地震時のケーソン岸壁の変形照査

稲　垣　紘　史*・井　合　進**

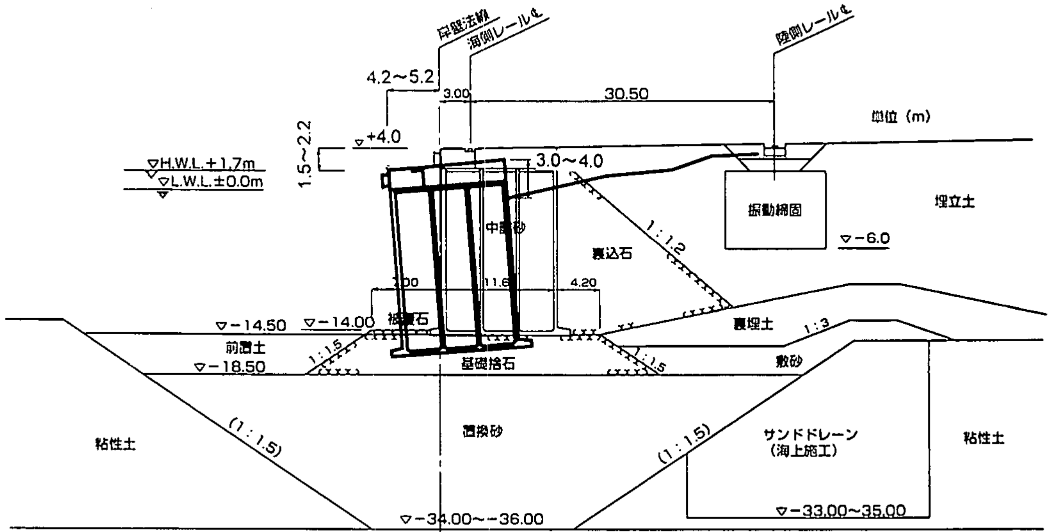
1. はじめに

1995年の阪神大震災を契機として，土木構造物の耐震設計において「発生確率は低いが極めて激しい地震動」(レベル2地震動)に対する合理的な設計法の開発が急務とされている(土木学会，1996)．これらの動向を踏まえ，既に，コンクリートや鋼構造をはじめとする構造工学分野においては，靭性率の導入などをはじめ，レベル2地震動に対する終局状態の評価法が着々と整備されつつある．しかし，岸壁をはじめとする港湾構造物においては，液状化現象などを含む地盤・構造物系の複雑な現象が対象となることから，レベル2地震動に対する終局状態の評価法の開発には種々の困難な課題が残されていた．

この課題に対して，著者らは，ひずみ空間での塑性論に基づく多重せん断機構モデルにより，水で飽和した土の力学的挙動をモデル化し，このモデルを有限要素法に組込むことにより，数値解析的なアプローチにより変形照査するための手法の開発を進めてきた（Iai et al, 1990)．本研究では，この手法の適用性を明らかにすることを目的として，阪神大震災において被災したケーソン岸壁の変形解析を行った．

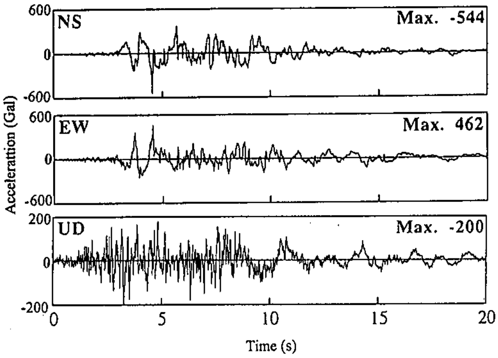
2. ケーソン岸壁の被害

本研究で解析対象とした岸壁は，神戸港の中でも特に著しい被災を受けた六甲アイランド南側の大型ケーソン岸壁(−14 m)である．その断面図および被災状況を図—1に示す．同岸壁は，在来の沖積粘土層の一部をまさ土で置換えてケーソン直下の地盤の支持力を確保する構造となっており，ケーソンの背後も，まさ土によって埋立てられている．同岸壁の地震後の残留変形量は，同図に示すとおり，水平変位4〜5 m，沈下1.5〜2.0 m，傾斜角4度程度となっている．ケーソンが海側に傾斜し，ケー



