

正して組み合わせたモデル¹²⁾である。また動的変形特性は沖積粘性土の実験結果を参考にした。減衰は剛性比例型減衰($\eta=5\%$)として扱った。地盤の初期固有周期は $T_{g0}=0.5(\text{sec})$ である。

(2) 杭基礎-構造物系のモデル化

杭近傍の地盤の影響は地盤ばねとダッシュポットとしてモデル化している。地盤ばねの評価方法としては、耐震設計法の確立を念頭に、 k 値に基づいた水平地盤反力係数を用いる方法を採用した。地盤の非線形化を考慮して、地盤のせん断剛性の低下を(1)の自由地盤の解析結果から見積もり、鉄道構造物等設計標準¹⁰⁾により地盤反力係数を算定した。この値を剛性とする線形ばねとして扱った。ダッシュポットは、逸散減衰効果を考慮して20%とした。

上部工は質点で、橋脚く体は質点と橋脚下端に設けた非線形回転バネと剛梁でモデル化した。非線形回転バネは、降伏剛性を初期剛性とするバイリニア型のモーメント～回転角($M \sim \theta$ 関係)で表した。第2勾配比は5%とした。降伏震度 k_{hs} は鉄道構造物の実状を勘案して、 $k_{hs}=0.3, 0.5, 0.8$ の3ケースを設定した。

杭については非線形梁要素でモデル化した。非線形モデルはバイリニア型のモーメント～曲率関係($M \sim \phi$)で表現した。降伏震度 k_{hy} を0.4となるように降伏モーメント M_y を設定した。なお、杭頭の回転については、固定とした場合と回転バネを設定した場合を検討した。前者は、群杭形式で杭本数が多い場合を想定したものである。後者は、ラーメン高架橋のような1柱1杭型式のものや地表面付近の地盤が弱い場合など杭の回転が卓越する場合を想定したものである。

以上、解析ケースをTab1に、地盤条件および構造物諸元をTab2に示す。全ケースとも、橋脚高さを変化させて、下端固定時の構造物の固有周期 T_b を0.3～2.0(sec)まで変化させている。

(3) 入力地震動

入力地震動は2通りを考慮した。兵庫県南部地震以降、鉄道の耐震設計で暫定的に用いてきた基盤入力用の設計標準波(G0C波)¹³⁾と新耐震標準¹⁷⁾で規定されているスペクトルⅡ設計地震波(Spc2_G1)を用いた。Spc2_G1波は、断層近傍の地震を想定したものである¹³⁾。その時刻歴波形をFig2に示す。

3. 解析結果

(1) 自然地盤の解析結果

紙面の都合上、詳細な結果は省略するが、Spc2_G1波を用いた場合、地盤の非線形化が特に顕著であった。その結果、最大加速度は約600(gal)、最大変位が約34cm発生していた。伝達関数より卓越周期は $T_g=1.3(\text{s})$ となっている。初期の周期は $T_{g0}=0.5(\text{s})$ であるから、2.5倍程度に長周期化し

ている。なお、G0C波のときは約 $T_g=1.1(\text{s})$ であった。

Tab1 解析ケース

	橋脚	杭	地盤	備考
Case101	線形	線形	非線形	回転拘束
Case101_2	線形	線形	非線形	回転ばね
Case102	非線形	線形	非線形	回転拘束
Case103	線形	非線形	非線形	回転拘束

Tab2 解析モデルの諸元

	項目		値
地盤	初期せん断波速度	$Vs0(\text{m/s})$	160.0
	単位体積重量	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	16.0
	層厚	$H(\text{m})$	20.0
上部構造	上部工重量	$Wu(\text{kN})$	1968.5
	下部工重量	$Wp(\text{kN})$	805.8
	減衰定数	hs	0.05
	降伏震度	k_{hy}	0.3, 0.5, 0.8
	下端固定周期	$Tb(\text{s})$	0.6～2.0
杭	杭径	$D(\text{m})$	1.2
	弾性係数	$E(\text{kN/m}^2)$	2.5×10^7
	単位体積重量	$\gamma p(\text{kN/m}^3)$	25.0
	減衰定数	hp	0.05

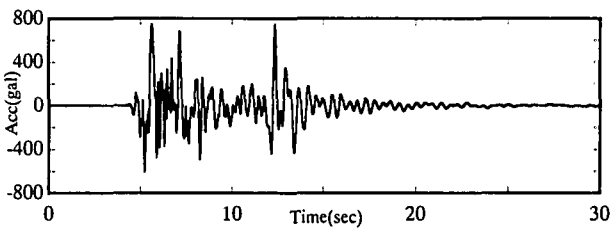


Fig2 基盤入力地震波(Spc2_G1)

(2) 地盤-杭-構造物系の線形地震応答特性

1) 基本的性質

地盤-杭-構造物系の地震応答特性の基本的特性を把握するためにCase101の結果について検討する。構造物の固有周期 T_b は動的相互作用の影響で下端固定時の周期よりも若干長くなる(0.3→0.43(sec) etc)。地表面と構造物の応答加速度波形をFig3に示す。なお、入力波はG0C波である。時刻歴波形の比較から以下のような特徴が分かる。これまでの研究⁹⁾と同様に T_b と T_g の大小関係で応答波形の位相関係が大きく異なり、 $T_b < T_g$ の領域では地盤と構造物は同位相、 $T_b = T_g$ では概ね90度の位相差を、 $T_b > T_g$ の領域では180度の位相差を伴って振動していることが分かる。

