

論文 格点部の剛性を考慮した鋼トラス橋の 高速列車通過時の動的応答解析

北川 晴之¹・徳永 宗正²・渡辺 勉³・池田 学⁴

¹ 正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: kitagawa.haruyuki.31@rtri.or.jp (Corresponding Author)

² 正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: tokunaga.munemasa.68@rtri.or.jp

³ 正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: watanabe.tsutomu.30@rtri.or.jp

⁴ 正会員 (公財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)
E-mail: ikeda.manabu.14@rtri.or.jp

本研究では鋼トラス橋の主構部材の結合度が主構部材および鋼トラス橋全体の動的挙動に与える影響を把握することを目的として、格点部を詳細にモデル化した有限要素解析により格点部の剛性から結合度を定量化し、格点部の剛性を考慮した鋼トラス橋の動的相互作用解析を行った。その結果、主構部材の格点部における剛性の増加は、上・下弦材よりも斜材で大きく、格点部と部材中央断面の軸剛性比が斜材では3~8程度、上・下弦材では1~2程度であった。動的相互作用解析では、格点部剛性の考慮により、主構部材と全体系等との連成振動の影響が小さくなることから、300km/h以上の高速領域で衝撃係数が低下する傾向にあった。500km/hまでの領域の衝撃係数は、全体系の振動の影響が卓越することから、ほとんどの部材でRC標準による算定法で評価可能であった。

Key Words: steel truss bridge, dynamic interaction analysis, high speed rail, impact factor, gusset plate

1. はじめに

橋りょうの構造性能や列車走行性を精度よく評価するためには、全体系および部材の動的応答を適切に考慮する必要がある。設計では一般に、列車の走行により構造物に生じる動的応答の静的応答に対する増加率を衝撃係数と定義する。この衝撃係数を静的作用である列車荷重の特性値に乗じることにより衝撃荷重の特性値を求めている。鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物 (以下、鋼標準)^{注1)}では、共振が発生しない前提で桁の固有振動数、部材スパン、列車速度等から決まる1次近似式による設計衝撃係数の算定式が用いられており、その適用範囲は列車速度 300 km/h 以下としている。300 km/h を超える領域については鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 (以下、RC 標準)^{注2)}を適用するか、詳細なシミュレーション解析によって算定することとなっている。

一方で、近年の新幹線の高速化に伴い、300 km/h を超

える営業運転が行われており、鋼鉄道橋についても高速領域の動的応答に関する現象解明が求められている。筆者らは、3次元でモデル化した鋼トラス橋の動的相互作用解析を行った結果、格点部における主構部材の結合方法が、主構部材の単独振動および鋼トラス橋全体系の動的振動に影響を与えることを定性的に明らかにした²⁾。

鋼標準には、鋼トラス橋の格点部は十分な剛性および耐力を有するとともに、断面力の伝達が円滑にできる構造とすることが示されている。しかしながら、鋼トラス橋格点部の常時における主構部材の結合度や動的挙動への影響についての検討はほとんど無く、特に高速域における鋼トラス橋の主構部材もしくは全体系の動的挙動に対する格点部の影響は明らかになっていない。

本研究では、はじめに、鋼トラス橋の格点部の詳細な形状を有限要素法によりモデル化し、格点部の剛性から結合度を定量化した。その結果を踏まえ、格点部の剛性と等価になるように、はり要素の剛性を補正し、列車との動的相互作用解析を行うことで、格点部の剛性が、主

構部材や鋼トラス橋全体の動的挙動に与える影響について評価した。

2. 三次元有限要素解析による鋼トラス橋格点部における結合度の評価

(1) 検討方法

鋼トラス橋の格点部における主構部材の結合度は、三次元有限要素解析から得られた格点部の剛性により評価した。図-1に解析モデルの概要を示す。本研究では、スパン 60 m の複線下路形式の鋼トラス橋を対象構造物とした。格点部とその近傍の詳細な形状を、アイソパラメトリック 4 節点シェル要素を用いてモデル化している。実橋梁の格点部では、斜材は、上弦材または下弦材(以下、上・下弦材)とガセットプレートを通じて結合される。対象とした格点部ではいずれも、斜材をフランジで添接板を介してガセットプレートと結合する、二面添接方式を採用している。上・下弦材はガセットプレートと一体となっている。斜材とガセットプレートの結合位置は(a)に示すように、結合部がガセットプレートの角(つの)状の位置にある突合せ方式、(b)に示すように、斜材をガセットプレート内部に差し込んで結合した差込み方式の2通りがある。(c)は対象橋りょう概要と各モデルの位置を示している。部材は x 軸負側にあるものを i 側、正側にあるものを j 側と呼ぶこととする。部材長は軸線交点から 3500 mm とした。これは、全ての解析モデルにおいて、部材で最もスレンダーとなる部材中央断面を含むように決定した。

荷重は、部材断面寸法の i・j 側の対称性を考慮して上・下弦材の i 側と斜材の i・j 側を対象とした。作用させる荷重は部材終端に対して、引張、圧縮軸力 500 kN または、曲げモーメント 100 kN・m とした。境界条件は、各部材終端に剛なシェル要素を配置して、荷重を行わない部材終端の部材の軸中心をピン支持とした。なお、材料や幾何学的な非線形性は考慮せず、弾性解析とした。

表-1 に、解析ケースを示す。実橋梁では、図-1 のように、2 つの異なるガセットプレート形状に応じた結合箇所があるため、これをパラメータとした。さらに斜材の断面形状にも箱型と I 型の 2 つが存在するため、これらを組み合わせた解析ケースとした。

