

橋脚－基礎一体モデルの地震時挙動に関する考察

大塚久哲¹・久納淳司²・五瀬伸吾³・松尾浩二⁴

- ¹フェロー 工博 九州大学工学部建設都市工学科教授 (〒812 福岡市東区箱崎6-10-1)
²学生会員 九州大学大学院工学研究科都市システム工学専攻 (同上)
³正会員 ㈱建設技術研究所東京支社技術第7部次長 (〒103 東京都中央区日本橋本町4-9-11)
⁴学生会員 九州大学大学院工学研究科土木工学専攻 (〒812 福岡市東区箱崎6-10-1)

1. はじめに

本研究では、平成7年の兵庫県南部地震において、基盤と見なせる地点で観測された波形を用いて、橋脚－基礎一体モデルの動的解析を行い、橋脚の挙動の違いが杭体及び上部構造に及ぼす影響について検討した。また杭体に発生する曲げモーメントについては、道路橋示方書^{1), 2)}の規定に従って静的解析を行い、動的解析の結果との比較を行った。

2. 動的解析

(1) 地盤条件

今回解析を行った地盤の地層構成と土質定数を表-1に示す。道路橋示方書の耐震設計上の地盤種別を求める式²⁾によれば $T_c=0.8$ となり、Ⅲ種地盤に区別される。

(2) 動的解析モデル

動的解析のモデルは、道路橋示方書で定められた静的解析モデル²⁾の鉛直バネを回転バネに変えたモデルを用いて行った。これは地震時のフーチングのロッキング運動をより忠実に再現できると考えられたからである。解析モデルを図-1に示す。杭体の曲げ特性には非線形性を考慮し、トリリニア型の曲げモーメント－曲率関係を用いた。

地盤の相互作用バネの算出は、道路橋示方書耐震設計編²⁾の固有周期の算定に用いる式により行い、その上限値は地震時受働土圧とした²⁾。また減衰定数は杭体では逸散減衰を考慮して0.2とし、相互作用バネ、回転バネは0.1、橋脚およびフーチングは0.02とした。²⁾

(3) 入力地震波

表-1 地層構成表

地層	層厚 (m)	平均N値 (deg.)	ϕ (deg.)	C (tf/m ²)	γ (tf/m ³)	γ' (tf/m ³)
埋土	4.0	4	-	-	1.8	0.9
粘性土	10.0	2	0	2	1.7	0.8
粘性土	14.0	8	0	8	1.8	0.9
砂質土	4.0	16	31	0	1.9	1.0
砂質土	2.0	50	42	0	2.0	1.1

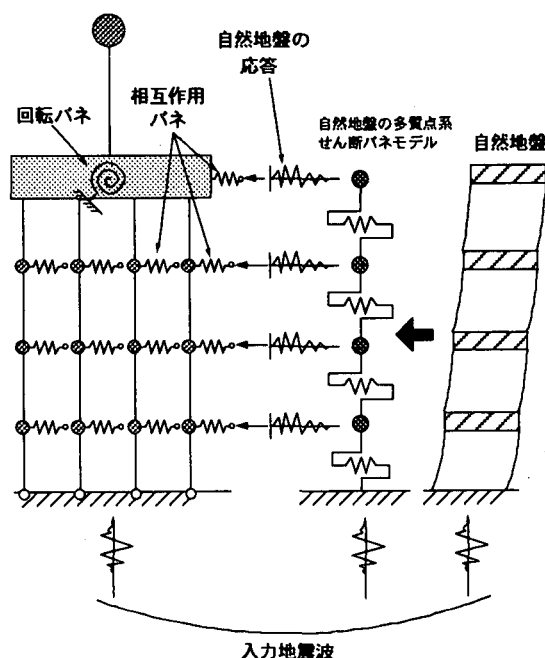


図-1 動的解析モデル

基礎の動的解析を行う際、地盤によって増幅した地表面観測波形を用いて解析を行うと、基盤から地表面に伝わる際に再び増幅するため適当でない。

よって今回は兵庫県南部地震において観測された地震波形の内、基盤波形と見なせる神戸大学、神戸ポートアイランド-32m、及び-83mの加速度波形のNS成分を用いて解析を行った。地震波形を図-2に示す。これらの地震波形の加速度応答スペクトルを図-3に示す。図中の太実線は道路橋示方書²⁾で与えられた、地震時保有水平耐力法の照査に用いるタイプⅡの加速度応答スペクトル（Ⅲ種地盤）である。長

