

既設鋼単純鈑桁橋の耐震性向上に関する検討

中島 進¹・澤田敏幸²・富 健一²・古田洋一郎³

¹正会員 パシフィックコンサルタンツ株式会社 （〒451-0046 名古屋市西区牛島町2-5トミタビル）

²正会員 名古屋高速道路協会 技術部 （〒457-0074 名古屋市南区本地通6丁目1-1）

³正会員 名古屋高速道路公社 保全施設部保全課 （〒462-0844 名古屋市北区清水4丁目17-30）

1. はじめに

近年、車両の大型化や交通量の増大に伴う既設橋梁の伸縮装置部の破損や伸縮装置部に起因した交通騒音・振動が報告されている。車両の走行性改善や交通騒音・振動の低減等を目的として単純鈑桁の主桁部を連結化し、伸縮装置部の箇所数を削減するノージョイント化工事が、さまざまな機関において実施されている^{1) 2) 3)}。また、阪神大震災以降、上部構造の落橋を確実に防止するために、できるだけ多径間連続構造とすることが耐震性能上望ましいとされており⁴⁾、ノージョイント化は耐震性向上の面でも有効とされている。

名古屋高速道路公社では、橋脚部の耐震補強工事に引き続き、平成10年度から既設の鋼単純鈑桁の連結化工事を上部構造の耐震補強工事の一環として実施している。また、上部構造の耐震補強設計に併せて既設鋼製支承の耐荷力実験^{5) 6)}や桁連結化による主桁連結部の載荷試験による挙動検討を行い、その設計手法を確立してきた⁷⁾。

本稿では、まず、主桁連結化した実橋の連結部を対象に、載荷試験による応力測定およびFEM解析により設計手法の妥当性について報告する。

次に、鋼製支承部は主桁連結化により過大な支承反力が発生することから、主桁連結化に併せて弾性支承化することが一般的であるが、公社ではより耐震性能の向上を目指して、中間支点部の弾性支承化に加えて、端支点部の支承構造は既設の鋼製支承を残置したままダンパーを付加し機能分離支承とすることを検討した^{8) 9)}。この構造に対し動的解析により効果検証をするとともに実施例について報告する。

2. 主桁連結化工法について

主桁連結化工法としては、①主桁腹板連結工法、②主桁全断面連結工法の2種類の工法が考えられる。

構造の違いとして、①は主桁腹板のみ連結し、②は主

桁フランジおよび主桁腹板も連結する構造であり、コンクリート床版はともに不連続構造としている。

設計上、①は活荷重に対し、連続桁として中間支点上の断面力を計算し、この断面力を腹板部のみで伝達するものであり、②は上記断面力を通常の連結部と同様にフランジと腹板の連結板で伝達するものである。

施工性として、①は桁下の作業が主体であり、コンクリート床版のはつり量および工事中的騒音問題が少なく、交通規制時間も短い。②は上フランジを連結するため、コンクリート床版のはつり量が多くなる。このため、工事中的騒音が問題となり、また交通規制時間が長くなる。

名古屋高速道路公社では、構造上主桁フランジを連結することが困難なこと、施工上桁下での作業が可能なことから主桁腹板連結工法を採用している。

3. 主桁腹板の連結設計法

主桁腹板の連結の設計手法には多くの報告^{2) 3)}や「既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き(案)」¹⁾があるが、名古屋高速道路公社では床版の端部に図-1に示すように伸縮装置を取り付けるための鋼製の箱(桁端補強ボックス)が設置してあり、上フランジとコンクリート床版との境界条件が文献1)とは異なり、特に上モーメントプレートの設計法がそのまま使用できないと想定さ

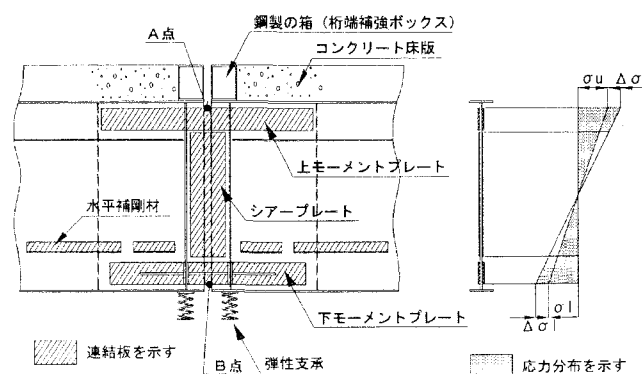


図-1 桁連結部の構造

れたため、実橋を用いて応力測定を実施するとともに弾性FEM解析により応力状態を検証した¹⁰⁾。ここでは、応力度増分 $\Delta\sigma$ について検討の概略を報告する。

