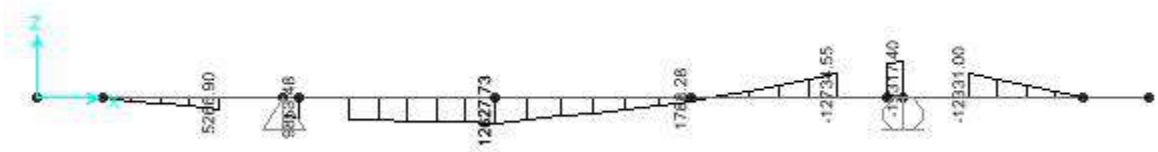
$$E = 2 \text{ m}$$

$$Mu \text{ dimuka kolom} = 13156,40 \text{ kN}$$

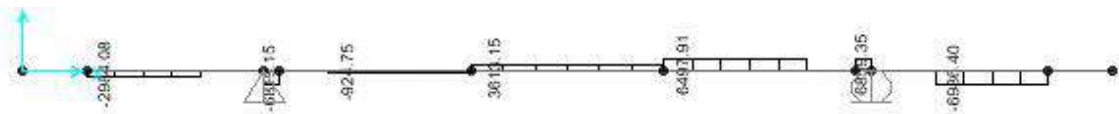
$$Vu \text{ dimuka kolom} = 6578,20 \text{ kN}$$



Gambar 4.5. Input beban aksial *pile*



Gambar 4.6. Diagram momen *pile cap pier*



Gambar 4.7. Diagram geser *pile cap pier*

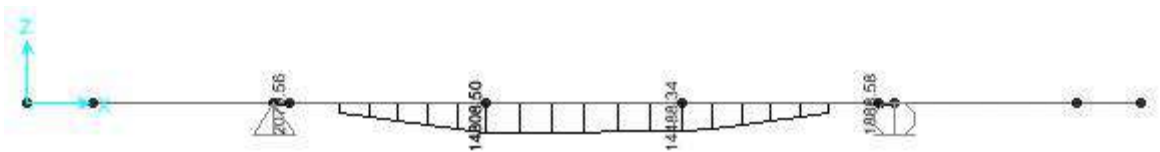
Resume gaya dalam yang terjadi :

| | | | | |
|------|---|------------|-----|----------------------|
| $M+$ | = | 12627.73 | kNm | Untuk tulangan atas |
| $M-$ | = | -12734.548 | kNm | Untuk tulangan bawah |
| V | = | 6986.40 | kN | |

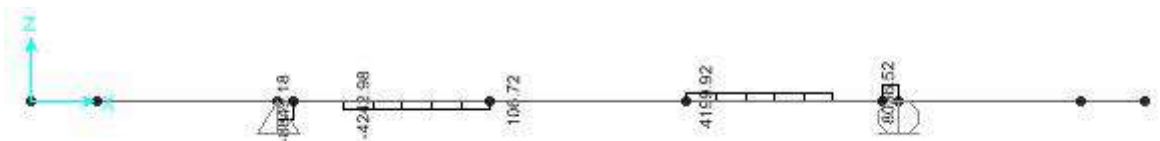
Gaya dalam pada *pile cap* akibat *trans* arah akibat kombinasi *extrime* didapatkan hal sebagai berikut :



Gambar 4.8. Input beban aksial *pile*



Gambar 4.9. Diagram momen *pile cap pier*



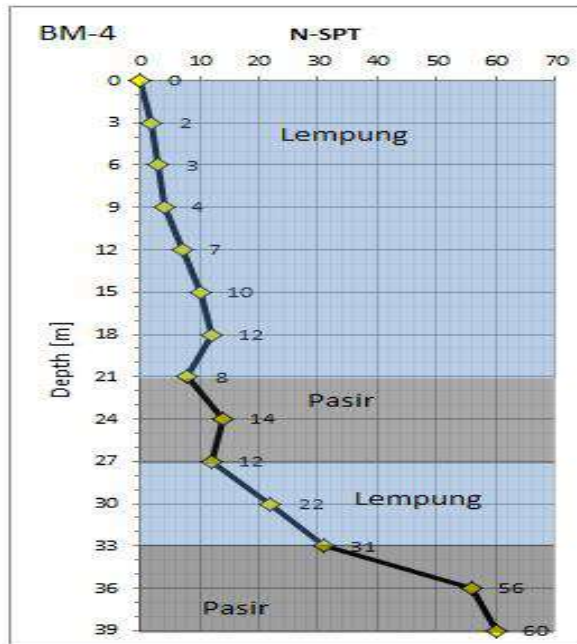
Gambar 4.10. Diagram geser *pile cap pier*

4.5. Gaya-Gaya Statik Yang Bekerja Pondasi Pada *Pier 2*

Untuk melihat reaksi gaya statik yang bekerja pada pondasi pier 2, penulis menggunakan *software* komputer Ensof Group 2016. Respon pondasi untuk beban aksial yang terjadi pada *pier 2*, dan kapasitas tiang tunggal yang diizinkan. Jadi dengan gaya-gaya statik yang diberikan, pondasi mampu menerima beban tersebut.

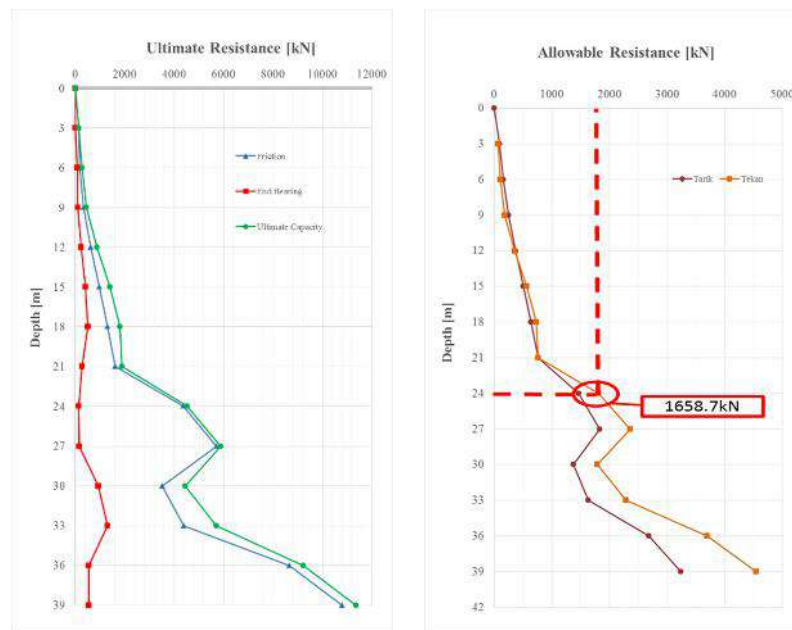
4.6. Lapisan Tanah Pada *Pier 2*

Data tanah yang digunakan pada *Pier 2* adalah *Bor Hole* 4. Jenis-jenis tanah pada *Bor Hole* ini : lempung (0 – 21 m), pasir (21 m – 27 m), lempung (27 m – 33 m) dan pasir (33 m – 39m)



Gambar 4.11. Grafik N-SPT *Bor Hole 4*

Dari data tanah tersebut, dihitung kapasitas aksial tiang tunggal. Hasil kapasitas dapat dilihat pada gambar 3-26.



Gambar 4.12. Grafik kapasitas aksial tiang tunggal *pier 2*

Pondasi pada *pier 2* menggunakan tiang lurus dan tiang miring. Gaya statik yang bekerja pada pondasi ini diberikan pada tiang lurus saja, namun untuk gaya gempa diberi penambahan tiang miring. Gaya-gaya statik yang bekerja pondasi pada *pier 2* dapat dilihat pada tabel 4.3:

Tabel 4.3. Gaya-gaya statik pada pondasi *pier 2*

| No | Kombinasi Beban | Gaya | | | Momen | | |
|----|-----------------|----------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|
| | | Fx (kN) | Fy (kN) | Fz (kN) | Mx (kN.M) | My (kN.M) | Mz (kN.M) |
| 1 | Data Layanan 1 | 16885.72 | 31.18 | -269.86 | 0.00 | -1942.53 | 58.83 |
| 2 | Data Layanan 2 | 17880.28 | 40.54 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 76.48 |
| 3 | Data Layanan 3 | 16222.68 | 24.95 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 47.06 |
| 4 | Data Layanan 4 | 13570.52 | 0.00 | -525.41 | 0.00 | -3769.44 | 0.00 |

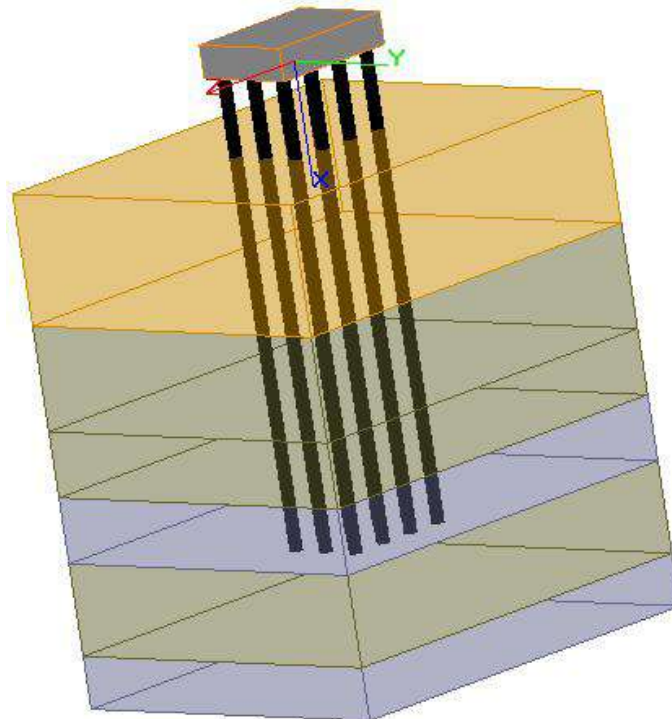
Pemodelan pondasi ini menggunakan bantuan program komputer. Dari beban pada tabel 4.3 didapatkan konfigurasi :

Jumlah *pile* = 3 buah x 4 buah = 12 buah

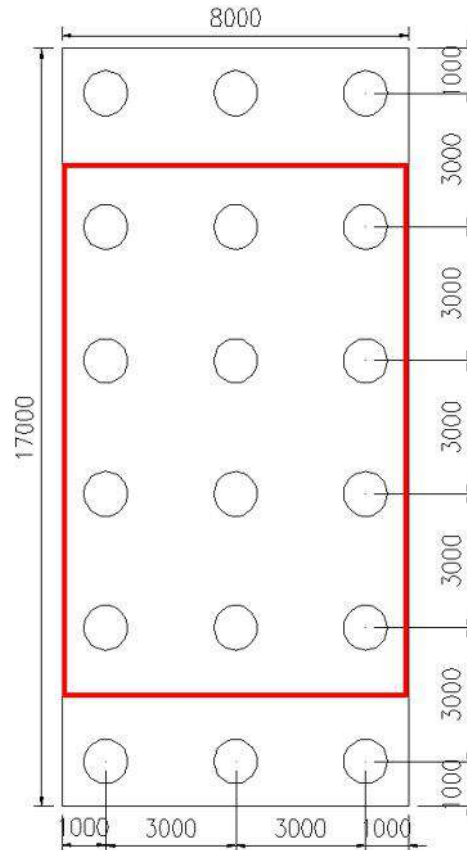
Jenis *pile* = *Steel Pipe Pile*:

Diameter = Ø 1000 mm

Panjang *pile* = 30 m



Gambar 4.13. Pemodelan *software pier 2*



Gambar 4.14. Posisi tiang *pier* 2 untuk beban statik

Didapatkan nilai respon pondasi dari gaya-gaya statik yang diberikan dapat dilihat pada tabel 4.4:

Tabel 4.4. Respon pemodelan pondasi beban statik

| Kombinasi Beban | Fx (kN) | | Fy (kN) | | Fz (kN) | |
|--------------------|-----------|---------|-----------|--------|-----------|--------|
| | Min | Max | Min | Max | Min | Max |
| Data Layanan 1 | 1280.60 | 1519.10 | 2.60 | 2.60 | -22.52 | -22.46 |
| Data Layanan 2 | 1485.40 | 1494.70 | 3.38 | 3.38 | 0.00 | 0.00 |
| Data Layanan 3 | 1349.10 | 1354.50 | 2.08 | 2.08 | 0.00 | 0.00 |
| Data Layanan 4 | 902.13 | 1357.40 | 0.00 | 0.00 | -43.91 | -43.66 |
| Kombinasi Beban | Mx (kN.m) | | My (kN.m) | | Mz (kN.m) | |
| | Min | Max | Min | Max | Min | Max |
| Data Layanan 1 | 0.00 | 0.00 | 119.89 | 119.89 | 14.29 | 14.31 |
| Data Layanan 2 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 15.65 | 15.65 |
| Data Layanan 3 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 9.28 | 9.28 |
| Data Layanan 4 | 0.00 | 0.00 | 255.48 | 225.56 | 0.00 | 0.00 |

Respon pondasi untuk beban aksial yang terjadi pada *pier 2* sebesar 1494.70 kN, sedangkan kapasitas tiang tunggal yang diizinkan sebesar 1658.7 kN. Jadi dengan gaya-gaya statik yang diberikan, pondasi mampu menerima beban tersebut. Gaya-gaya gempa pondasi yang bekerja pada *pier 2* dapat dilihat pada tabel 4.5 :

Tabel 4.5. Gaya-gaya gempa pada pondasi *pier 2*

| No | Kombinasi Beban | Gaya | | | Momen | | |
|----|-----------------|----------|---------|---------|-----------|-----------|-----------|
| | | Fx (kN) | Fy (kN) | Fz (kN) | Mx (kN.M) | My (kN.M) | Mz (kN.M) |
| 1 | Exstrem 1 A+ | 17681.06 | 133.39 | 5169.10 | 107.86 | 34396.04 | -246.10 |
| 2 | Exstrem 1 B+ | 17674.67 | 444.64 | 1550.73 | 359.51 | 10318.81 | -820.32 |
| 3 | Exstrem 2 | 19329.54 | 15.59 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 29.42 |

