

地盤の非線形性を考慮した一面吊り斜張橋の地震応答性状

Seismic Response of Cable - stayed Bridge Considering Nonlinear Soil Foundation

北海道大学大学院工学研究科 F 会員 林川 俊郎 (Toshiro Hayashikawa)
 北海道大学大学院工学研究科 学生員 ○福井 啓介 (Keisuke Fukui)
 北海道大学大学院工学研究科 正会員 小幡 卓司 (Takashi Obata)

1. まえがき

先の兵庫県南部地震以降、1996 年と 2002 年に「道路橋示方書 耐震設計編」^{1・2)} が大幅に改訂された。この改訂により、斜張橋や吊橋をはじめとして、特殊な形状や構造を有する橋、また構造部位の固有モードが多数あり、地震時の挙動が複雑であると考えられる橋梁に対しては動的解析を行い、その結果を設計に反映させることとなった。

斜張橋は高強度ケーブルの開発や、合理的で精度の高い架設技術の発展、コンピュータの発達に伴う静的・動的構造解析の進歩や風洞実験による耐風設計の確立、従来の橋梁形式には見られない優れた特徴がある。このために今日に至るまで普及・発展を続けている^{3・4)}。このため、今後も海峡部や都市河川部などで斜張橋の架設事例は増えていく傾向にあるものと考えられる。

一般的に斜張橋は、その塔・補剛桁・ケーブルなどから構成されており、地震時における動的挙動が複雑であると考えられる。このため斜張橋の基本的構造形式を決定する際には、塔や補剛桁の耐風安定性の検討および補剛桁の支持条件などを考慮した地震時の動的挙動について検討することが必要であり、過去の地震動記録などを用いて、時刻歴応答解析が行われる^{5・7)}。

また、レベル 地震動のような大規模地震を想定する場合、地盤の非線形性を考慮する重要性は極めて大きくなる。耐震設計は今後、許容応力度設計法から性能照査型設計法へと移行するものと考えられ、構造物・地盤の全体システムにおいて耐震性能を評価すべきであると考えられる。

しかしながら、構造物・地盤の全体システムにおいての斜張橋の地震応答解析例は少なく、モデル化手法や解

析結果の評価手法など不明瞭な点が多い。

そこで、本研究では非対称支間長を有する一面吊り斜張橋を構造物・地盤の全体システムとしてモデル化を行い、3次元非線形地震応答解析を行うことで大地震時の構造物の挙動を把握することを目的とする。なお、解析には3次元地盤・構造物連成応答解析システム「DINAS」を用いている。

2. 解析手法

2-1 対象とした斜張橋

本研究で対象とした斜張橋は、道道幕別帯広芽室線・札内清柳大橋(第二札内大橋)である。全長 229.7m で、支間長が 99.7m+132m の非対称支間である。塔の高さは 50m で、塔断面は塔の上部で耐風安定性を考慮した八角形断面を、塔基部では矩形断面を採用している。補剛桁断面は、逆台形 3 室箱型断面となっている。ケーブルは、一面吊り 11 段ハープ型マルチケーブルシステムを採用しており、塔基部と補剛桁は剛結構造で、上部構造には鋼材を、橋脚・橋台には RC 材が用いられている。

2-2 解析モデル

解析を行うにあたり構築したモデルを図 - 1 に示す。また、構造物の材料定数を表 - 1 に、断面諸元を表 - 2 に示す。塔、補剛桁、橋脚を梁・柱要素に、支承部をばね要素、ケーブルを棒要素にモデル化している。なお、ケーブルには初期軸力を与えている。

地盤ソリッド要素に関しては、227.9×50×30.7m のボックス状のモデルを構築している。各層の地盤特性は、表 - 3 に示す通り実地盤でのボーリング調査結果を元に特性を算出しており、ケーソン端部は 層目に位置する。

