マイクロフィルム所蔵資料

009
ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3700号

土 木 研 究 所 資 料

有効応力に基づいた弾塑性FEMによる河川堤防の地震時変形量に関する解析

平成12年3月

建 設 省 土 木 研 究 所
耐震技術研究センター動土質研究室

Copyright © (2000) by P. W. R. I.
All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の本書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第3700号2000年3月

有効応力に基づいた弾塑性FEMによる河川堤防の地震時変形量に関する解析

耐震技術研究センター　動土質研究室　室　　長　松尾　　修
主任研究員　岡村　未対
前研究員　島津多賀夫*1

要　旨

過去の地震において河川堤防は天端がメートルオーダーの沈下を生じるような大きな被害をしばしば受けてきた。近年では堤防の耐震対策が進められているが、そこで用いられている対策工設計法は堤防の沈下量を照査するものではなく、円弧滑り法に代表される力の釣り合いを満足するように設計されている。

本資料は、有効応力に基づいた弾塑性有限要素法を用いて被害事例及び模型実験のシミュレーションを行い、基礎地盤の液状化による盛土の沈下量予測手法としての適用性を検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード：盛土、液状化、耐震対策、深層混合処理工法、遠心模型実験
*1(現　大成基礎設計)

目　　次

1．まえがき …… 1

2．本資料の構成 …… 2

3．解析手法 …… 5
3．1　支配方程式 …… 5
3．2　構成式 …… 8
3．3　モデルパラメータの設定方法 …… 9
3．4　初期応力解析 …… 18

4．被災事例を対象とした有効応力解析法の適用性の検討 …… 19
4．1　後志利別川の被災事例解析 …… 19
4．1．1　被害概要 …… 19
4．1．2　解析ケース …… 28
4．1．3　解析モデル …… 31
4．1．4　モデルパラメータ …… 37
4．1．5　入力地震動 …… 60
4．1．6　その他の解析条件 …… 63
4．1．7　解析結果と考察 …… 66
4．1．8　まとめ …… 116
4．2　淀川の被災事例解析 …… 117
4．2．1　被害概要 …… 117
4．2．2　解析ケース …… 122
4．2．3　解析モデル …… 123
4．2．4　モデルパラメータ …… 125
4．2．5　入力地震動 …… 139
4．2．6　その他の解析条件 …… 141
4．2．7　解析結果と考察 …… 143
4．2．8　まとめ …… 166

5．模型実験を対象とした有効応力解析法の適用性の検討 …… 167
5．1　固化工法の対策効果に関する振動台実験の解析 …… 167
5．1．1　実験概要 …… 167

５．１．２　解析ケース ・・・

７．１．８　まとめ …… 345
７．２　淀川の対策効果に関する解析 …… 347
７．２．１　対策工法の試設計 …… 347
７．２．２　解析ケース …… 353
７．２．３　解析モデル …… 354
７．２．４　モデルパラメータ …… 356
７．２．５　入力地震動 …… 362
７．２．６　その他の解析条件 …… 363
７．２．７　解析結果と考察 …… 365
７．２．８　まとめ …… 383

８．まとめ …… 384

参考文献 …… 388

1．まえがき

1995 年兵庫県南部地震以後、土木建築分野での各種構造物の耐震設計には二段階設計法が採り入れられてきている。現在レベル１地震動、レベル２地震動の定義や設定法が明確に定まっているわけではないが、比較的発生頻度が高く地震強度の小さなレベル１地震動に対しては構造物の健全性を損なわず，またレベル２地震動に対しては致命的な被害を防止するように設計されることが多いようである。

通常、大規模地震時の構造物の設計においては、地震によって生じる被害と対策費用とのバランスを考慮し、構造物の機能維持を目的とした対策が必要となり、このため構造物に対しある程度の変形を許容するという考えが一般的である。河川堤防の場合には、河川水が堤内地に流入することを防ぐという堤防本来の機能から考えて、堤防天端の沈下量をある許容値以下に押さえるような設計がなされるのが望ましい。そのためには堤防の地震時沈下量を定量的に予測する手法が必要となる。

堤防などの盛土構造物の沈下予測方法としては、比較的簡便なポテンシャルエネルギー最小化法[1]、地盤の剛性低下を考慮した FEM[2]や地盤の応答や物性の変化を詳細に時刻歴で追跡する有効応力に基づいた弾塑性 FEM[3][4]などが提案されている。これらの手法は、それらの地震時変形量予測法としての適用性が必ずしも十分に検証されていないのが現状である。

本報では，有効応力法に基づいた液状化解析手法として、繰返し弾塑性モデルおよび粘土の弾粘塑性モデルを組み込んだ土・水の二相系液状化解析プログラム LIQCA[3]を用い、実際の被災堤防や対策工の効果を検証した模型実験のシミュレーションを実施し，同手法の適用性を検討する。さらに，同手法を用いて大規模地震時の堤防の変形量や液状化対策工の効果について検討する。

2．本資料の構成

本研究は，地震による河川堤防の被災事例や対策工の効果を検証した模型実験を対象とした弾塑性 FEM 解析を行い、河川堤防の地震時変形量推定法としての適用性について検討するものである。また、この手法を用いて大規模地震時の堤防の変形量や液状化対策工の対策効果について検討するものである。

本資料は，以下の項目より構成される。

（1）被災事例を対象とした有効応力解析法の適用性の検討

1993年北海道南西沖地震で被災した後志利別川堤防および1995年兵庫県南部地震で被災した淀川堤防を対象に弾塑性 FEM 解析を行う。数量は表-2.1. 1に示す。なお，各断面について，土質定数に関するパラメータやモデル化の条件などを変更して数ケースを実施した。

表-2.1. 1　被災事例を対象とした解析断面数

		断面数	備考
後志利別川	被災	3断面	ﾓﾃﾞﾙﾊﾟﾗﾒｰﾀ8ケース
	無被災	2断面	〃
	（小計）	5断面	
淀川	被災	1断面	ﾓﾃﾞﾙの変更など4ケース
	無被災	1断面	〃
	（小計）	2断面	
計		7断面	

（2）模型実験を対象とした有効応力解析法の適用性の検討

固化工法の対策効果を検討した模型振動台実験および締固め工法の対策効果を検討した動的遠心模型実験を対象に弾塑性 FEM 解析を行う。解析ケースを表-2.2. 2に示す。なお，各断面について，加振加速度を変えた数ケースを実施した。

表-2.2.2　模型実験を対象とした解析断面数

		断面数	備考
固化工法	無対策	1断面	加振5段階
	対策	2断面	加振4段階，ｼﾞｮｲﾝﾄ要素の有無
	（小計）	3断面	
締固め工法	無対策	1断面	加振2段階
	対策	2断面	〃
	（小計）	3断面	
計		6断面	

（3）堤防の大地震時変形量に関する解析

（1），（2）と同一の手法を用い，大規模地震動において堤防がどの程度変形するか検討を行う。1993年北海道南西沖地震で被災した後志利別川堤防の内，被災および無被災の各1断面を対象とし，地震波形および地震動の大きさを変えて弾塑性FEM解析を行う。数量は表-2.2.3に示す。

表-2.2.3　堤防の大地震時変形量に関する解析ケース数

		断面数	備考
後志利別川	被災	1断面	波形3種，地震動4段階
	無被災	1断面	〃
計		2断面	

（4）液状化対策工法の大地震時の対策効果に関する解析

兵庫県南部地震以降、河川の平水位が高く、堤防の沈下し提内地が浸水する等の二次災害が想定される区間では河川堤防の耐震対策が進められており、その対策工は「河川堤防の液状化対策工設計施工マニュアル（案）」[16]に従って設計されている。そこで、（1），（2）と同一の手法を用い，中規模地震動を想定した液状化対策を施した堤防が，大規模地震時にどの程度変形するかを検討する。1993年北海道南西沖地震で被災した後志利別川堤防および1995年兵庫県南部地震で被災した淀川堤防の内，被災程度の比較的大きい各1断面を対象とし，地震動の大きさを変えて弾塑性FEM解析を行う。数量は表-2.2.4に示す。

表-2.2.4　液状化対策工法の対策効果に関する解析断面数

		断面数	備考
後志利別川	無対策	1断面	地震動4段階
	対策	2断面	対策工2ｹｰｽ，地震動4段階
	（小計）	3断面	
淀川	無対策	1断面	地震動4段階
	対策	2断面	対策工2ｹｰｽ，地震動4段階
	（小計）	3断面	
計		6断面	

3．解析手法

3．1　支配方程式[3)]

飽和した砂を固相と液相の二相から成る飽和多孔質体と考えるBiotの二相混合体理論を用いた有効応力解析法は，近年の液状化解析において主流となっている。本解析で用いるLIQCAでは，固相の変位uと間隙水圧pを未知数としたu-p定式化を採用している。

二相系のu-p定式化を用いた支配方程式の誘導に際し，以下の仮定を設ける。

・ひずみは，微小ひずみを取り扱う。
・間隙率は，空間に対してほとんど変化しない。
・液相の固相に対する相対加速度は，固相の加速度に比べて十分小さい。
・固相を構成する土粒子は，非圧縮性である。

これらの仮定のもと，質量保存則，運動量保存則，構成式，有効応力の定義等の基本関係式より支配方程式が誘導される。固相の変位uと間隙水圧pを未知数とし，つりあい式および連続式の2つの式からなる支配方程式は以下のように得られる。

$$\rho \ddot{u}_i = \sigma_{ij,j} + b_i \qquad \text{(式 3.3. 1)}$$

$$\rho^f \ddot{u}_{i,i} - p_{,ii} - \frac{\gamma_w}{k}\dot{\varepsilon}_{ii} + \frac{n\gamma_w}{kK^f}\dot{p} = 0 \qquad \text{(式 3.3. 2)}$$

ここに，ρは飽和土の密度，$\ddot{u}_i$は固相の加速度，σ_{ij}は全応力テンソル，b_iは物体力，ρ^fは間隙流体の密度，pは間隙水圧，γ_wは間隙流体の単位体積重量，kは透水係数，nは間隙率，K^fは間隙流体の体積弾性係数である。

つりあい式の空間的な離散化には有限要素法，連続式の空間的な離散化には差分法を用い，時間的な離散化にはNewmarkのβ法を用いる。空間的離散化を施したつりあい式は，次式のように表せる。

$$[M]\ddot{\mathbf{u}}_N + [C]\dot{\mathbf{u}}_N + [K]\mathbf{u}_N + \mathbf{K}_v p_E = \mathbf{F} \qquad \text{(式 3.3. 3)}$$

ここに，$\mathbf{u}_N$は節点変位ベクトル，[M]は質量マトリックス，[C]は粘性マトリックス，[K]は剛性マトリックス，$\mathbf{K}_v$は節点変位を体積ひずみに変換するベクトル，$\mathbf{F}$は外力ベクトルである。なお，ここで粘性減衰としてRayleigh減衰を考慮し，つりあい式に減衰項を付加している。粘性マトリックスは次式のように表せる。

$$[C] = \alpha_0[M] + \alpha_1[K] \qquad \text{(式 3.3. 4)}$$

ここに，α_0は質量マトリックスの比例係数，α_1は剛性マトリックスの比例係数である。

LIQCA では，剛基盤からの地震動入力を考慮して，釣合い式を次式のように展開している。

$$[M]\ddot{\mathbf{u}}_N + [C]\dot{\mathbf{u}}_N + [K]\mathbf{u}_N + \mathbf{K}_v p_E = -[M]\ddot{\mathbf{u}}_{NB} \qquad \text{(式 3.3. 5)}$$

ここに，$\ddot{\mathbf{u}}_{NB}$は基盤での加速度ベクトルである。さらに，構成式が増分形であることを考慮して，次式のように展開する。

$$[M]\ddot{\mathbf{u}}_N + [C]\dot{\mathbf{u}}_N + [K]\Delta\mathbf{u}_N + \mathbf{K}_v p_E = -[M]\ddot{\mathbf{u}}_{NB} - \int [B]^T \boldsymbol{\sigma}'_{|t} dv \qquad \text{(式 3.3. 6)}$$

ここに,[B]は節点変位をひずみに変換するマトリックス，$\boldsymbol{\sigma}'_{|t}$は前ステップ(時刻 t）での応力ベクトルである。また，解析開始時には変位が 0 とすると，(式 3.3.6）の右辺第２項は 0 であるため，次式のようになる。

$$[M]\ddot{\mathbf{u}}_N + [C]\dot{\mathbf{u}}_N + [K]\Delta\mathbf{u}_N + \mathbf{K}_v p_E = -[M]\ddot{\mathbf{u}}_{NB} - \int [B]^T \left(\boldsymbol{\sigma}'_{|t} - \boldsymbol{\sigma}'_{|t=0}\right) dv \text{(式 3.3. 7)}$$

ここに，$\boldsymbol{\sigma}'_{|t=0}$は初期応力ベクトルである。式(3.3.7)の右辺第２項を，次式のように定義する。

$$\mathbf{R}_t = \int [B]^T \left(\boldsymbol{\sigma}'_{|t} - \boldsymbol{\sigma}'_{|t=0}\right) dv \qquad \text{(式 3.3. 8)}$$

式(3.3.7)，(3.3.8)より空間離散化されたつり合い式は，最終的に次式のようになる。次式のようにつり合い式には，初期有効応力と等価な節点力が外力として含まれており，加振中も土の有効重量に起因する力を考慮することができる。

$$[M]\ddot{\mathbf{u}}_N + [C]\dot{\mathbf{u}}_N + [K]\Delta\mathbf{u}_N + \mathbf{K}_v p_E = -[M]\ddot{\mathbf{u}}_{NB} - \mathbf{R}_t \qquad \text{(式 3.3. 9)}$$

一方，空間的離散化を施した連続式は，次式で表せる。この離散化には赤井・田村の方法を用いている。

$$\rho^f \mathbf{K}_v^T \ddot{\mathbf{u}}_N - \frac{\gamma_w}{k}\mathbf{K}_v^T \dot{\mathbf{u}}_N - \alpha \dot{p}_E + \sum_{i=1}^{4} \alpha_i \dot{p}_{Ei} + A\dot{p}_E = 0 \qquad \text{(式 3.3. 10)}$$

ここに，

$$A = \int \frac{n\gamma_w}{kK^f} dv \qquad \text{(式 3.3. 11)}$$

である。αは要素辺の長さと要素辺を挟む隣り合う要素の重心間距離とで定義される定数である。この２つの支配方程式に対し，さらに時間的離散化を施すと最終的に解くべき支配方程式は，次式のように表せる。なお，次式では左辺マトリックスの対称化が施されている。

$$\begin{bmatrix} [M]+\gamma\Delta t[C]+\beta\Delta t^2[K] & \mathbf{K}_v \\ \mathbf{K}_v^T & A'-\alpha' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_{N|t+\Delta t} \\ p_{E|t+\Delta t} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ \sum_{i=1}^{4} \alpha_i' p_{Ei|t+\Delta t} \end{Bmatrix} =$$

$$\begin{Bmatrix} -[M]\ddot{\mathbf{u}}_{NB|t+\Delta t} - \mathbf{R}_{|t} - [C]\left(\dot{\mathbf{u}}_{N|t} + (1-\gamma)\Delta t\ddot{\mathbf{u}}_{N|t}\right) - [K]_{t+\Delta t}\left(\Delta t\dot{\mathbf{u}}_{N|t} + (\frac{1}{2}-\beta)\Delta t^2\ddot{\mathbf{u}}_{N|t}\right) \\ K_v^T\left(\dot{\mathbf{u}}_{N|t} + (1-\gamma)\Delta t\ddot{\mathbf{u}}_{N|t}\right) / \left(k(\frac{1}{g}-\frac{\gamma\Delta t}{k})\right) + A' p_{E|t} \end{Bmatrix} \quad \text{(式 3.3. 12)}$$

ここに,

$$A' = \frac{A}{\Delta t\gamma_w\left(\frac{1}{g}-\frac{\gamma\Delta t}{k}\right)} \quad \text{(式 3.3. 13)}$$

$$\alpha' = \frac{\alpha}{\gamma_w\left(\frac{1}{g}-\frac{\gamma\Delta t}{k}\right)} \quad \text{(式 3.3. 14)}$$

$$\alpha_i' = \frac{\alpha_i}{\gamma_w\left(\frac{1}{g}-\frac{\gamma\Delta t}{k}\right)} \quad \text{(式 3.3. 15)}$$

３．２　構成式

本解析では，砂の繰返し弾塑性モデル[5),6)]および粘土の繰返し弾粘塑性モデル[7)]を用いる。

砂の繰返し弾塑性モデルは微小ひずみ，非関連流れ則，非線形移動硬化則，過圧密境界面などを用いて定式化されている。この構成式の特徴として，以下の点が挙げられる。

①応力パラメータとして相対応力比を用いており，一般応力状態を考慮できる。

②硬化則として非線形移動硬化則を用いており，繰返し載荷時において応力反転時に硬化パラメータを初期化する必要がないため，地震の様なランダムな載荷条件に対して適用性が高い。

③境界曲面として過圧密境界面を導入し，これにより変相応力比を決定することで，過圧密に伴うダイレイタンシー量の減少などを表現できる。

④流動則として非関連流動則を用いている。

ここでは，さらに次の各項のように修正したモデル[6)]を用いる。

（1）ストレスーダイレイタンシー則の修正

液状化強度曲線の勾配を調整するため，本モデルのストレス～ダイレイタンシー式に，応力振幅に依存した係数を導入することにより液状化強度曲線の勾配を改善した。この修正により，液状化強度曲線の勾配を調整するダイレイタンシーに関するパラメータを追加した。

（2）変相線到達後のせん断剛性の低減

変相線到達後の滑らかなひずみの発生を再現するため，応力比が変相線到達した後，双曲線関数により硬化パラメータおよび弾性定数λ，μを低減する。この修正により，双曲線形状を決める基準ひずみに関するパラメータを追加した。

粘土の繰返し弾粘塑性モデルも上記①～④の特徴に加えて，以下のような特徴がある。

⑤流動則は，超過応力の概念に基づいた非関連流動則であり，粘土のひずみ速度依存性を表現できる。

本モデルでは，せん断降伏曲面と圧密降伏曲面の２つの降伏曲面を有している。ここで対象とする地震時の挙動は主に過圧密領域内であり，この領域では平均有効応力の変化によるひずみの発生は少ないと仮定し，偏差応力比の変化に対するせん断降伏のみを取り扱うこととした。

3．3　モデルパラメータの設定方法

3．3．1　パラメータの種類

LIQCA で用いている繰返し弾塑性モデルのパラメータを表-3.3.1に示す。表中には，各パラメータの物理的意味，詳細な試験結果に基づく設定方法，簡易な（調査が十分でない場合の）設定方法を示している。

表-3.3.1　パラメーター覧

パラメータ名		物理的意味	詳細な設定方法	簡易な設定方法
初期間隙比	e_0	弾性係数，ダイレタンシー挙動に関係	密度試験	土質に応じた標準値
圧縮指数	λ	ダイレタンシー挙動に影響	等方圧縮膨潤試験	〃
膨潤指数	κ	弾性係数，ダイレタンシー挙動に関係	等方圧縮膨潤試験	〃
ポアソン比	υ	弾性係数に関係	G0より算定	G0より算定
過圧密比	OCR	ダイレタンシー挙動に影響	圧密試験	土質に応じた標準値
変相応力比	M_m	変相線を示す応力比	せん断試験	標準値
破壊応力比	M_f	破壊線を示す応力比	せん断試験	N値より推定
砂の弾塑性モデル				
硬化パラメータ	$B*_0$	塑性剛性に関係	動的変形試験，液状化試験にフィッティング	
〃	$B*_1$	〃		考慮しない
〃	C_f	〃		〃
基準ひずみ（塑性剛性）	γ^p_{ref}	変相線到達後の剛性低下に関係		相対密度に応じた標準値
基準ひずみ（弾性剛性）	γ^E_{ref}	〃		〃
ダイレタンシー係数	D_0	ダイレタンシー挙動に影響		〃
ダイレタンシー係数	n	〃		〃
粘土の弾粘塑性モデル				
粘塑性パラメータ	m_0	ひずみ速度依存性に関係	ひずみ速度を変えたせん断試験	標準値
〃	C_{01}	〃		〃
〃	C_{02}	〃		〃

3．3．2　パラメータの設定手順

砂の弾塑性モデルのパラメータ設定の手順を図-3.3.1に示す。

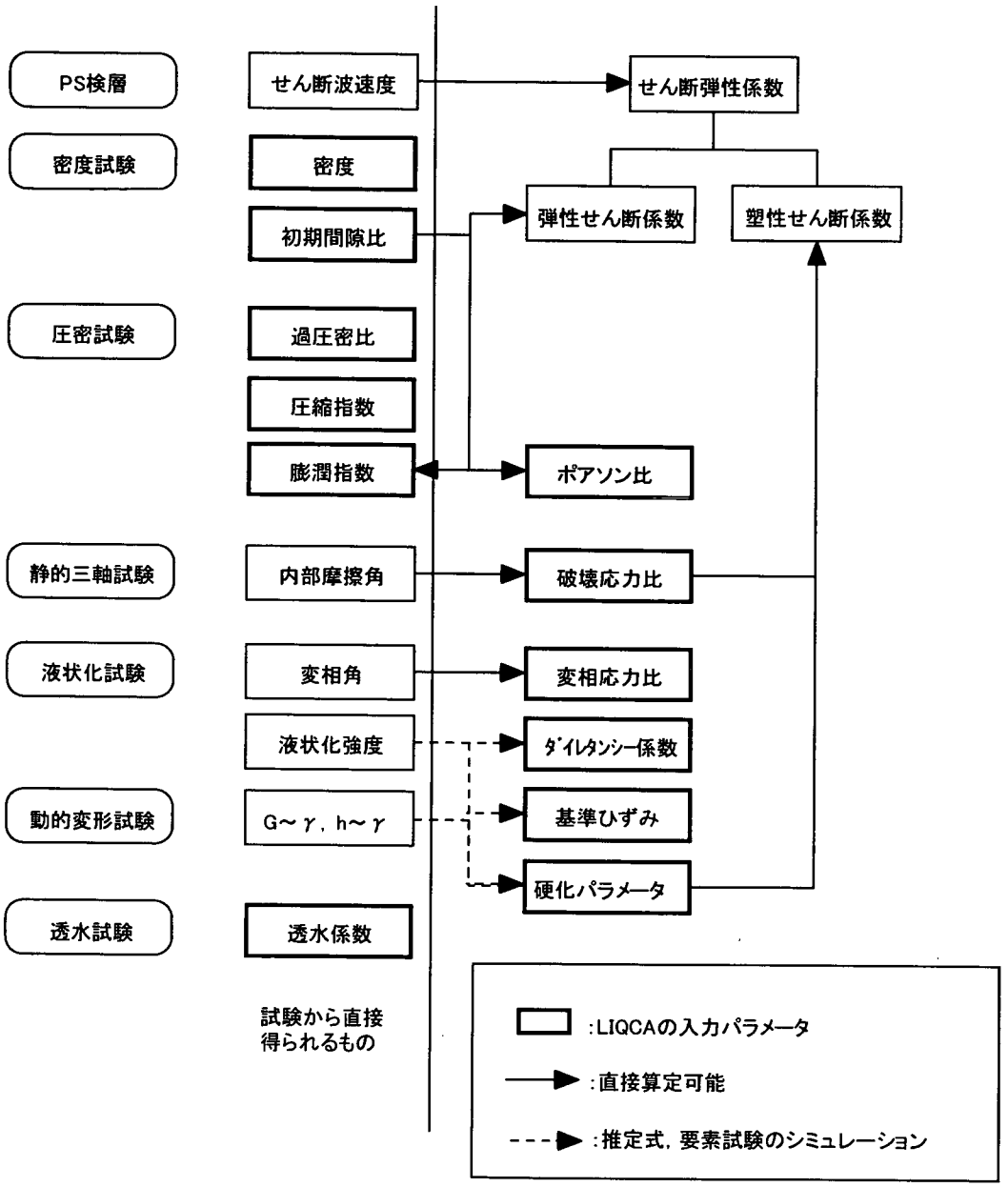


図-3.3.1　パラメータ設定手順

3．3．3　各パラメータの設定方法

各パラメータの設定方法に関して，以下の項目について示す。

① 詳細な方法

② 簡易な方法

③ パラメータが解析結果に与える感度など

（1）初期間隙比　e_0

① 詳細な方法

不攪乱試料試料を用いて，土粒子の密度試験から得られる土粒子密度および乾燥密度より算定する。

② 簡易な方法

砂質土，埋立土：0.8～0.9，沖積層：0.75～0.8，洪積層：0.7～0.75

③ パラメータが解析結果に与える感度など

初期間隙比は圧縮指数，膨潤指数とともに弾性係数の算定および過圧密境界曲面の大きさの決定に用いられる。間隙比自体はさほどばらつきの大きなパラメータではないため，解析結果に与える感度は大きくない。

（2）圧縮指数

① 詳細な方法

等方圧縮試験より得られる e～$\ln p$ 直線の勾配より求められる。

② 簡易な方法

砂質土，0.02～0.03 程度（κ の１０倍程度の大きめの値）

また，豊浦砂に対する試験結果（Pradhan ら 1989）[8] では，拘束圧 30kPa の間隙比 0.678～0.876 に対して 0.003～0.005 程度である。

③ パラメータが解析結果に与える感度など

圧縮指数 λ は，（$\lambda-\kappa$）の形で，ダイレイタンシー量に影響する。（$\lambda-\kappa$）が小さいほど，塑性体積ひずみの蓄積に伴い，過圧密境界曲面が大きくなり，過圧密領域での変相応力比が小さくなるため，ダイレイタンシー量が減少する。この影響は，特に平均有効応力が初期の 1/2 以下となる時点でみられ，（$\lambda-\kappa$）が小さいと変相線にあたらず，液状化しない場合もある。そこで，λ としては，上記の比較的大きな標準値を用いておいた方が他のパラメータの設定が簡単な場合もある。本研究で行った解析においては、後述するように λ と κ には標準的な値を設定した。

（3）膨潤指数

① 詳細な方法

等方膨潤試験より得られる e～ln p 直線の勾配より求められる。

② 簡易な方法

豊浦砂に対する試験結果（Pradhan ら 1989）[8] では，拘束圧 30kPa、間隙比 0.678～0.876 に対して 0.0015～0.0025 程度である。

③ パラメータが解析結果に与える感度など

膨潤指数は次式で示すように体積弾性係数の算定に用いられる。また，λと同様に（λ－κ）の形で，過圧密境界曲面の大きさを規定し，ダイレイタンシー量に影響する。体積弾性係数は液状化過程でのダイレイタンシー挙動において重要なパラメータであり，κが小さいほど負のダイレイタンシーが発生しやすいことは，e～log p 線から理解できる。

$$K = \frac{1+e_0}{\kappa}\sigma_m' \qquad \text{（式 3.3. 16）}$$

本検討では，この方法で膨潤指数を設定する。しかしながら，本研究で用いたプログラム(LIQCA '97)では弾性定数のパラメータであるポアソン比との関係により，膨潤指数の物理的意味を無視してパラメータを設定することも可能である。この点については，（１１）で述べる。

（4）ポアソン比

ポアソン比は，膨潤指数を上記のように設定した場合，せん断弾性係数との関係から次式により算定でき，従属的なパラメータとなるため，設定は不要である。

$$\nu = \frac{3(1+e_0)\sigma_m' - 2\kappa \cdot G^E}{6(1+e_0)\sigma_m' + 2\kappa \cdot G^E} \qquad \text{（式 3.3. 17）}$$

（5）過圧密比

① 詳細な方法

原位置での応力履歴を考慮する。例えば，地中構造物の構築に伴う除荷など。

② 簡易な方法

特になし。

③ パラメータが解析結果に与える感度など

過圧密比は過圧密境界曲面の位置を決めるパラメータであり，ダイレイタンシー量に大きく影響する。OCR は特に，載荷初期でのダイレイタンシー量に影響する。OCR=1 の場合，LIQCA '97 のモデルでは，載荷初期の負のダイレイタンシー量が大きくなりすぎる傾向があり，沖積砂で 1.2，洪積砂で 1.5（Tateishi

ら,1995）[6] 程度の値を仮定して，初期載荷時の負のダイレイタンシー量を抑制する場合もある。

（6）破壊応力比

① 詳細な方法

室内せん断試験より決定される内部摩擦角φ'より設定する。例えば，三軸圧縮試験から得られた内部摩擦角より破壊応力比は次式で算定できる。

$$M_f = \left(\frac{2\sqrt{6}\sin\phi'}{3-\sin\phi'} \right) \qquad \text{（式 3.3. 18）}$$

また，三軸試験，単純せん断試験の要素シミュレーションを実施する場合には，応力経路の形状からも試行錯誤的に設定することが可能である。

② 簡易な方法

各種文献参照。

③ パラメータが解析結果に与える感度など

破壊応力比は静的変形解析と同じように，地盤の変形量に影響する。

内部摩擦角は砂の密度，せん断方向に依存し，一般に三軸圧縮側より三軸伸張側の方が小さな値となる。しかしながら，モデルでの破壊曲面は応力空間において円錐形であり，せん断方向の違いによる強度の違いを表現することはできない。したがって，内部摩擦角の設定に際しては，三軸圧縮と三軸伸張の平均値や単純せん断試験から得られた値を用いることも考えられる。

（7）変相応力比

① 詳細な方法

非排水せん断試験の場合，平均有効応力が減少から増加に転じるときの摩擦角より次式により算定する。排水せん断試験の場合，体積ひずみが減少から増加に転じるときの摩擦角より次式により算定する。

$$M_m = \frac{2\sqrt{6}\sin\phi_m}{3-\sin\phi_m} \qquad \text{（式 3.3. 19）}$$

② 簡易な方法

豊浦砂の場合，相対密度に関係なく 28 度程度（Pradhan ら 1989）[8]。一般に 30 度程度。

③ パラメータが解析結果に与える感度など

一般に変相応力比が大きいほど，ダイレイタンシー量は多くなる。また，変相応力比が破壊応力比に近いほど，ひずみの発生量は大きくなり，破壊応力比

と等しければ，正のダイレイタンシーは発生せず，ひずみ軟化的な挙動を示す。

（8）硬化パラメータ

① 詳細な方法

硬化パラメータBはパラメータ B_0，B_1，C_f と次式のような関係にある。

$$B = (B_0 - B)\exp(-C^f \cdot \gamma^P{}_{(n)}) + B_1 \qquad \text{（式 3.3. 20）}$$

ここに，$\gamma^P{}_{(n)}$ は応力反転時からの塑性偏差ひずみの累積量である。なお，この考えは立石ら（Tateishi ら 1995）[6]によるものであり，オリジナルの岡モデルとは異なる。

硬化パラメータは，動的変形特性，ダイレイタンシーの発生などモデルの全ての挙動に影響するパラメータであり，単調載荷のせん断試験から得られる応力～ひずみ関係，動的変形特性（G～γ，h～γ），液状化強度曲線などへフィッティングすることで設定する。通常は，液状化試験において，他のフィッティングパラメータを標準的な値にしておき，変相線へ到達するまでのおよその繰返し回数に一致するように B_0 を設定する。

② 簡易な方法

一般に B の各パラメータは以下のような範囲に設定されることが多い。B_1，C_f については1サイクル中の硬化を制御するものであり，簡易的には B_1=B_0，C_f=0 でもモデルの挙動に大きな差はない。ただし，この場合には液状化強度曲線の勾配が C_f を考慮する場合よりも，急になる傾向がある。

B_0：3000～10000，B_1：B_0 の 1/10，C_f：2000～2500

③ パラメータが解析結果に与える感度など

モデルの挙動をもっとも左右するパラメータであり，（9），（１０）のモデルの適用性を高めるために導入したパラメータよりも，結果に与える影響は大きい。

本検討では，特に記述のない場合は，この方法で硬化パラメータを設定する。しかしながら，B0 の設定には別の考え方もある。本来，弾塑性モデルの初期せん断剛性（微小ひずみ領域でのせん断剛性）はせん断弾性剛性と等しくなる。しかし，本モデルでは，ほとんどの過程で弾塑性状態であり，初期の硬化パラメータ B_0 が有限な値であるため，微小ひずみ領域での弾塑性せん断剛性は，実際より小さな値となる。そこで，はじめから弾塑性せん断剛性が初期せん断剛性と等しいとして，弾性せん断剛性と塑性せん断剛性を関連づけて設定する方法もある。この方法については（１１）で述べる。

（9）基準ひずみ

① 詳細な方法

モデルでは変相線到達後のせん断剛性（弾性，塑性両方とも）を塑性ひずみ量に応じて次式のように低減させている。

$$B_0 = \frac{B_0}{1+\gamma^P/\gamma^P{}_{ref}}$$

$$\lambda = \frac{\lambda}{1+\gamma^P/\gamma^E{}_{ref}} \qquad \text{（式 3.3. 21）}$$

$$\mu = \frac{\mu}{1+\gamma^P/\gamma^E{}_{ref}}$$

ここに，λ，μはラメの定数である。剛性低減に用いるひずみγ^Pは，変相線到達後からの塑性偏差ひずみの不変量の累積値である。基準ひずみの２つのパラメータは液状化試験において，変相線到達後の応力～ひずみ関係，有効応力経路から設定する。２つの基準ひずみ値の適切な比率（きれいな応力～ひずみ関係が得られる）は弾性剛性と塑性剛性の比率によって変わるが，通常は塑性基準ひずみは弾性基準ひずみの 1/10～1/2 程度である。

基本的に塑性基準ひずみを小さくすれば，応力経路は原点に向かいやすくなるが，あまり小さくしすぎると，液状化以後の挙動が不安定になる。逆に弾性基準ひずみを小さくすると，応力経路は原点に向かわず，ひずみの発生が大きくなる。したがって，両者のバランスを保ちながら，ひずみ量の発生を制御することが必要である。

② 簡易な方法

緩い砂の場合

塑性基準ひずみ：0.002～0.005，弾性基準ひずみ：0.004～0.05 程度。

密な砂の場合

塑性基準ひずみ：0.005～0.01，弾性基準ひずみ：0.01～0.1 程度。

③ パラメータが解析結果に与える感度など

基準ひずみパラメータはモデルのひずみ発生量を左右する重要なパラメータであり，地震後の変形量に与える影響は大きい。

一般に変相線到達後はせん断ひずみ振幅が急増するが，オリジナルモデルでは液状化試験での％オーダーのひずみまで表現することはできず，ひずみによる動的強度の設定が困難となる。そこで，Tateishi ら(1995)[6]によって，この基準ひずみが導入されたが，本検討で用いた基準ひずみは彼らのものとは異なっている。Tateishi ら（式 3.3.21）において，はγ^Pではなく$\gamma^P{}_{DAmax}$（過去に受けた最大塑性ひずみ振幅）を用いている。これらの手法の特徴については（１１）で説明する。

（１０）ダイレイタンシー係数

① 詳細な方法

ダイレイタンシー係数は，ダイレイタンシー量そのものを制御する D_0 とダイレイタンシー量と応力比の関係を制御する n の２つからなる。試験から得られた液状化強度曲線とフィッティングすることにより設定する。

D_0 を小さくすれば，ダイレイタンシー量は減少するが，液状化強度曲線の勾配には影響しない。n を大きくすれば，応力比の小さいところで繰り返し回数が多くなり，液状化強度曲線の勾配を緩くすることができる。また，変相角が大きいほど，n による効果が大きくなる。さらに，過圧密比が大きいほど、ダイレイタンシー量は n に敏感になる。（小さな n でも変化は大きい）

② 簡易な方法

通常は，D_0=1.0 でよいが，膨潤指数の考え方によっては，0.67 程度の値となる。n は 2.0～4.0 程度の値となる。

③ パラメータが解析結果に与える感度など

ダイレイタンシー係数はオリジナルモデルでは液状化強度曲線の勾配が，室内試験での勾配よりも急であったため，Tateishi ら(1995)[6]によって導入されたパラメータである。しかし，液状化強度曲線の勾配をこのパラメータだけで調整するのには限界がある。

ダイレイタンシー係数は，変相線までの挙動に影響するのみであり，液状化の発生の予測には影響を与えるが，変形量の大きさにはさほど大きな影響を与えない。

（１１）補足説明

① 膨潤指数の考え方

κ は，等方圧密載荷除荷試験より決定される。しかしながら，通常，砂の κ については調査されない場合が多い。そこで，前述の手法とは異なり，ポアソン比を設定し，κ を従属的なパラメータとする方法もある。この場合，次式により κ を算定する。

$$\kappa = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \frac{1+e_0}{G^E} \sigma_m' \qquad \text{（式 3.3. 22）}$$

ここに，ν ：ポアソン比，e0：初期間隙比，κ ：膨潤指数。ポアソン比は，これまでは通常の砂の排水状態での値 0.2 前後の値がよく用いられている。しかし，上記の方法で設定した初期せん断剛性 GE に対して，ポアソン比を 0.2 程度に設定すると κ が 1/10000 オーダーとなり，実験値から得られている 1/100～1/1000 の範囲とは合わなくなる。

したがって，κ を 1/10000 程度の値にした場合，ダイレイタンシー量を過大

に評価してしまう。そこで，ダイレイタンシー係数を 0.67 程度にして，ダイレイタンシー量を調整している。

② 変相後の剛性低減の考え方

Teteishi ら(1995)[6]は変相線到達後のせん断剛性係数（弾性，塑性両方とも）を塑性ひずみ量に応じて次式のように低減させている。

$$B_0 = \frac{B_0}{1+\gamma^{P}_{DA\max}/\gamma^{P}_{ref}}$$

$$\lambda = \frac{\lambda}{1+\gamma^{P}_{DA\max}/\gamma^{E}_{ref}} \qquad \text{（式 3.3.23）}$$

$$\mu = \frac{\mu}{1+\gamma^{P}_{DA\max}/\gamma^{E}_{ref}}$$

ここで用いているひずみ量は，塑性偏差ひずみの不変量の最大振幅である。この塑性偏差ひずみの最大振幅が大きくならなければ，ひずみの発生がとまり定常的な履歴ループを描くようになる。剛性低減に用いるひずみ γ^{P}_{DAmax} は，過去に受けた最大塑性ひずみ振幅である。（式 3.3.23）の関係は，室内試験結果から得られたものであるが，不規則波に対して十分に検証されている方法ではなく，また‘振幅’を用いる点で応力反転の判断が必要になり，数値解析上の安定の面では望ましくない点もある。原モデルでは，塑性剛性の低減に塑性偏差ひずみの不変量の累積値を用いており，（式 3.3.23）の考え方とは異なるものである。そこで，本検討では（式 3.3.21）に示すように，塑性偏差ひずみの不変量の最大振幅ではなく，不変量の累積値を用いている。

３．４　初期応力解析

初期応力解析は，別の静的解析プログラムを用いて行う。初期応力解析手法の要点は以下に示す通りである。

・土については，弾塑性モデルを用いる。用いるモデルは Drucker-Prager モデルであり，LIQCA で用いるモデルと同様に主応力空間上で円錐形の降伏曲面を有している。降伏曲面を破壊曲面としており，降伏後は完全塑性となる。
・入力するパラメータは，弾性係数（ヤング係数，ポアソン比）および破壊角（内部摩擦角）であり，LIQCA での破壊応力比 M_f に対応している。
・考慮する外力は土および構造物の有効重量である。初期応力解析は全応力解析であり，外力として有効重量を設定することにより，地下水位を考慮する。
・解析において不安定化を避けるために、一度に全外力を作用させず，外力を 100 分割し漸増載荷解析を行う。

4．被災事例を対象とした有効応力解析法の適用性の検討

4．1　後志利別川の被災事例解析

4．1．1　被害概要

本節で解析の対象としたのは，1993 年北海道南西沖地震で被災を受けた後志利別川の堤防である。被災堤防は，図-4.1.1[9]に示すように震央から 100km 圏内にあり，当該地点での地表面加速度は付近で観測された最大加速度から推定すると，200gal 以上であったと思われる。本河川の堤防は，堤高が 3.0～6.0m，法勾配 1.8～2.0 割程度の盛土である。被災の形態は，堤体縦断方向のクラック，天端部分の大きな陥没であり，天端の沈下量が 1.0～2.0m を越えるような地点もある。また，堤防周辺地盤では，亀裂，沈下，噴砂などの地盤変状がみられ，液状化が広範囲に発生していると思われる[8)9)]。

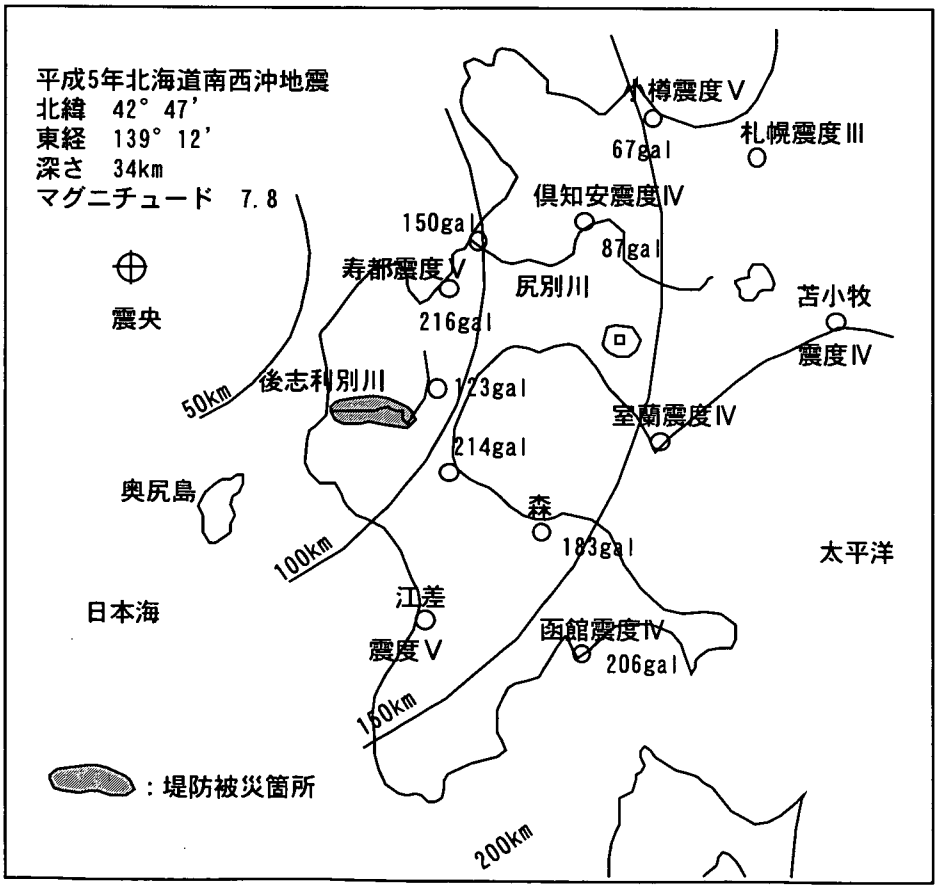


図-4.1.1　被災箇所[9)]

解析対象は，図-4.1. 2（後志利別川改修工事の内堤防耐震性調査業務報告書、平成６年、北海道開発局函館開発建設部）に示す５地点である。各地点の位置および被災状況を表-4.1. 1に示す。真栄橋左岸上流地先 KP4.44（検討断面 No.1）および真栄橋左岸上流地先 KP5.00（検討断面 No.2）の２地点は，その間の距離が約 500m と比較的近いにも拘わらず，天端沈下量は No.1 で 2.67m，No.2 でほとんど 0 というように被災量に大きな隔たりがある。また，断面 No.3，No.4 の２地点も約 300m の距離にあるが，被災量に大きな差がみられる。なお、No.2 及び No.4 地点では必ずしも縦断測量により沈下量がゼロと確認されたわけではなく、目視により変状が認められなかったということである。このため、顕著な変状はなかったとしても、堤体全体が一様に 10～20cm 程度沈下した可能性がある。

表-4.1. 1　解析対象地点の被災状況

断面 No.	位置	被害の有無	堤体天端沈下量（cm）
1	真栄橋左岸上流　KP4.44	被害大	２６７
2	〃　KP5.00	なし	－
3	兜野橋左岸下流　KP1.71	被害中	１２６
4	〃　右岸上流　KP2.00	なし	－
5	〃　左岸上流　KP2.49	被害小	６３

これら５地点の地盤状況および堤体の形状を図-4.1. 3に示す。５地点の地盤状況を大きく分けると以下の２つに分類される。

① 地表面からＮ値が10以下の緩い砂質土層が5～10m程度堆積している。（断面 No.1，No.3，No.5）

② 地表面付近に腐植土、粘性土層が堆積しており、その下にＮ値が 10 以下の緩い砂質土層が 5m 程度堆積している。（断面 No.2，No.4）

このように，各地点では地表面付近の土質条件が異なることに特徴がある。

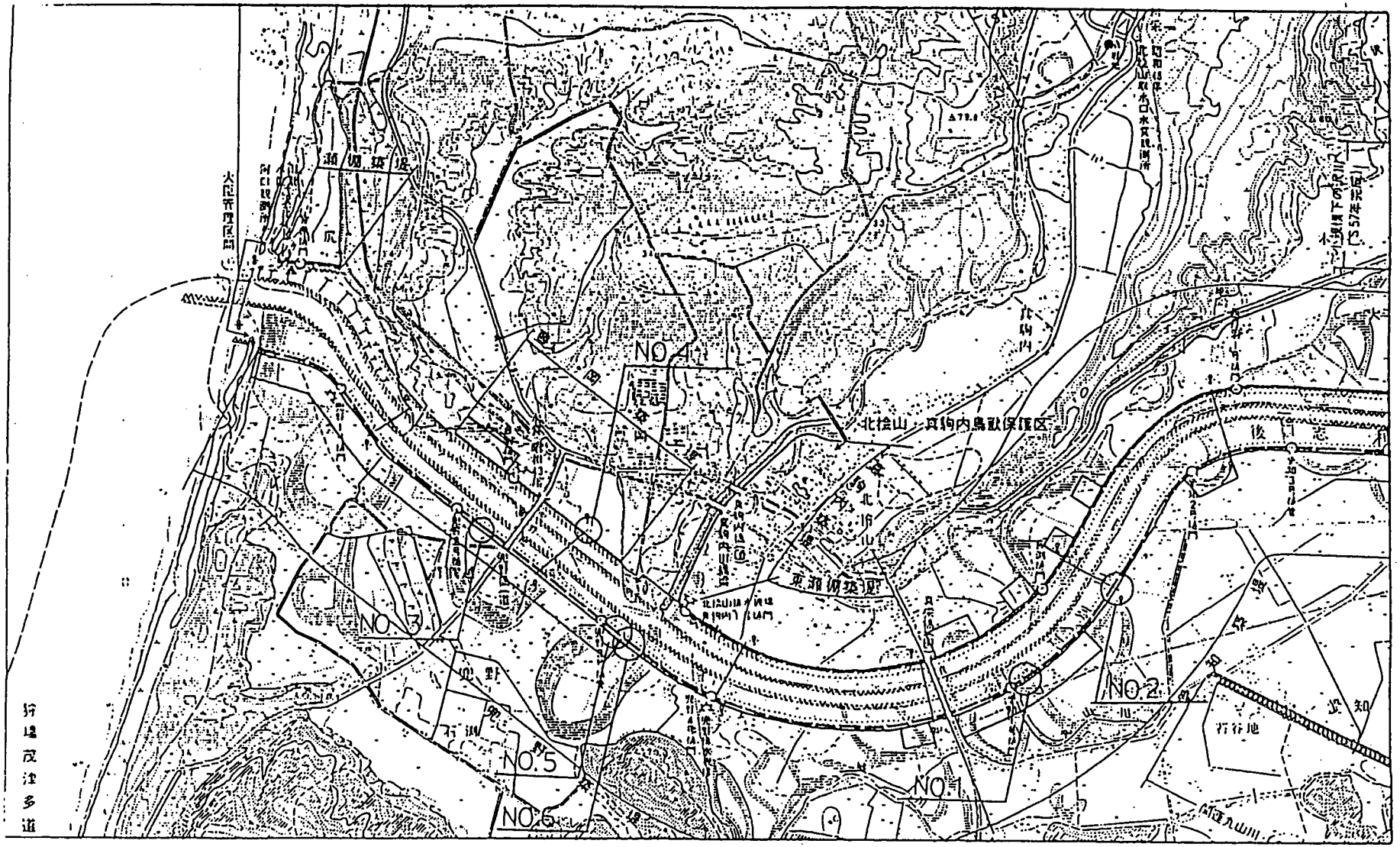


図-4.1.2　解析地点

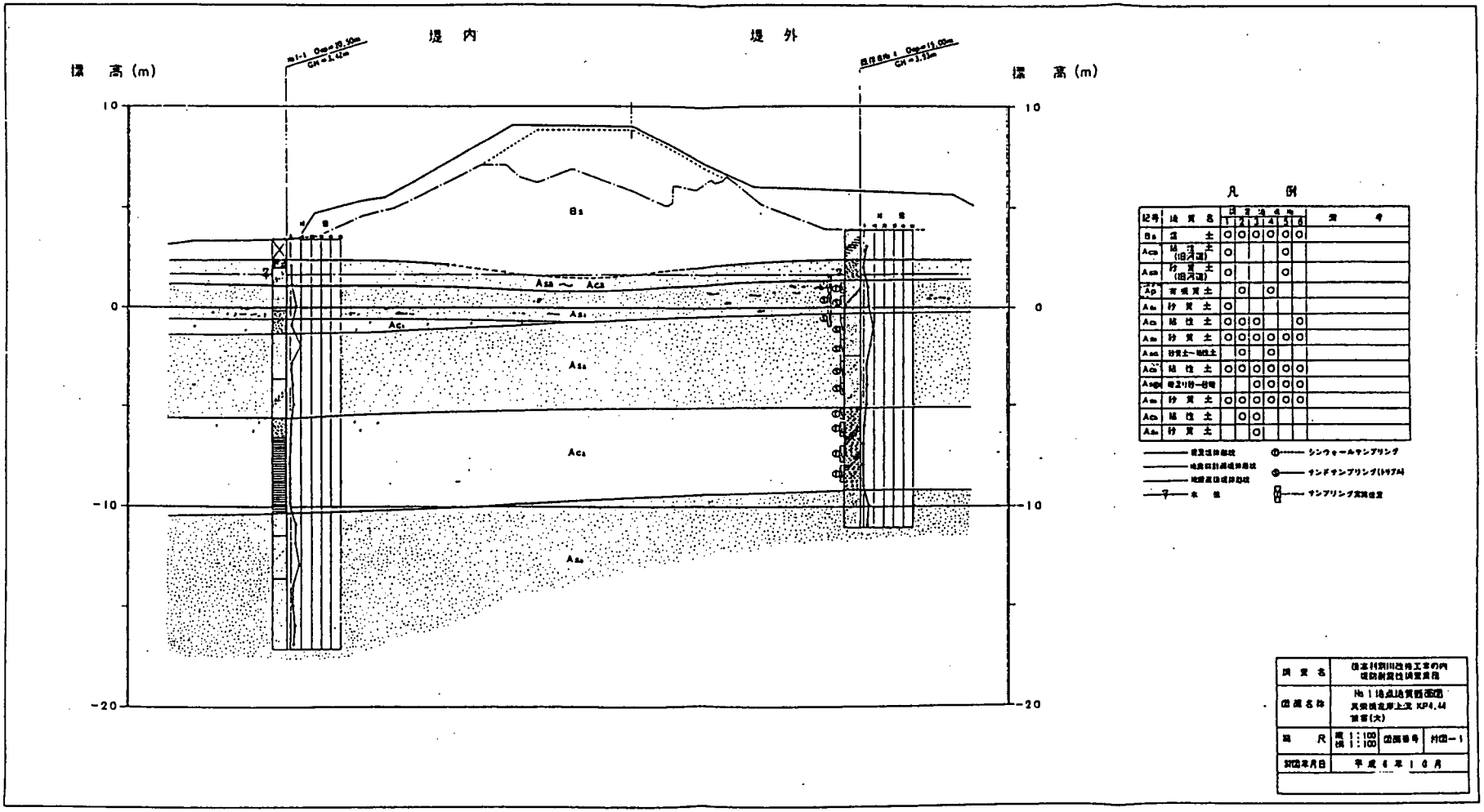


図-4.1. 3(a)　地盤および堤体被災状況（断面 No.1）

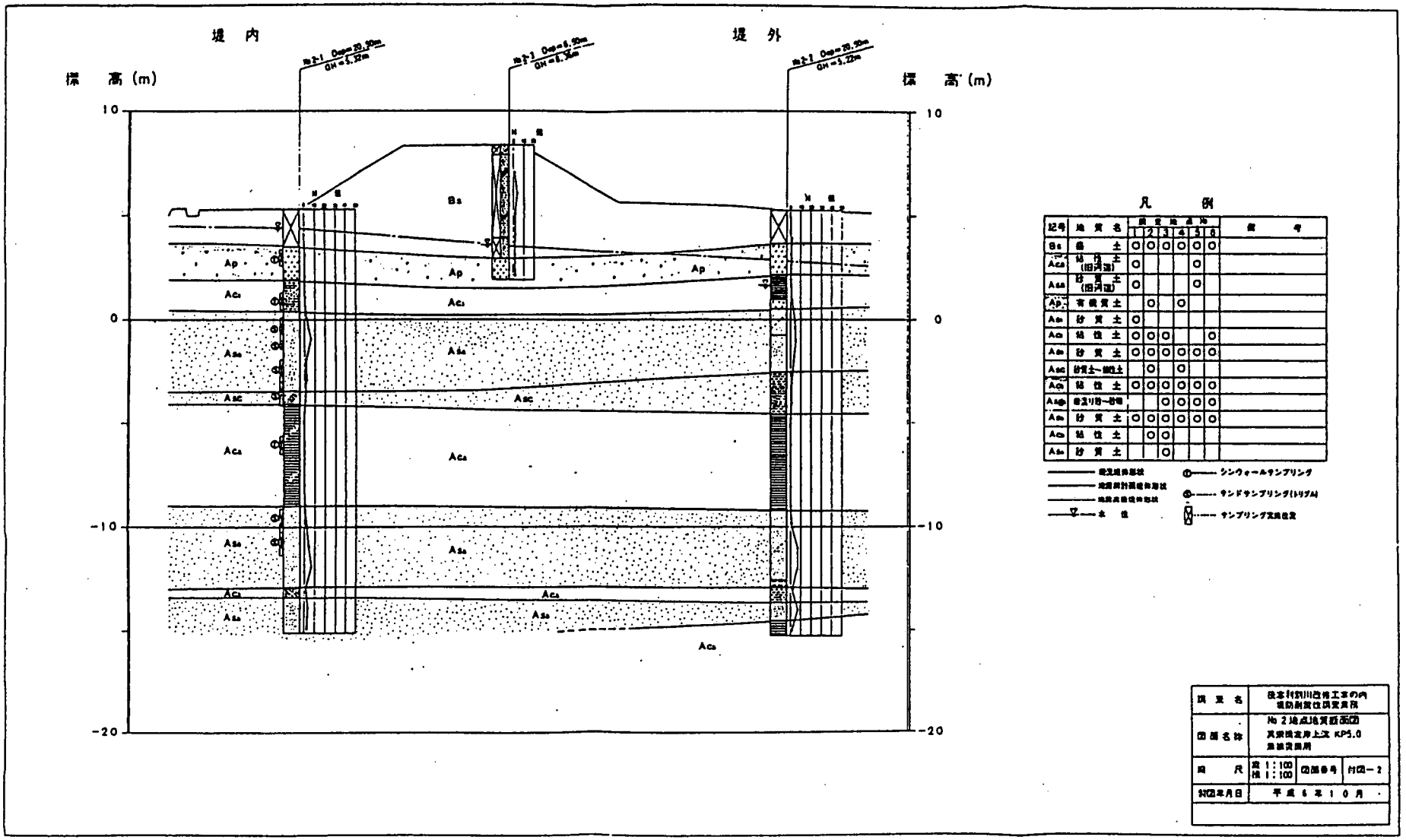


図-4.1.3 (b)　地盤および堤体被災状況（断面 No.2）

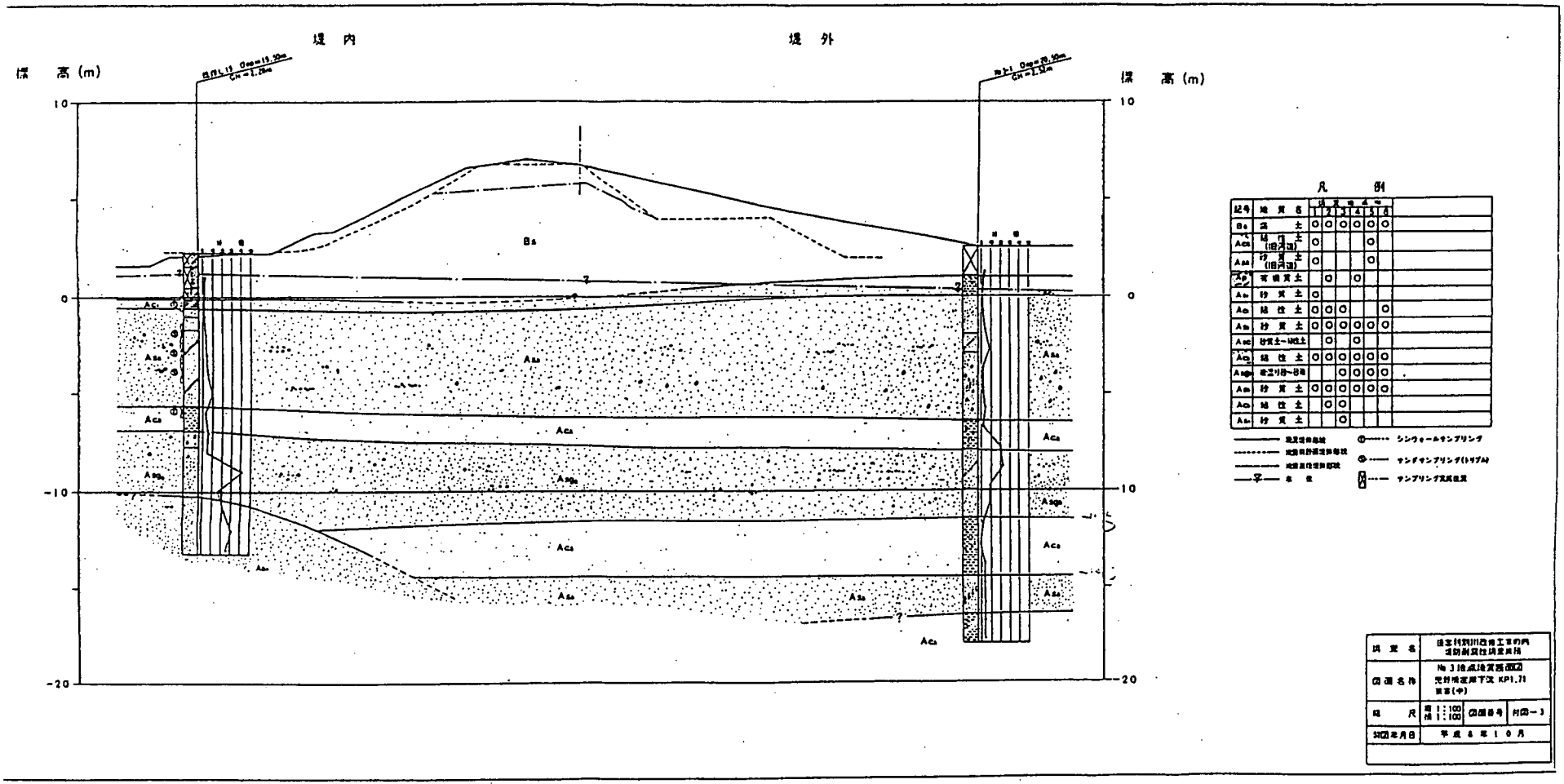


図-4.1. 3 (c)　地盤および堤体被災状況（断面 No.3）

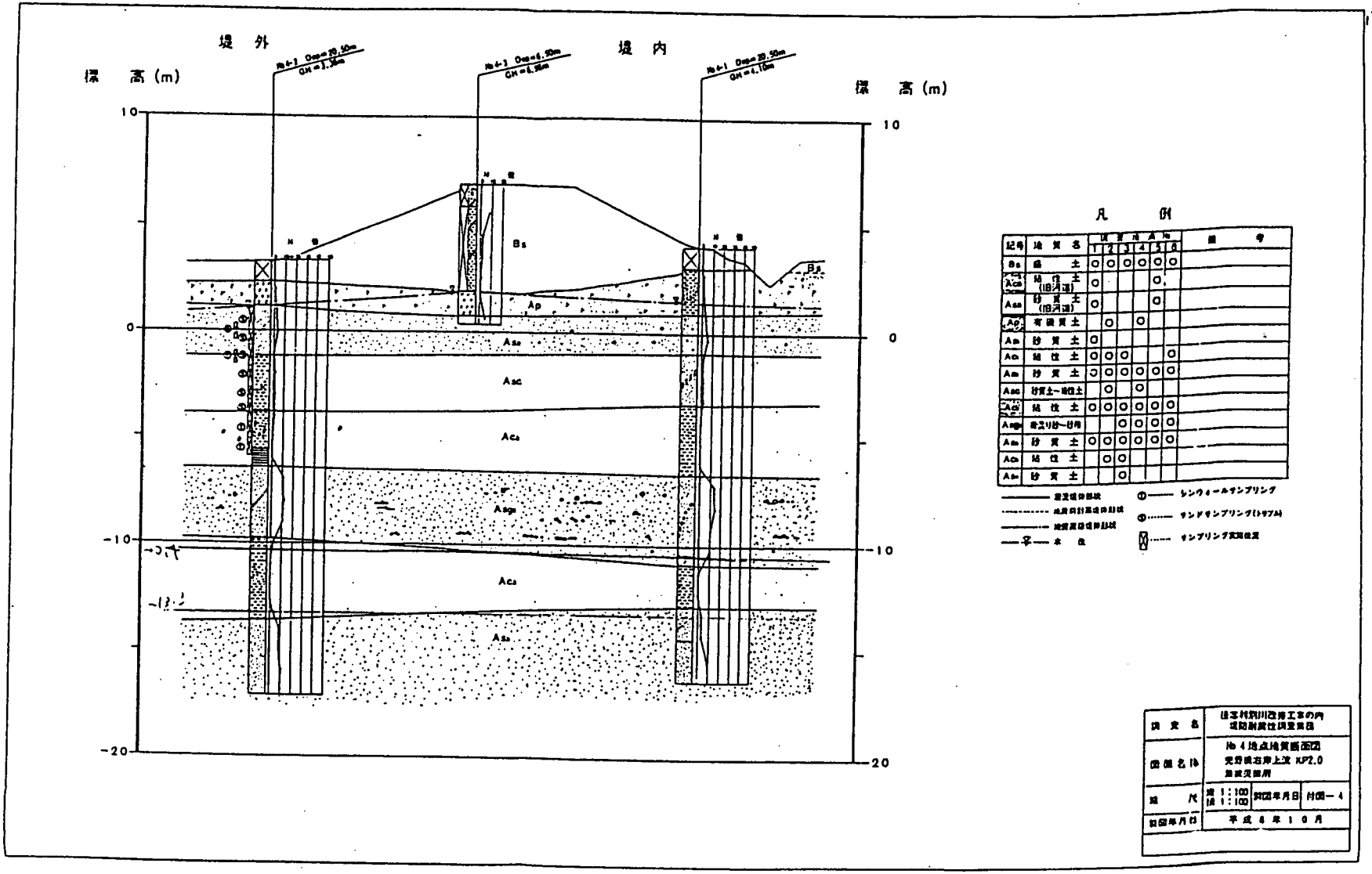


図-4.1.3 (d)　地盤および堤体被災状況（断面 No.4）

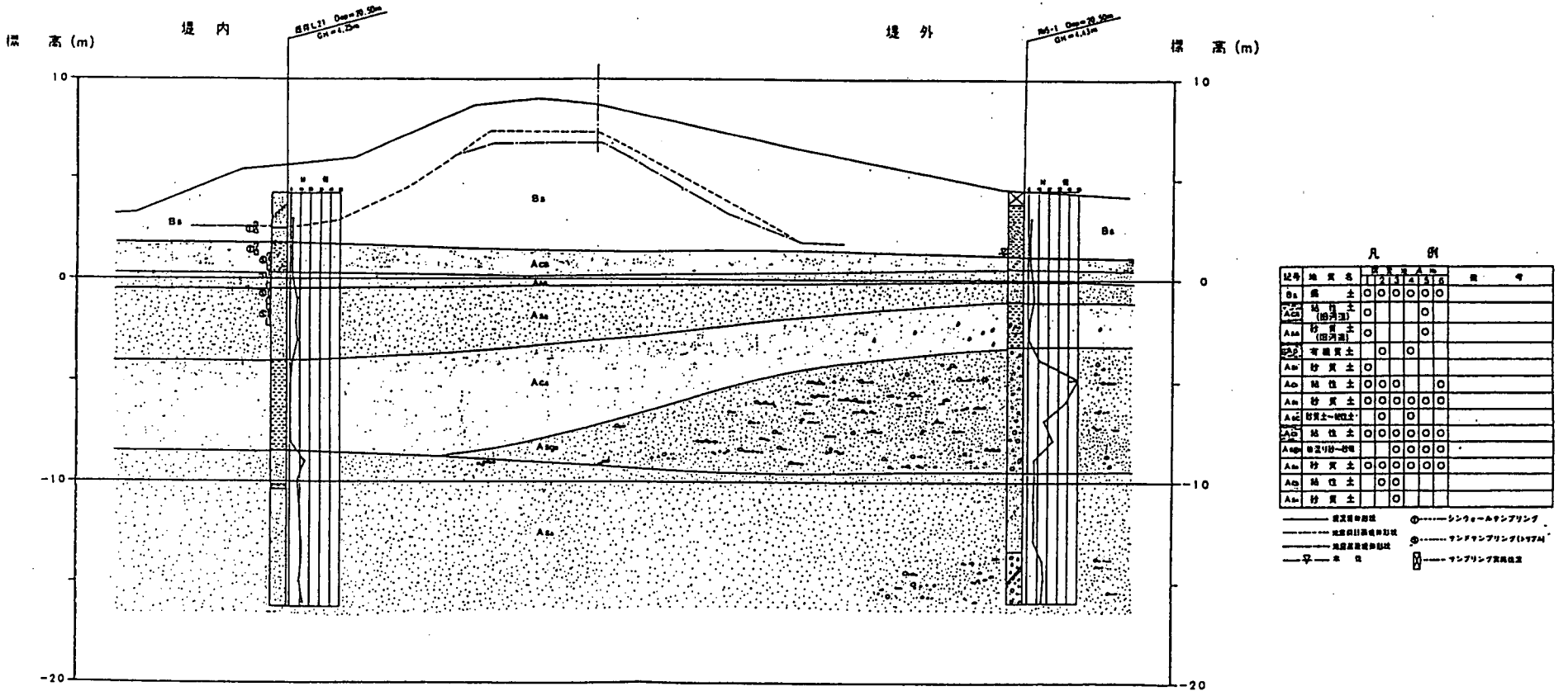
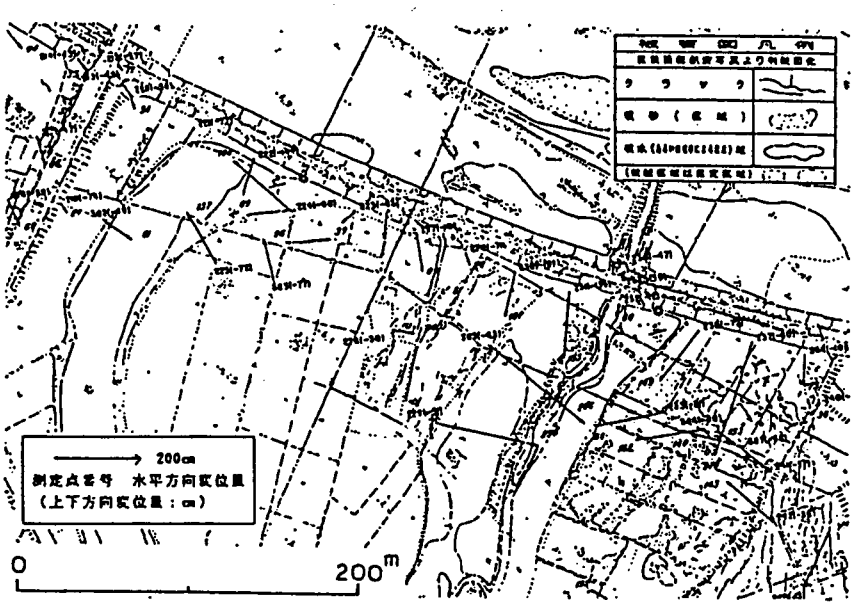
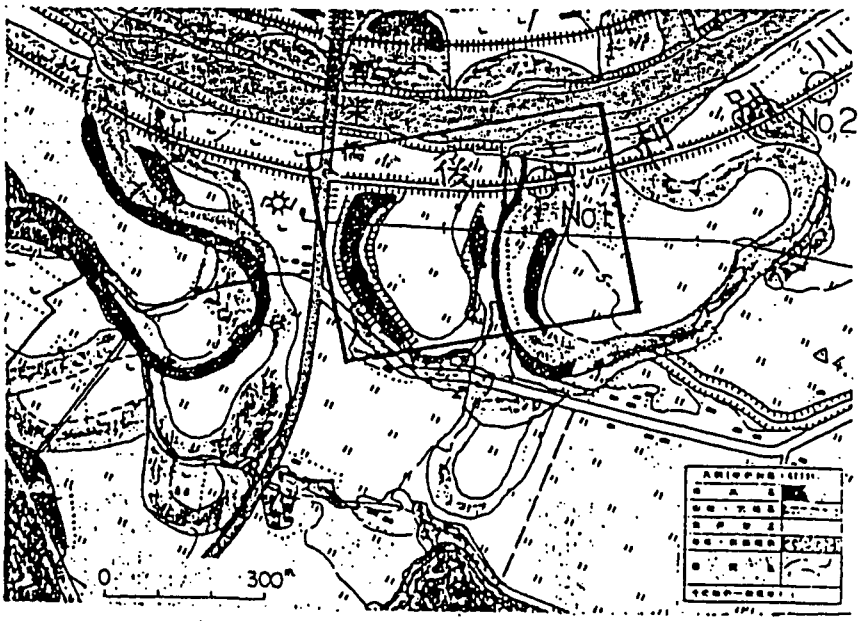


図-4.1.3 (e)　地盤および堤体被災状況（断面 No.5）

また，後志利別川周辺では地震後の地盤の永久変形量が，航空写真測量により測定されている[11]。真栄橋上流側の断面 No.1 付近の永久変位測定結果および微地形を図-4.1.4に示す。図に示すように，No.1 付近は旧三日月湖に位置し，メートルオーダーでの水平変位が発生していることが分かる。No.1 での大きな被災量は，このような微地形に依存した広範囲な地盤の側方流動の影響を受けていることも考えられる。



(a)　地盤変状図



(b)　微地形図（□は(a)の範囲）

図-4.1.4　永久変位測定結果および微地形[9]

４．１．２　解析ケース

解析は５つの地点を対象として，表-4.1.2に示す解析ケースについて実施した。これらの解析ケースは，以下の事項に関してパラメトリックに検討したものである。

①中間土（４．１．４参照）のモデル化

解析対象５断面のうち、No.3 を除く４つの断面では、細粒分を比較的多く含む砂質土あるいはシルトといった、いわゆる中間土の地層が存在する。本解析手法には砂と粘土の弾塑性モデルが組み込まれているが，中間土に対しては，どちらのモデルが適当であるかは明らかでない。また、これらの断面の中間土層から採取した試料に対して行われた繰返し三軸試験の数は少なく、どちらのモデルが適当であるかを検証するために十分なデータがあるとは言い難い。そこで，ここでは中間土に対して，以下の２タイプのモデル化を行い、適用するモデルの影響を調べた。

・砂の弾塑性モデルを用いて，動的強度を対象にパラメータを設定。
（ケース 4-1-1，4-1-3，4-1-5，4-1-7）
・粘土の弾塑性モデルを用いて，動的強度を対象にパラメータを設定。
（ケース 4-1-2，4-1-4，4-1-6，4-1-8）

ここで、“動的強度を対象にパラメータを設定”というのは、両ひずみ振幅DA=5%を基準とした繰返しせん断応力比と回数の関係が要素試験から得られたものと合うように弾塑性モデルのパラメータを設定したことを意味する。

②粘性土の（４．１．４参照）のモデル化

粘性土に対して，本来は粘土の弾塑性モデルを適用することが適切と思われるが，粘塑性パラメータを適切に設定できる土質試験データは十分ではない。そこで，ここでは粘性土に対して，以下の４タイプのモデル化を行った。

・粘土の弾塑性モデルを用いて，動的強度を対象にパラメータを設定。
（ケース 4-1-1，4-1-2）
・粘土の弾塑性モデルを用いて，動的変形特性を対象にパラメータを設定。
（ケース 4-1-3，4-1-4）
・砂の弾塑性モデルを用いて，動的変形特性を対象にパラメータを設定。せん断弾性係数を初期せん断剛性と等しく設定。（ケース 4-1-5，4-1-6）
・砂の弾塑性モデルを用いて，動的変形特性を対象にパラメータを設定。弾塑性せん断係数を初期せん断剛性と等しく設定。（ケース 4-1-7，4-1-8）

ここで、“動的変形特性を対象にパラメータを設定”というのは、動的変形試験から得られた G～γ関係とｈ～γ関係と合うように弾塑性モデルのパラメータを設定したことを意味する。

③断面 No.3,4 の基盤層の深度

No.1～No.5 断面では，Ac2 層を基盤層としているが，No.3，４断面では他の断面と異なり，Ac2 層の下に第二 Ac2 層が存在しており，一次元等価線形解析（SHAKE）を行った結果（「堤防の地震時安定計算業務」平成７年２月，建設省土木研究所）によると第二Ac2層で最大加速度が減衰していることがわかった。他の断面では最大加速度が減衰する Ac2 層下面を解析上の基盤面としていることから，他の断面との整合性を考慮すると，No.3，４でも第二 Ac2 層下面を解析基盤面とすることが望ましいと思われる。そこで No.3、4 の断面については、第二 Ac2 層下面を基盤面とした計算も行った。　ここでは，中間土および粘土の物性をパラメトリックに変えた８ケースのうち両極端なケースとして，ケース 4-1-4-3,4 および 4-1-7-3,4 を対象として，No.3，No.4 の基盤層を変更した。

表-4.1.2　解析ケース

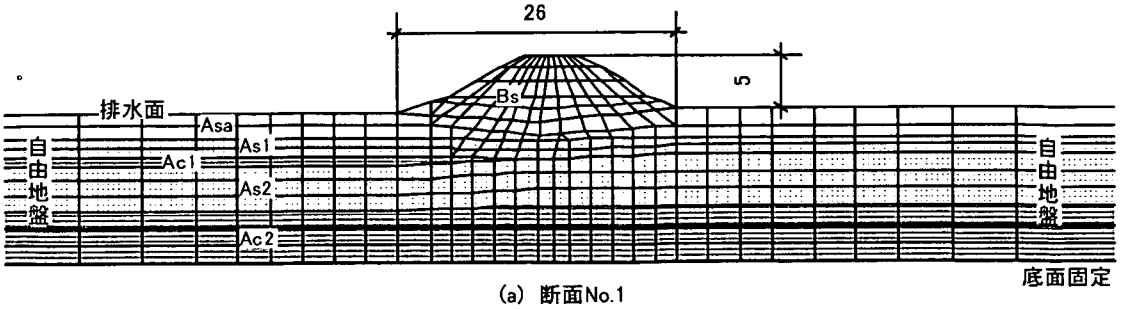
ケース名	断No.	中間土 Aca, Asa, Asc	粘性土 Ap, Ac1, Ac2	備考
4-1-1-1	1	砂（動的強度）	粘土（動的強度）	
4-1-1-2	2			
4-1-1-3	3			
4-1-1-4	4			
4-1-1-5	5			
4-1-2-1	1	粘土（動的強度）	粘土（動的強度）	
4-1-2-2	2			
4-1-2-3	3			
4-1-2-4	4			
4-1-2-5	5			
4-1-3-1	1	砂（動的強度）	粘土（動的変形）	
4-1-3-2	2			
4-1-3-3	3			
4-1-3-4	4			
4-1-3-5	5			
4-1-4-1	1	粘土（動的強度）	粘土（動的変形）	
4-1-4-2	2			
4-1-4-3	3			
4-1-4-4	4			
4-1-4-5	5			
4-1-5-1	1	砂（動的強度）	砂（動的変形１）	
4-1-5-2	2			
4-1-5-3	3			
4-1-5-4	4			
4-1-5-5	5			
4-1-6-1	1	粘土（動的強度）	砂（動的変形１）	
4-1-6-2	2			
4-1-6-3	3			
4-1-6-4	4			
4-1-6-5	5			
4-1-7-1	1	砂（動的強度）	砂（動的変形２）	
4-1-7-2	2			
4-1-7-3	3			
4-1-7-4	4			
4-1-7-5	5			
4-1-8-1	1	粘土（動的強度）	砂（動的変形２）	
4-1-8-2	2			
4-1-8-3	3			
4-1-8-4	4			
4-1-8-5	5			
4-1-4'-3	3	粘土（動的強度）	粘土（動的変形）	基盤層を第二Ac2層
4-1-4'-4	4			
4-1-7'-3	3	砂（動的強度）	砂（動的変形２）	基盤層を第二Ac2層
4-1-7'-4	4			

４．１．３　解析モデル

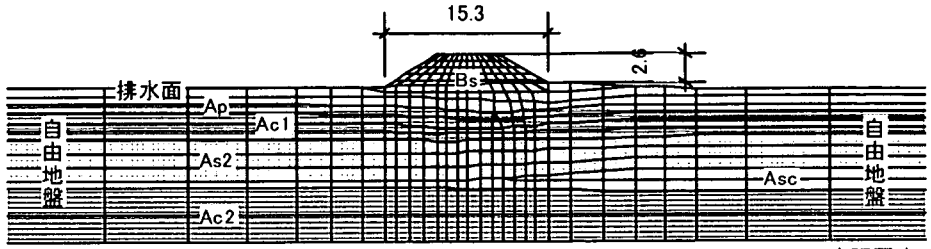
ケース 4-1-1～4-1-8 で用いた各断面に対する FEM 解析モデルを図-4.1. 5に示す。解析モデルの作成上，留意した点は以下の通りである。

・基盤面は第一 Ac2 層とし，その底面を剛基盤とした。
・側方の自由地盤部には幅広要素を付け、その両端を等変位境界とした。
・地下水位面以浅（図中の排水面）および堤体は不飽和層 Bs とした。

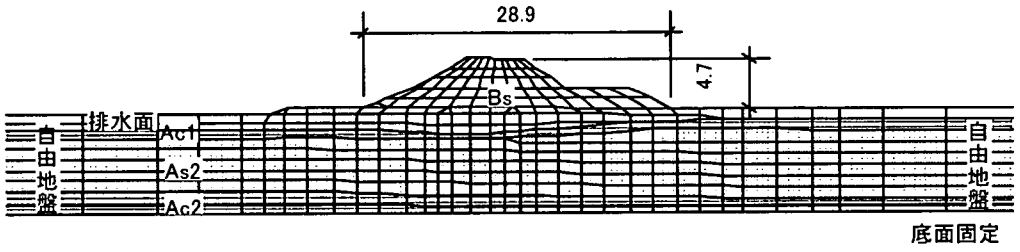
ケース 4-1-4'および 4-1-7'で用いた断面 No.3,4 に対する FEM 解析モデルを図-4.1. 6に示す。このモデルでは第二 Ac2 層を基盤面としており、その他の条件は上に同じである。



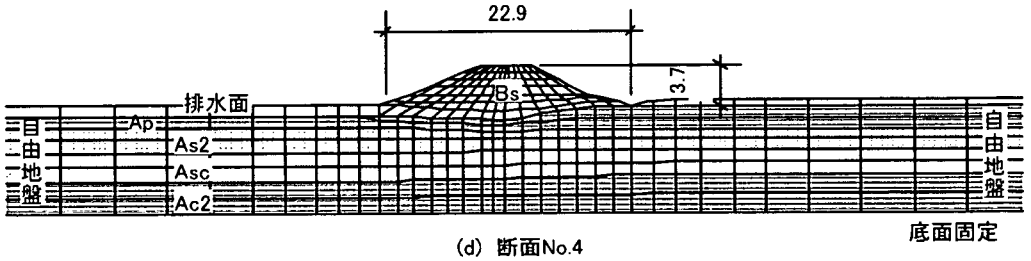
(a) 断面No.1



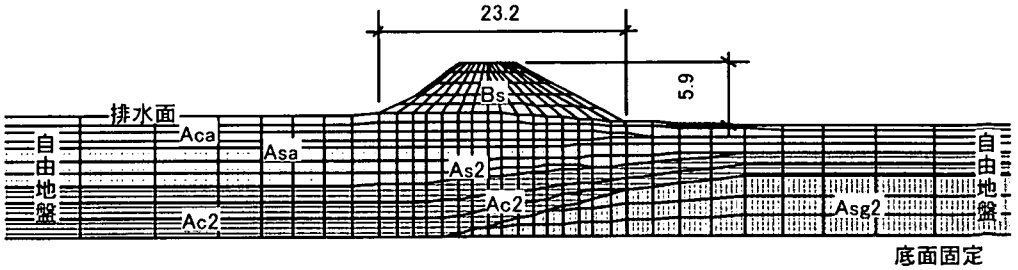
(b) 断面No.2



(c) 断面No.3



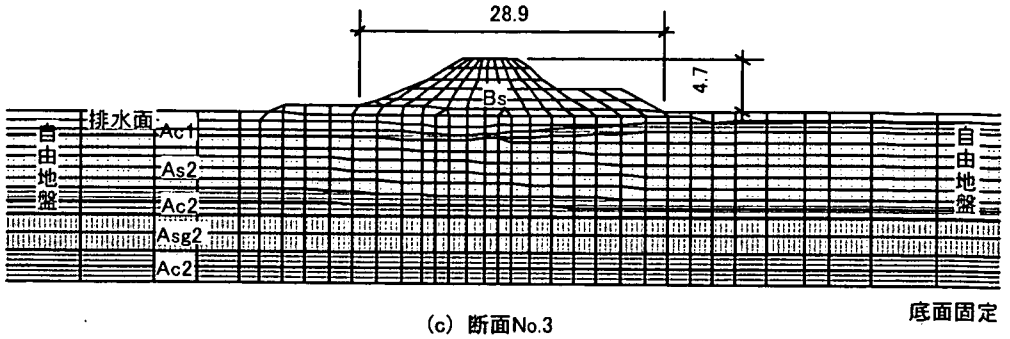
(d) 断面No.4



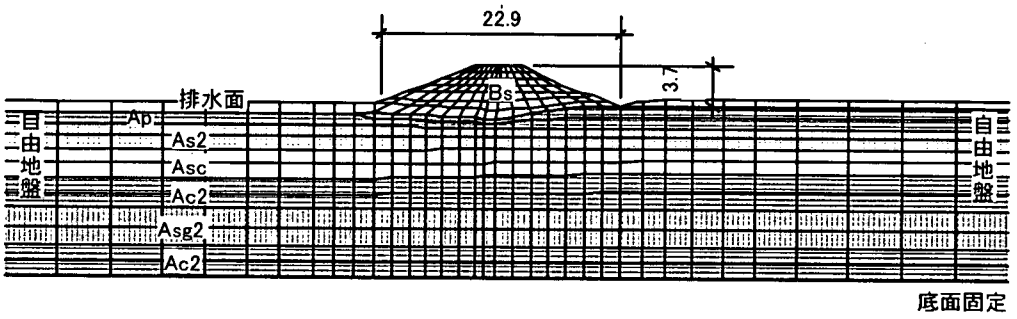
(e) 断面No.5

(単位:m)

図-4.1.5 解析モデル（その１）



(c) 断面No.3



(d) 断面No.4

図-4.1.6　解析モデル
（ケース 4-1-4', 4-1-7'で使用した下部 Ac2 層までをモデル化したもの）

４．１．４　モデルパラメータ

（１）各土層の土質定数の整理

以下の土質調査報告書より，各断面の物理定数をまとめ直した。

①　「後志利別川改修工事の内堤防耐震性調査業務　中間報告書」
　平成６年８月、北海道開発局函館開発建設部
　　：土層断面，ボーリングデータ

②　「後志利別川改修工事の内堤防耐震性調査業務　報告書」
　平成６年１０月、北海道開発局函館開発建設部
　　：不攪乱サンプリング，物理試験

③　「不攪乱試料の室内力学試験　報告書」
　平成７年２月、建設省土木研究所　：力学試験

各断面について既存の地盤調査結果及び土質試験結果から得られた物理定数をまとめて表-4.1. 3に示す。表は(a)堤内側のボーリングデータによるもの，(b)堤外側のボーリングデータによるもの，(c)不攪乱試料によるもの，(d)これらをまとめたものを示している。なお，表中での空欄は調査データがないことを示している。

まとめた物理定数より，各断面の土層をまとめると大きく分けて，以下の３つに分類される。

①　盛土層（Bs）：地下水位以浅
②　砂質土層（As1，As2）：概ね Fc<50%
③　中間土層（Aca，Asa，Asc）：概ね Fc>50%
④　粘性土層（Ap，Ac1，Ac2）：Fc≒100%

以下のパラメータ設定では，上記の４つの土層について，パラメータ設定の考え方を統一して行った。

表-4.1.3　物理定数一覧

(a)　堤内側のボーリングデータ

	No.	土層名	種別	参照 Bor. No.	平均 N値	D50 (mm)	D20 (mm)	Uc	Fc (%)	Wn (%)
No. 1	6	Bs	S							
	5	Aca	C	No. 1-1	1					
	4	As1	S		7					
	3	Ac1	C		2					
	2	As2	S		5					
	1	Ac2	C		0					
No. 2	6	Bs	S	No. 2-3	2	0.010	0.001	-	85.4	71.5
	5	Ap	C	No. 2-1	1	-	-	-	99.0	418.2
	4	Ac1	C		1	0.004	0.001	-	98.0	114.0
	3	As2	S		4	0.115	0.027	23.3	39.8	57.8
	2	Asc	S		1	0.040	0.006	23.0	66.0	51.1
	1	Ac2	C		0	0.009	0.001	-	95.6	92.3
No. 3	4	Bs	S	既存L15	2	0.173		76.3	59.7	48.7
	3	Ac1	C		-	-	-	-	-	-
	2	As2	S		4	0.598		21.4	13.8	22.1
	1	Ac2	C		5	0.062		16.9	55.7	63.9
No. 4	5	Bs	S	No. 4-3	6	0.297	0.019	171.5	52.8	41.1
	4	Ap	C	No. 4-1	2	0.025	0.002	-	71.5	136.8
	3	As2	S		5	0.179	0.045	39.0	33.0	43.6
	2	Asc	S		2	0.048	0.008	23.7	66.3	58.4
	1	Ac2	C		0	0.006	0.001	-	81.3	72.0
No. 5	6	Bs	S	既存L21	3	0.510		33.2	21.7	16.8
	5	Aca	C		2	0.024		26.7	89.4	59.0
	4	Asa	C		3	0.071		20.9	51.5	48.4
	3	As2	S		6	0.463		5.1	7.8	22.3
	2	Ac2	C		1	0.052		19.2	71.4	53.9
	1	Ag	S		12	0.403		41.9	19.5	25.4

(b)　堤外側のボーリングデータ

	No.	土層名	種別	参照 Bor. No.	平均 N値	D50 (mm)	D20 (mm)	Uc	Fc (%)	Wn (%)
No. 1	6	Bs	S	既存B No.	3	0.049		10.9	69.7	
	5	Aca	C		0	0.016		21.7	82.1	
	4	As1	S		5	0.270		10.4	14.4	
	3	Ac1	C		-	-	-	-	-	-
	2	As2	S		5	0.147		25.0	32.8	
	1	Ac2	C		0	0.008		8.4	89.9	
No. 2	6	Bs	S							
	5	Ap	C	No. 2-2	1					
	4	Ac1	C		1					
	3	As2	S		4					
	2	Asc	S		1					
	1	Ac2	C		0					
No. 3	4	Bs	S							
	3	Ac1	C	No. 3-1	1					
	2	As2	S		4					
	1	Ac2	C		2					
No. 4	5	Bs	S							
	4	Ap	C	No. 4-2	1					
	3	As2	S		3					
	2	Asc	S		2					
	1	Ac2	C		0					
No. 5	6	Bs	S							
	5	Aca	C	No. 5-1	2					
	4	Asa	C		3					
	3	As2	S		6					
	2	Ac2	C		2					
	1	Ag	S		25					

表-4.1.3　物理定数一覧

（c）　不撹乱試料のデータ

	No.	土層名	種別	参照 Sample No.	平均 N値	D50 (mm)	D20 (mm)	Uc	Fc (%)	Wn
No. 1	6	Bs	S							
	5	Aca	C	S1-T-1						76.4
	4	As1	S	S1-T-2		0.370	0.200	3.5	10.0	23.5
	3	Ac1	C							
	2	As2	S	S1-T-3, 4, 5, 6		0.625	0.258	6.7	8.7	29.3
	1	Ac2	C	S1-T-7, 8, 9, 10						97.1
No. 2	6	Bs	S							
	5	Ap	C	S2-T-1						385.8
	4	Ac1	C	S2-T-2						202.8
	3	As2	S	S2-T-3, 4, 5		0.200	0.110	2.8	14.2	46.2
	2	Asc	S							
	1	Ac2	C	S2-T-7						93.5
No. 3	4	Bs	S							
	3	Ac1	C	S3-T-1						72.4
	2	As2	S	S3-T-2, 3, 4		0.148	-	-	32.8	45.6
	1	Ac2	C	S3-T-5						59.2
No. 4	5	Bs	S							
	4	Ap	C							
	3	As2	S	S4-T-1, 2		0.188	0.135	-	23.3	40.8
	2	Asc	S	S4-T-4, 5, 6		0.126	-	-	37.8	48.6
	1	Ac2	C	S4-T-7, 8						74.4
No. 5	6	Bs	S							
	5	Aca	C	S5-T-2						59.4
	4	Asa	C							
	3	As2	S	S5-T-4		0.383	0.190	2.8	5.3	36.5
	2	Ac2	C							
	1	Ag	S							

（d）　まとめ

	No.	土層名	種別	平均 N値	D50 (mm)	D20 (mm)	Uc	Fc (%)	Wn	e_0	備考
No. 1	6	Bs	S	3	0.049		10.9	69.7		0.8	
	5	Aca	C	1	0.016		21.7	82.1	76.4	2.1	
	4	As1	S	6	0.270		10.4	14.4	23.5	1.0	
	3	Ac1	C	2	-					4.6	No. 2のAc1
	2	As2	S	5	0.147		25.0	32.8	29.3	1.1	
	1	Ac2	C	0	0.008		8.4	89.9	97.1	2.6	
No. 2	6	Bs	S	2	0.010	0.001		85.4	71.5	0.8	
	5	Ap	C	1	-	-		99.0	418.2	10.4	No. 2のAc1
	4	Ac1	C	1	0.004	0.001		98.0	114.0	4.6	
	3	As2	S	4	0.115	0.027	23.2	39.8	57.8	1.3	
	2	Asc	S	1	0.040	0.006	23.0	66.0	51.1	1.4	No. 4のAsc
	1	Ac2	C	0	0.009	0.001		95.6	92.3	2.5	
No. 3	4	Bs	S	2	0.173		76.3	59.7	48.7	0.8	
	3	Ac1	C	1	-				72.4	2.0	
	2	As2	S	4	0.598		21.4	13.8	22.1	1.3	
	1	Ac2	C	3	0.062		16.9	55.7	63.9	1.6	
No. 4	5	Bs	S	6	0.297	0.019	171.5	52.8	41.1	0.8	
	4	Ap	C	2	0.025	0.002		71.5	136.8	10.4	No. 2のAp
	3	As2	S	4	0.179	0.045	39.0	33.0	43.6	1.3	
	2	Asc	S	2	0.048	0.008	23.7	66.3	58.4	1.4	
	1	Ac2	C	0	0.006	0.001		81.3	72.0	2.0	
No. 5	6	Bs	S	3	0.510		33.2	21.7	16.8	0.8	
	5	Aca	C	2	0.024		26.7	89.4	59.0	1.6	
	4	Asa	C	3	0.071		20.9	51.5	48.4	1.6	No. 4のAca
	3	As2	S	6	0.463		5.1	7.8	22.3	1.1	
	2	Ac2	C	1	0.052		19.2	71.4	53.9	1.5	No. 6のAc2
	1	Ag	S	19	0.403		41.9	19.5	25.4	0.8	

各土層に対する力学試験結果をまとめた結果を表-4.1.4に示す。各土層での力学試験の実施状況は以下の通りである。なお，表中での空欄は調査データがないことを示している。

・CU 試験はほぼ全土層に対して実施されている。
・動的変形試験は粘性土層のみに対して実施されている。
・液状化試験は砂質土，中間土層に対して実施されている。一部粘土層にも実施されている。

力学定数をまとめた結果，明らかになったことは以下の通りである。

・砂質土層の液状化強度は概ね 0.2 前後であるが，この液状化強度と被害の大小との間には明確な関係はみられない。
・中間土の液状化強度は概ね 0.3 程度であり，砂質土層よりも大きい。

なお、上記の試験に用いた砂質土資料ははトリプルチューブサンプリングによって行ったが、このサンプリング方法によって得られた試料は乱れの影響が大きい。またサンプリングは地震後に行ったため、地震前の密度や粒子構造が変化している可能性がある。これらの試験結果を用いた解析結果の評価の際には留意すべきであり、これらの影響を定量的に評価できないことが本章で行うような事例解析の限界の一つとなっているものと考えられる。

表-4.1.4　力学定数

	No.	土層名	種別	一軸圧縮試験	CU試験	動的変形試験			液状化試験	備考
				qu (kN/m^2)	ϕ'	G0 (MN/m^2)	γ ref	hmax	R_{L20}	
No. 1	6	Bs	S							
	5	Aca	C		44.53				0.322	
	4	As1	S		39.03				0.230	
	3	Ac1	C							
	2	As2	S		39.40				0.137	
	1	Ac2	C		28.19	9.7	3.0E-03	8.6	0.325	
No. 2	6	Bs	S							
	5	Ap	C	52.7		2.8	1.3E-03	10.0		
	4	Ac1	C		54.62	4.1	1.0E-03	11.0		
	3	As2	S		38.90				0.211	
	2	Asc	C							
	1	Ac2	C		41.32					
No. 3	4	Bs	S							
	3	Ac1	C		47.88					
	2	As2	S		38.91				0.190	
	1	Ac2	C		35.25					
No. 4	5	Bs	S							
	4	Ap	C							
	3	As2	S		38.87				0.295	
	2	Asc	C		41.30				0.284	
	1	Ac2	C							
No. 5	6	Bs	S							
	5	Aca	C							
	4	Asa	C		36.36					
	3	As2	S		38.92				0.200	
	2	Ac2	C							
	1	Asg2	S							

（2）パラメータ設定の考え方

各土層に対して，物理試験，力学試験より直接設定できるパラメータを設定した後，要素シミュレーションにより，残りのパラメータを設定した。その際，各土層に対して，以下のような考えでパラメータを設定した。

① 盛土層

盛土層については，砂の弾塑性モデルを用いた。力学試験は実施されていないので，「堤防の地震時変形量に関する数値計算業務報告書」（平成７年１月建設省土木研究所）での力学定数を参考にした。その際，不飽和であることから変相線到達後も剛性低下を生じないモデルとした。

② 砂質土層

砂質土については，砂の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，液状化強度を目標としてパラメータを設定した。

③ 中間土層

中間土については，砂質土よりも膨潤指数を大きくして，小さな塑性剛性でもダイレタンシーが過大にならないようにした。これは，中間土の液状化強度は0.3程度で大きく，通常の砂のパラメータを適用すると，硬化パラメータが大きくなってしまう。しかし，中間土ではせん断弾性係数は砂質土層より小さく，大きな硬化パラメータにより，剛性が大きくなってしまうのは不自然と考えたためである。

本解析手法には砂と粘土の弾塑性モデルが組み込んであるが，細粒分を比較的多く含んだ中間土に対して，どちらのモデルが適当であるかは不明である。そこで，ここでは中間土に対して，以下の２タイプのモデル化を行った。

・砂の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，動的強度を対象にパラメータを設定。（ケース 4-1-1，4-1-3，4-1-5，4-1-7）
・粘土の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，動的強度を対象にパラメータを設定。（ケース 4-1-2，4-1-4，4-1-6，4-1-8）

④ 粘性土層

粘性土に対して，本来は粘土の弾塑性モデルを適用することが適切と思われるが，本モデルの粘塑性パラメータを適切に設定できる土質試験データは十分ではない。そこで，ここでは粘性土に対して，以下の４タイプのモデル化を行った。

・粘土の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，動的強度を対象にパラメータを設定。（ケース 4-1-1，4-1-2）
・粘土の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，動的変形特性を対象にパラメータを設定。（ケース 4-1-3，4-1-4）
・砂の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，動的変形特性を対象にパラメータを設定。せん断弾性係数を初期せん断剛性と等しく設定。（ケース 4-1-5，4-1-6）
・砂の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，動的変形特性を対象にパラメータを設定。弾塑性せん断係数を初期せん断剛性と等しく設定。（ケース 4-1-7，4-1-8）

以下に，各パラメータに対する設定方法を示す。

1）密度，初期間隙比

基礎地盤の密度および間隙比は，不攪乱試料を用いた室内試験から設定した。また，堤体の密度については，現場密度試験結果より設定した。

2）圧縮指数，膨潤指数，過圧密比

圧縮指数，膨潤指数および過圧密比は，圧密試験から決定される定数であるが，圧密試験は実施されていない。そこで各土質に対して標準的な値を用いた。膨潤指数は砂質土，中間土および粘性土に対してそれぞれ 0.0025，0.05，0.05 とし，圧縮指数は膨潤指数の 10 倍とした。過圧密比は全ての土層に対して，1.0 とした。

3）破壊応力比，変相応力比

破壊応力比は砂質土，中間土および粘性土とも圧密非排水三軸試験結果より得られた内部摩擦角より（式 3.3.18）を用いて設定した。砂質土の変相角は 30 度として，（式 3.3.19）を用いて設定した。粘性土の変相角は破壊角と同じにした。中間土の変相応力比は砂質土と粘性土の中間程度の値（破壊応力比の 0.9 倍）とした。

4）初期せん断弾性係数

PS 検層の結果得られているせん断波速度と密度から算定した。ただし，ケース 4-17，4-1-8 では弾塑性せん断係数がこの初期せん断弾性係数と一致するようにした。

5）硬化関数のパラメータ

弾塑性モデルの硬化関数は，初期勾配を決めるパラメータと破壊応力比により形状を決定する。いずれの土質についても，硬化関数のパラメータは要素シミュレーションより設定した。

砂質土については，その他のパラメータ（ダイレタンシー係数パラメータおよび基準ひずみパラメータ）に標準的な値を用いて，所定の液状化強度を満足するように要素試験のシミュレーションから設定した。中間土についても，所定の液状化強度を満足するように要素試験のシミュレーションから設定した。粘性土については，その他のパラメータ（粘塑性パラメータ）に標準的な値を用いて，所定の動的強度あるいは動的変形特性を満足するように要素試験のシミュレーションから設定した。

6）その他のパラメータ

砂質土，中間土のダイレタンシー係数パラメータおよび基準ひずみパラメータは，所定の液状化強度を満足するように要素試験のシミュレーションから設定した。この設定は，前述の硬化関数のパラメータを設定した後，モデルの液状化強度曲線の勾配や変相線到達後のひずみの発生傾向を調整することにより行った。

粘性土の粘塑性パラメータは，一般にひずみ速度を変えた圧密非排水せん断試験から設定できる。しかしながら，このような試験は実施されていないため，ここでは粘土の標準的なパラメータ値を設定し，載荷速度を考慮して動的強度あるいは動的変形試験の要素シミュレーションを実施し，パラメータの妥当性を確認した。

（3）設定したパラメータと要素シミュレーション結果

各解析ケースの各断面に対して設定したパラメータ一覧を表-4.1.5に示す。なお，例えば断面 No.1 の Ac1 層のように土質試験データの存在しない土層については近傍の断面でのデータを準用した。各土層に対して，援用した土層があるものについては備考に示している。

砂質土層および中間土について，設定したパラメータによる砂の弾塑性モデルおよび室内試験から得られた液状化強度を各断面について図-4.1.7に示す。砂質土のパラメータは，全ケース共通であり，中間土については，ケース 4-1-1，4-1-3，4-1-5，4-1-7 で使用するものである。また，中間土および粘性土層について，設定したパラメータによる粘土の弾塑性モデルおよび室内試験から得られた動的強度を各断面について図-4.1.8に示す。中間土についてはケース 4-1-2，4-1-4，4-1-6，4-1-8 で使用するものであり，粘性土については，ケース 4-1-1，4-1-2 で使用するものである。

要素シミュレーション結果の一例として，断面 No.5 の As2 層の結果を示す。繰返し応力比 0.219 に対する応力～ひずみ関係および有効応力経路を，室内試験と要素シミュレーションのそれぞれについて図-4.1.9に示す。

No.1 断面の Ac2 層について，ケース 4-1-3～4-1-8 で用いているパラメータによる粘土および砂の弾粘塑性モデルおよび室内試験から得られた動的変形特性を図-4.1.10に示す。図において，せん断ひずみが 2.0×10^{-3} に達する前に減衰定数が減少に転じている。これは，繰返し載荷中に大きなひずみが発生し，履歴ループがひずみの発生した方向にスライドしてしまったためである。

表-4.1.5(a)　設定したモデルパラメータ（ケース 4-1-1）

	No. 1	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	R_{L20}	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	S	15.2	120	22320	2.1	0.5000	0.0500	1.0	1.49	1.36	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	
	4	As1	S	16.2	150	37125	1.0	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	5.0	2.0E-06	0.230	
	3	Ac1	C	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	250	106250	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.31	0.98	1000	0.005	0.005	1.0	2.0	2.0E-06	0.137	
	1	Ac2	C	14.2	150	32625	2.6	0.5000	0.0500	1.0	0.92	0.83	20	18.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 2	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Ap	C	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAc1
	4	Ac1	C	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.211	
	2	Asc	S	16.2	150	37125	1.4	0.0500	0.0500	1.0	1.38	1.26	600	0.200	0.200	1.0	4.0	5.0E-08	0.284	No. 4のAsc
	1	Ac2	C	14.2	150	32625	2.5	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.26	20	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 3	4	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	3	Ac1	C	14.7	120	21600	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.61	1.46	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		
	2	As2	S	17.2	250	109375	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4000	0.002	0.020	1.0	2.0	2.0E-06	0.190	
	1	Ac2	C	16.2	150	37125	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.17	1.06	20	18.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 4	5	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	4	Ap	C	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAp
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0500	0.0050	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.295	
	2	Asc	S	16.2	150	37125	1.4	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.26	600	0.200	0.200	1.0	4.0	5.0E-08	0.284	
	1	Ac2	C	15.2	150	34875	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.08	0.99	20	18.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 5	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	S	15.7	120	23040	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	
	4	Asa	S	17.6	120	25920	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	No. 4のAca
	3	As2	S	17.6	250	112500	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.010	1.0	2.0	2.0E-06	0.200	
	2	Ac2	C	16.2	150	37125	1.5	0.5000	0.0500	1.0	1.35	1.23	20	18.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	No. 6のAc2
	1	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.91	10000	1000	1000	0	0	2.0E-06		

表-4.1.5(b)　設定したモデルパラメータ（ケース 4-1-2）

	No. 1	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	R_{L20}	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	C	15.2	120	22320	2.1	0.5000	0.0500	1.0	1.49	1.36	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	
	4	As1	S	16.2	150	37125	1.0	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	5.0	2.0E-06	0.230	
	3	Ac1	C	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	250	106250	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.31	0.98	1000	0.005	0.005	1.0	2.0	2.0E-06	0.137	
	1	Ac2	C	14.2	150	32625	2.6	0.5000	0.0500	1.0	0.92	0.83	20	18.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 2	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Ap	C	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAc1
	4	Ac1	C	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.211	
	2	Asc	C	16.2	150	37125	1.4	0.0500	0.0500	1.0	1.38	1.26	10	20.0	3.0E-07	7.5E-08		5.0E-08	0.284	No. 4のAsc
	1	Ac2	C	14.2	150	32625	2.5	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.26	20	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 3	4	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	3	Ac1	C	14.7	120	21600	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.61	1.46	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		
	2	As2	S	17.2	250	109375	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4000	0.002	0.020	1.0	2.0	2.0E-06	0.190	
	1	Ac2	C	16.2	150	37125	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.17	1.06	20	18.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 4	5	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	4	Ap	C	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAp
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0500	0.0050	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.295	
	2	Asc	C	16.2	150	37125	1.4	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.26	10	20.0	3.0E-07	7.5E-08		5.0E-08	0.284	
	1	Ac2	C	15.2	150	34875	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.08	0.99	20	18.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 5	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	C	15.7	120	23040	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	
	4	Asa	C	17.6	120	25920	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	No. 4のAca
	3	As2	S	17.6	250	112500	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.010	1.0	2.0	2.0E-06	0.200	
	2	Ac2	C	16.2	150	37125	1.5	0.5000	0.0500	1.0	1.35	1.23	20	18.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	No. 6のAc2
	1	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.91	10000	1000	1000	0	0	2.0E-06		

表-4.1.5(c)　設定したモデルパラメータ（ケース 4-1-3）

	No. 1	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	R_{L20}	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	S	15.2	120	22320	2.1	0.5000	0.0500	1.0	1.49	1.36	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	
	4	As1	S	16.2	150	37125	1.0	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	5.0	2.0E-06	0.230	
	3	Ac1	C	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	250	106250	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.31	0.98	1000	0.005	0.005	1.0	2.0	2.0E-06	0.137	
	1	Ac2	C	14.2	150	32625	2.6	0.5000	0.0500	1.0	0.92	0.92	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 2	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Ap	C	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAc1
	4	Ac1	C	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.211	
	2	Asc	S	16.2	150	37125	1.4	0.0500	0.0500	1.0	1.38	1.26	600	0.200	0.200	1.0	4.0	5.0E-08	0.284	No. 4のAsc
	1	Ac2	C	14.2	150	32625	2.5	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.38	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 3	4	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	3	Ac1	C	14.7	120	21600	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.61	1.46	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		
	2	As2	S	17.2	250	109375	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4000	0.002	0.020	1.0	2.0	2.0E-06	0.190	
	1	Ac2	C	16.2	150	37125	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.17	1.17	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 4	5	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	4	Ap	C	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAp
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0500	0.0050	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.295	
	2	Asc	S	16.2	150	37125	1.4	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.26	600	0.200	0.200	1.0	4.0	5.0E-08	0.284	
	1	Ac2	C	15.2	150	34875	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.08	1.08	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 5	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	S	15.7	120	23040	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	
	4	Asa	S	17.6	120	25920	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	No. 4のAca
	3	As2	S	17.6	250	112500	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.010	1.0	2.0	2.0E-06	0.200	
	2	Ac2	C	16.2	150	37125	1.5	0.5000	0.0500	1.0	1.35	1.35	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	No. 6のAc2
	1	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.91	10000	1000	1000	0	0	2.0E-06		

