

BAB V

ANALISIS

5.1. Perencanaan Awal

Perencanaan awal dimulai dengan analisis elastis garis pengaruh rangka, selanjutnya perhitungan perencanaan pembebanan rangka jembatan diawali dengan menggunakan pembebanan menurut AASTHO LRFD Bridge Specification kemudian dibandingkan dengan pembebanan PPPJJR 1987.

5.2. Pembebanan Menurut AASTHO LRFD Bridge Specification

5.2.1. Perhitungan beban hidup

1. Mencari gaya batang akibat beban bergerak

Untuk mendapatkan gaya batang pada rangka utama struktur jembatan rangka baja dilakukan dengan cara mengalikan beban rencana kendaraan (truk rencana, tandem rencana dan jalur rencana) dengan ordinat garis pengaruh. Pada rangka utama arah horizontal di bagi menjadi 16 segmen, panjang tiap segmennya sebesar 8.75 m. Garis pengaruh diperoleh dengan menggunakan program SAP 2000 dan dapat di lihat pada gambar 5.1, sedangkan hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.1.

2. Mencari gaya batang akibat beban merata

Gaya batang akibat beban merata di peroleh dengan cara mengalikan beban merata dengan luasan bidang garis pengaruh (lihat garis pengaruh lampiran

I). Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.1 berikut :

Tabel 5.1. Gaya Batang Maksimum karena Pengaruh Beban Bergerak dan Beban Merata.

No	Batang	Gaya Batang (KN)			
		Truck Rencana (KN)	Tandem Rencana (KN)	Jalur Rencana (KN)	Beban Merata (KN)
1.	1	-1986,870	-1406,020	-2904,210	-3514,293
2.	2	-1954,860	-1438,910	-3595,855	-4357,199
3.	3	-2299,315	-1634,820	-3859,545	-4855,158
4.	4	-2278,015	-1631,520	-3762,420	-3731,216
5.	5	-2212,248	-1571,724	-3522,056	-4124,729
6.	6	-2100,740	-1488,190	-3291,315	-3387,088
7.	7	-2008,910	-1423,180	-3139,302	-3622,257
8.	8	-2014,905	-1341,560	-3089,978	-3284,965
9.	17	1122,605	836,440	1779,285	2201,440
10.	18	1122,605	1056,440	1706,375	2156,289
11.	19	1250,333	849,673	2402,758	2517,417
12.	20	1277,340	867,130	2452,254	2569,497
13.	21	1283,392	871,093	2457,488	2581,215
14.	22	1286,170	874,159	2480,414	2589,678
15.	23	1285,777	872,619	2484,604	2587,074
16.	24	1293,038	886,050	2471,761	2627,436
17.	33	54,510	52,360	54,510	20,497
18.	34 (+)	609,365	429,110	959,415	435,779
19.	34 (-)	-256,625	-222,090	-256,625	435,779
20.	35 (+)	1282,435	930,490	1708,465	174,370
21.	35 (-)	-575,040	-391,380	-928,350	174,370
22.	36 (+)	1323,900	964,590	1598,745	48,667
23.	36 (-)	-732,560	-499,510	-1132,035	48,667
24.	37 (+)	1076,410	886,710	1314,935	-205,251
25.	37 (-)	-772,685	-528,770	-1236,54	-205,251
26.	38 (+)	1034,585	755,590	1367,105	-131,446
27.	38(-)	-720,960	-495,220	-1185,250	-131,446
28.	41 (+)	1068,530	882,530	1569,265	-19,060
29.	41 (-)	-812,880	-606,650	-1367,045	-19,060
30.	49 (+)	723,145	545,160	617,585	-2,632
31.	49 (-)	-492,020	-341,110	-704,820	-2,632
32.	62	-1415,165	-974,160	-2587,960	-2894,346

Lanjutan Tabel 5.1 :

No	Batang	Gaya Batang (KN)			
		Truck Rencana (KN)	Tandem Rencana (KN)	Jalur Rencana (KN)	Beban Merata (KN)
33.	63 (+)	413,445	386,760	413,445	-661,974
34.	63 (-)	-930,470	-786,445	-1299,080	-661,974
35.	64 (+)	529,690	434,060	529,690	142,5225
36.	64 (-)	-234,810	-390,830	-428,675	142,522
37.	65 (+)	785,270	563,530	894,325	262,725
38.	65 (-)	-166,560	-228,800	-452,840	262,725
39.	66 (+)	873,840	620,070	896,145	407,479
40.	66 (-)	-224,900	-259,380	-324,675	407,479
41.	67 (+)	934,345	691,900	1346,220	278,442
42.	67 (-)	-243,783	-264,440	-450,113	278,442
43.	68 (+)	950,400	687,500	1442,225	318,134
44.	68 (-)	-290,295	-325,270	-558,755	318,134
45.	69 (+)	905,915	637,560	1400,620	370,949
46.	69 (-)	-441,385	-298,650	-759,445	370,949
47.	70	225,635	160,765	328,310	483,693
48.	79 (+)	584,050	705,430	922,295	634,883
49.	79 (-)	-330,570	-294,250	-330,570	634,883
50.	80 (+)	914,065	646,140	1285,195	532,285
51.	80 (-)	-353,845	-317,460	-353,845	532,285
52.	81 (+)	499,870	447,370	704,610	112,511
53.	81 (-)	-344,170	-263,230	-344,170	112,511
54.	82 (+)	402,160	389,180	587,760	10,490
55.	82 (-)	-525,475	-381,370	-507,965	10,490
56.	83 (+)	486,045	401,170	729,784	89,764
57.	83 (-)	-656,140	-463,320	-834,240	89,764
58.	84 (+)	453,625	444,400	767,495	38,707
59.	84 (-)	-492,105	-250,360	-1100,265	38,707
60.	85 (+)	542,100	489,720	1055,690	31,834
61.	85 (-)	-788,790	-593,010	-1349,615	31,834
62.	86 (+)	464,880	563,750	965,775	-59,566
63.	86 (-)	-767,135	-603,900	-1260,225	-59,566
64.	95	1193,720	980,870	1193,720	534,759
65.	96	1042,245	902	1042,245	296,670
66.	97	1045,350	904,200	1045,350	336,548
67.	98	1042,565	901,450	1042,565	357,808
68.	99	1042,745	901,560	1042,745	357,808
69.	100	1041,840	900,460	1041,840	325,314
70.	101	1040,540	898,920	1040,540	357,073

Dari tabel 5.1. dapat dilihat bahwa gaya batang maksimum terbesar untuk beban hidup adalah yang diakibatkan oleh beban jalur rencana. Maka dalam analisis untuk batang tekan dan tarik digunakan beban hidup akibat jalur rencana.

5.2.2. Perhitungan beban mati

1. Beban mati struktur dan perlengkapan non struktur (DC)

- Luas penampang slab beton

$$A = (2 \times 1500 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}) + \left(2 \times \left(\frac{200 \text{ mm} + 250 \text{ mm}}{2} \right) \times 4500 \text{ mm} \right)$$

$$A = 2145000 \text{ mm}^2 = 2,145 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat slab beton per meter panjang} = 2,145 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_{\text{slab}} = 5148 \text{ Kg/m, dan untuk satu sisi rangka} = \frac{5148}{2} = 2574 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{slab}} = 2574 \text{ Kg} = 25,242 \text{ KN/m}$$

- Beban gelagar (asumsi) = 10,724 KN/m
- Beban aspal

$$\text{Luas penampang aspal} = 2 \times 4500 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} = 0,45 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat aspal per meter panjang} = 0,45 \times 2250 \text{ Kg/m}^3 = 1012,5 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat aspal per meter panjang untuk satu sisi rangka} = \frac{1012,5}{2} = 506,25 \text{ Kg}$$

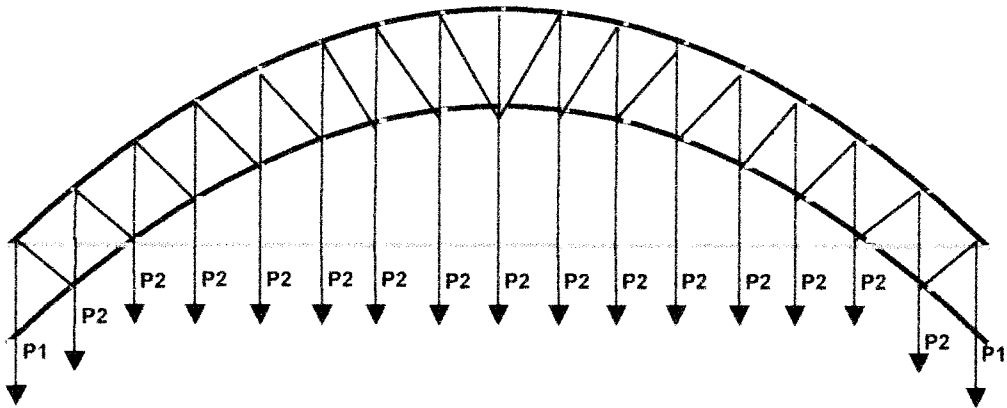
$$\text{Berat aspal untuk satu sisi rangka} = 506,25 \text{ Kg} = 4,97 \text{ KN/m}$$

- Berat rangka dengan asumsi pendekatan = 38 KN/m, berat alat sambung (baut) = 10 % x 38 = 3,8 KN/m.

$$\text{Dipakai asumsi berat untuk satu sisi rangka} = 41,8 \text{ KN/m}$$

$$\text{Total beban merata DC untuk satu sisi rangka} = 82,736 \text{ KN/m}$$

Setelah dihitung beban DC maka seluruh beban merata diperhitungkan menjadi beban titik, sehingga beban yang mengenai rangka pada perhitungan mekanika adalah beban titik. Dijelaskan Berikut :



Gambar 5.1. Gambar distribusi beban Mati pada rangka.

Dengan nilai P_1 dan P_2 sebagai berikut :

$$P_1 = \left(R_{DC} \cdot x \left(\frac{8,75}{2} \right) \right) \dots \dots \dots (5.1)$$

$$P_2 = (R_{DC} \cdot x 8,75) \dots \dots \dots (5.2)$$

- Beban DC, berdasarkan persamaan (5.1) dan (5.2) :

$$P_1 = \left(82,736 \cdot x \left(\frac{8,75}{2} \right) \right) = 361,970 \text{ KN}$$

$$P_2 = (82,736 \cdot x 8,75) = 723,940 \text{ KN}$$

5.2.3. Gaya batang akibat beban mati

Perhitungan gaya batang akibat beban mati dilakukan dengan program SAP 2000 dan hasilnya dapat dilihat pada tabel 5.2. halaman berikut :

Tabel 5.2. Gaya Batang Rangka Jembatan Berdasarkan AASHTO Akibat Beban Mati.

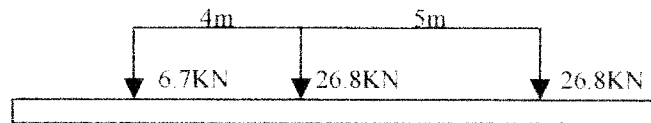
No	Batang	G. Batang DC (KN)	No	Batang	G. Batang DC (KN)
1.	1	-12659,620	48.	61	50,040
2.	2	-14628,280	49.	62	-9946,020
3.	3	-13660,880	50.	63	-2406,310
4.	4	-13038,290	51.	64	1414,440
5.	5	-12532,140	52.	65	1120,170
6.	6	-12152,370	53.	66	1112,460
7.	7	-11891,710	54.	67	1100,800
8.	8	-11744,760	55.	68	1116,960
9.	9	-11744,760	56.	69	1149,510
10.	10	-11891,710	57.	70	1240,730
11.	11	-12152,370	58.	71	1149,510
12.	12	-12532,140	59.	72	1116,960
13.	13	-13038,290	60.	73	1100,800
14.	14	-13660,880	61.	74	1112,460
15.	15	-14628,280	62.	75	1120,170
16.	16	-12659,620	63.	76	1414,440
17.	17	7180,08	64.	77	-2406,310
18.	18	7180,08	65.	78	-9946,020
19.	19	11808,850	66.	79	2976,860
20.	20	11953,200	67.	80	2726,750
21.	21	11974,540	68.	81	-229,940
22.	22	11984,150	69.	82	49,480
23.	23	11988,630	70.	83	78,520
24.	24	11990,930	71.	84	99,540
25.	25	11990,930	72.	85	92,360
26.	26	11988,630	73.	86	53,310
27.	27	11984,150	74.	87	53,310
28.	28	11974,540	75.	88	92,360
29.	29	11953,200	76.	89	99,540
30.	30	11808,850	77.	90	78,520
31.	31	7180,08	78.	91	49,480
32.	32	7180,08	79.	92	-229,940
33.	33	50,040	80.	93	2726,750
34.	34	3109,430	81.	94	2976,860
35.	35	-104,880	82.	95	972,610
36.	36	-374,480	83.	96	699,050
37.	37	-373,790	84.	97	902,360
38.	38	-342,790	85.	98	919,530
39.	41	-300,440	86.	99	945,830
40.	49	-267,880	87.	100	962,290
41.	50	-267,880	88.	101	958,600
42.	51	-300,440	89.	102	962,290
43.	52	-342,790	90.	103	945,830
44.	53	-373,790	91.	104	919,530
45.	54	-374,480	92.	105	902,360
46.	59	-104,880	93.	106	699,050
47.	60	3109,430	94.	107	972,610

5.3. Pembebanan Menurut PPPJJR 1967

5.3.1. Perhitungan beban hidup

1. Beban terpusat (T)

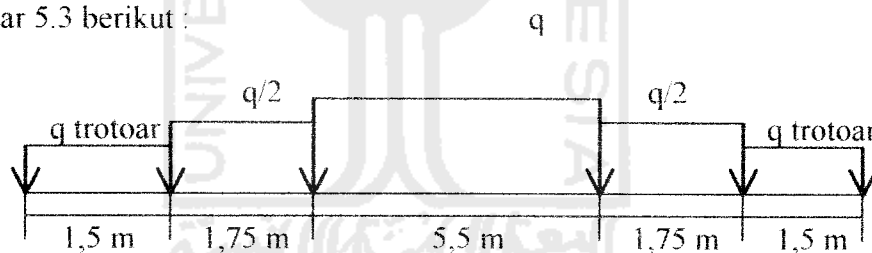
Beban T merupakan beban kendaraan truk, besar ukuran dan kedudukan ditunjukkan sebagai berikut :



Gambar 5.2 Penempatan beban kendaraan pada gelagar.

2. Beban jalur (D)

Beban jalur tersusun dari beban terbagi rata q dan beban garis p per jalur lalu lintas. Penggunaan beban jalur arah melintang jembatan dapat dilihat pada gambar 5.3 berikut :



Gambar 5.3. Distribusi beban hidup arah melintang PPPJJR 1987.

Distribusi beban hidup dihitung dengan perencanaan beban hidup sebagai berikut :

a. Beban terbagi rata (q)

$$q = 2,2 \text{ T/m}^2 = 21,582 \text{ KN/m}^2/\text{jalur untuk } L = 8,75\text{m} < 30\text{m (PPPJJR 1987)}$$

Nilai q untuk satu sisi rangka jembatan :

$$q = \frac{\left(\frac{5,5}{2}\right) \cdot 21,582 + (1,75 + 1,5) \left(\frac{21,582}{2}\right)}{2,75} = 34,34 \text{ KN/m}^2$$

b. Beban garis per jalur (p)

$$p = 12 t = 117,120 \text{ KN} \quad (\text{PPPJJR 1987})$$

$$\text{Koefisien Kejut (K)} \quad K = 1 + \left(\frac{20}{(50 + L)} \right) = 1 + \left(\frac{20}{(50 + 8,75)} \right) = 1,340426$$

Nilai p untuk satu sisi rangka jembatan :

$$P = \left[\frac{P1}{2} + \left(\left(\frac{x}{2,75} \right) \left(\frac{P1}{2} \right) \right) \right] x K \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

$$P = (1,340) \frac{117,720}{2} + \left(\left(\frac{(1,75 + 1,5)}{2,75} \right) \left(\frac{117,720}{2} \right) \right) 1,340 = 172,085 \text{ KN}$$

5.3.2. Perhitungan gaya batang akibat beban hidup

Perhitungan gaya batang akibat beban hidup berdasarkan PPPJJR caranya sama dengan perhitungan gaya batang akibat beban hidup berdasarkan AASHTO yaitu dengan garis pengaruh pada lampiran 1. Hasil dari perhitungan dapat dilihat pada tabel 5.3.

