

強震動による耐波構造物—地盤系の塑性変形

金 夏 永*・関 口 秀 雄**

1. はじめに

従来, 防波堤の設計においては, 波力による上部構造物の滑動や転倒, 捨石マウンド—基礎地盤系の支持力破壊に対する安全性などが主な技術的課題として取りあげられてきた。しかし, 兵庫県南部地震により, 神戸港では水平最大加速度 0.54G の強い地震動を受け, 防波堤が著しく沈下し, 機能障害が生じた。これらのことから, 強震動に対する塑性変形能を考慮した耐震設計が求められている。耐波構造物—地盤系の地震時変形挙動に影響を及ぼすと考えられる要因を図—1 に示す。

著者らは, 強震動によるケーソン式混成堤の変形挙動を把握するために, 一連の遠心力場震動実験を行うとともに, 現実的な土の繰返し塑性を表現しうる Pastor モデル (Pastor ら, 1990) を導入した非線形動的有限要素解析コードを開発した。本論文では, 特に, 基礎地盤の相対密度 D_r の影響を把握するために, 構成パラメータ M_f を変えた一連の解析結果と, 対応する遠心力場震動実験の結果との比較を行う。

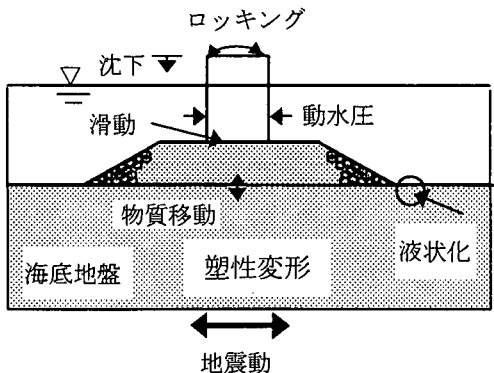
2. 非線形時刻歴解析のための定式化

二相系地盤に対する有限要素方程式は, Δu を変位増分, Δp を過剰間隙水圧増分と表記すると, 最終的に次式のように導くことができる (Kim ら, 2000)。

$$\left[\frac{1}{\beta \Delta t^2} [M] + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} [C] + [K^*] \right] \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta p \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta Q \\ 0 \end{Bmatrix} + \left[\frac{1}{\beta \Delta t} [M] + \frac{\gamma}{\beta} [C] \right] \begin{Bmatrix} \dot{u}_t \\ \dot{p}_t \end{Bmatrix} + \left[\frac{1}{2\beta} [M] + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t [C] \right] \begin{Bmatrix} \ddot{u}_t \\ \ddot{p}_t \end{Bmatrix} \dots\dots (1)$$

ここに, $\{\Delta Q\} = -[M]\{\Delta \ddot{u}_g\}$ である。ただし, 有限要素方程式 (1) を導く過程で, 時間領域での積分においては次式の Newmark の β 法を用いている。

$$\{\Delta \ddot{u}\} = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \{\Delta u\} - \frac{\gamma}{\beta} \{\dot{u}_t\} + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \Delta t \{\ddot{u}_t\} \dots\dots (2a)$$



図—1 耐波構造物—地盤系の地震時変形挙動に影響を及ぼす要因

$$\{\Delta \ddot{u}\} = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \{\Delta u\} - \frac{1}{\beta \Delta t} \{\dot{u}_t\} - \frac{1}{2\beta} \Delta t \{\ddot{u}_t\} \dots\dots (2b)$$

3. 土の繰返し塑性構成式—Pastor Model の特徴

土の繰返し塑性構成式として 2D-Pastor Model を用いている。Pastor Model の塑性流動則を次式に示す。

$$\frac{d\epsilon_s^p}{d\epsilon_s^p} = (1 + \alpha) \left(M_\theta - \frac{q}{p} \right) \dots\dots (3)$$

ここに, $p' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$, $q = (\sigma_1' - \sigma_3')$, M_θ は変相応力比 (変相線 PTL の勾配), α は材料定数である。