(2) 解析結果

a) 変位分布

図-2 に上・下弦材および斜材の変位分布と剛性分布を示す。図は一例として格点部 A の結果を出力している。変位分布は、部材の中立軸上にある節点変位から出力し、(a)の軸引張力荷重時に対しては 500 kN 荷重時の軸方向変

位、(b)の曲げモーメント荷重時に対しては、100 kN・m 荷重時の軸直交方向への変位で評価することとした。なお、格点部 A では斜材および i, j 側で断面寸法に違いが無いため、i 側のみに着目した。

(a)の軸方向の変位分布を比較すると、斜材 i では荷重点から 1500 mm 程度まで、軸方向変位の勾配が一定であるが、ガセット付近や内部ではやや勾配が小さくなっていった。一方で、上・下弦材 i では荷重点から軸線の交点まで、軸方向変位の勾配は概ね一定であった。これは斜材では、部材の断面が小さいため、ガセットプレートが軸剛性に影響を及ぼしていることに対して、上・下弦材では、部材の断面が大きくガセットプレートにより軸剛

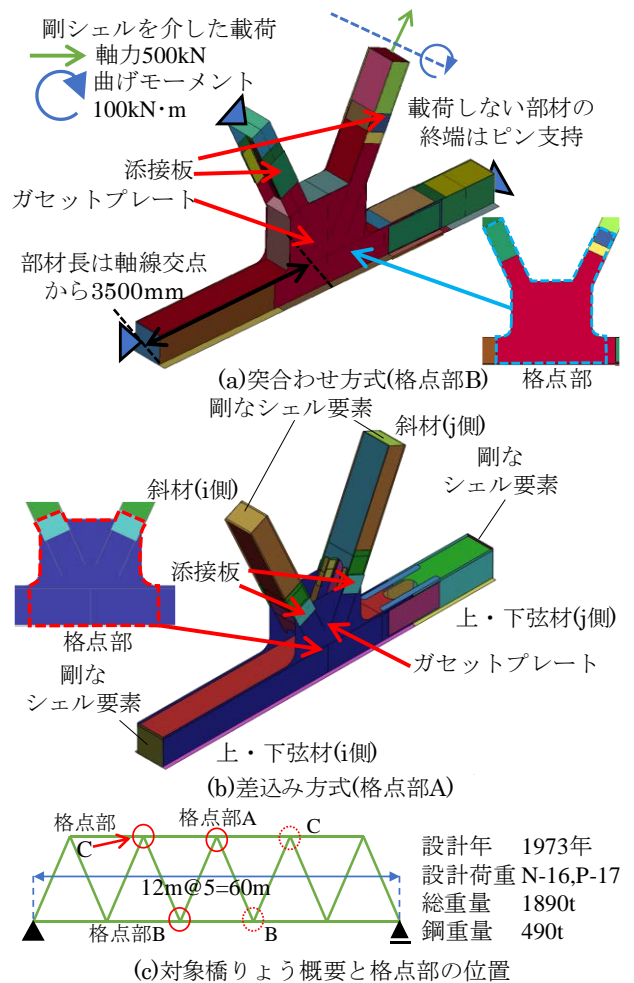


図-1 解析モデルの概要

表-1 解析ケース一覧

モデル	斜材の結合方式	断面寸法(幅×高さ : mm)			位置
		斜材 i	斜材 j	上・下弦材	
格点部 A	差込み	箱型 400×530	箱型 400×530	箱型 530×510	上弦材側
格点部 B	突合せ	箱型 400×530	I型 400×530	箱型 530×530	下弦材側
格点部 C	差込み	I型 400×530	箱型 460×530	箱型 530×510	上弦材側

※ガセット寸法は 1600×1700 mm(A,C), 1600×1628 mm(B)