表-4.1.5(d)　設定したモデルパラメータ（ケース 4-1-4）

	No. 1	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	R_{L20}	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	C	15.2	120	22320	2.1	0.5000	0.0500	1.0	1.49	1.36	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	
	4	As1	S	16.2	150	37125	1.0	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	5.0	2.0E-06	0.230	
	3	Ac1	C	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	250	106250	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.31	0.98	1000	0.005	0.005	1.0	2.0	2.0E-06	0.137	
	1	Ac2	C	14.2	150	32625	2.6	0.5000	0.0500	1.0	0.92	0.92	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 2	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Ap	C	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAc1
	4	Ac1	C	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.211	
	2	Asc	C	16.2	150	37125	1.4	0.0500	0.0500	1.0	1.38	1.26	10	20.0	3.0E-07	7.5E-08		5.0E-08	0.284	No. 4のAsc
	1	Ac2	C	14.2	150	32625	2.5	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.38	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 3	4	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	3	Ac1	C	14.7	120	21600	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.61	1.46	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		
	2	As2	S	17.2	250	109375	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4000	0.002	0.020	1.0	2.0	2.0E-06	0.190	
	1	Ac2	C	16.2	150	37125	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.17	1.17	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 4	5	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	4	Ap	C	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAp
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0500	0.0050	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.295	
	2	Asc	C	16.2	150	37125	1.4	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.26	10	20.0	3.0E-07	7.5E-08		5.0E-08	0.284	
	1	Ac2	C	15.2	150	34875	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.08	1.08	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 5	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	C	15.7	120	23040	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	
	4	Asa	C	17.6	120	25920	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	No. 4のAca
	3	As2	S	17.6	250	112500	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.010	1.0	2.0	2.0E-06	0.200	
	2	Ac2	C	16.2	150	37125	1.5	0.5000	0.0500	1.0	1.35	1.35	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	No. 6のAc2
	1	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.91	10000	1000	1000	0	0	2.0E-06		

表-4.1.5(e)　設定したモデルパラメータ（ケース 4-1-5）

	No.	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	R_{L20}	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	S	15.2	120	22320	2.1	0.5000	0.0500	1.0	1.49	1.36	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	
	4	As1	S	16.2	150	37125	1.0	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	5.0	2.0E-06	0.230	
	3	Ac1	S	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	1000	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	250	106250	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.31	0.98	1000	0.005	0.005	1.0	2.0	2.0E-06	0.137	
	1	Ac2	S	14.2	150	32625	2.6	0.5000	0.0500	1.0	0.92	0.92	1000	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 2	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Ap	S	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	1000	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAc1
	4	Ac1	S	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	1000	1000	1000			1.0E-08		
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.211	
	2	Asc	S	16.2	150	37125	1.4	0.0500	0.0500	1.0	1.38	1.26	600	0.200	0.200	1.0	4.0	5.0E-08	0.284	No. 4のAsc
	1	Ac2	S	14.2	150	32625	2.5	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.38	1000	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 3	4	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	3	Ac1	S	14.7	120	21600	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.61	1.61	1000	1000	1000			1.0E-08		
	2	As2	S	17.2	250	109375	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4000	0.002	0.020	1.0	2.0	2.0E-06	0.190	
	1	Ac2	S	16.2	150	37125	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.17	1.17	1000	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 4	5	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	4	Ap	S	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	1000	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAp
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0500	0.0050	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.295	
	2	Asc	S	16.2	150	37125	1.4	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.26	600	0.200	0.200	1.0	4.0	5.0E-08	0.284	
	1	Ac2	S	15.2	150	34875	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.08	1.08	1000	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 5	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	S	15.7	120	23040	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	
	4	Asa	S	17.6	120	25920	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	No. 4のAca
	3	As2	S	17.6	250	112500	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.010	1.0	2.0	2.0E-06	0.200	
	2	Ac2	S	16.2	150	37125	1.5	0.5000	0.0500	1.0	1.35	1.35	1000	1000	1000			1.0E-08	0.325	No. 6のAc2
	1	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.91	10000	1000	1000	0	0	2.0E-06		

表-4.1.5(f)　設定したモデルパラメータ（ケース 4-1-6）

	No. 1	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	R_{L20}	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	C	15.2	120	22320	2.1	0.5000	0.0500	1.0	1.49	1.36	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	
	4	As1	S	16.2	150	37125	1.0	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	5.0	2.0E-06	0.230	
	3	Ac1	S	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	1000	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	250	106250	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.31	0.98	1000	0.005	0.005	1.0	2.0	2.0E-06	0.137	
	1	Ac2	S	14.2	150	32625	2.6	0.5000	0.0500	1.0	0.92	0.92	1000	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 2	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Ap	S	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	1000	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAc1
	4	Ac1	S	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	1000	1000	1000			1.0E-08		
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.211	
	2	Asc	C	16.2	150	37125	1.4	0.0500	0.0500	1.0	1.38	1.26	10	20.0	3.0E-07	7.5E-08		5.0E-08	0.284	No. 4のAsc
	1	Ac2	S	14.2	150	32625	2.5	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.38	1000	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 3	4	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	3	Ac1	S	14.7	120	21600	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.61	1.61	1000	1000	1000			1.0E-08		
	2	As2	S	17.2	250	109375	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4000	0.002	0.020	1.0	2.0	2.0E-06	0.190	
	1	Ac2	S	16.2	150	37125	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.17	1.17	1000	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 4	5	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	4	Ap	S	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	1000	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAp
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0500	0.0050	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.295	
	2	Asc	C	16.2	150	37125	1.4	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.26	10	20.0	3.0E-07	7.5E-08		5.0E-08	0.284	
	1	Ac2	S	15.2	150	34875	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.08	1.08	1000	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 5	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	C	15.7	120	23040	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	
	4	Asa	C	17.6	120	25920	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	No. 4のAca
	3	As2	S	17.6	250	112500	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.010	1.0	2.0	2.0E-06	0.200	
	2	Ac2	S	16.2	150	37125	1.5	0.5000	0.0500	1.0	1.35	1.35	1000	1000	1000			1.0E-08	0.325	No. 6のAc2
	1	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.91	10000	1000	1000	0	0	2.0E-06		

表-4.1.5(g)　設定したモデルパラメータ（ケース 4-1-7）

	No. 1	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	R_{L20}	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	S	15.2	120	22320	2.1	0.5000	0.0500	1.0	1.49	1.36	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	
	4	As1	S	16.2	150	37125	1.0	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	5.0	2.0E-06	0.230	
	3	Ac1	S	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	2655	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	250	106250	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.31	0.98	1000	0.005	0.005	1.0	2.0	2.0E-06	0.137	
	1	Ac2	S	14.2	150	32625	2.6	0.5000	0.0500	1.0	0.92	0.92	4306	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 2	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Ap	S	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	2583	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAc1
	4	Ac1	S	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	3577	1000	1000			1.0E-08		
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.211	
	2	Asc	S	16.2	150	37125	1.4	0.0500	0.0500	1.0	1.38	1.26	600	0.200	0.200	1.0	4.0	5.0E-08	0.284	No. 4のAsc
	1	Ac2	S	14.2	150	32625	2.5	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.38	3379	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 3	4	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	3	Ac1	S	14.7	120	21600	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.61	1.61	7726	1000	1000			1.0E-08		
	2	As2	S	17.2	250	109375	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4000	0.002	0.020	1.0	2.0	2.0E-06	0.190	
	1	Ac2	S	16.2	150	37125	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.17	1.17	4577	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 4	5	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	4	Ap	S	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	5666	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAp
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0500	0.0050	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.295	
	2	Asc	S	16.2	150	37125	1.4	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.26	600	0.200	0.200	1.0	4.0	5.0E-08	0.284	
	1	Ac2	S	15.2	150	34875	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.08	1.08	6584	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 5	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	S	15.7	120	23040	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	
	4	Asa	S	17.6	120	25920	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	No. 4のAca
	3	As2	S	17.6	250	112500	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.010	1.0	2.0	2.0E-06	0.200	
	2	Ac2	S	16.2	150	37125	1.5	0.5000	0.0500	1.0	1.35	1.35	9241	1000	1000			1.0E-08	0.325	No. 6のAc2
	1	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.91	10000	1000	1000	0	0	2.0E-06		

表-4.1.5(h)　設定したモデルパラメータ（ケース 4-1-8）

	No. 1	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	R_{L20}	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	C	15.2	120	22320	2.1	0.5000	0.0500	1.0	1.49	1.36	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	
	4	As1	S	16.2	150	37125	1.0	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	5.0	2.0E-06	0.230	
	3	Ac1	S	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	2655	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	250	106250	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.31	0.98	1000	0.005	0.005	1.0	2.0	2.0E-06	0.137	
	1	Ac2	S	14.2	150	32625	2.6	0.5000	0.0500	1.0	0.92	0.92	4306	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 2	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Ap	S	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	2583	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAc1
	4	Ac1	S	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	3577	1000	1000			1.0E-08		
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.211	
	2	Asc	C	16.2	150	37125	1.4	0.0500	0.0500	1.0	1.38	1.26	10	20.0	3.0E-07	7.5E-08		5.0E-08	0.284	No. 4のAsc
	1	Ac2	S	14.2	150	32625	2.5	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.38	3379	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 3	4	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	3	Ac1	S	14.7	120	21600	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.61	1.61	7726	1000	1000			1.0E-08		
	2	As2	S	17.2	250	109375	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4000	0.002	0.020	1.0	2.0	2.0E-06	0.190	
	1	Ac2	S	16.2	150	37125	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.17	1.17	4577	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 4	5	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	4	Ap	S	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	5666	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAp
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0500	0.0050	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.295	
	2	Asc	C	16.2	150	37125	1.4	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.26	10	20.0	3.0E-07	7.5E-08		5.0E-08	0.284	
	1	Ac2	S	15.2	150	34875	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.08	1.08	6584	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 5	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	C	15.7	120	23040	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	
	4	Asa	C	17.6	120	25920	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	No. 4のAca
	3	As2	S	17.6	250	112500	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.010	1.0	2.0	2.0E-06	0.200	
	2	Ac2	S	16.2	150	37125	1.5	0.5000	0.0500	1.0	1.35	1.35	9241	1000	1000			1.0E-08	0.325	No. 6のAc2
	1	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.91	10000	1000	1000	0	0	2.0E-06		

表-4.1.5(i)　設定したモデルパラメータ（ケース 4-1-4'）

	No. 1	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	R_{L20}	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	C	15.2	120	22320	2.1	0.5000	0.0500	1.0	1.49	1.36	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	
	4	As1	S	16.2	150	37125	1.0	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	5.0	2.0E-06	0.230	
	3	Ac1	C	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	250	106250	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.31	0.98	1000	0.005	0.005	1.0	2.0	2.0E-06	0.137	
	1	Ac2	C	14.2	150	32625	2.6	0.5000	0.0500	1.0	0.92	0.92	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 2	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Ap	C	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAc1
	4	Ac1	C	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.211	
	2	Asc	C	16.2	150	37125	1.4	0.0500	0.0500	1.0	1.38	1.26	10	20.0	3.0E-07	7.5E-08		5.0E-08	0.284	No. 4のAsc
	1	Ac2	C	14.2	150	32625	2.5	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.38	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 3	4	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	3	Ac1	C	14.7	120	21600	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.61	1.46	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		
	2	As2	S	17.2	250	109375	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4090	0.002	0.020	1.0	2.0	2.0E-06	0.190	
	1	Ac2	C	16.2	150	37125	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.17	1.17	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
	5	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.98	5054	1000	1000	0	0	2.0E-06		
	6	Ac2	C	16.2	150	37125	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.17	1.17	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 4	5	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	4	Ap	C	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAp
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0500	0.0050	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.295	
	2	Asc	C	16.2	150	37125	1.4	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.26	10	20.0	3.0E-07	7.5E-08		5.0E-08	0.284	
	1	Ac2	C	15.2	150	34875	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.08	1.08	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
	6	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.98	6166	1000	1000	0	0	2.0E-06		
	7	Ac2	C	15.2	150	34875	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.08	1.08	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 5	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	C	15.7	120	23040	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	
	4	Asa	C	17.6	120	25920	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	15	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.322	No. 4のAca
	3	As2	S	17.6	250	112500	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.010	1.0	2.0	2.0E-06	0.200	
	2	Ac2	C	16.2	150	37125	1.5	0.5000	0.0500	1.0	1.35	1.35	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	No. 6のAc2
	1	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.91	10000	1000	1000	0	0	2.0E-06		

表-4.1.5(j)　設定したモデルパラメータ（ケース 4-1-7'）

	No. 1	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	R_{L20}	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	S	15.2	120	22320	2.1	0.5000	0.0500	1.0	1.49	1.36	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	
	4	As1	S	16.2	150	37125	1.0	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	5.0	2.0E-06	0.230	
	3	Ac1	S	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	2655	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	250	106250	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.31	0.98	1000	0.005	0.005	1.0	2.0	2.0E-06	0.137	
	1	Ac2	S	14.2	150	32625	2.6	0.5000	0.0500	1.0	0.92	0.92	4306	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 2	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Ap	S	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	2583	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAc1
	4	Ac1	S	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	3577	1000	1000			1.0E-08		
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.211	
	2	Asc	S	16.2	150	37125	1.4	0.0500	0.0500	1.0	1.38	1.26	600	0.200	0.200	1.0	4.0	5.0E-08	0.284	No. 4のAsc
	1	Ac2	S	14.2	150	32625	2.5	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.38	3379	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 3	4	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	3	Ac1	S	14.7	120	21600	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.61	1.61	7726	1000	1000			1.0E-08		
	2	As2	S	17.2	250	109375	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4000	0.002	0.020	1.0	2.0	2.0E-06	0.190	
	1	Ac2	S	16.2	150	37125	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.17	1.17	4577	1000	1000			1.0E-08	0.325	
	5	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.98	5054	1000	1000	0	0	2.0E-06		
	6	Ac2	S	16.2	150	37125	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.17	1.17	2881	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 4	5	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	4	Ap	S	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.83	5666	1000	1000			1.0E-08		No. 2のAp
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0500	0.0050	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.295	
	2	Asc	S	16.2	150	37125	1.4	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.26	600	0.200	0.200	1.0	4.0	5.0E-08	0.284	
	1	Ac2	S	15.2	150	34875	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.08	1.08	6584	1000	1000			1.0E-08	0.325	
	6	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.98	6166	1000	1000	0	0	2.0E-06		
	7	Ac2	S	15.2	150	34875	2.0	0.5000	0.0500	1.0	1.08	1.08	3457	1000	1000			1.0E-08	0.325	
No. 5	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	S	15.7	120	23040	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	
	4	Asa	S	17.6	120	25920	1.6	0.5000	0.0500	1.0	1.21	1.10	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	No. 4のAca
	3	As2	S	17.6	250	112500	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.010	1.0	2.0	2.0E-06	0.200	
	2	Ac2	S	16.2	150	37125	1.5	0.5000	0.0500	1.0	1.35	1.35	9241	1000	1000			1.0E-08	0.325	No. 6のAc2
	1	Asg2	S	18.1	250	115625	0.8	0.0250	0.0025	1.0	1.41	0.91	10000	1000	1000	0	0	2.0E-06		

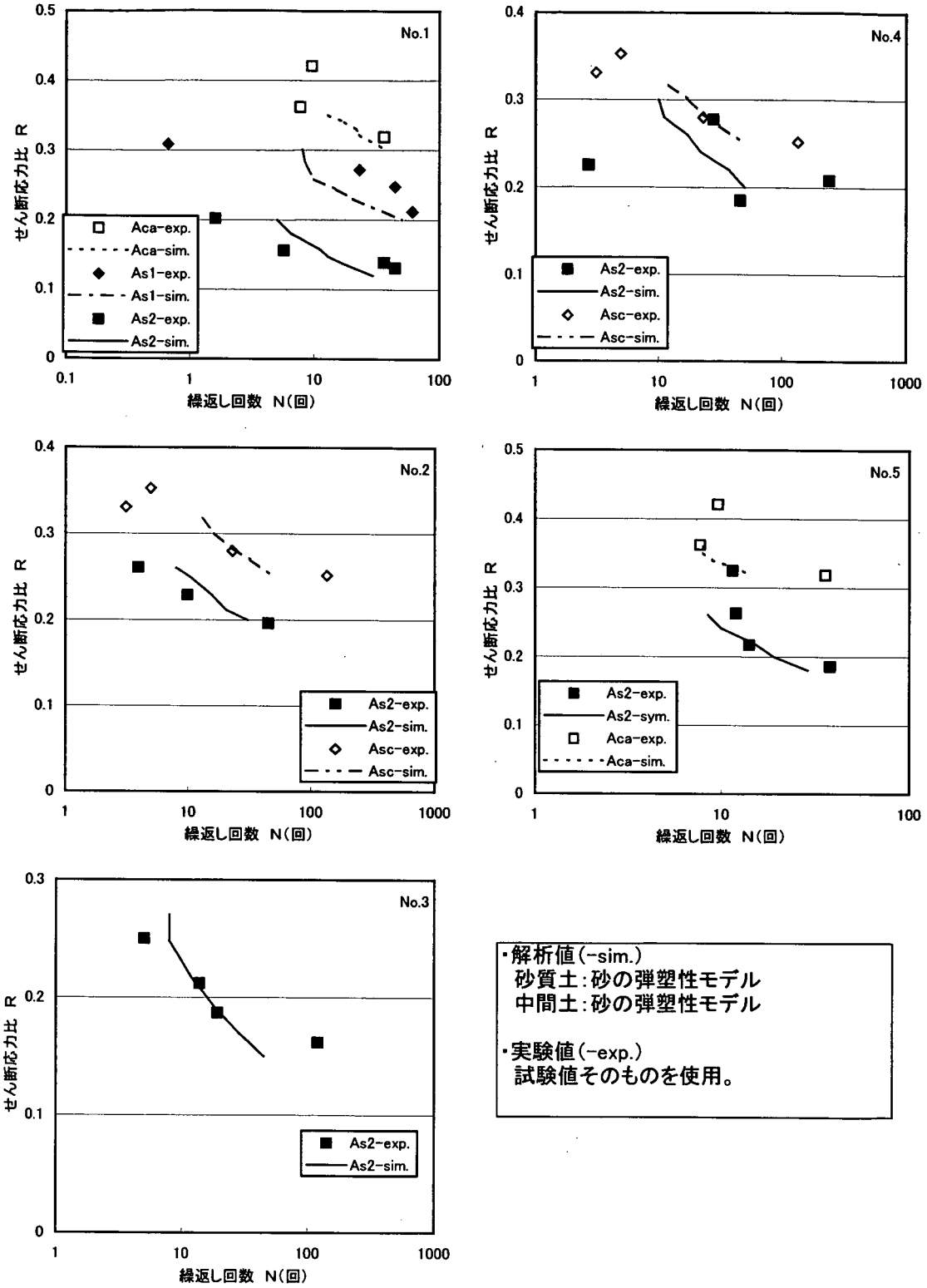


図-4.1.7　液状化強度（その１）

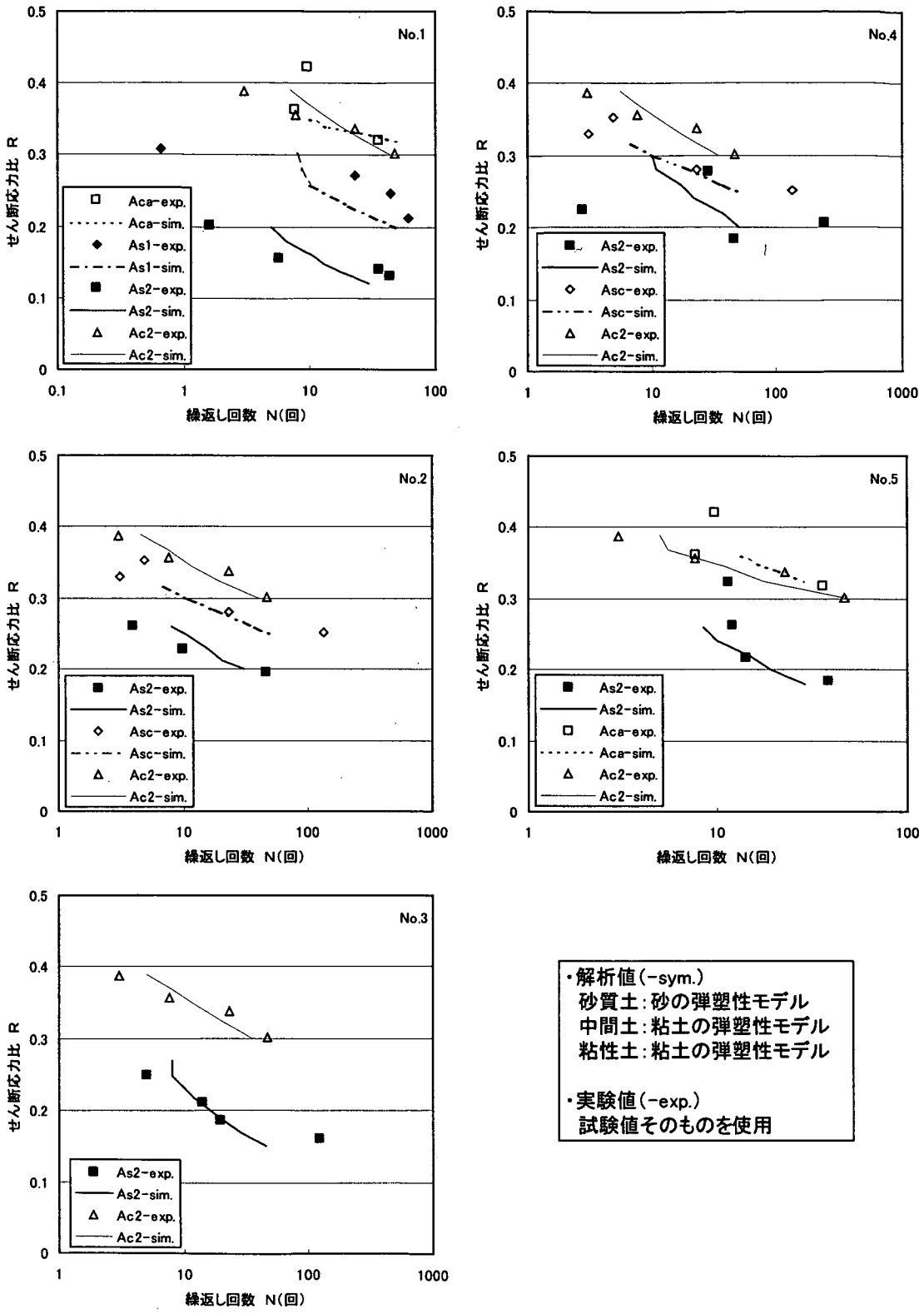


図-4.1.8　液状化強度（その２）

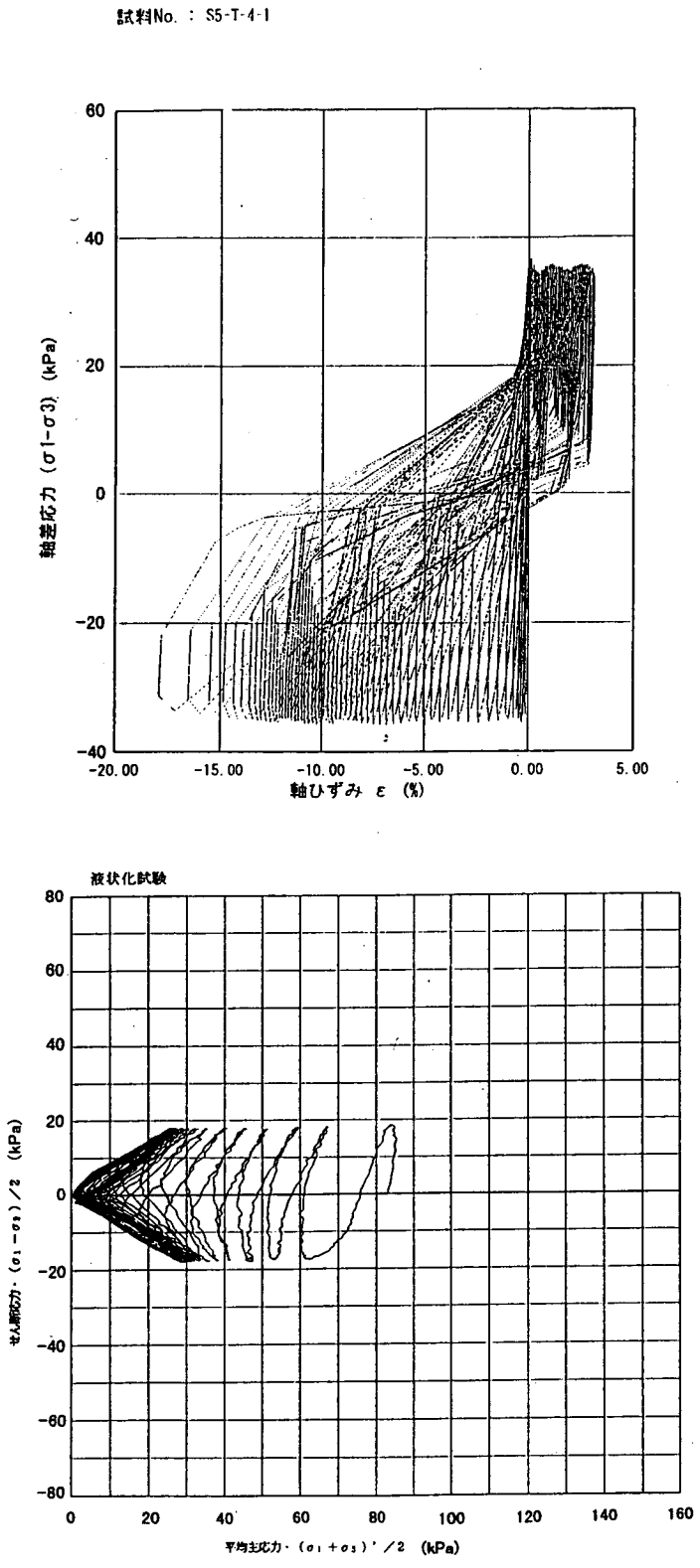


図-4.1.9　要素シミュレーション結果（室内試験）

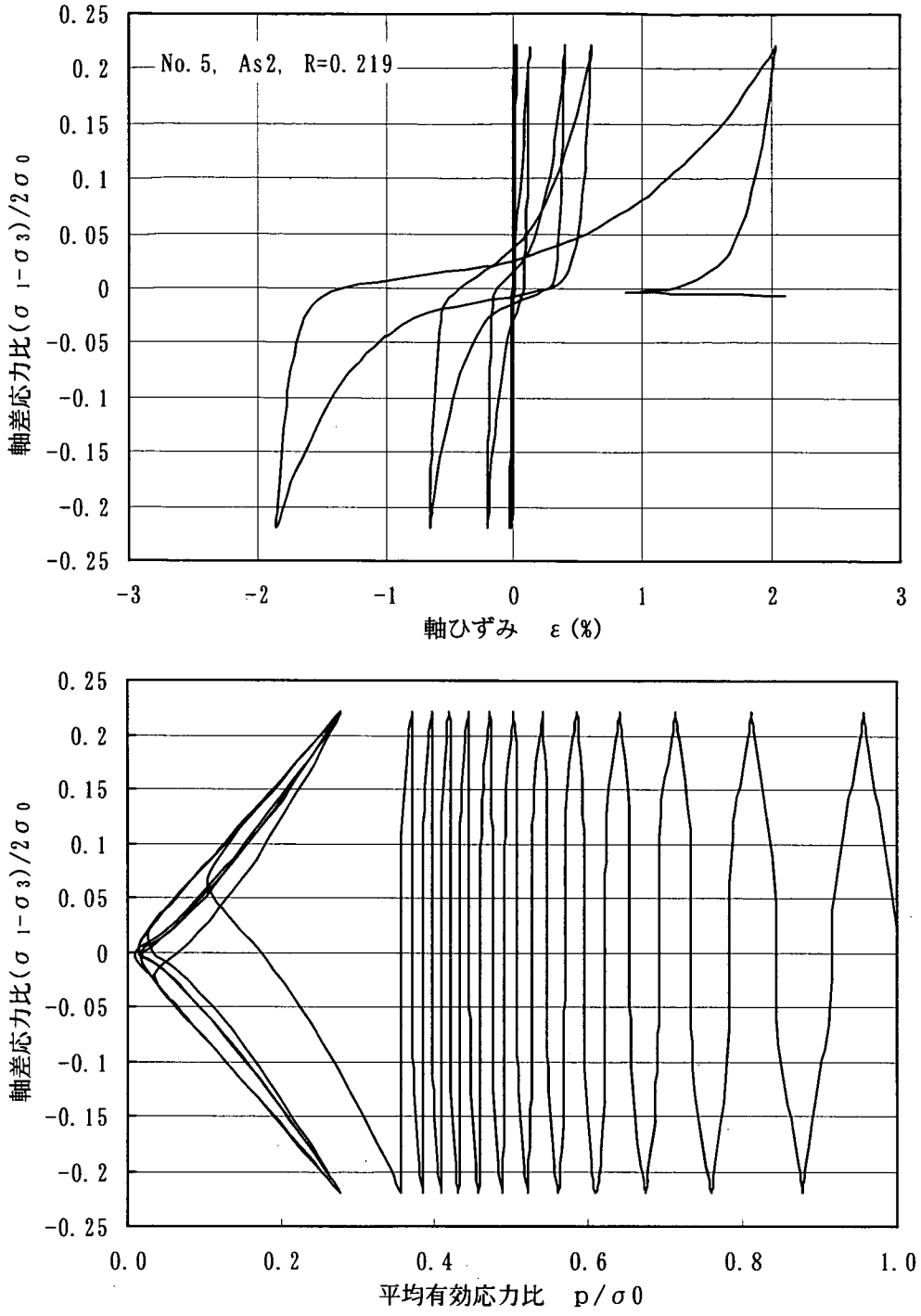


図-4.1.9 要素シミュレーション結果（砂の弾塑性モデル）

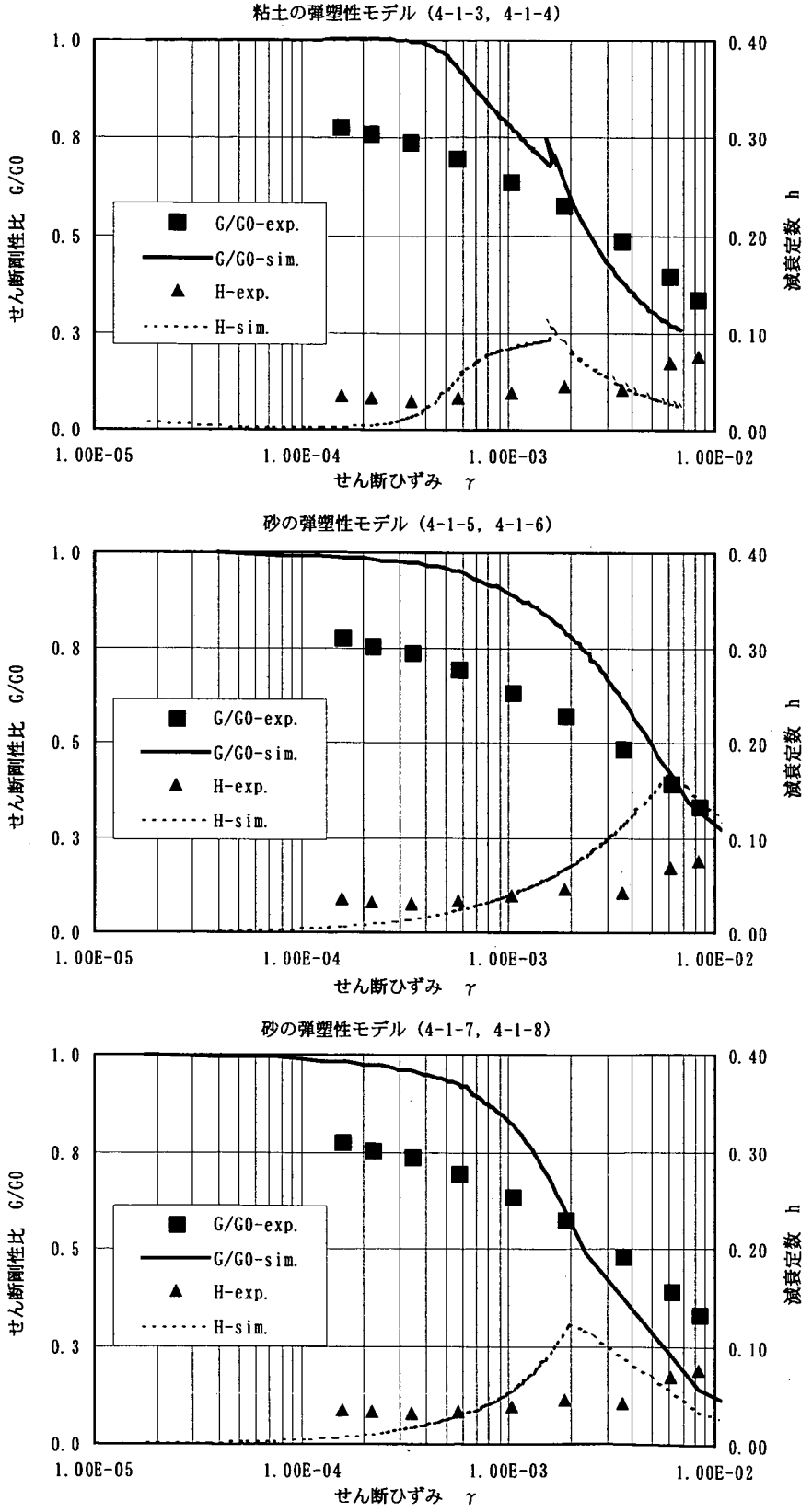


図-4.1.10　Ac2 層（断面 No.1）の動的変形特性

４．１．５　入力地震動

入力動には，一次元重複反射解析結果よりAc2層下面での波形（E+F）を抽出したものを用いた。この一次元重複反射解析での入力地震動には，被災地点近傍（寿都）での観測波形（地表面最大 215gal）を工学基盤面まで引き戻し、観測地点と解析地点の震央距離から距離減衰を考慮したものを解析地点での入射波とし、一次元重複反射解析により解析地点の各層の波形を計算した。ここで寿都観測所ではGL-14.5mの凝灰岩層（N値60以上)、解析地点ではGL－66mの砂礫層（S波速度340m）を工学的基盤面とした。本節の解析では第一（上部）Ac2層下面のE+F波形を抽出して用いたが，ケース4-1-4'および4-1-7'では第二Ac2層下面での波形を抽出した。

各断面における一次元重複反射解析結果から得られた地表面最大加速度およびAc2下面での最大加速度を表-4.1.6に示す。また，解析に用いた入力地震動の波形を図-4.1.11に示す。

表-4.1.6　一次元重複反射解析結果

断面 No.	被害の有無	地表面 最大加速度 （gal）	基盤面 最大加速度 2E（gal）	Ac2下面 最大加速度 E+F（gal）
1	被害大	259.1	240.0	148.9
2	なし	320.9	240.0	203.8
3	被害中	225.8	250.0	106.0（第一Ac2） 182.2（第一Ac2）
4	なし	282.8	250.0	135.4（第一Ac2） 214.9（第一Ac2）
5	被害小	290.1	250.0	141.8

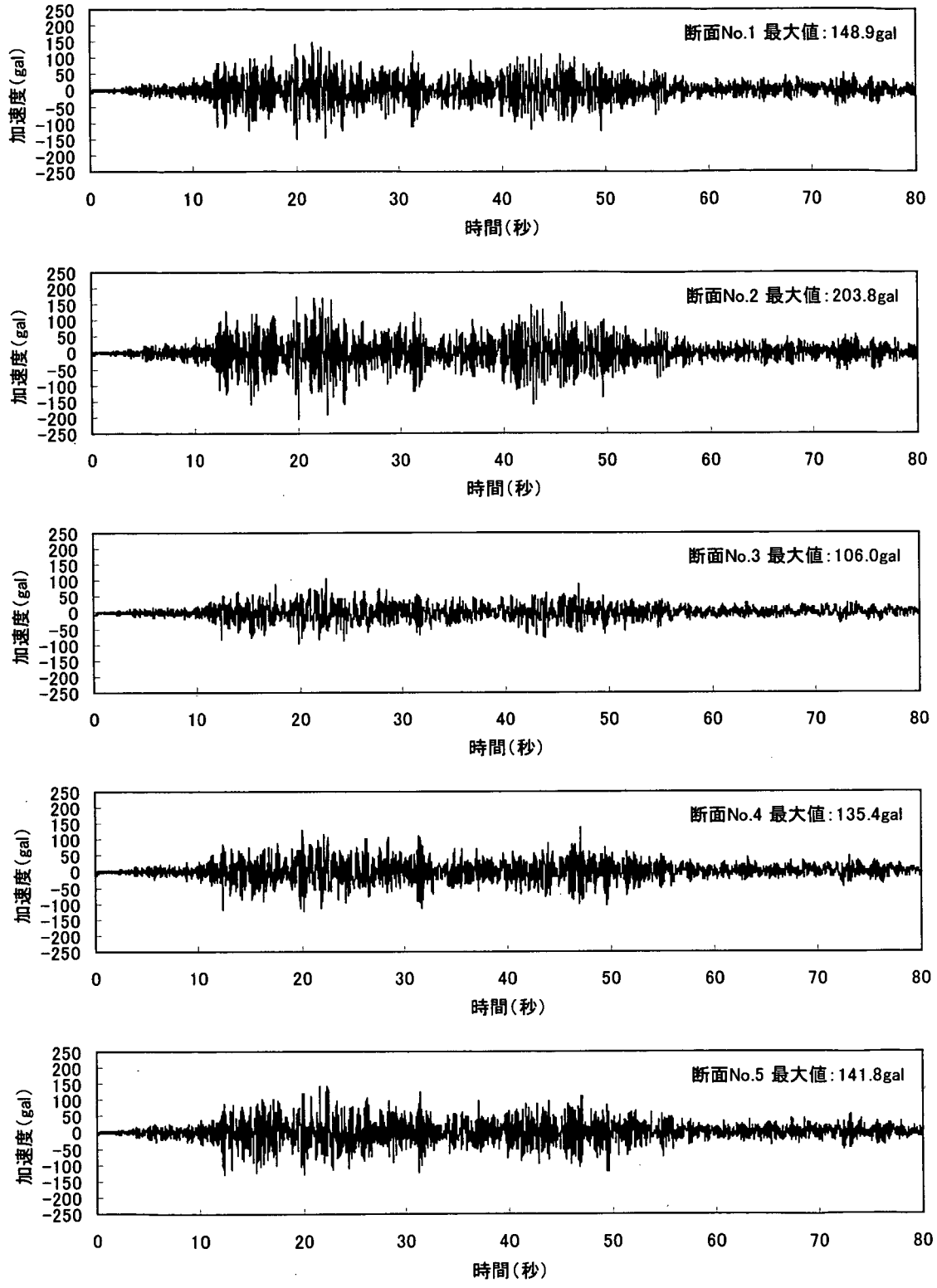


図-4.1.11(a)　入力地震動（ケース 4-1-1～4-1-8）

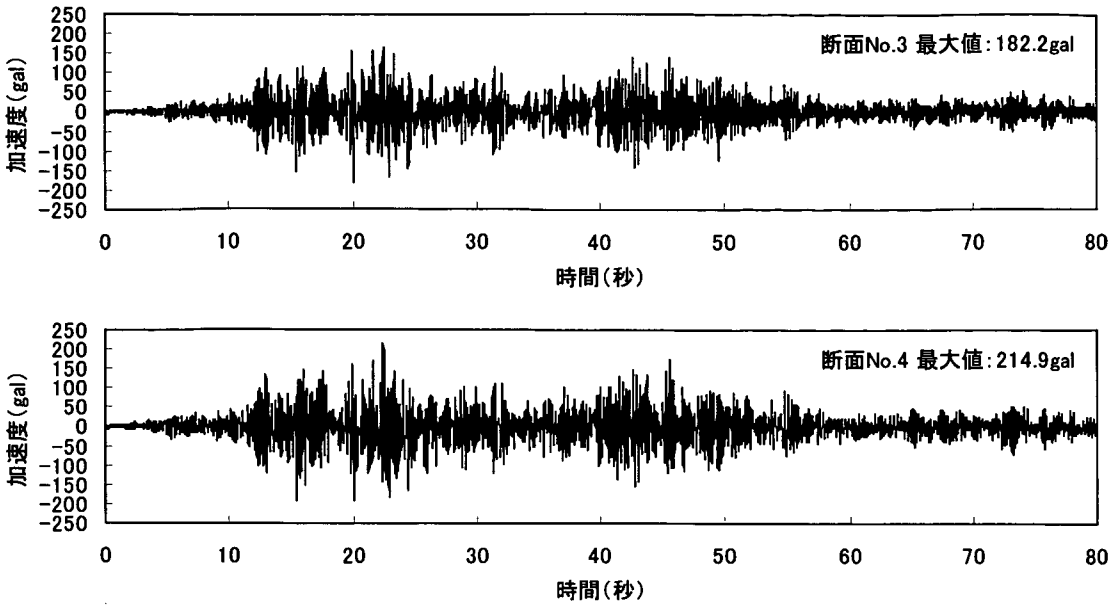


図-4.1. 11(b)　入力地震動（ケース 4-1-4’，4-1-7’）

４．１．６　その他の解析条件

動的解析における時間ステップ増分は0.001秒とし，解析は80000ステップ（80秒間）行った。

粘性減衰として剛性比例型（α=0，βのみ考慮）の Rayleigh 減衰を採用し，その係数は減衰を５％として各検討断面の１次固有周期から次式により算定した。

$$h = \frac{\alpha}{2\omega_1} + \frac{\beta\omega_1}{2} = 0.05 \qquad \text{（式 4.1. 1）}$$

ω_1：一次の固有角振動数（$=2\pi f_1$）

各断面に対して設定した Rayleigh 減衰係数を表-4.1. 7に示す。

基礎地盤および堤体の初期応力状態は，３．４に示した手法により別途算定した。この際，弾性定数は PS 検層から得られた初期せん断弾性係数の 1/2 としたものを用い，ポアソン比は 0.333 とした。破壊角には圧密非排水三軸試験から得られた内部摩擦角φ'を用いた。解析時の条件として，側方境界条件は鉛直ローラー，底面境界条件は固定とし，圧密が終了した状況を想定し過剰間隙水圧は考慮していない。各ケースに対する初期応力解析時の各土層のモデルパラメータを表-4.1. 8に示す。

表-4.1. 7　各断面の Rayleigh 減衰係数

断面 No.	被害の有無	一次固有周期（秒）	α_1（秒）
1	被害大	0.218	0.0035
2	なし	0.201	0.0032
3	被害中	0.171	0.0027
4	なし	0.181	0.0029
5	被害小	0.173	0.0028

表-4.1.8(a)　初期応力解析時のモデルパラメータ（ケース 4-1-1～4-1-8）

	No. 1	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	E_0 (kPa)	$E_0/2$ (kPa)	ν	ϕ_f (degree)	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	15.7	115	21160	56286	28143	0.33	30.00	
	5	Aca	C	15.2	5.39	120	22320	59371	29686	0.33	44.53	
	4	As1	S	16.2	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	39.03	
	3	Ac1	C	11.3	1.47	120	16560	44050	22025	0.33	54.62	No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	6.86	250	106250	282625	141313	0.33	39.40	
	1	Ac2	C	14.2	4.41	150	32625	86783	43391	0.33	28.19	
No. 2	6	Bs	S	15.7	15.7	115	21160	56286	28143	0.33	30.00	
	5	Ap	C	10.8	0.98	100	11000	29260	14630	0.33	54.62	No. 2のAc1
	4	Ac1	C	11.3	1.47	120	16560	44050	22025	0.33	54.62	
	3	As2	S	16.7	6.86	250	106250	282625	141313	0.33	38.90	
	2	Asc	S	16.2	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	41.30	No. 4のAsc
	1	Ac2	C	14.2	4.41	150	32625	86783	43391	0.33	41.32	
No. 3	4	Bs	S	15.7	15.7	115	21160	56286	28143	0.33	30.00	
	3	Ac1	C	14.7	4.9	120	21600	57456	28728	0.33	47.88	
	2	As2	S	17.2	7.35	250	109375	290938	145469	0.33	38.91	
	1	Ac2	C	16.2	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	35.25	
No. 4	5	Bs	S	15.7	15.7	115	21160	56286	28143	0.33	30.00	
	4	Ap	C	10.8	0.98	100	11000	29260	14630	0.33	54.62	No. 2のAp
	3	As2	S	16.7	6.86	250	106250	282625	141313	0.33	38.87	
	2	Asc	S	16.2	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	41.30	
	1	Ac2	C	15.2	5.39	150	34875	92768	46384	0.33	32.92	
No. 5	6	Bs	S	15.7	15.7	115	21160	56286	28143	0.33	30.00	
	5	Aca	C	15.7	5.88	120	23040	61286	30643	0.33	36.36	No. 1のAca
	4	Asa	C	17.6	7.84	120	25920	68947	34474	0.33	36.36	No. 1のAca
	3	As2	S	17.6	7.84	250	112500	299250	149625	0.33	38.92	
	2	Ac2	C	16.2	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	40.40	No. 6のAc2
	1	Asg2	S	18.1	8.33	250	115625	307563	153781	0.33	42.00	

表-4.1.8(b)　初期応力解析時のモデルパラメータ（ケース 4-1-4'～4-1-7'）

	No. 1	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	E_0 (kPa)	$E_0/2$ (kPa)	υ	ϕ_f (degree)	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	15.7	115	21160	56286	28143	0.33	30.00	
	5	Aca	C	15.2	5.39	120	22320	59371	29686	0.33	44.53	
	4	As1	S	16.2	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	39.03	
	3	Ac1	C	11.3	1.47	120	16560	44050	22025	0.33	54.62	No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	6.86	250	106250	282625	141313	0.33	39.40	
	1	Ac2	C	14.2	4.41	150	32625	86783	43391	0.33	28.19	
	7	As3	S	16.7	6.86	250	106250	282625	141313	0.33	39.40	
No. 2	6	Bs	S	15.7	15.7	115	21160	56286	28143	0.33	30.00	
	5	Ap	C	10.8	0.98	100	11000	29260	14630	0.33	54.62	No. 2のAc1
	4	Ac1	C	11.3	1.47	120	16560	44050	22025	0.33	54.62	
	3	As2	S	16.7	6.86	250	106250	282625	141313	0.33	38.90	
	2	Asc	S	16.2	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	41.30	No. 4のAsc
	1	Ac2	C	14.2	4.41	150	32625	86783	43391	0.33	41.32	
No. 3	4	Bs	S	15.7	15.7	115	21160	56286	28143	0.33	30.00	
	3	Ac1	C	14.7	4.9	120	21600	57456	28728	0.33	47.88	
	2	As2	S	17.2	7.35	250	109375	290938	145469	0.33	38.91	
	1	Ac2	C	16.2	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	35.25	
	5	Asg2	S	18.1	8.33	250	115625	307563	153781	0.33	42.00	
	6	Ac2	C	16.2	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	35.25	
No. 4	5	Bs	S	15.7	15.7	115	21160	56286	28143	0.33	30.00	
	4	Ap	C	10.8	0.98	100	11000	29260	14630	0.33	54.62	No. 2のAp
	3	As2	S	16.7	6.86	250	106250	282625	141313	0.33	38.87	
	2	Asc	S	16.2	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	41.30	
	1	Ac2	C	15.2	5.39	150	34875	92768	46384	0.33	32.92	
	6	Asg2	S	18.1	8.33	250	115625	307563	153781	0.33	42.00	
	7	Ac2	C	15.2	5.39	150	34875	92768	46384	0.33	32.92	
No. 5	6	Bs	S	15.7	15.7	115	21160	56286	28143	0.33	30.00	
	5	Aca	C	15.7	5.88	120	23040	61286	30643	0.33	36.36	No. 1のAca
	4	Asa	C	17.6	7.84	120	25920	68947	34474	0.33	36.36	No. 1のAca
	3	As2	S	17.6	7.84	250	112500	299250	149625	0.33	38.92	
	2	Ac2	C	16.2	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	40.40	No. 6のAc2
	1	Asg2	S	18.1	8.33	250	115625	307563	153781	0.33	42.00	

４．１．７　解析結果と考察

（１）応答加速度

各ケースに対する盛土天端および自由地盤（モデル右端の地表面）での最大加速度を各断面で比較した結果を図-4.1. 12に示す。また，最大応答加速度分布を図-4.1. 13に示す。

これらの図より，いずれのケースにおいても、堤体内では天端に近づくにつれて加速度が急激に増幅していること、及び液状化層以浅では，応答加速度が減衰していることがわかる。天端の応答加速度は、断面 No.5 で特に大きく増幅しているが、これは断面 No.5 の盛土が５断面の中で最も提体が高くかつのり面の勾配が大きいことが原因として考えられる。

各ケースでの中間土，粘性土のモデル化の違いが加速度応答に与える影響を列挙すると以下ようになる。すなわち、

・中間土，粘性土のモデル化の違いで加速度応答は大きく異なる断面がある。モデル，パラメータの違いが加速度応答に与える感度は断面により異なり，断面 No.1,3 では比較的感度が小さい。

・全体的に中間土に粘土の弾粘塑性モデルを適用した場合のケース（ケース 4-1-2, 4-1-4，4-1-6，4-1-8）では，砂の弾塑性モデルを使ったケース（ケース 4-1-1, 4-1-3，4-1-5，4-1-7）よりも加速度応答は大きくなる。特に断面 No.4 でこの傾向は顕著である。

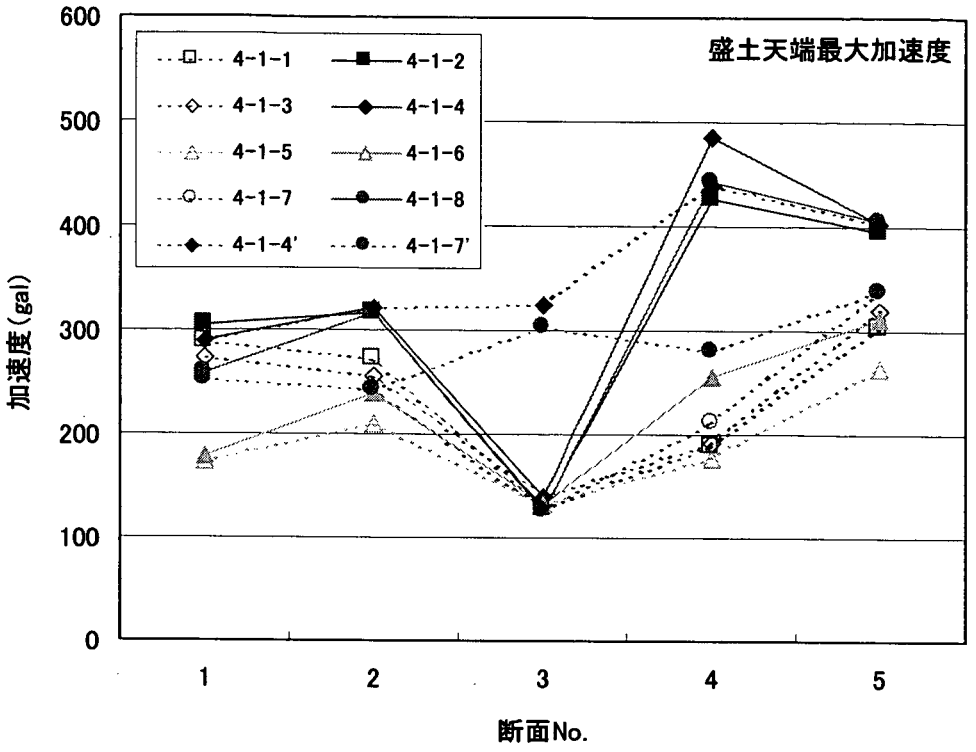
・粘土のモデル化およびパラメータの設定方法の違いが加速度応答に与える感度は，中間土のモデル化の感度よりも小さい。

・粘土に砂の弾塑性モデル（せん断弾性係数を初期せん断剛性と等しく設定，ケース 4-1-5, 4-1-6）を用いた場合，他のケースより応答加速度が小さくなる。

また，断面 No.3,4 の基盤深度を変えた影響が加速度応答に与える影響は以下の通りである。

・断面 No.3 では，いずれのケースでも基盤を変更したことで，最大加速度は増加している。また，断面 No.3 では中間土がないため各ケースの結果の違いが少ない。

・断面 No.4 では，中間土に粘土の弾粘塑性モデルを用いたケース（ケース 4-1-4'）では最大加速度は減少しているが，砂の弾塑性モデル（ケース 4-1-7'）を用いたケースでは逆に最大加速度は増加している。前述のように，基盤深度を深くした場合も中間土のモデル化の違いが加速度応答に与える影響は大きい。



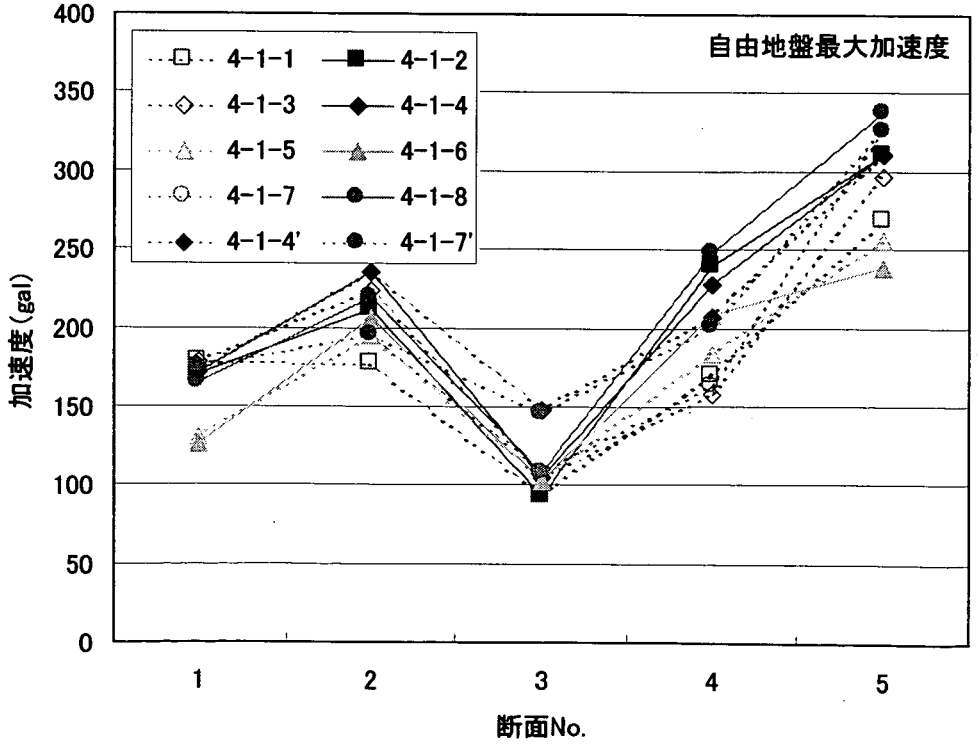
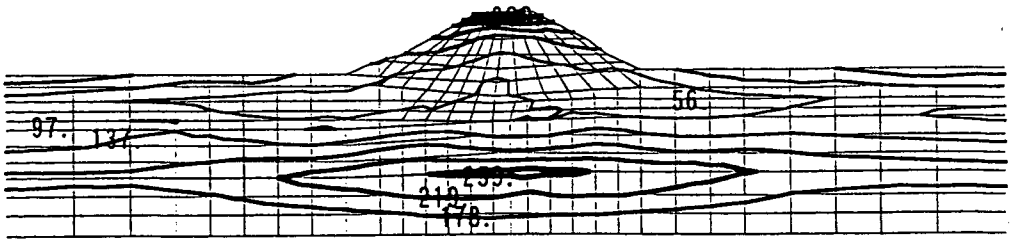
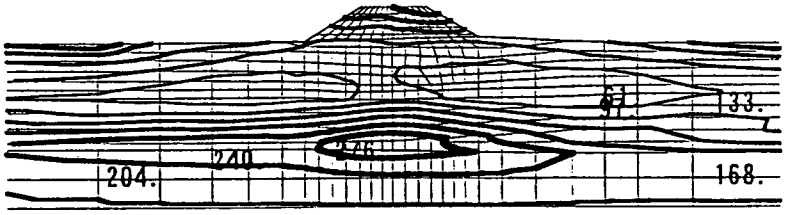


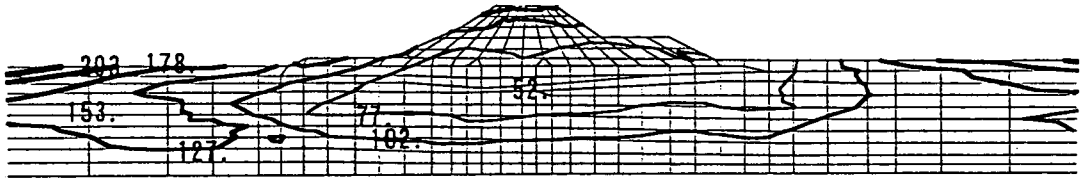
図-4.1.12　最大応答加速度の比較



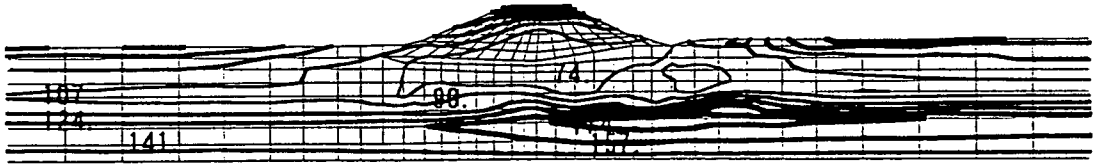
（a）断面No.1



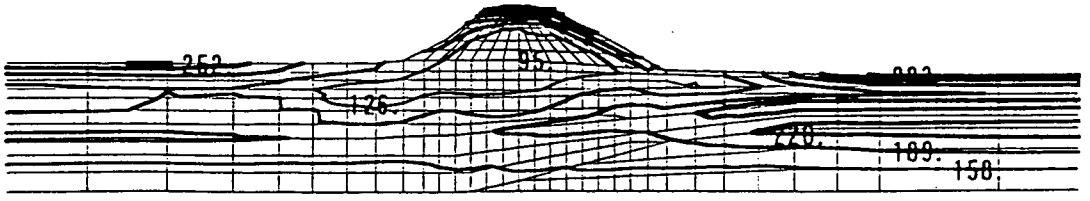
（b）断面No.2



（c）断面No.3



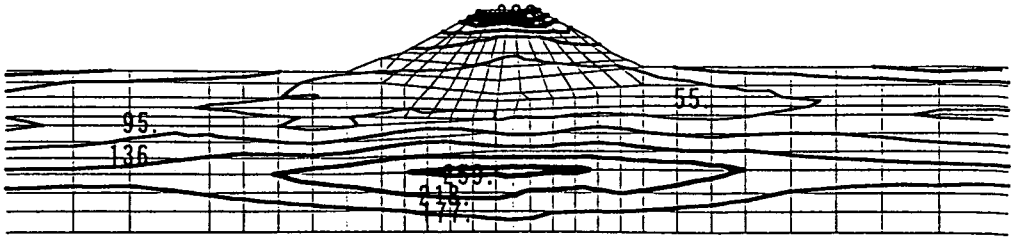
（d）断面No.4



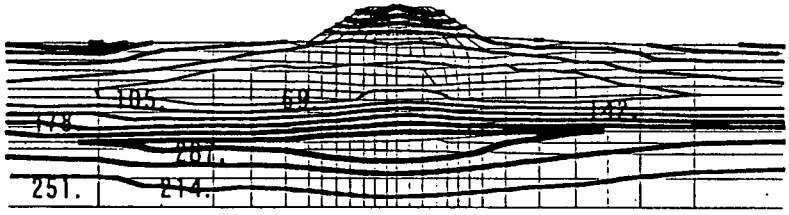
（e）断面No.5

（単位：gal）

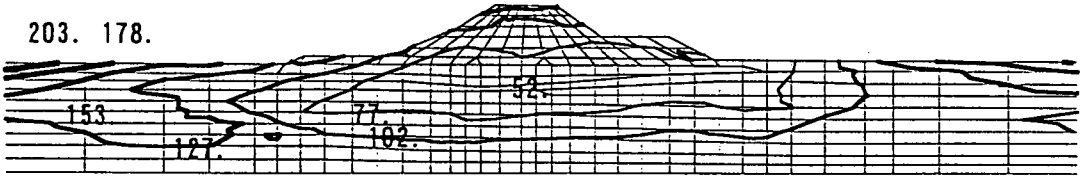
図-4.1.13(a)　最大応答加速度分布（ケース 4-1-1）



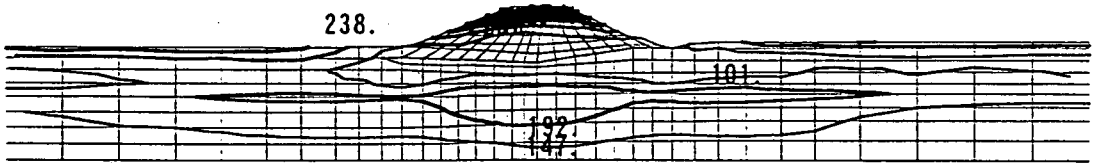
（a）断面No.1



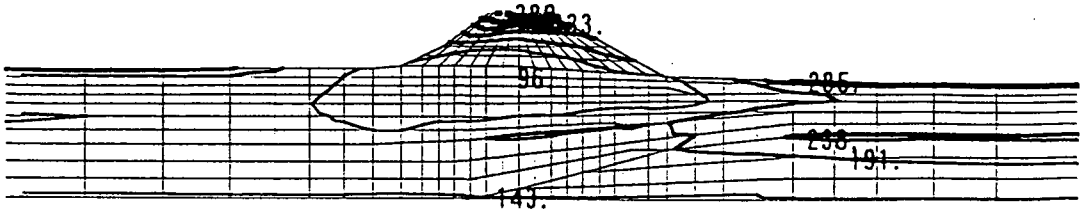
（b）断面No.2



（c）断面No.3



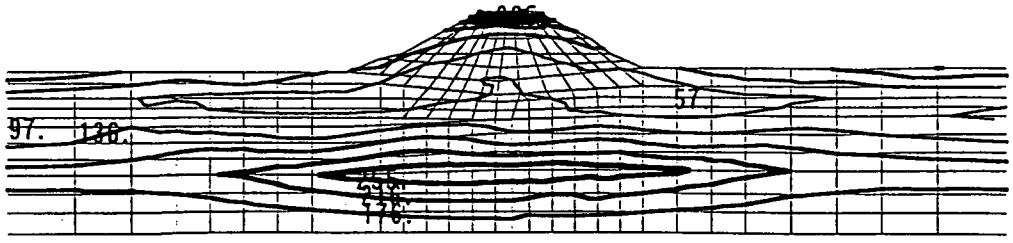
（d）断面No.4



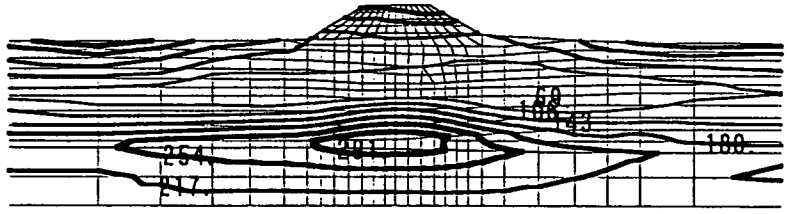
（e）断面No.5

（単位：gal）

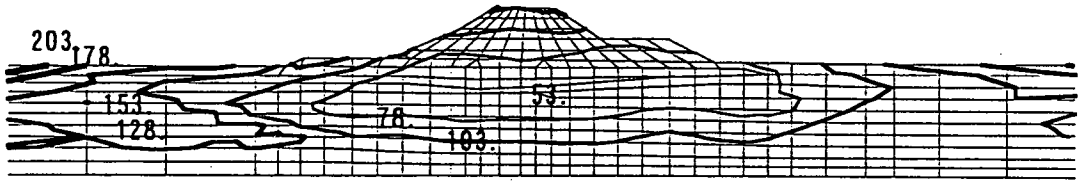
図-4.1.13(b)　最大応答加速度分布（ケース 4-1-2）



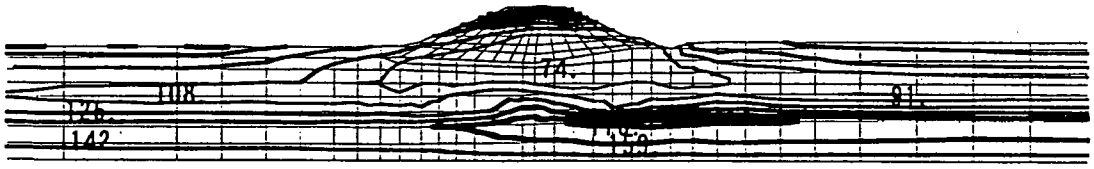
（a）断面No.1



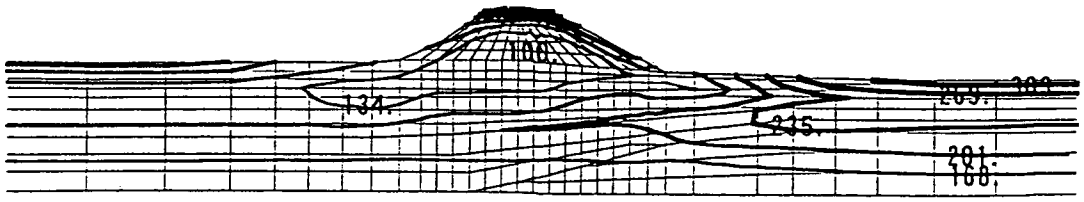
（b）断面No.2



（c）断面No.3



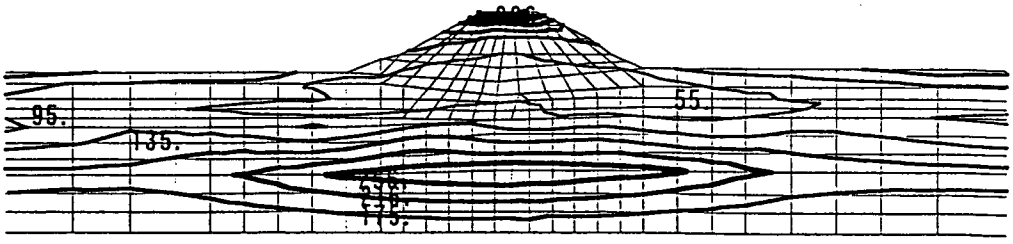
（d）断面No.4



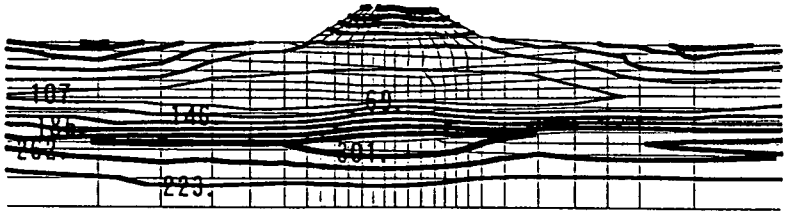
（e）断面No.5

（単位：gal）

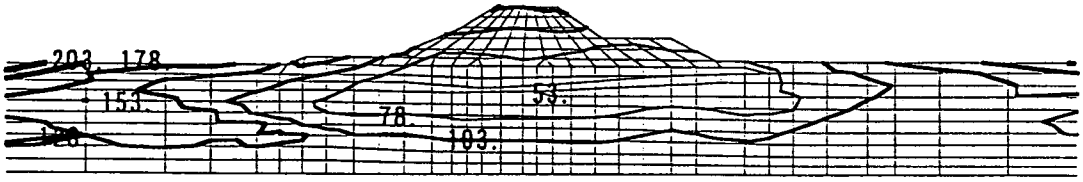
図-4.1.13(c)　最大応答加速度分布（ケース 4-1-3）



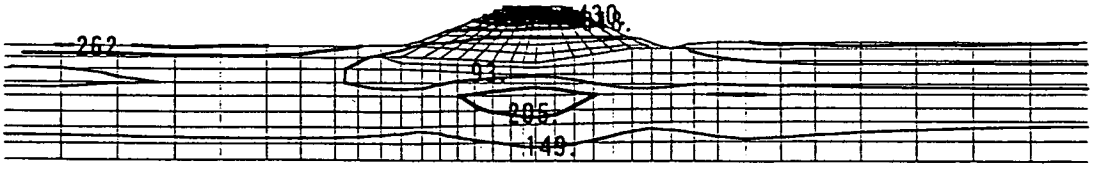
（ａ）断面No.１



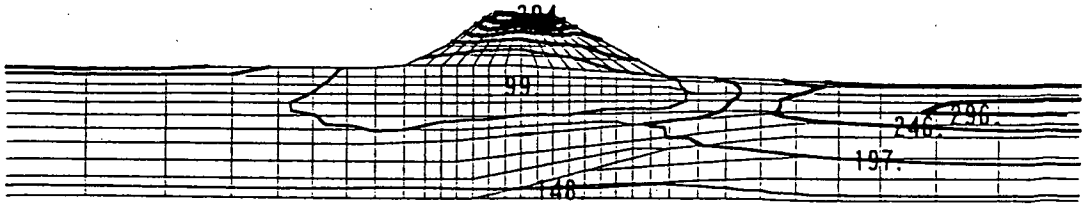
（ｂ）断面No.２



（ｃ）断面No.３



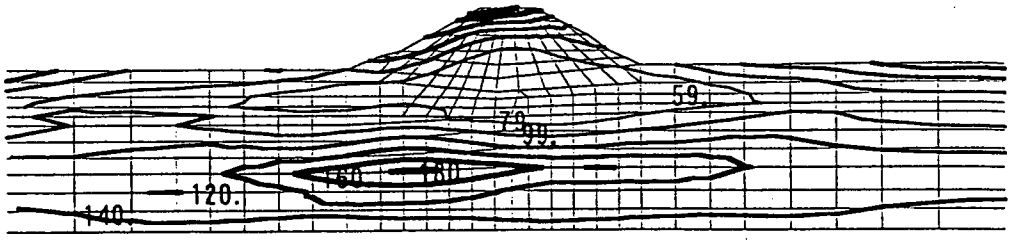
（ｄ）断面No.４



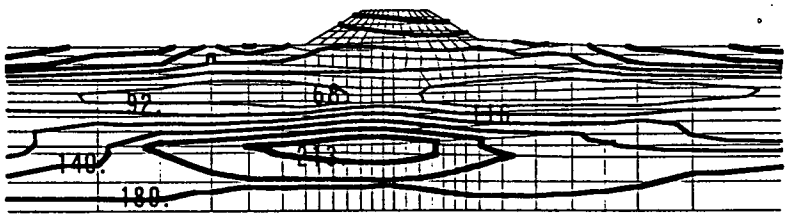
（ｅ）断面No.５

（単位：gal）

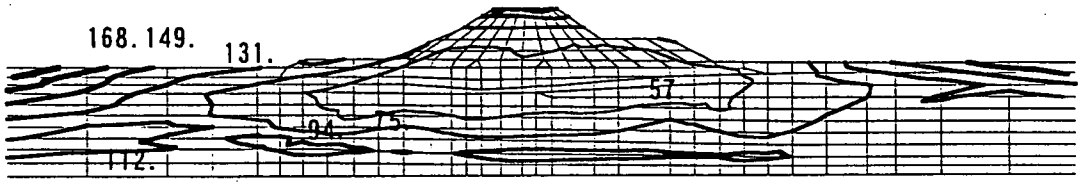
図-4.1.13(d)　最大応答加速度分布（ケース 4-1-4）



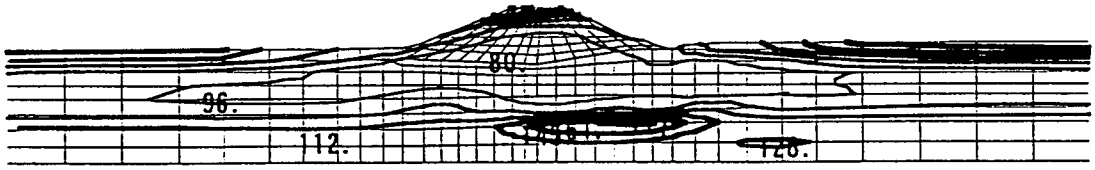
（a）断面No.1



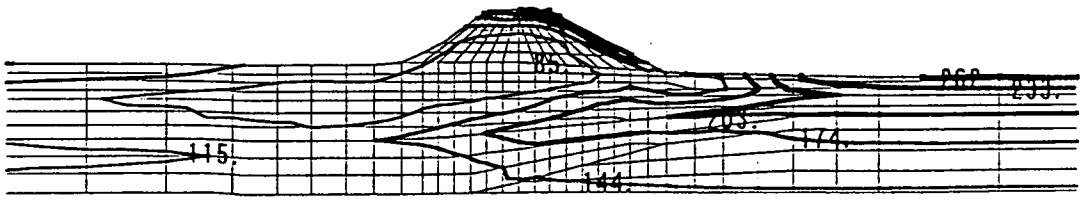
（b）断面No.2



（c）断面No.3



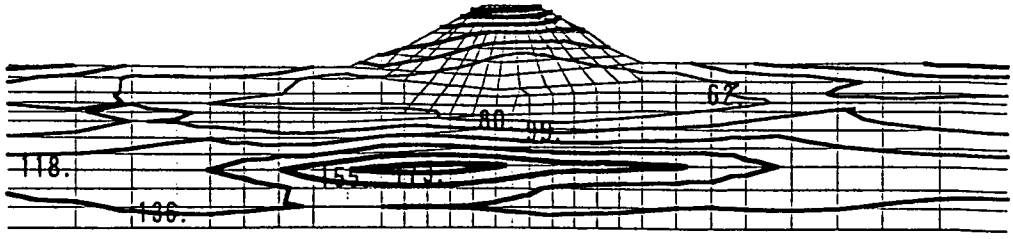
（d）断面No.4



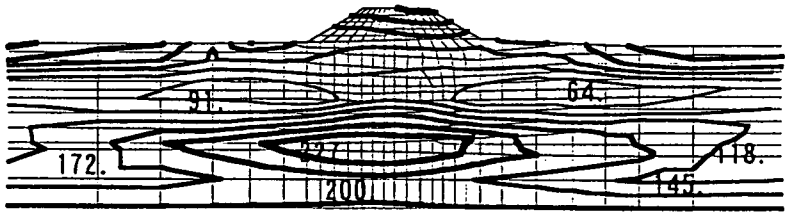
（e）断面No.5

（単位：gal）

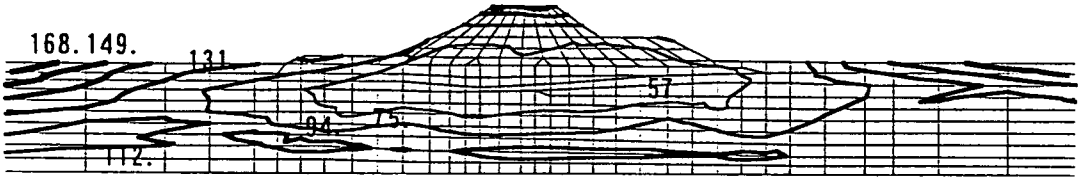
図-4.1.13(e)　最大応答加速度分布（ケース 4-1-5）



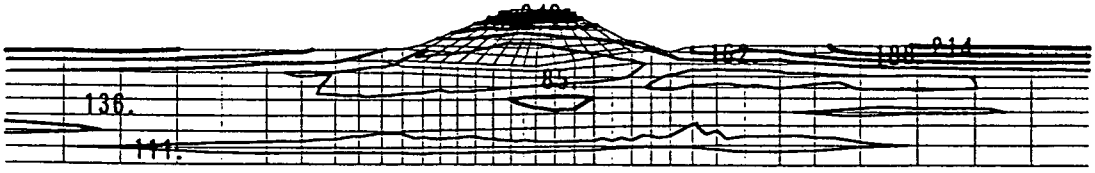
（a）断面No.1



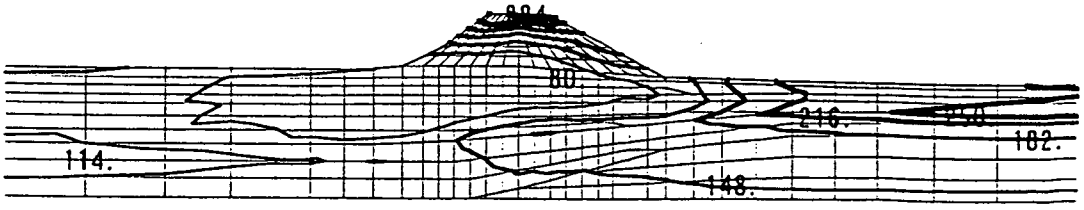
（b）断面No.2



（c）断面No.3



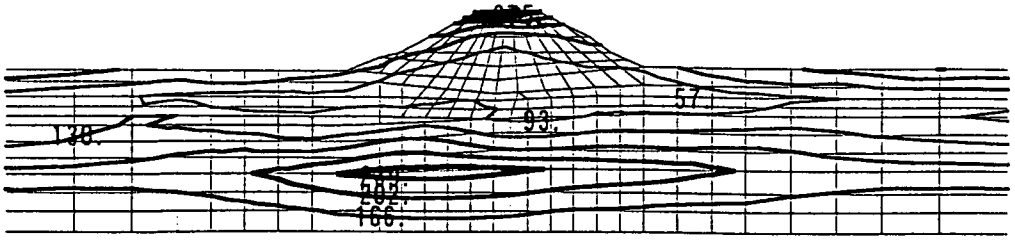
（d）断面No.4



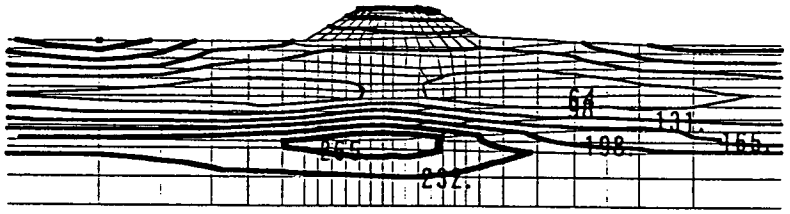
（e）断面No.5

（単位：gal）

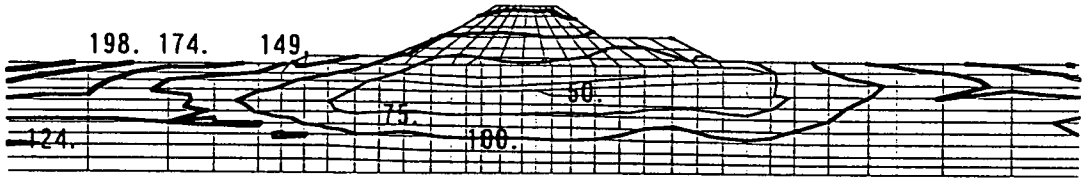
図-4.1.13(f)　最大応答加速度分布（ケース 4-1-6）



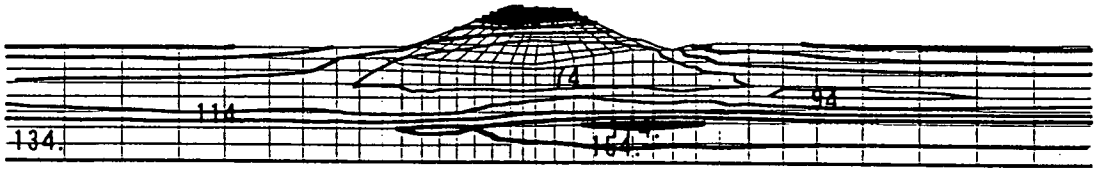
（ａ）断面No.１



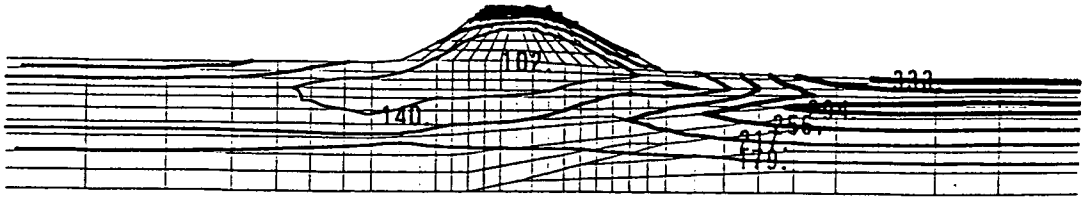
（ｂ）断面No.２



（ｃ）断面No.３



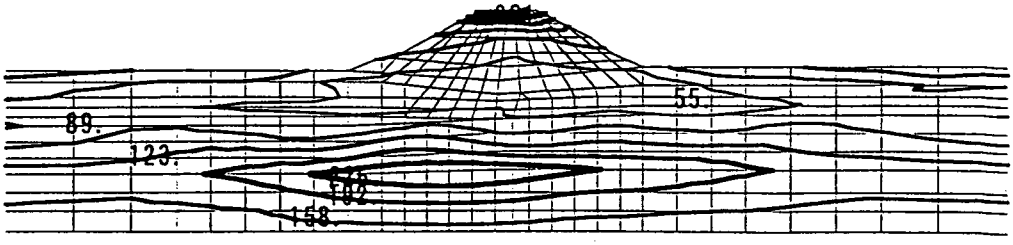
（ｄ）断面No.４



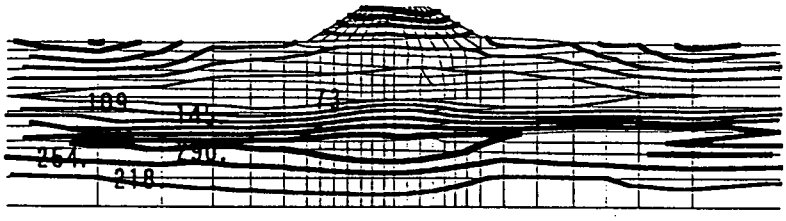
（ｅ）断面No.５

（単位：gal）

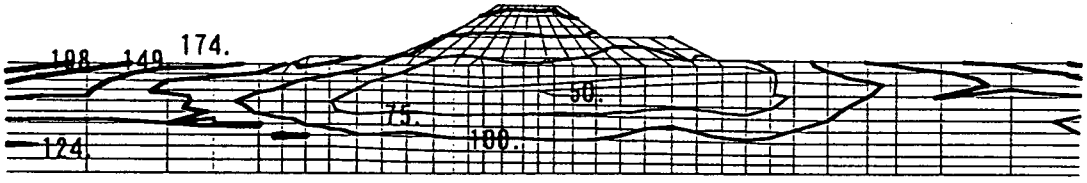
図-4.1.13(g)　最大応答加速度分布（ケース 4-1-7）



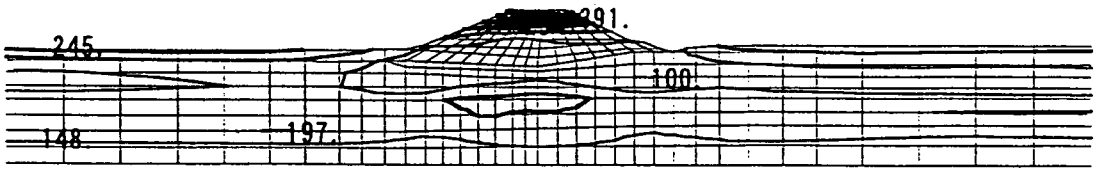
（a）断面No.1



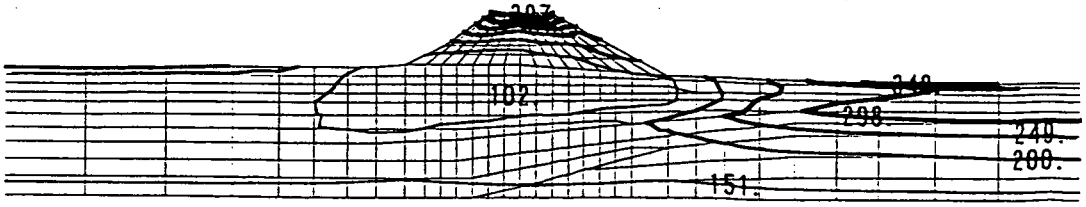
（b）断面No.2



（c）断面No.3



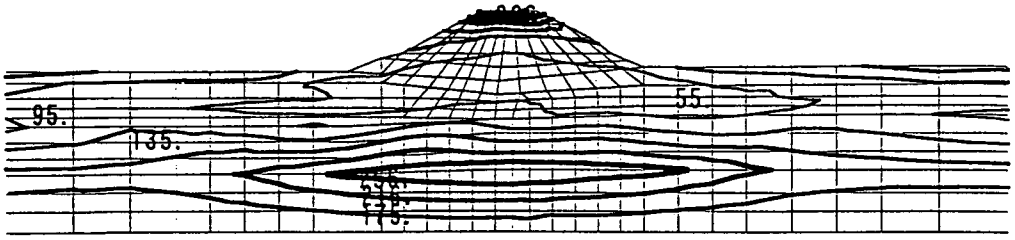
（d）断面No.4



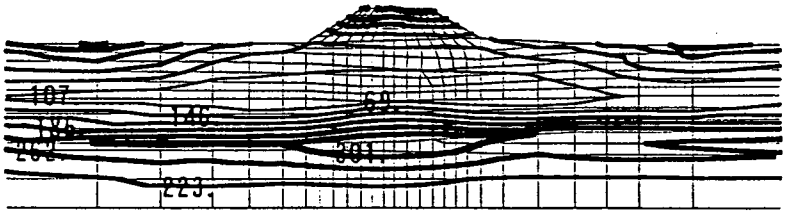
（e）断面No.5

（単位：gal）

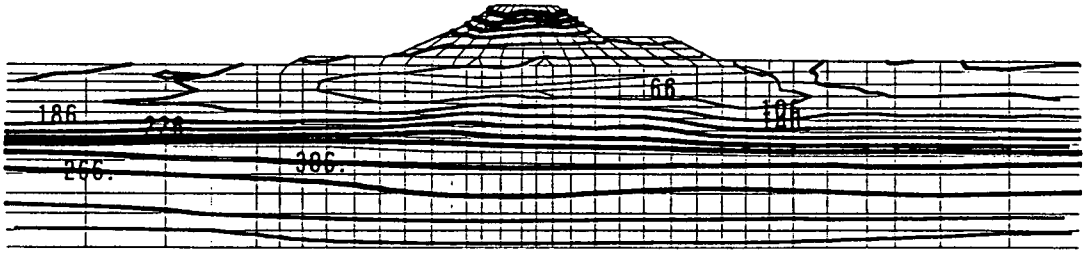
図-4.1.13(h)　最大応答加速度分布（ケース 4-1-8）



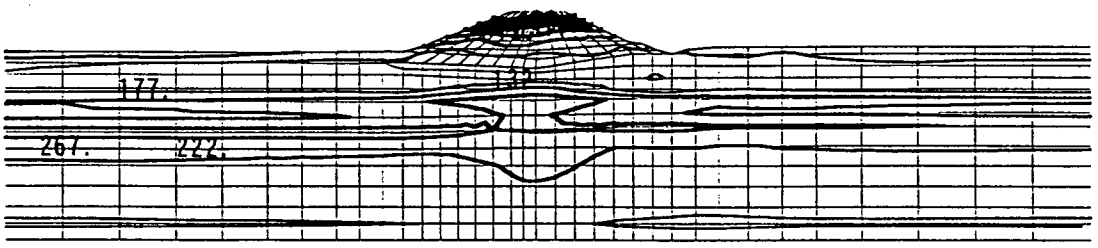
（a）断面No.1



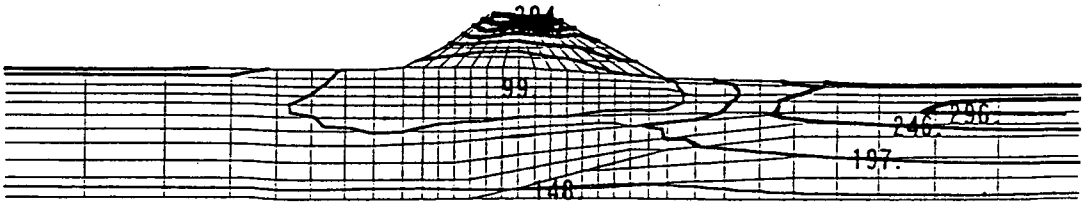
（b）断面No.2



（c）断面No.3



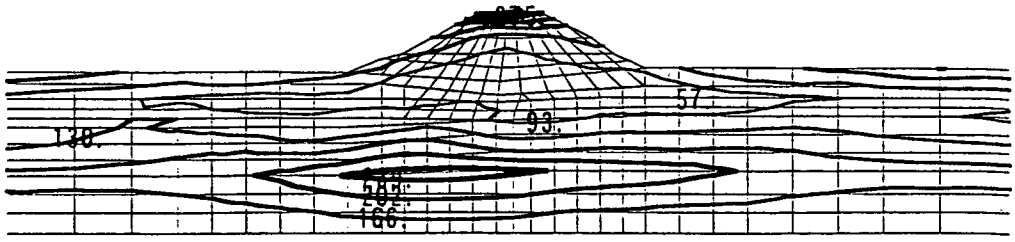
（d）断面No.4



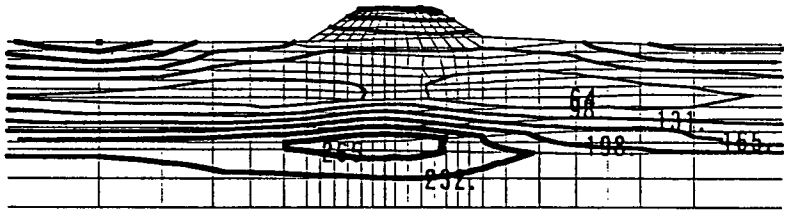
（e）断面No.5

（単位：gal）

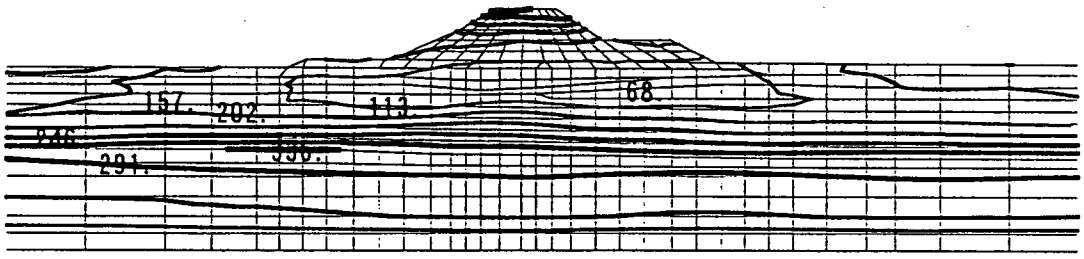
図-4.1.13(i)　最大応答加速度分布（ケース 4-1-4'）



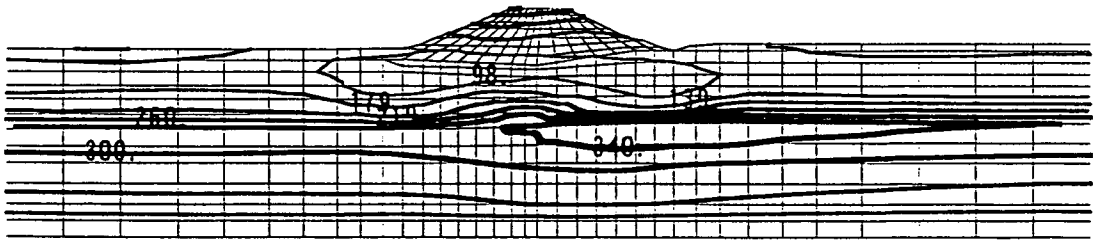
（a）断面No.1



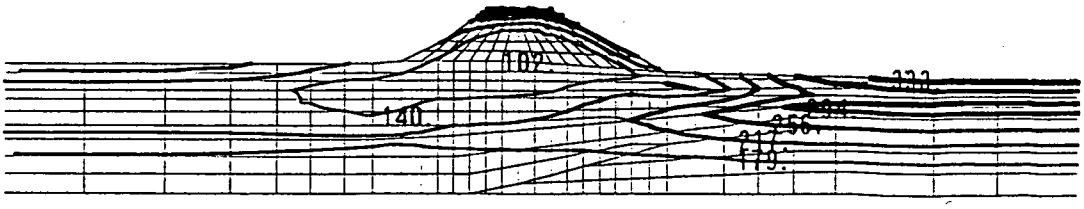
（b）断面No.2



（c）断面No.3



（d）断面No.4



（e）断面No.5

（単位：gal）

図-4.1.13(j)　最大応答加速度分布（ケース 4-1-7'）

（2）過剰間隙水圧比

各ケースに対する地震後の過剰間隙水圧比分布を図-4.1. 14に示す。ここで過剰間隙水圧比とは$1-\sigma'_m/\sigma'_{m0}$により算出したものである。

いずれの断面においても砂質土層ではほぼ全域で初期平均有効応力の 80%以上の過剰間隙水圧が発生しており、砂層が液状化していることがわかる。提体法面下では模型実験での観察結果（例えば [10]）と同様に過剰間隙水圧比がやや低くなっており、大きな初期せん断応力が作用する領域では土が液状化しにくいことが解析で表現されていることがわかる。断面 No.4 では砂層の、特に水平地盤部での過剰間隙水圧比が他の断面の砂層と比較して低くなっており、また No.4 断面の中間土層(Asc 層)では逆に他の断面よりも水圧比が高くなっている。。これは繰り返し三軸試験から得られた No.4 断面砂層の液状化強度が 0.295 と他の断面のおよそ 1.5 倍程度大きいこと、および Asc 層の液状化強度が他の断面での中間土の液状化強度よりもやや小さいことが原因である。

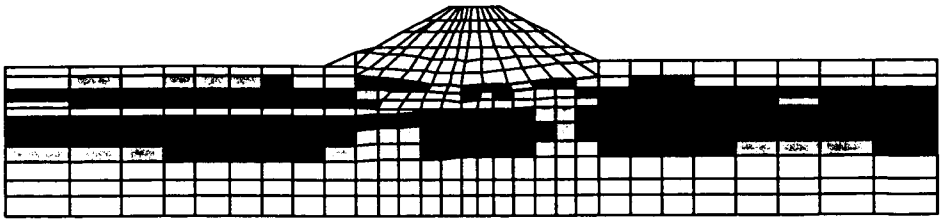
断面 No.4 以外では、中間土層での過剰間隙水圧比は概ね 0.5 前後であり，ほとんどの場所で完全液状化には至っていない。

また，各ケースでの中間土，粘性土のモデル化の違いが過剰間隙水圧に与える影響は以下の通りである。

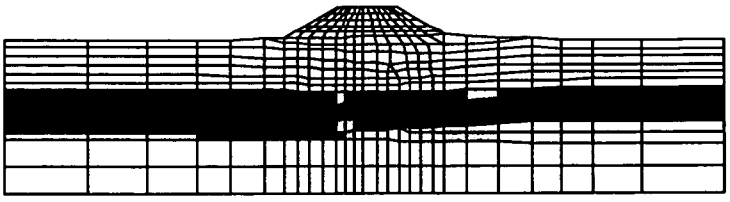
・粘土のモデル，パラメータの違いが液状化分布に与える影響は大きくない。
・中間土では，砂モデルを用いた場合の方が過剰間隙水圧比は高めである。ただし，No.4 では Asc 層の上部の As2 層の過剰間隙水圧比が逆に減少する。

また，断面 No.3,4 の基盤深度を変えた影響が過剰間隙水圧に与える影響は以下の通りである。

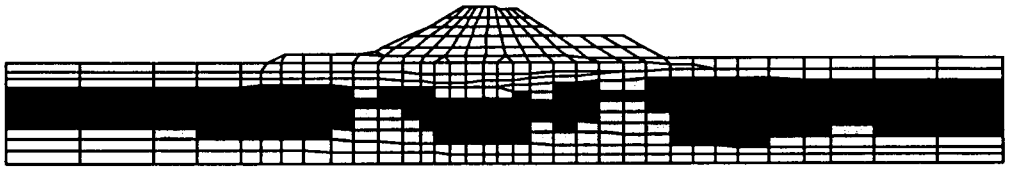
・断面 No.3 では基盤深度の影響はさほど大きくない。
・断面 No.4 のケース 4-1-7'-4 では，基盤深度が深い方が中間土 Asc 層での過剰間隙水圧比が大きくなる傾向にある。



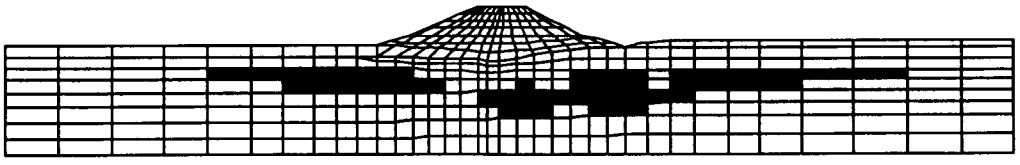
（ａ）断面No. 1



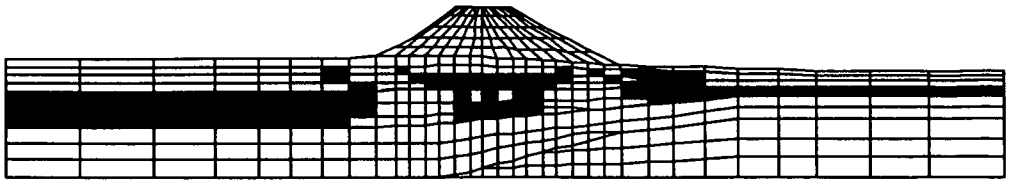
（ｂ）断面No. 2



（ｃ）断面No. 3



（ｄ）断面No. 4

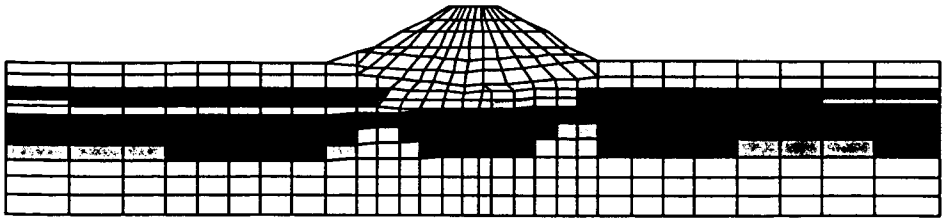


（ｅ）断面No. 5

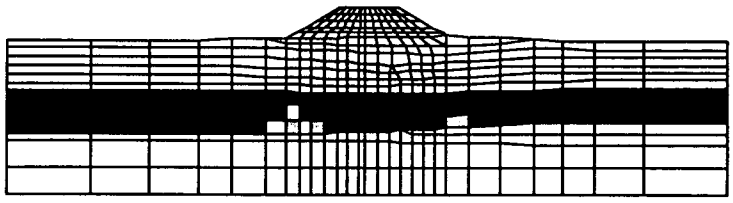
□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

□: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

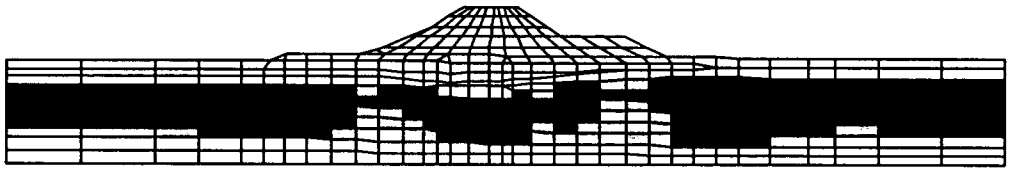
図-4.1. 14(a)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-1-1）



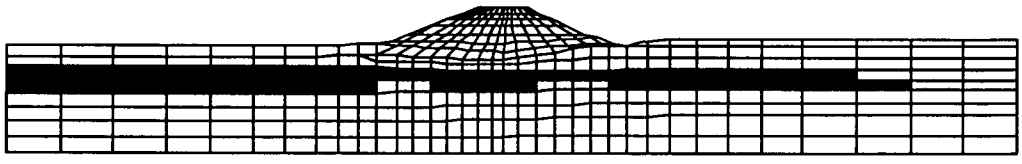
（ａ）断面No. 1



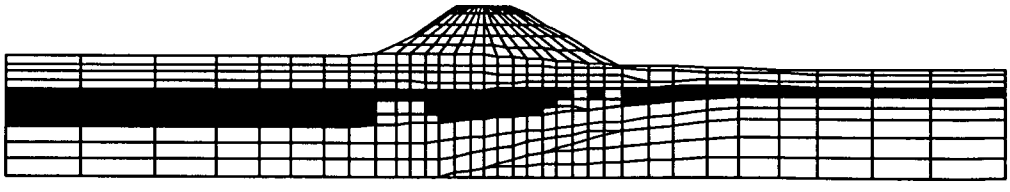
（ｂ）断面No. 2



（ｃ）断面No. 3



（ｄ）断面No. 4

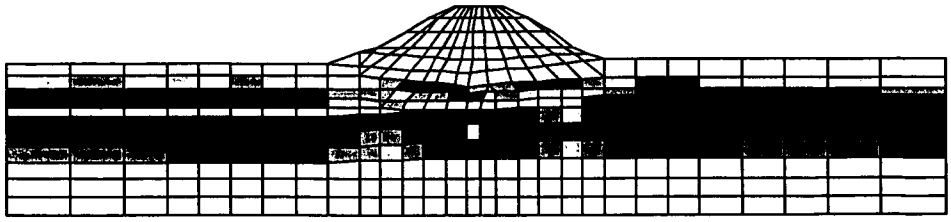


（ｅ）断面No. 5

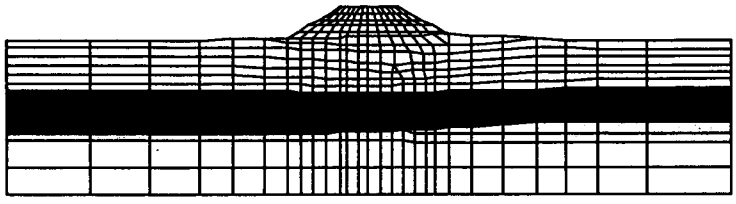
□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

□: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

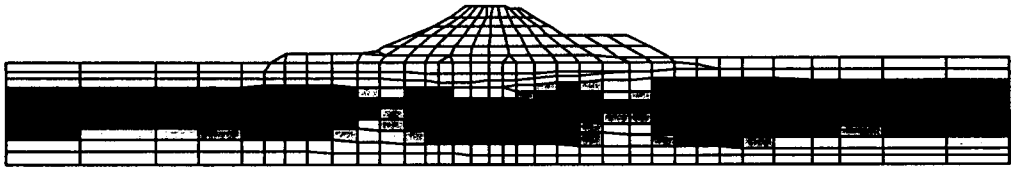
図-4.1. 14(b)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-1-2）



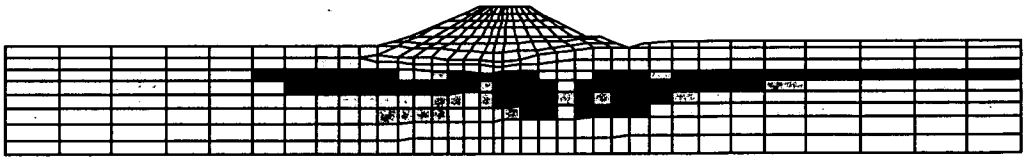
（ａ）断面No. 1



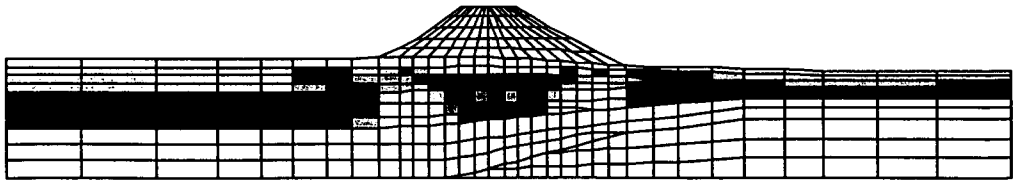
（ｂ）断面No. 2



（ｃ）断面No. 3



（ｄ）断面No. 4

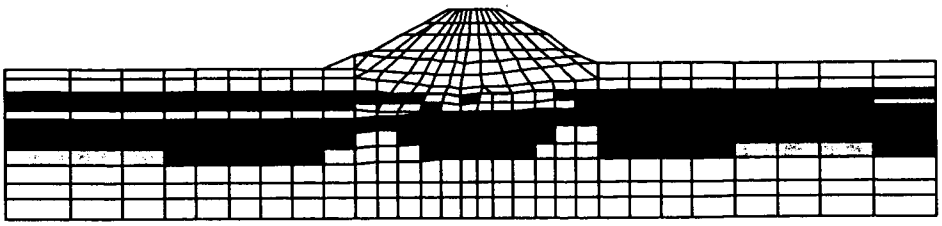


（ｅ）断面No. 5

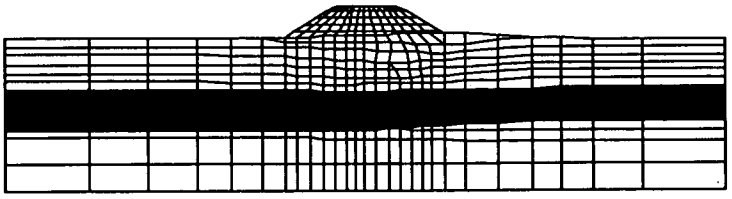
□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

▨: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

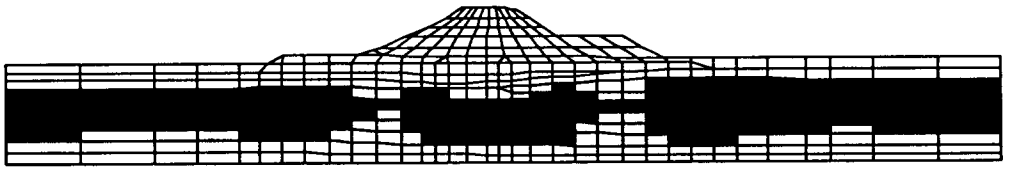
図-4.1. 14(c)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-1-3）