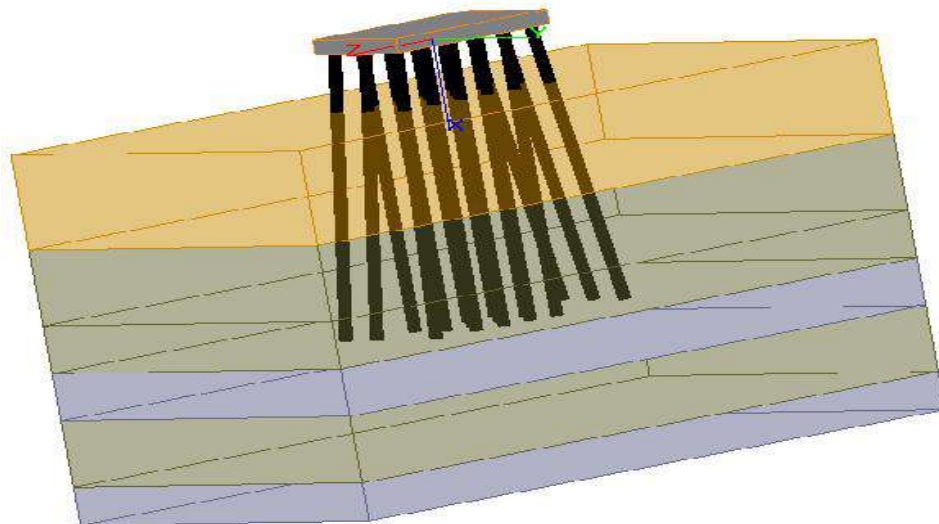
Pemodelan pondasi ini menggunakan bantuan program komputer. Dari beban pada tabel 4.5 didapatkan konfigurasi pondasi:

Jumlah *pile* = 3 buah x 6 buah = 18 buah

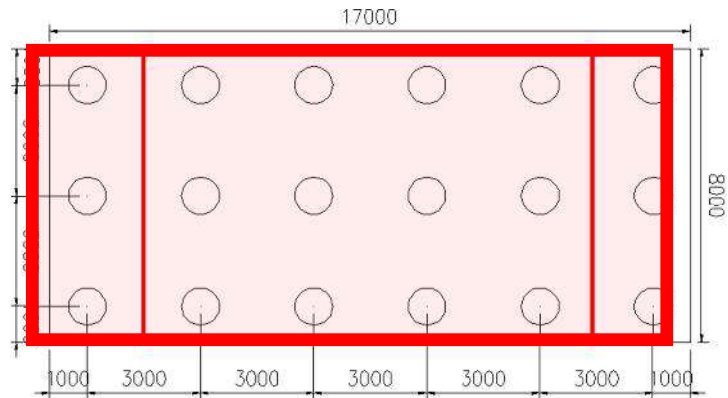
Jenis *pile* = *Steel Pipe Pile*:

Diameter = Ø 1000 mm

Panjang *pile* = 30 m



Gambar 4.15. Pemodelan *software pier 2*

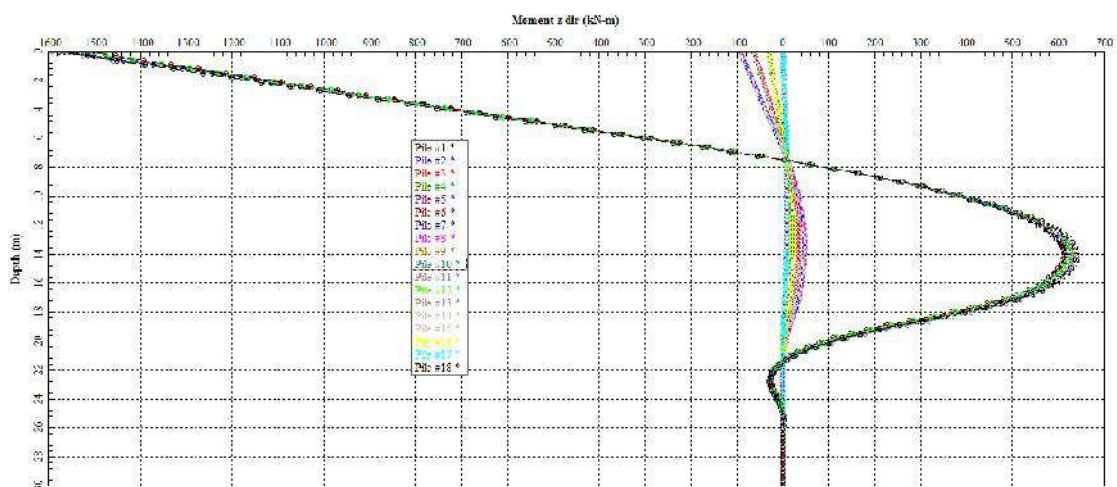


Gambar 4.16. Posisi tiang *pier* 2 untuk beban gempa

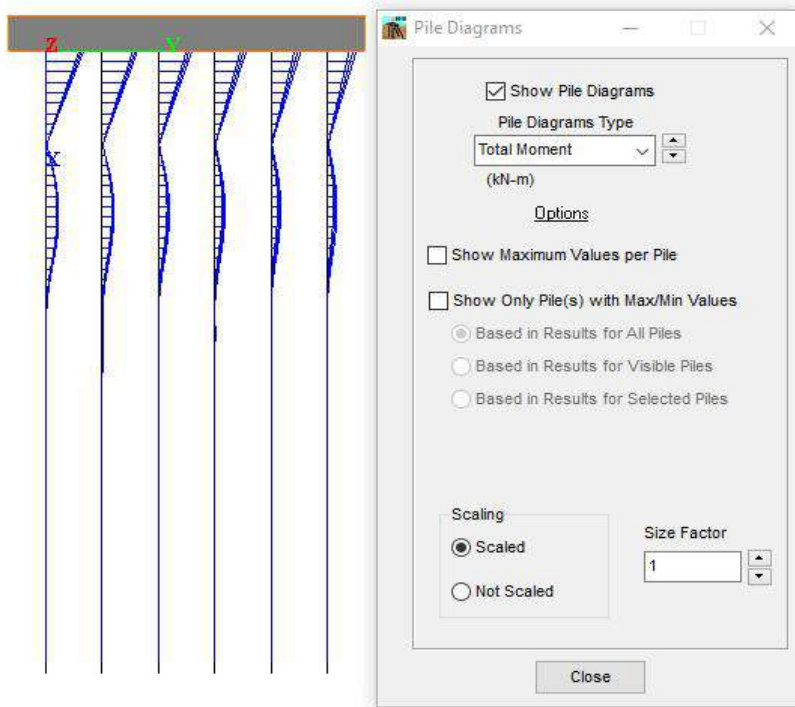
Didapatkan respon pondasi dari gaya-gaya gempa yang diberikan dapat dilihat pada tabel 4.6.

Tabel 4.6. Respon pemodelan pondasi

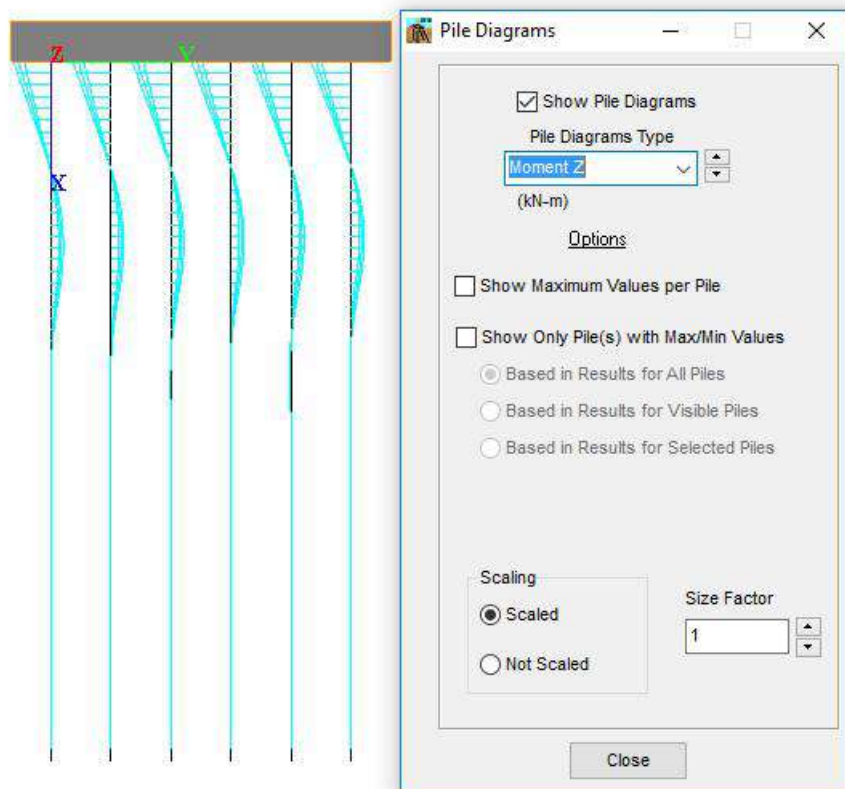
| Kombinasi Beban | Fx (kN) | | Fy (kN) | | Fz (kN) | |
|--------------------|-----------|---------|-----------|----------|-----------|--------|
| | Min | Max | Min | Max | Min | Max |
| Exstrem 1 A+ | -1417.30 | 2183.80 | -4.90 | 20.44 | 201.73 | 548.85 |
| Exstrem 1 B+ | 257.69 | 1450.10 | 12.72 | 37.13 | -8.87 | 297.89 |
| Exstrem 2 | 1041.00 | 1086.20 | -3.85 | 4.86 | -158.82 | 171.60 |
| Kombinasi Beban | Mx (kN.m) | | My (kN.m) | | Mz (kN.m) | |
| | Min | Max | Min | Max | Min | Max |
| Exstrem 1 A+ | 0.00 | 22.22 | -1590.20 | -1511.80 | -47.42 | 140.27 |
| Exstrem 1 B+ | -10.77 | 35.87 | -469.43 | -414.78 | 66.90 | 226.45 |
| Exstrem 2 | 0.00 | 4.02 | 4.02 | 0.85 | -19.16 | 25.40 |