次に、 $T_b=0.3$ と $T_b=1.5$ の結果について、杭頭および地中部-7mの位置での杭モーメントの応答波形をFig4に示す。図中 M_t は全体系の結果、 M_g は地盤変位によるモーメント、 M_a は慣性力によるモーメントである。ここで、 M_g は、上部構造物(フーチング含む)の質量をゼロとして動的解析を行

うことによって求めた。Ma は、全体系の解析結果 Mt から、Mg を差し引いて求めた。Ts=0.3(s)の場合、杭頭の回転が固定されているので、Ma は杭頭で最大となり、地中部では値が小さくなるとともに符号が反転する。一方、Mg は地中部でも大きく、符号の反転はない。その結果、杭頭固定の場合は、杭頭は慣性力が、地中部は地盤変位の影響がそれぞれ支配的となっている。しかも杭頭では Ma と Mg が同位相で発生しているものの、地中部ではお互いが相殺し合っている。ただし、Fig3 で考察したように、Ts=1.5(s)の場合には地盤と構造物が逆位相で振動し、杭頭では Ma と Mg は逆位相で発生している。モーメントの発生メカニズムは、地盤変位と慣性力という2つの影響要因があるとともに、両者の関わり合いは Ts と Tg の関係で大きく変化することが分かった。

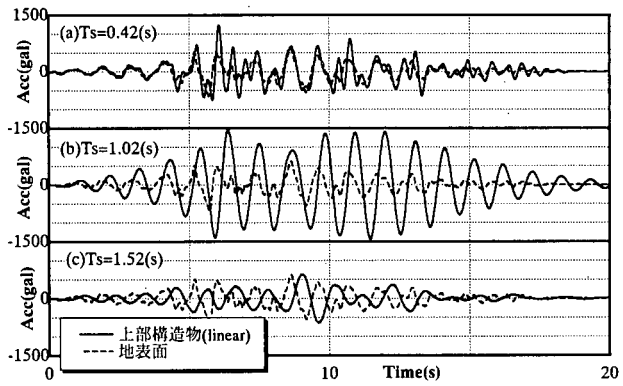
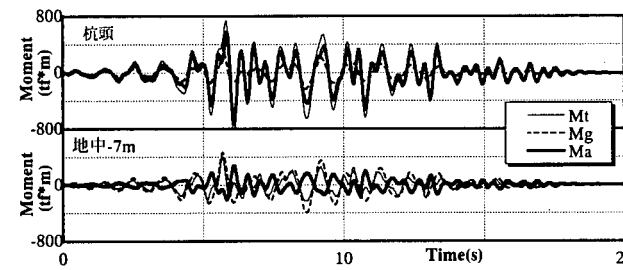
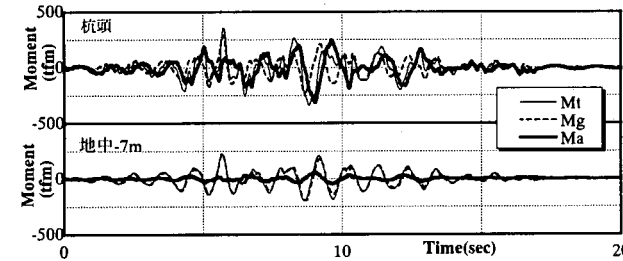


Fig3 上部構造物と地表面の加速度波形の比較(Case101)



(a)Ts=0.3(s)の場合



(b)Ts=1.5(s)の場合

Fig4 杭のモーメント波形(Ts=0.3, 1.5(s))

2) 杭頭回転拘束度の影響

次に、杭頭に回転ばねを設定すると先述の傾向がどのように変化するか検討する。ここでは Case101_2 を取り上げる。地盤と構造物の位相関係は、杭頭固定の場合と同様の傾

向だったので図は省略する。

モーメントについては、その波形は Fig5 に示すように明らかに杭頭固定の場合 (Fig4) と異なっている。杭頭の回転が卓越するために、杭頭と地中部で Ma の符号の反転は起こっていない。また最大値も地中部で生じている。Mg については杭頭固定の場合と同様に、モーメントの符号の反転は深さ方向に起こらない。杭頭および地中部において Ma と Mg はお互い打ち消し合うように作用している。

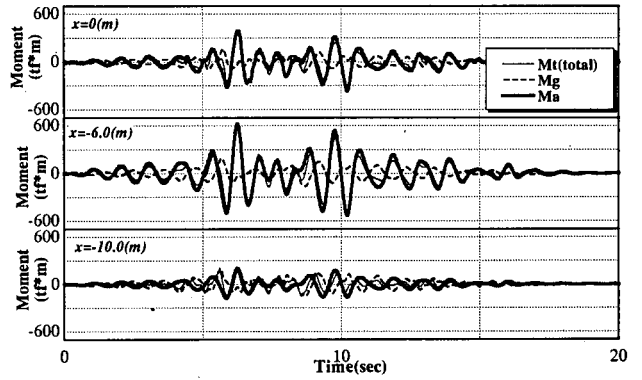


Fig5 杭のモーメント波形(Case2_2)

