

桁端補強工法による橋梁交通振動軽減の解析的研究

ANALYTICAL STUDY ON REDUCTION OF TRAFFIC-INDUCED VIBRATION
DUE TO REINFORCEMENT PROCEDURE AT GIRDER END

山田靖則*, 川谷充郎**

Yasunori YAMADA and Mitsuo KAWATANI

*高田機工(株)設計部 部長代理 (〒556 大阪市浪速区敷津西 2-1-12)

**工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘 2-1)

Reinforcement procedures with concrete for sway bracing or cross beam at girder end have been put into practice in many bridges as one of countermeasures against traffic-induced vibration. This procedure is expected for reduction of traffic-induced vibration and noise when large and heavy vehicles move on expansion joint at girder end and unevenness nearby expansion joint. However, confirmations of these effects depend on the measurement in existing bridge or experimental bridge, and the design method of this reinforcement procedure of end sway bracing is empirical due to these experiments. In this paper, a test bridge with this reinforcement is analyzed by using the analytical method that is formulated by authors, in which 3-dimensional vehicle model with 8-degree-of-freedom moves on structural model with finite elements including plate elements as floor slab. Based on this analytical results, the reduction effects of this procedure are investigated and design parameters of this procedure are proposed. Furthermore, the reduction effects of this procedure under moving vehicle at high velocity that are difficult to examine in existing bridge are investigated.

Key Words: dynamic response analysis, end sway bracing, reinforcement procedure, high velocity vehicle

1. まえがき

道路橋上部工の走行荷重による各種振動に起因する環境振動の軽減対策として Fig. 1 のような対策が考えられている¹⁾。これらの対策のうち施工上あるいは研究・実験レベルで有力なものを次のように大別する。

- ① 構造改良型制振
 - ・ノージョイント（ジョイントレス）工法
 - ・桁端補強工法
 - ② 減衰付加型制振（振動制御）
 - ・パッシブ型制御
 - ・アクティブ型制御
 - ・ハイブリッド型制御
- ①の構造改良型制振のうち、ノージョイント（ジョイン

トレス）工法は、伸縮装置を撤去あるいは舗装下に埋め込むことによって路面を連続化し、伸縮装置ならびにその近傍の路面不陸上を大型重量車両が走行する際に発生する騒音、振動およびこれらが伝播された地盤振動を軽減しようとするものである。すでに日本道路公団、阪神高速道路公団、首都高速道路公団等での施工実績を有し、環境振動に対する効果がかなり認められている事例もある²⁾。そして最近になってこの工法の設計施工の手引き（案）が作成されている³⁾。

②の減衰付加型制振では、首都高速道路公団におけるテンドン棒を橋脚に用いたアクティブコントロール⁴⁾や、阪神高速道路公団、建設省土木研究所での動吸振器(TMD)の設置が実橋規模で行われた実験があり^{5), 6)}、筆者らも模型桁を用いたハイブリッド制御実験を継続して行っている

Countermeasure	Number of Cases								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
No-Joint Procedure									
Increment of Rigidity of Pier									
TMD									
Reinforcement of Main Girder and Cross Beam									
Connective of Girders									
Active Control									
Cable Stay of Girders									
Adjustment of Rigidity of Pier									
Viscous Damper									
Vibration-Proof Material									

(a) Countermeasures against low frequency vibration

Countermeasure	Number of Cases								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
No-Joint Procedure									
Increment of Rigidity of Floor Slab									
Reinforcement of End Sway Bracing									
Addition of Cross Beam at Girder End									
Reinforcement of End Cross Beam									
Reinforcement with Concrete of End Sway									
Increment of Support of Floor Slab									
Repair of Unevenness nearby Expansion Joint									
Improvement of Bearing Shoe									
Rubber Expansion Joint									
Reinforcement of Intermediate Sway Bracing									

(b) Countermeasures against high frequency vibration

Fig.1 Countermeasures against traffic-induced vibration of viaduct bridges

が⁷⁾、耐風・耐震用の装置のように恒常的に使用された例は道路橋ではない。また近年、現代制御理論を用いた橋梁の振動制御法が研究されているが⁸⁾、その実用化はまだ先になると思われる。

本研究の対象である桁端補強工法は、桁端の対傾構を鉄筋コンクリートで巻立て (Fig.2)、桁端から発生する振動および騒音を軽減しようとするものである。この工法は、日本道路公団による試験施工で効果を認められ、公団の設計要領にも取り込まれている⁹⁾。さらに、建設省土木研究所においても、所内の試験橋梁を用いてその効果の確認実験が行われている¹⁰⁾。本研究では、実橋実験でその効果が確認された、実用的に有力な構造改良型制振対策のひとつであるこの桁端補強工法について、三次元車両モデルを用いた有限要素解析によって、その効果を定量的に明らかにする。そして、その結果に基づいて設計への提案を行うものである。この工法は端対傾構の RC 巻立て工法あるいは桁端対傾構補強工法等と呼称されているが、本論文では桁端補強工法の呼称に統一する。

2. 解析手法

2.1 三次元動的応答解析

これまで、走行荷重による道路橋上部工の動的応答解析では、車両モデルの自由度に違いがあっても、ほとんど二次元車両モデルが用いられていた。これは解析対象の多くが上部工の全体振動であったためである。しかし、本研究のように、対象が床組や床版になってくると、車両のロー

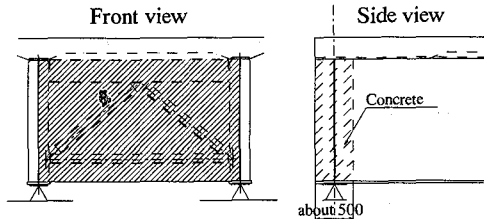


Fig.2 Outline of reinforcement procedure at girder end

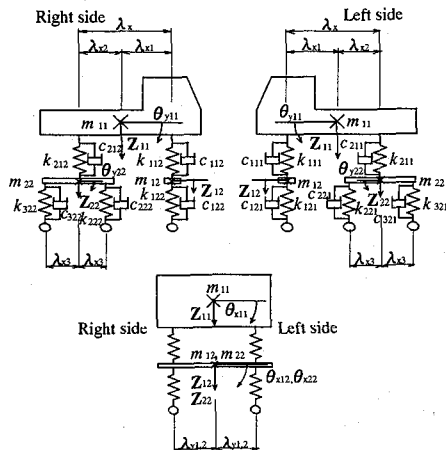


Fig.3 3-dimensional vehicle model with 8-degree-of-freedom

リングによる左右の車輪接地力の変動の影響を無視することはできないと考えられる。そこで、筆者らはこの車両の動的挙動を表現できる三次元車両モデルとして Fig. 3 に示す 8 自由度モデルを定式化した。この車両モデルと橋梁の連成振動の定式化について、その概略を以下に述べる。

