

杭基礎の静的耐震設計手法改善に関する 解析的研究

岩上憲一¹・大塚久哲²・榊豊和³

¹(株)構造技術センタ - 福岡支社

(〒812-0011 福岡県福岡市博多区博多駅前3-5-7 博多センタ - ビル)

E-mail: n-iwagami@secj.co.jp

²九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門教授 (〒812-8581 福岡県福岡市東区箱崎 6-10-1)

E-mail: otsuka@civil.doc.kyushu-u.ac.jp

³鹿児島市水道局水道管路課 (〒890-8585 鹿児島県鹿児島市鴨池新町1番10号)

E-mail: s-skan55@city.kagoshima.kagoshima.jp

従来の設計基準における橋脚杭基礎の耐震設計は、上部構造、脚柱、フ・チングが同一方向に振動するものとし、設計水平震度を作用させる手法が用いられている。しかし、実際の動的な挙動下では、フ・チングの挙動が必ずしも上部構造・脚柱と一致しない場合もあり、過大な荷重を作用させている可能性がある。そこで、本研究では正弦波を用いたパラメトリック解析から上部構造・脚柱とフ・チングが挙動の相違を生じる範囲を明確にするとともに、実地震波による解析結果から換算震度法を用いてフ・チングの挙動を考慮した静的設計手法の改善案を提案している。

Key Words : pile foundation , seismic design , nonlinear time history analysis , equivalent seismic coefficient

1. はじめに

実務における橋脚杭基礎の耐震設計では、設計の煩雑さを回避することなどから、地震時の荷重を震度に置き換えた静的設計が多用される。レベル までの地震時を想定した橋脚杭基礎の静的設計としては、道路橋示方書¹⁾(以下、道示と呼称)と鉄道構造物等設計標準²⁾(以下、鉄道標準と呼称)の2つの基準がある。道示は、上部工(桁部分を示す)・脚柱(梁・柱部分を示す)とフ・チングそれぞれに作用させる震度の大きさは異なるものの方向は同一である。鉄道標準は、フ・チングを橋脚の一部とみなして震度を作用させ、杭に地盤変位を作用させている。フ・チングに着目してみると、道示では着目しているものの現行ではその挙動が明確になっていないとし、震度のみ地盤と同程度に低減しているが、鉄道標準ではフ・チングそのものには着目していない。また、震度の作用方向に着目してみると、道示は方向は考慮しておらず、鉄道標準は構造物全体の固有周期と地盤の固有周期をパラメータにし、地盤変位を震度の作用方向と逆方向に作用させることが可能となっている。このように、フ・チングの挙動そのものに着目した設計になっていないのが現状である。

筆者らは、実際の動的挙動下では、フ・チングの挙動が必ずしも上部工・脚柱部分と一致しない場合³⁾もあり、過大な荷重を作用させている可能性があることを

指摘してきた。本研究では、これらを具体化し、設計に応用することを目的とし、まず正弦波を用いたパラメトリック解析から上部工・橋脚とフ・チングの挙動が異なる範囲を明確にし、次に、観測波による動的解析結果から換算震度法を用いてフ・チングの挙動を定量化し、地盤変位の影響を考慮した静的設計の改善手法を提案している。

2. 解析概要

2.1 解析モデル及び解析ケース

対象とする構造物は橋梁の橋脚・基礎系であり、その形状は図-1に示すような場所打ち杭を有する一般的な鉄筋コンクリート張り出し橋脚である。杭は橋軸方向に4列、奥行き方向に3列の計12本である。各部材について、図-2に橋脚躯体の主鉄筋配置、図-3に横拘束筋配置、図-4に杭配筋断面を示す。また、表-1に橋脚柱の断面特性を、表-2に杭体の断面特性を示す。地盤条件は埋め戻し地盤、杭周面地盤、杭先端地盤の3層地盤とした。周面地盤は解析結果を明瞭にするための均一層とし、 N (標準貫入試験による N 値) $=2$ の軟らかい地盤と $N=15$ の通常地盤の2種類を想定している。(表-3)また、埋め戻し地盤($N=4$)と杭先

端地盤(N値30以上)を固定し、杭周面地盤の種類及び厚さを変えることで地盤の固有周期(T_g)及び $\beta \cdot L$ を変化させている。ここで、 L は杭長、 $\beta = (k_H \cdot D / 4EI)^{1/4}$ は杭の特性値⁴⁾(D : 杭径、 k_H : 地盤反力係数、 EI : 杭の曲げ剛性)であり、 $\beta \cdot L$ の3の場合は長杭、 $1 < \beta \cdot L < 3$ の場合は短杭を表す。

各地盤定数は、表-4と表-5に示すようにN値をベ-スに文献4)を参考に定量化している。また、減衰定数は杭体では0.2、相互作用バネは0.1⁵⁾、橋脚およびフ-チングは0.02とした。

構造物モデルについては、先の形状を基本とし、上部工分担重量と橋脚高さ(橋脚剛性)を変化させ(構造

物の固有周期 T_s をパラメトリックとしている)、12種類のモデル(表-6)を作成している。パラメトリック解析に用いた解析ケ-スは、表-3に示す地盤条件と表-6に示す構造物モデルを組み合わせた計48ケ-ス(表-7)である。