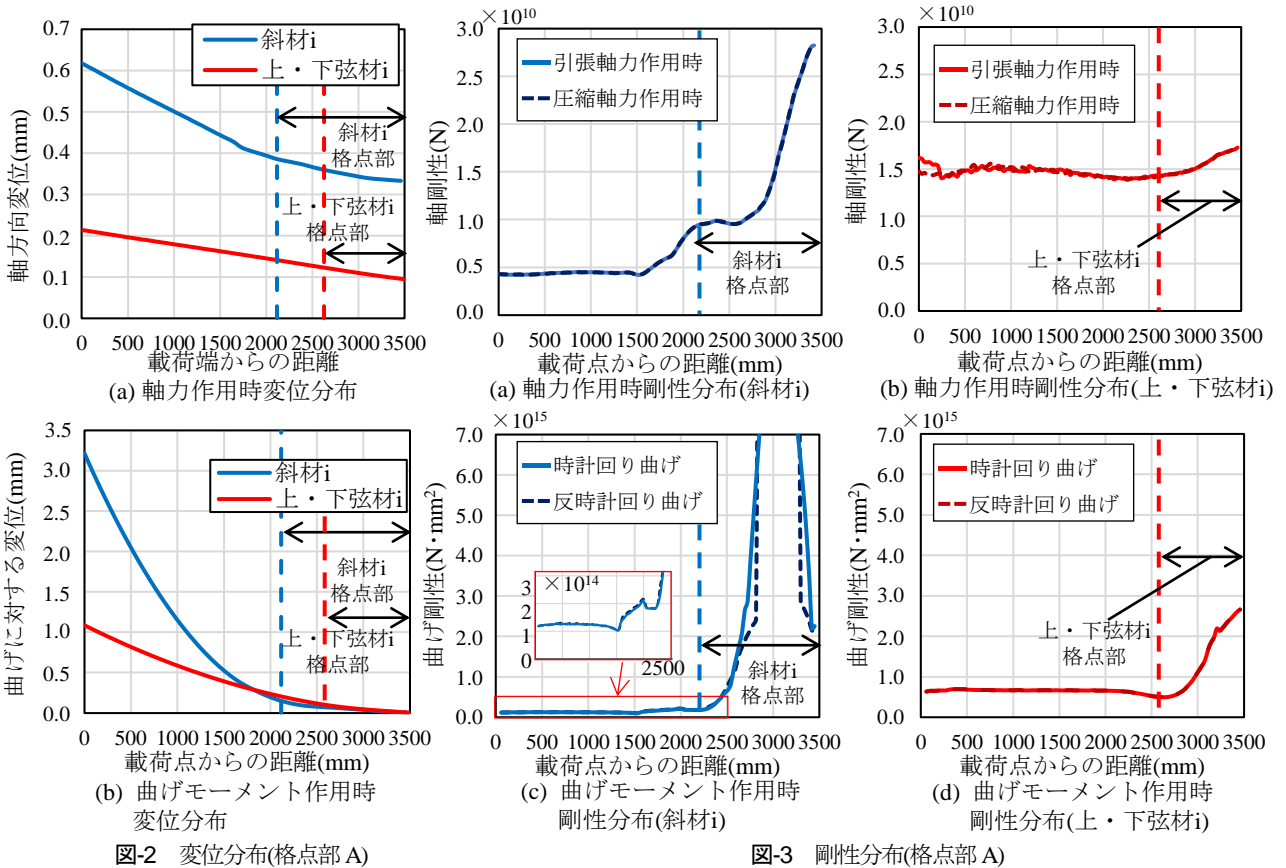


図-2 変位分布(格点部 A)

図-3 剛性分布(格点部 A)

性がほとんど変化しないためである。

これに対して、(b)の曲げモーメント載荷時の変位の分布を確認すると、斜材 i では格点部ではほとんど変位が生じておらず、さらに上・下弦材 i でも載荷点からおよそ 3000~3500 mm 離れた位置では、変位が生じていなかった。したがって、主構部材の格点部における剛性の増加は、部材寸法や剛性の種類によって、効果が異なることがわかる。

b) 部材ごとの剛性分布の評価

図-3 に載荷時における上・下弦材および斜材の剛性分布を示す。図は一例として格点部 A の結果を示している。剛性分布は、図-2 に示した節点変位の分布から求めた。具体的には、軸剛性 EA を、載荷端から n 番目の節点の軸方向変位 u_n が生じていることを用いて、式(1)に示すように要素ごとのひずみ ε から求めた。

$$EA = \frac{N}{\varepsilon} = N \left| \frac{u_n - u_{n+1}}{l_{elm,n}} \right|^{-1} \quad (1)$$

ここで、N は部材端部に載荷した軸力の絶対値であり、 $l_{elm,n}$ は n 番目の節点と n + 1 番目の節点との距離である。また、曲げ剛性 EI は、n 番目の節点における曲げに対する軸直交方向の変位 v_n を用いて、式(2)に示すように、曲率 ϕ から求めた。

$$EI = M / |\phi| = M \left\{ \left(\frac{v_n - v_{n-1}}{l_{elm,n-1}} \right) - \left(\frac{v_{n+1} - v_n}{l_{elm,n}} \right) \right\}^{-1} \quad (2)$$

ここで、M は部材端部に載荷した曲げモーメントの絶対値である。式(1)、式(2)により、剛性分布を求める際、節点変位で除することによる桁落ち誤差を除去するために、剛性分布には移動平均化処理を施している。

図から、軸力および曲げモーメントの載荷方向による、剛性の違いが小さいことがわかる。したがって、弾性範囲内では、格点部の剛性は載荷方向によらないといえる。

ガセット部付近の剛性に着目する。斜材 i の軸剛性は、載荷点付近では、 5.0×10^9 N 程度であることにに対し、格点部では、軸剛性が増加して最大で 3.0×10^{10} N 程度となった。これに対し、上・下弦材 i の軸剛性は、載荷点付近から格点部まで 1.5×10^{10} N 程度であった。曲げ剛性でも、斜材 i では載荷点付近では 1.0×10^{14} N·mm² 程度、ガセットでは 7.0×10^{15} N·mm² 以上であることにに対し、上・下弦材 i の曲げ剛性では、 1.0×10^{15} N·mm² 程度、格点部では 3.0×10^{15} N·mm² 程度であった。以上のことから、主構部材の格点部における剛性の増加は、上・下弦材よりも斜材で大きく、さらに軸剛性よりも曲げ剛性が大きいといえる。

c) 格点部位置による剛性分布の変化

図-4 に3つの解析モデルにおける剛性分布を示す。剛性分布の作成法は、図-3 と同様であるが、最も載荷端に近い要素から求められた剛性で無次元化している。さらに、格点部のみプロットを表示することとし、載荷方向による剛性の違いは小さいため、図は引張剛性と反時計

回り曲げモーメント載荷時の結果を示している。

軸剛性比に着目すると、斜材では、最も軸線交点に近い位置で軸剛性が、3~8 倍程度となっていた。また、載荷端から 1500 mm 程度から、軸剛性が2倍以上の値を示す斜材が複数存在しているが、これは、添接板によって、断面積が増えているためである。また、斜材の結合位置による格点部の剛性の違いは小さく、両方式の結合度は同程度と言える。一方で上・下弦材の軸剛性比の分布に着目すると、軸剛性の増加は斜材よりも小さく、最も大きい箇所でも、1~2 倍程度となっていた。