(1) 連結板の設計と応力度増分 $\Delta\sigma$

主桁の連結は図-1で示すように腹板部のみを3枚のプレートで連結しており、上下の2枚が曲げモーメントを分担するとしたモーメントプレート、中央がせん断力のみを分担するとしたシアプレートである。

この構造は、フランジを連結しない不連続な構造であり、主桁断面が急変することから、既往の研究¹⁾²⁾³⁾では連結板のモーメントプレートには応力集中が発生することが解っており、梁理論で算出した応力度に応力集中による応力度増分 $\Delta\sigma$ を加算し、連結板の設計を行うこととしている。

(2) 実橋を用いた応力測定

対象橋梁は、単純合成鉄桁2連の連結化桁であり、支間割りは、31.3m+0.7m+31.3mで、主桁腹板高は1.7mである。また、連結板の板厚は、上下モーメントプレートとも22mmである。

試験車両は、満水状態にした196kN散水車3台を約32m間隔で連行させ、走行車線と追越車線を走行させた。本報告では遊間部近傍の応力集中箇所のA点およびB点(図-1)に着目し、考察している。

(3) 弾性FEM解析のモデル化

モデル化に当たってはコンクリート床版・高欄も含めて上部構造を3次元の板要素でモデル化すると共に、特に計測を実施した連結部付近では、局所の応力変化も評価し得るように、50×50mmと細かく要素を分割した。

なお、添接部の要素は主桁腹板(遊間部はフィラープレート)、添接板およびHTBからなるが、これらは総て一体の応力伝達要素とみなし、各板厚を加算した板厚さとした。また、コンクリート床版は板厚19cmとし、主桁上フランジプレートとは、本桁が合成桁であることを考慮して、ハンチに相当する板要素で剛結し、それらのヤング比率は $E_c/E_s=1/7$ 、コンクリート床版のポアソン比は、 $\nu=1/6$ とした。

(4) 応力度増分 $\Delta\sigma$ と簡易解析

連結部の設計は、文献1)に準じて式(1)により行いが、そこではモーメントプレートの設計は、応力度増分 $\Delta\sigma$ を連結部の梁理論応力に付加することが提案されている。なお、 $\Delta\sigma$ はコンクリート床版が桁端まで打設されている構造形式に対して実験的に検討されたものである。

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_r \times \frac{(F/t)}{(F/t)_r} \quad (1)$$

ここで、

F : フランジ力 ($=\sigma_f \cdot A_f$)(N)

t : 連結板の板厚 (mm)

$\Delta\sigma_r$: 文献1)による応力度増分値 (N/mm²)

上モーメントプレート; 29.2(N/mm²)

下モーメントプレート; -42.3(N/mm²)

$(F/t)_r$: 文献1)による設定値 (N/mm)

上モーメントプレート; 13,894(N/mm)

下モーメントプレート; 27,788(N/mm)

<本橋梁でのモーメントプレートの応力度増分 $\Delta\sigma$ >

$\Delta\sigma_u=12.1\text{N/mm}^2$, $\Delta\sigma_f=-2.8\text{N/mm}^2$,

<連結部の梁理論応力度>

$\sigma_u=14.9\text{N/mm}^2$, $\sigma_f=-12.3\text{N/mm}^2$

<合計応力度>

$\sigma_u=\Delta\sigma_u+\sigma_u=27.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_f=\Delta\sigma_f+\sigma_f=-15.1\text{N/mm}^2$

この応力度は、連結プレートの板厚として主桁ウェブのずれによるフィラープレートや下モーメントプレートの水平リブプレートも有効とした場合である。

(5) 実橋での測定結果および弾性FEM解析と簡易解析の比較

図-1に示すA、B点の測定結果、弾性FEM解析と(4)の簡易解析結果をまとめて表-1に示す。

この表から測定値は、弾性FEM解析と比べると上下モーメントプレートともほぼ一致しているが、設計で用いる簡易解析と比べると上下モーメントプレートとも2割程度下まわっていることがわかる。

