

I-A 263

トラス格点部剛度の影響

足利工業大学 正会員 末吉達也
 足利工業大学 フェロー 阿部英彦
 足利工業大学 野末将晃

1. まえがき

トラス橋の設計計算ではガセットで格点部を結合する場合にも通常、格点部をピン結合と仮定し、部材には剛結合による2次曲げモーメントの影響は算入していない。部材が比較的太い鉄道橋で格点部を点剛結として精密計算した例ではこの2次応力は最大30%である¹⁾が、許容応力度のゆとりの中に含まれると考えられていた。しかしガセットプレートの範囲を剛域と考えるとこの2次応力は増加する傾向がある。尤もこれは強制変位によるもので、静的には塑性化により緩和される傾向があるので、直接、危険をもたらすものではないと考えられるが、疲労の影響などの問題はあり得るので今回、実橋を例として格点を点剛結とした場合およびガセット範囲を剛域とした場合を比較検討した。

2. 解析方法

計算例として栃木県足尾町に架設された「野路又橋」を選んだ。図-1 に示す様にスパンは62.0mで8格間の最も標準的なワーレントラス型の溶接道路橋である。使用計算プログラムはk k横河技術情報の有限要素法COSMOSである。格点部を①ピン結合（回転可能）、②点剛結合（剛域を0とする）および③ガセット剛結合（ガセットの範囲を剛域とする）の3種類について部材応力を比較した。特に③の場合については格点を剛とするのみでなく、ガセット内の部材のヤング率を一般部の1000倍（実際的には剛度無限大に近い）と仮定する事によりガセット剛域と見なした。

3. 解析結果と考察

計算のケースとしては実設計に則り、各部材について該当する部材の直応力が最大となる様な荷重条件下での応力度に着目した。まず、表-1 は①②および③の場合の各部材の直応力の比較を示す。実質的に殆ど差がない事が判るが、僅かながら、一般的に①>②>③の傾向が伺える。但し端斜材（1-3）だけは①<②<③である事は興味深い。

表-2 は同様な条件下で各部材の両端に発生する格点2次モーメントによる応力度を比較する。各部材の両側縁で符号反対の応力が発生するが、当然、直応力と同符号の応力の影響が問題となる。なお、時計回りのモーメントによる応力度を正とした。

図-2 に③ガセット剛結合の一例として部材（3-5）および（4-6）に対する設計荷重条件下での2次モーメントによる応力度の分布を示す。併せて格点に作用する2次モーメントの方向を矢印で示す。弦材については全体的に同程度の応力が発生しているが、スパンが長く線荷重の影響が均等分布荷重に比べて相対的に小さいので、集中荷重による特徴が余り顕著に現れていない。弦材については全体的に同程度の応力が発生しているが、斜材については部材（3-4）を除いて一般に弦材より小さい。これは剛度の差によるものと考えられる。

表-2 は各部材についてその部材の直応力が最大とな

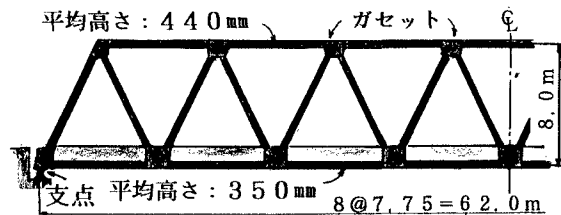


図-1 「野路又橋」の概要図

表-1 設計荷重による直応力度の比率

部材 番号	ピン 結合①	点剛 結合②	ガセット 結合③	②/①	③/①
1~3	765	767	769	1.003	1.005
3~5	1370	1368	1368	0.998	0.998
5~7	1388	1385	1386	0.998	0.999
7~9	1373	1369	1369	0.997	0.997
2~4	-1137	-1134	-1134	0.998	0.998
4~6	-1146	-1144	-1144	0.998	0.998
6~8	-1117	-1144	-1144	0.997	0.997
8~10	-1119	-1116	-1116	0.997	0.997
1~2	-1084	-1081	-1080	0.997	0.996
2~3	1381	1369	1363	0.992	0.987
3~4	-996	-987	-984	0.991	0.987
4~5	1366	1357	1353	0.994	0.991
5~6	-881	-872	-869	0.990	0.987
6~7	1359	1342	1338	0.988	0.985
7~8	-545	-534	-532	0.980	0.977
8~9	709	703	702	0.991	0.989

（引張りを+、圧縮を-で示す） （単位:kg/cm²）

る様な荷重条件で各部材の両端に発生する2次曲げ応力度を②および③の結合条件に karşı 比較する。総体的には②<③であり、平均的にはその比は20%も大きい。中には部材(5-7)の様に265%に及ぶ値も見られるが、絶対値は小さいので問題はない。