表-1 橋脚柱の断面特性

ひび割れ時	M_c (kNm)	29,558
	ϕ_c (1/m)	9.34E-05
降伏時	M_y (kNm)	78,323
	ϕ_y (1/m)	7.85E-04
終局時	M_u (kNm)	101,759
	ϕ_u (1/m)	1.42E-02

表-2 杭体の断面特性

	断面1	断面2	断面3
杭頭からの区間長(m)	0.0 ~ 2.4	2.4 ~ 10.0	10.0 ~ 30.0
ひび割れ時	M_c (kNm)	826	789
	ϕ_c (1/m)	2.88E-04	2.94E-04
降伏時	M_y (kNm)	2,158	1,527
	ϕ_y (1/m)	2.45E-03	2.29E-03
終局時	M_u (kNm)	3,130	2,065
	ϕ_u (1/m)	2.11E-02	1.49E-02

表-3 地盤モデル

	TypeGA	TypeGB	TypeGC	TypeGD
杭長(m)	18	12	18	24
L/D	15	10	15	20
周面地盤N値	15	2		
先端地盤N値	30			
$\beta \cdot L$ (m ⁻¹)	4.5	1.7	2.6	3.5
地盤の固有周期Tg(s)	0.454	0.522	0.727	0.904

表-4 埋め戻し及び周面地盤の地盤定数

地盤種別	埋め戻し	周面地盤	
N値	4	2	15
土質区分	砂質土	粘性土	砂質土
単位体積重量 γ (kN/m ³)	18	16	17
せん断抵抗角 ϕ (°)	23	10	25
粘着力 C (kN/m ²)	0	15	0
変形係数 E (kN/m ²)	2800	1400	10500
摩擦係数 f (kN/m ²)	20	15	75
すべり係数 C_s (kN/m ³)	2.7	1.3	10.0
弾性波速度 V_s (m/s)	130	130	200
動的せん断弾性係数 G_0 (MN/m ²)	16.6	16.6	43.2
動的変形係数 E_n (MN/m ²)	49.8	49.8	129.6

表-5 先端地盤の地盤定数

N値	30程度
土質区分	砂質土
単位体積重量 γ (kN/m ³)	20
せん断抵抗角 ϕ (°)	40
粘着力 C (kN/m ²)	0
変形係数 E (MN/m ²)	30
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	3,000

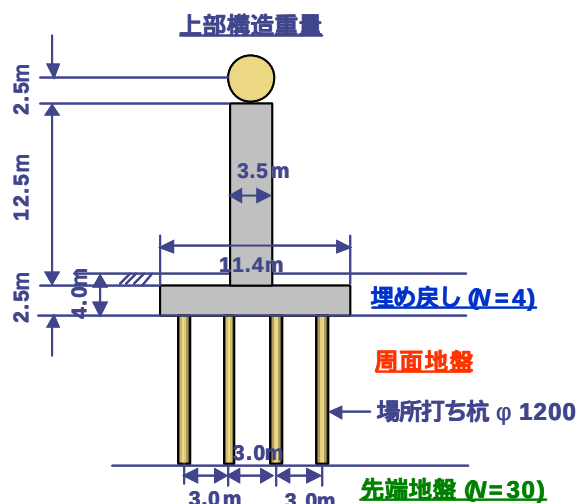


図-1 対象構造物形状

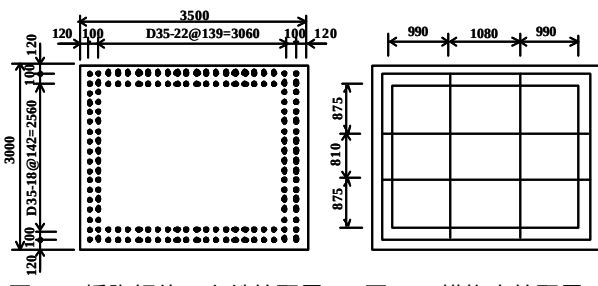


図-2 橋脚躯体の主鉄筋配置

図-3 横拘束筋配置

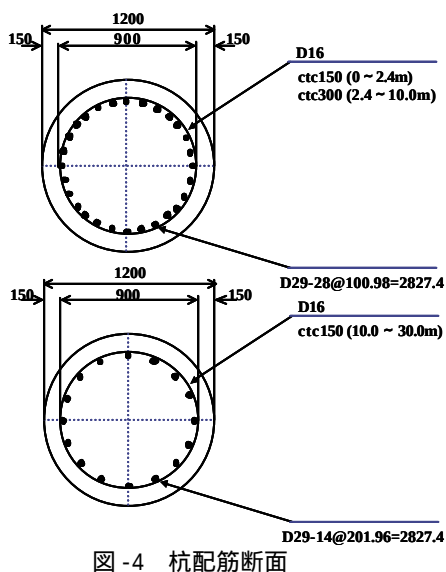


図-4 杭配筋断面

表-6 構造物モデル

		TypeSA-1	TypeSA-2	TypeSA-3	TypeSA-4
上部構造重量	W_u (kN)	11760			
橋脚重量	W_p (kN)	3288.9	4317.9	5346.9	2259.9
橋脚高さ	H_p (m)	12.5	16.5	20.5	8.5
減衰定数	h_s	0.02			
固有周期	T_s (sec)	0.580	0.890	1.247	0.321
		TypeSB-1	TypeSB-2	TypeSB-3	TypeSB-4
上部構造重量	W_u (kN)	17640			
橋脚重量	W_p (kN)	3288.9	4317.9	5346.9	2259.9
橋脚高さ	H_p (m)	12.5	16.5	20.5	8.5
減衰定数	h_s	0.02			
固有周期	T_s (sec)	0.701	1.072	1.497	0.390
		TypeSC-1	TypeSC-2	TypeSC-3	TypeSC-4
上部構造重量	W_u (kN)	23520			
橋脚重量	W_p (kN)	3288.9	4317.9	5346.9	2259.9
橋脚高さ	H_p (m)	12.5	16.5	20.5	8.5
減衰定数	h_s	0.02			
固有周期	T_s (sec)	0.804	1.227	1.710	0.448