(3) 地盤-杭-構造物系の非線形地震応答特性

まず橋脚天端とフーチングに水平荷重を徐々に載荷し、荷重増分法により静的非線形解析を行った。橋脚天端位置での構造物全体系の荷重～変位関係を Fig6 に示す。橋脚が塑性化する場合、橋脚の降伏震度相当の震度で明らかに構造系全体の荷重～変位関係が大きく折れ曲がる。しかし、杭基礎部材が塑性化した場合、荷重～変位曲線はそれほど明確には折れ曲がらない。本検討で用いた解析モデルは、地盤の押し込みバネをモデル化していないことや水平バネを線形としているので、杭部材が塑性化しても顕著な折れ曲がりを示さなかったものと考えられる。杭部材が塑性化した場合に荷重～変位関係が明瞭な折れ曲がりを示さないというのは一般的な議論ではないことに注意が必要である。よって、本論文では、「杭が塑性化した場合」と限定した見方よりも、「荷重～変位関係が明瞭な折れ曲がりを示さなかった場合の一例」として解釈することにする。

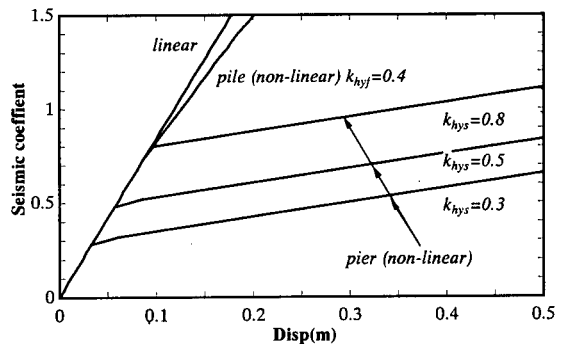


Fig6 荷重～変位曲線

次に一例として降伏震度 $k_{hs}=0.5$ の場合について動的解析の結果を示す。Fig7は、上部構造物と地表面の加速度波形を比較したものである。ただし、入力地震動は、非線形化が顕著であった Spc2_G1 を用いた場合である。Ts と Tg の大小関係による構造物と地盤の位相差関係の変化は線形も非線形の場合もほぼ同様であることが分かる。Ts < Tg では同位相、Ts > Tg では逆位相に近い関係である。

しかし、橋脚の塑性化により応答加速度は線形挙動の場合に比べて大幅に低減され、概ね降伏震度相当(約 500gal)で波形の形状が頭打ちとなっていることに注意する必要がある。これに伴い、Fig8 に示すように杭の発生モーメントも杭頭部では線形の場合よりも大幅に低減された。慣性力の低減効果が現れたものである。ただし、地中部は地盤変位の影響が支配的なので、橋脚が塑性化してもあまり変化がない。

地盤変位と構造物加速度との関係を図示したのが Fig9 である。横軸は最大値で正規化した地盤、縦軸に最大値で正規化した構造物加速度をそれぞれとって、軌跡を描いた。この図で、第2、4象限にデータがあるときは地盤変位と慣性力が同方向で、第1、3象限にデータがあるときは逆位相で作用していることを表している。図中には橋脚の応答塑性率も示してある。また図中○は杭頭、□は地中部のモーメントが最大となる時刻を示している。

橋脚が非線形化しても、Ts と Tg の大小関係でデータの

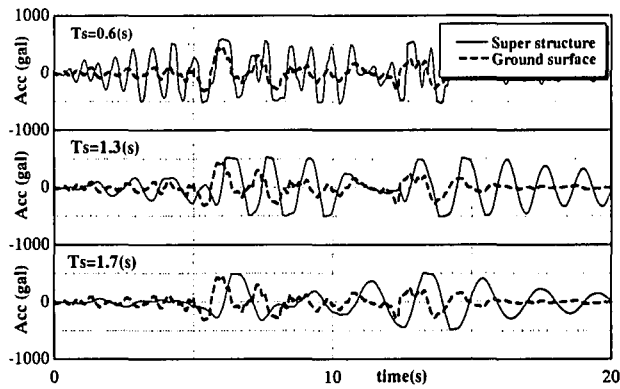


Fig7 上部構造物と地表面の加速度波形の比較 (Case101)

