

非線形性を有する地盤-構造物系の地震応答解析に関する基礎的研究

Fundamental Study of Nonlinear Seismic Response Analysis on Dynamic Soil-Structure Interaction

木村 至伸*, 河野 健二**

Yukinobu KIMURA, Kenji KAWANO

* 工修 鹿児島大学大学院理工学研究科博士後期課程 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

** 工博 鹿児島大学教授 工学部海洋土木工学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

It is necessary to perform dynamic soil-structure interaction analysis to better understand earthquake response characteristics of structure-soil-foundation system. The concept of the performance-based design is adopted for the soil-structure system, in order to establish the seismic design considering compatibility with safety and economy; the strength demand spectra are used for this study. Therefore, it is important to evaluate response considering nonlinearity of the superstructure and the soil-foundation system. In this research, caisson foundation and pile foundation are considered as typical foundation forms. The influence of the dynamic interaction by the difference in the foundation forms is investigated by the method of earthquake response analysis of the soil-structure considering each nonlinearity. Moreover, the effect on the response of the structure due to the difference in the level of nonlinear characteristics is evaluated by strength demand spectra. In addition, the way of evaluating a nonlinear dynamic interaction is also examined.

Keywords: nonlinear soil-structure interaction system, strength demand spectra, performance-based design

キーワード: 非線形の地盤-構造物系, 必要強度スペクトル, 性能設計

1. はじめに

激震をもたらす地震動に対して構造物の耐震性を向上させるために構造部材の強度を高めることは、経済性の面から見ても限界があり有効な手段とは言えない。このような場合、構造部材の変形性能、すなわちエネルギー吸収能を高め、構造部材の一部が弾塑性領域に入ったとしても、構造部材に生じる損傷を限定範囲内にとどめて、構造物全体の崩壊を阻止する性能設計^{1),2),3)}の考えが重要となり、有効な手段と考えられている。近年こうした性能設計の必要性が認められるようになり、このため地震動が構造物の応答に及ぼす影響を非線形領域で検討しておくことの必要性が高まっている。また、地震時における構造物全体系の動的挙動は、一般に上部構造物のみならず種々の地盤構成や土の動的性質等の地盤条件とも密接に関係しており、地盤と構造物の動的相互作用を考慮した耐震設計が不可欠であると考えられる。このような構造物の動的挙動を把握するためには、基礎固定とした上部構造物のみの解析では不十分であり、構造物全体系を上部構造物と基礎-地盤系の動的相互作用を含めた形でモデル化し、地震応答解析を行うことで、その応答特性を明らかにできると考える。これらの研究に関しては様々行われているが、未だ未解明

の点が多い^{1),2)}。

本研究では、構造物全体系の動的応答に及ぼす非線形挙動を明らかにするために、基礎形式としてケーソン基礎と杭基礎を考え、それらを並進運動と回転運動を考慮したモデルに置き換え、動的相互作用を考慮した地盤-構造物系の非線形地震応答解析を行った。そして、非線形特性が構造物の応答に及ぼす影響を明らかにするために、応答スペクトルを用いて基礎形式の相違による動的相互作用の影響について比較し、考慮する非線形特性のレベルの相違が構造物の応答に及ぼす影響についての評価法を試みた。さらに、地盤条件による構造物全体系の応答に及ぼす影響に関しても検討を加え、必要強度スペクトルを用いて、構造物の強度に対する検討を加えた。

2. 地盤-構造物系の地震応答解析法

2.1 入力地震波

本研究においては、1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震において観測された南北方向波を用いる。この記録の時刻歴波形とフーリエスペクトルをそれぞれ Fig.1 と Fig.2 に示す。フーリエスペクトルより、約1.5~3 Hz 付近で卓越周波数を有していることが分かる。

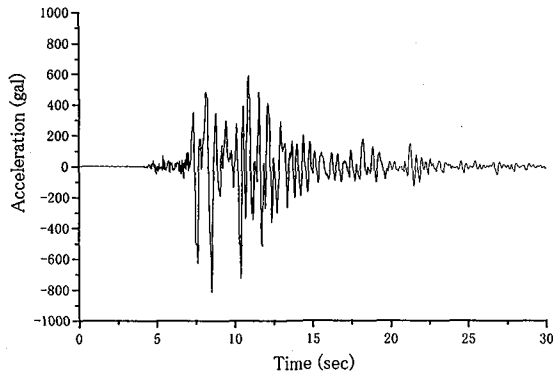


Fig. 1 入力地震波の時刻歴 (KOBÉ-NS)

2.2 運動方程式の定式化

本研究では、Fig.3 に示すような解析モデルを用いて解析を行っている。地盤と構造物の動的相互作用を容易に取り入れるために、基礎に関しては、並進 (Sway) 運動と回転 (Rocking) 運動を行うモデル (以下、SR モデル) として扱う。このモデルの妥当性に関する研究はいくつか行われている^{4),5)}。

上部構造物の動的応答は卓越する振動モードに支配されることを考慮して 1 自由度で表している。上部構造物の復元力特性は、Y.K.Wen⁶⁾らによって提案されている非線形 1 階微分方程式による非線形履歴復元力モデル、Versatile 型復元力特性モデルを導入する。Versatile 型復元力特性モデルは、パラメータの取り方によっては、Bi-linear 型復元力特性モデルと見なせるような応用性の効くものである。つまり、上部構造物に関してのパネ定数は次のように表される。

$$kx_1 = Q(x_1, Z) = \alpha \frac{F_y}{Y} x_1 + (1 - \alpha) F_y Z \quad (1)$$

$$\dot{Z} + \frac{\gamma}{Y} |\dot{x}_1| Z^{n-1} Z + \frac{1}{Y} (A - \beta |Z|^n) \dot{x}_1 = 0$$