曲げ剛性比に着目すると、斜材では、格点部で曲げ剛性が 50~350 倍程度を示しており、格点部が曲げ変形に対しては非常に大きな剛性を有していることがわかる。なお、格点部 B の斜材 i では最大で 1000 倍程度であった。上・下弦材でも、曲げ剛性の増加は 4~8 倍程度であった。

3. 格点部の剛性を考慮したトラス橋モデルと列車の動的相互作用解析

(1) 解析方法

本研究では、鉄道総合技術研究所が開発した新幹線車両と鉄道構造物との動的相互作用解析プログラム、DIASTARS III (Dynamic Interaction Analysis for Shinkansen Train And Railway Structures)³⁾を用いた。以下に概要を示す。

a) 対象構造物および構造物の数値解析モデル

図-5 に解析モデルの概要を示す。対象構造物は、図-1 に示したトラス橋と同一であり、下弦材、縦桁および横桁上にコンクリート床版を有している。鋼トラス橋の各部材は、はり要素でモデル化した。要素分割は、トラスの格点間を 10 分割するように節点を設けた。解析モデルは 729 節点、1020 要素となった。表-2 に評価部材の断面諸元を示す。断面諸元は、各部材中央の断面を参考に設定し、部材内で一定とした。

境界条件は、橋梁全体が単純支持となるようにした。鋼部材以外の床版コンクリート、防音工、高欄、軌道の剛性は考慮せず、これらの質量を縦桁、横桁、下横構、および斜材と下弦材をつなぐ格点の各節点に与えた。

列車は、下り線(図中の青線)を走行する。図-5 に示すように、2 本ある線路のうち片側のみを走行させるため、対称性を考慮して、車両の走行側で、かつスパンの半分のみを着目する部材とした。着目位置は、軸力は支間中央の要素、たわみは支間中央節点とした。

b) 車両の力学モデル

図-6 に車両の力学モデルの概要を示す。車両は車体、台車、輪軸を剛体でモデル化し、これらをつなぐ、ばね、ダンパで結合したマルチボディでモデル化した。車両は

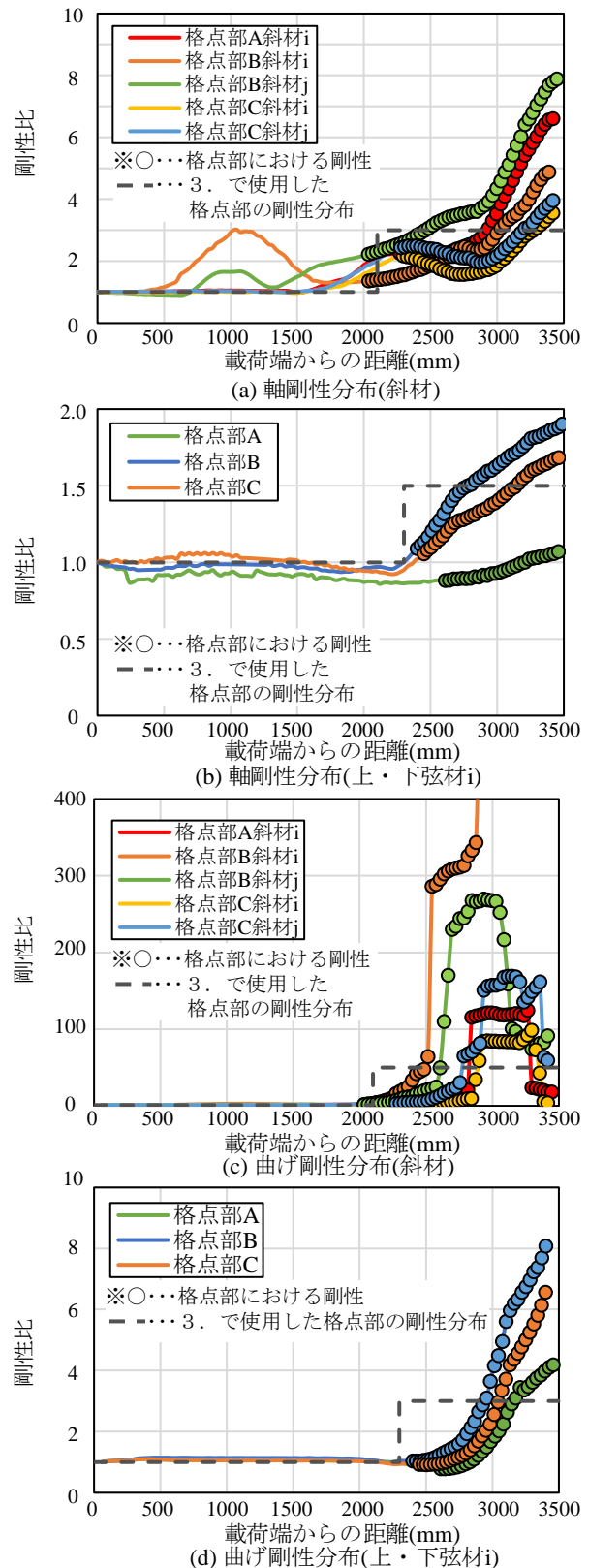


図-4 無次元化された剛性の分布

1 両あたり 31 自由度を有している。列車は、このマルチボディを車端部のばね、ダンパで結合して構成した。本研究では、走行車両の諸元は一般的な新幹線車両^{注3)}に基づくものとし、車体の質量は空車相当、車両数は 16 両とした。

c) 車輪/レール間の接触モデル

図-7に車輪とレールの鉛直方向の接触モデルを示す。車輪とレール間の接触は、相対変位により評価される。相対変位を算出するための接触点および、接触角は車輪とレールの幾何形状を考慮した接触関数から計算される。接触後は Hertz ばねに基づく接触力が車両と構造物に作用することとする。

d) 数値解析法

数値解析法にはモーダル法を用い、モーダル変換された運動方程式を Δt 単位に解いていく。 Δt は、0.001秒を標準とした。また、解析におけるモード次数は100Hz程度までの振動を再現できる次数(1100次)とした。

e) 解析ケース

表-3に、トラス橋モデルの解析ケースを示す。パラメータとしたのは、格点部の軸剛性および曲げ剛性である。列車速度は50km/h~500km/h(91ケース)とした。

