

Journal homepage: <http://jos-mrk.polinema.ac.id/> ISSN: 2722-9203 (media online/daring)

## PERENCANAAN ULANG STRUKTUR ATAS JEMBATAN KOMPOSIT DENGAN MENGGUNAKAN GELAGAR CASTELLA BEAM (Studi Kasus Jembatan Rejosari, Kendenglembu, Banyuwangi)

Risky Andayani R.<sup>1</sup>, Sunarto Suryanto<sup>2</sup>, Nawir Rasidi<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Mahasiswa Manajemen Rekayasa Konstruksi, Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Malang

<sup>2</sup>Dosen Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Malang, <sup>3</sup>Dosen Jurusan Teknik Sipil, Politeknik Negeri Malang

<sup>1</sup>rarosediana@gmail.com, <sup>2</sup>sunarto@polinema.ac.id, <sup>3</sup>nawir.rasidi@polinema.ac.id

### ABSTRAK

Jembatan Rejosari terletak di Kebun Kendenglembu, Kecamatan Glenmore, Kabupaten Banyuwangi. Jembatan ini merupakan jembatan alternatif yang dibangun sebagai akses jalan terdekat dari dusun Pengundangan ke dusun Jolondoro dengan bentang 25 meter dan lebar 8 meter. Jembatan ini akan direncanakan ulang dengan menggunakan gelagar baja castellated beam dengan tujuan untuk mendapatkan desain alternatif dari struktur jembatan lama dengan memanfaatkan pengembangan profil baja untuk mendapatkan desain yang kuat, aman, dan ekonomis. Perencanaan yang dikakukan adalah perencanaan struktur atas meliputi sandaran, kerb/trotoar, pelat lantai, gelagar, diafragma, dan sambungan. Perencanaan menggunakan metode LRFD (Load Resistance Factors Design) dengan pembebanan berdasarkan SNI 1725-2016 dan SNI T-02-2005. Analisis momen dilakukan dengan bantuan program RSAP 2019 sedangkan penggambaran desain menggunakan program AutoCAD 2017. Dari hasil pembahasan didapatkan sandaran menggunakan tulangan lentur 4  $\phi$  10 mm, tulangan geser  $\phi$  8 mm – 100 mm dan pipa sandaran diameter 48 mm. Kerb menggunakan tulangan utama  $\phi$  12 mm – 80 mm dan tulangan bagi  $\phi$  8 mm – 100 mm. Pelat lantai menggunakan tulangan pokok D16-100 mm dan tulangan bagi D13-150 mm. Gelagar menggunakan profil CS 1232.300.34.61, CS 1232.300.14.61, dan CS 1200.300.14.26. Diafragma menggunakan profil siku L 150.150.12 dan L 70.70.6. Sambungan baut menggunakan baut tipe A325 diameter 19 mm untuk sambungan gelagar, dan diameter 12 mm untuk sambungan diafragma. Sambungan las tebal 10 mm untuk las sudut dan 14 mm untuk las tumpul.

**Kata kunci** : perencanaan ulang, jembatan komposit, baja castella

### ABSTRACT

*Rejosari bridge located in Kendenglembu Gardens, Glenmore, Banyuwangi Regency. The bridge is alternative that was built as the closest access road from Pengundangan hamlet to Jolondoro hamlet with a length of 25 m and a width of 8 m. The bridge will be re-planned using castellated beam steel girder with the purpose to obtain an alternative design from the previous bridge structure by utilizing the development of steel to get a strong, safe, and economical design. Planning that is carried out is planning the upper structure including the backrest, curb/sidewalk, floor plates, girder, diaphragm, and joints. Planning uses the LRFD (Load Resistance Factors Design) method with loading based on SNI 1725-2016 and SNI T-02-2005. Moment analysis was carried out with the software named RSAP 2019 while for the design depiction using AutoCAD 2017. From the results obtained backrest using flexural reinforcement 4  $\phi$ 10 mm, shear reinforcement  $\phi$  8 mm – 100 mm and pipe backrest diameter 48 mm. Kerb uses the main reinforcement  $\phi$  12 mm – 80 mm and distribution reinforcement  $\phi$  8 mm – 100 mm. The girder uses profiles CS 1232.300.34.61, CS 1232.300.14.61, and CS 1200.300.14.26. The diaphragm uses profiles L 150.150.12 and L 70.70.6. The bolt connections uses A325 type bolts with diameter of 19 mm for girder connections and 12 mm for diaphragm connections. Welding connections uses 10 mm thick welding for corner welding and 14 mm for groove welding.*