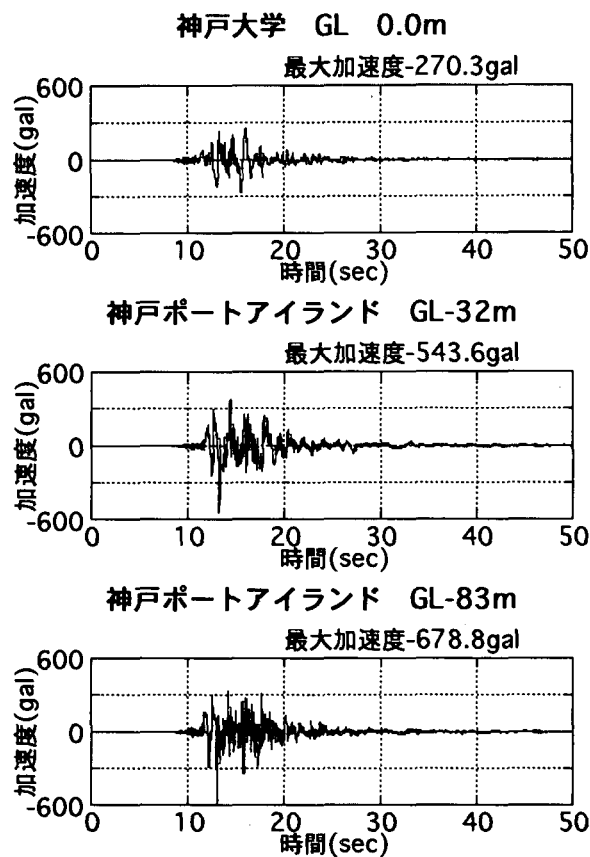


図-2 入力地震波形

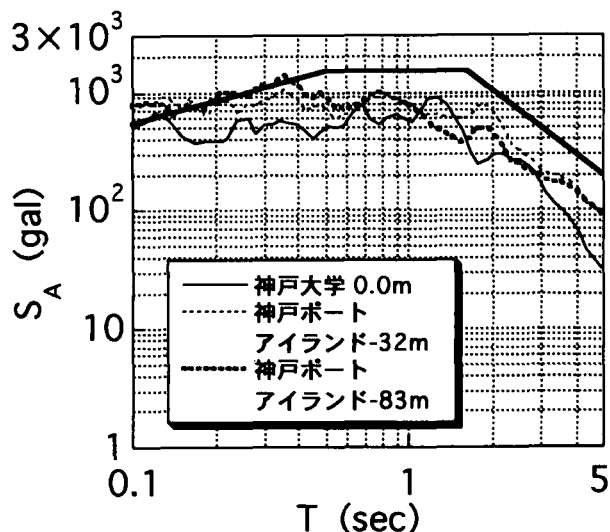


図-3 地震波形の加速度応答スペクトル

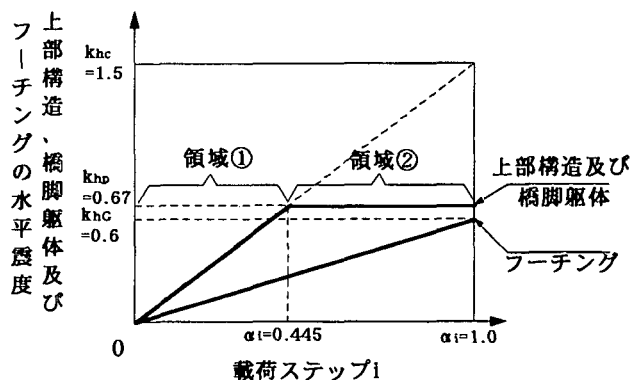


図-4 静的解析における荷重方法

周期側で若干の差はみられるが、この3波形で地震時保有水平耐力法の照査を行うことは妥当であろう。

(4) 解析方法

まず解析の対象となる地盤を多質点系せん断バネモデルに置き換え、基盤での地震波形を作用させて、その時の各質点位置での応答を時刻歴の変位として求める。このせん断バネの非線形特性にはR-O (Ramberg-Osgood) モデルを用いた。R-Oモデルに必要なパラメータ α 、 β などは参考文献3)より求めた。このとき得られた変位を自然地盤の応答変位として、動的解析モデルの各節点に相互作用バネを介して入力する。また相互作用バネの非線形特性にはH-D (Hardin-Drnevich) モデルを用いた。