Z は無次元の非線形関数であり、 $A, \alpha, \beta, \gamma, n$ は、非線形特性を決めるパラメータである。これらのパラメータが非線形特性に及ぼす影響についてはいくつかの研究が行われている⁷⁾。ここで、式(1)で表された復元力特性を示すために、正弦関数 $x = 0.5 \sin t$ (t : 時間) となる変位 x を用いて、降伏変位 $Y = 0.1\text{m}$ 、 $Y = 0.2\text{m}$ と設定した場合について Fig.4 に示す。本研究において上部構造物は、鋼製構造物を考えているので履歴ループが Bi-Linear 型になるように $A = 1.0$ 、 $\alpha = 0.1$ 、 $\beta = 0.5$ 、 $\gamma = 0.9$ 、 $n = 3.0$ と設定している。

また、地盤の並進パネ定数及び回転パネ定数の値は基礎を支持する地盤のせん断弾性定数から求める。地盤の非線形特性は Hardin-Drnevich モデルを導入する。このモデルは、せん断応力 τ とせん断ひずみ γ の関係を、式(2)のように双曲線関数で表示するものである。

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (2)$$

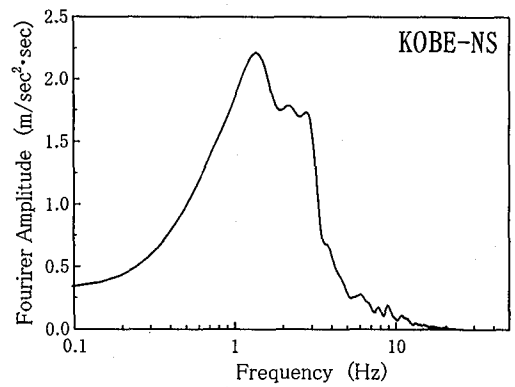


Fig. 2 入力地震波のフーリエスペクトル

ここに、 τ はせん断応力、 G_0 は微小ひずみでのせん断弾性定数、 γ はせん断ひずみ、 γ_r は基準ひずみ (10^{-3} に相当) と呼ばれるパラメータである。本研究においては、せん断弾性係数及び減衰定数を以下のように定義する。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (3)$$

$$h = \frac{4}{\pi} \left[1 + \frac{1}{\gamma/\gamma_r} \right] \left[1 - \frac{\ln(1 + \gamma/\gamma_r)}{\gamma/\gamma_r} \right] - \frac{2}{\pi} \quad (4)$$

任意のせん断ひずみ振幅に対して求められたせん断弾性定数 G 及び減衰定数 h はせん断ひずみ振幅 γ に依存し、Fig.5 に示すような $G - \gamma$ 曲線と $h - \gamma$ 曲線に従う関数として取り扱っている。これより、せん断ひずみ振幅の増加に伴い、せん断弾性係数は減少し、減衰定数は増加することが理解できる。本研究での解析結果は変位で得られるため要素内ひずみ関数を用いて変位をひずみに変換する必要がある。こうして求められたせん断弾性定数から弾性定数を求めて地盤反力係数を求め、新たな基礎の並進及び回転パネを算出する。減衰定数に関しても履歴減衰として内部減衰に加えて評価する。この非線形性を考慮した解析モデルの運動方程式は以下のように示される。

$$m_1 (\ddot{Z}_g + \ddot{x}_0 + \ddot{x}_1 + \ddot{\theta} H) + c \dot{x}_1 + Q(x_1, Z) = 0 \quad (5)$$

$$m_0 (\ddot{Z}_g + \ddot{x}_0) + (c_h + c'_h) \dot{x}_0 + k'_h x_0 - (c \dot{x}_1 + Q(x_1, Z)) = 0 \quad (6)$$

$$J_0 \ddot{\theta} + (c_r + c'_r) \dot{\theta} + k'_r \theta + m_1 (\ddot{Z}_g + \ddot{x}_0 + \ddot{x}_1 + \ddot{\theta} H) H = 0 \quad (7)$$

ここでの上部構造物の重量は 0.7MN、高さ 25m、初期減衰定数 2% と設定している。これらの運動方程式を 1 階の微分方程式に置き換え、4 次精度の Runge-Kutta 法を用いて地震応答解析を行う。また、これら非線形特性の影響を解析タイプ別に比較するため Table.1 のように分類する。

Table.1 解析タイプの分類

解析区分	上部構造物	基礎-地盤系	表示名
基礎固定時	線形	—	TYPE L0
	非線形	—	TYPE N0
動的相互作用時	線形	線形	TYPE LL
	非線形	線形	TYPE NL
	非線形	非線形	TYPE NN