表-7 解析ケース一覧

ケース番号	構造物条件	地盤条件	T_s	T_q	T_q/T_s
Case1	TypeSA-1	TypeGA	0.580	0.454	0.78
Case2		TypeGB		0.522	0.90
Case3		TypeGC		0.727	1.25
Case4		TypeGD		0.904	1.56
Case5	TypeSA-2	TypeGA	0.890	0.454	0.51
Case6		TypeGB		0.522	0.59
Case7		TypeGC		0.727	0.82
Case8		TypeGD		0.904	1.02
Case9	TypeSA-3	TypeGA	1.247	0.454	0.36
Case10		TypeGB		0.522	0.42
Case11		TypeGC		0.727	0.58
Case12		TypeGD		0.904	0.72
Case13	TypeSA-4	TypeGA	0.321	0.454	1.41
Case14		TypeGB		0.522	1.62
Case15		TypeGC		0.727	2.26
Case16		TypeGD		0.904	2.81
Case17	TypeSB-1	TypeGA	0.701	0.454	0.65
Case18		TypeGB		0.522	0.74
Case19		TypeGC		0.727	1.04
Case20		TypeGD		0.904	1.29
Case21	TypeSB-2	TypeGA	1.072	0.454	0.42
Case22		TypeGB		0.522	0.49
Case23		TypeGC		0.727	0.68
Case24		TypeGD		0.904	0.84
Case25	TypeSB-3	TypeGA	1.497	0.454	0.30
Case26		TypeGB		0.522	0.35
Case27		TypeGC		0.727	0.49
Case28		TypeGD		0.904	0.60
Case29	TypeSB-4	TypeGA	0.390	0.454	1.16
Case30		TypeGB		0.522	1.34
Case31		TypeGC		0.727	1.86
Case32		TypeGD		0.904	2.32
Case33	TypeSC-1	TypeGA	0.804	0.454	0.56
Case34		TypeGB		0.522	0.65
Case35		TypeGC		0.727	0.90
Case36		TypeGD		0.904	1.12
Case37	TypeSC-2	TypeGA	1.227	0.454	0.37
Case38		TypeGB		0.522	0.43
Case39		TypeGC		0.727	0.59
Case40		TypeGD		0.904	0.74
Case41	TypeSC-3	TypeGA	1.710	0.454	0.27
Case42		TypeGB		0.522	0.31
Case43		TypeGC		0.727	0.43
Case44		TypeGD		0.904	0.53
Case45	TypeSC-4	TypeGA	0.448	0.454	1.01
Case46		TypeGB		0.522	1.16
Case47		TypeGC		0.727	1.62
Case48		TypeGD		0.904	2.02

2.2 解析手法

(1) 動的解析

図-5に本研究で使用する2次元骨組みモデルによる動的解析手法の概念図を示す。構造物の慣性力と、基礎の剛性と地盤変位による相互作用を同時に考慮出来るように、自然地盤を多質点系のせん断バネにモデル化(R-Oモデル⁶⁾)して予め地盤変位を求め、相互作用バネを介して地盤変位を地震波と同時に入力して解析を行う方法を用いた。

数値積分法にはNewmark β 法($\beta=0.25$)による直接積分法を用いた。応答計算の積分間隔時間は0.005秒とした。減衰はレ-リ-減衰を使用した。

(2) 静的解析

モデルは、動的解析と同様に2次元骨組みモデルを用いており、各部位の重量に設計水平震度を乗じフ-チング底面位置に生じる作用荷重を求め、水平力 H 及び曲げモーメント M を文献7)を参考に漸増载荷するプッシュオーバー解析とした。

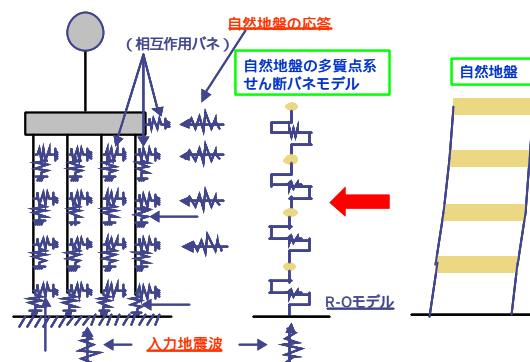


図-5 動的解析手法

2.3 解析モデル

橋脚と杭は曲げ破壊先行型のトリリニア型(武藤モデル⁸⁾)、フ-チングは、主として道示で用いられているフ-チング下面を剛体としてモデル化し、橋脚基部からフ-チング下面までを仮想部材とする方法を採用した。(図-6)