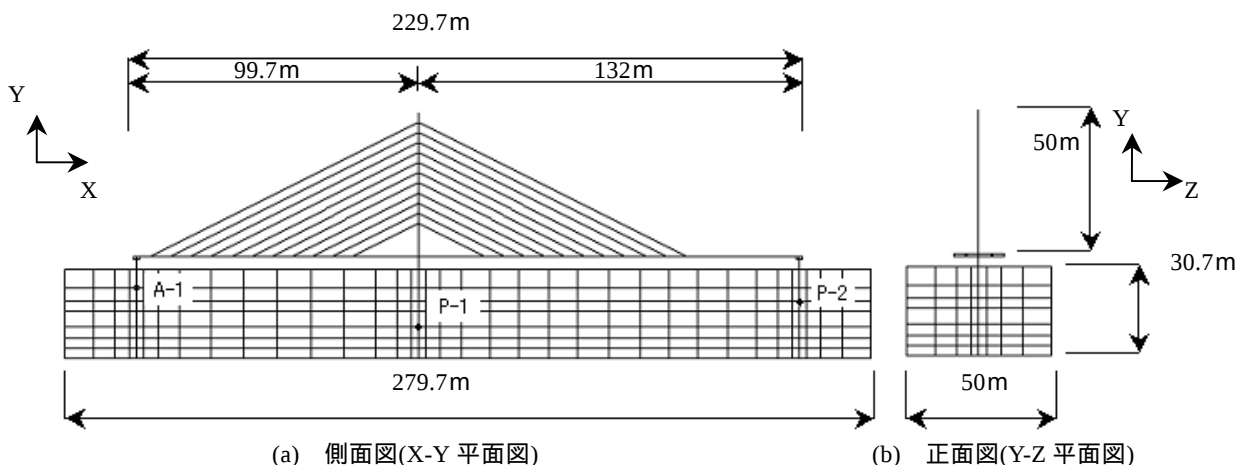


図 - 1 解析モデル

	Steel	Concrete
弾性係数 (GN/m ²)	206	24.5
単位体積重量 (kN/m ³)	77	24

表 - 2 断面諸元

	補剛桁	塔	ケーブル
A(m ²)	1.00 ~ 1.21	0.41 ~ 0.83	0.01 ~ 0.02
I _y (m ⁴)	49.42 ~ 52.19	0.28 ~ 0.85	*
I _z (m ⁴)	1.18 ~ 1.45	0.42 ~ 1.48	*
J(m ⁴)	2.00 ~ 2.22	0.67 ~ 1.33	*

表 - 3 地盤特性

層番号	層厚 (m)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断弾性係数 (MPa)
	6.40	0.458	18	66.3
	4.30	0.458	18	66.3
	3.75	0.469	18	66.3
	5.45	0.339	19	294.9
	3.60	0.339	19	294.9
	3.60	0.481	19	111.7
	3.60	0.432	19	375.3