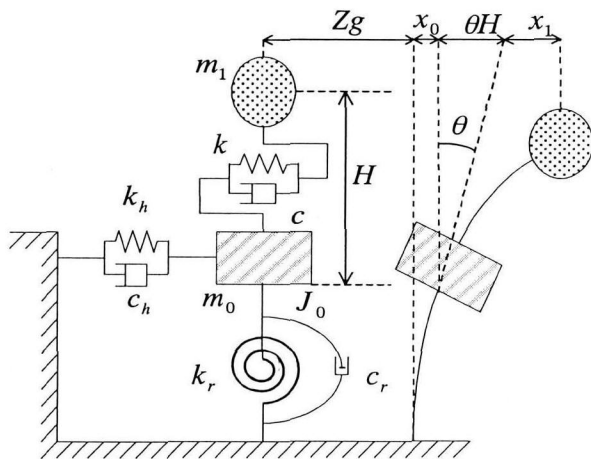


Fig.3 構造物-基礎-地盤系の解析モデル

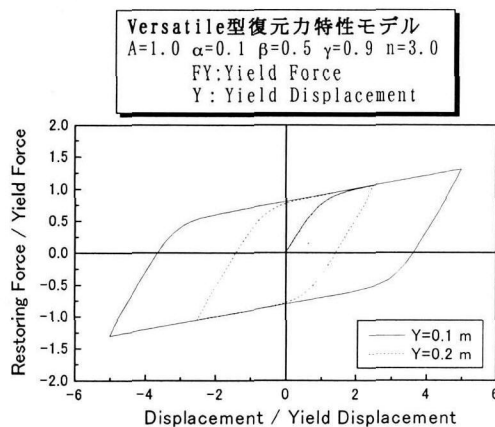


Fig.4 上部構造物の非線形特性

2.3 塑性率と非線形応答倍率

構造物がある点で降伏した時の降伏力を Q_Y 、変位(降伏変位)を Y とする。もし、地震動の加速度が大きく構造物の降伏力 Q_Y を超えると変位は増大し最大変位に達する。この時の最大変位を x_{MAX} とする時、塑性率(Ductility Factor)は、降伏変位 Y に対して次式で定義される。

$$\mu = \frac{x_{MAX}}{Y} \quad (8)$$

したがって、塑性率は系が降伏した後、どれだけ変形し得るかを表したものである。このように塑性率は、構造物の粘り強さに関係する指標で、非線形挙動をも考慮に入れた構造物の耐震性と密接な関係を持つ量である。ここでの降伏変位 Y については、震度法の設計水平震度を考慮して設定した。震度法の設計水平震度においては、地盤種別ごとに設定されているが、ここでは地盤種別による比較を容易に行うために、設計水平震度は 0.2 と同一の値を用いることとした。そこで本研究においては、基礎固定時における 1 自由度線形振動系に、入力強度として 200gal を与えた際の、最大変位応答としている。

一方、上部構造物に対しては塑性率で評価したが、地盤に対しては降伏変位の設定が難しいため、基準変位と呼ぶことにし、動的相互作用系の線形振動系において、入力加

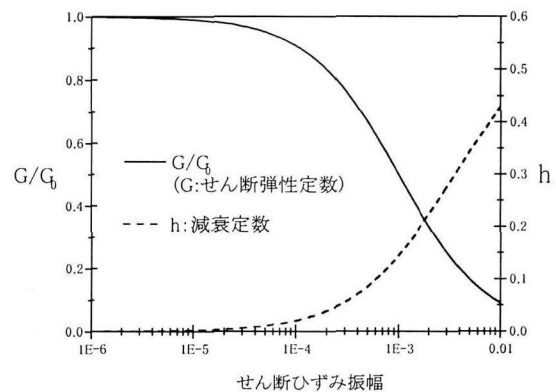
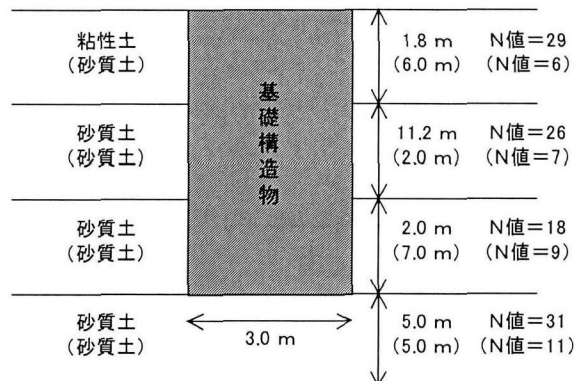
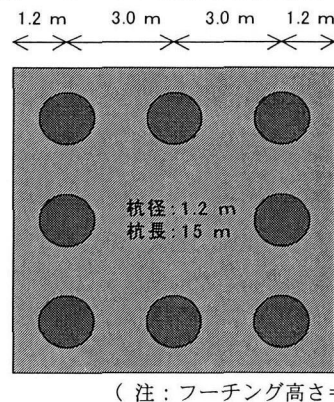


Fig.5 地盤のせん断ひずみ依存性



(注：括弧内の値は第三種地盤)
Fig.6 (a) ケーソン基礎とした場合の地盤条件



(注：フーチング高さ=1.5 m)

Fig.6 (b) 杭基礎の形状

Table.2 ケーソン基礎に関する初期剛性

	並進バネ定数(kN/m)	回転バネ定数(kN・m/rad)
第I種地盤	4.001×10^6	3.278×10^8
第III種地盤	1.893×10^6	1.190×10^8

Table.3 杭基礎に関する初期剛性

	並進バネ定数(kN/m)	回転バネ定数(kN・m/rad)
N値=3	1.721×10^6	3.853×10^7
N値=30	8.872×10^6	4.662×10^7

速度の最大値として 200gal を与えた場合の地震応答解析を行い、並進運動ならびに回転運動の最大変位応答としている。それぞれの最大変位応答を基準変位で除した値を、非線形応答倍率として、基礎-地盤系における評価を行う

ている。ただし、本研究ではパラメータが多くなり検討が困難になるため、基礎自体の非線形特性は考慮していない。

3. 応答解析結果とその考察

この節では、基礎形式としてケーソン基礎及び杭基礎を考えた場合に関しての応答解析結果を述べることにする。ケーソン基礎とした場合の地盤条件としては、地盤剛性の大きい第Ⅰ種地盤と軟弱な第Ⅲ種地盤を考える。その地盤条件を Fig.6(a)に示す。図中の括弧内は第Ⅲ種地盤の値である。各々の地盤条件から求められる初期剛性の諸元を Table.2 に示す。また、杭基礎についての地盤条件は、地盤の N 値が 3 の場合と 30 の場合を考える。杭基礎の形状を Fig.6(b)に示し、各々の地盤条件から求められる初期剛性の諸元を Table.3 に示す。地盤の初期減衰定数は 10% とし、ここでの並進及び回転バネ定数の算出は道路橋示方書に従っている。回転慣性については、ケーソン基礎の場合については基礎自体の寸法より、また、杭基礎に関してはフーチング部分と杭基礎の寸法より算出した。