自然地盤の応答変位をモデルに作用させると同時に、基盤での地震波形を解析モデルの下端から作用させ、その時の杭体の応答及び上部構造慣性力作用位置、杭頭部での変位、加速度を計算する。

橋脚は剛体であるとした場合、弾塑性体であるとした場合の2通りを考えて解析を行った。橋脚が弾塑性体である場合の非線形特性はトリリニア型とした。

(5) 静的解析について

図-4に示すように、上部構造及び橋脚躯体には水平震度 $\alpha_i k_{hc}$ を、フーチングには水平震度 $\alpha_i k_{hG}$ を漸

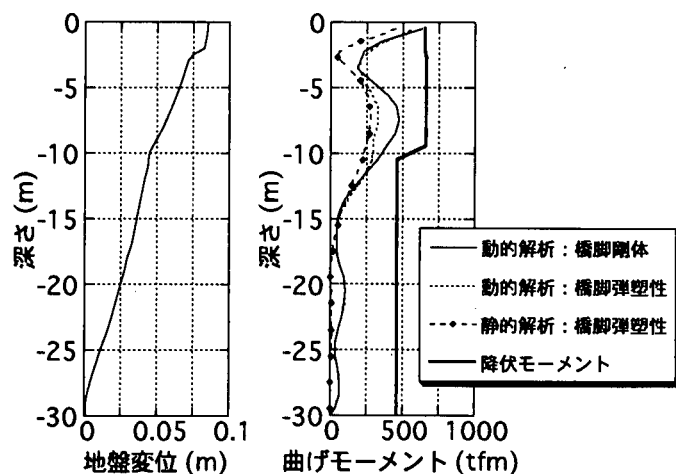
増荷重として作用させる。ここで k_{hc} は地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度(タイプⅡ、Ⅲ種地盤で1.5)、 k_{hG} はフーチングに作用させる設計水平震度、 α_i は荷重ステップである。

橋脚を弾塑性体とした場合、上部構造重量、橋脚躯体の終局水平耐力、補正係数を考慮して基礎の設計に用いる設計水平震度 k_{hp} を0.67とする⁴⁾。これらの荷重を作用させたときに、杭体に発生する曲げモーメントを計算する。