**Tabel 5.3. Gaya Batang maksimal rangka hasil perhitungan
Beban Hidup PPPJJR 1987**

No	Batang	Gaya Batang (KN)			
		Beban Kendaraan	Beban Merata	Beban Garis	Gaya Batang Total
1	1	-329.459	-12976.4335	-1113.38975	-14419.28225
2	2	-375.716	-16088.839	-1134.0402	-17598.5952
3	3	-423.487	-17927.5404	-1283.0402	-19634.0676
4	4	-1427.0178	-13777.141	-1291.1538	-16495.3126
5	5	-410.1673	-15230.4425	-1245.8954	-16886.5052
6	6	-387.5347	-12506.731	-1180.849	-14075.1147
7	7	-370.2085	13375.0866	-1129.56	11875.3181
8	8	-362.6777	-12129.6434	-1109.6041	-13601.9252
9	17	236.0544	8128.7587	852.337	9217.1501
10	18	236.0611	7962.0386	852.337	9050.4367

Lanjutan Tabel 5.3. :

No	Batang	Gaya Batang (KN)			Gaya Batang Total
		Beban Kendaraan	Beban Merata	Beban Garis	
11	19	232.5637	9295.4946	665.4527	10193.511
12	20	236.8718	9487.7486	679.2195	10403.8399
13	21	237.8768	9531.067	682.317	10451.2608
14	22	238.9756	9562.3164	684.5541	10485.8461
15	23	238.5803	9552.7012	634.8658	10426.1473
16	24	240.7578	9701.7368	694.5351	10637.0297
17	33	11.8657	75.6854	43.3654	130.9165
18	34-	-41.5668	-703.1115	-201.3395	-946.0178
19	34+	112.1245	2312.2152	339.1795	2763.5192
20	35+	236.7177	3728.2595	742.7189	4707.6961
21	35-	-105.4379	-3084.3845	-306.3113	-3496.1337
22	36+	242.7343	4043.8097	771.9733	5058.5173
23	36-	-135.8425	-3864.1085	-391.3214	-4391.2724
24	37+	224.3629	3322.9444	707.6135	4254.9208
25	37-	-143.1455	-4080.8282	-415.069	-4639.0427
26	38+	189.9517	3347.7379	603.5021	4141.1917
27	38-	-136.4924	-3833.0995	-395.1072	-4364.6991
28	41+	191.3118	3369.8529	732.0496	4293.2143
29	41-	-158.857	-3440.2499	-479.4288	-4078.5357
30	49+	131.8962	1766.3809	440.3655	2338.6426
31	49-	-89.9106	-1776.0991	-267.9363	-2133.946
32	62	-263.7991	-10687.2948	-765.08991	-11716.18381
33	63+	84.8689	454.1465	320.0781	859.0935
34	63-	-173.2017	-2898.3212	-645.4908	-3717.0137
35	64+	108.8214	2124.4098	351.5696	2584.8008
36	64-	70.752	-1187.4772	-340.0399	-1456.7651
37	65+	132.7672	1380.8114	451.8952	1965.4738
36	66-	-67.2412	-854.5509	-217.5154	-1139.3075
37	66+	159.5739	2089.3829	520.7292	2769.686
38	66-	-67.2814	-584.7758	-235.0681	-887.1253
39	67+	153.3965	2737.8595	549.1233	3440.3793
40	67-	-71.0803	-1709.7199	-239.7144	-2020.5146
41	68+	173.3089	3225.8996	547.5745	3946.783
42	68-	-80.0918	-2051.1969	-261.0529	-2392.3416
43	69+	166.4347	3454.707	527.6126	4148.7543
44	69-	-90.1016	-2084.9874	-289.4469	-2464.5359
45	70	41.9487	1786.0234	127.8591	1955.8312
46	79-	-53.8412	-372.0739	-243.5	-669.4151
47	79+	153.1888	2716.3627	554.4579	3424.0094
48	80-	-62.6986	-390.6862	-266.5597	-719.9445

Lanjutan Tabel 5.3. :

No	Batang	Gaya Batang (KN)			
		Beban Kendaraan	Beban Merata	Beban Garis	Gaya Batang Total
49	80+	130.283	2356.1361	595.7583	3082.1774
50	81-	-66.9598	-494.6677	-226.6359	-788.2634
51	81+	110.4495	1276.6925	385.1262	1772.2682
52	82-	-94.4365	-1291.9051	-323.1756	-1709.5172
53	82+	100.4665	1330.6407	343.1375	1774.2447
54	83-	-124.1711	-1654.0891	-398.9963	-2177.2565
55	83+	100.3539	1985.5388	336.9424	2422.8351
56	84-	-139.8424	-2172.4514	-449.486	-2761.7798
57	84+	108.5199	2315.3745	356.9043	2780.7987
58	85-	-16.0666	-2371.1083	-473.2337	-2860.4086
59	85+	122.8445	2488.6541	396.6559	3008.1545
60	86-	-151.1319	-3348.4934	-479.4288	-3979.0541
61	86+	143.2594	3128.5457	447.9376	3719.7427
62	95	234.7479	2015.5865	769.5641	3019.8985
63	96	184.7458	1095.446	757.3461	2037.5379
64	97	195.3184	1242.6959	758.8949	2196.9092
65	98	184.7927	1321.1972	756.6577	2262.6476
66	99	184.8798	1321.1972	756.6577	2262.7347
67	100	194.6819	1201.2132	755.7973	2151.6924
68	101	194.4943	1318.4843	755.1089	2268.0875

5.3.3. Perhitungan beban mati

1. Beban rangka

a. Berat elemen rangka baja dengan asumsi = 38 KN/m

b. Berat alat sambung (baut) = 10 % x 38 = 3,8 KN/m

Berat keseluruhan beban rangka = 41,8 KN/m, diambil asumsi berat untuk satu sisi rangka = 41,8 KN/m.

2. Perhitungan Beban Mati struktur dan nonstruktur

Perhitungan beban mati dari komponen struktur dan perlengkapan nonstruktur seperti berat slab, aspal dan elemen struktur jembatan yang secara lengkap dapat dilihat, dengan beban mati sebagai berikut :

- Berat slab beton

Luas penampang slab beton

$$A = (2 \times 1500\text{mm} \times 400\text{mm}) + \left(2 \times \left(\frac{200\text{mm} + 250\text{mm}}{2} \right) \times 4500\text{mm} \right)$$

$$A = 2145000 \text{ mm}^2 = 2,145 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat slab beton per meter panjang} = 2,145 \times 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_{\text{slab}} = 5148 \text{ Kg/m, dan untuk satu sisi rangka} = \frac{5148}{2} = 2574 \text{ Kg}$$

$$W_{\text{slab}} = 2574 \text{ Kg} = 25,242 \text{ KN.}$$

- Berat gelagar (asumsi) = 10,724 KN/m

- Lapisan aspal

Beban aspal

$$\text{Luas penampang aspal} = 2 \times 4500 \text{ mm} \times 50 \text{ mm} = 0,45 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat aspal per meter panjang} = 0,45 \times 2250 \text{ Kg/m}^3 = 1012,5 \text{ Kg}$$

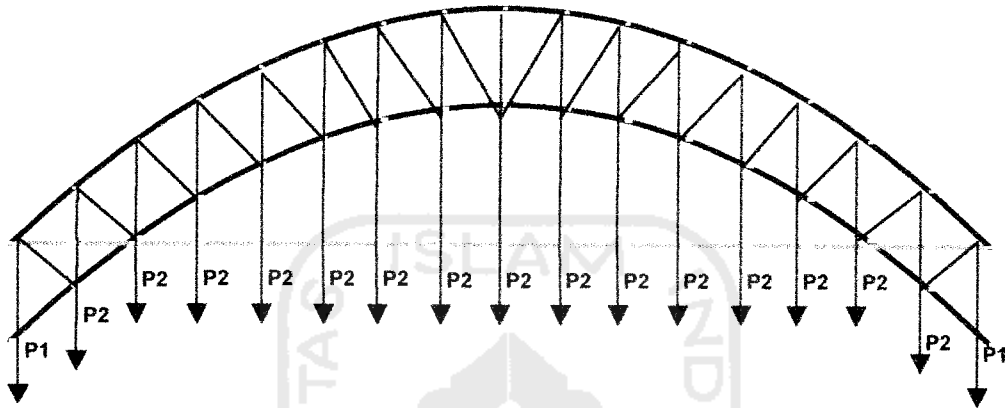
$$\text{Berat aspal per meter panjang untuk satu sisi rangka} = \frac{1012,5}{2} = 506,25 \text{ Kg}$$

$$\text{Berat aspal untuk satu sisi rangka} = 506,25 \text{ Kg} = 4,97 \text{ KN}$$

Total berat keseluruhan beban mati = 40,936 KN/m, beban mati untuk satu sisi rangka = 41,8 KN/m. Dan gambar struktur rangka tampang melintang jembatan dapat dilihat pada gambar 5.4. pada lampiran 2.

5.3.4. Perhitungan gaya batang karena beban mati

Beban mati di atas kemudian didistribusikan menjadi beban titik pada jembatan seperti terlihat pada gambar 5.5 berikut :



Gambar 5.5 Gambar distribusi beban rangka dengan metode PPPJJR 1987.

Dengan nilai P_1 dan P_2 menggunakan persamaan (5.1) dan (5.2). Diperoleh hasil perhitungan sebagai berikut :

- Beban akibat berat sendiri ($w = 41,8 \text{ KN/m}$)

$$P_{w1} = \left(41,8 \times \left(\frac{8,75}{2} \right) \right) = 182,875 \text{ KN}$$

$$P_{w2} = (41,8 \times 8,75) = 365,750 \text{ KN}$$

- Beban akibat beban mati ($q_d = 40,936 \text{ KN/m}$)

$$P_{d1} = \left(40,936 \times \left(\frac{8,75}{2} \right) \right) = 179,095 \text{ KN}$$

$$P_{d2} = (40,936 \times 8,75) = 358,190 \text{ KN}$$

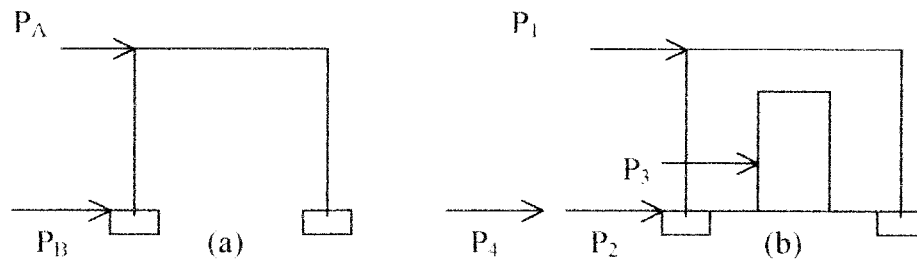
Perhitungan gaya batang dengan program SAP 2000, pada Tabel 5.4. berikut

Tabel 5.4. Gaya Batang Rangka Jembatan Berdasarkan PPPJJR Akibat Beban Mati.

Batang	B. Mati (KN)	B. Sendiri (KN)	B. Total (KN)	Batang	B. Mati (KN)	B. Sendiri (KN)	B. Total (KN)
1 = 16	-9123.22	-9196.32	-18319.54	64 = 76	972.92	982.05	1954.97
2 = 15	-10519.37	-10604.3	-21123.67	65 = 75	740.68	748.53	1489.21
3 = 14	-9825.29	-9904.57	-19729.86	66 = 74	730.82	738.71	1469.53
4 = 13	-9395.26	-9470.56	-18865.82	67 = 73	726.3	734.04	1460.34
5 = 12	-9052.24	-9124.17	-18176.41	68 = 72	748.23	755.85	1504.08
6 = 11	-8797.73	-8867.07	-17664.8	69 = 71	784.65	792.19	1576.84
7 = 10	-8622.54	-8690.11	-17312.65	70	876.09	883.62	1759.71
8 = 9	-8520.91	-8587.55	-17108.46	79 = 94	2093.15	2111.42	4204.57
17 = 32	5214.51	5255.14	10469.65	80 = 93	1949.9	1949.9	3899.8
18 = 31	5214.51	5255.14	10469.65	81 = 92	-171.54	-172.75	-344.29
19 = 30	8529.87	8597.65	17127.52	82 = 91	68.98	68.58	137.56
20 = 29	8634.61	8703.21	17337.82	82 = 91	-6.31	-6.71	-13.02
21 = 28	8649.82	8718.54	17368.36	83 = 90	98.96	98.54	197.5
22 = 27	8656.63	8725.41	17382.04	84 = 89	115.42	115.09	230.51
23 = 26	8659.74	8728.55	17388.29	85 = 88	103.95	103.71	207.66
24 = 25	8661.21	8730.03	17391.24	86 = 87	62.83	62.63	125.46
33 = 61	49.75	49.75	99.5	86 = 87	-47.16	-47.35	-94.51
33 = 61	-15.38	-15.37	-30.75	95 = 107	575.74	583.95	1159.69
34 = 60	2191.27	2210.25	4401.52	96 = 106	374.45	381.16	755.61
35 = 59	-135.17	-134.55	-269.72	97 = 105	535.19	542.78	1077.97
36 = 54	-323.08	-324.14	-647.22	98 = 104	555.62	563.14	1118.76
37 = 53	-301.34	-302.84	-604.18	99 = 103	580.66	588.21	1168.87
38 = 52	-254.71	-256.53	-511.24	100 = 102	596.36	603.92	1200.28
41 = 51	-202.22	-204.25	-406.47	101	594.76	602.28	1197.04
49 = 50	-162.86	-165.03	-327.89				
62 = 78	-7204.17	-7260.84	-14465.01				
63 = 77	-1784.43	-1797.28	-3581.71				

5.4. Perhitungan Beban Angin

Perhitungan beban angin adalah pada rangka atas dua pengekang angin (*top Chord*) dan rangka bawah pengekang angin (*Bottom Chord*) yang menerima beban lateral akibat angin. Beban angin yang bekerja dapat dilihat pada Gambar 5.6. :



Gambar 5.6. Gaya Angin rangka pada kondisi unloaded (a) dan loaded (b).

Dengan perencanaan awal beban angin sebagai berikut :

1. Menghitung nilai kecepatan angin pada ketinggian 10 m, dengan angka konstanta Von Karman's $= 0,4$ berdasarkan nilai V_o dan Z_o pada tabel 5.5. berikut :

Condition	Open Country	Suburban	City
V_o (Km/h)	13,2	15,2	25,3
Z_o (mm)	70	300	800

Tabel 5.5. Tabel Nilai V_o dan Z_o untuk variasi kondisi muka hulu.

(berdasarkan Tabel 4.8. dari *Design of Highway Bridges, John Wiley and Sons*)

Dengan rumus untuk masing-masing kondisi sebagai berikut :

$$V_o = \left(\frac{k}{\ln(10.000/Z_o)} \right) V_{10} \quad \text{dengan} \quad V_{10} = \frac{V_o}{\left(\frac{k}{\ln(10.000/Z_o)} \right)} \quad \dots\dots(5.4)$$

untuk kondisi diatas diperoleh nilai kecepatan angin pada ketinggian elemen rangka, pada tabel 5.6. – 5.10. di lampiran 2.