3.1 非線形応答に関する応答スペクトル

まず、動的相互作用の影響について応答スペクトルを用いて比較する。本研究において上部構造物の剛性は、 $k = m_1 \omega^2$ で与えているので、固有周期を変化させ剛性を変化させている。また、ここでは地盤の非線形特性に伴う入力地震動の低減は、検討を容易に行うため考慮していない。まず、基礎形式としてケーソン基礎とした場合についての最大加速度応答を Fig. 7 に、最大変位応答を Fig. 8 に示す。Fig. 7 より、TYPE LL において加速度応答スペクトルのピークが短周期側に移動し、TYPE L0 よりも上回る結果が得られた。これは、動的相互作用を考慮したことにより、構造物全体が長周期化したためである。TYPE NL においては、TYPE LL よりは応答を抑制しているが TYPE L0 と比較してみると短周期側において増加している。TYPE NN においては、他の解析タイプに比べ、最大加速度応答が低減されていることが分かる。これは、履歴減衰効果による影響であると考えられる。また、TYPE NL と TYPE NN の差は、地盤の非線形特性により加速度応答が抑制されたことを表している。短周期側においては地盤の非線形特性が反映され、構造物が長周期になると TYPE NL と TYPE NN の差が無くなり上部構造物の非線形特性に依存していることが分かる。第Ⅰ種地盤については、上部構造物の固有周期が約 0.3 秒付近までは相違が見られるが、地盤剛性が大きいので、この相違は小さいことが分かる。一方、第Ⅲ種地盤について見てみると、地盤が軟弱であるため上部構造物の固有周期が約 1.0 秒付近までこの差が見られ、地盤の非線形特性の影響が顕著に見られることが分かる。

次に Fig. 8 に示すように、変位応答に関しては短周期側において動的相互作用による並進及び回転運動による影

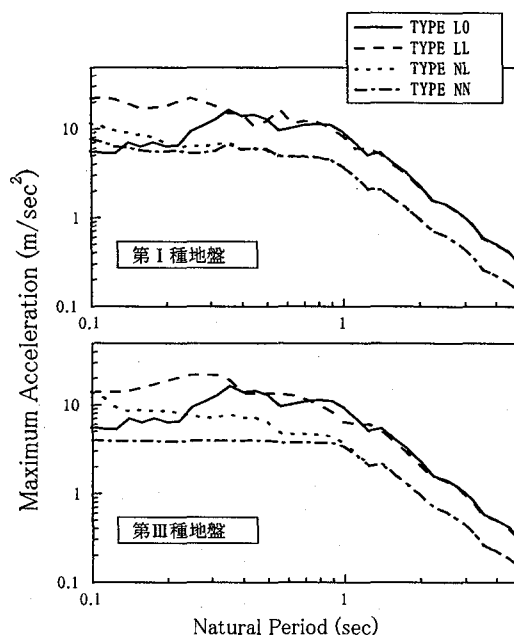


Fig.7 加速度応答スペクトル
(ケーソン基礎に関して)

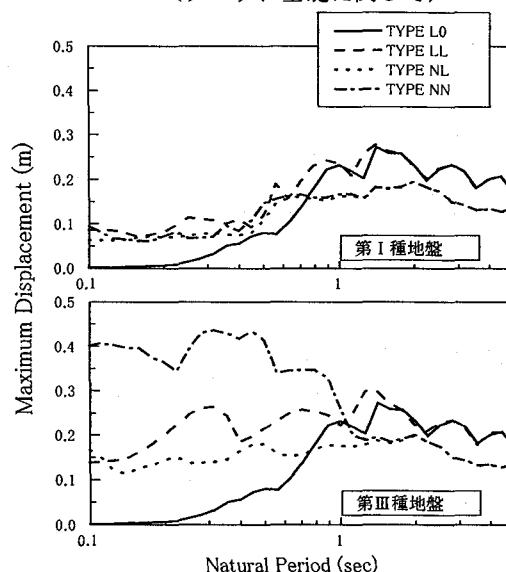


Fig.8 変位応答スペクトル
(ケーソン基礎に関して)

響で、基礎固定時の応答よりも大きくなることが分かる。地盤剛性の大きい第Ⅰ種地盤においては、解析タイプの相違による差は見られない。しかし、軟弱な第Ⅲ種地盤に関して TYPE NN の応答は、短周期側においてかなり地盤が非線形特性の影響を受け、変位応答が大きくなることが分かる。また、長周期になるにつれて、TYPE L0 と TYPE LL の相違が小さくなることより動的相互作用の影響が、また、TYPE NL と TYPE NN の相違が無くなることから基礎-地盤系の非線形特性の影響が小さくなることが分かる。

一方、杭基礎に関しての最大加速度応答、最大変位応答をそれぞれ Fig. 9 と Fig. 10 に示す。Fig. 9 より、TYPE LL において上部構造物の固有周期が 0.7 秒付近まで同様の値を示している。このことから、基礎形式を杭基礎として動的相互作用を考慮したことにより、構造物全体系の一次