格点部では、図-4の剛性分布を参考に剛性を補正した。剛性補正箇所は図-5の赤色で示すように、上・下弦材の両端1要素(1200mm ずつ)と、斜材の両端1要素(1400mm ずつ)とした。曲げ剛性の補正量は、図-4の剛性分布を1要素で表現できるように、概ね平均的な値となるよう設定した。具体的には、斜材で50倍、上・下弦材で3倍とし、軸剛性の補正量は、斜材で3倍、上・下弦材で1.5倍とした。この剛性比の分布は図-4に破線で併記している。なお詳細は後述するが、走行解析はCASE1とCASE3のみとした。

(2) 固有値解析結果

表-4に各部材の固有振動数の理論値を示す。固有振動数は、部材の両端を剛結合もしくはピン結合とした理論値を示している。CASE3の部材固有振動数は、格点部を差し引いた部材長から計算した。具体的には下弦材および斜材の部材長を0.8倍して計算した。本研究で用いた数値解析モデルでは、部材の両端で曲げモーメントを伝達する一方、回転変位は完全に拘束されていないので、両者の中間が実際の固有振動数となると考えられる。共振時の列車速度 V は式(3)により表される。

$$V = fL_v \tag{3}$$

ここで、 f は固有振動数、 L_v は車体長(本解析では25m)である。500km/hまでの1次共振を考えると、式(3)から5.56Hz以下の固有振動モードは共振の可能性がある。概して下弦材の固有振動数は8~13Hz、斜材は3~9Hz程度にあるから、下弦材単独の共振は考えにくく、斜材は共振の可能性がある。また、特に斜材B,Dの固有振動数が低いのは、斜材B,Dが引張部材でI型断面を有しており、比較的スレンダーな部材であるためである。

図-8に、固有振動数の分布を示す。500km/hまでを検討対象としているため、列車の1次共振となる5.56Hz以

下の振動モードのみを示している。図から、CASE1, 2を比較すると、格点部の曲げ剛性の考慮により固有振動数はほとんど変化しなかった。一方で、曲げ剛性と軸剛性の双方を考慮したCASE3では同じモード形を持つものを比較すると、CASE1より0.2~0.4Hz程度固有振動数が上昇した。このことから、鋼トラス橋の主構および全体系の動的挙動には、軸剛性が影響を及ぼすと考えられ

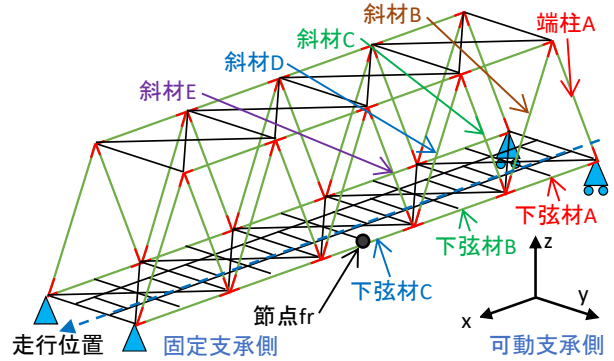


図-5 構造物の解析モデルおよび着目箇所

表-2 評価部材の断面諸元

断面諸元/部材	下弦材			斜材				
	A	B	C	A	B	C	D	E
断面積								
$A(\times 10^4 \text{mm}^2)$	4.50	4.66	5.21	6.76	3.98	3.91	3.01	2.05
断面2次モーメント								
$I_y(\times 10^9 \text{mm}^4)$	2.17	2.30	2.52	2.99	0.70	1.75	0.27	0.61

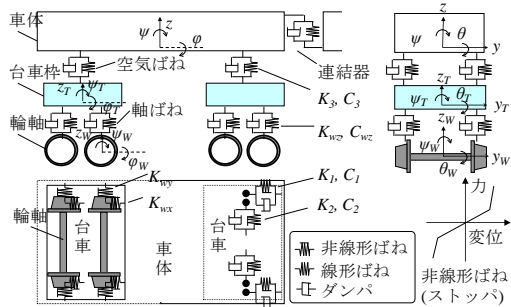
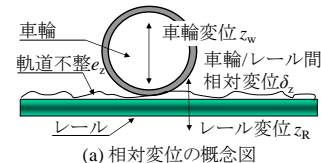
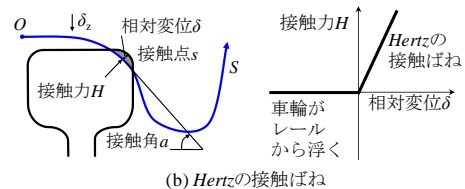


図-6 車両の力学モデル



(a) 相対変位の概念図



(b) Hertzの接触ばね

図-7 車輪/レール間の接触モデル(鉛直方向)

表-3 トラス橋モデルの解析ケース

CASE	格点部剛性補正		固有値解析	走行解析
	軸剛性	曲げ剛性		
1(基準)	無し	無し	有り	有り
2	無し	有り	有り	無し
3	有り	有り	有り	有り

※列車速度は50~500km/h (5km/h刻み91ケース)