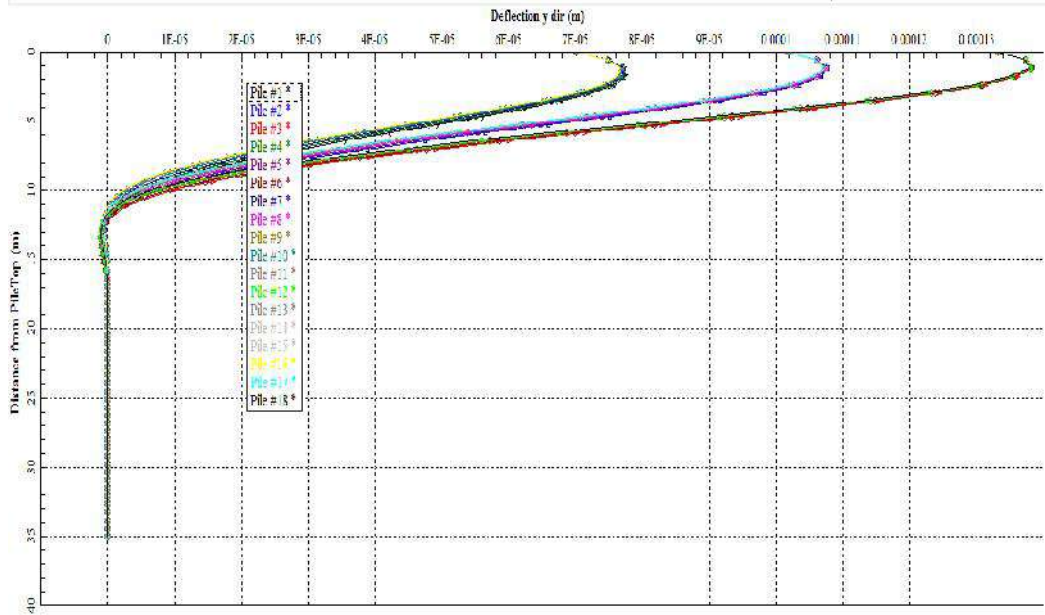
Gambar 4.17. Grafik momen maksimal



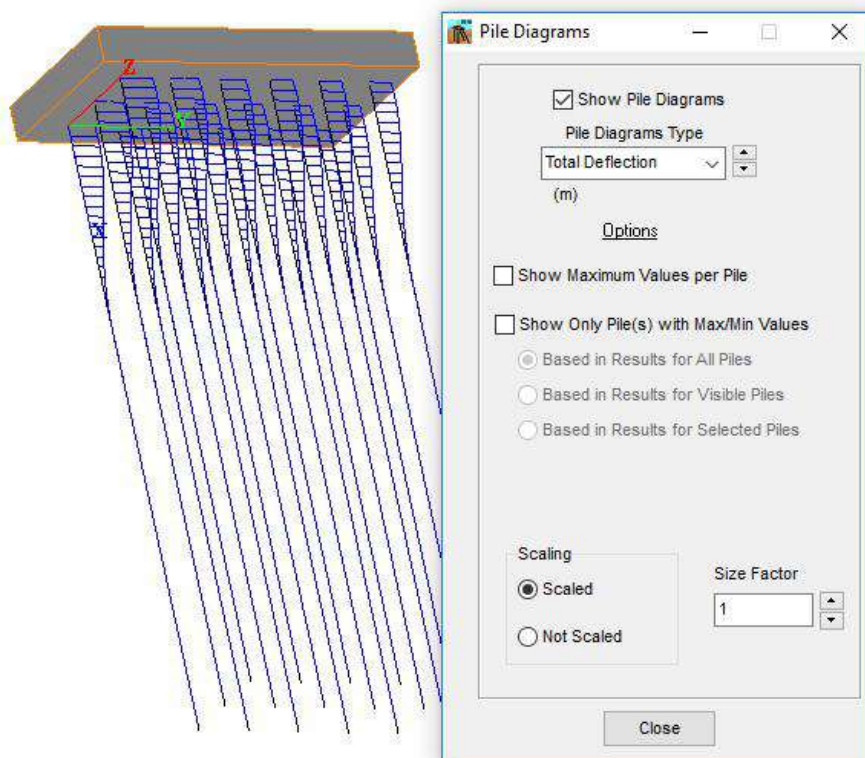
Gambar 4.18. Diagram momen maksimal



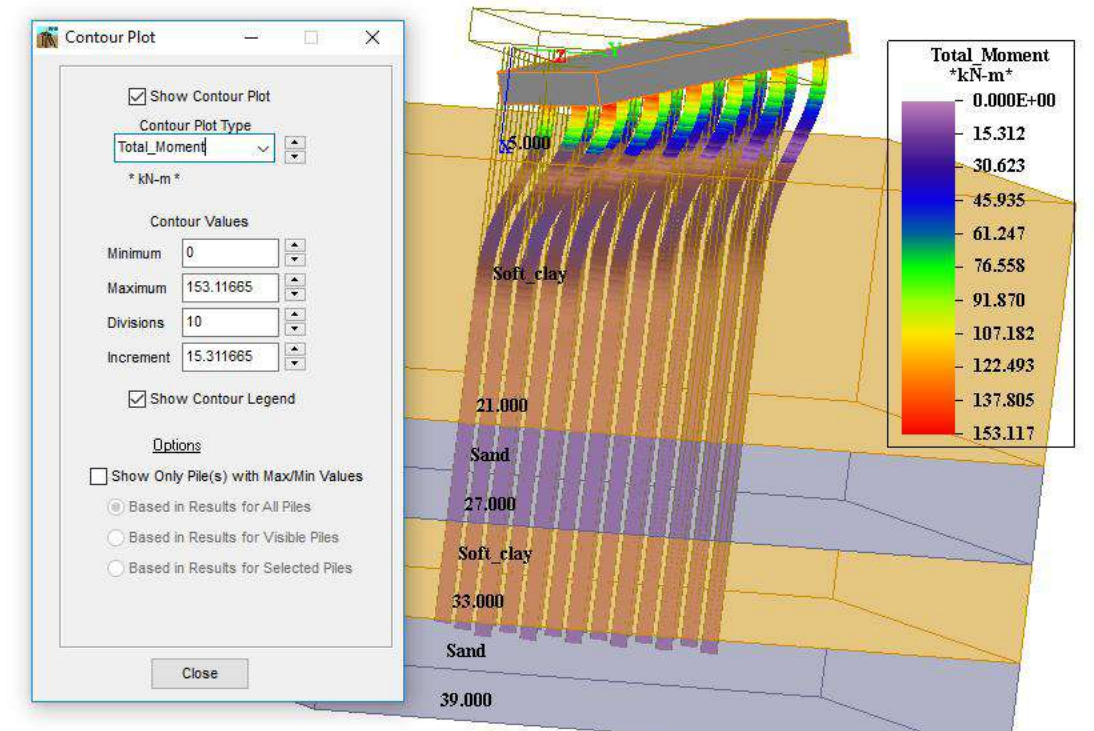
Gambar 4.19. Diagram momen arah Z



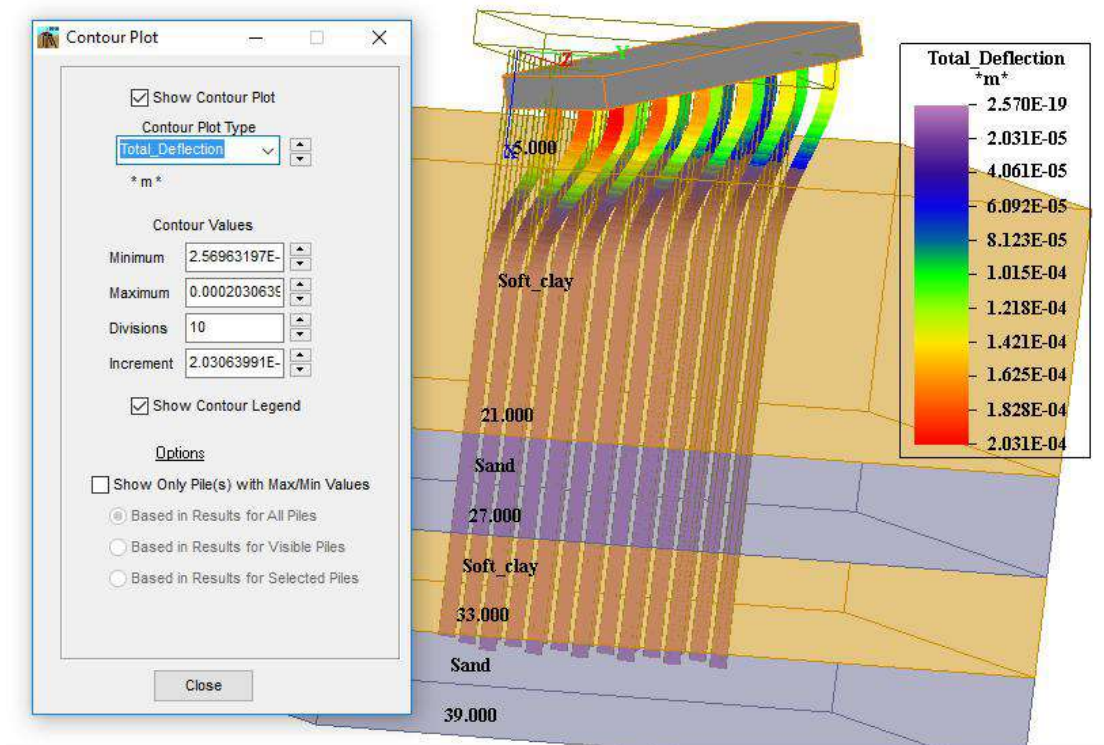
Gambar 4.20. Grafik *deflection*



Gambar 4.21. Diagram *total deflection*



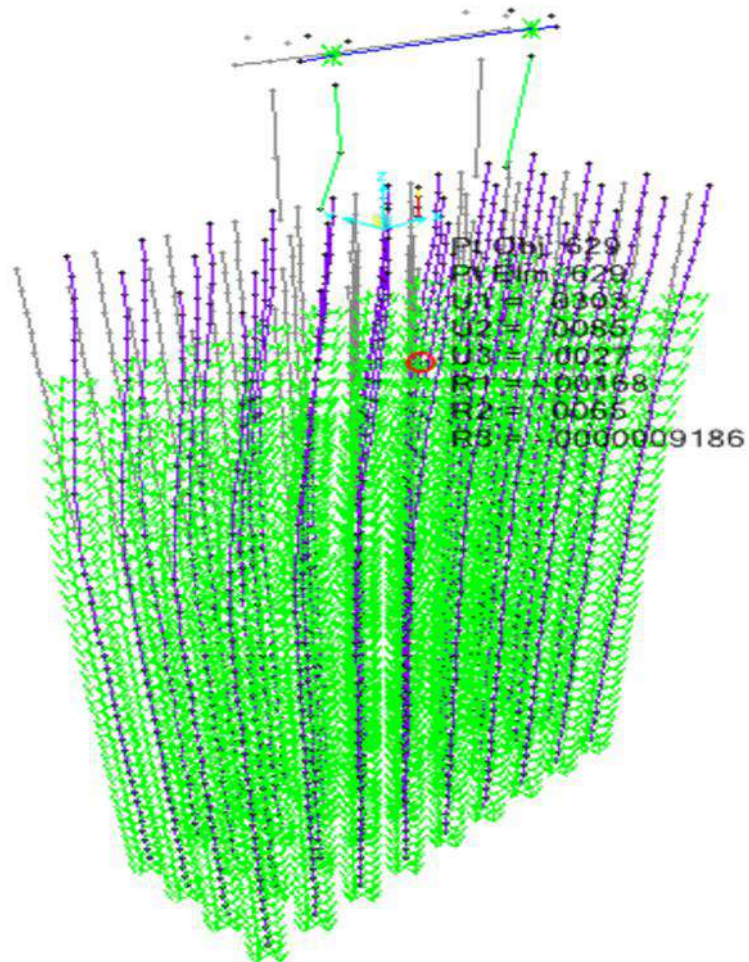
Gambar 4.22. Contour plot total moment



Gambar 4.23. Contour plot total deflection

Perhitungan struktur dan pondasi menggunakan metoda interaksi tanah struktur (*SSI Method*) tiang pancang baja diameter 1000mm

Type Pondasi : *Steel Pipe Pile (SPP) + Isian Beton*
Diameter : 1000 mm
Tebal : 15 mm
Struktur : *Pier 2*
Data Tanah : BM-4

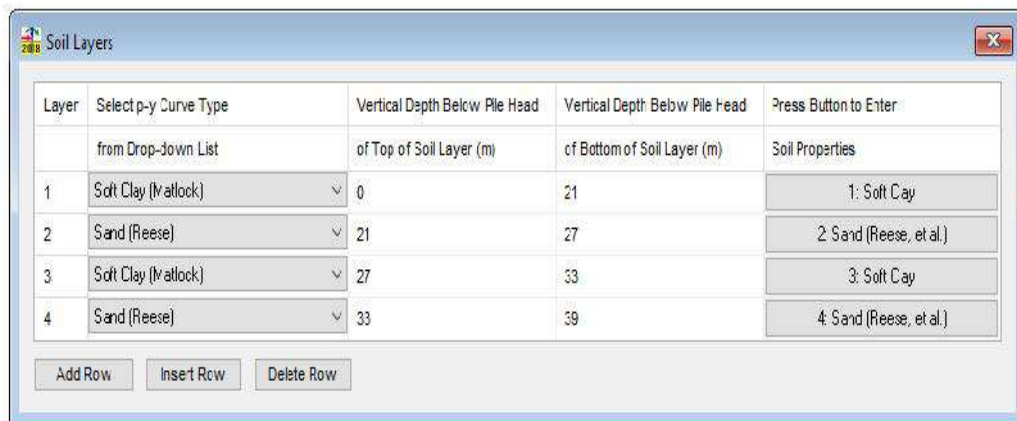


Gambar 4.24. *Contour plot total deflection*

4.7. Analisa Satu Tiang Pancang

4.7.1. Pemodelan Lapisan Tanah

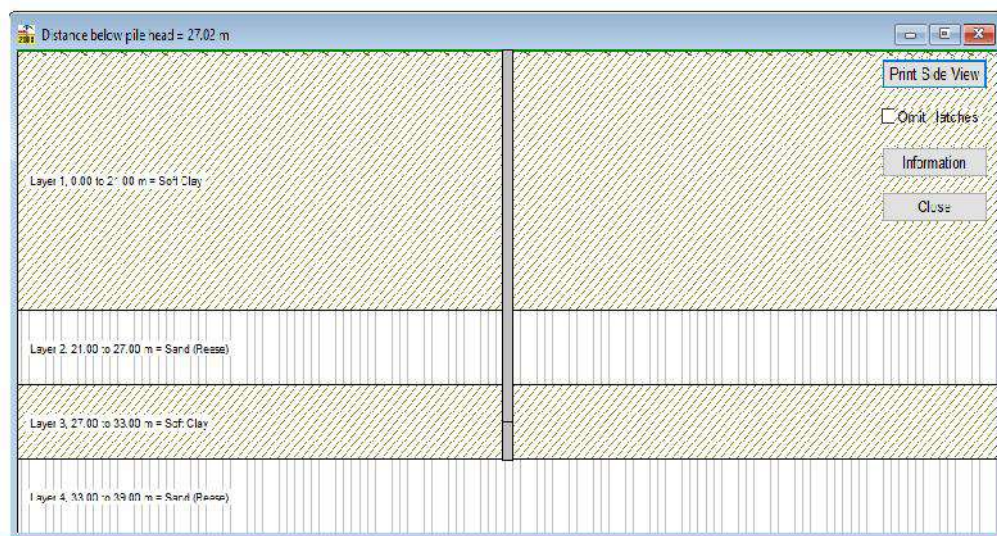
Pada pemodelan lapisan tanah menggunakan *software* Lpile 2018, didapat spektrun tanah yang di input berdasarkan *bor hole* 4. Jenis-jenis tanah pada *bor hole* ini : lempung (0 – 21 m), pasir (21 m – 27 m), lempung (27 m – 33 m) dan pasir (33 m – 39m), dapat dilihat pada gambar berikut :



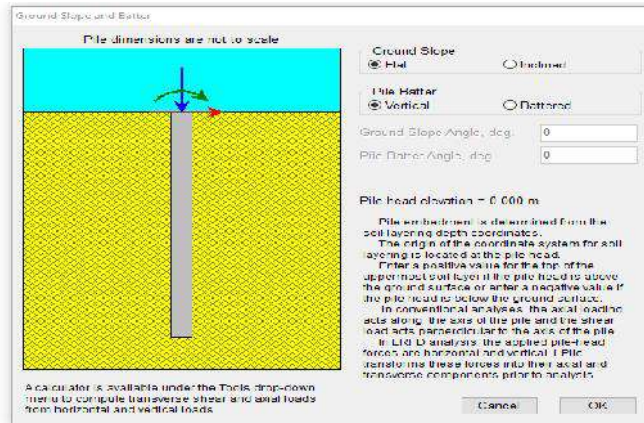
| Layer | Select p-y Curve Type | Vertical Depth Below Pile Head of Top of Soil Layer (m) | Vertical Depth Below Pile Head of Bottom of Soil Layer (m) | Press Button to Enter Soil Properties |
|-------|-----------------------|---|--|---------------------------------------|
| 1 | Soft Clay (Matlock) | 0 | 21 | 1: Soft Clay |
| 2 | Sand (Reese) | 21 | 27 | 2: Sand (Reese, et al.) |
| 3 | Soft Clay (Matlock) | 27 | 33 | 3: Soft Clay |
| 4 | Sand (Reese) | 33 | 39 | 4: Sand (Reese, et al.) |

Gambar 4.25. Input lapisan tanah

Setelah lapisan tanah di masukkan, maka dapat dilihat berapa ketebalan dan bagian dari lapisan tanah.