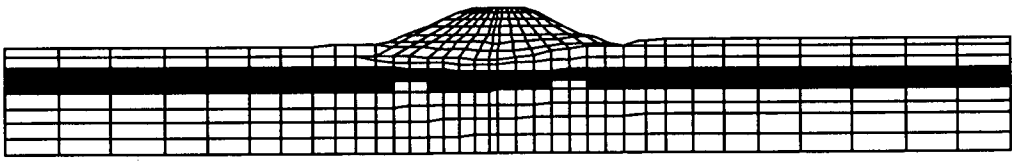
（ａ）断面No. 1



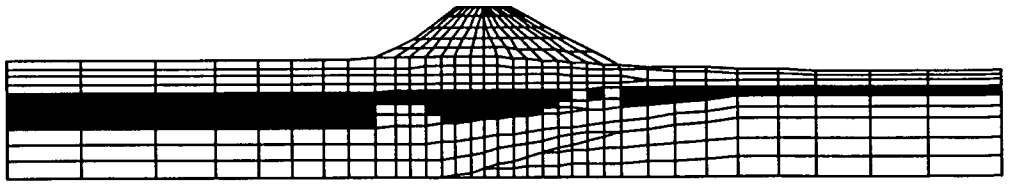
（ｂ）断面No. 2



（ｃ）断面No. 3



（ｄ）断面No. 4

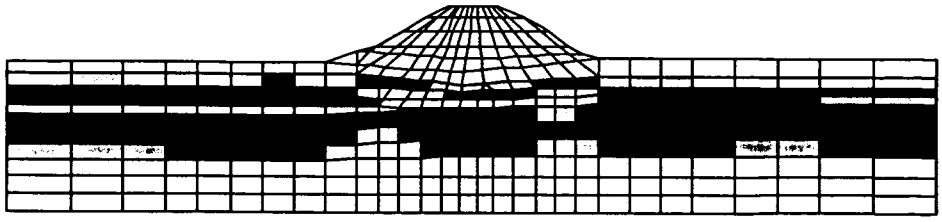


（ｅ）断面No. 5

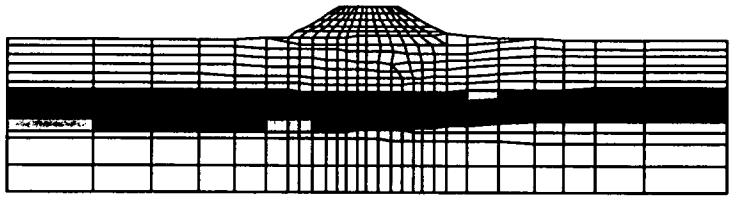
□ : $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□ : $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□ : $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

□ : $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■ : $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

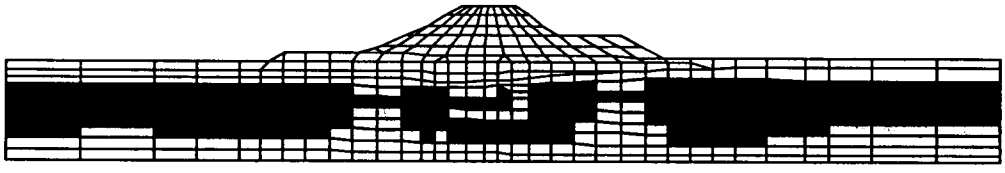
図-4.1. 14(d)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-1-4）



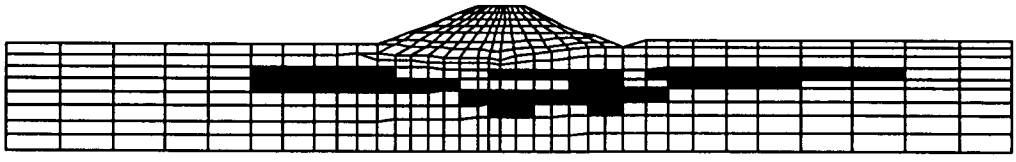
（ａ）断面No.１



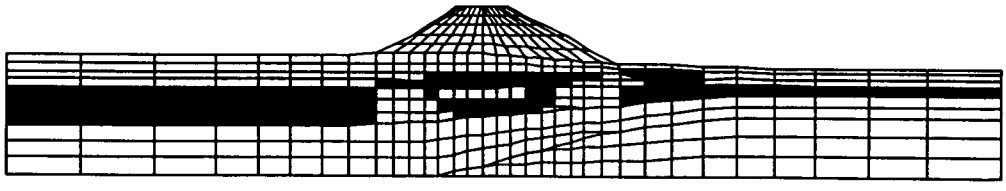
（ｂ）断面No.２



（ｃ）断面No.３



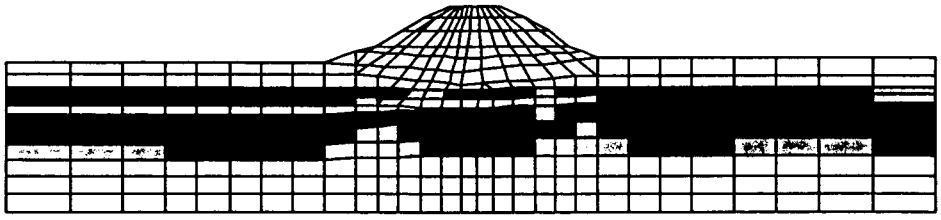
（ｄ）断面No.４



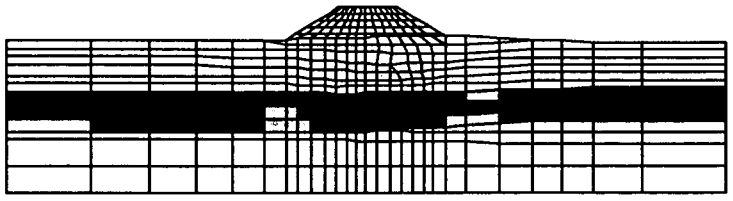
（ｅ）断面No.５

□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$
□: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

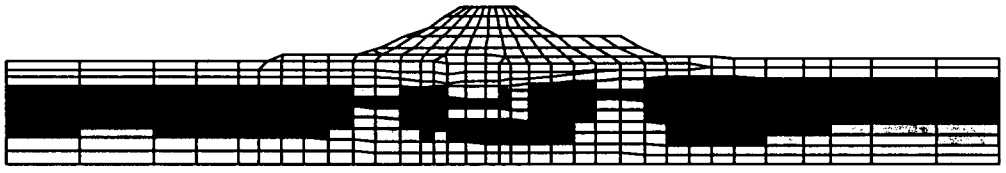
図-4.1.14(e)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-1-5）



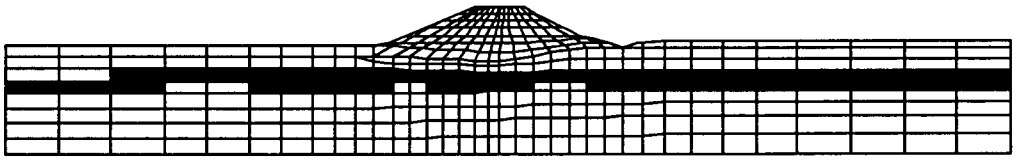
（ａ）断面No. 1



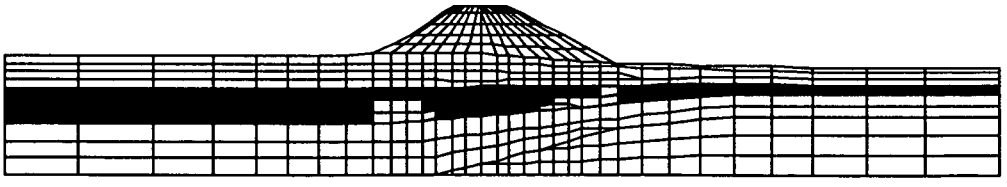
（ｂ）断面No. 2



（ｃ）断面No. 3



（ｄ）断面No. 4

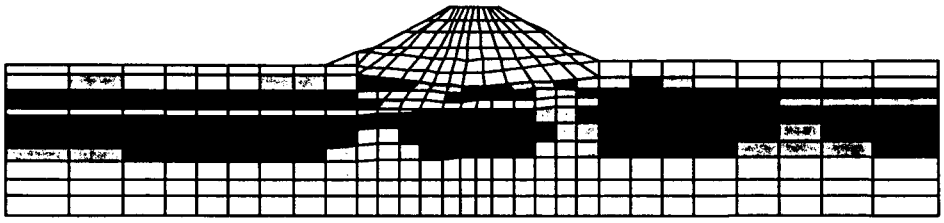


（ｅ）断面No. 5

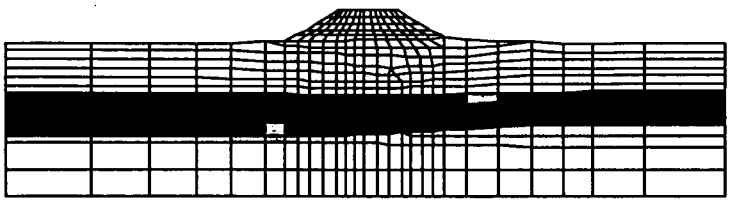
□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

□: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

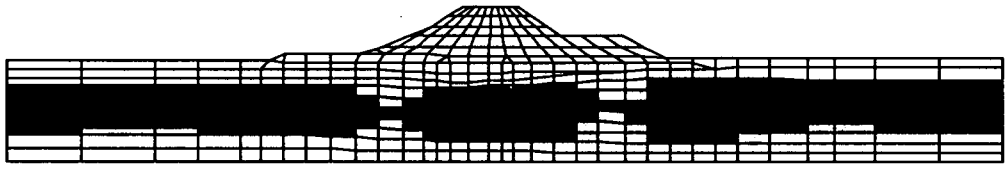
図-4.1.14(f)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-1-6）



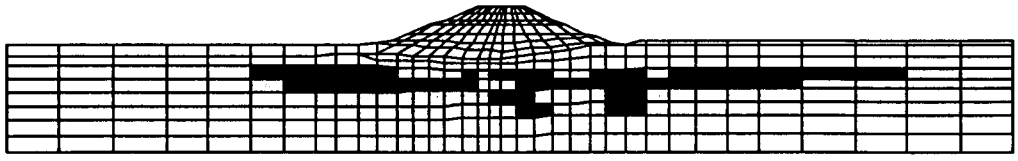
（ａ）断面No. 1



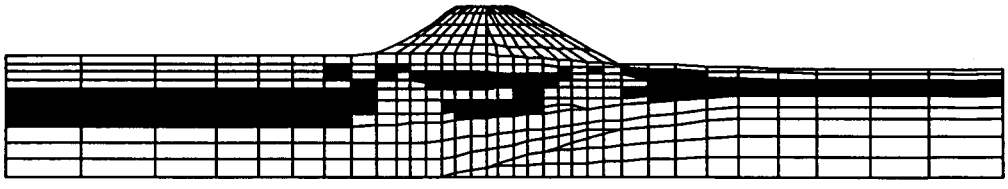
（ｂ）断面No. 2



（ｃ）断面No. 3



（ｄ）断面No. 4

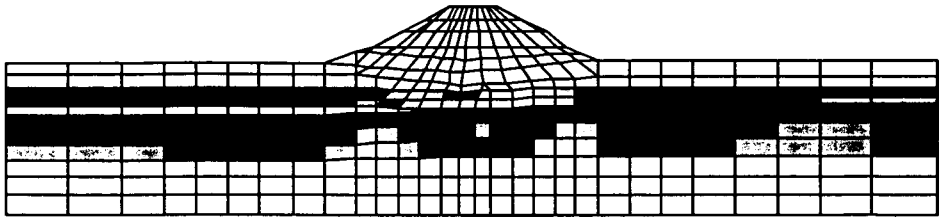


（ｅ）断面No. 5

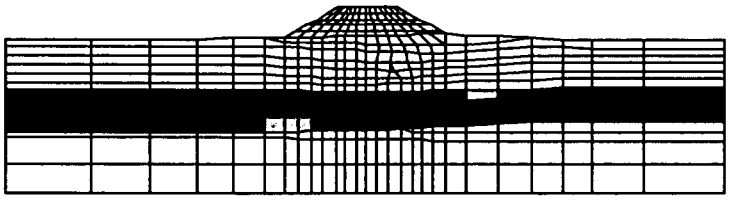
□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

▨: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

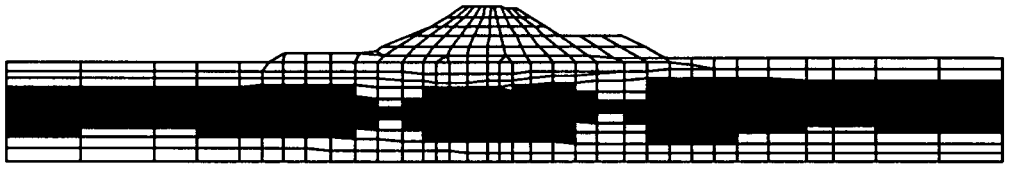
図-4.1. 14(g)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-1-7）



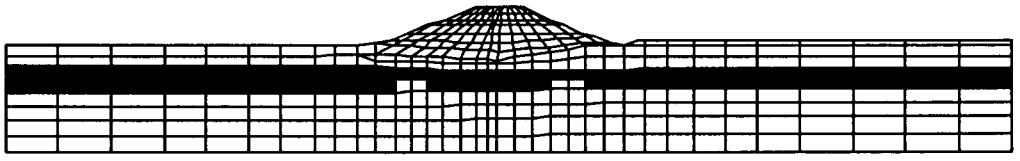
（ａ）断面No. 1



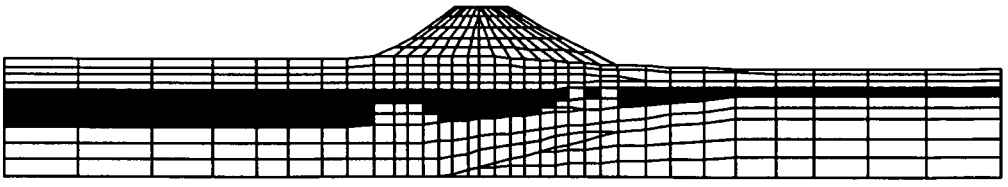
（ｂ）断面No. 2



（ｃ）断面No. 3



（ｄ）断面No. 4

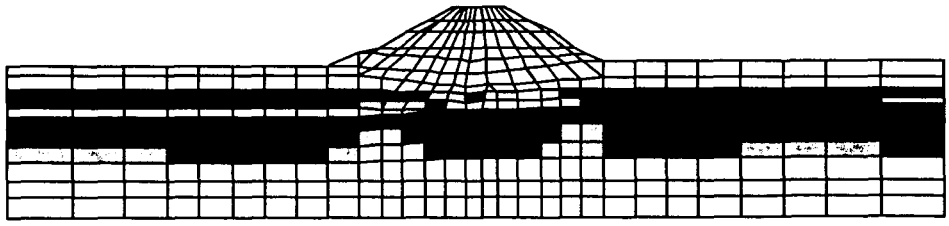


（ｅ）断面No. 5

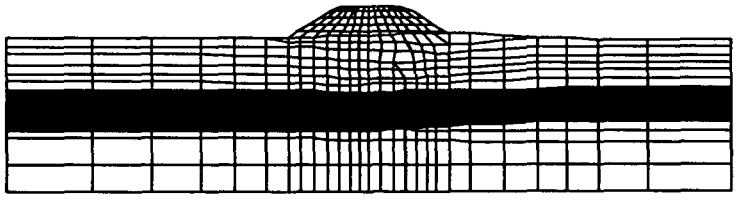
□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

□: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

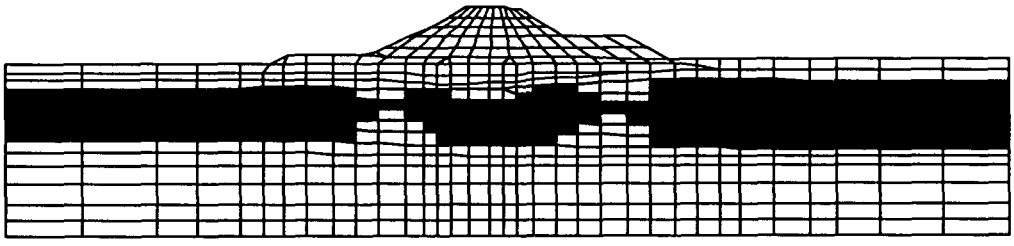
図-4.1. 14(h)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-1-8）



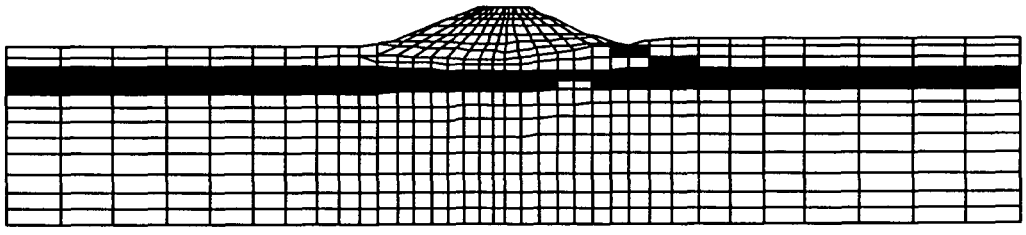
（ａ）断面No. 1



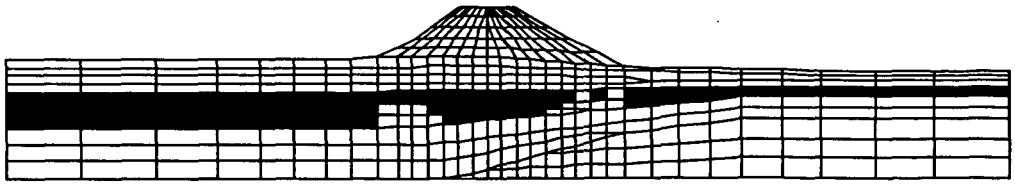
（ｂ）断面No. 2



（ｃ）断面No. 3



（ｄ）断面No. 4

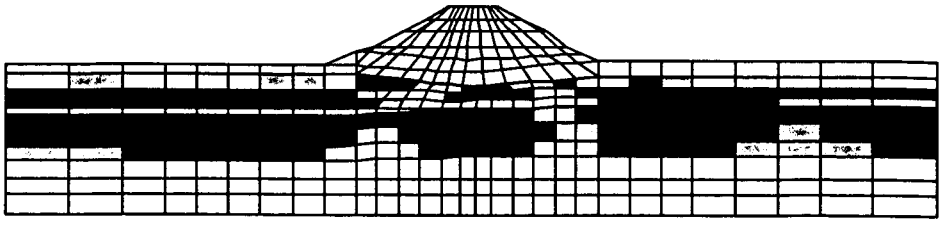


（ｅ）断面No. 5

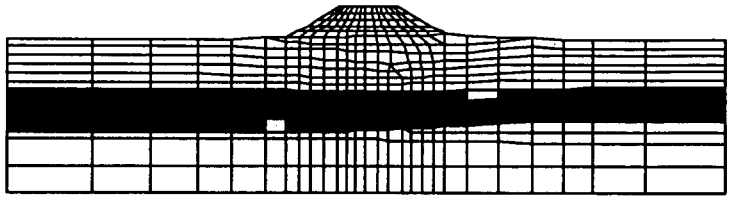
□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

□: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

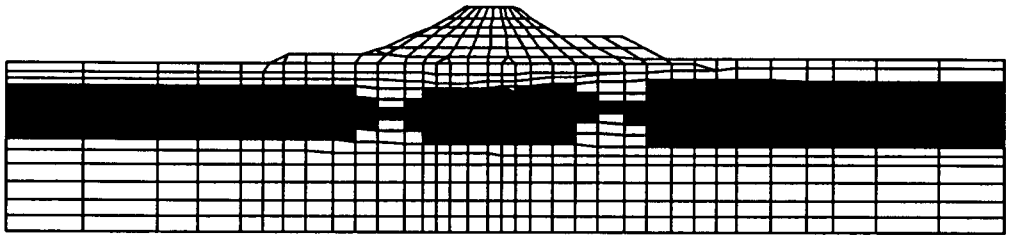
図-4.1. 14(i)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-1-4'）



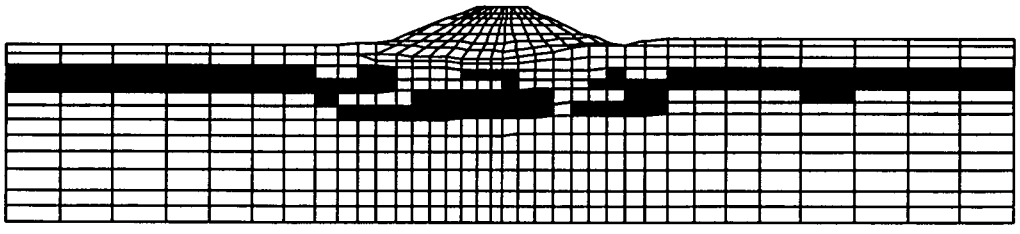
（ａ）断面No. 1



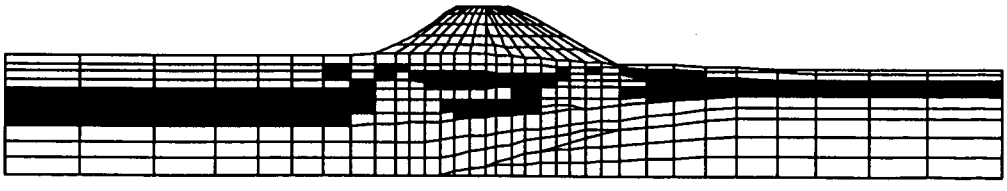
（ｂ）断面No. 2



（ｃ）断面No. 3



（ｄ）断面No. 4



（ｅ）断面No. 5

□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

□: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

図-4.1. 14(j)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-1-7'）

（3）変形

1）堤体天端沈下量の実測値との比較

各ケースについて得られた地震終了後の天端沈下量の一覧を表-4.1. 9に示す。なお，解析結果の天端沈下量は堤防天端左および右の平均値とした。また，各断面において，実測沈下量および解析の結果得られた沈下量を図-4.1. 15に示す。断面 No.5 を除き被災した断面では，解析値は実測沈下量よりも小さな値となっており、無被災の断面ではこれとは逆に解析値が実測沈下量よりも大きくなっている。代表的な地盤の変形図として、ケース 4-1-1 の地震後のメッシュ図を図 4-1-21 に示す。実測の沈下量を見ると、堤防が高く盛土荷重が大きな断面（No.1、No.3、No.5）で沈下量は大きく、また液状化層上の非液状化層の厚い断面（No.2）では沈下量が小さくなっており、このような被害の大小関係を解析結果は、定性的ではあるがある程度捉えたものとなっている。被災を受けた断面では，基礎地盤が堤防直下から水平地盤方向へ側方変形を起こし，堤防は全体的に沈下するとともに，側方へはらみだすように変形している。被災しなかった断面では，地表面付近の粘土層が基礎地盤の側方変形を拘束している。また断面 No.5 では，特に盛土体自体の変形が大きい。他の被災断面と異なり，天端沈下量を過大に評価している原因の一つと考えられる。

以下に天端沈下量と解析ケース、すなわち中間土と粘性土に適用する弾塑性モデルの違い、パラメータの設定方法、入力基盤面の影響について、断面毎に詳細に述べる。

2）断面 No.1

解析断面 No.1 でのモデル断面図、及び各ケース毎の天端沈下量を図 4-1-16 に示す。図中のグラフ(a)、(b)はそれぞれ中間土に砂のモデルを適用したケースと粘土のモデルを適用したケースである。これらの図での横軸には粘土に適用したモデルの異なるケースとそのパラメータの設定法が異なるケースを配してある。また上下の図（(a)図と(b)図）の同じ列、例えば 4-1-3 と 4-1-4、を比較することにより中間土に適用したモデルの違いがわかる。

(a)図、(b)図のそれぞれにおいて各ケースの天端沈下量を比較することにより、粘土に適用するモデルとそのパラメータの決め方により 15%程度の差が生じることがわかる。(a)図と(b)図の同じ列を比較することにより、中間土に適用するモデルやパラメータによって 15%程度の差が生じていることがわかる。断面 No.1 では粘土液状化層中に Ac1 層が噛んでいるもののその層厚は薄く、しかも盛土から左側のみに存在している。また中間土層は地盤表面付近に存在しているが、この層厚も薄い。盛土直下地盤浅部の土の特性が盛土沈下量に強く影響することが予想される。この断面では地盤浅部に中間土層及び粘土層が存在す

るが、それらの層厚が何れも小さいためにモデル化の違いが沈下量にさほど強く影響しなかったものと考えられる。

3）断面 No.2

解析断面 No.2 でのモデル断面図、及び各ケース毎の天端沈下量を図 4-1-17 に示す。この断面では、液状化した As2 層の上に粘土層(Ap、Ac1)が比較的厚く堆積している。そのため、粘土に適用するモデルとそのパラメータの決め方により最大で約 3 倍と大きな差が生じている。また、中間土のモデル化とパラメータの違いによる天端沈下量の差は 10%以下である。これはこの断面での中間土層が薄いこと、及び液状化層の下に位置していることが理由として考えられる。これは、図 4.1.21 からわかるように、何れの断面においても液状化層より深い部分での変形は極めて小さく、液状化層以深の層の特性は地盤全体の動的応答特性には影響するものの、残留変形量は小さいので盛土の変形量に及ぼす影響は大きくないものと考えられるためである。

4）断面 No.3

解析断面 No.3 でのモデル断面図、及び各ケース毎の天端沈下量を図 4-1-17 に示す。断面 No.3 では中間土層が存在しないので、中間土層に関するモデルを変更した(a)図と(b)図は同一の結果を示している。この断面では、液状化層上に薄い粘土層(Ac1)が存在しており、粘土層に適用するモデル及びパラメータを変更することによって天端沈下量には最大で約 2 倍程度の差が出た。これより、液状化層上の土の物性は、その層厚がある程度小さく場合でも天端沈下量に強く影響しうることがわかる。また、この断面において入力基盤面を下部 Ac2 層下面とした計算結果が◎で示してある。断面 No.3 での沈下量の増加は，基盤深度を大きく取ることによって応答加速度が増加したことによるものと思われる。沈下量の変化は，概ね盛土天端の最大加速度の変化に対応しているので、基盤層深度の変更により盛土の応答加速度が変化すれば、沈下量もそれに応じて変化することになる。

5）断面 No.4

解析断面 No.4 でのモデル断面図、及び各ケース毎の天端沈下量を図 4-1-17 に示す。断面 No.4 では液状化層(As2)の上に粘性土層(Ap)が存在する。粘土に適用するモデルの違い及びそのパラメータ設定法の違いにより天端沈下量は最大で約 3 倍程度異なっており、ここでも液状化層より上の層の物性が天端沈下量に及ぼす影響が大きいことがわかる。またこの断面には液状化層の下に中間土層が存在する。中間土に適用するモデルの違いによって生じる天端沈下量の差は

最大でも 30%であり、液状化層下の層の影響は相対的に小さいことがここでも確認できる。

断面 No.4 においても断面 No.3 と同様に入力基盤面を下部 Ac2 層下面とすることで沈下量が増加している。この断面では砂層が全域にわたって完全に液状化したわけではなく、他の断面と比較して As2 層の過剰間隙水圧比は低かった。入力基盤面を変えたケース 4-1-7-4 と 4-1-7'-4 を比較すると、後者の方が中間土 Asc 層の過剰間隙水圧比が大きくなっており、このことも沈下量が増加したことの原因であるものと考えられる。

6）断面 No.5

解析断面 No.5 でのモデル断面図、及び各ケース毎の天端沈下量を図 4-1-17 に示す。断面 No.5 では、粘土層は液状化層（As2）の下部のみに存在している。図(a)(b)からわかるように、粘土に適用するモデルやパラメータの設定法は天端沈下量にほとんど影響を及ぼしていない。これに対して、液状化層の上部に存在する比較的厚い中間土層のモデル化は計算結果に大きな影響を及ぼしている。

以上より盛土天端沈下量は、液状化層上の地層のモデル化によって大きく変化し得ることがわかった。今回の 5 断面では、何れも砂層がほぼ全域にわたって液状化したが、当然ながら砂層が液状化するか否かによって天端沈下量は大きく変化するものと考えられるので、砂層のモデル化とパラメータの設定が重要であることは言うまでもない。

また粘性土のパラメータを動的強度より設定したケース 4-1-1，4-1-2 では，断面 No.2,4 での沈下量がかなり過大となった。沈下量に影響すると思われる表層付近の Ac1，Ap 層の動的強度については，繰返し三軸試験が実施されていないため Aca 層の値を代用しており，この点が沈下量の過大評価につながった可能性がある。変形予測の精度を上げるには，粘土層についても，繰返し三軸試験による動的強度が必要である。

表-4.1.9　天端沈下量結果一覧

解析ケース	断面No.	実測沈下量 (cm)	解析沈下量(cm)		
			天端左	天端右	平均値
4-1-1	1	267	104.2	93.5	98.9
	2	0	62.3	67.1	64.7
	3	126	59.5	58.0	58.8
	4	0	69.3	51.2	60.2
	5	63	96.6	133.4	115.0
4-1-2	1	267	85.8	85.1	85.5
	2	0	58.1	62.3	60.2
	3	126	59.5	58.0	58.8
	4	0	60.4	55.0	57.7
	5	63	76.7	83.3	80.0
4-1-3	1	267	93.0	87.0	90.0
	2	0	20.8	20.8	20.8
	3	126	49.2	49.7	49.4
	4	0	33.5	29.5	31.5
	5	63	98.9	130.2	114.6
4-1-4	1	267	78.5	81.1	79.8
	2	0	22.8	22.3	22.5
	3	126	49.2	49.7	49.4
	4	0	24.5	19.0	21.8
	5	63	76.1	83.2	79.6
4-1-5	1	267	82.0	77.8	79.9
	2	0	46.4	49.2	47.8
	3	126	68.3	70.6	69.4
	4	0	61.4	49.8	55.6
	5	63	82.7	106.6	94.7
4-1-6	1	267	75.3	77.5	76.4
	2	0	48.4	50.4	49.4
	3	126	68.3	70.6	69.4
	4	0	42.5	40.4	41.5
	5	63	76.2	82.7	79.4
4-1-7	1	267	99.9	89.1	94.5
	2	0	37.9	39.6	38.8
	3	126	32.9	32.4	32.7
	4	0	39.1	35.1	37.1
	5	63	104.0	134.7	119.4
4-1-8	1	267	87.5	86.6	87.0
	2	0	43.7	45.2	44.4
	3	126	32.9	32.4	32.7
	4	0	38.1	32.8	35.5
	5	63	78.1	86.0	82.0
4-1-4'	1	267	78.5	81.1	79.8
	2	0	22.8	22.3	22.5
	3	126	111.0	111.0	111.0
	4	0	37.2	33.1	35.2
	5	63	76.1	83.2	79.6
4-1-7'	1	267	99.9	89.1	94.5
	2	0	37.9	39.6	38.8
	3	126	65.9	67.7	66.8
	4	0	83.4	73.9	78.7
	5	63	104.0	134.7	119.4

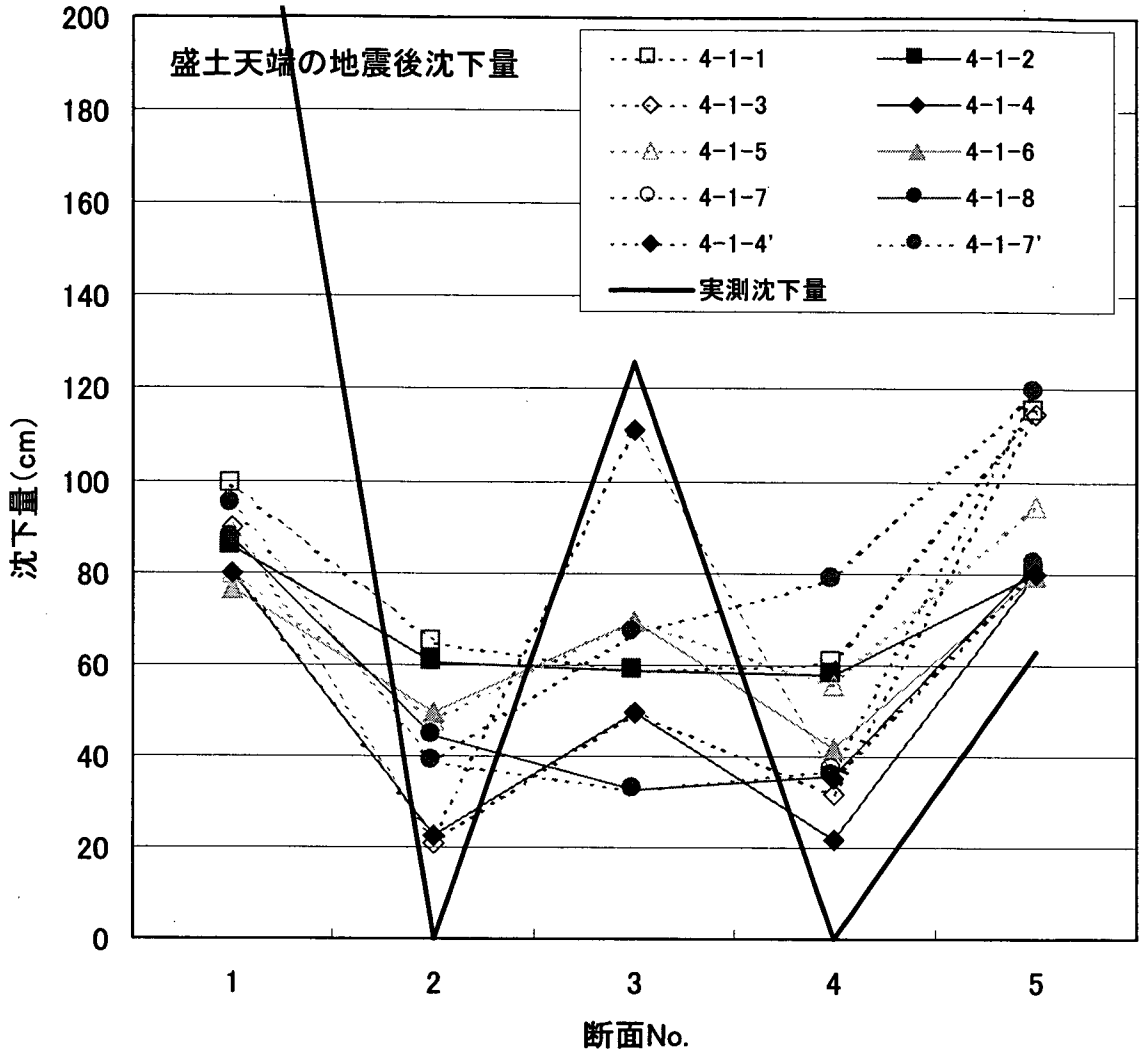
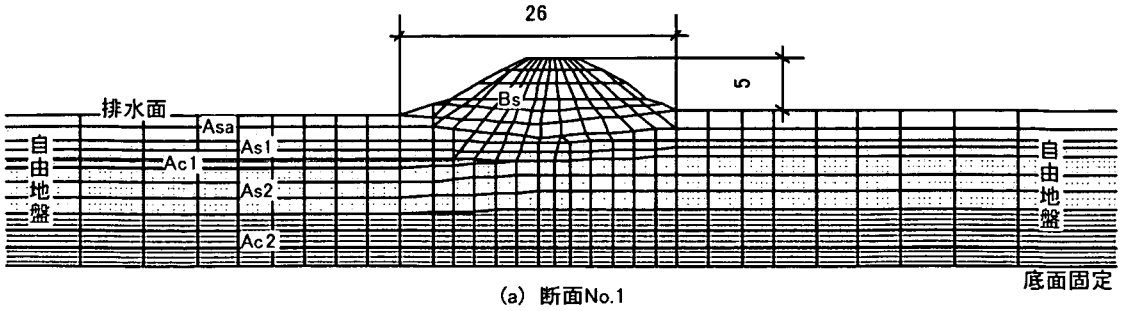
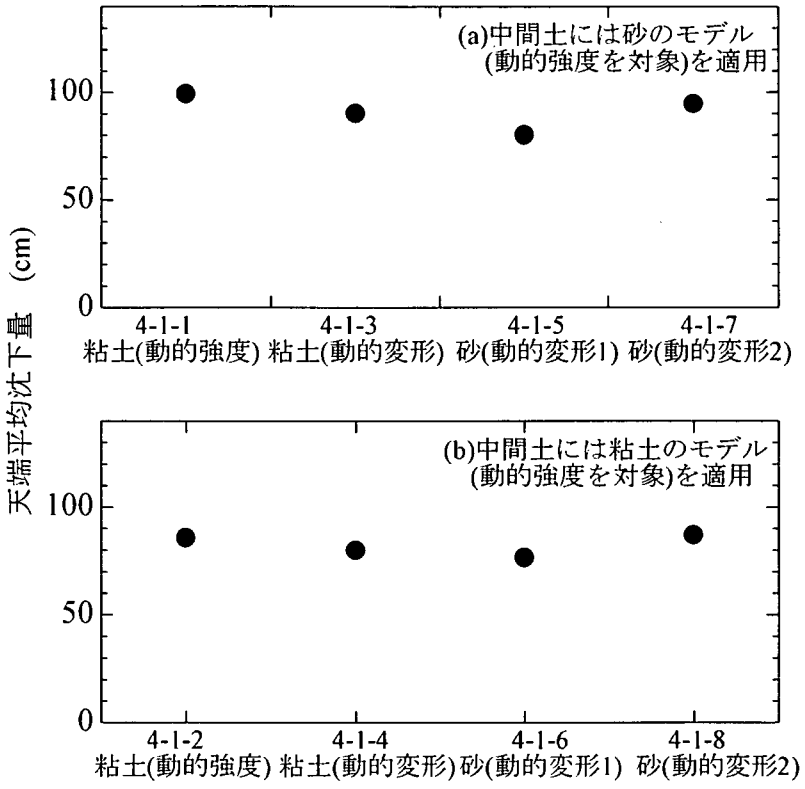


図-4.1.15　天端沈下量の実測値と解析値の比較

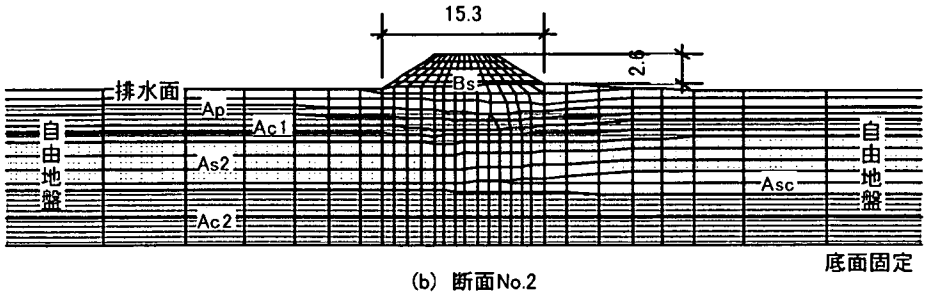


(a) 断面No.1

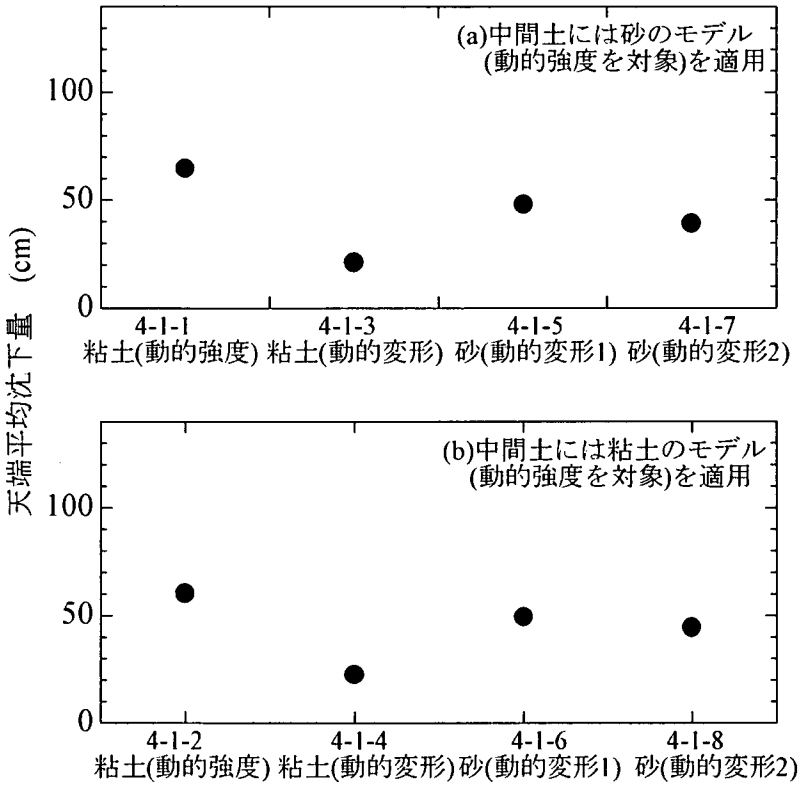


ケース、粘土に適用した弾塑性モデル

図 4·1·16　粘土と中間土のパラメータと適用する弾塑性モデルが沈下量に及ぼす影響
(断面 No.1)

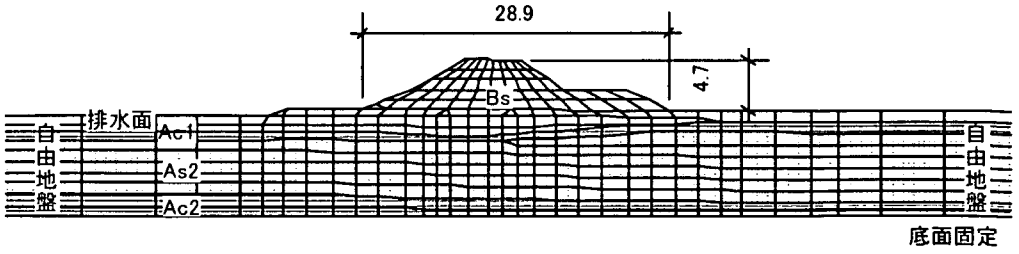


(b) 断面No.2

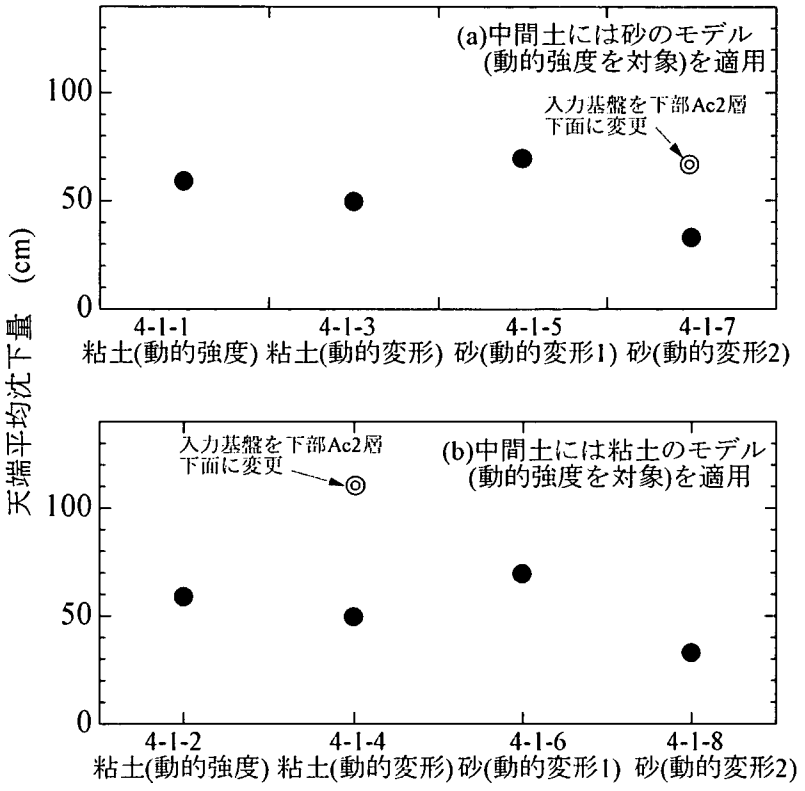


ケース、粘土に適用した弾塑性モデル

図 4-1-17　粘土と中間土のパラメータと適用する弾塑性モデルが沈下量に及ぼす影響
(断面 No.2)

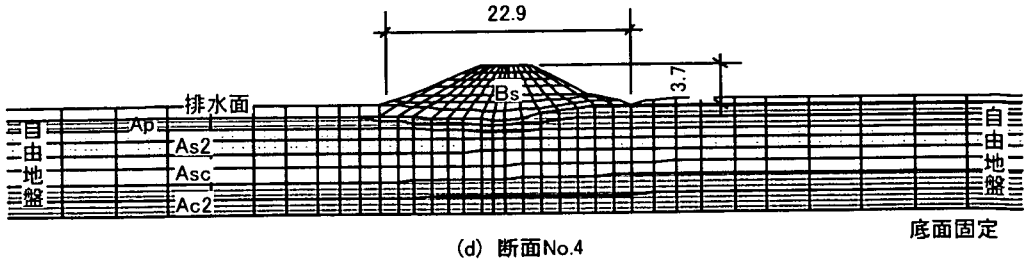


(c) 断面No.3

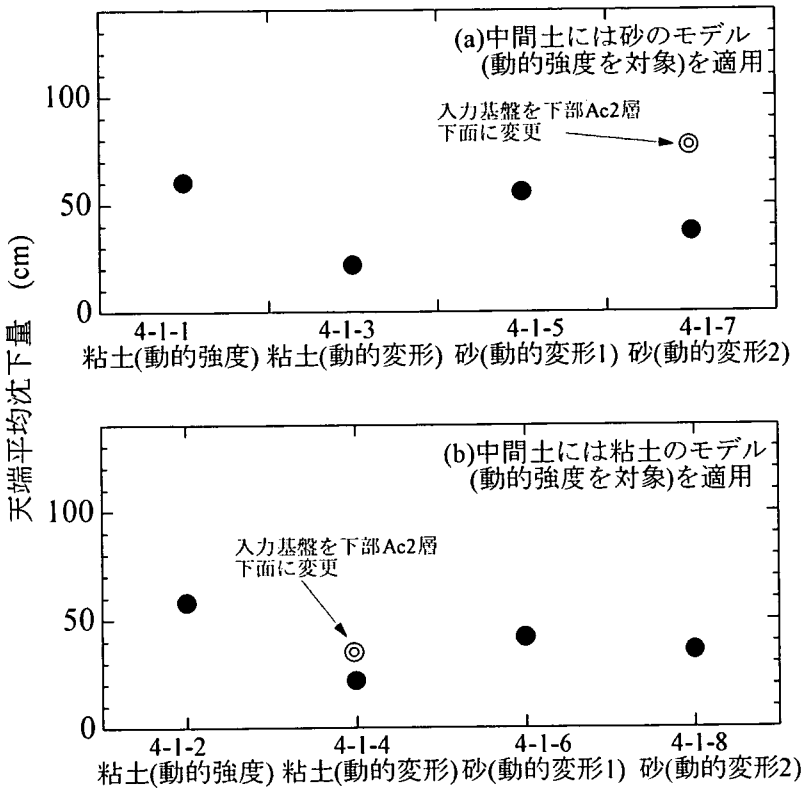


ケース、粘土に適用した弾塑性モデル

図 4-1-18 粘土と中間土のパラメータと適用する弾塑性モデルが沈下量に及ぼす影響
(断面 No.3)

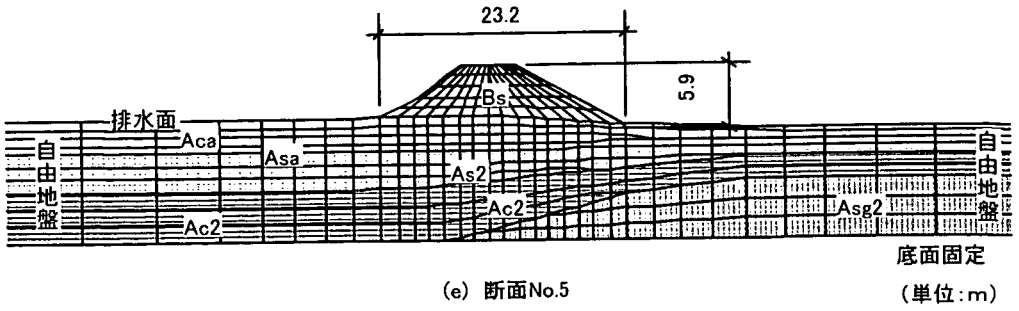


(d) 断面No.4

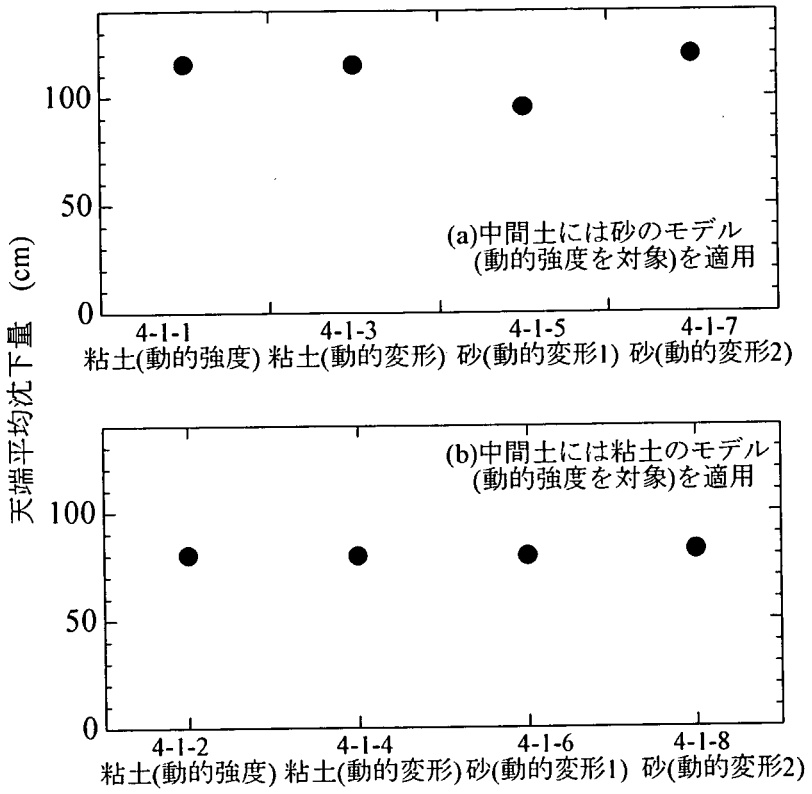


ケース、粘土に適用した弾塑性モデル

図 4-1-19　粘土と中間土のパラメータと適用する弾塑性モデルが沈下量に及ぼす影響
(断面 No.4)

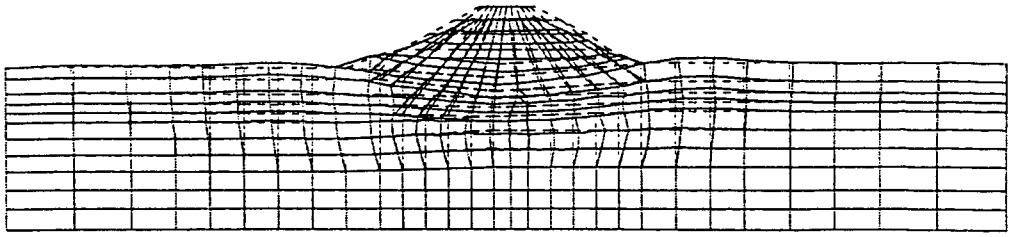


(e) 断面No.5　　(単位:m)

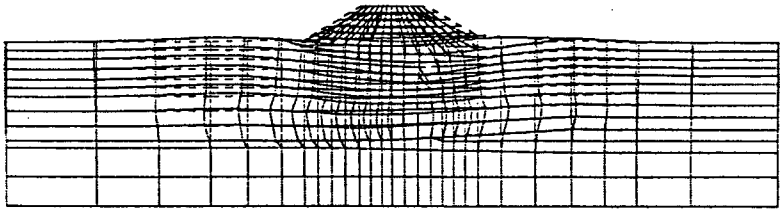


ケース、粘土に適用した弾塑性モデル

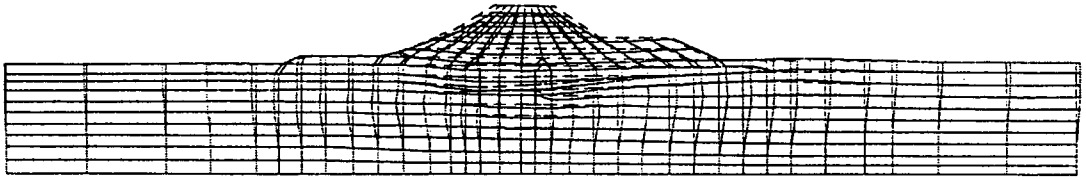
図 4-1-20　粘土と中間土のパラメータと適用する弾塑性モデルが沈下量に及ぼす影響
(断面 No.5)



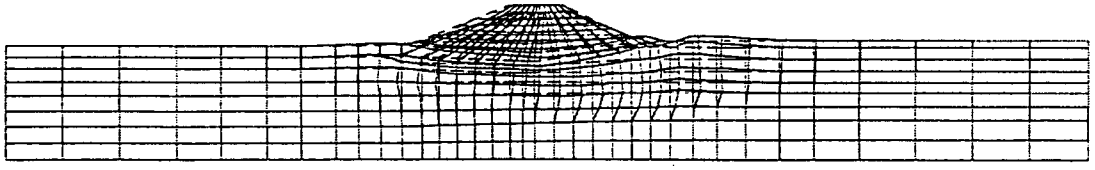
（ａ）断面No. 1



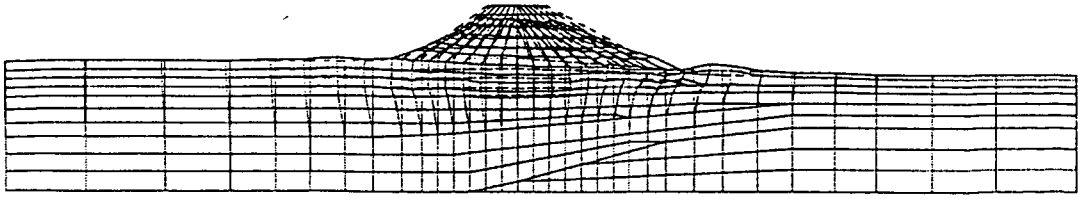
（ｂ）断面No. 2



（ｃ）断面No. 3



（ｄ）断面No. 4



（ｅ）断面No. 5

———— ：変形後　　---------- ：初期形状

図-4.1.21　地震後の変形図（ケース 4-1-1）

4．1．8　まとめ

1993 年北海道南西沖地震で被災を受けた後志利別川の堤防の５断面を対象として，弾塑性 FEM により変形解析を実施した。この結果，以下のことが分かった。

- 解析結果は定性的に被災の大小関係を再現することができた。全体的な傾向として，被災を受けた断面では，解析は実測沈下量を過小評価し，被災の小さかった断面では，解析は実測沈下量を過大評価するという「めりはり」のない結果となった。また，解析結果は表層付近の土層のモデル化，パラメータの設定法，さらに基盤の設定深度の影響を強く受けることが明らかとなった。
- 今回の５断面では、何れも砂層がほぼ全域にわたって液状化したが、当然ながら砂層が液状化するか否かによって天端沈下量は大きく変化するものと考えられ、砂層の適切なモデル化とパラメータの設定は重要である。
- 液状化層以浅の層の力学特性が盛土沈下量によって計算沈下量は大きく変化するので、液状化しない層の土のモデル化及びパラメータの設定に関しては、液状化層より浅い層に関して特に慎重に行う必要がある。
- 沈下量に強く影響する表層付近に中間土層や粘性土層が存在する場合には、実務では繰返しせん断試験が行われることがないこのような層の土についても繰返しせん断試験を行い、強度・変形特性を適切にモデル化することが解析精度を高める上で重要である。
- 断面 No.3,4 で示したように，解析モデルの基盤層の設定によって，変形量は異なる結果になる。いずれの断面でも Ac2 層を基盤層としているが，Ac2 層の下にも比較的軟弱な層が存在している。本来であれば，さらに深い基盤層を選定すべきかもしれない。
- 解析モデルの基盤深度を変更すれば，入力地震動も異なるものになる。断面 No.1 と No.2 では，500m 程度しか離れていないにも拘わらず，今回用いた入力地震動には 50gal もの差がある。入力地震動を作成した１次元重複反射解析での基盤面での入力加速度は同じであるので，この 50gal の差は両地点での地盤条件の違いによるものである。しかしながら，今回基盤層とした Ac2 層のように表層に近い層では，上部の液状化層の応答の影響も受けると考えられ，等価線形解析である１次元重複反射解析で得られた波形が入力動として適切かどうかは，十分に検討する必要がある。

４．２　淀川の被災事例解析

４．２．１　被害概要

本節でのシミュレーションの対象は，1995 年兵庫県南部地震で被災を受けた淀川の堤防である。被災堤防は図-4.2. 1[11]に示すように震央から約 40km 離れた位置にあり，当該地点での地表面加速度は付近で観測された最大加速度から推定すると，200gal 以上であったと思われる。

淀川堤防の被害は主に河口部付近に集中しており，右岸で 0.2～1.5m の沈下，左岸では最大 3m の沈下が生じた。淀川河口付近の堤防は特殊堤構造になっており，波返し工のついたパラペットを有し，のり面はコンクリート構造，天端はアスファルト舗装，裏のり面はコンクリートブロックにより被覆されている。被害を受けた地点では，地表面で噴砂の痕跡か確認されており，基礎地盤の液状化が被害の主な原因となっていると考えられている[11)12)]。

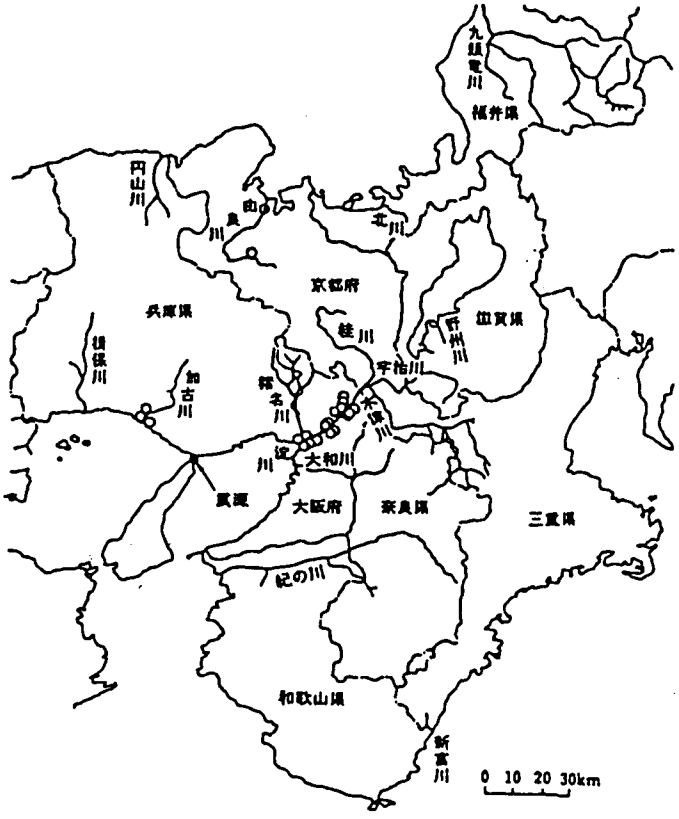


図-4.2. 1　被災箇所[11)]

解析対象は，図-4.2. 2に示す２地点である。各地点の位置および被災状況を表-4.2. 1に示す。両地点は，約 1.6km 離れており、天端沈下量は No.1 で約 2.7m，No.2 でほとんど 0 というように被災量に大きな隔たりがある。断面 No.1 では，堤体本体が陥没し，パラペットや裏のり面の被覆コンクリートもずり落ちるように崩壊している。

表-4.2. 1　解析対象地点の被災状況

断面 No.	位置	被害の有無	堤体天端沈下量 (m)
1	大阪市此花区酉島地先 1.4km	被害大	2.7
2	〃　　高見地先 3.0km	なし	−

２地点の地盤状況および堤体の形状を図-4.2. 3に示す。両地点の地盤状況は，概ね類似しており，地表面から順に沖積砂質土層（層厚約 8m），沖積粘性土層（層厚約 15m），洪積砂質土層，洪積粘性土層，そしてN値 50 以上の砂礫層となっている。両地点の堤体形状，地盤状況での相違点は，以下の通りである。

・断面 No.2 では，沖積砂質土層内に層厚約 2m の粘性土層が存在しているが，断面 No.1 には存在しない。
・断面 No.2 では，高水敷き（OP3.0m）が幅 40m にわたって存在している。

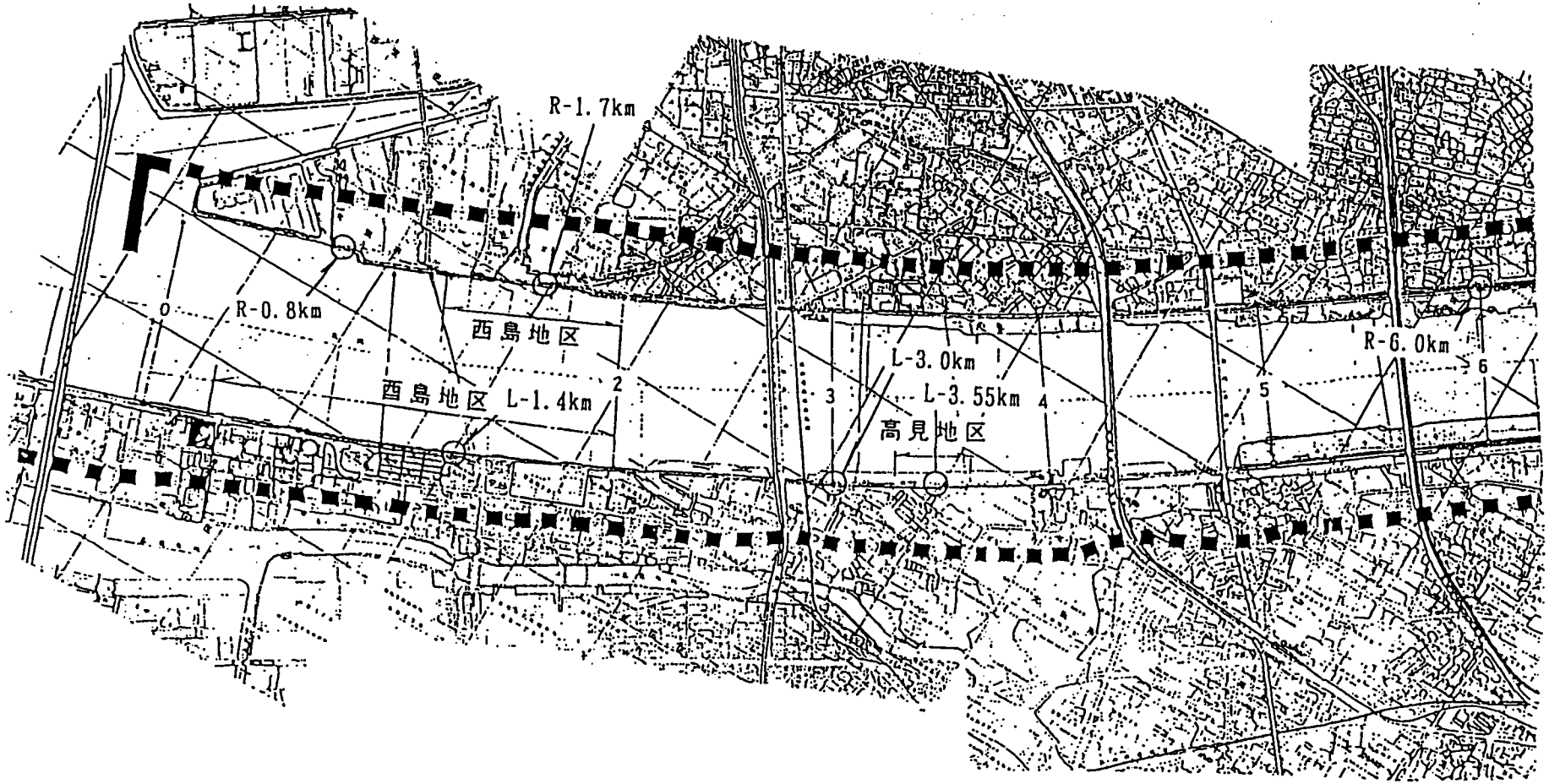


図-4.2.2　解析地点

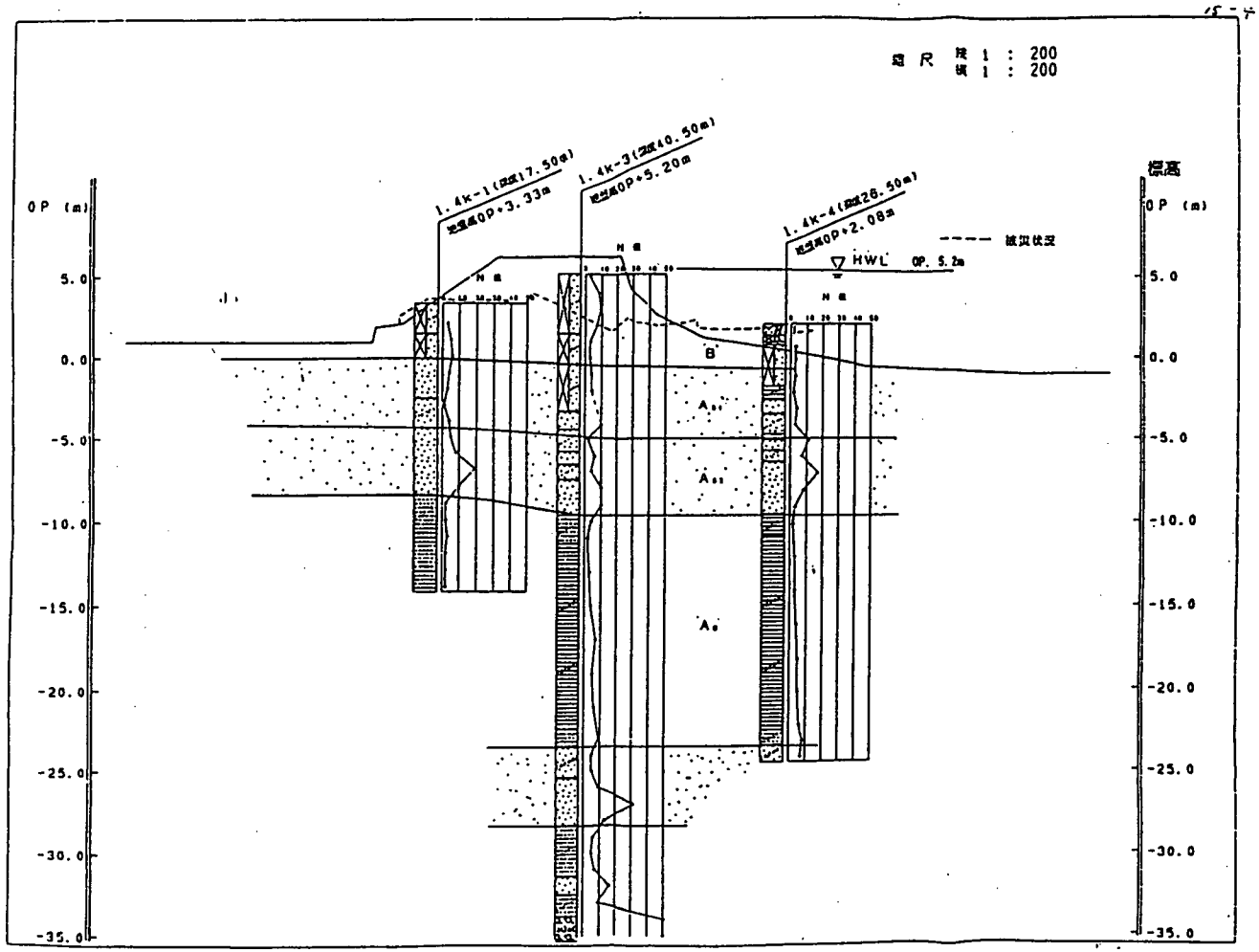


図-4.2.3(a)　地盤および堤体被災状況（断面 No.1）

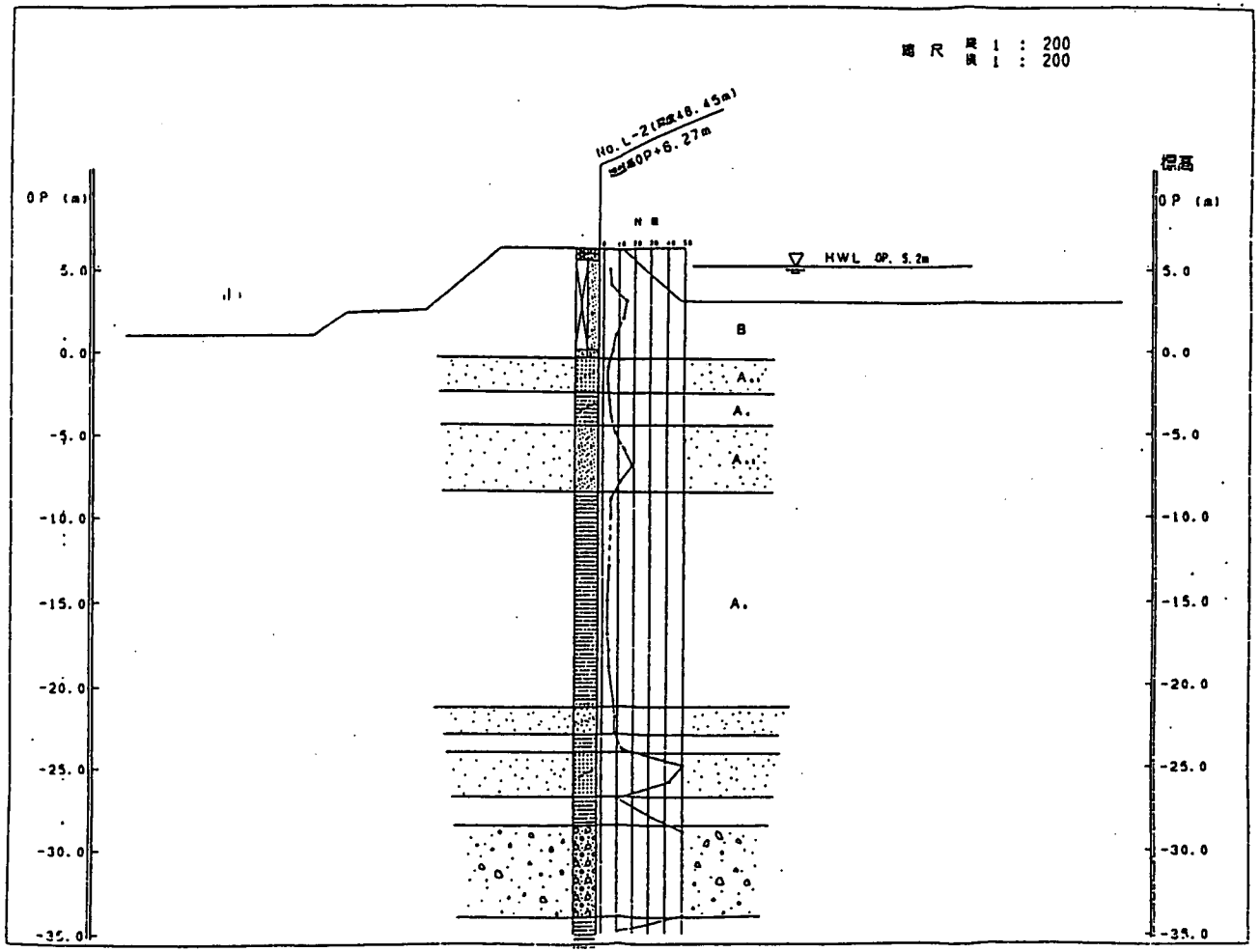


図-4.2.3 (b)　地盤および堤体被災状況（断面 No.2）

４．２．２　解析ケース

解析は２つの地点を対象として，表-4.2.2に示す解析ケースについて実施した。これらの解析ケースは，以下の事項に関してパラメトリックに検討したものである。

①止水矢板の影響

両断面とも堤外側のり尻部に止水矢板が設置してある。この止水矢板が地震時の変形量に与える影響を検討した。ケース 4-2-1 では止水矢板を無視し，4-2-2 では考慮した。

②中間粘性土層の影響

断面 No.2 の砂質土層の中間に位置する粘性土層が地震時の変形量に与える影響を検討した。ケース 4-2-3 では中間粘性土層を上部砂質土層と同じ物性であるものと仮定した解析を行った。

③入力地震動の影響

解析に用いる入力地震動として，次の２つを検討した。

・ケース 4-2-1～4-2-3：大淀地盤面で観測された堤防軸直交方向成分の加速度波形を一次元等価線形化解析によって解析基盤面への引き戻した波

・ケース 4-2-4：断面 No.2 の近傍に位置する高見フローラルタウン GL-30m で観測された加速度波形のうち NS，EW 成分を堤防直交方向に補正した波（N-28.5E 度回転）

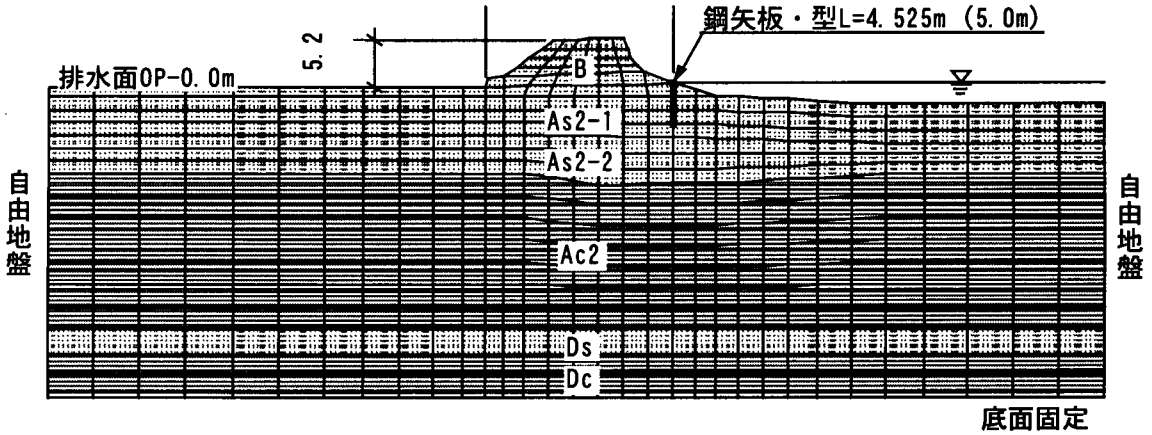
表-4.2.2　解析ケース

ケース名	断No.	構造条件	入力波形	備考
4-2-1-1	1	矢板なし	大淀観測波形（引き戻し波形）	
4-2-1-2	2			
4-2-2-1	1	矢板あり	〃	
4-2-2-2	2			
4-2-3-1	1	矢板あり 中間粘土層を砂層	〃	4-2-2-1と同じ
4-2-3-2	2			Ac1=As2-1
4-2-4-1	1	矢板あり	高見観測波形（基盤観測波）	
4-2-4-2	2			

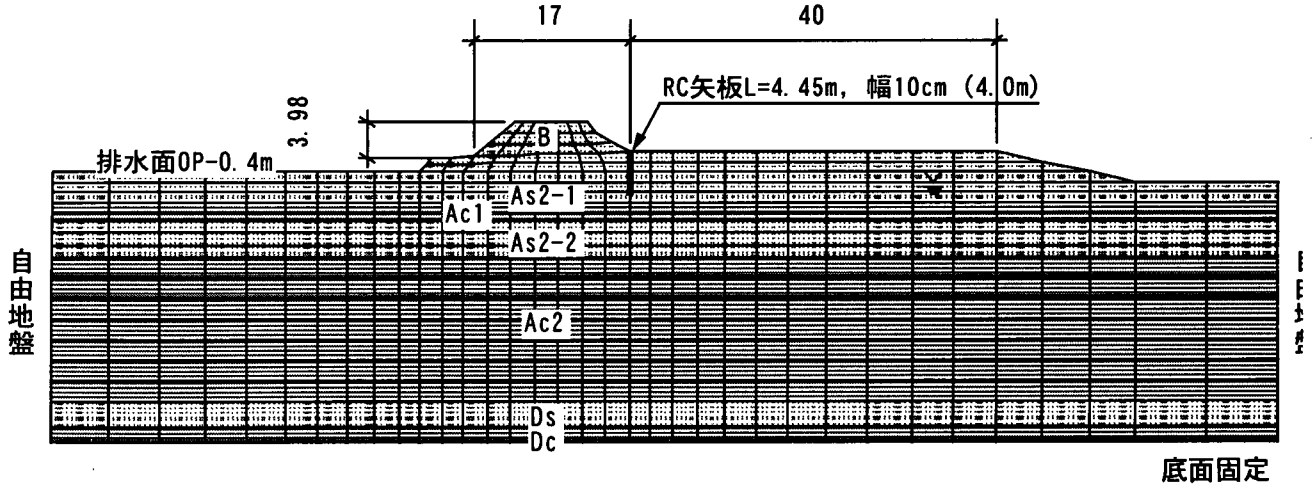
４．２．３　解析モデル

各ケースに対する FEM 解析モデルを図-4.2. 4に示す。このモデルはケース 4-2-2 で用いるものである。解析モデルの作成上，留意した点は以下の通りである。

・基盤面は砂礫層の上面，Dc 層の下面とし，その底面を剛基盤とした。
・側方の自由地盤は，幅広要素（両端を等変位）で模擬した。
・地下水位面以浅（図中の排水面）および堤体は不飽和層 B とした。
・断面 No.2 では，高水敷き（幅 40m）を考慮した。
・堤外側の堤防のり尻部分には，断面 No.1 では鋼矢板Ⅱ型（L=5.0m），断面 No.2 では RC 矢板（B=10cm，L=4.0m）の止水壁を梁要素でモデル化した。
・堤防天端のアスファルト舗装，パラペット，裏のり面被覆コンクリートはモデル化していない。
・ケース 4-2-1 では止水矢板はモデル化していない。
・ケース 4-2-3 では，断面 No.2 での中間粘性土層 Ac1 層の物性値を上部の As2-1 と同じにした。



(a)断面No.1 (左岸1.4km)



(b)断面No.2 (左岸3.0km)

(単位：m)

図-4.2.4 解析モデル

４．２．４　モデルパラメータ

（１）各土層の土質定数の整理

以下の土質調査報告書より，各断面の物理定数および力学定数をまとめ直した。

①　「兵庫県南部地震により被災した盛土の安定性評価業務　報告書」
平成８年１２月、建設省土木研究所　：土層断面，力学定数

②　「兵庫県南部地震に関する土質調査検討業務　報告書」
平成７年７月、建設省淀川工事事務所
：断面 No.1 の柱状図，物理試験，力学試験

③　「伝法・中津川間淀川左岸堤防地質調査業務　報告書」
平成７年６月、建設省淀川工事事務所
：断面 No.2 の柱状図，物理試験，力学試験

各断面について物理定数をまとめた結果を表-4.2. 3に示す。表は(a)堤内側のボーリングデータによるもの，(b)～(d)堤防中央のボーリングデータによるもの，(e)堤外側のボーリングデータによるもの，(f)不攪乱試料によるもの，(g)これらをまとめたもの，さらに(h)力学定数の推定結果を示している。物理定数をまとめる上での留意事項は，以下の通りである。なお，表中での空欄は調査データがないことを示している。

・すべてのデータは被災後のものであり，断面 No.1 でのボーリング L1.4k-1,2,3 の B 層上部は復旧盛土であり，この部分のデータは除外した。
・断面 No.1 でのボーリング L1.4k-3，L1.4k-4 の As2-1 層には B 層がめり込んでいるが，めり込んだ部分は As2-1 層とした。したがって，この部分の As2-1 層のデータはバラツキが大きい。
・断面 No.1 でのボーリング L1.4k-4,5 にみられる薄い粘性土層はさほど粘土分含有率 Cc が多くないので，無視した。
・(f)不攪乱試料による試験データから，土粒子の密度，間隙比より単位体積重量を算定している。
・(g)まとめでの，平均Ｎ値１は堤防中央でのデータ，平均Ｎ値２は堤内，堤外でのデータをまとめたものである。
・(f)力学定数の推定では，上述の平均Ｎ値１を用いて道路橋示方書（平成８年１２月　日本道路協会）の方法で算定したせん断弾性波速度を示している。
・(f)力学定数の推定では，(c)のボーリングデータ（不足している部分は(f)の不攪乱試料の物理定数を用いた）を用いて道路橋示方書（平成８年１２月　日本道路協会）の方法により動的せん断強度比を算定し，各土層でそれを平均した値を示している。

各土層に対する力学試験結果をまとめた結果を表-4.2.4に示す。各土層での力学試験の実施状況は以下の通りである。なお、表中での空欄は調査データがないことを示している。

・被害の大きい断面 No.1 に対する力学試験数が少ない。
・沖積粘土層に対して，圧密試験が実施されている。
・CU 試験，動的変形試験は断面 No.2 のみに対して実施されている。
・一軸圧縮試験の q_u 中の囲み数字は UU 試験結果から推定した値である。
・CD 試験の ϕ'中の囲み数字は一軸圧縮強度から，太田らの手法 [13]を用いて推定した値である。
・備考は参照した不攪乱試料名を示している。

まとめた力学定数に関して特徴的なこと以下に列挙する。すなわち、

・砂質土層の液状化強度は概ね 0.2 前後であるが，被害の大小には明確な因果関係はない。断面 No.1 の As2-2 層での液状化強度が小さいが，後に示すようにデータのバラツキが大きい。また，N値から推定した液状化強度をみると，平均的には断面 No.2 の液状化強度と大差ないと考えられる。
・Ac2 層の内部摩擦角は一軸圧縮強度より推定したが，断面 No.1，No.2 とも堤防中央部データによる値が概ね妥当であるものと想定される。

表-4.2. 3(a)～(b)　物理定数一覧

(a)堤内側のボーリングデータ

	No.	土層名	種別	参照 Bor.No.	平均 N値	D50 (mm)	D20 (mm)	Uc	Fc (%)	Wn (%)
No.1	1	B	S	L1.4k-1	6	0.215	0.080	12.9	18.0	25.2
	2	As2-1	S		3	0.213	0.057	24.4	26.5	25.5
	3	As2-2	S		11	0.218	0.078	12.3	21.7	26.8
	4	Ac2	C		2	0.013	0.001	-	93.1	51.7
	5	Ds	S							
	6	Dc	C							
	7	Dg	S							
No.2	1	B	S							
	2	As2-1	S							
	3	Ac1	C							
	4	As2-2	S							
	5	Ac2	C							
	6	Ds	S							
	7	Dc	C							
	8	Dg	S							

(b)堤防中央のボーリングデータ(その1)

	No.	土層名	種別	参照 Bor.No.	平均 N値	D50 (mm)	D20 (mm)	Uc	Fc (%)	Wn (%)
No.1	1	B	S	L1.4k-2	2	0.092	0.017	34.9	46.6	34.0
	2	As2-1	S		2	0.082	0.018	20.6	62.3	36.9
	3	As2-2	S		12	0.203	0.083	8.3	20.3	26.3
	4	Ac2	C		3	0.024	0.005	17.9	84.6	44.6
	5	Ds	S							
	6	Dc	C							
	7	Dg	S							
No.2	1	B	S							
	2	As2-1	S							
	3	Ac1	C							
	4	As2-2	S							
	5	Ac2	C							
	6	Ds	S							
	7	Dc	C							
	8	Dg	S							

表-4.2. 3(c)～(d)　物理定数一覧

(c)堤防中央のボーリングデータ(その2)

	No.	土層名	種別	参照 Bor.No.	平均 N値	D50 (mm)	D20 (mm)	Uc	Fc (%)	Wn (%)
No.1	1	B	S	L1.4k-3	3	0.038	0.016	6.7	72.7	35.8
	2	As2-1	S		6	0.189	0.016	9.4	38.7	30.9
	3	As2-2	S		6	0.185	0.058	15.0	29.6	28.4
	4	Ac2	C		5	0.022	0.002	-	95.3	48.2
	5	Ds	S		18					
	6	Dc	C		9					
	7	Dg	S		50					
No.2	1	B	S	No.L-2	9					
	2	As2-1	S		3					
	3	Ac1	C		5					
	4	As2-2	S		13					
	5	Ac2	C		6					
	6	Ds	S		46					
	7	Dc	C		10					
	8	Dg	S		50					

(d)堤防中央のボーリングデータ(その3)

	No.	土層名	種別	参照 Bor.No.	平均 N値	D50 (mm)	D20 (mm)	Uc	Fc (%)	Wn (%)
No.1	1	B	S	L1.4k-4	3	0.395	0.175	4.6	8.3	22.1
	2	As2-1	S		3	0.360	0.138	53.0	19.8	22.2
	3	As2-2	S		9	0.230	0.108	11.5	18.9	30.5
	4	Ac2	C		4	0.019	0.002	-	82.5	49.1
	5	Ds	S							
	6	Dc	C							
	7	Dg	S							
No.2	1	B	S							
	2	As2-1	S							
	3	Ac1	C							
	4	As2-2	S							
	5	Ac2	C							
	6	Ds	S							
	7	Dc	C							
	8	Dg	S							

表-4.2. 3(e)～(f)　物理定数一覧

(e)堤外側のボーリングデータ

	No.	土層名	種別	参照 Bor.No.	平均 N値	D50 (mm)	D20 (mm)	Uc	Fc (%)	Wn (%)
No.1	1	B	S	L1.4k-5						
	2	As2-1	S		3	0.258	0.058	52.7	28.0	44.3
	3	As2-2	S		13	0.217	0.110	5.4	15.8	30.0
	4	Ac2	C		3	0.052	0.007	-	69.1	43.1
	5	Ds	S		65					
	6	Dc	C							
	7	Dg	S							
No.2	1	B	S							
	2	As2-1	S							
	3	Ac1	C							
	4	As2-2	S							
	5	Ac2	C							
	6	Ds	S							
	7	Dc	C							
	8	Dg	S							

(f)不撹乱試料のデータ

	No.	土層名	種別	参照 Sample No.	D50 (mm)	D20 (mm)	Uc	Fc (%)	Wn	Ip	e0	Gs	γsat (kN/m³)	γt (kN/m³)
No.1	1	B	S	L1.4k-3-S1	0.170	0.020	75.8	35.5	24.1	-	0.64	2.69	19.9	
	2	As2-1	S	L1.4k-3-S2	0.280	0.040	61.9	28.1	29.7	-	0.61	2.69	20.1	
	3	As2-2	S	L1.4k-3-S3	0.006	0.001	-	89.5	37.9	-	0.71	2.71	19.6	
	4	Ac2	C	L1.4k-3-T1～T	0.005	0.001	-	97.0	57.8	53.1	1.62	2.72	16.3	
				L1.4k-4-T1～T	0.005	0.001	-	97.3	60.7	49.6	1.67	2.72	16.1	
				L1.4k-5-T1～T	0.006	0.001	-	95.6	62.0	47.7	1.68	2.70	16.0	
	5	Ds	S											
	6	Dc	C											
	7	Dg	S											
No.2	1	B	S	L-2-S2-1,2	0.305	0.140	-	17.5	17.2	-	0.72	2.66	19.3	17.8
	2	As2-1	S	L-2-S2-3	0.120	0.006	-	42.5	27.7	-	0.88	2.67	18.5	
	3	Ac1	C											
	4	As2-2	S	L-2-S2-4	0.246	0.114	-	15.0	24.9	-	0.80	2.68	18.9	
	5	Ac2	C	L-2-T2-1,2,3	0.009	-	-	90.7	49.0	39.0	1.33	2.69	17	
	6	Ds	S											
	7	Dc	C	L-2-D2-1	0.008	-	-	79.0	28.6	27.3	0.75	2.71	19.4	
	8	Dg	S											

表-4.2.3 (g)～(h)　物理定数一覧

(g)まとめ

	No.	土層名	種別	平均N値1	平均N値2	D50 (mm)	D20 (mm)	Uc	Fc (%)	Wn
No.1	1	B	S	3	4	0.185	0.072	14.8	36.4	29.3
	2	As2-1	S	4	3	0.220	0.057	32.0	35.0	32.0
	3	As2-2	S	9	11	0.210	0.087	10.5	21.3	28.4
	4	Ac2	C	4	3	0.026	0.003	-	84.9	47.3
	5	Ds	S	18						
	6	Dc	C	9						
	7	Dg	S	50						
No.2	1	B	S	9		0.305	0.140	-	17.5	17.2
	2	As2-1	S	3		0.120	0.006	-	42.5	27.7
	3	Ac1	C	5						
	4	As2-2	S	13		0.246	0.114	-	15.0	24.9
	5	Ac2	C	6		0.009	-	-	90.7	49.0
	6	Ds	S	46						
	7	Dc	C	10		0.008	-	-	79.0	28.6
	8	Dg	S	50						

(h)力学定数の推定

	No.	土層名	種別	Vs (m/s)	液状化強度 R_{L20}(DA=5%)	備考
No.1	1	B	S	109		
	2	As2-1	S	129	0.197	
	3	As2-2	S	167	0.177	
	4	Ac2	C	157		
	5	Ds	S	208		
	6	Dc	C	205		
	7	Dg	S	295		
No.2	1	B	S	163		
	2	As2-1	S	115	0.166	
	3	Ac1	C	165		
	4	As2-2	S	188	0.215	
	5	Ac2	C	180		
	6	Ds	S	287		
	7	Dc	C	215		
	8	Dg	S	295		

表-4.2.4　力学定数

	No.	土層名	種別	圧密試験		一軸圧縮試験		UU試験	CD試験	動的変形試験			液状化試験	備考
				λ	κ	qu(kPa)	E50(kPa)	c(kPa)	φ'	GO(Gpa)	γref	hmax	R_{L20}(DA=5%)	
L1.4	1	B	S										0.307	L1.4k-3-S1
	2	As2-1	S										0.235	L1.4k-3-S2
	3	As2-2	S										0.146	L1.4k-3-S3
	4	Ac2	C	0.369	0.055	17.9	1382		38.1					L1.4k-3-T1～T(
				0.361	0.061	13.2	1254		67.7					L1.4k-4-T1～T(
				0.333	0.049	10.3	843		50.3					L1.4k-5-T1～T
	5	Ds	S											
	6	Dc	C											
	7	Dg	S											
L3.0	1	B	S						35.7	54.2	3.6E-04	0.20		L-2-S2-1,2
	2	As2-1	S						32.9				0.210	L-2-S2-3
	3	Ac1	C											
	4	As2-2	S						38.7	72.1	7.2E-04	0.20	0.200	L-2-S2-4
	5	Ac2	C	0.322	0.047	16.6	578	8.04	38.7	51.4	1.3E-03	0.20		L-2-T2-1,2,3
										52.4	1.3E-03	0.19		
	6	Ds	S											
	7	Dc	C	0.127	0.023	22.1		11.1	37.8	108	8.0E-04	0.19		L-2-D2-1
	8	Dg	S											

（2）パラメータ設定の考え方

パラメータの設定法は、前節で述べた後志利別川堤防の解析と同じである。すなわち、各土層に対して，物理試験，力学試験より直接設定できるパラメータを設定した後、要素シミュレーションにより，残りのパラメータを設定した。その際，各土層に対して、以下のような考えでパラメータを設定した。

① 盛土層 B，非液状化層 Ds

盛土層，非液状化層については，砂の弾塑性モデルを用いた。その際，初期せん断剛性のみを設定し，変相後の剛性低下やダイレタンシーを無視した。

② 砂質土層 As2-1，As2-2

砂質土については，砂の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，液状化強度を目標としてパラメータを設定した。

③ 粘性土層 Ac1，Ac2，Dc

粘性土に対して，粘土の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，動的変形特性を対象にパラメータを設定した。

以下に，各パラメータに対する設定方法を示す。

1）密度，初期間隙比

いずれの土層についても，密度および間隙比は，不攪乱試料を用いた室内試験結果の平均値から設定した。

2）圧縮指数，膨潤指数，過圧密比

砂質土については，圧密試験は実施されていないため，標準的な値を用いた。砂質土の膨潤指数は 0.0025 とし，圧縮指数は膨潤指数の 10 倍とした。また，比は 1.0 とした。

粘性土については，圧密試験結果より設定した。また，過圧密比は正規圧密粘土と考えて，1.0 とした。

3）破壊応力比，変相応力比

砂質土については，圧密非排水三軸試験結果より得られた内部摩擦角より（式 3.3.18）を用いて設定した。また，変相角は 30 度として，（式 3.3.19）を用いて設定した。

粘性土については，一軸圧縮強度から推定した内部摩擦角より（式 3.3.18）を用いて設定した。また，粘性土の変相角は破壊角と同じにした。

4）初期せん断弾性係数

PS 検層の結果得られているせん断波速度と密度から算定した。

5）硬化関数のパラメータ

砂の繰返し弾塑性モデルの硬化関数は，初期勾配を決めるパラメータと破壊応力比により形状を決定する。いずれの土質についても，硬化関数のパラメータは要素シミュレーションより設定した。

砂質土については，その他のパラメータ（ダイレタンシー係数パラメータおよび基準ひずみパラメータ）に標準的な値を用いて，所定の液状化強度を満足するように要素試験のシミュレーションから設定した。粘性土については，その他のパラメータ（粘塑性パラメータ）に標準的な値を用いて，所定の動的強度あるいは動的変形特性を満足するように要素試験のシミュレーションから設定した。

6）その他のパラメータ

砂質土のダイレタンシー係数パラメータおよび基準ひずみパラメータは，所定の液状化強度を満足するように要素試験のシミュレーションから設定した。この設定は，前述の硬化関数のパラメータを設定した後，モデルの液状化強度曲線の勾配や変相線到達後のひずみの発生傾向を調整することによって行った。

粘性土の粘塑性パラメータは，一般にひずみ速度を変えた圧密非排水せん断試験から設定できる。しかしながら，このような試験は実施されていないため，ここでは粘土の標準的なパラメータ値を設定し，載荷速度を考慮して動的変形試験の要素シミュレーションを実施し，パラメータの妥当性を確認した。

（3）設定したパラメータと要素シミュレーション結果

各断面に対して設定したパラメーター一覧を表-4.2.5に示す。これらの各土層のパラメータは各ケース共通である。ただし，ケース 4-2-3 では断面 No.2 の Ac1 層のパラメータを As2-1 と同じにした。なお，断面 No.1 の Ac2 層のように土質データが不足している土層については，断面 No.2 で同一土層とみなせる土層のモデルパラメータを準用した。準用したデータについては備考欄に示している。

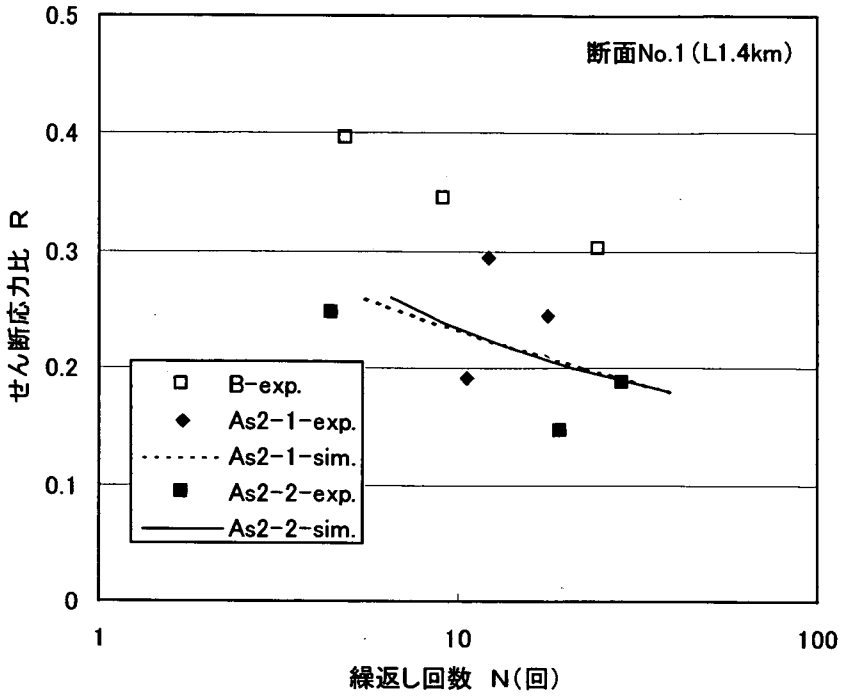
砂質土層について，設定したパラメータによる砂の弾塑性モデルおよび室内試験から得られた液状化強度を各断面について図-4.2.5に示す。

要素シミュレーション結果の一例として，断面No.2のAs2-2層の結果を示す。繰返し応力比 0.200 に対する応力～ひずみ関係および有効応力経路を図-4.2.6に示す。

また， No.2 断面の Ac2 層について，設定したパラメータによる粘土の弾粘塑性モデルおよび室内試験から得られた動的変形特性を図-4.2.7に示す。図において，せん断ひずみが 2.0e-3 に達する前に減衰定数が減少に転じている。これは，繰返し載荷中に大きなひずみが発生し，履歴ループがひずみの発生した方向にスライドしてしまったためである。

表-4.2.5　設定したモデルパラメータ

	No.	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	Gp/Ge	R_{L20}	備考
No.1	1	B	S	17.6	130	30420	0.72	0.0250	0.0025	1.0	1.16	0.98	3628	1000	1000	0.0		3.7E-05	2.00		
	2	As2-1	S	18.6	120	27360	0.61	0.0250	0.0025	1.0	1.09	0.98	3000	0.002	0.020	1.0	4.0	5.2E-06	2.95	0.230	
	3	As2-2	S	19.1	180	63180	0.71	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	2500	0.002	0.020	1.0	4.0	1.3E-05	2.63	0.200	
	4	Ac2	C	16.2	135	30071	1.67	0.3690	0.0550	1.0	1.26	1.26	953	17.0	3.0E-07	7.5E-08		4.8E-09	4.00		L3.0のAc2
	5	Ds	S	19.1	200	78000	0.60	0.0250	0.0025	1.0	1.34	0.98	1606	1000	1000	0.0		1.3E-05	2.00		
	6	Dc	C	17.6	200	72000	0.75	0.1270	0.0230	1.0	1.26	1.26	1372	17.0	3.0E-07	7.5E-08		4.7E-08	4.00		L3.0のDc
No.2	1	B	S	17.6	130	30420	0.72	0.0250	0.0025	1.0	1.16	0.98	3124	1000	1000	0.0		3.7E-05	2.00		
	2	As2-1	S	18.6	120	27360	0.88	0.0250	0.0025	1.0	1.09	0.98	4000	0.002	0.020	1.0	4.0	5.2E-06	3.67	0.210	
	3	Ac1	C	16.2	135	30071	1.33	0.3220	0.0470	1.0	1.26	1.26	2795	17.0	3.0E-07	7.5E-08		4.8E-09	4.00		Ac2
	4	As2-2	S	19.1	180	63180	0.80	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	2500	0.002	0.020	1.0	4.0	1.3E-05	2.77	0.200	
	5	Ac2	C	16.2	135	30071	1.33	0.3220	0.0470	1.0	1.26	1.26	978	17.0	3.0E-07	7.5E-08		4.8E-09	4.00		
	6	Ds	S	19.1	250	121875	0.60	0.0250	0.0025	1.0	1.34	0.98	2616	1000	1000	0.0		1.3E-05	2.00		
	7	Dc	C	17.6	200	72000	0.75	0.1270	0.0230	1.0	1.26	1.26	1505	17.0	3.0E-07	7.5E-08		4.7E-08	4.00		


断面No.1（L1.4km）
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
せん断応力比 R
B-exp.
As2-1-exp.
As2-1-sim.
As2-2-exp.
As2-2-sim.
1
10
100
繰返し回数 N(回)

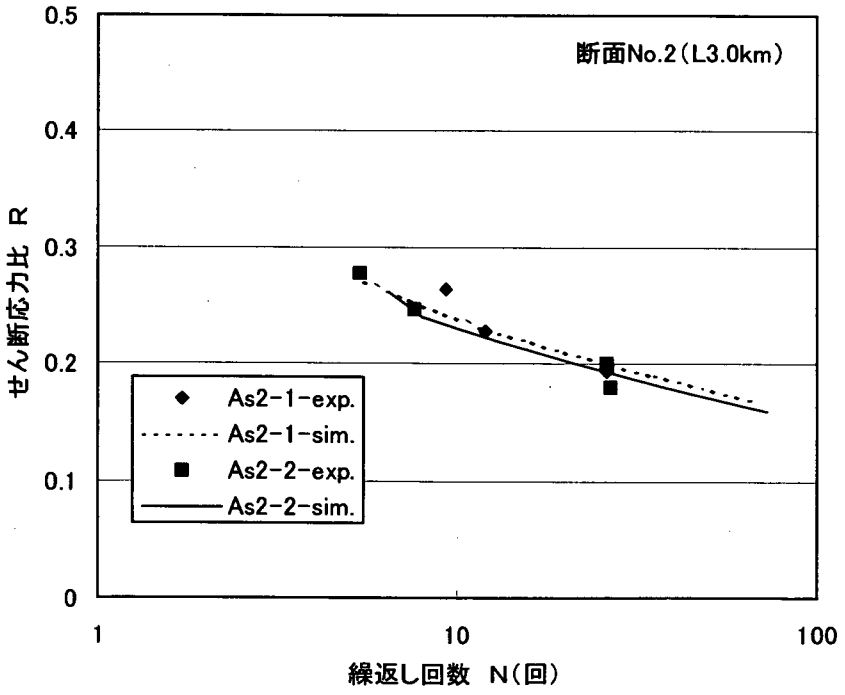

断面No.2（L3.0km）
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
せん断応力比 R
As2-1-exp.
As2-1-sim.
As2-2-exp.
As2-2-sim.
1
10
100
繰返し回数 N(回)

図-4.2.5　液状化強度

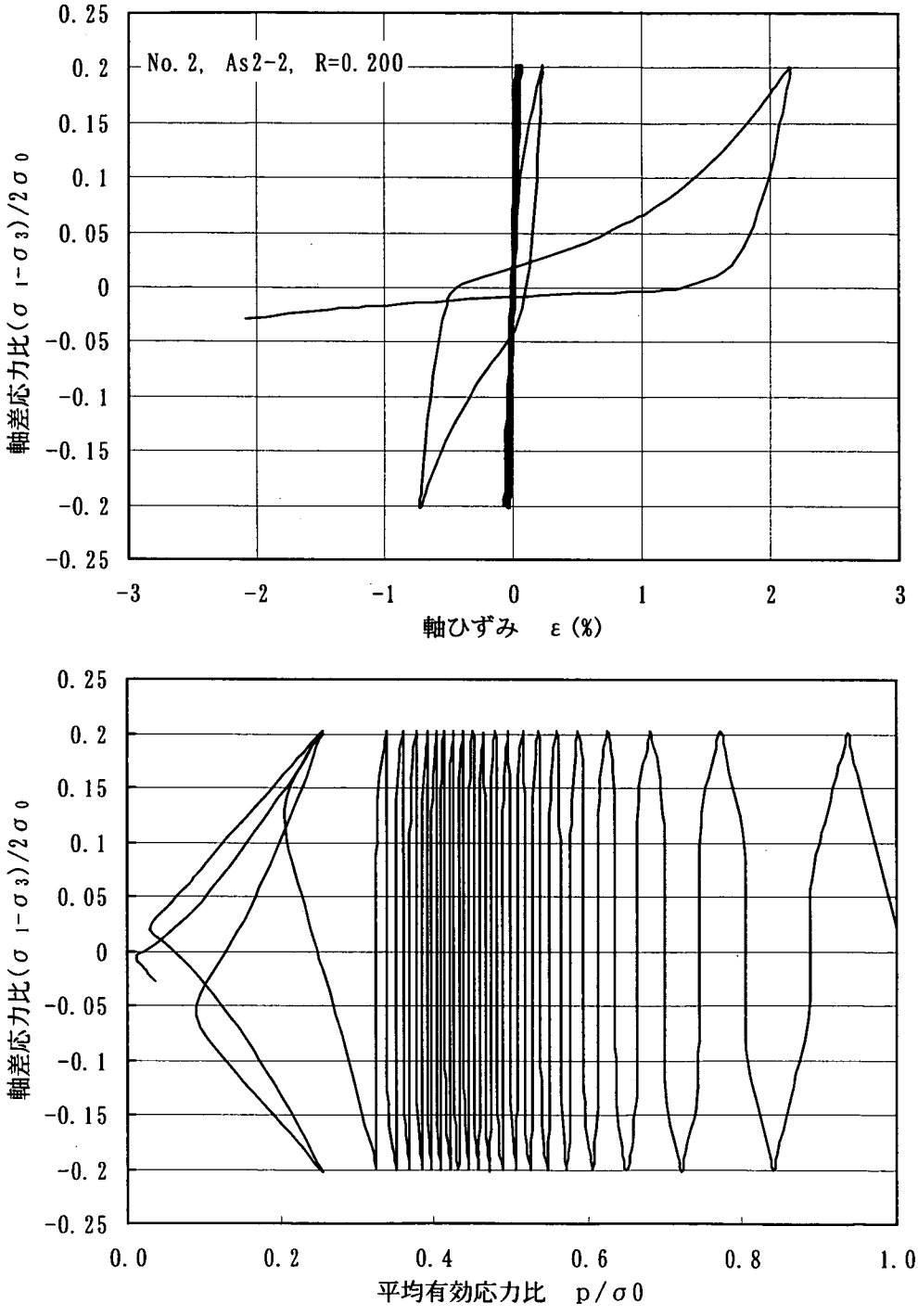


図-4.2.6 要素シミュレーション結果（砂の弾塑性モデル）

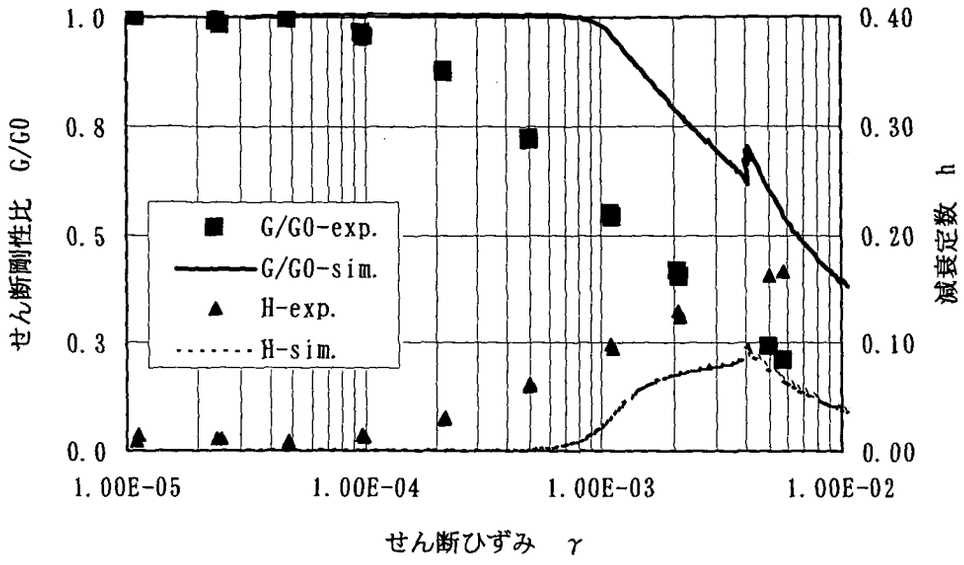


図-4.2.7 Ac2層（断面No.2）の動的変形特性

４．２．５　入力地震動

入力地震動には，以下の２つの波形を考慮した。

①大淀波（ケース 4-2-1～4-2-3）

大淀（左岸約 6.0km）での地盤面観測波（堤防軸直交方向）を GL-29.1m の砂礫層上面に引き戻した波を用いる。引き戻しに用いた地盤モデル等は「建設省土木研究所　河川堤防における地震動特性解析業務　報告書　平成７年３月」を参考にした。