表-4 各部材の固有振動数の理論値

部材	CASE1 固有振動数(Hz)		CASE3 固有振動数(Hz)	
	剛結合	ピン結合	剛結合	ピン結合
下弦材 A	8.61	3.83	13.45	5.98
下弦材 B	8.71	3.87	13.61	6.05
下弦材 C	8.61	3.83	13.45	5.98
斜材 A	5.79	2.57	9.05	4.02
斜材 B	3.64	1.62	5.69	2.53
斜材 C	5.82	2.59	9.09	4.05
斜材 D	2.59	1.15	4.05	1.80
斜材 E	4.75	2.11	7.42	3.30

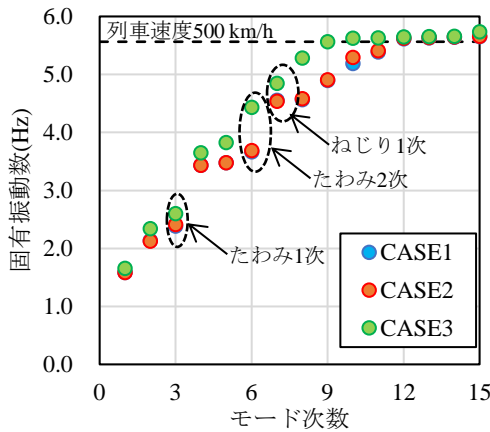


図-8 固有振動数の分布

る。よって、挙動に違いが見られると考えられる CASE1 と CASE3 のみを対象に走行解析を実施した。

図-9 に主な固有振動モードを示す。(a)に示したたわみの1次モードは、CASE1 で2.1356Hz, CASE3 で2.3573Hzであった。これは、部材軸剛性の上昇とともに鋼トラス橋全体の剛性も上昇したためと考えられる。CASE1 では図-9 (a)~(c)のような鋼トラス橋全体系の振動モードのほかにも、図-9(d)~(f)に示すような全体系振動や縦桁の振動とともに主構部材が振動するモードも確認された。これらのモードは CASE1, 2 のみで確認された。これは、表-4 に示した部材固有振動数と、全体系固有振動数が近い固有振動数にあることから、連成した振動モードとして表れたためと考えられる。なお、いずれの CASE も主構部材が単独振動するモードは確認されなかった。

(3) 走行解析結果

a) 時刻歴波形の最大値と列車速度の関係

図-10 に応答値と列車速度の関係について示す。図は CASE1 と CASE3 における列車走行時の時刻歴波形の最大値を示している。ただし、軸力については絶対値の最大値を表示している。まず、低速域から着目すると、CASE3 のほうがたわみが小さい一方で、斜材や下弦材軸力では、CASE1 と CASE3 であまり違いが見られなかった。これは、列車荷重により生じる軸力が変わらない一方で、格点部剛性を考慮することで、主構の軸剛性が

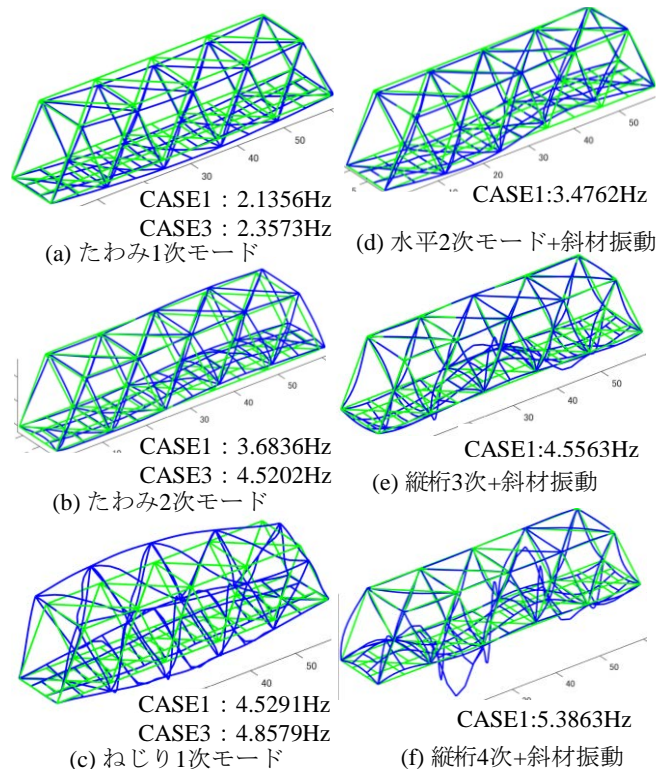


図-9 主な固有振動モード

上昇し、鋼トラス橋全体の剛性も上昇したため、たわみが小さくなったと考えられる。一方で、動的応答による影響が大きい高速域では CASE1 と CASE3 で違いが見られた。詳細は衝撃係数から評価することとする。

図-11 に衝撃係数と列車速度の関係を示す。衝撃係数は速度効果 i_α のみに着目し、次のように求めた。

$$i_\alpha = \frac{r_d}{r_s} - 1 \tag{4}$$

ただし、 r_d は動的応答として、各列車速度における時刻歴波形の最大値を、 r_s は静的応答として、50 km/h のときの時刻歴波形の最大値を用いた。

まず、たわみの衝撃係数を確認すると、200 km/h 付近の共振時の衝撃係数が概ね等しい一方で、400 km/h 付近のピークは CASE3 の方が小さかった。これは、CASE3 では図-9(c)に示すねじり1次モードによるピークであることに対して、CASE1 では、図-9(e)に示す縦桁の3次振動モードも共振しているためである。さらに共振速度から、CASE1 ではねじり1次にも部材振動が連成していることも考えられる。なお、CASE3 では、格点部剛性が増加することで、縦桁を介して振動を拘束するため、縦桁の振動モードは、より高い振動数で生じるようになると考えられる。

