

ファイバー要素を用いた地盤・基礎の非線形動的相互作用モデルと その橋梁全体系の地震応答解析への適用

A Nonlinear Dynamic Soil- Foundation Interaction Model
Using Fiber Element and Its Application to Seismic Response Analysis of Bridge

原田隆典*・野中哲也**・馬越一也**・岩村真樹**・王宏沢**

Takanori Harada, Tetsuya Nonaka, Kazuya Magoshi, Maki Iwamura and Hongze Wang

*工博 宮崎大学教授, 工学部土木環境工学科 (〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1)

** 工博 (株) 地震工学研究開発センター (〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1 産学連携センター)

** 工修 (株) 地震工学研究開発センター (〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1 産学連携センター)

** 学士 (株) 地震工学研究開発センター (〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1 産学連携センター)

** 工博 (株) 地震工学研究開発センター (〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1 産学連携センター)

This paper presents a nonlinear spring multi-Winkler model for nonlinear seismic response of foundation and superstructure system using the fiber element method. The nonlinear soil reactions are modeled by using the spring coefficients per unit area of foundation surface with 3 components consisting of normal traction and two shear tractions on foundation surface. The shapes of monotonic curves and the hysteresis loops of the 3 springs are evaluated using the Mohr-Coulomb yield criterion and no rigidity of tension, and by the concrete crack model. The proposed spring model can incorporate such effects as separation and slippage at the soil foundation interface, and also the effect of coupling between the normal traction and two shear tractions on foundation surface. To demonstrate an applicability of the proposed model, a nonlinear seismic response analysis of cable stayed bridge supported by the two caisson foundations is performed and the effects of nonlinear behaviors of soil reactions are discussed.

Key Words: fiber element, caisson foundation, dynamic soil foundation interaction,
Nonlinear seismic response, earthquake ground motions, Winkler model

1. まえがき

橋梁は横方向に長く、橋脚・支承・桁等が基礎を通し多地点で支えられ、地盤と構造物とが強く結びついているので、地盤と基礎と上部構造物を一体としてモデル化し、地震時の橋梁全体系の応答挙動を調べることが必要となる。例えば、強震時に、橋梁全体系の一部に弱点が生じると、そこから全体系の重大な被害に進展する場合もあるし、弱点部の応力や変形が再配分されて全体系としての被害に至らない場合もある。また、基礎周辺地盤が安定している場合、基礎本体と上部橋梁系の被害の関係は、基礎と上部橋梁系の地震応答特性が影響し合って決まる。さらに、橋梁全体系内部の弱点部の発生から全体橋梁系の重大な被害への進展過程は、橋梁全体系に入射される強震動によって大きく変わる。したがって、被害経験に加え、このような強震時の橋梁全体系の応答挙動をぬかりなく把握して、耐震設計や耐震診断、耐震補強などの耐震対策技術を確認

する必要がある。

ここで、橋梁の耐震設計・解析に関する現状を概観すると、1995 年の兵庫県南部地震以降、上部橋梁系の非線形動的解析モデルや応答挙動に関して多くの研究成果が上がっている¹⁾。しかし、上部橋梁系に比べ、地盤や基礎構造系の非線形動的解析モデルや応答挙動に関する研究は遅れているように思われる。

原理的には、土の非線形構成則を用いた有限要素法で地盤を離散化し、地盤・基礎・構造物系の解析をすることが考えられるが、土の非線形構成則の問題と計算機容量・計算時間の制約から、実務で用いられる場合は少ない。

実務では、直接基礎やケーソン基礎および杭基礎を並進と回転の 2 自由度を持つ剛体モデルとし (SR モデル)²⁾、地盤反力特性として履歴特性を持つ並進と回転ばね、および並進・回転連成ばねを用いる場合が多い^{1), 2)}。なお、杭基礎では、杭頭部に集約した SR モデルの他に、杭の深さ方向に地盤ばねを分布させる、いわゆる Penzien モデルも

多用される^{1), 2)}.

このような実務で多用されている地盤・基礎系の非線形地盤ばねのモデル化に共通する弱点は、基礎のある点(重心、上面、底面等)または、杭基礎等の基礎を深さ方向に離散化し、その離散点における並進と回転に対する地盤反力を、集約地盤ばねでモデル化しているため、この集約地盤ばねは、地盤物性値の材料非線形特性と基礎形状・寸法の関数として与えられる点にある。

基礎が動的に運動をする時、基礎の並進と回転の変位振幅に応じて地盤からの反力の大きさと分布は時間毎に変化するため、基礎形状・寸法並びに地盤材料特性をパラメータとする非線形関数として与えられる集約地盤ばねの非線形な関数形は時間毎に変えなければならない。しかし、既往の集約地盤ばねモデルでは、基礎の特定な変位モードを仮定して基礎形状・寸法および地盤材料特性の特定な関数として集約地盤ばねを与えているために、基礎の並進・回転振幅と基礎形状に応じて刻々と変わる周辺地盤からの反力分布特性が考慮できないモデルとなっている。

そこで本論文では、SR モデルや Penzien モデルのような基礎の任意の 1 点に集約した非線形地盤ばねモデルではなく、基礎と地盤の接触面の単位面積当たりに作用する地盤反力と基礎の変位の関係を表す Winkler モデルの考え方を採用した非線形地盤ばねモデルを提案する。

基礎周辺地盤の土は、引っ張り力に耐えないものとし、モール・クーロンの破壊基準に従うものとし、非線形ばねの骨格曲線を定めた³⁾。したがって、本モデルでは法線方向の地盤応力(引っ張り・圧縮応力)とせん断方向のせん断地盤応力が連成するモデルとなる。例えば、圧縮応力が大きくなればせん断方向の限界せん断地盤応力は大きくなりすべりが発生し難くなる。逆に、引っ張り応力時には基礎と地盤が剥離するので、せん断応力は発生しない。本モデルでは、法線方向の地盤応力の履歴特性として、コンクリートのクラックモデル⁴⁾を採用するものとする。本モデルのせん断地盤応力の履歴特性は、あらかじめ仮定するのではなく、法線方向の地盤応力の履歴特性とモール・クーロンの破壊基準から自動的に決められることになる。