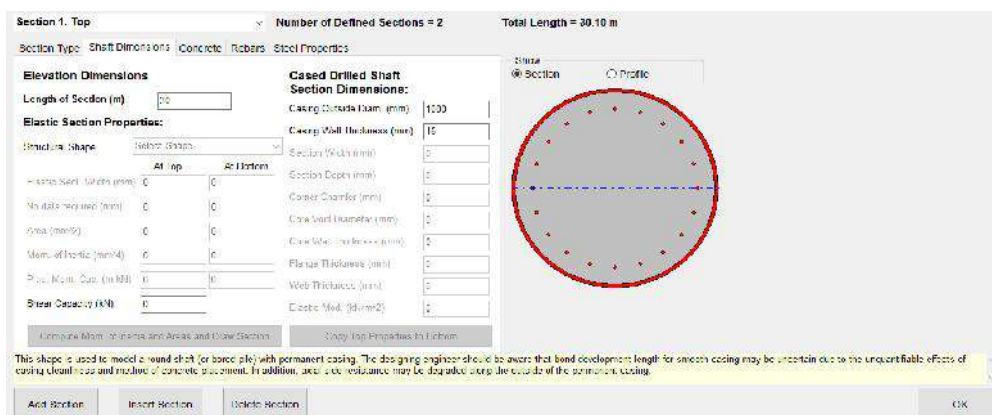
Gambar 4.26. Ketebalan lapisan tanah



Gambar 4.27. Pile pada tanah

4.7.2. Pemodelan Tiang

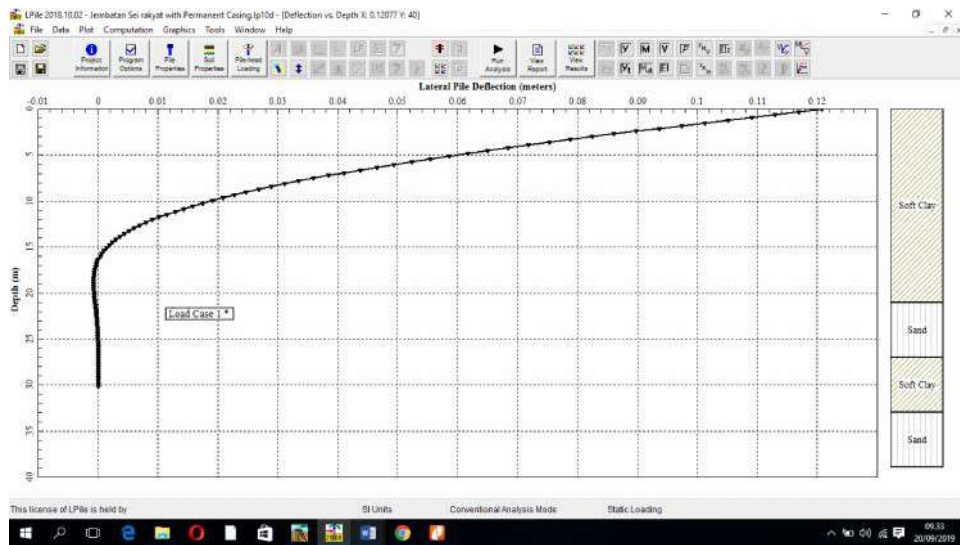
Pada pemodelan tiang menggunakan *software* Lpile 2018. Untuk menganalisa 1 tiang saja. Penumpukan tiang pancang ditentukan dari koordinat kedalaman lapisan tanah. Asal usul sistem koordinat untuk tanah layering terletak di *pile head*. Masukkan nilai positif untuk bagian atas lapisan tanah paling atas jika kepala tiang di atas permukaan tanah atau masukkan nilai negatif jika kepala tiang di bawah permukaan tanah. Dalam analisis konvensional, pembebanan aksial bekerja di sepanjang sumbu tiang dan geser aksi beban *perdicular* dengan sumbu tiang. Dalam analisis LRFD, *pile head* yang diterapkan gaya horisontal dan vertikal. Lpile mengubah kekuatan ini menjadi aksial dan komponen melintang sebelum analisis. Jenis tiang pancang yang digunakan *steel pipe* pada *pier 2* dengan kedalaman 30 m. Dengan data input sebagai berikut :



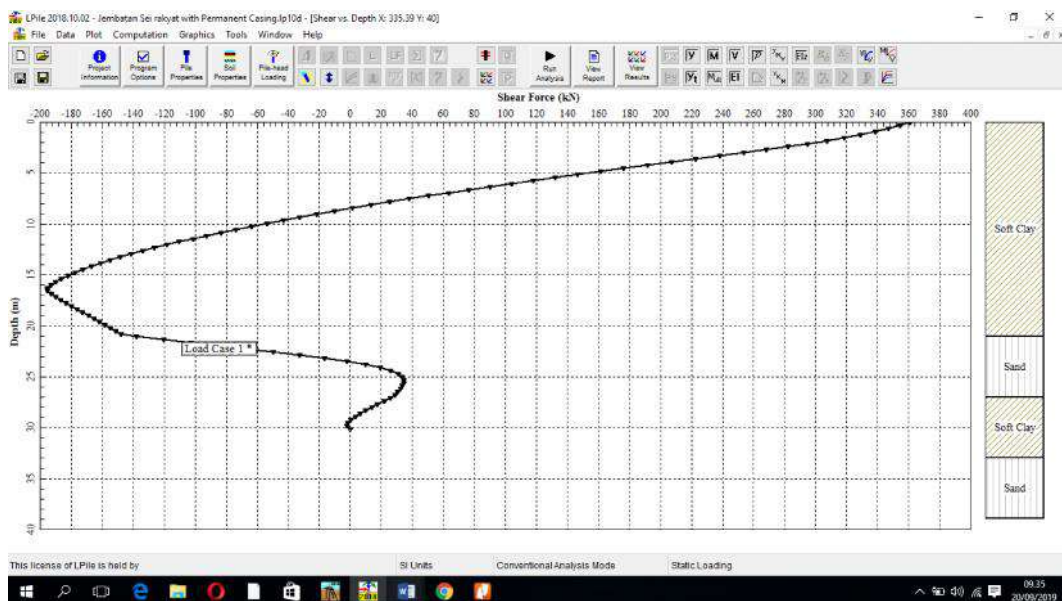
Gambar 4.28. Dimensi tiang

Dari memasukkan data pada *software* Lpile 2018, dilakukan *runing* dengan hasil yang diharapkan dapat menganalisis dan mendapatkan hasil dalam bentuk data grafik yang dapat dibaca untuk :

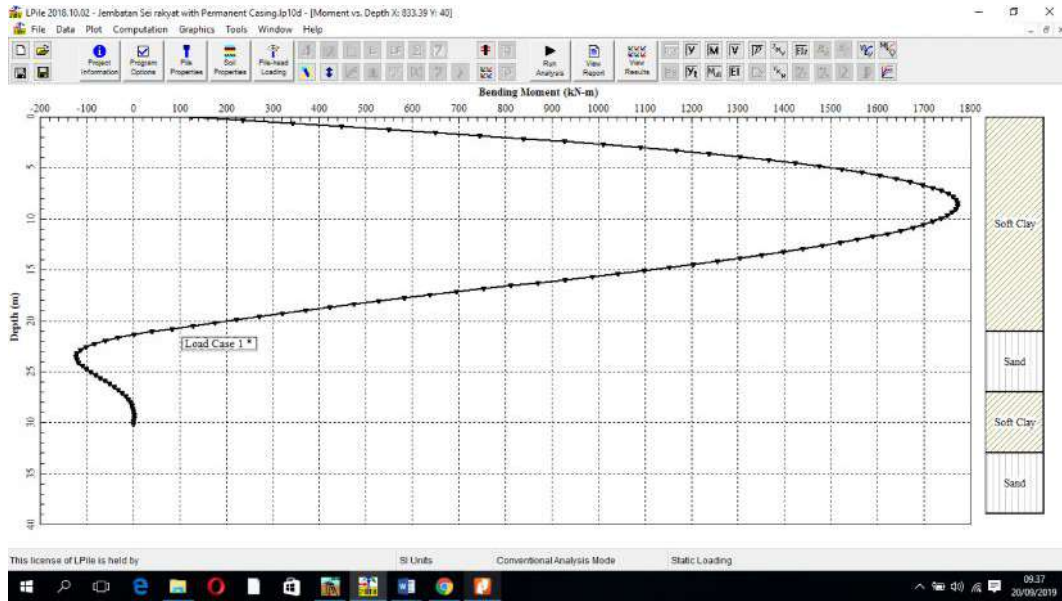
1. *Deflection*
2. *Shear Force*
3. *Bending Moment*



Gambar 4.29. Grafik *deflection*



Gambar 4.30. Grafik *shear force*



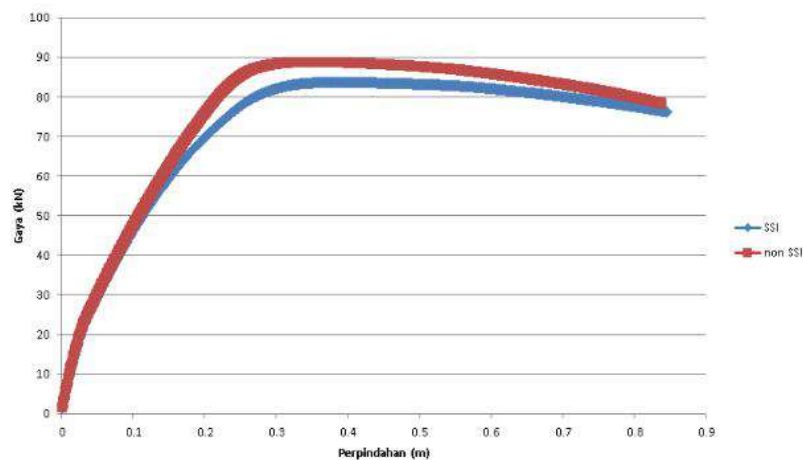
Gambar 4.31. Grafik *bending moment*

4.7.3. Analisa Tanpa Menggunakan SSI

Analisa yang digunakan adalah metode *Broms* 1946 yang didapat *defleksi* dari hasil perencanaan jembatan Sei Rakyat sebesar 14,56mm pada beban lateral 1494.70 kN. Dengan *defleksi* tidak memenuhi kriteria yang telah ditetapkan karena melebihi dari 2 inc.

4.8. Perbedaan Hasil

Perbedaan hasil analisa menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) atau tanpa SSI (*Soil Structure Interaction*) pada *pier 2* sebagai berikut :



Gambar 3.32. Grafik perpindahan

BAB 5

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Adapun beberapa kesimpulan yang dapat diambil berdasarkan hasil perhitungan menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*) atau tanpa SSI (*Soil Structure Interaction*) pada *pier 2* pada jembatan Sei Rakyat adalah :

1. Menggunakan metode *Broms* 1964 didapatkan hasil beban 1494.70 kN pada *pier 2* dengan defleksi sebesar 19,56mm dan tidak memenuhi kriteria perencanaan. Karena tanah dianggap sama dengan nol. Menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*). Respon pondasi untuk beban aksial yang terjadi pada *pier 2* sebesar 1494.70 kN, sedangkan kapasitas tiang tunggal yang diizinkan sebesar 1658.7 kN. Jadi dengan gaya-gaya statik yang diberikan, pondasi mampu menerima beban. Dan mendapat hasil sebesar defleksi 2,95mm.
2. Didapatkan gaya-gaya statik dan gaya gempa pada pondasi *pier 2* sehingga dapat dikonfigurasi penggunaan tiang *pile* sebagai berikut :
 - a. Dari gaya-gaya statik yang dibebankan pada pondasi *pier 2* didapatkan konfigurasi penggunaan tiang *pile* sebagai berikut :

| | |
|---------------------|-----------------------------|
| Jumlah <i>pile</i> | = 3 buah x 4 buah = 12 buah |
| Jenis <i>pile</i> | = <i>Steel Pipe Pile</i> : |
| Diameter | = Ø 1000 mm |
| Panjang <i>pile</i> | = 30 m |

b. Dari gaya-gaya gempa yang dibebankan pada pondasi *pier 2* didapatkan konfigurasi penggunaan tiang *pile* sebagai berikut :

Jumlah *pile* = 3 buah x 6 buah = 18 buah

Jenis *pile* = *Steel Pipe Pile*:

Diameter = Ø 1000 mm

Panjang *pile* = 30 m

5.2 Saran

Adapun beberapa saran yang dapat diambil berdasarkan hasil perencanaan adalah :

1. Untuk penelitian berikutnya, disarankan untuk perhitungan *pier* jembatan baja dengan kapasitas besar menggunakan SSI (*Soil Structure Interaction*), sehingga hasil perencanaan kedepannya sesuai dengan pedoman dan peraturan yang berlaku.
2. Untuk penelitian berikutnya, untuk melakukan analisis pembebanan ini dapat dikaji dengan jembatan jenis lain dan bentang lainnya.

DAFTAR PUSTAKA

- Wolf, J. P. (1985). Dynamic soil-structure interaction. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- Mylonakis, G. and Gazetas, G. (2000). Seismic soil structure interaction: Beneficial or Detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 4(3), pp. 277-301.
- Bowles, J. E., (1997) Analisis dan Desain Pondasi. Erlangga, Jakarta.
- Bowles, J.E., (1984) Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah Edisi ke-2 (Terjemahan). Erlangga, Jakarta.
- Terzaghi, K., dan Peck, R., 1943. Theoretical Soil Mechanics. John Willey & Sons, New York..
- Hardiyatmo, H.C., 2011 Analisis dan Perancangan Fondasi I. Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Asiyanto, 2008, Metode Konstruksi Jembatan Beton, Universitas Indonesia Press, Jakarta
- Satyarno, I., 2003, Analisis struktur jembatan, Jurusan T.Sipil FT UGM, Yogyakarta
- Anonim, 2016. SNI 1725 2016 (Pembebanan Untuk Jembatan), BSN : Jakarta RSNI T-12-2004 (pasal 5.5.2 halaman 38) tebal pelatsni-1726-2012 Tata cara perencanaan ketahanan gempa.

Data Perencanaan

Pada Perencanaan Pembangunan Jembatan Sei Rakyat. Ada 2 type jembatan yaitu type jembatan rangka baja dan type beton buld tee girder.