**Keywords** : redesign, composite bridge, castellated steel

**1. PENDAHULUAN**

Pada tahun 2019 PT Perkebunan Nusantara XII telah membangun jembatan Rejosari yang terletak di Kebun Kendenglembu, Kecamatan Glenmore, Kabupaten Banyuwangi. Jembatan tersebut dibangun dengan struktur komposit menggunakan gelagar IWF. Untuk mendapatkan hasil yang lebih optimal dalam pemakaian baja untuk jembatan, diperlukan suatu metode yang dapat meningkatkan kemampuan profil baja tanpa mengesampingkan efisiensi dalam pembuatannya. Salah satu cara yang dapat dipakai adalah dengan memodifikasi profil IWF menjadi profil castellated steel. Hal ini didukung dengan beberapa penelitian yang menyimpulkan bahwa profil castellated steel bisa dipakai sebagai alternatif gelagar untuk jembatan komposit. Salah satu penelitian tersebut berasal dari Banu Adhibaswara (2011) dengan hasil penelitian menunjukkan bahwa penampang castellated beam layak untuk dijadikan profil pada balok induk jembatan baja komposit.

Berdasarkan beberapa hal diatas, penulis bermaksud melakukan perencanaan ulang struktur atas jembatan Rejosari dengan menggunakan castellated steel sebagai gelagar utama.

**2. METODE**

Langkah awal yang dilakukan oleh penulis dalam merencanakan jembatan ini adalah menentukan desain struktur atas jembatan rencana yang digunakan sebagai data perencanaan jembatan. Selain itu penulis juga mengumpulkan informasi mengenai beban-beban yang diterima jembatan berdasarkan SNI-1725 2016. Kemudian dilakukan perhitungan struktur yang dilakukan dengan metode Load Resistance Factors Design (LRFD). Perencanaan yang dilakukan meliputi sandaran, kerb/trotoar, pelat lantai, gelagar, diafragma, dan shear connector.

Perhitungan tiang sandaran, kerb dan pelat lantai, dan shear connector dilakukan berdasarkan buku Ir.Thamrin. Diafragma menggunakan model bracing v yang perhitungannya dilakukan berdasarkan perhitungan diafragma pada jurnal gradasi teknik sipil. Sambungan menggunakan sambungan baut dan las yang perhitungannya mengacu pada buku Agus Setiawan tentang perencanaan struktur baja metode LRFD. Sedangkan untuk desain gelagar utama menggunakan castellated beam yang didesain berdasarkan Design of Welded Structure, mengenai Open web expanded beams and girders.

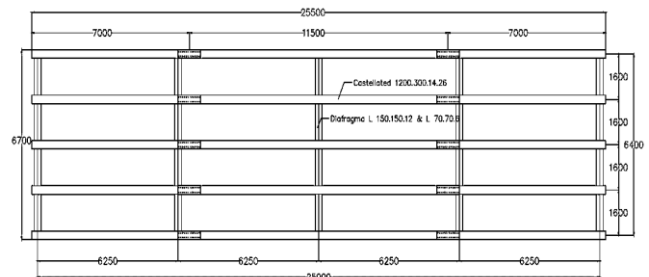
**3. HASIL DAN PEMBAHASAN**

Perencanaan yang dilakukan meliputi sandaran, kerb/trotoar, pelat lantai, gelagar, diafragma, dan sambungan, berikut desain rencana struktur atas jembatan:

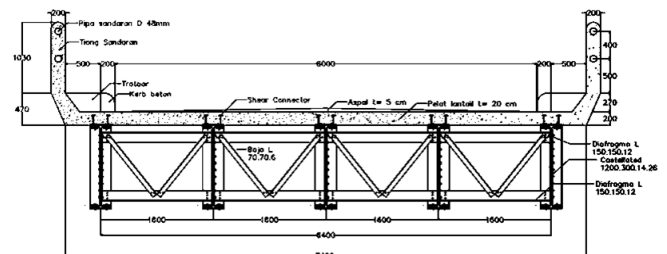
**Data Perencanaan**

Data jembatan komposit yang direncanakan adalah sebagai berikut:

- Bentang jembatan = 25 m
- Lebar jembatan = 7 m
- Lebar lantai kendaraan = 6 m
- Gelagar = CS 1200.300.14.26
- Diafragma = **JL** 70.70.6  
= **JL** 150.150.12
- Sambungan sayap girder = Outer plate (t) = 16 mm  
= Inner plate (t) = 19 mm
- Sambungan badan girder = Double plate (t) = 10 mm
- Plat lantai = tebal = 20 cm  
=  $f_c'$  = 25 Mpa  
=  $f_y$  = 400 Mpa
- Lapisan aspal = Aspal beton 5mm
- Pipa sandaran = Pipa galvanis D48 mm
- Tiang sandaran = dimensi = 0,2x0,2x1,3  
=  $f_c'$  = 25 Mpa  
=  $f_y$  = 240 Mpa
- Kerb / trotoar = tinggi = 270 mm  
=  $f_c'$  = 25 Mpa  
=  $f_y$  = 240 Mpa



