

鋼斜張橋タワーの骨組構造を考慮した非線形地震応答に関する研究

Nonlinear Seismic Response of Cable-Stayed Bridge Steel Towers Considering Different Rigid Frame Structures

北海道大学大学院工学研究科
北海道大学大学院工学研究科
北海道大学大学院工学研究科
北海道大学大学院工学研究科

F 正員 林川 俊郎 (Toshiro Hayashikawa)
○ 学生員 吉田 裕亮 (Yusuke Yoshida)
正正員 小幡 卓司 (Takashi Obata)
モハド マール (Mohamed Omar)

1. はじめに

1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震では、鋼製橋脚などの土木構造物が大きな被害を受けた。これに対して、道路橋耐震設計法の見直しが検討され、平成 8 年 12 月と平成 14 年 3 月に道路橋示方書が改訂された^{1),2)}。これらの改訂によって、非線形性を考慮した動的解析は、以前にも増して重要な位置付けとなっている。

一方、斜張橋は補剛桁、ケーブル、塔から構成され、その構造形式から設計の自由度が大きく、経済的な設計、合理的な架設、多様な景観設計が可能である³⁾。このような理由から斜張橋の架設事例は多くなっている。また、その支間長が増大するにつれて非常に複雑な振動系を呈することになるため、大規模地震動に対する斜張橋の動的応答性状を正確に把握し、耐震性能を向上させることが必要とされる。しかし、兵庫県南部地震以降、鋼製橋脚の耐震性能に関する研究は数多くなされているが、鋼斜張橋タワーに関する研究は比較的数少ない。

また、支間長の長い橋梁構造物は、橋脚ごとの地盤状態の違いがあるため、地盤の動的相互作用の影響が大きい。動的相互作用は、基礎と地盤との地震時の現象であるため、耐震安全性の確保の観点から見て地盤変位の影響について設計に取り入れることが望まれる⁴⁾。さらに、動的相互作用の影響は、地盤条件はもとより基礎形式や上部構造との関連において決定されるため、地盤・基礎・構造物の条件を考慮して、それらの特徴に応じてその影響を設計に導入することが必要となる。しかし、橋梁全般において上部構造を対象とした地震応答解析は比較の数多くなされているが、下部構造および地盤を含めた鋼斜張橋タワーの動的相互作用に関する研究は数少ないのが現状である。

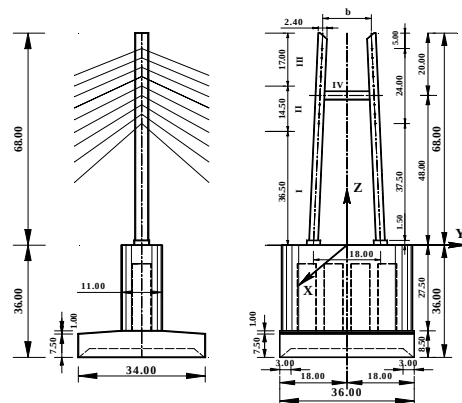
そこで本研究は、中空長方形断面と断面内部に溶接された垂直補剛材を有する鋼斜張橋タワーを 3 次元立体骨組構造にモデル化し、幾何学非線形性と鋼材の降伏を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析法を用いて地盤と橋脚の動的相互作用を考慮したタワーモデルに対して非線形動的応答解析を行い、タワー形状と地震波の違いが地震応答性状に与える影響について比較検討する。

2. 地震応答解析

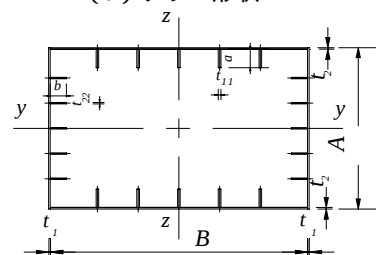
2.1 対象とした鋼斜張橋

本研究では、ファイバー要素により 3 次元骨組構造にモデル化された岩見沢のたっぴ大橋の鋼斜張橋タワーを基本モデルとし、その塔頂部の塔柱間隔を変化させたものを用いる。基本モデルのタワー形状を図 - 1