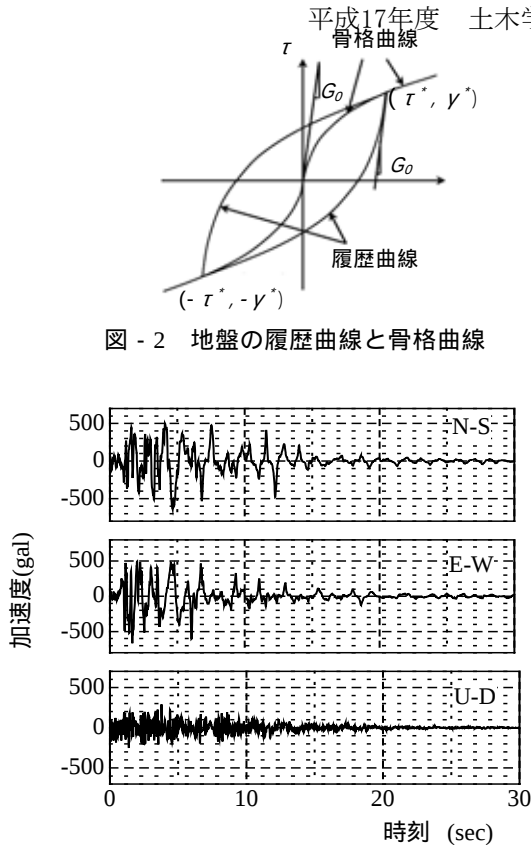


図 - 2 地盤の履歴曲線と骨格曲線

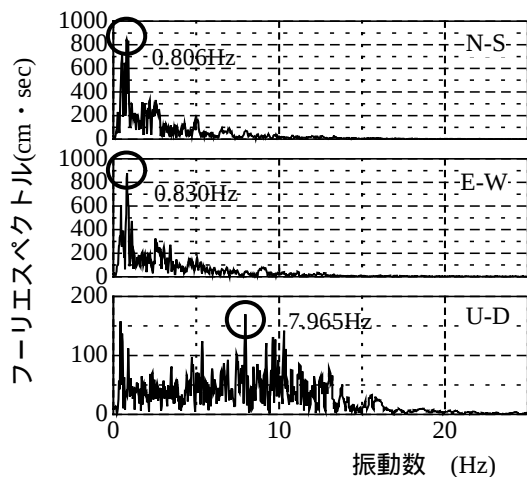


図 - 3 想定地震動(JR 鷹取駅記録)

ソリッド要素の境界条件は、底面を粘性境界条件とし、側方を鉛直ローラー境界条件としている。また、構造物と地盤の間には、特別な要素は設けず完全付着を仮定しているため、滑動や剥離は考慮できていない。しかし、地盤ソリッド要素節点は軸方向 3 自由度であるのに対し、一本の梁・柱要素でモデル化した橋脚節点の自由度は軸方向 3 自由度と軸回りの回転 3 自由度の 6 自由度であるため、地盤のせん断変形に対して回転に無抵抗なモデルとなる。本研究で構築した解析モデルでは、外的境界条件として各橋脚、橋台端部に弾性回転ばね要素を挿入することで対処している。

2-3 要素非線形性

本研究で対象とした一面吊り斜張橋は、その構造形式上、塔が橋軸直角方向に大きく変位しやすく、大きな曲

げモーメントが発生することが予測される。そこで塔基部面外方向に曲げモーメント～曲率関係がバイリニア型の非線形部材を導入している。

また、地盤はひずみの大きさによりせん断剛性等の特性が大きく変化するひずみ依存性を示す。特に大地震時には大きなひずみが発生し、応力とひずみの関係の非線形性が顕著に表れる。時刻歴応答解析において地盤の非線形性を表現するには図 - 2 に示すような Ramberg-Osgood モデル(以下 R-O モデル)や双曲線型の Hardin-Drnevich モデル(以下 H-D モデル)がよく知られている⁸⁾。式(1)、(3)に示すような骨格曲線に従うものである。また、それぞれのモデルの履歴曲線は、Massing 則を適用することで、式(2)、(4)のようになる。

)R-O モデル

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \left(1 + \alpha \left| \frac{\gamma}{G_0 \gamma_r} \right|^{\beta-1} \right) \quad (\text{R-O モデル骨格曲線}) \quad (1)$$

$$\frac{\gamma \pm \gamma^*}{2} = \frac{\tau \pm \tau^*}{2G_0} \left(1 + \alpha \left| \frac{\tau \pm \tau^*}{2} \right|^{\beta} \right) \quad (\text{R-O モデル履歴曲線}) \quad (2)$$

)H-D モデル

$$\tau = \frac{G_0}{1 + |\gamma/\gamma_r|} \quad (\text{H-D モデル骨格曲線}) \quad (3)$$

$$\tau \mp \tau_r = \tau_r + \frac{G_0(\gamma \mp \gamma_r)}{1 + |\gamma \mp \gamma^*|/2\gamma_r} \quad (\text{H-D モデル履歴曲線}) \quad (4)$$

ここに、 γ : せん断ひずみ、 τ : せん断応力、 G_0 : 初期せん断弾性係数、 τ_r : 基準ひずみ、 α , β : フィッティングパラメータ、 τ^* : 折り返し点のせん断応力、 γ^* : 折り返し点のせん断ひずみである。

本研究では、地盤の応力 - ひずみ関係を線形関係としたモデルと非線形性を考慮したモデルとして R-O モデルおよび H-D モデルの 3 パターンを用いて解析を行う。

表 - 4 固有振動数と有効質量比

モード次数	振動数(Hz)	周期(sec)	有効質量比(%)			固有振動モード
			X	Y	Z	
1次	0.478	2.091	0	0.001	0	鉛直1次
2次	0.753	1.327	0	0	0.001	塔面外1次
3次	1.022	0.978	0	0.006	0	鉛直2次
5次	1.799	0.556	0	0	0.161	水平1次
6次	1.879	0.532	0.699	0	0	地盤面内1次
7次	1.933	0.517	0	0	0.388	地盤面外1次