2.2 走行車両による橋梁の連成振動方程式

橋梁の、走行荷重による強制振動方程式は式(1)で表される。

$$M_b \ddot{w} + C_b \dot{w} + K_b w = f \quad (1)$$

ここに、 M_b, C_b, K_b はそれぞれ質量、減衰、剛性マトリクスであり、 $w, \dot{w}, \ddot{w}$ は変位、速度、加速度のベクトルを示す。また、 f は外力ベクトルである。

w は固有振動モードと基準座標を用いて式(2)で表されるものとする。

$$w = \sum_i \varphi_i a_i = \Phi a \quad (2)$$

式(1)の右辺の外力項は車両の走行と振動を考慮して、式(3)で定義する。

$$f = \sum_{m=1}^3 \sum_{u=1}^2 \Psi_{mu}(t) P_{mu}(t) \quad (3)$$

ここに、 $\Psi_{mu}(t)$ は路面上の接地力を床版要素の 4 節点に割り振る荷重分配係数ベクトルであり、次式で示される。

$$\Psi_{mu}(t) = \{0; \dots; 0; \psi_{k,mu}; \psi_{k+1,mu}; \psi_{k+2,mu}; \psi_{k+3,mu}; 0; \dots; 0\} \quad (4)$$

$P_{mu}(t)$ は前・後軸の接地力であり、以降の三次元車両モデルの定式化の中で与えられる。

8 自由度系車両モデルの運動方程式は Fig. 3 の記号に従って、以下のように表される。

① 車両本体に関する振動方程式

$$m_{11} \ddot{z}_{11} + \sum_{s=1}^2 \sum_{u=1}^2 v_{s1u}(t) = 0 \quad (5)$$

$$m_{11} \lambda_{x1} \lambda_{x2} \ddot{\theta}_{y11} - \sum_{s=1}^2 \sum_{u=1}^2 (-1)^s \lambda_{xs} v_{s1u}(t) = 0 \quad (6)$$

$$m_{11} \lambda_{y1}^2 \ddot{\theta}_{x11} + \sum_{s=1}^2 \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{ys} v_{s1u}(t) = 0 \quad (7)$$

② 前輪ばね下質量に関する振動方程式

$$m_{12} \ddot{z}_{12} - \sum_{u=1}^2 v_{11u}(t) + \sum_{u=1}^2 v_{12u}(t) = 0 \quad (8)$$

$$m_{12} \lambda_{y1}^2 \ddot{\theta}_{x12} - \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{y1} v_{11u}(t) + \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{y1} v_{12u}(t) = 0 \quad (9)$$

③ 後輪ばね下質量に関する振動方程式

$$m_{22} \ddot{z}_{22} - \sum_{u=1}^2 v_{21u}(t) + \sum_{m=2u=1}^3 \sum_{u=1}^2 v_{m2u}(t) = 0 \quad (10)$$

$$m_{22} \lambda_{x3}^2 \ddot{\theta}_{y22} + \sum_{m=2u=1}^3 \sum_{u=1}^2 (-1)^m \lambda_{x3} v_{m2u}(t) = 0 \quad (11)$$

$$m_{22} \lambda_{y2}^2 \ddot{\theta}_{x22} - \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{y2} v_{21u}(t) + \sum_{m=2u=1}^3 \sum_{u=1}^2 (-1)^u \lambda_{y2} v_{m2u}(t) = 0 \quad (12)$$

ここに、ばね上振動の式(5)～(7)に関して、

$$\begin{aligned} v_{s1u}(t) = & k_{s11} \left\{ z_{11} - (-1)^s \lambda_{xs} \theta_{y11} \right. \\ & + (-1)^u \lambda_{ys} \theta_{x11} - z_{s2} - (-1)^u \lambda_{ys} \theta_{xs2} \left. \right\} \\ & + c_{s11} \left\{ \dot{z}_{11} - (-1)^s \lambda_{xs} \dot{\theta}_{y11} + (-1)^u \lambda_{ys} \dot{\theta}_{x11} \right. \\ & \left. - \dot{z}_{s2} - (-1)^u \lambda_{ys} \dot{\theta}_{xs2} \right\} \end{aligned} \quad (13)$$

である。前軸ばね下振動の式(8), (9)に関して、

$$\begin{aligned} v_{12u}(t) = & k_{s21} \left\{ z_{12} + (-1)^u \lambda_{y1} \theta_{x12} - w_{mu} \right\} \\ & + c_{s21} \left\{ \dot{z}_{12} + (-1)^u \lambda_{y1} \dot{\theta}_{x12} - \dot{w}_{mu} \right\} \end{aligned} \quad (14)$$

である。 v_{11u} は式(13)において $s=1$ として求められる。

後軸ばね下振動の式(10)～(12)に関して、

$$\begin{aligned} v_{m2u}(t) = & k_{m2u} \left\{ z_{22} + (-1)^m \lambda_{x3} \theta_{y22} \right. \\ & + (-1)^u \lambda_{y2} \theta_{x22} - w_{mu} \left. \right\} + c_{m2u} \left\{ \dot{z}_{22} \right. \\ & \left. + (-1)^m \lambda_{x3} \dot{\theta}_{y22} + (-1)^u \lambda_{y2} \dot{\theta}_{x22} - \dot{w}_{mu} \right\} \end{aligned} \quad (15)$$