これらのことから、(3)で説明したように精度の良い弾性FEM解析を実施すれば応力度増分 $\Delta\sigma$ が推定できることが分かる。

また、通常的设计で用いている簡易解析でも、今回検討したように上フランジとコンクリート床版との境界条件が若干異なる程度であれば、その手法を採用しても安全側の評価であることが分かった。

表-1 モーメントプレート応力度比較表 (N/mm²)

	上モーメントプレート (σ_u :A点)	下モーメントプレート (σ_f :B点)
測定値	21.9 (1.0)	12.3 (1.0)
弾性FEM解析	17.6 (0.8)	14.7 (1.2)
簡易解析	27.0 (1.2)	15.1 (1.2)

※ () 内は測定値に対する比率を示す。

4. 主桁連結後の耐震性を考慮した支承構造の検討

支承構造が鋼製支承の場合、従来のノージョイント化工事では、全ての支承を弾性支承に取り替えることが一般的であった。これは、既存の鋼製支承の状態では、連結後の構造系での活荷重載荷により、中間支点部に過大な正負反力が発生するとともに、連結部付近には過大なせん断力が発生するため、弾性支承化することで、中間支点部の支承反力およびせん断力の発生を抑制するためである。

また、中間支点部に併せて端支点部を弾性支承に取り替えることで、構造系全体の支承構造の統一と耐震設計上の地震時分散設計が可能となる。

しかし、上部構造の支点を全て弾性支承にすると、支承部の設計は、鉛直力支持や座屈安定性などの主に常時状態の設計上の制約に支配されることが多く、地震時分散設計上の自由度が失われる。そこで、端支点部は既設の鋼製支承を残置し、新たに鉛直荷重を受けないダンパー（ここでは、減衰性能を有するゴムダンパーとした）を設置することで、機能分離構造とし地震時分散設計上の自由度を確保することを考えた。機能分離構造とすることは、図-2の対象橋梁のように橋脚高さが不均等で橋脚耐力が異なる構造系に対してはより有利となる。

また、端支点部に鋼製支承を残置することで、伸縮装置部の車両走行性や伸縮装置部から発生する交通騒音・振動低減にも弾性支承に交換することに比べて効果を有する¹¹⁾。

以下に、端支点の死荷重や活荷重の鉛直方向のみの荷重に対しては既存の鋼製支承を用い、地震力などの水平方向の力に対しては減衰性能を有するゴムダンパーを併用する機能分離支承を用いた場合の有用性について非線形動的応答解析を用い検討した。

(1) 動的解析を用いた耐震性の検討

対象とした橋梁は、図-2に示す3径間の単純合成鋼鉄桁を連結した構造であり、P1橋脚～P4橋脚すべてT形コンクリート橋脚である。平成8年度に単純桁系にて鋼板巻

立てによる耐震補強を行っている。基礎は場所打ち杭基礎である。

連結部の弾性支承の設計では、連結後の支承反力が連結前の支承反力より大きくならないように鉛直バネ定数を設定する。文献1)では、弾性支承の鉛直バネが400,000～500,000kN/cm²あたりで単純桁時とほぼ同様な鉛直反力とされていることから、この値を初期値として設計を行った。

比較を行う解析モデルとしては3次元ファイバーモデルを用いており、以下の2ケースで検討を行った。解析モデルを図-3に示す。

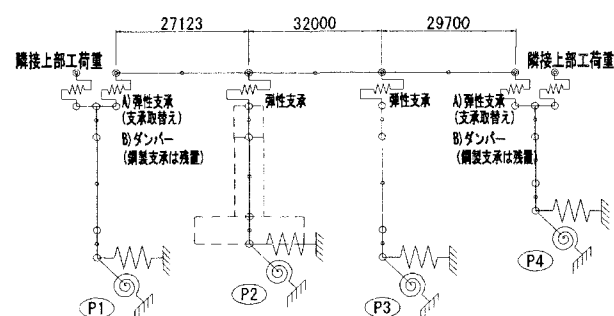


図-3 解析モデル図

- A) 端支点部の支承を中間支点と同様の弾性支承に取り替える場合。
- B) 端支点部の鋼製支承に対して、減衰性能を有するゴムダンパーを用いて機能を分離させる場合。

