

論文 列車通過時の橋梁上電柱振動に関する解析的検討

松岡 弘大¹・常本 瑞樹²・曾我部 正道³

¹正会員 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部（〒185-8540 国分寺市光町2-8-38）

E-mail: matsuoka.kodai.13@rtri.or.jp

²非会員 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部（同上）

E-mail: tsunemoto.mizuki.26@rtri.or.jp

²正会員 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部（同上）

E-mail: sogabe.masamichi.78@rtri.or.jp

近年の列車速度の急速な高速化に伴い、鉄道橋の共振と共振桁上の電車線設備における不具合が報告されている。しかし、列車通過時の桁上電柱の振動性状は不明な点も多い。本研究は、標準的なコンクリート桁と桁の各位置に建植された電柱を対象とし、列車通過に伴う桁振動と電柱振動の関係について解析的検討を実施した。その結果、桁端の電柱は線路方向、桁中央の電柱は線路直角方向の振動がそれぞれ主成分であるとともに、同じ桁であれば桁端部の電柱振動が、その他の建植位置よりも大きいことを明らかにした。また、動的応答増幅の観点では、走行列車の規則的加振周期と電柱の共振に加え、桁の共振が重複した場合、電柱に顕著な動的応答増幅が生じることを明らかにした。

Key Words : resonance, railway bridge, pole, train load, high-speed railway

1. はじめに

近年の列車速度の急速な高速化と桁の低剛性化に伴い、一部の鉄道橋で大きな動的応答が生じる共振現象が観測されている¹⁾。桁での大きな応答に伴い桁上の電柱でも大きな振動が励起され、電車線設備の不具合の原因となる場合も報告されている²⁾。これまで電柱単体としては数多くの検討が実施され、電柱の振動性状の解明や制振装置の提案が行われてきた³⁾。また、現地計測では列車高速通過時の桁のたわみ形状により電柱の振動方向が異なることも報告されている⁴⁾。しかし、鉄道橋の動的応答に起因した電柱の振動性状を理解するうえでは、電柱単体だけでなく、桁－電柱の全体系（図-1）としての振動性状を対象とした検討が重要となる。また、電柱の振動性状に桁の変形が大きく影響する場合、桁上における電柱の建植位置により電柱の振動性状は大きく異なるものと考えられるが、建植位置による電柱振動の相違については断片的な検討しか実施されてこなかった。

以上を踏まえ、本研究では標準的なコンクリート桁と電柱を対象に、桁－電柱一体モデルによる数値解析を実施し、列車通過時における桁と桁上に建植された電柱の基本的な振動性状を明らかにするとともに、電柱の建植位置が電柱振動に及ぼす影響について検討した。

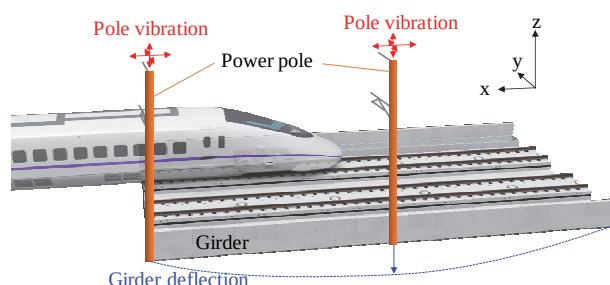


図-1 本研究で対象とする桁－電柱の全体系の模式図

2. 検討方法

(1) 対象橋梁および電柱

本研究では標準的な高速鉄道の径間長5～50mのコンクリート桁（幅員12m）を対象とした。桁の固有振動数は、径間長 L_b に対して $80L_b^{-0.8}$ （ $L_b \leq 20\text{m}$ ）および $55L_b^{-0.8}$ （ $L_b > 20\text{m}$ ）と設定した¹⁾。ねじり剛性は、設計実務や測定で用いられる列車載荷側と非載荷側での荷重分担率をもとに設定した。図-2に載荷側の荷重分担率 β_l の実測値を示す。径間長の増加とともに荷重分担率 β_l は低下する傾向にある。この傾向を踏まえ、本研究では標準的な載荷側分担率 β_l を $L_b^{-0.15}$ （図中実線）と仮定し、静的載荷時にこれを満たすようねじり剛性を設定した。電柱は、文献⁵⁾を参考に、ヘビーコンパウンド方式の電車線を有す

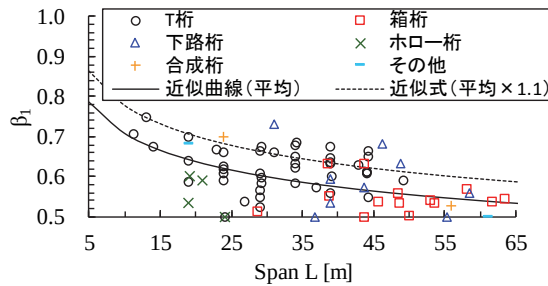
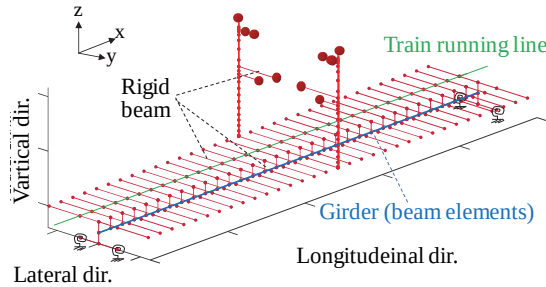
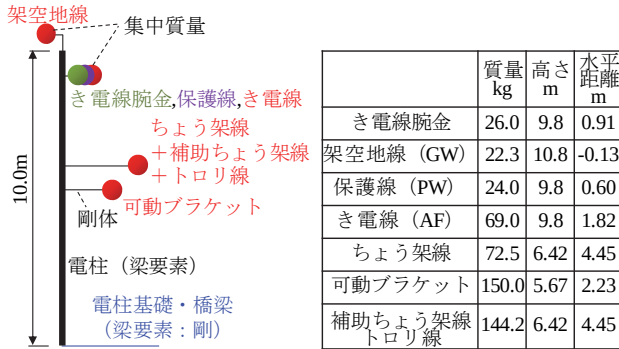