当該地点は解析対象地点から最大で約 4.6km 程度離れているが，淀川下流域では工学的基盤面とみなせる洪積砂礫層が一様に分布していると考えられることから，大淀での GL-29.1m の砂礫層と解析対象地点での砂礫層（No.1 では OP-32.8m，No.2 では OP-28.5m）を同一地層とみなして，大淀での基盤引き戻し波形を解析地点での入力地震動とした。

大淀での地盤面観測波（堤防軸直交方向）と GL-29.1m の砂礫層上面に引き戻した波（合成波）を図-4.2. 8に示す。

②高見波（ケース 4-2-4）

高見フローラルタウンの GL-30m で観測された波形を堤防直交方向に方向補正した波を用いる。高見フローラルタウンは淀川左岸約 3.5km に位置しており、この地点においても今回の解析地点と共通の工学的基盤面を有していると考えられる。GL-30m で観測された NS，EW 成分および堤防直交方向に補正した波（N-28.5 度回転）を図-4.2. 9に示す。

2つの基盤上での波形は，いずれも最大値は 150gal 程度であり，主要動の後にやや長周期の波が継続している点で類似している。

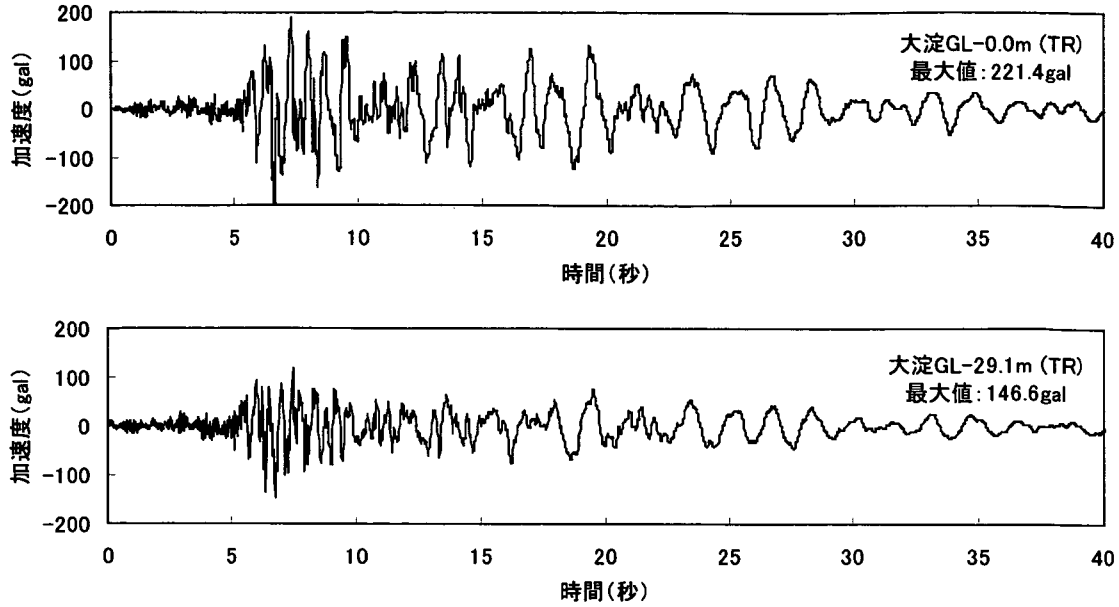


図-4.2.8　入力地震動（大淀波）

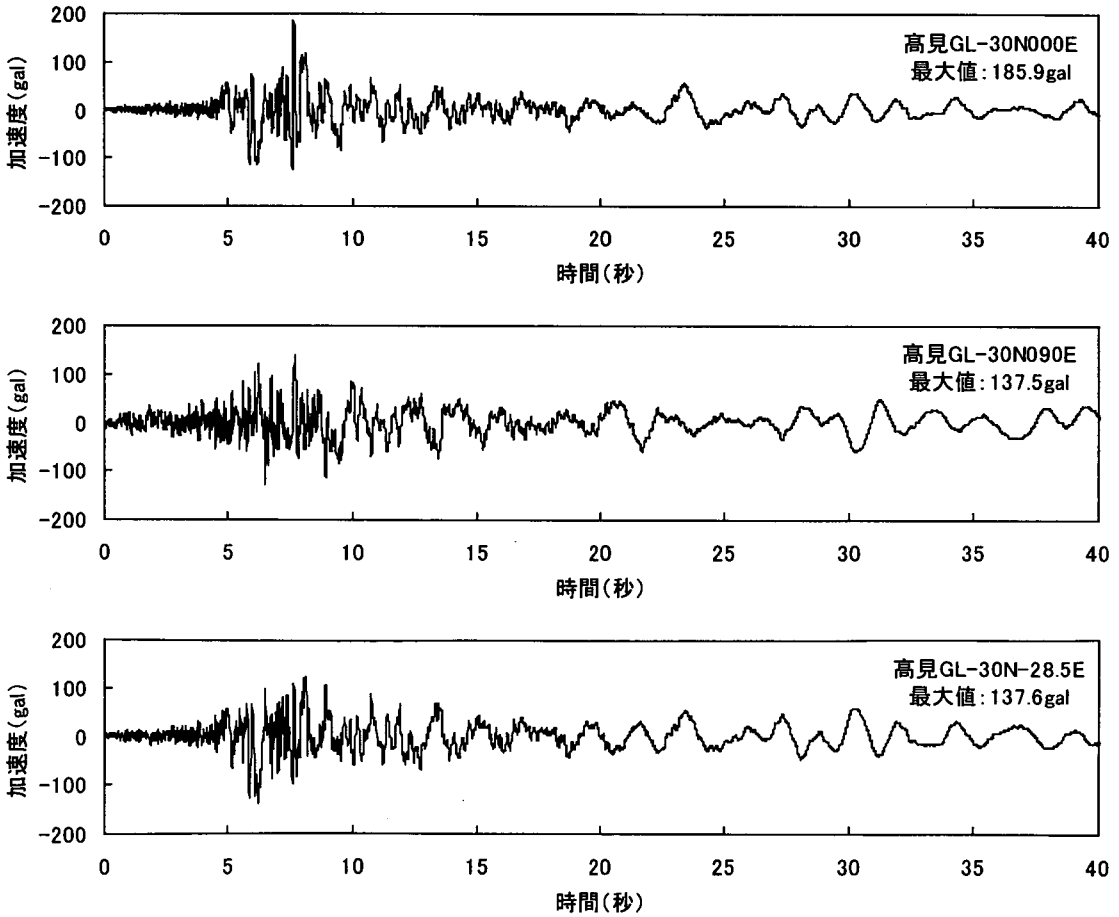


図-4.2.9　入力地震動（高見波）

４．２．６　その他の解析条件

動的解析における時間ステップ増分は0.001秒とし，解析は40000ステップ(40秒間）行った。

粘性減衰として剛性比例型（α=0，βのみ考慮）の Rayleigh 減衰を採用し，その係数は0.001とした。

基礎地盤および堤体の初期応力状態は，３．４に示した手法により別途算定した。この際，弾性定数はPS検層から得られた初期せん断弾性係数の1/2としたものを用い，ポアソン比は0.333とした。破壊角には圧密非排水三軸試験から得られた内部摩擦角を用いた。解析時の条件として，側方境界条件は鉛直ローラー，底面境界条件は固定とし，間隙水は考慮していない。初期応力解析時の各土層に対するモデルパラメータを表-4.2.6に示す。このパラメータは全ケース共通である。

表-4.2.6　初期応力解析時のモデルパラメータ

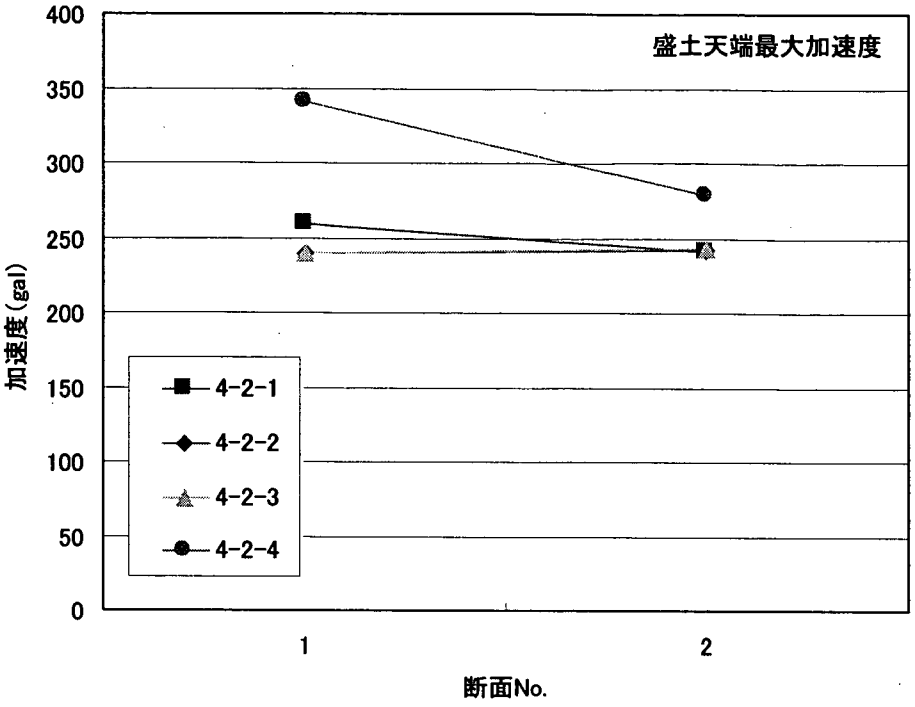
	No.	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	E_0 (kPa)	$E_0/2$ (kPa)	υ	ϕ_f (degree)	備考
L1.4	1	B	S	17.6	17.6	130	30420	81100	4.1E+04	0.333	35.0	
	2	As2-1	S	18.6	8.82	120	27360	72942	3.6E+04	0.333	33.0	
	3	As2-2	S	19.1	9.31	180	63180	168438	8.4E+04	0.333	39.0	
	4	Ac2	C	16.2	6.37	135	30071	80170	4.0E+04	0.333	38.0	
	5	Ds	S	19.1	9.31	200	78000	207948	1.0E+05	0.333	40.0	
	6	Dc	C	17.6	7.84	200	72000	191952	9.6E+04	0.333	38.0	
L3.0	1	B	S	17.6	17.6	130	30420	81100	4.1E+04	0.333	35.0	
	2	As2-1	S	18.6	8.82	120	27360	72942	3.6E+04	0.333	33.0	
	3	Ac1	C	16.2	6.37	135	30071	80170	4.0E+04	0.333	38.0	=Ac2
	4	As2-2	S	19.1	9.31	180	63180	168438	8.4E+04	0.333	39.0	
	5	Ac2	C	16.2	6.37	135	30071	80170	4.0E+04	0.333	38.0	
	6	Ds	S	19.1	9.31	250	121875	324919	1.6E+05	0.333	40.0	
	7	Dc	C	17.6	7.84	200	72000	191952	9.6E+04	0.333	38.0	

４．２．７　解析結果と考察

（１）応答加速度

各ケースに対する盛土天端および自由地盤（モデル右端の地表面）での最大加速度を各断面で比較した結果を図-4.2. 10に示す。また，最大応答加速度分布を図-4.2. 11に示す。液状化層以浅では，何れのケースにおいても応答加速度の減衰がみられる。両地点での加速度応答に大きな差はみられない。また，各ケースでの解析条件の違いが加速度応答に与える影響としては以下のことがわかる。

・ケース 4-2-1～4-2-3 では，いずれのケースでも応答加速度は同程度であり，矢板の有無や中間粘土層の有無の影響は少ない。
・ケース 4-2-4 で高見波を用いた場合には，盛土天端の応答加速度は大きいが，自由地盤での応答に大きな差はみられない。



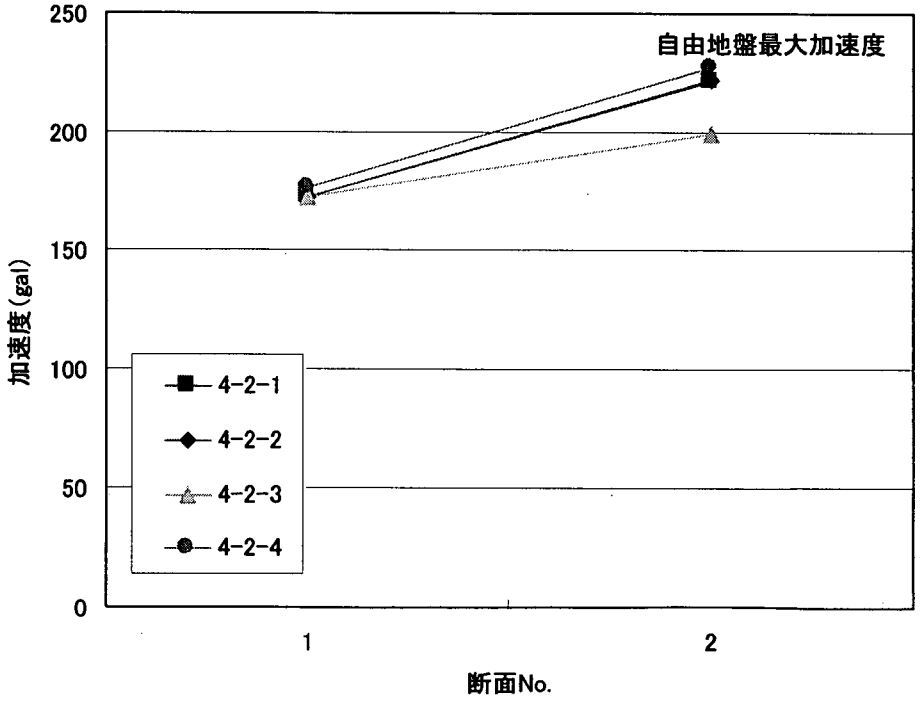
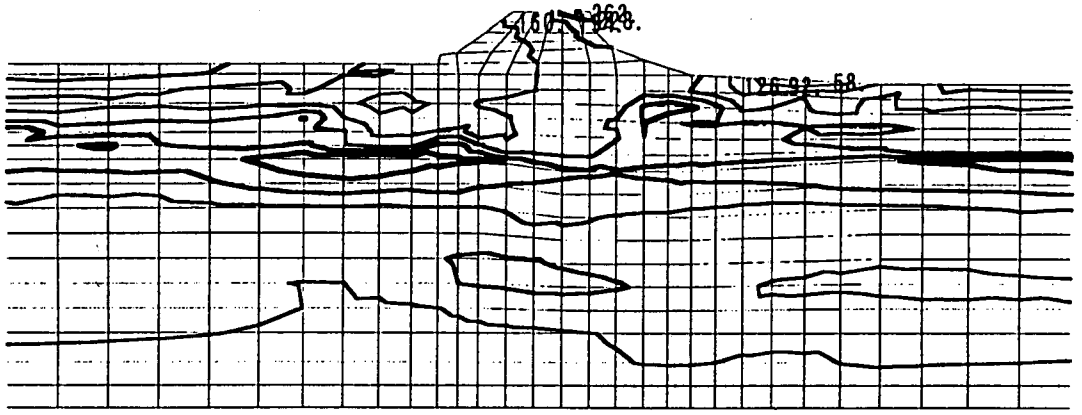
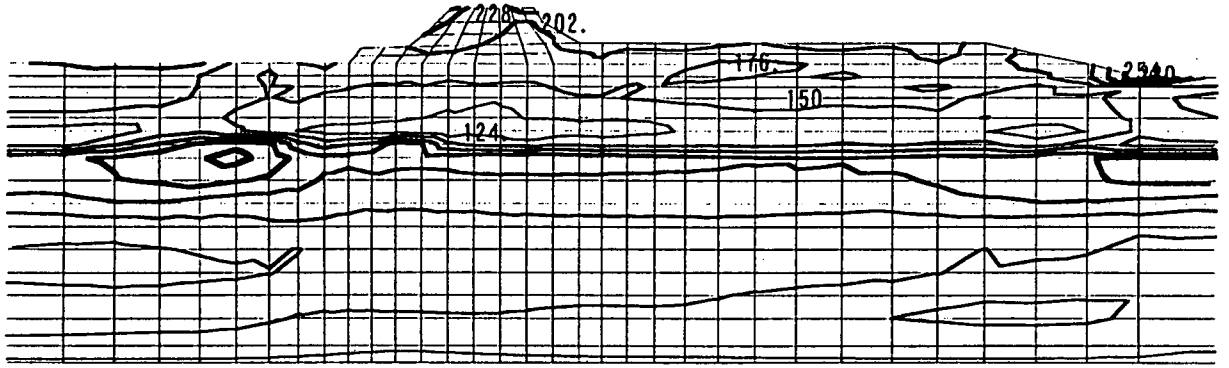


図-4.2.10　最大応答加速度の比較

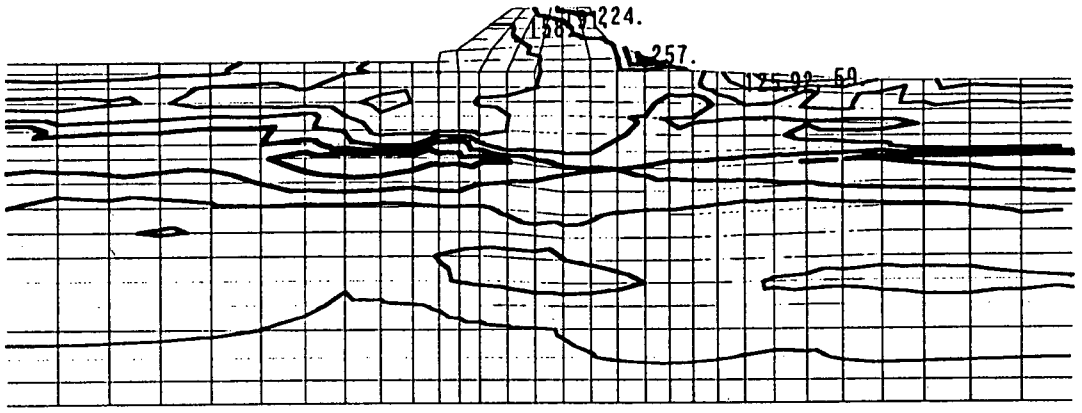


（a）断面No.1

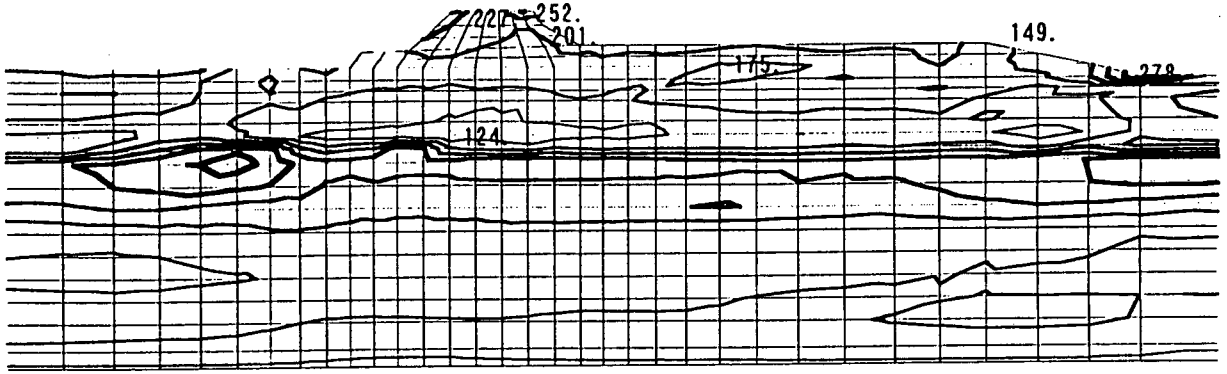


（b）断面No.2

図-4.2.11(a)　最大応答加速度分布（ケース 4-2-1）

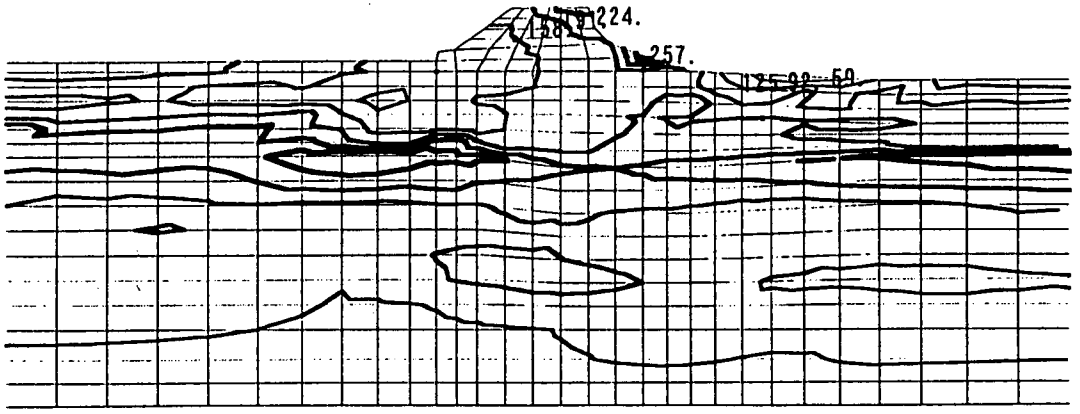


（a）断面No.1

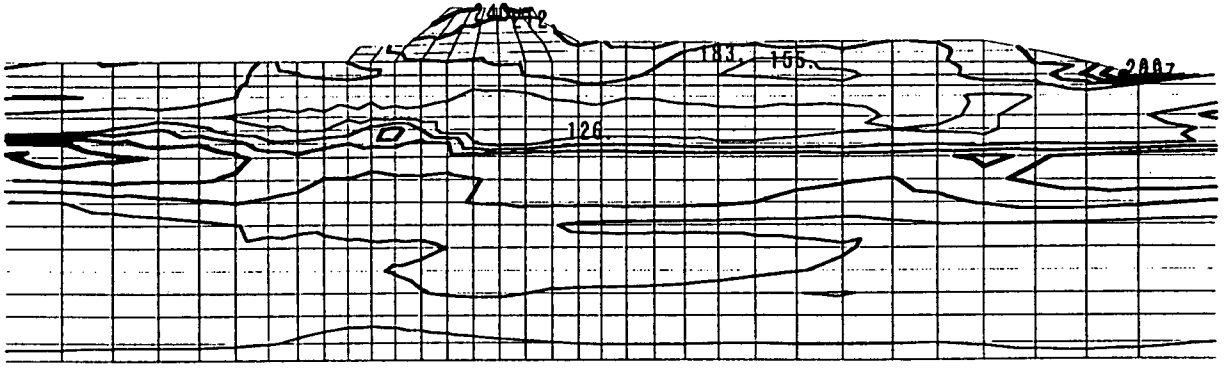


（b）断面No.2

図-4.2.11(b)　最大応答加速度分布（ケース 4-2-2）

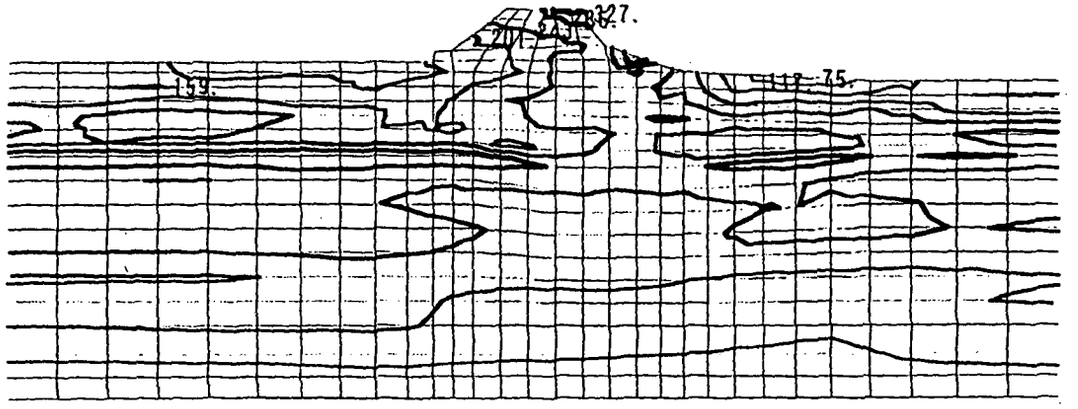


（a）断面No.1

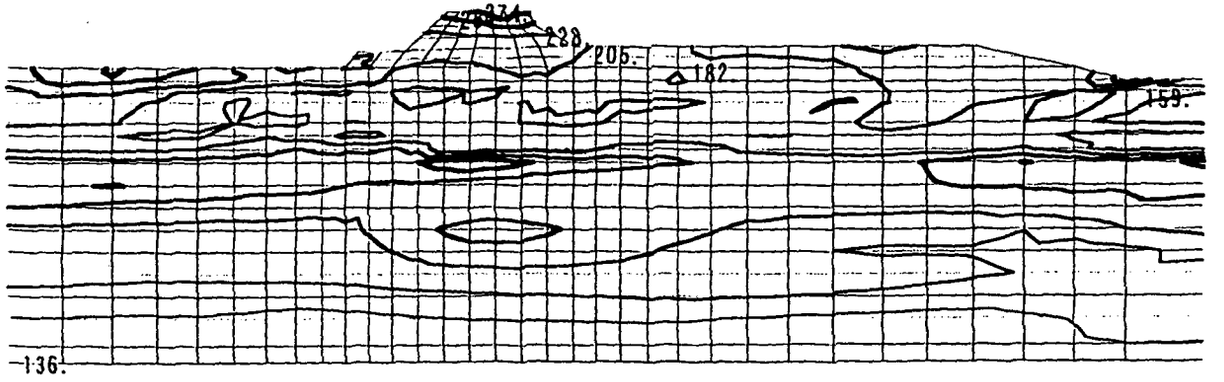


（b）断面No.2

図-4.2.11(c)　最大応答加速度分布（ケース 4-2-3）



（a）断面No.1



（b）断面No.2

図-4.2.11(d)　最大応答加速度分布（ケース 4-2-4）

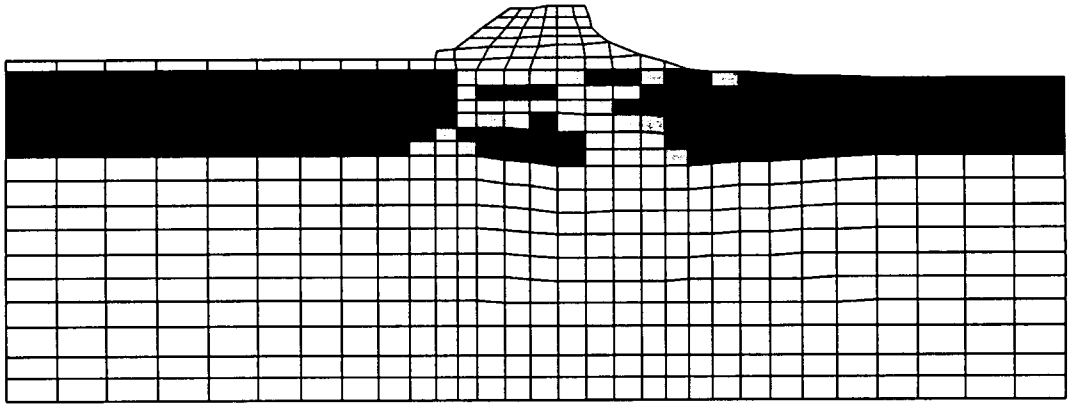
（2）過剰間隙水圧比

各ケースに対する地震後の過剰間隙水圧比分布を図-4.2.12に示す。ここで過剰間隙水圧比とは$1-\sigma'_m/\sigma'_{m0}$により算出したものである。

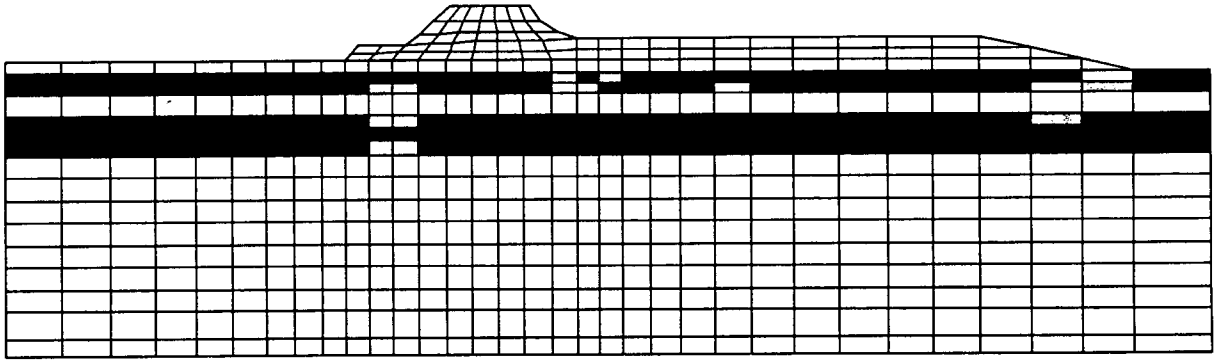
堤防直下や高水敷きののり下のようにせん断変形が大きい部分では過剰間隙水圧比は1.0に達していないが、それ以外の砂質土層ではほぼ全域にわたって液状化している。

断面No.1では，止水矢板よりの堤体側の要素で液状化しているが、これは矢板により，側方変形が拘束されているためと思われる。しかしながら，全体的には矢板の有無によって過剰間隙水圧分布が大きく変化することはない。

断面No.2において，中間粘土層を砂質土とした場合には，その部分も液状化するが、他の部分の過剰間隙水圧分布にはこの影響は見られない。また断面No.1、No.2の両断面で、高見波を用いた場合も過剰間隙水圧の発生状況は大淀波と大差ない。



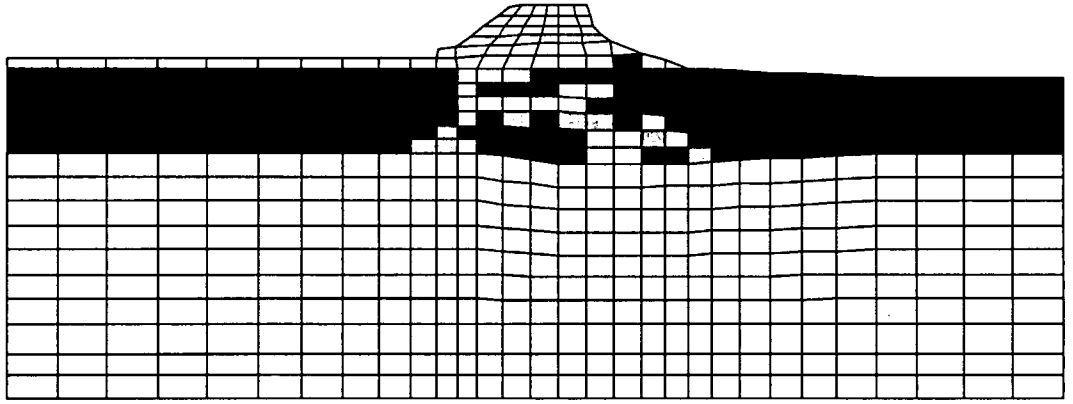
（ａ）断面No. 1



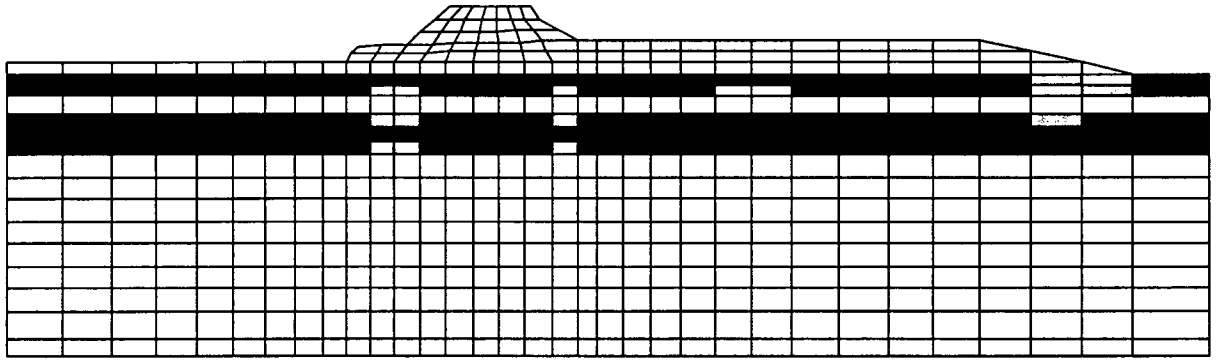
（ｂ）断面No. 2

□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$
□: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

図-4.2. 12(a)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-2-1）



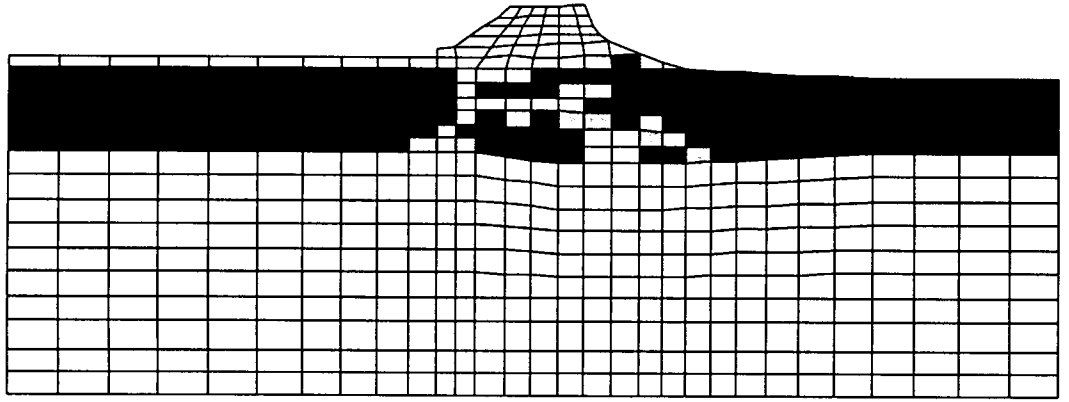
（ａ）断面No. 1



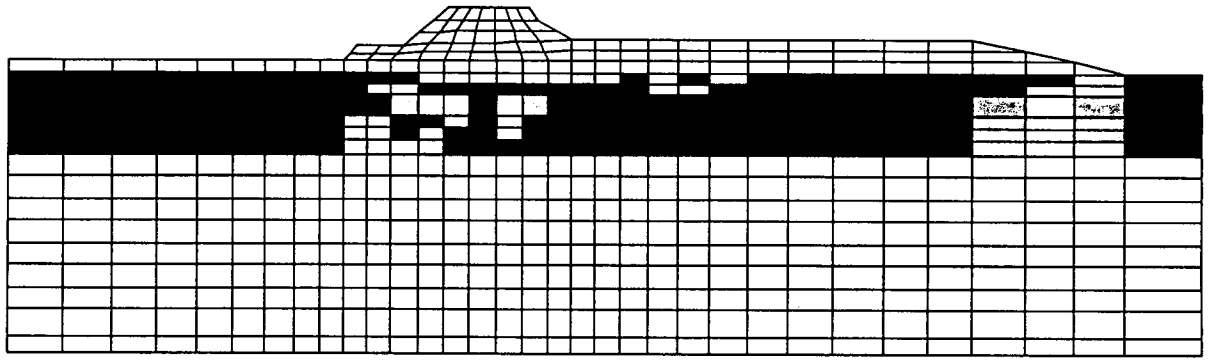
（ｂ）断面No. 2

□: 1-σ'm/σ'm0 ≤ 0.2　□: 0.2 < 1-σ'm/σ'm0 ≤ 0.4　□: 0.4 < 1-σ'm/σ'm0 ≤ 0.6
□: 0.6 < 1-σ'm/σ'm0 ≤ 0.8　■: 0.8 < 1-σ'm/σ'm0 ≤ 1.0

図-4.2. 12(b)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-2-2）



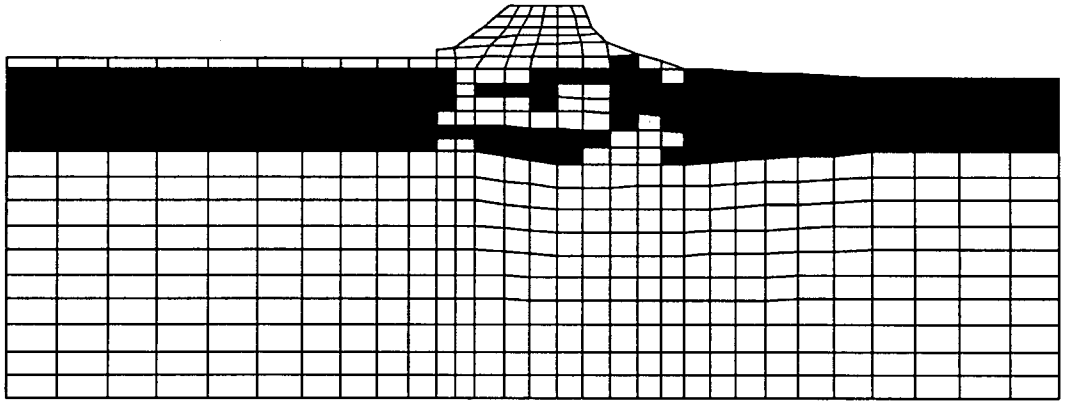
（ａ）断面No. 1



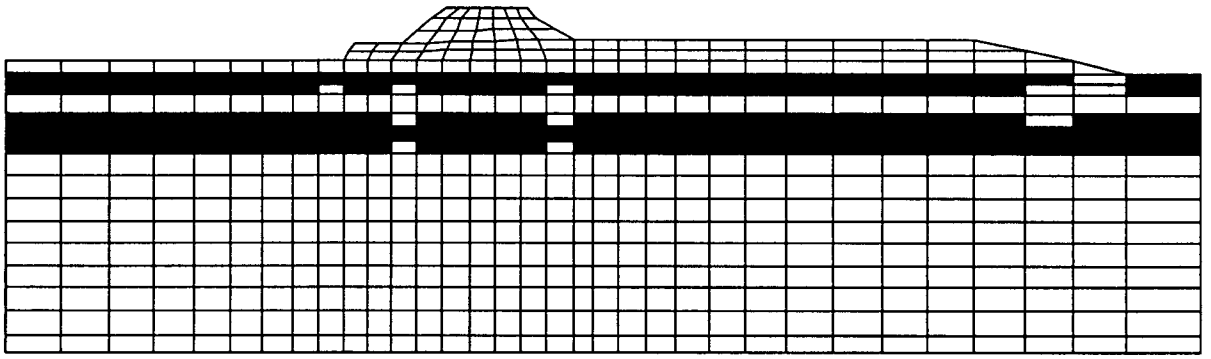
（ｂ）断面No. 2

□ : 1-σ'm/σ'm0 ≤ 0.2　□ : 0.2 < 1- σ'm/σ'm0 ≤ 0.4　□ : 0.4 < 1- σ'm/σ'm0 ≤ 0.6
□ : 0.6 < 1- σ'm/σ'm0 ≤ 0.8　■ : 0.8 < 1- σ'm/σ'm0 ≤ 1.0

図-4.2. 12(c)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-2-3）



（ａ） 断面No. 1



（ｂ） 断面No. 2

□: 1-σ'm/σ'm0 ≤ 0.2　□: 0.2 < 1-σ'm/σ'm0 ≤ 0.4　□: 0.4 < 1-σ'm/σ'm0 ≤ 0.6
□: 0.6 < 1-σ'm/σ'm0 ≤ 0.8　■: 0.8 < 1-σ'm/σ'm0 ≤ 1.0

図-4.2. 12(d)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 4-2-4）

（3）変形

1）堤体天端沈下量の実測値との比較

各ケースについて得られた地震後の天端沈下量の一覧を表-4.2.7に示す。なお，解析結果の天端沈下量は堤防天端左および右の平均値とした。また，各断面において，実測沈下量および解析の結果得られた沈下量の比較を図-4.2.13に示す。解析から得られた天端沈下量は断面 No.1 で大きく No.2 で小さくなっており、大小関係が実測値の傾向と一致している。断面 No.1 では，盛土天端で 2.5～3.5m 程度の沈下量が発生しており，実測沈下量とやや大きいが良い対応を示している。断面 No.2 では，実測の沈下量がゼロであるのに対して、およそ 60～100cm と大きな天端沈下量になっており（ケース 4-2-3 を除く）、ここでも後志利別川堤防の解析結果と同様に無被害断面の沈下量を過大に評価する傾向が見られる。

また，各ケースでの解析条件の違いが変形量に与える影響は以下の通りである。

2）止水矢板の影響

断面 No.1 では矢板の存在により盛土天端沈下量が 70cm 程度減少している。この矢板は下部の非液状化層に根入れされているわけではなく、地震中は液状化層の中にいわば浮いた状態となっていたにも関わらず、ある程度の変形抑制効果が認められた。これに対して断面 No.2 では矢板の有無による天端沈下量の差はほとんどない。これは断面 No.2 の地盤の変形量が小さく、矢板の変形量も小さいために矢板の効果が発現されなかったものと考えられる。

3）中間粘土層の影響

断面 No.2 において、中間粘土層を砂層としたケース 4-2-3 ではケース 4-2-2 と比べて天端沈下量が約 3 倍程度になっており、中間粘土層の存在が沈下量に与える影響は大きいことがわかる。断面 No.2 での中間粘土層が存在しない（ケース 4-2-3）と沈下量はかなり大きくなるものの、それでも断面 No.1 の沈下量よりは少ない。ケース 4-2-3 の場合、両地点では土層構成や液状化強度には大差ないことから、ケース 4-2-3 での沈下量の差は盛土形状や高水敷きの影響によるものと思われる。

4）入力波形の影響

高見波を入力したケース 4-2-4 では、盛土天端の加速度応答と同様に変形量は全体的にやや増加するが、顕著な差は見られない。

表-4.2.7　天端沈下量結果一覧

解析ケース	断面No.	実測沈下量 (cm)	解析沈下量(cm)		
			天端左	天端右	平均値
4-2-1	1	270	357.7	337.0	347.4
	2	0	65.6	48.6	57.1
4-2-2	1	270	318.9	246.5	282.7
	2	0	57.8	61.0	59.4
4-2-3	1	270	318.9	246.5	282.7
	2	0	181.9	183.8	182.9
4-2-4	1	270	342.2	305.2	323.7
	2	0	87.0	94.2	90.6

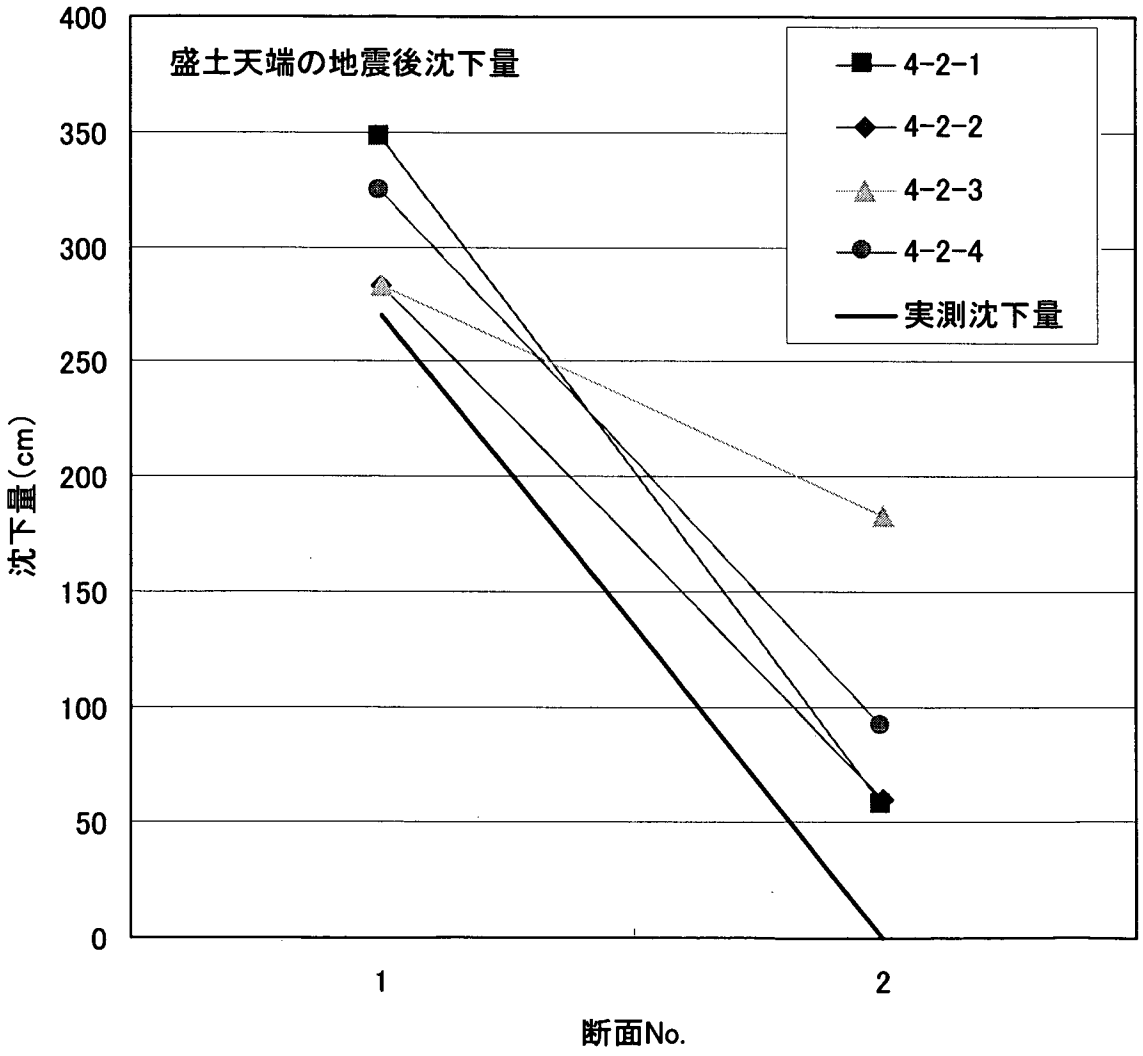


図-4.2.13　天端沈下量の実測値と解析値の比較

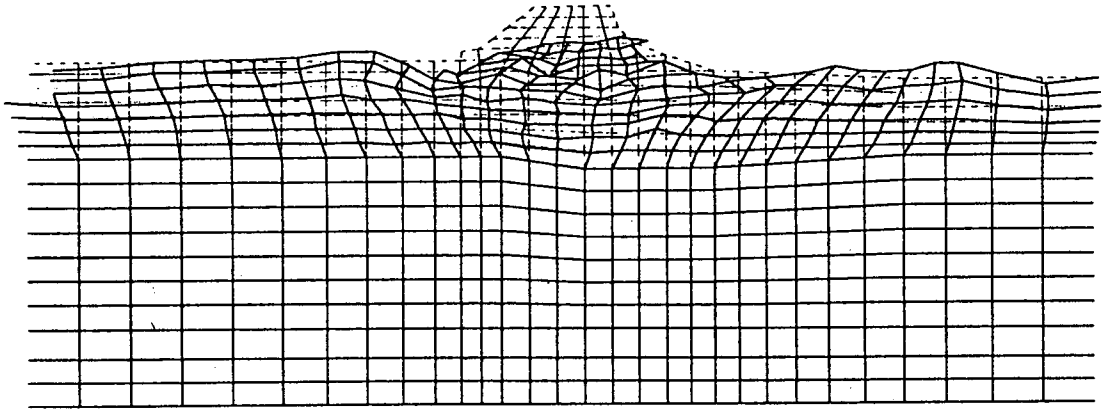
5）全体変形

各ケースに対する地震後の変形図を図-4.2. 14に示す。断面 No.1 では，基礎地盤が堤防直下から水平地盤方向へ側方変形を起こし，堤防は全体的に沈下するとともに，水平方に大きな伸びひずみが発生して天端が沈下している。いずれのケースにおいても，メッシュがかなりひずんでおり，微小変形解析では追従できない程度の変形量になっているものと思われる。また微少変形の仮定により、堤防が大きく変形した後も初期と同じ盛土荷重が計算上は基礎地盤に作用していることになり、盛土天端での沈下量が過大に評価されていることが考えられる。

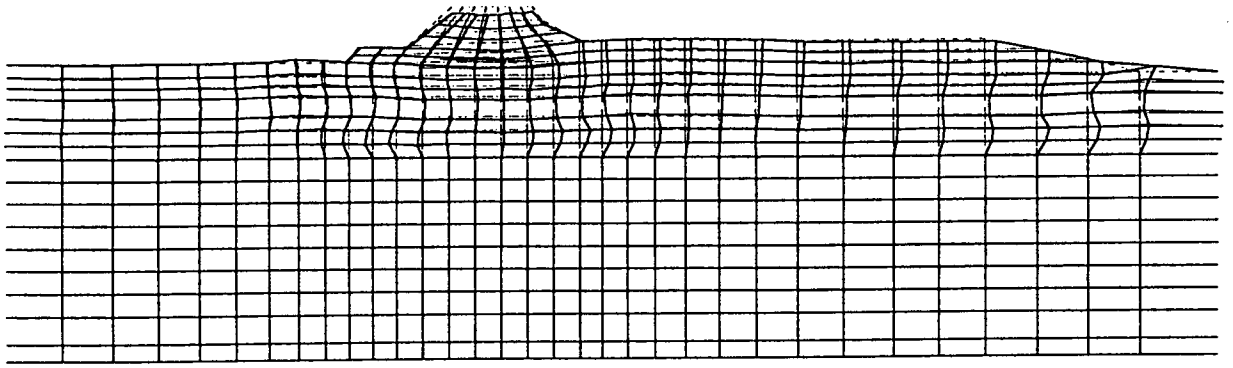
一方断面 No.2 では、ケース 4-2-3 の結果からわかるように、砂質土層の中間にある粘土層が基礎地盤の側方変形を低減している。また、堤外側の変形は高水敷きにより抑えられている。

止水矢板（図中の太線）の変形モードに着目すると，断面 No.1 では液状化層の側方変形により，足元を払われた形となっており，頭部がやや堤内側に傾斜している。一方、断面 No.2 では周辺地盤の変形と同様に堤外側へほぼ平行に移動している。しかし、断面 No.1 においても止水矢板の有無が全体の変形モードに与える影響は大きくない。

入力波を高見波としたケース 4-2-4 では、断面 No.1 において盛土体自体の変形が大淀波の場合より大きくなっている。これは、盛土天端の加速度応答が大きいことに起因していると思われる。



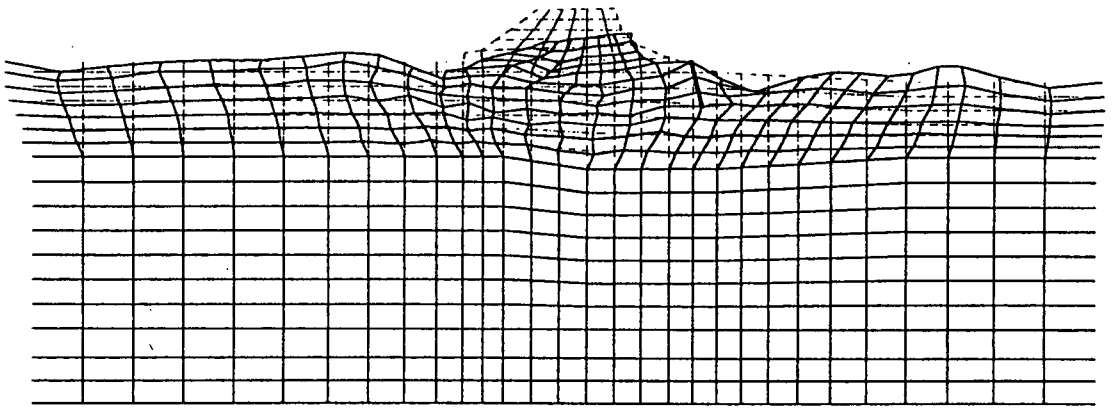
（a）断面No. 1



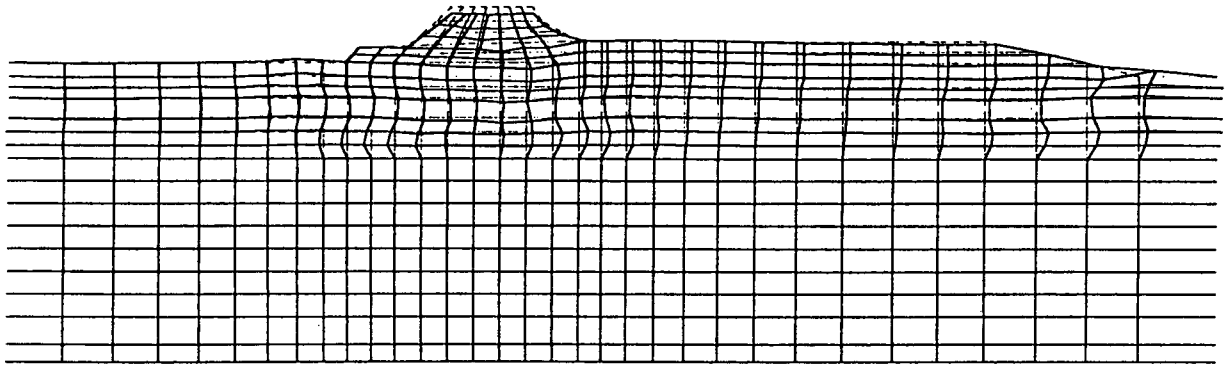
（b）断面No. 2

——— ：変形後　　---------- ：初期形状

図-4.2. 14(a)　地震後の変形図（ケース 4-2-1）



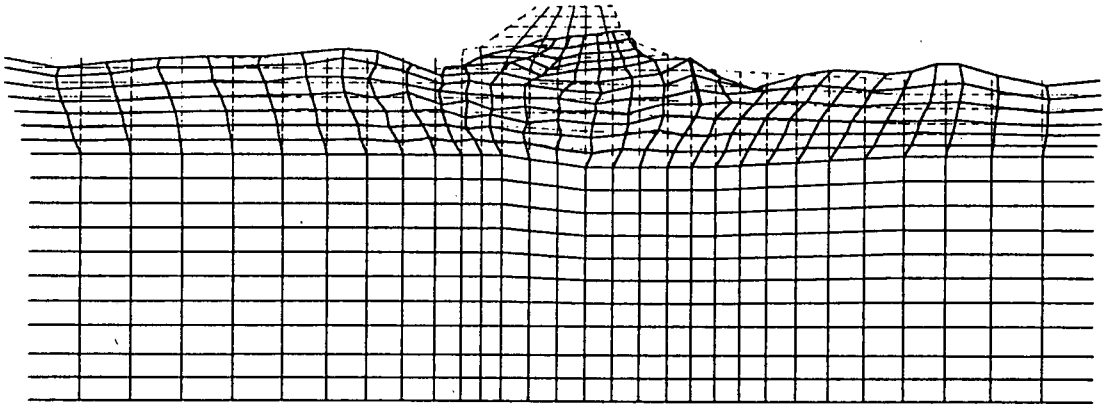
（ａ）断面No. 1



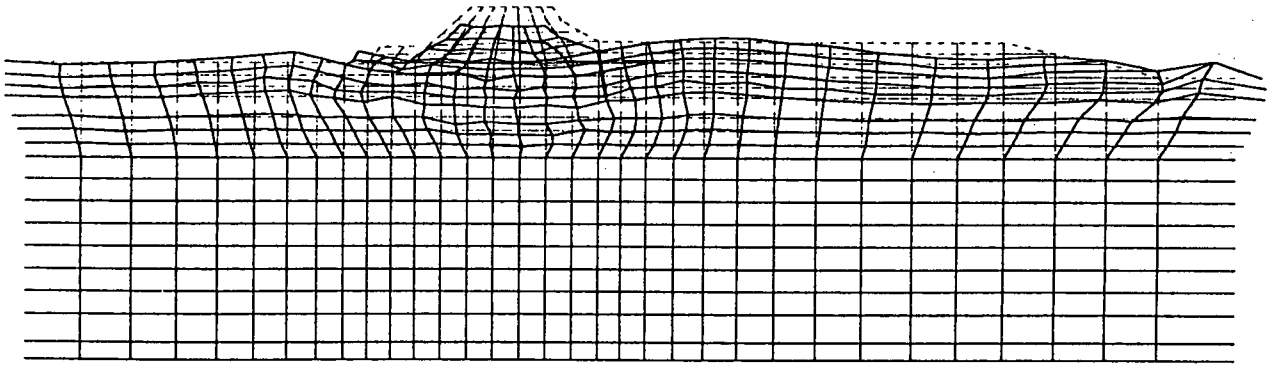
（ｂ）断面No. 2

———— ：変形後　　---------- ：初期形状

図-4.2. 14(b)　地震後の変形図（ケース 4-2-2）



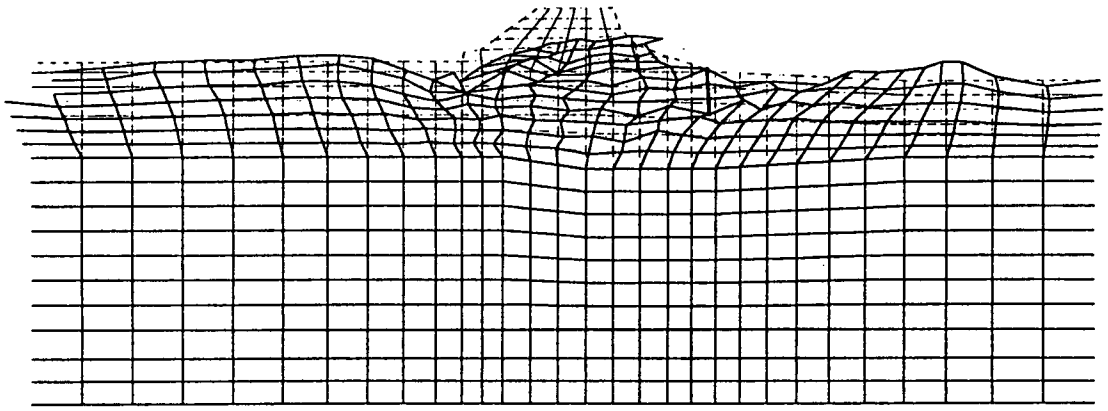
（a）断面No. 1



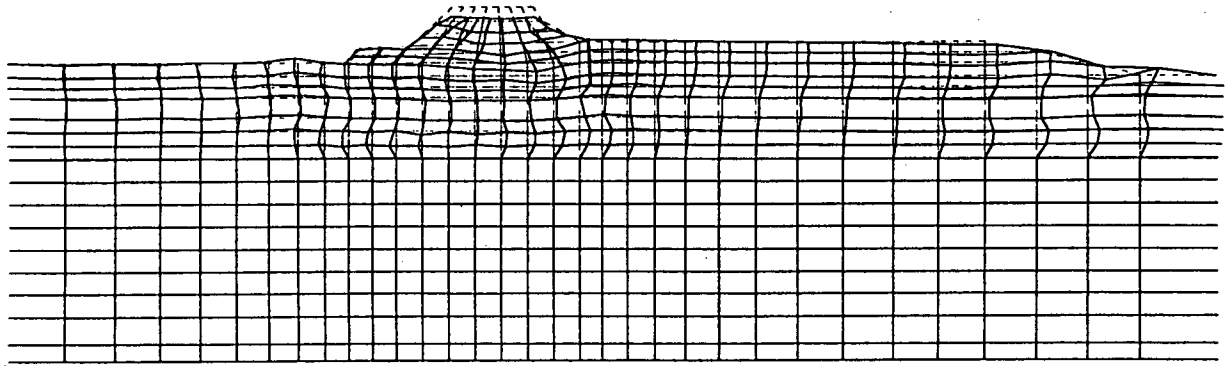
（b）断面No. 2

———— ：変形後　　---------- ：初期形状

図-4.2. 14(c)　地震後の変形図（ケース 4-2-3）



（ａ）断面No. 1



（ｂ）断面No. 2

———— ：変形後　　---------- ：初期形状

図-4.2. 14(d)　地震後の変形図（ケース 4-2-4）

４．２．８　まとめ

1995 年兵庫県南部地震で被災を受けた淀川の堤防の２断面を対象として，弾塑性 FEM により変形解析を実施した。この結果，以下のことが分かった。

・解析結果は定性的に天端沈下量の大小関係を再現することができた。
・断面 No.1 ではほぼ実測値に対応する天端沈下量が計算で得られたが、微小変形解析では変形を過大に評価する要因が含まれており、変形量を過小評価する何らかの要因と相殺して妥当な沈下量が得られた可能性もある。
・断面 No.2 では実際には無被害であったが，解析では約 50cm の天端沈下量が発生した。
・止水矢板は断面 No.1 では変形を抑制する効果がみられたが，両地点の被害の差を説明できるものではない。
・断面 No.2 での中間粘土層の有無が変形に与える影響が大きく，この粘土層の有無で天端沈下量は，1m 以上の差が生じる。また断面 No.2 において中間粘土層がなくても，盛土天端沈下量は断面 No.1 より 1m 近く小さい。ケース 4-2-3 の両地点では土層構成や液状化強度には大差ないことから，沈下量の差は，盛土形状や高水敷きの影響によるものと思われる。
・いずれの断面でも高見波では，盛土天端加速度，変形量がやや増加する傾向がみられた。
・断面 No.1 では，液状化が発生したと思われる As2 層の室内試験での液状化強度にはかなりバラツキがみられる。解析では平均的な値を用いたが，この As2 層のパラメータによっては，盛土天端沈下量も異なる結果となる可能性もある。As2 層の液状化強度に対するパラメトリックな計算により，沈下量への影響を確認する必要がある。
・断面 No.2 では，砂質土層の中間に位置する Ac1 層の存在が変形に与える影響が大きいことが確認された。しかしながら，この Ac1 層に対して土質試験はほとんど実施されておらず，本検討では下部の Ac2 層の物性値で代用した。より精度の高い結果を得るには，Ac1 層での十分な土質調査が必要である。

5．模型実験を対象とした有効応力解析法の適用性の検討

本章では既往の模型振動実験を対象としてLIQCAによるシミュレーションを行い、その適用性について検討する。ここでの着目点は、堤防の耐震対策に用いられる法先固化工法および締固め工法による対策効果の評価法として、LIQCA の適用性を検討することにある。前章で解析の対象とした被害事例と比較して、本章でシミュレーションする模型実験の特徴としては、次のことを挙げることができる。すなわち、

① 固化工法の模型実験は重力場模型実験であり、模型内の応力レベルが小さい。このような低拘束圧下での土の要素試験を行うことは一般に困難であり、比較的大きな拘束圧の下で行われた要素試験結果から推定するしかないため、材料特性が必ずしも明確でない。

② 締固め工法の実験は遠心模型実験であり、実物と同等の応力レベルで実験が行われているので、地盤の物性が明確である。

③ 境界条件が明確である。また入力地震動、地盤内の応答加速度、間隙水圧、変位分布が測定されており、解析結果と詳細な比較ができる。

④ 実験では段階的に加振加速度を増加させて行く、いわゆるステップ加振を行っているため、地盤物性が加振ステップの増加と共に変化して行くが、この影響が必ずしも明確ではない。

5．1　固化工法の対策効果に関する振動台実験の解析

5．1．1　実験概要

シミュレーションの対象としたのは，建設省土木研究所で平成５年度に実施した模型振動台実験である。本実験は深層混合処理工法の耐震補強効果の検証および設計法構築のための外力・破壊モードの検討のために実施されたものである。詳細は別報[14)]を参照されたい。

実験は固化体の形状や強度を変えた合計７つのモデルについて行われているが，ここでは表-5.1.1に示す３つのモデルについて解析を行った。これらの実験模型を図-5.1.1に示す。図には加速度計，間隙水圧計，変位計などの配置も示している。

地盤は全て豊浦砂で作成されており、上部砂層の相対密度は約 60%，下部砂層は相対密度約 90%である。また盛土は含水比 14%，湿潤密度約 1.5g/cm^3 である。

固化体模型は鉄製の箱であり、密度を飽和砂地盤と同程度にするため重量調整が施されている。また，重心点も模型中央になるように調整されている。

加振は段階的に加振加速度を大きくするステージ加振である。波形は卓越周波数 5Hz の一様な振幅の正弦波 20 波からなり、加振時間は 4 秒である。加振加速度は概ね 50gal～400gal まで，約 50gal 間隔で振幅を増加させ加振を行っている。各加振の間には、地盤内の過剰間隙水圧がゼロとなるために十分な時間をとってある。

表-5.1.1　解析対象の実験模型

モデル	固化体	固化体の幅
1	なし	－
2	側方改良，高強度	30cm
3	側方改良，高強度	60cm

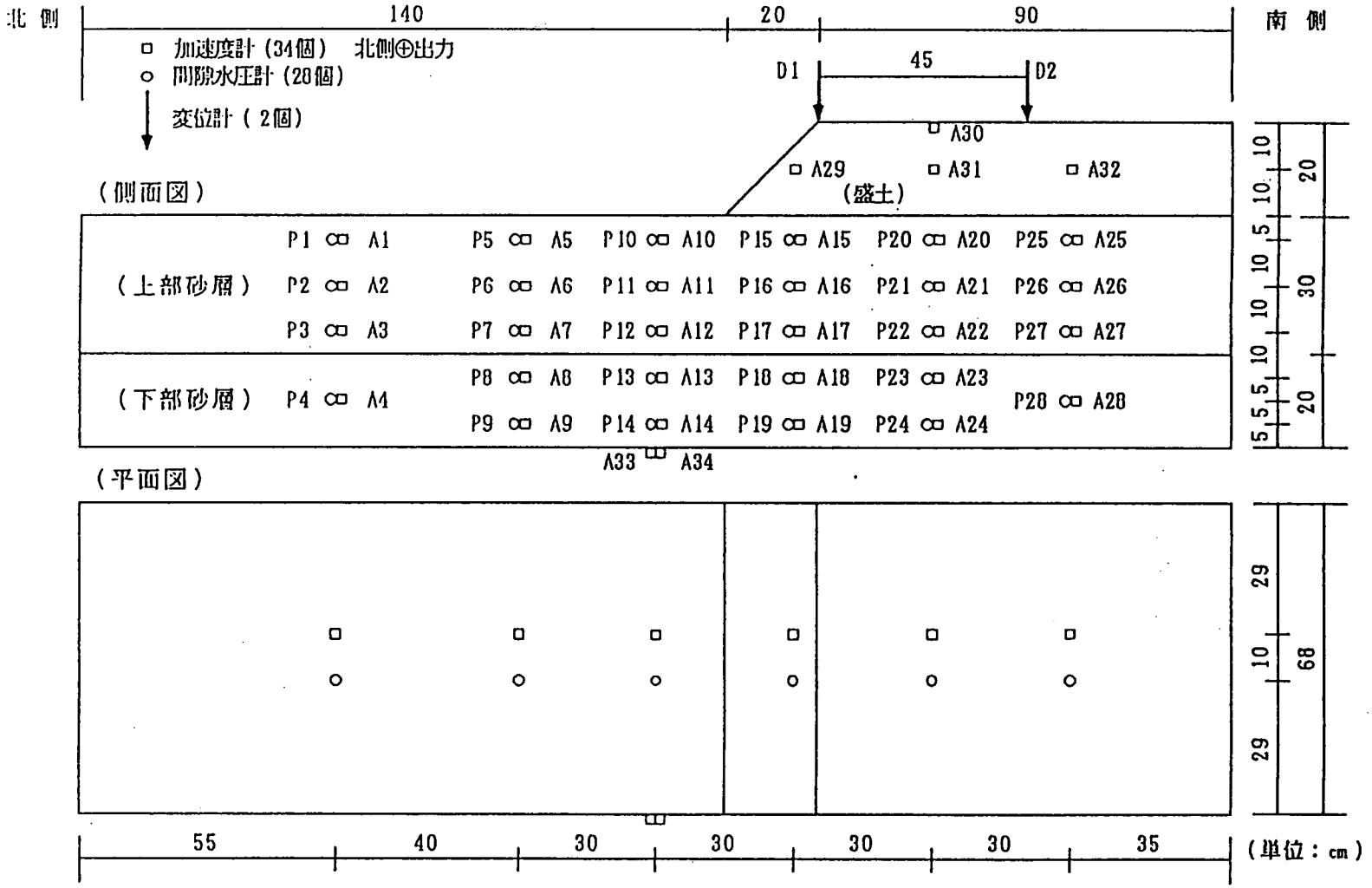


図-5.1.1(a)　実験模型図（モデル１）

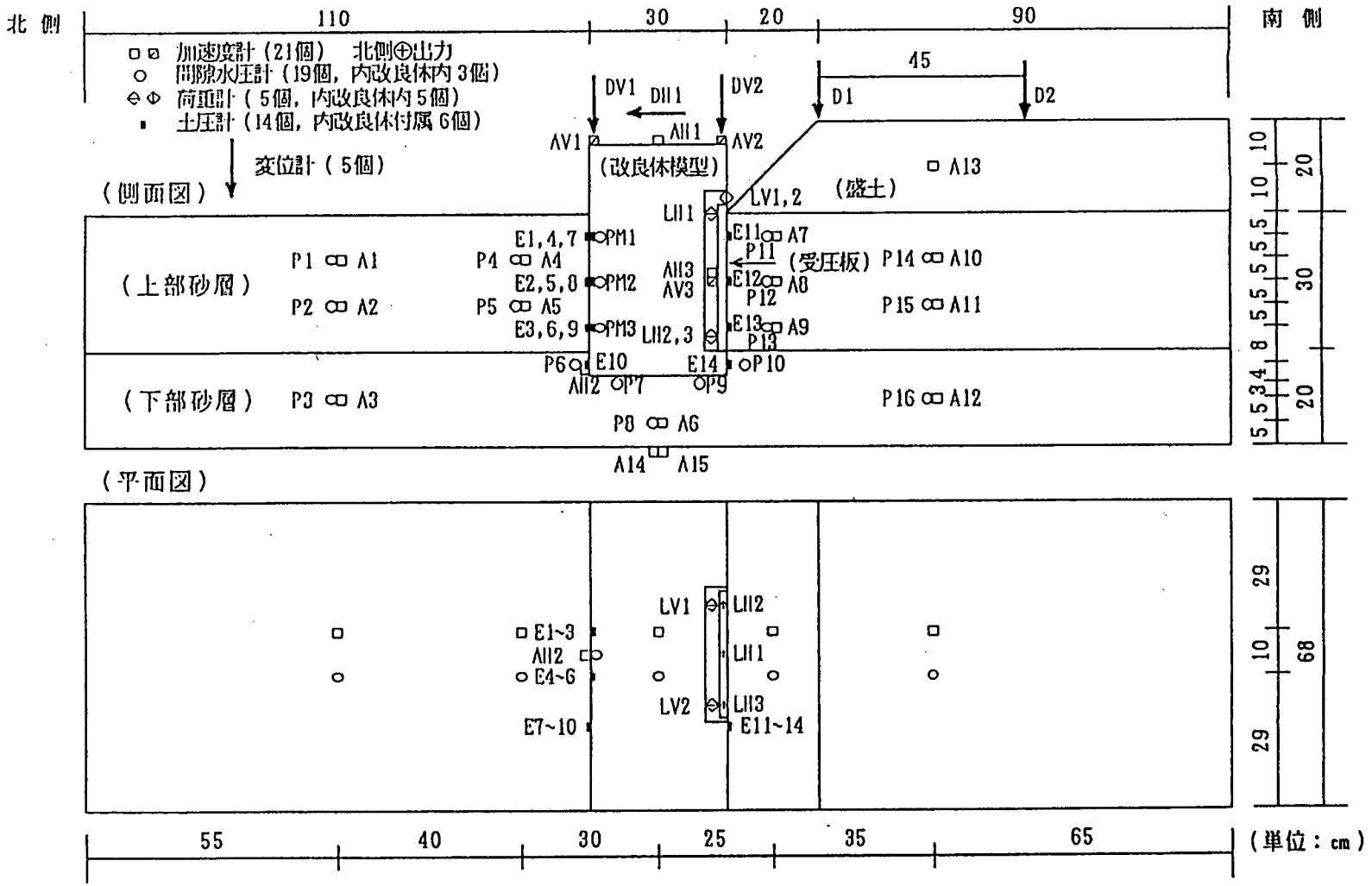


図-5.1. 1(b)　実験模型図（モデル２）

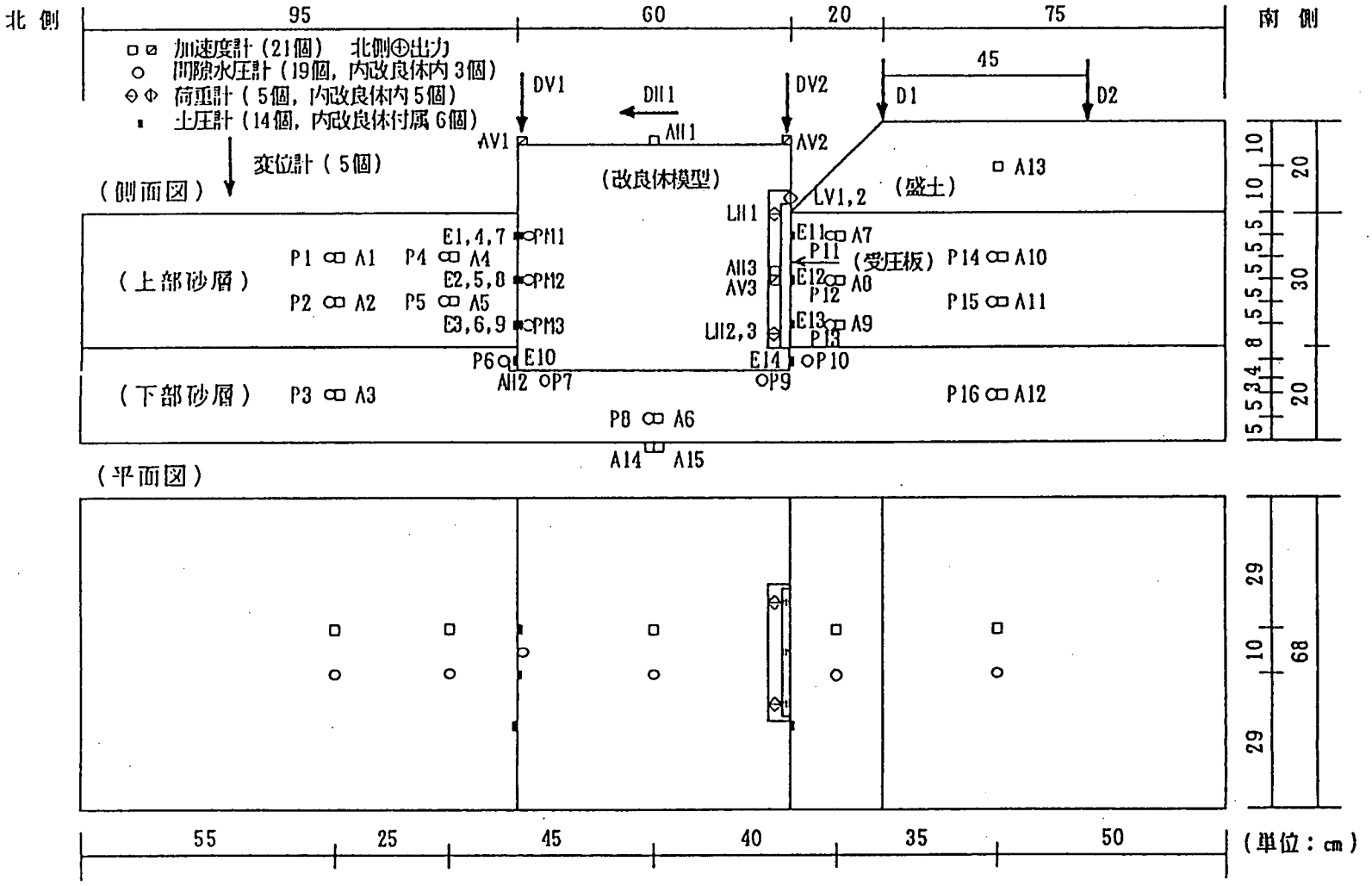


図-5.1.1(c)　実験模型図（モデル３）

５．１．２　解析ケース

解析は３つの実験モデルを対象として，表-5.1.2に示す解析ケースについて実施した。各ケースについて，加振加速度振幅を 50，100，200，300，400gal と変化させた。また，固化体と周辺地盤との間にはジョイント要素を用いるが，その効果を確認するため加振加速度 300gal のケースについてのみ，ジョイント要素のない有限要素メッシュでの計算も行った。

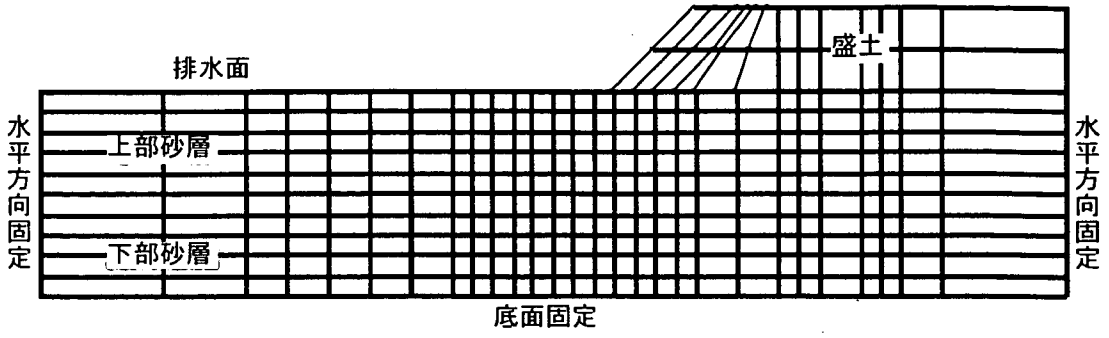
表-5.1.2　解析ケース

ケース名	実験モデル	加振加速度 (gal)	備考
5-1-1	モデル1	50	
5-1-2		100	
5-1-3		200	
5-1-4		300	
5-1-5		400	
5-1-6	モデル2	50	ジョイントあり
5-1-7		100	〃
5-1-8		200	〃
5-1-9		300	〃
5-1-10		300	ジョイントなし
5-1-11	モデル3	50	ジョイントあり
5-1-12		100	〃
5-1-13		200	〃
5-1-14		300	〃
5-1-15		300	ジョイントなし

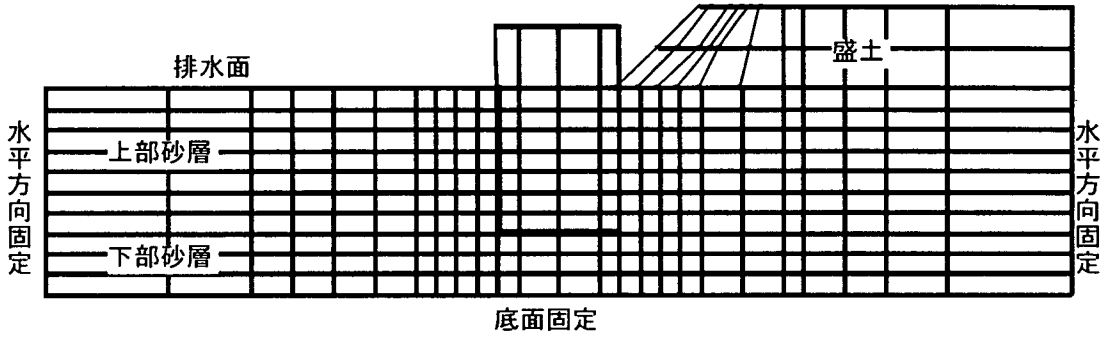
5．1．3　解析モデル

各モデルに対するFEM解析モデルを図-5.1. 2に示す。解析モデルの作成上，留意した点は以下の通りである。

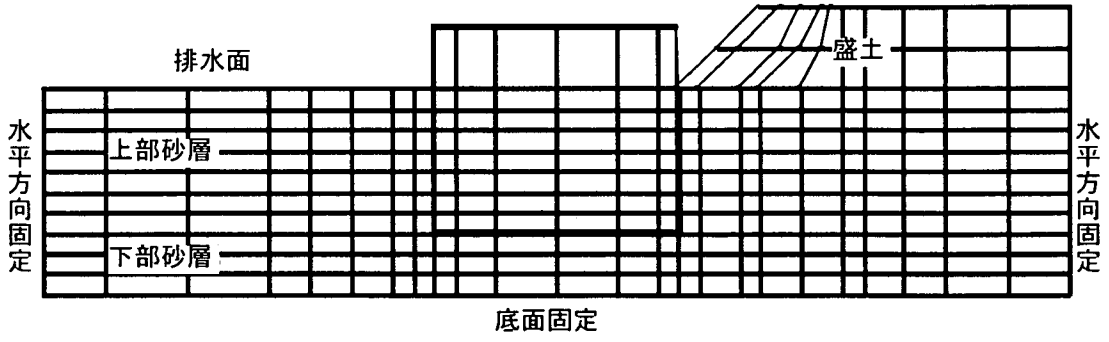
・底面および側方の境界条件は実験模型の条件と一致させた。すなわち底面固定，側方水平方向固定である。
・排水面は上部砂層上面のみである。
・固化体は弾性体要素でモデル化した。また，形状も気中部も含めてそのままモデル化した。
・固化体と地盤との間にはジョイント要素を配置した。ただし，このジョイント要素はすべりのみを考慮するものとし、。



(a) モデル１



(b) モデル２



(c) モデル３

図-5.1.2　解析モデル

5．1．4　モデルパラメータ

（1）パラメータ設定の考え方

各土層に対して，物理試験，力学試験より直接設定できるパラメータを設定した後，要素シミュレーションにより，残りのパラメータを設定した。その際，各土層に対して，以下のような考えでパラメータを設定した。

① 盛土層

盛土層については，砂の弾塑性モデルを用いた。しかし，盛土層に対して力学定数は不明であることから，上部砂層と同じパラメータを用いた。その際，液状化層ではないことから，変相後の剛性低下を生じないように設定した。

② 上部砂層

上部砂層については，砂の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，液状化強度（豊浦砂相対密度 60%，R_{l20}=0.2）を目標としてパラメータを設定した。

③ 下部砂層

下部砂層については，砂の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，液状化強度（豊浦砂相対密度 90%，R_{l20}=0.3）を目標としてパラメータを設定した。

以下に，各パラメータの具体的な設定方法を示す。

1）密度，初期間隙比

いずれの土層についても，密度および間隙比は，模型地盤作成時の密度計測結果より設定した。

2）圧縮指数，膨潤指数，過圧密比

既存の豊浦砂の実験データより設定した。上部砂層について，膨潤指数は 0.0025 とし，圧縮指数は膨潤指数の 10 倍とした。また，下部砂層について膨潤指数は 0.0015 とし，圧縮指数は膨潤指数の 10 倍とした。また，過圧密比は正規圧密状態と考えて，1.0 とした。

3）破壊応力比，変相応力比

既存の豊浦砂の実験データより設定した。上部砂層および下部砂層の内部摩擦角はそれぞれ，43 度，50 度として，（式 3.3.18）を用いて破壊応力比を設定した。また，変相角は 30 度として，（式 3.3.19）を用いて変相応力比を設定した。

4）初期せん断弾性係数

模型地盤での拘束圧，間隙比から龍岡の式より算定した。ただし，後に示すように実験結果と整合させるため，最終的に用いた値は既存の振動台実験で測定されたせん断波速度より設定した。

5）硬化関数のパラメータ

砂の繰返し弾塑性モデルの硬化関数は，初期勾配を決めるパラメータと破壊応力比により形状を決定する。硬化関数のパラメータは要素シミュレーションより設定した。手順として，その他のパラメータ（ダイレタンシー係数パラメータおよび基準ひずみパラメータ）に標準的な値を用いて，所定の液状化強度を満足するように要素試験のシミュレーションから設定した。

6）その他のパラメータ

ダイレタンシー係数パラメータおよび基準ひずみパラメータは，所定の液状化強度を満足するように要素試験のシミュレーションから設定した。この設定は，前述の硬化関数のパラメータを設定した後，モデルの液状化強度曲線の勾配や変相線到達後のひずみの発生傾向を調整することにより行った。

（2）パラメータ設定方法の変更

前節で示した方法により設定したパラメータを用いて，模型振動台実験のシミュレーションを行ったところ，過剰間隙水圧の発生が実験よりもかなり急激であり，設定したパラメータでは模型地盤の強度を適切に表現できていないことが分かった。この原因の一つとして，パラメータ設定の際に参考にした室内試験での液状化強度が，実際の模型地盤での液状化強度よりもかなり小さいことが考えられる。要素シミュレーションでは以下の液状化強度を設定した。

上部砂層：豊浦砂相対密度 60%の中空ねじり試験結果，R_{l20}=0.20

下部砂層：豊浦砂相対密度 90%の中空ねじり試験結果，R_{l20}=0.30

しかしながら，既存の振動台実験から逆算した模型地盤の液状化強度は，

上部砂層：豊浦砂相対密度 60%，R_{l20}=0.28

下部砂層：豊浦砂相対密度 90%，R_{l20}＞1.0

となった。そこで，ここではパラメータの設定方法を次のように変更した。

①模型振動台実験の自由地盤部の１次元シミュレーションを行い，過剰間隙水圧が実験値とほぼ同じになるように，硬化パラメータを変更した。

②次に実験モデル全体の解析を行い，地盤内の過剰間隙水圧や盛土の変形量の再現性を確認した。

①の１次元のシミュレーションの結果得られた P2（上部砂層），P4（下部砂層）での過剰間隙水圧の時刻歴を図-5.1.3に示す。このシミュレーション結果は最終的に用いたパラメータに対する値であるが，この過程では表-5.1.3に示すようなパラメータの変更を行った。

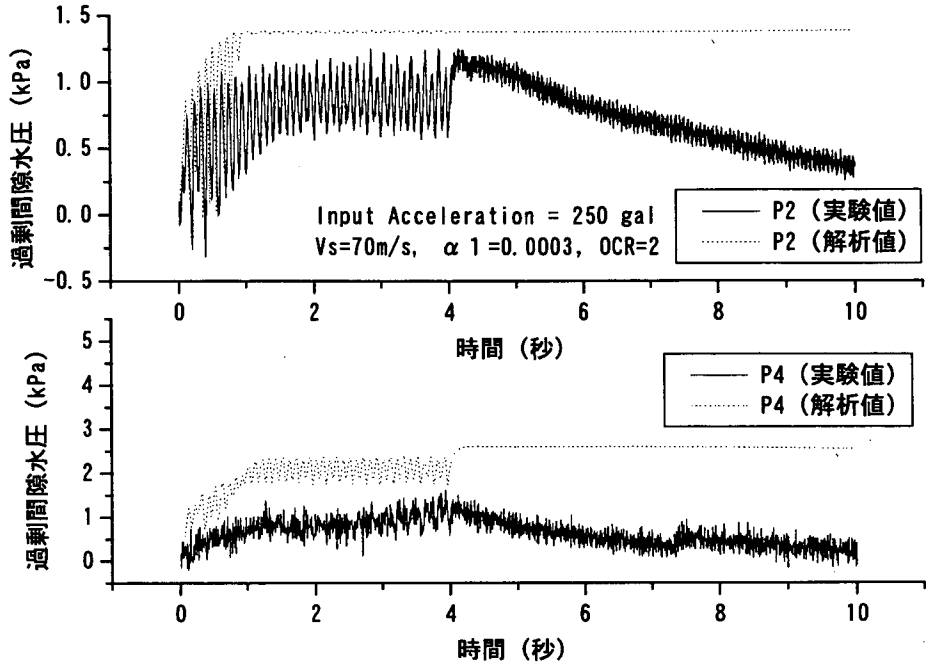


図-5.1.3　過剰間隙水圧の時刻歴（1次元シミュレーション）

表-5.1.3　変更したパラメータ

パラメータ	変更目的	変更内容
硬化パラメータ	過剰間隙水圧の発生を抑え，実験結果を再現するため。	上部砂層で 4500→12000 下部砂層で 10000→60000
初期せん断波速度	硬化パラメータを大きくすると変形量が小さくなるため，既存の振動台実験データより初期剛性を低下させた。	上部砂層で Vs=90m/s→70m/s
過圧密比	過剰間隙水圧の発生を抑え，実験結果を再現するため。	上部，下部砂層とも 1.0→2.0

（3）設定したパラメータと要素シミュレーション結果

各土層に対して設定したパラメータ一覧を表-5.1.4に示す。これらの各土層のパラメータは各モデル共通である。

上部砂層について，設定したパラメータによる砂の弾塑性モデル液状化強度は0.28程度であり，また下部砂層については，かなり大きな液状化強度を有している。

要素シミュレーション結果の一例として，上部砂層の繰返し応力比0.28に対する応力～ひずみ関係および有効応力経路を図-5.1.4に示す。

また，固化体に対するパラメータを表-5.1.5に示す。地盤内では周辺地盤と同じ密度とし，気中部では0としている。

表-5.1.4　設定したモデルパラメータ

		盛土	上部砂層	下部砂層
密度	ρ (t/m^3)	1.941	1.941	2.001
初期間隙比	e_0	0.752	0.752	0.633
透水係数	k (m/s)	-	8.0E-05	8.0E-05
圧縮指数	λ	0.025	0.025	0.015
膨潤指数	κ	0.0025	0.0025	0.0015
変相応力比	M_m	0.71	0.71	0.71
破壊応力比	M_f	0.96	0.96	1.08
初期せん断弾性係数	G_0 (kPa)	9500	9500	29200
液状化強度	R_{l20}	-	0.28	>1
硬化パラメータ	B^*_0	12000	12000	60000
砂のモデル				
塑性剛性の基準ひずみ	γ^P_{ref}	1000	0.001	1000
弾性剛性の基準ひずみ	γ^E_{ref}	1000	0.010	1000
ﾀﾞｲﾚﾀﾝｼｰ係数	D_0	1.0	1.0	1.0
ﾀﾞｲﾚﾀﾝｼｰ係数	n	4.0	4.0	4.0
過圧密比	OCR	2.0	2.0	2.0
水の体積弾性係数	K^f (kPa)		2000000	2000000

表-5.1.5　固化体のモデルパラメータ

		地盤内	気中部
密度	ρ (t/m^3)	1.941	0.000
せん断弾性係数	G (kPa)	7.7E+07	7.7E+07
ポアソン比	υ	0.333	0.333

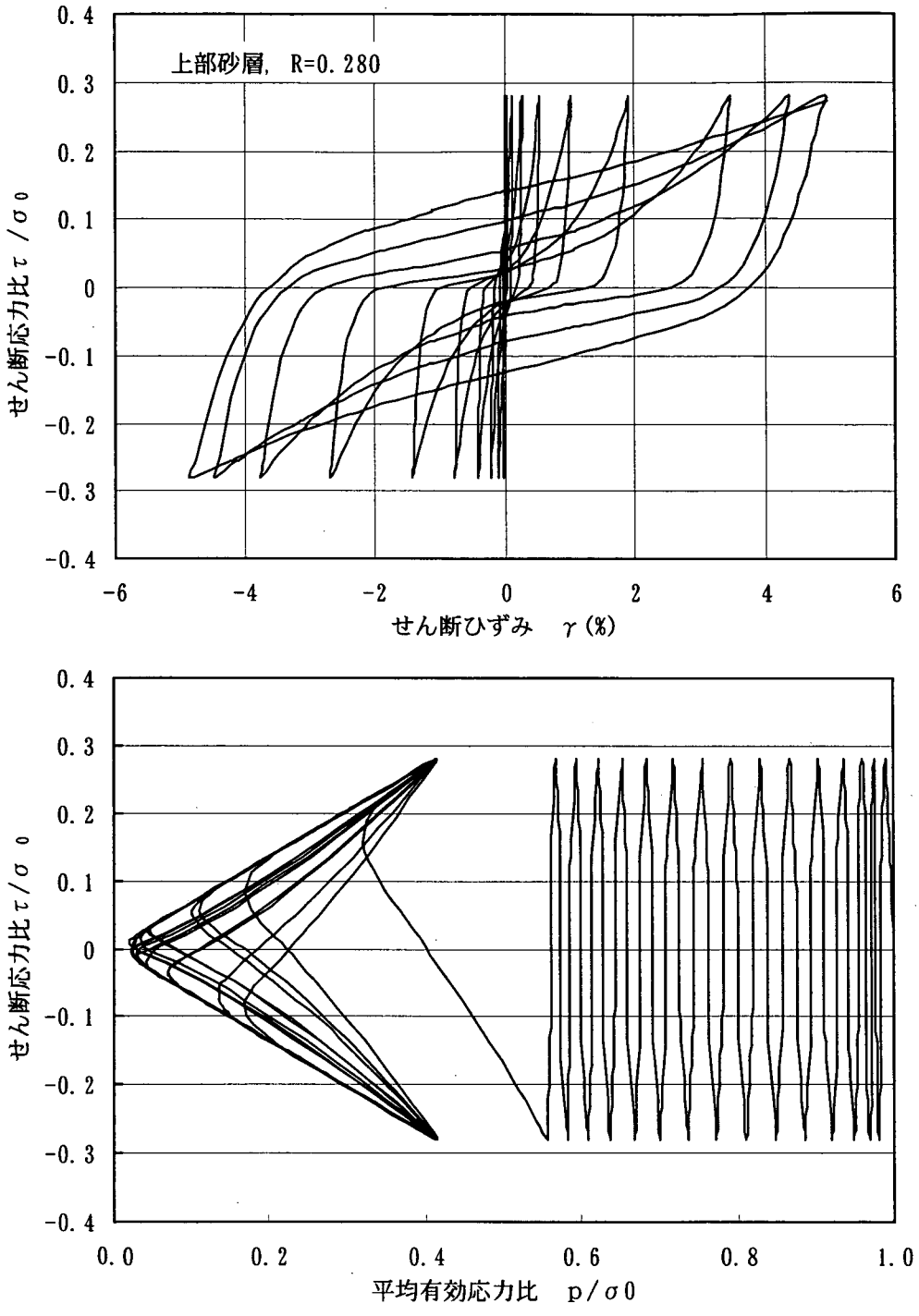


図-5.1.4 要素シミュレーション結果（砂の弾塑性モデル）

5．1．5　入力動

入力動には，実験で計測された振動台での加速度波形を使用した。ただし，50，100，200，400gal 加振時には 250gal 加振時で使用した波形を振幅調整して用いた。一例として，各モデルでの 300gal 加振時の入力動を図-5.1.5に示す。入力波形は 5Hz の正弦波 20 波であり、加振時間は 4 秒である。

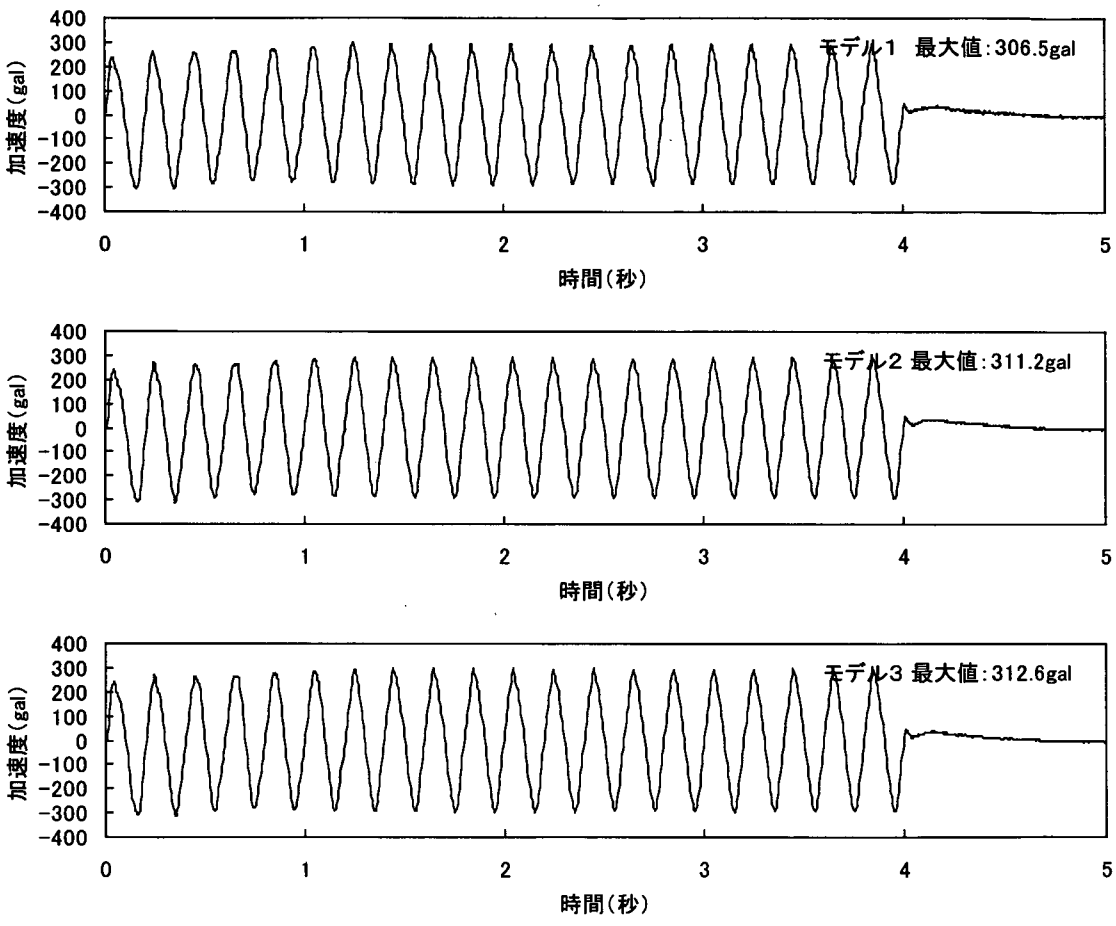


図-5.1.5　入力動

５．１．６　その他の解析条件

動的解析における時間ステップ増分は0.001秒とし，解析は5000ステップ（5秒間）行った。また，実験では毎回の加振での加速度を増加させ、複数回の加振を行うステージ加振であるが，解析ではすべてのケースで処女加振としている。

粘性減衰として剛性比例型（α_0=0，α_1のみ考慮）のRayleigh減衰を採用し，その係数は0.0003とした。これは減衰定数としては約5%に相当する。

基礎地盤および堤体の初期応力状態は，３．４に示した手法により別途算定した。この際，せん断弾性係数は全層について12.5MPa（Vsで約80m/s）とし，ポアソン比は0.333とした。破壊角には上部砂層の値を用いた。解析時の条件は模型地盤と同じとして，側方境界条件は鉛直ローラー，底面境界条件は固定とし，間隙水は考慮していない。また，固化体と地盤間のジョイント要素において，固化体側方の要素については，すべり抵抗を０として，固化体周辺に不自然なせん断応力が発生するのを防いだ。

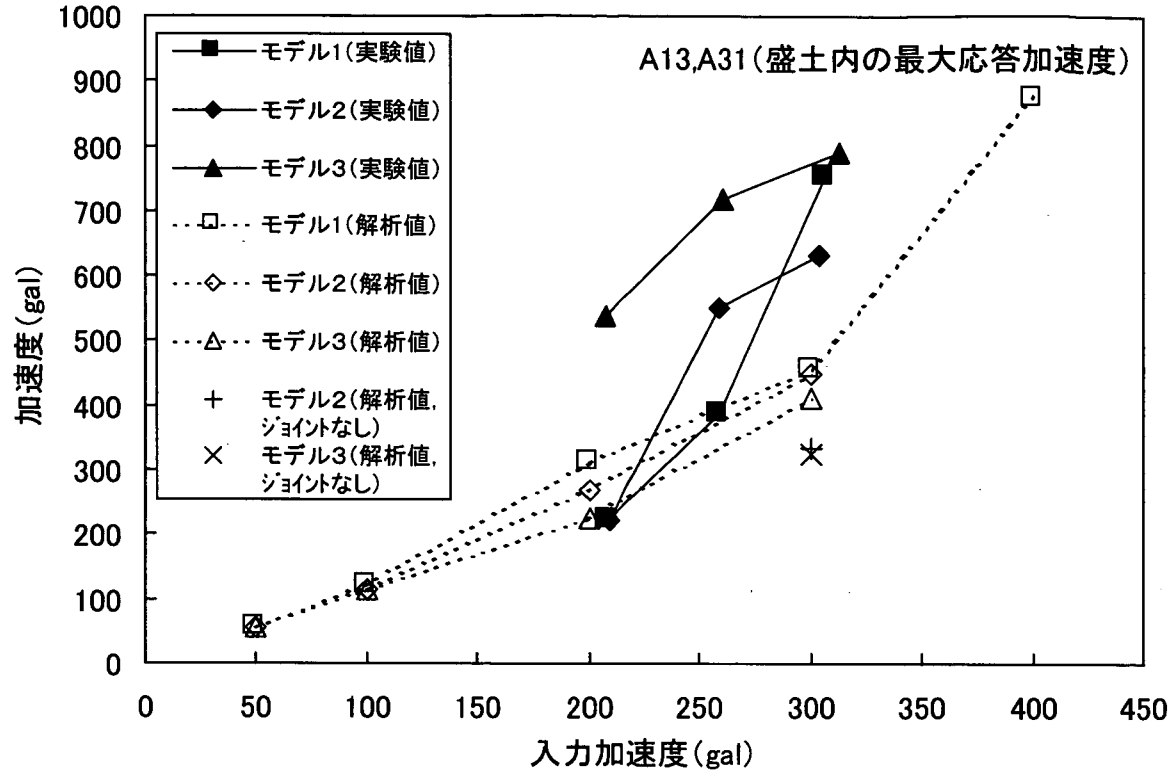
５．１．７　解析結果と考察

（１）応答加速度

盛土内部（A13，A31），自由地盤（A2），固化体の天端での最大加速度を各モデルで実験値と解析値を比較した結果を図-5.1.6に示す。また，最大応答加速度分布を図-5.1.7に示す。

解析から得られた最大加速度の値は何れのケースでも実験値より小さくなっている。また、加速度は盛土ののり肩で大きくなる傾向がみられる。ただし，固化体のある場合は，固化体の下端で大きな加速度が集中しているケースもみられる。

モデル２、３でのジョイント要素を入れた計算とジョイント要素のないモデルでの計算結果を比較すると、ジョイント要素がないケースでは盛土内、固化体天端でやや応答加速度が減少すること、及び自由地盤ではジョイント要素の影響は見られないことがわかる。