2. Menghitung tekanan angin pada elemen rangka, beban angin pada *windward* dan *leeward*, dengan tekanan angin dasar (V_B) = 160 Km/h. V_{DZ} adalah kecepatan angin rencana pada elevasi elemen (Km/h),

Z adalah elevasi / ketinggian elemen (m), P_B adalah tekanan dasar berdasarkan komponen struktur pada tabel 5.11. berikut :

Structural Component	Windward load (Mpa)	Leeward load (Mpa)
Trusses, columns, arches	0,0024	0,0012
Beams	0,0024	N/A
Large flat surfaces	0,0019	N/A

Tabel 5.11. Tabel tekanan dasar P_B untuk nilai $V_B = 160$ Km/h.
(berdasarkan Tabel 4.8. dari *Design of Highway Bridges, John Wiley and Sons*)

Dengan rumus sebagai berikut :

$$P_D = P_B \left(\frac{V_D}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_D^2}{160^2} = P_B \frac{V_D^2}{25.600} \dots \dots \dots (5.5)$$

dengan nilai V_D : $V_{DZ} = 2.5V_o(V_{10}/V_B) \ln(Z/Z_o) \dots \dots \dots (5.6)$

3. Menghitung beban angin pada batang atas dan batang bawah pengekuat angin, serta pada batang diagonal rangka tengah, *top gusset* dan *bottom gusset* pada kondisi tak terbebani (*unloaded*) dan *loaded*. Besarnya beban angin dapat dilihat pada lampiran 2 (Tabel 5.6. – 5.10.). Dengan urutan perhitungan salah satu batang sebagai berikut :

A. Rangka I

- a) Saat jembatan dalam kondisi tak terbebani (*Unloaded*)

1. Beban angin pada batang atas rangka angin (*Windward*)

$$P_{1C} = \text{Panjang batang} \times 0,4 \times P_D$$

$$P_{1C} (\text{batang 3}) = 10,258 \times 0,4 \times 1,491 = 6,118 \text{ KN}$$

2. Beban angin pada batang bawah rangka angin.

$$P_{1C} = \text{Panjang batang} \times 0,4 \times P_D$$

$$P_{1C} (\text{batang 17}) = 8,75 \times 0,4 \times 2,4 = 8,4 \text{ KN}$$

3. Beban angin pada batang diagonal rangka tengah

$$P_{1C} = \text{Panjang batang} \times 0,3 \times P_D$$

$$P_{1C} (\text{batang 3}) = 11,884 \times 0,3 \times 1,491 = 5,316 \text{ KN}$$

4. Beban angin pada *Top Gusset*

$$P_{1C} = 0,5 \times P_D$$

$$P_{1C} (\text{batang 3a}) = 0,5 \times 1,367 = 0,684 \text{ KN}$$

5. Beban angin pada *Bottom Gusset*

$$P_{1C} = 0,5 \times P_D$$

$$P_{1C} (\text{batang 17a}) = 0,5 \times 2,4 = 1,2 \text{ KN}$$

- Beban angin pada *leeward*

1. Beban angin pada batang atas rangka angin

$$P_{1C} = \text{Panjang batang} \times 0,4 \times P_D$$

$$P_{1C} (\text{batang 3}) = 10,258 \times 0,4 \times 0,746 = 3,061 \text{ KN}$$

2. Beban angin pada batang bawah rangka angin.

$$P_{1C} = \text{Panjang batang} \times 0,4 \times P_D$$

$$P_{1C} (\text{batang 17}) = 8,75 \times 0,4 \times 1,2 = 4,20 \text{ KN}$$

3. Beban angin pada batang diagonal rangka tengah

$$P_{1C} = \text{Panjang batang} \times 0,3 \times P_D$$

$$P_{1C} (\text{batang 3}) = 11,884 \times 0,3 \times 0,746 = 2,660 \text{ KN}$$

4. Beban angin pada *Top Gusset*

$$P_{1C} = 0,5 \times P_D$$

$$P_{1c} (\text{batang 3a}) = 0,5 \times 0,684 = 0,342 \text{ KN}$$

5. Beban angin pada *Bottom Gusset*

$$P_{1c} = 0,5 \times P_D$$

$$P_{1c} (\text{batang 17a}) = 0,5 \times 1,2 = 0,6 \text{ KN}$$

• Beban angin yang bekerja pada batang atas (Gambar 5.7.)

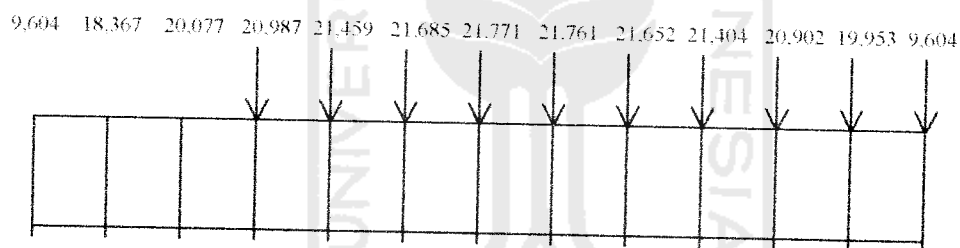
$$P_a = P_{\text{batang atas}} + (0,5P_{\text{batang diagonal}}) + P_{\text{top Gusset}}$$

$$P_{a \text{ Windward}} = (6,118 \cdot 0,5) + (0,5 \cdot 5,316) + 0,684 = 6,401 \text{ KN}$$

$$P_{a \text{ Leeward}} = (3,061 \cdot 0,5) + (0,5 \cdot 2,660) + 0,342 = 3,203 \text{ KN}$$

$$P_a \text{ total} = P_{a \text{ windward}} + P_{a \text{ leeward}}$$

$$P_a \text{ total} = 6,401 + 3,203 = 9,604 \text{ KN}$$



Gambar 5.7. Gaya angin yang bekerja pada rangka atas pengekang angin (*unloaded*).

• Beban angin yang bekerja pada batang bawah (Gambar 5.8.)

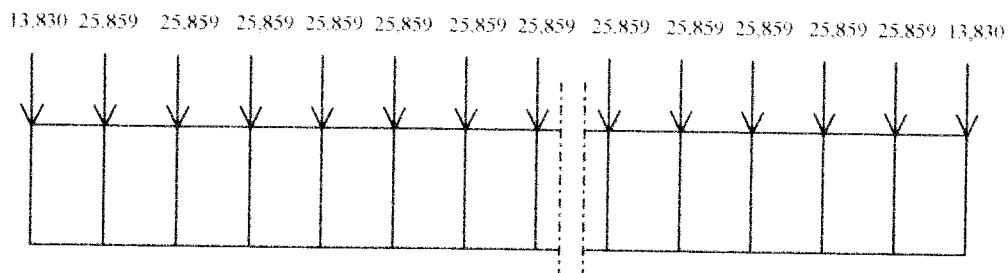
$$P_b = P_{\text{batang bawah}} + (0,5P_{\text{batang diagonal bawah}}) + P_{\text{Bottom Gusset}}$$

$$P_{b \text{ Windward}} = 4,20 + (0,5 \cdot 7,6392) + 1,20 = 9,220 \text{ KN}$$

$$P_{b \text{ Leeward}} = 2,10 + (0,5 \cdot 3,8196) + 0,60 = 4,610 \text{ KN}$$

$$P_b \text{ total} = P_{b \text{ windward}} + P_{b \text{ leeward}}$$

$$P_b \text{ total} = 9,220 + 4,610 = 13,830 \text{ KN}$$



Gambar 5.8. Gaya angin yang bekerja pada rangka bawah pengekang angin (unloaded).

Perhitungan gaya batang akibat beban angin dilakukan dengan program SAP 2000, dengan hasil gaya batang pada rangka atas I kondisi tak terbebani (unloaded) pada Tabel 5.12. halaman berikut.

TABEL 5.12. TABEL BEBAN AKSIAL TOP CORD I (UNLOADED)

Elemen	L (mm)	Beban		Elemen	L (mm)	Beban	
		Tekan (KN)	Tarik (KN)			Tekan (KN)	Tarik (KN)
1	10258	-1011.47	-	32	12000	-64.4	42.65
2	9786	-2675.09	-	33	12000	-64.33	42.72
3	9391	-4049.27	-	34	12000	-64.27	42.78
4	9083	-5084.96	-	35	12000	-63.6	43.45
5	8872	-5775.57	-	36	12000	-64.42	42.63
6	8764	-6115.54	-	37	12000	-1504.39	-
7	8764	-6115.89	-	38	11884	-469.28	-
8	8872	-5776.56	-	39	11479	-382.71	-
9	9083	-5086.48	-	40	11144	-281.76	-
10	9391	-4051.1	-	41	10886	-178.81	-
11	9786	-2676.75	-	42	10710	-74.21	-
12	10258	-1012.22	-	43	10621	-	96.08
13	10258	-	1011.47	44	10621	-	96.23
14	9786	-	2675.09	45	10710	-74.02	-
15	9391	-	4049.27	46	10886	-178.65	-
16	9083	-	5084.96	47	11144	-281.67	-

Lanjutan Tabel 5.12 :

Btg	L (mm)	Beban		Btg	L (mm)	Beban	
		Tekan (KN)	Tarik (KN)			Tekan (KN)	Tarik (KN)
17	8872	-	5775.57	48	11479	-382.75	
18	8764	-	6115.54	49	11884	-469.56	
19	8764	-	6115.89	50	11884	-	468.86
20	8872	-	5776.56	51	11479	-	382.76
21	9083	-	5086.48	52	11144	-	281.74
22	9391	-	4051.1	53	10886	-	178.8
23	9786	-	2676.75	54	10710	-	74.2
24	10258	-	1012.22	55	10621	-96.1	-
25	12000	-1503.31	-	56	10621	-96.25	-
26	12000	-63.63	43.42	57	10710	-	74.01
27	12000	-63.19	43.86	58	10886	-	178.64
28	12000	-64.06	42.99	59	11144	-	281.65
29	12000	-64.23	42.82	60	11479	-	382.8
30	12000	-64.69	42.69	61	11884	-	469.14
31	12000	-64.38	42.67				

Hasil gaya batang pada rangka bawah kondisi tak terbebani (*unloaded*) pada Tabel 5.13. berikut :

TABEL 5.13. TABEL BEBAN AKSIAL BOTTOM CORD (UNLOADED)

Elemen	L(mm)	Beban		Elemen	L(mm)	Beban	
		Tekan (KN)	Tarik (KN)			Tekan (KN)	Tarik (KN)
1	8750	-1386.89	-	41	12000	-66.44	40.61
2	8750	-3750.66	-	42	12000	-66.46	40.49
3	8750	-5833.67	-	43	12000	-66.46	40.6
4	8750	-7575.83	-	44	12000	-66.46	40.59
5	8750	-8970.24	-	45	12000	-66.44	40.61
6	8750	-10016.05	-	46	12000	-66.53	40.52
7	8750	-10712.63	-	47	12000	-65.97	41.08
8	8750	-11055.33	-	48	12000	-67.71	39.34
9	8750	-11055.33	-	49	12000	-1999.82	-
10	8750	-10712.63	-	53	10610	-678.23	-
11	8750	-10016.05	-	54	10610	-594.15	-
12	8750	-8970.24	-	55	10610	-492.52	-
13	8750	-7575.83	-	56	10610	-388.77	-

Lanjutan Tabel 5.13 :

Elemen	L(mm)	Beban		Elemen	L(mm)	Beban	
		Tekan (KN)	Tarik (KN)			Tekan (KN)	Tarik (KN)
14	8750	-5833.67	-	57	10610	-284.78	-
15	8750	-3750.66	-	58	10610	-180.6	-
16	8750	-1386.89	-	59	10610	-75.03	-
17	8750	-	1386.89	60	10610	-	96.16
18	8750	-	3750.66	61	10610	-	96.15
19	8750	-	5833.67	62	10610	-75.03	-
20	8750	-	7575.83	63	10610	-180.6	-
21	8750	-	8970.24	64	10610	-284.78	-
22	8750	-	10016.05	65	10610	-388.77	-
23	8750	-	10712.63	66	10610	-492.52	-
24	8750	-	11055.33	67	10610	-594.15	-
25	8750	-	11055.33	68	10610	-678.23	-
26	8750	-	10712.63	69	10610	-	677.66
27	8750	-	10016.05	70	10610	-	594.22
28	8750	-	8970.24	71	10610	-	492.49
29	8750	-	7575.83	72	10610	-	388.76
30	8750	-	5833.67	73	10610	-	284.76
31	8750	-	3750.66	74	10610	-	180.58
32	8750	-	1386.89	75	10610	-	75.01
33	12000	-1999.82	-	76	10610	-96.18	-
34	12000	-67.71	39.34	77	10610	-96.18	-
35	12000	-65.97	41.08	78	10610	-	75.01
36	12000	-66.53	40.52	79	10610	-	180.58
37	12000	-66.44	40.61	80	10610	-	284.76
38	12000	-66.46	40.59	81	10610	-	388.76
39	12000	-66.46	40.6	82	10610	-	492.49
40	12000	-66.46	40.59	83	10610	-	594.22
				84	10610	-	677.66

a) Saat jembatan dalam kondisi terbebani (loaded)

$$\text{Tekanan angin } 1,46 \text{ N/mm}^2 = 1,46 \text{ KN/m}^2$$

1. Beban angin yang bekerja pada batang atas (Gambar 5.9.)

$$P_a \text{ total} = P_a \text{ windward} + P_a \text{ leeward}$$

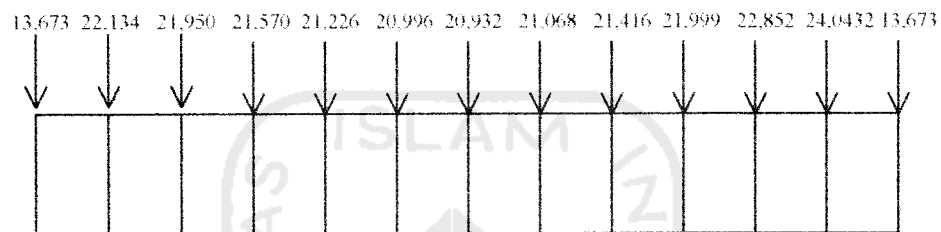
$$P1'_C = \frac{(P_a \times \text{Tekanan angin})}{P_D}$$

$$P_{I'}^c \text{ windward} = \frac{(6,401 \times 1,46)}{1,367} = 6,8365 \text{ KN}$$

$$P_{I'}^c \text{ leeward} = \frac{(3,203 \times 1,46)}{0,684} = 6,8368 \text{ KN}$$

$$P_a \text{ total} = 6,401 + 3,203 = 9,604 \text{ KN}$$

$$P_{I'}^c \text{ total} = 6,8365 + 6,8368 = 13,6733 \text{ KN}$$



Gambar 5.9. Gaya angin yang bekerja pada rangka atas I pengekang angin (loaded).