図-2 載荷側の荷重分担率 β_1 の実測値と径間長の関係



(a) 全体モデル



(b) 電柱モデル

図-3 桁-電柱一体モデル (電柱中央建植の例)

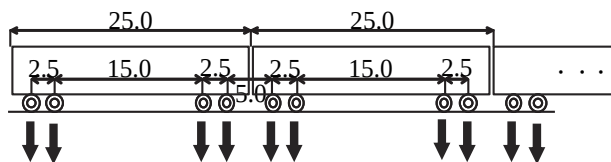


図-4 移動荷重列モデル

る高さ10mの鋼管柱 (STK540- 406.4-11-6.4, 根入れ1m) およびコンクリート柱 (11-40-N13B, 根入れ1m) が桁端, $L_b/3$, 径間中央に建植された場合を検討した。

(2) 解析方法

図-3に本研究で構築した桁-電柱一体モデルの例として、径間長35mの桁中央に電柱が建植されたモデルを示す。桁および電柱はティモシェンコ梁要素でそれぞれモデル化した。桁と電柱は剛な梁要素で接続した。また、架線等の電柱添加物は水平および鉛直位置での集中質量とし、電柱まで剛な梁要素により接続した。桁の単位長質量は既往研究を参考に200kN/mとし、固有振動数 ($80L_b^{0.8} : L_b \leq 20\text{m}$, $55L_b^{0.8} : L_b > 20\text{m}$) から桁剛性を逆算して設定した。また、桁ねじり剛性は桁剛性と荷重分担率 $\beta_1 = L_b^{0.15}$ に基づき設定し、回転慣性は桁節点に付加し

表-1 解析ケース一覧

電柱種別	電柱位置	桁振動数	ねじり剛性	支承	径間長	列車速度
鋼管柱	桁端 $L_b/3$ 桁中央	$80L_b^{0.8}$: $L_b \leq 20\text{m}$ $55L_b^{0.8}$: $L_b > 20\text{m}$	$\beta_1 = L_b^{0.15}$ 相当	単純 支持	5-50m	100- 400km/h
コンクリート柱	桁端 $L_b/3$ 桁中央					
コンクリート柱	桁端			鉛直 バネ	5m 刻み	1km/h 刻み
コンクリート柱	桁端			回転 バネ		

た。桁は4点支持とし、各支点の水平および鉛直方向拘束により単純支持とした。桁端建植では支承の鉛直変位とたわみ角拘束が電柱振動に影響する可能性がある。検証のため、鉛直バネとy軸回りの回転バネを導入した。桁ねじりだけでなく、桁内側に重心が偏心した電柱に桁鉛直振動が作用することで励起される電柱の橋軸直角方向（以下、橋直方向）振動を考慮できるように、電柱添加物の水平位置を含めてモデル化した。き電線や電車線などの電線は本来であれば設備にピン結合されているがこれを剛に結合したモデルとしたため、文献⁹⁾に従い電線の質量の半分のみを考慮した。なお、本研究では架線との相互作用は考慮していない。

走行列車は移動荷重列としてモデル化した（図-4）。移動荷重列は12両分、一軸当たりの鉛直荷重は設計値170kNとした。移動荷重列は桁中心から2.3mの位置に走行ラインを設定し走行させた。なお、鉛直荷重は設計値を用いたため、得られる結果は実測と比較して大きい値になると考えられる。

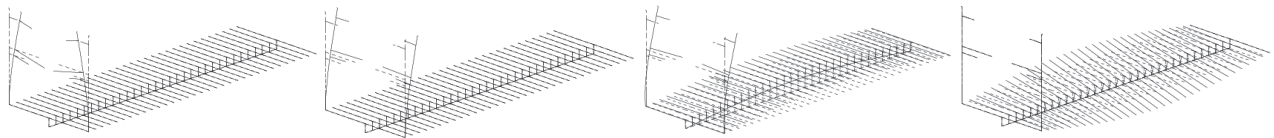
動的解析は、車両を非振動の定荷重列と見なす、線路構造物の汎用構造解析プログラムDIARIST (Dynamic and Impact Analysis for Railway Structure) を使用した。なお、考慮したモード次数は、桁および電柱の主要な低次モードが含まれるよう、すべてのケースで40次とし、各モードのモード減衰は2%とした。

(4) 解析ケース

表-1に検討ケースを示す。走行速度は100km/hから400km/h (1km/h刻み) とした。2.(1)で述べた桁剛性および分担率 $\beta_1 = L_b^{0.15}$ とした径間長5mから50m (5m刻み) の桁を用い、鋼管柱およびコンクリート柱がそれぞれ桁端, $L_b/3$, 径間中央に建植された場合を対象とした。これらの解析結果に基づき、基本的な桁-電柱系の基本的な振動性状とともに、建植位置が電柱の振動方向と振幅に及ぼす影響を検討する。また、桁端電柱における支承の鉛直変位および回転拘束の影響を確認するため、支承部に鉛直バネおよび回転バネを導入したケースも検討した。