このような基礎と地盤の接触面の単位面積当たりに作用する地盤反力と基礎変位の関係を表す Winkler モデルの考え方の導入により、これまで上部構造物系に対して多用されているファイバー要素モデルの考え方^{5), 6), 7)}が、地盤・基礎系に対しても使えるようになり、比較的簡単で、かつ基礎と上部橋梁系を全て応力・歪レベルで統一的な解析手順によりモデル化すること(マイクロモデルと呼ぶ)が可能となる。

本論文では、以上のような基礎と上部構造物の全体系の非線形地震応答挙動が統一的な解析手順で解析できることを示すために、本論文で提案する非線形地盤ばねモデルを組み込んだファイバー要素法による計算プログラムによる全体系の試算例を示し、橋梁全体系の応答挙動特性と地盤の非線形ばね特性の関係や、時間毎に変わる基礎各部の単位面積当たりに発生する地盤反力の時刻履歴特性や履歴特性を考察する。

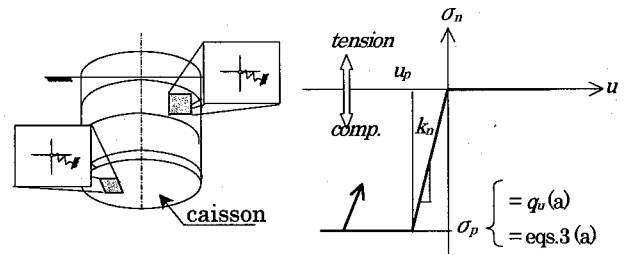


図-1 非線形地盤反力モデル(法線方向)

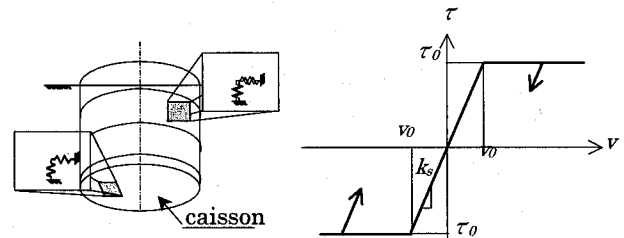


図-2 非線形地盤反力モデル(せん断方向)

2. 提案モデル

2.1 基礎の単位面積に作用する地盤反力モデル

基礎周辺地盤の土は、引っ張り力に耐えないものとし、モール・クーロンの破壊基準に従うものとし、基礎と地盤の接触面の単位面積当たりに作用する地盤反力と基礎変位の関係を、基礎表面の法線、鉛直、水平方向の3成分毎に図-1、図-2 のような非線形ばね特性を持つ法線方向の地盤反力係数 k_n とせん断方向の地盤反力係数 k_s を用いてモデル化する³⁾。すなわち、基礎表面の法線方向とせん断方向の骨格曲線は式(1)と(2)のように表す。

$$\sigma_n = \begin{cases} 0 & 0 \leq u \\ k_n u & -u_p < u < 0 \\ -\sigma_p & -u_p \geq u \end{cases} \quad (1)$$

$$\tau = \begin{cases} k_s v & |v| < v_0 \\ \text{sgn}(v) \tau_0 & |v| \geq v_0 \end{cases} \quad (2)$$

ここに、 sgn は符号関数を、 u , v は基礎表面の法線方向とせん断方向の基礎変位を表す。

ここで、図-1 に示すように基礎底面の法線方向の σ_n においては、基礎の自重による沈下位置から基礎の動的変位が始まるものとし、 $\sigma_p = q_u$ (圧縮極限支持応力) とする。また、基礎側面の法線方向の σ_n では、式(3a)の静止土圧 σ_s が常に作用するものとし、圧縮極限応力 σ_p は、式(3a)のようにランキンの受動土圧を用いて与えられるものとする。

$$\sigma_s = \sigma_0 k_0, \quad \sigma_p = \sigma_0 k_p + 2c\sqrt{k_p} \quad (3a)$$

ここに、 c は基礎と地盤の間の粘着係数である。また、 σ_0

は地表面から深さ z 点の鉛直方向の土の応力を表し、土の単位体積重量を γ_i とすると、次式のように深さによって大きくなる。

$$\sigma_0 = \gamma_i z \quad (3b)$$

また、 k_0 と k_p は静止土圧係数と受動土圧係数を表し、土の内部摩擦角を Φ とすると、次式で与えられる。

$$k_0 = 1 - \sin \Phi, \quad k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) \quad (4)$$

ここで、式(2)のすべり限界応力 τ_0 は、モール・クーロンの破壊基準を用い、次式のように基礎表面の法線方向応力 σ_n の関数で与えられるものとする。

$$\tau_0 = c + \sigma_n \tan \Phi \quad (5)$$

したがって、本論文で提案する基礎と地盤の接触面の単位面積当りに作用する地盤反力モデルでは、基礎と地盤の接触面における法線方向の応力とせん断方向の応力は、連成することになる。

例えば、法線方向の圧縮応力(本論文では負の値としている)が大きくなると、せん断すべり限界応力が大きくなり、基礎と地盤の間のすべり抵抗が大きくなる。他方、法線方向の引っ張り応力(本論文では正の値としている)は零としているため、基礎と地盤の間の粘着係数 c が零かまたは十分小さくて零とみなせる場合には、せん断応力は零となる。これは基礎と周辺地盤の間に剥離が生じると法線方向の応力は零となり、せん断応力が発生しないというような現象を簡単なモデルによって表現したものである。

以上のような式(1)～(5)に現れる地盤に関する係数の評価式として、ここでは暫定的に道路橋示方書のものを基本として使うが、今後検証例を増やしながら評価式を検討してゆく必要がある。

まず、圧縮極限支持応力 q_u は道路橋示方書⁹⁾より、次式から推定するものとする。

$$q_u = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \quad (6)$$

ここに、 c は基礎底面より下にある地盤の粘性力、 γ_1 は基礎底面より下にある地盤の単位体積重量、 γ_2 は基礎底面より上にある周辺地盤の単位重量、 α は地盤底面係数、 β は地盤底面係数、 B は基礎幅、 D_f は基礎の有効根入れ深さ、 N_c 、 N_q 、 N_γ は支持力係数を示す。