図—1　神戸港六甲アイランド南側岸壁（−14 m）の標準断面と被災状況

* 正会員　　(財)沿岸開発技術研究センター常務理事
** 正会員　工博　運輸省港湾技術研究所地盤震動研究室長



図—2 阪神大震災におけるポートアイランド−32 m での観測波形（神戸市開発局による）

ソン直下の捨石マウンドにめり込むような変形形態を示し，これらのケーソンの変形に伴って，ケーソン背後地盤が 3〜4 m 程度沈下しているのが特徴である．また，地震直後の現地踏査の結果，埋立て地盤の内陸部では著しい噴砂が発生し，埋立てに用いられたまさ土が液状化したことが明らかとなったが，ケーソン直背後 30 m 程度までの範囲では，これら液状化の発生を示す噴砂が見られなかったことが注目される．

この地震における地震動波形は，六甲アイランドに隣接するポートアイランドにおいて記録（神戸市開発局による）されている．この記録は，地表から基盤（深さ 83 m）までの 4 深度で同時観測されたものであり，これらの記録のうち，図—1 に示す沖積粘土層直下にある砂礫層と連続する土層で記録された地震動波形を図—2 に示す．同図に示すとおり，その最大加速度は，水平(NS)成分 544 Gal (5.44 m/s^2)，鉛直成分 200 Gal (2.00 m/s^2) となっており，阪神大震災において極めて激しい地震動が作用したことがわかる．

3. 飽和土の力学モデル

さきに触れたとおり，本研究における飽和土の力学モデルは，ひずみ空間における多重せん断機構に基づくものである（Iai et al, 1990）．$x-y$ 座標平面上で規定される平面ひずみ状態における応力・ひずみを，ベクトル形式により，

$$\{\boldsymbol{\sigma}'\}^T=\{\sigma'_x\ \sigma'_y\ \tau_{xy}\} \quad \cdots\cdots (1)$$

$$\{\boldsymbol{\varepsilon}\}^T=\{\varepsilon_x\ \varepsilon_y\ \gamma_{xy}\} \quad \cdots\cdots (2)$$

と表せば，多重せん断機構モデルの応力ひずみ関係は次式で与えられる．

$$\{\boldsymbol{d\sigma}'\}=[\boldsymbol{D}](\{\boldsymbol{d\varepsilon}\}-\{\boldsymbol{d\varepsilon_p}\}) \quad \cdots\cdots (3)$$

ここに，

$$[\boldsymbol{D}]=K\{\boldsymbol{n}^{(0)}\}\{\boldsymbol{n}^{(0)}\}^T+\sum_{i=1}^{I}R^{(i)}_{L/U}\{\boldsymbol{n}^{(i)}\}\{\boldsymbol{n}^{(i)}\}^T \quad \cdots (4)$$

式（3）中の $\{\boldsymbol{d\varepsilon_p}\}$ は，土のダイラタンシー特性（せん断に伴って発生する体積ひずみ特性）に起因するひずみベクトルを表し，土の塑性体積ひずみ $d\varepsilon_p$ から次式のように与えられる．

$$\{\boldsymbol{d\varepsilon_p}\}^T=\{d\varepsilon_p/2\ \ d\varepsilon_p/2\ \ 0\} \quad \cdots\cdots (5)$$

また，式（4）中の第 1 項は，体積弾性係数 K により規定される体積膨張収縮の機構を表すもので，その応力・ひずみ方向ベクトルは次式により与えられる．

$$\{\boldsymbol{n}^{(0)}\}^T=\{1\ 1\ 0\} \quad \cdots\cdots (6)$$

式（4）中の第 2 項は多重せん断機構を表し，この機構における個々の単純せん断面は，x 座標軸から反時計まわりに $\theta_i/2+\pi/4$ の角度をなす面となっている．接線せん断剛性係数 $R^{(i)}_{L/U}$ は，履歴特性を持つ双曲線型の応力ひずみ関係を表し，下添字 L/U はそれぞれ塑性力学における載荷 (Loading)／除荷 (Unloading) を表す．このような多重せん断機構における応力・ひずみ方向ベクトルは次式により与えられる．

$$\{\boldsymbol{n}^{(i)}\}^T=\{\cos\theta_i\ \ -\cos\theta_i\ \ \sin\theta_i\} \quad (\text{for } i=1,\cdots,I) \cdots\cdots (7)$$