**Gambar 1** Denah rencana struktur jembatan



**Gambar 2** Potongan struktur atas jembatan

**Data Pembebanan**

Perhitungan pembebanan yang terjadi pada struktur atas jembatan Rejosari dilakukan beberapa kali tergantung pada komponen struktur yang ditinjau, yang meliputi :

- Pipa sandaran, dihitung dengan menerima pembebanan berupa beban mati dan beban hidup. Dari perhitungan didapatkan Mu sebesar 0,8488 kNm.
- Tiang sandaran, dihitung dengan menerima kombinasi beban ultimit akibat beban mati dan beban hidup. Dari perhitungan didapatkan Mu dan Pu sebesar 4,07772 kNm dan 4,7772 kN.
- Kerb dihitung dengan menerima beban ultimit. Dari perhitungan didapatkan Mu sebesar 7,29 kNm.
- Pelat lantai, dihitung dengan menerima beban kombinasi hasil momen maksimum dari analisis melintang akibat beban mati (Ms), beban mati tambahan (Ma), beban truk (Ptt), dan beban angin kendaraan (Pew). Dari perhitungan didapatkan Mu tumpuan sebesar 66,475 kNm dan Mu lapangan sebesar 77,486 kNm.
- Gelagar, dihitung dengan menerima beban kombinasi hasil momen maksimum dari analisis memanjang yang dibebani sebesar reaksi tumpuan yang terjadi pada analisis melintang akibat beban mati, beban mati tambahan, beban lalu lintas maksimum, beban rem, dan beban gempa. Sehingga didapatkan nilai momen maksimum (M maks) dan gaya geser maksimum (V maks) sebesar 5934,48 kNm dan 1026,829 kN.
- Diafragma, dihitung dengan menerima beban horizontal terfaktor akibat beban angin struktur (Tew) dan beban gempa (Teqh). Dari perhitungan didapatkan beban sebesar 84,1175 kN.
- Shear connector, dihitung dengan gaya geser memanjang per satuan panjang gelagar komposit dalam keadaan beban batas (ultimit), ditentukan dalam beberapa interval sebagai berikut: ( $V_{L1}=508,87$  N/mm)
  - Interval  $0m \leq L \leq 0,75m$  dan  $24,25m \leq L \leq 25m$ 
    - Interval  $0,75m \leq L \leq 6,25m$  dan  $18,75m \leq L \leq 24,25m$  ( $V_{L2}=407,9992$  N/mm)
    - Interval  $6,25m \leq L \leq 11,25m$  dan  $13,75m \leq L \leq 18,75m$  ( $V_{L3}= 148,4716$  N/mm)
    - Interval  $11,25m \leq L \leq 13,75m$  ( $V_{L4}=23,408$  N/mm)

**Sandaran Jembatan**

Pipa sandaran direncanakan menggunakan diameter 48 mm dengan kekuatan sebagai berikut:

$$Mn = 0,9 \times fy \times Zx$$

$$= 0,9 \times 240 \times 6600$$

$$= 1425600 \text{ Nmm} > Mu = 848800 \text{ (OK)}$$

Sedangkan untuk tiang sandaran dilakukan perhitungan tulangan sebagai berikut:

Tulangan lentur :

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{240} = 0,005833$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right) = 0,003941$$

$\rho_{perlu} < \rho_{min}$  sehingga dipakai  $\rho_{min} = 0,005833$

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 193,6556 \text{ mm}^2$$

Digunakan 4 tulangan Ø 10 mm ( $As = 314,1592 \text{ mm}^2$ )

Tulangan geser :

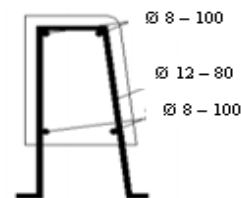
$$\phi Vc = 0,75 \times \frac{\sqrt{fc'}}{6} \times b \times d = 20750 \text{ N}$$

Karena  $Vu = 4777,2 \text{ N} < \phi Vc = 20750 \text{ N}$

Maka tidak diperlukan tulangan geser, tetapi untuk menjaga kestabilan struktur maka dipasang tulangan minimum dengan jarak maksimum Sehingga untuk geser dipakai tulangan 2 Ø 8 mm-100 mm ( $As=100,53 \text{ mm}^2$ ).

**Kerb/ trotoar**

Dengan besar  $Mn = 9112500 \text{ Nmm}$  dilakukan perhitungan tulangan dengan rumus sebagaimana tulangan lentur pada sandaran maka didapatkan  $As \text{ perlu} = 1365 \text{ mm}^2$  sehingga dipakai tulangan utama Ø 12 – 80 mm ( $As = 1413,717 \text{ mm}^2$ ) dan tulangan bagi Ø 8 – 100 mm ( $As = 502,6548 \text{ mm}^2$ ).