Perhitungan gaya batang akibat beban angin dilakukan dengan program SAP 2000, dan gambar elemen selengkapnya pada lampiran 2. Dengan hasil gaya batang pada rangka atas I kondisi terbebani (*loaded*) pada Tabel 5.14. berikut :

TABEL 5.14. TABEL BEBAN AKSIAL TOP CORD I (LOADED)

Elemen	L(mm)	Beban		Elemen	L(mm)	Beban	
		Tekan (KN)	Tarik (KN)			Tekan (KN)	Tarik (KN)
1	10258	-1013.17	-	32	12000	-64.05	43
2	9786	-2678.84	-	33	12000	-64.21	42.84
3	9391	-4053.31	-	34	12000	-64.57	42.48
4	9083	-5088.37	-	35	12000	-64.57	42.48
5	8872	-5778.18	-	36	12000	-66.47	40.59
6	8764	-6117.65	-	37	12000	-1511.08	-
7	8764	-6118.04	-	38	11884	-469.9	-
8	8872	-5779.26	-	39	11479	-382.79	-
9	9083	-5090.04	-	40	11144	-281.58	-
10	9391	-4055.34	-	41	10886	-178.58	-



Lanjutan Tabel 5.14 :

Elemen	L(mm)	Beban		Elemen	L(mm)	Beban	
		Tekan (KN)	Tarik (KN)			Tekan (KN)	Tarik (KN)
11	9786	-2680.72	-	42	10710	-74.06	-
12	10258	-1014.03	-	43	10621	-	96.07
13	10258	-	1013.17	44	10621	-	96.24
14	9786	-	2678.84	45	10710	-73.86	-
15	9391	-	4053.31	46	10886	-178.4	-
16	9083	-	5088.37	47	11144	-281.47	-
17	8872	-	5778.18	48	11479	-382.84	-
18	8764	-	6117.65	49	11884	-470.21	-
19	8764	-	6118.04	50	11884	-	469.47
20	8872	-	5779.26	51	11479	-	382.84
21	9083	-	5090.04	52	11144	-	281.55
22	9391	-	4055.34	53	10886	-	178.56
23	9786	-	2680.72	54	10710	-	74.05
24	10258	-	1014.03	55	10621	-96.09	-
25	12000	-1509.84	-	56	10621	-96.26	-
26	12000	-65.51	41.54	57	10710	-	73.84
27	12000	-64.12	42.93	58	10886	-	178.38
28	12000	-64.35	42.7	59	11144	-	281.44
29	12000	-64.12	42.94	60	11479	-	382.88
30	12000	-64.01	43.04	61	11884	-	469.78
31	12000	-63.97	43.09				

2. Beban angin yang bekerja pada batang bawah

$$P2'_c = \frac{(P_b \times \text{Tekanan angin})}{P_D}$$

$$P2'_c \text{ windward} = \frac{(9,220 \times 1,46)}{2,40} = 5,6088 \text{ KN}$$

$$P2'_c \text{ leeward} = \frac{(4,610 \times 1,46)}{1,20} = 5,6088 \text{ KN}$$

$$P2' \text{ total} = 5,6088 + 5,6088 = 11,2177 \text{ KN}$$

$$P_b \text{ total} = 9,220 + 4,610 = 13,830 \text{ KN}$$

3. Beban angin pada saat truk bergerak melewati jembatan

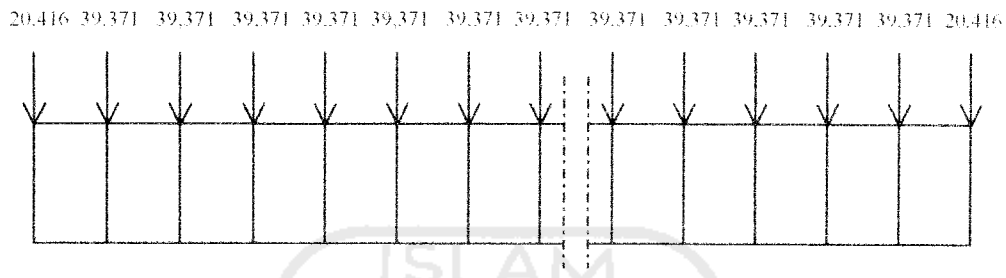
$$P3'_c = \text{Beban angin btg. Bawah leeward} \times \text{Tek. Angin} \times 3$$

$$P3'_c \text{ (Batang 17a)} = (4,20 \cdot 0,5) \times 1,46 \times 3 = 9,198 \text{ KN}$$

4. Beban angin yang bekerja pada batang bawah saat truk lewat
(Gambar 5.10.)

$$P4' = P2' + P3'$$

$$P4'(\text{batang 17a}) = 11,2177 + 9,198 = 20,4157 \text{ KN}$$



**Gambar 5.10. Gaya angin yang bekerja pada rangka bawah pengebang angin
(loaded).**

hasil gaya batang pada rangka bawah kondisi terbebani (loaded) pada

Tabel 5.15. berikut :

TABEL 5.15. TABEL BEBAN AKSIAL BOTTOM CORD (LOADED)

Elemen	L(mm)	Beban		Elemen	L(mm)	Beban	
		Tekan (KN)	Tarik (KN)			Tekan (KN)	Tarik (KN)
1	8750	-1424.77	-	41	12000	-73.16	33.89
2	8750	-3855.09	-	42	12000	-73.19	33.86
3	8750	-5996.77	-	43	12000	-73.18	33.87
4	8750	-7788.01	-	44	12000	-73.19	33.86
5	8750	-9221.7	-	45	12000	-73.17	33.88
6	8750	-10296.98	-	46	12000	-73.26	33.79
7	8750	-11013.2	-	47	12000	-72.69	34.36
8	8750	-11365.73	-	48	12000	-74.47	32.58
9	8750	-11365.73	-	49	12000	-2056.91	-
10	8750	-11013.2	-	53	10610	-698.09	-
11	8750	-10296.98	-	54	10610	-611.66	-
12	8750	-9221.7	-	55	10610	-507.17	-
13	8750	-7788.01	-	56	10610	-400.5	-
14	8750	-5996.77	-	57	10610	-293.57	-
15	8750	-3855.09	-	58	10610	-186.46	-
16	8750	-1424.77	-	59	10610	-77.96	-
17	8750	-	1424.77	60	10610	-	96.15

Lanjutan Tabel 5.15 :

Elemen	L(mm)	Beban		Elemen	L(mm)	Beban	
		Tekan (KN)	Tarik (KN)			Tekan (KN)	Tarik (KN)
18	8750	-	3855.09	61	10610	-	96.15
19	8750	-	5996.77	62	10610	-77.96	-
20	8750	-	7788.01	63	10610	-186.46	-
21	8750	-	9221.7	64	10610	-293.57	-
22	8750	-	10296.98	65	10610	-400.5	-
23	8750	-	11013.2	66	10610	-507.17	-
24	8750	-	11365.73	67	10610	-611.66	-
25	8750	-	11365.73	68	10610	-698.09	-
26	8750	-	11013.2	69	10610	-	697.5
27	8750	-	10296.98	70	10610	-	611.72
28	8750	-	9221.7	71	10610	-	507.12
29	8750	-	7788.01	72	10610	-	400.47
30	8750	-	5996.77	73	10610	-	293.55
31	8750	-	3855.09	74	10610	-	186.43
32	8750	-	1424.77	75	10610	-	77.93
33	12000	-2056.91	-	76	10610	-96.18	-
34	12000	-74.47	32.58	77	10610	-96.18	-
35	12000	-72.69	34.36	78	10610	-	77.93
36	12000	-73.26	33.79	79	10610	-	186.43
37	12000	-73.17	33.88	80	10610	-	293.55
38	12000	-73.19	33.86	81	10610	-	400.47
39	12000	-73.18	33.87	82	10610	-	507.12
40	12000	-73.19	33.86	83	10610	-	611.72
				84	10610	-	697.5

B. Rangka II

a. Saat jembatan dalam kondisi tak terbebani (*Unloaded*)1. Beban angin pada batang atas rangka angin (*Windward*)

$$P_{1C} = \text{Panjang batang} \times 0,4 \times P_D$$

$$P_{1C} (\text{batang 38a}) = 9,083 \times 0,4 \times 1,4435 = 5,245 \text{ KN}$$

2. Beban angin pada batang bawah rangka angin.

$$P_{1C} = \text{Panjang batang} \times 0,4 \times P_D$$

$$P_{1C} (\text{batang 17}) = 8,75 \times 0,4 \times 2,4 = 8,4 \text{ KN}$$

5. Beban angin pada batang diagonal rangka tengah

$$P_{1C} = \text{Panjang batang} \times 0,3 \times P_D$$

$$P_{1c} (\text{batang 38a}) = 10,886 \times 0,3 \times 1,4435 = 4,714 \text{ KN}$$

4. Beban angin pada *Top Gusset*

$$P_{1c} = 0,5 \times P_D$$

$$P_{1c} (\text{batang 3a}) = 0,5 \times 1,384 = 0,692 \text{ KN}$$

5. Beban angin pada *Bottom Gusset*

$$P_{1c} = 0,5 \times P_D$$

$$P_{1c} (\text{batang 17a}) = 0,5 \times 2,4 = 1,2 \text{ KN}$$

• Beban angin pada *leeward*

1. Beban angin pada batang atas rangka angin

$$P_{1c} = \text{Panjang batang} \times 0,4 \times P_D$$

$$P_{1c} (\text{batang 38a}) = 9,083 \times 0,4 \times 0,7215 = 2,621 \text{ KN}$$

2. Beban angin pada batang bawah rangka angin.

$$P_{1c} = \text{Panjang batang} \times 0,4 \times P_D$$

$$P_{1c} (\text{batang 17}) = 8,75 \times 0,4 \times 1,2 = 4,20 \text{ KN}$$

3. Beban angin pada batang diagonal rangka tengah

$$P_{1c} = \text{Panjang batang} \times 0,3 \times P_D$$

$$P_{1c} (\text{batang 3}) = 10,886 \times 0,3 \times 0,7215 = 2,356 \text{ KN}$$

4. Beban angin pada *Top Gusset*

$$P_{1c} = 0,5 \times P_D$$

$$P_{1c} (\text{batang 38a}) = 0,5 \times 0,692 = 0,346 \text{ KN}$$

5. Beban angin pada *Bottom Gusset*

$$P_{1c} = 0,5 \times P_D$$

$$P_{1c} (\text{batang } 17a) = 0,5 \times 1,2 = 0,6 \text{ KN}$$

- Beban angin yang bekerja pada batang atas (Gambar 5.11.)

$$P_a = P_{\text{batang atas}} + (0,5P_{\text{batang diagonal}}) + P_{\text{top Gusset}}$$

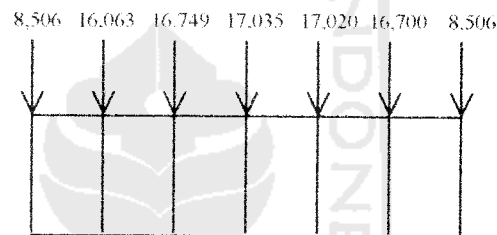
$$P_{a\text{Windward}} = (5,245 \cdot 0,5) + (0,5 \cdot 4,714) + 0,692 = 5,672 \text{ KN}$$

$$P_{a\text{Leeward}} = (2,621 \cdot 0,5) + (0,5 \cdot 2,356) + 0,346 = 2,835 \text{ KN}$$

$$P_{a\text{ total}} = P_{a\text{ windward}} + P_{a\text{ leeward}}$$

$$P_{a\text{ total}} = 5,672 + 2,835 = 8,506 \text{ KN}$$

Dengan gambar elemen rangka angin selengkapnya pada Lampiran 2.



**Gambar 5.11. Gaya angin yang bekerja pada rangka atas pengekang angin
(unloaded).**

hasil gaya batang pada rangka bawah kondisi tak terbebani (*unloaded*)
pada Tabel 5.16. berikut :

TABEL 5.16. TABEL BEBAN AKSIAL TOP CORD II (UNLOADED)

Elemen	L(mm)	Beban		Elemen	L(mm)	Beban	
		Tekan (KN)	Tarik (KN)			Tekan (KN)	Tarik (KN)
1	9083	-466.15	-	17	12000	-61.84	45.21
2	8872	-1109.58	-	18	12000	-62.33	44.72
3	8764	-1441.31	-	19	12000	-788.04	-
4	8764	-1441.44	-	20	10886	-164.84	-
5	8872	-1109.87	-	21	10710	-71.73	-
6	9083	-466.32	-	22	10621	-	96.13
7	9083	-	466.15	23	10621	-	96.19
8	8872	-	1109.58	24	10710	-71.69	-
9	8764	-	1441.31	25	10886	-164.88	-
10	8764	-	1441.44	26	10886	-	164.62
11	8872	-	1109.87	27	10710	-	71.75
12	9083	-	466.32	28	10621	-96.14	-
13	12000	-787.78	-	29	10621	-96.2	-
14	12000	-62.02	45.03	30	10710	-	71.71
15	12000	-61.7	45.35	31	10886	-	164.66
16	12000	-62.09	44.96				

- Beban angin yang bekerja pada batang bawah (Gambar 5.12.)

$$P_b = P_{\text{batang bawah}} + (0,5P_{\text{batang diagonal bawah}}) + P_{\text{Bottom Gusset}}$$

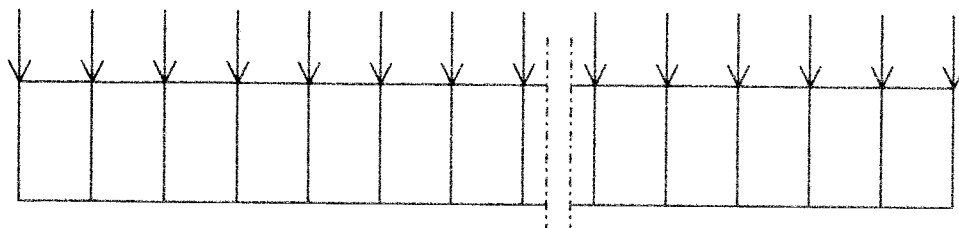
$$P_{b \text{ Windward}} = 4,20 + (0,5 \cdot 7,6392) + 1,20 = 9,220 \text{ KN}$$

$$P_{b \text{ Leeward}} = 2,10 + (0,5 \cdot 3,8196) + 0,60 = 4,610 \text{ KN}$$

$$P_b \text{ total} = P_{b \text{ windward}} + P_{b \text{ leeward}}$$

$$P_b \text{ total} = 9,220 + 4,610 = 13,830 \text{ KN}$$

13,830 25,859 25,859 25,859 25,859 25,859 25,859 25,859 25,859 25,859 25,859 25,859 25,859 13,830



Gambar 5.12. Gaya angin yang bekerja pada rangka bawah pengekang angin (unloaded).

hasil gaya batang pada rangka bawah kondisi tak terbebani (*unloaded*) pada Tabel 5.13. di halaman 43.

a) Saat jembatan dalam kondisi terbebani (*loaded*)

Tekanan angin $1,46 \text{ N/mm}^2 = 1,46 \text{ KN/m}^2$

1. Beban angin yang bekerja pada batang atas (Gambar 5.13.)

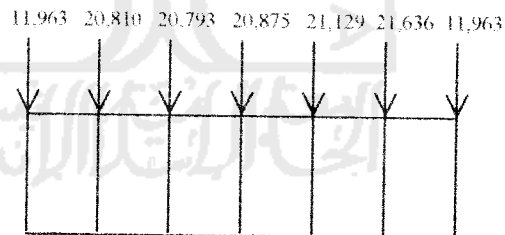
$$P_a \text{ total} = P_a \text{ windward} + P_a \text{ leeward}$$

$$P1'c = \frac{(P_a \times \text{Tekanan angin})}{P_D}$$

$$P1'c_{\text{windward}} = \frac{(5,672 \times 1,46)}{1,384} = 5,983 \text{ KN}$$

$$P1'c_{\text{leeward}} = \frac{(2,835 \times 1,46)}{0,692} = 5,980 \text{ KN}$$

$$P1'c_{\text{total}} = 5,983 + 5,980 = 11,963 \text{ KN}$$



Gambar 5.13. Gaya angin yang bekerja pada rangka atas pengekang angin (*loaded*).

hasil gaya batang pada rangka atas kondisi terbebani (*loaded*) pada Tabel 5.17. berikut :

TABEL 5.17. TABEL BEBAN AKSIAL TOP CORD II (LOADED)