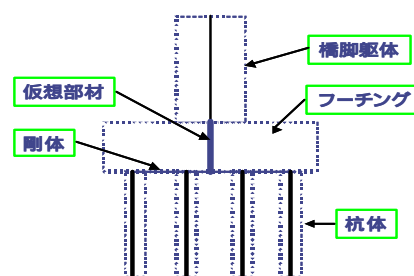


図-6 フーチングのモデル化

地盤は 杭先端の鉛直地盤抵抗、杭先端の水平地盤抵抗、杭周面の水平地盤抵抗、杭周面の鉛直地盤抵抗の4種類のパネとしてモデル化した。地盤パネの骨格曲線を図-7に示す。履歴特性は、パネはバイリニアモデルを、パネは非線形性を出来るだけ考慮する為に双曲線モデル⁹⁾を適用し、せん断応力 τ を荷重に、せん断ひずみ γ を変位に読み換えて使用している。(図-8)なお、動的解析と静的解析は同じモデルを用いており、静的解析モデルは動的解析

モデルの履歴特性を除いたものとした。

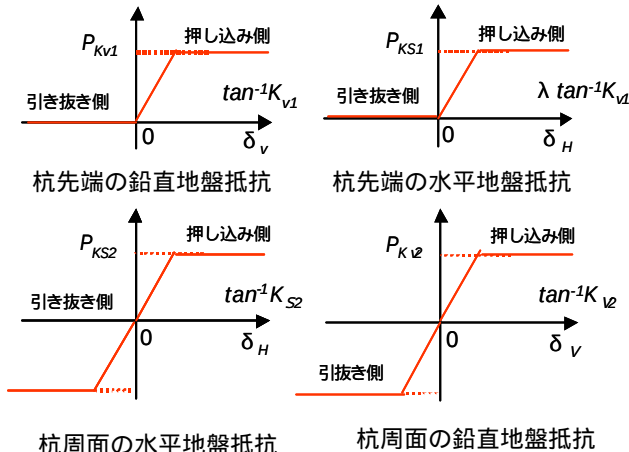


図-7 地盤パネの骨格曲線

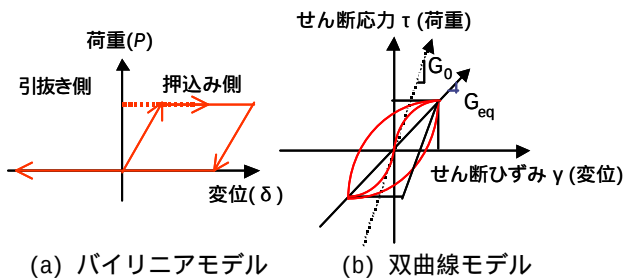


図-8 地盤パネの履歴特性

3. 正弦波による橋脚フ - チング挙動の把握

本検討では、杭基礎を有する橋脚とフ - チングの挙動の基本的な特性を明確にし、その範囲を定量化するために、入力波を正弦波として動的解析を行った。主として、フ - チングの挙動に着目していることから、正弦波の周期は地盤の卓越周期(T_g)と同一の周期とし、上部構造(上部工と脚柱を指す)の振動よりもフ - チングの振動(地盤変位)の影響が顕著となるような解析を行った。最大振幅は400gal、継続時間は30秒とした。なお、以後は解析ケースの一例のみを示して説明を加える。

図-9はCase1～Case4の加速度時刻歴を示したものである。なお、両波形とも定常状態における時刻(12～16秒)のデータを示している。

Case1($T_g/T_s=0.78$)では、完全に上部構造重量作用位置と杭頭位置(フ - チング)の加速度時刻歴は逆位相となっており、上部構造とフ - チングには逆向き力が作用していることが分かる。Case2($T_g/T_s=0.90$)もほぼ同様の結果となっている。Case3($T_g/T_s=1.25$)では、Case1のような完全に逆位相の状態から同位相に近づきつつあり、上部構造とフ - チングに作用する加速度が逆方向から同じ方向に変化する遷移領域となっていることが分かる。また、Case4($T_g/T_s=1.56$)では、逆位相から次第に同位相に近づいて来ており、着目する時刻によっては逆向きの場合もあるが、フ - チング位置の加速度最大時においては上部構造とフ - チングに作用する加速度は同じ方向となっている。つまり、 T_g/T_s

の増加に伴い、上部構造とフ - チングに作用する加速度は逆方向から同方向に変化し、作用する力も同様に逆方向から同方向に変化することがいえる。

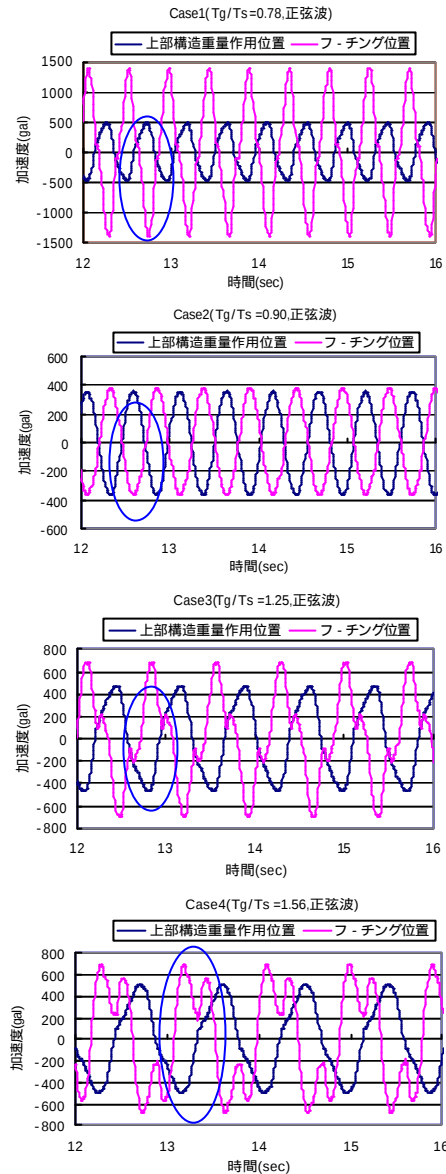


図-9 加速度時刻歴(Case1～4)