Gambar 3 Penulangan kerb

**Pelat Lantai**

Pelat lantai jembatan menggunakan tipe pelat satu arah dengan perhitungan tulangan sebagai berikut:

Tulangan lapangan

$$\rho_{max} = 0,75 \times \beta \times 0,85 \times \left( \frac{fc'}{fy} \right) \times \left( \frac{600}{600+fy} \right) = 0,0203203$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} = 0,0035$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) = 0,0097976$$

$\rho_{min} < \rho_{perlu} < \rho_{max}$  sehingga dipakai  $\rho_{perlu} = 0,0098$

$$As \text{ perlu} = \rho \times b \times d = 1616,610508 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D16 - 100 mm ( $As = 2010,619 \text{ mm}^2$ )

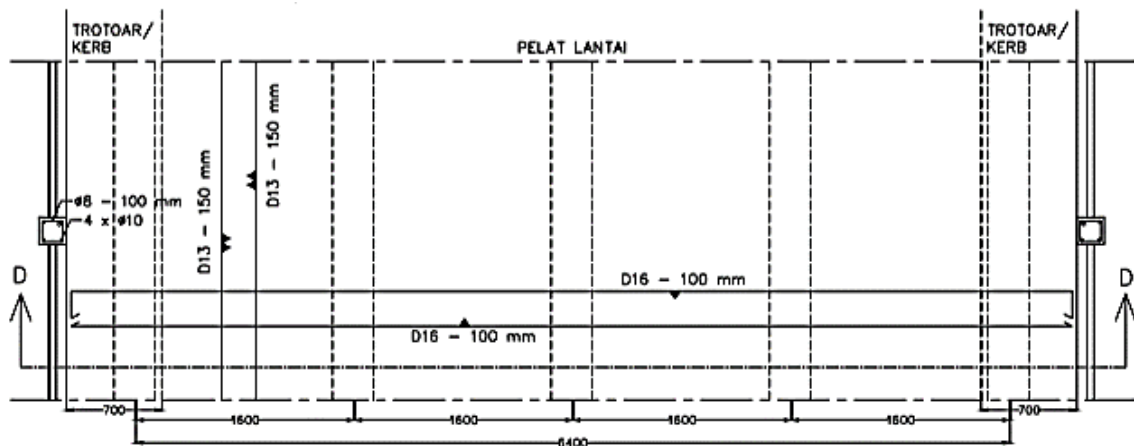
Sedangkan untuk tulangan bagi,

$$As' = 50\% \times As \text{ perlu} = 808,305254 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan D13 - 150 mm ( $As = 884,8819 \text{ mm}^2$ ).

Tulangan tumpuan

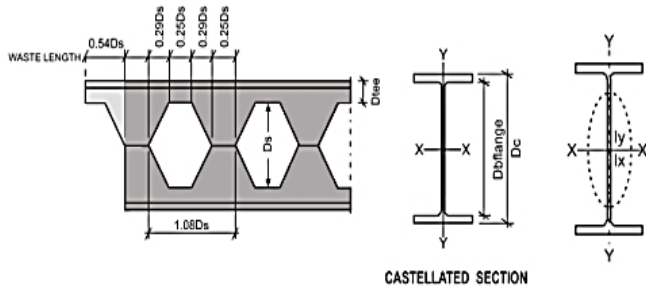
Dengan perhitungan yang sama maka dipasang tulangan pokok D16 – 100 mm dan tulangan bagi D13 – 150 mm.



Gambar 4 Penulangan pelat lantai

**Gelagar Utama**

Rencana awal gelagar utama menggunakan profil CS 1200.300.14.26 hasil modifikasi baja IWF 800.300.14.26 yang mana mempunyai detail ukuran sebagaimana tabel honeycomb beam dari PT Gunung Garuda sebagai berikut:



Gambar 5 Detail profil castella PT.Gunung Garuda

Dimana :

Dc	=1200 mm	Agross	=323,4 cm <sup>2</sup>
B	=300 mm	Anet	=210,63 cm <sup>2</sup>
T1	=14 mm	Ix	=690341,9 cm <sup>4</sup>
T2	=26 mm	Iy	=11702,02 cm <sup>4</sup>
R	=28 mm	ix	=57,2 cm
Ds	=805 mm	iy	=7,5 cm
Dtee	=197,5 mm	Zx	=11505,7 cm <sup>3</sup>
Dbflange	=1148 mm	Zy	=780,1 cm <sup>3</sup>