Elemen	L(mm)	Beban		Elemen	L(mm)	Beban	
		Tekan (KN)	Tarik (KN)			Tekan (KN)	Tarik (KN)
1	9083	-470.03	-	17	12000	-63.89	43.16
2	8872	-1119.2	-	18	12000	-64.8	42.25
3	8764	-1453.83	-	19	12000	-796.95	-
4	8764	-1454.01	-	20	10886	-166.56	-
5	8872	-1119.57	-	21	10710	-72.6	-
6	9083	-470.24	-	22	10621	-	96.12
7	9083	-	470.03	23	10621	-	96.19
8	8872	-	1119.2	24	10710	-72.54	-
9	8764	-	1453.83	25	10886	-166.6	-
10	8764	-	1454.01	26	10886	-	166.34
11	8872	-	1119.57	27	10710	-	72.62
12	9083	-	470.24	28	10621	-96.14	-
13	12000	-796.61	-	29	10621	-96.21	-
14	12000	-64.39	42.66	30	10710	-	72.56
15	12000	-63.72	43.33	31	10886	-	166.38
16	12000	-64	43.05				

2. Beban angin yang bekerja pada batang bawah

$$P2'_c = \frac{(P_b \times \text{Tekanan angin})}{P_D}$$

$$P2'_c \text{ windward} = \frac{(9,220 \times 1,46)}{2,40} = 5,6088 \text{ KN}$$

$$P2'_c \text{ leeward} = \frac{(4,610 \times 1,46)}{1,20} = 5,6088 \text{ KN}$$

$$P2' \text{ total} = 5,6088 + 5,6088 = 11,2177 \text{ KN}$$

$$P_b \text{ total} = 9,220 + 4,610 = 13,830 \text{ KN}$$

3. Beban angin pada saat truk bergerak melewati jembatan

$$P3'_c = \text{Beban angin bgt. Bawah leeward} \times \text{Tek. Angin} \times 3$$

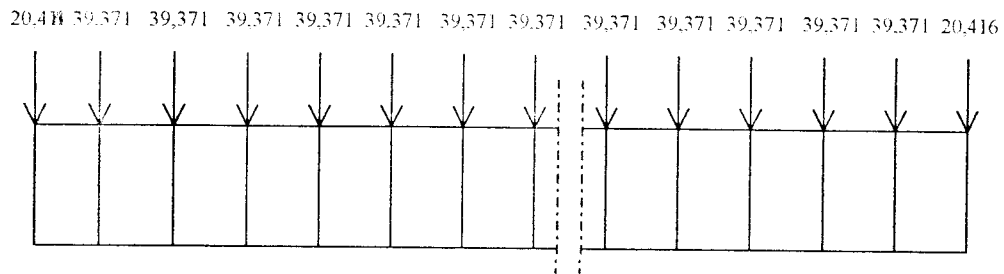
$$P3'_c \text{ (Batang 17a)} = (4,20,0,5) \times 1,46 \times 3 = 9,198 \text{ KN}$$

4. Beban angin yang bekerja pada batang bawah saat truk lewat

(Gambar 5.14.)

$$P_4^2 = P_2^2 + P_3^2$$

$$P_4^2(\text{batang 17a}) = 11,2177 + 9,198 = 20,4157 \text{ KN}$$



Gambar 5.14. Gaya angin yang bekerja pada rangka bawah pengekang angin (loaded).

hasil gaya batang pada rangka bawah kondisi terbebani (*loaded*) pada

Tabel 5.15. di halaman 50.

5.5. Perhitungan Gaya Rem

Gaya rem yang bekerja pada struktur jembatan rangka baja merupakan gaya tekan yang akan ditransfer ke batang tepi atas pada rangka utama (Gambar 5.15.).

Besar gaya rem yang bekerja adalah sebagai berikut :

$P =$ Gaya rem $W =$ Berat kendaraan

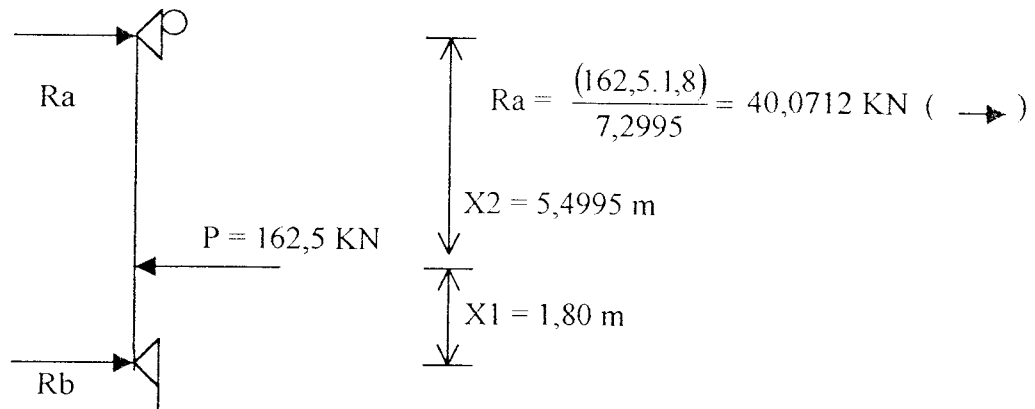
$B =$ Faktor gaya rem terhadap berat kendaraan sebesar 0,25

$$W = 145 + 145 + 35 + 145 + 145 + 35 = 650 \text{ KN}$$

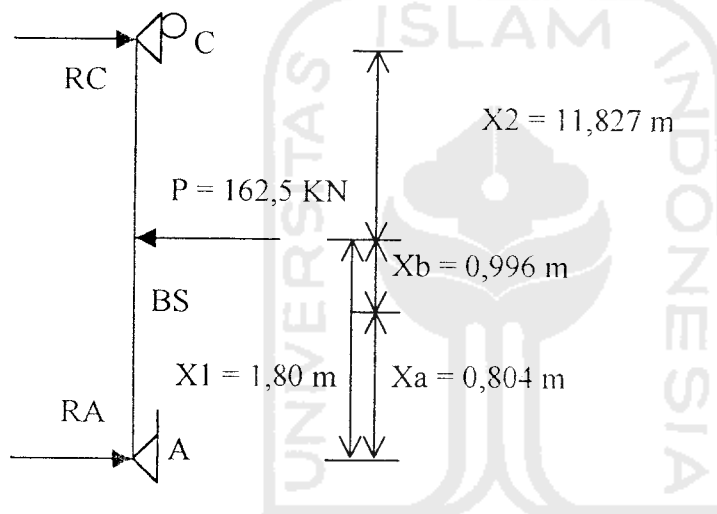
$$P = b.W = 0,25 \cdot 650 = 162,5 \text{ KN}$$

Dengan gaya untuk masing-masing batang tepi atas :

a) Batang 63



b) Batang 64 dan 95

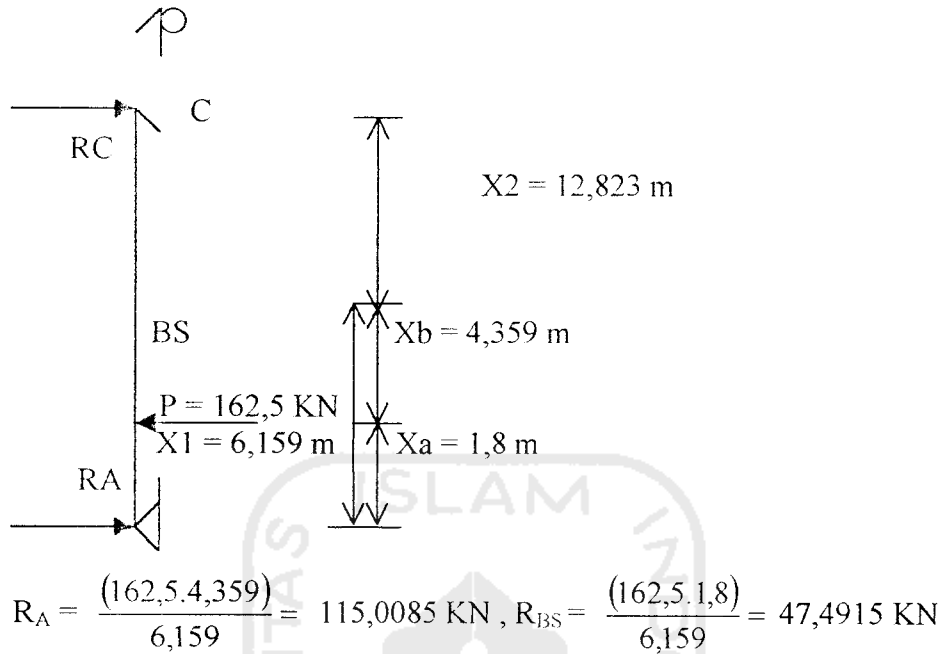


$$R_A = \frac{(162,5 \cdot 0,996)}{12,823} = 12,622 \text{ kN}, R_{BS} = \frac{(162,5 \cdot 11,827)}{12,823} = 149,878 \text{ kN}$$

$$R_A + R_{BS} = 0$$

$$R_A + (-R_{BS}) = 0 \text{ maka } R_A = R_{BS}$$

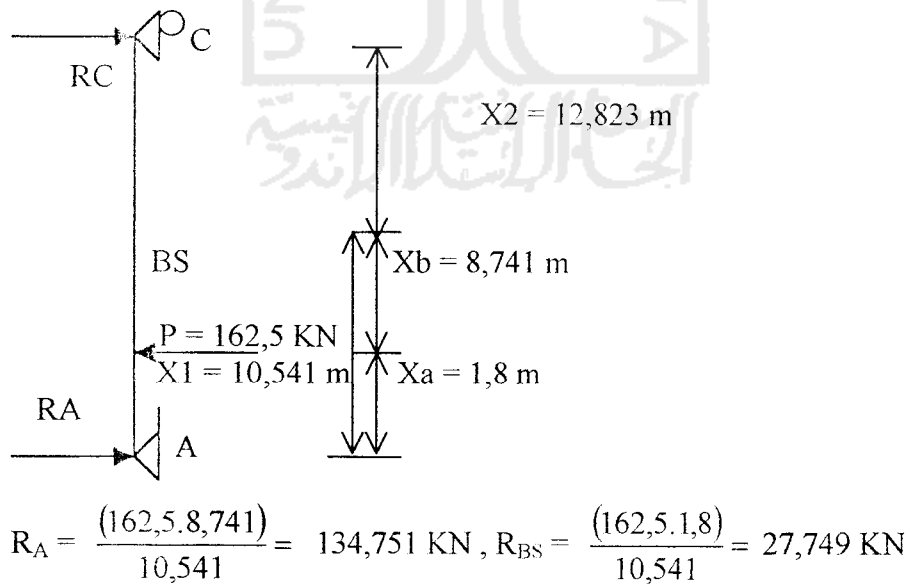
c) Batang 65 dan 96



$$R_C + R_{BS} = 0$$

$$R_C + (-R_{BS}) = 0 \text{ maka } R_C = R_{BS}$$

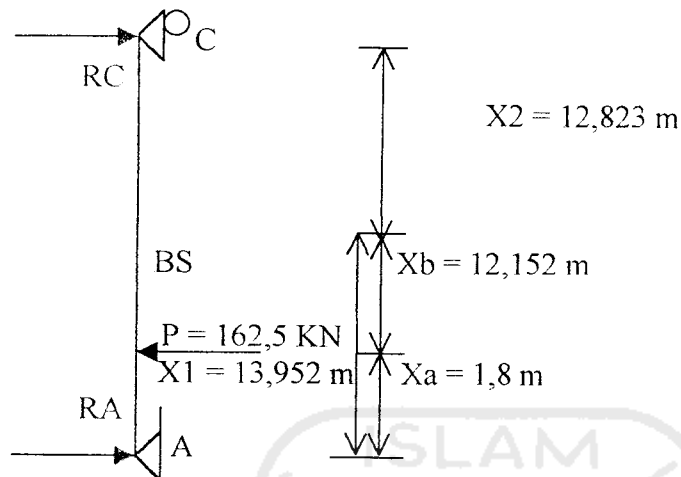
d) Batang 66 dan 97



$$R_C + R_{BS} = 0$$

$$R_C + (-R_{BS}) = 0 \text{ maka } R_C = R_{BS}$$

c) Batang 67 dan 98

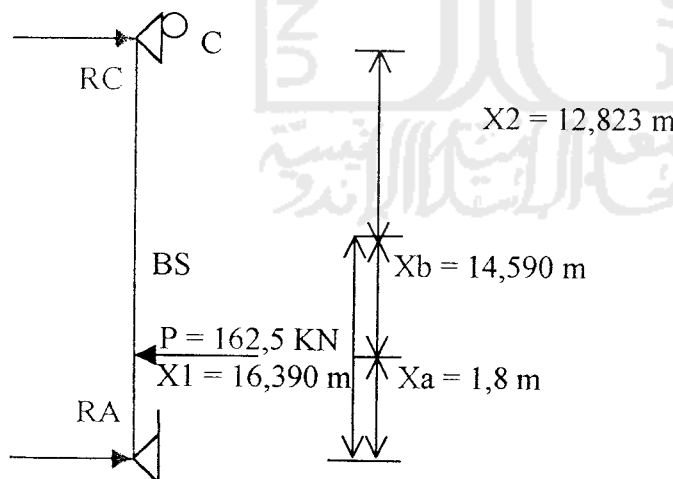


$$R_A = \frac{(162,5 \cdot 12,152)}{13,952} = 141,535 \text{ KN}, R_{BS} = \frac{(162,5 \cdot 1,8)}{13,952} = 20,965 \text{ KN}$$

$$R_C + R_{BS} = 0$$

$$R_C + (-R_{BS}) = 0 \text{ maka } R_C = R_{BS}$$

f) Batang 68 dan 99

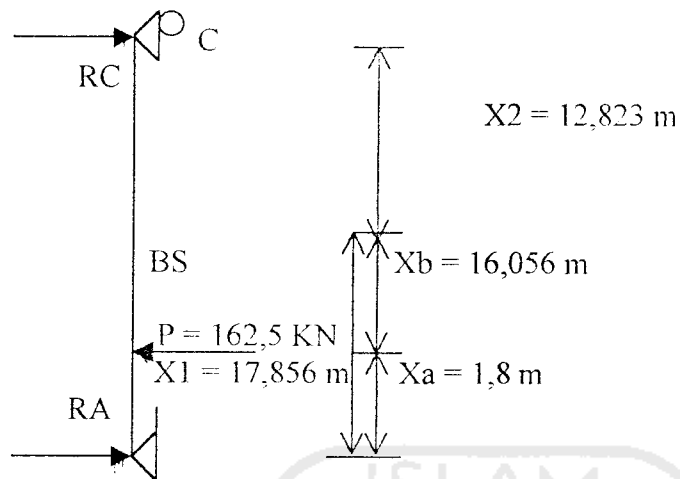


$$R_A = \frac{(162,5 \cdot 14,590)}{16,390} = 144,654 \text{ KN}, R_{BS} = \frac{(162,5 \cdot 1,8)}{16,390} = 17,846 \text{ KN}$$

$$R_C + R_{BS} = 0$$

$$R_C + (-R_{BS}) = 0 \text{ maka } R_C = R_{BS}$$

g) Batang 69 dan 100

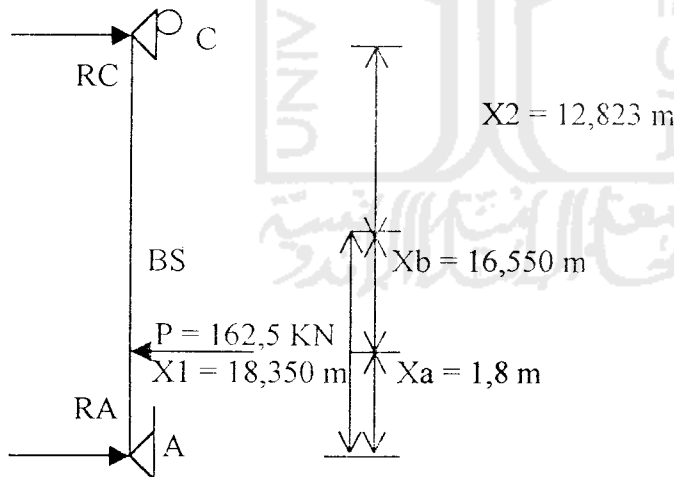


$$R_A = \frac{(162,5 \cdot 16,056)}{17,856} = 146,119 \text{ KN}, R_{BS} = \frac{(162,5 \cdot 1,8)}{17,856} = 16,381 \text{ KN}$$

$$R_C + R_{BS} = 0$$

$$R_C + (-R_{BS}) = 0 \text{ maka } R_C = R_{BS}$$

h) Batang 70 dan 101



$$R_A = \frac{(162,5 \cdot 16,55)}{18,350} = 14,50 \text{ KN}, R_{BS} = \frac{(162,5 \cdot 1,8)}{18,350} = 15,940 \text{ KN}$$

$$R_C + R_{BS} = 0$$

$$R_C + (-R_{BS}) = 0 \text{ maka } R_C = R_{BS}$$

5.6. Perhitungan Kombinasi Beban Berdasarkan Metode AASHTO-LRFD 1994

Untuk menentukan gaya batang terbesar sebagai dasar perencanaan desain profil yang akan digunakan, digunakan kombinasi gaya batang akibat beban DC, beban jalur, gaya rem, dan gaya angin serta akibat gaya impact.