であり、 v_{21u} は式(13)において $s=2$ として求められる。

車輪接地点の変位 w_{mu} は橋桁ならびに床版の変位 $w(t, x_{mu})$ と路面凹凸 $z_0(x_{mu})$ により式(16)で表される。

$$w_{mu} = w(t, x_{mu}) - z_0(x_{mu}) \quad (16)$$

荷重としての前輪、後輪の左右輪の接地力は式(17)で表される。

$$\begin{aligned} P_{mu}(t) = & \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\lambda_{x1}}{\lambda_x} \right) m_{11} g + \frac{1}{2} m_{12} g \\ & + v_{12u}(t) \quad (m=1) \\ P_{mu}(t) = & \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\lambda_{x2}}{\lambda_x} \right) m_{11} g + \frac{1}{2} m_{22} g \\ & + v_{m2u}(t) \quad (m=2,3) \end{aligned} \quad (17)$$

ここに、 g は重力加速度である。

式(14), (15)を式(17)に代入すると各左右輪の接地力が求められる。

式(5)～(12)と式(1)を連立させることにより、路面凹凸を有する橋梁と車両の連成振動方程式を誘導することができる¹¹⁾。この展開は煩雑であるのでここでは省略する。

3. 実橋モデルでの解析

Fig. 3の車両モデルを用いて、本工法を適用した場合の橋梁の動的応答解析を行う。解析対象は、実測値や筆者らのシミュレーション解析結果を有する、阪神高速道路旧梅田入路橋 (Fig. 4) とする。

3.1 解析モデル

(1) 構造モデル

対象橋梁の構造諸元を Table 1 に、解析のための構造モデルを Fig. 5 に示す。本モデルにおける端対傾構を除く各構造要素の仮定は以下のとおりである。

- ① 主桁は床版断面を有効とする合成桁として断面 2 次モーメントを算出する。このときの鋼とコンクリートの弾性係数比は $n=7$ を使用する。しかし、後述の

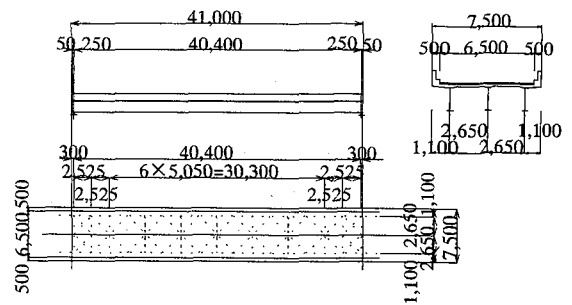


Fig. 4 General view of Umeda Entrance Bridge

Table 1 Properties of Umeda Entrance Bridge

Bridge length		41.0m
Full width		7.5m
Bridge type		Composite girder
Span length		40.4m
Number of girders		3 girders
Space of girders		2.65m
Web height		1.600m
Stiffness of end sway bracing	Without reinforcement	$I=0.0002 \text{ m}^4$ $J=0.0 \text{ m}^4$
	With reinforcement	$I=0.0244 \text{ m}^4$ $J=0.008 \text{ m}^4$

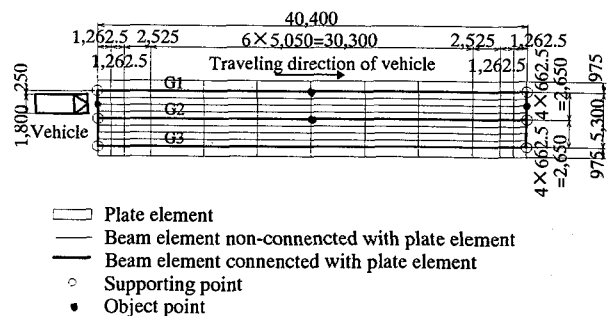


Fig. 5 Structural model and traveling position of vehicle

ように床版や壁高欄は別の要素として入力するのでそれら自身の断面 2 次モーメントは別の要素として評価するものとし、主桁中立軸からの断面 2 次モーメントのみを考慮する。さらに、本橋は 3 主桁の鉸桁であり桁下面全面に横構を有しているので、床版、外桁腹板および横構面からなる疑似箱桁のねじり剛性を求め、各桁にその $1/3$ つつを考慮する¹²⁾。

- ② 床版は厚さ 17cm の等方性板要素とし、ハンチ部における厚さの変化は無視する。
- ③ 中間対傾構は換算断面 2 次モーメントを有する梁要素とし、主桁とのみ結合する。
- ④ 壁高欄は床版の張り出し部先端に梁要素として評価する。断面 2 次モーメントは壁高欄自身のもののみを考慮する。

(2) 端対傾構のモデル化

端対傾構の剛性は床組としての剛性に着目する。すなわち、逆 V 型に組まれた端対傾構の上弦材の T 荷重によるたわみと等しくなる剛性を有し、主桁間隔を支間とする梁要

素を考え、関係する各床版要素と結合する。床版との結合の度合いはこの梁要素のねじり定数 J によって評価する。すなわち、 $J=0$ のときは床版のたわみ角は拘束されず、 $J=J_i$ のときはこのたわみ角を拘束している（鉄筋コンクリートを巻立てたとき床版と剛結している）ことを表している。補強後の端対傾構（以下、端横桁という）の断面 2 次モーメントおよびねじり定数はこれまでの事例を参考にして、端横桁高さを主桁と同じとし、コンクリート厚さを 50cm として求める。

本解析対象の橋梁で考えると、道路橋示方書の活荷重たわみ規定を満足する逆 V 型端対傾構の上弦材の断面 2 次モーメントに等価な梁要素の断面 2 次モーメントは、以下のように与えられる。

$$I_0 = \frac{Pl^3}{48 \cdot E \cdot (l/2000)} = \frac{8.0 \times 2.65^3}{48 \times 2.1 \times 10^7 \times (1.325/2000)} = 0.000223(m^4)$$

ここに、 l は端対傾構（端横桁）支間である。

端横桁断面は、前述のように高さを主桁腹板高と同じ (1.6m) とし、コンクリート厚を 50cm とする。弾性係数比 $n=7$ とすれば、巻き立て後の横桁それ自身の断面 2 次モーメントは、

$$I = \frac{1}{12 \cdot n} h_w^3 t = \frac{1}{12 \times 7} \times 1.6^3 \times 0.5 = 0.0244 (m^4) \\ \approx 109 I_0$$