1. Jembatan Rangka Baja

| | |
|------------------------|-------------------------------|
| Panjang bentang | = 60 m |
| Lebar jembatan | = 9 m |
| Lebar lantai kendaraan | = 2 x 3,5 m |
| Lebar trotoar | = 2 x 1 m |
| Mutu baja | = BJ 41 (Titik Leleh 250 MPa) |
| Jenis sambungan | = Baut |
| Mutu beton | = f_c 30 Mpa |
| BJ aspal | = 2,32 Ton/m ³ |

Komponen baja profil terpasang pada jembatan rangka baja

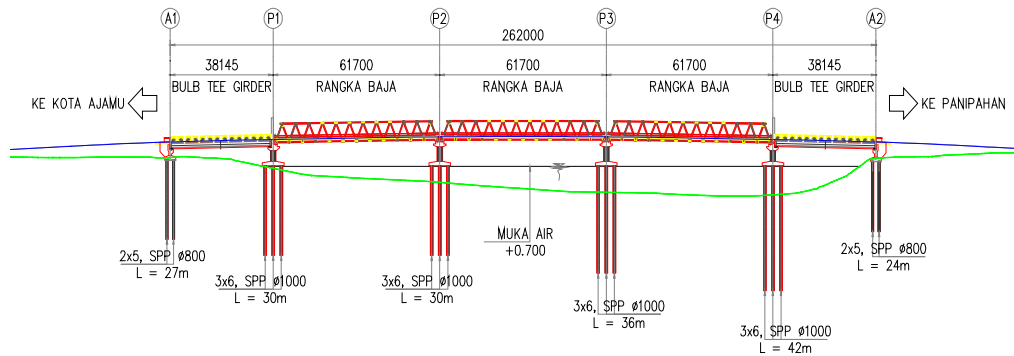
| Komponen | Jenis Profil | Jumlah | Jarak antara (m) | Panjang/Unit (m) | Mutu |
|-------------------------|---------------|--------|------------------|------------------|-------|
| Gelagar memanjang | Baja Profil H | 5 | 2,10 | 5 | BJ 41 |
| Gelagar melintang | Baja Profil H | 13 | 5 | 9, | BJ 41 |
| Rangka horizontal atas | Baja Profil H | 22 | - | 5 | BJ 41 |
| Rangka horizontal bawah | Baja Profil H | 24 | - | 5 | BJ 41 |
| Rangka Diagonal | Baja Profil H | 48 | - | 6,964 | BJ 41 |
| Ikatan angin atas | Baja Profil H | 22 | - | 9,986 | BJ 41 |
| Ikatan angin bawah | Baja Profil L | 24 | - | 9,986 | BJ 41 |

Komponen pendukung terpasang pada jembatan rangka baja

| No | Komponen | Jenis | Dimensi | | | Mutu | | |
|----|------------------|-----------------|---------|-----|-----|-------|-------|----------|
| | | | Pj | Lr | Ti | Baja | Beton | Tulangan |
| | | | (m) | (m) | (m) | (Mpa) | (Mpa) | (Mpa) |
| 1 | Pipa Sandaran | Baja | 60 | - | - | BJ 50 | - | - |
| 2 | Lantai Trotoar | Beton Bertulang | 60 | 1 | 0,3 | - | 30 | 390 |
| 3 | Lantai Kendaraan | Beton Bertulang | 60 | 7 | 0,2 | - | 30 | 390 |

1.1. Penampang Rencana Jembatan

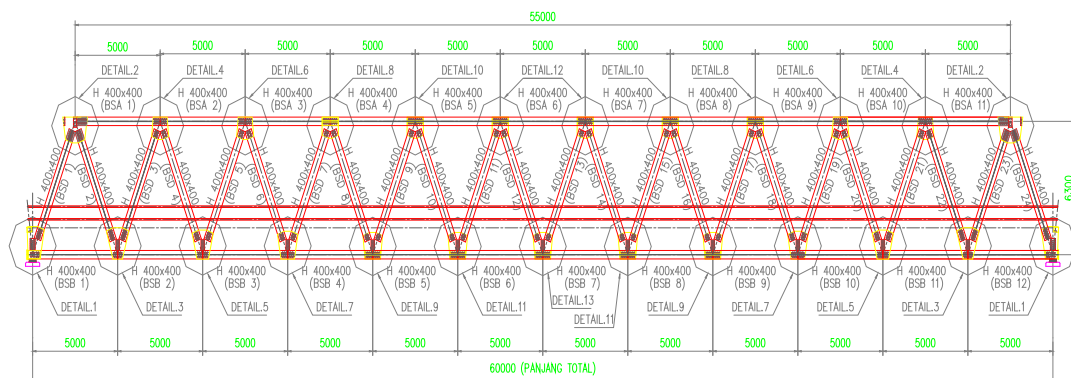
Penampang rencana pada Perencanaan Pembangunan Jembatan Sei Rakyat. Pada bagian pondasi abutment dan pier menggunakan tiang pancang dengan kedalaman dari 24m samapai dengan 42 meter, dan rencana pembangunan jembatan dari permukaan air sekitar 8,5 meter, dapat dilihat pada Gambar 1.1 sebagai berikut.



Gambar 1.1 Penampang Perencanaan Jembatan Sei Rakyat

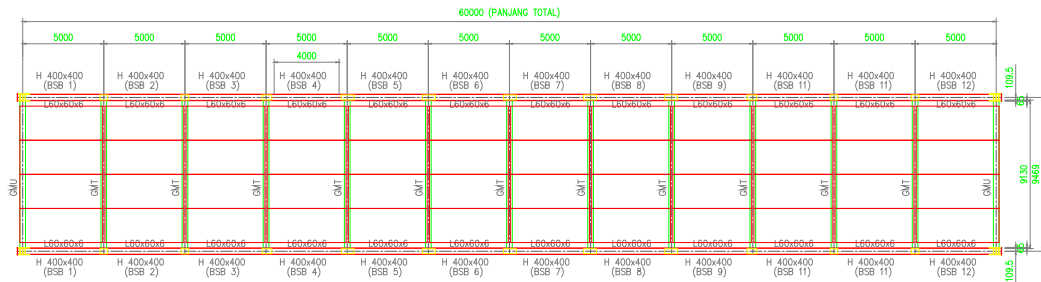
1.2. Dimensi Jembatan Type Rangka Baja

Dimensi rangka baja rencana pada Perencanaan Pembangunan Jembatan Sei Rakyat. Tinggi jembatan rangka baja 3,6 meter, lebar 9 meter, panjang pada satu bagian 60 meter, pada Gambar 1.2 menunjukkan dimensi samping rencana jembatan rangka baja.



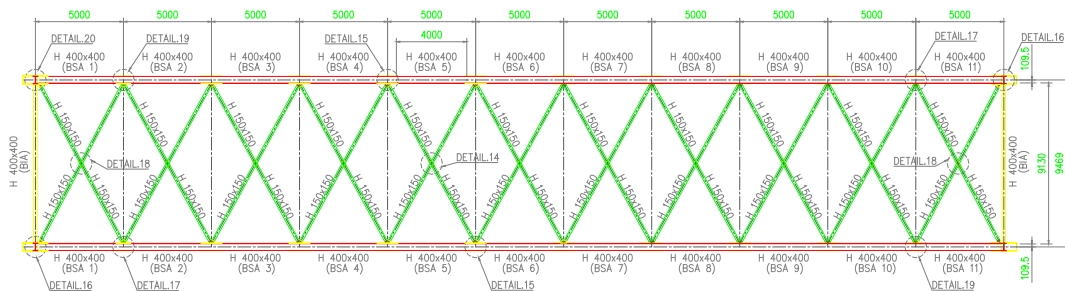
Gambar 1.2 Dimensi Samping Perencanaan Jembatan Sei Rakyat

Dimensi lantai jembatan rangka baja dilihat pada Gambar 1.3 sebagai berikut :



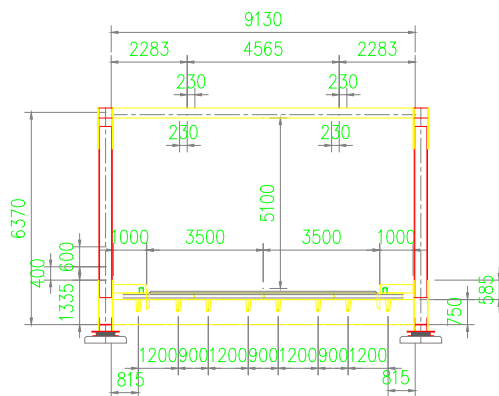
Gambar 1.3 Dimensi Lantai Rangka Baja Perencanaan Jembatan Sei Rakyat

Dimensi atas jembatan rangka baja dilihat pada Gambar 1.4 sebagai berikut :



Gambar 1.4 Dimensi Atas Rangka Baja Perencanaan Jembatan Sei Rakyat

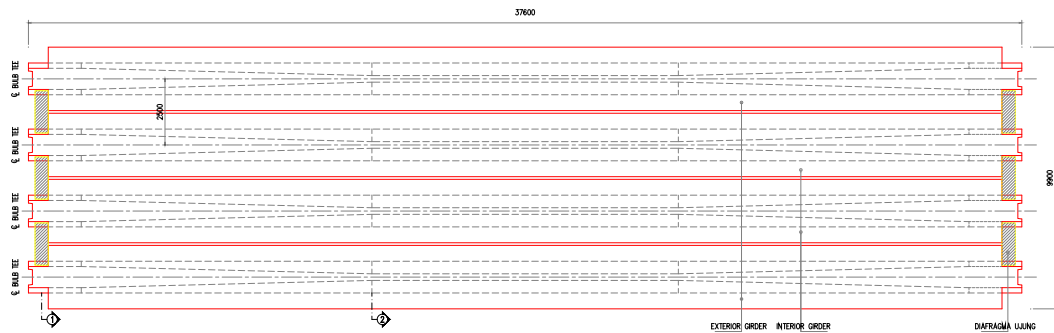
Dimensi potongan jembatan rangka baja dilihat pada Gambar 1.5 sebagai berikut :



Gambar 1.5 Dimensi Potongan Rangka Baja Perencanaan Jembatan Sei Rakyat

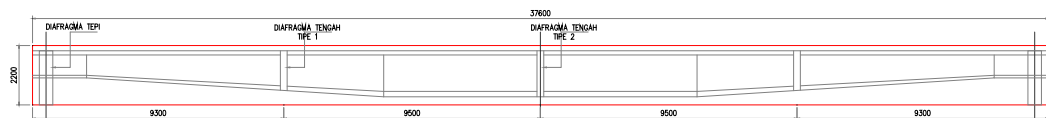
2. Dimensi Jembatan Type Buld Tee Girder

Jembatan type buld tee girder merupakan kombinasi perencanaan pada jembatan Sei Rakyat, jembatan type ini ada dua penmpatannya dengan dimensi panjang pada satu bagiannya 37.6 meter, lebar 9,9 meter dengan dimensi dapat dilihat pada Gambar 1.6 Denah jembatan type buld girder sebagai berikut :



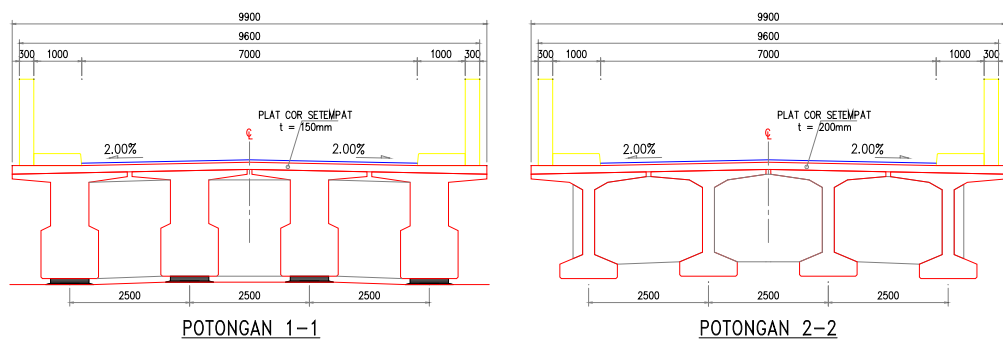
Gambar 2.1 Denah Type Buld Tee Girder Perencanaan Jembatan Sei Rakyat

Dimensi tampak samping dari jembatan type buld tee girder dapat dilihat pada Gambar 1.7, sebagai berikut :



Gambar 1.7 Dimensi Tampak samping Type Buld Tee Girder

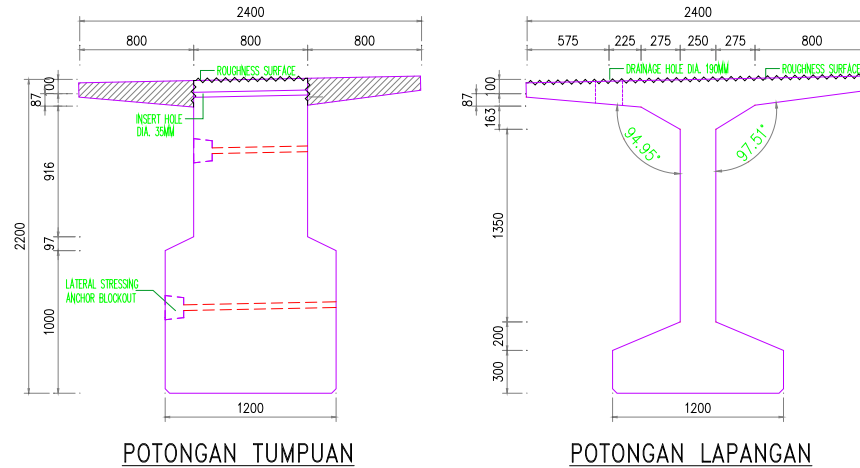
Dimensi potongan 1-1 dan 2-2 dari jembatan type buld tee girder dapat dilihat pada Gambar 1.8, sebagai berikut :



Gambar 1.8 Dimensi Potongan 1-1 dan 2-2 Type Buld Tee Girder

Data Perencanaan

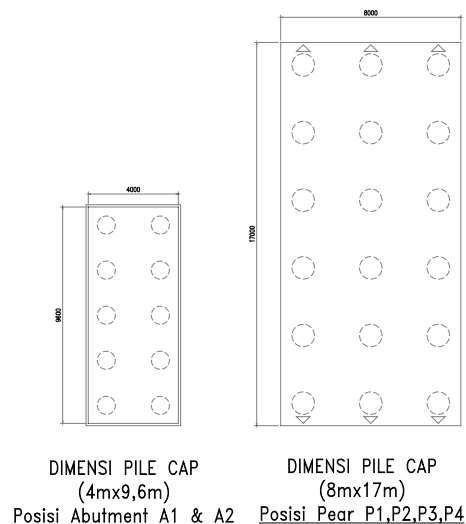
Dimensi girder yang digunakan pada perencanaan Jembatan Sei Rakyat menggunakan type bulb tee girder dengan dimensi yang dapat dilihat dari gambar potongan tumpuan dan lapangan girder seperti yang ada pada Gambar 1.9, sebagai berikut :



Gambar 1.9 Dimensi Potongan Tumpuan Dan Lapangan Tee Girder

3. Dimensi Pile Cap

Bagian Pile Cap pada perencanaan jembatan Sei Rakyat terdapat 6 tempat yaitu pada 2 abutment dan 4 pear dimana ada beberapa ukuran dimensi pile cap yang ada dalam perencanaan jembatan Sei Rakyat dapat dilihat pada Gambar 1.10, sebagai berikut :



