



DESAIN REHABILITASI JEMBATAN WAY SEMANGKA KABUPATEN LAMPUNG BARAT

Andi Indianto¹, Adi Mohammad¹

¹Politeknik Negeri Jakarta

Surrel: ¹andi.indianto@sipil.pnj.ac.id, adi.mohammad.ts19@mhs.w.pnj.ac.id

Diterima: 21 April 2023; Disetujui: 28 Mei 2023

ABSTRAK

Jembatan Way Semangka merupakan jembatan darurat dengan tipe rangka baja, mempunyai panjang bentang 35 meter di bangun setelah terjadinya Gempa Liwa pada tahun 1994. Jembatan Way Semangka berada di Kecamatan Suoh, Kabupaten Lampung Barat. Berdasarkan hasil pemeriksaan detail pada Jembatan Way Semangka, diperoleh data terjadi kerusakan pada bagian bawah kepala jembatan berupa penggerusan pada pangkal kepala jembatan. Penggerusan tersebut disebabkan oleh penyempitan penampang basah sungai sebagai akibat dari posisi kepala jembatan yang masuk ke badan sungai. Dari masalah tersebut dikhawatirkan kepala jembatan akan mengalami kelongsoran sehingga diperlukan rehabilitasi. Untuk melakukan rehabilitasi diperlukan analisis struktur guna mendapatkan desain rehabilitasi yang memenuhi kelayakan. Analisa struktur dibantu dengan menggunakan software SAP2000 lalu memasukkan beban-beban yang bekerja sesuai dengan pembebanan SNI 1725:2016 dan SNI 2833:2016. Sebelum dilakukan analisa struktur dibuat terlebih dahulu pradesain model rehabilitasi yang akan diterapkan, yaitu desain struktur integral dengan menyatukan kepala jembatan dengan pilar menggunakan pelat yang berfungsi sebagai lantai jembatan. Posisi kepala jembatan eksisting digunakan untuk memposisikan pilar sehingga struktur atas tidak berubah panjangnya. Posisi kepala jembatan rehabilitasi dibuat mundur sejauh 5 meter sehingga memberikan tambahan luas penampang basah sungai. Dengan cara desain rehabilitasi seperti ini penggerusan pada pangkal kepala jembatan diharapkan tidak terjadi lagi, karena penampang basah sungai tidak terganggu. Hasil analisa struktur didapatkan dimensi pilar diameter 60 cm sebanyak 5 buah, tebal pelat penghubung sebesar 30 cm, dan tebal dinding kepala jembatan sebesar 50 cm.

Kata Kunci: Jembatan Way Semangka, Penggerusan, Rehabilitasi

ABSTRACT

Way Semangka Bridge is an emergency bridge with a steel frame type, has a span of 35 meters and was built after the Liwa Earthquake in 1994. Way Semangka Bridge is located in Suoh District, West Lampung Regency. Based on the results of a detailed inspection of Way Semangka Bridge, data was obtained that there was damage to the lower part of the bridge head in the form of scour at the base of the bridge head. The scouring is caused by the narrowing of the wet cross section of the river as a result of the position of the head of the bridge entering the river body. From this problem it is feared that the head of the bridge will experience a slide so that rehabilitation is needed. To carry out rehabilitation, a structural analysis is required in order to obtain a rehabilitation design that meets service requirements. Structural analysis is assisted by using the SAP2000 software and then entering the loads that work according to SNI 1725:2016 and SNI 2833:2016. Before carrying out the structural analysis, a pre-designed rehabilitation model was made, namely an integral structural design by uniting the head of the bridge with the pillars using plates that function as bridge floors. The position of the head of the existing bridge is used to position the pillars so that the superstructure does not change in length. The position of the head of the rehabilitation bridge is set back 5 meters so as to provide additional wet cross-sectional area of the river. With this rehabilitation design method, it is hoped that scouring at the base of the bridge head will not occur again, because the wet cross section of the river is not disturbed. The results of the structural analysis obtained 5 pillars with a diameter of 60 cm, a connecting plate thickness of 30 cm, and a bridge head wall thickness of 50 cm.

Keywords: Way Semangka Bridge, Scouring, Rehabilitation

1. Pendahuluan

Jembatan Way Semangka merupakan jembatan darurat dengan tipe rangka baja. Jembatan tersebut mempunyai panjang bentang 35 meter di bangun setelah terjadinya Gempa Liwa sekitar tahun 1994. Lokasi Jembatan Way Semangka berada di Kabupaten Lampung Barat, Provinsi Lampung.