となる。また、ねじり定数は $n=8.3$ として、

$$J = \frac{1}{3 \cdot n} h_w t^3 = \frac{1}{3 \times 8.3} \times 1.6 \times 0.5^3 = 0.00803 (m^4)$$

となる。

(3) 車両モデル

車両モデルは Fig. 3 に示したとおりである。この車両モデルの諸元を Table 2 に示す。

(4) 路面凹凸

路面凹凸として対象とした橋梁の実測データを使用する¹³⁾。

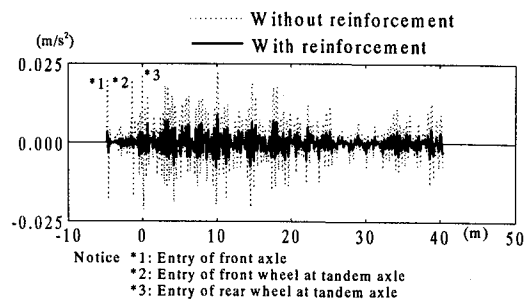
3.2 数値解析結果

走行車両による橋梁の動的応答解析における数値積分には Newmark- β 法を用いる。このとき、 $\beta=1/4$ とし、各時間間隔における収束判定は加速度について $1/1000$ 以内とする。考慮した振動モード次数は 20 次 ($f_{20}=23.8\text{Hz}$) までである。

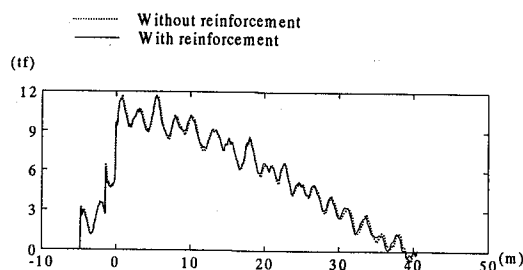
解析結果の時系列例として、Fig. 5 に示す位置を走行する車両による、端横桁中央部の応答加速度と、G1 桁の進入側支点の反力を Fig. 6 に示す。車両の走行速度は 4.745m/s (17.1km/h) であり、車両の初期条件は加速度、速度ともに 0 である。補強された端対傾構の応答加速度は当然のことながら大幅に減少し、反力についてもわずかに減少していることが見てとれる。とくに、車両進入側の端横桁において、車輪の進入時のパルス応答がなくなっているのが分かる。

Table 2 Dynamic properties of model vehicle

	Front axle		Rear axle		Total
	upper	lower	upper	lower	
Weight (tf)	4.88	0.5	14.59	1.5	19.47
Natural frequency (Hz)	3.0		3.0		
Spring constant (tf/m)	161	321	482	482	
Damping coefficient (tf·s/m)	1.14	1.36	3.41	2.05	



(a) Acceleration of end floor (entrance side)



(b) Reaction force of external girder (traveling side)

Fig. 6 Examples of time history of reinforcement effect

Table 3 Reduction effect by reinforcement

Object	Entering Axle	Unit	Without	With	Reduction Effect (dB)
Acceleration of End Floor	F	m/s^2	0.02000	0.00341	15.4
	FT		0.01964	0.00191	20.3
	RT		0.02147	0.00313	16.7
Reaction Force of Main Girder (Traveling Side)	F	kgf	3.205	3.060	0.40
	FT		6.365	6.143	0.31
	RT		9.621	9.447	0.16

where, F : Front Axle
FT : Front Wheel of Tandem Axle
RT : Rear Wheel of Tandem Axle

3.3 軽減効果の評価

本工法の振動軽減の評価量として、端横桁および主桁の応答加速度と主桁の動的反力を用いる。振動軽減の効果を式(18)に示す振動レベルで表す。 L の符号は効果を生じる場合を正とする。

$$L = -20 \log_{10} (A/A_0) \quad (18)$$

ここに、 A_0 は対策前の評価量の値であり、 A は対策後の評価量の値である。

車軸が橋梁に進入するときの端横桁の応答加速度および主桁反力の極大値に着目した補強の効果を Table 3 に示す。この表から、端横桁における振動軽減効果は 15dB を

Table 4 RMS value of acceleration and reaction for object bridge

Parameter	Member,	Position	Unit	Without reinforcement	With reinforcement			
					J=0	Effect(dB)	J=0.008	Effect(dB)
Acceleration	End sway bracing (End		m/s ²	4.399E-05	5.925E-06	17.4	5.585E-06	17.9
	Main girder	External		0.01115	0.00944	1.4	0.00910	1.8
		Internal		0.00663	0.00682	-0.2	0.00689	-0.3
Reaction Force	External girder	Entrance	tf	0.469	0.423	0.9	0.411	1.1
		Exit		0.429	0.419	0.2	0.412	0.4
	Internal girder	Entrance		0.0738	0.0807	-0.8	0.0815	-0.9
		Exit		0.0693	0.0767	-0.9	0.0778	-1.0

超えることが分かる。この効果は本補強を行った橋梁において桁端部からの衝撃音（太鼓音ともいわれている）がなくなったという報告に符合するものと考えられる。また、上記評価量の動的振動成分の RMS 値を Table 4 に示す。本表から、本工法は単に端対傾構（端横桁）の振動低減のみでなく、主桁の応答加速度や車両進入側外桁の動的反力の低減にも、わずかではあるが効果のあることが分かる。外桁と内桁の RMS 値を比較すれば、外桁では低減効果がみられ、逆に内桁ではわずかに応答が増加していることから、この主桁加速度や動的反力の低減は、端横桁の剛性の増加が、床版と協働して橋全体のねじれ振動を抑えているためであることが分かる。

巻立てたコンクリートと床版の結合は、ねじり定数 J を考慮した剛結合の方が、 J を考慮しない、床版の回転を許容する結合（実施工では床版と巻き立てコンクリート間に空隙がある場合）よりも、端横桁および外主桁の加速度について数％程度効果があることが分かる。