ここに，

$$\theta_i=(i-1)\Delta\theta \quad (\text{for } i=1,\cdots,I) \quad \cdots\cdots (8)$$

$$\Delta\theta=\pi/I \quad \cdots\cdots (9)$$

また，塑性力学における載荷・除荷は，個々の単純せん断機構ごとに $\{\boldsymbol{n}^{(i)}\}^T\{\boldsymbol{d\varepsilon}\}$ の正負に応じて判定される．

多重せん断機構モデルは，主応力軸の回転が土の挙動に与える影響を適切に表現することができ，これにより地震時の地盤・構造物系の変形解析で特に重要となる異方圧密後の繰返しせん断時の挙動が適切に解析できる点に特徴がある（Iai et al, 1990）．このモデルに必要なパラメタは全部で 10 個あり，その内訳は，微小ひずみ時における弾性的な挙動，大ひずみ時における塑性的な変形挙動，土に特有なダイラタンシー特性を表すもの等からなる．

本研究では，この力学モデルを，土粒子骨格および間隙水からなる 2 相系の連成型運動方程式に組込み，有限要素法を用いた数値解析（Zienkiewicz and Bettess, 1982）を実施した．土の解析モデルのパラメタは，地盤凍結ボーリング，弾性波探査をはじめとする各種地盤調査・試験結果に基づいて決定した．決定されたパラメタの一覧を**表—1** に示す．

有限要素解析においては，図—1 に示すケーソン岸壁を含む地盤全体を，解析対象地盤のせん断波速度を基に，約 1600 個のメッシュに分割した．ケーソン底面及び背面にはジョイント要素を用い，コンクリート壁面に沿うすべりを考慮した．また，解析対象の側方境界では無限遠方での水平成層地盤の地震応答を波動透過境界要素により考慮，下方境界ではさきに述べたポートアイランドに

表—1 解析に用いたモデルパラメタ

土の種類	密度 (t/m³)	せん断弾性係数 (kPa)	基準有効拘束圧力 (kPa)	内部摩擦角 (deg)	変相角 (deg)	ダイラタンシーに関するパラメタ
置換砂	1.8	58320	106	37	28	$w_1=5.5$, $p_1=0.6$, $p_2=0.6$, $c_1=2.3$, $S_1=0.005$
埋立土	1.8	79380	63	36	28	$w_1=6.0$, $p_1=0.5$, $p_2=0.8$, $c_1=2.43$, $S_1=0.005$
粘土	1.7	74970	143	30	——	————
捨石	2.0	180000	98	40	——	————

ケーソン底面摩擦係数	$\phi=31°$ (ジョイント要素)
ケーソン背面摩擦係数	$\phi=15°$ (ジョイント要素)

における観測波形を，岸壁の方向性を考慮して入力した．ケーソン前面の海水は，非圧縮性の流体として定式化し，有限要素解析に組込んだ (Zienkiewicz and Bettess, 1982)．地震応答解析に先立って，地震前の地盤・構造物系の応力状態（設計における常時の土圧などに相当するもの）を再現するため，重力を考慮した静的解析を行い，この結果を地震応答解析における初期条件として用いた．これらの初期の地盤内応力分布は，ケーソン背後の土圧分布をはじめとして，現行の設計法で求められる常時の値と整合するものであった（井合他，1995)．