非線形動的応答解析を行う地震波としては、内陸直下型地震動としてタイプII地震動⁴⁾を用いた。この動的解析結果より得られた支承部に作用する水平力の最大値を用いて、上部構造より各支承部に作用する水平力の分担比率を算出した。各橋脚に作用する地震時水平力分担比率を表-2に示す。

表-2 地震時水平力分担比率

	地震時水平力分担比率 (%)			
	P1	P2	P3	P4
A) 端部を弾性支承に取替え	20%	26%	28%	26%
B) 端部にダンパーを設置	18%	28%	31%	23%
死荷重相当の分担比率	15%	32%	34%	19%

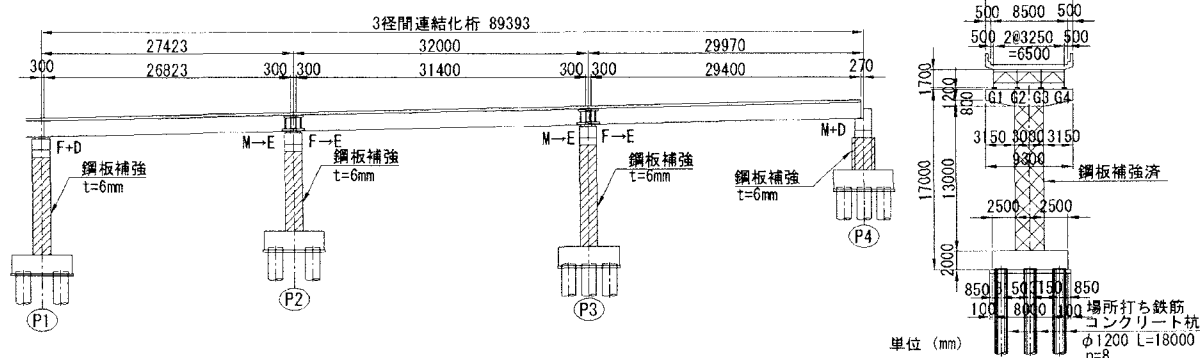


図-2 橋梁一般図

耐震設計上望ましい地震時水平力分担比率は、各橋脚の損傷度なるべく一定にさせるための比率であるが、本橋の下部構造は単純桁系（死荷重相当の分担）で耐震補強がなされていることから、各支点に分担される地震時水平力は死荷重相当の分担比率にすることが合理的であると考えられる。

表-2より、端部にダンパーを用いた方が望ましい分担比率に近似している。これは、弾性支承は死活荷重の影響より支承形状が決定されるため、制約のないダンパーより大きな形状となり、支承剛性が大きくなるからである。具体的には、P4は橋脚高が低いため、分担比率が高くなる傾向となるが、ダンパーを用いることで水平バネを小さくすることができ、弾性支承よりも分担比率を小さくすることができた。

ダンパーは、形状決定に際しての自由度があり、最適な分担比率に近づけるための形状決定が可能であるので、耐震設計上は弾性支承より望ましい。

各橋脚基部の断面力を表-3、端支点部の弾性支承およびダンパーの変形履歴図を図-4～図-5に示す。

表-3 橋脚基部の断面力

	橋脚基部の最大発生曲げモーメント (kN・m)				
	P1	P2	P3	P4	合計
A) 端支点部は弾性支承に取替え	23876	20626	25379	11146	81027
B) 端支点部にダンパーを設置	21261	20531	26493	10389	78674
B/A (%) <ダンパーによる減衰効果>	89%	100%	104%	93%	97%