3.4 パラメータ解析

端横桁の剛性の変化による振動軽減効果を見るため、端横桁の断面 2 次モーメントを変化させた解析を行う。

端横桁の剛度を 10, 100, 1000 倍とパラメトリックに変化させた場合の評価量の RMS 値を Fig. 7 に示す。10 倍の剛度とは対傾構をかなり剛な鋼製横桁に変更したものに相当し、100 倍の剛度とは上記の解析にみるように約 50cm 厚のコンクリート横桁に相当する。1000 倍の剛度は実橋においては現実的ではないが、補強効果の上限がどのくらいになるかを見るために用いたものである。Fig. 7 から以下のことがいえる。

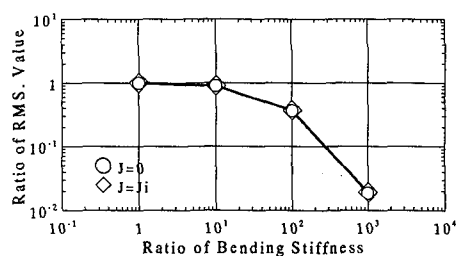
- ① 端横桁の応答加速度は曲げ剛性の増加とともに減少し、とりわけ、100 倍以上の剛性になると急激に減少する。
- ② 主桁の加速度は外桁については端横桁の曲げ剛性の増加とともに減少する。内桁は逆に微増する。
- ③ 動的反力も主桁加速度と同様の傾向があるが、外桁の反力の減少分は内桁の反力の増加となって現れている。
- ④ 端横桁のねじり剛性は、Fig.7(a)に示すように、端横桁それ自身の加速度の減少にはほとんど影響を与えない。しかし、主桁の加速度や動的反力については

数％程度制振効果を高めている。

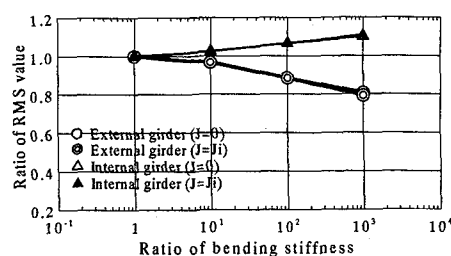
- ⑤ 主桁の加速度および動的反力の傾向から、端横桁の剛性は橋全体のねじれ振動をわずかではあるが抑えていると考えられる。これは端横桁のねじり変形拘束効果において床版が協働しているためと考えられる。

4. 高速走行車両による動的応答に対する効果

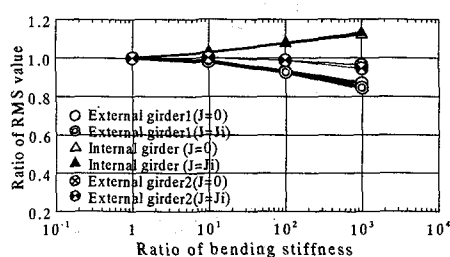
この桁端補強工法について、環境振動影響に大きな要因となる車両の高速走行時の効果を検討する。高速走行車両による橋梁の動的応答解析は、これまで山田・小堀¹⁴⁾、吉



(a) Acceleration of end floor vs. bending stiffness of end floor



(b) Acceleration of main girder vs. bending stiffness of end floor



(c) Dynamic reaction force vs. bending stiffness of end floor

Fig. 7 Results of parametric analysis

村・彦坂・内保¹⁵⁾、岡林¹⁶⁾らが不規則振動論に基づく解析を主桁の応答に着目して行っており、車両走行速度の増加にともなって橋梁の動的応答が大きくなることを指摘している。しかし、用いている解析モデルは簡易なものであり、橋梁各部の動的応答を提示するには至っていない。ここではまず、3. で用いた解析手法によって求めた高速走行車両下での主桁に関する動的応答を考察し、その結果とあわせて本工法を適用したときの制振効果を考察する。

4. 1 橋梁の動的応答

(1) 解析条件

車両の走行速度は 40, 60, 80, 100, 120km/h とする。ここで

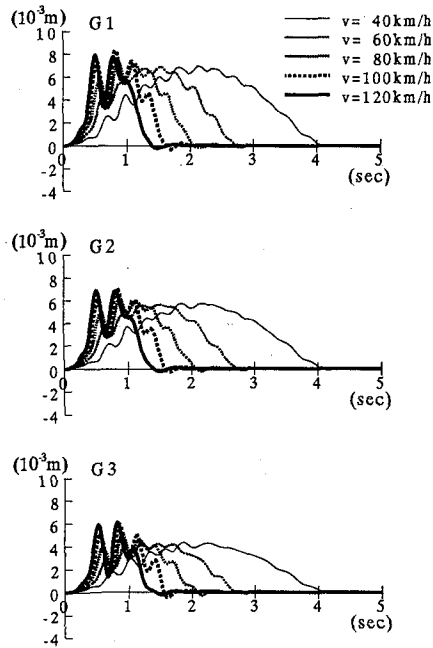


Fig. 8 Displacement at center of span

120km/h を上限としたのは道路構造令¹⁷⁾に規定する設計速度の上限値に合わせたものである。その他の条件は 3. における解析と同様である。

(2) 解析結果

1) 主桁の変位

主桁変位の時系列を Fig. 8 に示す。本図から車両の走行速度の増加にともない、動的応答が増加していることが分かる。

2) 主桁の曲げモーメント

主桁の曲げモーメントの時系列を Fig. 9 に示す。たわみと同様に、車両速度の増加にともない動的応答が大きくなっている。また、最大値と速度の関係では G2 桁ではそれ