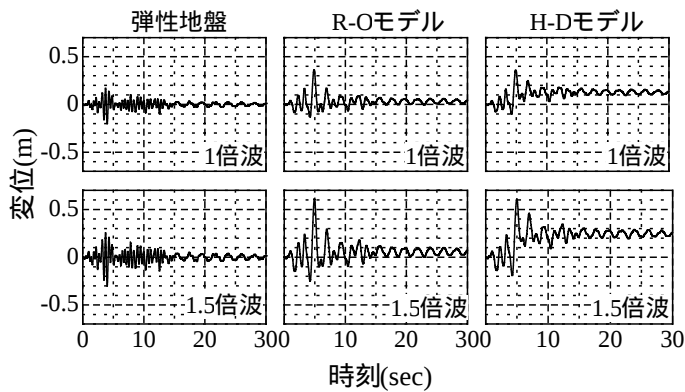


図 - 4 塔頂部橋軸方向絶対変位

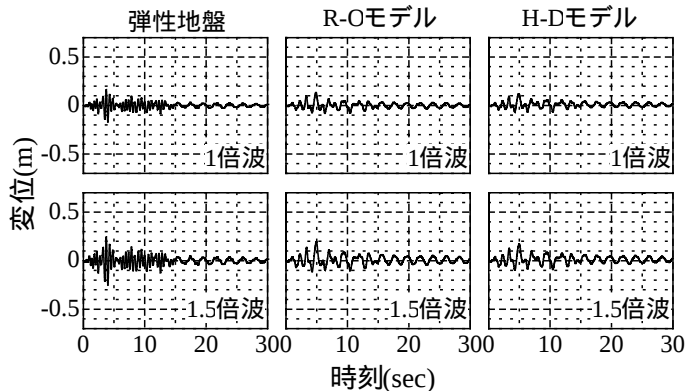


図 - 5 塔頂部橋軸方向相対変位

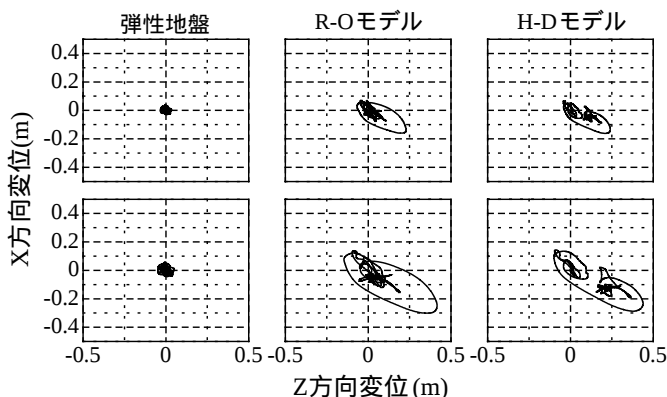


図 - 6 P1 橋脚底面の水平方向の変位軌跡

2 - 4 解析条件

本研究では、固有振動解析手法として大規模モデルに有効な解析手法の一つである Subspace 法を用いた。また、時刻歴応答解析には Newmark - β 法による直接積分法とし、 $\beta=0.25$ を用いた。積分時間間隔は 0.002 秒とし、応答解析時間は 30 秒とした。時刻歴応答解析を行う上で、地上で観測された地震波を元に工学的基盤における地震波を算定する必要がある。この処理には土の剛性、減衰特性とひずみとの非線形な関係を等価な線形関係に置き換える等価線形化法を使った「FDEL⁹⁾」が多用されている。本研究では、兵庫県南部地震時に JR 鷹取駅地上で観測された地震波 3 成分(図 - 3)を想定地震動とし、この FDEL を用いて基盤面での地震波を算定することとしている。なお、大規模地震を想定するために、算定した地

震波とその振幅を 1.5 倍に調節したものをを用い、各成分をそれぞれ橋軸、橋軸直角、鉛直方向に同時入力することで応答解析を行っている。また、減衰には要素別 Rayleigh 減衰と履歴による減衰を考慮している。