Dari laporan hasil kajian kelayakan dan kelayakan pada Jembatan Way Semangka oleh CV. Karya Cipta Utama pada tahun 2021 didapatkan hasil bahwa kepala jembatan rusak karena terjadi penggerusan pada pangkal kepala jembatan yang diakibatkan oleh menyempitnya penampang basah sungai di bawah jembatan. Dengan penggerusan yang terjadi pada pangkal kepala jembatan dikhawatirkan kepala jembatan akan mengalami kelongsoran sehingga perlu dilakukan penanganan

2. Tinjauan Pustaka

2.1 Jembatan

Menurut (Struyk, 1984) jembatan adalah suatu bangunan yang berguna untuk menghubungkan jalan yang melalui suatu hambatan yang berada lebih rendah. Hambatan ini biasanya berupa sungai atau lembah ataupun jalan lalu lintas yang lain.

2.2 Gerusan

Gerusan atau scour adalah suatu proses alamiah yang terjadi di sungai sebagai akibat pengaruh perubahan bentuk sungai yang berupa tikungan atau bagian penyempitan aliran sungai ataupun karena adanya bangunan air jembatan, bendung, pintu air, dan lain-lain (Feisal et al., 2018).

2.3 Beban yang Bekerja pada Struktur Jembatan

Perencanaan pembebanan yang bekerja pada struktur jembatan dipilih sesuai kebutuhan perencanaan, yaitu meliputi beban permanen dan beban lalu lintas yang disesuaikan dengan SNI 1725:2016 tentang pembebanan untuk jembatan.

2.4 Beban Aliran Air, Benda Hanyutan, dan Tumbukan Dengan Batang Kayu

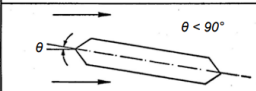
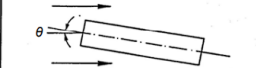

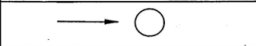
Dalam hal aliran air yang mengenai pilar, gaya seret dan gaya angkat bergantung pada koefisien seret (CD) ataupun koefisien angkat (CL), kecepatan rata-rata air (Vs) serta luas proyeksi pilar (Ad) tegak lurus atau luas proyeksi pilar (AL) sejajar arah aliran yang

tingginya sama dengan kedalaman aliran. Hal ini sesuai dengan menggunakan persamaan berikut.

$$T_{EF} = 0,5 \times C_D \times V_s^2 \times A_d \tag{1}$$

$$T_{EF} = 0,5 \times C_L \times V_s^2 \times A_L \tag{2}$$

Tabel 1. Koefisien Seret (CD) dan Angkat (CL) : SNI 1725:2016

| Bentuk pilar | Koefisien seret (CD) | Koefisien angkat (CL) | |
|--|----------------------|-----------------------|----------------|
|  | 0,8 | θ | C _L |
| | | 0° | 0 |
| | | 5° | 0,5 |
| | | 10° | 0,9 |
| | | 20° | 0,9 |
| | | ≥ 30° | 1,0 |
|  | 1,4 | | |
|  | 0,7 | | |
| | 0,7 | | |
| | | Tidak dapat digunakan | |
|  | 0,7 | | |
| | | Tidak bisa dipakai | |

Gaya akibat tumbukan batang kayu dihitung dengan menganggap minimum masa batang (M) sebesar 2 ton hanyut pada kecepatan air permukaan (Va) yang dapat diambil sebesar 1,4 kali kecepatan rata-rata (Vs) dibagi dengan lendutan elastis ekuivalen (dev) seperti persamaan berikut.

$$T_{EF} = \frac{M(V_a)^2}{dev} \tag{3}$$

Tabel 2. Lendutan Ekuivalen (SNI 1725:2016)

| Tipe Pilar | dev (m) |
|----------------------|---------|
| Pilar beton masif | 0,075 |
| Tiang beton perancah | 0,150 |
| Tiang kayu perancah | 0,300 |

2.5 Beban Gempa

Beban gempa pada jembatan merupakan gaya horizontal hasil dari perkalian antara koefisien respon elastik (Csm) dengan berat struktur ekuivalen yang dibagi dengan faktor modifikasi respon (R) dengan persamaan berikut.

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt \tag{4}$$

Dengan :

E_Q = Gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{sm} = Koefisien respon elastis

R = Faktor modifikasi respon

Wt = Berat total struktur yaitu, beban hidup dan beban mati yang sesuai (kN)

2.6 Beban Tekanan Tanah Lateral Akibat Gempa

Perhitungan tekanan tanah akibat gempa prinsipnya sama dengan tekanan lateral tanah. Berdasarkan SNI 2833:2016, koefisien tekanan

tanah lateral aktif akibat gempa dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\theta - \theta - \beta a)}{\cos \theta \cos^2 \beta a \cos(\delta + \theta + \beta a)} \left(1 + \frac{\sin(\delta + \theta) \sin(\theta - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta a) \cos(i - \beta a)} \right)^2 \quad (5)$$

Tekanan tanah lateral aktif akibat gempa dapat dihitung dengan persamaan berikut.