Kombinasi pembebanan untuk variasi kombinasi beban tetap (*permanent loads*) dan beban bergerak (*Transient load*) berdasarkan kondisi elemen rangka, ditentukan sebagai berikut :

1. Kondisi Batas Kekuatan (*Strength Limit State*)

$$\text{Strength V : } Pu = \eta \cdot [DC + 1,35(LL + IM) + 0,4WL + 0,4 WS + 1,35BR]$$

2. Kondisi Batas Layan (*Service Limit State*)

$$\text{Service II : } Pu = \eta \cdot [DC + 1,30(LL + IM) + 1,30BR]$$

$$\text{Service I : } Pu = \eta \cdot [1DC + 1(LL + IM) + 1BR + 0,3WS + 0,3WL]$$

3. Kondisi Batas Gagal dan Patah (*Fatigue and Fracture Limit State*)

$$\text{Fatigue : } Pu = \eta \cdot [0,75(LL + IM)]$$

4. Kondisi Beban Ektrim (*Extreme Event Limit State*)

$$\text{Extreme event I : } Pu = \eta \cdot [1,25DC + 0,5(LL + IM) + 0,5BR]$$

Dengan nilai η untuk masing-masing kondisi pada tabel 5.18. berikut :

Tabel 5.18. Tabel nilai η untuk masing-masing kondisi Batas.

Kondisi	Strength V	Service II	Service I	E.Event I	Fatigue
η	1	1	1	1	0,95

Secara lengkap hasil kombinasi pembebanan rangka jembatan dapat dilihat di tabel 5.19. dan perbandingan beban mati pembebanan AASHTO dengan

pembebanan PPPJJR 1987 (Tabel 5.19 – 5.20.) pada halaman berikut. Dengan hasil pembebanan AASHTO lebih akurat dengan hasil gaya batang maksimum yang lebih kecil dibandingkan pembebanan PPPJJR 1987, sehingga dapat diperoleh dimensi yang sesuai.

5.7. Perencanaan Batang Tekan

Rumus AASHTO-LRFD digunakan untuk perencanaan komponen struktur tekan pada jembatan jalan raya. Dengan perhitungan salah satu batang tekan pada rangka utama sebagai berikut :

1. Setelah nilai P_u diperoleh dari kombinasi pembebanan, maka diperoleh gaya tekan maksimal rencana (P_u), dengan panjang L (mm), tegangan leleh (F_y), serta elastisitas (E).
2. Menganalisa kuat tekan rencana, dengan menentukan :
 - a. Gaya nominal yang terjadi (P_n), pada batang 3 ($P_u = 30182,743$ KN) :
 - b. Menentukan i minimum perlu ($i_{x\min} = i_{y\min}$)

$$i_{\min} = \frac{L1}{200} = \frac{10258}{200} = 51,290 \text{ mm} = 2,0193 \text{ inc}$$

3. Memilih profil yang memiliki i minimum $>$ i perlu

Dipilih profil susun Box 1 (dengan keterangan properties pada tabel 5.21.) dengan :

- $i_{\min} = 6,6499 \text{ inc} = 168,907 \text{ mm}$, cek kestabilan elemen :

$$\lambda = \frac{L}{i_{\min}} = \frac{10258}{168,907} = 60,732 \leq 120 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

Dengan hasil analisis kuat tekan rencana seluruh batang untuk penentuan i min pada tabel 5.22. berikut :

TABEL 5.22. TABEL ANALISIS KUAT TEKAN RENCANA

Batang	L (mm)	Pu (KN)	Pn Perlu	L pakai (mm)	i min (mm)	i min (inc)
1 = 16	11395	24238.138	26931.26444	11395	56.975	2.243
2 = 15	10799	28925.028	32138.92	10799	53.995	2.126
3 = 14	10258	30182.743	33536.38111	10258	51.290	2.019
4 = 13	9786	28673.563	31859.51444	9786	48.930	1.926
5 = 12	9391	29532.821	32814.24556	9391	46.955	1.849
6 = 11	9083	28238.143	31375.71444	9083	45.415	1.788
7 = 10	8872	28676.532	31862.81333	8872	44.360	1.746
8 = 9	8764	28106.061	31228.95667	8764	43.820	1.725
35 = 59	10259	1353.771	1504.19	10259	51.295	2.019
36 = 54	9786	2319.667	2577.407778	9786	48.930	1.926
37 = 53	9391	2962.526	3291.695556	9391	46.955	1.849
38 = 52	9083	3081.542	3423.935556	9083	45.415	1.788
41 = 51	8872	3680.9675	4089.963889	8872	44.360	1.746
49 = 50	8764	2696.2901	2995.877889	8764	43.820	1.725
62 = 78	12823	19789.5	21988.33333	12823	64.115	2.524
63 = 77	12822	5927.3825	6585.980556	12822	64.110	2.524
64 = 76	12823	513.788	570.8755556	12823	64.115	2.524
65 = 75	12822	341.3515	379.2794444	12822	64.110	2.524
67 = 73	12823	308.235	342.4833333	12823	64.115	2.524
68 = 72	12823	432.035	480.0388889	12823	64.115	2.524
69 = 71	12823	697.545	775.05	12823	64.115	2.524
81 = 92	11504	645.884	717.6488889	11504	57.520	2.265
82 = 91	12157	919.0264	1021.140444	12157	60.785	2.393
83 = 90	12851	1342.157	1491.285556	12851	64.255	2.530
84 = 89	13580	1906.0274	2117.808222	13580	67.900	2.673
85 = 88	14337	2375.0258	2638.917556	14337	71.685	2.822
86 = 87	15118	2426.365	2695.961111	15118	75.590	2.976

Dan untuk kuat tekan rencana pada elemen pengaku angin, berdasarkan hasil perhitungan pada Tabel 5.12. sampai dengan Tabel 5.17. diperoleh nilai maksimal gaya batang diantara keseluruhan batang, pada Tabel 5.23. sebagai berikut :

TABEL 5.23. TABEL ANALISIS KUAT TEKAN RENCANA PADA ELEMEN PENGAKU ANGIN

No	Rangka	Batang	L (mm)	Pu (KN)	Pn Perlu (KN)	L1(mm)	i min(mm)	i min (inc)
1	Top Cord I (unloaded)	7	8764	6115.89	7195.165	8764	43.82	1.72519685
		37	12000	1504.39	1769.871	12000	60	2.362204724
		49	11884	469.56	552.424	11479	57.395	2.259645669
2	Top Cord I (loaded)	7	8764	6118.04	7197.694	8764	43.82	1.72519685
		37	12000	1511.08	1777.741	12000	60	2.362204724
		49	11884	470.21	553.188	11479	57.395	2.259645669
3	Bottom Cord (unloaded)	9	8750	11055.33	13006.271	8750	43.75	1.722440945
		33	12000	1999.82	2352.729	12000	60	2.362204724
		62	10610	75.03	88.271	10610	53.05	2.088582677
4	Bottom Cord (loaded)	9	8750	11365.73	13371.447	8750	43.75	1.722440945
		33	12000	2056.91	2419.894	12000	60	2.362204724
		62	10610	77.96	91.718	10610	53.05	2.088582677
5	Top Cord II (unloaded)	4	8764	1441.44	1695.812	8764	43.82	1.72519685
		13	12000	787.78	926.800	12000	60	2.362204724
		24	10710	71.69	84.341	10710	53.55	2.108267717
6	Top Cord II (loaded)	4	8764	1454.01	1710.600	8764	43.82	1.72519685
		13	12000	796.61	937.188	12000	60	2.362204724
		24	10710	72.54	85.341	10710	53.55	2.108267717

- Menentukan nilai k (Faktor Panjang Efektif), ditentukan nilai k = 1.
- Untuk kriteria tekuk keseluruhan digunakan fungsi kerampingan λ_c sebagai parameter kerampingan, sebagai berikut :

$$\lambda = \lambda_c^2 = \left(\frac{KL}{\pi r} \right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{1.10258}{3,14.168,907} \right)^2 \frac{350}{200000} = 0,655$$

Dengan $r = 168,907$ mm, $A_s = 125820$ mm².

- Menghitung kekuatan nominal

Dengan nilai $\lambda = 0,655$, masuk kategori kolom panjang menengah

($\lambda < 2,25$) dengan P_n :

$$P_n = 0,66^{\lambda} F_y A_s = 0,66^{(0,655)} 350.125820 = 33549,206 \text{ KN.}$$

- Menghitung kekuatan tekan dari elemen

$$P_r = \phi_c . P_n = 0,9.33549,206 = 30194,286 \text{ KN.}$$

8. Cek rasio kuat tekan rencana dengan kuat tekan elemen yang terjadi

$$\text{Rasio} = \frac{Pu}{Pr} = \frac{30182,743}{30194,286} = 0,9996 \leq 1 \dots\dots\dots (\text{aman}).$$

9. Cek kriteria tekuk lokal dengan profil Box I :

$$B/2 = 22/2 \text{ (in)} = 558,8/2 = 279,4 \text{ mm}, t = 2,953 \text{ inc} = 75 \text{ mm}$$

$$T_w = 2,953 \text{ inc} = 75 \text{ mm}, h = 11,0236 \text{ inc} = 280 \text{ mm}$$

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \frac{279,4}{75,000} \leq 1,40 \cdot \sqrt{\frac{200000}{350}} = 3,725 \leq 33,4664 \dots\dots\dots (\text{Ok})$$

$$\frac{h}{t_w} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \frac{280}{75} \leq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{200000}{350}} = 3,73 \leq 35,618 \dots\dots\dots (\text{Ok})$$

10. Cek batas rasio kelangsingan :

a. Batang Utama = $\frac{KL}{r} = \frac{1,10258}{168,907} = 60,732 \leq 120 \dots\dots\dots (\text{Ok})$

b. Batang Pengaku $(KL/r) \leq 140$

Dapat disimpulkan bahwa batang elemen 3 aman terhadap gaya tekan. Untuk perhitungan batang selanjutnya untuk batang rangka utama (*main Truss*) dan batang pengaku angin (*Top Cord* dan *Bottom Cord*) dapat dilihat pada tabel 5.24. – 5.27. di lampiran 3.

5.8. Perencanaan Batang Tarik

Setelah diperoleh gaya batang maksimum pembebanan menurut AASHTO LRFD *Bridge Specification*, dilanjutkan dengan analisis kuat tarik dengan tahapan analisis sebagai berikut :

1. Mencari beban maksimal dari kombinasi pembebanan yang ada (N_u), pada elemen 17 sampai dengan 32, didapat nilai maksimum gaya batang 24 = 20807,442 KN.
2. Mencari nilai i min, A_g perlu, dan luas efektif (A_e perlu), berikut :

$$a. i \text{ min perlu} = \frac{L}{240} = \frac{8750}{240} = 36,458 \text{ mm, dengan } F_u = 65 \text{ Ksi} = 455 \text{ Mpa}$$

$$b. A_g \text{ perlu} = \frac{N_u}{\phi \cdot F_y} = \frac{20807,442 \cdot 1000}{0,95 \cdot 350} = 62578,773 \text{ mm}^2$$

$$c. A_e \text{ perlu} = \frac{N_u}{\phi \cdot F_u} = \frac{20807,442 \cdot 1000}{0,8 \cdot 455} = 57153,302 \text{ mm}^2$$

Dengan hasil perhitungan i min rencana, A_g perlu, dan A_e perlu keseluruhan pada

Tabel 5.28. pada halaman berikut :

TABEL 5.28. TABEL ANALISIS KUAT TARIK RENCANA

Batang	L (mm)	Gaya Batang (KN)	i min perlu (mm)	i min perlu (inc)	A_g Perlu (mm ²)	A_g Perlu (Cm ²)	A_g Perlu (inc ²)	A_e perlu (mm ²)	A_e Perlu (Cm ²)	A_e Perlu (inc ²)
17 = 32	8750	14062.754	36.458	1.435	42293.997	422.93997	65.555	38633.940	386.3394	59.883
18 = 31	8750	13858.626	36.458	1.435	41680.078	416.80078	64.604	38073.148	380.73148	59.013
19 = 30	8750	20315.833	36.458	1.435	61100.250	611.0025	94.705	55812.728	558.12728	86.510
20 = 29	8750	20635.807	36.458	1.435	62062.577	620.62577	96.197	56691.777	566.91777	87.872
21 = 28	8750	20686.457	36.458	1.435	62214.908	622.14908	96.433	56830.926	568.30926	88.088
22 = 27	8750	20750.339	36.458	1.435	62407.035	624.07035	96.730	57006.426	570.06426	88.360
23 = 26	8750	20757.561	36.458	1.435	62428.755	624.28755	96.764	57026.266	570.26266	88.391
24 = 25	8750	20807.442	36.458	1.435	62578.773	625.78773	96.997	57163.302	571.63302	88.603
33 = 61	11395	184.715	47.479	1.869	555.534	5.5553383	0.861	507.459	5.0745879	0.787
34 = 60	10798	5614.5008	44.992	1.771	16885.717	168.85717	26.173	15424.453	154.24453	23.908
35 = 59	10694	3380.63	44.558	1.754	10167.308	101.67308	15.759	9287.445	92.874451	14.396
36 = 54	9786	2957.928	40.775	1.605	8896.024	88.960241	13.789	8126.176	81.261758	12.596
37 = 53	9391	1992.438	39.129	1.541	5992.295	59.922947	9.288	5473.731	54.737308	8.484
38 = 52	9083	2218.626	37.846	1.490	6672.559	66.725594	10.342	6095.126	60.951264	9.447
41 = 51	8872	2783.393	36.967	1.455	8371.107	83.711068	12.975	7646.684	76.466841	11.852
49 = 50	8764	1104.148	36.517	1.438	3320.746	33.207459	5.147	3033.374	30.333736	4.702

Lanjutan Tabel 5.28 :