Gelagar utama dianalisa berdasarkan Design of Welded Structure, mengenai Open web expanded beams and girders. Diketahui momen maksimum yang terjadi sebesar 5934,48 kNm. Langkah awal yang dilakukan yakni menentukan modulus plastisitas tampang yang diperlukan balok castella (Zg) untuk momen lentur maksimum

$$Z_g = \frac{M_u}{\phi \times f_y} = 26375466,67 \text{ mm}^3$$

Zx < Zg, maka dilakukan penebalan web dan flange pada bagian tengah bentang sehingga Dg'=1232 mm, tw'=34 mm, dan tf'=61 mm. Dari penebalan tersebut didapatkan Zx'=30912 mm<sup>3</sup> > Zg (OK)

Kemudian menentukan perbandingan tinggi balok castella dengan tinggi balok aslinya (K1), menentukan tinggi pemotongan zig-zag (H), dan menentukan tinggi tangkai penampang T (Ds)

$$K_1 = \frac{D'_g}{h \text{ awal}} = \frac{1232 \text{ mm}}{800 \text{ mm}} = 1,54$$

H = 402,5 mm (diambil dari tabel)

$$D_s = D_T - t'_f = 152,5 \text{ mm}$$

Langkah berikutnya menentukan tegangan lentur ijin, tegangan geser ijin, tegangan geser maksimum, serta rasio tegangan (K2).

$$\sigma_{\text{lentur ijin}} = \left(1 - \frac{10,434}{C_c^2} \times \left(\frac{h}{t_w'}\right)^2\right) \times 0,6 \times f_y = 136,1102 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{geser ijin}} = \frac{4 \times \left(\frac{\pi \times \theta}{180}\right)^2}{3 \times \tan \theta} \times \sigma_{\text{lentur ijin}} = 621,845 \text{ MPa}$$

$$0,4 \times f_y = 100 \text{ Mpa} < 621,845 \text{ Mpa}$$

(Pakai  $\sigma_{\text{geser ijin}} = 100 \text{ MPa}$ )

$$\sigma_{\text{geser max}} = 1,16 \times \frac{0,95 \times V_u}{t'_w \times D'_g} = 27,014 \text{ MPa}$$

$$K_2 = \frac{\sigma_{\text{geser max}}}{\sigma_{\text{geser ijin}}} = \frac{27,014 \text{ MPa}}{100 \text{ MPa}} = 0,27014$$

Kemudian menentukan panjang bidang horizontal dan jarak antar panel.

$$e \geq \frac{2 \times h \times \tan \theta}{\frac{1}{K_2} - 2} \rightarrow e \geq 151,391 \text{ mm}$$

Dipakai dari tabel = 201,25 mm dan s=869,4 mm

Langkah selanjutnya menghitung luas penampang T ( $A_T$ ), modulus kelembaman T ( $S_T$ ), modulus inersia T ( $I_T$ ), Jarak garis berat penampang T dari ujung tangkai (CS), modulus tahanan plastis tangkai T (Z), Momen inersia tangkai ( $I_t$ ), modulus tahanan tangkai (SS) serta jarak antara garis berat T atas dan bawah yang masing-masing ditinjau dalam kondisi komposit.

Diketahui:

Lebar efektif (bef) = 1600 mm  
 Modulus elastisitas beton ( $E_c$ ) = 23500 MPa  
 Rasio modulus elastisitas (n) = 8,5106  
 Lebar penampang beton komposit (btr) = 188 mm  
 Pelat beton ditransformasikan menjadi baja, maka:

$$t'_{f\text{total}} = \frac{b_{tr} \times t_{pelat}}{b} + t'_f = 186,333 \text{ mm}$$

$$A_{fa} = b \times t'_{f\text{total}} = 55900 \text{ mm}^2$$

$$A_{fb} = b \times t'_f = 18300 \text{ mm}^2$$

$$A_s = d_s \times t'_w = 5185 \text{ mm}^2$$

$$A_{Ta} = A_{fatas} + A_s = 61085 \text{ mm}^2$$

$$A_{Tb} = A_{fbawah} + A_s = 23485 \text{ mm}^2$$

$$S_{Ta} = A_{fa} \times \left( d_s + \frac{t'_{f\text{total}}}{2} \right) + A_s \times \left( \frac{d_s}{2} \right) = 14128122,9 \text{ mm}^3$$

$$S_{Tb} = A_{fb} \times \left( d_s + \frac{t'_f}{2} \right) + A_s \times \left( \frac{d_s}{2} \right) = 3744256,25 \text{ mm}^3$$

$$I_{Ta} = A_{fa} \times \left( d_s^2 + d_s \times t'_{f\text{total}} + \frac{t'^2_{f\text{total}}}{3} \right) + A_s \times \frac{d_s^2}{3} = 1340259378 \text{ mm}^4$$