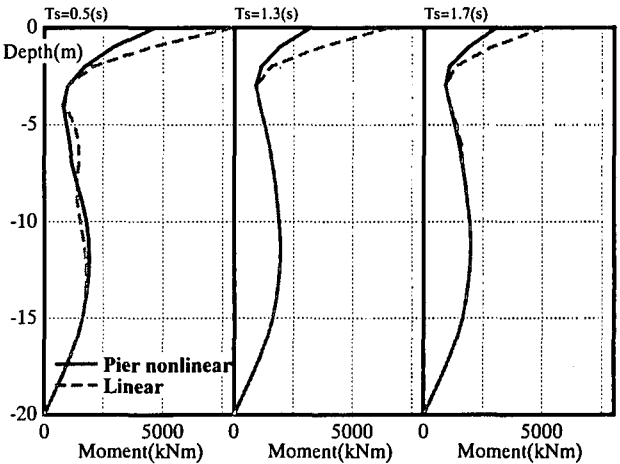
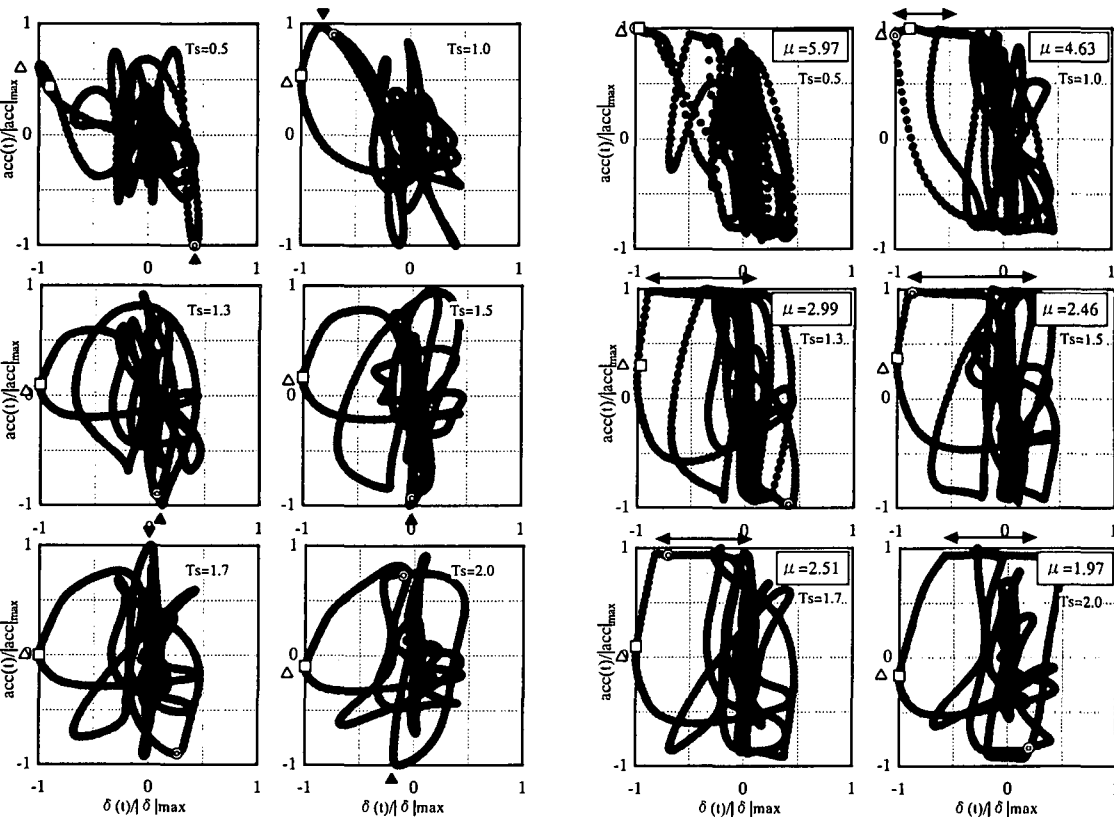


Fig8 曲げモーメント分布の比較 (Case102, $k_{hs}=0.5$)



(a) 橋脚線形の場合 Case101 (b) 橋脚非線形($k_{hs}=0.5$)の場合 Case102

Fig9 地盤変位と上部工加速度(慣性力)の関係

分布が異なる傾向(同方向→逆方向に変化)や、杭頭モーメントと地中部のモーメントの最大値はそれぞれ構造物加速度が最大に近い状況と地盤変位が最大に近い状況で生じることなど、全体的な傾向は同じである。線形の場合と最も顕著な差があるのは、 $a_{cc}/p_{cc\max}=\pm 1$ または $\delta/\delta_{\max}=\pm 1$ と接する部分である。線形の場合には点で接していたのに対して、非線形の場合には線で接している(図中矢印で幅を表示)。橋脚が非線形化すると、上部構造物の応答加速度波形が橋脚の降伏震度相当の加速度でフラットな形状となるので、慣性力(加速度)が最大となっている時間に幅があり、結果的には地盤変位が同時に最大となる可能性が線形の場合よりも増えてくることが分かる。他の降伏震度のケースでも、橋脚の応答塑性率が $\mu > 2$ 程度であれば、この傾向は認められた。

なお、杭を非線形化した場合には、荷重～変位曲線が明瞭な変曲点を有さなかったため、慣性力と地盤変位の作用方法は線形の場合とほとんど同じであった。

4. レベル 2 地震に対する杭基礎構造物の耐震設計法の提案

(1) 地盤変位の必要性

レベル2地震動に対しては非線形性を考慮した動的解析法により構造物の耐震性能を照査するのが望ましいとされている¹⁴⁾。しかし、杭基礎など深い基礎を有する構造物の場合には、地盤・基礎・上部構造物を一体とした動的非線形解析を設計実務において行うには、モデルに用いる定数の問題や解析プログラムの整備の問題等を含めて困難な現状にある。そこで、“動的解析に準じた解析手法¹⁴⁾”の適用が一般的には用いられる。道路橋示方書では保有水平耐力法が、鉄道標準では静的荷重増分解析(プッシュオーバーアナリシス)と所要降伏震度スペクトルを組み合わせた“非線形応答スペクトル法”が採用されている。