に示す。基本寸法は、タワーの高さ 68m、タワー基部の塔柱間隔 18m とし、タワー基部から高さ 48m の位置に水平梁が取り付けられている。タワー塔頂部の塔柱間隔を b とし、3.0m から 18.0m まで 2.5m ピッチで計 7 パターンのタワー形状を用いて解析を行う。タワー断面は内部に垂直補剛材をもつ中空長方形断面であり、タワーの高さ方向と水平梁には板厚と外形寸法が異なる変断面が採用されている。各断面寸法の詳細は表 - 1 に示す。また、鋼製タワーの片側には 9 本のケーブルが定着されており、補剛桁の死荷重をケーブルの定着部に鉛直下向きに作用させている。ケーブルは水平ばね要素にモデル化する。また、補剛桁からタワーに作用する慣性力は、補剛桁が橋脚で支持されていることから無視する。



(a) タワー形状

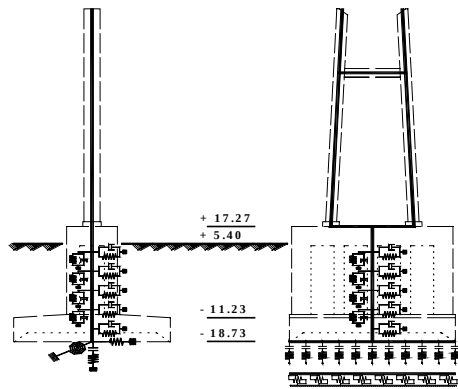


(b) タワー断面

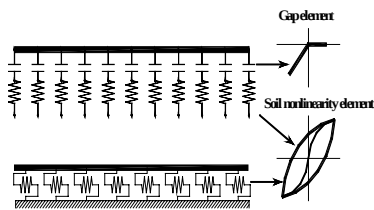
図 - 1 たっぴ大橋の鋼製タワー

表 - 1 断面諸元 (単位: cm)

C. S. Dim.		Outer dimension				Stiffener dimension			
		A	B	t_1	t_2	a	b	t_{11}	t_{22}
Tower parts	I	240	350	2.2	3.2	25	22	3.6	3.0
	II	240	350	2.2	3.2	22	20	3.2	2.8
	III	240	350	2.2	2.8	20	20	2.8	2.2
	IV	270	350	2.2	2.6	31	22	3.5	2.4



(a) 骨組系ばねモデル



(b) ギャップ要素と地盤ばね

図 - 2 地盤構造のモデル化

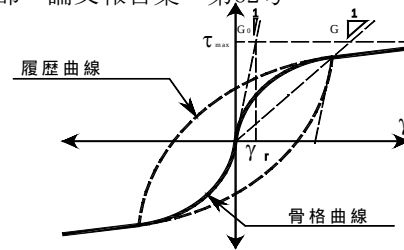


図 - 3 Hardin - Drnevich モデル

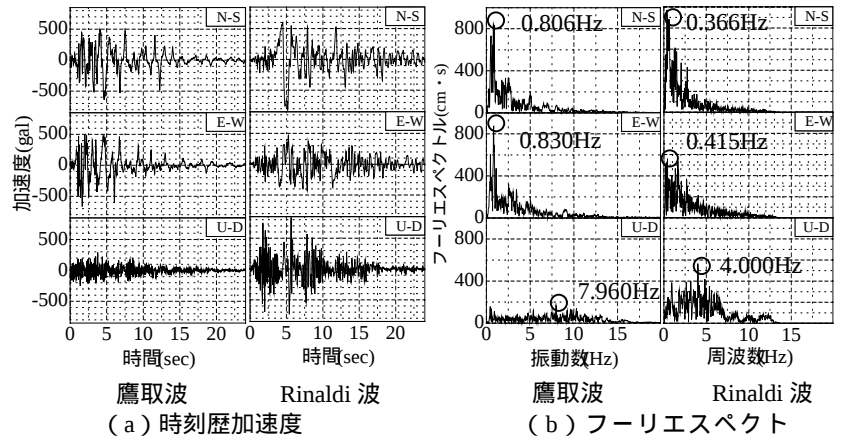


図 - 4 入力地震波

表 - 2 固有振動数 (単位: Hz)

塔柱間隔	L_1	H_1	T_1	V_1
$b=3.0\text{m}$	1.056	0.650	1.689	2.088
$b=5.5\text{m}$	1.064	0.549	1.504	2.049
$b=8.0\text{m}$	1.079	0.540	1.387	1.992
$b=10.5\text{m}$	1.052	0.462	1.312	1.946
$b=13.0\text{m}$	1.052	0.462	1.250	1.912
$b=15.5\text{m}$	1.060	0.466	1.218	1.883
$b=18.0\text{m}$	1.052	0.361	1.189	1.838