次に、地盤反力係数も道路橋示方書⁹⁾の方法から推定するものとする。基礎底面の法線方向とせん断方向の地盤反力係数 k_n と k_s として、道路橋示方書における直接基礎の鉛直・せん断方向の地盤反力係数 k_v 、 k_{sb} を使うものとする。基礎側面の法線方向とせん断方向の地盤反力係数 k_n と k_s では、道路橋示方書のケーソン基礎の横方向の地盤反力係数 k_H を基本とするが、道路橋示方書では、ケーソン基礎側面のせん断方向の地盤反力係数を陽に評価せずにケーソン基礎の横方向の地盤反力係数を 20% 割り増して使っている。本研究の評価においては、20% の割り増しを

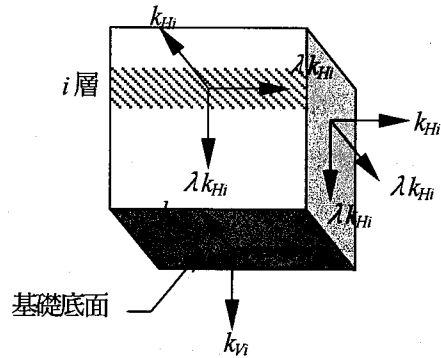


図-3 地盤反力係数の方向と記号

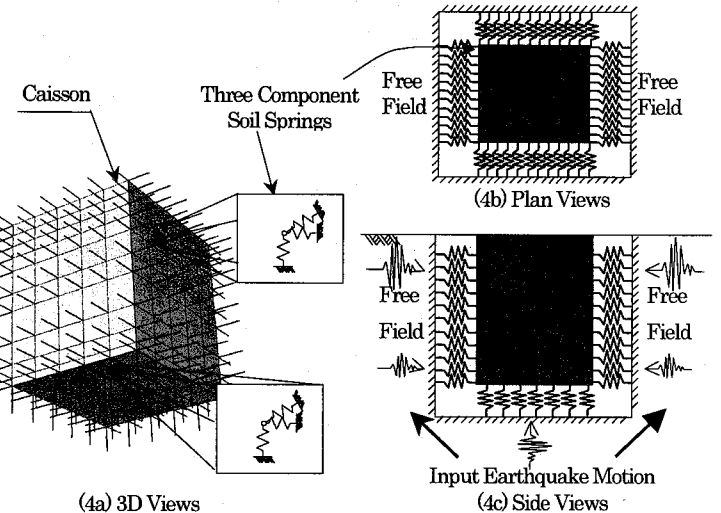


図-4 3次元Winklerモデル

しないで、基礎側壁の法線方向とせん断方向の地盤反力係数を陽に評価するものとする。

したがって、基礎底面の法線方向とせん断方向の地盤反力係数 k_n と k_s は、次式から求められるものとする⁹⁾。

$$\begin{aligned} k_n &= k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} \\ k_s &= k_{sb} = \lambda k_v \end{aligned} \quad (7)$$

また、基礎側面の法線方向とせん断方向の地盤反力係数 k_n と k_s では、

$$\begin{aligned} k_n &= k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \\ k_s &= \lambda k_H \end{aligned} \quad (8)$$

ここに、式(7)と(8)の B_v 、 B_H は後の2.2節で説明するが、図-3と図-4に示すように、基礎と地盤の接触面を網目状に分割した各パッチの面積の平方根として評価する換算パッチ幅を表わす。 k_{v0} 、 k_{H0} は地盤反力係数の基準値で次のようにして求めることができる⁹⁾。

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} E_D, \quad k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D \quad (9)$$

$$E_D = 2(1 + \nu_D) G_D, \quad G_D = \frac{\gamma}{g} V_{SD}^2$$

ここに、 E_D は地盤の動的変形係数、 G_D は地盤の動的せん断変形係数、 ν_D は地盤の動的ポアソン比、 g は重力加速度 (9.8m/s^2)、 V_{SD} は地盤のせん断弾性波速度を表す。なお、 λ としては、ヤング率とせん断剛性とポアソン比の関係から、ポアソン比 $\nu = 0.4 \sim 0.45$ に対し、せん断剛性率はヤング率の0.34～0.36倍程度に見積もることができる。また、一般橋梁の地盤を対象とした平板載荷実験では、0.2～0.5程度が得られている⁸⁾。このことより、法線方向とせん断方向の地盤反力係数 k_n と k_s の比率の係数として、 $\lambda = 0.3$ を用いるものとする。

以上のように提案する地盤反力モデルでは、土の弾性定数、密度、内部摩擦角が与えられ、基礎と地盤の接触面の単位面積に作用する地盤反力(地盤応力)が接触面の変位の関数として与えられる。

2.2 ファイバー要素によるWinklerモデル

基礎と地盤の接触面における単位面積当たりの非線形地盤ばねの定義は、応力-ひずみレベルで行う。これは、上部橋梁系の耐震解析モデルでよく用いられるようになってきたファイバー要素の定義と同じ方法である。これにより、基礎、地盤を含めた橋梁全体系(「全体系」と呼ぶ)に対しても、ファイバー要素法でモデル化できることになり、全体系での動的解析が可能となる。地盤を有限要素法のソリッド要素でモデル化することも考えられるが解析時間を考えると本提案モデルの方法が現実的である。

具体的には、図-3と図-4に示すように基礎と地盤の接触面を網目状に分割し、分割された各パッチに対して前述の非線形地盤ばね(3成分)を配置する。非線形地盤ばねは基礎の深さ方向に変化させる。このモデル化により刻々と変化する基礎と周辺地盤の挙動(剥離やすべり)を表現することができる。また、従来の方法と異なり、非線形地盤ばね特性が基礎の形状に依存しないという利点もある。