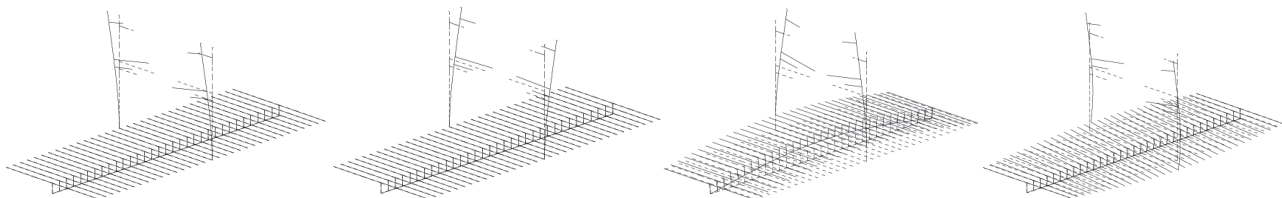
表-2 固有値解析結果の一覧（桁端建植の場合）

径間長 [m]	固有振動数[Hz]									
	桁1次たわみ		桁1次ねじり		コンクリート柱		鋼管柱			
					橋直	橋軸	文献 ⁵⁾	橋直	橋軸	文献 ⁵⁾
	桁一電柱	桁単体	桁一電柱	桁単体	桁一電柱	桁一電柱				
5m	13.9	13.9	39.7	39.7	2.3	2.4	2.5 単体 2.7	2.7	2.9	3.4 単体 4.1
10m	10.5	10.5	20.8	20.8	2.3	2.4		2.7	2.9	
15m	8.2	8.2	14.6	14.6	2.3	2.4		2.7	2.9	
20m	6.8	6.8	11.4	11.4	2.3	2.4		2.7	2.9	
25m	4.0	4.0	6.5	6.5	2.3	2.4		2.7	2.9	
30m	3.5	3.5	5.6	5.6	2.3	2.4		2.7	2.9	
35m	3.1	3.1	4.9	4.9	2.3	2.4		2.7	2.9	
40m	2.8	2.8	4.4	4.4	2.3	2.4		2.7	2.9	
45m	2.5	2.5	4.0	4.0	2.3	2.4		2.7	2.9	
50m	2.3	2.3	3.7	3.7	2.3	2.4		2.7	2.9	



(a) 電柱橋直1次：2.3Hz (b) 電柱橋軸1次：2.4Hz (c) 桁たわみ1次+電柱橋軸1次：3.1Hz (d) 桁ねじり1次：4.9Hz

図-5 桁一電柱一体モデル ($L_b=35m$, コンクリート柱, 桁端建植の例)



(a) 電柱橋直1次：2.7Hz (b) 電柱橋軸1次：2.9Hz (c) 桁たわみ1次+電柱橋直1次：3.5Hz (d) 桁ねじり1次：5.6Hz

図-6 桁一電柱一体モデル ($L_b=30m$, 鋼管柱, 桁中央建植の例)

3. 検討結果

(1) 固有値解析結果

表-2に桁一電柱一体モデルの固有値解析結果の例として、桁端にコンクリート柱および鋼管柱が建植された場合の各モードの固有振動数を示す。また、図-5にモード形の例として径間長35mの結果を示す。

電柱について、コンクリート柱および鋼管柱とも文献⁵⁾よりも若干低い固有振動数を有する。これは、添加物を電柱に対して剛結としたことに起因すると考えられる。なお、電柱の固有振動数は建植された桁の径間長に依らず一定であるため、桁の動特性が電柱の動特性に及ぼす影響は小さいと推測される。

桁の固有振動数にも電柱の建植の有無による変化は見られず、電柱が桁に及ぼす付加質量（付加回転慣性）として作用は小さいものと考えられる。

図-6に桁および電柱の共振速度を示す。車両長を L_c 、構造物の固有振動数を n とすれば、 i 次共振速度 V_{rsi} は、

$$V_{rsi} = L_c n / i \quad (1)$$

と表すことができる⁷⁾。なお、桁たわみおよびねじりは

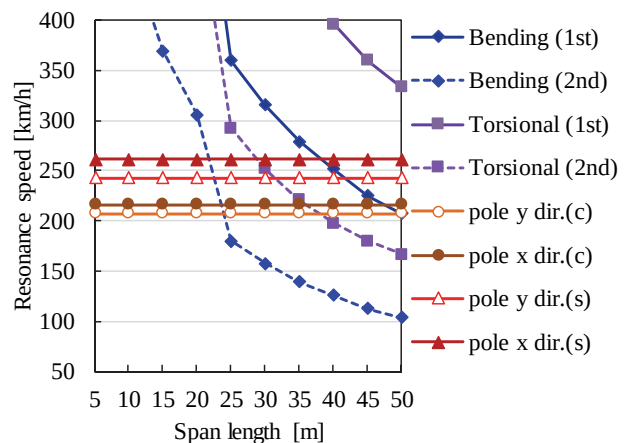


図-6 桁たわみ、ねじり、電柱の共振速度

(たわみ、ねじりは2次共振まで、電柱凡例(c)はコンクリート柱、(s)は鋼管柱、y方向は橋直、x方向は橋軸)

2次共振まで ($i=1,2$) を示す。また、コンクリート柱を(c)、鋼管柱を(s)、橋直方向をy方向、橋軸方向をx方向として凡例に示す。

桁において顕著な動的応答増幅をもたらす1次共振速度は径間長35m以上で300km/hを下回る。特に、径間長35～50mでは各電柱の1次共振と重複する傾向にあるため、

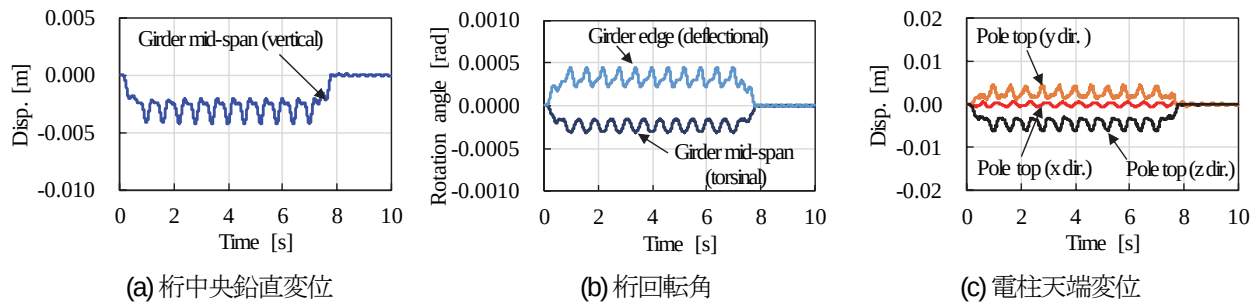


図-7 列車通過時の時刻歴波形 ($L_b=30\text{m}$, 鋼管柱, 桁中央建植, 150km/h の例)