4. 換算震度法による定量化

4.1 換算震度法

換算震度法とは、1時刻(計算の1ステップ)の静的な荷重の釣り合い状態における断面力を震度に換算することにより無次元化し、曲げモーメントとせん断力の相対的な関係や各部位に作用する荷重の大きさ及び方向を評価する手法である。本研究では、これを換算震度法³⁾と呼称する。

図-10は換算震度の概念図、表-8は各部材と各断面力に対応する換算震度を示したものである。橋脚基部とフ - チング下面の断面力(曲げモーメント M 及びせん断力 S)は、橋脚から上部の震度を k_{h1} (曲げモーメント用)、 k_{h2} (せん断力用)とし、フ - チングの震度を k_{h3} (曲げモーメント用)、 k_{h4} (せん断力用)とすれば釣り

合い式で表現出来、それらの釣り合い式より震度を逆算する。求められた震度を換算震度と呼ぶ。(式(1)～式(6))

曲げモ - メント及びせん断力による震度が同等の場合、 $k_{h1}=k_{h2}$ 、 $k_{h3}=k_{h4}$ の関係が成り立つ。また、フ - チングが上部構造と同じ振幅で振動していれば $k_{h1}=k_{h3}$ ($k_{h2}=k_{h4}$)となり、異なる振動をしていれば $k_{h1} \neq k_{h3}$ ($k_{h2} \neq k_{h4}$)となる。さらに k_{h1} と k_{h3} (k_{h2} と k_{h4})の符号が異なれば橋脚とフ - チングには逆方向に荷重が作用していることになる。また、上部構造とフ - チングが同じ震度であるとすれば、杭に作用する曲げモ - メント用(k_{h5})とせん断力用(k_{h6})の震度は式(5)と式(6)より求められる。

なお、曲げモ - メント及びせん断力に対する震度を区分しているのは、上部構造に発生する曲げモ - メント及びせん断力とフ - チングに発生する曲げモ - メント及びせん断力は、杭頭位置で合力となるが、作用位置の違いにより曲げモ - メント及びせん断力の寄与率が異なるからである。

< 換算震度 >

$$k_{h1}=M_0/(W_U \cdot h_U + W_P \cdot h_P) \cdots (1)$$

$$k_{h2}=S_0/(W_U + W_P) \cdots (2)$$

$$k_{h3}=[M_1 - \{W_U \cdot (h_U + h_{F0}) + W_P \cdot (h_P + h_{F0})\} \cdot k_{h1}]/(W_F \cdot h_F) \cdots (3)$$

$$k_{h4}=\{S_1 - (W_U \cdot k_{h2} + W_P \cdot k_{h2})\}/W_F \cdots (4)$$

$$k_{h5}=M_1/\{W_U \cdot (h_U + h_{F0}) + W_P \cdot (h_P + h_{F0}) + W_F \cdot h_F\} \cdots (5)$$

$$k_{h6}=S_1/(W_U + W_P + W_F) \cdots (6)$$

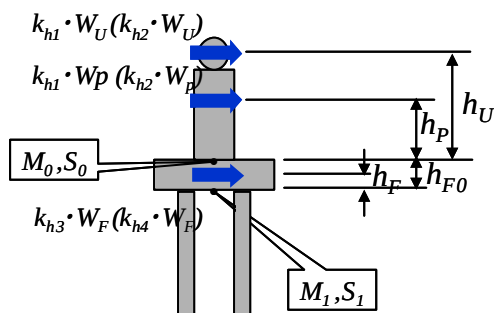


図 - 10 換算震度の概念

表 - 8 換算震度対応表

対象部材	対象断面力	
	曲げモーメント	せん断力
上部構造(橋脚)	k_{h1}	k_{h2}
フーチング	k_{h3}	k_{h4}
杭	k_{h5}	k_{h6}

換算震度の着目時刻としては、(a)上部構造の震度最大時、(b)フ - チングの震度最大時、(c)杭体に発生する曲げモ - メントが最大となる時刻(杭体曲げモ - メント最大時)の3つとした。入力地震波としては、実設計への適用を目的としていることから、観測地震波を使用するものとし、ここでは既存の研究成果¹⁰⁾より東神戸大橋(GL - 33)波を代表とした。なお、現行基準と比較するため、換算震度は道示における設計水平震度で割り戻して示している。ここで、道示の震度とは、上

部工・脚柱には脚柱基部の保有水平耐力に相当する震度 $k_{hg}=0.99$ 、フ - チングには種地盤相当の $k_{hg}=0.87$ を用いている。図 - 11に全48ヶ - スにおける T_g/T_s - 震度比の関係を示す。