固有周期が 0.7 秒辺りまで長周期化したものと考えられる。基礎形式を杭基礎とした場合には地盤条件による影響があまり見られない傾向が認められる。ケーソン基礎においては地盤条件の影響が顕著に現れたが、杭基礎においては若干の差は認められるものの、ケーソン基礎と比べるとその差は小さいことを示している。また、Fig. 10 においても同様の傾向が見られる。このことより杭基礎を用いたモデルでは、最大加速度応答に関して N 値が小さい場合には過大評価を、N 値が大きい場合には過小評価を行う恐れがある。ケーソン基礎においては、上部構造物の固有周期が短周期側において地盤の非線形特性が反映され、かなり大きな変位応答を示したが、杭基礎に関しては動的相互作用を考慮することで、TYPE L0 よりは大きな変位応答を示しているものの、地盤の非線形性の影響は小さく TYPE NL の変位応答と変わらない値を示していることが分かる。

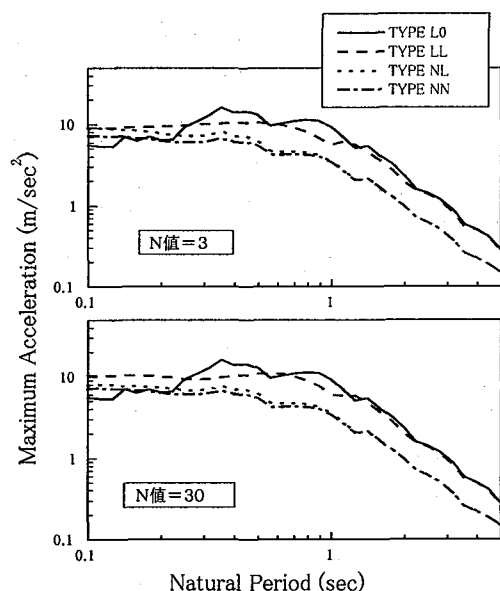


Fig.9 加速度応答スペクトル
(杭基礎に関して)

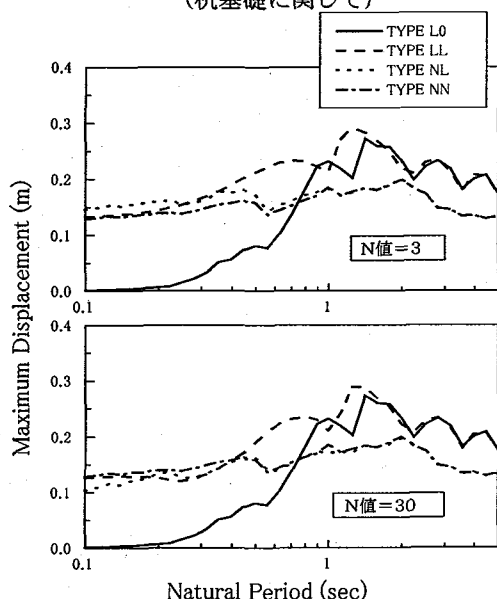


Fig.10 変位応答スペクトル
(杭基礎に関して)

3.2 エネルギースペクトルによる比較³⁾

非線形性及び動的相互作用の影響についてエネルギースペクトルを用いて比較する。上部構造物の固有周期 $T = 2\pi/\omega$ 、減衰定数を h とした場合についてのエネルギーは以下のように求められる。

$$G(t, \omega) = \frac{2h_0\omega_0^3}{\pi} \left\{ x^2(t) + \frac{\dot{x}^2(t)}{\omega_0^2} \right\} \quad (9)$$

ここでの、 $x(t)$ 、 $\dot{x}(t)$ は変位、速度に関しての時刻歴応答である。非線形性を考慮することで固有周期は長周期化することが予想されるが、ここでは比較を容易に行うため初期剛性に関する固有周期を用い、1.0 秒の場合について比較を行う。また、上部構造物に関しての比較を行うため、動的相互作用系に関しては上部構造物の相対変位、相対速度を用いている。ケーソン基礎に関しては第Ⅲ種地盤の場合を、杭基礎に関しては地盤の N 値を 3 とした場合について比較を行っている。Fig. 11 は、この場合のエネルギースペクトルを示したものであり、非線形性を有する場合は、エネルギースペクトルは小さい値を示すことが分かる。これは上部構造物の非線形性によって生じる部材の履歴エネルギーによるものと思われる。また、動的相互作用を考慮することで地盤によってエネルギーが吸収されるため、結果として上部構造物のエネルギースペクトルが小さい値を示したと思われる。ここでは、上部構造物の固有周期を 1.0 秒として比較を行ったが、上部構造物と基礎-地盤系の固有周期の関係によっては全く異なる応答を示すので、異なる固有周期においても比較する必要がある。