これらの非線形地盤ばねの端部(パッチと接続していない端点)に、自由地盤からの時々刻々と変化する強制変位を作用させて、地震による応答解析を実施する。水中基礎の場合には、水の影響を付加質量として基礎の質量に考慮するが、地震加速度外力に係わる基礎の質量の方には水の付加質量をつけない。本論文では、基礎は剛体基礎として取り扱うが、基礎自体もファイバー要素によりモデル化し、基礎内部の応力の非線形応答を解析することもできる。

3. 提案モデルによる全体系の解析試算例

3.1 全体系モデルおよび解析方法

ここでの試算例は、2章で述べた非線形地盤反力モデル

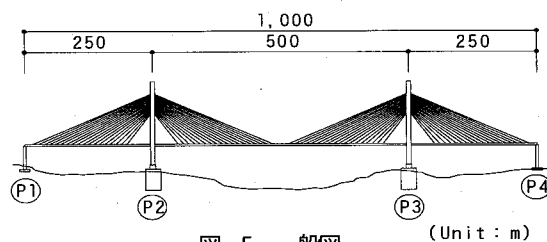


図-5 一般図

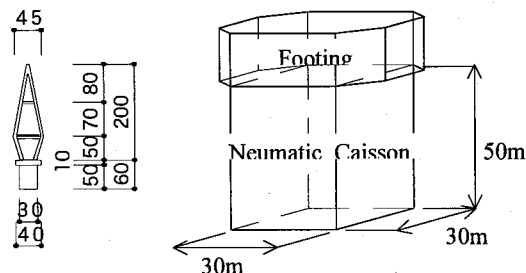


図-6 主塔とケーソンの形状

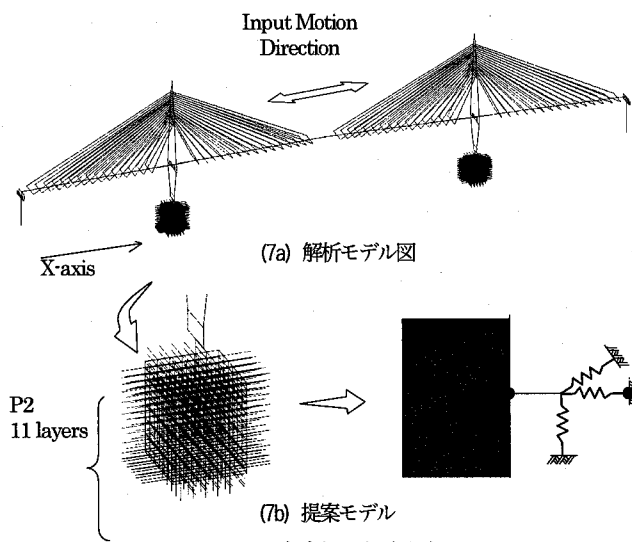


図-7 解析モデル概要

をこれまで上部構造物の非線形地震応答解析に多用されているファイバー要素法に組み込んで、基礎・上部構造物全体系の非線形地震応答解析が実施できることを示し、集約地盤ばねモデルでは表現できない、基礎各部の地盤反力の時刻歴特性や履歴特性を考察するためのものである。本論文で解析する仮定の橋梁は、図-5に示すように橋長1,000m(250+500+250)の長大斜張橋であり、軟弱地盤に建設されているものとする。P2、P3の基礎は、大型のニューマチックケーソン(30m×30m)とする(図-6)。このケーソン基礎に対して、図-3と図-4に示したように地盤と基礎の接触面(基礎側面と基礎底面)を複数の長方形のパッチに分割し、最も単純な仮定を採用し各パッチ内での地盤反力(応力)は一定であるとして評価し、非線形地盤ばねを配置する。水の付加質量は無視し、基礎の深さ方向には、表-1の地層の数に合わせて11層に分割した(図-7b)。

表-1に各層の厚さ(表-1の2列)、単位体積重量(表-1の4列)、内部摩擦角(表-1の5列)を示す。また、表-1に、これらの地盤物性値から式(3)と式(4)によって

表-1 地盤特性値

Layer No.	Thickness m	depth m	γ_i kN/m ³	Φ degree	σ_0 kN/m ²	k_0	k_p	σ_p kN/m ²	σ_p kN/m ²
1	2.700	1.350	15.19	30	21	0.500	3.000	10	65
2	2.700	4.050	15.19	30	62	0.500	3.000	31	188
3	2.800	6.850	15.19	30	103	0.500	3.000	52	313
4	3.300	9.850	19.60	35	157	0.426	3.690	67	583
5	5.300	14.150	18.62	35	239	0.426	3.690	102	884
6	4.200	18.900	18.03	30	326	0.500	3.000	163	981
7	7.200	24.600	18.62	35	431	0.426	3.690	184	1593
8	4.900	30.650	17.05	30	539	0.500	3.000	270	1622
9	3.100	34.650	17.64	30	609	0.500	3.000	304	1829
	1.600	37.000	19.63	35	652	0.426	3.690	278	2409
	6.000	40.800	21.85	35	733	0.426	3.690	313	2708

表-2 極限支持力

α	β	B m	γ_1 kN/m ³	γ_2 kN/m ³	D_f m	N_c	N_q	N_γ	q_u kN/m ²
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.3	0.6	30.000	21.9	19.6	36.200	30.13963	18	15	15740.81

表-3 地盤反力係数

Layer No.	V_{SD} m/sec	ν_D	G_D kN/m ²	E_D kN/m ²	k_{r0} kN/m ³	k_{r0} kN/m ³	B_D m	k_p kN/m ³	k_H kN/m ³
1	75.0	0.49	8719	25982	86606	86606	4.132	4.132	12113
2	75.0	0.49	8719	25982	86606	86606	5.438	5.438	9858
3	75.0	0.49	8719	25982	86606	86606	6.191	6.191	8945
4	240.0	0.48	115200	340992	1136640	1136640	6.792	6.792	109518
5	180.0	0.49	61560	183449	611496	611496	7.435	7.435	55050
6	220.0	0.49	89056	265387	884623	884623	7.993	7.993	75431
7	290.0	0.48	159790	472978	1576595	1576595	8.538	8.538	127953
8	230.0	0.49	92046	274297	914324	914324	9.020	9.020	71207
9	310.0	0.48	172980	512021	1706736	1706736	9.301	9.301	129898
10	310.0	0.48	192488	569765	1899218	1899218	9.455	9.455	142780
11	460.0	0.47	471868	1387292	4624306	4624306	9.689	9.689	341333
Bas	520.0	0.45	554320	1607528	5358427	5358427	6.000	6.000	566585