4.2 解析結果のまとめ

(a) 上部構造の震度最大時

上部構造の換算震度は、曲げモ - メントからのものとせん断力からのものはほぼ等しく、震度比は1程度であり、概ね上部構造の震度に関しては道示の基準と等しい。フ - チングの換算震度は、曲げモ - メントからのものとせん断力からのもので異なっており、せん断力からのものは小さい震度となっている。 T_g/T_s 1を境にして上部構造とフ - チングとの震度方向は異なり、概ね $T_g/T_s > 1$ では同方向、 $T_g/T_s < 1$ では逆方向となっている。

(b) フ - チングの震度最大時

上部構造の震度は、曲げモ - メントからのものとせん断力からのものではほぼ等しいが、フ - チングの震度はせん断力からのものの方が小さくなっている。方向を見ると、 T_g/T_s 0.6 ~ 0.8を境にフ - チングに対して上部構造に逆向きの震度が作用している。また、道示と比較してフーチングの震度は大きく、道示はフーチング震度を過小評価しており、これに対し上部構造の震度は特にフ - チングに対して逆向きの震度が作用しているケースでは小さく、道示は上部構造の震度を過大評価している。

(c) 杭体曲げモ - メント最大時

(a)や(b)と同様に、上部構造の震度は曲げモ - メントからのものとせん断力からのものがほぼ等しく、フ - チングの震度は曲げモ - メントからのものと比較してせん断力からのものは小さい値となっている。概ね T_g/T_s 1を境に、上部構造の震度に対してフ - チングの震度方向が異なっている。また、その時のフ - チングの震度は設計水平震度よりもかなり大きい。正弦波入力の結果からも明かなように $T_g/T_s < 1$ のケースでは上部構造とフ - チングが逆向きに動く為に、フ - チングの震度が逆方向に作用する。また、その時の上部構造の震度はフ - チングの震度に相殺され静的解析における設計水平震度よりもかなり小さな値となっている。

4.3 杭入力荷重の考察

杭に入力される震度(k_{h5} 、 k_{h6})はどの着目時刻においても曲げモ - メントからのものとせん断力からのもので異なっている。上部構造の震度(k_{h1} 、 k_{h2})最大時には、曲げモ - メントからの震度がせん断力からの震度を上回っており、曲げモ - メントの影響が卓越しているといえる。

一方、フ - チングの震度(k_{h3} 、 k_{h4})最大時には、せん断力からの震度が曲げモ - メントからの震度より大きくせん断力が卓越している。また、 $T_g/T_s < 1$ の領域

ではせん断力からの震度に対して曲げモ - メントからの震度が逆方向に作用している。

杭体の曲げモ - メント最大時における、 $T_g/T_s > 1$ のケ - スでは曲げモ - メントからの震度とせん断力からの震度はほぼ等しく、 $T_g/T_s < 1$ のケ - スでは震度の値が小さく、曲げモ - メントからの震度とせん断力からの震度の方向が異なっている。つまり、 $T_g/T_s < 1$ のケ - スでは上部構造の震度に対してフ - チングの震度が逆向きに作用し、杭に入力される震度は相殺されて小さくなるが、フ - チングの震度の曲げモ - メントへの寄与が低いため杭に入力される曲げモ - メントからの震度は減少するだけで逆向きにはならず、せん断力は寄与が大きいためせん断力からの震度を相殺しさらに過剰の震度が逆方向に発生することになる。(図 - 12(a)を参照)フ - チングの震度最大時においても、 $T_g/T_s < 1$ のケ - スでは曲げモ - メントからとせん断力からの震度の符号が異なっており、杭体曲げモ - メント最大時

の関係と相対的には等しく杭には図 - 12(a)と同じ荷重が作用すると考えられる。また、上部構造震度最大時に作用する荷重状態を図 - 12(b)に示す、図 - 12(a)と同様にフ - チング震度は逆向きに作用しており、杭に入力される震度は減少するが、曲げモ - メントからの震度とせん断力からの震度の相対関係により寄与率が異なるため、方向は変わらない。

5. 静的設計改善手法の検討

前節で示したように、 $T_g/T_s > 1$ の場合には従来の基準どおりフ - チングの挙動が設計に及ぼす影響はほとんどない。しかし、 $T_g/T_s \leq 1$ の場合にはフ - チングが設計に及ぼす影響が大きい。本節では、後者の $T_g/T_s \leq 1$ の場合において、杭基礎の静的設計手法の改善案を検討する。