$$I_{Tb} = A_{fb} \times \left( d_s^2 + d_s \times t'_f + \frac{t'^2_f}{3} \right) + A_s \times \frac{d_s^2}{3} = 658717777 \text{ mm}^4$$

$$CS a = \frac{S_{Ta}}{A_{Ta}} = 231,2863 \text{ mm}, CS b = \frac{S_{Tb}}{A_{Tb}} = 159,4318 \text{ mm}$$

$$Z a = \left( A_{fa} \times \left( CS a - \frac{t'_{f\text{total}}}{2} \right) \right) + \left( A_s \cdot \left( CS a - \frac{d_s}{2} \right) \right) = 8478166,67 \text{ mm}^3$$

$$Z b = \left( A_{fb} \times (d_T) - CS b - \frac{t'_f}{2} \right) + \left( A_s \cdot \left( CS b - \frac{d_s}{2} \right) \right) = 4338157,8 \text{ mm}^3$$

$$I_{ta} = I_{Ta} - (CS a \times S_{Ta}) = 307974305 \text{ mm}^4$$

$$I_{tb} = I_{Tb} - (CS b \times S_{Tb}) = 61764195,4 \text{ mm}^4$$

$$SS \text{ atas} = \frac{I_{ta}}{CS a} = 1331571,83 \text{ mm}^3$$

$$SS \text{ bawah} = \frac{I_{tb}}{CS b} = 387401,938 \text{ mm}^3$$

$$d = 2h + (D_T + t_{pelat} - CS a) + (D_T - CS b) = 1041,28189 \text{ mm}$$

Langkah selanjutnya menghitung luas total penampang ( $A$ ), letak garis netral penampang ( $Y_a, Y_b$ ), jarak titik berat T ke garis netral ( $Y_{Ta}, Y_{Tb}$ ), momen inersia ( $I_g$ ) serta modulus tahanan ( $Z_g$ ) penampang komposit.

$$A_{\text{total}} = A_{Ta} + A_{Tb} = 84570 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{total}} \times Y_a = (A_{Ta} \times CS a) + (A_{Tb} \times (CS a + d))$$

$$Y_a = 520,4492 \text{ mm}$$

$$A_{\text{total}} \times Y_b = (A_{Ta} \times (CS b + d)) + (A_{Tb} \times CS b)$$

$$Y_b = 911,5508 \text{ mm}$$

Jarak titik berat Penampang T ke garis netral

$$Y_{Ta} = Y_a - CS a = 289,1629 \text{ mm}$$

$$Y_{Tb} = Y_b - CS b = 752,1190 \text{ mm}$$

Momen inersia penampang komposit

$$I_g = I_{ta} + I_{tb} + (A_{Ta} \times Y_{Ta}^2) + (A_{Tb} \times Y_{Tb}^2) = 18762436735 \text{ mm}^4$$

Modulus tahanan penampang komposit

$$Z_g = \frac{2 \times I_g}{D_g} = 30458501,19 \text{ mm}^3$$

Kemudian dilakukan pemeriksaan bagian T yang mengalami gaya tekan aksial, kontrol lentur penampang dengan pengaruh tekuk lokal, kontrol tegangan, kontrol lendutan, dan kontrol kuat geser nominal penampang T..

$$\frac{D_g - (2 \times t_f)}{t_w} = 32,647 \leq 6,36 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 179,888 \text{ OK!}$$

Tekuk lokal flens ( $\lambda_f$ ) dan web ( $\lambda_w$ )

$$\lambda_f = 2,459 \leq \lambda_{pf} = 10,748 \text{ OK!}$$

$$\lambda_w = 36,235 \leq \lambda_{pw} = 106,389 \text{ OK!}$$

Tegangan lentur primer ( $\sigma_b$ ) dan sekunder ( $\sigma_T$ )

$$\sigma_b = \frac{M}{d \times A_{T\text{total}}} = 67,3904 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_T = \frac{v \times e}{4 \times Z_g} = 1,6962 \text{ N/mm}^2$$

Kontrol tegangan

$$\sigma_b + \sigma_T \leq \sigma_{\text{lentur ijin}}$$

$$69,0865 \text{ N/mm}^2 \leq 136,1102 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$$

Kontrol lendutan

$$\delta = \frac{5 \times M \times L^2}{48 \times E \times I_g} = 102,961 \text{ mm}$$

$$\delta_{\text{ijin}} = \frac{L}{240} = 104,167 \text{ mm} \geq 102,961 \text{ mm OK!}$$

kontrol kuat geser nominal penampang T.

$$V_{nTa} = \frac{4 \times Z_a \times f_y}{e} = 42127536,23 \text{ N}$$

$$V_{nTb} = 21556063,58 \text{ N}$$

$$V_n = V_{nTa} + V_{nTb} = 63683,59981 \text{ kN}$$

$$V_u = 1026,829 \text{ kN} \leq \phi V_n = 54131,05984 \text{ kN OK!}$$

Langkah selanjutnya adalah menghitung kapasitas momen positif penampang.