式 (3) を積分することによって得られる塑性ポテンシャル関数 $g=0$ を図—2 に示す。Pastor Model では非関連流れ則を仮定しているため, 降伏関数 $f=0$ は一般に塑性ポテンシャル曲面 $g=0$ とは一致しない (図—2 参照)。図—2 中の方向ベクトル m と n の定義は次のようである。

$$m = \frac{1}{\sqrt{(d\epsilon_s^p)^2 + (d\epsilon_s^p)^2}} \begin{pmatrix} d\epsilon_s^p \\ d\epsilon_s^p \end{pmatrix} = \frac{1}{\sqrt{1 + d_\theta^2}} \begin{pmatrix} d_\theta \\ 1 \end{pmatrix} \dots\dots (4)$$

$$n = \frac{1}{\sqrt{1 + d_f^2}} \begin{pmatrix} d_f \\ 1 \end{pmatrix} \dots\dots (5)$$

ここに, $d_\theta \equiv d\epsilon_s^p/d\epsilon_s^p$, $d_f \equiv (1 + \alpha)(M_f - q/p)$, M_f は降伏

* 正 会 員 工修 東洋建設(株)鳴尾研究所研究員
** フェロー 工博 京都大学教授 防災研究所災害観測実験センター

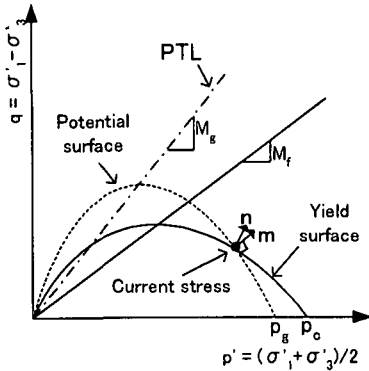


図-2 塑性ポテンシャル曲面と降伏曲面

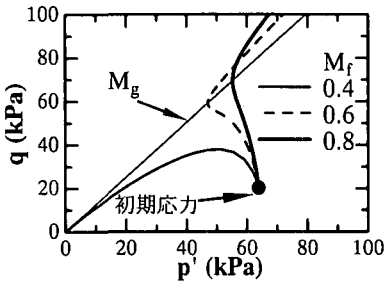


図-3 非排水単純せん断における有効応力経路

曲面の頂点における有効応力比を表す。

パラメータ M_g の値は土の相対密度によって変化しない一方、パラメータ M_f の値は土の相対密度の影響に敏感に反映する。このことを明示するために、非排水単純せん断における応力経路を図-3に示す。 $M_f=0.4$ においては、土要素が静的液状化の傾向を示している。すなわち、せん断に伴って、有効応力経路は原点に向かって行き、せん断強度は著しく劣化する。 $M_f=0.6$ では、変相応力状態に達するまでは負のダイレイタンスーを示すが、変相後には正のダイレイタンスー挙動を示している。 $M_f=0.8$ になると、変相後の正のダイレイタンスー挙動が著しくなる。これらの結果から、パラメータ M_f の変化によって、砂の相対密度 D_r を変化した場合に得られる土要素の応答を再現し得ることが分かる。

4. 遠心力場震動実験の概要

振動台実験を30G場の遠心加速度場のもとで実施した(Kimら, 1999)。実験に用いた模型と計測器の配置を図-4に示す。基礎地盤はケイ砂7号($G_s=2.69$, $e_{max}=1.15$, $e_{min}=0.67$)を用い、液中落下法(流体はシリコンオイル 30 cSt)により作成した。基礎地盤を遠心力場で30分間圧密させた後、基礎地盤の上に捨石マウンドを作成した。捨石マウンドは天端幅が120 mm、高さが35

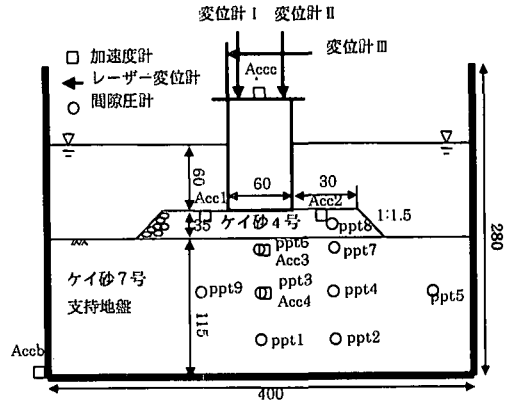


図-4 遠心力場震動実験に用いた模型

mm、勾配が1:1.5になるように作成した。捨石マウンドの材料は排水性のよいケイ砂4号($G_s=2.641$, $e_{max}=1.038$, $e_{min}=0.702$)を用いた。捨石マウンドの上に幅60 mm、奥行き100 mm、高さ100 mmのケーソン(質量1.42 kg)を設置した。ケーソン天端には3台のレーザー式変位計を設置し、加振中のケーソン天端の沈下量と水平変位を計測した。