杭基礎に着目しているため、(c)杭体曲げモーメント

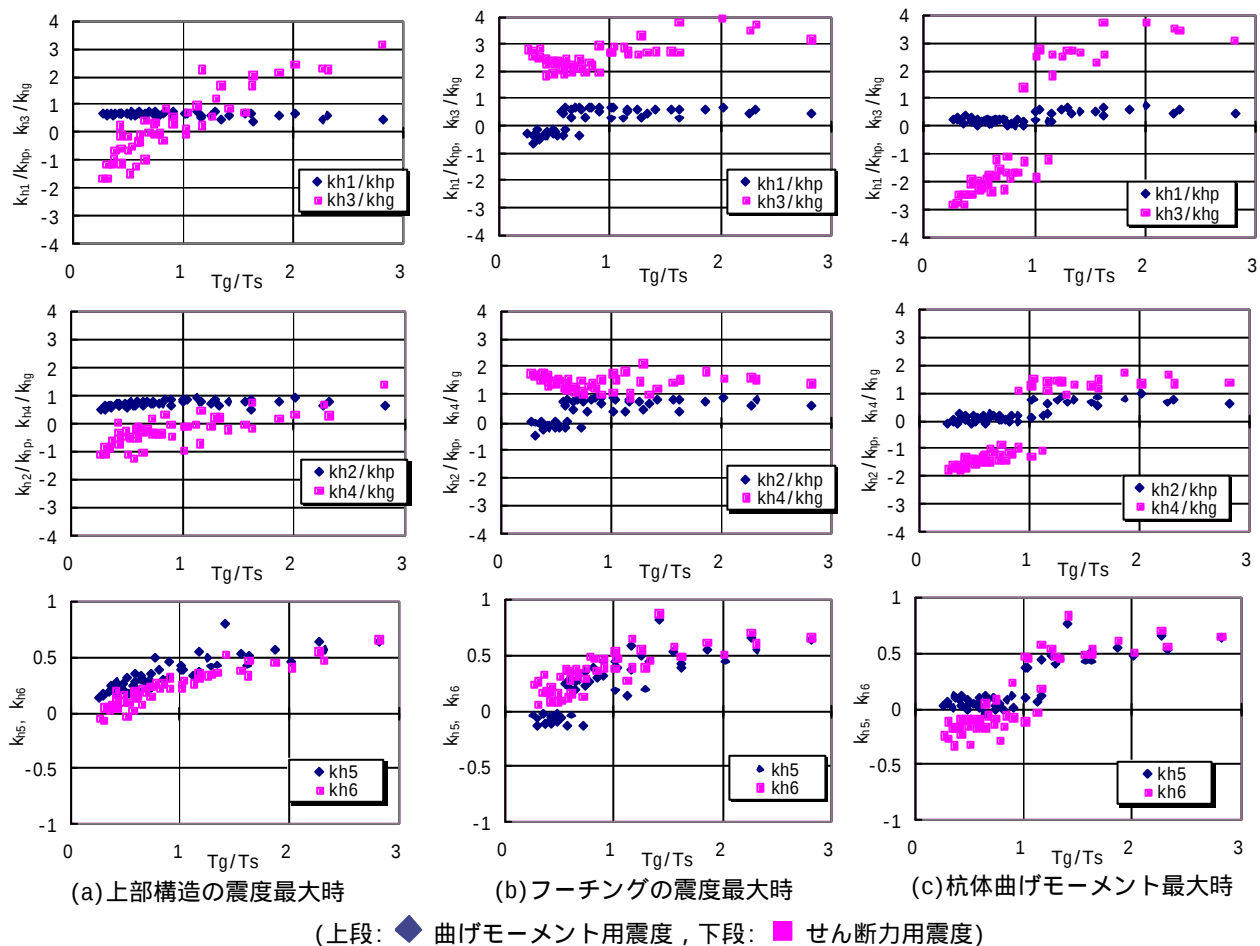


図 - 11 T_g/T_s - 換算震度関係

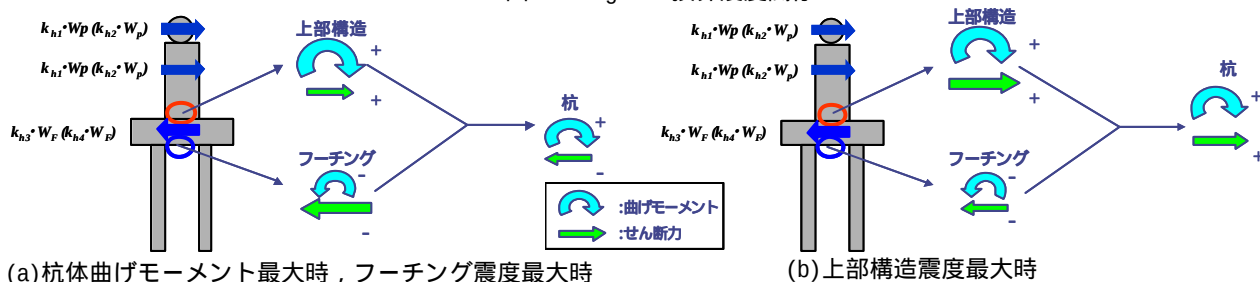


図 - 12 動的解析における作用荷重

最大時を対象とし、その時刻における換算震度をもとに検討を行った。基本的には、フ - チングに発生する曲げモ - メントやせん断力が上部構造(上部工と脚柱を指す)と逆方向に作用するため、図 - 13 に示すように震度の載荷方向を反転させればよい。

このような載荷手法による杭体の曲げモ - メントを図 - 14 に示しているが、動的解析の結果に比べると分布傾向は同じであるが大きさが最大値(杭頭)で約半分になっている。これは、換算震度が構造物に発生している断面力から算定したものであり、地中部の杭に直接作用している地盤変位による荷重が考慮されていない(図 - 15) ためである。