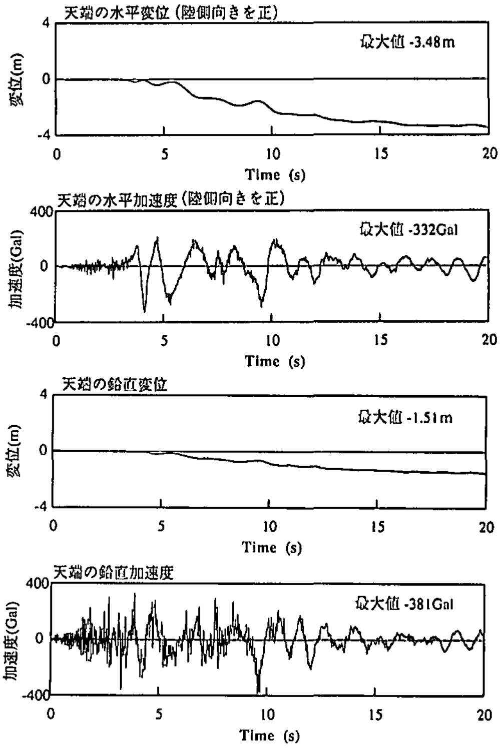
4. ケーソン岸壁の変形

多重せん断機構モデルによる地震応答解析の結果，図—3 に示すとおり，ケーソン天端変位は振動に応じて徐々に増加し，約 10 秒でほぼ最大値に達し，その変位が残留するものとなった．ケーソン天端で最大加速度が発生する瞬間にケーソンが著しく変位するのではなく，振動とともに少しずつ変位が累積する傾向を示している点が特徴である．

地震後のケーソン岸壁の変位分布は図—4 に示すとおりとなった．同図に示すとおり，ケーソンの天端変位は，海側へ約 3.5 m，下向き（鉛直方向）に約 1.5 m，また，傾斜角は海側へ約 4 度となっている．これらの結果は，先に述べた実際のケーソン岸壁の被災変形量とオーダー的に整合するものとなっている．

ケーソン岸壁の変形についてさらに詳しく見ると，ケーソンがその直下の捨石マウンドに傾斜しながらめり込み，置換砂が海側に盛り上がるように海側へ押出されている点が注目される．このように，ケーソン岸壁の変形は，置換砂および埋立土部分の広い範囲にわたる連続的な変形に伴うものであり，ケーソン底面に沿うすべり破壊とは異なるものとなっているのが特徴である．