3. 数値解析結果

3 - 1 固有振動特性

固有振動解析から得られた主要な振動モードの固有振動数と有効質量比を表 - 4 にまとめている。

鉛直 1 次と鉛直 2 次モードの固有振動数はそれぞれ 0.478Hz、1.022Hz であり、桁の振動である水平 1 次モードは、1.799Hz である。塔面外方向の固有振動数は 0.753Hz である。

なお、別途構造物を取り払った地盤のみのモデルを構築し、固有振動解析を行ったところ橋軸方向、橋軸直角方向の振動モードは、1.99Hz であることを確認している。表 - 4 の地盤の面内、面外の振動モードである 6 次、7 次モードを見ると構造物を考慮したことで、若干地盤の振動モードが長周期化していることが確認できる。また、6、7 次モードで極めて大きな有効質量比が現れているが、これは本解析モデルでは斜張橋の質量に比べ、地盤の質量が大きいためと考えられる。

3 - 2 動的応答性状

(1) 塔頂部橋軸方向変位

塔頂部橋軸方向の絶対変位を図 - 4 に、P1 橋脚端部からの相対変位応答を図 - 5 に示す。

まず、弾性地盤モデルと地盤非線形性を考慮した R-O モデルと H-D モデルを比較すると、弾性地盤モデルの応答は、 $t=12(\text{sec})$ 付近までは約 2Hz で振動しているが、地盤非線形性を考慮した R-O モデルと H-D モデルは 0.6 ~ 0.8Hz で振動していることが確認できる。地盤自体の固有振動数は、約 2Hz となっており、弾性地盤モデルでは地盤の振動が卓越的であることが理解できる。一方、地盤非線形性を考慮した R-O モデルと H-D モデルでは入力地震波の N-S 方向の振動数成分が大きな 0.6 ~ 0.8Hz で振動していることが確認できる。

次に、地盤非線形性を考慮した R-O モデルと H-D モデルを比較する。図 - 4、5 に示す通り、絶対変位、相対変位ともに R-O モデルの方が H-D モデルよりも大きな変位が現れている。また、絶対変位波形に着目すると両モデルともに地盤の残留変位が確認できる。残留変位の大きい H-D モデルの場合、1 倍波と 1.5 倍波を入力した時そ