入力地動の水平加速度はsin波で、振幅は3G、周波数は30 Hzである。

5. 非線形連成震動解析結果と遠心力場震動実験との比較

パラメータ M_g の値を一定($M_g=1.26$)に固定しておき、 M_f の値を0.6~1.1に変えてケーソン式混成堤の変形解析を行った。構成モデルパラメータを表-1に示す。

表-1 モデルパラメータ

M_g	M_f	α	β_0	β_1	H_0	H_{∞} (kPa)	γ_u	K_0
1.26	0.6~1.1	0.45	4.0	0.2	1000	8000	4	0.5

解析対象は耐波構造物-地盤系モデルである。遠心力場震動実験模型を実物換算してFEM解析に用いている。入力地動の水平加速度は遠心力場震動実験の台加速度を実物換算して用いている。

非線形震動解析によるケーソン式混成堤の代表的な塑性変形パターン($M_f=0.7$)を図-5に示す。震動にともなって、ケーソン直下地盤は著しく沈下し、外縁地盤は隆起している。

ケーソン直下地盤のひずみの深さ分布を図-6に示す。鉛直ひずみは、パラメータ M_f の値が小さくなるにつれて、圧縮方向に顕著になっている。これに対応して側方ひずみは M_f の値が小さくなるにつれて、膨張傾向が著しい。各深度において鉛直ひずみと側方ひずみの和は

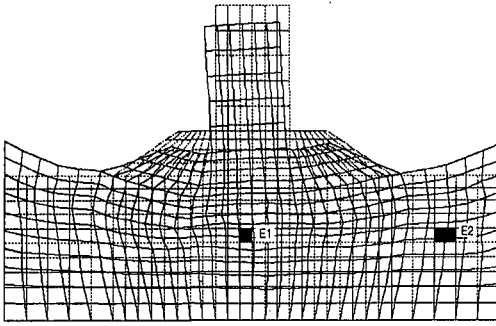


図-5 ケーソン式混成堤の塑性変形パターン

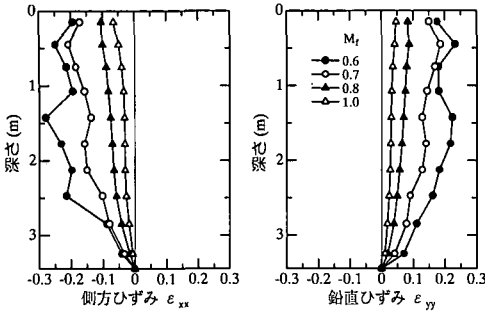


図-6 ケーソン直下地盤のひずみの深さ分布

ほぼゼロであり、加振中にケーソン直下地盤は実質的に非排水挙動を示している。

ケーソン直下地盤の鉛直圧縮過程を詳しく調べるために、ケーソン直下地盤の代表要素 E1 (図-5 参照) の応力経路を図-7(a)に示す。応力経路は1波目には変相線に達している。引き続き震動により、同要素は除荷と負荷状態を繰り返すが、応力経路が変相線付近を動くことに伴い、著しく圧縮していくことが分かる (図-7(b) 参照)。

要素 E1 における過剰間隙圧の時刻歴を図-8に示す。加震スタート後、約2秒経過時に FEM 解析及び遠心震動実験ともに負圧が発生しているのは興味深い。この負の過剰間隙圧の発生は、要素 E1 の FEM 解析による有効応力経路 (図-7(a)) から分かるように、応力経路が変相線に至った後、正のダイレイタンス挙動を示すことに起因する。