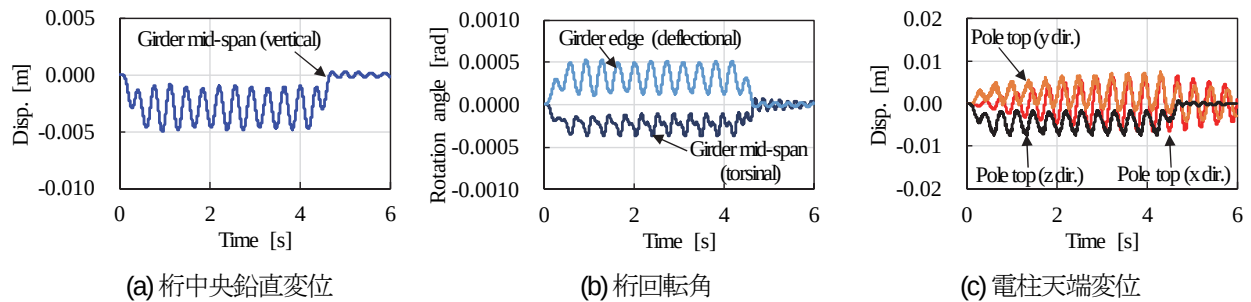


図-8 列車通過時の時刻歴波形 ($L_b=30\text{m}$, 鋼管柱, 桁中央建植, 250km/h の例)

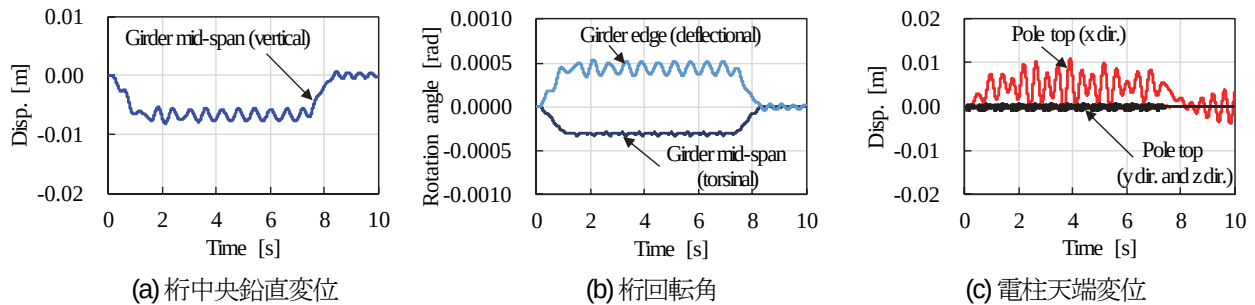


図-9 列車通過時の時刻歴波形 ($L_b=50\text{m}$, コンクリート柱, 桁端建植, 150km/h の例)

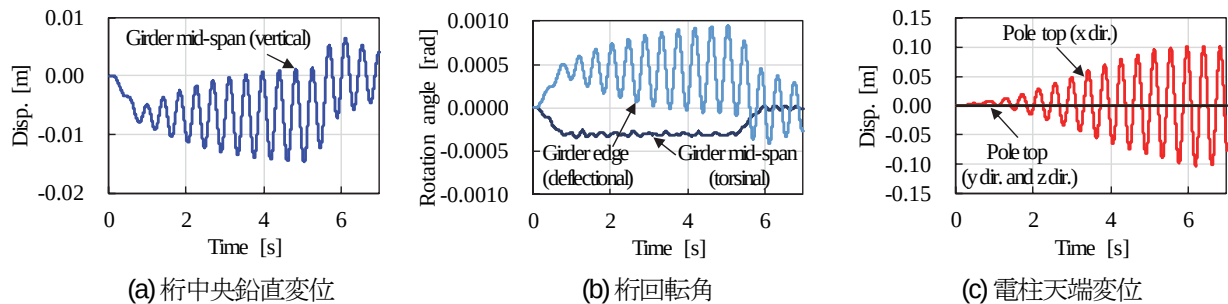


図-10 列車通過時の時刻歴波形 ($L_b=50\text{m}$, コンクリート柱, 桁端建植, 210km/h の例)

電柱の動的応答には共振による電柱単体の応答増幅だけでなく、桁の応答増幅も重複することが予測される。桁ねじりモードの1次共振速度は径間長 50m で 340km/h 程度であるが、ねじりモードの2次共振速度は径間長 $30\sim 40\text{m}$ の桁で 250km/h 付近となるため、電柱の1次共振速度が重複する。

(2) 時刻歴波形

図-7および図-8に径間長 30m の桁－電柱一体モデルの走行解析結果（時刻歴波形）を示す。例として、桁中央に鋼管柱が建植された場合における走行速度 150km/h お

よび 250km/h の結果を示す。なお、 150km/h は桁たわみモードの2次共振速度に、 250km/h は桁ねじりモードの2次共振速度に、それぞれ近接している。 150km/h の場合、桁中央のたわみ波形と桁端たわみ角波形に二次共振の影響がみられる。電柱振動には動的な応答増幅はなく、桁中央たわみおよびねじり変形に追従し、鉛直および橋直方向が主成分となる。一方で、 250km/h の場合、桁中央のねじり角波形に二次共振の影響が見られる。また、桁中央のたわみ波形と桁端のたわみ角にも若干の応答増幅がみられる。電柱の波形は橋軸および橋直方向に動的な応答増幅が確認できるが、周期は鉛直変位と概ね一致