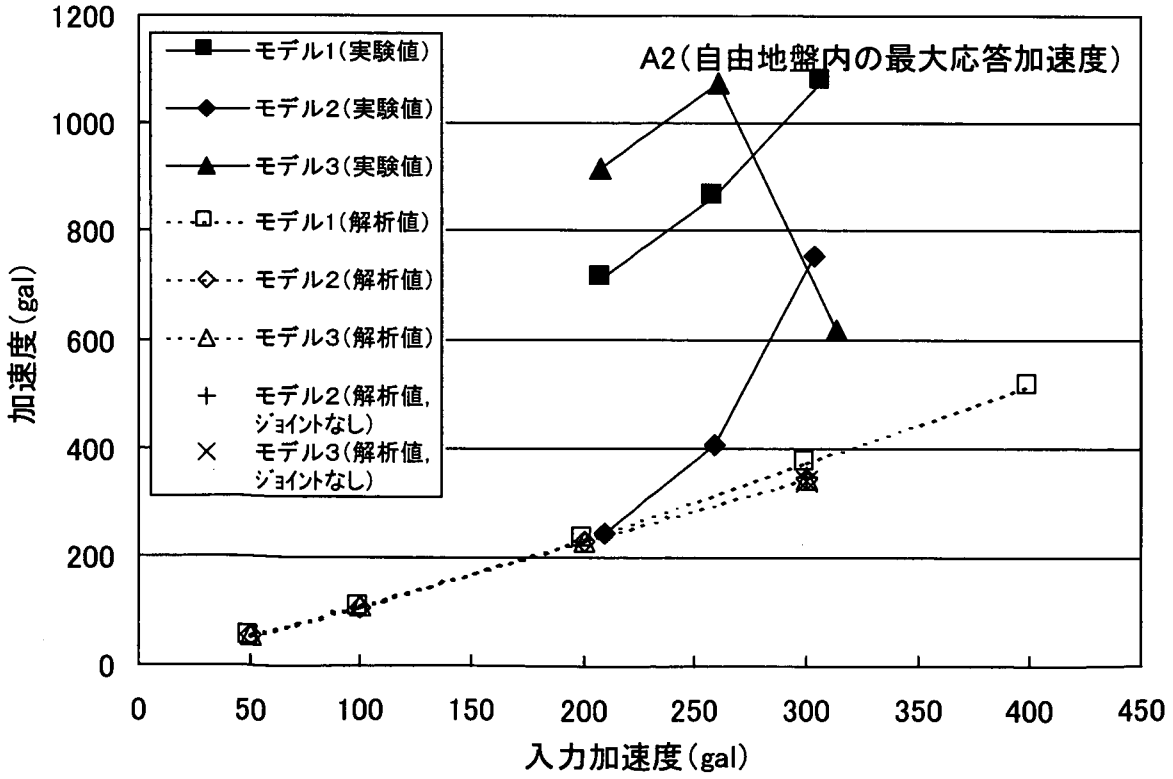


図-5.1.6　最大応答加速度の比較（その１）

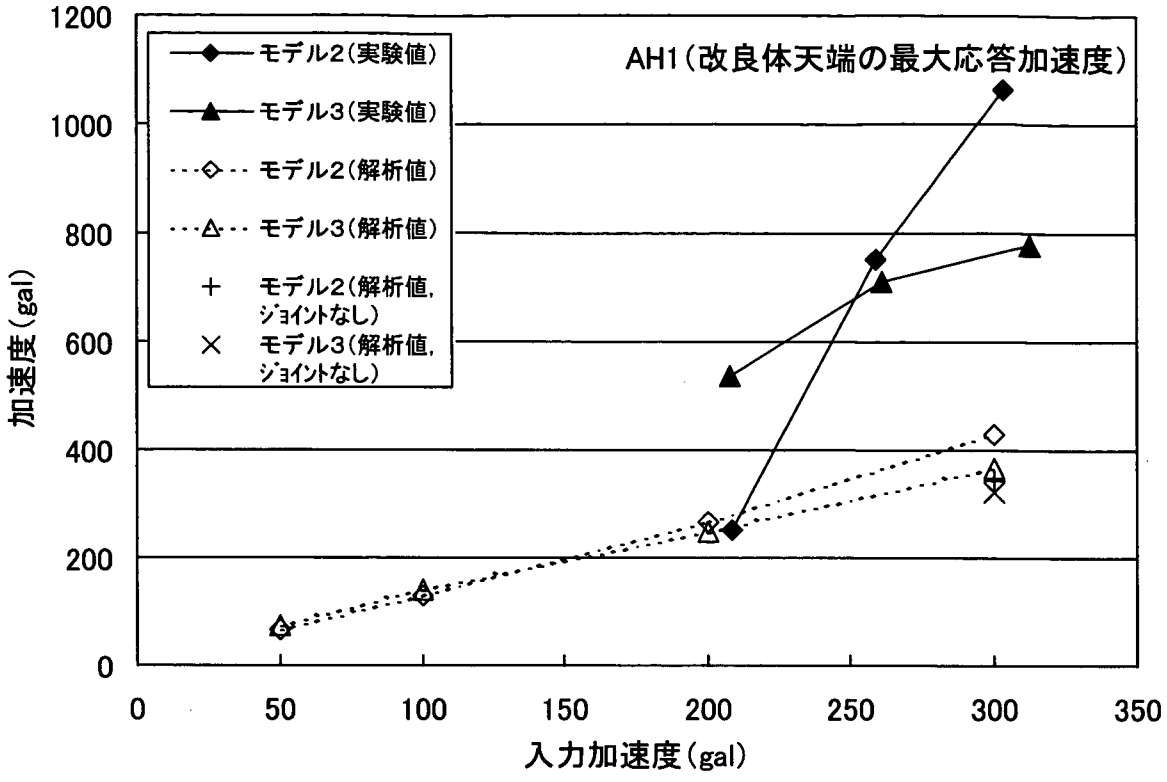
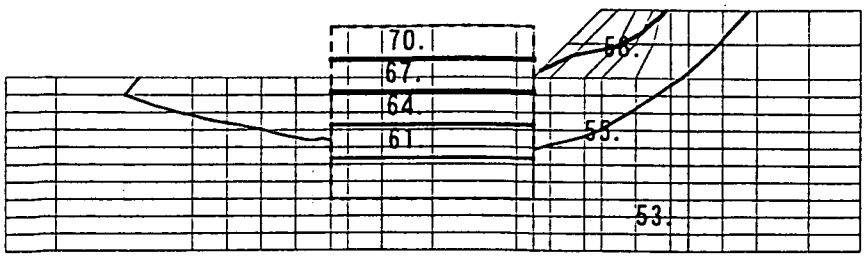
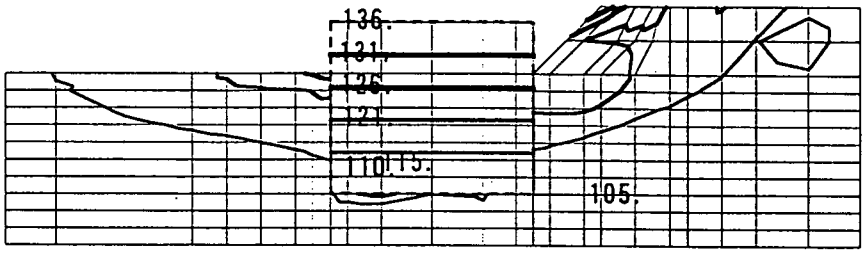


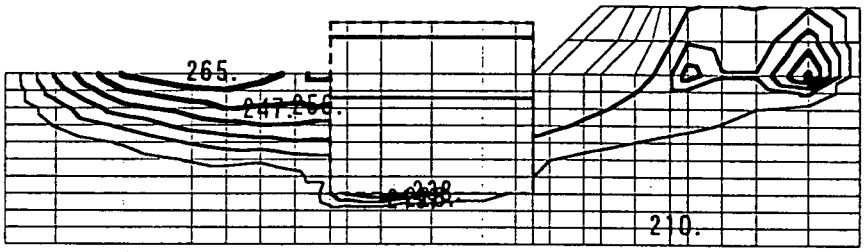
図-5.1.6　最大応答加速度の比較（その２）



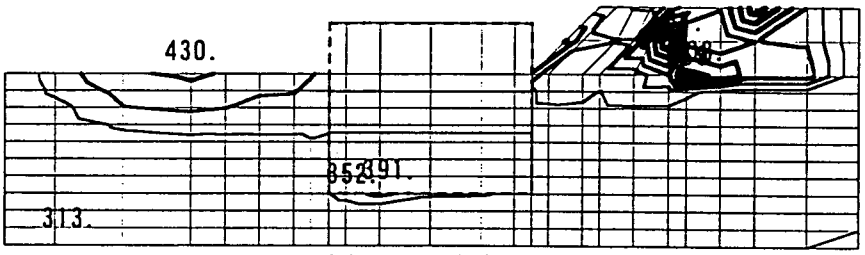
(a)50gal加振時



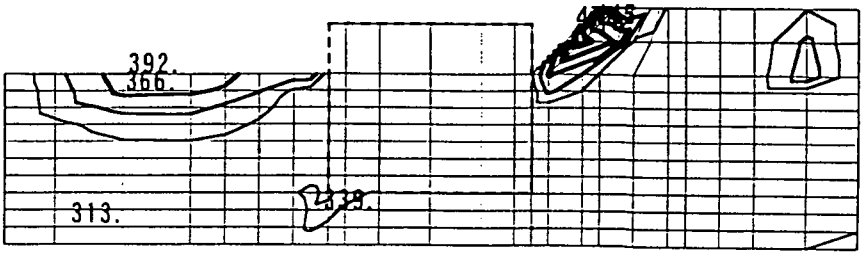
(b)100gal加振時



(c)200gal加振時



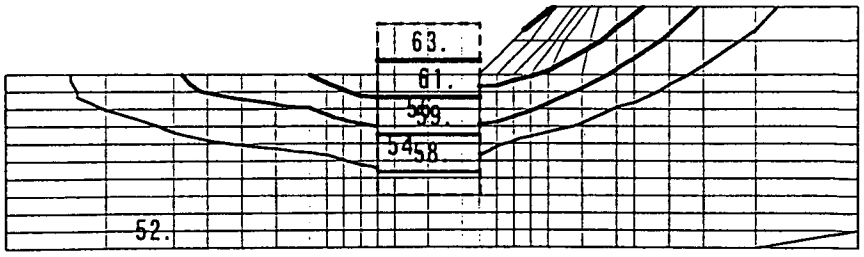
(d)300gal加振時



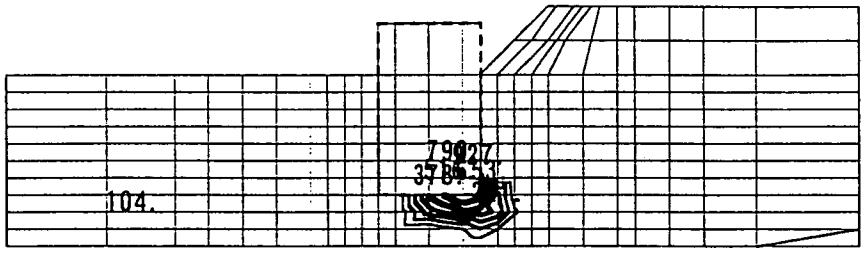
(e)300gal加振時（ジョイント要素なし）

（単位：gal）

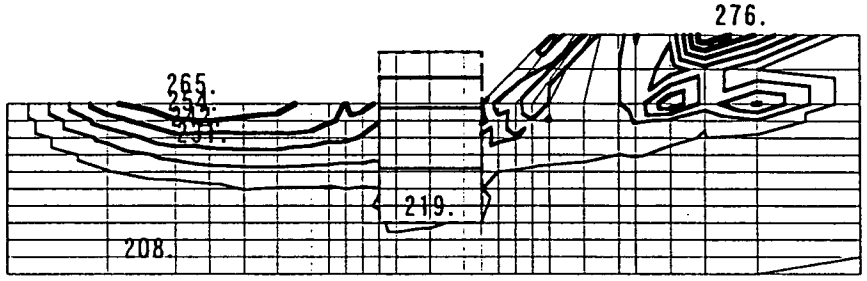
図-5.1.7(a)　最大応答加速度分布（ケース 5-1-1～5）



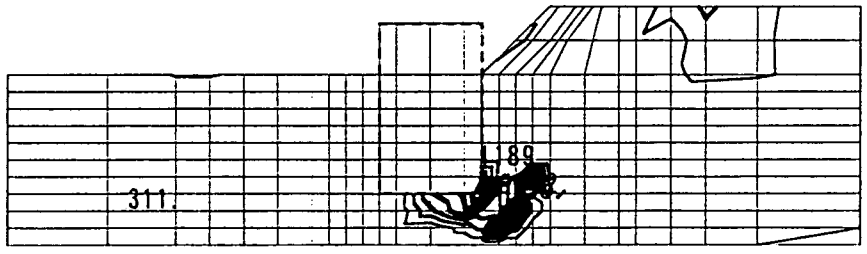
(a) 50gal加振時



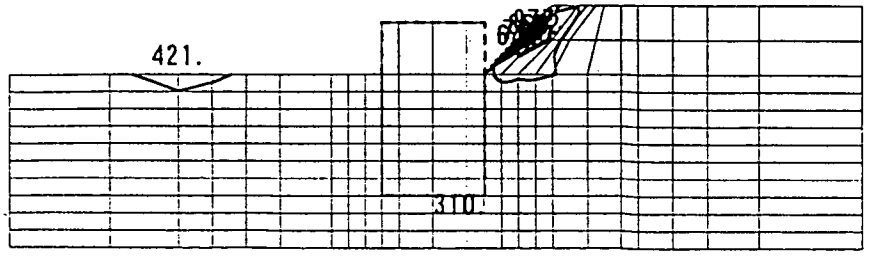
(b) 100gal加振時



(c) 200gal加振時



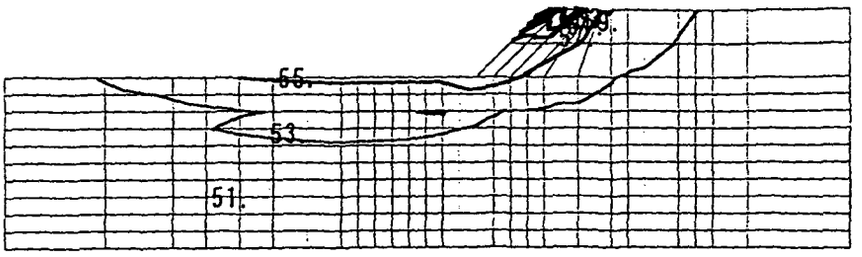
(d) 300gal加振時



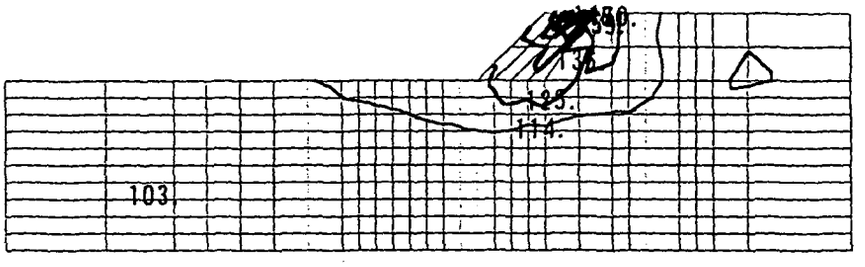
(e) 300gal加振時（ジョイント要素なし）

（単位：gal）

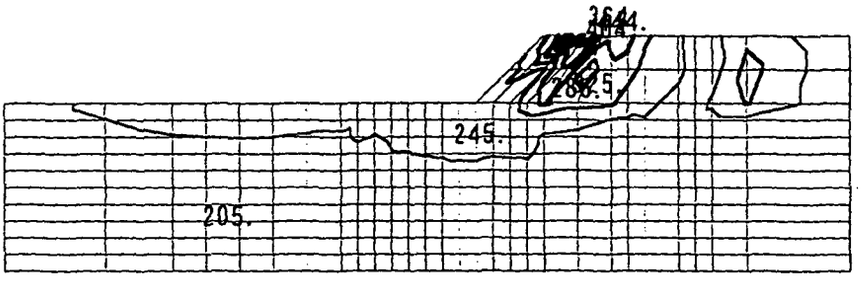
図-5.1.7(b)　最大応答加速度分布（ケース 5-1-6～10）



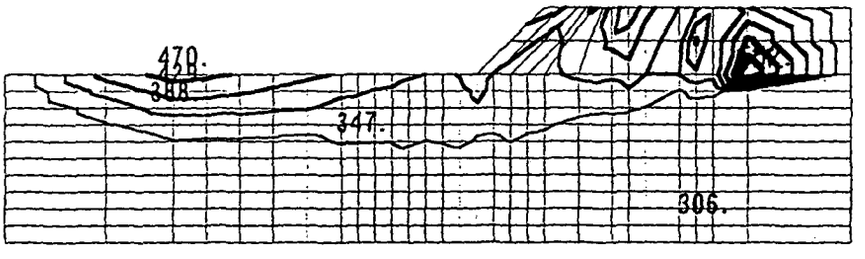
(a) 50gal加振時



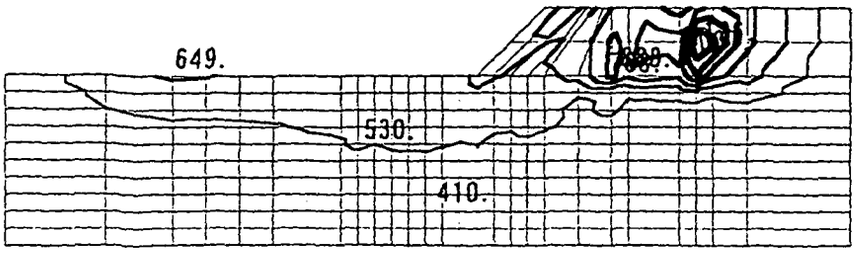
(b) 100gal加振時



(c) 200gal加振時



(d) 300gal加振時



(e) 400gal加振時

図-5.1. 7(c)　最大応答加速度分布（ケース 5-1-11～15）

（2）過剰間隙水圧比

上部砂層および下部砂層での間隙水圧計測点での最大過剰間隙水圧を 200gal および300gal 加振時のケースについて，実験値と解析値を比較した結果を図-5.1. 8に示す。また，各ケースに対する地震後の過剰間隙水圧比分布を図-5.1. 9に示す。ここで過剰間隙水圧比とは $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0}$ により算出したものである。

200gal 加振時の場合，モデル３を除いて，解析値は実験値よりも過大である。これは後に示すように変形量を過大に評価する原因になっている。300gal 加振時の場合にも，上部砂層において解析値はやや実験値を過大に評価しているが，その水平方向の分布傾向は概ね一致している。これは 300gal 加振時には盛土直下でも液状化が発生していることを示している。一方，下部砂層では，実験値にバラツキがみられるが全体的には両者の傾向は一致している。

盛土ののり面下のようにせん断変形が大きい部分では過剰間隙水圧比は 1.0 に達していないのは、前節の無対策堤防で述べたとおりである。

図 5.1.9 において、固化体のあるモデル（モデル２、３）の場合には、モデル１よりも盛土下での液状化領域が広いことがわかる。これは，固化体が上部砂層の側方移動を抑制したことが一因となっている。図 5.1.8 の盛土下の過剰間隙水圧比に着目すると（例えば模型左端から 150cm の間隙水圧)、模型実験においても過剰間隙水圧は

モデル１＜モデル２＜モデル３

の順に大きくなっており、解析と実験結果の傾向は一致している。すなわち、法先を固化改良することによって、盛土下砂層の過剰間隙水圧は上昇することがわかる。また、加振加速度が大きい場合、固化体底面付近で大きな過剰間隙水圧が発生している（図 5.1.9(a)(b)）。これは、固化体の左右側面に作用する土圧と固化体の慣性力の和が固化体の底面せん断力として作用するので、水平地盤部の同じ深さの砂に比らべて大きな繰返しせん断応力が作用するためであると考えられる。

モデル２、３でのジョイント要素の有無が過剰間隙水圧比に与える影響は小さい。しかしながら，ジョイント要素を用いた場合，下部砂層で局部的にかなり大きな負圧がみられるようになる。

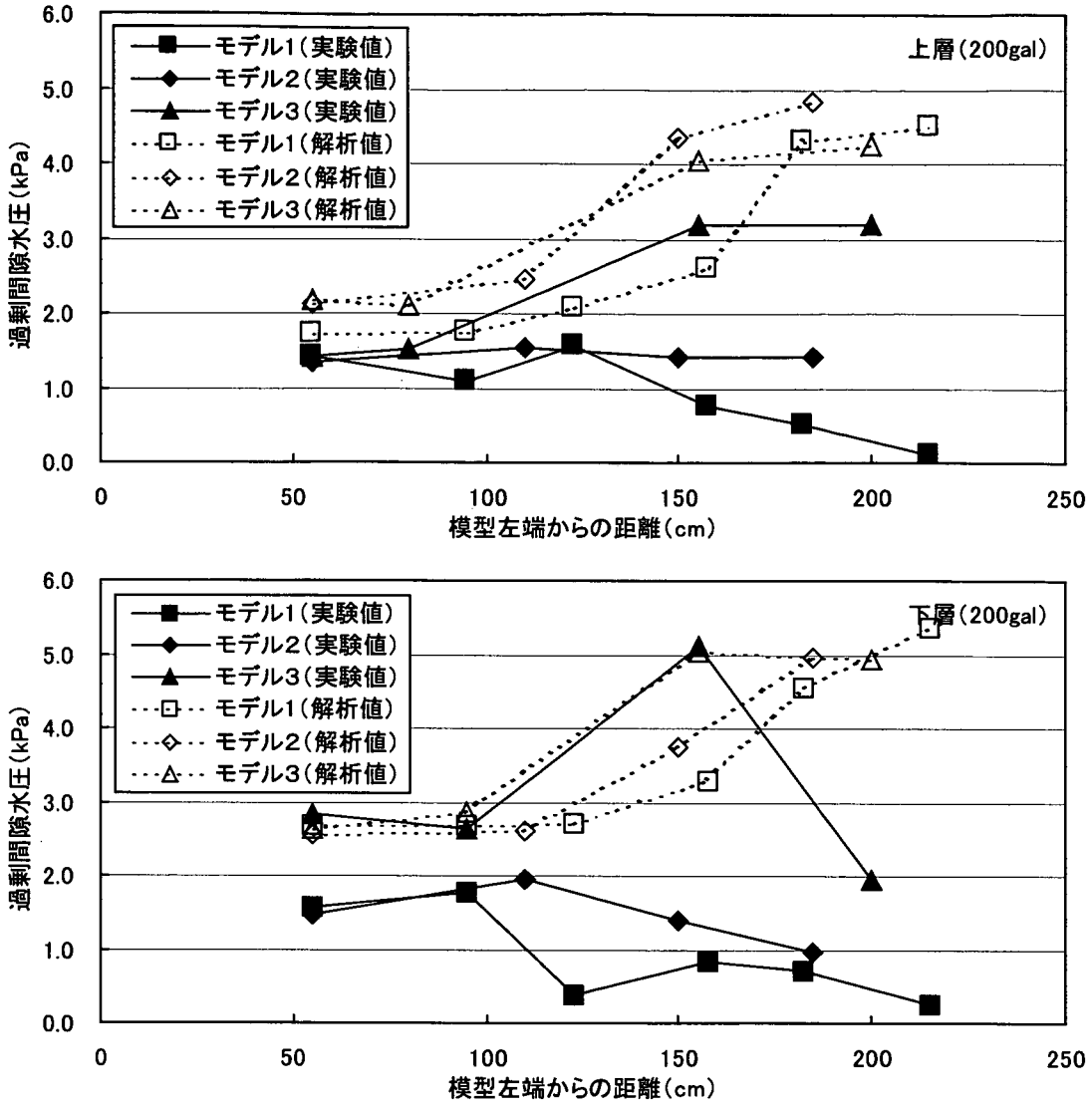


図-5.1. 8(a)　過剰間隙水圧の最大値の比較（200gal）

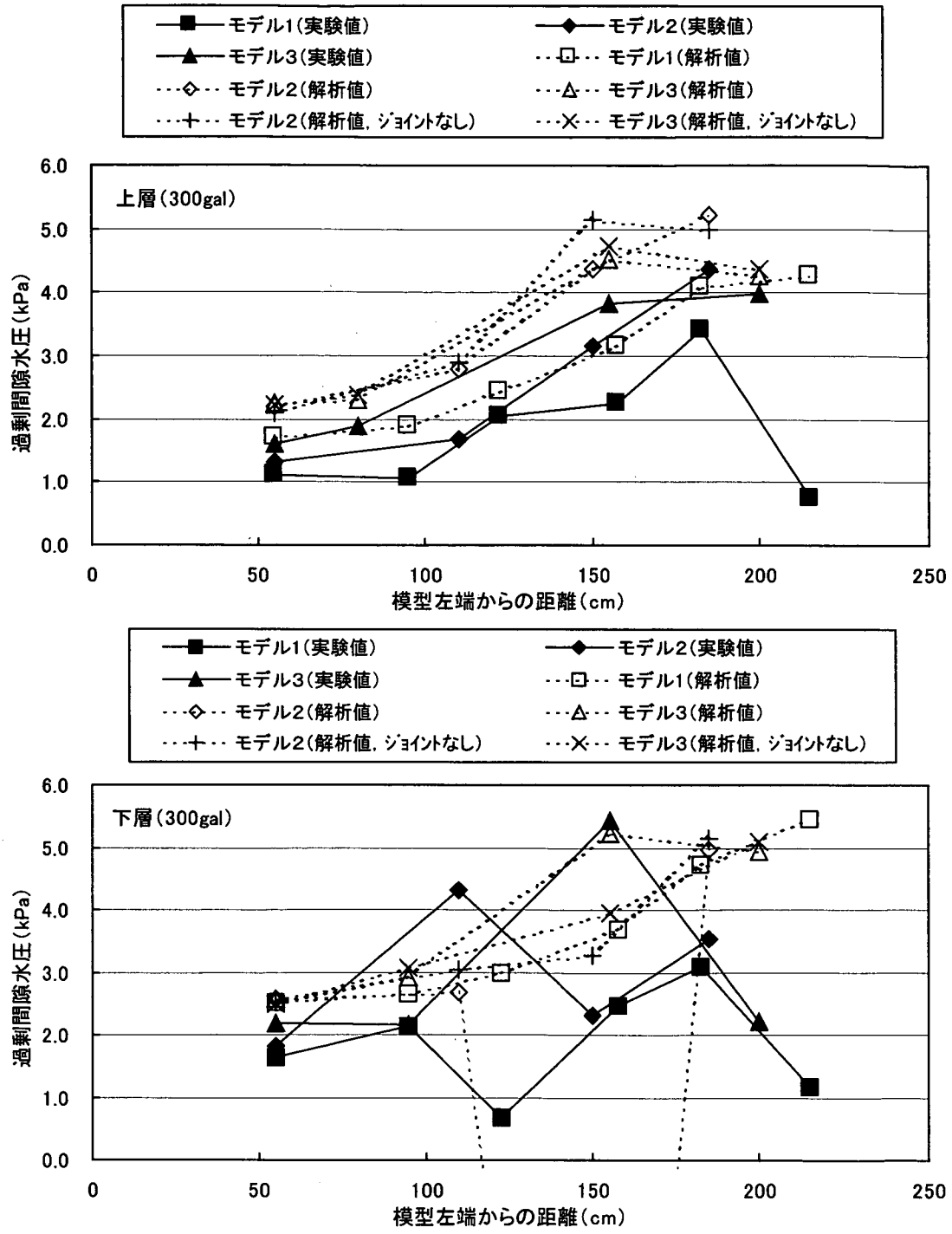
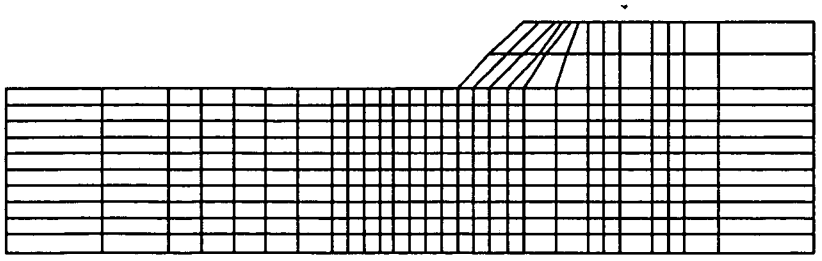
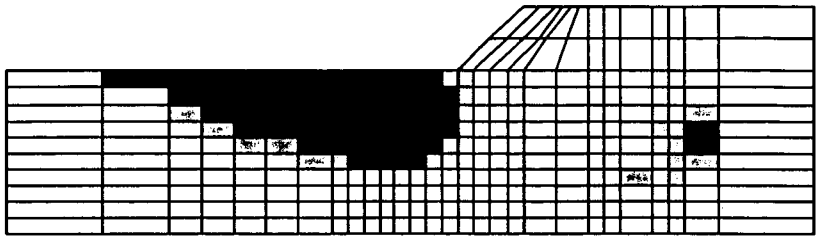


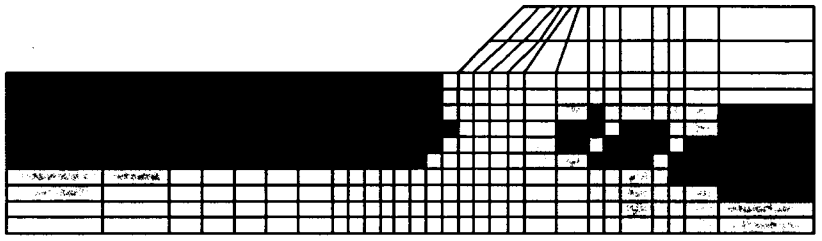
図-5.1.8(b)　過剰間隙水圧の最大値の比較（300gal）



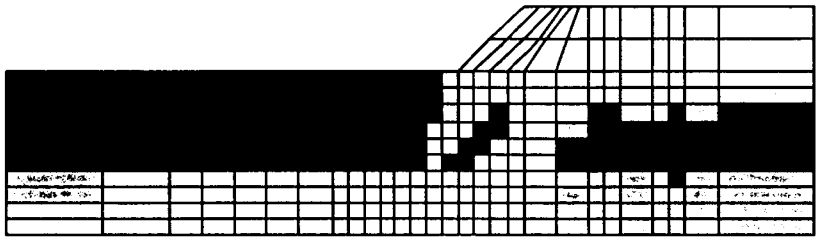
(a) 50gal加振時



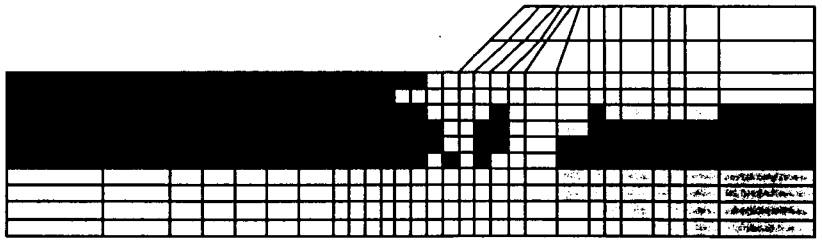
(b) 100gal加振時



(c) 200gal加振時



(d) 300gal加振時

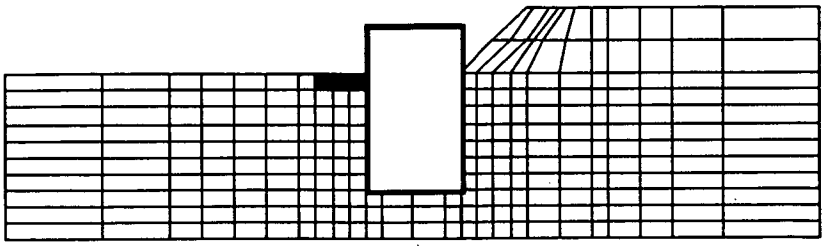


(e) 400gal加振時

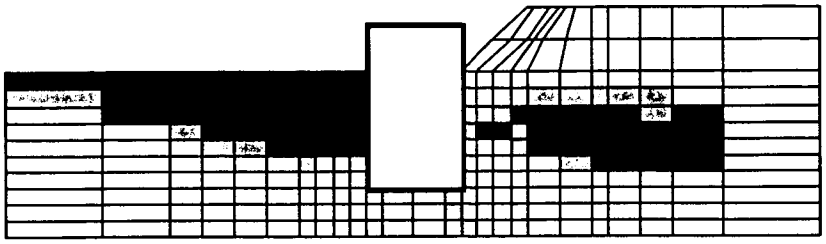
□ : $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□ : $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□ : $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

□ : $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■ : $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

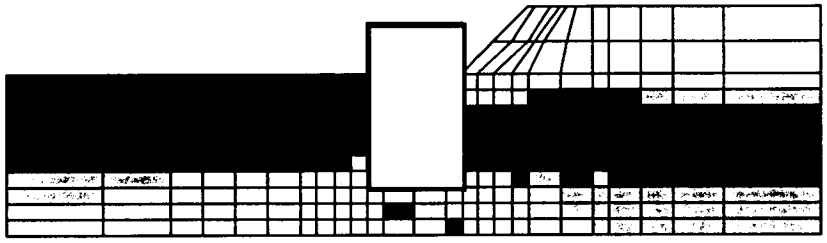
図-5.1.9(a)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 5-1-1～5）



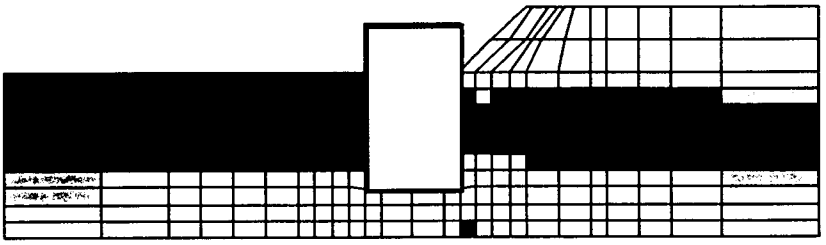
(a) 50gal加振時



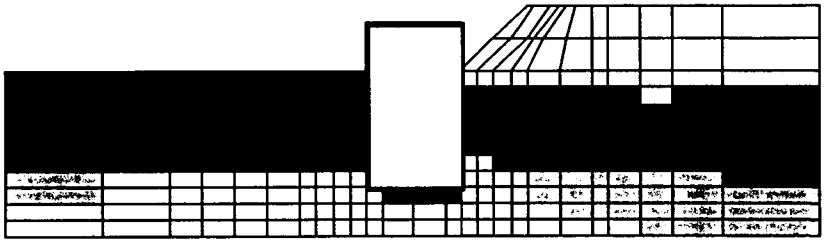
(b) 100gal加振時



(c) 200gal加振時



(d) 300gal加振時

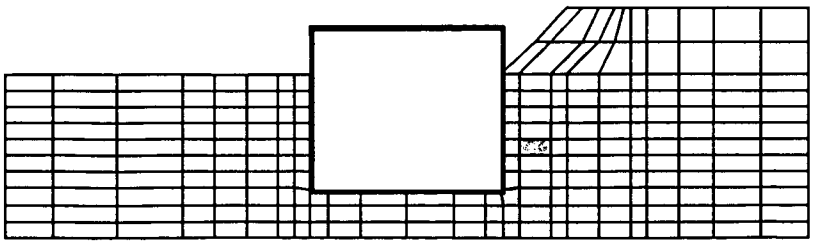


(e) 300gal加振時（ジョイント要素なし）

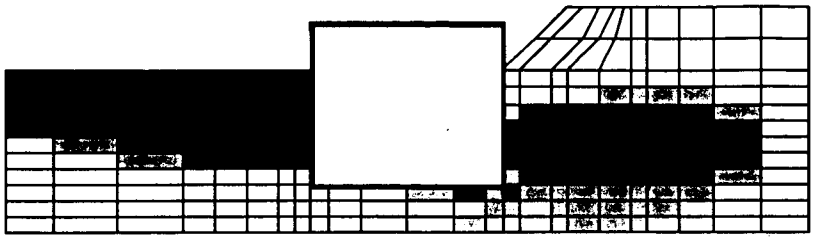
□ : $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□ : $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□ : $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

□ : $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■ : $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

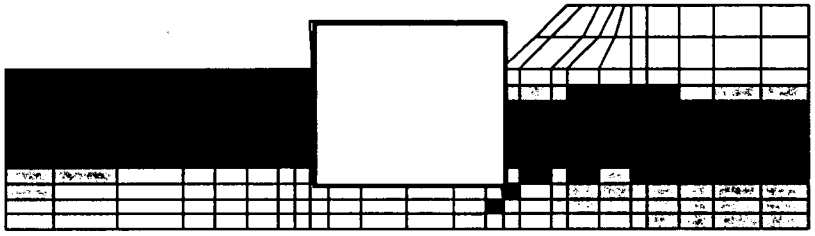
図-5.1.9(b)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 5-1-6～10）



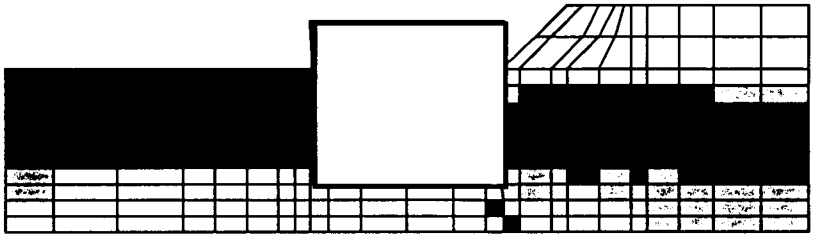
(a) 50gal 加振時



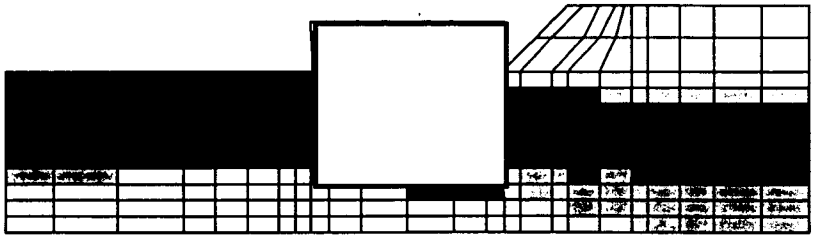
(b) 100gal 加振時



(c) 200gal 加振時



(d) 300gal 加振時



(e) 300gal 加振時（ジョイント要素なし）

□ : $1-\sigma'm/\sigma'm0 \leq 0.2$　□ : $0.2 < 1-\sigma'm/\sigma'm0 \leq 0.4$　□ : $0.4 < 1-\sigma'm/\sigma'm0 \leq 0.6$
□ : $0.6 < 1-\sigma'm/\sigma'm0 \leq 0.8$　■ : $0.8 < 1-\sigma'm/\sigma'm0 \leq 1.0$

図-5.1.9(c)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 5-1-11～15）

（3）変形

1）盛土の沈下量

盛土の変位計測点（盛土のり肩 D1 と盛土天端 D2）での沈下量と加振加速度の関係について、実験値と解析値を比較した結果を図-5.1. 10に示す。なお、図には各ケースで得られた増分沈下量と各ケースの沈下量の累積沈下量を示している。

実験では盛土のり肩の沈下に対しては対策効果がみられるが，盛土天端の沈下に対してはほとんど対策効果がみられない。一方，解析ではモデル２、３では盛土の沈下量が大きく低減している。また実験では、250gal を過ぎたあたりから急激に盛土の沈下量が大きくなるが，解析では 100gal から沈下が生じ始め加振加速度に概ね比例して沈下量が増加している。これは、加振加速度が比較的小さな範囲では、解析での過剰間隙水圧が実験よりも大きく、小さな加振加速度で液状化し始めることによるものと考えられる。

盛土のり肩の沈下量について，解析は実験値を過小評価している。特にモデル２，３では実験では沈下がみられるにも関わらず，解析では浮き上がる結果となっている。

また，モデル２，３でのジョイント要素の有無が盛土の沈下に与える影響としては、盛土のり肩ではジョイント要素の影響はみられないこと、及び盛土天端では、ジョイント要素がない場合、やや沈下量が増加するもののジョイント要素の影響は大きくないこと、がわかる。

図 5.1.10(a)(b)に示した実験での盛土沈下量増分と加振加速度の関係は、凸凹が目立つ不自然なものとなっている。これはステップ加振の影響を強く受けたものと考えられ、解析結果をこの実験結果と比較する際には十分に注意する必要がある。

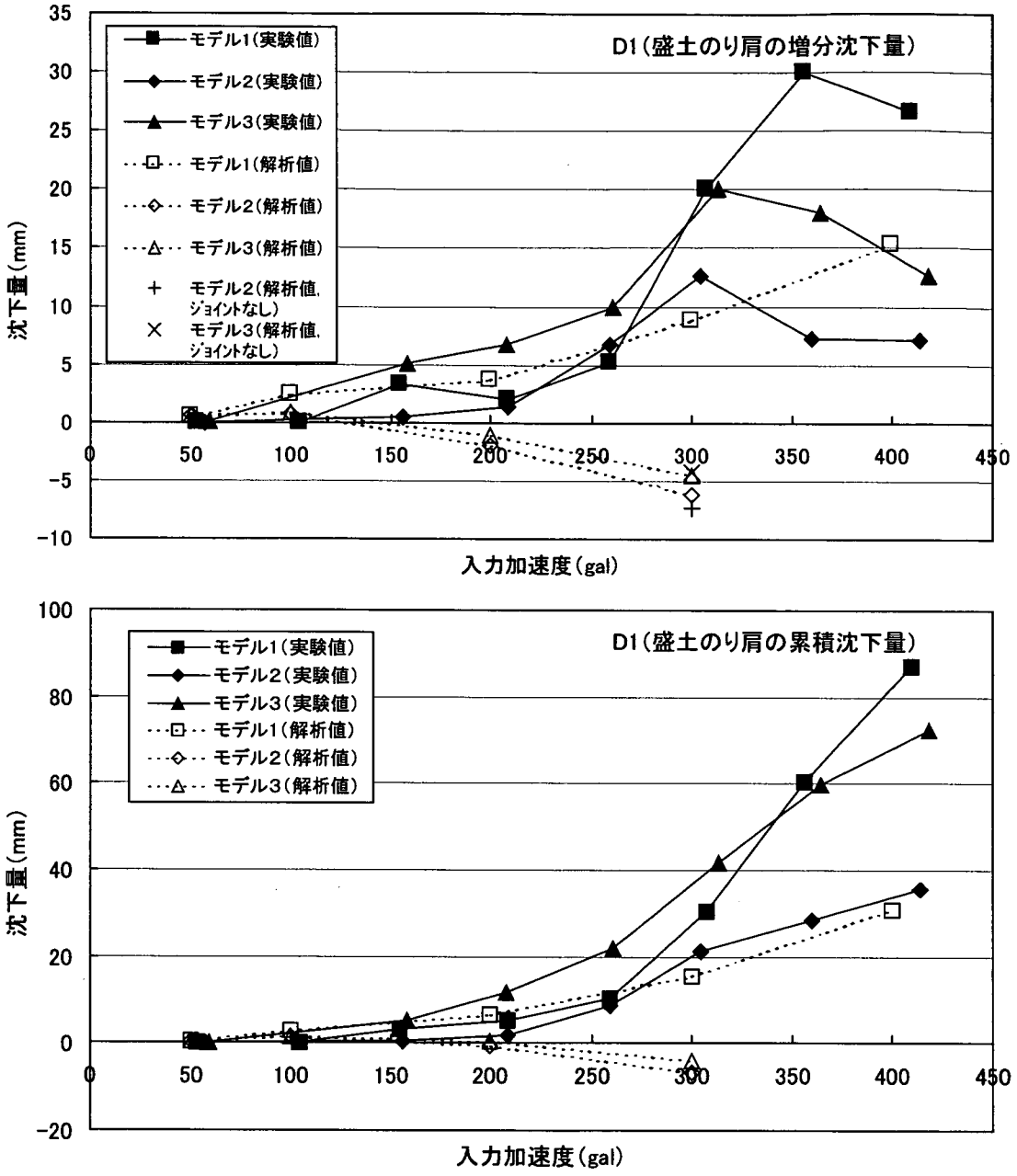
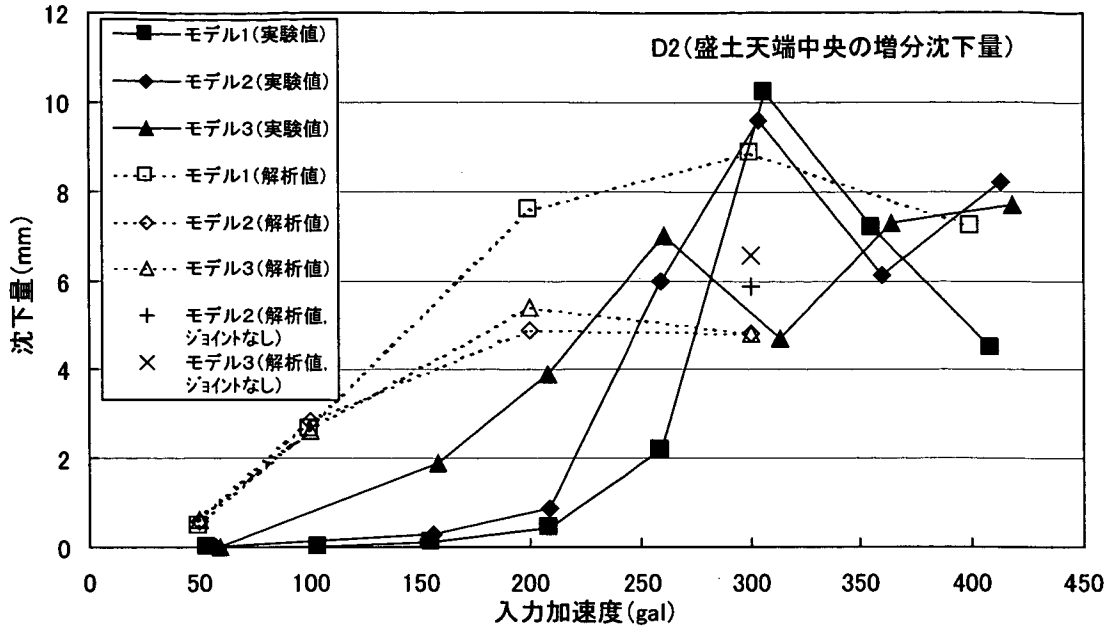


図-5.1. 10(a)　沈下量の比較（盛土のり肩）



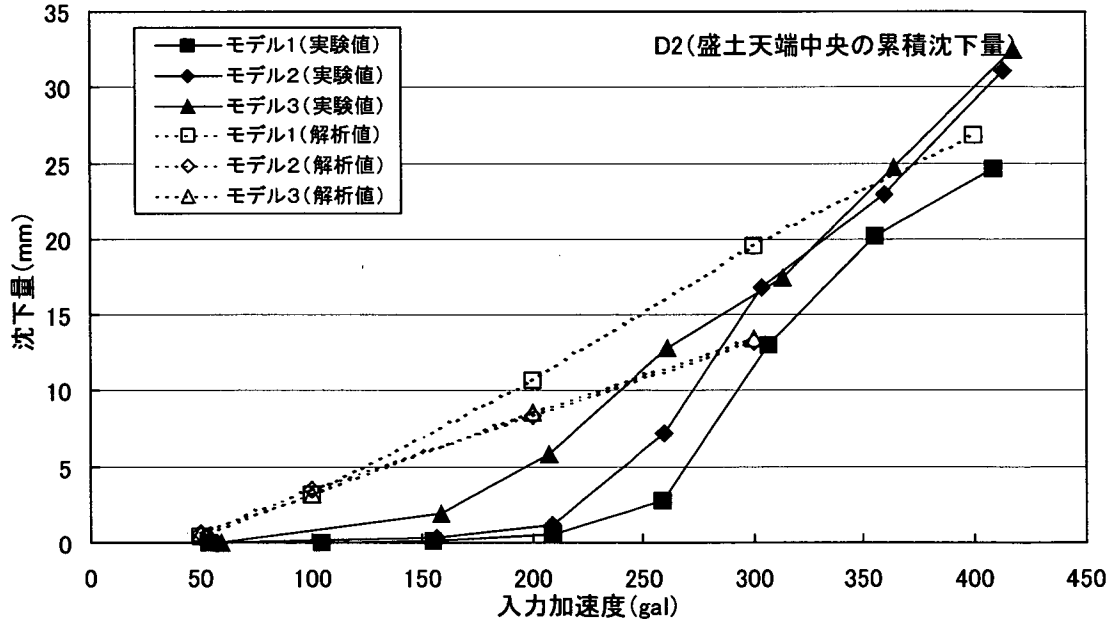


図-5.1. 10(b)　沈下量の比較（盛土天端）

2）固化体の変位

固化体の変位計測点（天端の水平変位 DH，左端沈下 DV1 と右端沈下 DV2）での変位量と加振加速度の関係について、実験値と解析値を比較した結果を図-5.1. 11に示す。なお，図には各ケースで得られた増分沈下量と各ケースの沈下量の累積沈下量を示している。

固化体の水平変位について、実験ではモデル２と３の大小関係が、加振加速度が大きくなると逆転するといった不自然な傾向がみられる。また加振加速度の小さいところでは、固化体幅の大きなモデル３の方が変形が大きことについても、実験誤差である可能性が高い。一方解析では、加振加速度の大きさに拘わらず固化体幅の狭いモデル２の方が変位量が大きい。過剰間隙水圧の結果でも示したように、モデル３の実験では他のモデルの実験より小さい加振加速度でも過剰間隙水圧が発生しており、このために小さい加振加速度でも変位が生じたものと思われる。

モデル２での固化体の変位の発生傾向について，盛土の沈下量と同じように，実験では 250gal を過ぎたあたりから，急激に沈下量が大きくなるが，解析では加振加速度にほぼ比例して沈下量が増加している。一方，モデル３については、実験では小さい加振加速度でも変形が発生するが、その後の増加は小さくなっている。解析ではモデル２と同様に加振加速度と線形の関係で変位量が増加している。

固化体の天端両端での沈下量について，実験，解析ともモデル２では，左端では沈下，右端では浮上りの傾向を示しており，固化体が転倒モードになっている。これに対してモデル３では天端左端では沈下が発生しているが，天端右端ではやや浮き上がる程度で，固化体としては滑動モードになっており、固化体幅が固化体の変位モードに与える影響が明確に現れている。

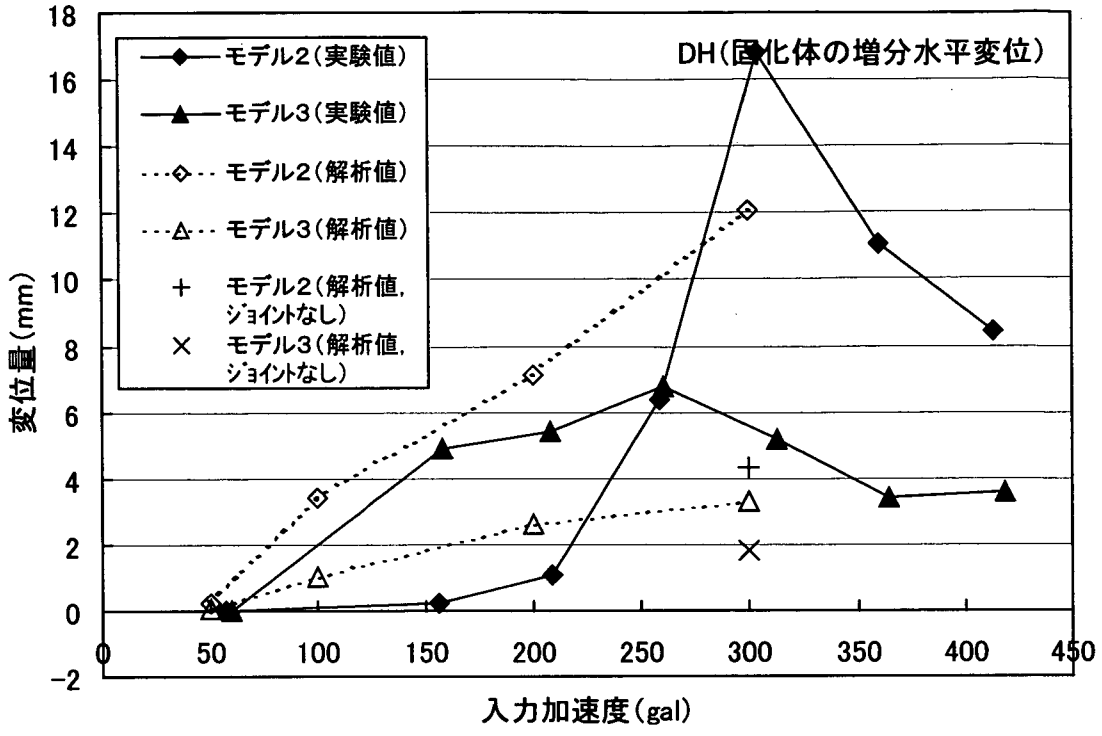
また，モデル２，３でのジョイント要素の有無が固化体の変形に与える影響は次の通りである。すなわち、いずれのモデルでも，ジョイント要素がない場合は，固化体の変形量を過小に評価しており、特にモデル２ではその傾向が強い。従って、固化体自体の変形量を実験に合わせようとするならば、ジョイント要素を固化体周辺に設置した方が良いと思われる。

3）全体変形

実験で得られた各モデルの300gal加振後の変形図を図-5.1. 12に示す。また，解析の結果得られた各ケースの加振後の変形図を図-5.1. 13に示す。これら図より、モデル２では固化体底面での水平変位がほとんどなく底面を中心とした転倒モード、モデル３では回転角がモデル２より小さく水平変位が大きな滑動モードとなっており、この固化体変位モードの違いは計算結果にも現れている。

盛土のり面は、実験では自由地盤の方へ流れるように変形しているが、解析ではこのような変形状況を表現できていない。また解析ではモデル２、３で盛土のり肩が浮き上がる結果となっているが、これも盛土体の変形を十分に再現できていないことに関係していると思われる。この原因として、解析での盛土体は実験よりも堅めになっている可能性があることが挙げられるが、例え解析で盛土を柔らかくしても，実験のように流れるような変形を再現することは困難だと思われる。

モデル２、３において盛土自体の体積は膨張している。これは飽和砂層の物性値と同じものを盛土にも適用したために生じたものと思われる。飽和砂層の物性値は実験での液状化強度と合わせるため，なかり強度を上げており（負のダイレタンシーを抑えている），モデルとして非常にダイラティブなものになっていると思われる。



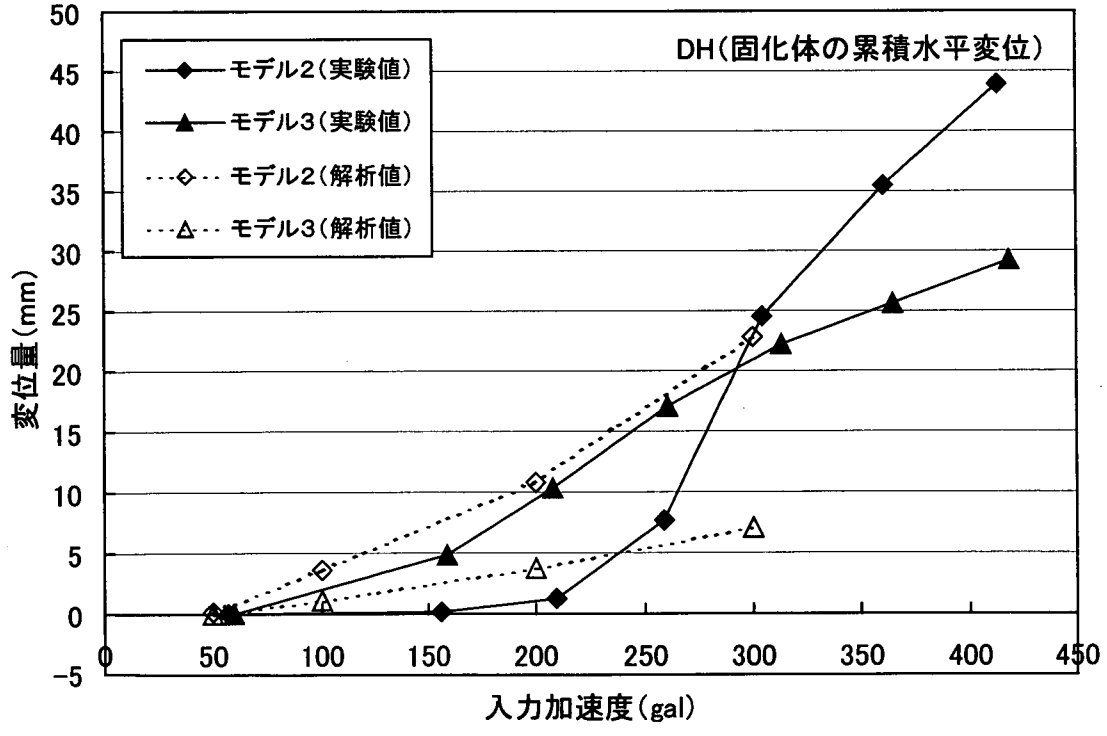
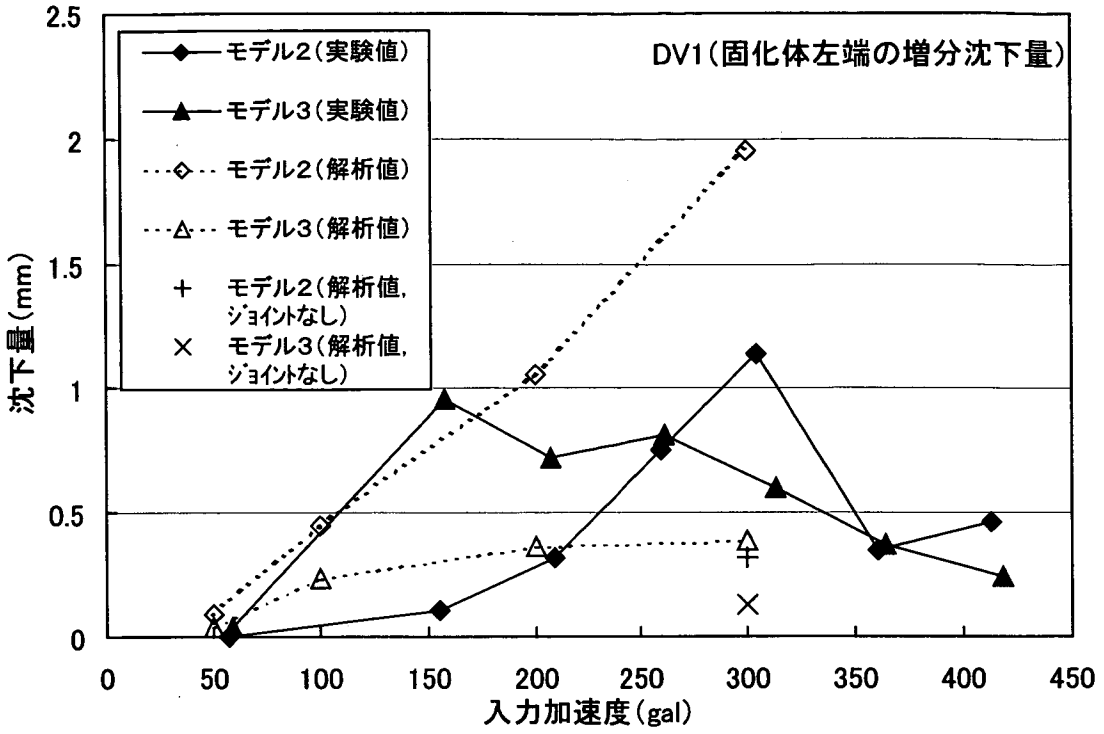


図-5.1. 11(a)　固化体の変形量の比較（DH）



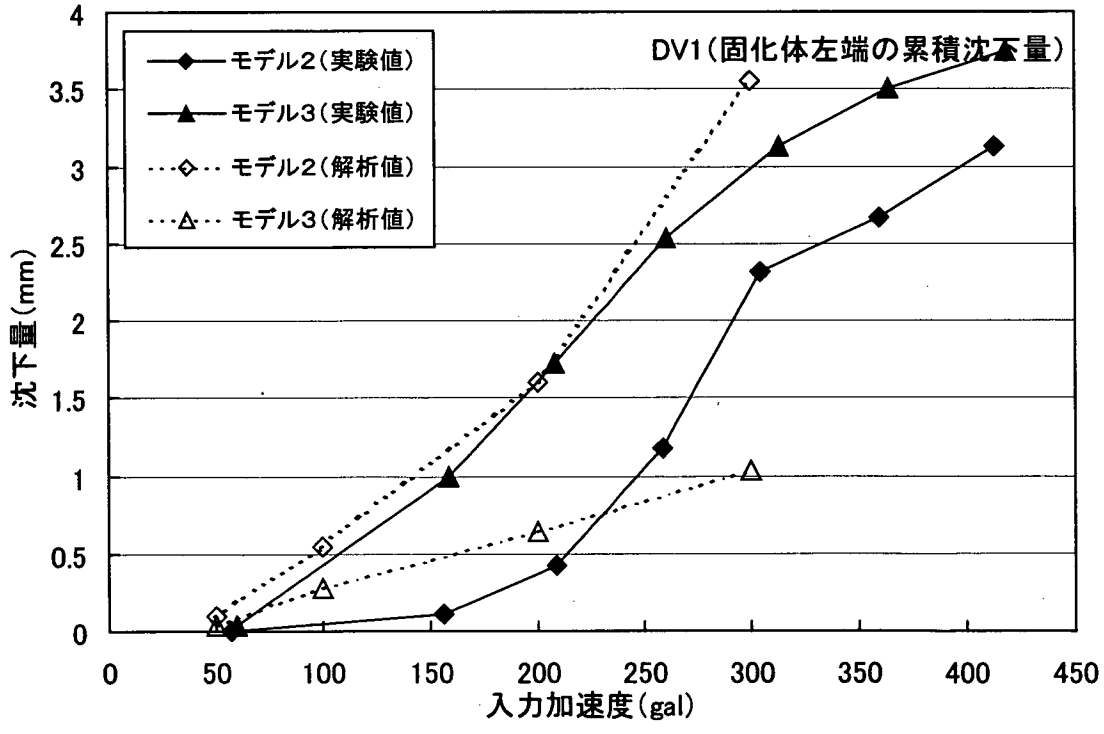


図-5.1. 11(b)　固化体の変形量の比較（DV1）

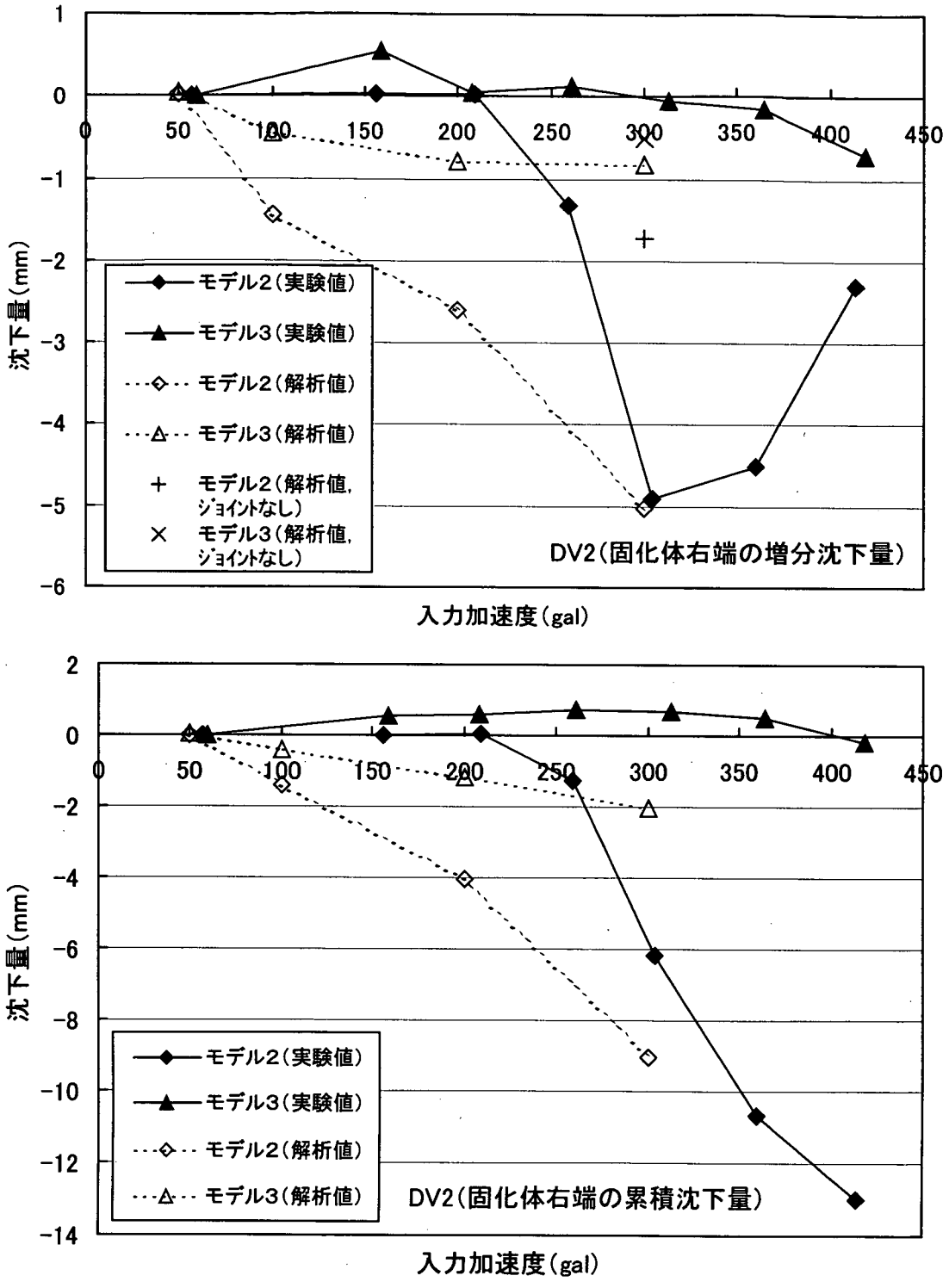


図-5.1. 11(c)　固化体の変形量の比較（DV2）

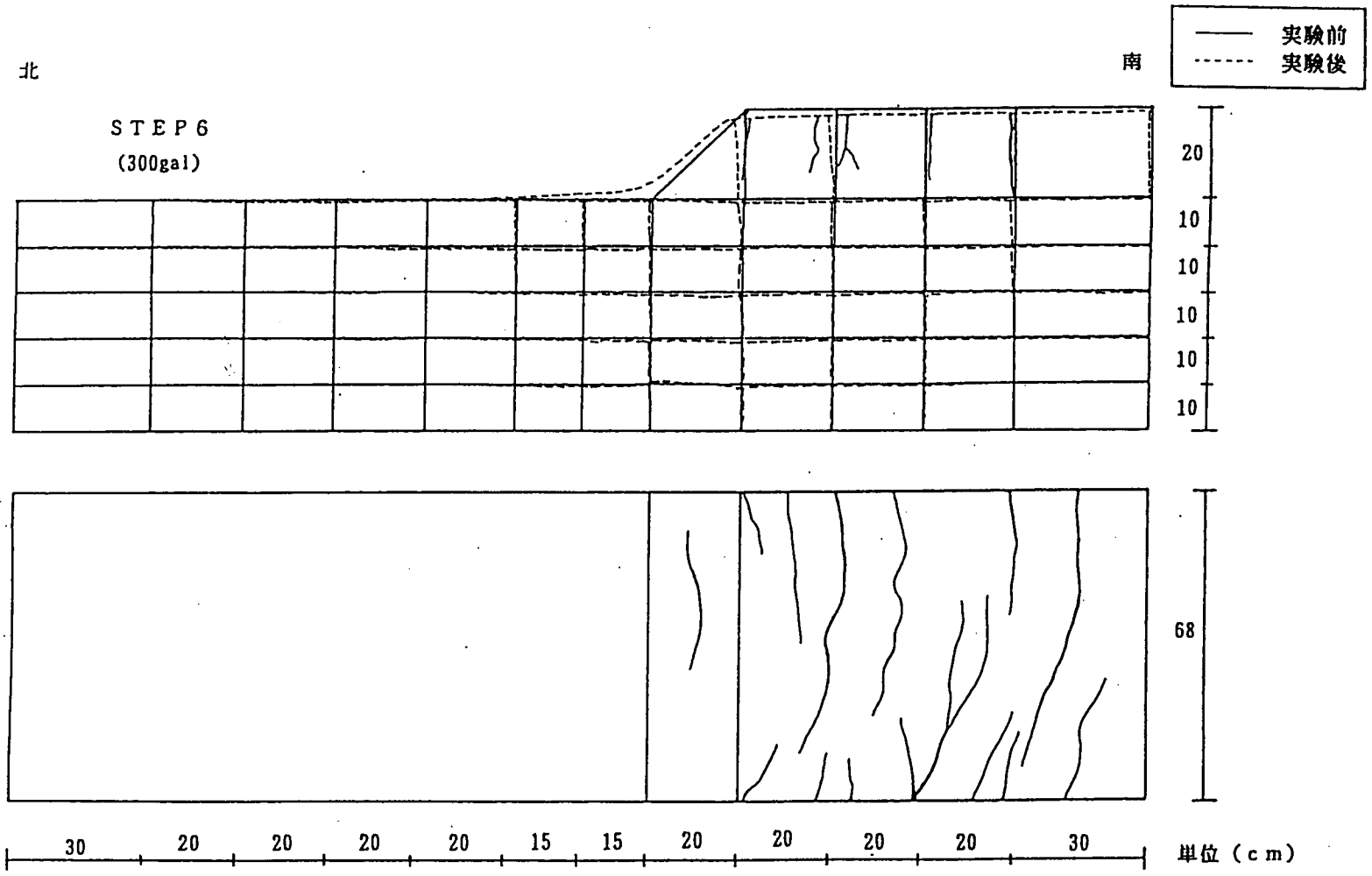


図-5.1. 12(a)　加振後の変形図（実験値，モデル１）

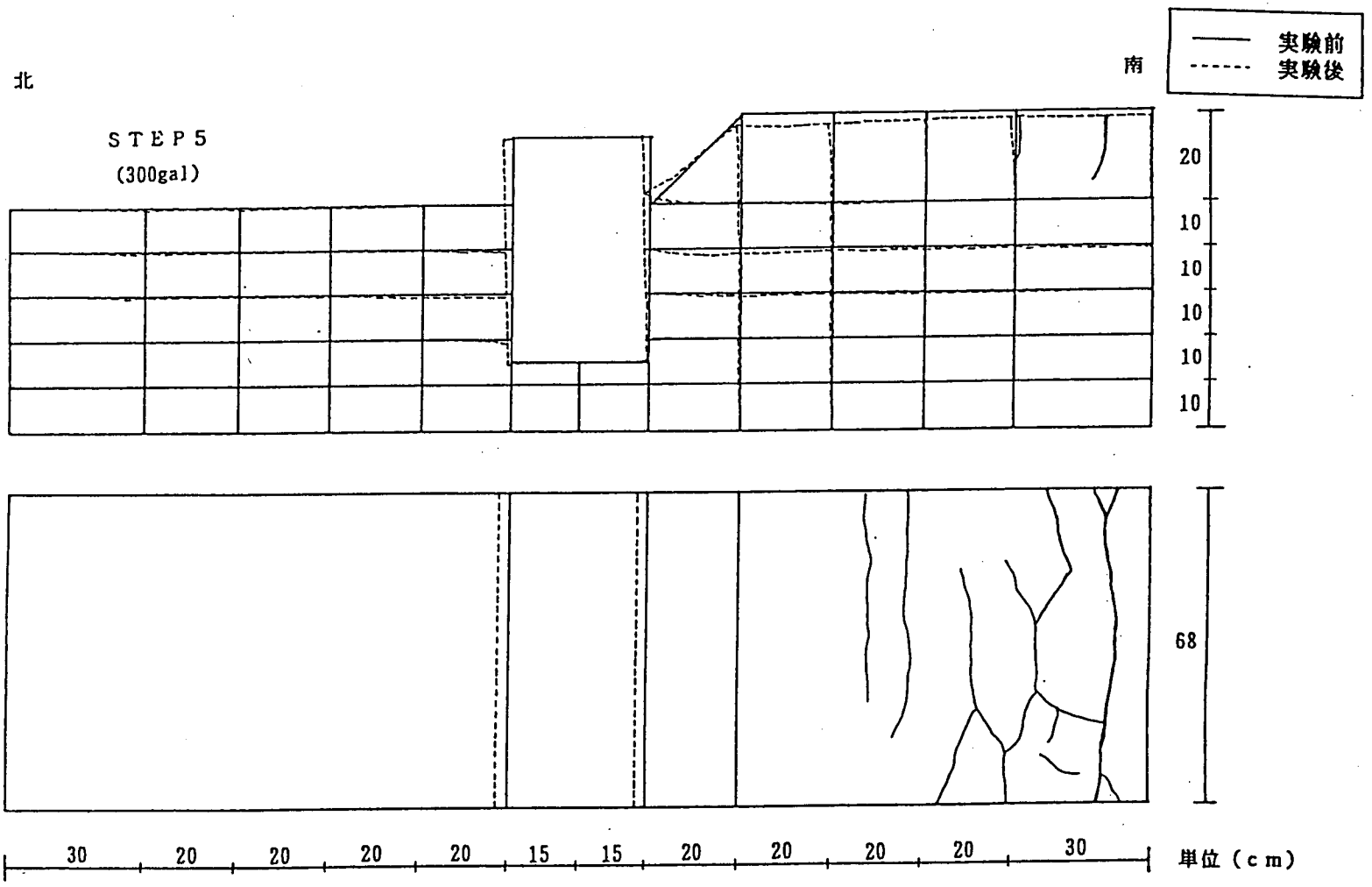


図-5.1. 12(b)　加振後の変形図（実験値，モデル２）

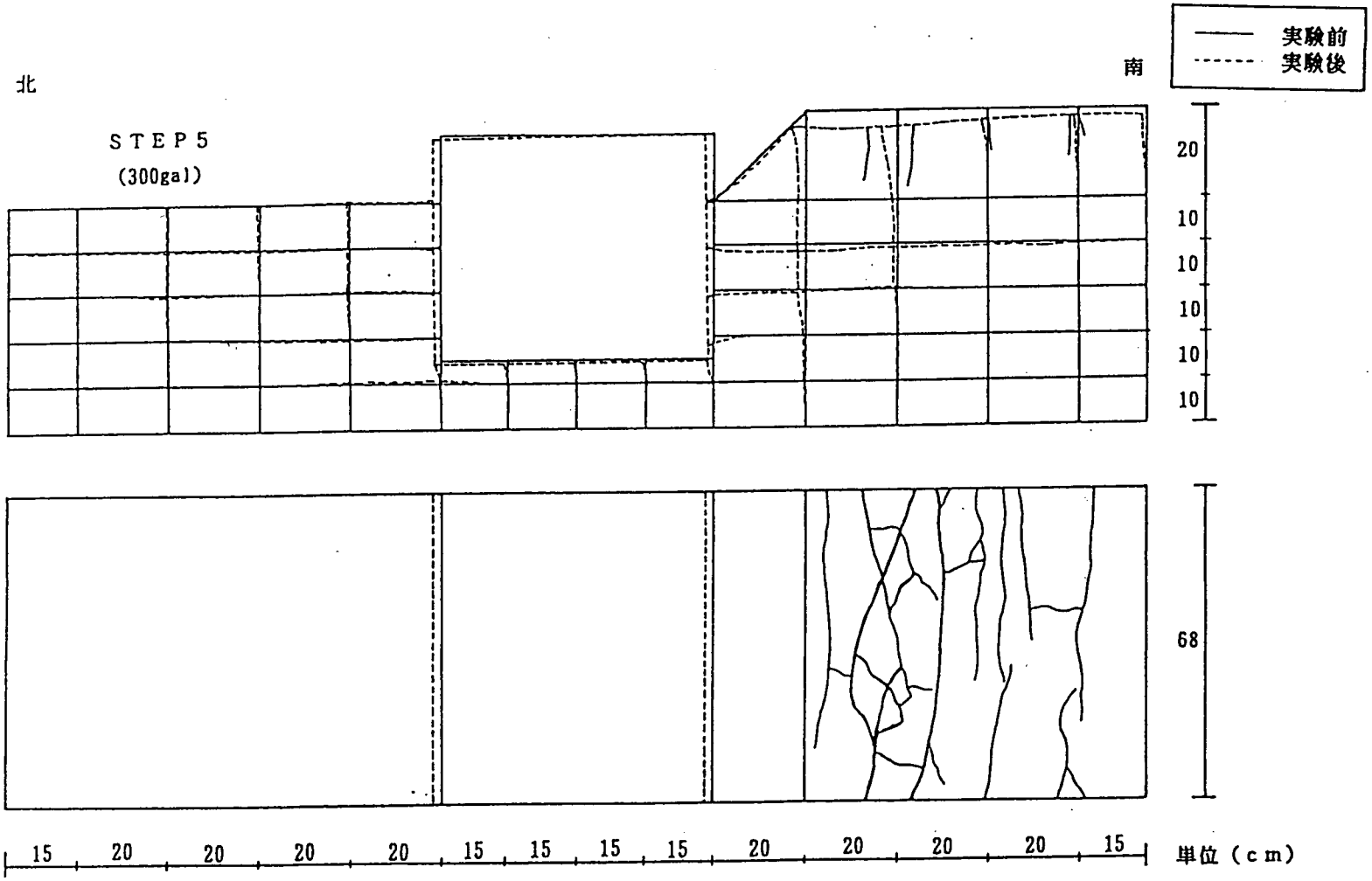
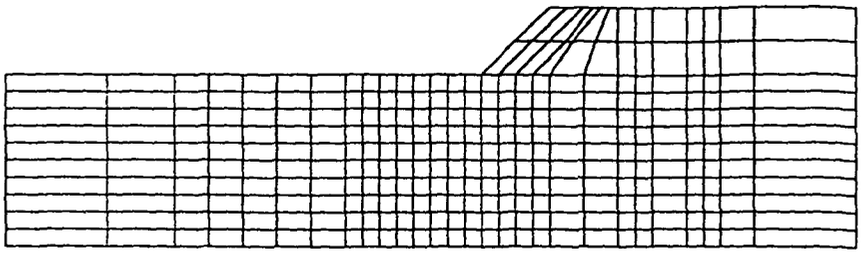
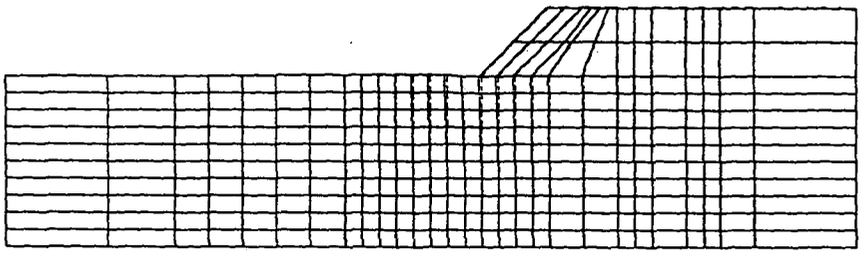


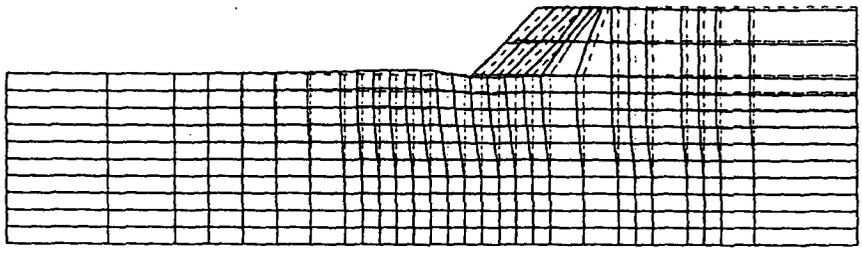
図-5.1.12(c)　加振後の変形図（実験値，モデル３）



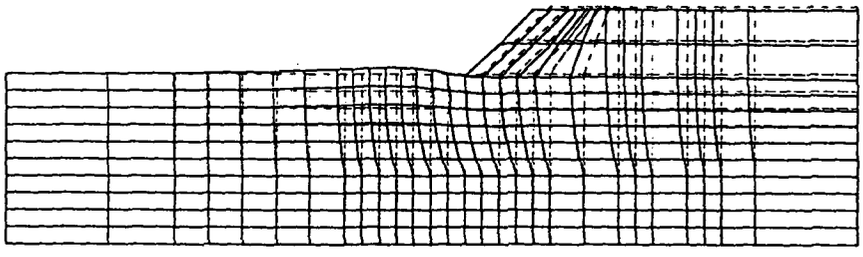
(a)50gal加振時



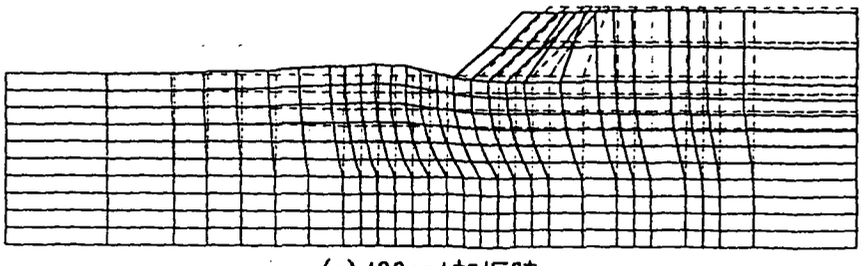
(b)100gal加振時



(c)200gal加振時



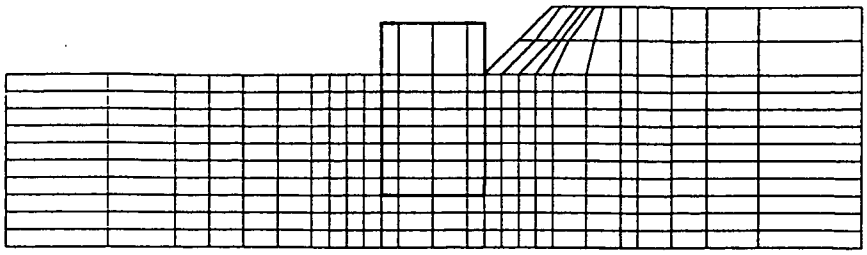
(d)300gal加振時



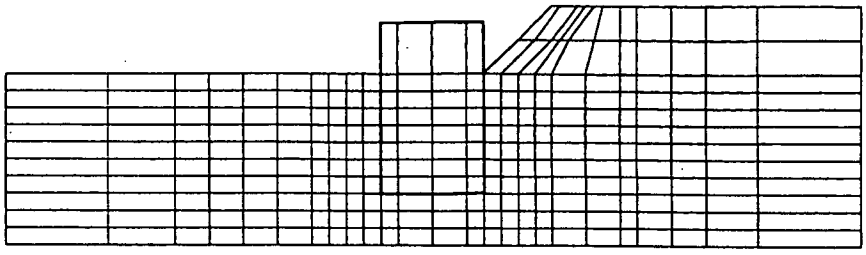
(e)400gal加振時

——— ：変形後　　------- ：初期形状

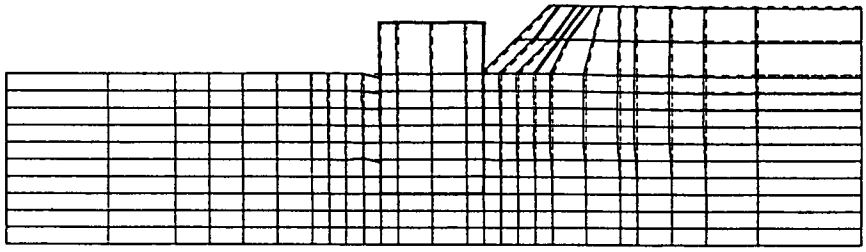
図-5.1. 13(a)　加振後の変形図（ケース 5-1-1～5）



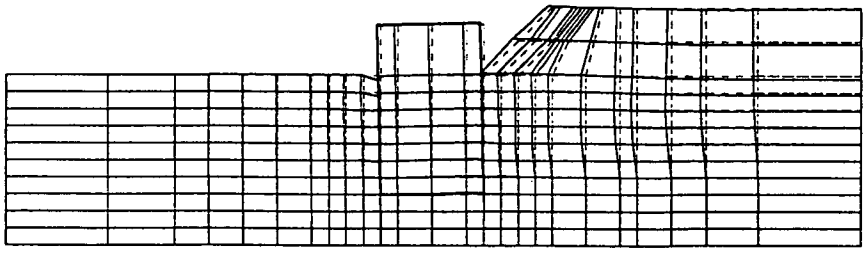
(a) 50gal加振時



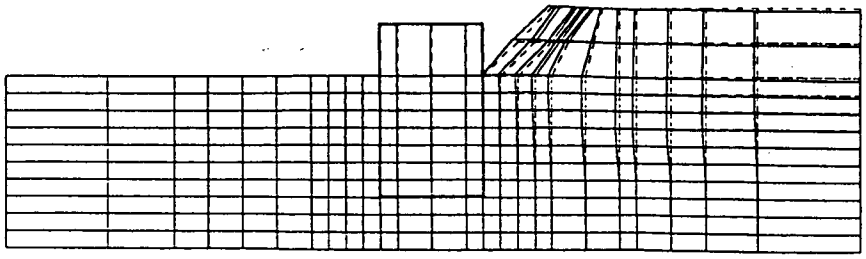
(b) 100gal加振時



(c) 200gal加振時



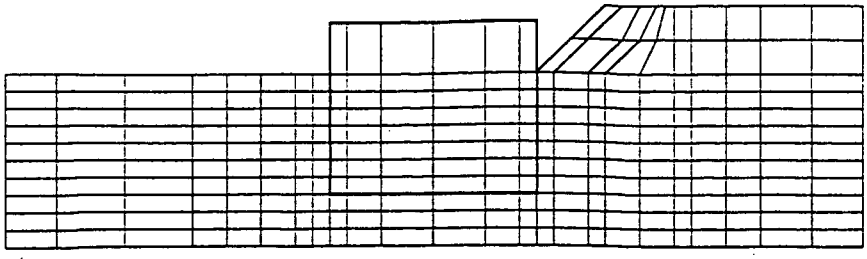
(d) 300gal加振時



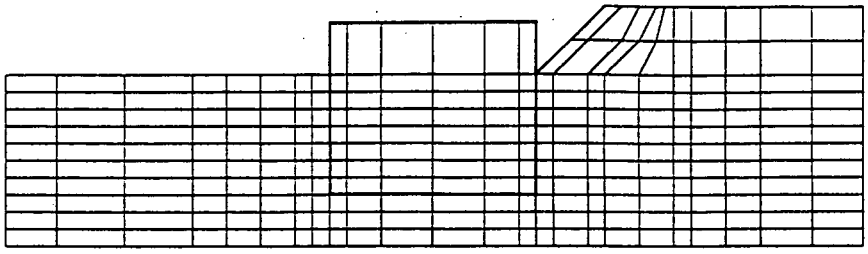
(e) 300gal加振時（ジョイント要素なし）

——— ：変形後　　------ ：初期形状

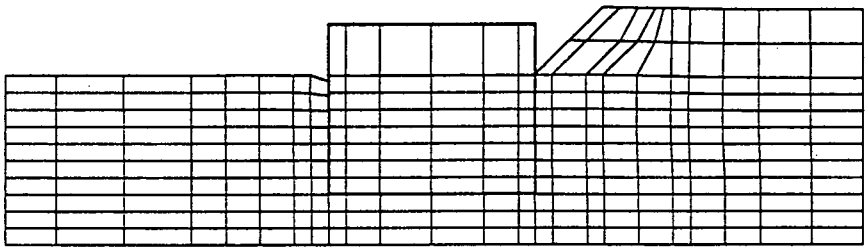
図-5.1.13(b)　加振後の変形図（ケース 5-1-6～10）



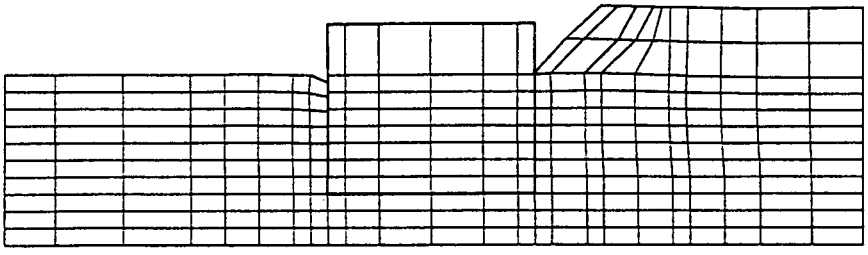
(a) 50gal加振時



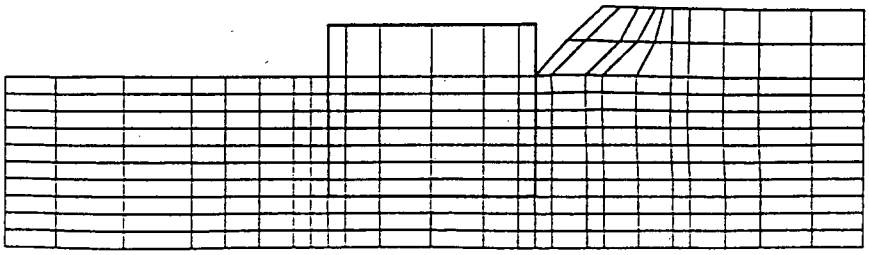
(b) 100gal加振時



(c) 200gal加振時



(d) 300gal加振時



(e) 300gal加振時（ジョイント要素なし）

——— ：変形後　　- - - - - - - ：初期形状

図-5.1. 13(c)　加振後の変形図（ケース 5-1-11～15）

5．1．8　まとめ

固化工法の一つである深層混合処理工法の耐震補強効果の検証のために実施された模型振動台実験を対象とし、無対策および対策（２通りの改良幅）のモデルについて弾塑性 FEM により変形解析を実施した。この結果，以下のことが分かった。すなわち、

・室内試験から設定したモデルパラメータでは，過剰間隙水圧を過大に評価した。これは実験模型内の応力レベルが室内試験での拘束圧レベルに比べて相当低いこと、実験模型と試験供試体の作成方法が異なること等によるものと考えられる。そこで解析でのパラメータは模型振動台実験からの逆算液状化強度を参考に設定した。

・加振加速度の小さいケースにおいて，解析は実験での過剰間隙水圧を過大に評価した。しかしながら，実験のモデル３では他のモデルより小さい加振加速度で過剰間隙水圧が発生しており，実験でのモデル間の結果のバラツキも考慮する必要がある。

・盛土の沈下量に関して，実験では盛土のり肩の沈下に対しては対策効果がみられた（ただし，大きな加振加速度で）が，盛土天端の沈下に対してはほとんど対策効果がみられなかった。一方，解析ではモデル２，３ではほぼ同等の沈下抑制効果がみられた。

・盛土のり肩の沈下量について，解析は実験値を過小評価した。実験での盛土のり肩の沈下量には，盛土体自体の変形が含まれていると考えられ，解析での盛土体のモデル化，パラメータ設定に課題を残した。また，盛土天端の沈下量について，解析は実験での沈下量の大きさこそは概ね再現しているが，沈下量の発生がより小さい加振加速度で始まっている。特にモデル２において，実験では 250gal を過ぎたあたりから，急激に盛土の沈下量が大きくなるが，解析ではこの傾向を再現できていない。この傾向は，固化体の変形の発生状況にもみられた。

・実験で観察された固化体の変位モードを解析でも表現することができた。

・固化体と地盤との間のジョイント要素の必要性について検討した。その結果，盛土体の沈下量はジョイント要素の有無の影響を受けないが，固化体自体の変形量はジョイント要素の有無の影響を受けることが分かった。

・本検討において，解析が実験結果を定性的に再現できているのは，固化体の変形モードのみである。地盤内の過剰間隙水圧，盛土の変形量などは，モデル３を除いては，定性的にも再現できているとは言い難い結果である。特に，モデル１，２において，盛土や固化体の変形が 250gal 過ぎから急激に発生する傾向を解析は全く再現できていない。このような実験での急激な変形の発

生を再現するには，繰返し応力が小さい場合のモデルの液状化強度，基準ひずみ（変相線到達後のひずみ量を制御するパラメータ）などを調整する必要があると思われる。

・解析が再現できていない実験条件として，ステージ加振が挙げられる。解析では全ての加振ステージで処女加振としており，小さい加振加速度での加振履歴を再現することはできない。実験でこの加振履歴が地盤を密にするような働きをしているとすると，解析が実験での地盤内の過剰間隙水圧を過大に評価する一因となると考えられる。この加振履歴を解析で表現することは現状では不可能であり，ステージ加振を厳密に再現することは困難である。

・過去の振動台実験のシミュレーションでも同様であるが，室内試験結果をもとにパラメータを設定したモデルは，実験での地盤の過剰間隙水圧を過大に評価する傾向がある。本検討でも室内試験から得られた液状化強度では過剰間隙水圧が過大であった。この室内試験と振動台実験での液状化強度の違いの原因を調べるため，地盤の透水係数や間隙水の圧縮性（地盤の不飽和度を模擬）を変えて，シミュレーションを実施したが実験結果を適切に再現するには至らなかった。そこで，やむを得ず硬化パラメータを大きくして，既往の振動台実験から逆算した液状化強度を参考にモデルパラメータを設定した。しかし，地盤の飽和度が95%程度（間隙水の体積圧縮係数は2.0×10^3kPa）になると解析での過剰間隙水圧応答は鈍くなり，見かけ上液状化強度が増加した結果となる。より実験条件に忠実なシミュレーションを実施するには，実験での模型地盤の物性を正確に把握することが必要である。

5．2　締固め工法の対策効果に関する遠心模型実験の解析

5．2．1　実験概要

シミュレーションの対象としたのは，建設省土木研究所で実施した動的遠心模型台実験である。本実験は締固め工法の改良効果の検証のために実施されたものである。詳細は別報[15)]を参照されたい。

実験は締固め範囲を変えた合計６つのモデルについて行われているが，ここでは表-5.2. 1に示す３つのモデルについて解析を行った。これらの実験模型を図-5.2. 1に示す。図には加速度計，間隙水圧計，変位計などの配置も示している。遠心加速度は 50G である。

地盤は支持層は硅砂，液状化砂層，締固め砂層は豊浦砂，盛土は豊浦砂とカオリン粘土を重量比４：１で混ぜ合わせたものである。支持層は相対密度約 100%，液状化砂層は相対密度約 60%，締固め砂層は相対密度約 80%である。盛土は含水比 15%，湿潤密度約 1.9g/cm^3 である。

加振は３段階に加振加速度を大きくするステージ加振である。波形は 100Hz（１，２回目）および 60Hz（３回目）の正弦波，20 波である。目標加振加速度は 4.6，7.2，14.0G（プロトタイプで 90，141，274gal）である。

表-5.2. 1　解析対象の実験模型

モデル	改良形態	改良幅
4-D	なし	－
4-F	側方改良	120mm（片側）
4-H	直下改良	240mm

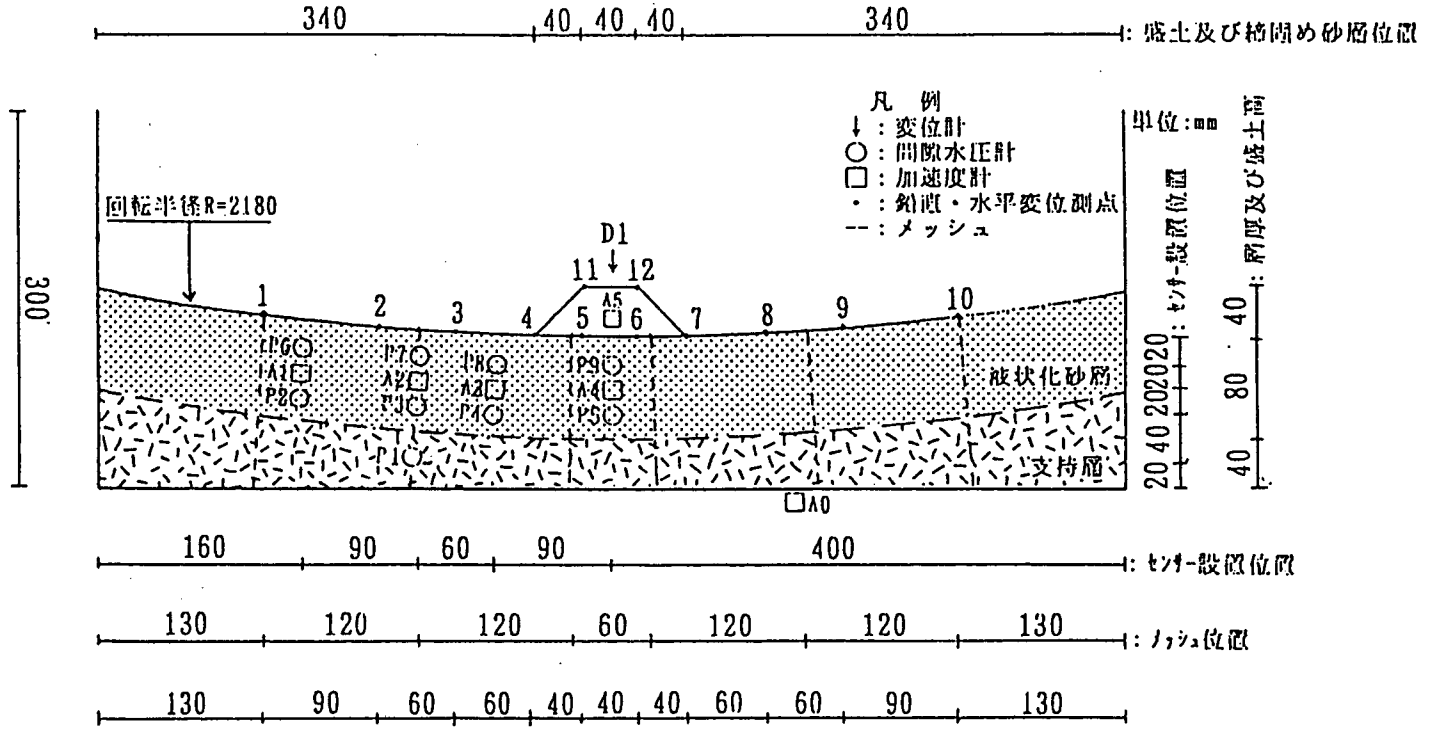


図-5.2. 1(a)　実験模型図（モデル 4-D）

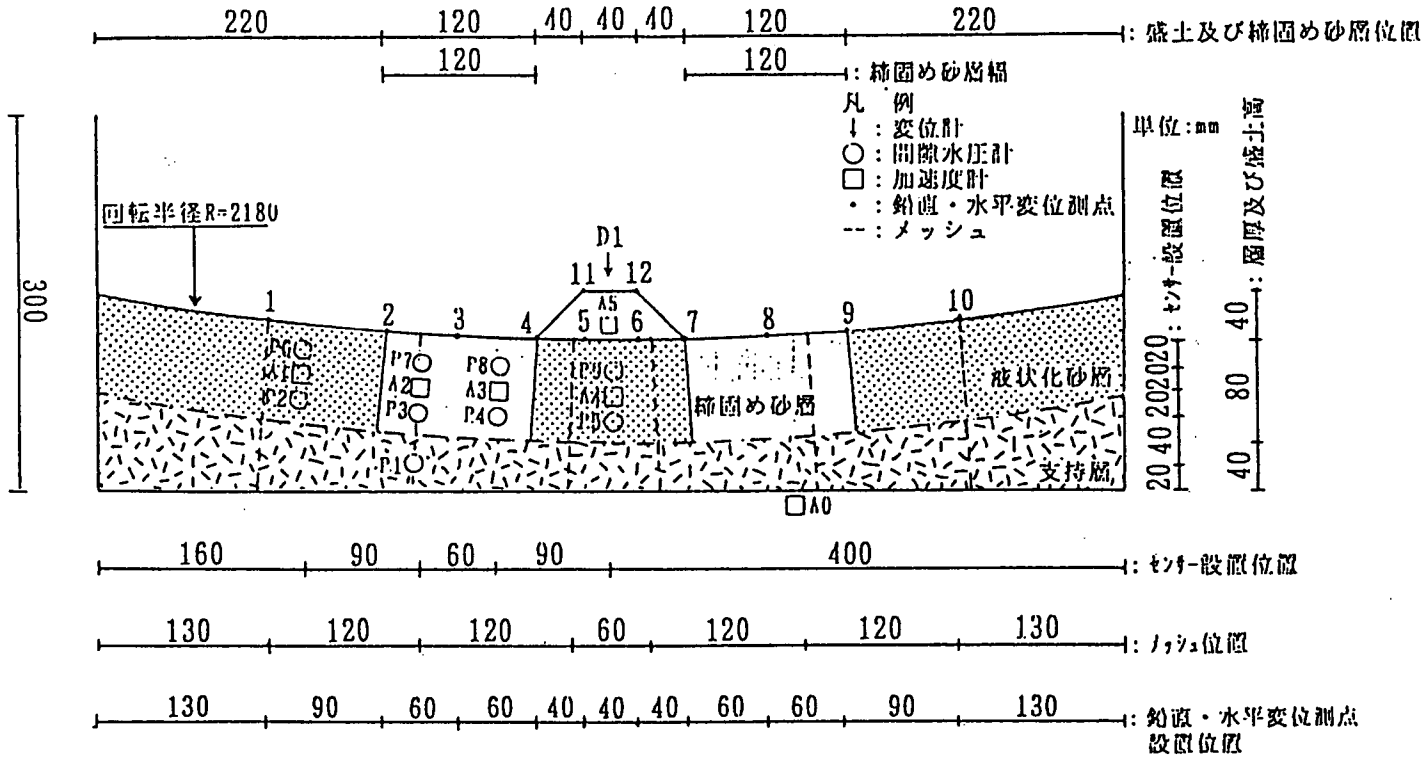


図-5.2. 1(b)　実験模型図（モデル 4-F）

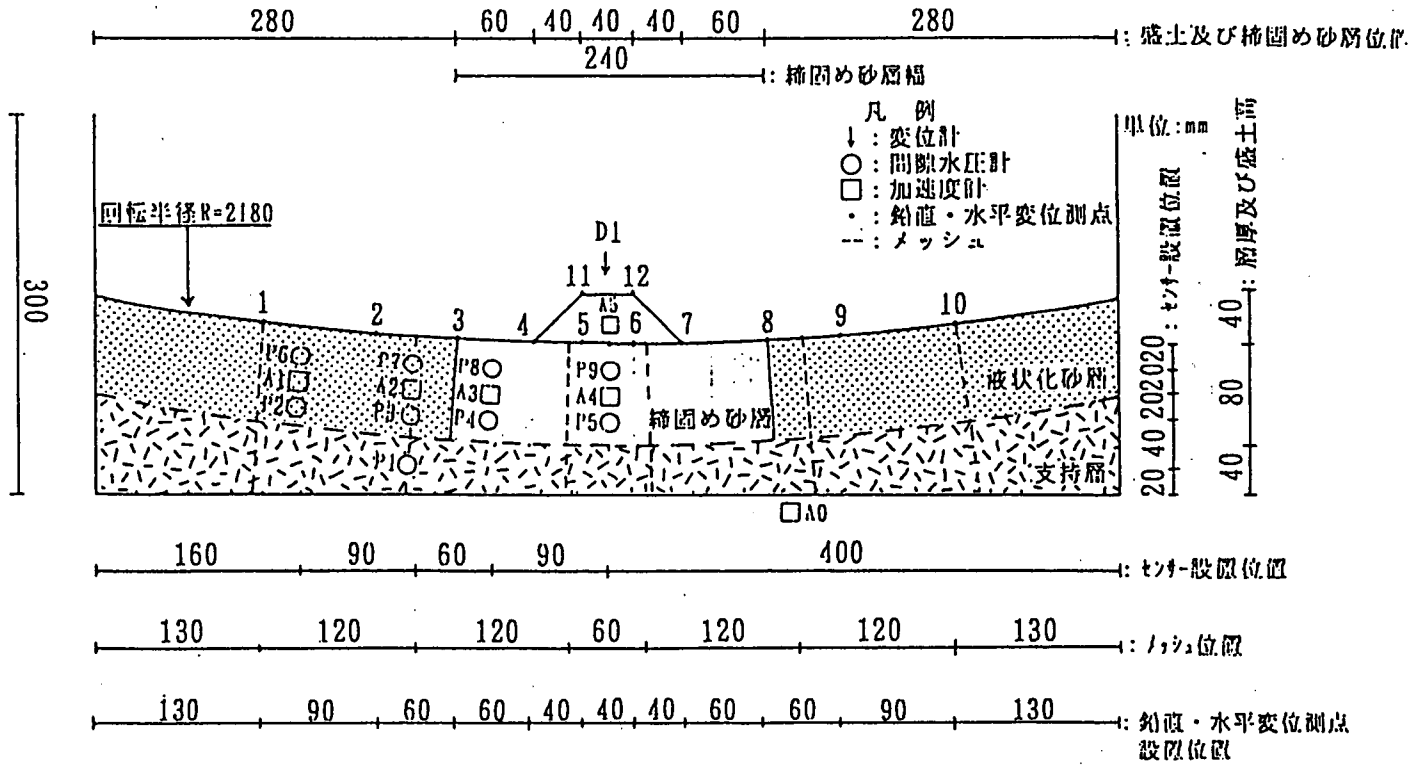


図-5.2. 1(c)　実験模型図（モデル 4-H）

５．２．２　解析ケース

解析は３つの実験モデルを対象として，表-5.2.2に示す解析ケースについて実施した。実験ではここでもステップ加振が行われた。解析対象としたのは、各実験ケースの１回目と３回目の加振を選定した。表に示した加振加速度はプロトタイプでの値である。

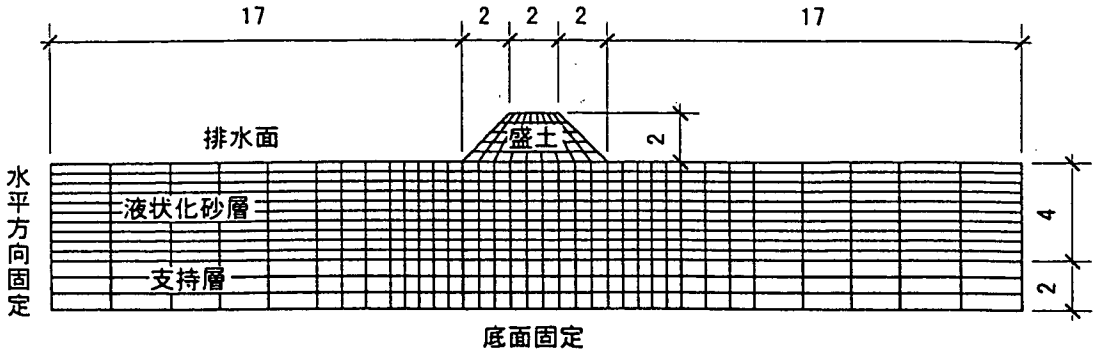
表-5.2.2　解析ケース

ケース名	実験モデル	加振加速度 (gal)	備考
5-2-1	4-D	79	
5-2-2	4-D	257	
5-2-3	4-F	80	
5-2-4	4-F	278	
5-2-5	4-H	74	
5-2-6	4-H	270	

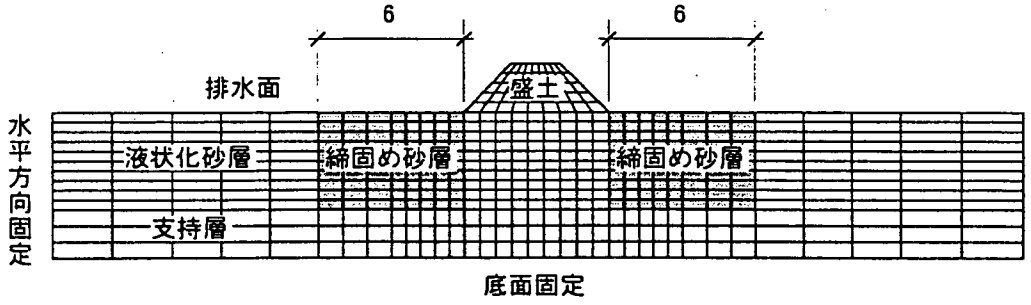
５．２．３　解析モデル

各モデルに対するFEM解析モデルを図-5.2. 2に示す。解析モデルの作成上，留意した点は以下の通りである。

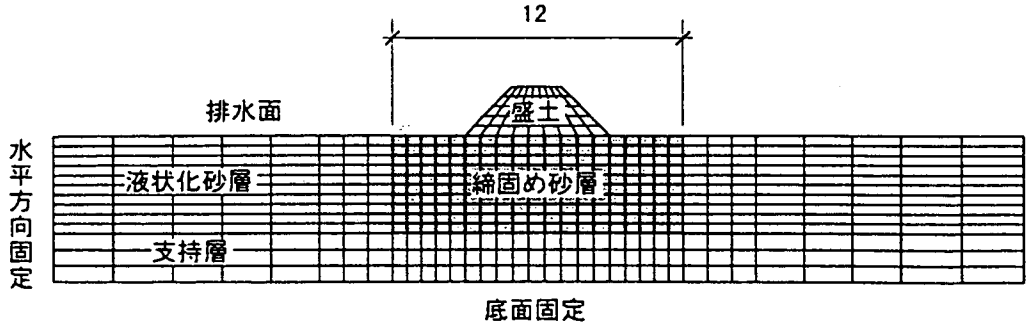
- 解析は遠心模型実験の相似則によってプロトタイプに換算したスケールで実施した。
- 底面および側方の境界条件は実験模型の条件と一致させた。すなわち底面固定，側方水平方向固定とした。
- 排水面は液状化砂層上面のみとした。



(a)　モデル4-D



(b)　モデル4-F



(単位：m)

(c)　モデル4-H

図-5.2.2　解析モデル

５．２．４　モデルパラメータ

（１）パラメータ設定の考え方

各土層に対して，物理試験，力学試験より直接設定できるパラメータを設定した後，要素シミュレーションにより，残りのパラメータを設定した。その際，各土層に対して，以下のような考えでパラメータを設定した。