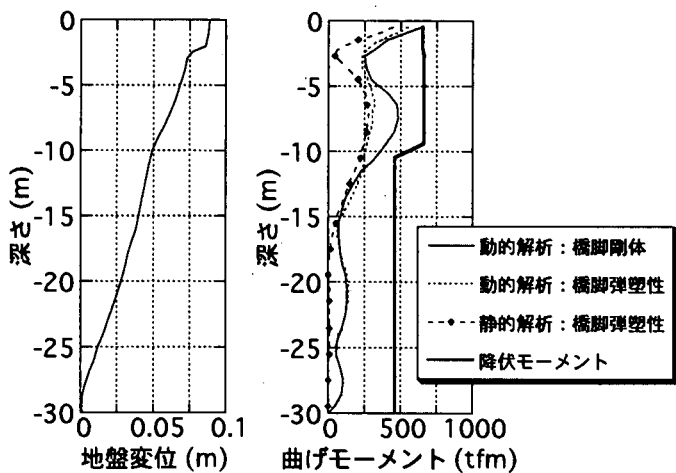
3. 結果の比較

(1) 深さ方向曲げモーメントによる比較

図-5に深さ方向曲げモーメントに関する両解析結果、及び橋脚の挙動の違いによる結果の比較を示す。点線は橋脚が弾塑性体であるとして解析を行った結果であり、細実線は橋脚を剛体と見なして解析を行った結果である。左側の図は杭体に作用させた自然地盤の応答変位の最大値である。図より-5m~-10m付近、及び杭頭部において曲げモーメントの値が増大しているのがわかる。また静的解析の結果においてもその傾向がみられる。このときの自然地盤の応答変位の最大値を深さ方向にみていくと、-10m



神戸ポートアイランド-32m



神戸ポートアイランド-83m

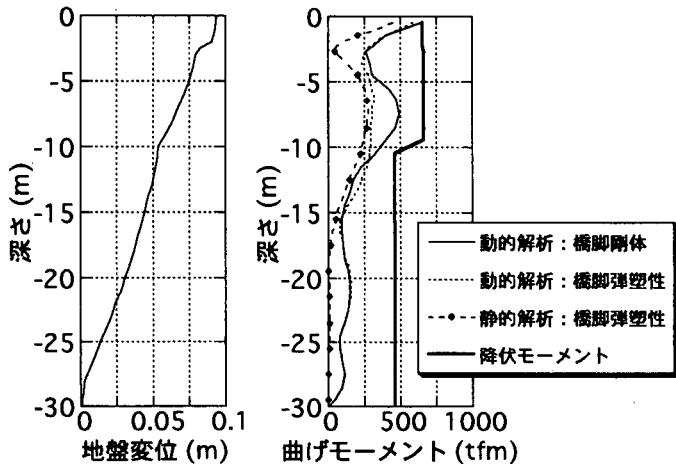
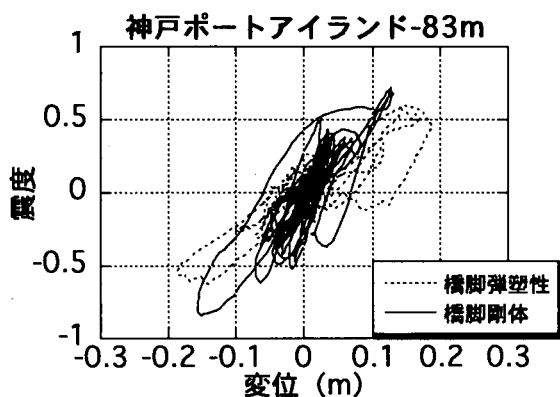
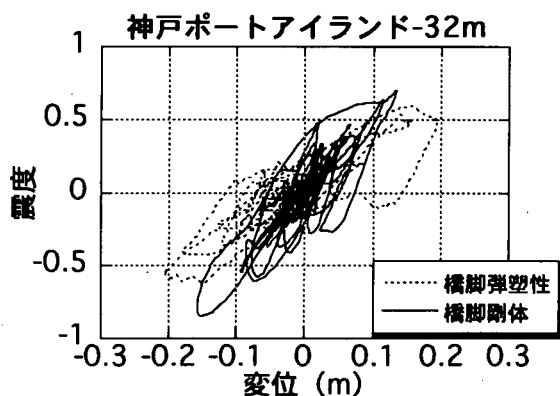
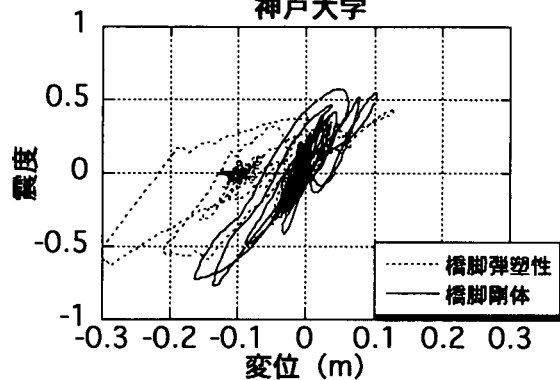