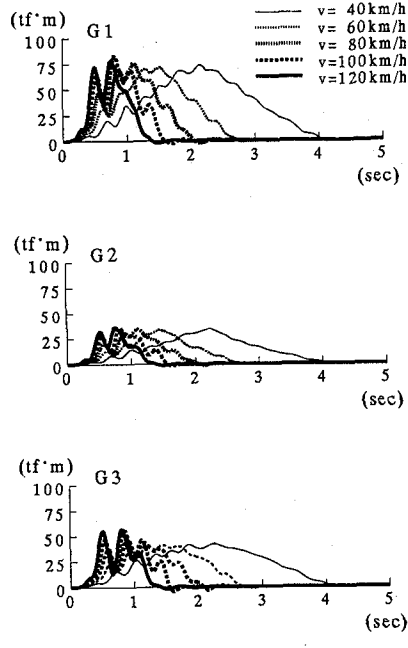


Fig. 9 Bending moment at center of span

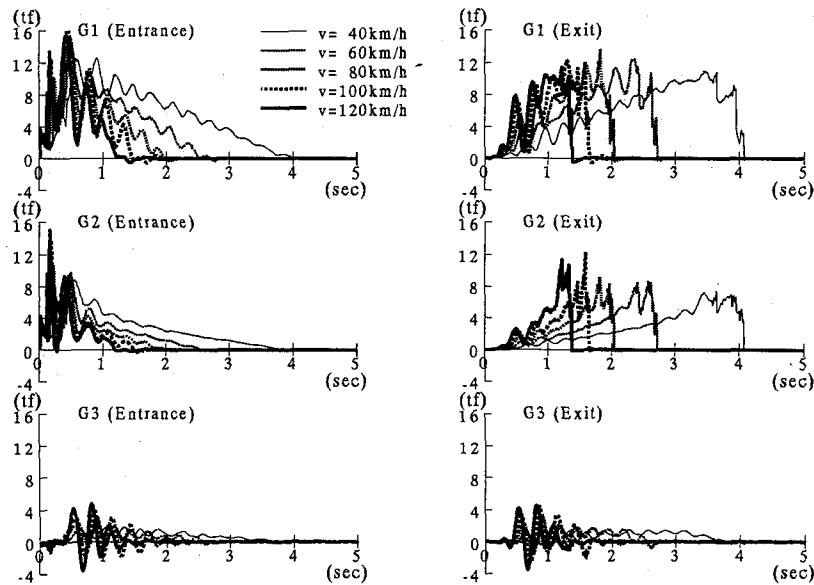


Fig.10 Reaction force on supports

ほど変化はないものの、G1 桁および G3 桁では同位相で大きくなっている。

3) 動的反力

車両進入側および車両退出側の支点反力の時系列を Fig. 10 に示す。車両進入側では車両の走行速度の増加にともないすべての桁で反力は大きくなっているが、車両退出側では G1 桁の反力の最大値はほとんど変わらない。

4) 主桁に関する動的応答のまとめ

1) ～ 3) で示した動的解析結果について車両走行速度と最大応答値の関係を Fig.11 に示す。この図から、これまで指摘されていたように、車両走行速度の増加にともない応答値も大きくなることが分かる。そして、車両走行速度が 40km/h のときを基準とすれば、応答値は 1.14～4.34 倍になっていることが分かる。さらに、動的変動成分に着目し、それぞれの応答値について RMS を計算する。その結果を Fig.12 に示す。本図から、動的応答の変動成分の RMS 値は車両走行速度が時速 60km/h までは大きな増加はないことが分かる。しかし、車両走行速度が 60km/h を超えるとすべての解析結果において、RMS 値は急速に増大し、最大値の場合と同様に 40km/h の場合を基準にすれば、その増加は 2.04～4.90 倍となっていることが分かる。本解析においては車両速度が $v=120\text{km/h}$ の場合に主桁のたわみや加速度において応答値の低下が見られる。走行車両による橋梁の動的応答と車両速度の関係は、一般的には速度の増加とともに動的応答が増減を繰返しながら全体的に大きくなる傾向を示す。本解析結果はこのうちの減少部分が示されたものと思われる。

なお、本結果における走行速度は対象橋梁についてのものであり、様々な支間の橋梁に対する一般的な走行速度とは言い難い。そこで本解析での車両走行速度に対して、式 (19) の速度パラメータを用いて様々な支間の桁橋における換算速度を示す。

速度パラメータ： $\alpha = v \frac{T_1}{2L}$

(19)

ここに、 v ：車両走行速度 (m/s)、 T_1 ：1 次固有周期 (sec)、 L ：支間 (m)である。

解析対象橋梁における速度パラメータを用いて、支間 20m～80m の桁橋での換算速度を計算し Table 5 に示す。この際、1 次固有周期 T_1 は文献 18) における 1 次固有振動数 f_1 の推定式

$f_1 = 49.1 \cdot L^{-0.779}$

(20)

によって求める。

4. 2 桁端補強工法の効果

(1) 端横桁のたわみ、加速度

桁端の補強は 3. の結果に基づき、補強後の断面 2 次モーメントが端対傾構の上弦材の必要断面 2 次モーメントの 100 倍となるものとする。まず、端横桁の動的応答について考察する。端横桁のたわみ応答の時系列を Fig.13 に示す。車両進入側では車両進入時に最大たわみを生じるが $v=100\text{km/h}$ 以上になると若干たわみの最大値は小さくなる傾向が見られる。これに対して、車両退出側では輪荷重の直接載荷によるたわみは車両速度の変化によっては大きく変化せず、主桁の振動によるたわみが車両速度の増大ともなって大きくなることが分かる。

(2) 桁端補強工法の効果

車両が高速走行するときの桁端補強工法の効果について、端横桁の変位および加速度、主桁 G1 の加速度、同じく主桁 G1 の支点反力の最大値、ならびに端横桁、主桁 G1 の加速度と主桁 G1 の支点反力の動的成分の RMS 値についてまとめたものを Table 6 に掲げる。この表から、端横桁については、変位、加速度ともに車両の走行速度が大きくなっても 20dB を超える振動低減がなされており、かつ、最大値および RMS 値はともに補強前よりも補強後の

Table 5. Equivalent vehicle's velocity due to velocity parameter

Velocity of vehicle (km/h)	Velocity parameter Eq.(19)	Equivalent vehicle's velocity (km/h)					
		Span 20m	Span 30m	Span 40m	Span 50m	Span 60m	Span 80m
40	0.0590	40.4	44.2	47.1	49.5	51.6	54.9
60	0.0885	60.7	66.4	70.7	74.3	77.4	82.4
80	0.1180	80.9	88.5	94.3	99.0	103.1	109.9
100	0.1475	101.1	110.6	117.8	123.8	128.9	137.3
120	0.1771	121.4	132.8	141.5	148.6	154.7	164.9