2.2 地盤構造のモデル化

本研究では、地盤構造のモデル化として、骨組系ばねモデルとギャップ要素を用いる。

骨組系ばねモデルは、地盤と基礎構造物をばね・質量からなるいわゆる質点系で表現されたモデルである。骨組系ばねモデルにギャップ要素を加えることで基礎の真下にある地盤ばねの基礎に対する引張力を無効化する。骨組系ばねモデル、およびギャップ要素を図 - 2 に示す。ばね定数は基礎に沿った地盤と基礎の真下の地盤状態によって求めることとする。

また、地盤のモデル化は Hardin - Drnevich モデル (HD モデル) を用い、図 - 3 に示す。HD モデルの骨格曲線は次式で与えられる。

$$\tau = G_0 \gamma / (1 + |\gamma / \gamma_r|), \quad \gamma_r = \tau_{\max} / G_0 \quad (1)$$

ここで、 G_0 は初期せん断係数、 τ はせん断応力、 $\tau_{\max}$ は最大せん断応力、 γ_r は基準ひずみ、 γ はせん断ひずみとする。また履歴曲線は次式のように表す。

$$\tau \pm \tau_m = G_0 (\gamma \pm \gamma_m) / \{1 + (|\gamma \pm \gamma_m| / 2\gamma_r)\} \quad (2)$$

ここで、 (γ_m, τ_m) はカーブの折り返し座標とする。

また、地盤と基礎の動的相互作用は非線形ばねとダッシュポットによって表される。

2.3 解析方法

本研究では、鋼材の降伏と幾何学非線形性を考慮した、はり柱要素の有限要素法と Newmark β 法および修正 Newton - Raphson 法を併用した解析手法を用いる。接線剛性マトリックスは材料の非線形性とはり柱要素の応力 - ひずみ関係を考慮している。弾塑性有限要素解析については、鋼材の応力 - ひずみ関係をバイリニア型にモデル化し、塑性域のひずみ硬化を 0.01、降伏応力を 355MPa、弾性係数を 200 GPa とする。動的解析に用いた立体骨組モデルは 1 要素あたりの節点数 2 のはり柱要素より構成され、鋼製タワーの要素分割数は 46 とした。このはり柱要素の断面方向の塑性化については、断面分割されたファイバー要素で表す。鋼製タワーの減衰には Rayleigh 減衰を適用しており、減衰定数は 1 次固有振動モードの面内・面外に対して 2% とした。

また、入力地震波は兵庫県南部地震 JR 鷹取駅記録、ノースリッジ地震 Rinaldi 記録それぞれにおける 3 成分加速度波形を用い、N - S 成分を橋軸方向に、E - W 成分を橋軸直角方向に入力する。加速度波形およびフーリエスペクトルを図 - 4 に示す。地震波を地表面から工学基盤まで戻すのに際し、等価ひずみの周波数依存性を考慮した地盤の地震応答解析プログラム FDEL⁵⁾ を使用する。

3. 数値計算結果

3.1 固有振動特性

それぞれの塔柱間隔における固有振動数を表 - 2 に示す。 L_1 は橋軸方向、 H_1 は橋軸直角方向、 T_1 はねじり方向、 V_1 は鉛直方向の 1 次固有振動数を示す。これより固有振動数は L_1 ではそれほど変化しなかったのに対し、 H_1 、 T_1 、 V_1 では塔柱間隔が大きくなるほど小さくなることが確認できる。また 3 成分全てで鷹取波よりも Rinaldi 波の卓越周波数が小さくなるのがわかる。