Batang	L (mm)	Gaya Batang (KN)	i min perlu (mm)	i min perlu (inc)	Ag Perlu (mm ²)	Ag Perlu (inc ²)	Ae perlu (mm ²)	Ae Perlu (inc ²)
64 = 76	12823	2621.397	53.429	2.104	7883.901	12.220	7201.640	11.163
65 = 75	12822	3197.653	53.425	2.103	9617.002	14.906	8784.761	13.616
66 = 74	12823	3453.117	53.429	2.104	10385.314	16.097	9486.585	14.704
67 = 73	12823	4017.881	53.429	2.104	12083.853	18.730	11038.135	17.109
68 = 72	12823	4277.685	53.429	2.104	12865.218	19.941	11751.882	18.215
69 = 71	12823	4330.362	53.429	2.104	13023.645	20.187	11896.599	18.440
70	12823	2698.6814	53.429	2.104	8116.335	12.580	7413.960	11.492
79 = 94	10347	5772.773	43.113	1.697	17361.723	26.911	15859.266	24.582
80 = 93	10897	5990.035	45.404	1.788	18015.143	27.923	16456.140	25.507
81 = 92	11504	1467.141	47.933	1.887	4412.454	6.839	4030.607	6.247
82 = 91	12157	1123.638	50.654	1.994	3379.362	5.238	3086.918	4.785
83 = 90	12851	1550.0184	53.546	2.108	4661.709	7.226	4258.292	6.600
84 = 89	13580	1547.076	56.583	2.228	4652.860	7.212	4250.209	6.588
85 = 88	14337	2045.009	59.738	2.352	6150.403	9.533	5618.157	8.708
86 = 87	15118	1680.408	62.992	2.480	5053.859	7.833	4616.505	7.156
95 = 107	804	4076.094	3.350	0.132	12258.929	19.001	11198.060	17.357
96 = 106	6159	3103.072	25.663	1.010	9332.547	14.465	8524.923	13.214
97 = 105	10541	3383.558	43.921	1.729	10176.114	15.773	9295.489	14.408
98 = 104	13952	3433.8997	58.133	2.289	10327.518	16.008	9433.790	14.622
99 = 103	16390	3460.523	68.292	2.689	10407.588	16.132	9506.931	14.736
100 = 102	17856	3417.015	74.400	2.929	10276.737	15.929	9387.404	14.550
101	18350	3468.014	76.458	3.010	10430.117	16.167	9527.511	14.768

3. Memilih profil yang memiliki (i min, Ag, Ae) \leq (i min_{rencana}, Ag_{perlu}, Ae_{perlu}), dipilih Profil Box II (keterangan properties dapat dilihat Tabel 5.21. pada lampiran 3)
4. Cek rasio kelangsingan batang dengan ketentuan sebagai berikut :
 - a. Komponen utama : $Rasio = \frac{L}{r} \leq 240 = \frac{8750}{172,492} = 50,727 \leq 240 \dots\dots\dots(\text{Ok})$
 - b. Komponen sekunder : $Rasio = \frac{L}{r} \leq 300$ (untuk pengaku angin)
5. Setelah cek rasio kelangsingan maka batang aman, untuk hasil perhitungan keseluruhan batang utama dan pengaku angin dapat dilihat pada tabel 5.29. – 5.32. lampiran 3. Dan dapat dilanjutkan pada perhitungan sambungan.

5.9. Perhitungan Sambungan Baut

Pada elemen tarik, penggunaan sambungan baut digunakan pada perencanaan ini. Dengan tahapan analisis sebagai berikut :

1. Mencari gaya yang paling menentukan dari kombinasi pembebanan yang ada (Nu), diperoleh dari kombinasi gaya batang berdasarkan metode pembebanan AASHTO-LRFD 1994, mis : Pada batang 24, didapat nilai maksimum gaya batang = 20807,442 KN.
2. Mencari in (i minimum) perlu : $i\eta = \frac{L_c}{240} = \frac{8750}{240} = 36,458 \text{ mm}$
3. Mencari Luas (Ag) perlu : $A_g \text{ perlu} = 62578,773 \text{ mm}^2$ (perhitungan pada perencanaan batang tarik halaman 68)
4. Mencari Luas Efektif (Ae) perlu : $A_e \text{ perlu} = 57153,302 \text{ mm}^2$ (perhitungan pada perencanaan batang tarik halaman 68)
5. Pilih profil yang memiliki $(i\eta, A_g, A_e) \geq (i\eta, A_g, A_e) \text{ perlu}$
Pakai profil susun Box II dengan keterangan properties pada lampiran 3
6. Perhitungan kekuatan baut
 - a. Kekuatan geser desain (tanpa ulir pada bidang geser)

$$Vd = \phi_f Vn = \phi_f f_u^b mAb, \quad Ab = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi (38,1)^2 = 1140,092 \text{ mm}^2$$

$$Vd = 0,80 \cdot 840 \cdot 1 \cdot 1140,092 = 766,142 \text{ KN}$$

- b. Kekuatan tumpu desain

$$Rd = \phi_t Rn = 2,4 \phi_t d_b t_p f_u, \quad f_u \text{ plat} = 65 \text{ Ksi} = 455 \text{ Mpa}, \quad t_p = 50,8 \text{ mm}$$

$$Rd = 2,4 \cdot 0,80 \cdot 38,1 \cdot 50,8 \cdot 455 = 1690,835 \text{ KN}$$

Dipakai desain kekuatan baut yang terlemah = 766,142 KN, dan untuk penggunaan baut diameter $\frac{3}{4}$ ", $\frac{1}{2}$ " dapat dilihat pada tabel 5.33 berikut :

Diameter (inc)	Mutu Baut	Fu (KN)	Vd (KN)	Rd (KN)
$\frac{3}{4}$	A325	840	191,536	558,756
$\frac{1}{2}$	A325	840	85,1276	315,870

Tabel 5.33. Tabel Kekuatan Geser dan Tumpu Desain dengan Variasi Diameter Baut

7. Perhitungan sambungan pada joint

Pu tarik gabungan = 20807,442 KN, Pu untuk satu sisi = 10403,721 KN,

$$\text{Banyak baut (n)} = \frac{10403,721}{Rd} = \frac{10403,721}{766,142} = 13,579 \text{ pakai } 14 \text{ baut}$$

Untuk perhitungan keseluruhan penggunaan baut pada masing-masing elemen pada rangka utama serta rangka pengaku angin dapat dilihat tabel 5.34 - 5.37. pada lampiran 3.

Penentuan jarak baut pada rangka utama, dalam bentuk tabel 5.38. untuk kelengkapan gambar detail joint, keseluruhan jumlah sambungan baut pada rangka utama serta rangka pengaku angin lengkap dengan mutu baut, diameter pada tabel 5.38.- 5.39. (Lampiran 3).

8. Perhitungan luas efektif (A_e) pada batang 20 (baut pakai = 14 baut)

$$A_{nt} = A_g - ndt = 79,878 - (2 \cdot (1,5 + 0,125) \cdot 2)$$

$$A_{nt} = 73,378 \text{ inc}^2 = 47340,844 \text{ mm}^2$$

$A_{nt} = 47340,844 \text{ mm}^2$ (untuk 1 sisi), U untuk profil susun digunakan

$U = 0,85$, dan untuk profil berdasarkan tabel AISC digunakan :

$$U = 1 - \left(\frac{x}{L} \right), \text{ dan untuk batang 19 dipakai } U = 0,85$$

$$A_e = UA_{nt} = 0,85.47340,844 = 40239,717 \text{ mm}^2 > A_e \text{ perlu}$$

9. Cek kapasitas profil

a. Kriteria leleh : $\phi.P_n = \phi.A_g.F_y$

$$\phi.P_n = 0,95.51534.350 = 17135,055 \text{ KN} \geq P_u \text{ perlu}$$

b. Kriteria fracture : $\phi.P_n = \phi.A_e.F_u$

$$\phi.P_n = 0,8.40239,717.455 = 14647,257 \text{ KN}$$

$$\phi.P_n \geq P_u \text{ perlu}$$

Dipakai $\phi.P_n = 14647,257 \text{ KN}$ (penggunaan 14 baut, untuk 1 sisi)

10. Cek blok geser ujung

$$\text{Diameter lubang} = 41,275 \text{ mm}, b_1 = 65 \text{ mm}$$

$$A_{gt} = (65.50,8.2) = 6604 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (b_1 - d/2)t = (65 - (0,5.41,275)).50,8.2 = 4507,23 \text{ mm}^2$$

$A_{gs} = S_{\text{total.t.2}}$, dengan jarak tepi – baut = 3 inc ; baut – baut = 6 inc.

$$A_{gs} = (S_1.t) = 914,4.50,8.2 = 92903,04 \text{ mm}^2$$

$$A_{ns} = (S_1 - (6,5D_{\text{baut}})).t.2, \text{ untuk 14 baut}$$

$$A_{ns} = (S_1 - 6,5D_{\text{baut}}).t = (914,4 - (6,5.41,275)).50,8.2 = 65644,776 \text{ mm}^2$$

$$F_u.A_{nt} = 455.4507,23 = 2050,790 \text{ KN}$$

$$0,6F_u.A_{ns} = 0,6.455.65644,776 = 17921,024 \text{ KN}$$

$0,6F_u.A_{ns} > F_u.A_{nt}$ terjadi retakan geser – pelelehan tarik

$$\phi.N_n = \phi.((F_y.A_{gt}) + (0,6F_u.A_{ns}))$$

$$\phi.N_n = 0,8.((350.6604) + (17921,024)) = 16185,94 \text{ KN}$$

Cek blok ujung (geser murni) , $\phi.N_n = \phi.(0,6F_u.A_{ns})$

$$\phi.N_n = 0,8.17921,024 = 14336,819 \text{ KN}$$

11. Aman jika :

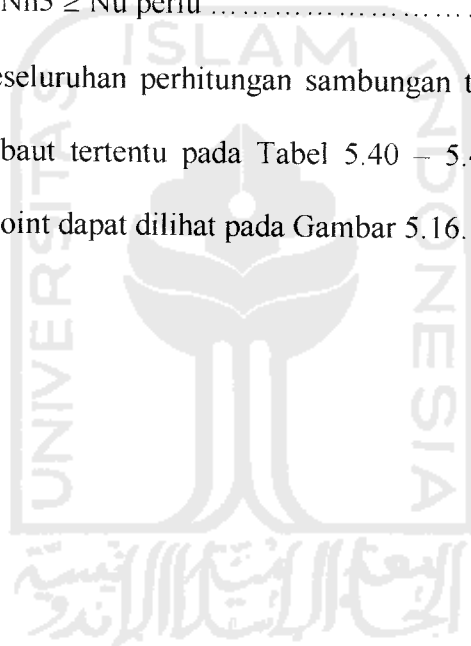
$$\phi.N_n \text{ min(leleh,tarik) } = 14647,257 \text{ KN} \geq N_u \text{ perlu} = 10403,721 \text{ KN (Nn1)}$$

$$\phi.N_n \text{ (PGRT,RGPT)} = 16185,94 \text{ KN} \geq N_u \text{ perlu} = 10403,721 \text{ KN (Nn2)}$$

$$\phi.N_n \text{ geser murni} = 14336,819 \text{ KN} \geq N_u \text{ perlu} = 10403,721 \text{ KN (Nn3)}$$

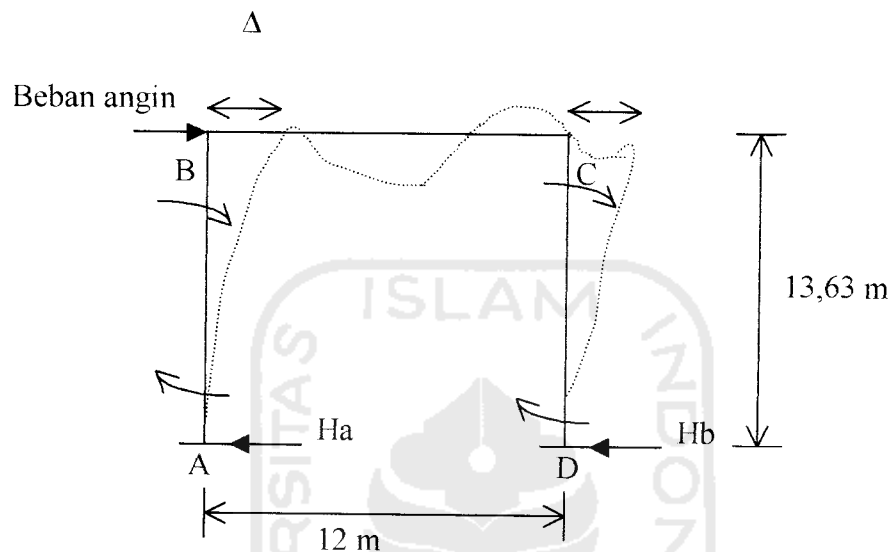
$$N_n1 \geq N_n2 \geq N_n3 \geq N_u \text{ perlu} \dots\dots\dots(\text{Ok})$$

Untuk keterangan keseluruhan perhitungan sambungan terhadap tarik dan blok geser, dengan jarak baut tertentu pada Tabel 5.40 – 5.41. (lampiran 3), serta gambar keseluruhan joint dapat dilihat pada Gambar 5.16. (lampiran 4).



5.10. Perhitungan Portal Ujung Jembatan Rangka Baja

Portal ujung menerima gaya lateral akibat beban angin (nilai P_a pada perhitungan beban angin) yang bekerja pada batang atas pada saat *unloaded* Gambar 5.17.)

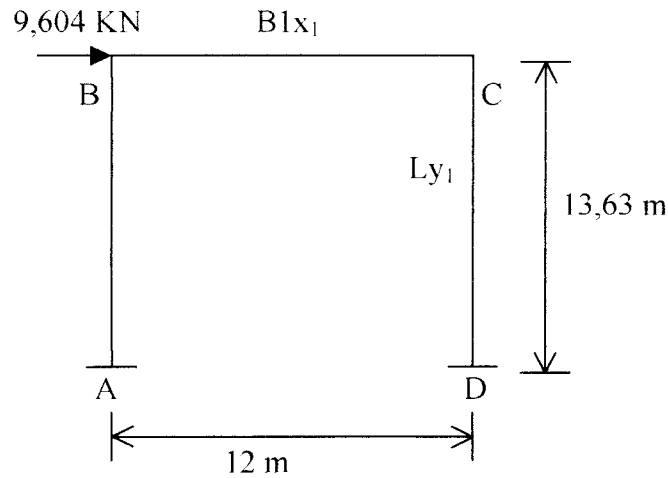


Gambar 5.17. Penempatan gaya yang bekerja pada portal ujung struktur jembatan rangka baja.

Dengan adanya beban lateral akibat beban angin maka portal ujung terjadi momen. Dengan perhitungan portal ujung dengan program SAP2000 serta gaya batang dan momen dapat dilihat Tabel 5.42. pada lampiran 4.

5.11. Perhitungan Kapasitas Profil pada Portal

Kapasitas profil pada portal dihitung dengan metode “Balok-Kolom” yaitu untuk mengontrol kapasitas profil dalam menahan gaya aksial dan momen (Gambar 5.18.), pada halaman berikut.



Gambar 5.18. Portal I struktur jembatan rangka baja.

5.11.1. Kapasitas Aksial

- Batang Ly1

$$\lambda = \left(\frac{KL}{\pi r} \right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{13627}{3,14 \cdot 225,704} \right)^2 \frac{350}{200000} = 0,647, \lambda \leq 2,25 \text{ dengan } P_n :$$

$$P_n = 0,66^\lambda F_y A_s = 0,66^{(0,647)} \cdot 350 \cdot 18967,827 = 5073,783 \text{ KN}$$

$$\phi \cdot P_n = P_r = 0,9 \cdot 5073,783 = 4566,405 \text{ KN}$$

$$P_r = 4566,405 \text{ KN} > P_u \text{ batang } 64 = 2621,397 \text{ KN} \dots\dots\dots(\text{Ok})$$

- Batang B1x1

$$\lambda = \left(\frac{KL}{\pi r} \right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{12000}{3,14 \cdot 182,1434} \right)^2 \frac{350}{200000} = 0,770, \lambda \leq 2,25 \text{ dengan } P_n :$$

$$P_n = 0,66^\lambda F_y A_s = 0,66^{(0,770)} \cdot 350 \cdot 11380,696 = 2892,1011 \text{ KN}$$

$$\phi \cdot P_n = 2602,891 \text{ KN} > P_u \text{ batang P. Angin (Btg. 25)} = 339,43 \text{ KN} \dots\dots(\text{Ok})$$

Perhitungan kapasitas aksial untuk portal selanjutnya dapat dilihat lengkap pada Tabel 5.43. (Lampiran 4).