オープンエリアにおける要素 E2 の過剰間隙圧の時刻歴を図-9に示す。加震1波目に過剰間隙圧は急速に増加して行き、液状化に至っている。遠心震動実験における過剰間隙圧の変動振幅は解析結果に比べて大きいが、残留間隙圧の蓄積の傾向は解析結果と概ね一致している。

緩結めの基礎地盤を想定したケース ($M_r=0.7$) におけるケーソン天端両端 (N1, N2) の沈下時刻歴を図-10に

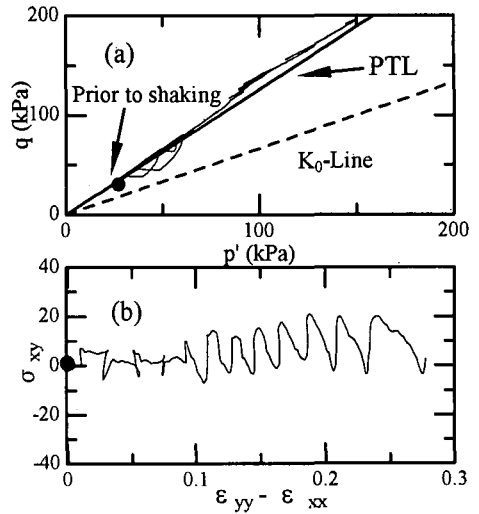


図-7 ケーソン直下地盤の応力経路 (E1)

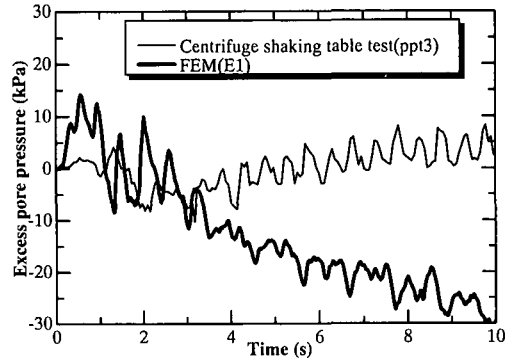


図-8 過剰間隙水圧の時刻歴 (E1)

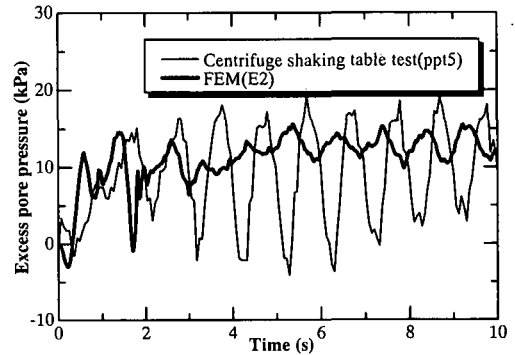


図-9 過剰間隙水圧の時刻歴 (E2)

示す。ケーソンは震動により、ロッキングしながら沈下している。ケーソン両端の沈下時刻歴から求めたケーソンの傾斜角の時刻歴を図-11に示す。ケーソン傾斜角の振幅は震動開始後1波目には1.7度に達しているが、3

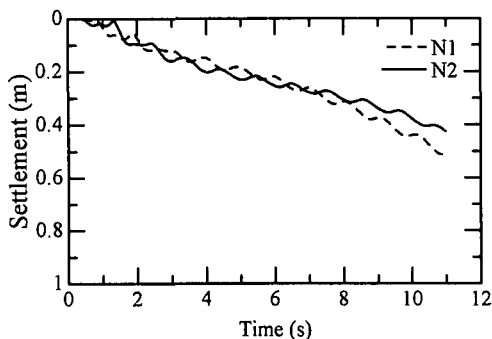


図-10 ケーソン天端における沈下の時刻歴 ($M_f=0.7$)

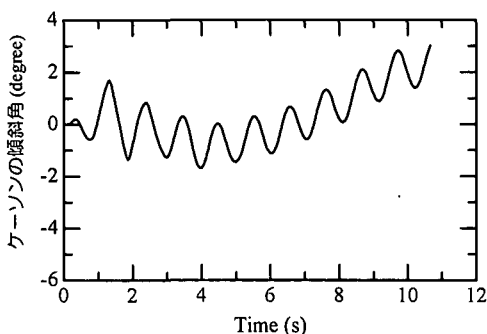


図-11 ケーソンの傾斜の時刻歴 ($M_f=0.7$)