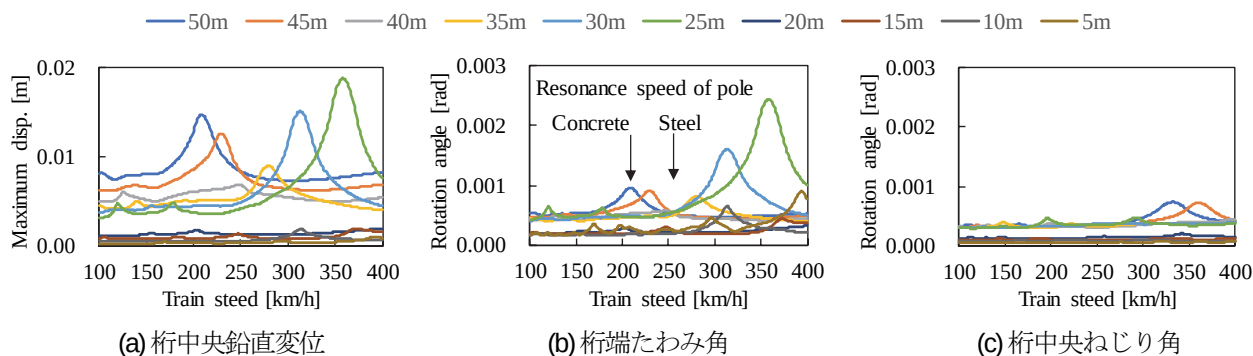


図-11 列車通過時の桁応答最大値と列車速度の関係（コンクリート柱、桁端建植）

し、電柱の共振による応答増幅が生じたと理解できる。

図-9および図-10に径間長50mの桁-電柱一体モデルの走行解析結果（時刻歴波形）を示す。なお、図-10(c)のみ縦軸のスケールが異なることに留意されたい。ここでは例として、桁端にコンクリート柱が建植された場合における走行速度150km/hおよび210km/hの結果を示す。210km/hは桁たわみモードとコンクリート柱の1次共振速度と概ね一致するため、桁たわみおよび桁端たわみ角に大きな動的応答増幅を確認できる。桁端に建植された電柱は、橋軸方向に大きな動的応答増幅が生じ、列車通過直後に片振幅で100mmを超えるほどの振幅が励起されている。さらに、桁たわみの共振により列車通過後も比較的振幅の大きい残留波形が確認でき、これが電柱への加振力として列車通過後も電柱に作用することで、電柱天端の橋軸方向変位は列車通過後もなかなか減衰しない傾向がみられる。したがって、桁と電柱がともに共振するような場合においては最大振幅のみならずその繰り返し回数についても留意する必要があると考えられる。

(3) 桁の最大変位

図-11に桁中央での鉛直最大変位、桁端での最大たわみ角、桁中央での最大ねじり角と列車速度の関係を示す。なお、電柱はコンクリート柱が桁端建植とした場合を示すが、鋼管柱の場合および他建植位置の場合でも変化しないことを付記しておく。

図-6に示したように、径間長25m以上の桁では、210km/hから360km/hまでの速度で桁の1次共振に伴うピークが確認できる。これらと比較して、径間長20m以下のたわみは小さく、概ね2mm以下となった。桁端たわみ角は1次モードが卓越する場合、桁中央たわみの π/L_0 倍となるため、桁たわみと比較して相対的に短径間の桁のたわみ角が増加する傾向にある。

桁中央ねじり角は径間長50mおよび45mにおいて340km/hおよび360km/hで若干の共振ピークを確認できるが、その値は桁端たわみ角に比べて小さく、基本的に準静的な応答性状であると考えられる。100km/hにおける準静的な最大値と比較した場合、桁中央ねじり角は桁端

たわみ角の概ね半分程度であった。したがって、単純に列車通過時の桁の回転角のみで考えれば、桁端のたわみ角の方が、桁中央のねじり角よりも電柱を大きく揺らす可能性が高い。ただし、桁中央における橋直方向振動の加振源には電柱の偏心と桁鉛直加速度により成分も重複するが、これについては次節で詳述する。

(4) 電柱の最大変位

図-12から図-14に基本ケースにおける各建植位置でのコンクリート柱天端最大変位と列車速度の関係を示す。

図-12から図-14より、電柱の天端変位の最大値から、建植位置により振動方向が異なり、桁端では橋軸方向が、桁中央では橋直方向および鉛直方向がそれぞれ卓越し、L/3地点で橋軸および橋直の両方向の振動が生じる傾向が確認できる。鉛直方向振動に関しては基本的に桁の鉛直振動に追従したものとなっている。

図-12に示す桁端における橋軸方向振動には、電柱の固有振動数に対応した210km/hで共振に伴う最大値の増加が確認できるほか、桁の共振速度（径間長35m, 30m, 25mでそれぞれ280km/h, 315km/h, 360km/h）でも最大値の増加が生じる傾向にある。また、径間長45mおよび50mにおいては、電柱と桁で共振速度と近接しており、これらが重複することで顕著な動的応答の増加が生じる。

図-14に示す桁中央に建植された電柱の橋直方向振動には、電柱の固有振動数に対応した205km/hで共振に伴う最大値の増加が確認できる。しかしながら、桁ねじり共振に伴う電柱の橋直方向への動的応答増幅は確認できず、桁のねじり変形が電柱の橋直方向振動に及ぼす影響は限定的であると考えられる。桁中央に建植された電柱では、桁のねじり変形の他、図-15に示すように電柱添加物により橋直方向（内側）へ偏心した電柱に鉛直加速度が作用することで水平加速度が生じるため、桁の鉛直振動が電柱の橋直方向振動の加振源となる。解析結果においても橋直方向で最大のピークを有する径間長50mの桁は205km/hで桁たわみの1次共振が生じており、桁の鉛直加速度の増大に伴い電柱の橋直方向振動が増加したものと考えられる。