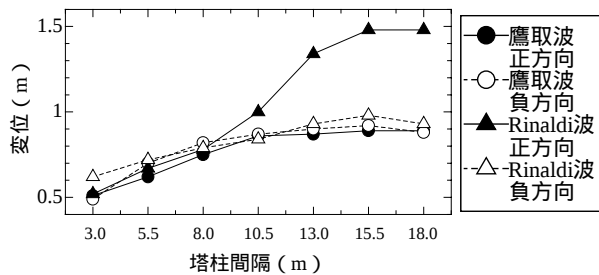


図 - 5 タワー塔頂部面内の最大変位

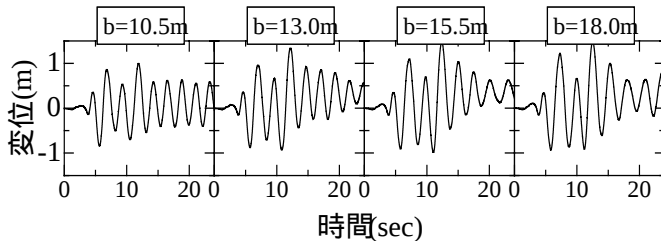
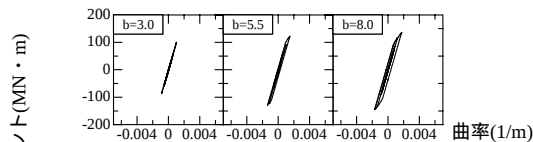
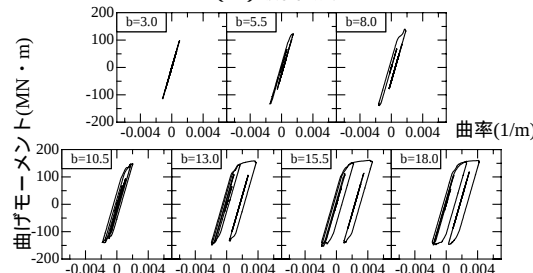


図 - 6 タワー塔頂部面内の時刻歴応答変位 (Rinaldi 波)