このとき、軟弱地盤のように地震時に地盤変形が大きく生じる箇所に建設される杭基礎では、地盤変位によって杭に生じる応力を無視できない。いわゆる「応答変位法」のような、地震時の地盤変位を陽な形で取り入れた設計体系とすることが必要不可欠である。応答変位法とは、地盤変位を地盤パネを介して静的に杭に作用させる方法である。その概念図を Fig10 に示す。このとき、慣性力と地盤変位の組み合わせが問題となる。荷重の組合せについては、地盤変位によるモーメント M_g と慣性力によるモーメント M_a を別々に算定しておき、それらの算術和とする方法と2乗和平均とする方法などが用いられてきた。いずれの考え方も、重ね合わせの原理に基づいたものである。許容応力度法の場合にはこのような仮定は妥当性を持ったものであることは言うまでもない。しかし、レベル2地震動に対しては地盤も構造物も非線形領域に応答が及ぶことになる。このような弾塑性設計を考えた場合には、重ね合わせの原理は成立しない。よ

って、地盤変位と慣性力を同時に構造物モデルに載荷して静的増分解析を実施する必要がある、レベル 2 地震動に対応した地盤変位を考慮した杭基礎の設計体系を構築するためには、この2つの地震荷重(作用)の組み合わせを明確にすることが非常に重要となってくる。

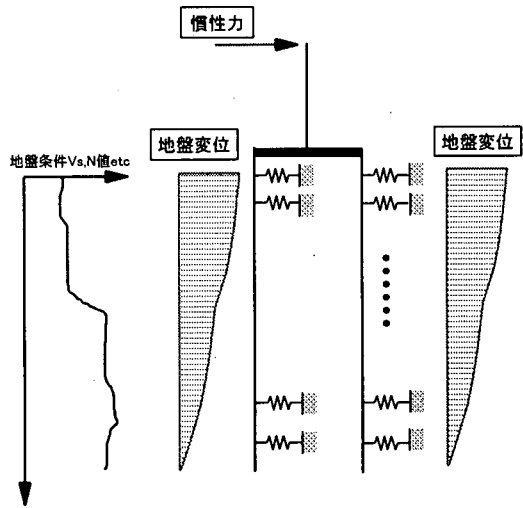


Fig10 応答変位法の考え方の概念図

(2) 地盤変位と慣性力の組合せ方法の提案 – 2段階設計法の提案–

耐震設計で考慮する地震荷重(作用)としては、慣性力と地盤変位の2つがある。このことを概念的に示すと式(3)のようになる。

$$R_t = \beta \times R_a + \gamma \times R_g \quad (1)$$

ここに、 R_t は地震時の杭に作用する地震外力、 R_a は慣性力、 R_g は水平地盤変位の鉛直方向分布、 β 、 γ はそれぞれの組み合わせの係数である。本来、 (β, γ) の組合せは時々刻々変化するが、設計上は基礎の応力、変形にとって最も厳しい組合せを考えればよい。Fig9 の検討から、杭頭と地中部では全体系のモーメントに占める慣性力と地盤変位の影響の割合が異なることが分かった。例えば、杭頭回転固定の場合には、杭頭のモーメントが最大となる時刻は構造物加速度が最大となる時刻とほぼ一致し、地中部のモーメントが最大となる時刻は地盤変位が最大となる時刻とほぼ一致していた。そこで、耐震設計では以下の2段階の組合せを考えることにより、杭の安全性は確保できるものと考えられる。

■Step1 慣性力を主体とした設計

$$R_t = 1.0 \times R_a + \gamma \times R_g \quad (2)$$

■Step2 地盤変位を主体とした設計

$$R_t = \beta \times R_a + 1.0 \times R_g \quad (3)$$

式(2)は、慣性力が最大となる時の組み合わせで、地盤変

位の影響をその最大値に対して γ 倍低減している。また式(3)は地盤変位が最大となる時の組み合わせで、慣性力をその最大値に対して β 倍低減している。本章ではこの組み合わせ係数 β 、 γ を本研究ならびにこれまでの解析成果に基づいて決定する。

慣性力 Ra については、静的荷重増分解析(プッシュオーバーアナリシス)により構造全体系の荷重～変位関係を把握しておき、所要降伏震度スペクトルから求まる応答塑性率に対応する荷重を荷重～変位関係上で読みとることにより得られる。もしくは、エネルギー一定則により評価することも可能ではある。地盤変位の鉛直方向分布 Rg については、1次元の地盤応答解析により求めることが可能であるし、応答スペクトル法により算定することも可能である。

(3) 地盤変位と慣性力の組合せ係数

係数 β 、 γ は、式(2)と式(3)より分かるように、一方の影響が最大の時に、他方の影響をどの程度見込むかを表す係数である。動的解析の結果から、係数 β を地盤変位が最大の時刻 $t=t_g$ における上部構造物の応答加速度 $a_{cc}(t=t_g)$ の最大値 a_{ccmax} に対する比率として求めた。同じく、係数 γ を上部構造物の応答加速度が最大の時刻 $t=t_a$ における地盤変位 $\delta(t=t_a)$ の最大値 δ_{max} に対する比率として求めた。その算定方法の概念図をFig11に示す。図中▲が γ の値、●が β の値を示している。線形の場合には、同図(a)を見ると分

かるように $\delta/\delta_{max}=\pm 1$ 軸または $a_{cc}/a_{ccmax}=\pm 1$ 軸に1点で接する。よって、係数 β および γ は一つの数値で決定される。しかし、前章で考察したように、橋脚が塑性化すると構造物の加速度応答波形が頭打ちの波形となるので、地盤変位-構造物加速度関係はフラットな領域を持つ。このような場合は、1点で見えるのではなく、同図(b)に示すようにある程度幅を持って係数を捉える必要がある。そこで、大きい方の値(上限値;記号●or▲)と小さい方の値(下限値;記号○or△)をそれぞれ読みとった。