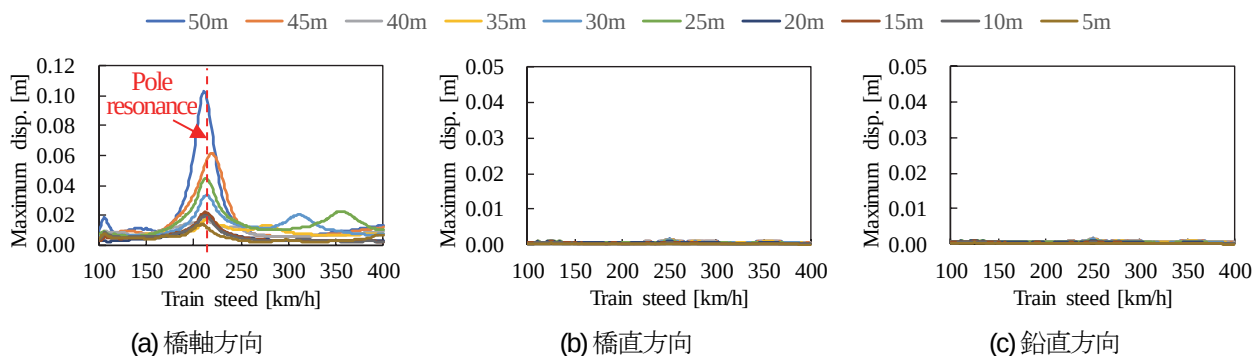


図-12 列車通過時の電柱応答最大値と列車速度の関係（コンクリート柱，桁端建植）

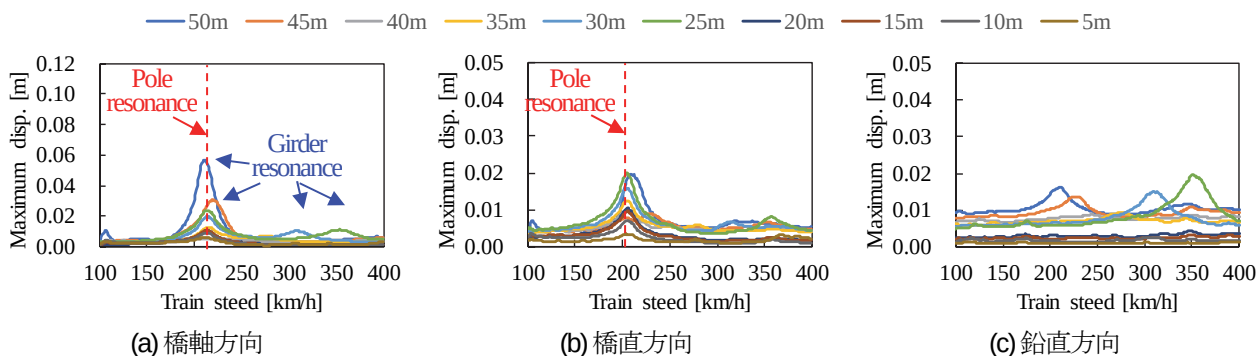


図-13 列車通過時の電柱応答最大値と列車速度の関係（コンクリート柱，桁L/3建植）

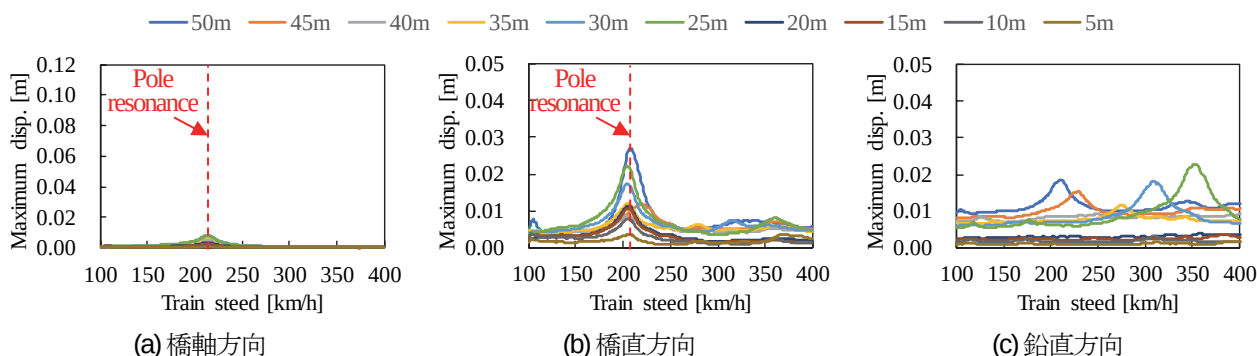


図-14 列車通過時の電柱応答最大値と列車速度の関係（コンクリート柱，桁中央建植）

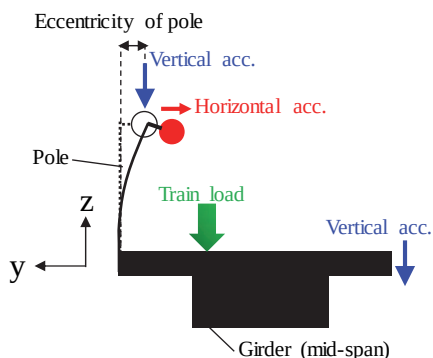


図-15 上下加速度による電柱橋直方向振動の発生メカニズム

図-13 に示す桁 L/3 に建植された電柱の振動性状は桁端と桁中央の中間的な性状を有する。いずれの方向においても振動が生じるが、橋軸方向は桁端よりも、橋直および鉛直方向は桁中央よりも小さい振幅となる。

表-3 に走行速度 360km/h までの各建植位置での電柱天端最大変位を整理する。なお、最大変位は橋軸および橋直方向最大変位の二乗和の平方根により算出した。

表-3 コンクリート柱天端の最大変位 (mm)

	5m	10m	15m	20m	25m	30m	35m	40m	45m	50m
桁端	14.0 (1.0)	19.4 (1.0)	22.0 (1.0)	20.9 (1.0)	44.9 (1.0)	33.4 (1.0)	17.7 (1.0)	16.7 (1.0)	61.1 (1.0)	103.0 (1.0)
桁L/3	7.3 (0.5)	11.4 (0.6)	14.3 (0.6)	14.8 (0.7)	31.2 (0.7)	25.3 (0.8)	17.7 (1.0)	11.5 (0.7)	31.9 (0.5)	60.1 (0.6)
桁中央	3.8 (0.3)	7.9 (0.4)	10.9 (0.5)	11.8 (0.6)	23.7 (0.5)	19.2 (0.6)	14.0 (0.8)	10.2 (0.6)	12.4 (0.2)	27.2 (0.3)