① 盛土層

盛土層については，砂の弾塑性モデルを用いた。しかし，盛土層に対して力学定数は不明であることから，液状化砂層と同じパラメータを用いた。

② 液状化砂層

液状化砂層については，砂の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，液状化強度（豊浦砂相対密度 60%，R_{120}=0.18）を目標としてパラメータを設定した。

③ 締固め砂層

締固め砂層については，砂の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，液状化強度（豊浦砂相対密度 82%，R_{120}=0.28）を目標としてパラメータを設定した。

④ 支持層

支持層については，砂の弾塑性モデルを用いた。締固め砂層のパラメータをもとに，やや大きな強度を仮定した。

以下に，各パラメータにの具体的な設定方法を示す。

１）密度，初期間隙比

いずれの土層についても，密度および間隙比は，模型地盤作成時の密度計測結果より設定した。

２）圧縮指数，膨潤指数，過圧密比

過去の解析事例より引用した。いずれの層についても，膨潤指数は 0.0004 とし，圧縮指数は膨潤指数の 10 倍とした。また，過圧密比は 1.2 と仮定した。

これらの値が他の章での値とかなり異なっているのは，パラメータ設定方法の考え方が異なっていることによる。他の章では圧縮指数，膨潤指数の値として既往の土質試験結果から得られたものを用いている。一方，ここではポアソン比をもとに膨潤指数を従属的に設定したため，このように小さな値となっている。このようなパラメータ設定の考え方については３．３．３（１１）を参照されたい。

3）破壊応力比，変相応力比

既存の豊浦砂の実験データより設定した。液状化砂層，締固め砂層および支持層の内部摩擦角はそれぞれ，35 度，38 度，45 度として，（式 3.3.18）を用いて破壊応力比を設定した。また，変相角は 28 度として，（式 3.3.19）を用いて変相応力比を設定した。

4）初期せん断弾性係数

模型地盤での拘束圧，間隙比から龍岡の式より算定した。

5）硬化関数のパラメータ

砂の繰返し弾塑性モデルの硬化関数は，初期勾配を決めるパラメータと破壊応力比により形状を決定する。硬化関数のパラメータは要素シミュレーションより設定した。手順として，その他のパラメータ（ダイレタンシー係数パラメータおよび基準ひずみパラメータ）に標準的な値を用いて，所定の液状化強度を満足するように要素試験のシミュレーションから設定した。

6）その他のパラメータ

ダイレタンシー係数パラメータおよび基準ひずみパラメータは，所定の液状化強度を満足するように要素試験のシミュレーションから設定した。この設定は，前述の硬化関数のパラメータを設定した後，モデルの液状化強度曲線の勾配や変相線到達後のひずみの発生傾向を調整することにより行った。

（2）設定したパラメータと要素シミュレーション結果

各土層に対して設定したパラメータ一覧を表-5.2.3に示す。これらの各土層のパラメータは各モデル共通である。

液状化砂層および締固め砂層に対して，室内試験およびモデルの要素シミュレーションから得られた液状化強度を図-5.2.3に示す。設定したパラメータによるモデルは，概ね室内試験での液状化強度を再現している。

また，要素シミュレーション結果の一例として，液状化砂層の繰返し応力比0.18および締固め砂層の繰返し応力比0.30に対する応力～ひずみ関係および有効応力経路を図-5.2.4に示す。

表-5.2.3　設定したモデルパラメータ

		盛土	液状化砂層	締固め砂層	支持層
密度	ρ (t/m^3)	1.926	1.926	1.976	2.001
初期間隙比	e_0	0.751	0.751	0.676	0.633
透水係数	k (m/s)	-	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04
圧縮指数	λ	0.004	0.004	0.004	0.004
膨潤指数	κ	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004
変相応力比	M_m	0.91	0.91	0.91	0.91
破壊応力比	M_f	1.16	1.16	1.26	1.51
初期せん断弾性係数	G_0 (kPa)	34800	34800	40200	45300
液状化強度	R_{l20}	-	0.180	0.280	-
硬化パラメータ	B^*_0	4000	4000	5000	5000
	B^*_1	1000	1000	2500	5000
	C^f	3000	3000	6500	6500
砂のモデル					
塑性剛性の基準ひずみ	γ^P_{ref}	0.0008	0.0008	0.0013	0.0013
弾性剛性の基準ひずみ	γ^E_{ref}	0.0020	0.0020	0.0055	0.0055
ﾀﾞｲﾚﾀﾝｼｰ係数	D_0	2.0	2.0	0.5	0.5
ﾀﾞｲﾚﾀﾝｼｰ係数	n	4.0	4.0	6.0	6.0
過圧密比	OCR	1.2	1.2	1.2	1.2
水の体積弾性係数	K^f (kPa)		2000000	2000000	2000000

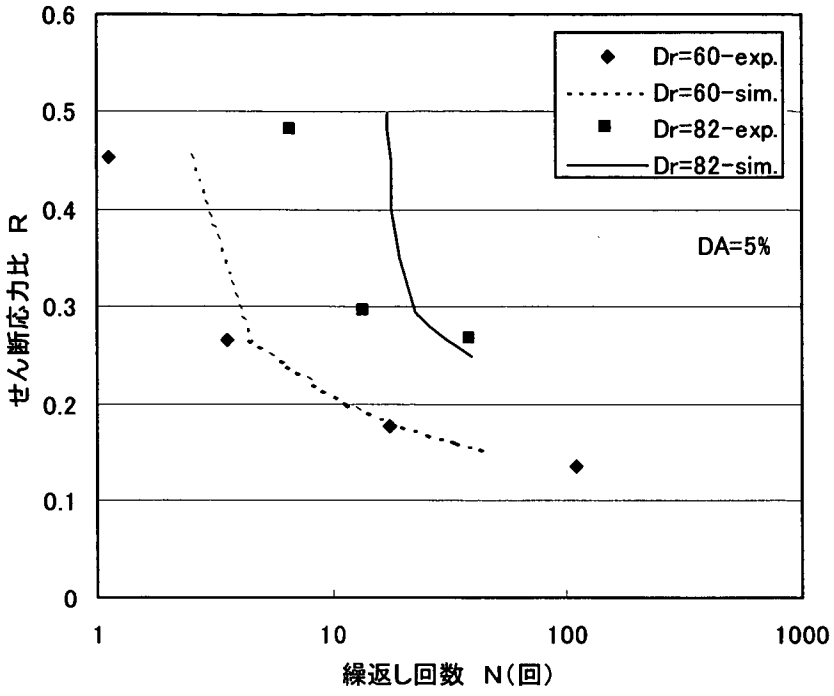


図-5.2.3　液状化強度曲線の比較

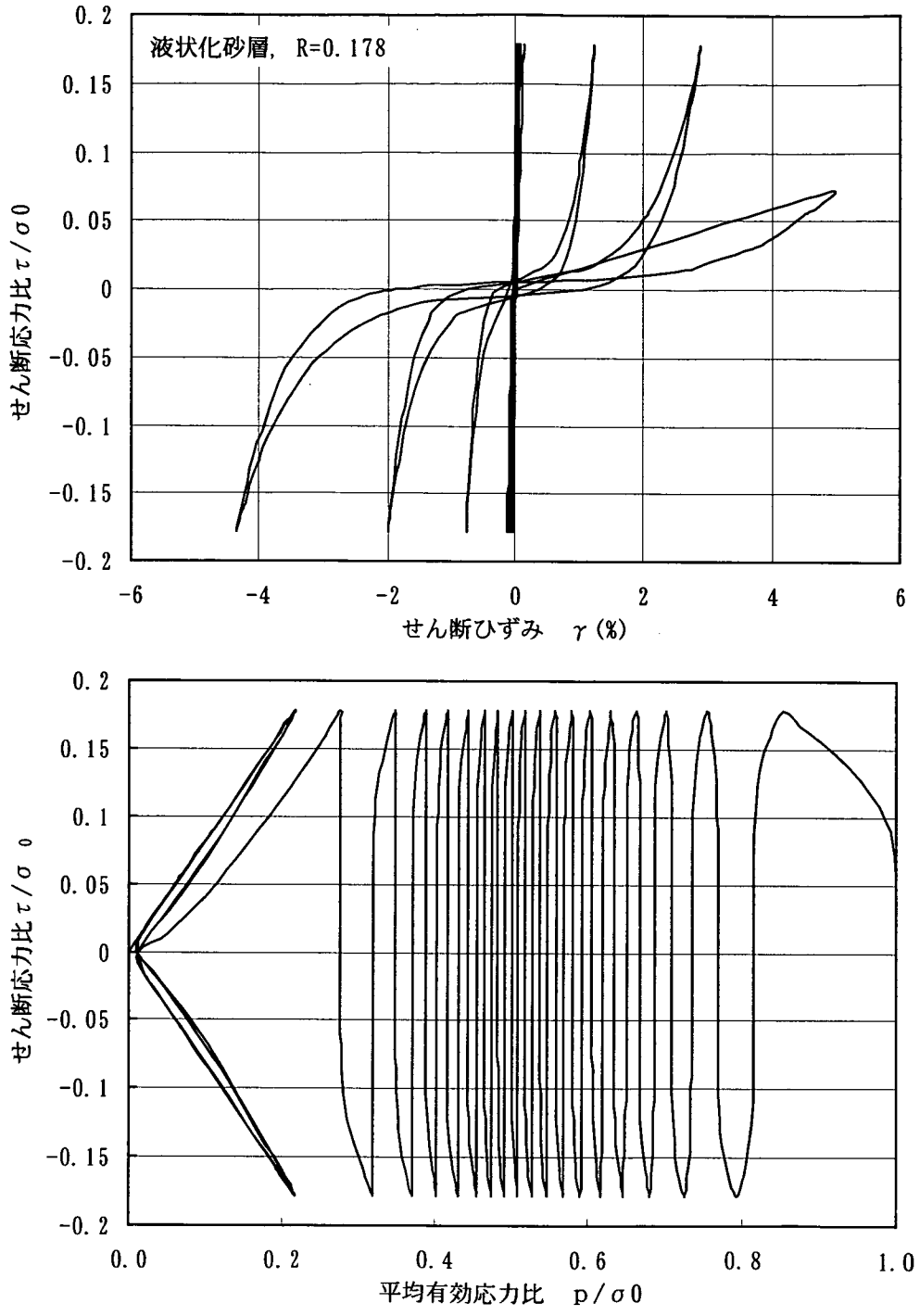


図-5.2.4(a) 要素シミュレーション結果（液状化砂層）

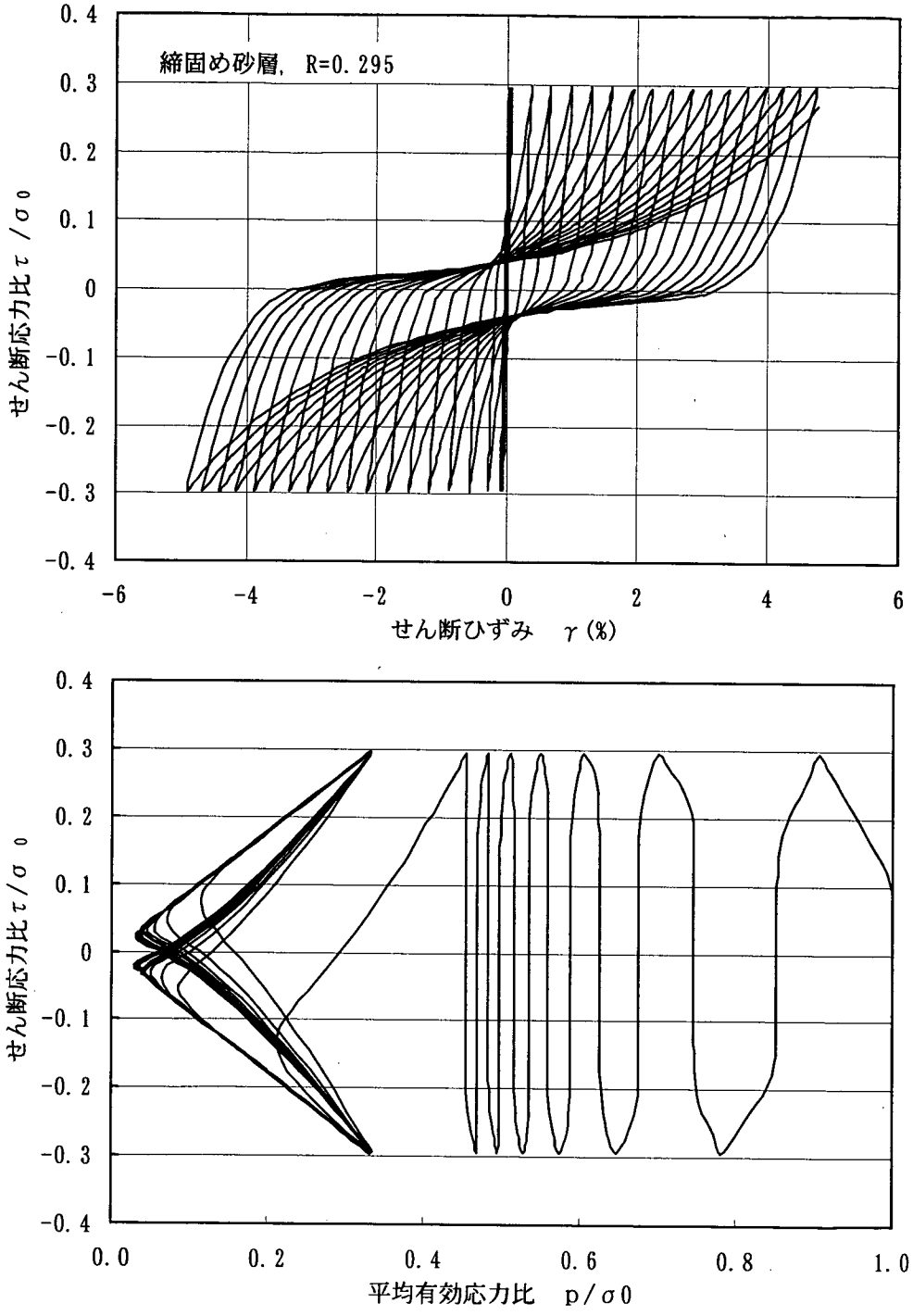


図-5.2.4(b)　要素シミュレーション結果（締固め砂層）

５．２．５　入力加速度

入力動には，実験で計測された振動台での加速度波形を使用した。波形は、１回目（目標加振加速度 90gal）は 100Hz，20 波の正弦波，３回目（目標加振加速度 274gal）は 60Hz，20 波の正弦波である。一例として，各モデルでの 274gal 加振時の入力動（プロトタイプスケール，1.2Hz）を図-5.2.5に示す。

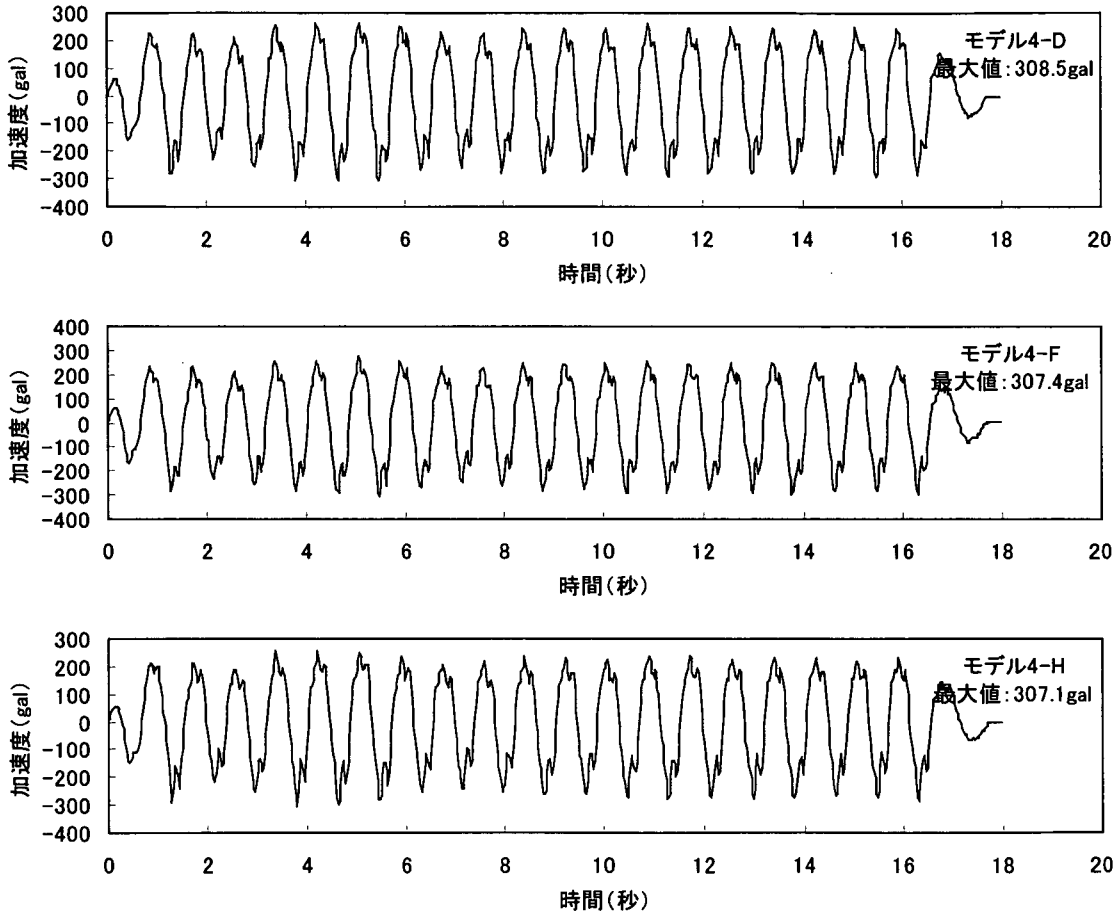


図-5.2.5　入力加速度

５．２．６　その他の解析条件

動的解析における時間ステップ増分は0.001秒とし，１回目加振時のケースについて，解析は11000ステップ（11秒間），３回目加振時のケースについて，解析は18000ステップ（18秒間）行った。また，実験では徐々に加振加速度を増加させていくステージ加振であるが，解析ではすべてのケースで処女加振としている。

粘性減衰として剛性比例型（α=0，βのみ考慮）のRayleigh減衰を採用し，その係数は0.002とした。これは減衰定数としては約5%に相当する。

基礎地盤および堤体の初期応力状態は，３．４に示した手法により別途算定した。この際，せん断弾性係数，破壊角は各層について表-5.2.3に示した値を用い，ポアソン比は0.333とした。解析時の条件は模型地盤と同じとして，側方境界条件は鉛直ローラー，底面境界条件は固定とし，間隙水は考慮していない。

５．２．７　解析結果と考察

（１）応答加速度

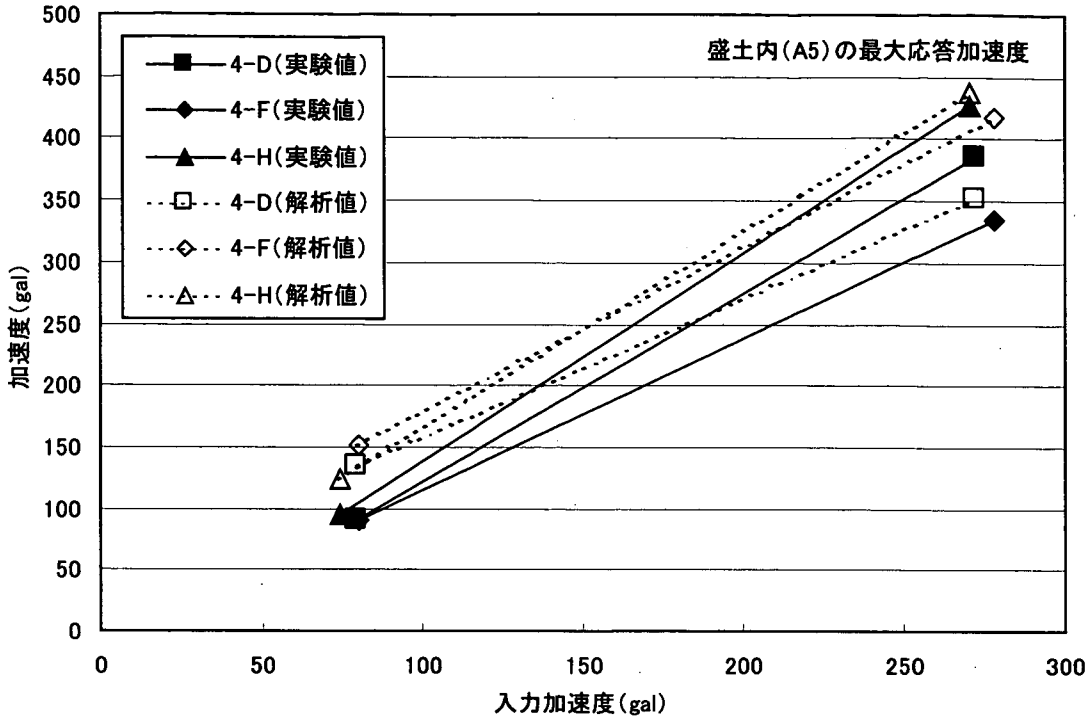
各ケースに対する盛土内部（A5），盛土直下地盤（A4）での最大加速度を各モデルで実験値と解析値を比較した結果を図-5.2.6に示す。また，最大応答加速度分布を図-5.2.7に示す。

これらの図より，以下のことがわかる。

・１回目と３回目加振を比較すると，３回目加振時にはモデルによる加速度の差が大きくなっている。この傾向は，実験，解析とも一致している。これは，３回目加振時には盛土直下地盤での液状化の程度が各モデルで異なることに関係していると思われる。

・加速度の大小関係に着目すると、基礎地盤の液状化の程度が小さい 4-F，4-H の方が無対策の 4-D よりも加速度応答が大きくなることが想定される。解析結果は A4，A5 とも対策時の方が無対策より大きな加速度を示しているが，実験では必ずしもそうではない。

・盛土直下部（A4）では盛土内(A5)とは異なり、逆に実験値が解析値より大きな加速度の値を示している。対策時の方が無対策時より大きくなる傾向は，実験，解析とも一致している。



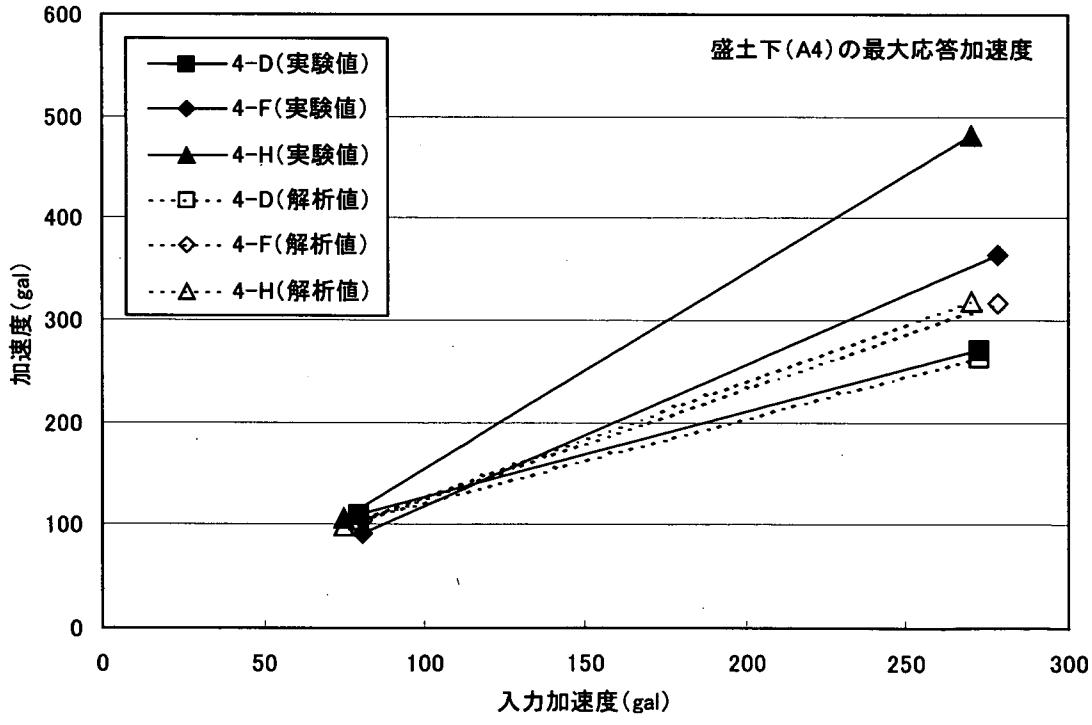
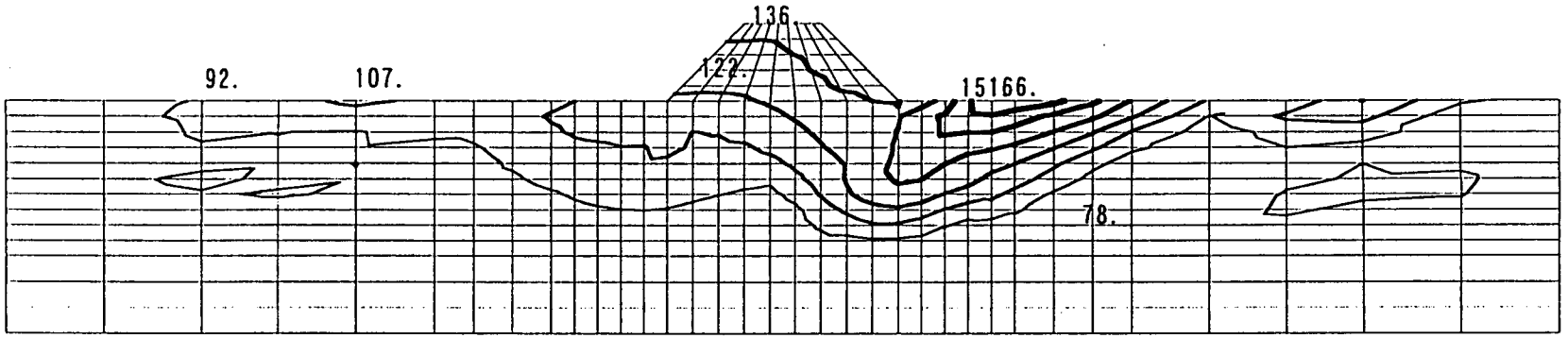
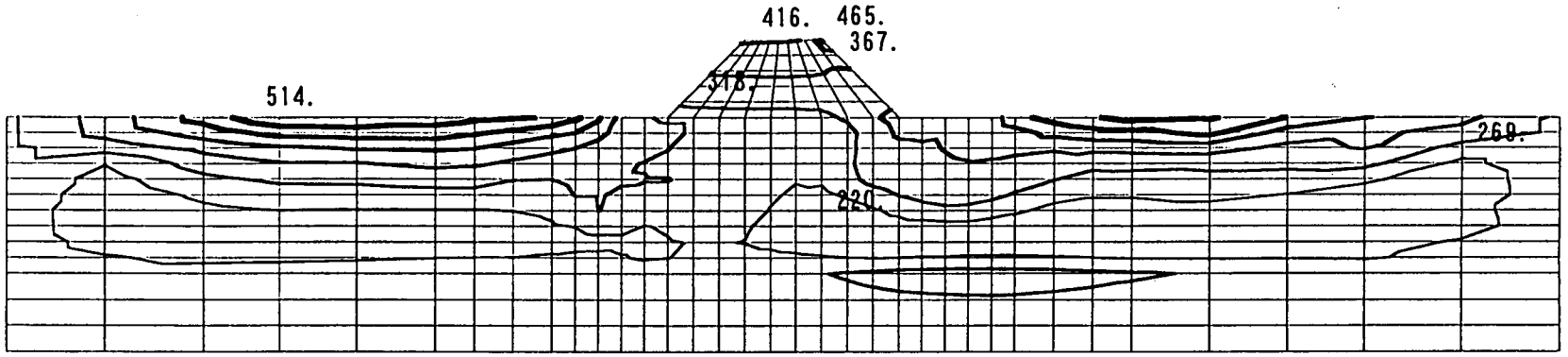


図-5.2.6　最大応答加速度の比較

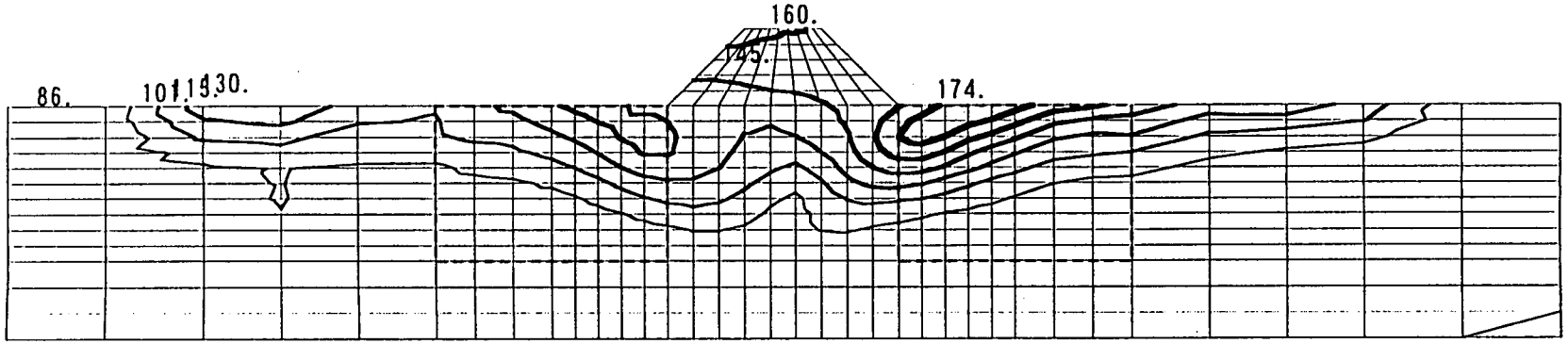


(a)　1 回目加振

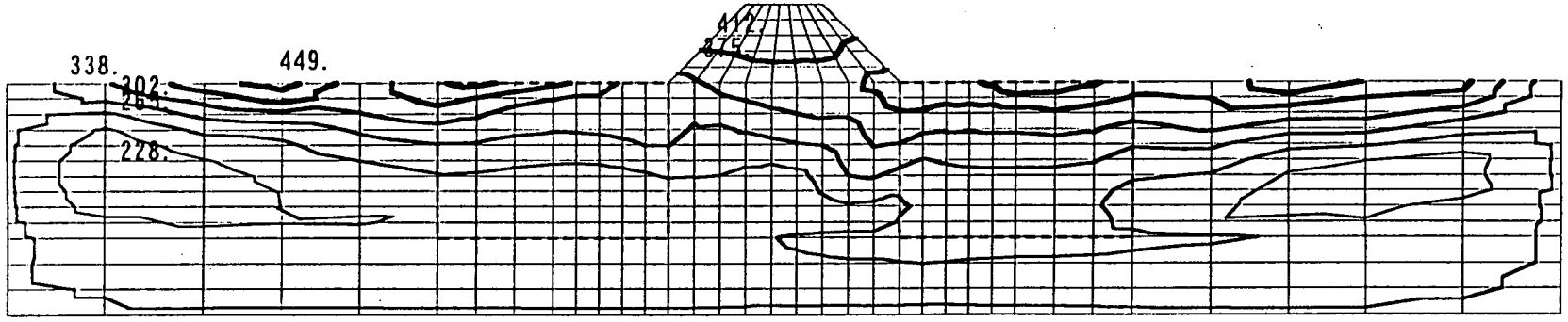


(b)　3 回目加振

図-5.2. 7(a)　最大応答加速度分布（ケース 5-2-1～2）



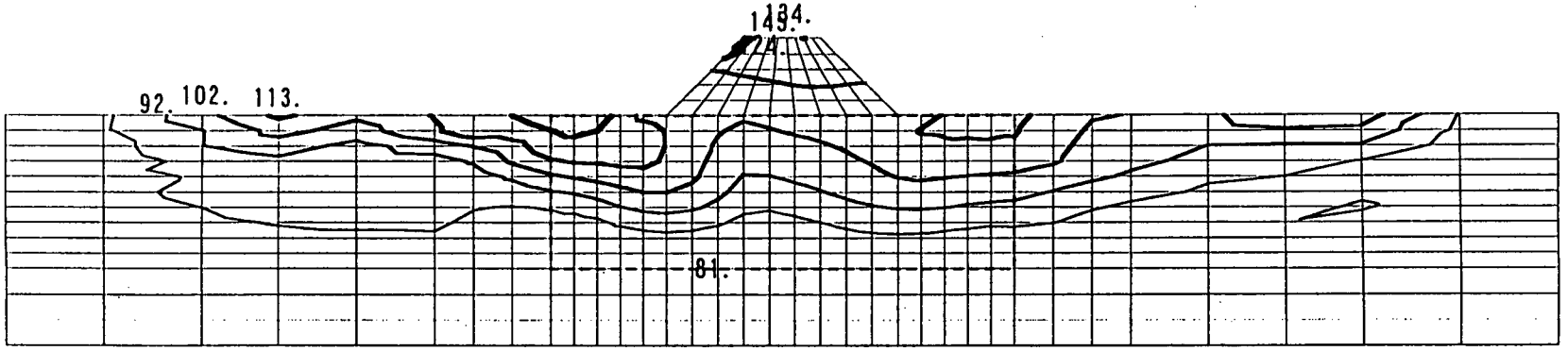
(a)　1回目加振



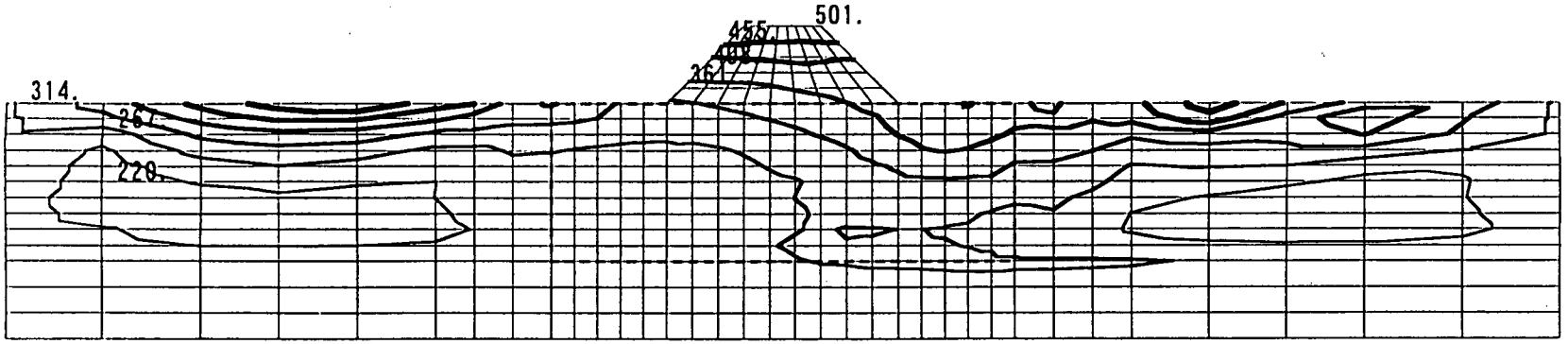
(b)　3回目加振

(単位：gal)

図-5.2. 7(b)　最大応答加速度分布（ケース 5-2-3～4）



(a)　1回目加振



(b)　3回目加振

(単位：gal)

図-5.2.7(c)　最大応答加速度分布（ケース 5-2-5～6）

（2）過剰間隙水圧比

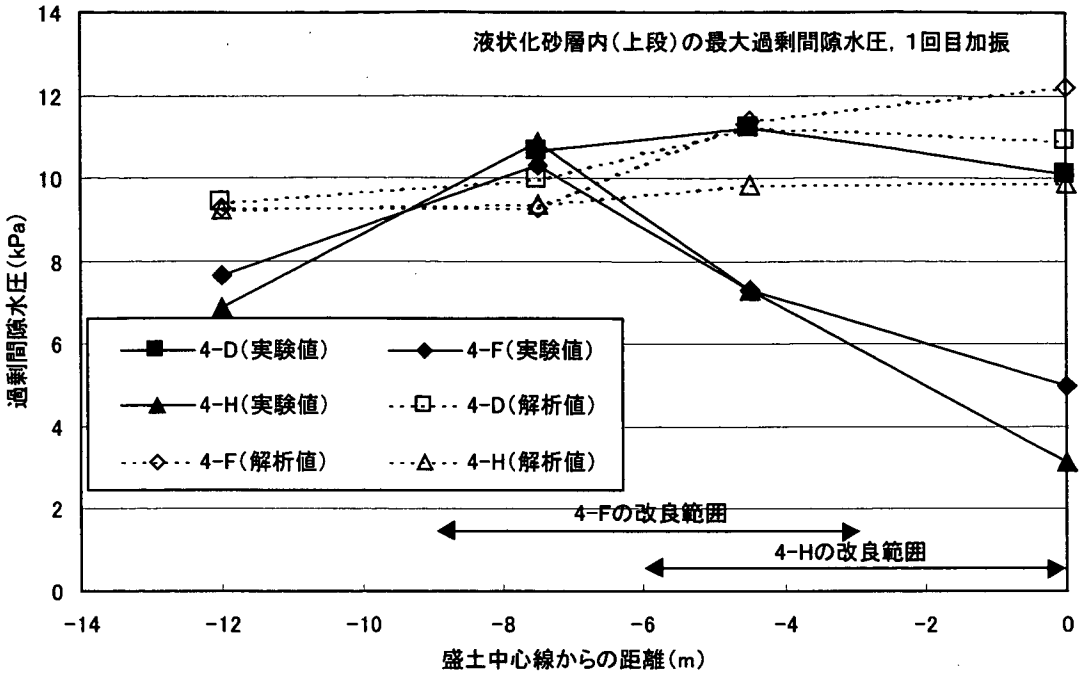
液状化砂層中の間隙水圧計測点での最大過剰間隙水圧を1回目および3回目加振時のケースについて，実験値と解析値を比較した結果を各モデルについて図-5.2.8に示す。ここで，上段はP6～P9，下段はP2～P5（図-5.2.1参照）の値を示している。また，各ケースに対する加振後の過剰間隙水圧比分布を図-5.2.9に示す。ここで過剰間隙水圧比とは$1-\sigma'_m/\sigma'_{m0}$により算出したものである。

1回目加振時において上段，下段とも，解析値は実験値よりも過剰間隙水圧を大きく評価している。特に対策を施したケースで、1回目加振時の下段の過剰間隙水圧は、実験値では 15kPa 程度と小さいのに対し、解析では1回目加振時でも約 30kPa の過剰間隙水圧が発生し液状化に至っている。3回目加振時には上段，下段とも，1回目で見られたような実験と解析の極端な違いは見られない。

4-F のケースで対策範囲内の過剰間隙水圧は、実験、解析ともに3回目加振時には明確な違いがみられない。また 4-H の対策範囲に着目すると，盛土の直下では実験、解析とも対策効果がみられる。しかしながら，解析値は実験値よりもやや大きな過剰間隙水圧を示している。

図 4.2.9 に示した、解析から得られた加振後の過剰間隙水圧分布を見ると、各モデルでの水圧分布にはほとんど差が無い。ただし，直下改良の 4-H では他のモデルとは盛土直下の過剰間隙水圧分布が多少異なっており、これは締固め砂層の影響と思われる。

盛土直下での過剰間隙水圧分布によると，縦一列の要素で有効応力が0とならない現象がみられる。これは，有効応力の大きい剛性の高い要素と液状化した剛性の小さい要素が並んでいる場合，剛性の高い要素に盛土荷重が集中した結果発生したものと思われる。この現象は，モデルパラメータにも関係しているが，今回用いた解析コード上はある程度は不可避な問題であり，今後の課題である。



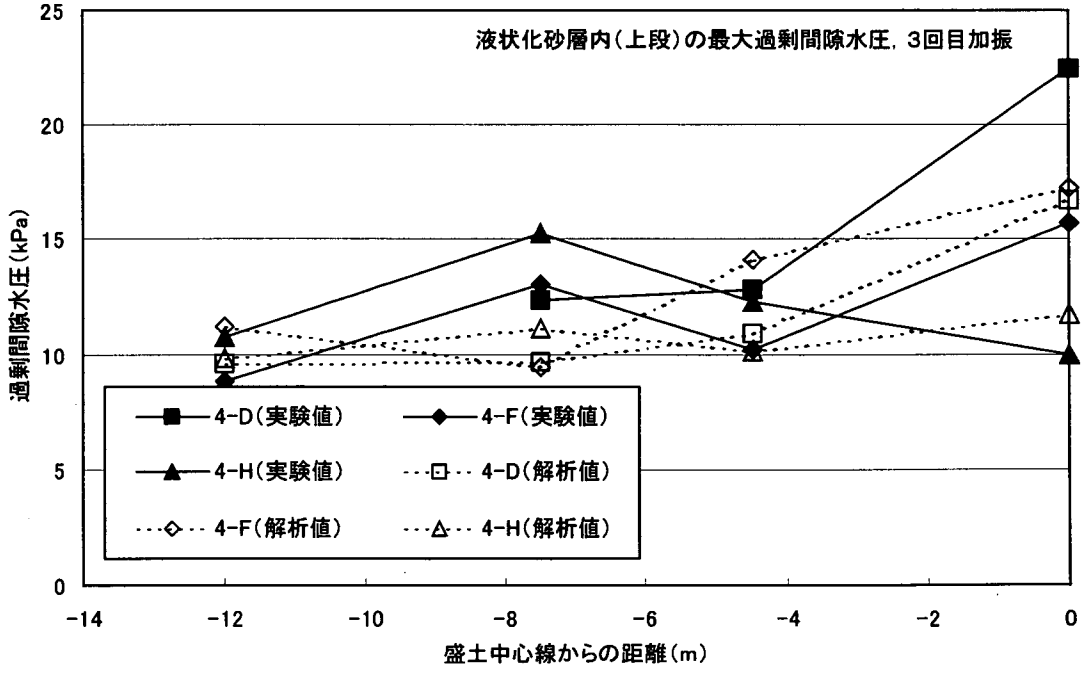
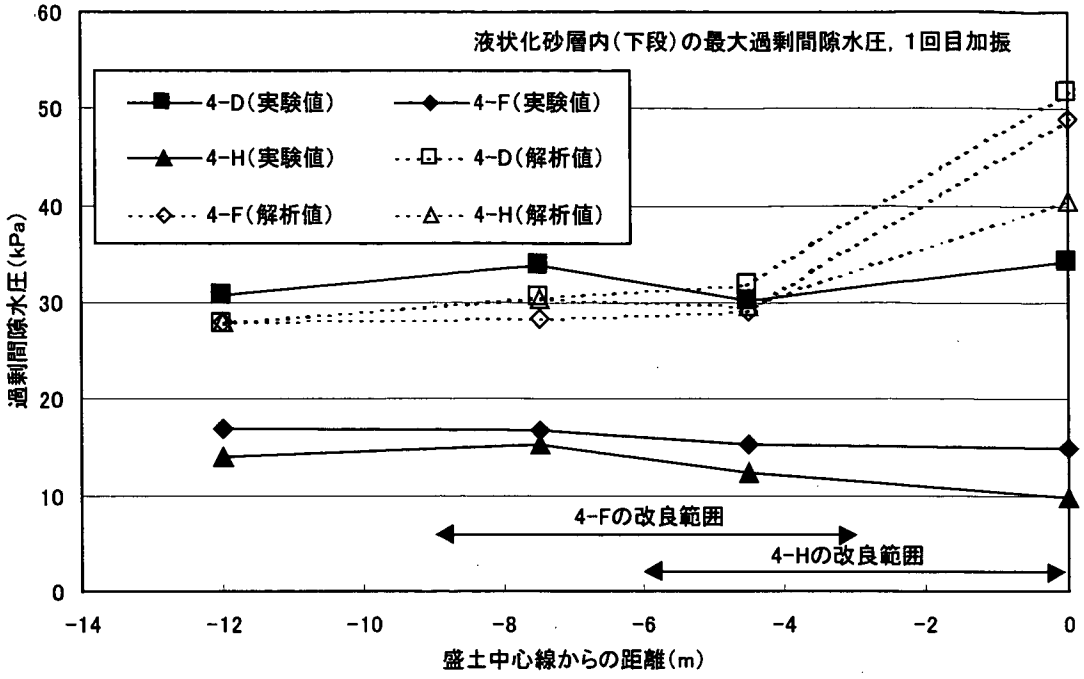


図-5.2. 8(a)　過剰間隙水圧の最大値の比較（上段）



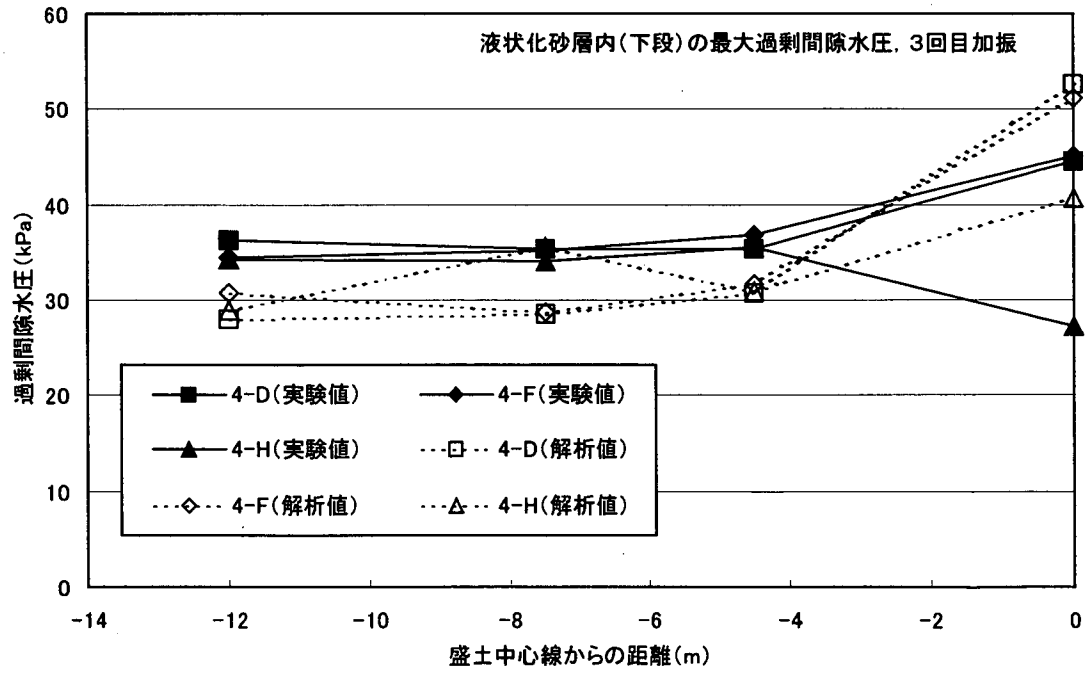
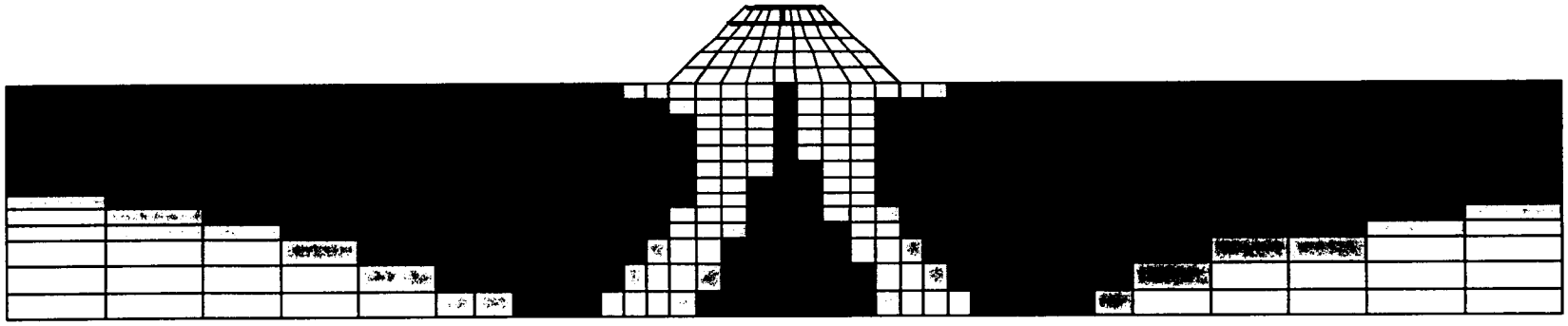
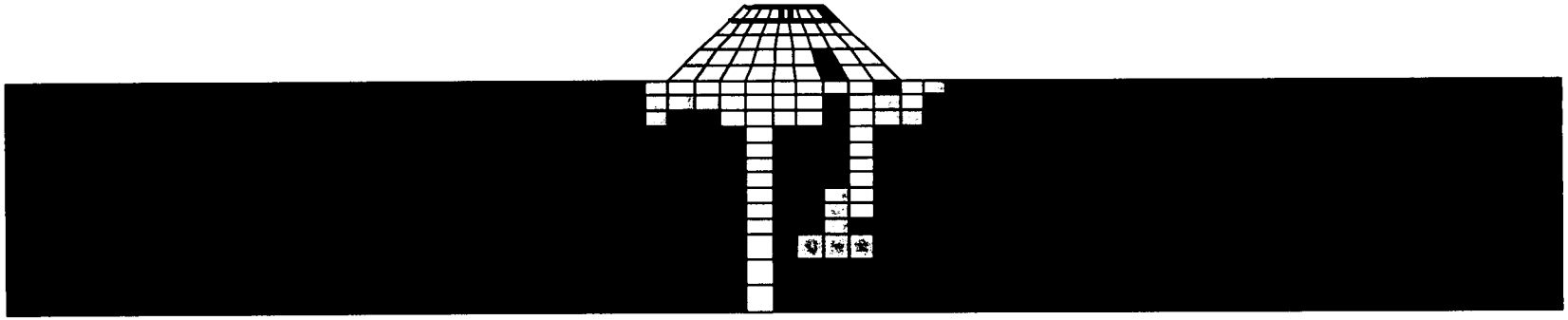


図-5.2. 8(b)　過剰間隙水圧の最大値の比較（下段）



(a)　１回目加振

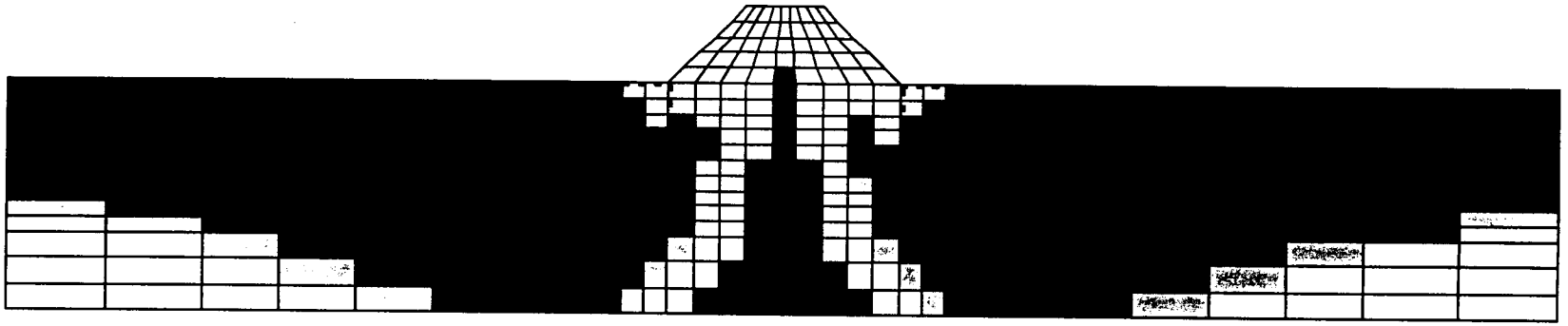


(b)　３回目加振

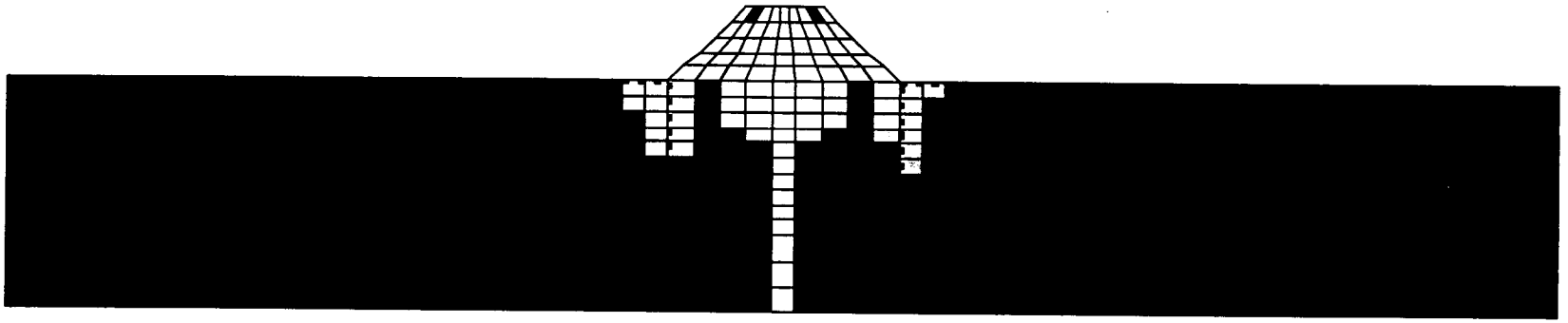
□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$ □: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$ □: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

▨: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$ ■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

図-5.2. 9(a)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 5-2-1～2）



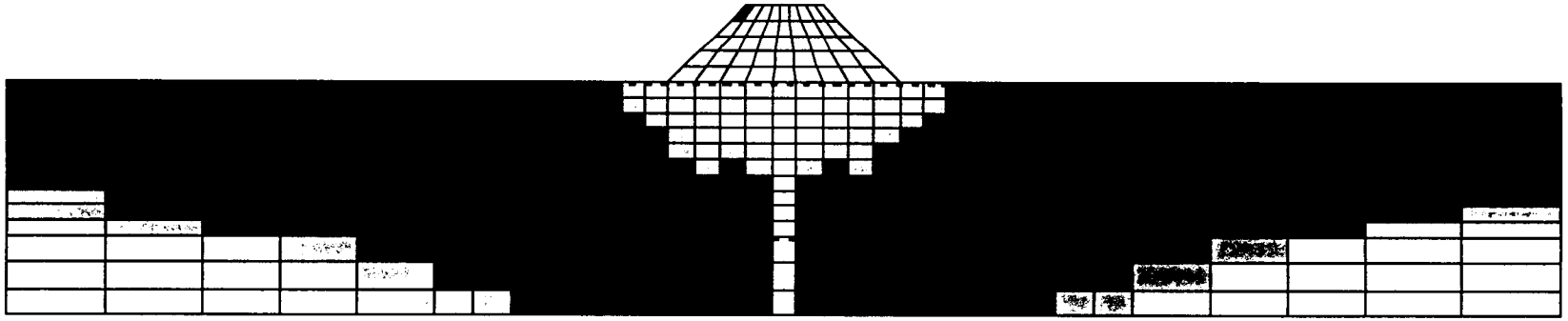
(a)　１回目加振



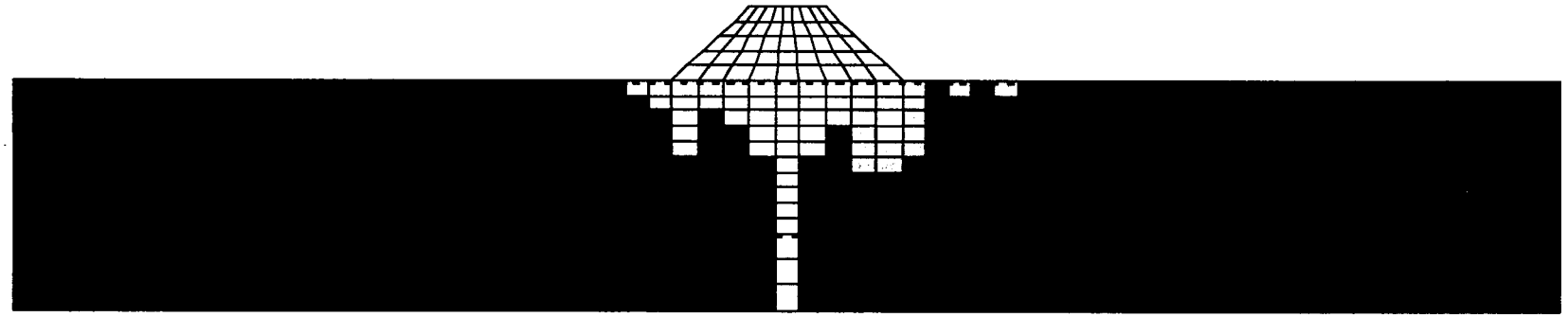
(b)　３回目加振

□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$ □ : $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$ □: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$
□: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$ ■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

図-5.2. 9(b)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 5-2-3～4)



(a)　１回目加振



(b)　３回目加振

□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$ □ : $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$ □: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$
□: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$ ■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

図-5.2. 9(c)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 5-2-5～6）

（3）変形

1）盛土の沈下量

盛土の変位計測点（盛土天端 D1）での沈下量と加振加速度の関係を，実験値と解析値を比較した結果を各モデルについて図-5.2. 10に示す。

全体的に解析は実験での沈下量を大きめに評価している。特に１回目加振時ではその傾向が強い。これは地盤の過剰間隙水圧を過大に評価していることに起因していることも考えられるが、これまでに述べたように被害程度の小さな堤防の沈下量を過大評価する傾向はここにも現れている。

対策の効果に着目すると，無対策 4-D と直下改良 4-H の大小関係は解析と実験で一致しており，定性的に対策効果を再現している。しかしながら，両脇改良の 4-F について，実験の１回目加振時では対策効果がみられるものの，３回目加振時にはほとんど対策効果がみられない。一方，解析は 4-H よりやや対策効果は落ちるものの，無対策よりも小さな沈下量を再現している。

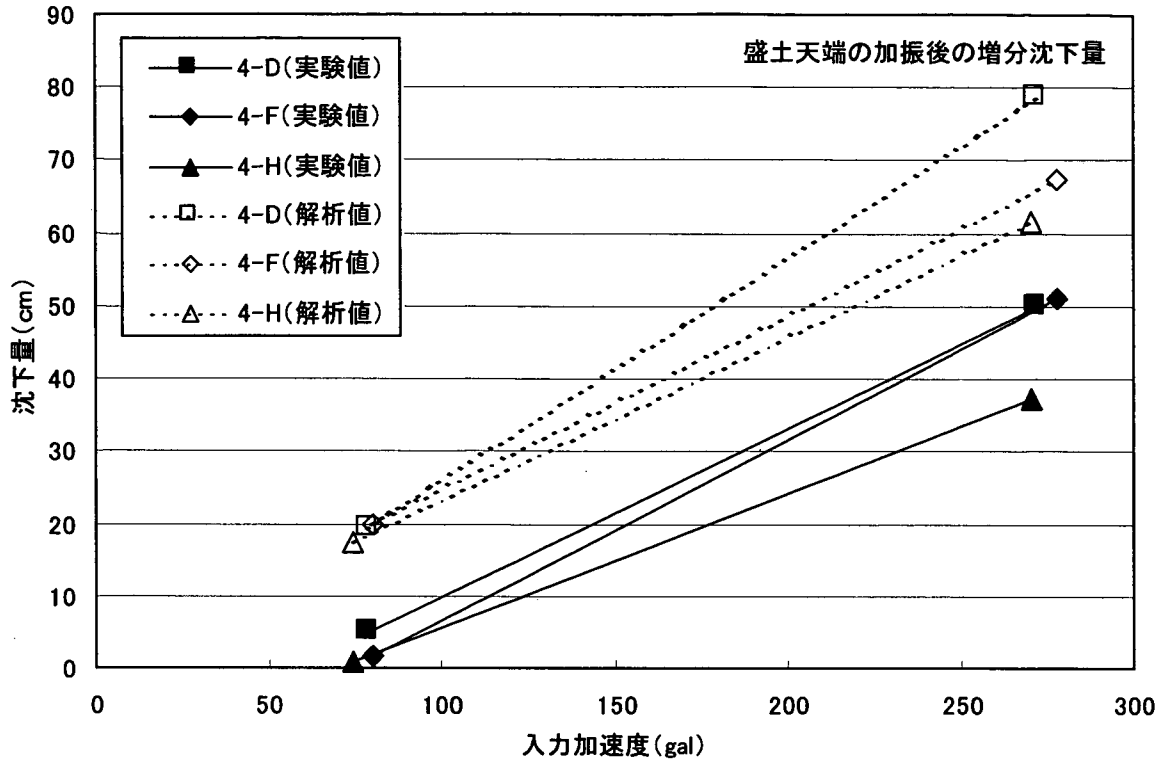


図-5.2.10　沈下量の比較

2）全体変形

実験で得られた各モデルの各加振ステージ後の変形図を図-5.2. 11に示す。また，解析の結果得られた各ケースの加振後の変形図を図-5.2. 12に示す。

実験、解析とも対策効果が大きくないことから、モデルの違いによる変形モードの差は明確ではない。無対策の３回目加振時には，解析では盛土の変形が左右非対称となっている。これは入力動の非対称性によるものと考えられるが，実験ではこの傾向はみられない。

過剰間隙水圧比分布で示したように，解析では盛土の直下の一列の要素に盛土荷重が集中している。このため，解析では盛土の下面が波をうったような形状になっているが，実験ではそのような傾向はみられない。また解析では盛土両脇の地盤で浮き上がりが発生しているが，実験は水平なままである。加振後の過剰間隙水圧の消散解析まで実施すれば，解析でも地盤の浮上りは小さくなると思われる。

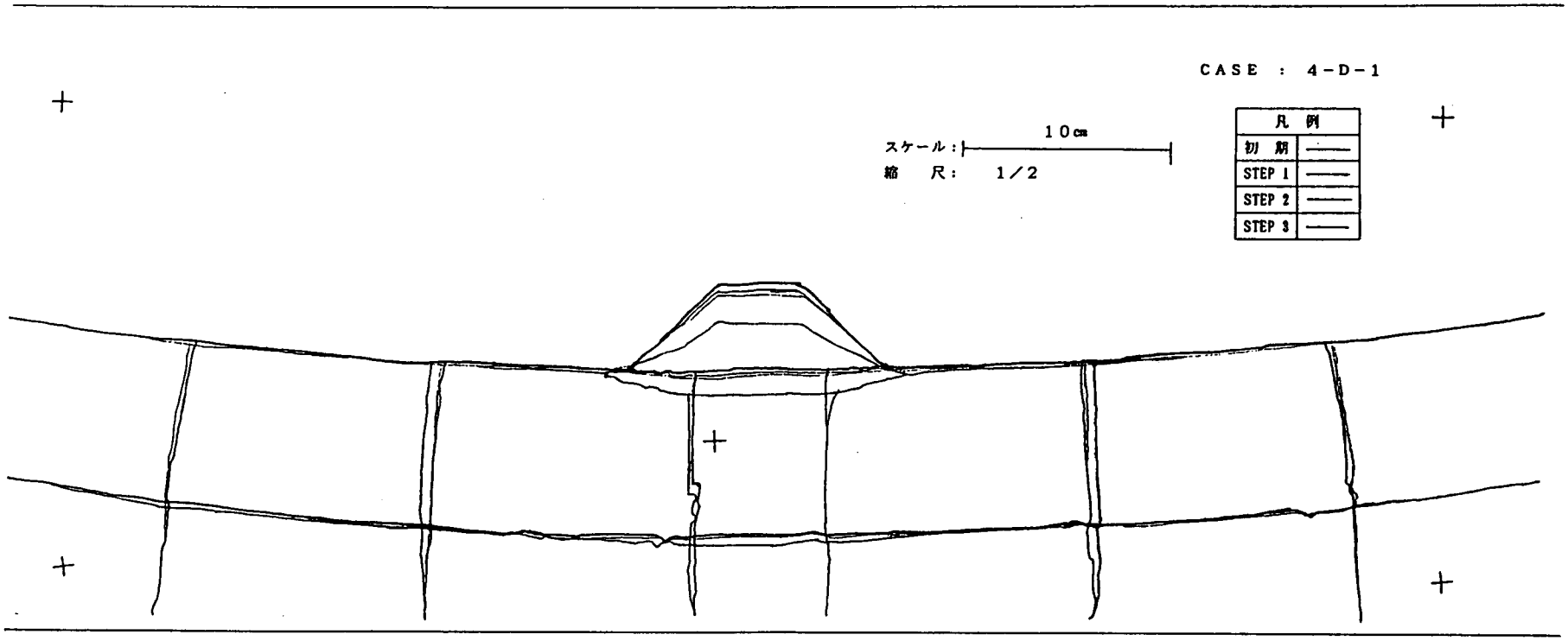


図-5.2. 11(a)　加振後の変形図（実験値，モデル 4-D）

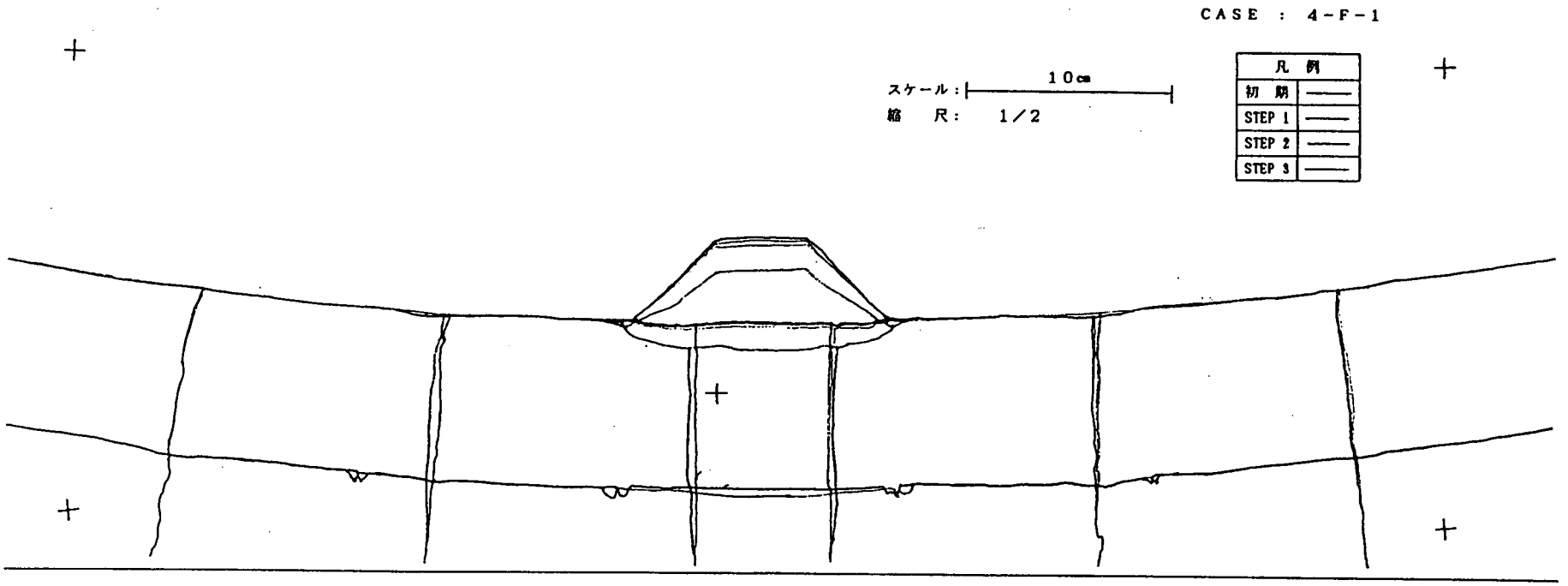


図-5.2. 11(b)　加振後の変形図（実験値，モデル 4-F）

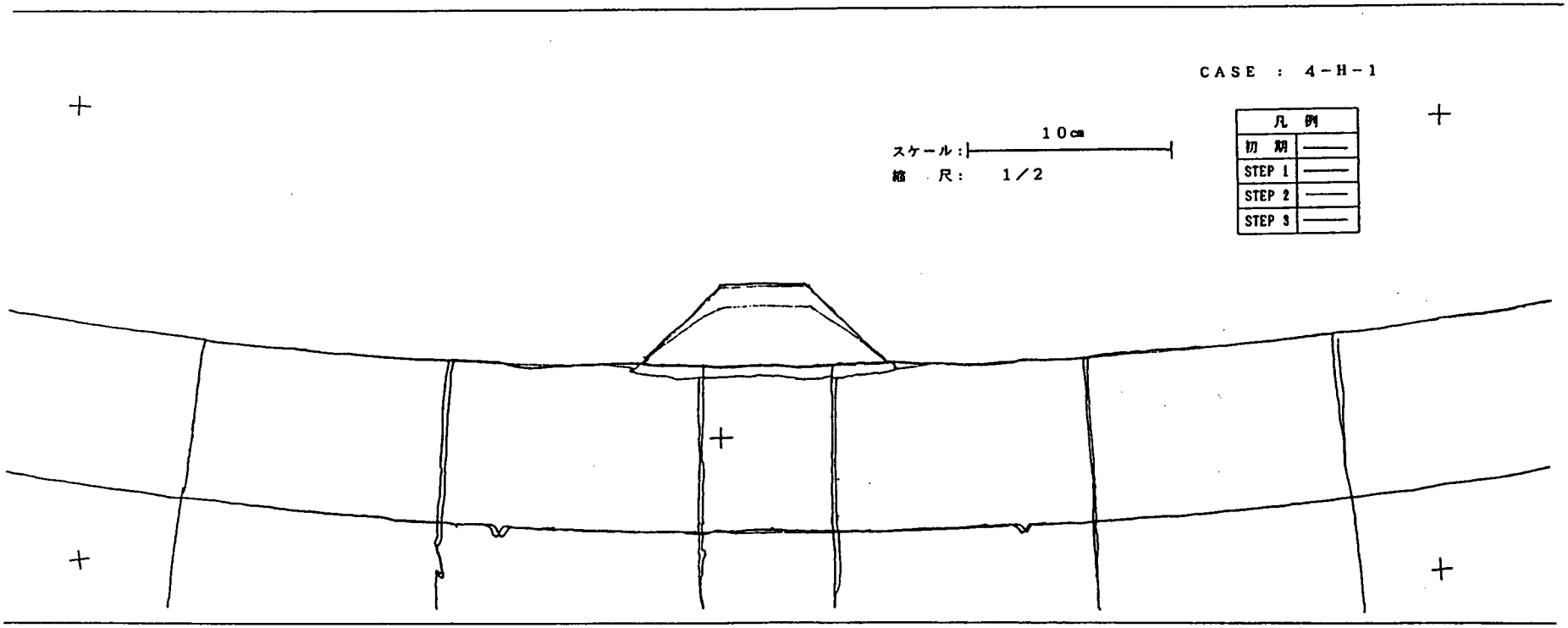
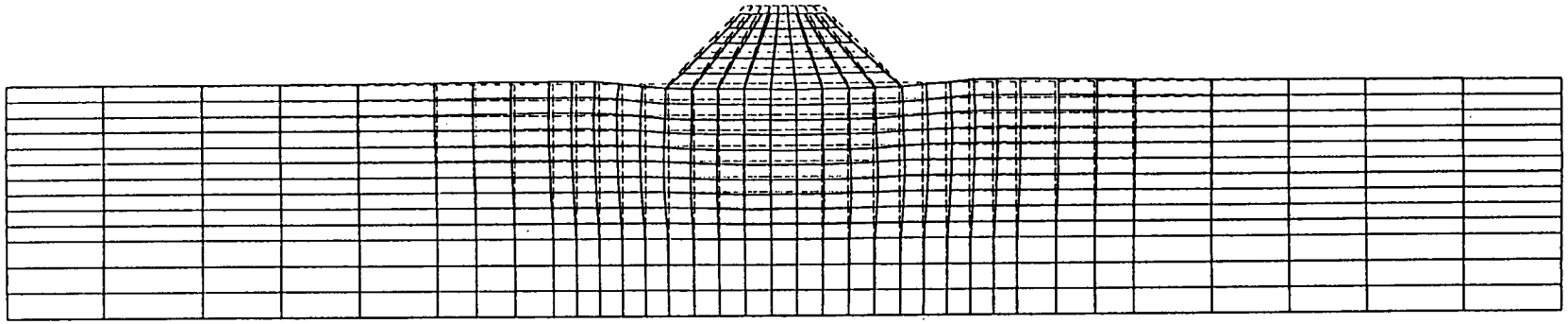
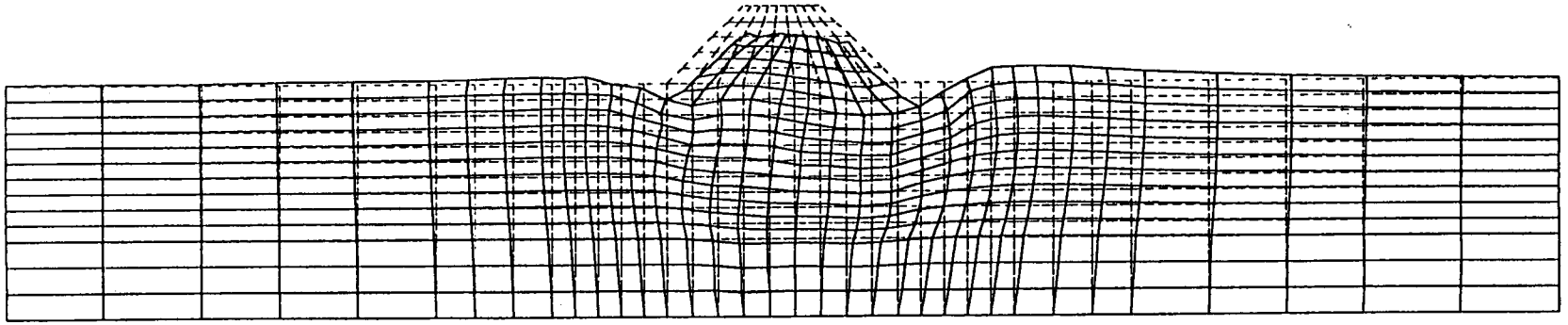


図-5.2. 11(c)　加振後の変形図（実験値，モデル 4-H）

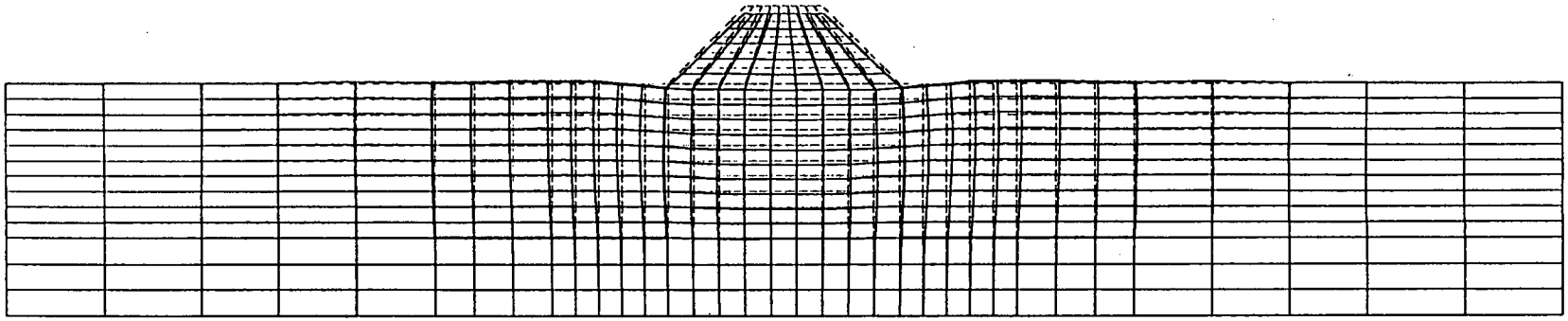


(a)　1 回目加振

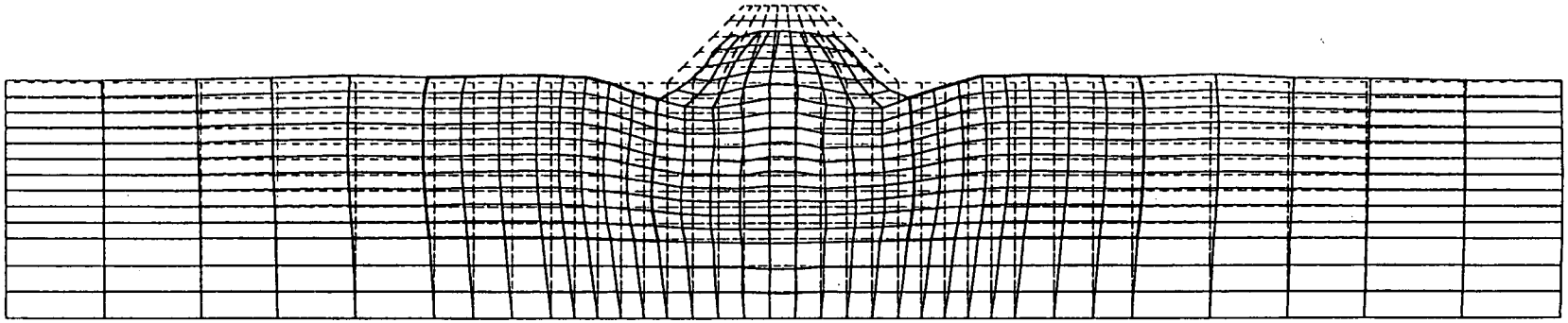


(b)　3 回目加振　　——— ：変形後　--------- ：初期形状

図-5.2. 12(a)　加振後の変形図（ケース 5-2-1～2）

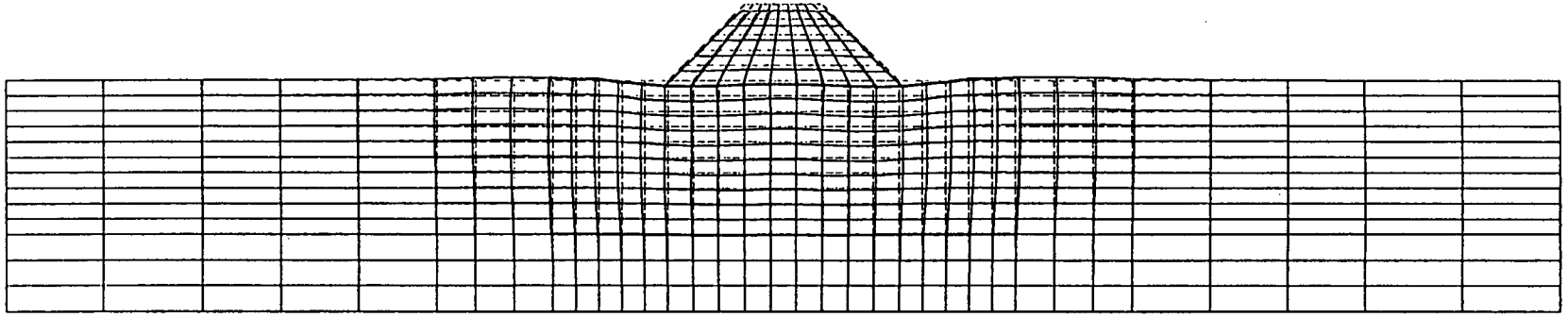


(a)　1 回目加振

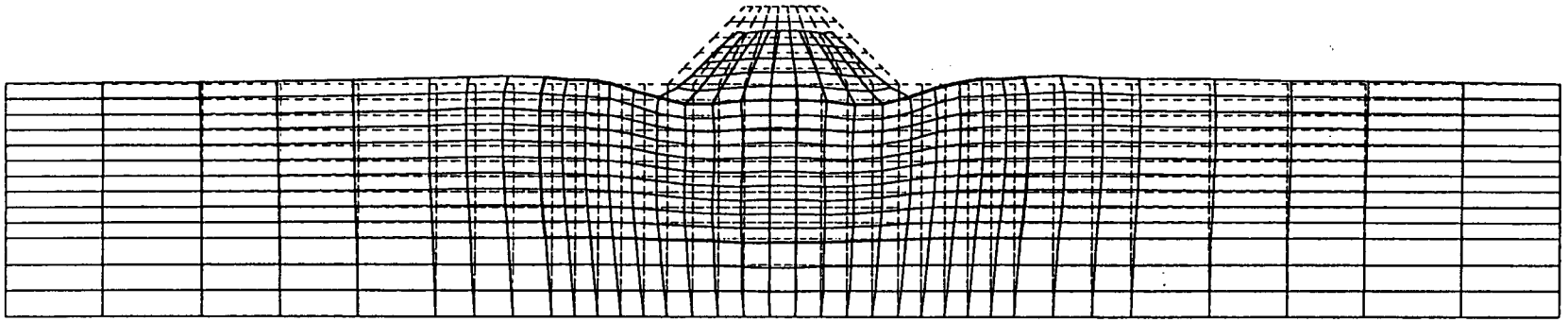


(b)　3 回目加振　　———— ：変形後　- - - - - - - - - ：初期形状

図-5.2. 12(b)　加振後の変形図（ケース 5-2-3～4）



(a)　1回目加振



(b)　3回目加振　　——— ：変形後　--------- ：初期形状

図-5.2. 12(c)　加振後の変形図（ケース 5-2-5～6）

5．2．8　まとめ

締固め工法の耐震補強効果の検証のために実施された遠心模型実験を対象として，無対策および対策（2通りの改良形態）のモデルについて弾塑性 FEM により変形解析を実施した。この結果，以下のことがわかった。

・実験において、加振中の最大過剰間隙水圧分布はケース毎の違いが明確でなく、締固め範囲内及びその周辺部での水圧の低減はほとんど見られなかった。これは解析結果にも同様に見られた。

・解析では，盛土直下で縦一列の要素に荷重が集中する現象がみられた。この現象は，モデルパラメータにも関係しているが，ある程度は不可避な問題であり，今後の課題である。

・全体的に解析は実験での沈下量を過大に評価している。特に1回目加振時ではその傾向が強いが，これは地盤の過剰間隙水圧が解析で大きくなっていることに対応している。

・ 対策の効果に着目すると，無対策 4-D と直下改良 4-H の大小関係は解析と実験で一致しており，定性的に対策効果を解析で再現している。しかしながら，両脇改良の 4-F について，実験の1回目加振時では対策効果がみられるものの，3回目加振時にはほとんど対策効果がみられない。一方，解析は 4-H よりやや対策効果は落ちるものの，無対策よりも小さな沈下量を再現している。

・既往の遠心模型実験のシミュレーションでも同様であるが，解析は実験での過剰間隙水圧，盛土の変形をやや過大に評価する傾向がある。また，特に加振加速度が小さい場合にこの傾向は顕著になる。繰返し応力が小さい場合のモデルの液状化強度，室内試験と模型地盤との液状化強度の差，その他の透水性や間隙水の圧縮性などの条件についても，今後検討する必要がある。

・締固め砂層において，実験，解析とも特に過剰間隙水圧が小さくなる現象はみられなかった。解析で発揮された締固めの対策効果は，過剰間隙水圧比が1に達した後の変形特性（ひずみの伸び方が緩やか）に起因していると考えられる。一方，実験においては，特に両脇改良のモデル 4-F では改良効果がほとんどみられていない。実験での締固め地盤の作成方法と室内試験での供試体の作成方法は異なっており，模型地盤での締固め砂層の本当の液状化強度を把握することが，より精度の高いシミュレーションには必要となる。

・本検討で用いている砂の弾塑性モデルは，締固め砂層のような密な砂に対して，十分に検証されているとは言い難い。本検討では，他の章では調整用のパラメータとして考慮していないダイレタンシー係数（D0），硬化パラメータの変相線到達前の低減（B1，Cf）などを操作して，密な砂のパラメータを設定した。今後，さらに密な砂に対するシミュレーションを実施し，モデルパ

ラメータの設定方法を確率することが必要である。

・解析が再現できていない実験条件として，ステージ加振が挙げられる。解析では全ての加振ステージで処女加振としており，小さい加振加速度での加振履歴を再現することはできない。実験でこの加振履歴が地盤を密にするような働きをしている（逆に締固め砂層では緩くする）とすると，解析が実験での地盤内の過剰間隙水圧を過大に評価する一因となると考えられる。この加振履歴を解析で表現することは現状では不可能であり，ステージ加振を厳密に再現することは困難である。

6．堤防の大地震時の変形量に関する解析

6．1　検討概要

1995 年兵庫県南部地震以後、一般堤防のうち堤内地盤高さが低いいわゆるゼロメートル地帯を含む重要区間において、堤防簡易耐震点検が行われ、耐震性が低く中規模地震によって天端が大きく沈下すると判定された堤防についは耐震対策がとられている。簡易耐震点検では F_L 法による簡易液状化判定と円弧滑り法による安定計算であり、これらの方法で設定している震度と実際の地震波の最大加速度や波形との関係は明らかでない。また簡易耐震判定で対策の必要が無いと判定された堤防が、想定を上回る地震動を受けた場合の沈下量についても検討する必要がある。

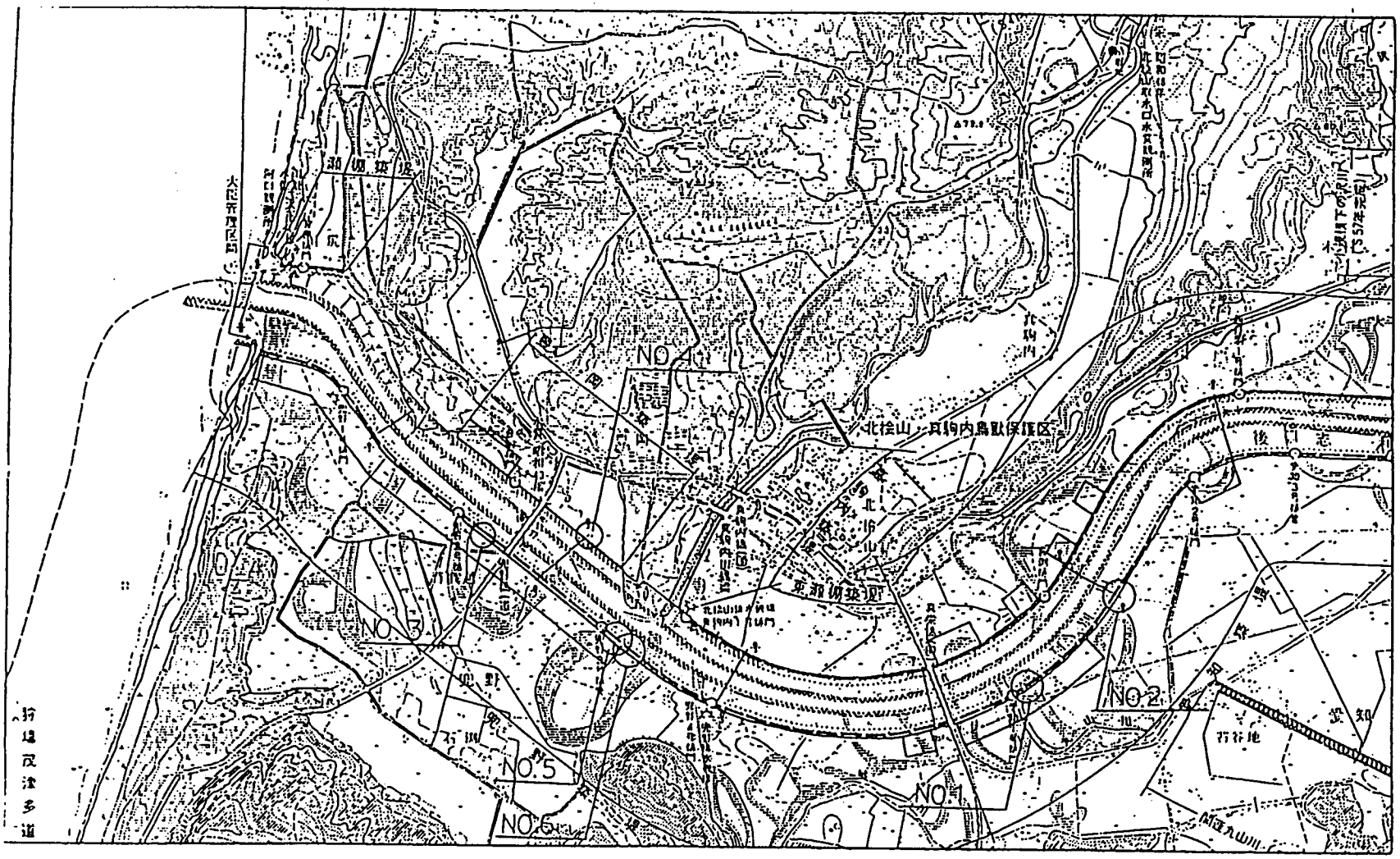
本章では、４．１で検討した後志利別川の堤防５断面の内、最も堤防天端の沈下量が大きかった断面 No.1 および被災のみられなかった断面 No.2 を対象として，３つの地震動観測波形を用い、入力加速度レベルを変化させて解析を行い、大規模地震動において堤防がどの程度変形するか検討を行う。

入力地震動には，特徴のある以下の３つを用いた。

① 1978 年宮城県沖地震　大船渡 E41S：１種地盤上，海溝型地震短周期型
② 1968 年十勝沖地震　八戸 EW 成分（地表面観測波）：海溝型地震長周期型
③ 1995 年兵庫県南部地震　神戸海洋気象台 NS 成分（地表面観測波）：２種地盤上，直下型地震

解析対象は，図-6. 1に示す No.1 地点（真栄橋左岸上流地先 KP4.44）および No.2 地点（真栄橋左岸上流地先 KP5.00）である。断面 No.1 では，実際の天端沈下量は 2.67m であった。

No.1 および No.2 地点の地盤状況および堤体の形状を再び図-6. 2に示す。No.1 地点では地表面からＮ値<10 程度の緩い砂質土層が 5～10m 程度堆積している。一方，No.2 地点では緩い砂層の上に腐植土層，粘性土層が 3m 程度堆積している。


NO.1
NO.2
NO.3
NO.4
NO.5
NO.6
北摂山系県立自然公園
北摂山系県立自然公園
北摂山系県立自然公園

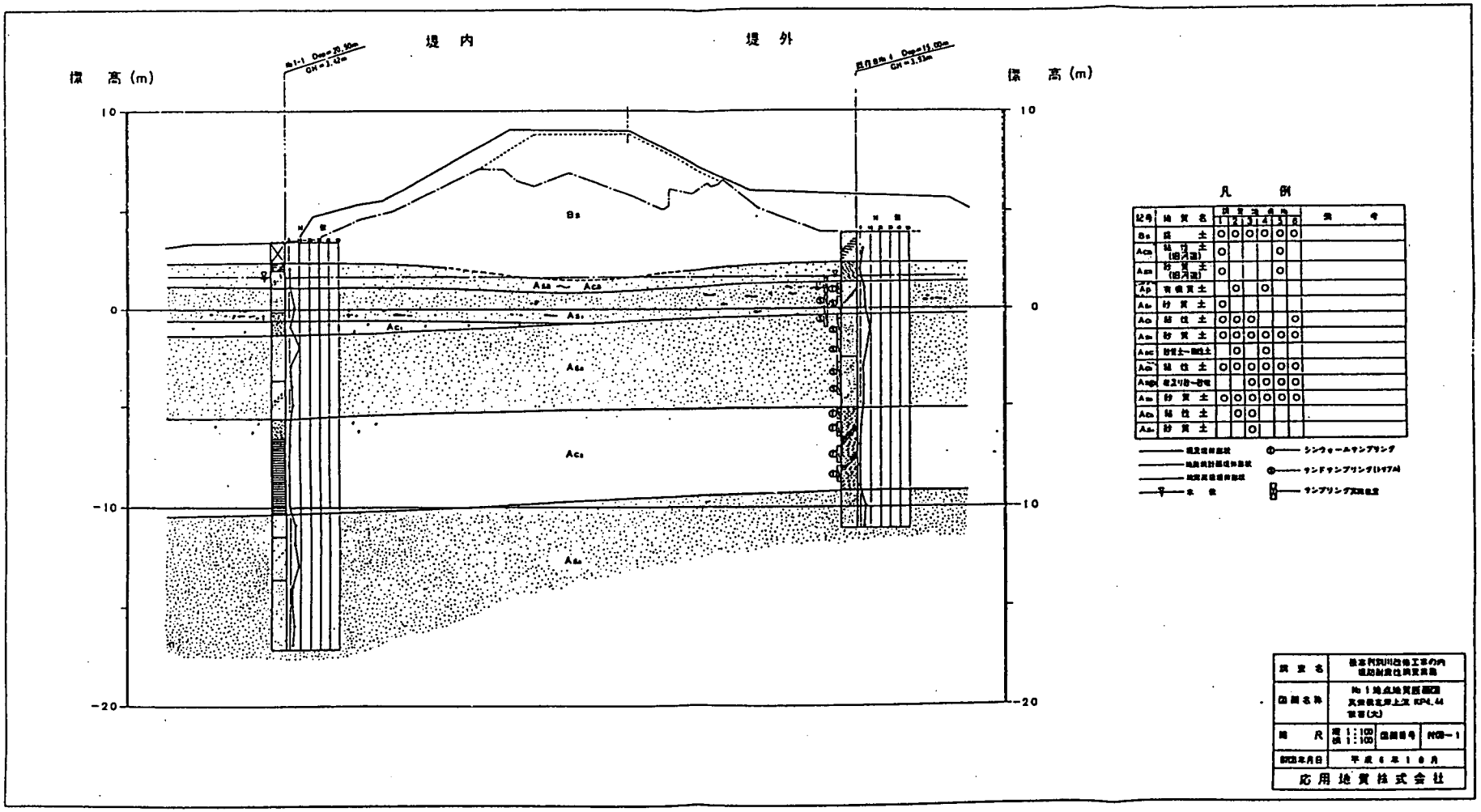


図-6. 2(a)　地盤および堤体被災状況（断面 No.1）

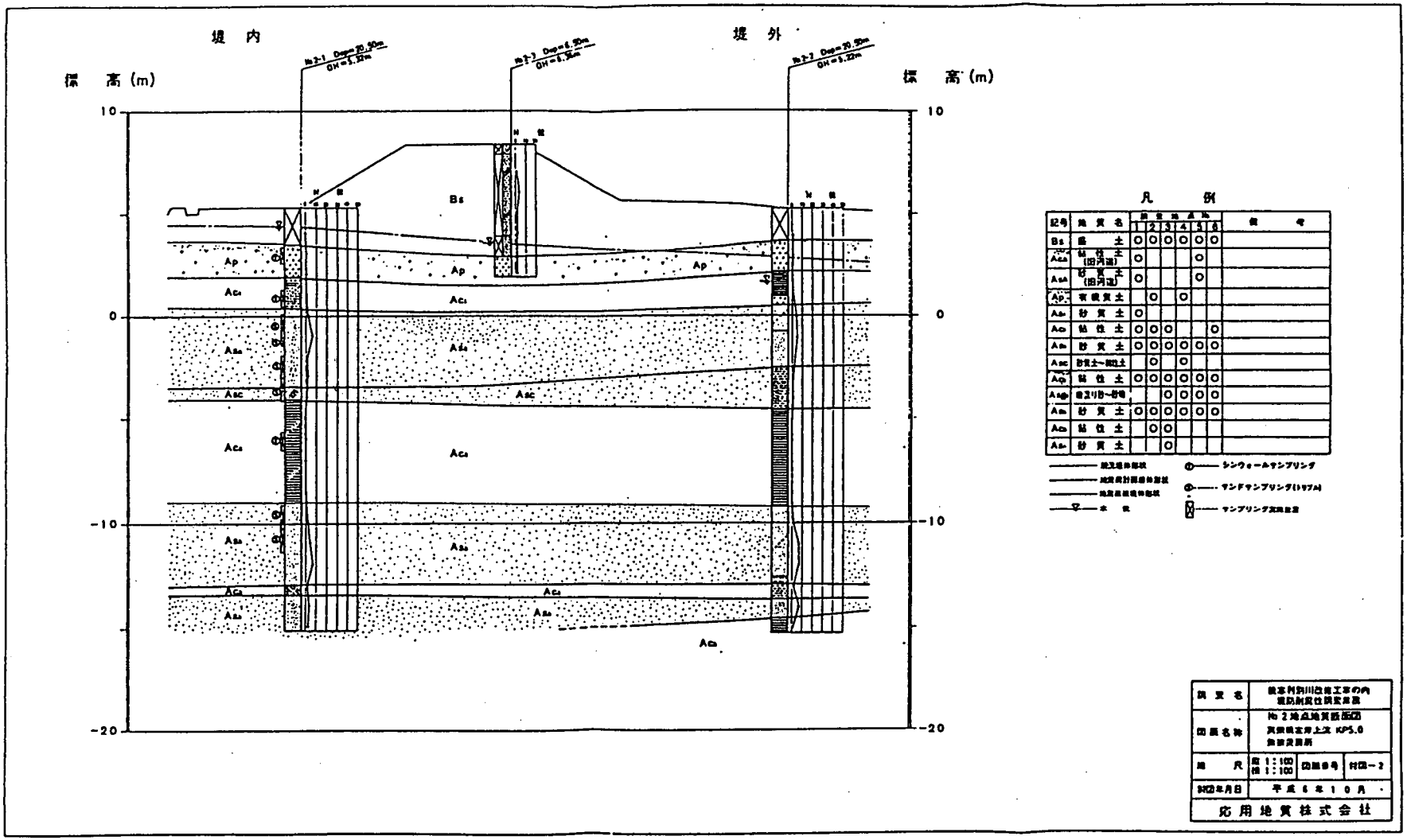


図-6. 2(b)　地盤および堤体被災状況（断面 No.2）

6．2　解析ケース

解析はそれぞれの入力地震動のレベルを４段階に変えて，計１２ケース実施した。解析ケース一覧を表-6.1に示す。

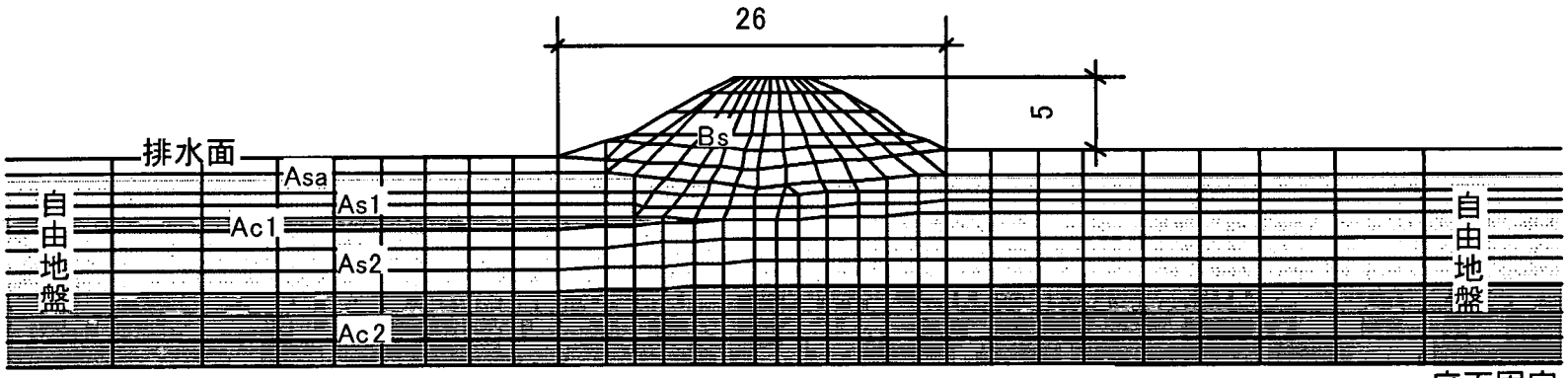
表-6.1　解析ケース

ケース名	断No.	入力波形	入力加速度 (gal)	備考
6-1-1	1	大船渡	200	
6-1-2	2		200	
6-2-1	1		400	
6-2-2	2		400	
6-3-1	1		600	
6-3-2	2		600	
6-4-1	1		800	
6-4-2	2		800	
6-5-1	1	八戸 EW	200	
6-5-2	2		200	
6-6-1	1		400	
6-6-2	2		400	
6-7-1	1		600	
6-7-2	2		600	
6-8-1	1		800	
6-8-2	2		800	
6-9-1	1	神戸JMA NS	200	
6-9-2	2		200	
6-10-1	1		400	
6-10-2	2		400	
6-11-1	1		600	
6-11-2	2		600	
6-12-1	1		800	
6-12-2	2		800	

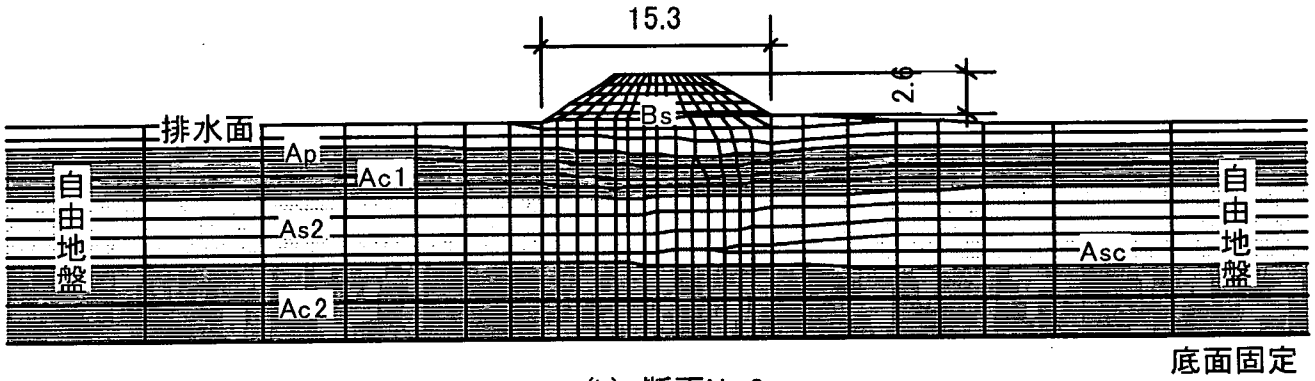
6．3　解析モデル

FEM 解析モデルを図-6. 3に示す。断面 No.1 および No.2 ともに４．１で用いた解析モデルと同一のものである。解析モデルの作成上，留意した点は以下の通りである。

・FEM モデルは「堤防の地震時変形量に関する数値計算業務報告書」（平成７年１月　建設省土木研究所）で用いたモデルをそのまま用いた。
・基盤面は第一 Ac2 層とし，その底面を剛基盤とした。
・側方の自由地盤は，幅広要素（要素の両端を等変位）で模擬した。
・地下水位面以浅（図中の排水面）および堤体は不飽和層 Bs とした。



(a) 断面No.1



(b) 断面No.2

(単位：m)

図-6. 3　解析モデル

6．4　モデルパラメータ

4．1．4で設定した断面 No.1 および No.2 のモデルパラメータを用いる。用いたモデルパラメーター一覧を表-6.2に示す。4．1．4では，中間土と粘性土に対して，用いるモデルおよびパラメータの違いを検討したが，ここでは，比較的実測沈下量との整合性がよかったケース 4-1-3-1 および 4-1-3-2 のパラメータを用いる。このケースでは，以下のような考えでパラメータを設定した。

① 盛土層

盛土層については，砂の弾塑性モデルを用いた。力学試験は実施されていないので，「堤防の地震時変形量に関する数値計算業務報告書」（平成７年１月建設省土木研究所）での力学定数を参考にした。その際，不飽和であることから，ダイレタンシーは発生せず，変相線到達後も剛性低下を生じないモデルとした。

② 砂質土層

砂質土については，砂の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，液状化強度を目標としてパラメータを設定した。

③ 中間土層

中間土については，砂の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，動的強度を対象にパラメータを設定した。この際，砂質土よりも膨潤指数を大きくして，小さな塑性剛性でもダイレタンシーが過大にならないようにした。これは，中間土の液状化強度は 0.3 程度で大きく，通常の砂のパラメータを適用すると，硬化パラメータが大きくなってしまう。しかし，中間土ではせん断弾性係数は砂質土層より小さく，大きな硬化パラメータにより，剛性が大きくなってしまうのは不自然と考えたためである。

④ 粘性土層

粘性土については，粘土の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，動的変形特性を対象にパラメータを設定。

表-6.2　設定したモデルパラメータ

	No. 1	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	R_{L20}	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	S	15.2	120	22320	2.1	0.5000	0.0500	1.0	1.49	1.36	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	
	4	As1	S	16.2	150	37125	1.0	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	5.0	2.0E-06	0.230	
	3	Ac1	C	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	250	106250	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.31	0.98	1000	0.005	0.005	1.0	2.0	2.0E-06	0.137	
	1	Ac2	C	14.2	150	32625	2.6	0.5000	0.0500	1.0	0.92	0.92	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
No. 2	6	Bs	S	15.7	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Ap	C	10.8	100	11000	10.4	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAc1
	4	Ac1	C	11.3	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		
	3	As2	S	16.7	250	106250	1.3	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	4500	0.002	0.020	1.0	4.0	2.0E-06	0.211	
	2	Asc	S	16.2	150	37125	1.4	0.0500	0.0500	1.0	1.38	1.26	600	0.200	0.200	1.0	4.0	5.0E-08	0.284	No. 4のAsc
	1	Ac2	C	14.2	150	32625	2.5	0.5000	0.0500	1.0	1.38	1.38	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	

6．5　入力地震動

解析で用いる入力地震動を検討するにあたり，以下の６つの波形をとりあげ、その中から解析に用いる３波形を選定した。

① 1978 年宮城県沖地震　開北橋（道路橋示方書より）：１種地盤上，海溝型地震短周期型

② 1978 年宮城県沖地震　大船渡 E41S：１種地盤上，海溝型地震短周期型

③ 1968 年十勝沖地震　八戸 NS 成分（地表面観測波）：海溝型地震長周期型

④ 1968 年十勝沖地震　八戸 EW 成分（地表面観測波）：海溝型地震長周期型

⑤ 1995 年兵庫県南部地震　神戸海洋気象台 NS 成分（地表面観測波）：２種地盤上，内陸直下型地震

⑥ 1995 年兵庫県南部地震　ポートアイランド GL-32m　NS 成分：内陸直下型地震

これら６つのの波形（100gal に正規化）および応答スペクトル（加速度，変位，減衰５％）を図-6.4，図-6.5に示す。

これらの波形のうち、海溝型地震短周期型、海溝型地震長周期型、直下型地震の代表的波形として以下の３つを選んだ。

① 1978 年宮城県沖地震　大船渡 E41S（以下　大船渡）

② 1968 年十勝沖地震　八戸 EW 成分（以下　八戸 EW）

③ 1995 年兵庫県南部地震　神戸海洋気象台 NS 成分（以下　神戸 JMA）

以下の解析では，この３つの波形を用いる。なお，本章での解析は異なる周期を有する入力動による変形量の変化を検討することが目的であることから，特に基盤波を用いることにはこだわっていない。