波目からは減衰して、ほぼ一定の振幅でロッキングしている。ケーソンの残留傾斜角は2.9度になっている。

本ケースにおけるケーソン天端の応答水平加速度の時刻歴を図-12(a)に示す。加振初期には、入力加速度0.1Gに対してケーソンの応答加速度は4倍にも増幅しているが、震動3波目からは一定の振幅を保つ。ケーソン底面中央部の応答加速度を図-12(b)に示す。ケーソン底部における応答加速度は初期2波目までは入力加速度に対して2倍に増幅しているが、3波目からは入力加速度より小さい振幅を示している。

パラメータ $M_f=0.7$ の場合における震動スタートから2秒後時点のケーソンと捨石マウンドの変形図を図-13に示す。ケーソン直下に注目すると、ケーソンが傾斜することにより、センターラインを中心にして、捨石マウンドはケーソン傾斜と反対方向にはらみ出すような変形を示している。

ケーソン底部直下の捨石マウンド内の要素 E3 (図-13 参照) の応答を図-14に示す。有効鉛直応力 σ_{yy} が加振初期に大きく振動しているのはケーソンのロッキングに起因している。ケーソン傾斜角が時計回りに最大値を示す加振1.9sには有効鉛直応力はゼロに近い値を示している。せん断ひずみ γ_{yx} とせん断応力 σ_{yx} をプロットした図-14(b) から、ケーソンがロッキングする間、せん

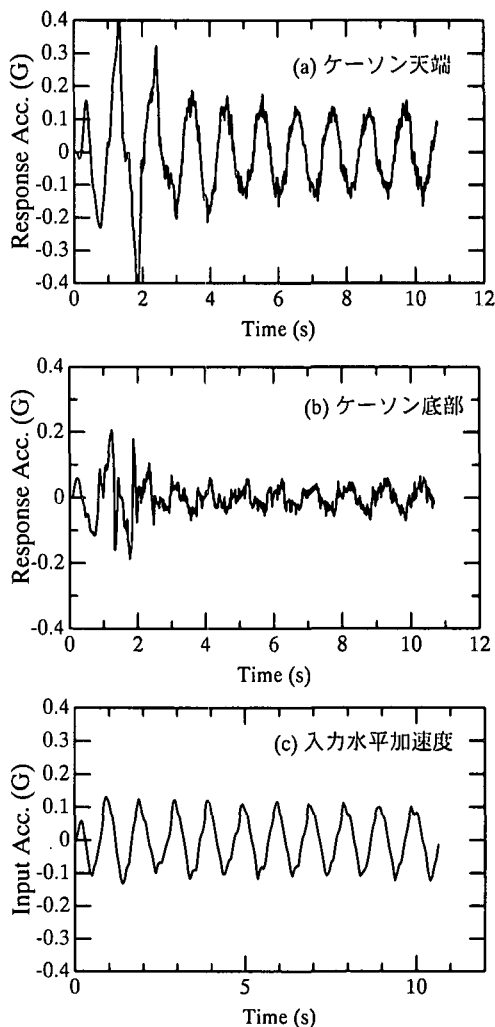


図-12 応答加速度の時刻歴 ($M_f=0.7$)

断ひずみが発達していることが分かる。

計10波の震動を受けたときのケーソン天端の沈下量 S を基礎砂地盤の層厚 D で除したもの (沈下比 S/D) を Pastor モデルの構成パラメータ M_f に対してプロットすると、図-15 のようになる。同図中には比較のため、遠心震動実験から得られた沈下比 (S/D) と基礎地盤の相対密度 D_r の関係も図示してある。これらの関係を対比すると、両者がよく整合するのは、 $D_r=1.45 \times (M_f/M_0) - 0.45$ とおいた場合である。ケーソン天端の沈下比 (S/D) は、基礎地盤の相対密度の値 (換算すると、 M_f の値) が大きくなるとともに、概ね直線的に減少する。