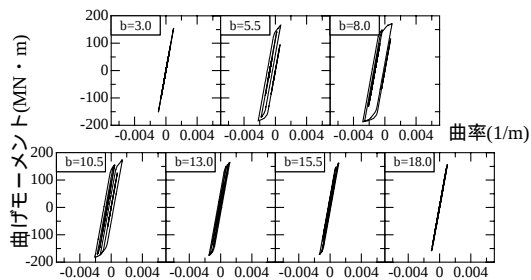


(a) 鷹取波

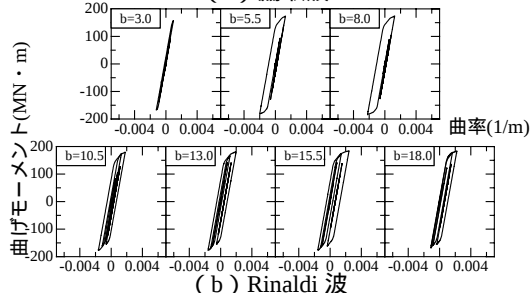


(b) Rinaldi 波

図 - 7 タワー基部の曲げモーメントと曲率



(a) 鷹取波



(b) Rinaldi 波

図 - 8 水平梁端部面内の曲げモーメントと曲率

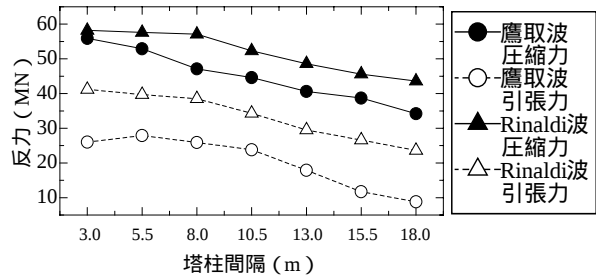


図 - 9 タワー基部の最大鉛直力

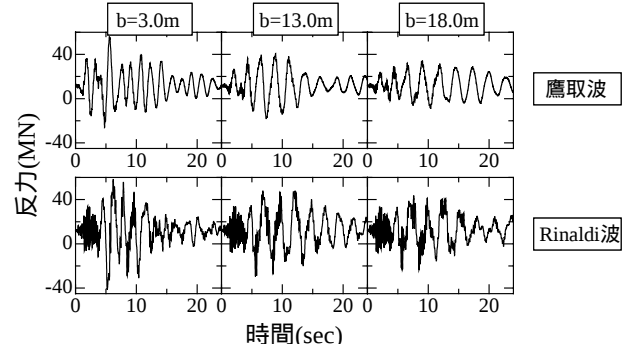


図 - 10 タワー基部の時刻歴鉛直反力

3.2 動的応答特性

(1) タワー塔頂部の変位

斜張橋タワー塔頂部における橋軸直角方向の最大変位を図 - 5 に示す。これより、どちらの地震波においても塔頂部の塔柱間隔が大きくなるほど変位が大きくなることが確認できる。また、Rinaldi 波では、 $b=13.0\text{m} \sim 18.0\text{m}$ の正方向で特に大きな変位を示している。ここで、このタワー形状の応答を確認するため、Rinaldi 波における $b=10.5\text{m} \sim 18.0\text{m}$ の橋軸直角方向の時刻歴応答変位を図 - 6 に示す。これより $b=13.0\text{m} \sim 18.0\text{m}$ で、 $t=12.0\text{s}$ あたりで正方向に大きな変位が現れ、その後 35cm ほどの残留変位が確認できる。これは、Rinaldi 波が $t=12.0\text{s}$ のあたりで大きな衝撃力を持っているためと考えられる。

(2) 曲げモーメントと曲率の関係

斜張橋タワー基部における曲げモーメントと曲率の関係を図 - 7 に、水平梁端部における曲げモーメントと曲率の関係を図 - 8 に示す。これより、タワー基部、水平梁端部共に鷹取波では、 $b=10.5\text{m}$ で最も大きな履歴ループを描き、Rinaldi 波では $b=15.5\text{m}$ で最も大きな履歴ループを描くことが確認できる。しかし、Rinaldi 波における $b=13.0, 15.5, 18.0\text{m}$ の履歴ループは中心が途中からずれており、平衡状態が変化していると考えられる。このことから、閉じた履歴ループの大きさを比較すると、損傷は $b=10.5\text{m}$ のタワー形状とそれほど変わらない可能性が考えられる。

(3) タワー基部の鉛直反力

斜張橋タワー基部における最大鉛直反力を図 - 9 に示す。これより、どちらの地震波においても塔頂部の塔柱間隔が小さくなるほど反力が大きくなることが確認できる。特に Rinaldi 波の $b=3.0\text{m} \sim 8.0\text{m}$ で大きな反力が現

れており、負反力によるアンカーボルトの引き抜きや、自重のおよそ6倍の圧縮力による局部座屈が発生する可能性がある。また、 $b=3.0\text{m}$ 、 13.0m 、 18.0m における時刻歴鉛直反力を図-10に示す。これより、すべての形状において Rinaldi 波の応答が、鷹取波と比べて非常に細かく現れている。これは、Rinaldi 波の U-D 波が非常に大きいため、その影響が現れていると考えられる。

(4) フーチングの鉛直反力および鉛直変位

斜張橋フーチング基部の右端における最大鉛直反力を図-11に、最大鉛直変位を図-12に示す。これより、どちらの地震波においても、鉛直反力、Rinaldi 波正方向以外の鉛直変位は塔頂部の塔柱間隔が変化してもそれほど変化していないのに対し、Rinaldi 波の正方向の鉛直変位は、塔柱間隔が大きくなるほど小さくなるということが確認できる。また、 $b=3.0\text{m}$ 、 13.0m 、 18.0m の左右両端における時刻歴鉛直反力を図-13に、時刻歴鉛直変位を図-14に示す。これより確認できるように、ギャップ要素によって基礎の真下にある地盤ばねの引張力を無効化しているため、正方向の反力が発生していない。また、鷹取波では右端と左端で鉛直変位と鉛直反力のどちらもほぼ対称になっていることからロッキング振動が確認できるのに対し、Rinaldi 波ではそういった現象は顕著には現れなかった。これは、Rinaldi 波の U-D 波が非常に大きいため、その影響によりフーチング両端が同時に浮き上がったためと考えられる。また、Rinaldi 波では、応答が収束しても右端が沈み、圧縮力が残っている。この現象は塔柱間隔の小さい形状でより大きく現れていることが確認できる。

4. まとめ

本研究は鋼斜張橋タワーを対象とし、地盤と橋脚の動的相互作用を考慮したタワーモデルに対して非線形動的応答解析を行い、タワー形状と地震波の変化が地震応答性状に与える影響について比較検討した。

タワー形状の比較については、比較する位置、応答の違いで異なる結果が現れた。その中で、塔頂部の塔柱間隔の小さいタワー形状では、タワー基部において負反力によるアンカーボルトの引き抜きや、自重のおよそ6倍の圧縮力による局部座屈が発生する可能性、フーチング、すなわちタワーの傾きが確認された。また、塔柱間隔の大きいタワー形状では塔頂部に残留変位、タワー基部に大きな損傷が現れた。