計算される土圧係数等(表-1の記号は式(3)と式(4)の記号と同じである)の値を掲載している。本計算モデルでは、表-1の静止土圧は受動土圧に比べ小さいため静止土圧を零として計算する。また、簡単のため、粘着係数は零とした。なお、土の非線形履歴減衰に比べ地下逸散減衰は小さいものと仮定し、ここでは地下逸散減衰を無視した。

表-2には、式(6)によって計算されるケーソン基礎底面の極限支持力を示している。また、表-3に、11層に分割した各層の地盤のせん断波速度とポアソン比を示す。そして、これらの値から式(7)～式(9)を用いて計算した地盤反力係数等を掲載している。

対象橋梁を、論文5)、6)、7)等で提案されているファイバー要素法でモデル化し、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した動的複合非線形解析で検討を行う。上部工の減衰定数として1%のレイリー減衰を仮定した。

以上のようにして基礎・上部橋梁系をモデル化したものを図-7aに示す。なお、対象橋梁の主部材や耐震上重要な部位についてのモデル化は次のように行った。

- ① 主塔と主桁は、軸力変動および2軸曲げが考慮できるファイバー要素によりモデル化する。
- ② ケーブルは、ケーブルのたわみなどの影響が考慮できる梁要素によりモデル化した。
- ③ 主塔と主桁の接合部のモデル化では、地震時、主桁が橋軸方向に大きく移動することが想定され、主桁と主塔をつなぐ弾性支承やペンデル支承の動的挙動を精度よく表現できるようにした。
- ④ 基礎周辺地盤は、2章で提案したファイバー要素によるWinklerモデルとした。

このモデルへの入力地震動としては、別途に1次元地盤モデルによる等価非線形地震応答解析を行い、その解析で得られた地盤の絶対加速度波形と絶対変位波形を図-8に

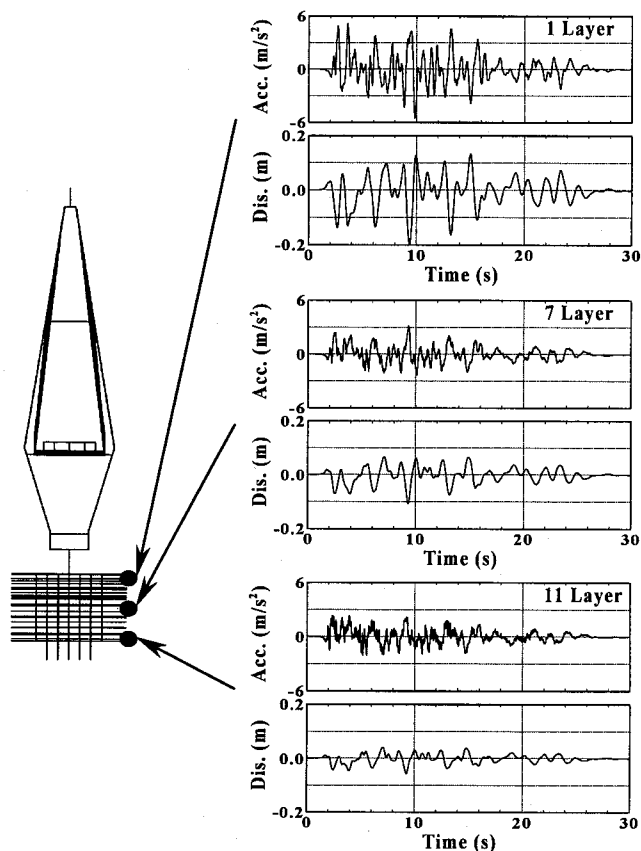


図-8 入力地震動の深さ方向の分布

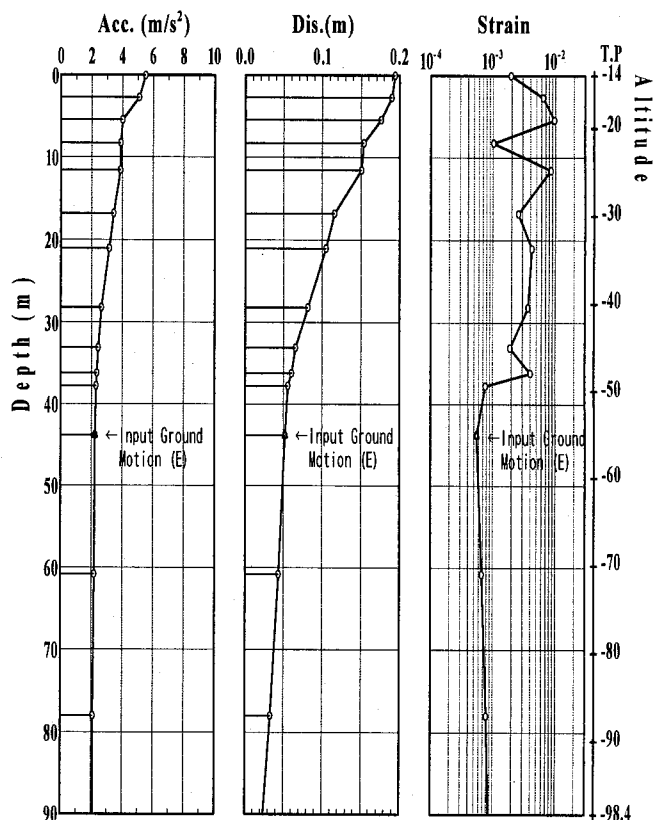


図-9 最大地震動の深さ方向の分布

示す。入力地震動の最大絶対加速度、最大絶対変位および最大せん断地盤ひずみの深さ方向の分布を図-9に示す。

なお、入力地震動に関しては、道路橋示方書のレベル2タイプⅠ地震動のⅠ種地盤波形を工学基盤波として用いた。

3.2 解析結果

ここでは、橋軸方向の主塔頂部や基部の応答変位、曲げモーメントとともに、本提案モデルの特徴である基礎の各部における3つの地盤応力の特性(基礎面の法線方向応力とせん断方向応力)が追跡できることを例示することを目的として、地盤と基礎の接触面の単位面積当たり作用する地盤反力の時刻歴応答波形や、基礎変位との関係を表す地盤反力の履歴曲線を抽出し概観するものとする。