5.11.2. Kapasitas Momen

- Cek Kelangsingan pelat badan untuk kombinasi lentur dan tekan elemen

$$\text{Dengan : } \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} \leq 0,125 \text{ maka } \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \left[1 - \frac{2,75 N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right]$$

$$\frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} > 0,125 \text{ maka } \lambda_p = \frac{500}{\sqrt{f_y}} \left[2,33 - \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right] \geq \frac{665}{\sqrt{f_y}}$$

- Batang 64 dengan L = 13627 mm

Pu dari hasil perhitungan portal ujung = 230,91 KN, dengan λ untuk masing-

$$\text{masing sumbu bahan : } \lambda_x = \left(\frac{KL}{\pi r} \right)^2 \frac{I_y}{E} = \left(\frac{13627}{3,14 \cdot 225,704} \right)^2 \frac{350}{200000} = 0,647$$

$$\lambda_y = \left(\frac{KL}{\pi r} \right)^2 \frac{I_x}{E} = \left(\frac{13627}{3,14 \cdot 257,656} \right)^2 \frac{350}{200000} = 0,496$$

$\lambda_x \leq 2,25$ dengan $\phi_b \cdot P_{n_x} = 4566,40$ KN, $\lambda_y \leq 2,25$ dengan $\phi_b \cdot P_{n_y} = 4861,11$ KN

Dengan nilai $\phi_b = 0,90$, nilai $\frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} = \frac{230,91}{4861,115} = 0,053 < 0,125$,

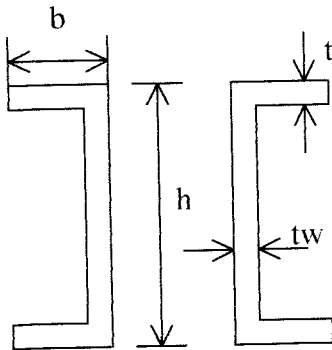
$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \left[1 - \frac{2,75 N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right] = 76,766, \quad \lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{f_y}} \left[1 - \frac{0,74 N_u}{\phi_b \cdot N_y} \right] = 130,980$$

cek kelangsingan : $\lambda_p = 76,766$, dan $\lambda_r = 130,980$, $(KL/r) < \lambda_p < \lambda_r$

$(KL/r) = 60,375 < \lambda_p = 76,766 < \lambda_r = 130,980$, elemen penampang kompak.

- Elemen Kompak : $M_n = M_p$

- Batang 64 (Ly1)



2C15 x 50, keterangan properties :

$$b = 94,386 \text{ mm} \quad h = 381 \text{ mm}$$

$$t = 16,510 \text{ mm} \quad tw = 18,1864 \text{ mm}$$

penggunaan dua profil, momen plastis yang terjadi :

$$M_p = \{(2b \cdot t (h - t)) + (2 \cdot \frac{1}{4} tw \cdot (h - t)^2)\}$$

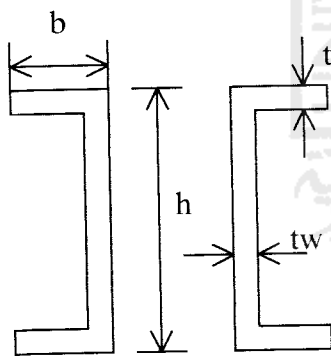
$$M_p = \{(2 \cdot 94,386 \cdot 16,510 \cdot (381 - 16,510)) + (0,5 \cdot 18,1864 \cdot (381 - 16,510)^2)\}$$

$$M_p = 1135978,909 + 1208058,537$$

$$M_p = 2344037,446 \cdot 350 = 820413106,1 \text{ Nmm}$$

$$M_p = 820,4131 \text{ KNm}$$

- Batang 25 (top cord I / B1x1)



$$M_p = \{(b \cdot t (h - t)) + (\frac{1}{4} tw (h - t)^2)\}$$

2C12 x 30, keterangan properties :

$$b = 80,518 \text{ mm} \quad h = 304,8 \text{ mm}$$

$$t = 12,7254 \text{ mm} \quad tw = 12,954 \text{ mm}$$

penggunaan dua profil, momen plastis yang terjadi :

$$M_p = \{(2b \cdot t (h - t)) + (2 \cdot \frac{1}{4} tw \cdot (h - t)^2)\}$$

$$M_p = \{(2 \cdot 80,518 \cdot 12,7254 \cdot (304,8 - 12,7254)) + (0,5 \cdot 12,954 \cdot (304,8 - 12,7254)^2)\}$$

$$M_p = 598533,1481 + 552537,1436$$

$$M_p = 1151070,292 \cdot 350 = 402874602,2 \text{ Nmm}$$

$$M_p = 402,875 \text{ KNm}$$

Dengan perhitungan momen plastis pada profil diperoleh nilai :

$M_{p_{L_y1}} = 820,4131 \text{ KNm}$, $M_{p_{B1x1}} = 402,875 \text{ KNm}$, perhitungan Balok-Kolom batang 64(utk $M_{p_{L_y1}}$) menurut metode LRFD :

$$\frac{P_u}{P_{n_y}} + \frac{M_{ux}.C_{mx}}{M_{nx}\left(1 - \frac{P_u}{P_{ex}}\right)} \leq 1 \quad \text{dengan} \quad C_{mx} = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2}, \quad P_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{L^2}$$

Dari Tabel Hasil Perhitungan Portal Ujung Jembatan diperoleh hasil :

$$M_1 = 80,81 \text{ KNm}, M_2 = 116,57 \text{ KNm}, P_u = 230,91 \text{ KN}, M_{nx} = 820,4131 \text{ KNm}$$

$$C_{mx} = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} = 0,6 + 0,4 \frac{80,81}{116,57} = 0,877$$

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{M_{ux}.C_{mx}}{M_{nx}\left(1 - \frac{P_u}{P_{ex}}\right)} = \frac{230,91}{4861,115} + \frac{116,57 \cdot 0,877}{820,4131 \cdot \left(1 - \frac{230,91}{17957,1}\right)} = 0,174 < 1 \dots (\text{Ok})$$

- Batang B1x1 dengan $L = 12000 \text{ mm}$

P_u dari hasil perhitungan portal ujung = 14,48 KN, dengan λ untuk masing-masing

$$\text{sumbu bahan : } \lambda_x = \left(\frac{KL}{\pi r}\right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{12000}{3,14.182,1434}\right)^2 \frac{350}{200000} = 0,7704$$

$$\lambda_y = \left(\frac{KL}{\pi r}\right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{12000}{3,14.147,206}\right)^2 \frac{350}{200000} = 1,1795$$

$\lambda_x \leq 2,25$ dengan $\phi P_n = 2602,891 \text{ KN}$, $\lambda_y \leq 2,25$ dengan $\phi P_n = 2196,015 \text{ KN}$

$$\text{Dengan nilai } \phi_b = 0,90, \text{ nilai } \frac{N_u}{\phi_b \cdot N_y} = \frac{14,48}{0,9 \cdot 2440,017} = 0,007 < 0,125,$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} \left[1 - \frac{2,75 N_u}{\phi_b \cdot N_y}\right] = 87,991, \quad \lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{f_y}} \left[1 - \frac{0,74 N_u}{\phi_b \cdot N_y}\right] = 135,564$$

cek kelangsingan : $\lambda_p = 87,991$, dan $\lambda_r = 135,564$, $(KL/r) < \lambda_p < \lambda_r$

$(KL/r) = 65,882 < \lambda_p = 87,991 < \lambda_r = 135,564$, elemen penampang kompak.

- Elemen Kompak : $M_n = M_p$

Dengan perhitungan momen plastis pada profil diperoleh nilai :

$M_{p_{B1x1}} = 402,875$ Knm, perhitungan Balok-Kolom untuk batang B1x1 menurut

metode LRFD :
$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{M_{ux} C_{mx}}{M_{nx} \left(1 - \frac{P_u}{P_{ex}} \right)} \leq 1 \quad \text{dengan} \quad C_{mx} = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2}$$

Dari Tabel Hasil Perhitungan Portal Ujung Jembatan diperoleh hasil :

$M_1 = 59,58$ KNm, $M_2 = 116,57$ KNm, $P_u = 14,48$ KN, $M_{nx} = 402,875$ Knm

$$C_{mx} = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} = 0,6 + 0,4 \frac{59,58}{116,57} = 0,804$$

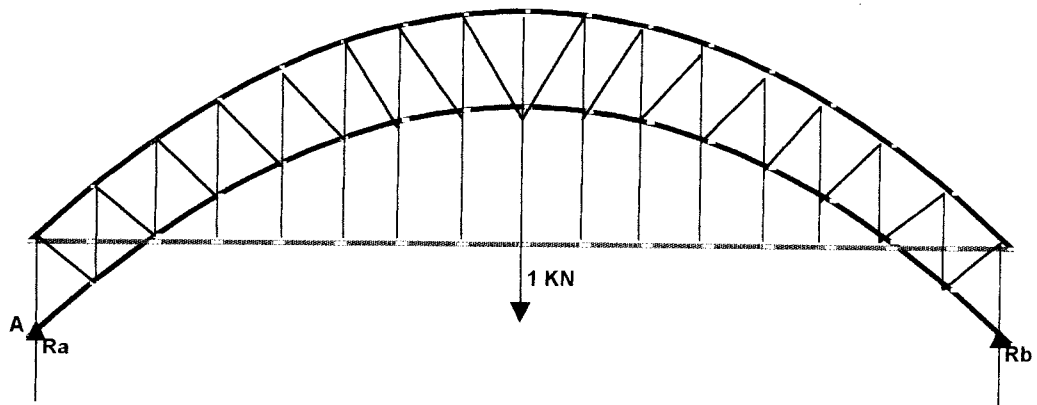
$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{M_{ux} C_{mx}}{M_{nx} \left(1 - \frac{P_u}{P_{ex}} \right)} = \frac{14,48}{2196,015} + \frac{116,57 \cdot 0,804}{402,875 \left(1 - \frac{14,48}{9048,26} \right)} = 0,240 < 1 \dots (\text{Ok})$$

Untuk perhitungan portal selanjutnya, secara lengkap dapat dilihat pada tabel 5.43 dan tabel 5.44. (lampiran 4)

5.12. Perhitungan Defleksi dengan metode Virtual Work

Keadaan batas layan (service limit) adalah dengan mengontrol lendutan atau defleksi pada tengah bentang. Contoh perhitungan defleksi dengan metode *Virtual Work* adalah sebagai berikut :

- Perhitungan gaya batang dengan penempatan beban sebesar 1 KN di tengah bentang rangka (Gambar 5.19.)



Gambar 5.19. Penempatan Beban 1 kN di tengah Bentang.

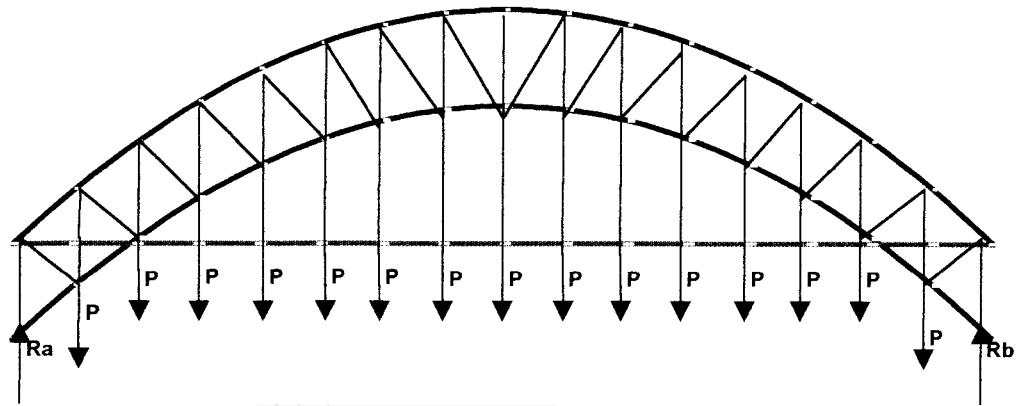
Dengan nilai $R_a = R_b = \frac{1}{2}$ kN, maka akan diperoleh besarnya gaya batang.

- Perhitungan gaya batang dengan penempatan beban mati pada tiap joint (Gambar 5.20.)
- Perhitungan defleksi akibat beban mati, dengan persamaan berikut :

$$\delta = \sum n \frac{u \cdot S \cdot L}{A \cdot E} \quad \text{dan defleksi pada tengah bentang } (\delta) = \frac{L}{800}$$

dengan n = banyaknya elemen, L = panjang bentang, S = gaya batang maksimum karena beban mati, U = gaya batang karena pengaruh beban virtual sebesar 1 kN di tengah bentang, A = luasan profil yang digunakan, E = elastisitas baja.

Gambar 5.20. :



Gambar 5.20. Penempatan Beban Mati pada tiap joint.

$$\text{Ketentuan aman : } \delta = \sum n \frac{u.S..L}{A.E} < (\delta) = \frac{L}{800}$$

- Perhitungan defleksi akibat beban hidup, dengan persamaan berikut :

$$\delta = \sum n \frac{u.S..L}{A.E} \quad \text{dan defleksi pada tengah bentang } (\delta) = \frac{L}{800}$$

dengan n = banyaknya elemen, L = panjang bentang, S = gaya batang maksimum karena jalur rencana, U = gaya batang karena pengaruh beban virtual sebesar 1 KN di tengah bentang, A = luasan profil yang digunakan, E = elastisitas baja.

Perhitungan defleksi secara lengkap dapat dilihat lampiran 4 (Tabel 5.45 dan Tabel 5.46.).

5.13. Perhitungan Beban Rangka Jembatan

Setelah didesain berdasarkan pembebanan AASHTO-LRFD 1994, telah diperoleh dimensi penampang elemen rangka. Selanjutnya perhitungan beban

rangka, agar beban yang diakibatkan rangka tidak melebihi batas asumsi pada perencanaan. Perhitungan beban dijelaskan pada tabel 5.47. berikut :

Tabel 5.47. Tabel Perhitungan Beban Rangka

NO	BTG	L (m)	A (m ²)	V (m ³)	BJ (Kg/m ³)	W (kg)	W (KN)	PROFIL	W (KN/m)
R. Utama									
1	s/d 16	313.395	0.1258	39.425	7850	309486.96	3035.022	Box flanges I	9.684
2	17 s/d 32	280	0.1031	28.868	7850	226613.80	2222.316	Box flanges II	7.937
3	62 dan 78	51.292	0.1031	5.288	7850	41512.41	407.097	Box flanges II	7.937
4	63 dan 77	51.288	0.04185	2.146	7850	16849.26	165.234	Box flanges III	3.222
5	33 s/d 61	315.132	0.01897	5.978	7850	46927.72	460.203	2 C15 x 50	1.460
6	64 s/d 107	1036.066	0.01897	19.654	7850	154285.25	1513.017	2 C15 x 50	1.460
								W. Rangka utama	31.700
R. Angin atas I									
1		422.896	0.011381	4.813	7850	37781.89	370.513	2 C12 x 30	0.876
R. Angin atas II									
1		212.868	0.011381	2.423	7850	19017.81	186.500	2 C12 x 30	0.876
R. Angin bawah									
1		543.52	0.011381	6.186	7850	48558.54	476.195	2 C12 x 30	0.876
								W. Rangka Angin	2.628
								W. Rangka total	34.329

Dengan total berat rangka (tanpa berat alat sambung) = 34,329 KN/m

Berat rangka asumsi = 38 KN/m

total berat rangka = 34,329 KN/m < berat rangka asumsi = 38 KN/m ... (Ok)