図-5 深さ方向曲げモーメントに関する比較

付近、及び杭頭部付近において地盤変位が急増していることから、このことが原因の一つであると考えられる。また橋脚を剛体と見なして解析を行った場合、杭体に発生する曲げモーメントが大きくなっていることがわかる。これは橋脚が剛体であるため塑性ヒンジが生じず、エネルギーが吸収されないことによる影響が杭体に発生したためと考えられる。

図-6 動的解析における震度-変位関係
(上部構造慣性力作用位置)

(2) 震度-変位関係による比較

図-6、7に上部構造慣性力作用位置、杭頭部における震度-変位関係を示す。ここで動的解析における震度は、それぞれの位置における加速度を重力加速度で除した値を用いた。図中の点線は橋脚が弾塑性体であるとして解析を行った結果であり、実線は橋脚を剛体と見なして解析を行った結果である。また、(1)に述べているように、-5m~-10m付近で曲げモーメントの値が増大しているため、図-8にもっとも大きい曲げモーメントが発生する地点での震度-変位関係を表す。これらの結果によると、橋脚が弾塑性体である場合は、橋脚が剛体であるとした場合に比べて上部構造慣性力作用位置及び-5m~-10m付近で最大応答変位が大きく、杭頭部で最大応答変位が小さくなっている。このことは橋脚が弾塑性体であるとした場合、橋脚に塑性ヒンジが生じるため、上

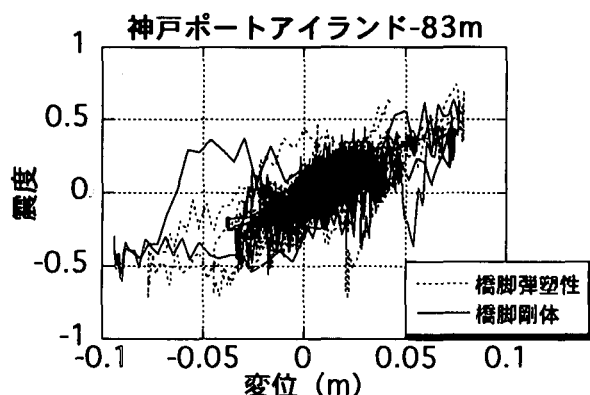
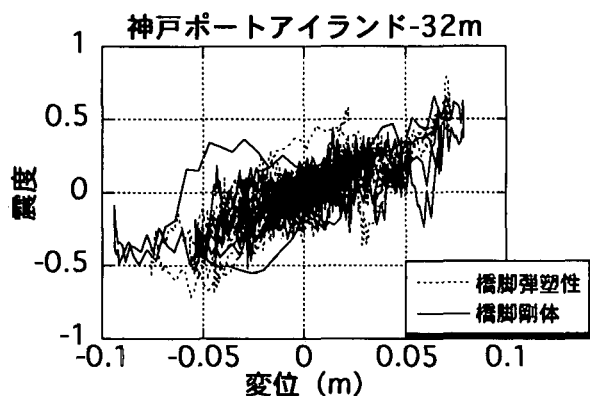
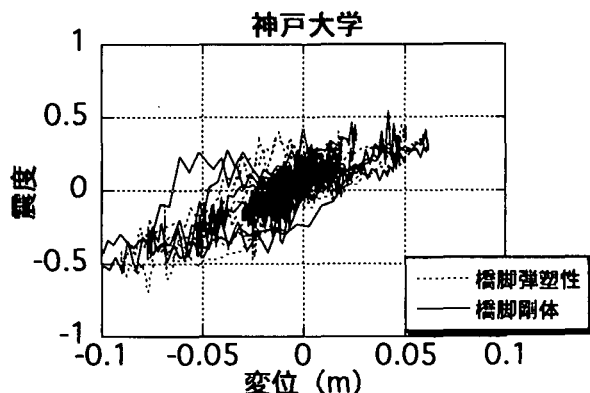