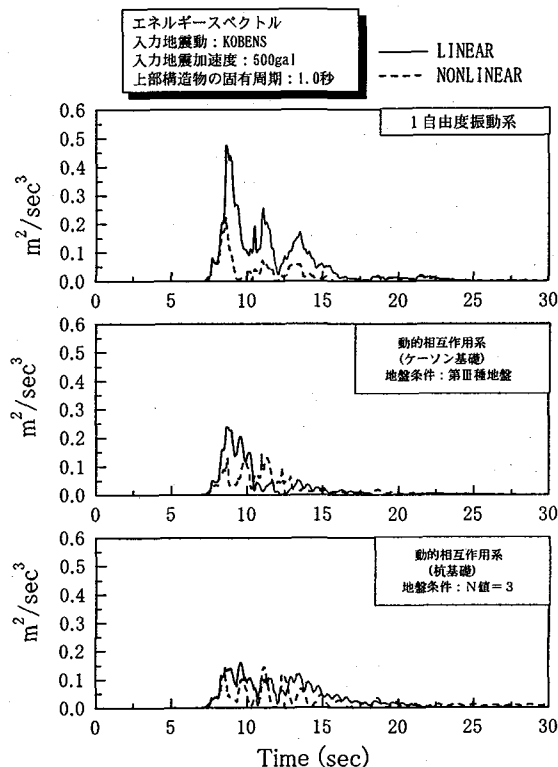


Fig.11 エネルギースペクトル

3.3 線形応答と非線形応答の比較

地盤の非線形性が動的相互作用時の応答に及ぼす影響について調べてみることにする。Fig.12 は、各変位に関する応答を TYPE LL に対する比として比較したものを示している。第Ⅰ種地盤は、剛性の大きい地盤であるため基礎に関する応答比が全体的に1前後であるが、短周期側において若干上部構造物に影響が現れている。一方、第Ⅲ種地盤に関しては並進運動の応答比に関しては約2.5~4.5、回転運動の応答比に関しては約1.5~3.5を示し地盤の非線形特性が顕著に現れていることが分かる。地盤の非線形性の影響が基礎の並進運動と回転運動に大きく現れたため、上部構造物の応答比が1を下回ったと考えられる。

杭基礎に関する応答比を Fig.13 に示す。上部構造物と基礎の並進運動の応答比に関しては、かなり大きな値を示しているが、基礎の回転運動の応答比が1を下回っている

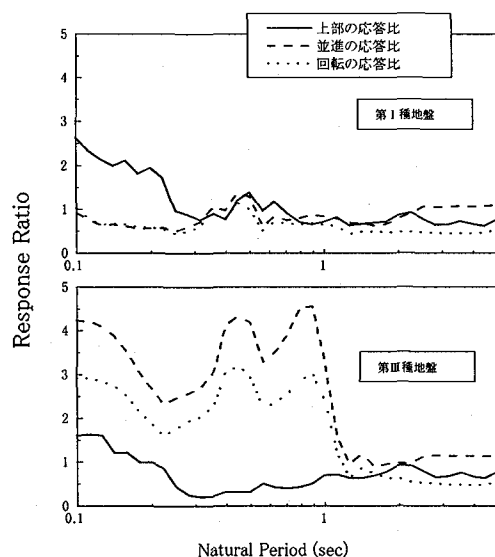


Fig.12 線形応答に対する非線形応答の比 (ケーソン基礎に関して)

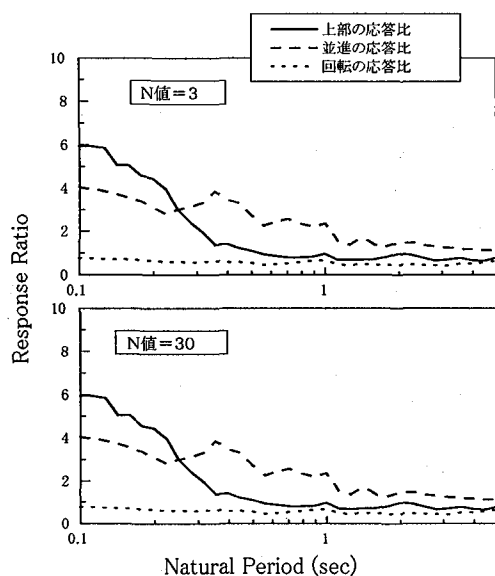


Fig.13 線形応答に対する非線形応答の比 (杭基礎に関して)

ることが分かる。このことより、上部構造物と基礎の並進運動に関する応答変位は大きくなるものの、TYPE NN の回転運動に関する変位がTYPE LLの変位よりも小さくなり、Fig.10 に示す構造物全体系としての変位応答が同様の値になったと考えられる。ケーソン基礎に関しては、地盤剛性が大きい第Ⅰ種地盤においては上部構造物に影響が、軟弱な第Ⅲ種地盤に関しては地盤に影響が現れていたが、杭基礎に関しては地盤条件にかかわらず上部構造物と基礎の並進運動に影響が現れていることが分かる。このため、応答比においても地盤条件による差が見られない。これは、杭基礎のモデルの方がケーソン基礎より上部からの慣性力を受け易いことが要因として考えられる。

以上のことより、本研究で用いた杭基礎モデルにおいては地盤条件の影響が比較的小さいため、これ以降は地盤条件としてN値が3の場合について述べることにする。

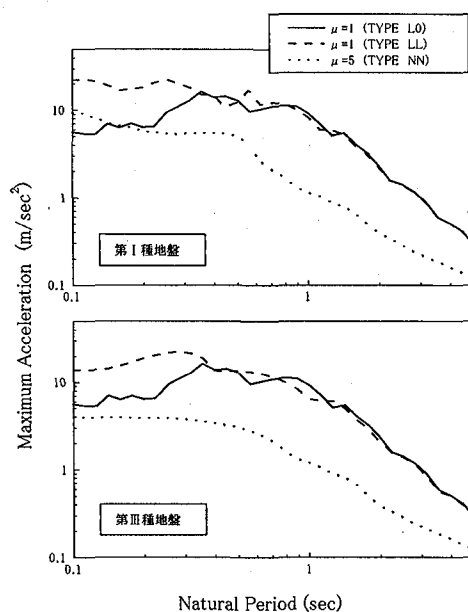


Fig.14 非線形性を考慮した応答スペクトル (ケーソン基礎に関して)