(1) 主塔の応答特性

主塔頂部の応答変位を、図-10に示す。この図には地盤ばねを線形として求めた応答変位を点線で示している。この図から、地盤ばねを線形とした場合の応答に比べると、非線形地盤ばねを用いた場合の最大応答変位はやや小さく抑えられている。特に、図-8に示す入力地震動加速度波形の強震部分が終わる17秒以後の主塔頂部の変位応答波形において、線形地盤ばねと非線形地盤ばねの影響が現れ、主塔の応答振動が地盤の非線形ばねの履歴エネルギーによって吸収されているように見える。非線形地盤ばねを用いた場合の応答から、長大橋としてはあまり大きくないが、主塔天端が最大で約1.5m変位し、約5秒の周期で振動が始まり、その周期が徐々に長くなっているのがわかる。このように主塔の周期が長くなることは、後述するように基礎周辺で剥離やすべりが発生していることによる。

また、図-11、図-12、図-13にそれぞれ、非線形地盤ばねを用いた場合の主塔基部の応答変位、主塔基部に発生するせん断力、曲げモーメントの時刻歴応答波形を示す。なお、主塔基部に発生する曲げモーメントに関しては、図-10と同様に地盤ばねを線形として求めた応答曲げモーメント波形を点線で示している。

図-13に示す主塔基部の曲げモーメントに関しても、線形地盤ばねと非線形地盤ばねの影響について、図-10に示した主塔頂部の応答変位波形の場合と同様な傾向が見られ、最大値で約 $3\text{GN}\cdot\text{m}$ の曲げモーメントが主塔基部に発生している。図-11に示すように主塔基部は時刻25秒以降ほとんど応答していないことから基礎部の応答はほぼ止まっているにもかかわらず、上部構造部はそれ以降も応答していることがわかる(図-10、13参照)。

(2) 基礎底面の応答特性

基礎底面の左端における鉛直方向の発生応力(圧縮と引張)と変位の関係を示すと図-14aのようになる。

この図の鉛直応力と変位の履歴曲線から、基礎底面の左端が約2.5cm(鉛直応力が零の時の最大変位)浮き上がっているものの、圧縮側の応力は圧縮極限応力(15740.8kN/m^2 表-2 参照)に達していないことがわかる。すなわち、基礎底部には、わずかな浮き上がりが生じるが、支持力には問題は無いものと判断される。なお、本解析では、死荷重

を作用させてから動的解析を行っているので、主死荷重分により基礎の浮き上がりが抑えられている。

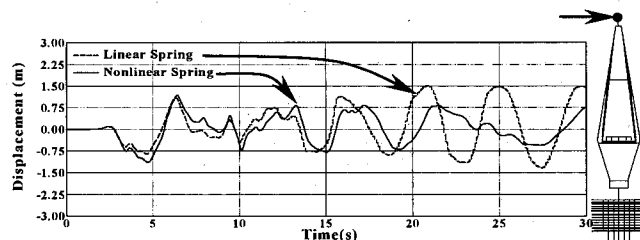


図-10 主塔頂部の応答変位

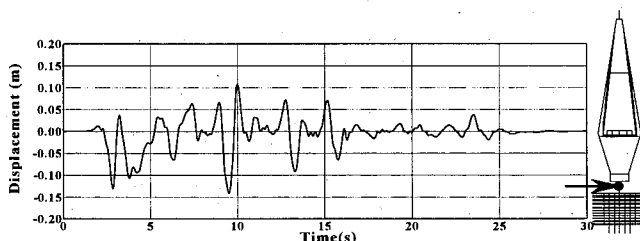


図-11 主塔基部の応答変位

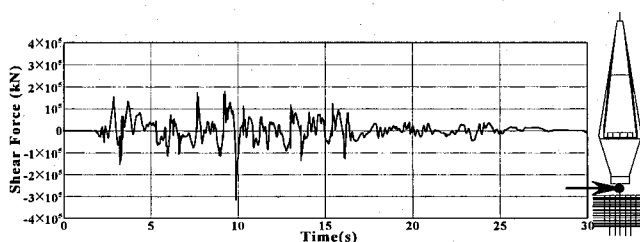


図-12 主塔基部せん断力

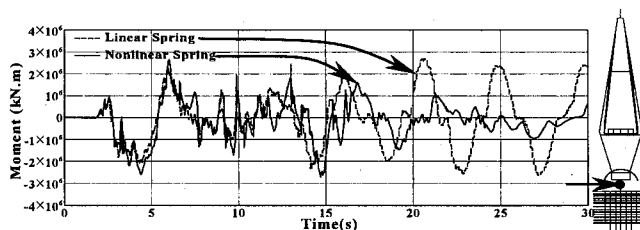


図-13 主塔基部曲げモーメント

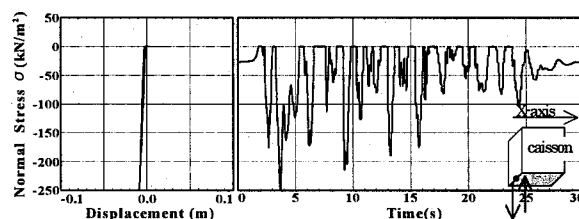


図-14a 基礎底面の鉛直方向発生応力-変位の履歴

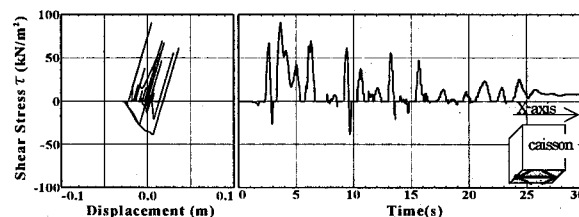


図-14b 基礎底面のせん断方向発生応力-変位の履歴

例えば、図-14aの鉛直方向の圧縮地盤反力(応力)の時刻歴波形は、地震入力加速度が作用し始める約2秒までは負の一定値をとっている。また、地震入力加速度の大きさが小さく零とみなされる約25秒以降でも、鉛直方向の圧縮地盤反力(応力)の時刻歴波形は多少変動しているが負の一定値をとっている。これらの鉛直方向の圧縮地盤反力(応力)の一定値が、主死荷重による地盤応力値に相当する。