地震波の比較については、全体的に鷹取波に比べて Rinaldi 波の応答が大きくなることが確認できた。これは、鷹取波に比べて Rinaldi 波は主要動の時間が長く、また周波数が小さく、大きな衝撃力を持つためと考えられる。また、Rinaldi 波の U-D 波は鷹取波の U-D 波と比べて大きな加速度を持つが、その影響は上部構造にはあまり見られず、フーチングでの応答に若干の変化が出てくる程度であった。これは、U-D 成分の周波数が N-S 成分、E-W 成分と比べて大きく、Rinaldi 波の U-D 波の加速度は鷹取波の U-D 波の2倍ほどあるが、衝撃力はそれほど変わらなかったためと考えられる。

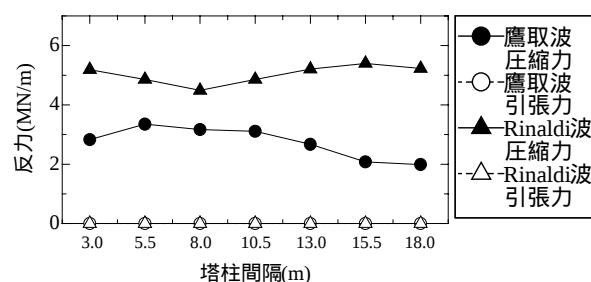


図-11 フーチング基部右端の最大鉛直反力

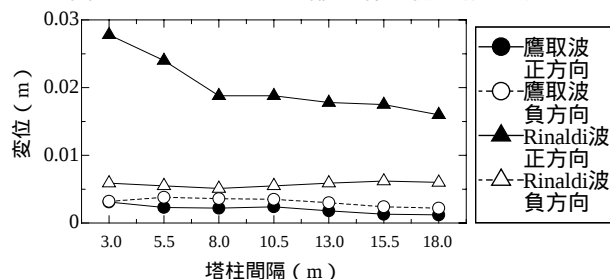


図-12 フーチング基部右端の最大鉛直変位

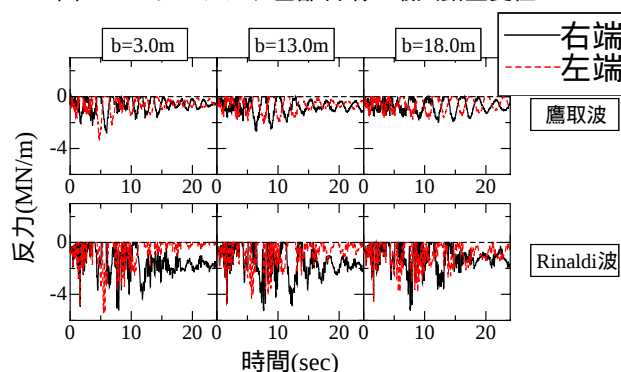


図-13 フーチング基部の鉛直反力

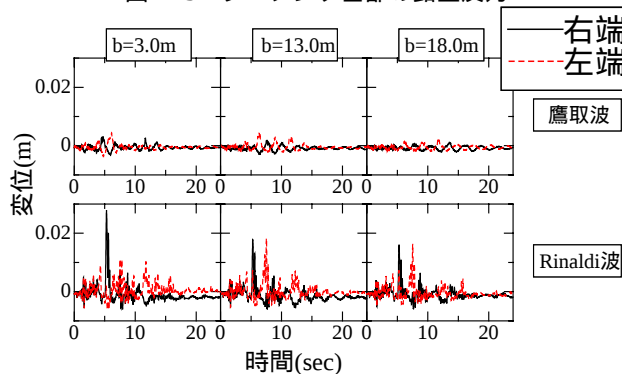


図-14 フーチング基部の鉛直変位

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示法書・同解説、耐震設計編、1996.12
- 2) 日本道路協会：道路橋示法書・同解説、耐震設計編、2002.3
- 3) 林川俊郎：橋梁工学、朝倉書店、2000.4
- 4) 土木学会：橋の動的耐震設計、2003
- 5) 杉戸真太、合田尚義、増田民夫：周波数依存性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察、土木学会論文集、No.493 -27、pp49-58、1994