以上のような解析結果を受けて，解析対象岸壁と同形



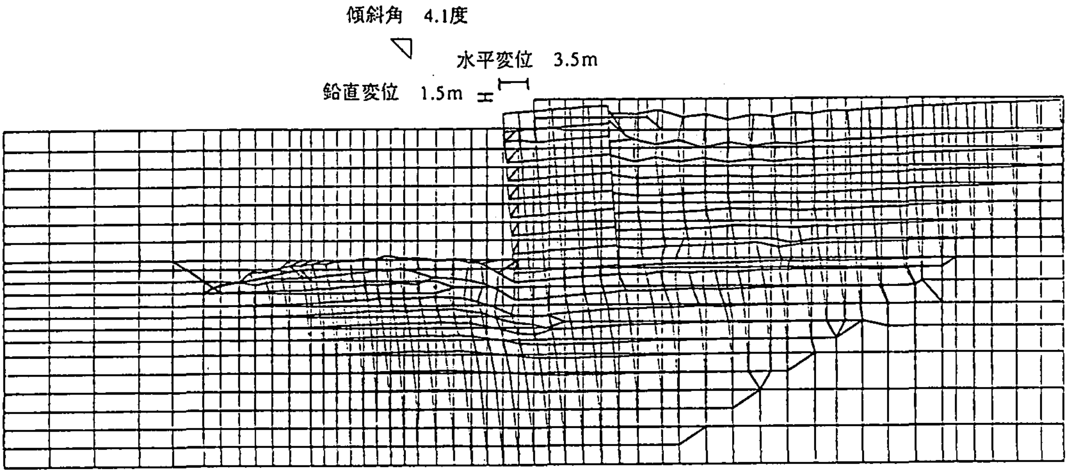
図—3 ケーソン天端の変位，加速度の時刻歴の解析結果

式の岸壁において，あらためて被災形態に関する潜水調査を実施した．その調査結果は図—5 に示すとおりとなり，本解析で示された被災形態と整合するものとなった．

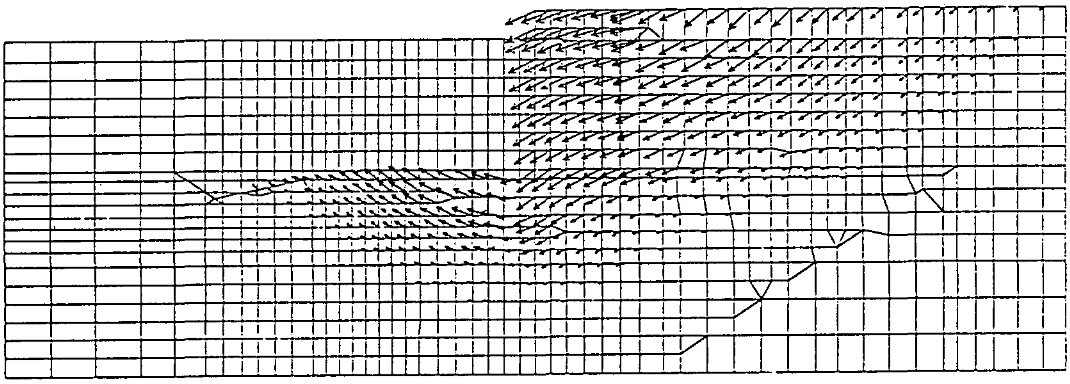
5. 地盤内の過剰間隙水圧

先に述べたとおり，阪神大震災では，同じ埋立土が用いられているにも関わらず，ケーソン岸壁から離れた内陸部では著しい噴砂が発生したのに対し，ケーソン直背後 30 m 程度の範囲では，噴砂などがほとんど発生しなかったのが特徴である．この点について検討するため，本研究で行った解析の中途過程として得られる過剰間隙水圧比を，地盤内の代表的な点について出力して検討することとした．ここに，過剰間隙水圧比は，地盤内の初期平均有効応力 σ'_{m0} に対する振動中の平均有効応力 σ'_m の比を用いて，$(1-\sigma'_m/\sigma'_{m0})$ なる量により定義される．

解析により得られた過剰間隙水圧比の時刻歴を，置換砂および埋立土の代表的な点について，それぞれ図—6 に示す．同図に示すとおり，置換砂（要素 A）においては，過剰間隙水圧比は徐々に増加するが，最大で 0.7 程度の低いレベルに留まっている．ケーソン直背後の埋立土（要素 B）では，過剰間隙水圧比が一瞬 0.9 程度にまで上昇するが，その後，ケーソンの海側への変位（図—3 参照）に応じて 0.5 程度まで低下する結果となっている．しか