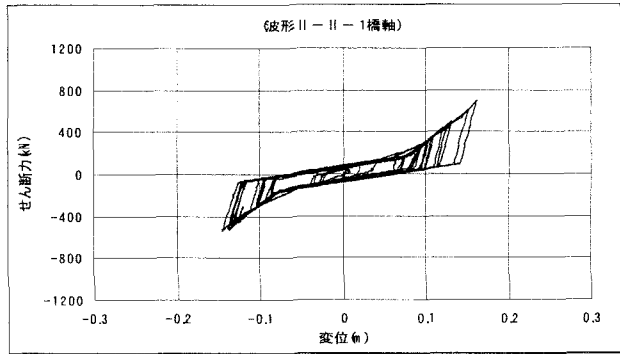


図-4 端支点部の弾性支承の履歴図

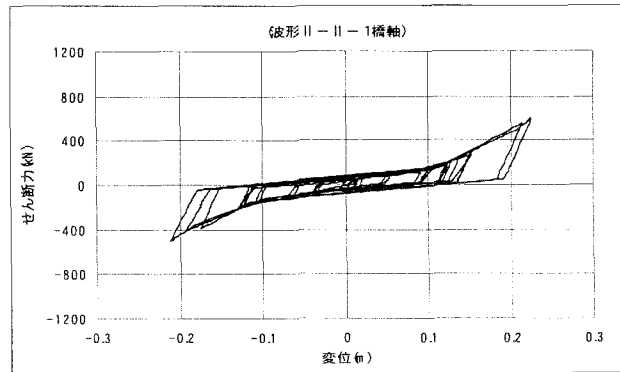


図-5 端支点部のダンパーの履歴図

各橋脚基部の断面力は、ダンパーを設置したほうが弾性支承を用いる場合よりもエネルギー吸収性能に優れているため、低減が期待できることが分かる。

以上より、ダンパーを設置することは、上部構造重量の分担比率の改善や、発生断面力が低減できる点で、既設鋼単純鉄桁橋を連結した橋梁の耐震性を向上させることができる。また、端支点到鋼製支承を残置させることは、支承の取替えを不要にできることによる経済性、施工性の向上や、すべてを弾性支承に置き換える場合よりも桁の振動を抑える効果がある点でも有効であり、既設鋼製支承を残したままダンパーを設置して機能分離支承とすることは非常に合理的であることが確認できた。

(2) 地震時保有水平耐力法による耐震設計と動的解析結果との比較

ここでは、ダンパーを設置した場合の地震時保有水平耐力法（静的解析）を行った結果を示し、前項の動的解析結果との比較を行った。

地震時保有水平耐力法では、静的解析により同一振動単位での固有周期や各橋脚に作用する分担重量を算出し、照査を行った。

解析結果を表-4に示すが、地震時保有水平耐力法での各橋脚に作用する水平力分担比率は、動的解析におけるダンパー設置時とほぼ近似する結果となった。また、柱基部の断面力としては、ダンパーや弾性支承のエネルギー吸収性能を厳密に評価した動的解析の方が、地震時保有水平耐力法より小さい値となっている。

表-4 地震時保有水平耐力法による照査結果
(端部にダンパーを設置)

	3径間連結桁			
	P1	P2	P3	P4
上部工重量Wu (kN)	9255			
地震時水平力分担率p (%)	15.0	32.0	31.0	22.0
橋脚自重Wp (kN)	2080	1615	2423	1568
等価重量W (kN)	3828	3769	4080	4220
許容塑性率μr	5.67	6.07	7.13	8.00
固有周期Teq (sec)	1.02			
設計水平震度(レベル2)Khc0	1.75			
設計水平震度(レベル2)Khc 各橋脚の値	0.54	0.52	0.48	0.45
設計水平震度(レベル2)Khc 最大値	0.54	0.54	0.54	0.54
地震時作用力 Khc・W (kN)	2067	2035	2203	2279
地震時保有水平耐力Pa (kN)	2268	2441	2393	3315
Pa/(Khc・W)	1.10	1.20	1.09	1.45
慣性力作用位置までの高さ(m)	12.50	10.50	13.00	5.50
柱基部の作用曲げモーメント (kN・m)	25839	21370	28642	12533

ダンパーの設置高さは、ダンパーを既設鋼製支承前面の主桁下フランジと橋脚梁天端との間に設置するため、設計上必要となるダンパー高さを確保した上で、ソールプレート厚、ベースプレート厚、および無収縮モルタル厚を決定した。設置高の照査の結果、表-5に示すG4桁では無収縮モルタル厚が13mmと施工上必要とされる30mmに対して少なくなる箇所が発生した。そのため、無収縮モルタル厚13mmでの充填が可能かを、同一橋脚梁天端での試験により確認した。

表-5 ダンパー設置高さ

主桁No	①	②	③	④	⑤
G1	194	25	122	22	25
G2	211	25	122	22	42
G3	216	25	122	22	47
G4	182	25	122	22	13