$$(A \times f_y)_c = (11 + 11) \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times f_y = 1168044,15 \text{ N}$$

$$C = (0,85 \times f_c' \times b_e \times t_c) + (A \times f_y)_c = 7968044,149 \text{ N}$$

$$T = A_s \times f_y = 18585000 \text{ N} > C$$

$$C_s = \frac{\sum(A \times f_y) - C}{2} = 5308477,926 \text{ N}$$

$$(A \times f_y)_{fb} = 4575000 \text{ N} < C_s$$

$$(A \times f_y)_w = 9435000 \text{ N}$$

$$y = t_{fa} + \frac{C_s - (A \times f_y)_{fa}}{(A \times f_y)_w} \times (D_g - 2xt_f) = 147,2915 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{A_s \times 0,5 D_g - (A_f + (y - t_f)xt_w) \times (D_g - 0,5y)}{A_s - (A_f + (y - t_f)xt_w)}$$

$$d_2 = 399,14535 \text{ mm}$$

$$d_2'' = D_g - d_2 - 0,5y = 759,209 \text{ mm}$$

$$d_2' = D_g - d_2 + 0,5t_{pelat} = 932,8546 \text{ mm}$$

$$M_s = M_p = C \times d_2' + C_s \times d_2'' = 11463,27 \text{ kNm}$$

$$M_u = 5934,4795 \text{ kNm} \leq \phi M_n = 10316,94357 \text{ kNm OK!}$$

Kemudian menghitung kombinasi lentur geser dan kuat geser nominal horizontal.

$$\frac{M_u}{\phi \times M_n} + 0,625 \times \frac{V_u}{\phi \times V_n} = 0,5871 \leq 1,375 \text{ OK!}$$

$$V_{uh} = V_u \times \frac{s}{2d} = 428666,4054 \text{ N}$$

Pada bagian dinding penuh

$$V_{nh1} = 0,6 \times t_w \times e \times f_y = 1026375 \text{ N}$$

$$V_{uh} = 428,6664 \text{ kN} \leq \phi V_{nh1} = 872,41875 \text{ kN OK!}$$

Pada sisi miring

$$V_{nh2} = 0,65 \times \frac{4xt_w \times e \times \left(\frac{\pi \theta}{180}\right)}{3 \tan \theta} \times f_y = 4850993,982 \text{ N}$$

$$V_{uh} = 428,6664 \text{ kN} \leq \phi V_{nh2} = 4123,344885 \text{ kN OK!}$$

Langkah terakhir adalah perencanaan pengaku vertikal

Direncanakan jarak antara pengaku vertikal = 2608,2 mm

$$K_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{D_g}\right)^2} = 6,1156$$

$$\frac{D_g}{t_w} \leq 1,1 \sqrt{\frac{K_n \times E}{f_y}}$$

$$36,2353 \leq 76,9409$$

Maka pada bagian ini tidak diperlukan pengaku vertikal.

Lakukan perhitungan yang sama untuk bagian 2 dengan momen maksimum sebesar 5433,66 kNm dan bagian 3 dengan momen sebesar 2444,46 kNm.

### Diafragma

Perencanaan diafragma dihitung dengan memeriksa kelangsingan batang tekan, menghitung kapasitas profil dalam menahan gaya tekan aksial, dan kontrol kuat tekan untuk batang atas, bawah, dan diagonal. Perhitungan untuk batang atas bawah sebagai berikut:

$$\lambda = \frac{k \times L}{r \min} = \frac{0,7 \times 1600}{14} = 80 < 140 \text{ OK!!}$$

$$\frac{b}{t} = 12,5 < \frac{200}{\sqrt{f_y}} = 12,65 \text{ OK!!}$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{80}{3,14} \times \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0,9003 < 1,5 \text{ OK!!}$$

$$N_n = 0,66^{\lambda_c^2} \times A_s \times f_y = 620,6943964 \text{ kN}$$

$$\phi N_n = 558,625 \text{ kN} \geq N_u = 84,1175 \text{ kN OK!!}$$

### Shear Connector

Digunakan shear connector jenis paku/stud produk ANTEC dengan data-data sebagai berikut:

$$\text{Diameter (d)} = 16 \text{ mm} < 1,5 \times 26 \text{ mm} = 39 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi total} = 150 \text{ mm}$$

$$f_c' \text{ beton} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_u = 410 \text{ Mpa}$$