Akibat berat tanah untuk tanah kohesif

$$P_{AE1} = \gamma \cdot h \cdot K_{AE} - 2c\sqrt{K_{AE}} \quad (6)$$

Akibat beban terbagi rata

$$P_{AE2} = q \cdot K_{AE} \quad (7)$$

2.7 Beban Tekanan Tanah Lateral Aktif

Berdasarkan teori Rankine (1857), koefisien tekanan tanah aktif dirumuskan sebagai berikut.

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (8)$$

Tekanan tanah lateral aktif dapat dihitung dengan persamaan berikut.

- Akibat berat tanah untuk tanah kohesif $P_{a1} = \gamma \cdot h \cdot K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (9)$

- Akibat beban terbagi rata $P_{a2} = q \cdot K_a \quad (10)$

- Akibat beban titik $P_H = P \cdot K_a \quad (11)$

2.8 Daya Dukung Pondasi Dangkal Menggunakan Metode Terzhagi

Daya dukung tanah dinyatakan dalam tegangan dimana daya dukung tanah izin (q_{all}) dihitung dengan membagi daya dukung batas (q_{ult}) dengan faktor keamanan (SF) yang diambil sebesar 3 sebagai berikut.

$$q_{all} = \frac{q_{ult}}{SF} \quad (12)$$

Tabel 3. Nilai Faktor Daya Dukung Tanah (Kumbhojkar, 1993)

| φ | Keruntuhan Geser Umum | | | Keruntuhan Geser Lokal | | |
|----|-----------------------|------|-------|------------------------|------|------|
| | Nc | Nq | Nγ | N'c | N'q | N'γ |
| 0 | 5,7 | 1 | 0 | 5,7 | 1 | 0 |
| 5 | 7,3 | 1,6 | 0,5 | 6,7 | 1,4 | 0,2 |
| 10 | 9,6 | 2,7 | 1,2 | 8 | 1,9 | 0,5 |
| 15 | 12,9 | 4,4 | 2,5 | 9,7 | 2,7 | 0,9 |
| 20 | 17,7 | 7,4 | 5 | 11,8 | 3,9 | 1,7 |
| 25 | 25,1 | 12,7 | 9,7 | 14,8 | 5,6 | 3,2 |
| 30 | 37,2 | 22,5 | 19,7 | 19 | 8,3 | 5,7 |
| 34 | 52,6 | 36,5 | 35 | 23,7 | 11,7 | 9 |
| 35 | 57,8 | 41,4 | 42,4 | 25,2 | 12,6 | 10,1 |
| 40 | 95,7 | 81,3 | 100,4 | 34,9 | 20,5 | 18,8 |

| | | | | | | |
|----|-------|-------|--------|------|------|------|
| 45 | 172,3 | 173,3 | 297,5 | 51,2 | 35,1 | 37,7 |
| 48 | 258,3 | 287,9 | 780,1 | 66,8 | 50,5 | 60,4 |
| 50 | 347,6 | 415,1 | 1153,2 | 81,3 | 65,5 | 87,1 |

2.9 Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Metode Schmertmann dan Nottingham

Daya dukung aksial tiang berdasarkan data sondir dapat dihitung menggunakan metode Schmertmann & Nottingham (1975) berikut.

Daya dukung ultimate.

$$Q_u = Q_b + Q_s \quad (13)$$

$$= f_b \cdot A_b + f_s \cdot A_s \quad (14)$$

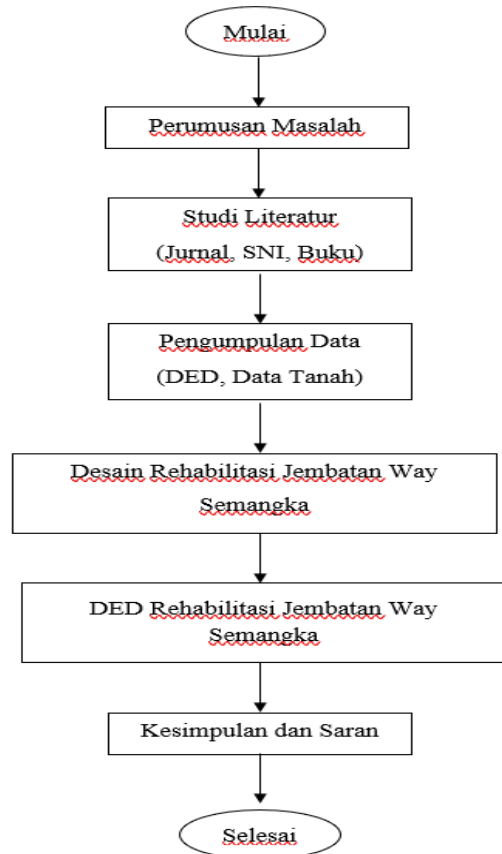
$$= \omega \cdot q_c \cdot A_b + K_f \cdot q_f \cdot A_s \quad (15)$$