3.4 非線形性を考慮した応答スペクトル

次に、上部構造物の非線形特性に着目して、塑性率(図中では μ と示す)を用いて非線形性が全体系の応答に及ぼす影響について調べることにする。この場合、入力地震動の最大地震加速度を一定としているので降伏変位を変化させている。また、線形時における応答は塑性率1と見なせるので、その応答との比較を行う。Fig.14 は、構造物の固有周期を横軸に、最大加速度応答を縦軸に取り地盤種別ごとに比較したものを非線形加速度応答スペクトルとして示している。TYPE NN において、上部構造物の塑性率を5として設計を行うことで、構造物の最大加速度応答はTYPE LLに比べかなり低減できる。地盤種別で比較してみると、第Ⅰ種地盤に関して短周期側でTYPE L0よりも若干大きい値を示すが、第Ⅲ種地盤に関して見れば、全体的に加速度応答を低減することが可能であることが分かる。

Fig. 15 に杭基礎における非線形加速度応答スペクトルを示す。上部構造物の塑性率を5として設計を行うことで、ケーソン基礎と同様にTYPE LLに比べかなりの加速度応答を低減することが可能となることが分かる。上部構造物の短周期側において、TYPE L0よりも大きな応答を示している。これは、ケーソン基礎を考慮した場合の地盤剛性の大きい第Ⅰ種地盤と同様の傾向であることが分かる。

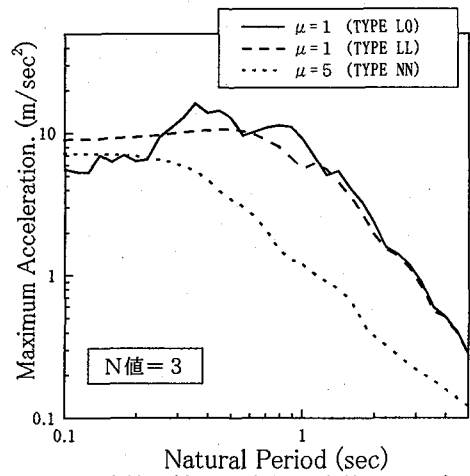


Fig.15 非線形性を考慮した応答スペクトル (杭基礎に関して)

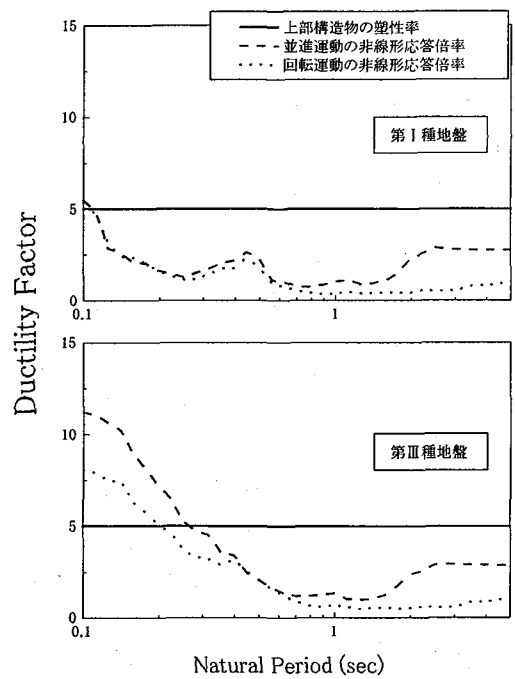


Fig.16 非線形応答倍率 (ケーソン基礎に関して)

3.5 非線形応答倍率

上部構造物の塑性率を5として設計した場合の、変位に関する応答倍率を上部構造物に関しては塑性率、基礎の並進及び回転運動に関しては非線形応答倍率とし Fig.16 に示す。第Ⅰ種地盤においては、並進及び回転運動に関して、非線形応答倍率は比較的小さい値を示しているが、第Ⅲ種地盤においては、短周期側において、並進及び回転運動に

対する非線形応答倍率がかなり大きな値を示し、基礎—地盤系に及ぼす影響も大きいことが分かる。上部構造物の塑性率を5として設計を行う場合を考えると、基礎—地盤系に対してこれだけの非線形応答倍率を認める必要があることになる。しかし、基礎の非線形応答倍率が大きくなるということは、許容される変形を超えることが予想されるので注意が必要になる。

Fig. 17 は杭基礎に関する非線形応答倍率を示している。基礎の並進運動に関してはかなり大きな非線形応答倍率を示しており、非線形性の影響が顕著に現れていることが分かる。これは、非線形特性を考慮したバネ定数の算出の際に用いた杭の特性値 β による影響が要因として考えられる。並進運動に関しては β の3乗で非線形特性が反映されるのに対し、回転に関しては β だけなので、非線形特性が反映されにくいものと思われる。

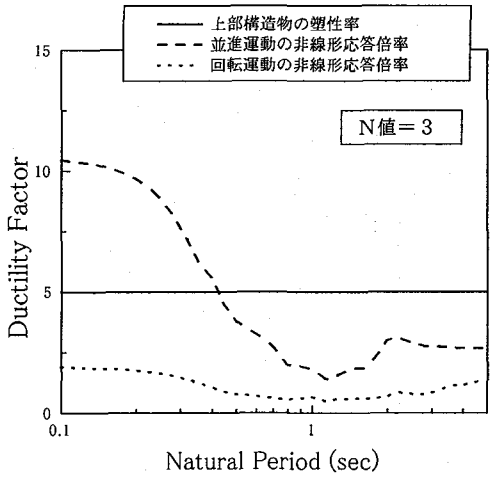


Fig.17 非線形応答倍率 (杭基礎に関して)