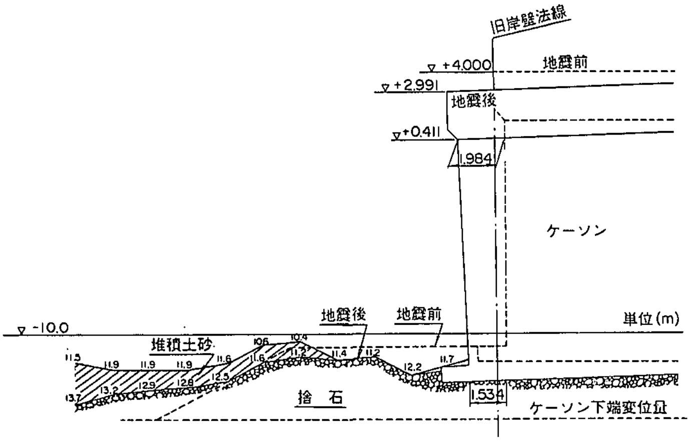


(a)　変形メッシュ図

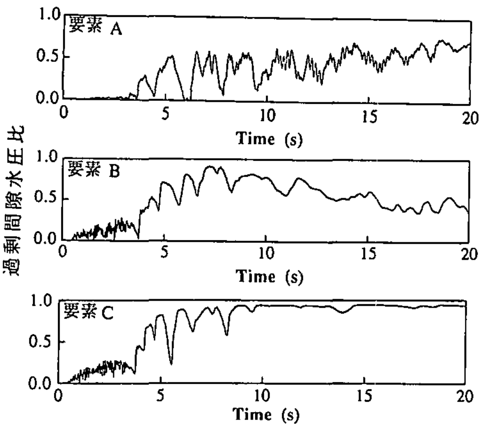


(b)　変位ベクトル図

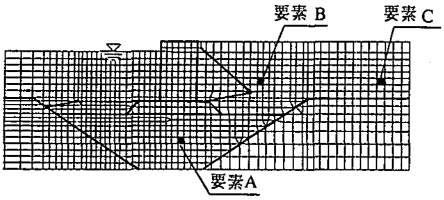
図—4　地震後の残留変形の解析結果



図—5　地震後の捨石マウンド形状の実測例（六甲アイランド－10 m 岸壁）



(a) 過剰間隙水圧比



(b) 検討対象要素の位置

図—6 置換砂，埋立土の過剰間隙水圧比の解析結果

し，ケーソンから離れた内陸部（要素C）では，過剰間隙水圧比が0.9以上のレベルに上昇し，その値が残留するものとなっている．

過剰間隙水圧比のレベルがどの程度になると噴砂現象などをはじめとするいわゆる液状化現象が発生するようになるかについては，必ずしも確立されてはいないが，液状化に関する繰返し三軸試験などにおいては，過剰間隙水圧比がほぼ1.0に達した状態をもって「液状化の発生」と定義することが多い．このことから，上に示した要素BとCの解析結果の相違は，先に述べた地震時のケーソン背後の噴砂の発生／非発生の状況と定性的に整合するものとなっていると考えられる．

以上のとおり，本研究で用いた変形照査手法は，ケーソン岸壁の変形のみならず，その変形に著しい影響を与える過剰間隙水圧の上昇程度についても，現地の状況と整合する結果を与えることが明らかにされた．

6. 結　　論

本研究では，阪神大震災において水平変位4～5mに及ぶ被災変形を示したケーソン岸壁の挙動を，多重せん断機構に基づく飽和土の力学モデルを用いて数値解析した．その結果，以下の結論が得られた．

（1） 解析の結果，水平変位3.5m，沈下1.5m，傾斜角4度程度の残留変形が求まり，実際のケーソン岸壁の被災変形量とオーダー的に整合するものとなった．

（2） 解析によるケーソン岸壁の変形形態は，ケーソンが傾斜しながら捨石マウンドにめりこむとともに，置換砂およびケーソン背後の地盤の連続的な変形にともなうものとなっており，変形形態の点でも，解析結果は実際のケーソン岸壁の挙動と整合するものとなっている．特に，ケーソン底面に沿うすべり破壊の形態とは異なるものとなっている点が注目される．

（3） 解析による過剰間隙水圧は，同じ埋立土でも，ケーソン背後の内陸部では著しい噴砂が見られたのに対し，ケーソン直背後では噴砂が見られなかったという現地の状況と整合するものとなっている．

（4） 以上のことから，阪神大震災のように激しい地震動を受けた時のケーソン岸壁の変形は，本研究で用いた解析手法により，そのオーダーの照査が可能であろうとの見通しが明らかにされた．

参　考　文　献

井合　進・一井康二・森田年一（1995）：ケーソン式岸壁の有効応力解析，兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察（その7），港研資料，No. 813, pp. 253-279.

土木学会（1996）：土木学会　耐震基準等に関する提言集，92 p.

Iai, S., Y. Matsunaga, and T. Kameoka (1990): Strain space plasticity model for cyclic mobility, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol. 29, No. 4, pp. 27-56.

Zienkiewicz, O. C. and P. Bettess (1982): Soils and other saturated media under transient, dynamic conditions, Soil Mechanics-Transient and Cyclic Loads (Pande and Zienkiewicz eds.), John Wiley and Sons, pp. 1-16.