本研究ならびにこれまでの著者らの全解析ケースについてこれらの結果を整理したものがFig12である。横軸は構造物の周期 T_s と地盤の周期 T_g の比 α である。 T_g は非線形化を考慮したときの固有周期であり、 T_s は下端固定時の固有周期ではなく、連成系の固有周期である。×は薄層要素法の正弦波入力の結果、○が地震波入力の結果である。また黒塗の記号は多質点系モデルによる結果で、●が線形の場合である。◆▲■(上限値)、◇△□(下限値)は橋脚を非線形とした場合である。◎は杭を非線形とした場合である。

構造物が線形の場合(図中○、×、●印)、または荷重～変位関係に明確な変曲点が見られなかった場合(◎印)には、条件によって多少のばらつきはあるが、全体的に右下がりの傾向にある。これは、 $T_s < T_g$ では地盤と構造物が同位相で振動するが、 T_s が徐々に長くなると位相差が90度から逆位相へと変化することに対応している。また、 β と γ では多少の差があるものの、本論文では両者とも同一の係数 ν で表すこととした。解析結果のばらつきに対して上限値 ν_U と下限値 ν_L が同図中の実線のように設定できる。

$\alpha (=T_s/T_g) < 0.75$ では、上限値 $\nu_U=1.0$ ～下限値 $\nu_L=0.0$ までとなる。耐震設計では慣性力と地盤変位を同方向に考慮する必要があることを意味している。 $\alpha > 0.75$ では地盤と構造物の挙動に位相差が生じ始め、その影響で係数が低減される。さらに α が大きくなると、場合によっては地盤と構造物が逆位相で杭に作用する場合があります。上限値 $\nu_U=0.3$ ～下限値 $\nu_L=-0.7$ となる。

橋脚が非線形化すると、構造物全体の荷重～変位関係は大きく折れ曲がる。その結果、上部構造物の応答加速度は頭打ちとなり、波形が押しつぶされた形状になる。そのため、加速度 $a(t)$ が最大値に近い値をとる時間が長くなり、Fig11からも分かるように β 、 γ の上限値は、固有周期比 α によらず1.0に近づく傾向にある。一方、 β 、 γ の下限値は、線形の場合よりも若干マイナス側に移動するものの、ほとんど変化はない。以上、橋脚が塑性化した場合など荷重～変位関係に明確な折れ曲がり点を有する場合には、耐震設計上は、以下のように考えることができる。

a) 上限値 ν_U を使う場合には、 $\alpha = T_s/T_g$ によらず、 $\nu_U=1.0$ とする。つまり、地盤変位と慣性力が同時に最大値に近い値をとる可能性が高く、組合せ係数による低減は行わないことを意味している。ただし、慣性力 Ra 自体

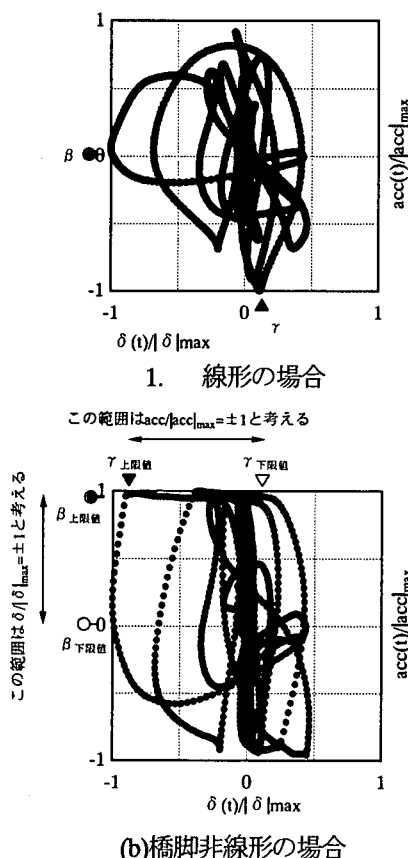
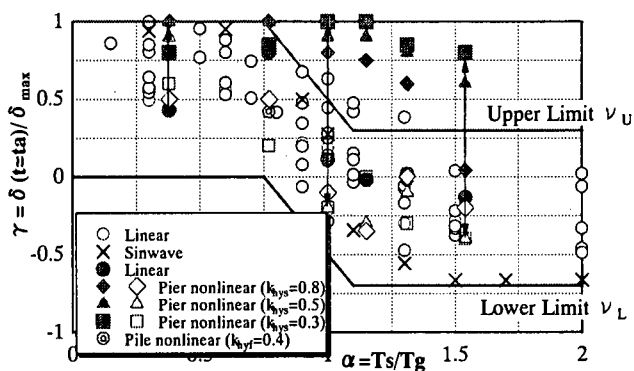