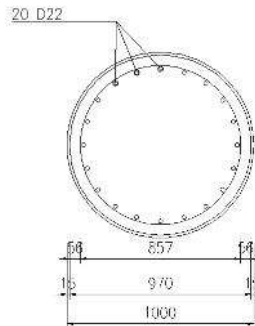
Gambar 1.10 Dimensi Pile Cap 2 Abutment dan 4 Pear

4. Dimensi Steel Pipe Pile

Pada perencanaan Jembatan Sei Rakyat menggunakan tiang pancang dengan type Steel Pipe Pile, ukuran dimensi dan kedalaman tiang pancang pada abutment dan pear pada perencanaan Jembatan Sei Rakyat ditentukan sebagai berikut :

Pada *pier 2* Steel Pipe Pile pada pear dengan diameter SPP : 1000 mm, dan tebal : 15 mm, panjang tiang *pier 2* : 30 m

Untuk bagian *Steel Pipe Pile* pada pear 2, dengan dimensi di dalam Gambar 4.2 sebagai berikut :



Gambar 1.11 Dimensi Steel Pipe Pile Pada 4 Pear

5. Daya Dukung Tanah

Pengeboran dengan Bore mesin dilaksanakan sebanyak 4 (empat) titik, dengan kedalaman pengeboran 39.45 meter terhitung dari permukaan tanah atas (Top Soil) tanah setempat atau permukaan sea bed dengan uraian sebagai berikut :

1. Bor Nomor : BM-1

Dari lantai jembatan ke Top Soil : - 3.50 Meter

Dari Top Soil ke tanah keras : - 31.00 Meter

2. Bor Nomor : BM-2

Dari lantai jembatan ke Top Soil : - 4.00 Meter

Dari Top Soil ke tanah keras : - 33.00 Meter

3. Bor Nomor : BM-3

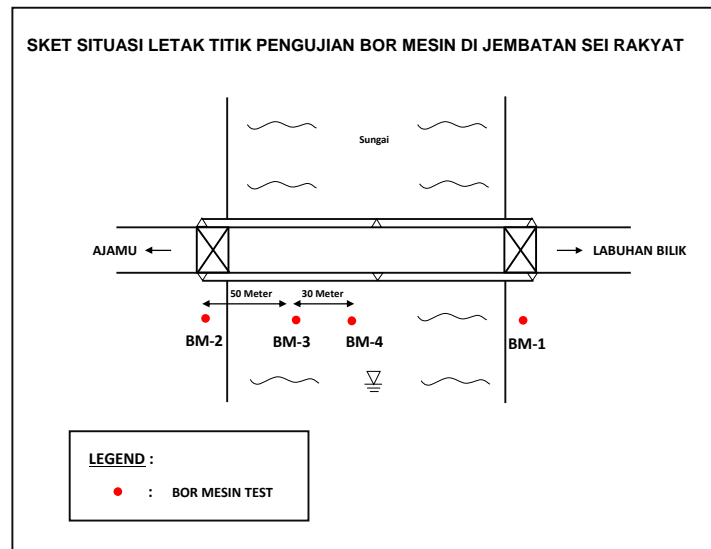
Dari lantai jembatan ke Stager : - 3.50 Meter

Dari Stager ke Sea Bed : - 5.10 Meter

Dari Sea Bed ke tanah keras : - 36.00 Meter

4. Bor Nomor : BM-4

- Dari Lantai Jembatan ke Stager : - 3.60 Meter
- Dari Stager ke Sea Bed : - 7.20 Meter
- Dari Sea Bed ke tanah keras : - 37.00 Meter



Gambar 1.12 Titik Pengeboran Mesin

Dari hasil penelitian tanah yang dilakukan di lapangan dengan metode bore mesin dan yang dilakukan di laboratorium dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

A. Lokasi Bore Mesin No : BM- 1

1. Lapisan Tanah Padat,

N / 30 Cm sebesar 53 Blows/30 cm – 62 Blows/30 cm,

Ditemukan pada kedalaman : 30.45 meter – 39.45 meter.

B. Lokasi Bore Mesin No : BM- 2

1. Lapisan Tanah Padat,

N / 30 Cm sebesar 53 Blows/30 cm - 63 Blows/30 cm,

Ditemukan pada kedalaman : 33.45 meter – 39.45 meter

C. Lokasi Bore Mesin No : BM- 3

1. Lapisan Tanah Padat,

N / 30 Cm sebesar 52 Blows/30 cm - 55 Blows/30 cm,
Ditemukan pada kedalaman : 36.45 meter – 39.45 meter

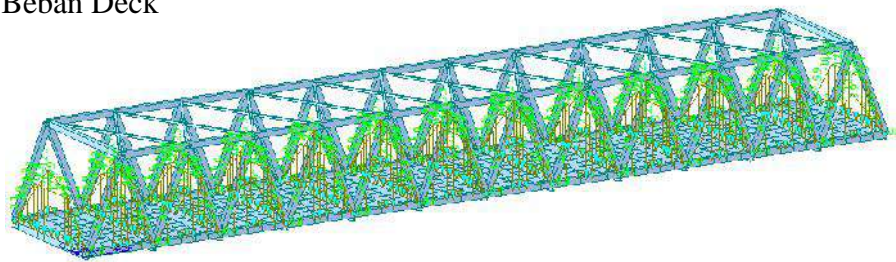
D. Lokasi Bore Mesin No : BM- 4

1. Lapisan Tanah Padat,

N / 30 Cm sebesar 56 Blows/30 cm - 60 Blows/30 cm,
Ditemukan pada kedalaman : 36.45 meter – 39.45 meter

6. Pemodelan Pembebanan

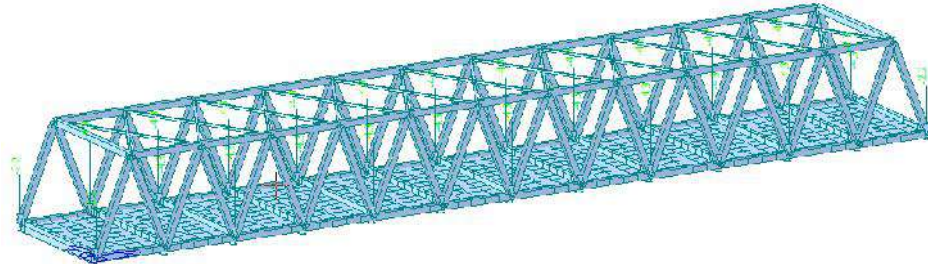
a. Beban Deck



Gambar 1.13. Pemodelan beban deck

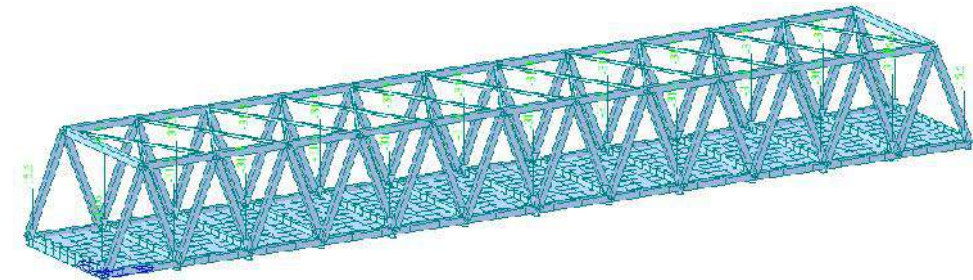
b. Beban Mati Tambahan

- Beban Handrail



Gambar 1.14. Pemodelan beban handrail

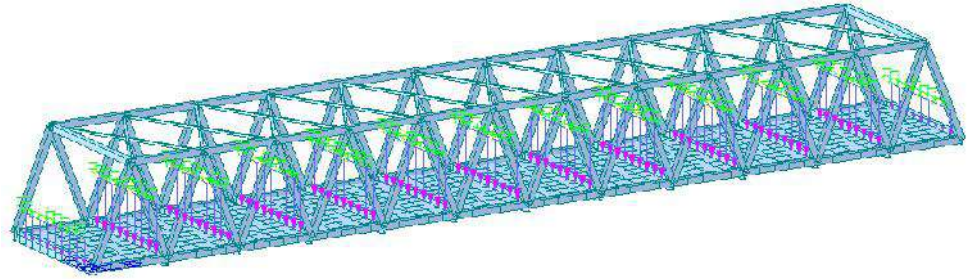
- Beban Trotoar



Gambar 1.15. Pemodelan beban trotoar

Data Perencanaan

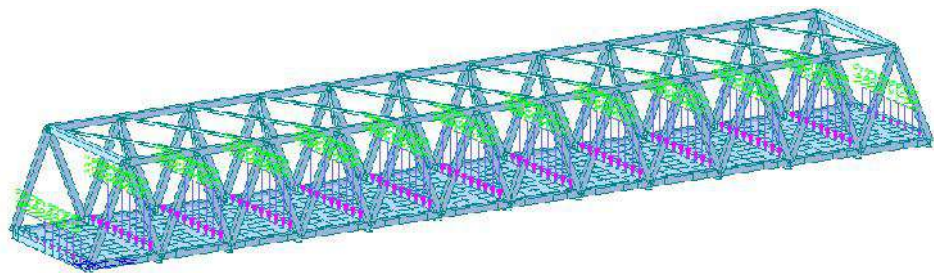
- Beban Aspal



Gambar 1.16. Pemodelan beban aspal

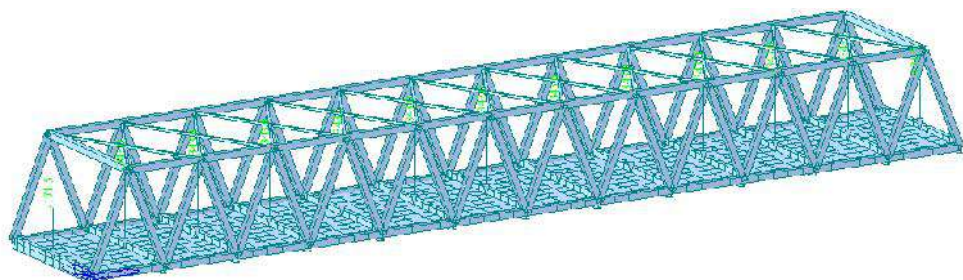
b. Beban Kendaraan (TD)

- Beban Terbagi Rata (BRT)



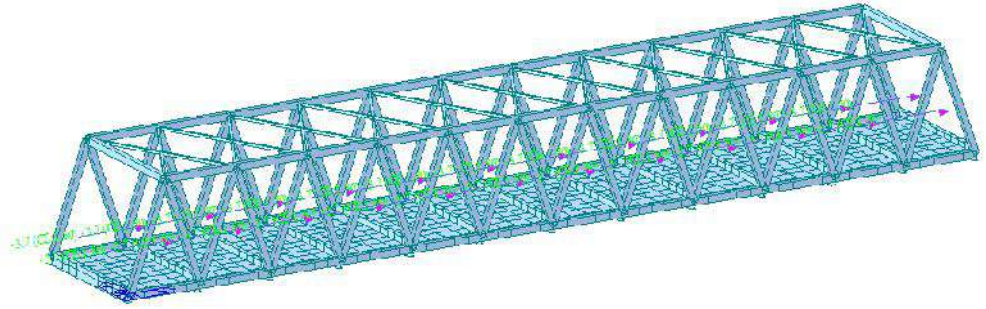
Gambar 1.17. Pemodelan beban terbagi rata

- Beban Garis Tengah (BTG)



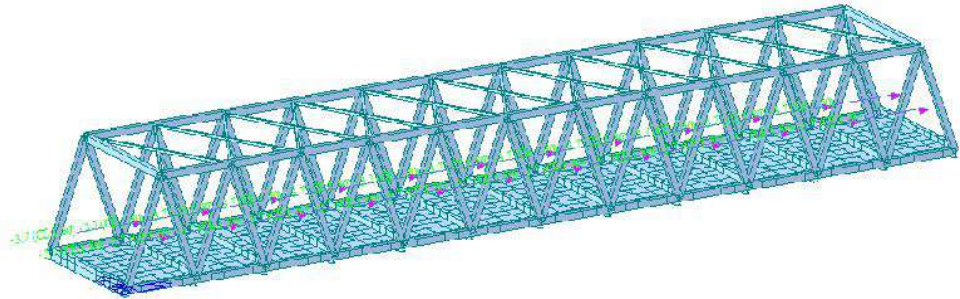
Gambar 1.18. Pemodelan beban garis tengah

c. Beban Rem (TB)



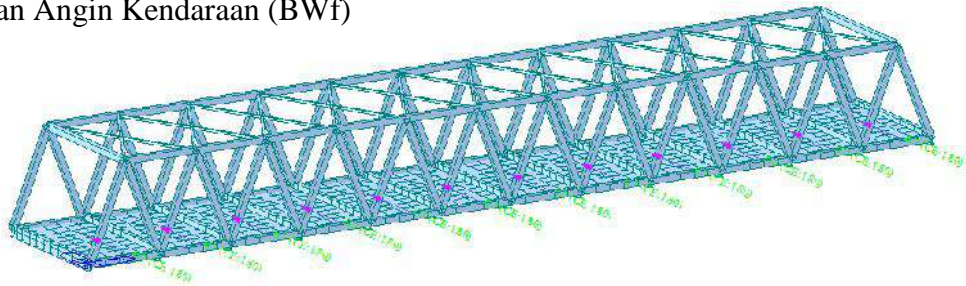
Gambar 1.19. Pemodelan beban rem

c. Beban Angin Struktur (BWs)



Gambar 1.20. Pemodelan beban angin struktur

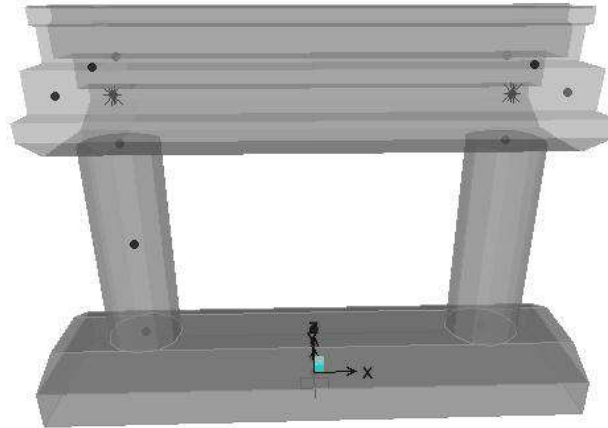
c. Beban Angin Kendaraan (BWf)