また、基礎底面の左端におけるせん断応力(すべり応力)と変位の関係を示すと図-14bのようになる。せん断応力の履歴曲線は、すべり限界応力が式(5)のように鉛直応力によって変わるために複雑な履歴曲線となっている。このような鉛直応力とせん断応力の連成の様子を示すために、鉛直応力とせん断応力の時刻歴波形もプロットしている。圧縮応力(負の値)が大きくなればすべり限界応力も大きくなりせん断応力もそれに応じて大きくなっている。しかし、鉛直応力が引っ張り(零の値)の時には、せん断応力は零となっている様子が見られる。これは、本論文で提案した非線形地盤ばねモデルでは、浮き上がりが生じた場合、その基礎底面の地点でのせん断方向の抵抗応力が期待できないという現象をモデル化しているためである。

(3) 基礎側面の応答特性(第1層、第7層、第11層地盤からの単位面積当たりの地盤反力-変位)

図-15aは、第1層地盤における地震入力方向(X軸方向または橋軸方向)と直交する基礎側面の単位面積当たりの法線方向の地盤反力(圧縮と引張応力)と変位の関係及びその法線方向応力の時刻歴波形を示す。

図-15aの左図に示す法線方向応力と変位の履歴曲線から、基礎と地盤の相対変位は約 $\pm 6\text{cm}$ で、圧縮側(負の応力)では地盤が降伏していること、また、引っ張り(正の応力)時には、地盤と基礎の間の応力は零となり、地盤と基礎の間に約 6cm の剥離が生じていることを読みとることができる。

図-15bは、図-15aと同じ地点の鉛直方向のせん断応力と変位の関係およびせん断応力の時刻歴波形を示す。せん断応力と変位の履歴曲線は、前項(2)で述べた基礎底面の時と同じようにすべり限界応力が式(5)のように法線方向応力によって変わるために複雑な履歴曲線となっている。図-15aと図-15bの応力の時刻歴波形から、基礎と地盤の間に剥離が生じた(法線方向応力が零)時には、せん断応力は零となっていることがわかる。

図-15と同じように、第7層と第11層のものをそれぞれ、図-16(第7層)と図-17(第11層)に示す。図-15と同様に、剥離が生じているときにせん断応力は零になっていることがわかる。

また、第7層、第11層では、基礎と地盤の相対変位は、第1層の応答変位(約 $\pm 6\text{cm}$)に比べ約半分と小さいものの、地盤と基礎の間には剥離が生じている。しかし、法線方向応力の応答値は大きいものの、深い位置での受動土圧が大きいためには圧縮応力(負の値)側には降伏していないことがわかる。

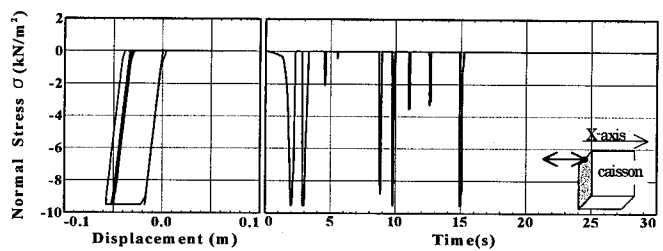


図-15a 基礎側面の法線方向発生応力-変位の履歴(第1層)

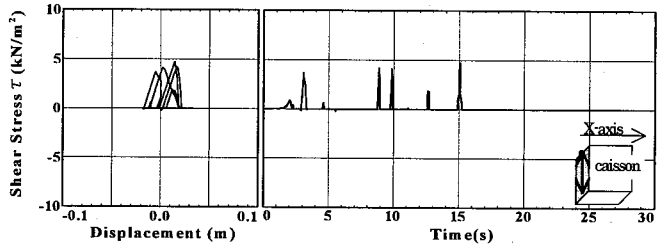


図-15b 基礎側面のせん断方向発生応力-変位の履歴(第1層)

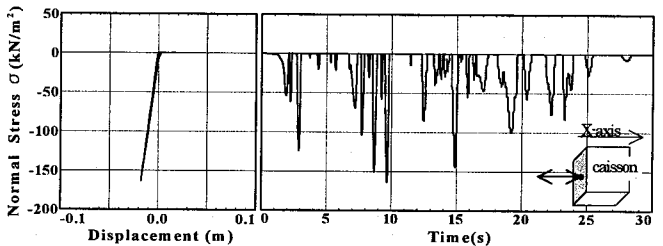


図-16a 基礎側面の法線方向発生応力-変位の履歴(第7層)

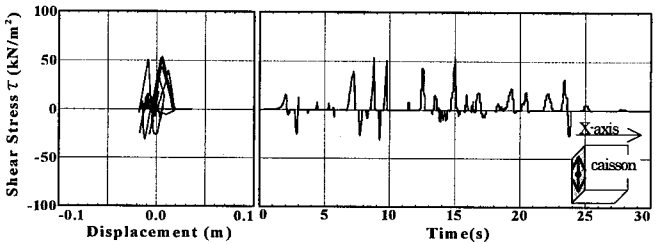


図-16b 基礎側面のせん断方向発生応力-変位の履歴(第7層)