() : 各径間長の最大値に対する倍率

表-3 より径間長によらず桁端建植で最も大きな振幅が励起されることがわかる。なお、桁端建植の場合、桁共振と電柱共振が重複する径間長 45m と 50m で 50mm を超える大きな最大変位が生じている。これらの径間長では、桁中央に建植位置を移すことで、最大振幅が桁端の最大 20~30%程度まで低下する。

(5) 電柱種別の影響

図-16 に基本ケースにおける各建植位置での鋼管柱天

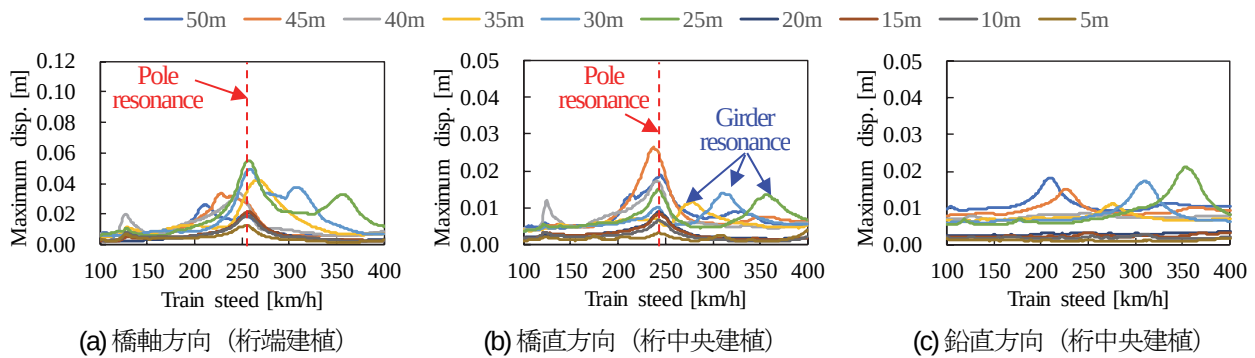


図-16 列車通過時の電柱応答最大値と列車速度の関係（鋼管柱）

表-4 鋼管柱天端の最大変位（mm）

	5m	10m	15m	20m	25m	30m	35m	40m	45m	50m
桁端	12.7 (1.0)	18.7 (1.0)	21.5 (1.0)	20.9 (1.0)	55.1 (1.0)	49.3 (1.0)	42.3 (1.0)	33.3 (1.0)	33.4 (1.0)	26.0 (1.0)
桁L3	3.8 (0.3)	7.9 (0.4)	10.9 (0.5)	11.8 (0.6)	23.7 (0.4)	19.2 (0.4)	14.0 (0.3)	10.2 (0.3)	12.4 (0.4)	26.0 (1.0)
桁中央	3.1 (0.2)	6.6 (0.4)	8.6 (0.4)	9.3 (0.4)	16.7 (0.3)	15.9 (0.3)	13.4 (0.3)	18.3 (0.5)	26.7 (0.8)	18.9 (0.7)

() : 各径間長の最大値に対する倍率

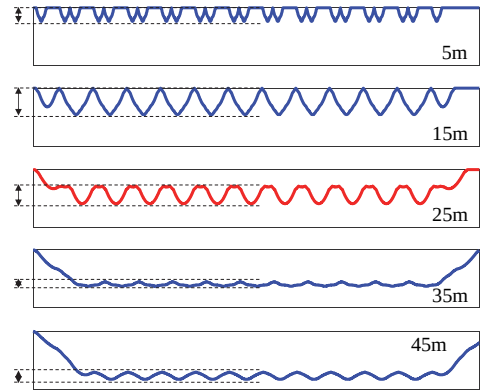


図-17 各径間長での準静的なたわみ波形の形状

端最大変位と列車速度の関係を示す。なお、前節の結果を踏まえ、図-16に桁端建植における橋軸方向、桁中央建植における橋直方向および鉛直方向の最大値を示す。

鋼管柱はコンクリート柱よりも固有振動数が高く、250km/h付近で橋軸および橋直の共振ピークを確認できる。いずれの振動方向も径間長25m以上の桁の1次共振速度において電柱応答の増幅を確認できる。

桁のねじり共振となる360km/h付近で橋直方向の最大値の応答増幅を確認できないことから、電柱における橋直方向振動に対しては、桁のねじり変形よりも、桁の鉛直振動に伴い電柱に生じる鉛直加速度の影響が大きいと考えられる。橋直方向で最大値を有する径間長45mの桁の共振速度（240km/h）付近で鉛直振動が卓越することもこの考察を裏付けている。

表-4にコンクリート柱と同様に走行速度360km/hまでの各建植位置での電柱天端最大変位を整理する。表-4より径間長50mを除き、桁端建植の場合に最も大きな振動が励起される。なお、桁端建植された鋼管柱では、桁のと電柱の共振速度が若干異なる径間長25mおよび30mでも大きな振動が励起された。径間長25mの桁はコンクリート柱の共振時最大振幅も比較的大きい値を示す。

図-17には大きさ1の移動荷重列が桁を通過する際の準静的な桁たわみ波形を示す。なお、ここでは桁たわみはサイン半波で仮定した。図-17に示すように、径間長が25mの場合、車両長と一致するため、列車通過中の桁応答がサイン波に近い形になるうえ、25m以上の径間長と比較して列車通過中の定常区間における振幅も大きい。したがって、電柱にとっては径間長25mの桁は、移動荷重列をサイン波に変換する物理フィルタとして作用して

しまう。これにより径間長25mの桁は桁共振速度以外でも電柱を大きく振動させると考えられる。

以上より、電柱種別によらず、同一径間長であれば桁端よりも桁中央に電柱を建植した場合の方が最大変位を小さく抑えることが可能であるとともに、桁の共振と電柱の共振が重複した場合に電柱で大きな最大変位が生じること、特に桁端建植ではその影響が顕著であること、車両長と一致する径間長25mの桁は電柱振動を励起しやすいため、たとえ桁の共振速度が電柱の共振速度と一致しない場合でも桁端建植の電柱に大きな動的応答増幅が生じることを明らかにした。