Gambar 1.21. Pemodelan beban angin kendaraan

4.2. Analisa Pier 2

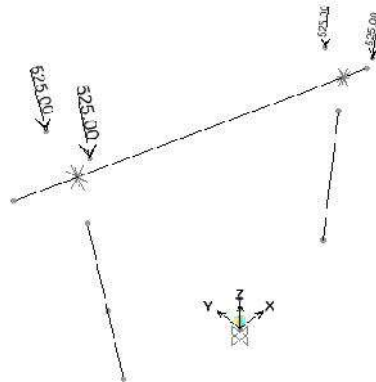
Pada perencanaan jembatan Sei Rakyat terdapat 4 pier, penulis ingin memfokuskan kepada reaksi pondasi pada pier 2. Pemodelan pier 2 dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



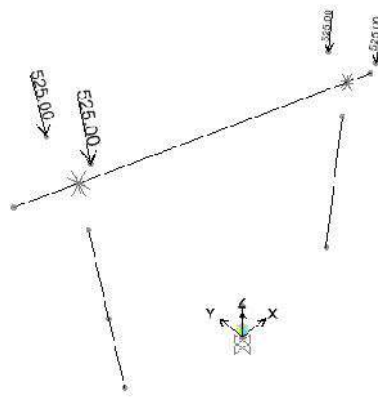
Gambar 1.22. Penampang pier 2

4.3.1. Pembebanan Pada Pier 2

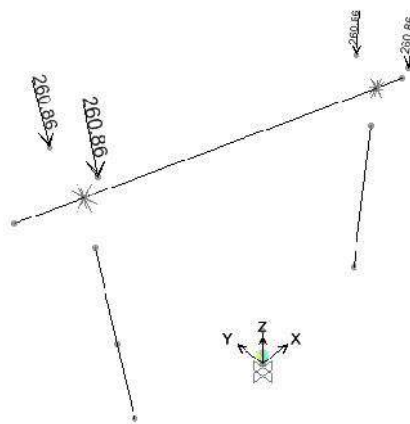
Pembebanan pada pier 2 dilakukan dengan menggunakan software komputer, dapat dilihat sebagai berikut :



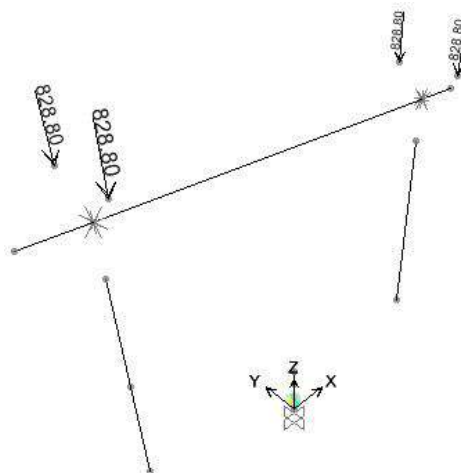
Gambar 1.23. Input Beban Mati akibat Berat Rangka Baja pada P2



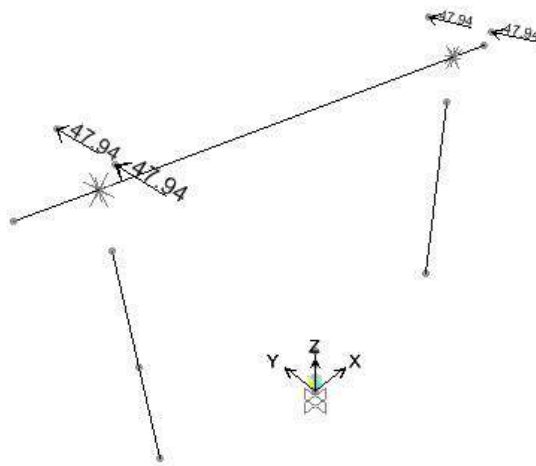
Gambar 1.24. Input Beban Mati akibat Bulb Tee dan Double Tee pada P2



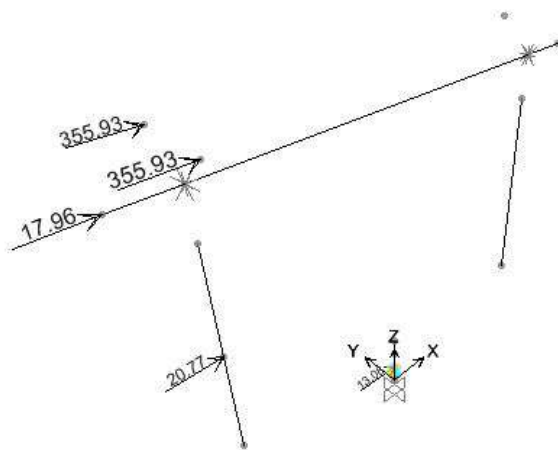
Gambar 1.25. Input Beban Mati Tambahan pada P2



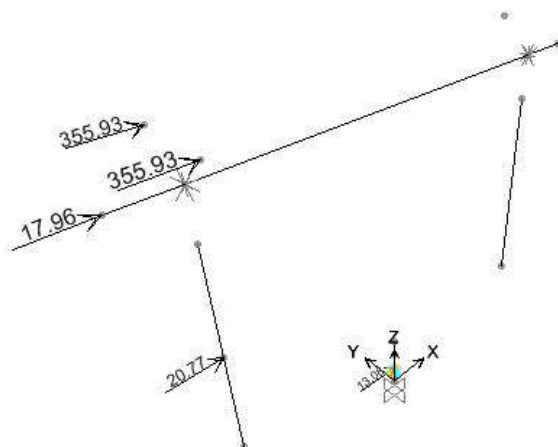
Gambar 1.26. Input Beban Truk pada P2



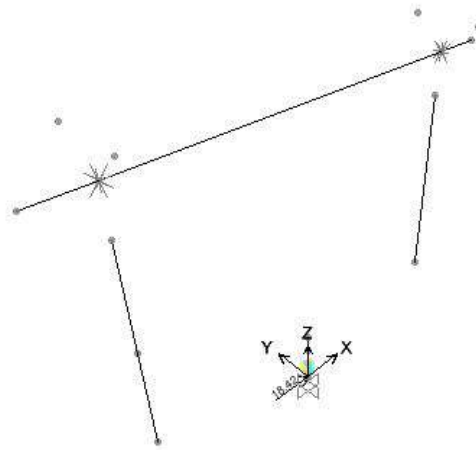
Gambar 1.27. Input Beban Rem pada P2



Gambar 1.28. Input Beban Angin Struktur pada P2

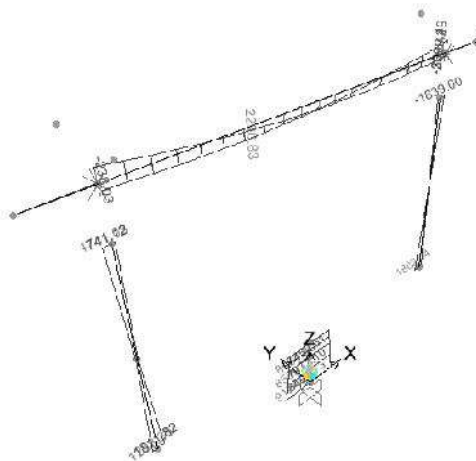


Gambar 1.29. Input Beban Angin Kendaraan pada P2

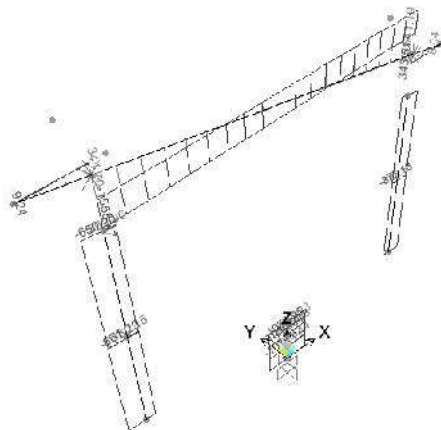


Gambar 1.30. Input Beban Angin Kendaraan pada P2

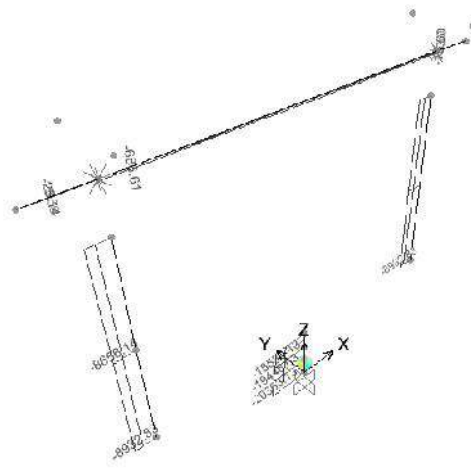
GAYA DALAM



Gambar 1.31. Gaya Dalam Momen Akibat Kombinasi ENV EKSTREME - KUAT



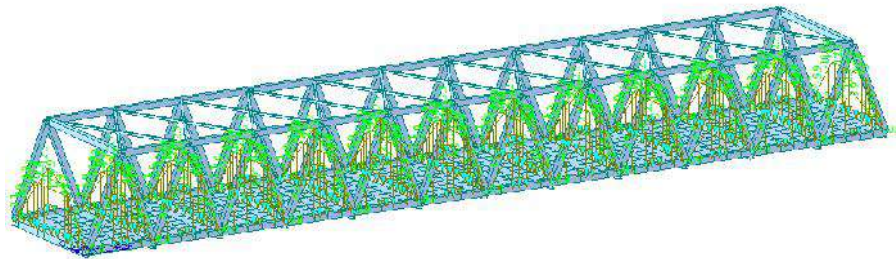
Gambar 1.32. Gaya Dalam Geser Akibat Kombinasi ENV EKSTREME - KUAT



Gambar 1.33. Gaya Dalam Aksial Akibat Kombinasi ENV EKTREME - KUAT

4.1.6. Pemodelan Pembebanan

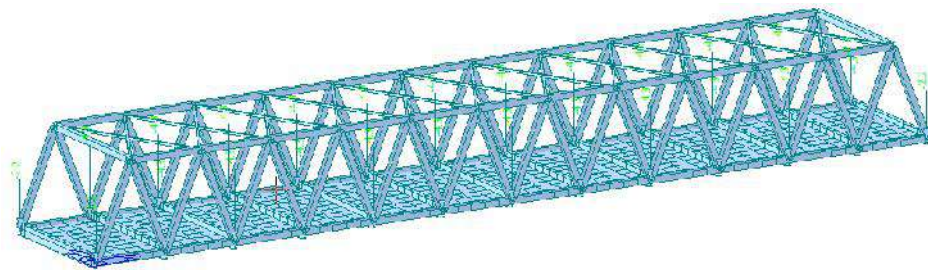
a. Beban Deck



Gambar 4.4. Pemodelan beban deck

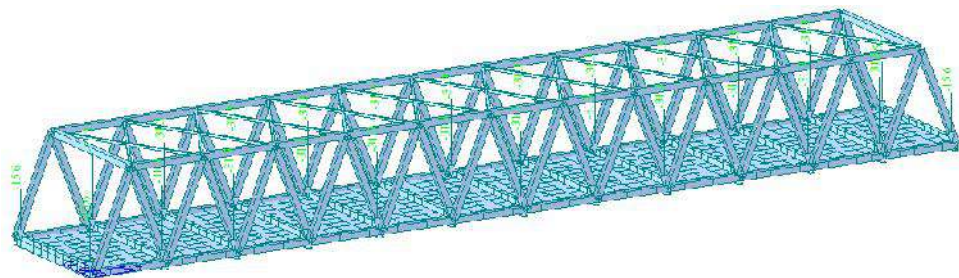
b. Beban Mati Tambahan

- Beban Handrail



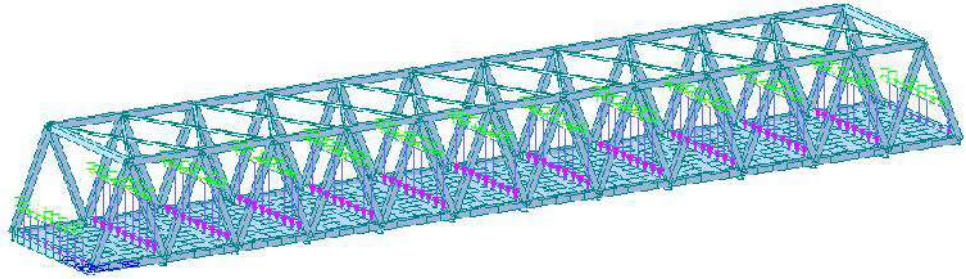
Gambar 4.5. Pemodelan beban handrail

- Beban Trotoar



Gambar 4.6. Pemodelan beban trotoar

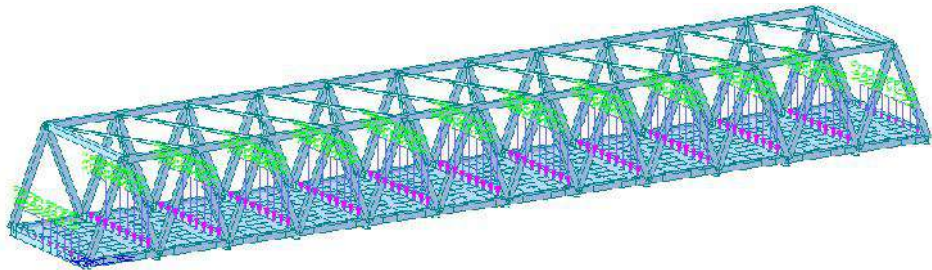
- Beban Aspal



Gambar 4.7. Pemodelan beban aspal

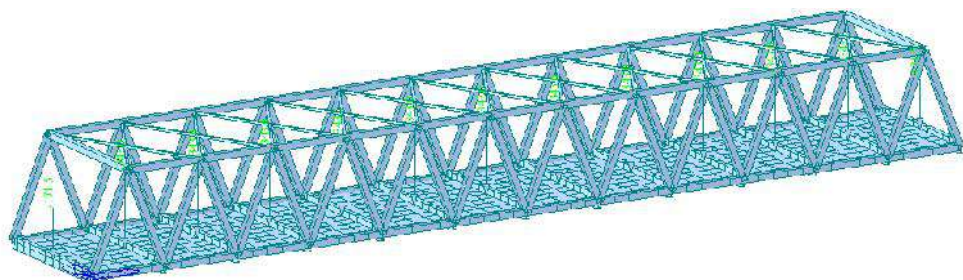
b. Beban Kendaraan (TD)

- Beban Terbagi Rata (BRT)