3.6 必要強度スペクトル

Fig. 18 と Fig. 19 には、基礎形式をケーソン基礎、及び杭基礎とした場合の必要強度スペクトルを示したものである。必要強度スペクトルは、構造物の応答が線形領域から非線形領域に入る点、つまり降伏点において構造物が必要とされる強度を、構造物の固有周期に関して塑性率で示したものである。TYPE L0において塑性率1として設計した場合の必要強度スペクトルを基準と考える。Fig. 18 より、TYPE N0において上部構造物の塑性率を5として設計することで、必要強度を低減することが可能であることが分かる。さらに、動的相互作用を考慮した系で、上部構造物の塑性率を5とすると、TYPE N0における必要強度スペクトルよりも低減することが可能である。また、地盤種別により比較してみると上部構造物が約0.7秒付近までは、第Ⅲ種地盤における必要強度スペクトルが第Ⅰ種地盤よりも低減しているが、構造物が長周期になるにつれ地盤種別による影響は無いことが分かる。

基礎形式を杭基礎とした場合においても、動的相互作用を考慮し非線形特性を評価することで、必要強度の大幅な

低減を図ることが可能であることが分かる。このことから、必要強度を低減するために、基礎-地盤系の非線形特性も考慮し評価することが有効であると思われる。

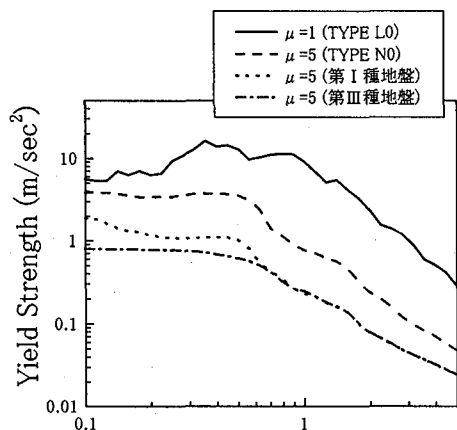


Fig.18 必要強度スペクトル
(ケーソン基礎に関して)

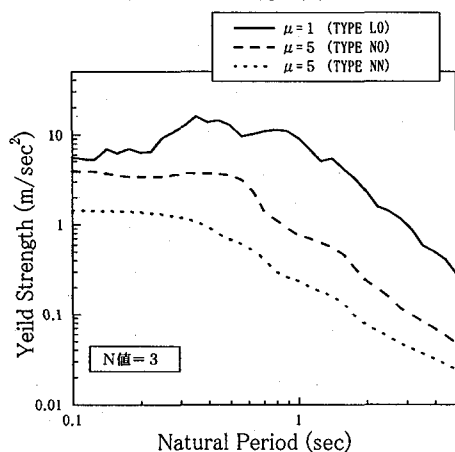


Fig.19 必要強度スペクトル
(杭基礎に関して)

4. あとがき

基礎形式としてケーソン基礎、杭基礎をSRモデルに置き換え非線形地震応答解析を行い、基礎形式の相違による動的相互作用の影響について、各応答の塑性変形に着目し様々なスペクトルを用いて検討を加えた。解析結果を要約すると以下ようになる。

- (1) 基礎形式をケーソン基礎とした場合、地盤剛性の大きい第I種地盤においては上部構造物に塑性変形が見られるようになり、第III種地盤のような軟弱地盤に関しては基礎-地盤系に塑性変形の影響が現れることが分かる。一方、杭基礎に関しては地盤条件によらず、上部構造物と基礎の並進運動に関して顕著な塑性変形が現れることが分かる。
- (2) 上部構造物-地盤-基礎系の全体の固有周期は、非線形応答評価においても大きな影響を与える。入力地震動の強度にもよるが、本解析で示した動的相互

作用を含む全体系に関する応答スペクトルは非線形応答の影響を把握するとき有用となる。

- (3) 非線形性を考慮することで加速度応答を抑制することが可能となる。しかし、変位応答に関しては塑性率及び非線形応答倍率が大きくなると構造物が許容される変形を超える可能性もある。そのため、上部構造物と基礎-地盤系において許容できる非線形性の程度を明確にしておくことが必要である。
- (4) 上部構造物の塑性率を設定し、基礎-地盤系の非線形応答倍率を容認することで全体系の必要強度スペクトルは、基礎固定時のそれよりも低減することが可能であることが分かった。しかし、地盤条件や上部構造物の塑性率の設定により低減の割合も異なるので、安全性と経済性の両立した設計を行うためには、地盤種別による動的相互作用の影響、上部構造物及び基礎-地盤系の非線形特性の影響を明確にしておく必要があると思われる。

謝辞：この研究を行うにあたり、米盛誠心育成会より研究助成を賜りましたことに謝意を表します。

参考文献

- 1)土岐憲三、清野純史、石崎浩、小野祐輔：「地盤と構造物の相互作用を考慮した必要強度スペクトル」、第10回日本地震工学シンポジウム 論文集 第2分冊 pp.1861~1866、1998
- 2)土岐憲三、清野純史、小野祐輔：「地盤-構造物系の相互作用を考慮した必要強度スペクトルに関する研究」、第54回年次学術講演会講演概要集 第1部(B)、pp.824~825、1999
- 3)H.Iemura et al：「Ductility strength demand for near filed earthquake ground motion」、Structural safety and Probability、pp.1705~1708、1998
- 4)佐藤忠信：講座「地盤と構造物の動的相互作用の解析法」、土と基礎、土質工学会、pp.63~70、1992
- 5)山下典彦、土岐憲三、佐藤忠信：「群杭基礎-地盤-構造物系の動的相互作用におけるSRモデルの構築」、第24回地震工学研究発表会講演論文集 pp.645~648、1997
- 6)Y.K.Wen：「Equivalent Linearization for Hysteretic System Under Random Excitation」、Journal of Applied Mechanics、ASME、Vol.47、pp.150~154、March、1980
- 7)Y.K.Wen：「Method of Random Vibration of Hysteretic System」、Journal of the Engineering Mechanics Division、ASCE Vol.102、No.EM2、pp.249~263、March、1976

(2000年9月14日受付)