(4) ダンパー設置による主桁腹板補強

既往の実験およびFEM解析⁹⁾より、活荷重作用時にダンパー直上の主桁腹板の鉛直方向応力が大きくなることが確認できた。この実験において、鉛直方向応力は、ダンパー中央部からダンパー支間中央側端部で高く、桁高の1/2程度の高さから下フランジの範囲で20~40N/mm²程度である。そのため、主桁腹板に補強部材(等辺山形鋼L=130)を設置することとした。補強部材の設置範囲は、活荷重による鉛直方向応力分布より桁高の1/2とした。また、補強部材の設置位置については、鉛直方向応力の分布状態から、ゴムの支間中央側の端部とした。ダンパー取付概要を図-10に示す。

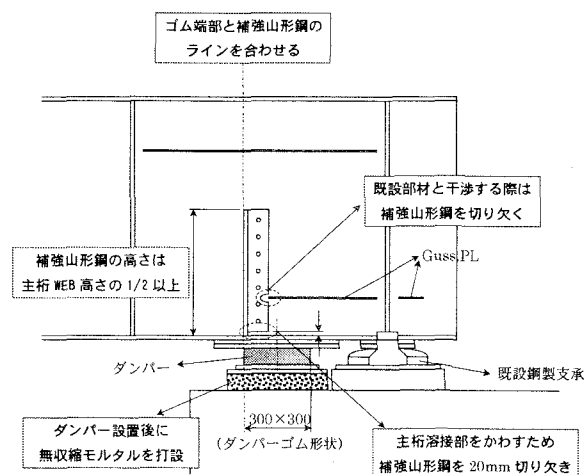


図-10 ダンパー取付概要図

6. まとめ

本稿では、既設の鋼単純鈹桁橋の耐震性向上として主桁連結化を取り上げ、名古屋高速道路公社における主桁連結の設計手法について、実橋における载荷試験とFEM解析から、その妥当性を確認した。

また、主桁連結化と併せて中間支点部を弾性支承化するとともに、端支点部は鋼製支承を残置したままダンパーを付加することで、耐震設計上の自由度が向上し、橋脚毎の地震時保有水平耐力に応じた分散設計が可能となることを確認した。

近年、新設橋では、支承部の機能を分離することで合理的に支承部を構築することができる機能分離支承の採用が多くなってきており各種の構造が検討・開発されている。今後は、既設鋼単純鈹桁橋の主桁連結化による耐震補強においても、既設鋼製支承を上手く利用した機能分離支承を採用することにより、既設橋脚の耐力も考慮した橋梁全体系での耐震性向上が図れる設計が可能となると考える。

参考文献

- 1) 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手引き (案)，1995。
- 2) 加賀山，宮口，明田，太田：既設鋼 I 桁における桁連結部の挙動について，鋼構造年次論文報告集，Vol.7，pp.525-532，1999。
- 3) 明田，太田，加賀山，宮口，丹波：既設鋼 I 桁における桁連結部の挙動，橋梁と基礎，Vol.35，No.5，pp.17-24，2001。
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002。
- 5) 前野，長谷川，澤田ら：既設鋼製支承(BP-A)の水平耐荷力に関する実験的研究，土木学会第57回年次学術講演会概要集，I-399，2002。
- 6) 鈴木，青木，森下ら：鋼製支承と高減衰ゴムダンパーによる機能分離型支承の耐震性能実験，地震工学研究発表会講演論文集，Vol.26，pp.1097-1100，2001。
- 7) 名古屋高速道路公社：鋼構造物の改築・補修に関する設計要領 (案)，2003。
- 8) 家村，高橋，平井：機能分離型免震装置の水平・上下動応答実験，土木学会，第2回免震・制振コロキウム講演論文集，pp.107-114，2000。
- 9) 浅野，前野，夏秋ら：高減衰ゴムダンパーの設置位置に関する一検討，鋼構造年次論文報告集，Vol.11，No.11，2003。
- 10) 勝野，山本，村瀬ら：主桁連続化構造連結部の挙動，三菱重工工事技法，Vol.14，pp.54-62，2000。
- 11) 小塩，山田，森田，李：交通振動下にある高架橋付属構造物の振動測定と疲労耐久性の評価，土木学会論文集No.766/I-68，pp.219-232，2004。