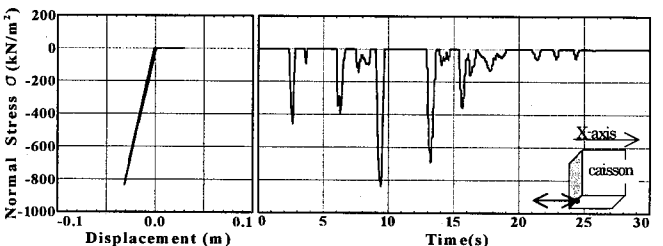


図-17a 基礎側面の法線方向発生応力-変位の履歴(第11層)

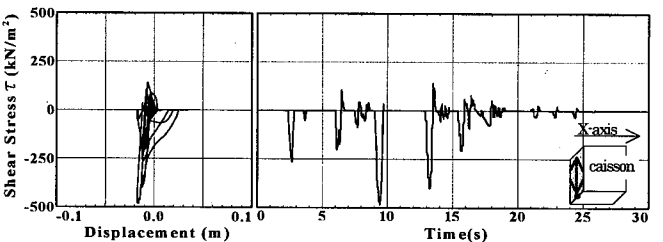


図-17b 基礎側面のせん断方向発生応力-変位の履歴(第11層)

以上のような図-15から図-17の応力と変位に関する応答特性から、第7層と第11層では、第1層に比べ、剥離量は小さく圧縮応力は大きいものの、降伏には至っていないことがわかる。

このように本論文の非線形地盤ばねモデルは、基礎の各部所での地盤反力の時間的変化を観察することができるマイクロモデルであるが、従来の集約地盤ばねモデルは、図-14から図-17に示すような基礎の各部所での地盤反力の時刻歴特性を見ることができないマクロモデルということができよう。

4. まとめ

ファイバー要素を用いた地盤と大型基礎の非線形動的相互作用モデルを提案し、長大橋に対してその提案モデルの適用を試みた。本論文の目的は、2章で述べた非線形地盤反力モデルの検証というよりはむしろ、本論文で提案するような非線形地盤反力モデルを導入することによって、これまで上部構造物の非線形地震応答解析に多用されているファイバー要素による基礎・上部構造物全体系の統一的なモデル化が可能となり、基礎・上部構造物全体系の非線形地震応答解析の全てが応力・歪レベルで一貫して実施できるマイクロモデルを開発したことを示すことにある。そして、全体系の非線形地震応答解析から、集約地盤ばねモデルでは表現できない、基礎各部の地盤反力の時刻歴特性や履歴特性を考察するためのものである。得られた結論は以下のようである。

- (1) 基礎と地盤の接触面の単位面積当たりに作用する3成分地盤反力に対して Winkler モデルの考え方を導入し、さらにファイバー要素モデルの考え方を利用し、比較的簡単で、かつ基礎と上部橋梁系を統一した解析手順によって数値解析をする方法を提案した。
- (2) この提案モデルを大型ケーソン基礎を有する長大斜張橋に適用し、基礎・上部全体系の非線形地震応答解析を実施し、基礎周辺地盤からの反力特性(浮き上がり、剥離、すべり)を概観した。
- (3) 本数値計算モデルでは、基礎底部には、わずかな浮き上がりが生じるが、支持力には問題は無いものと判断される。また、地表面に近い第1層地盤と基礎側面との間には、最大約6cmの剥離が生じ、圧縮側も降伏領域に達したものの、深い第7層と11層地盤では、圧縮側応力は降伏領域に達していないことなどのように、基礎の各位置における地盤反力特性を評価できることを示した。

- (4) 本提案地盤ばねにおいては、従来の Winkler モデルと異なり、単位面積当たりの地盤と基礎表面の法線方向の地盤反力とせん断方向の地盤反力の連成(例えば、圧縮側の地盤反力が大きい時にせん断方向の地盤反力は大きくなるが、地盤と基礎の間に剥離が生じるときには、せん断方向の地盤反力は零となる現象)が考慮されている。

本論文の非線形地盤モデルにおいて必要となる法線方向とせん断方向の地盤反力係数の評価式として、試算例では暫定的に道路橋示方書のものを使った。今後は、基礎の動的載荷実験や非線形有限要素による地盤反力特性との比較を通して本論文で提案した非線形地盤反力モデルの検証を実施してゆく必要がある。また、本論文で提案した「基礎・上部構造物全体系の非線形地震応答解析の全てが応力・歪レベルで一貫して実施できるマイクロモデル」を使って、基礎構造物と上部構造物の質量・剛性、大きさ等の構造物パラメータ、地盤条件、そして入力地震動特性等の地震動と地盤・基礎・構造物系に関わる多くの不確定性を考慮したシミュレーションにより、大地震時の橋梁全体系の応答挙動をぬかりなく把握して、最適な構造形式の選定・耐震設計・耐震診断についての知見を蓄積してゆくことも必要である。

参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会、地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の現状と今後、土木学会地震工学委員会、地震防災技術普及小委員会、2006.2。
- 2) 土木学会、実務者のための耐震設計入門、土木学会地震工学委員会、地震防災技術普及小委員会、1999.7。
- 3) 原田隆典、広瀬利光、山田静郎：基礎の動的非線形復元力評価におけるウィンクラーモデルの適用、宮崎大学工学部研究報告、第31号別冊、1988.6。
- 4) 田辺忠顕、初期応力を考慮したRC構造物の非線形解析法とプログラム、技報堂出版、2004.3。
- 5) Nonaka, T. and Ali, A. :Dynamic Response of Half-Through Steel Arch Bridge Using Fiber Model, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol.6, pp.482-488, 2001。
- 6) (社)日本鋼構造協会：土木構造物の動的耐震性照査法と耐震向上策、鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会、鋼橋の耐震性部会(委員長：宇佐美勉)、2003.10。
- 7) 宇佐美勉編著/(社)日本鋼構造協会編、鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン、技報堂出版、2006.8。
- 8) (社)日本道路協会、道路橋示方書・同解説、IV下部構造編、pp.253-257, pp.301-302, 2002.3。
- 9) (社)日本道路協会、道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、pp.56-57, 2002.3。

(2007年4月12日受付)