Maka :

$$A_{stud} = \pi \times (0,5 \times d)^2 = 201,062 \text{ mm}^2$$

$$E_c = 0,041 \times W^{1,5} \times \sqrt{f_c'} = 25625 \text{ Mpa}$$

$$Q_{n1} = 0,5 \times A_{stud} \times \sqrt{f_c' \times E_c} = 80464,03 \text{ N}$$

$$Q_{n2} = A_{stud} \times f_u = 82435,39 \text{ N}$$

Maka dipakai nilai kekuatan geser nominal terkecil yakni

$$Q_{n1} = 80464,03 \text{ N}$$

Kemudian dilakukan perhitungan jumlah dan jarak shear connector pada masing-masing interval:

- Interval  $0 \text{ m} \leq L \leq 0,75 \text{ m}$  dan  $24,25 \text{ m} \leq L \leq 25 \text{ m}$

$$V_{LS1} = \frac{V_{L1} \times L}{\phi} = 508868,9533 \text{ N}$$

$$n_1 = \frac{V_{LS1}}{0,55 \times Q_n} = 11,4985 \sim 12 \text{ buah (untuk 2 baris)}$$

$$\text{jarak} = \frac{L_1}{0,5 \times n_1} = 125 \text{ mm} < 400 \text{ mm OK!!}$$

- Interval  $0,75 \text{ m} \leq L \leq 6,25 \text{ m}$  dan  $18,75 \text{ m} \leq L \leq 24,25 \text{ m}$

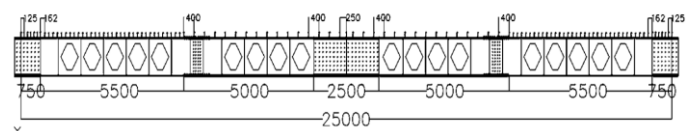
Dengan perhitungan yang sama didapatkan jumlah ( $n_2$ ) = 68 buah dan jarak 162 mm

- Interval  $6,25 \text{ m} \leq L \leq 11,25 \text{ m}$  dan  $13,75 \text{ m} \leq L \leq 18,75 \text{ m}$

Dengan perhitungan yang sama didapatkan jumlah ( $n_3$ ) = 26 buah dan jarak 400 mm

- Interval  $11,25 \text{ m} \leq L \leq 13,75 \text{ m}$

Dengan perhitungan yang sama didapatkan jumlah ( $n_4$ ) = 14 buah dan jarak 400 mm



Gambar 6 Shear conector jembatan

### 4. KESIMPULAN

Perencanaan struktur atas jembatan Rejosari dengan menggunakan gelagar baja castella beam dilakukan dengan

menganalisis kekuatan struktur dalam menahan beban yang diberikan. Dari hasil perhitungan hasil perencanaan struktur atas jembatan Rejosari adalah sebagai berikut:

- a. Sandaran menggunakan beton bertulang dengan tulangan lentur 4  $\phi$  10 mm, tulangan geser  $\phi$  8 mm – 100 mm dan pipa sandaran menggunakan pipa diameter 48 mm.
- b. Kerb menggunakan tulangan utama  $\phi$  12 mm – 80 mm dan tulangan bagi  $\phi$  8 mm – 100 mm.
- c. Pelat lantai menggunakan tulangan pokok D16-100 mm dan tulangan bagi D13-150 mm.
- d. Profil baja castellated beam yang digunakan pada tiap gelagarnya dibagi menjadi 3 bagian adalah sebagai berikut
  - Bagian 1 menggunakan profil CS 1232.300.34.61
  - Bagian 2 menggunakan profil CS 1232.300.14.61
  - Bagian 3 menggunakan profil CS 1200.300.14.26
- e. Shear connector menggunakan stud diameter 16 mm dengan jumlah 226 untuk masing-masing gelagar.
- f. Lendutan yang terjadi ditengah bentang akibat beban struktur sebesar 102,961 mm.

#### DAFTAR PUSTAKA

- [1] Msc, Agus. "Perbandingan Desain Gelagar Baja Konvensional Dan Castella Pada Perencanaan Jembatan Komposit." *Jurnal Teknik Sipil Itp 1.1* (2014).
- [2] Nasional, Badan Standardisasi. "SNI 1725: 2016 Pembebanan untuk Jembatan." Jakarta: BSN (2016).
- [3] Nasional, Badan Standardisasi. "RSNI T-02-2005 Standar pembebanan untuk jembatan." Jakarta: BSN 75 (2005)..
- [4] Nasional, Badan Standardisasi. "RSNI T-03-2005 Perencanaan Struktur Baja untuk Jembatan." Jakarta: BSN (2005)..
- [5] Setiawan, Agus. "Perencanaan Struktur Baja dengan Metode LRFD." Penerbit Erlangga, Jakarta (2008).
- [6] Setiawan, Agus. "Perencanaan Struktur Baja Dengan Metode LRFD, Edisi Ke-2." (2008).