各解析ケースにおいては，この波形の最大値を 200，400，600，800gal に調整して，入力地震動とした。

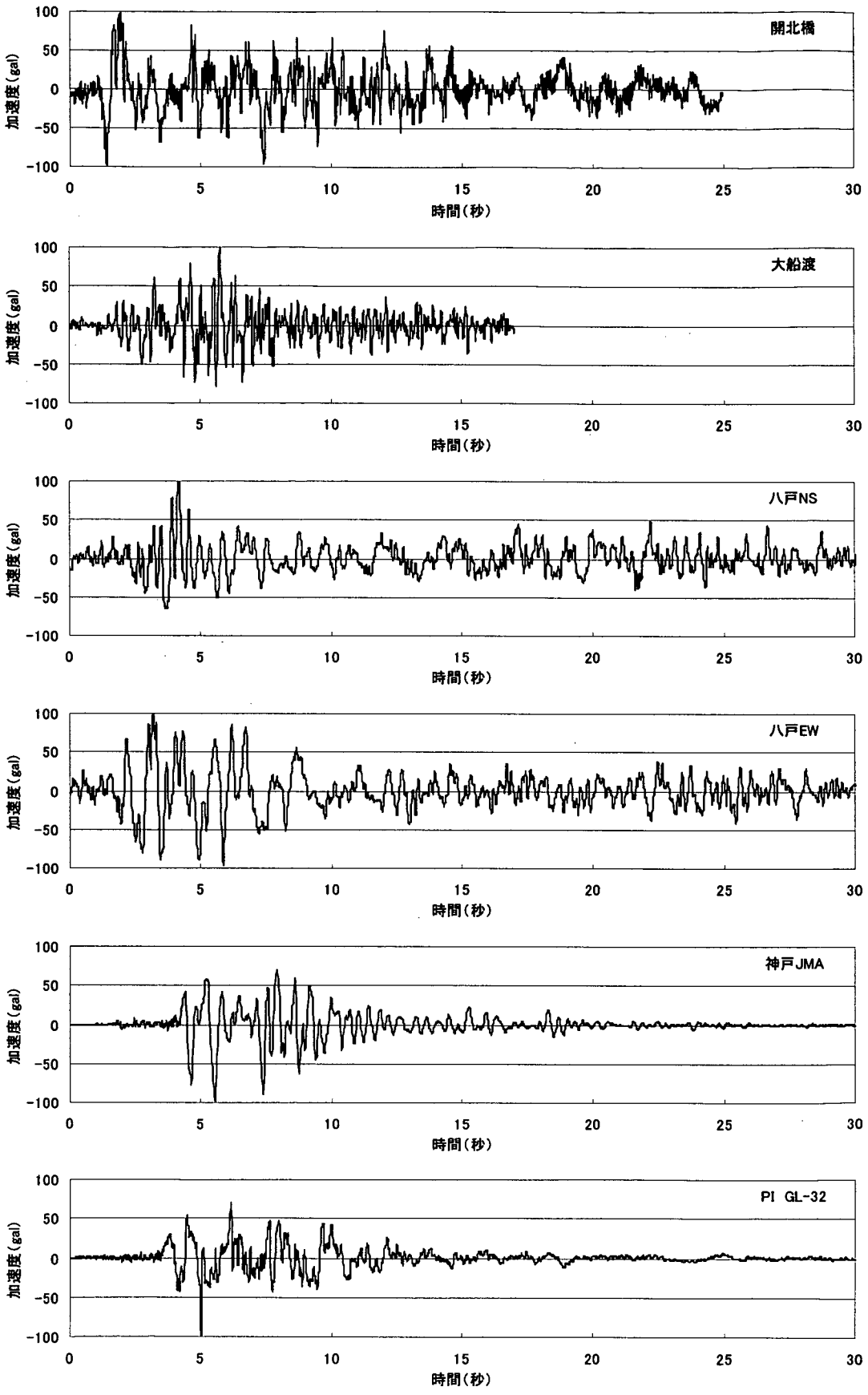
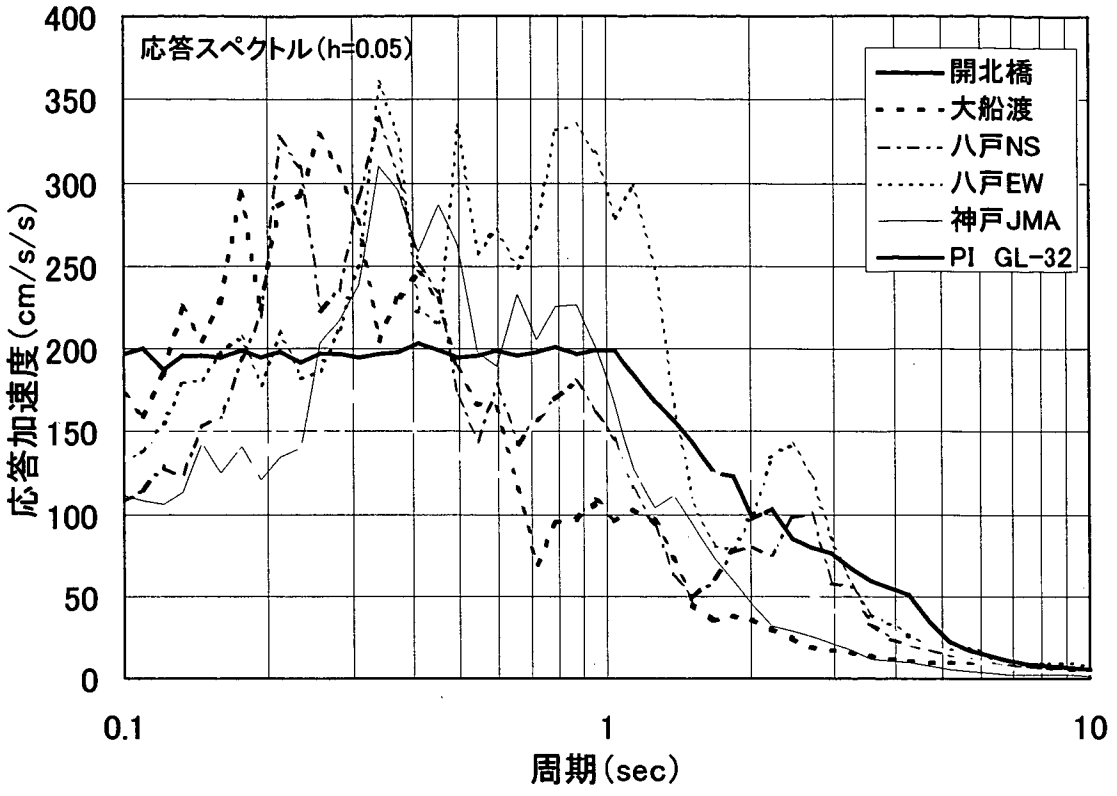

開北橋
大船渡
八戸NS
八戸EW
神戸JMA
PI GL-32
加速度(gal)
時間(秒)
100
50
0
-50
-100
0
5
10
15
20
25
30

図-6.4　入力地震動


応答スペクトル(h=0.05)
開北橋
大船渡
八戸NS
八戸EW
神戸JMA
PI GL-32
応答加速度(cm/s/s)
400
350
300
250
200
150
100
50
0
0.1
1
10
周期(sec)

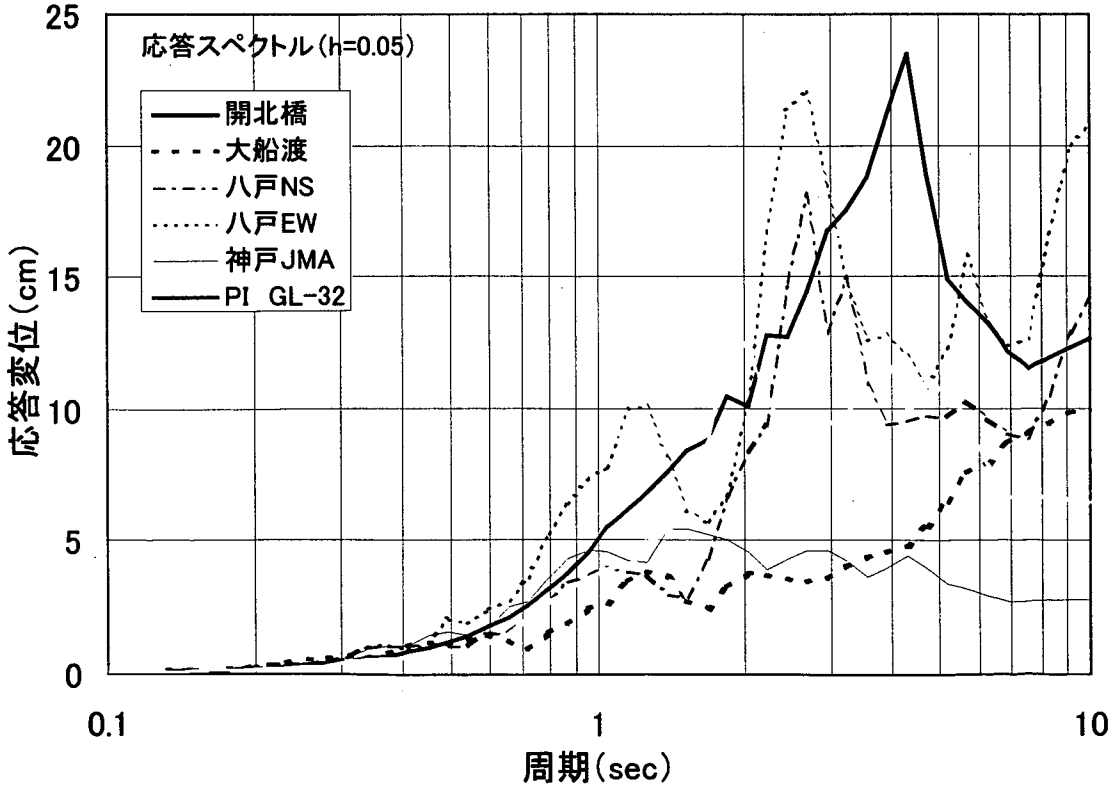

応答スペクトル(h=0.05)
開北橋
大船渡
八戸NS
八戸EW
神戸JMA
PI GL-32
応答変位(cm)
25
20
15
10
5
0
0.1
1
10
周期(sec)

図-6.5　応答スペクトル

６．６　その他の解析条件

動的解析における時間ステップ増分は 0.001 秒とし，解析は各波形に対して，以下のような時間行った。

① 大船渡　　：17 秒，17000 ステップ
② 八戸 EW　：36 秒，36000 ステップ
③ 神戸 JMA　：30 秒，30000 ステップ

粘性減衰として剛性比例型（α=0，βのみ考慮）の Rayleigh 減衰を採用し，その係数は４．１．６と同様に断面 No.1 では 0.0035，断面 No.2 では 0.0032 とした。

基礎地盤および堤体の初期応力状態は，３．４に示した手法により別途算定した。この際，弾性定数は PS 検層から得られた初期せん断弾性係数の 1/2 としたものを用い，ポアソン比は 0.333 とした。破壊角には密非排水三軸試験から得られた内部摩擦角を用いた。解析時の条件として，側方境界条件は鉛直ローラー，底面境界条件は固定とし，間隙水は考慮していない。初期応力解析時の各土層に対するモデルパラメータを表-6. 3に示す。

表-6.3　初期応力解析時のモデルパラメータ

	No. 1	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	E_0 (kPa)	$E_0/2$ (kPa)	υ	ϕ_f (degree)	備考
No. 1	6	Bs	S	15.7	15.7	115	21160	56286	28143	0.33	30.00	
	5	Aca	C	15.2	5.39	120	22320	59371	29686	0.33	44.53	
	4	As1	S	16.2	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	39.03	
	3	Ac1	C	11.3	1.47	120	16560	44050	22025	0.33	54.62	No. 2のAc1
	2	As2	S	16.7	6.86	250	106250	282625	141313	0.33	39.40	
	1	Ac2	C	14.2	4.41	150	32625	86783	43391	0.33	28.19	
No. 2	6	Bs	S	15.7	15.7	115	21160	56286	28143	0.33	30.00	
	5	Ap	C	10.8	0.98	100	11000	29260	14630	0.33	54.62	No. 2のAc1
	4	Ac1	C	11.3	1.47	120	16560	44050	22025	0.33	54.62	
	3	As2	S	16.7	6.86	250	106250	282625	141313	0.33	38.90	
	2	Asc	S	16.2	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	41.30	No. 4のAsc
	1	Ac2	C	14.2	4.41	150	32625	86783	43391	0.33	41.32	

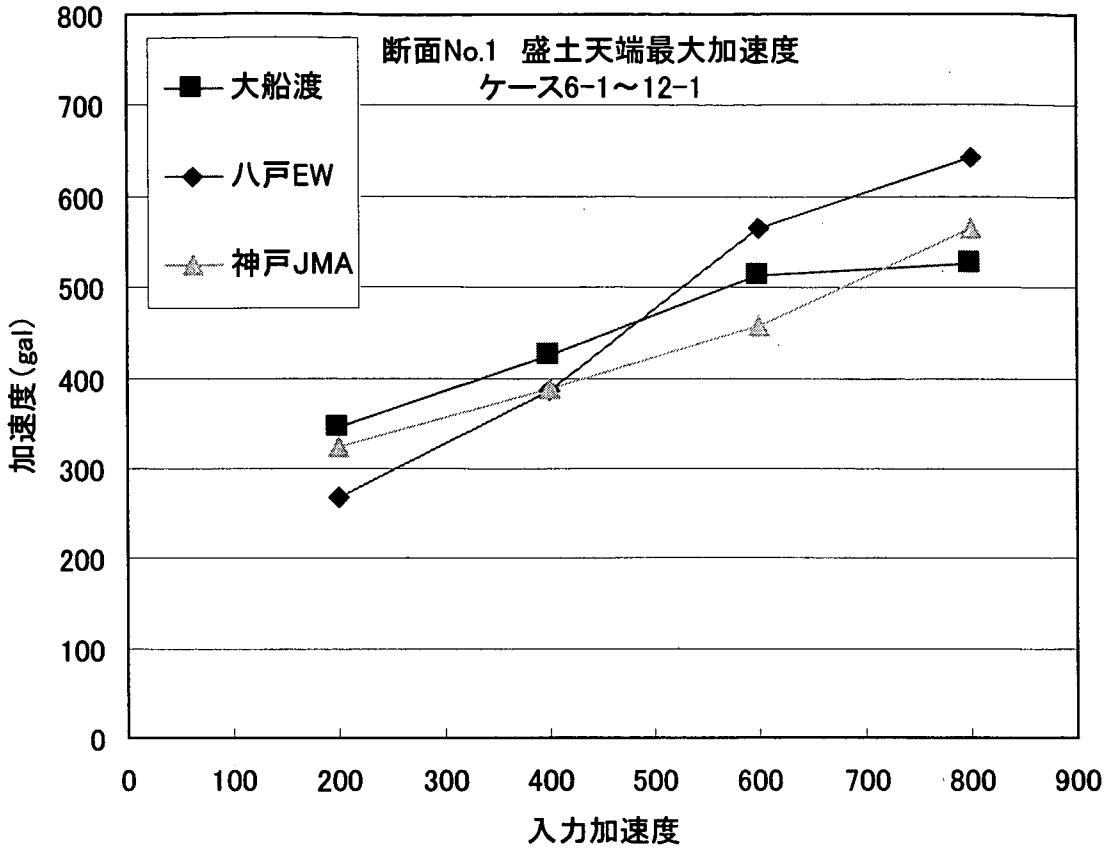
６．７　解析結果と考察

（１）応答加速度

各断面に対する盛土天端および自由地盤（モデル右端の地表面）での最大加速度と地震動強度の関係を図-6.6に示す。また，各断面，各波形に対する最大応答加速度分布を図-6.7に示す。

何れの入力波形でも入力加速度の増加に伴い、応答加速度が増加している。この傾向は、入力加速度を変えて行った模型実験のシミュレーション結果と同じものである（図 5.1.6、5.2.6）。

入力加速度が大きくなると、大船渡波のケースで自由地盤での応答加速度が他の波形より小さくなっており、この傾向は２断面で共通に見られる。しかしながら、天端応答加速度の大きさについては波形の違いによる差は小さくなった。また、入力加速度が大きくなるほど基盤層近くでの減衰が大きくなり、盛土内での増幅は小さくなっている。



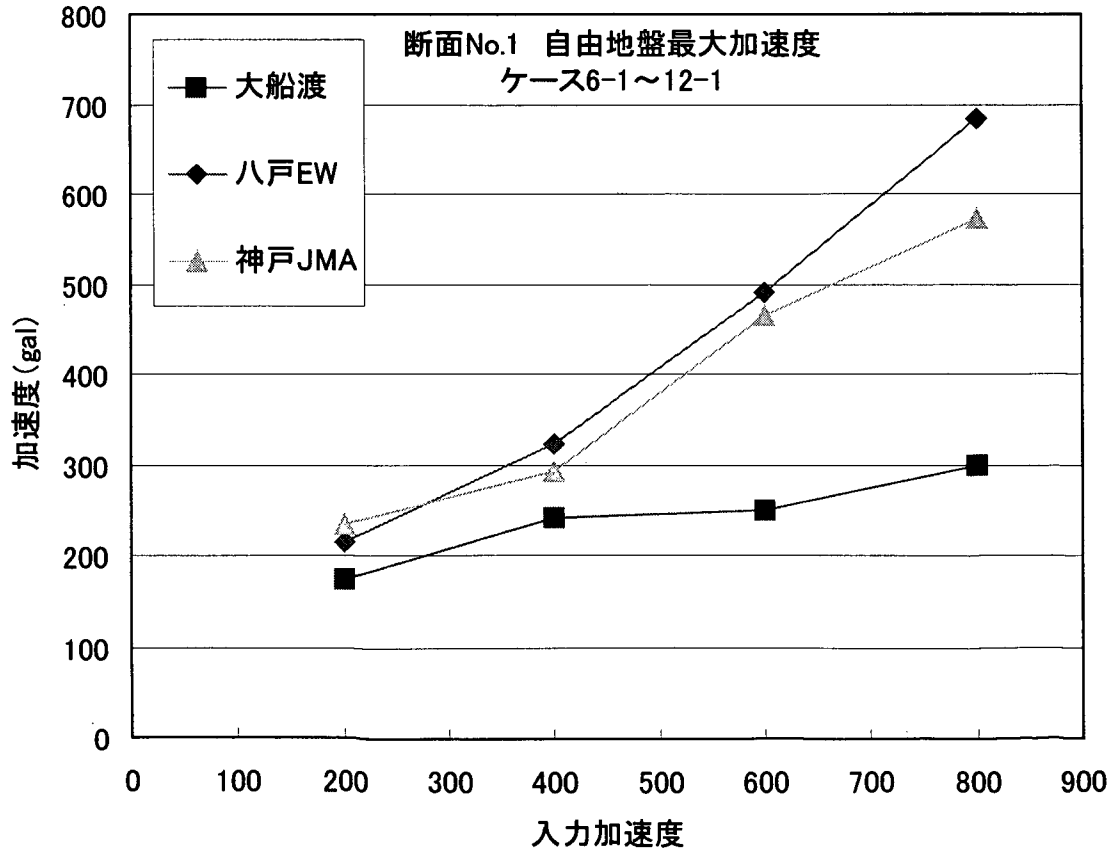
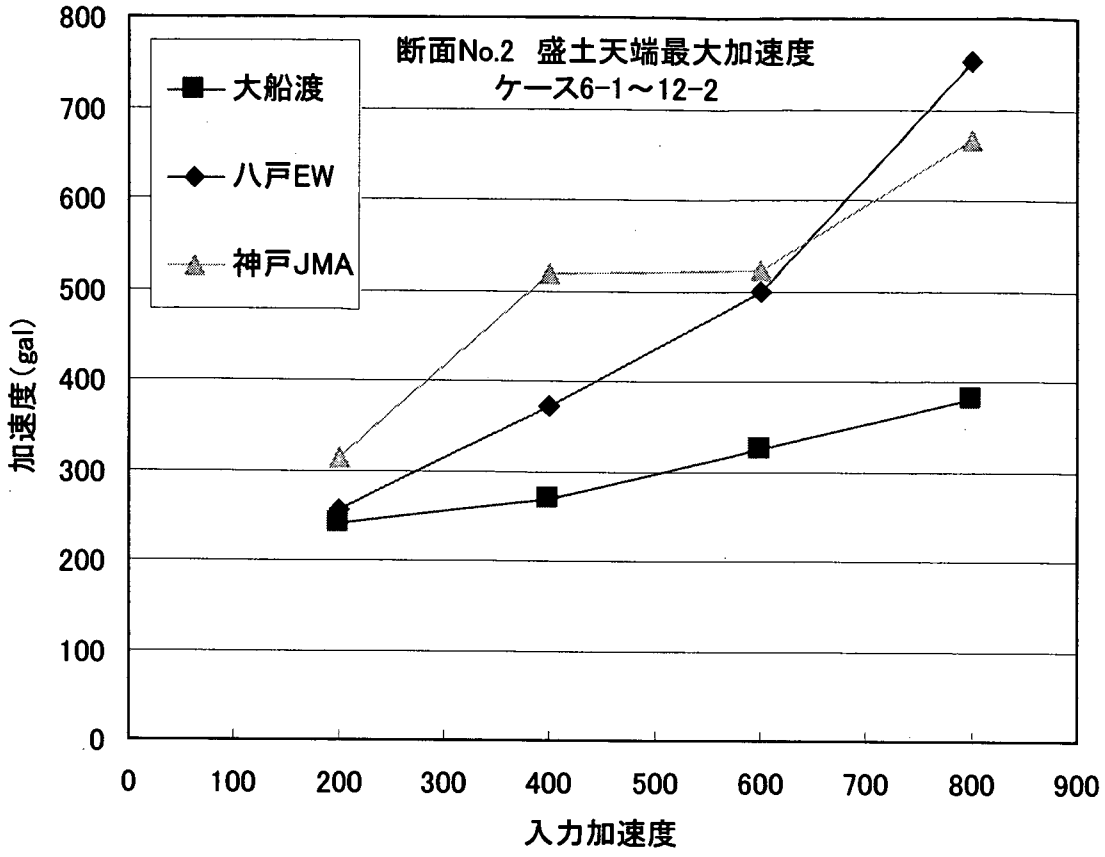


図-6. 6(a) 最大応答加速度と地震動強度の関係（断面 No.1）



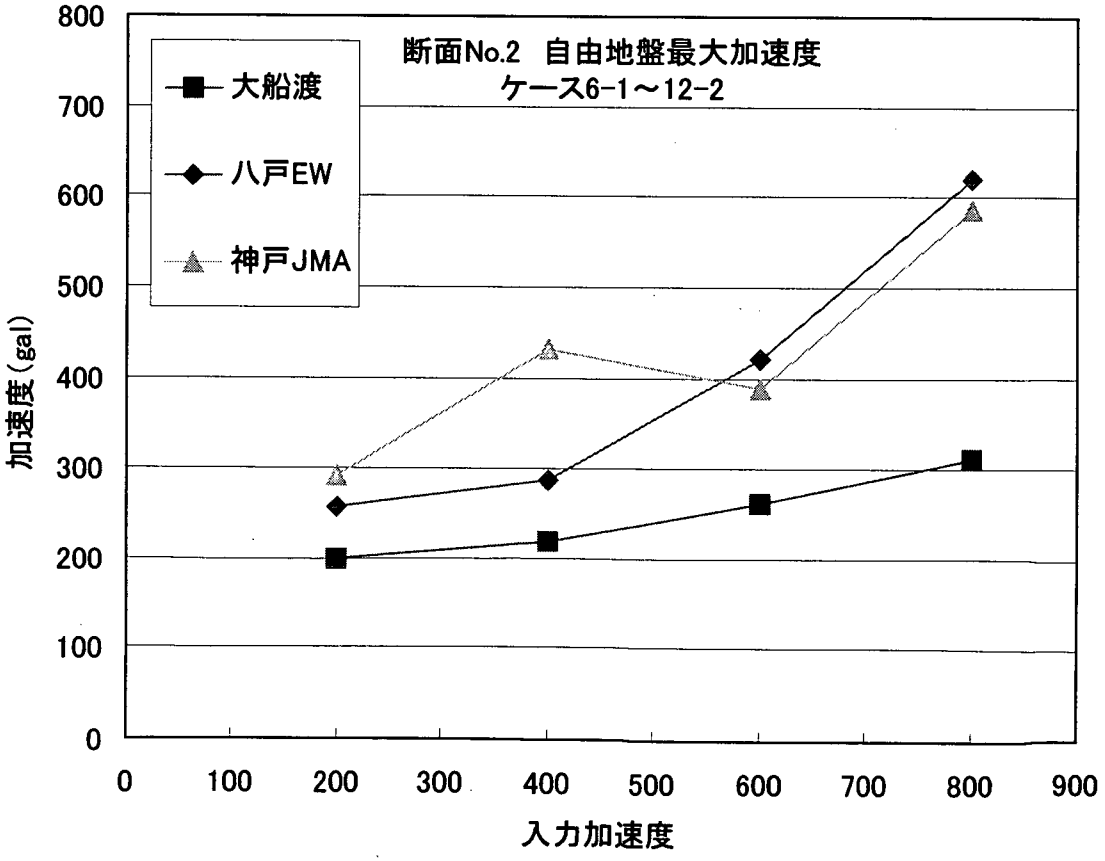
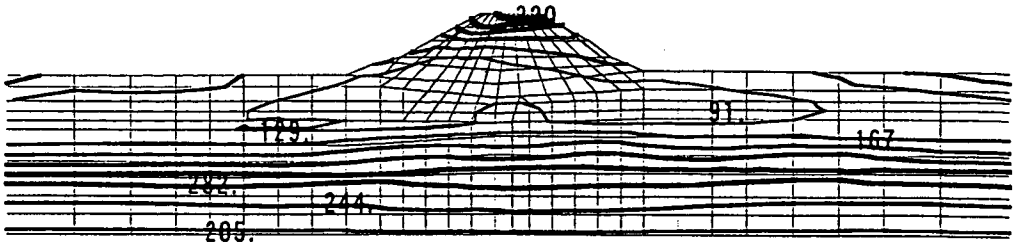
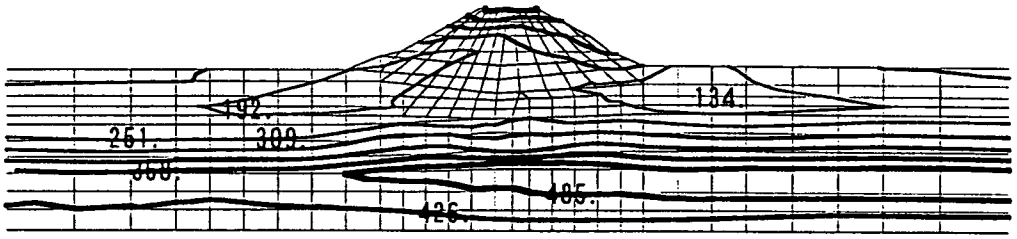


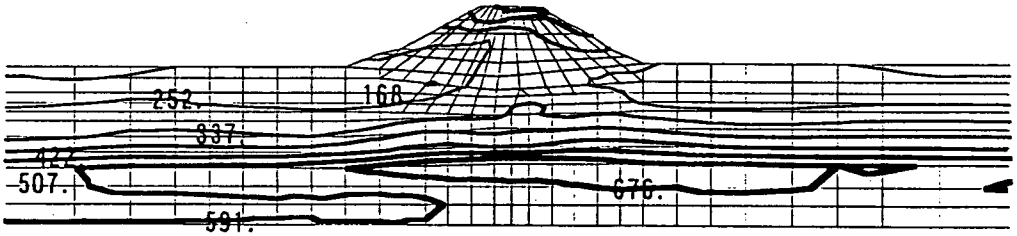
図-6. 6(b) 最大応答加速度と入力加速度の関係（断面 No.2）



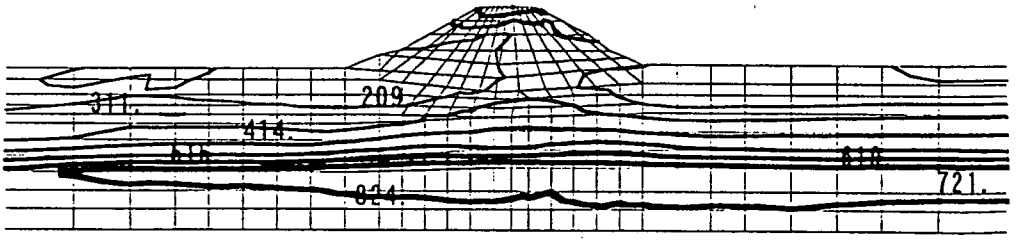
（a）200gal



（b）400gal

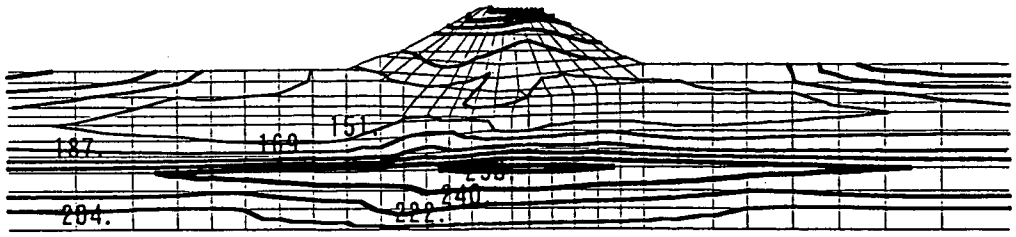


（c）600gal

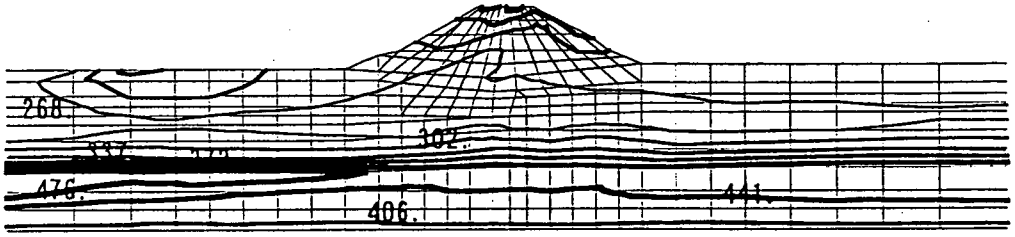


（d）800gal

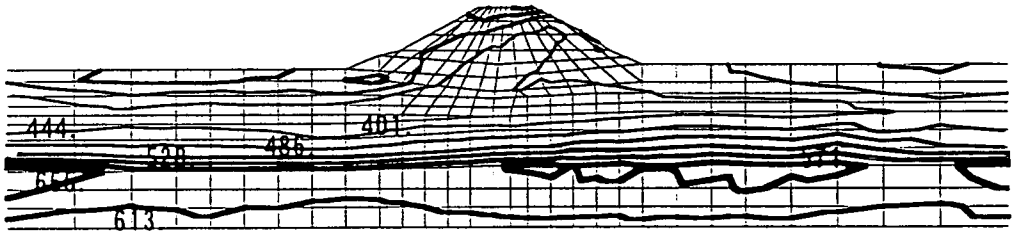
図-6. 7(a)　最大応答加速度分布（ケース 6-1～4-1）



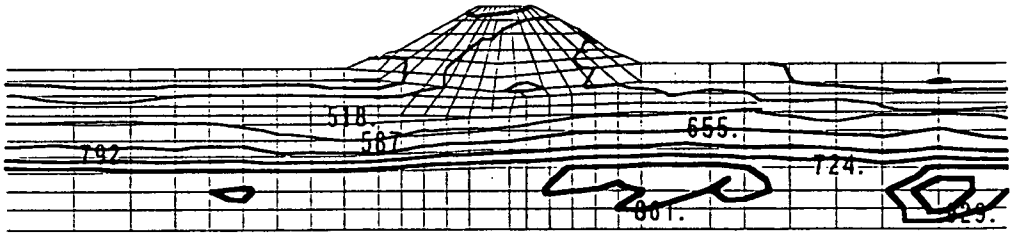
（a）200gal



（b）400gal

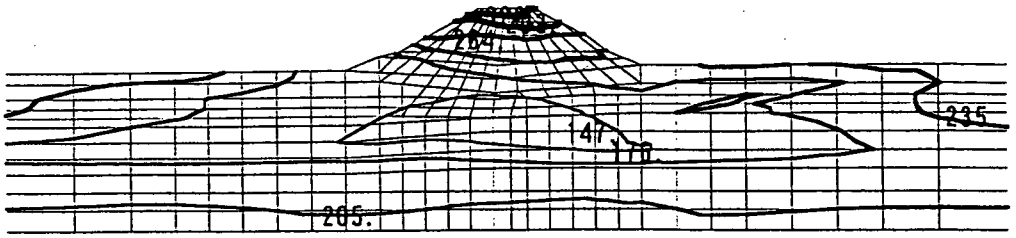


（c）600gal

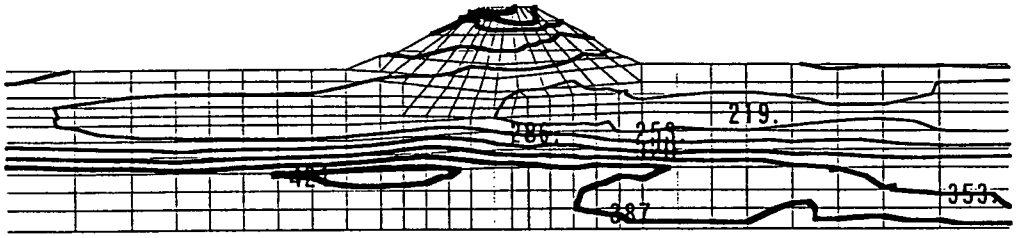


（d）800gal

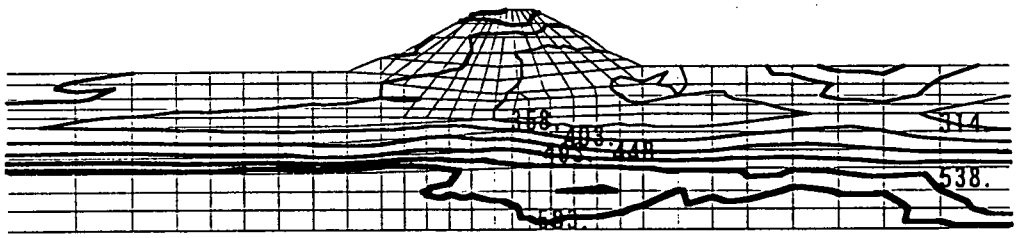
図-6. 7(b)　最大応答加速度分布（ケース 6-5～8-1）



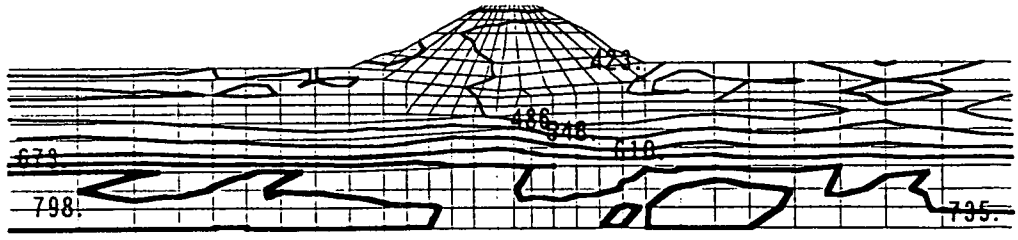
（a）200gal



（b）400gal

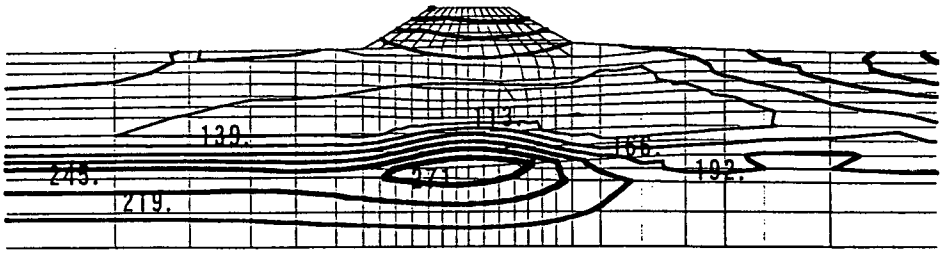


（c）600gal

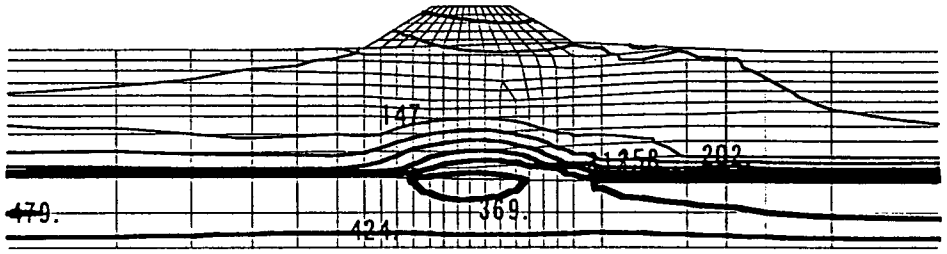


（d）800gal

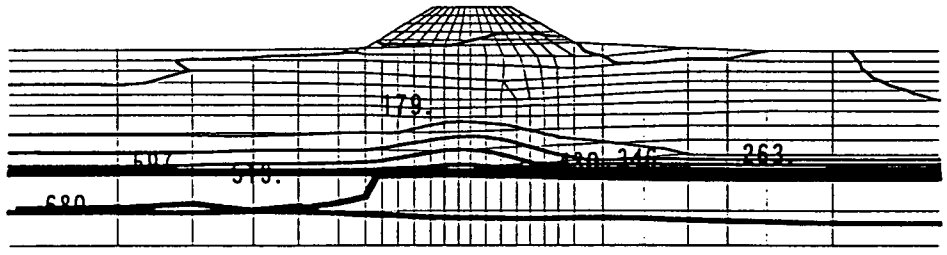
図-6. 7 (c)　最大応答加速度分布（ケース 6-9～12-1）



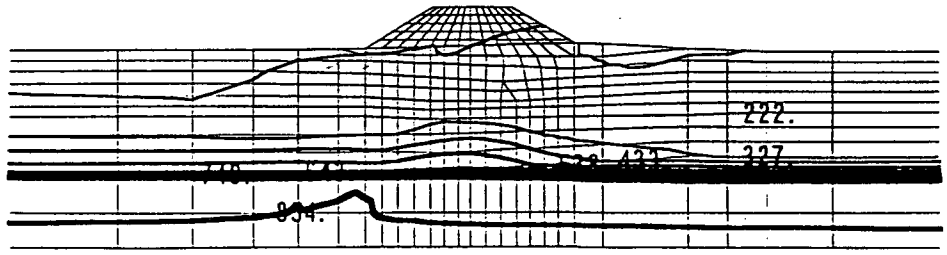
(a) 200gal



(b) 400gal

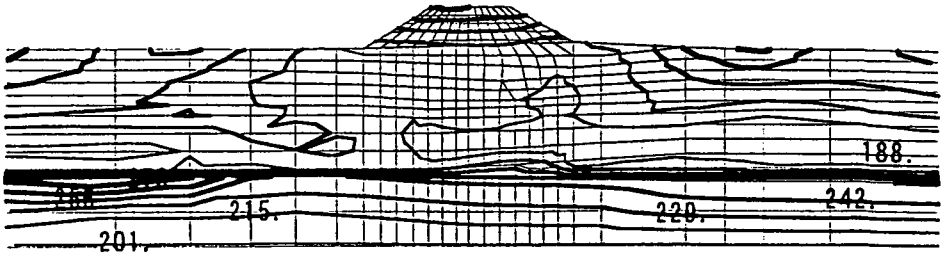


(c) 600gal

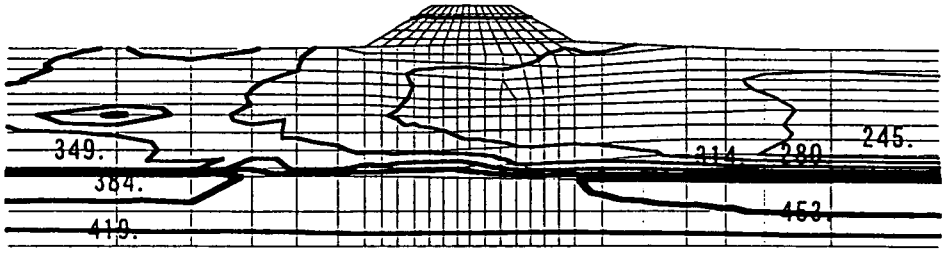


(d) 800gal

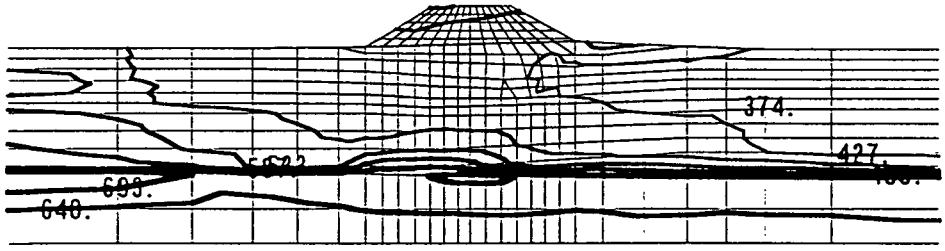
図-6. 7 (d)　最大応答加速度分布（ケース 6-1～4-2）



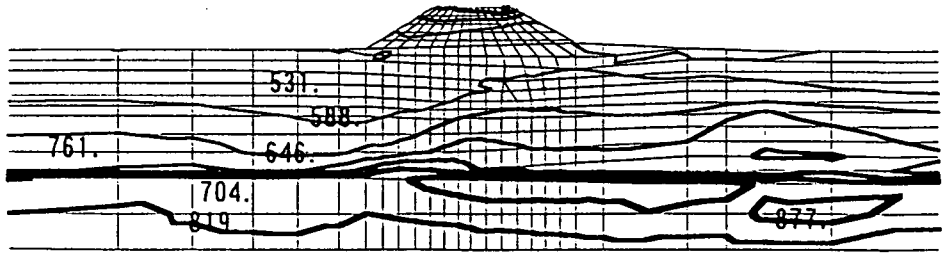
(a) 200gal



(b) 400gal

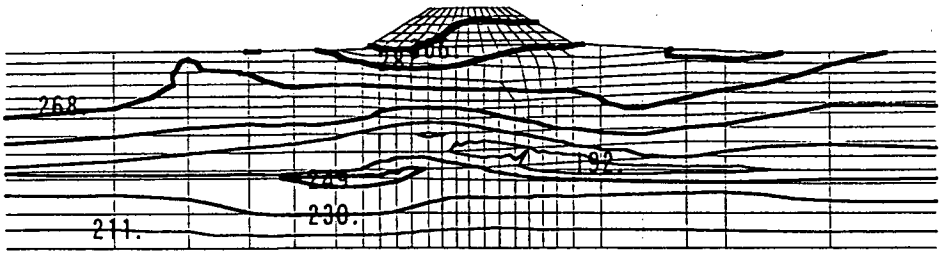


(c) 600gal

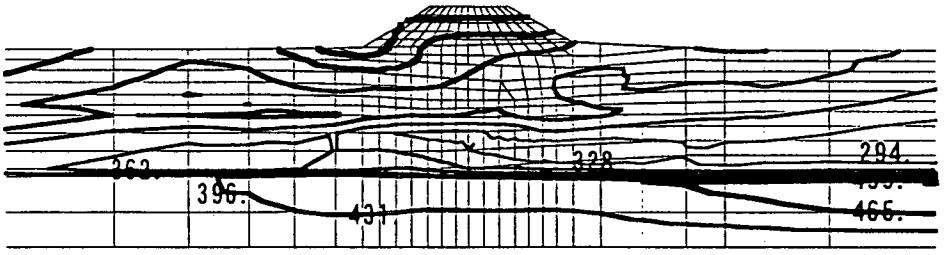


(d) 800gal

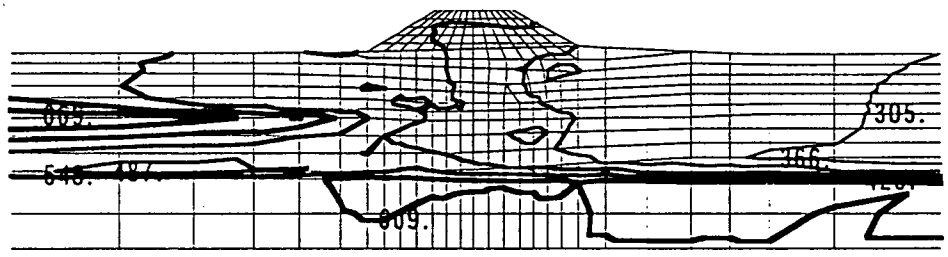
図-6. 7 (e)　最大応答加速度分布（ケース 6-5～8-2）



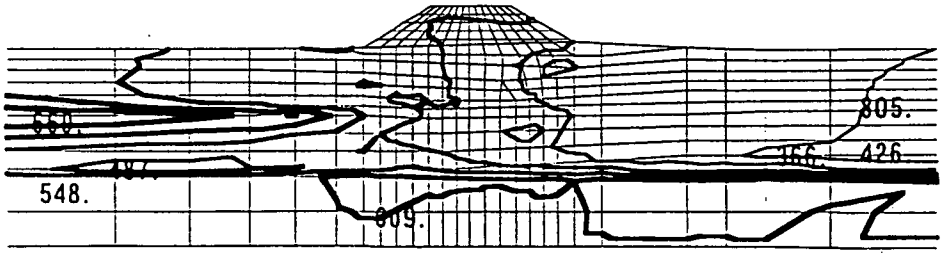
（a）200gal



（b）400gal



（c）600gal



（d）800gal

図-6. 7 (f)　最大応答加速度分布（ケース 6-9～12-2）

（2）過剰間隙水圧比

各断面，各波形に対する地震後の過剰間隙水圧比分布を図-6.8に示す。ここで過剰間隙水圧比とは $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0}$ により算出したものである。

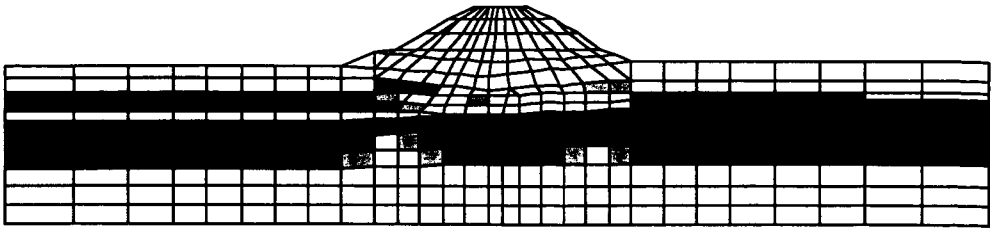
これらの図より以下のことが分かる。

入力加速度が大きくなるにつれ，完全液状化の範囲は広くなっている。しかしながら，断面 No.1 の盛土直下全域が完全液状化に至ることはなく、極めて強い地震動を受けても盛土直下には液状化しない領域が残る。入力波形の違いによって，完全液状化の範囲はさほど変化しないが，全体的な過剰間隙水圧の値を見ると八戸 EW の場合が最も大きくなっている。

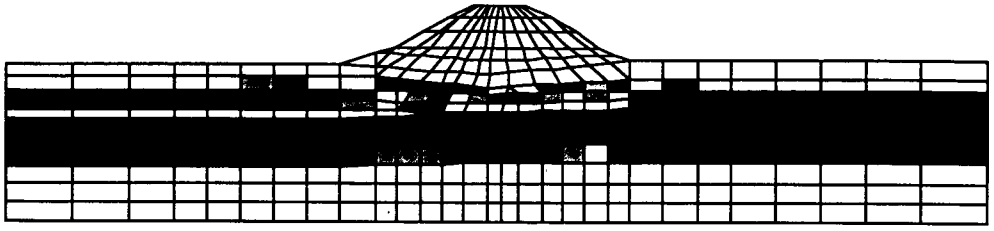
断面 No.1 での中間土 Aca 層の過剰間隙水圧比に着目すると、400gal 加振の場合の過剰間隙水圧比は

八戸 EW ＞ 神戸 JMA ＞ 大船渡

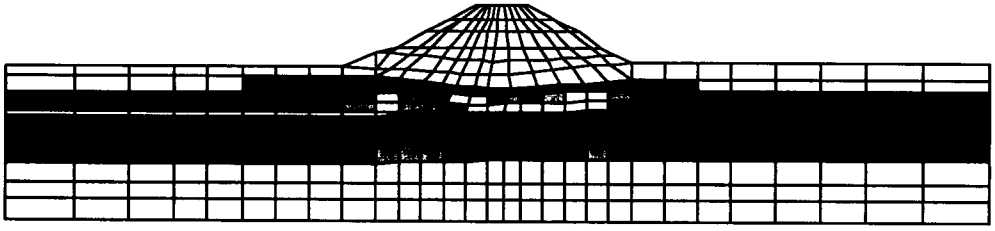
の順に大きくなっている。この地盤に液状化を生じさせるためには、ここで用いた 3 波形のうち八戸 EW 波形が有効である。



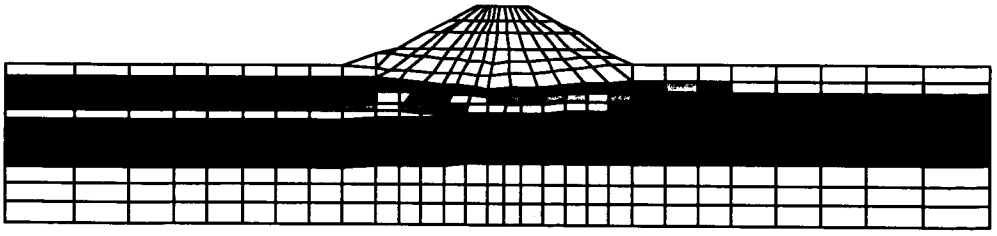
（a）200gal



（b）400gal



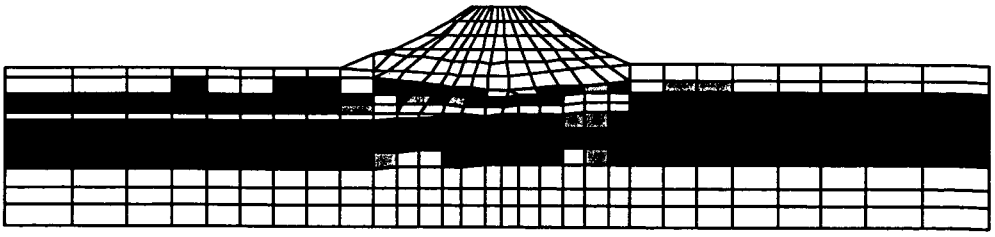
（c）600gal



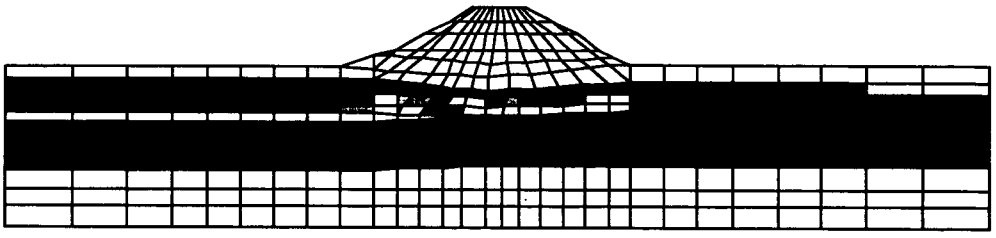
（d）800gal

□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$ □: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$ □: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$
▨: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$ ■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

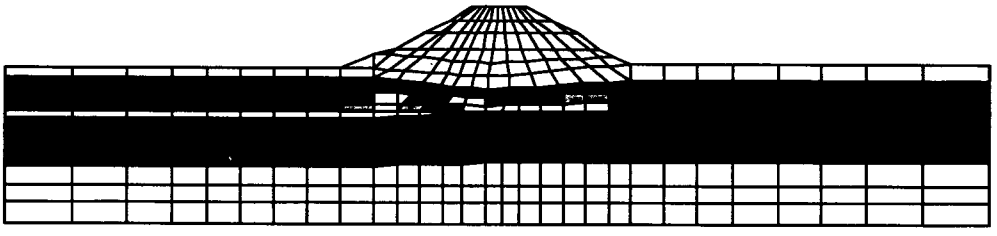
図-6. 8(a)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 6-1～4-1）



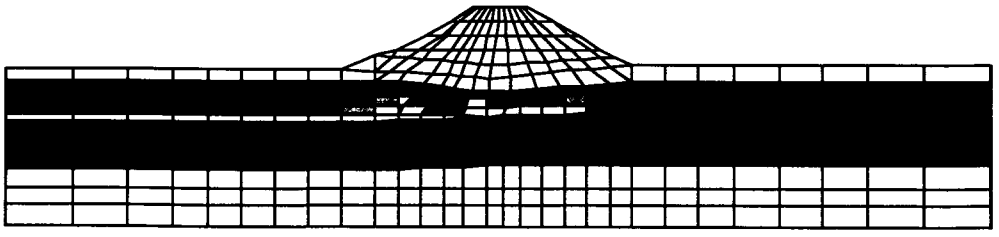
（a）200gal



（b）400gal



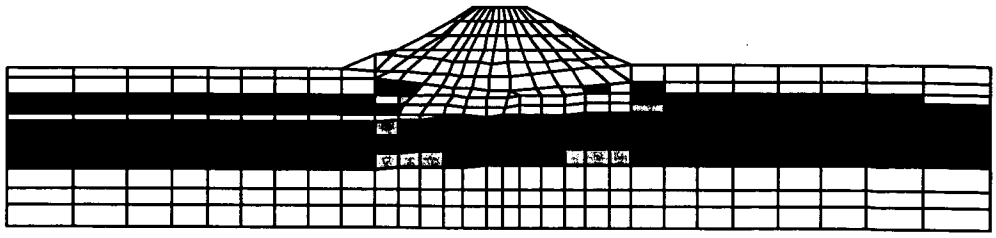
（c）600gal



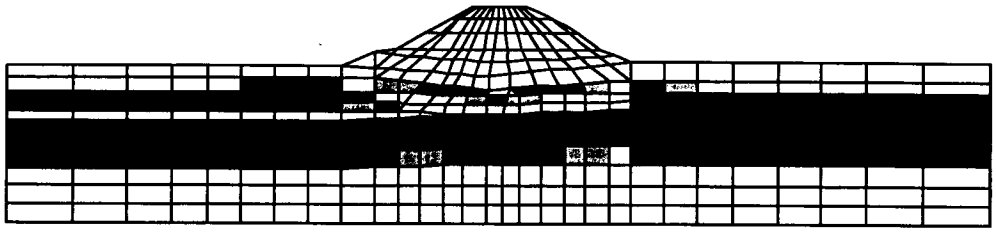
（d）800gal

□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$ □: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$ □: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$
■: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$ ■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

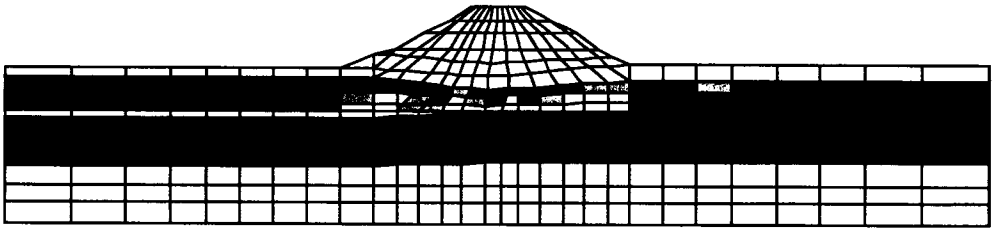
図-6. 8(b)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 6-5～8-1）



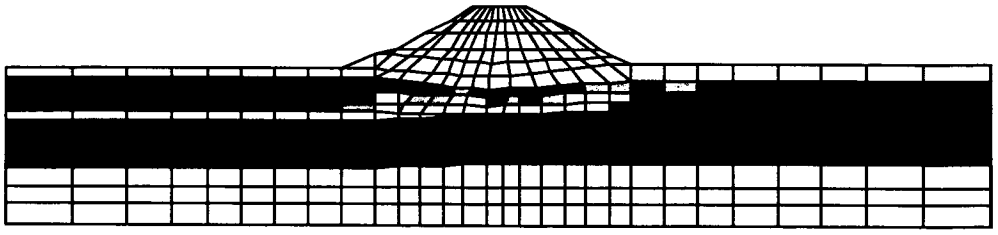
（a）200gal



（b）400gal



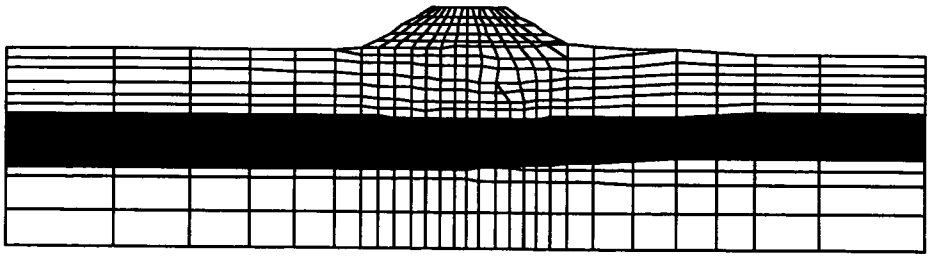
（c）600gal



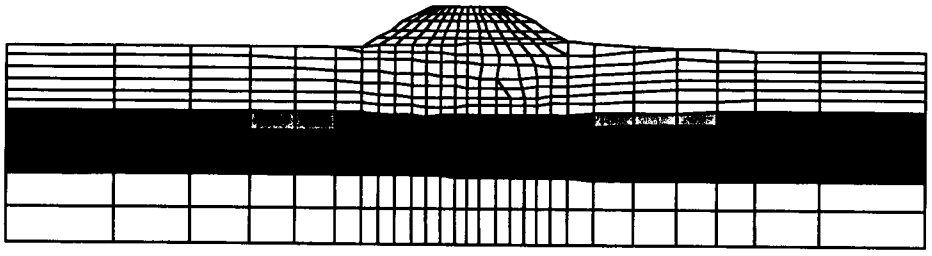
（d）800gal

□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$ □: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$ □: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$
■: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$ ■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

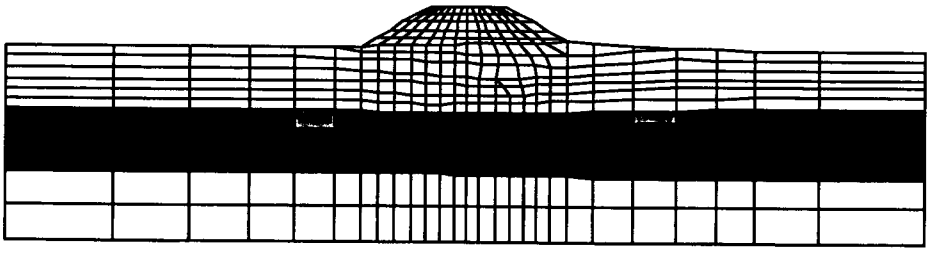
図-6. 8(c)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 6-9～12-1）



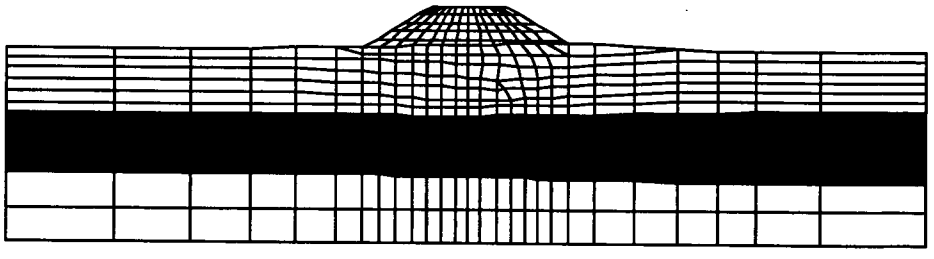
（a）200gal



（b）400gal



（c）600gal

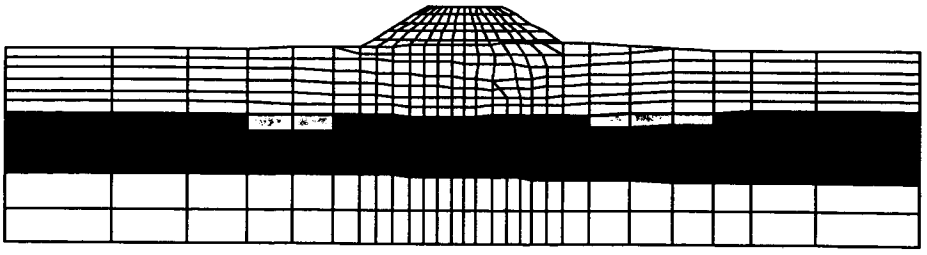


（d）800gal

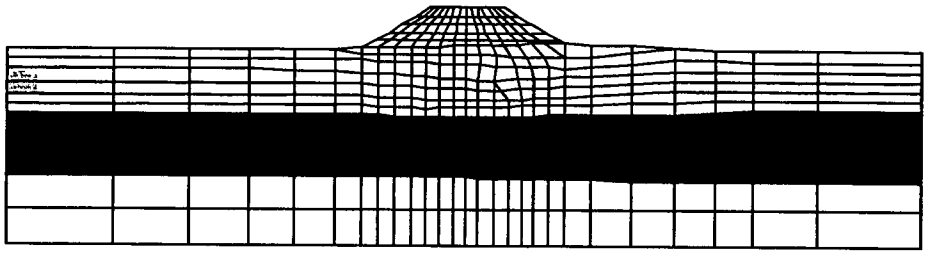
□ : $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□ : $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□ : $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

▩ : $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■ : $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

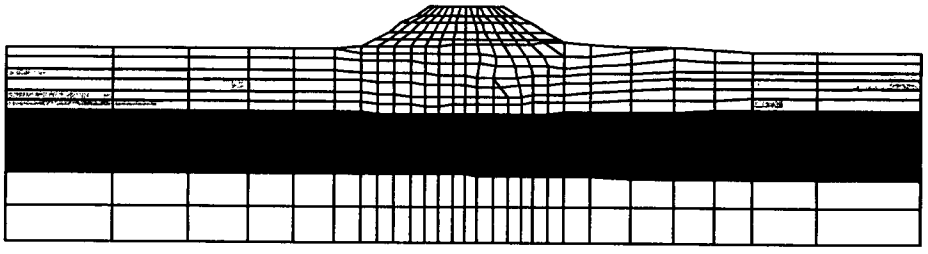
図-6. 8(d)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 6-1～4-2）



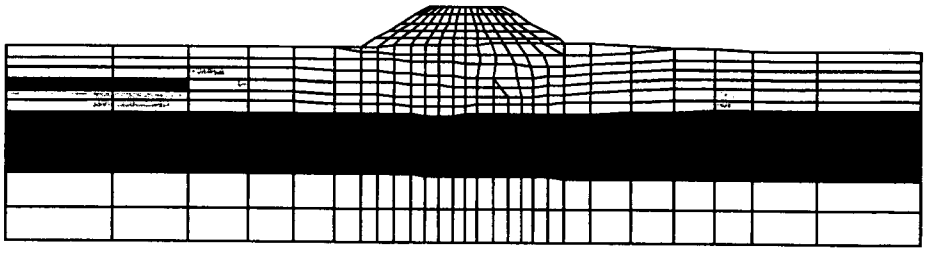
（a）200gal



（b）400gal



（c）600gal

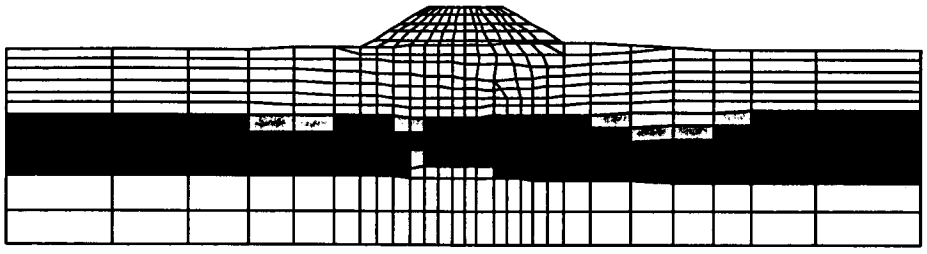


（d）800gal

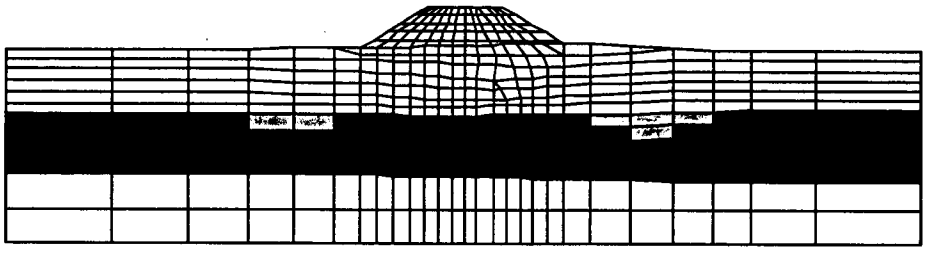
□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　□: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

□: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

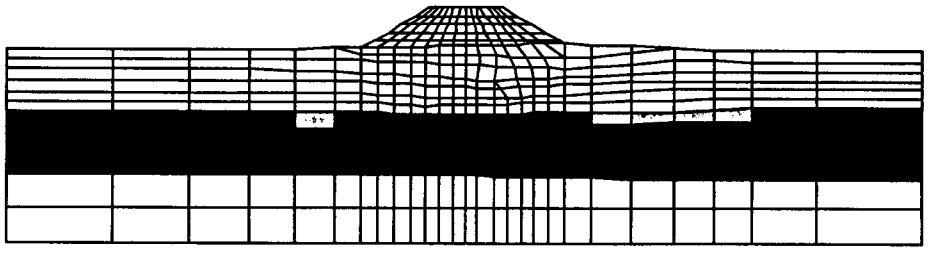
図-6. 8(e)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 6-5～8-2）



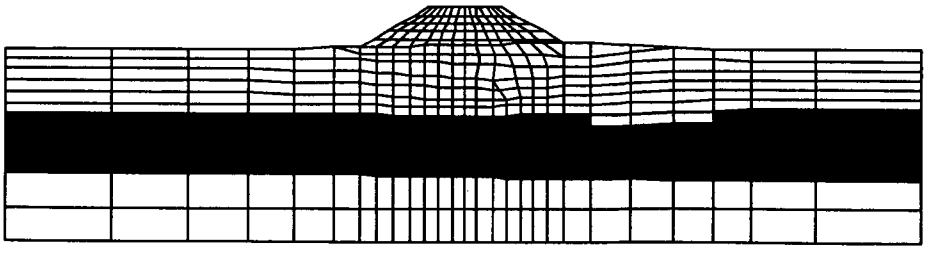
（a）200gal



（b）400gal



（c）600gal



（d）800gal

□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$　□: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$　▒: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$

▒: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$　■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

図-6. 8(f)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 6-9～12-2）

（3）変形

1）地震動強度と堤体天端沈下量の関係

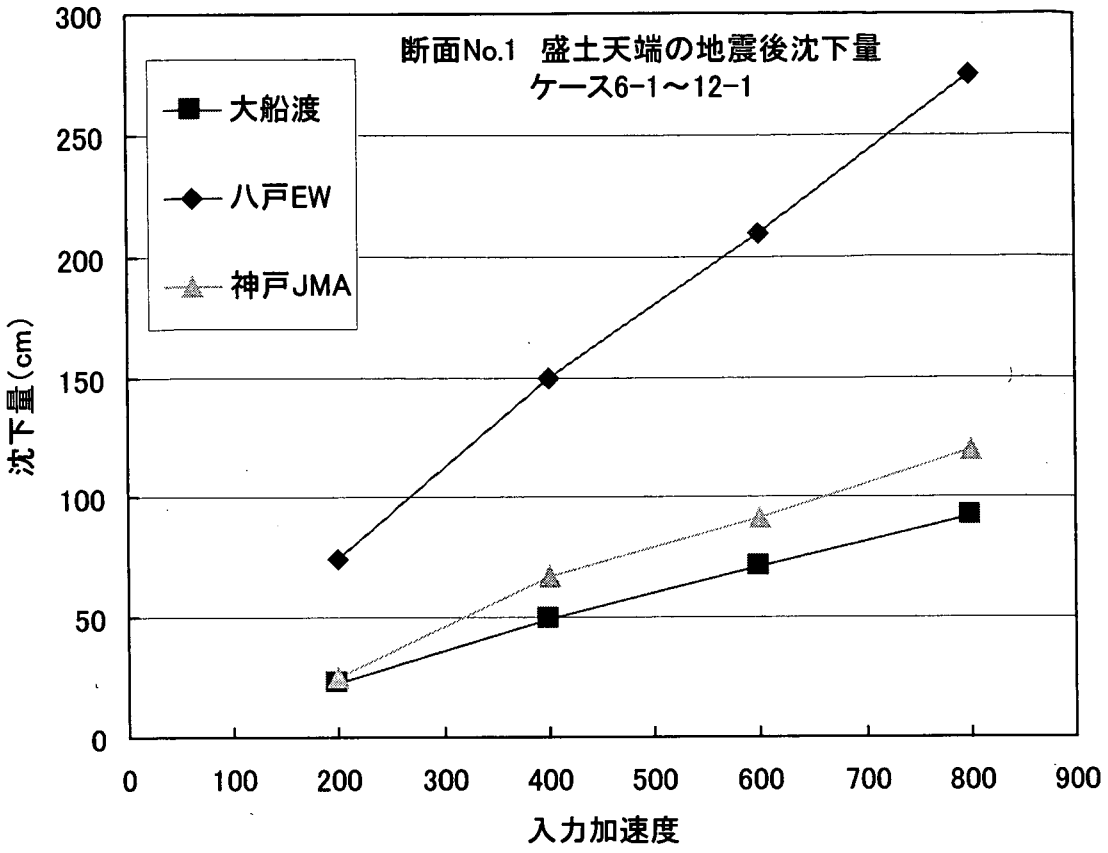
各ケースについて得られた地震終了後の天端沈下量の一覧を表-6.4に示す。なお，解析結果の天端沈下量は堤防天端左および右の平均値とした。また，各断面において，地震動強度と堤体天端沈下量の関係を図-6.9に示す。

入力加速度の増加に伴い，天端沈下量も増加している。ただし，その増加割合は被害の大きかった断面 No.1 で大きい。無被害の No.2 でも入力動が大きくなれば，被害が発生する可能性があるが，沈下量は断面 No.1 の 1/4 程度である。この断面による沈下量の差は、４章で述べたように盛土直下の非液状化層厚の違いによるところが大きい。液状化層の上にある程度以上の層厚の非液状化層厚が存在すれば、強い地震動を受けても大きな被害が生じないことがわかる。また断面２では、地盤の比較的深い部分の砂層が液状化し、この液状化層による一種の免震効果によって堤防の沈下量が小さくなったことも考えられる。

沈下量はいずれの断面でも八戸 EW の場合にもっとも大きくなる。神戸 JMA の場合，加速度応答は八戸 EW に近い応答を示しているが，沈下量はちいさい。継続時間は八戸 EW よりやや短い程度であるので，神戸 JMA の場合の変位応答はかなり小さくなっている（図-6.5参照）と思われる。加速度応答の最も小さかった大船渡の場合，沈下量も最も少ない結果となっている。

表-6.4　天端沈下量結果一覧

解析ケース	断面No.	入力加速度 (gal)	解析沈下量(cm)		
			天端左	天端右	平均値
6-1-1	1	200	24.2	21.0	22.6
6-1-2	2	200	6.2	6.7	6.5
6-2-1	1	400	51.2	47.2	49.2
6-2-2	2	400	16.7	17.5	17.1
6-3-1	1	600	71.4	71.7	71.6
6-3-2	2	600	20.1	22.9	21.5
6-4-1	1	800	89.7	94.0	91.8
6-4-2	2	800	25.5	27.2	26.3
6-5-1	1	200	79.9	69.1	74.5
6-5-2	2	200	34.1	32.2	33.2
6-6-1	1	400	152.8	146.7	149.8
6-6-2	2	400	49.7	55.6	52.7
6-7-1	1	600	210.8	208.4	209.6
6-7-2	2	600	60.5	72.3	66.4
6-8-1	1	800	275.6	274.3	275.0
6-8-2	2	800	70.7	86.8	78.7
6-9-1	1	200	25.2	25.3	25.2
6-9-2	2	200	12.8	13.7	13.3
6-10-1	1	400	68.1	65.6	66.9
6-10-2	2	400	23.1	23.6	23.4
6-11-1	1	600	88.0	94.1	91.1
6-11-2	2	600	29.5	33.9	31.7
6-12-1	1	800	118.1	121.9	120.0
6-12-2	2	800	33.9	40.9	37.4



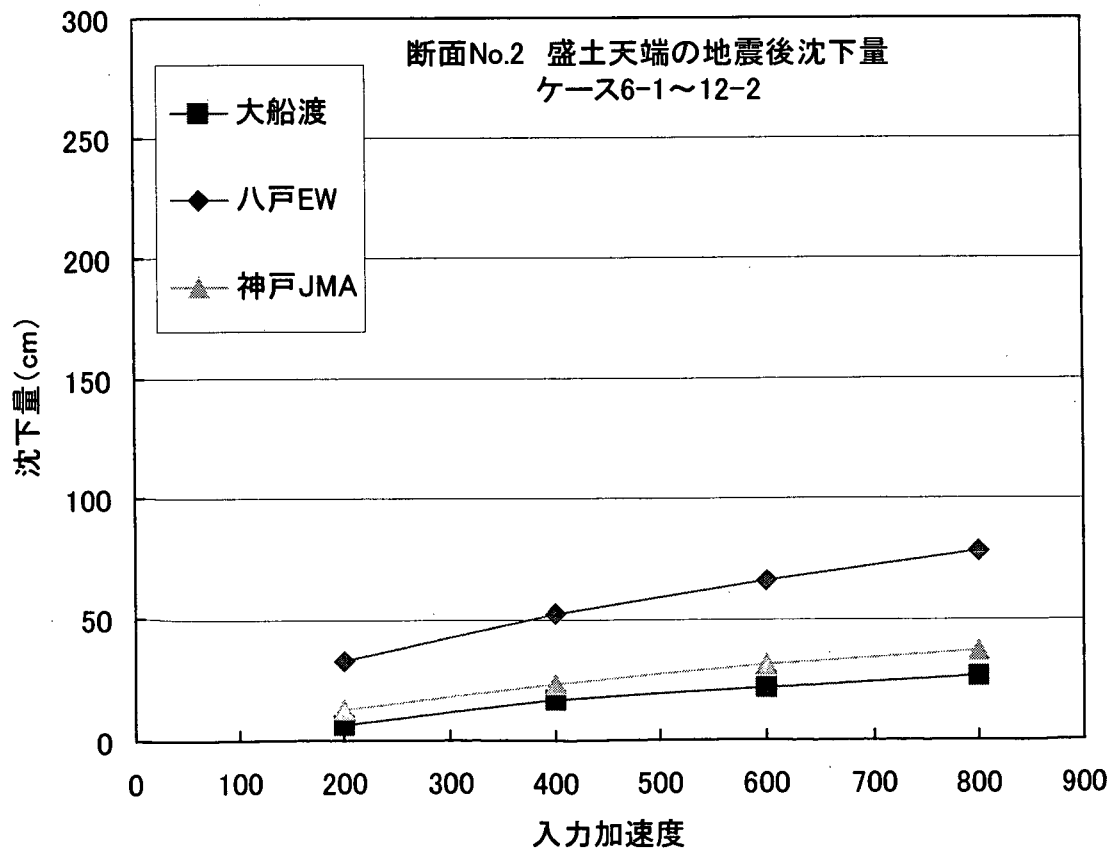
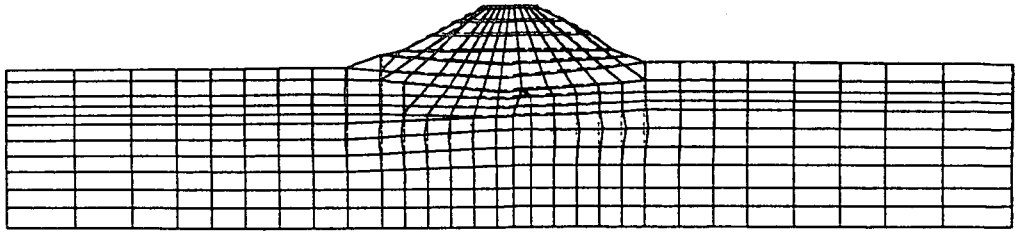


図-6.9 地震動強度と堤体天端沈下量の関係

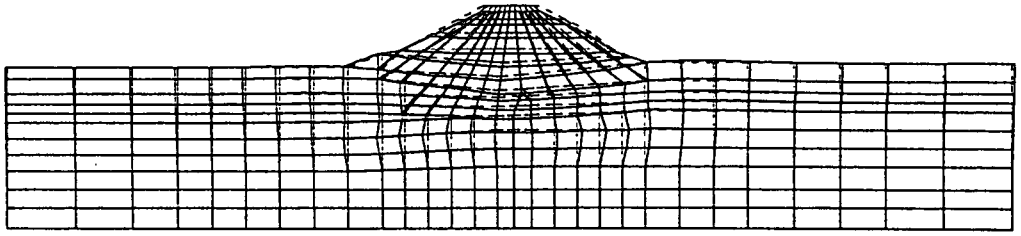
2）全体変形

各断面，各波形に対する地震後の変形図を図-6. 10に示す。

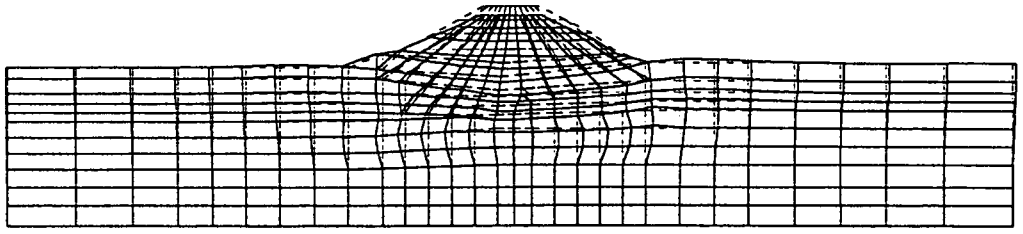
基礎地盤が堤防直下から水平地盤方向へ側方変形を起こし，堤防は全体的に沈下するとともに，側方へはらみだすように変形している。入力加速度が大きくなるにつれ，上記の傾向が顕著になるが，全体の変形モードが変化することはない。また入力波形の違いにより，変形モードが変化することはない。



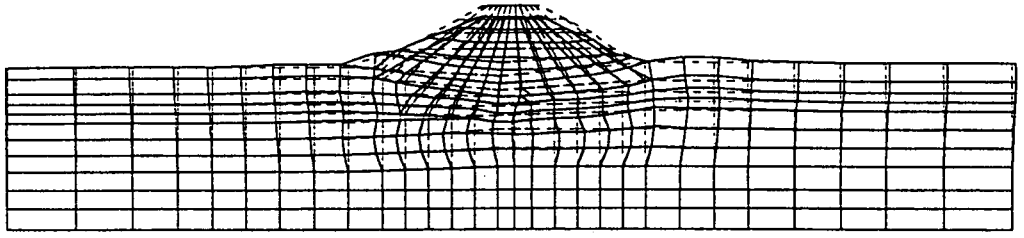
（a）200gal



（b）400gal



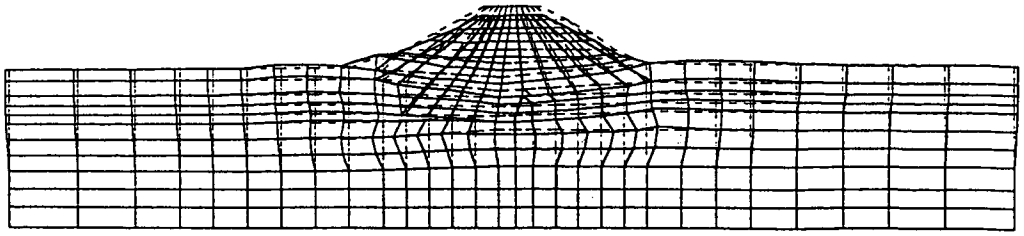
（c）600gal



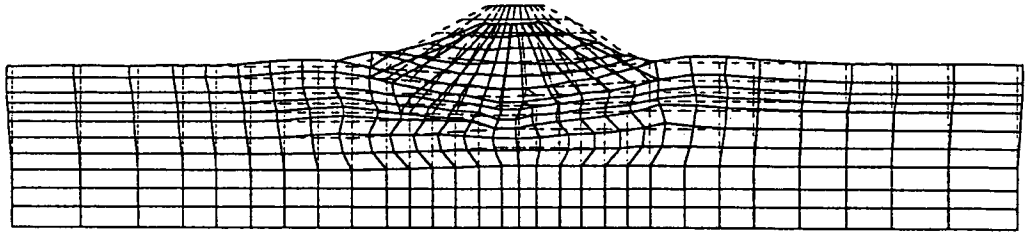
（d）800gal

———— ：変形後　　---------- ：初期形状

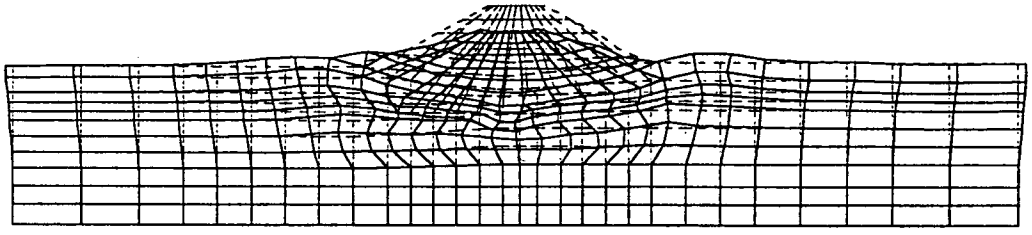
図-6. 10(a)　地震後の変形図（ケース 6-1～4-1）



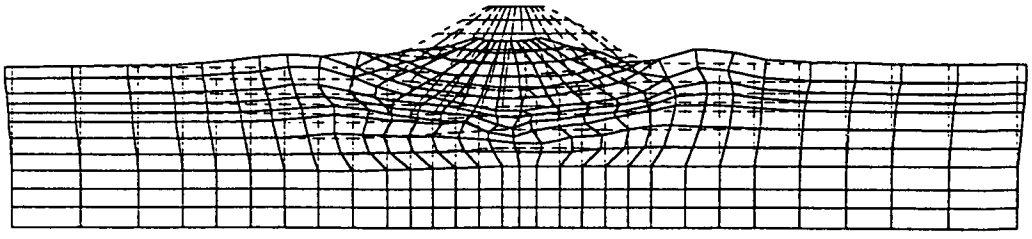
（a）200gal



（b）400gal



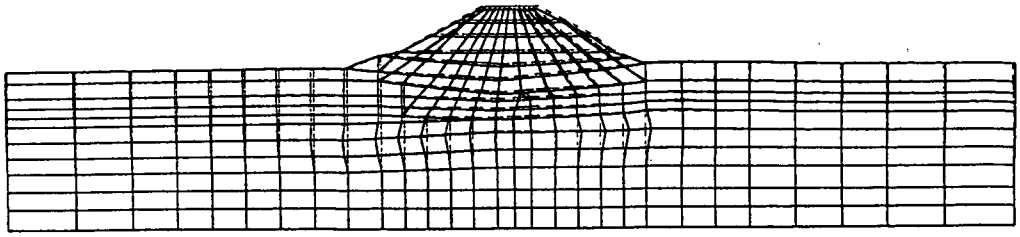
（c）600gal



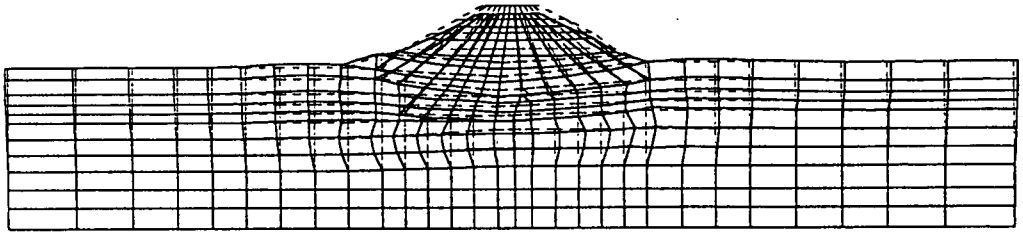
（d）800gal

———— ：変形後　　---------- ：初期形状

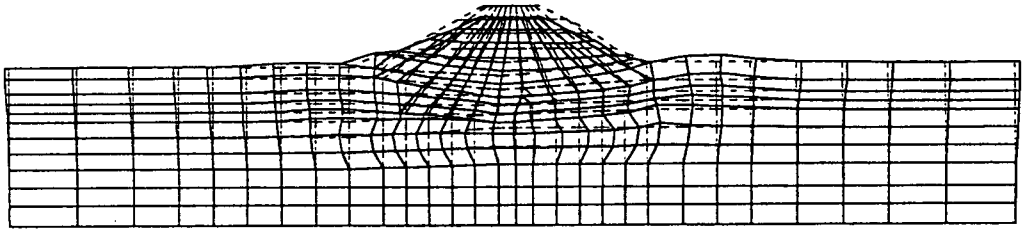
図-6. 10(b)　地震後の変形図（ケース 6-5～8-1）



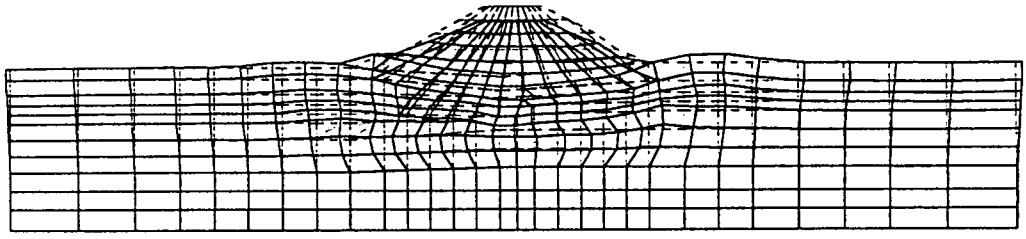
（a）200gal



（b）400gal



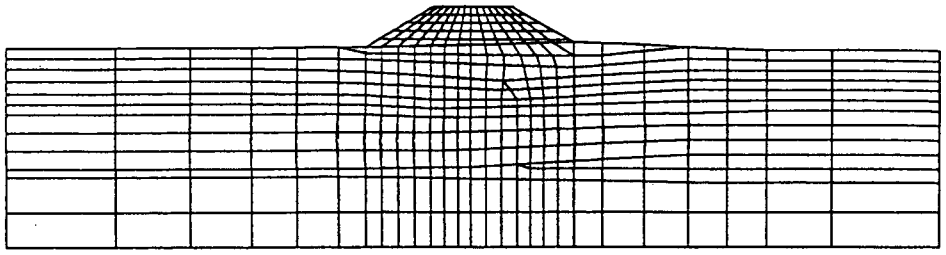
（c）600gal



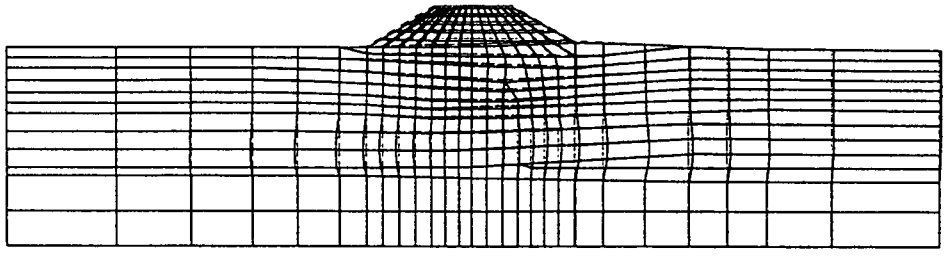
（d）800gal

———— ：変形後　　---------- ：初期形状

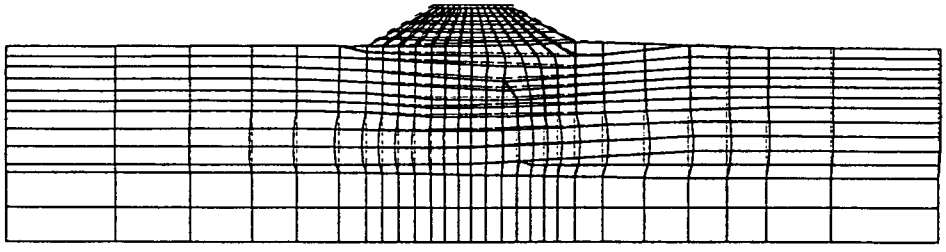
図-6. 10(c)　地震後の変形図（ケース 6-9～12-1）



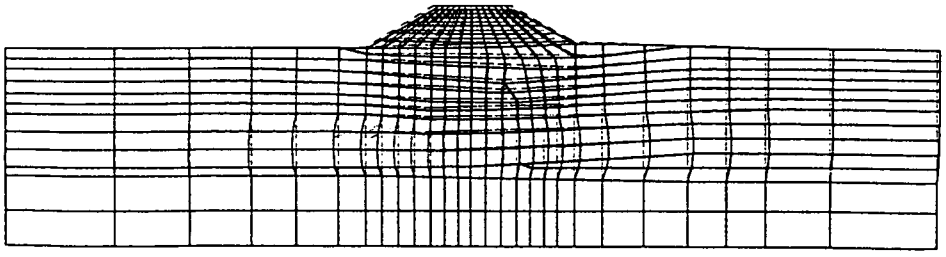
（a）200gal



（b）400gal



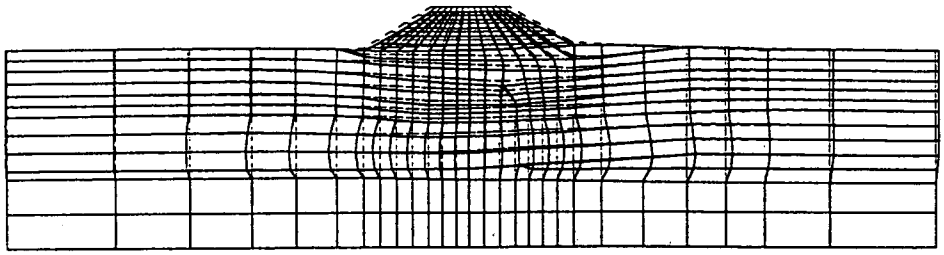
（c）600gal



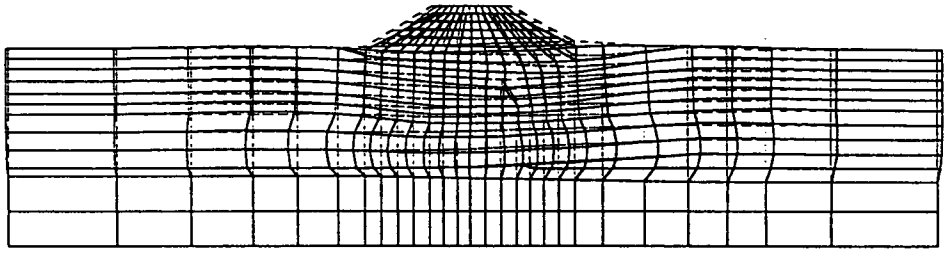
（d）800gal

———— ：変形後　　- - - - - - - - - - - ：初期形状

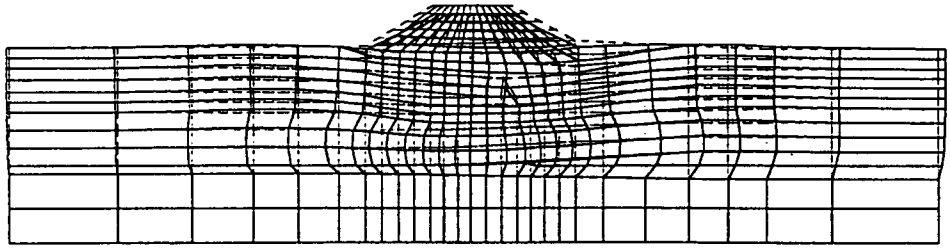
図-6. 10(d)　地震後の変形図（ケース 6-1～4-2）



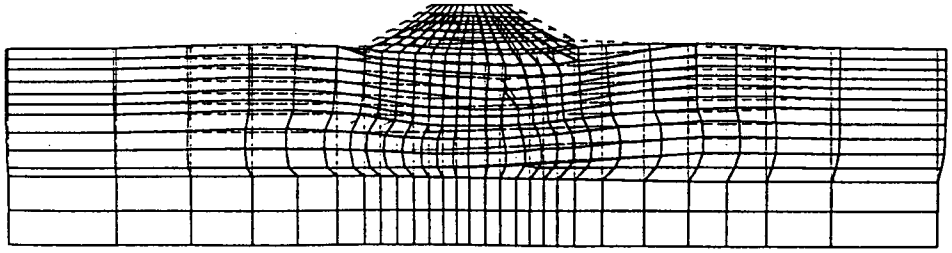
（a）200gal



（b）400gal



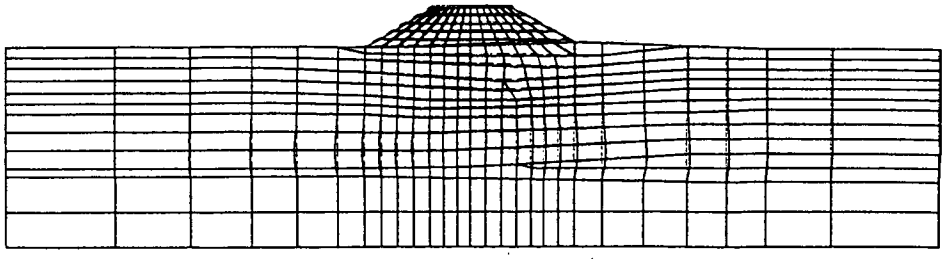
（c）600gal



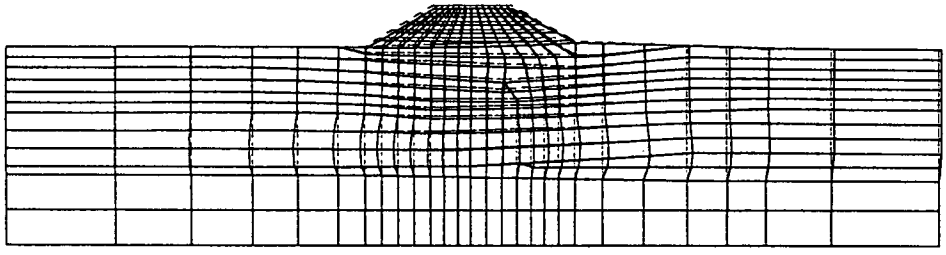
（d）800gal

———— ：変形後　　- - - - - - - - - - - ：初期形状

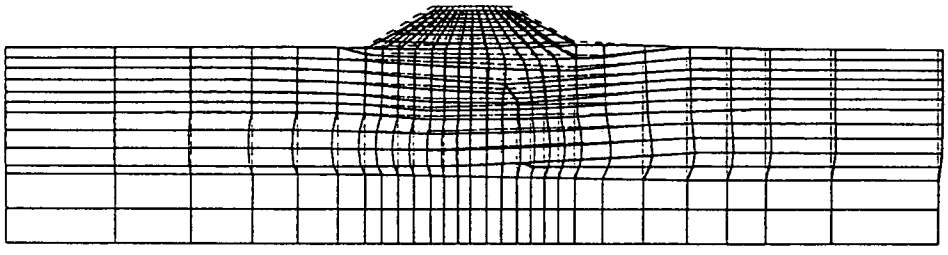
図-6. 10(e)　地震後の変形図（ケース 6-5～8-2）



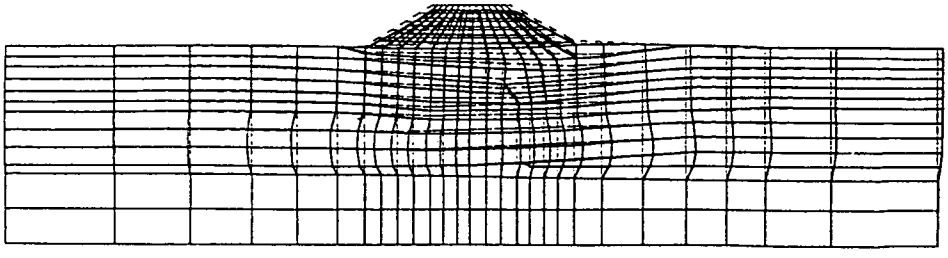
（a）200gal



（b）400gal



（c）600gal



（d）800gal

———— ：変形後　　- - - - - - - - - - - - ：初期形状

図-6. 10(f)　地震後の変形図（ケース 6-9～12-2）

6．8　まとめ

1993 年北海道南西沖地震で被災を受けた後志利別川の堤防の代表断面および無被災であった代表断面を対象として，入力波形および地震動強度を変えて，弾塑性 FEM により変形解析を実施した。この結果，以下のことがわかった。

・入力加速度の増加に伴い，応答加速度も増加する。その傾向は，比較的長周期成分が卓越する八戸 EW，神戸 JMA で顕著であり、卓越周期の短い大船渡波では，応答加速度の増加が少ない。

・入力加速度の増加に伴い，沈下量も増加し，その増加率は被害の大きな断面 No.1 で大きい。無被害の No.2 でも入力動が大きくなるに従って沈下量も大きくなるが、沈下量は断面 No.1 の 1/4 程度である。

・沈下量はいずれの断面でも八戸 EW の場合に最も大きくなる。神戸 JMA の場合，加速度応答は八戸 EW に近い応答を示しているが、沈下量は小さい。一般に，液状化した地盤の固有周期は長周期側にシフトすることから，長周期側（周期 1 秒以上）で大きな応答加速度，応答変位を与える八戸 EW 波形が，堤防の沈下量には最も厳しい結果を与える結果になったと考えられる。また，加速度応答の最も小さかった大船渡の場合，沈下量も最も少ない結果となっている。これら 3 波形を用いた解析では、単純に卓越周期の違いだけではなく、大きな振幅を持つ波の数や地震動の継続時間といった盛土の沈下量に影響する要因が各地震波で異なっているので、4 章で述べたような盛土最大応答加速度と沈下量の間の強い相関が見られなかった。

・いずれの断面でも，入力加速度の増加に対して，盛土の沈下量はほぼ線形の関係で増加している。八戸 EW の 800gal のケースでは，盛土高さが水平地盤と等しくなるほどの大きな変形が発生している。しかしながら，実際には基礎地盤のせん断変形により盛り上がった盛土側方の地盤が，盛土の沈下を抑える方向の荷重として働くため，解析のような変形モードの場合には，これほど大きな盛土の沈下が発生するとは考えにくい。もし有限変形解析を行えば、変形した地盤の形状を考慮した解析が可能であるが，この場合には用いている砂や粘土のモデルが大きなひずみで適用できるかどうかも同時に検証する必要があり，本手法を大変形量の予測問題に適用するにはさらなる検討が必要である。

7．液状化対策工法の大地震時の対策効果に関する解析

1995 年兵庫県南部地震以後、一般堤防のうち堤内地盤高さが低いいわゆるゼロメートル地帯を含む重要区間において、堤防耐震対策が進められている。そこではまず耐震点検を行い、地震時の安定性が低く基礎地盤の液状化による盛土沈下対策が必要と判定された区間について、法尻に対策工を施工している。対策工は、主に震度法により対策工に作用する力の釣り合いを満足するように設計されており、堤防天端の沈下量は照査されていない[16)17)]。そこで本章では、4章で解析した後志利別川堤防、淀川堤防の各1断面を対象に、現行の設計法で設計した対策工の効果を調べることを目的とし、法尻固化対策工法あるいは締固め工法により対策を施した堤防のシミュレーションを行う。

7．1　後志利別川の対策効果に関する検討

7．1．1　対策工法の試設計

4．1で検討した 1993 年北海道南西沖地震で被災を受けた後志利別川の堤防の内，最も堤防天端の沈下量が大きかった断面 No.1 を対象として，以下の2つの代表的な液状化対策の大規模地震時の対策効果を検討する。

① 固化工法（格子状深層混合処理工法）
② 締固め工法（サンドコンパクションパイル工法　SCP 工法）

ここでは，この2工法について，中規模地震を対象とした試設計を行い，対策工法の仕様を設定する。

（1）対策工法の設計条件

1）検討方法

検討は，現行設計法である「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」[16)]に従って行う。

2）対象断面

解析対象は，図-7.1. 1に示す No.1 地点（真栄橋左岸上流地先 KP4.44）である。断面 No.1 では，実際の被害での天端沈下量は 2.67m であった。No.1 地点の地盤状況および堤体の形状を図-7.1. 2に示す。No.1 地点では地表面からN値<10 程度の緩い砂質土層が 5～10m 程度堆積している。検討に用いたボーリングデータは図中に示している既存 No.4（堤外側）である。

3）設計水平震度

設計水平震度は強震地帯として 0.18 とする。

4）固化工法

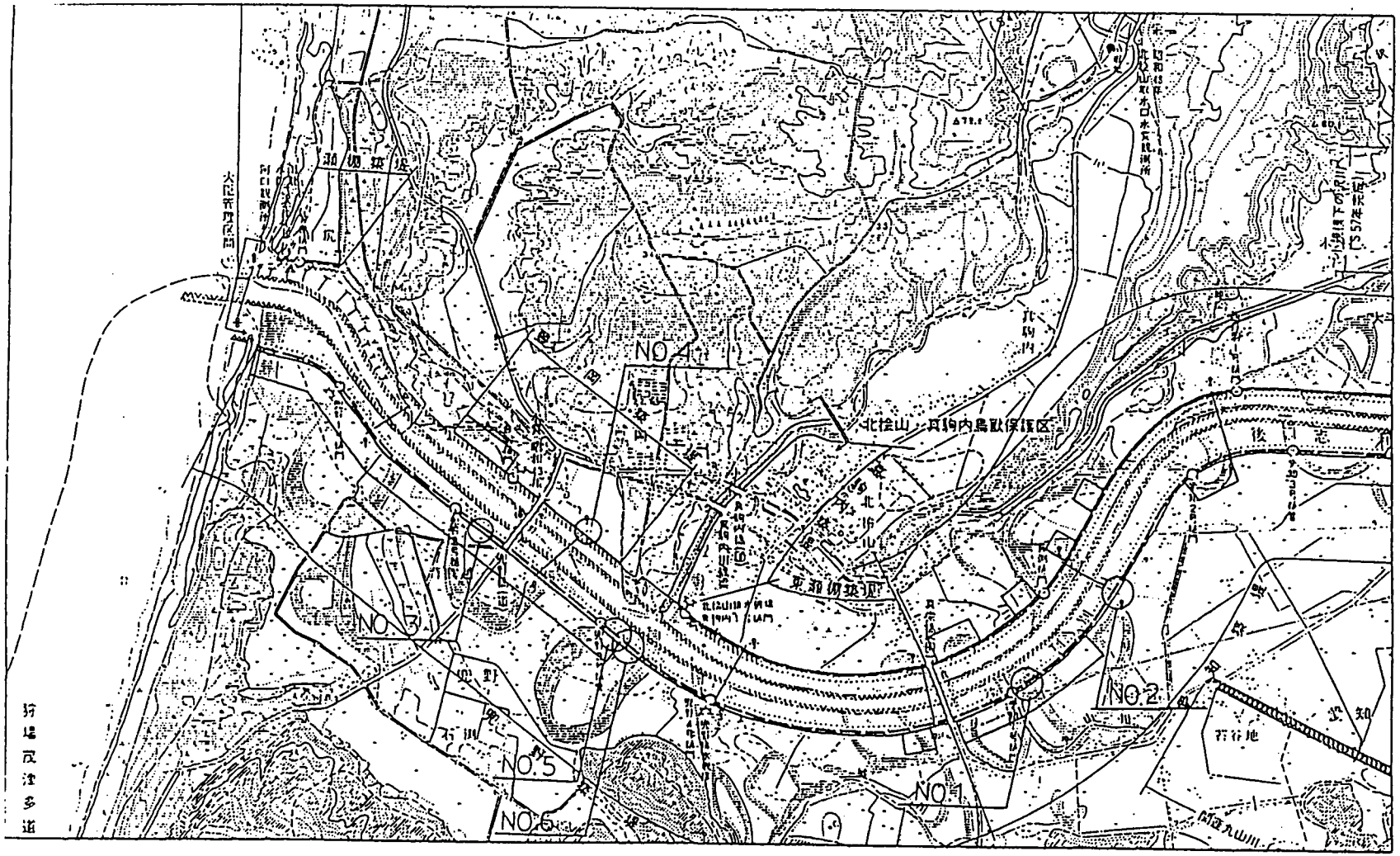
固化工法は以下の条件で設計する。

許容安全率　滑動安全率≧1.0，転倒安全率≧1.1，支持力安全率≧1.0

5）締固め工法

締固め工法は以下の条件で設計する。

改良域の液状化安全率≧1.1，許容円弧すべり安全率≧1.0



S= 1:50000

図-7.1.1　解析地点

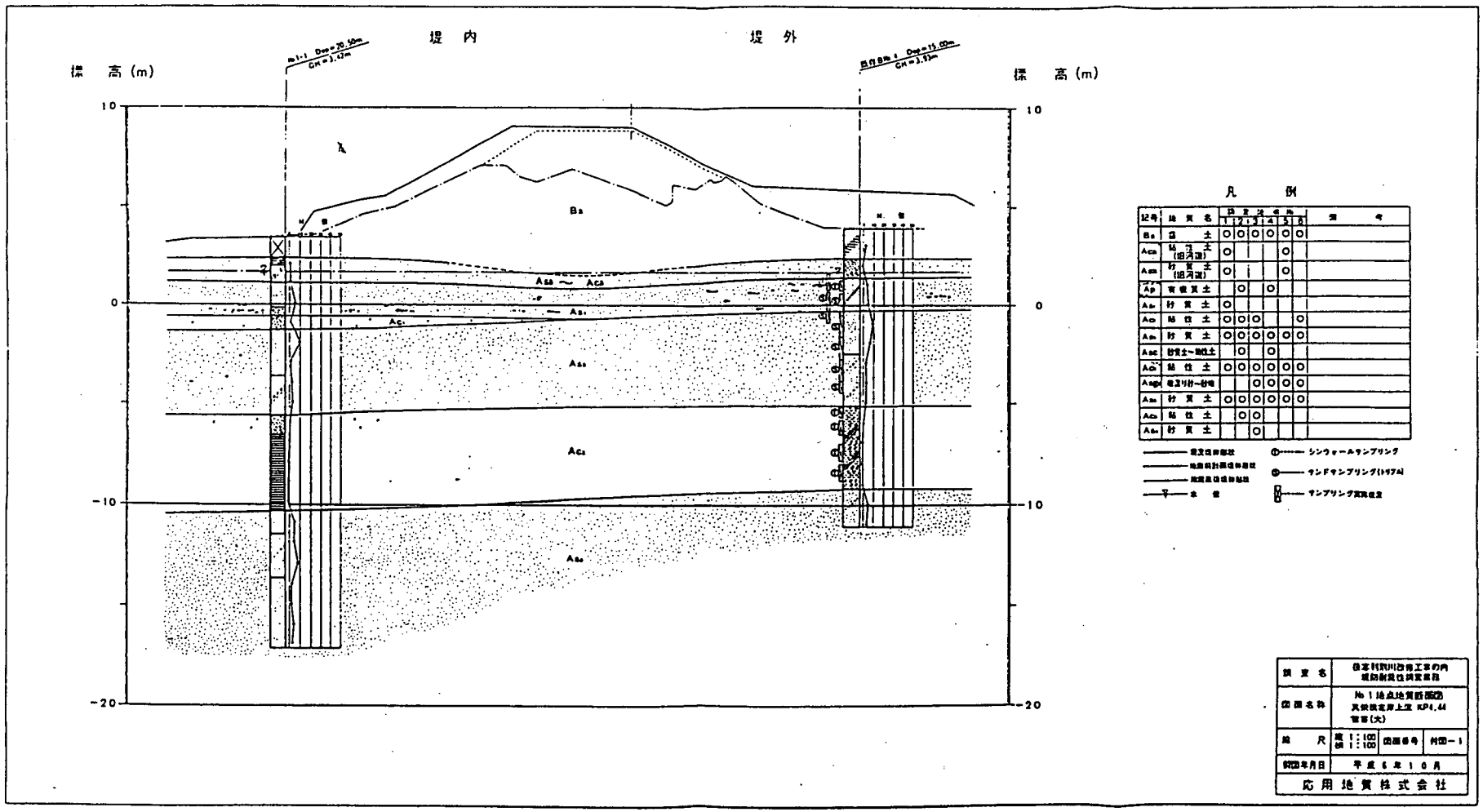


図-7.1.2　地盤および堤体被災状況（断面 No.1）

（2）対策工の仕様

1）固化工法

固化工法の試設計の結果得られた仕様を表-7.1.1に示す。また，改良断面図を図-7.1.3に示す。

表-7.1.1　固化工法の改良仕様

断面	位置	改良形状	改良強度 (kPa)	改良率 (%)	改良深度 (m)	改良幅 (m)
後志利別No.1	堤内	格子状	59	61.1	−9.2(Ac2層)	14.4
	堤外	格子状	59	61.1	−9.2(Ac2層)	14.4