Daya dukung ijing tiang bor.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (16)$$

3. Metodologi Penelitian

Lokasi penelitian ini yaitu di Jembatan Way Semangka yang berada diatas sungai Way Semangka pada jalur ruas Bandingagung dan Pungkalan yang menghubungkan kota Agung dengan kota Liwa, tepatnya di Kecamatan Suoh, Kabupaten Lampung Barat, Provinsi Lampung. Tahapan yang dilakukan pada penelitian ini ialah sebagai berikut.



Gambar 1. Bagan Alir Penelitian

Berikut penjelasan dari bagan alir penelitian:

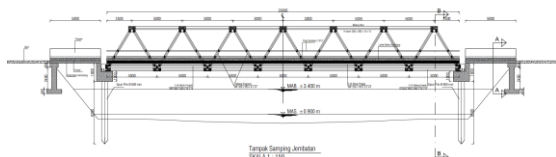
1. Merumuskan masalah yang ada pada Jembatan Way Semangka yang akan dijadikan topik dari penelitian yang akan di bahas, yaitu analisis penanganan jembatan sebagai akibat penggerusan pada pangkal kepala jembatan, serta menentukan juga tujuan untuk menjawab rumusan masalah.
2. Mencari dan mengumpulkan studi literatur yang dapat digunakan untuk melakukan analisis dalam penyelesaian masalah dari permasalahan yang ada. Studi literatur berupa SNI (Standar Nasional Indonesia) pembebanan jembatan, gempa untuk jembatan, dan jurnal yang terkait dengan jembatan.
3. Mengumpulkan data - data yang akan digunakan untuk penyelesaian masalah yang ada dari hasil perumusan masalah. Data yang didapatkan merupakan data sekunder berupa DED, data tanah, dan hasil pengukuran dimensi dan pemeriksaan Jembatan Way Semangka yang diperoleh dari CV Karya Cipta Utama dan PT. Batu Raden.
4. Melakukan desain Jembatan Way Semangka sebagai akibat dari penggerusan pada pangkal kepala jembatan setelah itu menganalisa kapasitas dari desain tersebut.
5. Membuat DED rehabilitasi Jembatan Way Semangka yang telah di analisis.
6. Menarik kesimpulan serta saran berdasarkan hasil analisis penanganan Jembatan Way Semangka.

4. Hasil dan Pembahasan

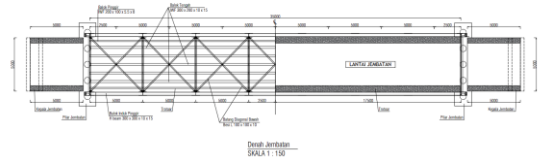
Pembahasan dimulai dari membuat pradesain setelah itu dilakukan analisa struktur menggunakan *software* SAP2000.

4.1 Pradesain

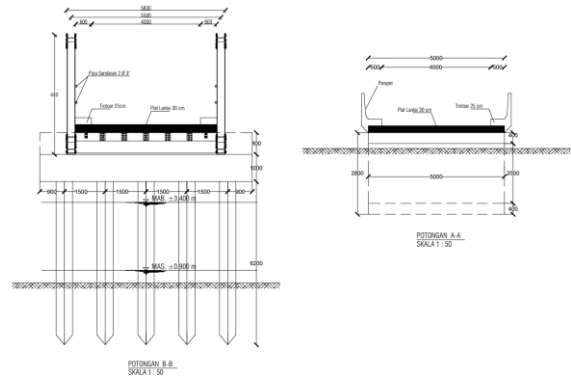
Berikut adalah pradesain rehabilitasi Jembatan Way Semangka.