軸力の衝撃係数に着目すると、CASE1 では、たわみの衝撃係数で確認された200 km/h 付近と400 km/h 付近の衝撃係数に加えて、300 km/h でも共振による衝撃係数のピークが確認された。これは、図-9(b)のたわみ2次モー

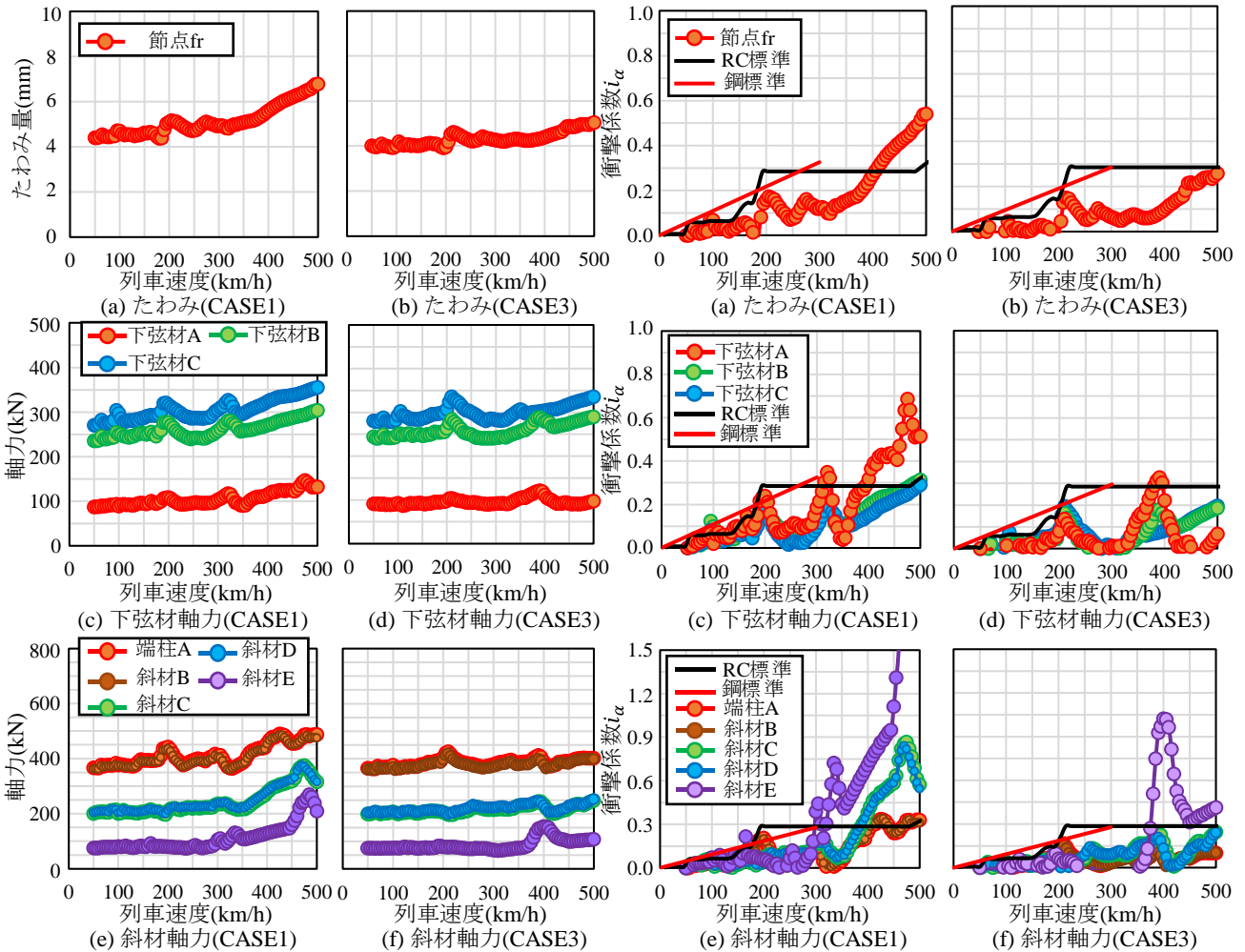


図-10 応答値と列車速度の関係

図-11 衝撃係数と列車速度の関係

ドや、(d)の水平2次に斜材振動が連成したモードによる共振であった。たわみの衝撃係数でピークが確認されなかったのはこれらの振動モードで、支間中央の鉛直たわみが生じないためであると考えられる。また、400 km/h 付近のピークでは、図-9(e), (f)に示す縦桁と主構の連成振動によりピークが生じていた。

CASE3 の軸力の衝撃係数は、CASE1 と比較して大きく低下していた。他にもピークが確認できるものの、たわみ1次のピークと同程度の大きさであった。以上から、鋼トラス橋では、全体系モード共振時の衝撃係数は全て同程度になるものと考えられる。ただし、斜材Eの衝撃係数のみ1程度の値を示していた。これは、静的応答が小さいため衝撃係数の値が大きくなったと考えられる。