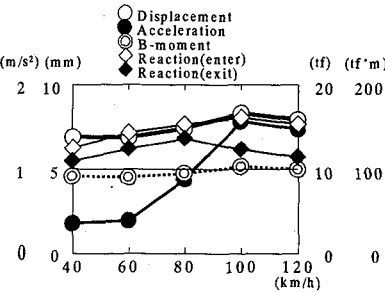


Fig.11 Relationship of max. value vs. velocity

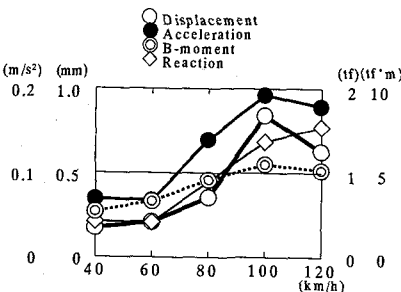


Fig.12 Relationship of RMS value vs. velocity

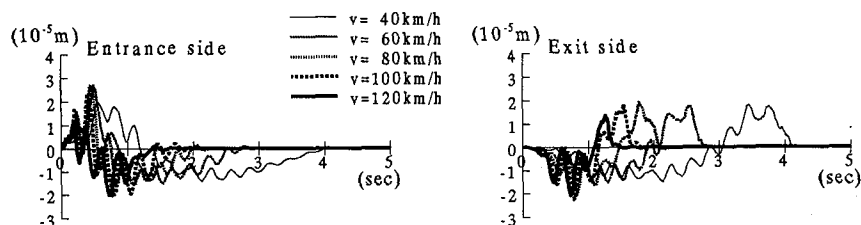


Fig.13 Displacement of end floor

Table 6 Effect of reinforcement procedure at girder end for high velocity traveling vehicle

Velocity (km/h)	Reinforce- ment	Maximum values					RMS values				
		End floor(enter)		M-girder	Reaction		End floor	M-girder	Reaction		
		Disp. (mm)	Accel. (m/s ²)	Accel. (m/s ²)	Enter (tf)	Exit (tf)	Accel. (m/s ²)	Accel. (m/s ²)	Enter (tf)	Exit (tf)	
40	Without	1.98E-05	0.0343	0.360	12.537	10.977	2.73E-03	0.109	0.841	0.503	
	With	1.07E-06	5.67E-04	0.315	12.173	10.654	1.39E-04	0.097	0.828	0.465	
	Effect(dB)	25.3	35.6	1.2	0.3	0.3	25.9	1.0	0.1	0.7	
60	Without	2.72E-05	0.0193	0.391	14.357	12.389	3.83E-03	0.130	1.267	0.821	
	With	1.43E-06	1.23E-03	0.390	13.777	12.085	2.34E-04	0.118	1.193	0.804	
	Effect(dB)	25.6	23.9	0.0	0.4	0.2	24.3	0.8	0.5	0.2	
80	Without	2.72E-05	0.0913	0.879	15.317	13.651	9.06E-03	0.312	2.022	1.219	
	With	1.24E-06	1.50E-03	0.809	14.643	13.461	3.80E-04	0.283	1.900	1.137	
	Effect(dB)	26.8	35.7	0.7	0.4	0.1	27.5	0.8	0.5	0.6	
100	Without	2.37E-05	0.0454	1.563	16.119	12.32	1.01E-02	0.482	2.718	1.718	
	With	1.02E-06	2.15E-03	1.167	15.636	12.086	6.15E-04	0.436	2.515	1.551	
	Effect(dB)	27.3	26.5	2.5	0.3	0.2	24.3	0.9	0.7	0.9	
120	Without	2.04E-05	1.10E-01	1.572	15.810	11.924	1.18E-02	0.480	2.960	1.900	
	With	1.34E-07	1.45E-03	1.437	15.297	11.404	4.93E-04	0.486	2.778	1.741	
	Effect(dB)	43.7	37.6	0.8	0.3	0.4	27.6	-0.1	0.6	0.8	

方が、走行速度に対する増加の割合が小さくなっていることが分かる。主桁 G1 の加速度および支点反力も同様に車両の走行速度が大きくなっても振動の低減効果は変わらないが、振動低減効果そのものはあまり大きくない。また本表からは省いているが、外桁の振動低減分は一部内桁へ分配されており、Fig. 7 にみられるものと同様に内桁では若干振動が増大する。

5. 本工法の設計への提案

5.1 補強後の横桁必要剛度

端対傾構の上弦材の断面は道路橋示方書のたわみ規定による最小剛度を基準として決定される。桁間隔によっては複数の輪荷重を考慮する場合もあるが、ここでは計算を簡易にするため、1 輪の後輪荷重によるたわみ量を許容たわみとすることによって求められる最小剛度を基準とする。Fig. 7 により、コンクリート巻立て後の端横桁の剛性は、この最小剛度の少なくとも 100 倍（鋼材換算）が必要と考えられる。

さらに、この横桁に床版の有効幅を考慮すれば、さらに大きな剛性が得られるので、より大きい制振効果を期待で

きる。本解析モデルの場合、床版の有効幅を道路橋示方書の規定に基づいて $\lambda = 0.15 l_F$ (l_F : 端横桁支間長) とすれば、元の端対傾構の断面 2 次モーメントに対する比は約 160 となる。この程度の剛性になると Fig. 7 より制振効果がより大きくなる範囲となる。

5.2 細部構造の留意点

当初設計から本構造を採用する場合は大きな問題点はないと考えられるが、既設桁の補強にあっては以下の点に留意することが必要であろう。

(1) 主桁との取合い

主桁との取合い部は自重および活荷重に対して設計される。終局強度的には元々の対傾構の存在で安全性は保証されると思われるが、弾性範囲内では対傾構に比して剛度が圧倒的に大きい巻き立てコンクリート部が抵抗するため、主桁との取り合い部の設計においては、既設対傾構断面を無視し、巻き立てコンクリートのみを有効とする設計がよいと考えられる。

(2) 支承との取合い

補強後の横桁高さを主桁腹板高と同じにした場合、支承のセットボルトがコンクリートの中に埋め込まれることになる。維持補修面からは支承のセットボルトの取り替え

等のためここには空間がある方が望ましいが、今回の兵庫県南部地震における橋梁支点部の損傷状況をみると、この空間は支点上補剛材の強度上の弱点となり、かつ、直上部の死荷重は補強工法のため大幅に増加しているため好ましくない。また、補強後の断面2次モーメントを大きくするためにも、維持補修を犠牲にしても、横桁高さは主桁腹板高さと同じとするのがよいと考えられる。