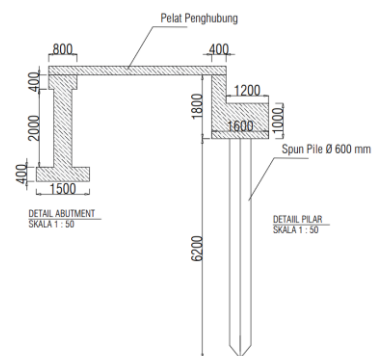
Gambar 2. Tampak Memanjang Jembatan



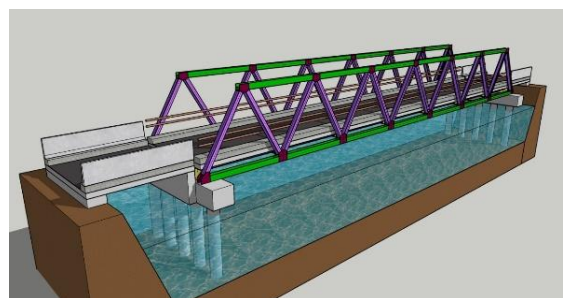
Gambar 3. Tampak Atas dan Bawah Jembatan



Gambar 4. Tampak Melintang Jembatan



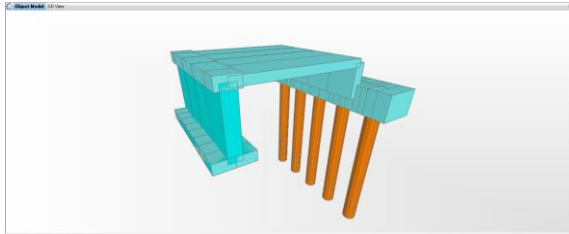
Gambar 5. Detail Abutment dan Pilar Jembatan



Gambar 6. Tampak Perspektif Jembatan

4.2 Permodelan Struktur

Pemodelan struktur desain penanganan Jembatan Way Semangka dibuat dengan lebar tinjauan diambil sebesar 1,25 m pada jembatan beton bertulang, seperti yang dapat dilihat pada gambar berikut.



Gambar 7. Permodelan Struktur

4.3 Pembebanan

Abutment menahan setengah beban dari berat jembatan pelat beton dengan panjang bentang 5 meter.

Pilar yang berada di tengah bentang memikul setengah dari berat jembatan pelat beton dan juga setengah dari berat jembatan rangka dengan panjang bentang 35 meter. Berikut ini adalah besaran beban yang bekerja dari jembatan pelat beton dan jembatan rangka baja.

Tabel 4. Besar Beban yang Bekerja pada Jembatan Pelat Beton

| Beban yang Bekerja pada Jembatan Pelat Beton | | Besar Beban | |
|--|-------------|-------------|------|
| Berat sendiri | Pelat beton | 9.38 | kN/m |
| | Trotoar | 3 | kN/m |
| Beban mati tambahan | Aspal | 2.75 | kN/m |
| | Parapet | 4.59 | kN/m |
| Beban Lajur | | 113.88 | kN |
| Beban pejalan kaki | | 12.5 | kN |
| Beban rem | | 68.75 | kN |

Tabel 5. Besar Beban yang Bekerja pada Jembatan Rangka

| Beban yang Bekerja pada Jembatan Rangka | | Besar Beban | |
|---|-------------|-------------|----|
| Berat Sendiri | Rangka Baja | 375.8 | kN |
| | Pelat beton | 1365 | kN |
| | Trotoar | 252 | kN |
| Beban mati tambahan | Aspal | 308 | kN |
| | Railing | 24.168 | kN |
| Beban Lajur | | 859.4 | kN |
| Beban pejalan kaki | | 52.5 | kN |
| Beban rem | | 250 | kN |

Beban aliran air pada pilar berjenis tiang pancang hanya menimbulkan gaya seret. Berdasarkan Tabel 3 koefisien seret (CD) sebesar 0,7, sehingga gaya seret pada pilar jembatan dihitung dengan Persamaan (1) sebagai berikut.

$$T_{EF} = 0,5 \times C_D \times V_s^2 \times A_d$$

$$= 0,5 \times 0,7 \times 3^2 \times 1,7$$

$$T_{EF} = 5,36 \text{ kN}$$

Untuk menghitung gaya yang terjadi akibat tumbukan dengan batang kayu, diasumsikan bahwa batang tersebut memiliki massa (M) minimum sebesar 2 ton pada kecepatan air permukaan (Va) diambil 1,4 kali kecepatan rata-rata (Vs), sedangkan lendutan elastis (dev) ditentukan pada Tabel 3.