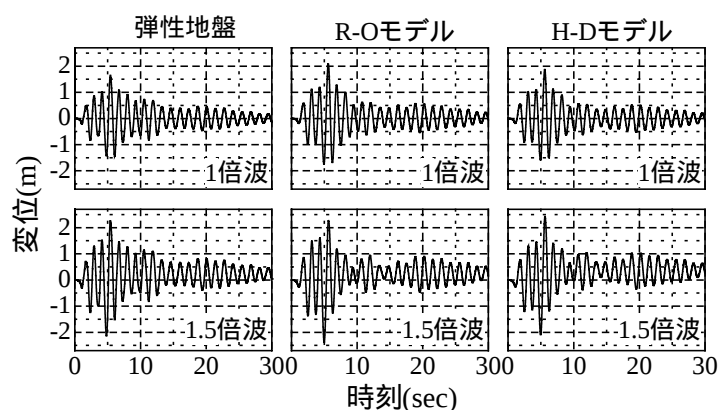


図 - 7 塔頂部橋軸直角方向相対変位

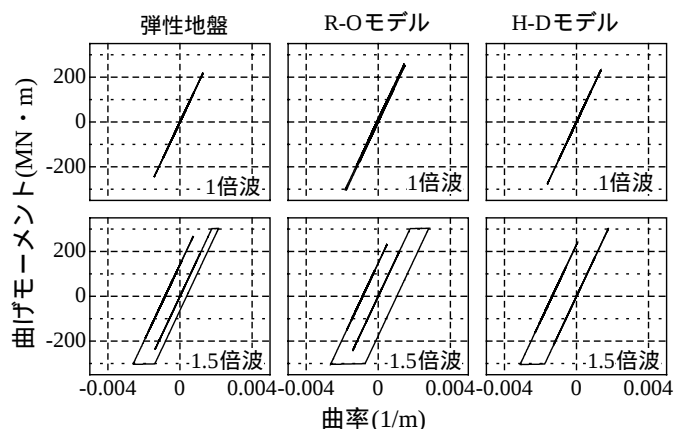


図 - 8 塔基部面外方向曲げモーメント～曲率の関係

それぞれ約 10cm、20cm となっている。また、図 - 6 に P1 橋脚底面の水平方向の変位軌跡を示す。弾性地盤モデルでは、軌跡が原点を中心して変動しているのに対し、非線形性を考慮している R-O モデルや H-D モデルでは大きなループを描いていることが確認できる。また、先に述べた通り H-D モデルで大きな残留変位が現れており平衡状態が変化していることが確認できる。一般に R-O モデルは、H-D モデルに比べて、せん断強さが頭打ちにならないという特徴や、逆に H-D モデルの減衰を大きく評価してしまう特徴があるとされているが、本研究でもその傾向が現れたと考えられる。

(2) 塔頂部橋軸直角方向変位

塔頂部橋軸直角方向の P1 橋脚端部からの相対変位応答を図 - 7 に示す。塔頂部橋軸方向の変位応答が、弾性地盤モデルと非線形性を考慮した R-O モデル、H-D モデルとでは、 $t=12(\text{sec})$ 付近までは、振動特性が異なっていたのに対し、橋軸直角方向変位応答では、どの地盤モデルでも約 0.8Hz で振動していることが確認できる。これは、本研究の入力地震波である JR 鷹取駅記録地震波の E-W 成分の卓越振動数が、1 次塔面外方向の振動モードの固有振動数である 0.8Hz 付近であり、共振しやすくなっていることが理由として挙げられる。

最大応答値に着目すると、1 倍波を入力した場合、弾性地盤モデルで 1.64m、R-O モデルで 2.21m、H-D モデ

ルで 2.18m となっている。R-O モデルで最も大きな変位が現れている。また、1.5 倍波入力時にはどの解析モデルでも残留変位が生じていることが確認できる。

図 - 8 には、塔基部面外方向の曲げモーメント～曲率の関係を示す。図 - 7 において、1.5 倍波入力した場合に認められた残留変位は、塔基部の塑性化によるものである。塔頂部橋軸直角方向において最も大きな変位を与えた R-O モデルで最も大きく塑性化していることが確認できる。

4 あとがき

本研究では、一面吊り斜張橋を対象とし、構造物 - 地盤の全体システムとしてモデル化を行い、地盤の非線形特性を考慮した 3 次元非線形地震応答解析を行うことで、大地震時挙動について検討した。

塔頂部橋軸方向では、弾性地盤モデルと地盤非線形性を考慮した R-O、H-D の両モデルを比較すると、弾性地盤モデルの応答は、地盤単体の固有振動数である約 2Hz で振動しているが、地盤非線形性を考慮した R-O モデルと H-D モデルは、入力地震波の卓越振動数成分である 0.6 ~ 0.8Hz で振動していることが確認できる。また、R-O モデルと H-D モデルでは、R-O モデルの方が大きな変位を与えるが、一方 H-D モデルは地盤の残留変位が現れることが確認できた。

塔頂部橋軸直角方向では、橋軸方向変位応答と異なり、弾性地盤と非線形性を考慮したどのモデルでも応答に大きな違いはないものの、R-O モデルで最も大きな変位が現れ、塑性も大きいことが認められた。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編、1996。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編、2002。
- 3) 林川俊郎：橋梁工学、朝倉書店、2000。
- 4) 土木学会：鋼斜張橋 - 技術とその返還 -、1991。
- 5) 吉澤努・川神雅秀：大規模地震動に対する鋼斜張橋全体系の非線形動的応答解析、第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 pp.257-260、1998。
- 6) 宮之上昭彦・後藤隆・加藤波男：非線形動的解析による鋼半径間斜張橋の耐震設計、第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 pp.151-154、1998。
- 7) 大塚久哲・堂上幸男・山平喜一郎・加藤一郎・藤野明義：鋼斜張橋（荒津大橋）の非線形地震応答解析とモデル化の検討、第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 pp.155 - 162、1998。
- 8) 土木学会：土木構造物の耐震設計、丸善、2001。
- 9) 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。