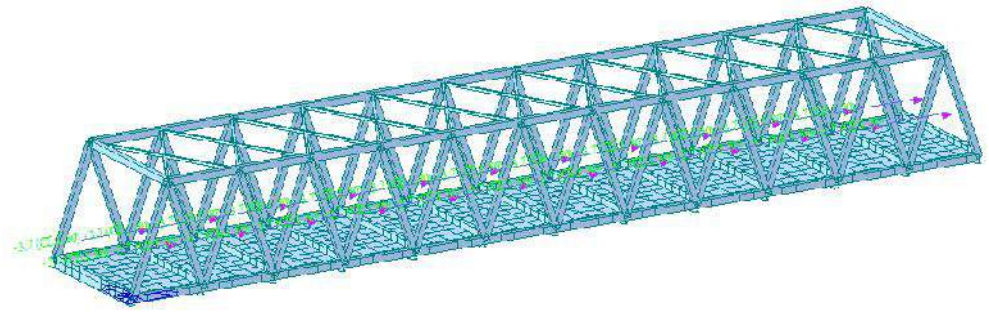
Gambar 4.8. Pemodelan beban terbagi rata

- Beban Garis Tengah (BTG)



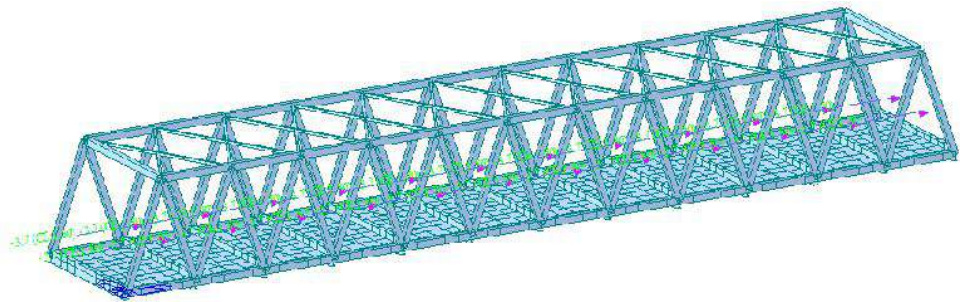
Gambar 4.9. Pemodelan beban garis tengah

c. Beban Rem (TB)



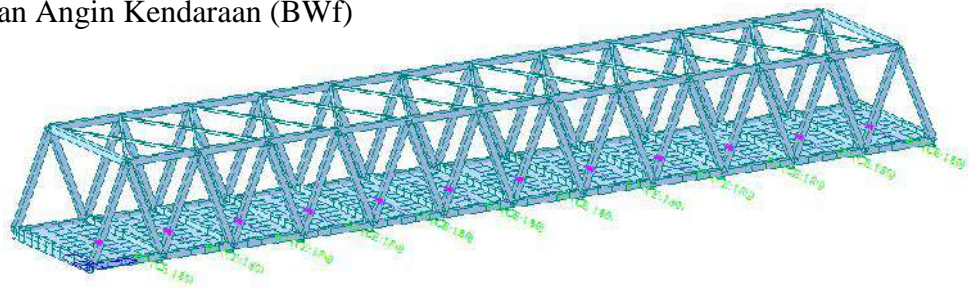
Gambar 4.10. Pemodelan beban rem

c. Beban Angin Struktur (BWs)



Gambar 4.11. Pemodelan beban angin struktur

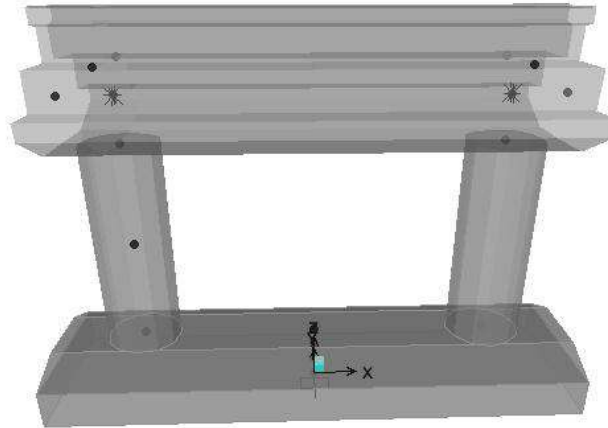
c. Beban Angin Kendaraan (BWf)



Gambar 4.12. Pemodelan beban angin kendaraan

4.2. Analisa Pier 2

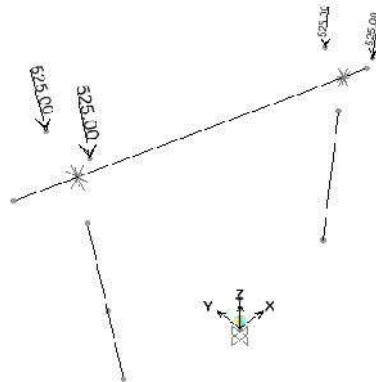
Pada perencanaan jembatan Sei Rakyat terdapat 4 pier, penulis ingin memfokuskan kepada reaksi pondasi pada pier 2. Pemodelan pier 2 dapat dilihat pada gambar dibawah ini :



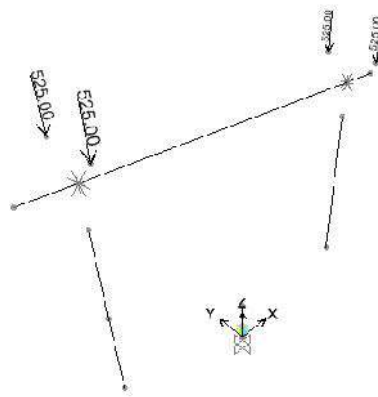
Gambar 4.16. Penampang pier 2

4.3.1. Pembebanan Pada Pier 2

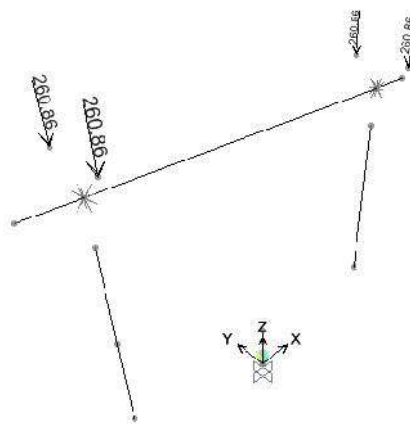
Pembebanan pada pier 2 dilakukan dengan menggunakan software komputer, dapat dilihat sebagai berikut :



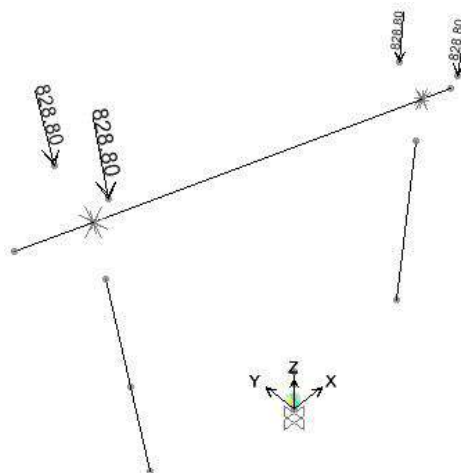
Gambar 4.17. Input Beban Mati akibat Berat Rangka Baja pada P2



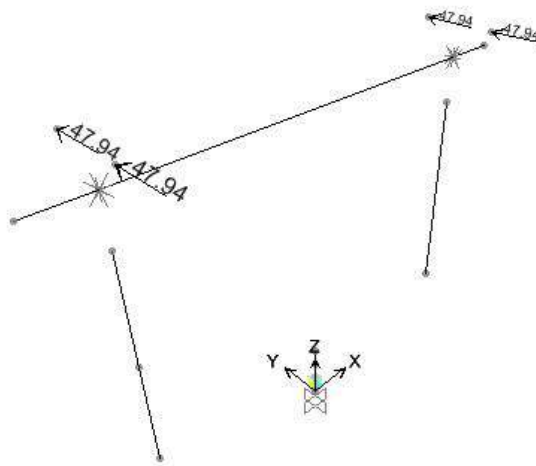
Gambar 4.18. Input Beban Mati akibat Bulb Tee dan Double Tee pada P2



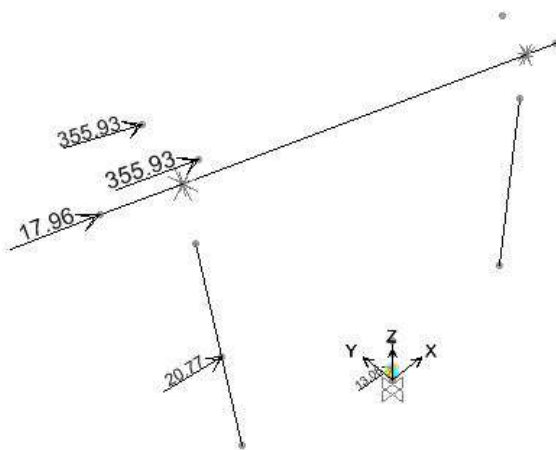
Gambar 4.19. Input Beban Mati Tambahan pada P2



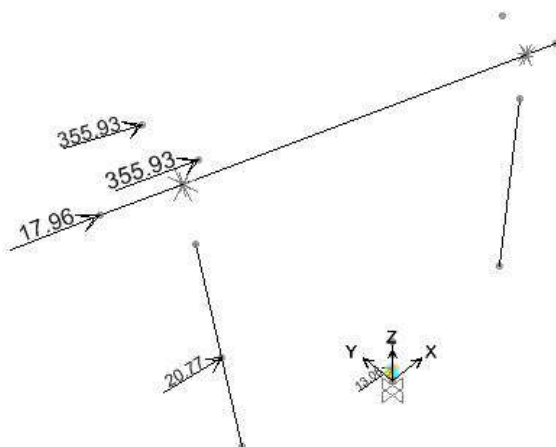
Gambar 4.20. Input Beban Truk pada P2



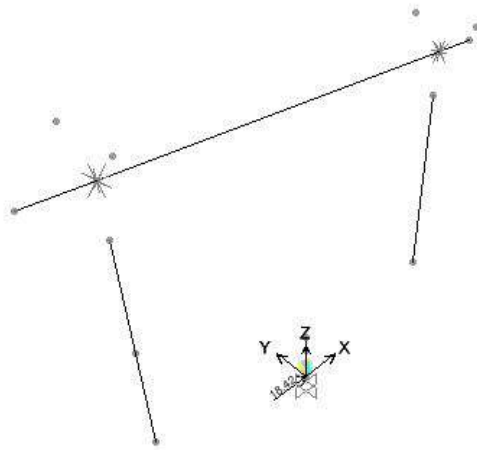
Gambar 4.21. Input Beban Rem pada P2



Gambar 4.22. Input Beban Angin Struktur pada P2

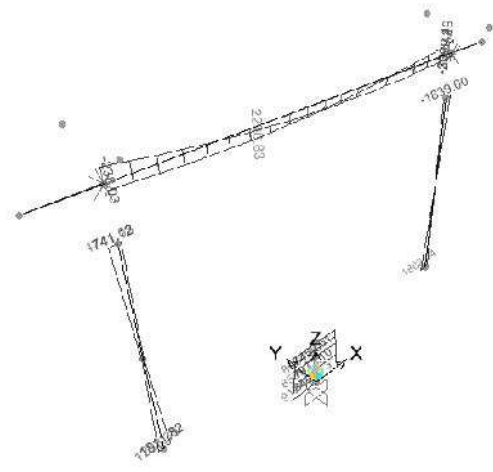


Gambar 4.23. Input Beban Angin Kendaraan pada P2

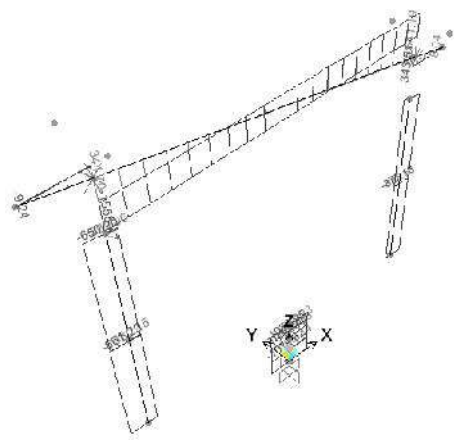


Gambar 4.24. Input Beban Angin Kendaraan pada P2

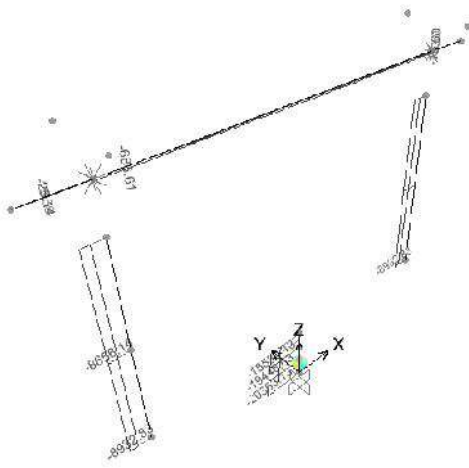
GAYA DALAM



Gambar 4.25. Gaya Dalam Momen Akibat Kombinasi ENV EKSTREME - KUAT



Gambar 4.26. Gaya Dalam Geser Akibat Kombinasi ENV EKSTREME - KUAT



Gambar 4.27. Gaya Dalam Aksial Akibat Kombinasi ENV EKTREME - KUAT

DAFTAR RIWAYAT HIDUP



DAFTAR DIRI PESERTA

Nana Lengkap : Ridwan Efendi
Panggilan : Ridwan
Tempat/Tanggal Lahir : Binjai, 3 Februari 1981
Jenis Kelamin : Laki-laki
Alamat : Gunung Jayawijaya No. 153 Binjai
Agama : Islam
Nama Orang Tua
Ayah : Zainuddin
Ibu : Tukiem
No. HP : 0852 8667 4873
E-mail : ridtiga33@gmail.com

RIWAYAT PENDIDIKAN

Nomor Pokok Mahasiswa : 1207210059
Fakultas : Teknik
Program Studi : Teknik Sipil
Perguruan Tinggi : Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara
Alamat Perguruan Tinggi : Jln.Kapten Muchtar Basri BA. No. 3 Medan 20238

| No. | Tingkat Pendidikan | Nama dan Tempat |
|-----|--|-------------------------|
| 1. | Sekolah Dasar | SD NEGERI 024767 |
| 2. | SMP | MTs Al-Washliyah Binjai |
| 3. | SMA | Ma Al-Washliyah Binjai |
| 4. | Melanjutkan Kuliah di Universitas Muhammadiyah Sumatera Utara Tahun 2012 | |