次に絶対的な影響を評価する試みとして、表-3の様に③の場合について「直応力と2次曲げモーメントによる応力度との合計」を最大応力度として許容応力度と比較した。多くの部材で100%を越える値が認められ、部材(7-8)の様に130%に近いものもある。しかし該当部材は中央近辺の斜材なので、細長比の関係で圧縮許容応力が相当小さい値となっていることが主な理由であり、降伏点に対しては、まだ、かなり余裕がある。また、部材端部における局所的な圧縮応力度を部材全体の圧縮許容応力度に基づいて評価する事が適切か否かは検討の余地がある。

図-3は弦材及び斜材の最大応力度 σ_n とその時の2次曲げモーメントによる応力度 σ_m を明示したものである。 σ_m は σ_n に比べて一般に小さいが、端下弦材と端上弦材では比較的大きな値である。

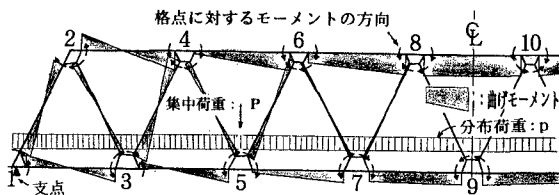


図-2 部材3-5の設計荷重によるモーメント

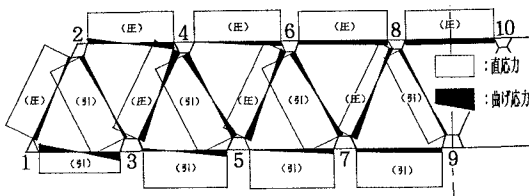


図-3 各部材の設計荷重による直・曲げ応力度

4. 結論

今回、試算した橋梁では①直応力度は3種類の格点結合条件の間で殆ど差がない。②ガッツの範囲を剛結合とした場合の方が点剛結合とした場合より部材端モーメントは20%程度大きな値となる。③ガッツの範囲を剛結合とした場合、殆どの部材で最大応力は許容応力度を越えている。

謝辞：本報告の作成に当たり、足利工業大学の黒田助教授、共同研究者の藤田義雄君および我妻 整君のご協力のあった事を記し、謝意を表する。

参考文献：1) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説（鋼鉄道橋）、昭和58年4月、付属資料-11「鉄道トラスの2次応力」

表-2 設計荷重における曲げ応力度の比

部材 番号	点剛結合		ガッツ結合		②/③	
	②i	②j	③i	③j	②i/③i	②j/③j
1~3	198	233	248	277	1.25	1.19
3~5	54	156	73	177	1.34	1.13
5~7	5	150	14	158	2.65	1.05
7~9	-71	134	-76	136	1.07	1.01
2~4	148	217	192	249	1.30	1.15
4~6	-23	129	-20	130	0.87	1.01
6~8	-58	156	-53	151	0.92	0.97
8~10	-131	131	-129	129	0.98	0.98
1~2	-108	-88	-133	-109	1.23	1.23
2~3	-115	-100	-136	-129	1.18	1.30
3~4	-207	-175	-262	-229	1.26	1.31
4~5	-216	-165	-268	-215	1.24	1.31
5~6	-202	-164	-253	-213	1.25	1.30
6~7	-168	-115	-204	-153	1.22	1.33
7~8	-181	-119	-233	-169	1.29	1.42
8~9	-76	-18	-86	-27	1.14	1.46

(時計回り方向のモーメントによる応力度を+で示す)(単位:kg/cm²)

表-3 合計応力度と許容応力度の比

部材 番号	合計応力度		縮減 係数④	Σi/Σj	
	Σi	Σj		Σi/④	Σj/④
1~3	1016	1045	1400	0.73	0.75
3~5	1441	1545	1400	1.03	1.10
5~7	1400	1544	1400	1.00	1.10
7~9	1445	1505	1400	1.03	1.07
2~4	-1326	-1383	-1157	1.15	1.20
4~6	-1164	-1274	-1157	1.01	1.10
6~8	-1167	-1265	-1154	1.01	1.10
8~10	-1245	-1245	-1160	1.07	1.07
1~2	-1213	-1189	-1098	1.10	1.08
2~3	1499	1492	1400	1.07	1.07
3~4	-1245	-1212	-1023	1.22	1.19
4~5	1621	1568	1400	1.16	1.12
5~6	-1122	-1082	-889	1.26	1.22
6~7	1542	1491	1400	1.10	1.06
7~8	-765	-702	-589	1.30	1.19
8~9	788	728	1400	0.56	0.52

(単位:kg/cm²)