(3) 端横桁と床版との結合

端横桁と床版はこれまでの検討に見られるように結合させた方がよい。実際の施工においてはこの部分はグラウトを行わなければこの結合部の品質の保証はできず、桁端部構造によっては施工が非常に困難な場合も考えられる。しかし、橋梁振動の軽減効果の面からは、特別な場合を除いてはグラウトして端横桁と床版とを一体化すべきである。

6. 結 論

端対傾構を鉄筋コンクリートで巻立てて補強する桁端補強工法について、モデル橋梁に対するパラメータ解析を含む三次元車両モデルによるシミュレーション解析を行った。その結果以下のことが分かった。

- (1) 端対傾構を鉄筋コンクリートを用いて補強する桁端補強工法は、端対傾構（端横桁）それ自身の15dBを超える大幅な振動低下、輪荷重によるパルスの動的応答の消失という効果が期待できる。さらに、本工法は少しではあるが橋梁のねじれ振動、外主桁の動的反力を抑えることが分かった。主桁の動的応答の減少は、補強された端横桁のねじり拘束効果において床版が協働しているためと考えられる。
- (2) 補強コンクリートは床版と結合させる方が制振効果が大きい。これは建設省土木研究所の報告¹⁰⁾と符合すると思われる。
- (3) 本工法の制振効果を確実にするため、補強後の横桁断面の必要剛性は、道路橋示方書の活荷重たわみ規定を満足する端対傾構の上弦材の必要剛性の100倍以上（鋼材換算）が必要であることを提案し、さらに細部構造の留意点を示した。
- (4) 車両が高速走行を行う場合の橋梁の動的応答解析を行い、主桁および端横桁の動的応答を示した。この中で、車両の走行速度が60km/hを超えると、主桁の動的応答値が急激に大きくなること、端横桁の動的応答は、車両進入側横桁において車両速度の増加につれて大きくなるが、車両退出側では最大値に大きな変化は見られないことを示した。また、車両の走行速度が大きくなっても桁端補強工法による振動軽減の効果は車両走行速度が小さいときと変わらないことを示した。

本工法はこれまで、桁端部とりわけ伸縮装置部の路面不陸による、衝撃的な輪荷重による床版・床組の振動や騒音に効果があるとされており、本解析からもそのことが指摘

できる。そして、本解析結果からは、橋梁全体の振動、とくにねじれ振動にも数dBの振動軽減効果がみられる。このため、本補強工法は補強による死荷重の増加に対して、下部構造、基礎構造に応力の余裕があれば、橋梁交通振動の軽減対策として、今以上に採用されてよい工法と思われる。また、近年検討されている鋼鈑桁の少主桁化は、主桁間隔を大きくするため、端横桁のたわみはこれまで以上に大きくなる。このため、大型車両走行時に桁端部の振動に起因する環境振動問題が発生する可能性がある。本工法はこの対策に十分役立つと思われる。

参考文献

- 1) 梶川康男, 上中 勝, 服部幸雄: 高架橋の振動制御と橋梁環境問題: 振動制御コロキウム PART B 講演論文集, pp.1-7, 1991.7.
- 2) 梶川康男, 新開正英, 讃岐康博, 村田幸一: 都市内PC高架橋の環境振動軽減対策とアセスメント手法の適用, 構造工学論文集 Vol.41A, pp.691-700, 1995.3.
- 3) (財)道路保全技術センター: 既設橋梁のノージョイント工法の設計施工の手引き(案), 1995.1.
- 4) 矢作 枢, 吉田和彦: 高架橋における交通振動のアクティブコントロール, 土木学会論文集, 第365号/I-3, pp.16-22, 1985.4.
- 5) 梶川康男, 沖野 真, 宇藤 滋, 松浦康夫, 伊関治郎: 動吸振器による高架橋の振動軽減対策, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.585-595, 1989.3.
- 6) 横山功一, 澤田憲文, 岩津守昭, 澤登善誠, 右近大道, 伊関治郎: 動吸振器による道路橋の交通振動の軽減対策について, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.815-823, 1992.3.
- 7) 川谷充郎, 山田靖則, 下野正人, 清木計成, 森 淳彦: 桁橋の交通振動に対するハイブリッド制御の模型実験, 構造工学論文集 Vol.41A, pp.683-690, 1995.3.
- 8) 土木学会構造工学委員会振動制御小委員会: 振動制御コロキウム論文集 PART A, 1991.7.
- 9) 日本道路公団: 設計要領 第2集, 1991.
- 10) 佐藤弘史, 澤田憲文, 今野久志, 長尾彰洋: 高架橋の桁端部補強による道路交通振動の軽減対策, 土木技術資料, 37-5, pp.58-63, 1995.5.
- 11) 川谷充郎, 山田靖則, 嶺下裕一: 三次元車両モデルによる桁橋の動的応答解析, 土木学会論文集(投稿中).
- 12) 阪神高速道路公団, (財)阪神高速道路管理技術センター: 阪神高速道路旧梅田入路構造物に関する調査研究報告書, pp.91-105, 平成4年3月.
- 13) 川谷充郎, 西山誠治: 路面凹凸を考慮した道路橋の走行車両による動的応答特性, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.733-740, 1993.3.
- 14) 山田善一, 小堀為雄: 活荷重に対する道路橋の動的応答-衝撃係数-に関する研究, 土木学会論文集, 第148

号, pp.41-50, 1967.12.

- 15) 吉村虎蔵, 彦坂 熙, 内谷 保: 単一走行荷重による道路橋の非定常ランダム応答の解析, 土木学会論文報告集, 第 258 号, pp.35-44, 1977.2.

- 16) 岡林隆敏: 単一走行荷重による道路橋の二乗平均応答解析, 土木学会論文報告集, 第 286 号, pp.15-27, 1979.6.

- 17) 道路構造令, 1995.11.

- 18) 橋梁振動研究会編: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, pp.104-107, 1993.10.

(1996 年 9 月 6 日受付)