6. 結 論

耐波構造物-地盤系の震動解析および遠心力場震動実験から得られた主要な結論をまとめると、次のようにな

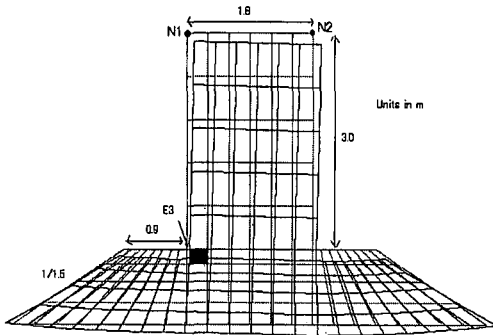


図-13 捨石マウンドとケーソンの変形状況

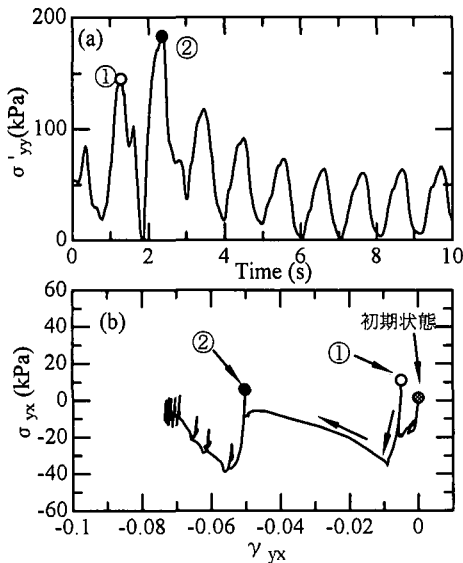
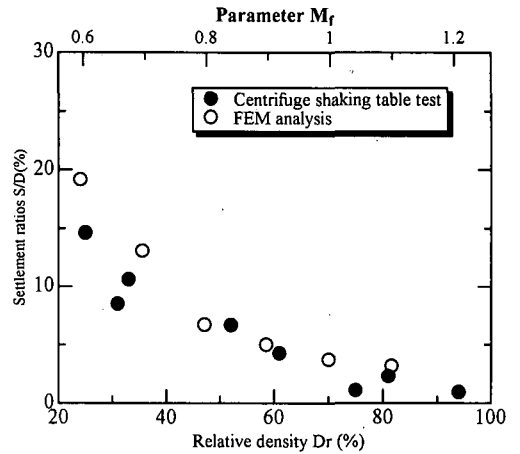


図-14 捨石マウンドにおける要素E3の応答

る。

(1) 震動によるケーソンの著しい沈下は、ケーソン直下地盤の液状化によるものではなく、繰り返しせん断破壊による側方膨張をともなう鉛直圧縮に起因する。

(2) 解析による基礎地盤の塑性変形性状ならびに過剰間隙水圧の発達性状は、遠心力場震動実験による結果と整合的である。

図-15 解析による $S/D \sim M_f$ 関係と実験による $S/D \sim D_r$ 関係

(3) 遠心力場震動実験においては、地盤の相対密度 D_r の増加とともにケーソンの沈下比 (S/D) は概ね直線的に減少する。

(4) 解析による $S/D \sim M_f/M_g$ 関係と、遠心震動実験による $S/D \sim D_r$ 関係を対比することにより、 $D_r = 1.45 \times (M_f/M_g) - 0.45$ という関係を見出した。この関係は、構成パラメータの同定という観点からも有用である。

(5) ケーソンの傾斜に伴い、ケーソン直下、特にケーソン端部直下の捨石マウンド要素には著しいせん断変形が生じる。

参考文献

- Kim, H. and H. Sekiguchi (1999): Deformation mechanism of composite breakwaters under earthquake shaking, 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, pp. 499-502.
- Kim, H. and H. Sekiguchi (2000): Analysis of partially drained behaviour of saturated soil deposits subjected to earthquake shaking, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., No. 43 B-2, pp. 449-462.
- Pastor, M., O. C. Zienkiewicz and A. H. C. Chan (1990): Generalized plasticity and the modelling of soil behaviour, Int. Jour. for Num. and Anal. Methods in Geomech., Vol. 14, pp. 151-190.