$$V_a = 1,4 \times V_s$$

$$= 1,4 \times 3 \text{ m/s}$$

$$= 4,2 \text{ m/s}$$

$$T_{EF} = \frac{M(V_a)^2}{dev}$$

$$= \frac{2(4,2)^2}{0,15}$$

$$= 235,2 \text{ kN}$$

Beban gempa horizontal pada abutment yang dihitung menurut perkalian antara koefisien respon elastik (Csm) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R) sebesar 5 yang ditentukan pada SNI 2833:2016 dengan formulasi sebagai berikut:

$$EQ_x = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

$$= \frac{1,543}{5} \times 245,224 \text{ kN}$$

$$= 75,676 \text{ kN}$$

$$EQ_x / \text{tinjauan} = EQ_x / \text{jumlah tinjauan}$$

$$= 75,676 / 4$$

$$= 18,919 \text{ kN}$$

Sedangkan pada pilar nilai faktor modifikasi respon sebesar 5, sehingga beban gempa melintang dihitung sebagai berikut.

$$EQ_x = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

$$= \frac{1,543}{5} \times 1393,795 \text{ kN}$$

$$= 430,1134 \text{ kN}$$

$$EQ_x \text{ per perletakan} = 430,1134 \text{ kN} / 2$$

$$= 215,057 \text{ kN}$$

$$EQ_y = \frac{C_{sm}}{R} \times Wt$$

$$= \frac{1,75}{5} \times 1393,795 \text{ kN}$$

$$= 487,828 \text{ kN}$$

$$EQ_y \text{ per perletakan} = 487,828 \text{ kN} / 2 \\ = 243,914 \text{ kN}$$

Tekanan tanah lateral aktif akibat gempa pada *abutment* dapat dihitung seperti persamaan (5), (6), dan (7).

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\theta - \theta - \beta_a)}{\cos \theta \cos^2 \beta_a \cos(\delta + \theta + \beta_a)} \times \left(1 + \frac{\sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) \sin(\theta - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta - \beta_a) \cos(i - \beta_a)}}}{\cos^2(30 - 23,03 - 0)} \right) \\ = \frac{\cos^2(30 - 23,03 - 0)}{\cos 23,03 \cos^2 0 \cos(0 + 23,03 + 0)} \times \left(1 + \frac{\sqrt{\frac{\sin(0 + 30) \sin(30 - 23,03 - 0)}{\cos(0 + 23,03 - 0) \cos(0 - 0)}}}{-2} \right) \\ = 0,954$$

Tekanan aktif tanah timbunan saat terjadi gempa

$$P_{EA1} = (\gamma \times h \times K_{AE}) \times b \\ = (1,9 \times 2,4 \times 0,954) \times 1,25 \\ = 5,437 \text{ t/m}$$

Tekanan aktif akibat oprit dan aspal saat terjadi gempa

$$P_{AE2} = (h_{oprit} \times BI \text{ Beton} \times K_{AE} + h_{aspal} \times BI \text{ Aspal} \times K_{AE}) \times b \\ = (0,3 \times 24 \times 0,954 + 0,1 \times 22 \times 0,954) \times 1,25 \\ = 1,121 \text{ t/m}$$

Tekanan tanah lateral aktif pada *abutment* dapat dihitung seperti persamaan (8), (9), (10) dan (11).

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\theta}{2} \right) \\ = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) \\ = 0,333$$

Tekanan aktif tanah timbunan

$$P_{a1} = (\gamma \times H_t \times K_a - 2c\sqrt{K_a}) \times b \\ = (1,9 \times 2,4 \times 0,333 - 2 \times 0 \sqrt{0,333}) \times 1,25 \\ = 1,978 \text{ t/m}$$

Tekanan aktif akibat tanah oprit dan aspal

$$P_{a2} = (h_{oprit} \times BI \text{ Beton} \times K_a + h_{aspal} \times BI \text{ Aspal} \times K_a) \times b \\ = (0,3 \times 2,4 \times 0,333 + 0,1 \times 2,2 \times 0,333) \times 1,25 \\ = 0,408 \text{ t/m}$$

Tekanan aktif akibat beban lajur terbagi merata

$$P_{a3} = (q_{BTR} \times K_a) \times b \\ = (9 \times 0,333) \times 1,25 \\ = 3,903 \text{ kN/m}$$

Tekanan aktif akibat beban garis terpusat

$$P_H = (PLL \times K_a) \times b \\ = (68,6 \times 0,333) \times 1,25 \\ = 29,75 \text{ kN}$$

4.4 Daya Dukung Pondasi Menggunakan Metode Terzaghi

Pondasi kepala jembatan menggunakan pondasi langsung dengan lebar pondasi 1,5 meter dan kedalaman 2,8 meter. Dengan data tanah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Kohesi (c)} &= 0,182 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{sudut geser } (\phi) &= 20,1^\circ \\ \text{berat jenis tanah } (\gamma) &= 2,108 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