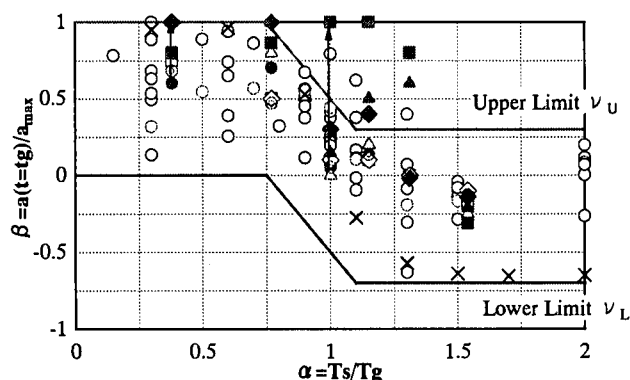
Fig11 動的解析による組合せ係数 β と γ の取り方

は橋脚の塑性化により低減される。

- b) 下限値 ν_L を用いる場合には、塑性化しても線形の場合の提案線と同じである。



(a) 係数 γ



(b) 係数 β

Fig12 係数 β および γ の計算値と設計用値

(4) 妥当性の検証

上記で示した方法の検証のために、式(2)(3)に従って杭モーメントを静的解析により算定した結果と、動的解析の結果を比較したのが Fig13 である。慣性力 Ra は動的解析から得られた上部構造物の最大応答加速度を震度換算して算定した。地盤変位分布は自然地盤の動的解析から得られた最大変位分布を用いた。図中、太実線は動的解析の結果である。①は慣性力と地盤変位を載荷するときに、位相による低減を考えなかった場合である。②③は式(2)(慣性力主体の組合せ)、④⑤は式(3)(地盤変位主体の組合せ)である。さらに黒塗りは Fig12 の ν_U の線を、白抜きは ν_L の線を用いた場合である。

1) 橋脚線形の場合

Fig13(a)より、杭頭付近は図中②、地中部は⑤の組合せが最も良い。つまり、杭頭付近は慣性力による影響が支配的になるために、式(2)の「慣性力を主体とした組み合わせ」が良い。しかも杭頭部の回転を拘束しているため、杭頭付近では Ma と Mg が同相で発生し、上限値の ν_U を用いるべきであることが分かる。一方、地中部では地盤変位による影響の方が支配的になるために、式(3)の「地盤変位を主体とする組合せ」の方が適している。ただし、 Ma は地中部で値

が反転するので、 Mg とは逆符号となり、お互い打ち消し合うことになる。よって、相殺され具合の小さい下限値 ν_L を用いるのが良い。

ただし、実務において上記のように深さごとに ν を上限値と下限値で使い分けるのは煩雑である。実際には、深さ方向に使い分けることはせず、最大値を取り逃がさないように ν を決定すればよいと考えられる。

2) 橋脚非線形の場合

Fig13(b)より、橋脚が塑性化した場合には、位相のずれによる低減を行うと、モーメントを過小評価してしまう。補正係数による低減を行わず、 $\beta = \gamma = 1$ とした①(図中記号)の組合せ方法が動的解析の結果を最も上手く説明できることが確認できた。

3) 杭頭条件の影響

Fig13 に示したように、杭頭の回転が卓越した場合には、慣性力によるモーメントと地盤変位によるモーメントがお互い打ち消し合うような方向に生じる。このような場合、Fig13(c)に示すように、補正係数 ν として上限値 ν_U を用いると過度に打ち消し合う。よって、設計上の配慮からは、過度に打ち消しあうのを防ぐために下限値 ν_L を用いた方がよいと言える。

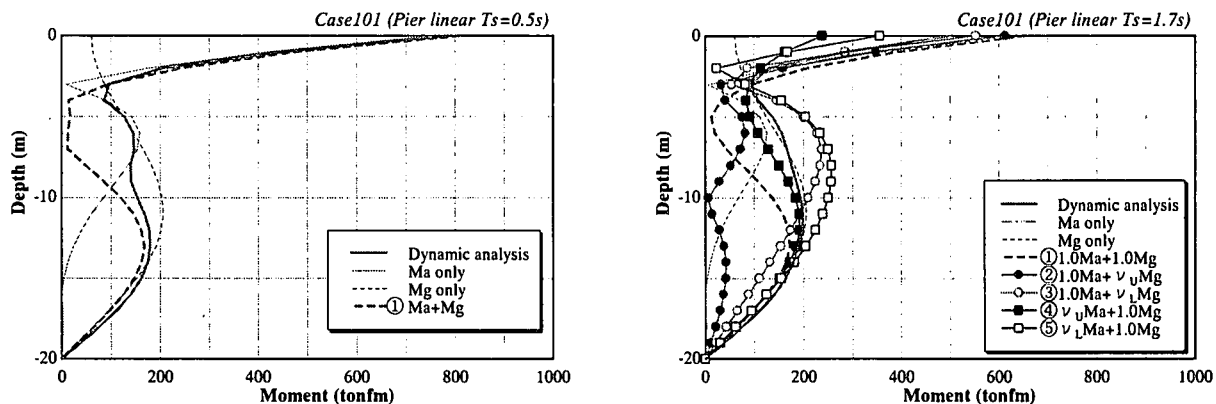
5. まとめ

軟弱地盤のように地震時の地盤変位が大きい杭を耐震設計する場合の方法として、「慣性力主体設計」と「地盤変位主体設計」の2段階設計法を提案した。また、地盤変位と慣性力の組み合わせ係数も、系が線形(あるいは、荷重～変位曲線に明瞭な変曲点がない場合)の場合と非線形化する場合についてそれぞれ提案した。この2つの荷重を用いて静的解析を実施することにより、動的解析の結果得られる応力を説明できることが確認できた。本提案法の有効性を確認した。