図-7 動的解析における震度-変位関係
(杭頭部)

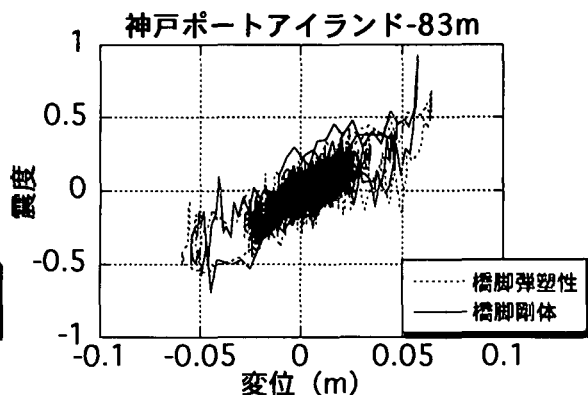
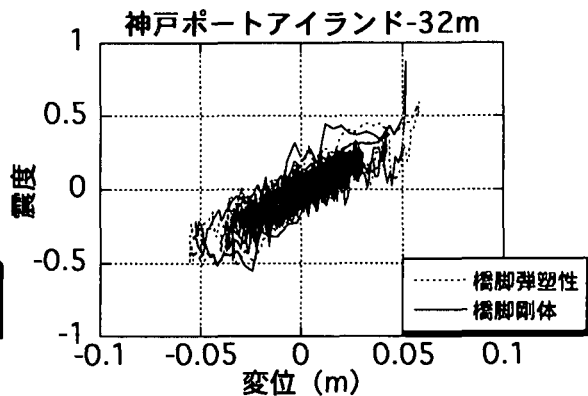
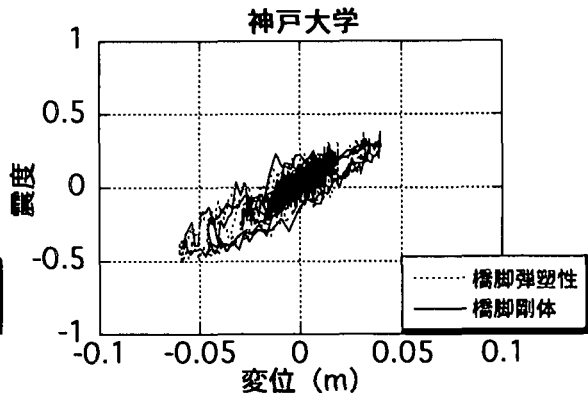


図-8 動的解析における震度-変位関係
(-5m~-10m地点)

部構造慣性力作用位置での変位が増大し、塑性ヒンジによるエネルギー吸収の影響で杭頭部の変位が減少したと考えられる。大きな曲げモーメントが発生する-5m~-10m地点においてはその逆となっているが両者の差は小さい。表-2にその結果をまとめる。

表-2 最大応答変位の比較

地震波形状	橋脚	上部構造慣性力作用位置での最大応答変位(m)	杭頭部での最大応答変位(m)	-5m~-10m地点での最大応答変位(m)
神戸大学	剛体	0.164	0.105	0.058
	弾塑性	0.315	0.090	0.060
神戸ポートアイランド-32m	剛体	0.158	0.094	0.053
	弾塑性	0.206	0.076	0.058
神戸ポートアイランド-83m	剛体	0.158	0.094	0.057
	弾塑性	0.187	0.079	0.065

4. おわりに

本文では、橋脚-基礎一体モデルを用いた動的解析により、主に橋脚の挙動の違いが基礎に及ぼす影響を検討した。その結果、橋脚の挙動の違いは基礎の応答に影響を与えることがわかった。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、1996
- 2) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996
- 3) 土木学会：新体系土工学 18 土の力学(Ⅲ)、技報堂出版、1981 pp.244~250
- 4) 社団法人日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997