Menurut Terzaghi, pondasi dengan bentuk bujur sangkar memiliki persamaan daya dukung batas. Nilai faktor daya dukung tanah didapatkan dari hasil interpolasi pada **Tabel 2** sebagai berikut.

$$\begin{aligned} q_{ult} &= 1,3 c'N'c + Df \gamma N'q + N' \gamma \\ &= 56,89 \text{ ton} \\ q_{all} &= q_{ult} / SF \\ &= 56,89 / 3 \\ &= 18,96 \text{ ton} \end{aligned}$$

Reaksi struktur pada pondasi di *abutment* diperoleh dari *software* SAP2000 sebesar 7,571 ton

$$q_{all} = 18,96 \text{ ton} > 7,571 \text{ ton (OK)}$$

4.5 Daya Dukung Pondasi Menggunakan Metode Schertmann dan Nottingham

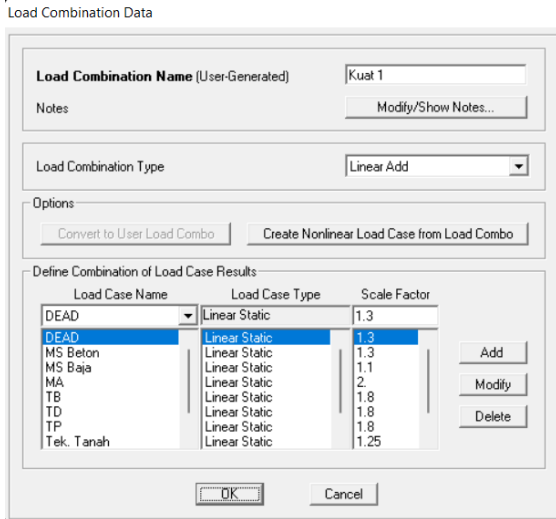
$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \\ &= A_b \times f_b + A_s \times f_s \\ &= 2827,433 \times 67 + 45238,934 \times 1,2 \\ &= 189438,037 + 54286,72 \text{ kg} \\ &= 243724,75 \text{ kg} = 243,72475 \text{ ton} \\ Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{243,72475}{3} \\ &= 81,242 \text{ ton} \end{aligned}$$

Reaksi struktur pada pondasi di pilar diperoleh dari *software* SAP2000 sebesar 65,974 ton

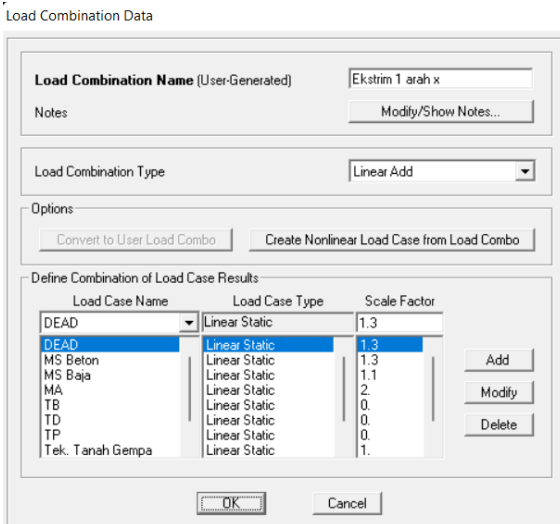
$$Q_a = 81,242 \text{ ton} > 65,974 \text{ ton (OK)}$$

4.6 Kombinasi Pembebanan

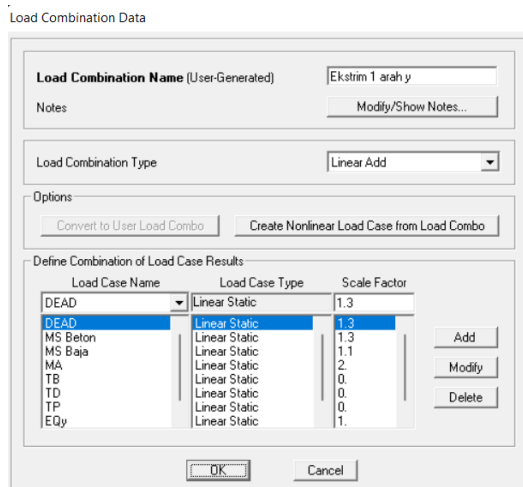
Gambar 8 sampai Gambar 10 menunjukkan penginputan kombinasi beban-beban yang bekerja ke SAP 2000 pada struktur jembatan.