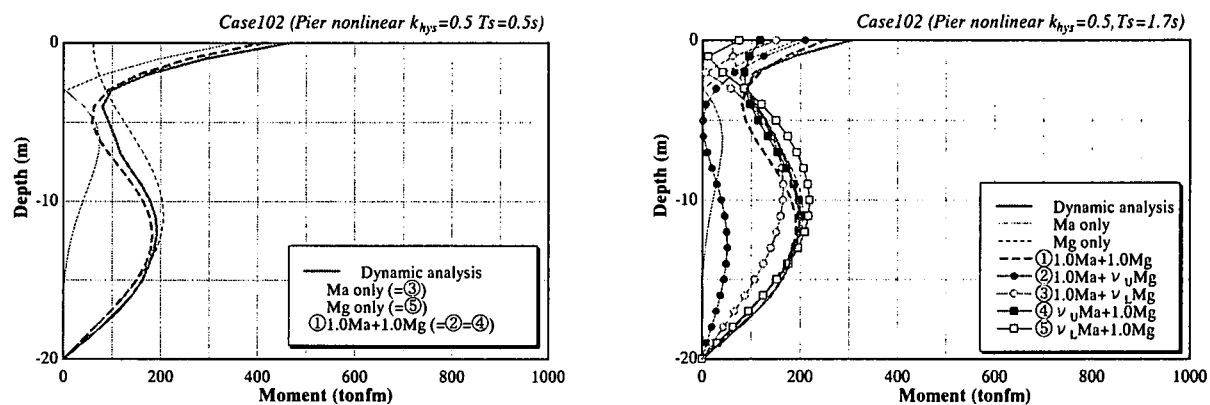
謝辞: 日本交通技術(株)の長谷川淳史氏(当時、(株)テス)には多くの協力を得ました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

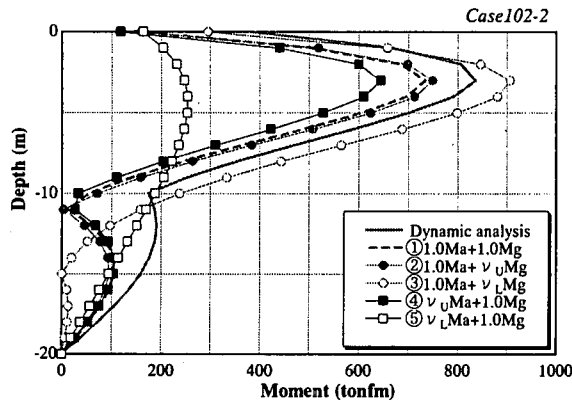
- 1) 土木学会編: 動的解析と耐震設計 第2巻, 動的解析の方法, 技報堂出版, 1989.
- 2) 後藤尚男, 亀田弘行: 杭基礎上の橋脚の地震応答について, 土木学会論文集, No.131, pp.7-18, 1966.
- 3) 田蔵 隆, 清水勝美, 古川禎一, 若原敏裕: 基礎杭の地震時挙動観測および解析, 第1回地盤工学における数値解析法シンポジウム論文集, pp.195-202, 1986.
- 4) 竹宮宏和, 片山吉史: フレキシビリティ法による群杭基礎の動的解析と設計への提案, 土木学会論文集 No.489/I-27, pp.207-215, 1994.
- 5) 水野二十一: 既往の地震時杭被害に見る部材と杭破損パターン



(a) 線形系の場合(あるいは非線形性が顕著でない構造系の場合)



(b) 非線形性が顕著な構造系の場合(橋脚が非線形化する場合)



(c) 杭頭回転が卓越する場合

Fig13 動的解析結果と提案法(応答変位法)の比較

ンとの関係, 昭和 55 年度建築研究年報, pp.62-64, 1990.

- 6) 水野二十一: 杭基礎の震害 —特に杭基礎について—, 構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 日本建築学会, pp.43-50, 1985.
- 7) 日本建築学会近畿支部基礎構造部会(兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会): 兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書, 1996.
- 8) 耐震設計指針(案)解説, 日本国有鉄道編, 1983.
- 9) 室野剛隆, 永妻真治, 西村昭彦: 軟弱地盤中の杭基礎構造物の地震応答特性と耐震設計への応用, 構造工学論文集 Vol44-A, pp.631-640, 1998.

- 10) 室野剛隆, 永妻真治, 西村昭彦: 杭の動的挙動に与える慣性力と地盤変位の影響に関する実験的研究, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.625-628, 1997.
- 11) 室野剛隆, 王海波, 西村昭彦, 長谷川淳史: 杭の地震時挙動に与える地盤震動と慣性力の影響に関する実験的考察, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.517-520, 1999.
- 12) 西村昭彦, 室野剛隆: GHE モデルと簡易な履歴則を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証, 第 25 回地震工学研究発表会, 1999.
- 13) 室野剛隆, 西村昭彦, 佐藤忠信: 鉄道の耐震設計における設計入力地震動の位相特性の考え方, 土構造物の耐震設計に用いるレベル2地震動を考えるシンポジウム論文集, pp.15-22, 1998.
- 14) 土木学会: 土木構造物の耐震設計に関する提言(第1次提言および第2次提言), 1995, 1996.
- 15) (財)鉄道総合技術研究所: 新設構造物の当面の耐震設計に関する参考資料, 1996.
- 16) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 一基礎・抗土圧構造物一, 丸善, 1998.
- 17) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 一耐震設計一, 丸善, 1999.