(6) 支承の影響

図-18に支承バネを考慮した場合における桁端建植されたコンクリート電柱の橋軸方向最大変位を示す。なお、支承の鉛直および回転バネは、600mm×600mm×15mm×8層の標準的なゴム支承を参考にそれぞれ設定した。また、ここでは回転バネと鉛直バネについてそれぞれの影響度を評価するため、同時に考慮することはせず別々のモデルで解析を行った。

図-18から回転バネモデルは単純支持とほとんど変わらず、支承部の回転拘束の影響は小さい。鉛直バネモデルは桁たわみモードの固有振動数が若干低下したため、共振速度が変化し、特に径間長50mおよび45mの桁上電柱の最大振幅が変化している。単純支持では径間長50mの桁共振速度と電柱の共振速度が一致し、100mm程度の

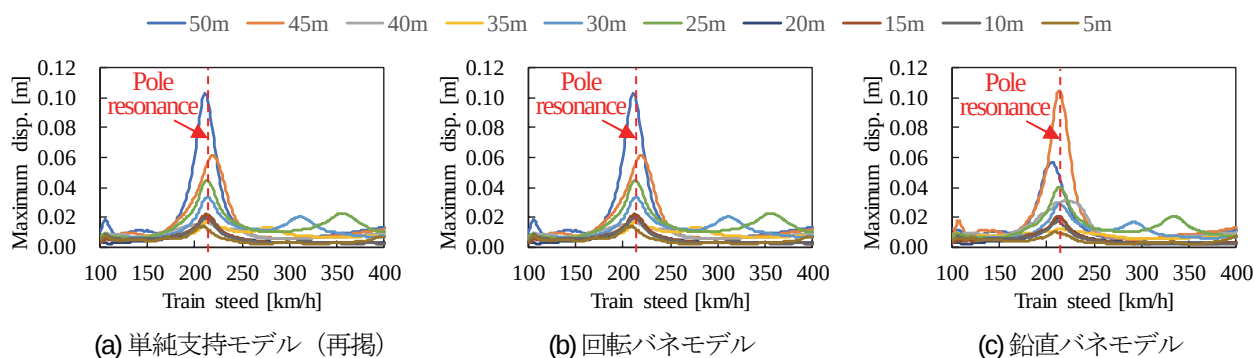


図-18 列車通過時の電柱応答最大値と列車速度の関係（コンクリート柱，桁端建植）

ピーク値を生成したが，鉛直バネモデルでは固有振動数が低下し，桁の共振速度と電柱の共振速度が一致しないため，ピーク値が50mm程度となっている．逆に径間長45mの桁は固有振動数が低下し，電柱の共振速度と一致したため100mm程度のピーク値が励起された．これら以外の径間長では大きな変化は見られず，支承鉛直バネは桁固有振動数の変化を通じて電柱振動に影響を及ぼすものの，電柱振動への直接的な影響は小さいと考えられる．

度が一致しない場合でも電柱に大きな動的応答増幅が生じる可能性があることを明らかにした．なお，本研究は数値解析に基づく結果であり，今後，実測に基づく妥当性の検証を進める予定である．特に実務的に最も多く採用されてきた桁端建植で他建植位置よりも大きな変位が生じる点は，十分な検証が不可欠である．また，今後ば桁ではなく橋脚への電柱建植も検討していくべきと考えられる．合わせて，電柱と桁の固有振動数の比，および桁たわみ量を指標とした電柱振動の簡易評価法を整備していく予定である．

4. まとめ

本研究では高速鉄道における標準的なコンクリート桁と電柱を対象とし，桁－電柱一体モデルを用いた列車走行解を実施した．得られた結果を以下に示す．

- (1) 桁上電柱の最大振幅は，電柱の固有振動数に対応した共振速度でピークを形成し，桁端建植の電柱は桁共振と電柱共振が重複した場合に顕著な動的応答が生じる可能性を明らかにした．
- (2) 鋼管柱およびコンクリート柱のいずれも，同一径間長であれば桁端建植における橋軸方向最大変位が桁中央および桁L/3建植を上回ることを明らかにした．
- (3) 桁の準静的なたわみ波形がサイン波に近くなる径間長25mの場合，桁の共振速度と電柱の共振速

参考文献

- 1) 曾我部正道，松本信之，藤野陽三，涌井一，金森真，宮本雅章：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，pp. 83-102，2003．
- 2) 粕谷英利：北陸新幹線振動箇所における電化柱の影響について，交通・電気鉄道研究会（産業応用部門），Vol.23，pp.13-18，2016．
- 3) 常本瑞樹，網干光雄，清水政利，久須美俊一：電車線柱の剛性増加による振動抑制の検討，平成 21 年電気産業応用部門大会，No.3-4，pp. III157-III158，2009．
- 4) 藤江幸人，井口重信，松田芳範，小林薫：新幹線走行に伴う P R C 単純桁の振動について，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，2008．
- 5) 電力設備耐震性調査委員会：電車線路設備耐震設計指針（案）・同解説及びその適用例，1997．

（2018. 4. 6 受付）

NUMERICAL STUDY ON POLE DYNAMICS BUILT ON RAILWAY BRIDGES UNDER TRAIN PASSING

Kodai MATSUOKA, Mizuki TSUNEMOTO and Masamichi SOGABE

Along with the rapid increase in train speed in recent years, railway bridge resonances and failures in the wire equipment installation on these have been reported. However, there are some unknown points of pole dynamics on the bridges when train passing. In this study, numerical calculations focusing on the relationship between girder and pole dynamics induced by passing train load were conducted. The results revealed that pole at the end-span and mid-span mainly vibrate in rail direction and in the sleeper direction, respectively. And the pole vibration at the end-span is larger than at other construction positions in the same girder. In addition, from the viewpoint of dynamics, the overlap between the pole and girder resonances could excite a large dynamic response to the pole under train passing.