Gambar 8. Load Combinations Kuat 1



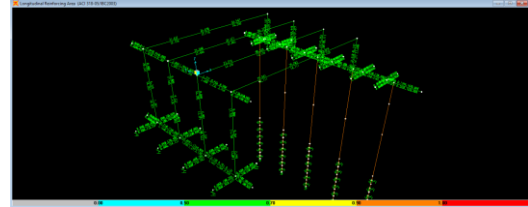
Gambar 1. Load Combinations Ekstrim 1 Arah Memanjang



Gambar 2. Load Combinations Ekstrim 1 Arah Melintang

4.7 Hasil Analisa Check of Structure pada SAP2000

Hasil analisa *check of structure* desain rehabilitasi oleh SAP2000 ditunjukkan dalam Gambar 11. Hasil menunjukkan bahwa struktur kuat terhadap beban-beban yang bekerja dan tidak mengalami *overstressed*.



Gambar 3. Hasil Check of Structure pada SAP2000

4.8 Perhitungan Kebutuhan Tulangan

Perhitungan kebutuhan tulangan mengacu pada RSNI-T-12-2004. Hasil perhitungan kebutuhan tulangan disajikan dalam Tabel 6.

Tabel 6. Hasil Perhitungan Kebutuhan Tulangan

| Bagian Bangunan | Tulangan Longitudinal | Tulangan Geser |
|-------------------|-----------------------|--------------------------|
| Pierhead pilar | Tulangan Arah X | D25-145 mm φ10-600 mm |
| | Tulangan Arah Y | D25-140 mm φ10-600 mm |
| Backwall | D25-100 mm | φ10-160 mm |
| Dinding | D16-110 mm | φ10-600 mm |
| Pierhead abutment | D16-165 mm | φ10-600 mm |
| Pilecap Abutment | Tulangan Arah X | D16-110 mm φ10-600 mm |
| | Tulangan Arah Y | D16-165 mm φ10-600 mm |
| Pelat beton | D19-70 mm | φ10-120 mm |

4. Kesimpulan

Desain dilakukan dengan cara memundurkan kepala jembatan sejauh 5 meter dan menjadikan kepala jembatan lama menjadi pilar dengan tiang agar lebih ramping. Hasil analisa struktur didapatkan dimensi pilar diameter 60 cm sebanyak 5 buah, tebal pelat penghubung sebesar 30 cm, dan tebal dinding kepala jembatan sebesar 50 cm. Berdasarkan analisis

SAP2000 struktur jembatan tidak mengalami *overstressed* dan hasil analisis kebutuhan tulangan pada pierhead, backwall, dinding abutment, pierhead abutment, pilecap, pelat lantai beton berturut-turut didapatkan tulangan longitudinal D25-140 mm, D25-100 mm, D16-110 mm, D16-165 mm, D16-165 mm, D19-70 mm dan tulangan geser D25-145 mm, D10-160 mm, D10-600 mm, D10-600 mm, D16-110 mm, D10-120 mm.

Daftar Pustaka

- Badan Standardisasi Indonesia, RSNI T-12-2004. "Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan".
- Badan Standardisasi Indonesia, SNI 1725:2016. "Pembebanan Untuk Jembatan".
- Badan Standardisasi Indonesia, SNI 2833:2016. "Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa".
- Bina Marga 23/BM/2011, "Perencanaan Pondasi Jembatan," 2015.
- Bina Marga. 2010. "Perencanaan Bangunan Utama Jembatan."
- Bina Marga. 2010. "Perencanaan Teknik Jembatan."
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design International Fifth Edition*. In *Civil Engineering Materials*.
- Feisal, M., Halim, S. F., & Hendratta, L. A. (2018). ANALISIS GERUSAN LOKAL PADA PILAR JEMBATAN KUWIL KABUPATEN MINAHASA UTARA MENGGUNAKAN METODE EMPIRIS. *Jurnal Sipil Statik*, 6(11), 1017-1028.
- Indianto, A. dan P. F. (2021). Evaluasi Kapasitas Kepala Jembatan Akibat Perubahan Beban Gempa Rencana Sesuai SNI 2833:2016. *Jurnal Media Komunikasi Dunia Ilmu Sipil (MoDuluS)*, 3, 54-61.
- Kementrian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat *dkk.*, "Pedoman Persyaratan Umum Perencanaan Jembatan," 2015.
- Kumbhojkar, A.S. (1993). Numerical Evaluation of Terzaghi's Ny. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119, 598-607.
- Struyk, H.J.; Veen, K.H.C.W. Van Der; Sumargono. (1984). *Jembatan / oleh H.J. Struyk dan K.H.C.W. Van Der Veen ; bahasaIndonesia oleh Soemargono*. Jakarta :: Pradnya Paramita
- R. H. French dan J. R. Lagasse. (1998). Local scour at bridge abutments and piers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124