以上のことから、走行解析では格点部剛性を考慮することで、主構部材と縦桁もしくは全体系との連成振動の影響が小さくなるため、300 km/h 以上で、格点部剛性を考慮しない場合と比較して衝撃係数が全体的に低下していた。このとき、500 km/h までの高次モード共振時の衝撃係数はたわみ1次モードの値と同程度であった。今後、実測で鋼トラス橋の振動モードと衝撃係数の関係について検証を行なう予定である。

b) 各種設計標準算定式との比較

図-11 の衝撃係数について、併せて示してある各種設計標準算定法と比較を行う。設計標準算定法において、速度パラメータを算出するときに用いる固有振動数は、たわみ1次モードの値を用いた。スパン長は全スパンを基本とし、斜材の鋼標準による算定のみ 3/4 スパンとした。まず、RC 標準による設計衝撃係数と比較すると、CASE1 では、300 km/h を超える領域ではたわみと下弦材軸力、斜材軸力で設計衝撃係数を上回る部材が確認された。これらはa)で述べたように、部材振動が連成する振動モードとの共振によるものである。共振時の衝撃係数の値は、特に静的応答が小さい部材で特に大きかった。これに対し、CASE3 では、設計衝撃係数を上回る部材の数が CASE1 より少なくなっていた。CASE3 では 500 km/h までで全体系モードの影響が卓越することから、ほとんどの部材で RC 標準による算定値を下回っていた。一方、鋼標準の設計衝撃係数と解析結果を比較すると、検討範囲内であれば、ほとんどの部材で衝撃係数が、格点部剛性考慮の有無によらず鋼標準の値を下回っていた。したがって、鋼標準の適用範囲では格点部のモデル化の影響は小さいといえる。

4. まとめ

本研究では、はじめに鋼トラス橋の格点部に着目し、格点部の剛性から主構部材の結合度を評価した。さらにその結果を踏まえて、格点部の剛性を考慮して 60 m の支間長を有する鋼トラス橋の動的相互作用解析を行なった。以下に結論を示す。

- 1) 三次元有限要素法により鋼トラス橋の格点部を詳細にモデル化し、部材の種類と、斜材の結合方法をパラメータとして、部材軸方向の変位および剛性の分布を評価した。その結果、格点部における剛性の増加は、上・下弦材よりも斜材が大きく、さらに軸剛性よりも曲げ剛性が高いことがわかった。なお、斜材の結合方法の影響は、概ね同程度であった。
- 2) 複数の格点部について、格点部と部材中央断面の剛性の比を評価した。その結果、軸剛性比は、斜材では 3~8 程度、上・下弦材では、1~2 程度であった。曲げ剛性比は、斜材では 50~350 程度、上・下弦材では 4~8 程度であった。
- 3) 梁要素でモデル化した鋼トラス橋に対し、走行解析を行ない、格点部の剛性による影響を評価した。その結果、格点部の剛性を考慮することで、主構部材と縦桁もしくは、全体系との連成振動の影響が小さくなり、300 km/h 以上の高速領域で衝撃係数が、格点部剛性を考慮しない場合と比較して全体的に低下していた。このとき、500 km/h までの高次モード共振時の衝撃係数はたわみ 1 次モードの値と同程度であった。
- 4) 解析結果から得られた衝撃係数は、300 km/h までの領域ではほとんどの部材で鋼標準による算定値を下回った。また、格点部の剛性を考慮することで部材

振動等の影響が小さくなり、全体系モードの影響が卓越することから、500 km/h までの領域ではほとんどの部材で RC 標準による算定値を下回った。

NOTES

- 注1) 鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物, 丸善, 2009.
- 注2) 鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 2005.
- 注3) 鉄道総合技術研究所 編：鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限, 丸善, 2006.

REFERENCES

- 1) 曾我部正道, 松本信之, 藤野陽三, 涌井一, 金森真, 宮本正章：共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法に関する研究, 土木学会論文集, No.724/I-62, pp.83-102, 2003. [Sogabe, M., Matsumoto, N., Fujino, Y., Wakui, H., Kanamori, M., Miyamoto, M., ; Dynamic response and design of continuous concrete railway bridges in resonance area, *Jornal of civil engineering, JSCE*, No.724/I-62, pp.83-102, 2003.]
- 2) 北川晴之, 渡辺勉, 徳永宗正, 池田学：高速領域における列車通過時の鋼トラス橋の動的応答特性の評価, 鉄道工学シンポジウム論文集, 第 25 号, 2021. [Kitagawa, H., Watanabe, T., Tokunaga, M. and Ikeda, M.: Numerical evaluation on dynamic response characteristic of steel truss bridge during train passage in high velocity area, *Jornal of railway engineering, JSCE*, Vol.25, pp.41-48, 2021]
- 3) 涌井一, 松本信之, 松浦章夫, 田辺誠：鉄道車両と線路構造物との連成応答解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.129-138, 1995. [Wakui, H., Matsumoto, N., Matsuura, A., Tanabe, M.: Dynamic interaction analysis for railway vehicles and structures, *Jornal of civil engineering, JSCE*, No.513/I-31, pp.129-138, 1995]

(Received April 1, 2022)

(Accepted June 3, 2022)

DYNAMIC INTERACTION ANALYSIS OF STEEL TRUSS BRIDGE UNDER HIGH-SPEED TRAIN PASSAGE CONSIDERING STIFFNESS OF GUSSET PLATE

Haruyuki KITAGAWA, Munemasa TOKUNAGA, Tsutomu WATANABE and Manabu IKEDA

In order to understand influence of connection between main members on dynamic behavior of entire truss bridge and its main members, this study evaluates stiffness of gusset plate using 3D finite element analyses with detailed model and conducts dynamic interaction analysis between train and truss bridge considering stiffness of panel point. 3D finite element analyses revealed that the increase of stiffness in main members was greater in diagonal members than in upper or lower members, and axial stiffness ratio of gusset plate to cross section of the member is between 3 and 8 in diagonal members and between 1 and 2 in upper or lower members. Dynamic interaction analyses found out that consideration of the gusset plate stiffness decreases an impact factor due to decrease of coupled vibration between main members and stringers or entire bridge during high-speed train passage exceeding 300km/h. RC standard method can evaluate the impact factor in safe side since entire bridge modes are predominant.