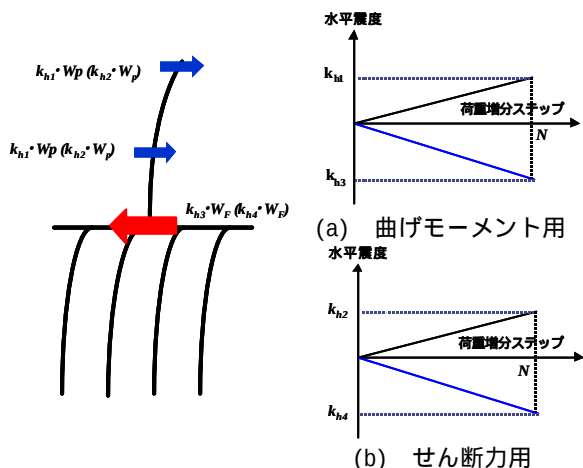


図 - 13 震度の載荷方法

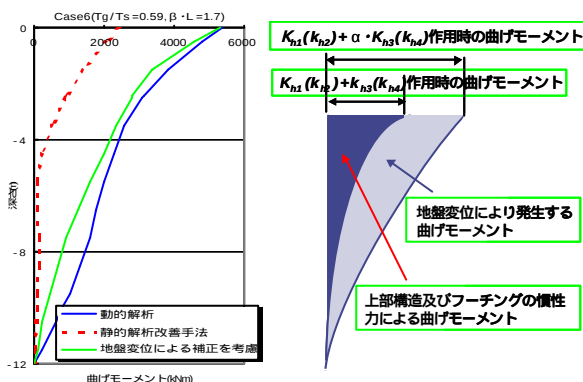


図 - 14 杭体の曲げモーメント分布(Case6)

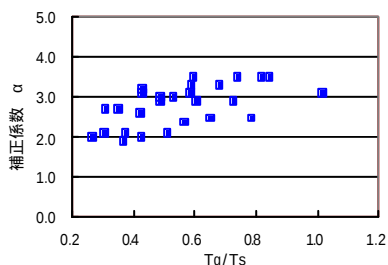


図 - 16 T_g/T_s - α 関係

そこで、地盤変位の影響を静的解析において簡易的に考慮することを考える。均一地盤の場合、地盤変位は杭頭を最大とした分布となり、この地盤変位が杭体に与える影響は、杭頭に水平力を作用させた時とほぼ等価となる。よって、フ - チングの震度を代用(補正)

し地盤変位の影響を考慮するものとする。この補正係数を α (図 - 15 を参照) とし、動的解析の結果と比較した結果の一例を図 - 14 に併記している。さらに、この補正係数 α を算定したものが図 - 16 である。これより、概ね α は 2 ~ 4 程度とすればよいことが判る。

6. 結論

本研究では、杭基礎を有する橋脚とフ - チングの地震時挙動の把握を行い、換算震度法を用いて静的設計の改善手法の検討を行い、以下の知見が得られた。

1) フ - チングの動的挙動

$T_g/T_s > 1$ の範囲では、フ - チングの挙動が杭の設計に与える影響は少なく、 $T_g/T_s = 1$ の範囲では上部構造(上部工と脚柱を指す)に対してフ - チングは逆向きに動き、その影響は大きい。

フ - チングに作用する震度は曲げモ - メントから求めたものとせん断力から求めたもので異なり、杭に与える影響はせん断力から求めたものが大きい。

2) 静的設計の改善手法

周面地盤が 1 層で、かつ $T_g/T_s = 1$ の範囲において、地盤変位の影響をフ - チングの震度で換算した場合、フ - チング震度の概ね 2 ~ 4 であることが言える。

本研究で示した知見において、フ - チングの動的挙動の範囲を定量化したものについては実設計に適用可能であるが、換算震度の改善手法については、従来基準例えば 1) の震度との整合および一層地盤以外への適用範囲の拡大などについて今後の研究が必要がある。

参考文献

- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 2002.3
- (財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.10
- 岩上憲一, 大塚久哲:杭基礎の静的設計におけるフ - チング慣性力算定の改善に関する基礎的研究, 第11回日本地震工学シンポジウム, 2002.11
- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 共通編 下部構造編, 2002.3
- 岩上, 大塚, 久納:地盤と構造物の動的相互作用を考慮した杭基礎の耐震設計法に関する研究, 第25回地震工学研究発表会 講演論文集, pp521-524, 1999.7
- Paul C. Jennings: Periodic response of a general yielding structure, Proc. ASCE, Vol. 90, EM2, 1964, pp. 131-166, 1964
- 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3, 社団法人 日本道路協会
- 武藤 他.: 鉄筋コンクリート造原子炉建屋の地震時挙動に関する構造実験とその解説(その 1, 2), 日本建築学会論文報告集, 第 271 号, 1978.9
- Kokusho, T.: In-situ dynamic soil properties and their evaluations, Proceedings of 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 215-240, Kyoto, 1987
- 岩上, 大塚, 竹村: 大地震時における短杭基礎の耐震設計に対する基礎的考察, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp1545-1556, 2001.3.7

(2003. 6. 30 受付)

AN ANALYTICAL STUDY ON IMPROVEMENT OF STATIC SEISMIC DESIGN FOR PILE FOUNDATIONS

Norikazu IWAGAMI, Hisanori OTSUKA and Toyokazu SAKAKI

In seismic design of pile foundations, inertia forces (seismic coefficients) of piles are decided by considering that superstructure, pier and footing move to the same direction during seismic ground excitation. However, the dynamic behaviour of these components of bridges seem to be different, therefore there is the possibility that inaccurate forces are estimated.

This paper firstly investigates the fundamental dynamic behaviour of piers, footings and piles using sine curve excitation. After that equivalent seismic coefficients for shear forces and bending moments are drawn using equilibrium equations. These equivalent seismic coefficient are compared with conventional seismic coefficients for different ratios of natural periods of ground and structures.

From these results, a practical method to evaluate the pile forces in the seismic design is proposed. The more rational seismic design of piles becomes possible by using this method.