2）締固め工法

締固め工法の試設計の結果得られた仕様を表-7.1.2に示す。また，改良断面図を図-7.1.4に示す。

表-7.1.2　締固め工法の改良仕様

断面	位置	パイル径 (mm)	パイル配置 (m)	改良率 (%)	改良深度 (m)	改良幅 (m)
後志利別No.1	堤内	700	□1.7	13.3	-5.1(As2層)	5.0
	堤外	700	□1.7	13.3	-5.1(As2層)	4.0

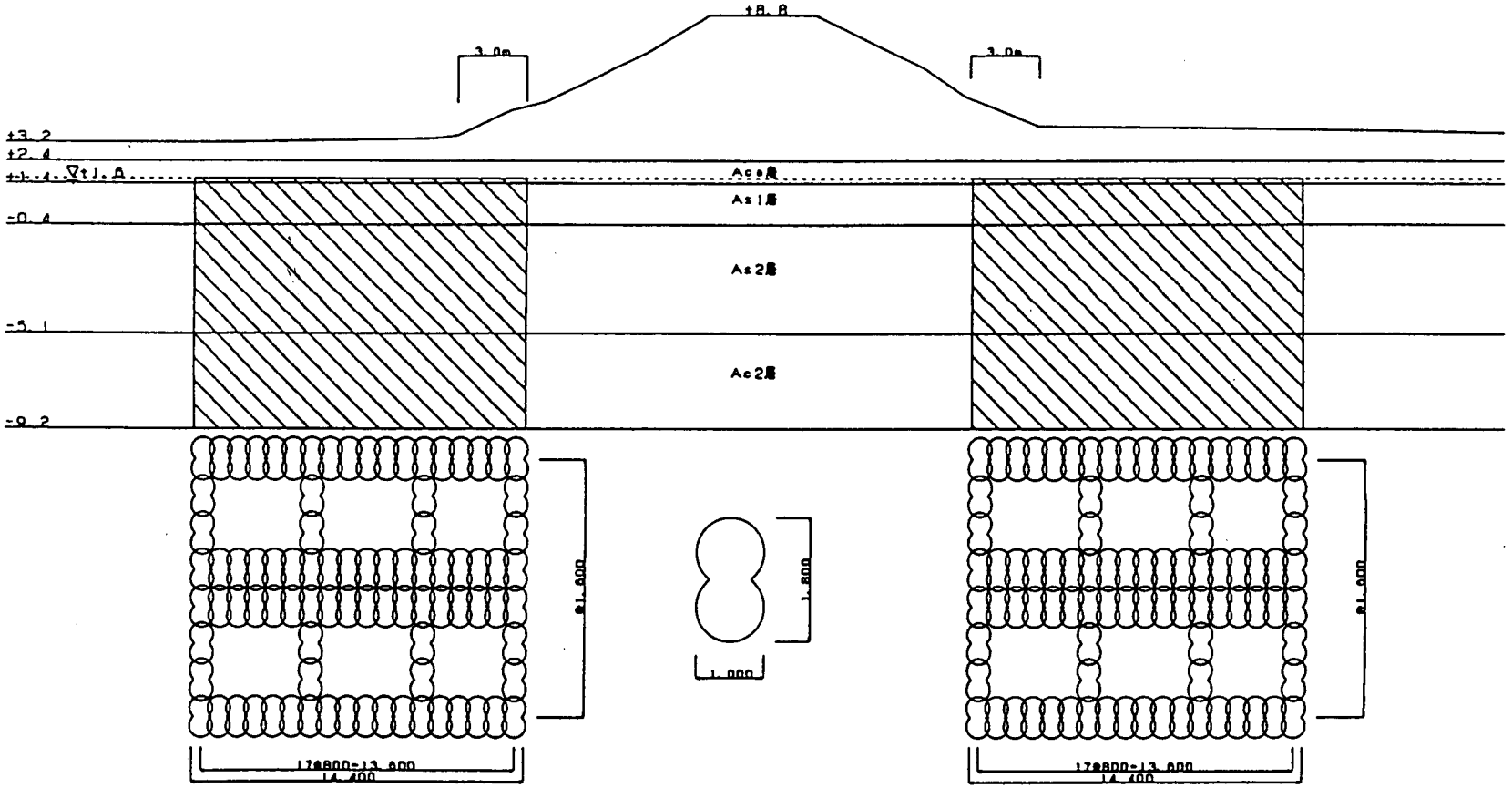


図-7.1.3　固化工法の改良断面図

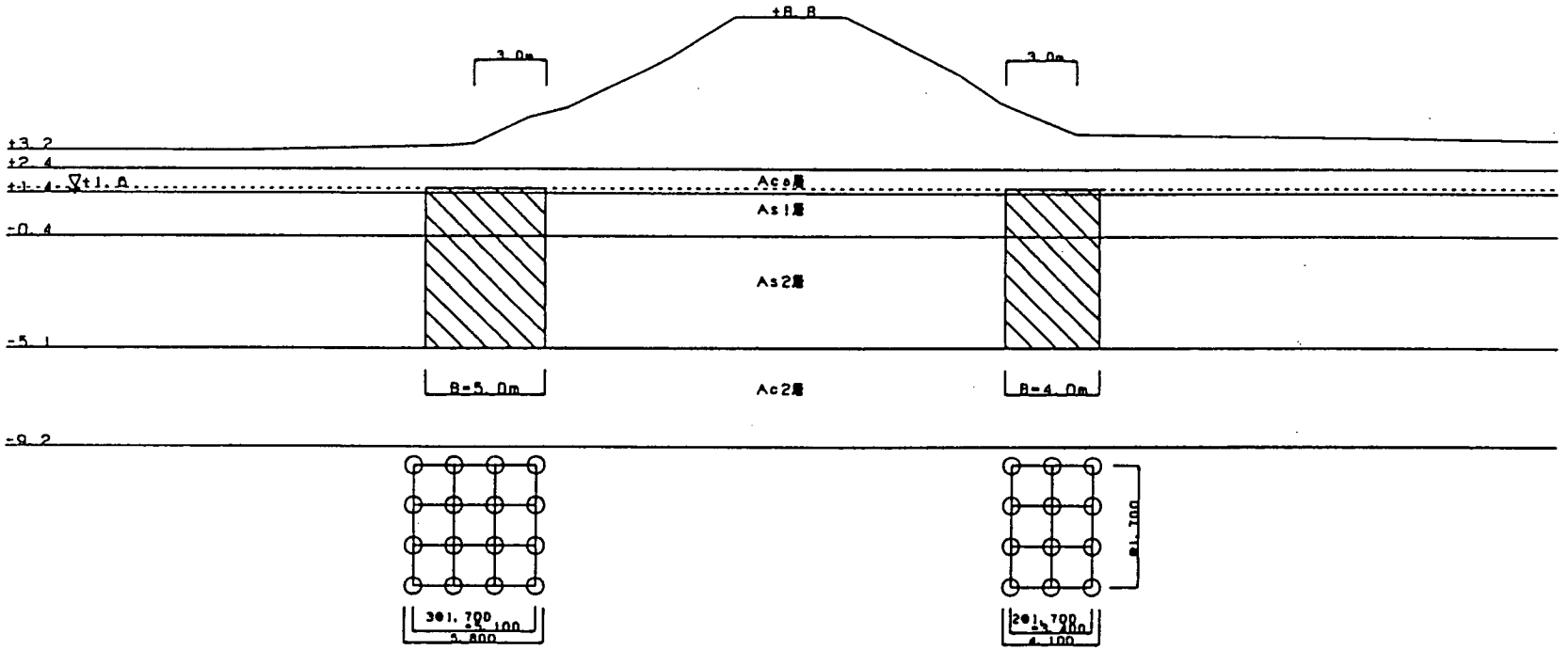


図-7.1.4　締固め工法の改良断面図

７．１．２　解析ケース

解析は無対策，固化対策，締固め対策に対して，入力地震動のレベルを４段階に変えて，計１２ケース実施した。解析ケース一覧を表-7.1.3に示す。

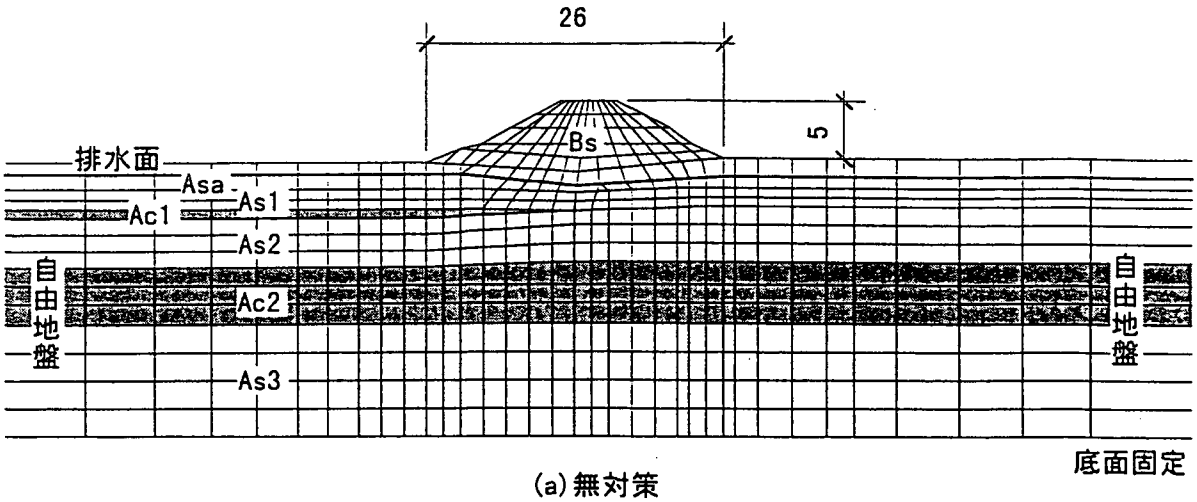
表-7.1.3　解析ケース

ケース名	対策	入力加速度 (gal)	備考
7-1-1	無対策	200	
7-1-2	〃	400	
7-1-3	〃	600	
7-1-4	〃	800	
7-1-5	固化	200	
7-1-6	〃	400	
7-1-7	〃	600	
7-1-8	〃	800	
7-1-9	締固め	200	
7-1-10	〃	400	
7-1-11	〃	600	
7-1-12	〃	800	

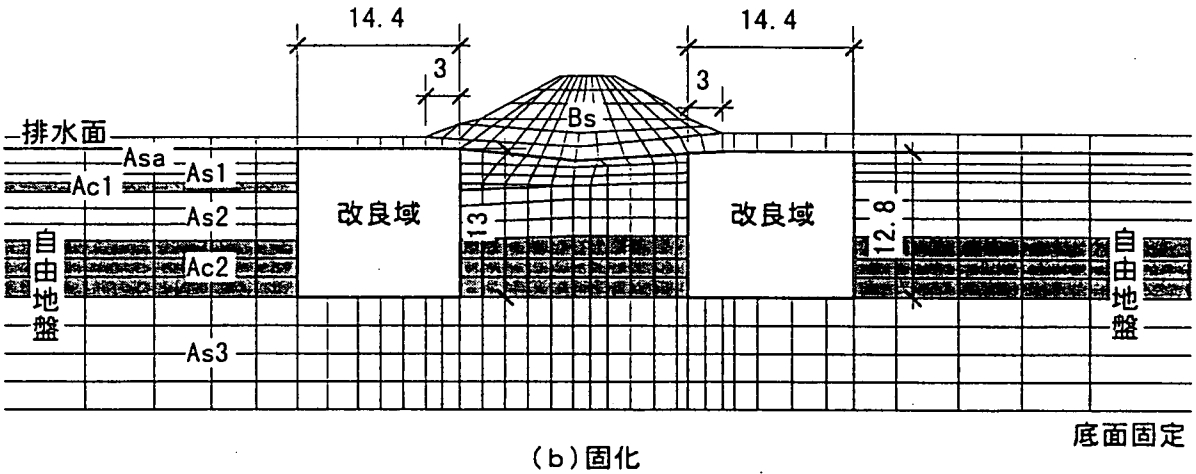
７．１．３　解析モデル

無対策，固化対策，締固め対策に対するFEM解析モデルを図-7.1. 5に示す。４．１で用いた断面No.1に対する解析モデルを拡張したものである。解析モデルの作成上，留意した点は以下の通りである。

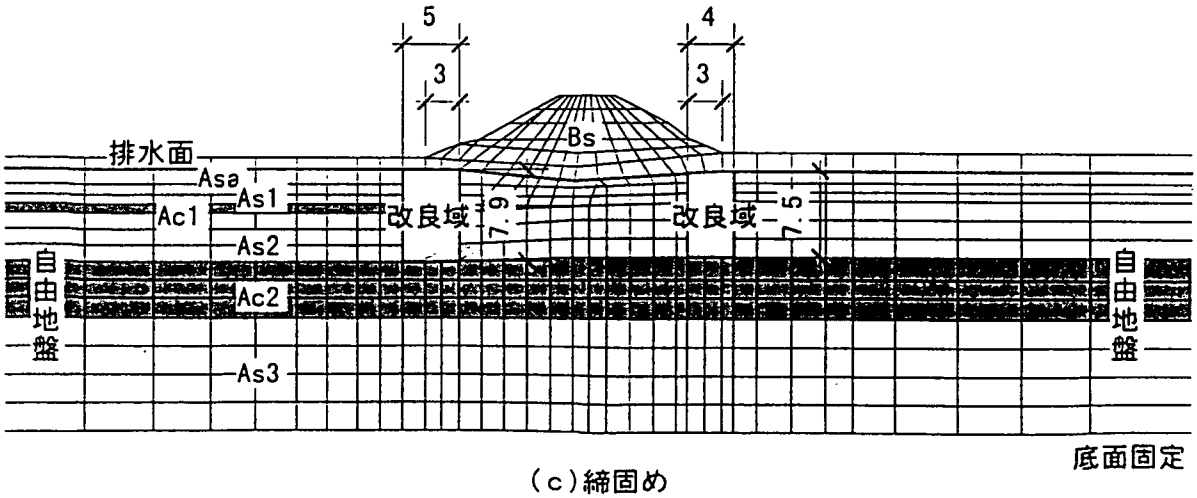
・固化工法の改良深度がAc2下面となっていることから，基盤を深くして，基盤面はAs3層下面とし，その底面を剛基盤とした。
・各対策工法の改良範囲を再現するため，若干メッシュを変更した。
・側方の自由地盤は，幅広要素（要素の両端を等変位）で模擬した。
・地下水位面以浅（図中の排水面）および堤体は不飽和層Bsとした。
・固化改良体と地盤との間のジョイント要素は考慮していない。



(a)無対策



(b)固化



(c)締固め

(単位：m)

図-7.1.5　解析モデル

７．１．４　モデルパラメータ

（１）原地盤のパラメータ

４．１．４で設定した断面 No.1 のモデルパラメータを用いる。用いたモデルパラメータ一覧を表-7.1. 4に示す。４．１．４では，中間土と粘性土に対して，用いるモデルおよびパラメータの違いを検討したが，ここでは，比較的実測沈下量との整合性がよかったケース 4-1-3-1 のパラメータを用いた。

表-7.1.4　設定したモデルパラメータ

	No. 1	土層名	種別	γ_t (tf/m3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	R_{L20}	備考
No. 1	6	Bs	S	1.60	115	21160	0.8	0.0250	0.0025	1.0	0.98	0.91	3000	1000	1000					
	5	Aca	S	1.55	120	22320	2.1	0.5000	0.0500	1.0	1.49	1.36	1000	0.200	0.200	1.0	4.0	1.0E-08	0.322	
	4	As1	S	1.65	150	37125	1.0	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	5000	0.002	0.020	1.0	5.0	2.0E-06	0.230	
	3	Ac1	C	1.15	120	16560	4.6	0.5000	0.0500	1.0	1.83	1.66	1500	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08		No. 2のAc1
	2	As2	S	1.70	250	106250	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.31	0.98	1000	0.005	0.005	1.0	2.0	2.0E-06	0.137	
	1	Ac2	C	1.45	150	32625	2.6	0.5000	0.0500	1.0	0.92	0.92	2000	17.0	3.0E-07	7.5E-08		1.0E-08	0.325	
	7	As3	S	1.70	250	106250	1.1	0.0250	0.0025	1.0	1.31	0.98	3615	1000	1000	0	0	2.0E-06		

（2）固化改良域のパラメータ

固化改良域は一様な弾性体でモデル化した。法尻固化改良工法ではしばしば格子状改良が行われるが、改良域全体の剛性は固化体自体の剛性に近いと仮定して，改良域全域が一様な固化体の剛性をもつものとした。また，本検討のように大規模地震まで考慮する場合，固化改良体も破壊に至る可能性があり，本来は弾塑性体でモデル化すべきであるが、ここではモデルの制約もあり単純に線形弾性体でモデル化した。従って、加振加速度が大きく、固化体内に作用する応力が本来の固化体強度よりも大きなケースでは改良効果を過大に評価する可能性がある。

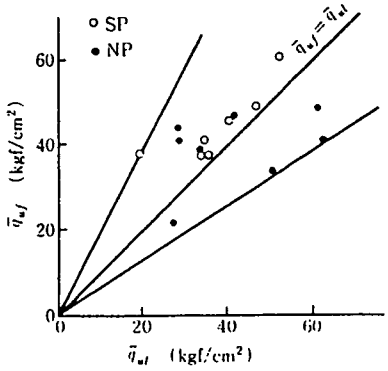
固化改良域のパラメータを表-7.1.5に示す。また，パラメータ設定に際して使用した改良体に対する既存の室内試験結果[18)]を図-7.1.6に示す。固化体のパラメータ設定に際して留意した点は以下の通りである。

・改良率は本来61.6%であるが，上述のように固化体の剛性が改良域全体の剛性と一致すると仮定して100%とした。
・弾性定数は既存の改良体に対する室内試験結果を整理したものを参考にして，設計で用いた一軸圧縮強度から推定した。
・ポアソン比も同様に既存の改良体に対する室内試験結果を整理したものを参考にして，設計で用いた一軸圧縮強度から推定した。
・密度は原地盤（As2層）に同じとした。

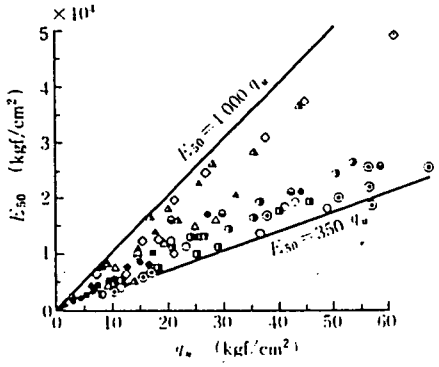
表-7.1.5　固化改良域の物性値

一軸圧縮強度	q_u (kPa)	59	設計定数
改良率	a_p (%)	100	本来は61%であるが、全体剛性として100%とした
変形係数	E_{50} (kPa)	206500	$E_{50}=350\times q_u\times a_p$
ポアソン比	ν	0.4	q_uより推定
弾性定数	μ (kPa)	73500	
	λ (kPa)	294000	
密度	ρ (kN/m^3)	1.70	As2層と同等と仮定

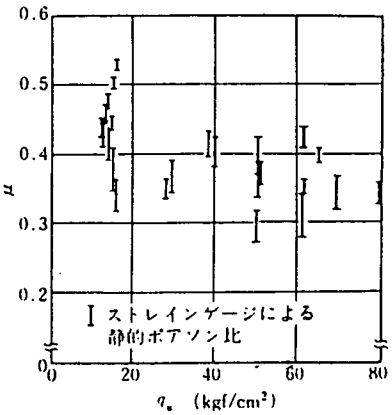
注)　表中のλ、κはこれまでに用いた圧縮、膨潤指数ではなく、ラメの定数である。



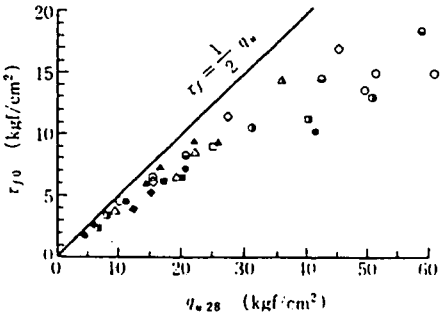
$\bar{q}_{usf}$ と $\bar{q}_{ust}$ の関係（海底土）



室内改良土の E_{50} と q_u の関係



室内改良土の μ と q_u の関係
(非排水)[3]に一部加筆



室内改良土の τ_{f0} と q_{u28} の関係

図-7.1.6　改良体に対する既存の室内試験結果[18)]

（3）締固め改良領域のパラメータ

締固め改良域は一様な物性を持つものと仮定し，砂の弾塑性モデルを適用した。SCP 工法による改良域は，砂杭と原地盤との複合地盤であるが、ここでは単純化して改良域の平均的な液状化強度を有する一様な砂としてモデル化した。

締固め改良域のパラメータを表-7.1.6に示す。パラメータ設定に際して，留意した点は以下の通りである。

・原地盤の As2 層をベースとして，改良域の平均液状化強度（R_{l20}=0.387）を満足するように，硬化パラメータを大きくした。
・間隙比は改良域の平均値とした。
・密度は改良後の間隙比より算定した。
・改良域の平均N値よりせん断波速度を推定したところ原地盤と同程度であったため，初期せん断弾性係数は原地盤と同じとした。
・その他のパラメータは原地盤と同じとした。

締固め改良域の物性を用いて得られたモデルの液状化強度を図-7.1.7に示す。

表-7.1.6　締固め改良域の物性値

		締固め域	備考
密度	ρ (t/m^3)	1.880	
初期間隙比	e_0	0.930	
透水係数	k (m/s)	2.0E-06	
圧縮指数	λ	0.025	
膨潤指数	κ	0.0025	
変相応力比	M_m	0.98	
破壊応力比	M_f	1.31	
初期せん断弾性係数	G_0 (kPa)	117500	
液状化強度	R_{l20}	0.387	改良域の平均値
硬化パラメータ	B^*_0	17000	
砂のモデル			
塑性剛性の基準ひずみ	γ^P_{ref}	0.0020	
弾性剛性の基準ひずみ	γ^E_{ref}	0.0200	
ﾀﾞｲﾚﾀﾝｼｰ係数	D_0	1.0	
ﾀﾞｲﾚﾀﾝｼｰ係数	n	4.0	
過圧密比	OCR	1.0	
水の体積弾性係数	K^f (kPa)	2000000	

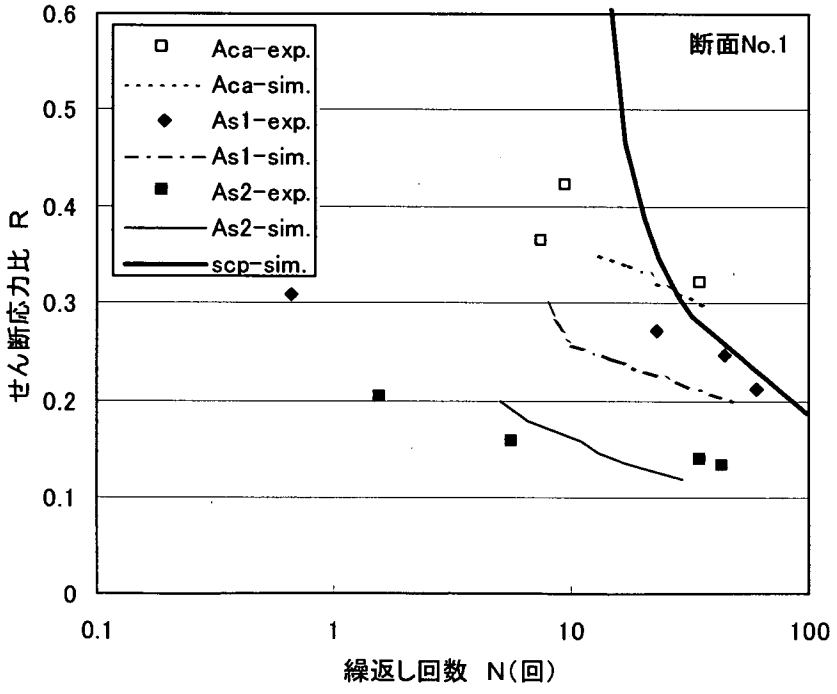


図-7.1.7　締固め改良域の液状化強度

７．１．５　入力地震動

ここでは、図-7.1.8に示す兵庫県南部地震ポートアイランド GL-32m　NS 成分を用いた。

各解析ケースにおいては，この波形の最大値を 200，400，600，800gal に調整して，入力地震動とした。

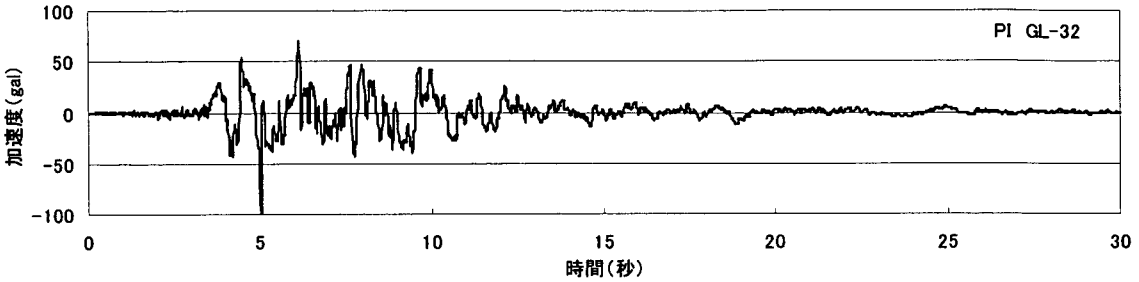


図-7.1.8　入力地震動

７．１．６　その他の解析条件

動的解析における時間ステップ増分は 0.001 秒とし，解析は 30 秒，30000 ステップ行った。

粘性減衰として剛性比例型（α=0，βのみ考慮）の Rayleigh 減衰を採用し，その係数は４．１．６と同様に 0.0035 とした。

基礎地盤および堤体の初期応力状態は，３．４に示した手法により別途算定した。この際，弾性定数は PS 検層から得られた初期せん断弾性係数の 1/2 としたものを用い，ポアソン比は 0.333 とした。破壊角には密非排水三軸試験から得られた内部摩擦角を用いた。解析時の条件として，側方境界条件は鉛直ローラー，底面境界条件は固定とし，間隙水は考慮していない。初期応力解析時の各土層に対するモデルパラメータを表-7.1.7に示す。なお，対策工があるモデルでも、実際の施工では地盤内の初期応力状態を大きく変えることはないと考え、無対策の初期応力をそのまま用いた。

表-7.1.7　初期応力解析時のモデルパラメータ

	No. 1	土層名	種別	γ_t (tf/m^3)	γ' (tf/m^3)	γ' (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	E_0 (kPa)	$E_0/2$ (kPa)	υ	ϕ_f (degree)	備考
No. 1	6	Bs	S	1.60	1.60	15.68	115	21160	56286	28143	0.33	30.00	
	5	Aca	C	1.55	0.55	5.39	120	22320	59371	29686	0.33	44.53	
	4	As1	S	1.65	0.65	6.37	150	37125	98753	49376	0.33	39.03	
	3	Ac1	C	1.15	0.15	1.47	120	16560	44050	22025	0.33	54.62	No. 2のAc1
	2	As2	S	1.70	0.70	6.86	250	106250	282625	141313	0.33	39.40	
	1	Ac2	C	1.45	0.45	4.41	150	32625	86783	43391	0.33	28.19	
	7	As3	S	1.70	0.70	6.86	250	106250	282625	141313	0.33	39.40	

７．１．７　解析結果と考察

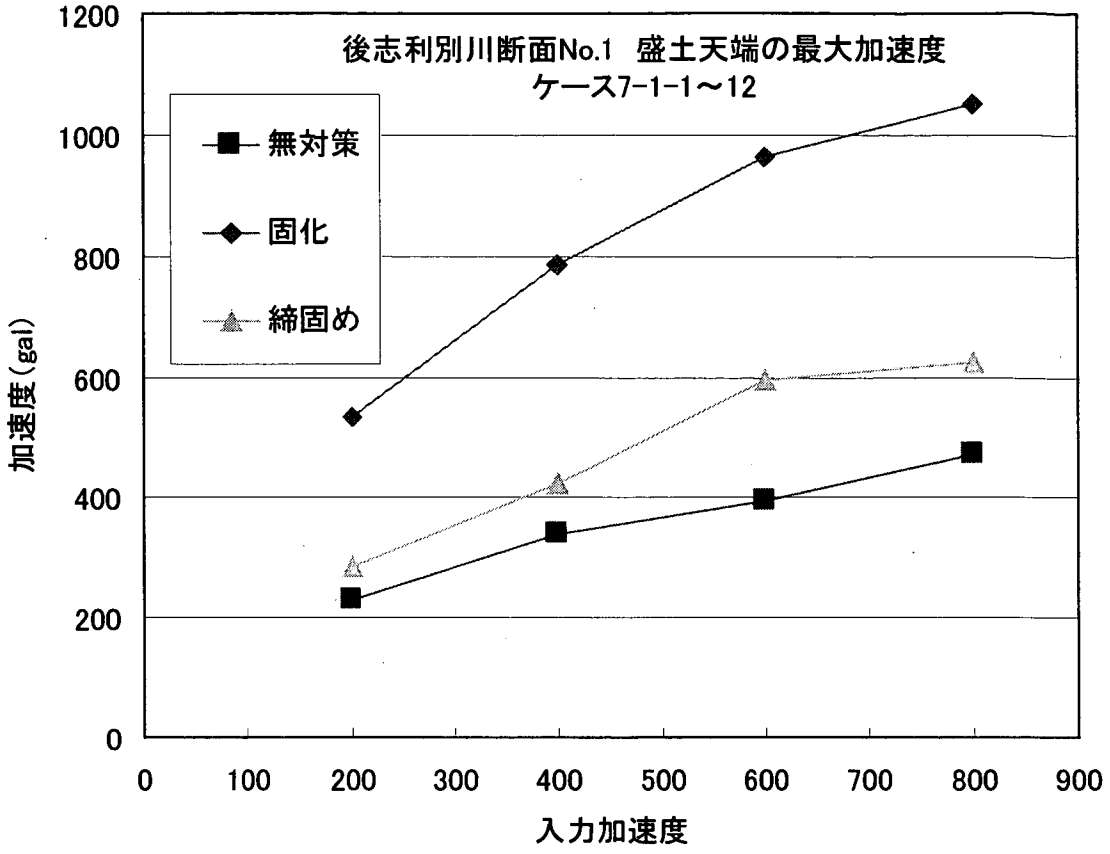
（１）応答加速度

各モデルに対する盛土天端および自由地盤（モデル右端の地表面）での最大加速度と地震動強度の関係を図-7.1.9に示す。また，各断面，各波形に対する最大応答加速度分布を図-7.1.10に示す。

盛土天端，自由地盤のいずれの位置においても，最大加速度は固化のケースが最も大きく無対策が小さくなっている。特に，固化対策時の応答加速度は大きな値を示している。また、入力加速度に対していずれのモデルでも単調に応答加速度が増加している。

固化対策の場合，盛土内での加速度の集中が著しい。また，無対策のような液状化層以浅での減衰が明確にはみられない。また，固化体自体や周辺で無対策と比較して大きく異なる挙動はみられない。

締固め対策の場合，盛土内での加速度の集中がみられるが，固化対策ほどではない。無対策と同様に液状化層以浅での減衰もみられる。



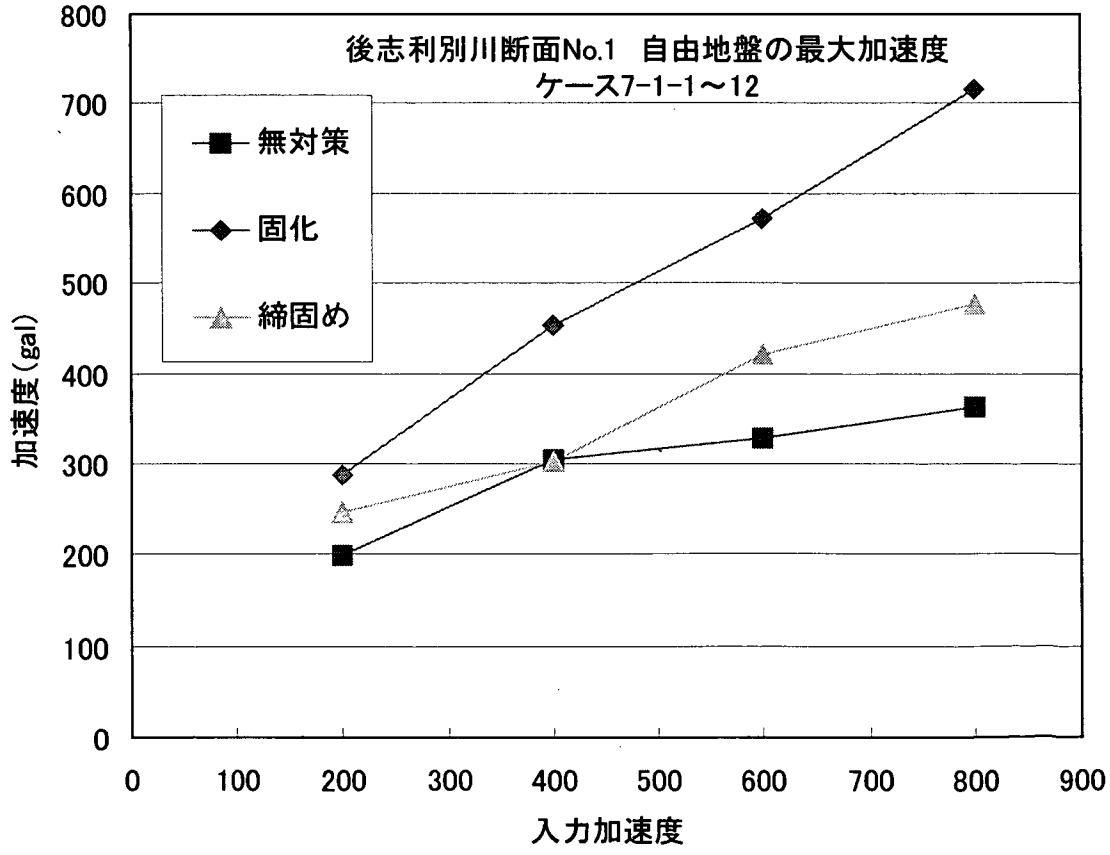


図-7.1.9　最大応答加速度と地震動強度の関係

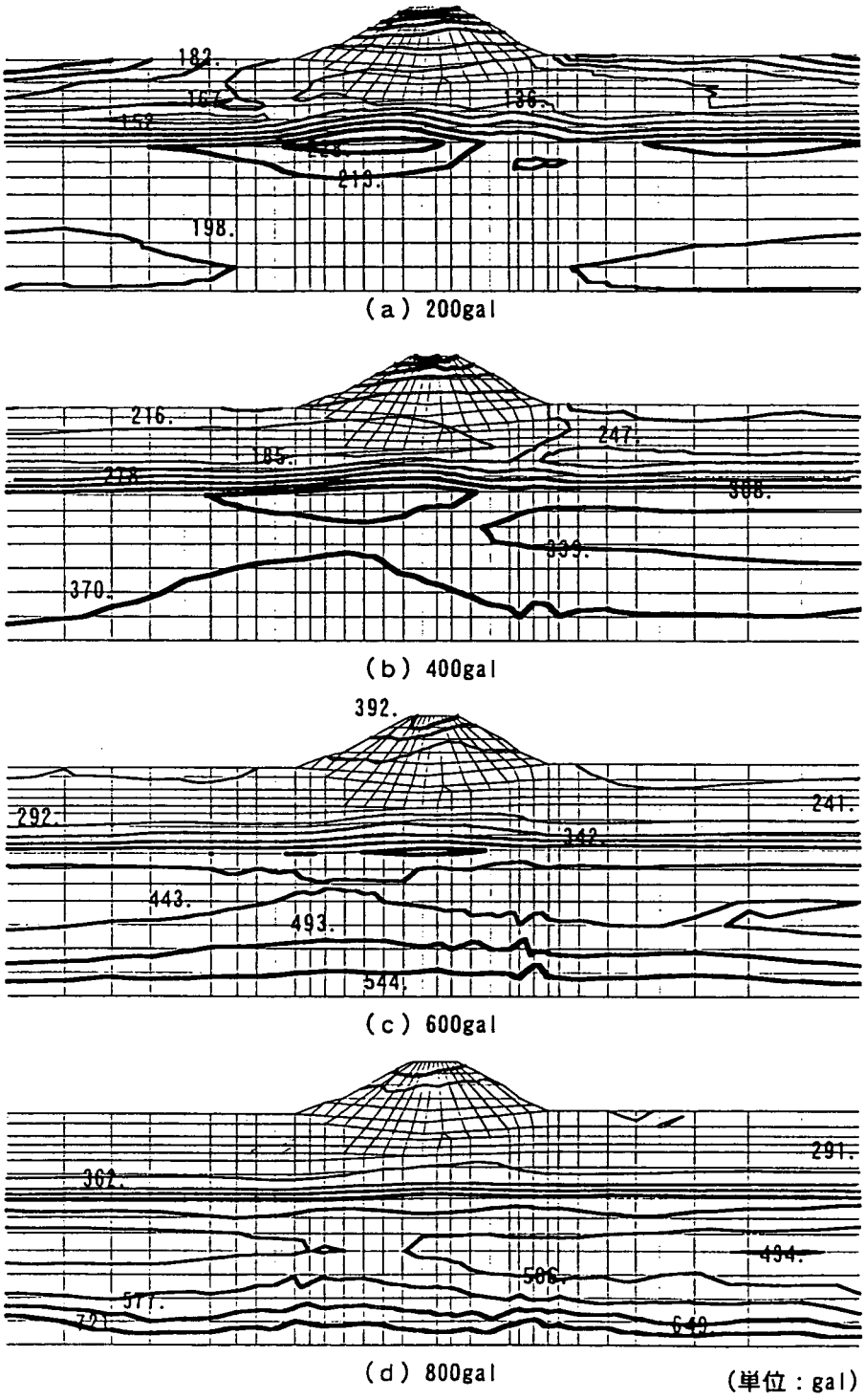


図-7.1. 10(a)　最大応答加速度分布（ケース 7-1-1～4）

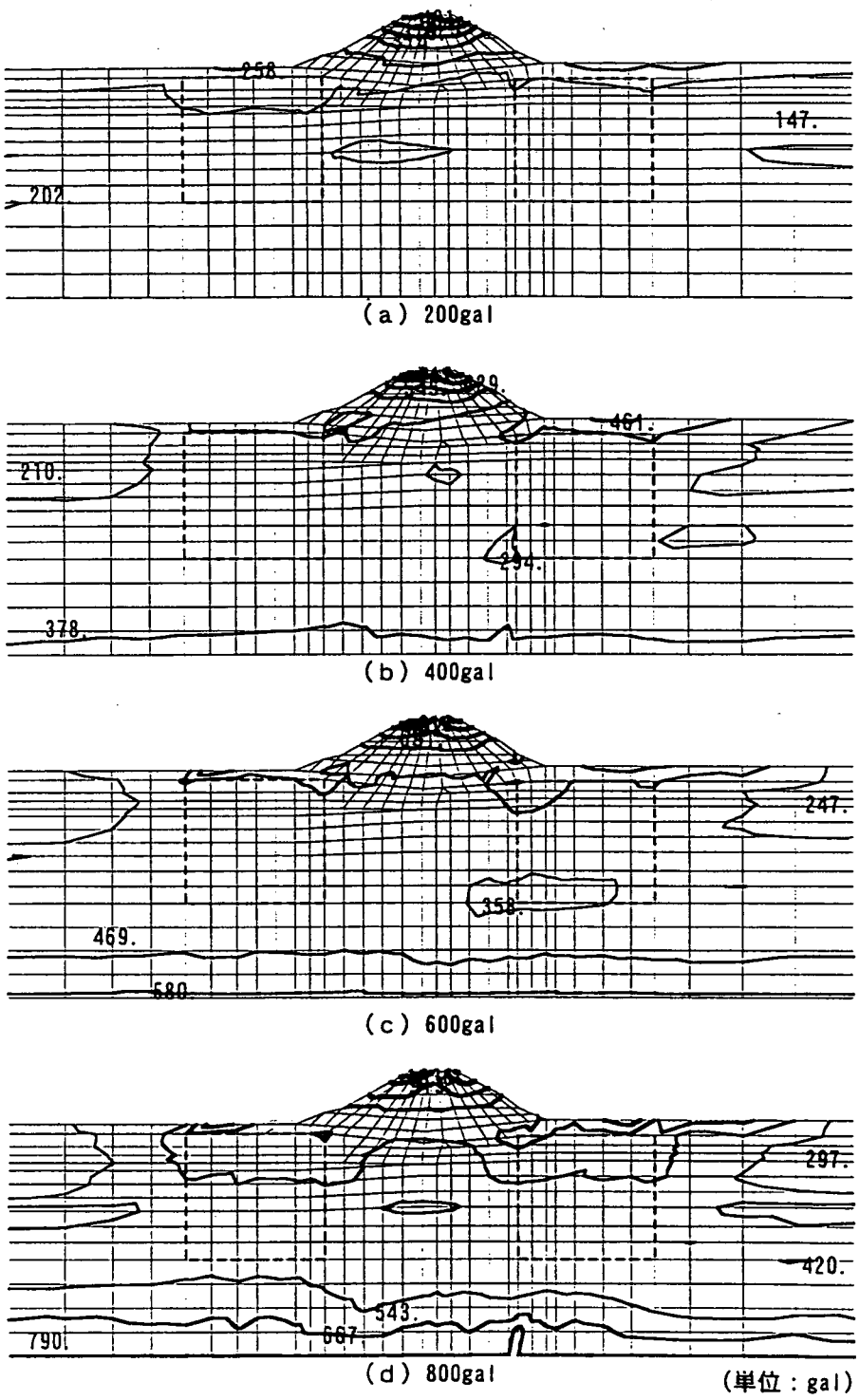
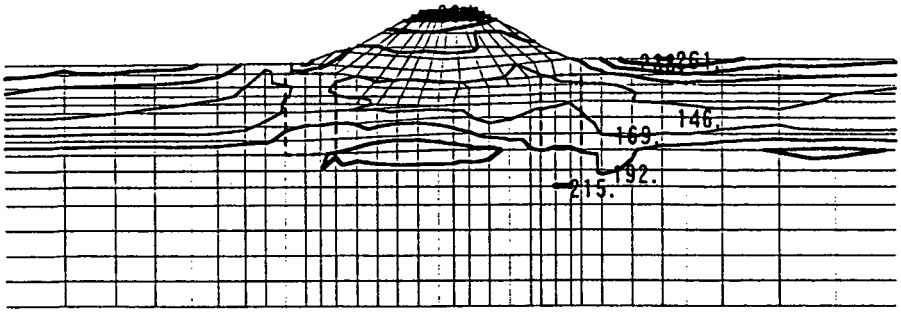
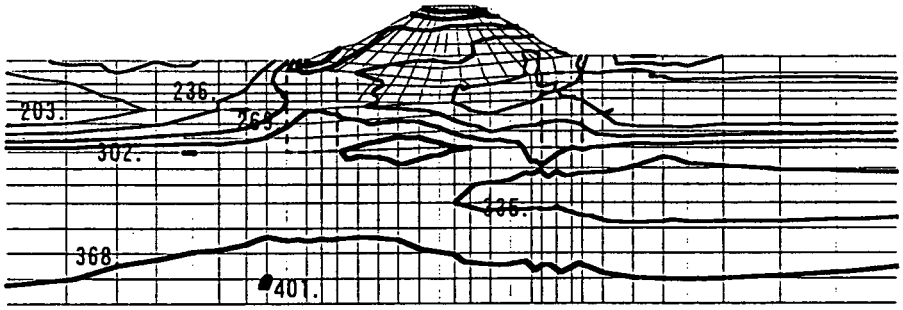


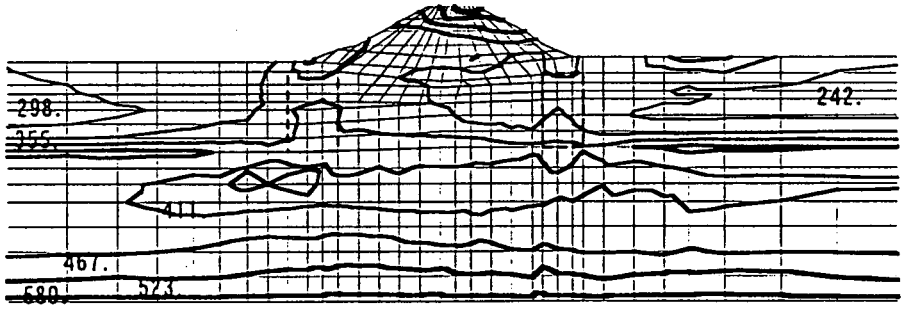
図-7.1. 10(b)　最大応答加速度分布（ケース 7-1-5～8）



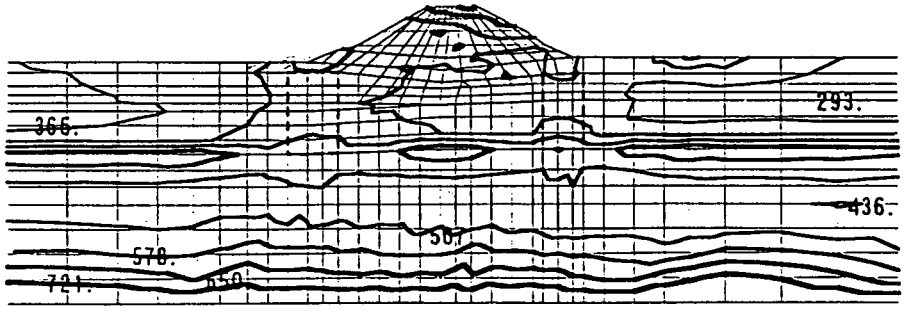
(a) 200gal



(b) 400gal



(c) 600gal



(d) 800gal

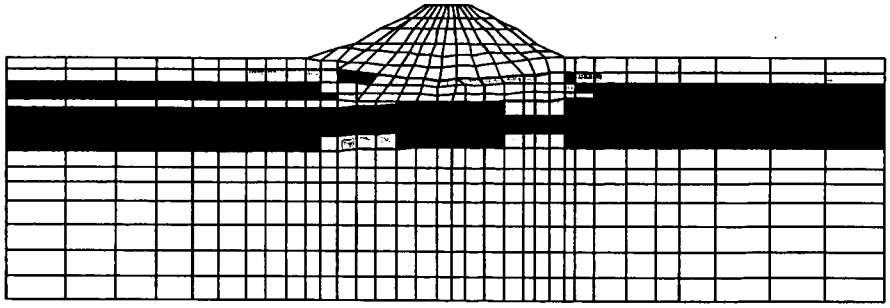
(単位：gal)

図-7.1.10 (c)　最大応答加速度分布（ケース 7-1-9～12）

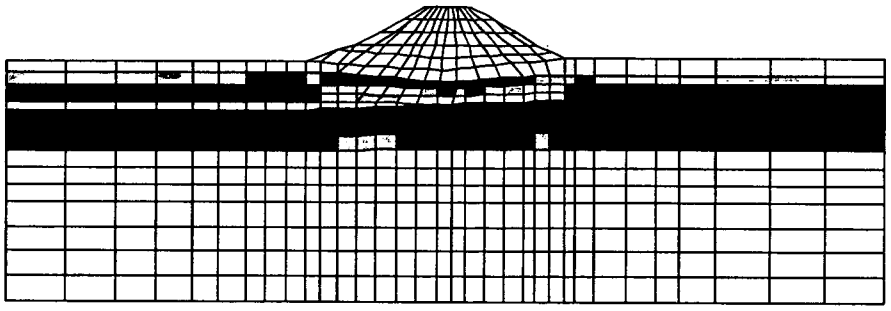
（2）過剰間隙水圧比

各モデルに対する地震後の過剰間隙水圧比分布を図-7.1. 11に示す。ここで過剰間隙水圧比とは$1-\sigma'_m/\sigma'_{m0}$により算出したものである。

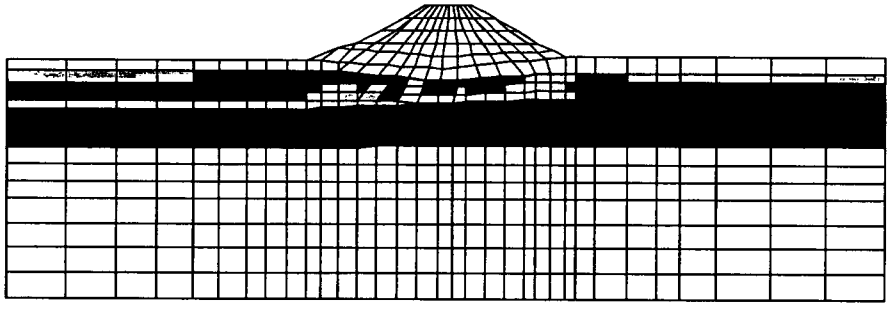
無対策の場合，入力加速度が大きくなるにつれ，完全液状化の範囲は広くなっている。特に盛土直下地盤でこの傾向は顕著である。しかしながら，入力加速度が大きくなっても，盛土直下全域が完全液状化に至ることはない。固化対策の場合，盛土直下地盤の水平変位が拘束されるため、盛土直下の過剰間隙水圧比は無対策よりも大きくなる。締固め対策の場合には、盛土直下の過剰間隙水圧比はどちらかというと無対策の場合に近い分布となっている。締固め領域では過剰間隙水圧比が1に近い要素も見られる。しかしながら、設計震度 0.18 で設計したにもかかわらず、加振加速度が 800gal となっても過剰間隙水圧比が1以下の領域が締固め域内にはかなり残っている。



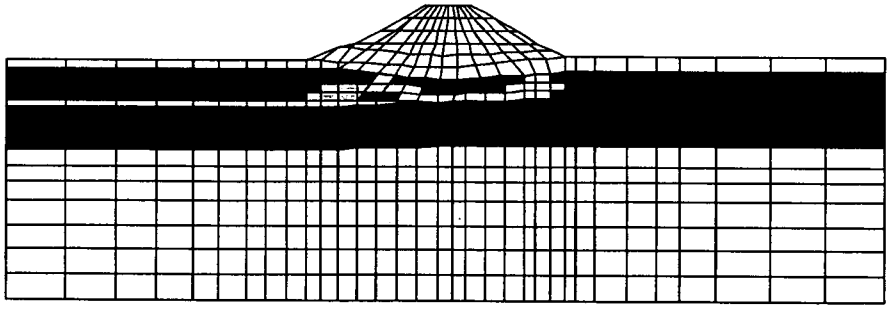
（a）200gal



（b）400gal



（c）600gal



（d）800gal

□：$1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$ □：$0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$ ▨：$0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$
□：$0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$ ■：$0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

図-7.1.11(a)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 7-1-1～4）

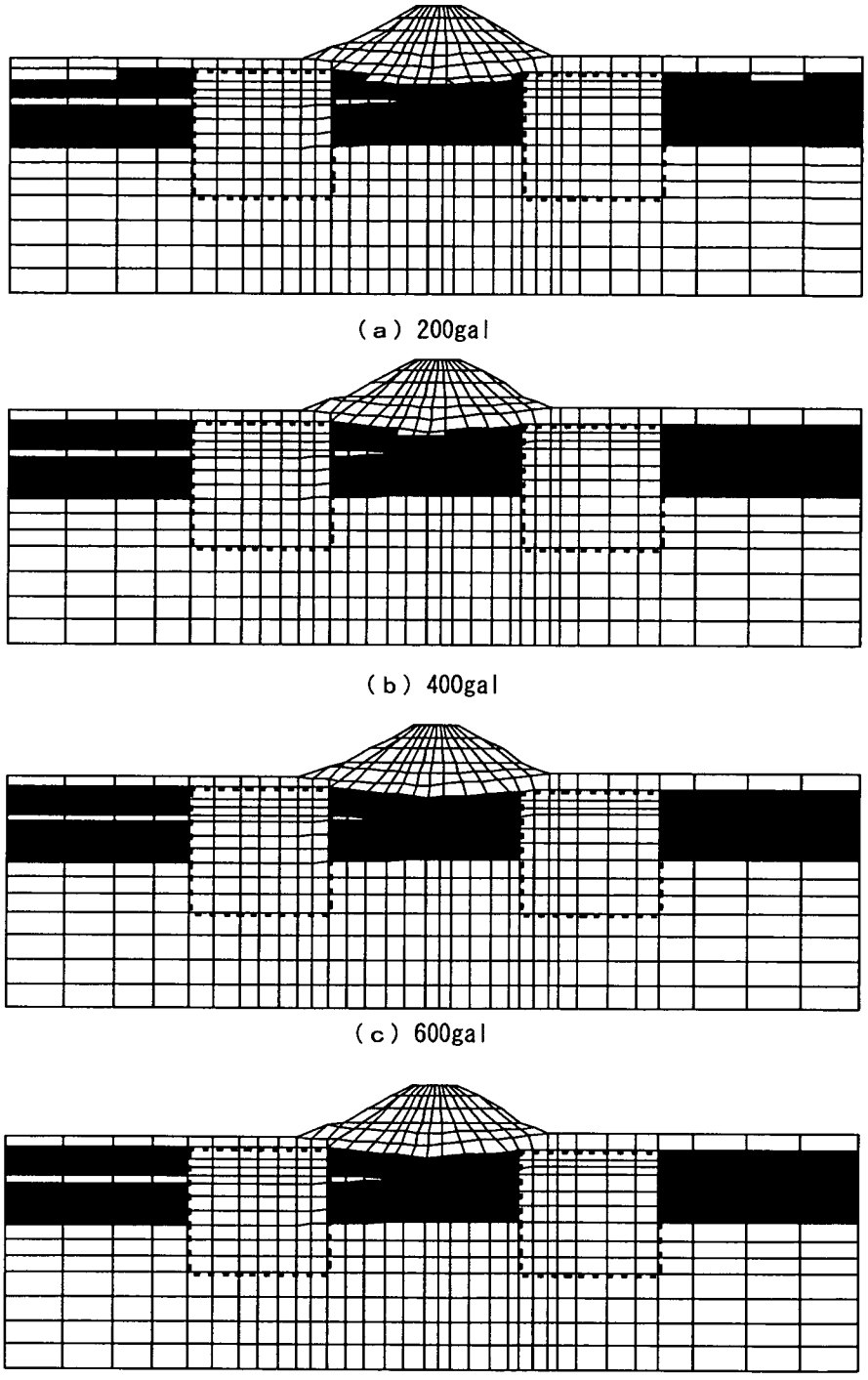
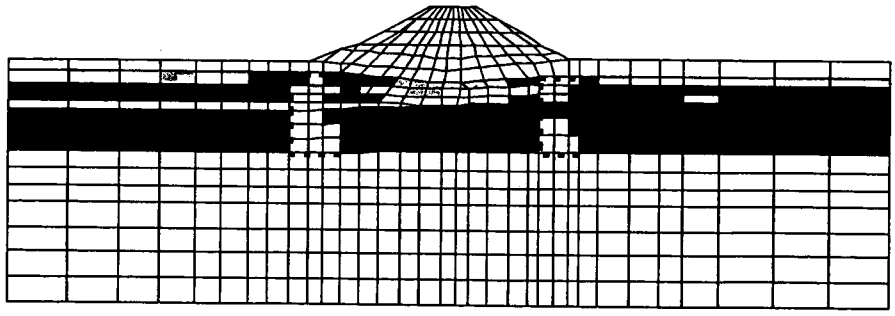
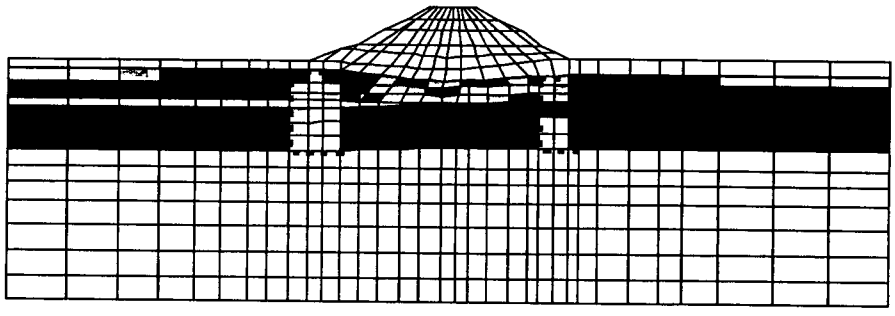


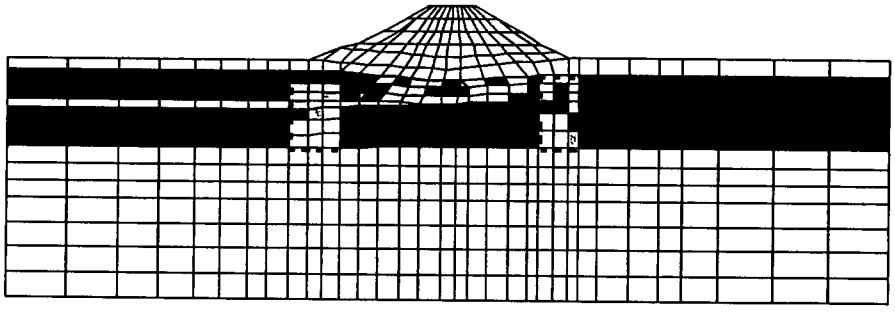
図-7.1. 11(b)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 7-1-5～8）



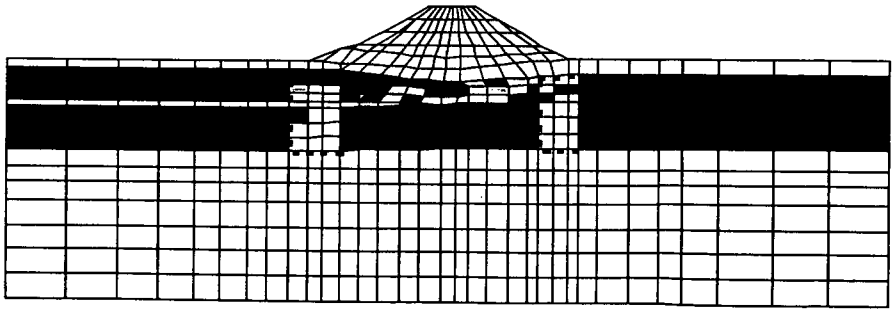
（a）200gal



（b）400gal



（c）600gal



（d）800gal

□: $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.2$ □: $0.2 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.4$ ▨: $0.4 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.6$
□: $0.6 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 0.8$ ■: $0.8 < 1-\sigma'_m/\sigma'_{m0} \leq 1.0$

図-7.1. 11(c)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 7-1-9～12)

（3）変形

1）地震動強度と堤体天端沈下量の関係

各ケースについて得られた地震終了後の天端沈下量の一覧を表-7.1. 8に示す。なお，解析結果の天端沈下量は堤防天端左および右の平均値とした。また，各断面において，地震動強度と堤体天端沈下量の関係を図-7.1. 12に示す。

いずれのモデルでも，入力加速度に対して沈下量は単調に増加していることがわかる。これはこれまでに述べた解析全てに共通して見られることである。

固化対策の場合には、最大加速度が 800gal と極めて強い入力地震動を与えても天端沈下量は約 30cm であり、現行設計法によって設計した固化対策工は、大地震時にも十分な対策効果を発揮する可能性があることがわかる。一方締固め対策の場合では，沈下量は無対策よりやや小さい程度で，対策効果は小さい。図 7.1.5 からわかるように、今回の解析で用いた固化領域と締固め領域の広さには大きな隔たりがある。従って、ここで述べた対策効果の差から固化工法が特に有効な対策工法であると言うことはできない。むしろ、現行の設計法で設計した対策断面と対策効果が対策工の種類によって大きく違うという、設計法の欠点を示唆していると考えられる。

表-7.1. 8　天端沈下量結果一覧

解析ケース	対策	入力加速度 (gal)	解析沈下量(cm)		
			天端左	天端右	平均値
7-1-1	無対策	200	23.8	22.6	23.2
7-1-2		400	65.0	64.2	64.6
7-1-3		600	97.6	95.1	96.4
7-1-4		800	126.2	130.8	128.5
7-1-5	固化	200	8.3	11.1	9.7
7-1-6		400	16.8	22.9	19.9
7-1-7		600	24.2	31.2	27.7
7-1-8		800	28.9	38.5	33.7
7-1-9	締固め	200	20.7	20.2	20.5
7-1-10		400	53.3	50.7	52.0
7-1-11		600	78.4	86.3	82.3
7-1-12		800	105.3	121.4	113.4

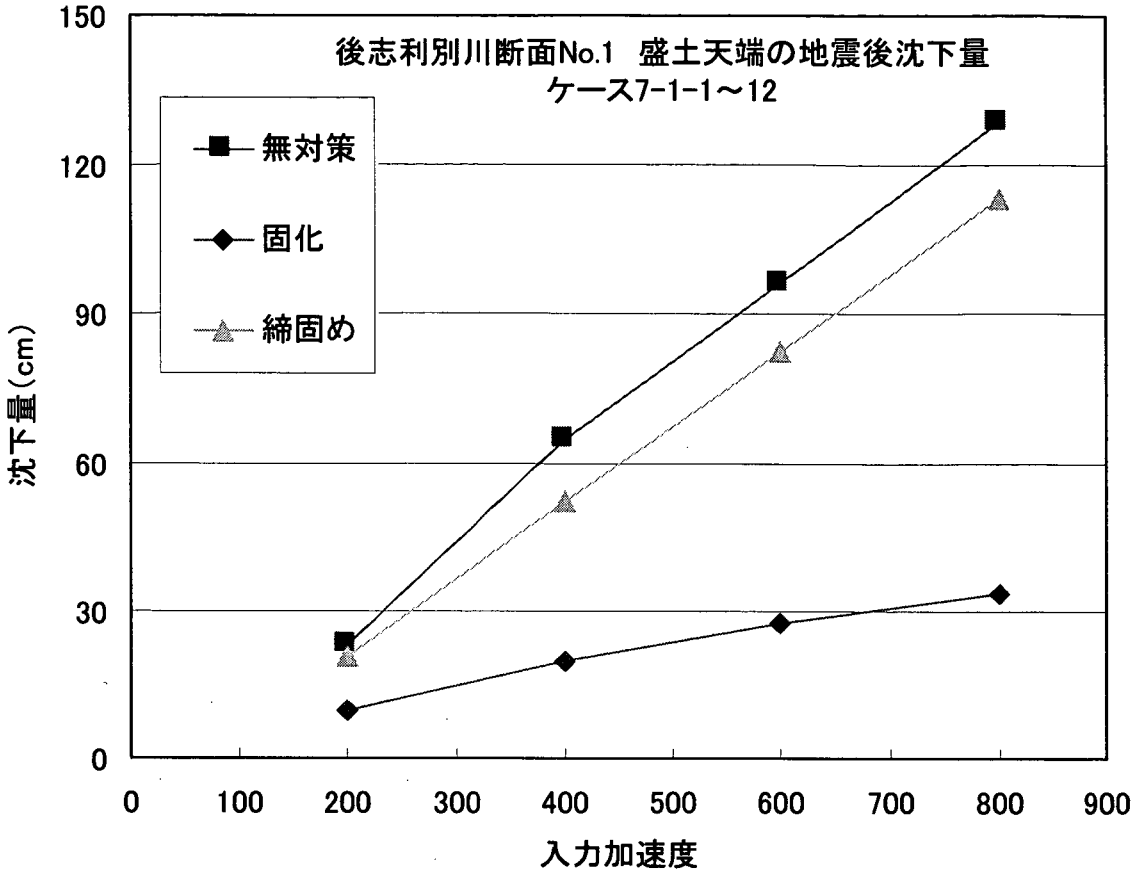
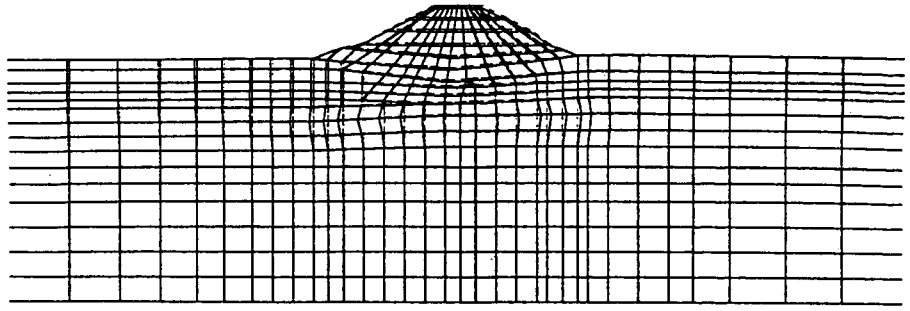


図-7.1.12　地震動強度と堤体天端沈下量の関係

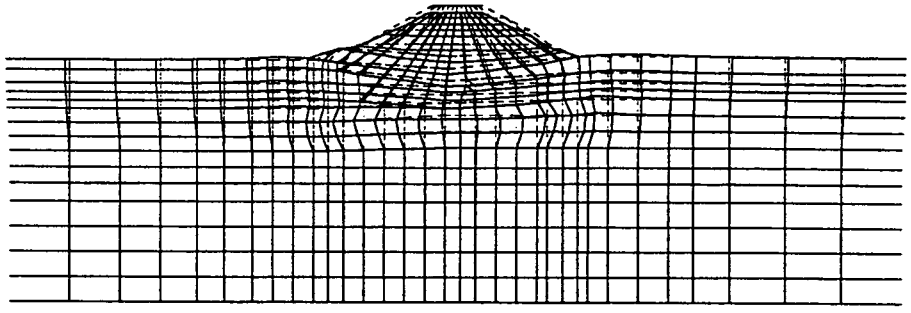
2）全体変形

各断面，各波形に対する地震後の変形図を図-7.1. 13に示す。この図より以下のことが分かる。

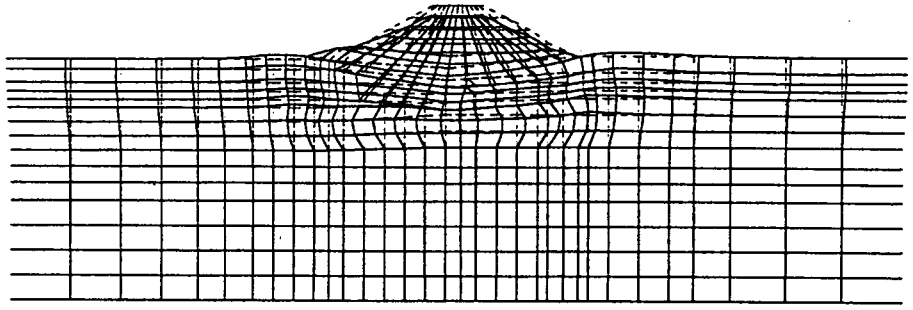
固化対策では，固化体はほとんど動いておらず，盛土直下地盤の側方変形を拘束している。盛土の沈下は盛土体近傍の地盤の変形により発生している。締固め対策では，液状化層において無対策ほど大きな水平変形は発生しておらず、締め固め領域が水平変位を低減していることがわかる。しかしながら，入力加速度が大きくなるにつれて，改良域がせん断変形を起こしており，盛土直下地盤の側方変形を拘束できていない。このため，盛土の天端沈下量に対する十分な改良効果が発できなかったものと考えられる。締め固め領域中の大きなせん断変形を生じている箇所は、図 7.1.11(c)の大きな過剰間隙水圧が発生している部分のほぼ対応している。締固め領域は周辺部の液状化層よりも剛性が大きいため、大きな繰返しせん断力が地震中に作用する。十分な変位抑制効果を発揮するためには、この繰り返しせん断力に耐えるだけの幅が締固め領域に必要であるものと考えられる。



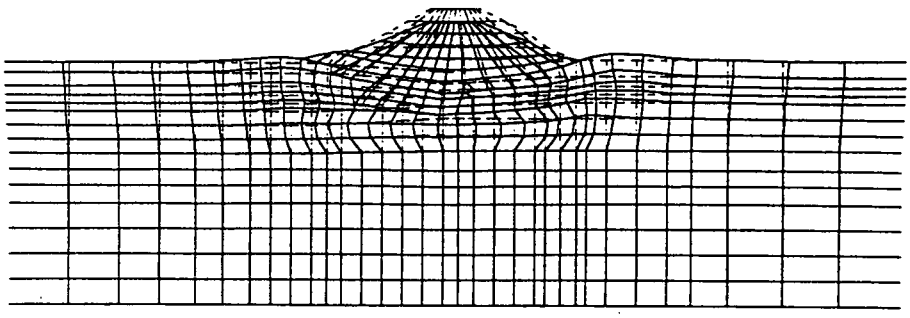
（a）200gal



（b）400gal



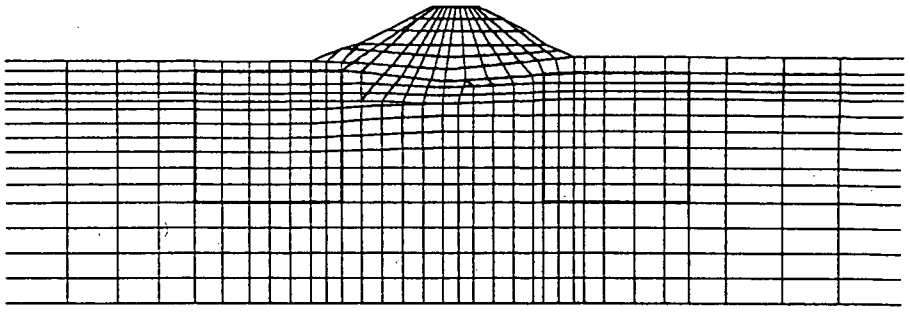
（c）600gal



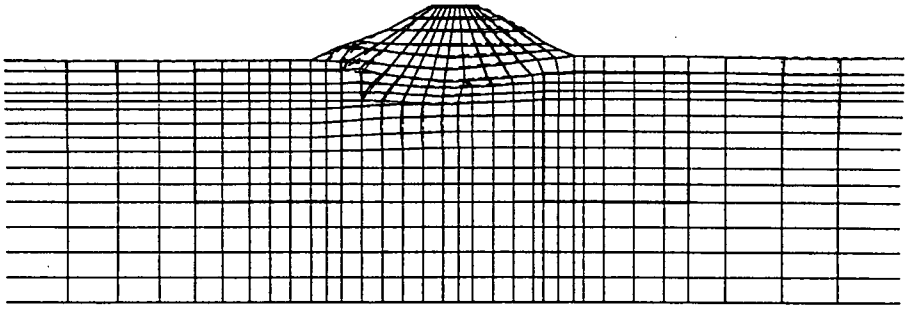
（d）800gal

———— ：変形後　　·····：初期形状

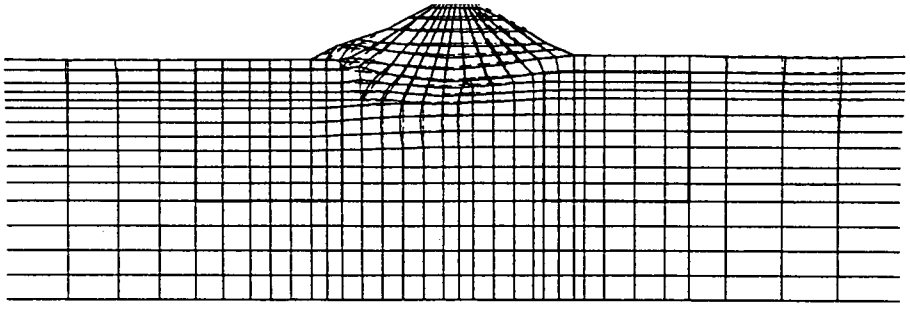
図-7.1. 13(a)　地震後の変形図（ケース 7-1-1～4）



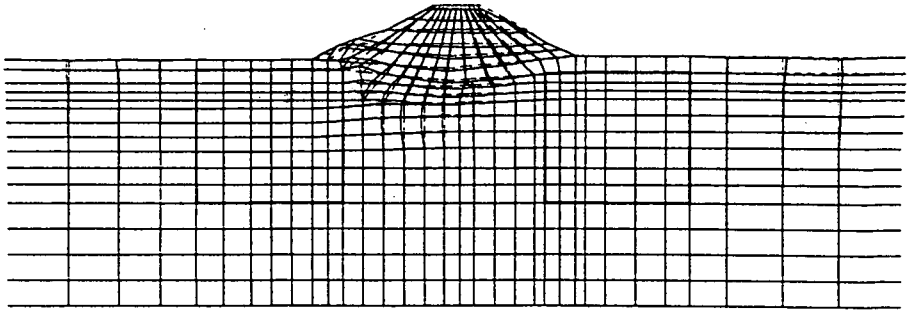
（a）200gal



（b）400gal



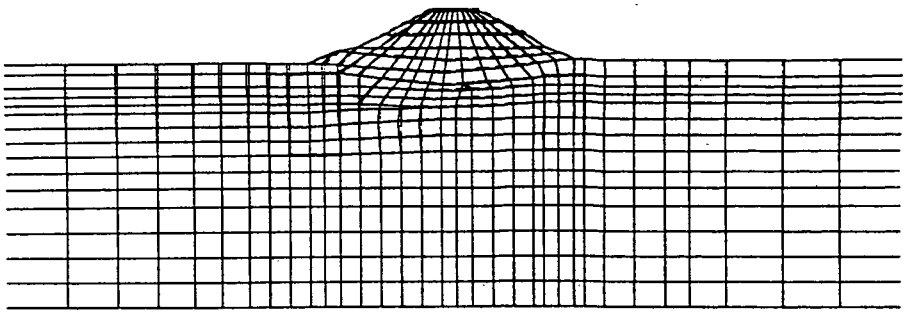
（c）600gal



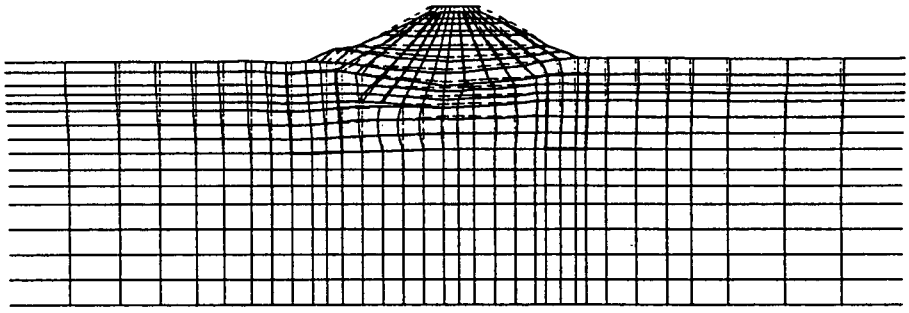
（d）800gal

———— ：変形後　　---------- ：初期形状

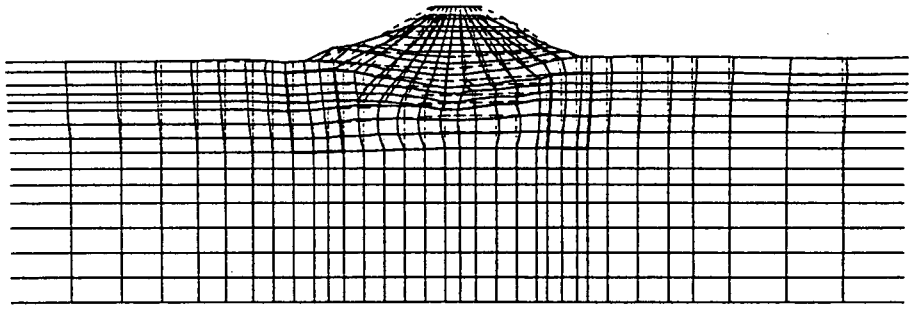
図-7.1. 13(b)　地震後の変形図（ケース 7-1-5～8）



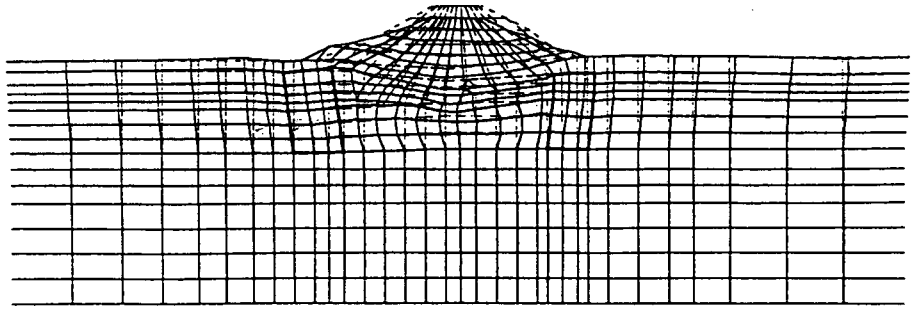
（a）200gal



（b）400gal



（c）600gal



（d）800gal

———— ：変形後　　---------- ：初期形状

図-7.1.13(c)　地震後の変形図（ケース 7-1-9～12）

7．1．8　まとめ

1993 年北海道南西沖地震で被災を受けた後志利別川の堤防の代表断面を対象として，固化工法および締固め工法の試設計を行った。改良断面に対して，地震動強度を変えて，弾塑性 FEM により変形解析を実施した。この結果，以下のことが分かった。

・現行設計法で設計した固化対策工では、盛土内での加速度の集中が著しく，盛土天端での最大加速度は最も大きくなる。また，無対策のような液状化層以浅での減衰が明確にはみられない。
・現行設計法で設計した固化対策工の場合、無対策、締固め対策と比較して、盛土直下の過剰間隙水圧比は大きくなる。また，入力加速度が大きくなっても、過剰間隙水圧分布はほとんど変化しない。
・締固め対策の場合、締固め領域ではいずれのケースでも設計震度より大きい地震力が作用しているはずであるが、過剰間隙水圧比が１以下の領域もかなりみられる。
・現行設計法で設計した固化対策は、同じく現行法で設計した締固め対策よりも盛土の沈下に対する改良効果が大きい。固化体はほとんど動いておらず，盛土直下地盤の側方変形を拘束している。ただし、固化体を弾性体としており、また、ジョイント要素も考慮していないことから，効果をやや大きめに評価している可能性がある。

課題として，以下の点が挙げられる。

・本検討で用いた固化工法は格子状改良工法を想定したが，解析上はブロック改良と同じモデル化となっており、格子内の液状化の評価が課題である。
・固化体を弾性体としてモデル化したが，大規模地震時には固化体自体が破壊に至ることも考えられる。固化体の応力度のチェックが必要であるとともに，固化体を弾塑性体でモデル化することも検討する必要がある。
・本検討では固化体と地盤との間にはジョイント要素を考慮していない。固化工法の模型実験のシミュレーション（５．１参照）では，盛土の沈下に対するジョイント要素の有無の影響はさほど大きくなかったため，ここでは用いなかった。しかしながら，５．１でも述べているように，固化体の滑動などの挙動をより精度よく解析するには，ジョイント要素を考慮することが必要である。
・締固め改良域では，完全液状化には至っていないものの，大きなせん断変形が発生して，盛土の沈下に対しては改良効果が十分ではなかった。このような変形モードの場合，締固め砂の変形特性が結果に大きく影響することが考えられるが，本検討での締固め砂のモデル化が妥当であるかどうかについて

は，検討の余地がある。

7．2　淀川の対策効果に関する検討

7．2．1　対策工法の試設計

4．2で検討した1995年兵庫県南部地震で被災を受けた淀川の堤防の内，被害を受けた断面No.1を対象として，以下の2つの代表的な液状化対策の大規模地震時の対策効果を検討する。

① 固化工法（格子状深層混合処理工法）

② 締固め工法（サンドコンパクションパイル工法　SCP工法）

ここでは，この2工法について，中規模地震を対象とした試設計を行い，対策工法の仕様を設定する。

（1）対策工法の設計条件

1）検討方法

検討は，「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」[16]に従って行う。

2）対象断面

解析対象は，図-7.2. 1に示すNo.1地点（酉島地先1.4km）である。断面No.1では，実際の被害での天端沈下量は2.7mであった。No.1地点の地盤状況および堤体の形状を図-7.2. 2に示す。No.1地点では地表面からN値<10程度の緩い砂質土層が8m程度堆積している。検討に用いたボーリングデータは図中に示している1.4K-1，1.4K-3および1.4K-4である。

3）設計水平震度

設計水平震度は強震地帯として0.18とする。

4）固化工法

固化工法は以下の条件で設計する。

許容安全率　滑動安全率≧1.0，転倒安全率≧1.1，支持力安全率≧1.0

5）締固め工法

締固め工法は以下の条件で設計する。

改良域の液状化安全率≧1.1，許容円弧すべり安全率≧1.0

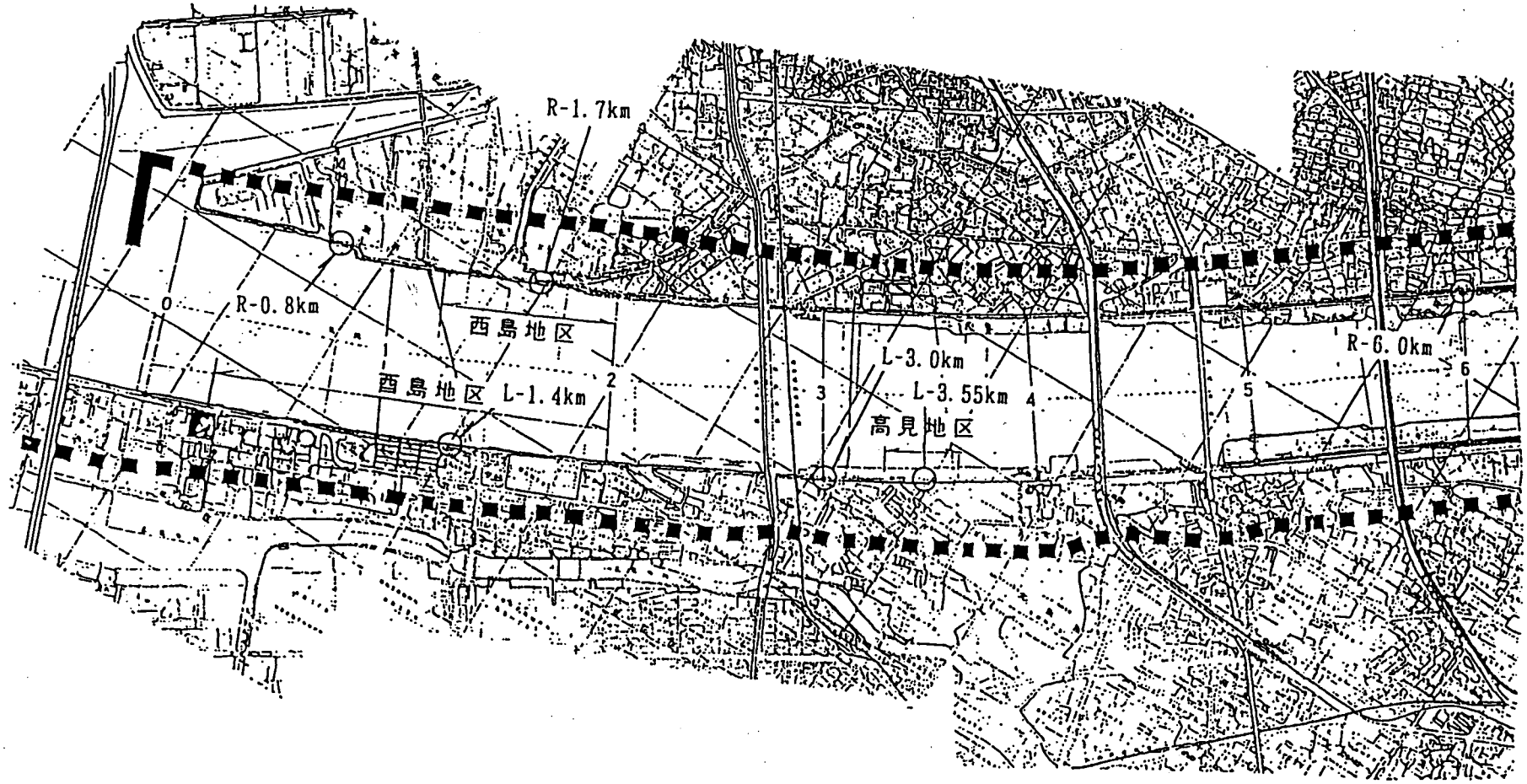

R-1.7km
R-0.8km
西島地区
西島地区 L-1.4km
L-3.0km
L-3.55km
高見地区
R-6.0km
0
1
2
3
4
5
6

図-7.2.1　解析地点

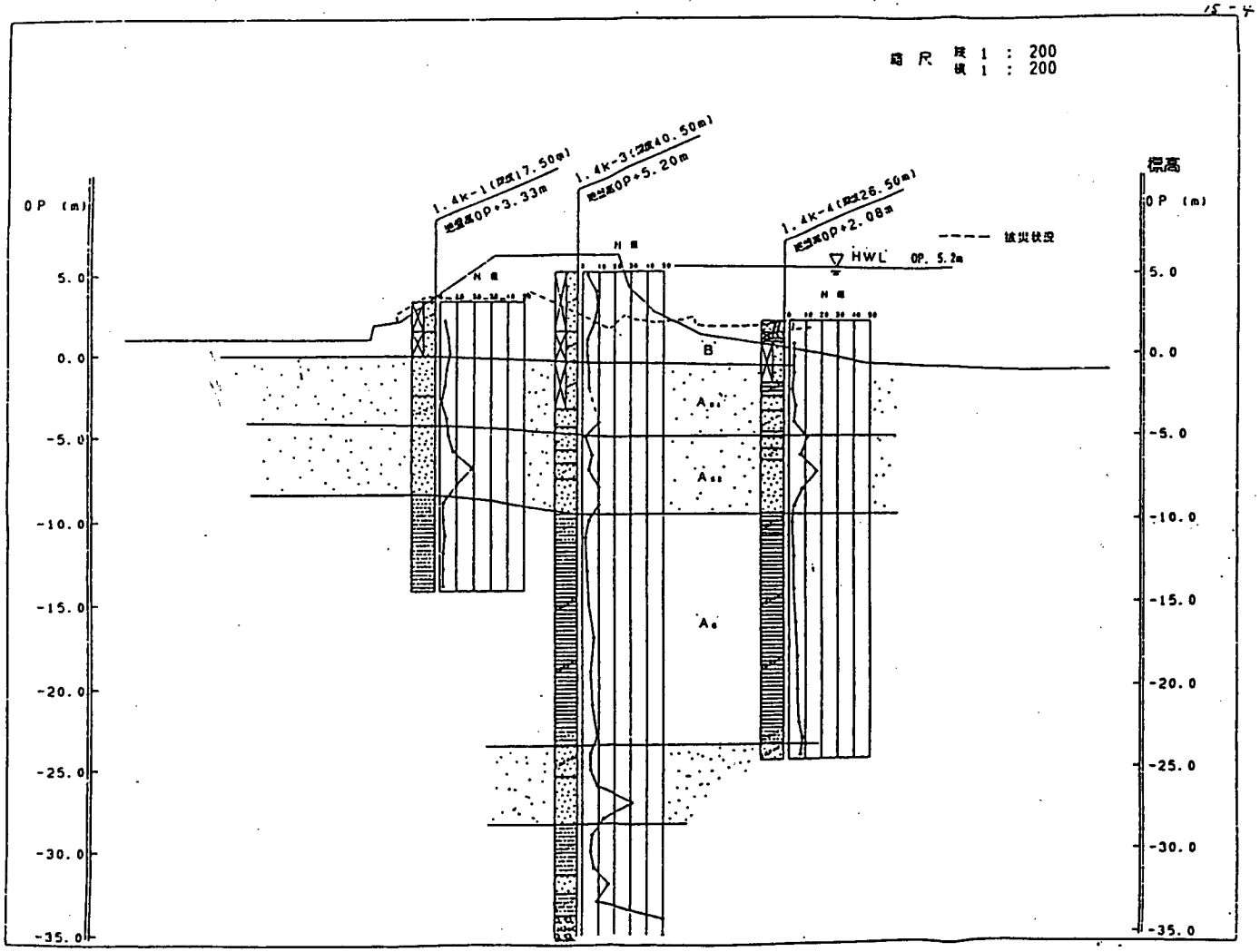


図-7.2.2　地盤および堤体被災状況（断面 No.1）

（2）対策工の仕様

1）固化工法

固化工法の試設計の結果得られた仕様を表-7.2.1に示す。また，改良断面図を図-7.2.3に示す。

表-7.2.1　固化工法の改良仕様

断面	位置	改良形状	改良強度 (kPa)	改良率 (%)	改良深度 (m)	改良幅 (m)
淀川 No.1	堤内	格子状	59	58.0	−14.0 (Ac2 層)	20.0
	堤外	格子状	59	58.0	−14.0 (Ac2 層)	20.0

2）締固め工法

締固め工法の試設計の結果得られた仕様を表-7.2.2に示す。また，改良断面図を図-7.2.4に示す。

表-7.2.2　締固め工法の改良仕様

断面	位置	パイル径 (mm)	パイル配置 (m)	改良率 (%)	改良深度 (m)	改良幅 (m)
淀川No.1	堤内	700	□1.3	22.8	-9.0(As2層)	7.5
	堤外	700	□1.3	22.8	-9.0(As2層)	11.0

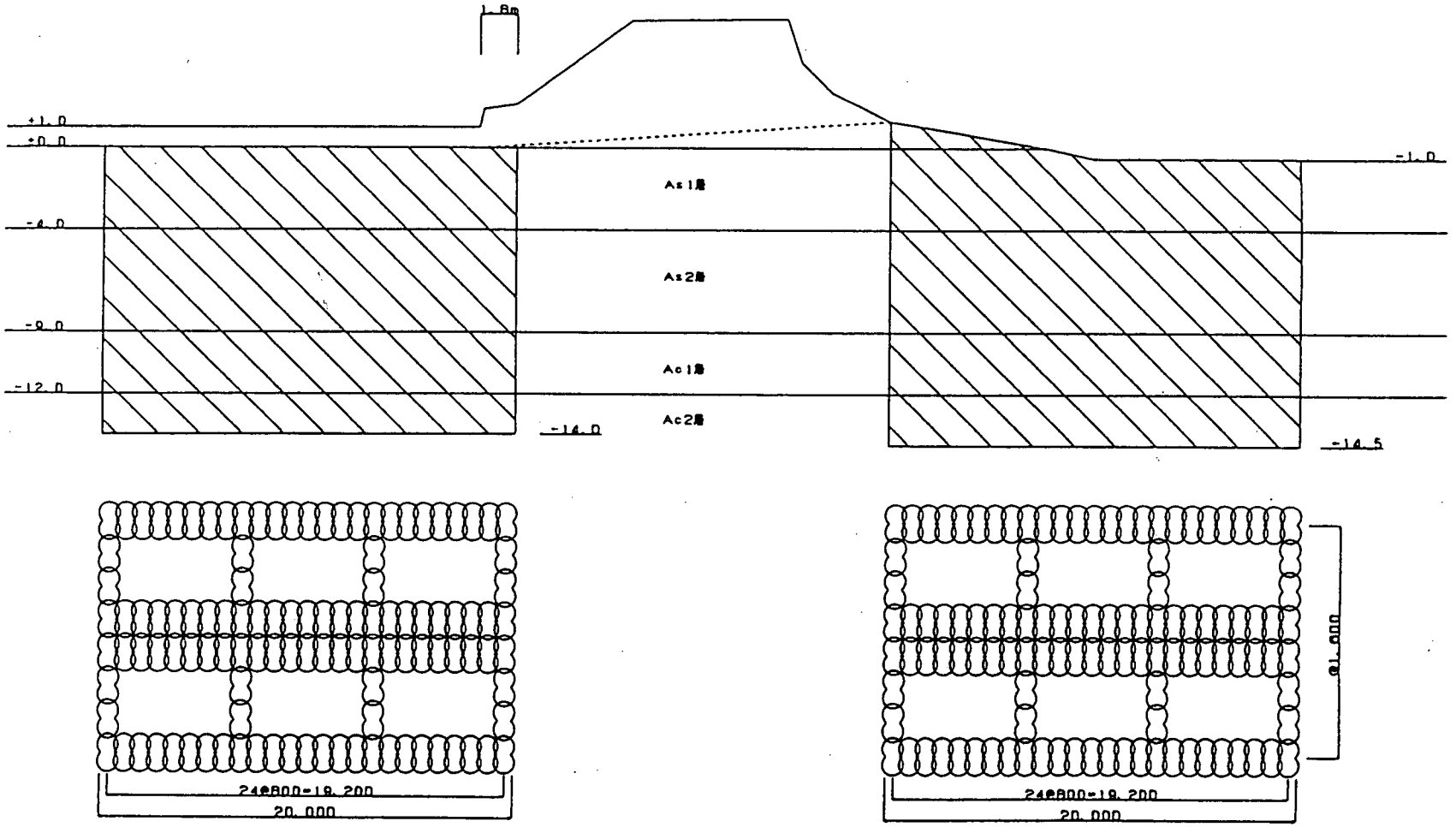


図-7.2.3　固化工法の改良断面図

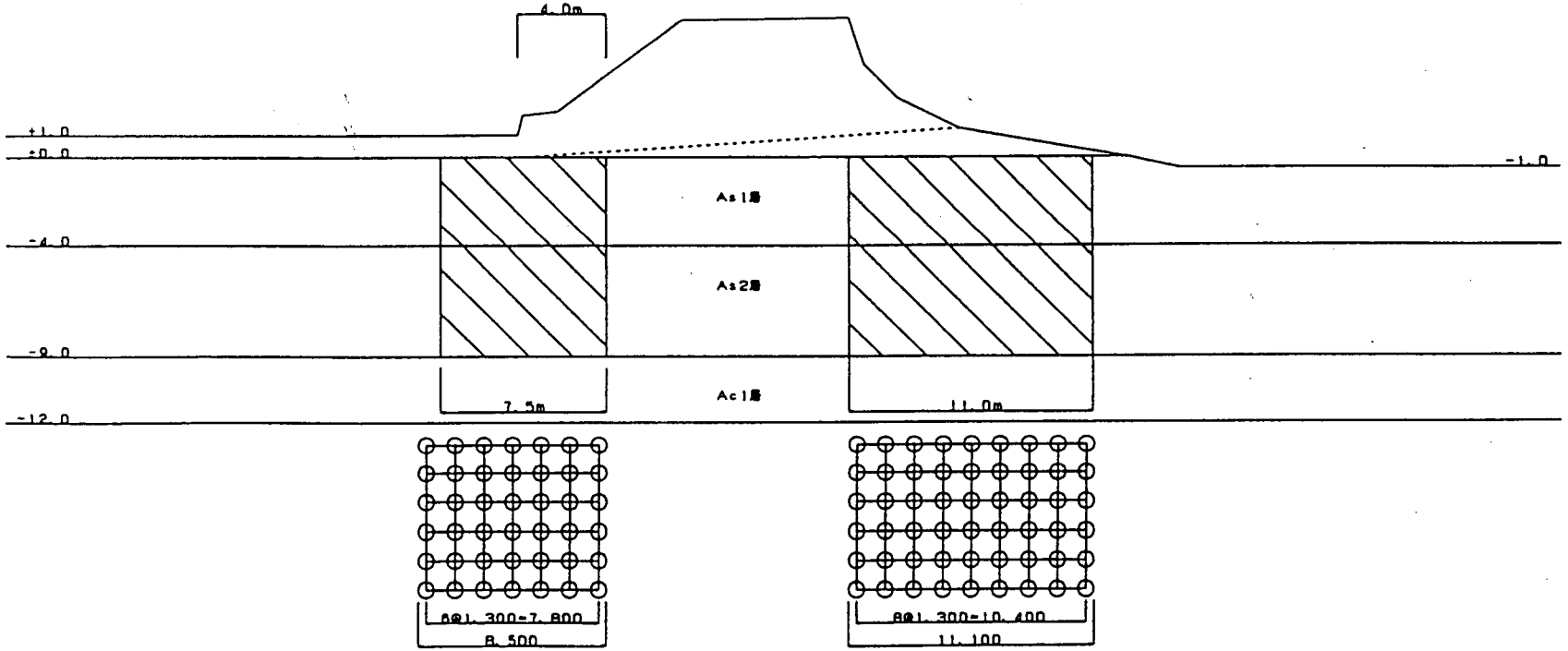


図-7.2.4　締固め工法の改良断面図

７．２．２　解析ケース

解析は無対策，固化対策，締固め対策に対して，入力地震動のレベルを４段階に変えて，計１２ケース実施した。解析ケース一覧を表-7.2.3に示す。

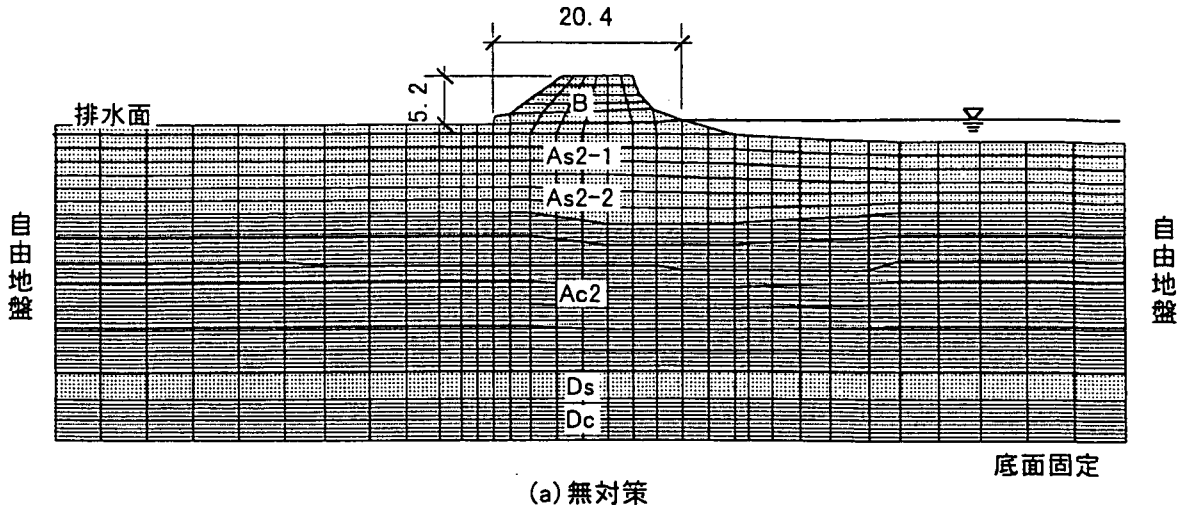
表-7.2.3　解析ケース

ケース名	対策	入力加速度 (gal)	備考
7-2-1	無対策	200	
7-2-2	〃	400	
7-2-3	〃	600	
7-2-4	〃	800	
7-2-5	固化	200	
7-2-6	〃	400	
7-2-7	〃	600	
7-2-8	〃	800	
7-2-9	締固め	200	
7-2-10	〃	400	
7-2-11	〃	600	
7-2-12	〃	800	

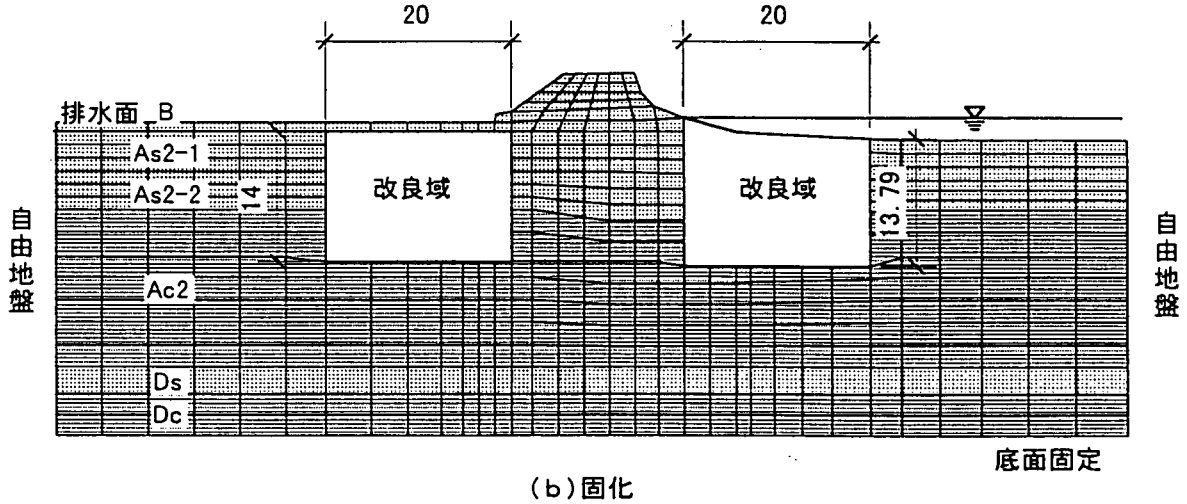
7．2．3　解析モデル

無対策，固化対策，締固め対策に対するFEM解析モデルを図-7.2. 5に示す。4．2で用いた断面No.1に対する解析モデルを拡張したものである。解析モデルの作成上，留意した点は以下の通りである。

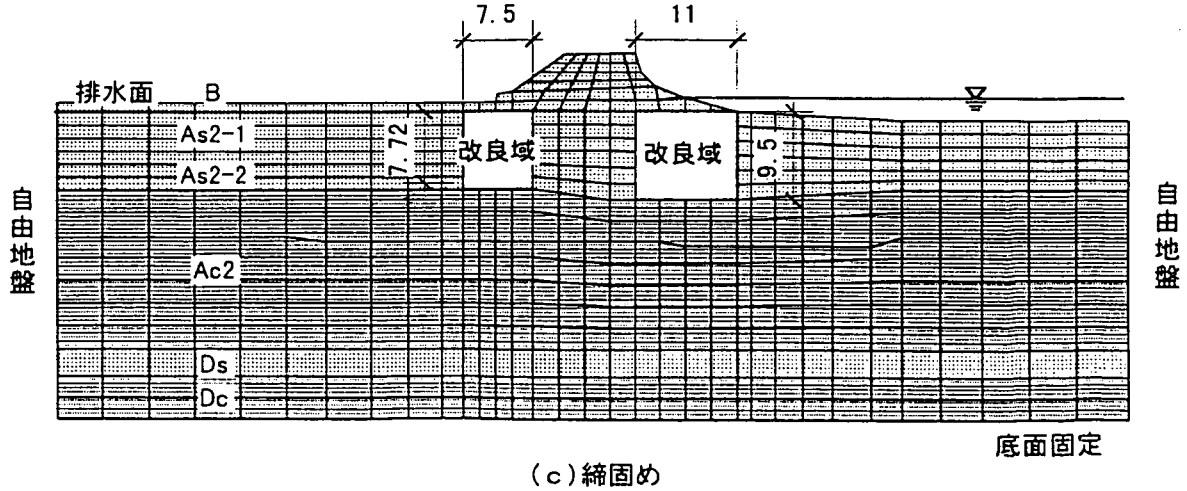
・基盤面は砂礫層の上面，Dc層の下面とし，その底面を剛基盤とした。
・側方の自由地盤は，幅広要素（両端を等変位）で模擬した。
・地下水位面以浅（図中の排水面）および堤体は不飽和層Bとした。
・堤外側の堤防のり尻部分の止水壁は考慮していない。
・堤防天端のアスファルト舗装，パラペット，裏のり面被覆コンクリートはモデル化していない。
・各対策工法の改良範囲を再現するため，若干メッシュを変更した。
・固化改良体と地盤との間のジョイント要素は考慮していない。



(a)無対策



(b)固化



(c)締固め

(単位：m)

図-7.2.5　解析モデル

７．２．４　モデルパラメータ

（１）原地盤のパラメータ

４．２．４で設定した断面 No.1 のモデルパラメータを用いる。用いたモデルパラメーター覧を表-7.2. 4に示す。このケースでは，以下のような考えでパラメータを設定した。

① 盛土層 B，非液状化層 Ds

盛土層，非液状化層については，砂の弾塑性モデルを用いた。その際，初期せん断剛性のみを設定し，変相後の剛性低下やダイレタンシーを無視した。

② 砂質土層 As2-1，As2-2

砂質土については，砂の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，液状化強度を目標としてパラメータを設定した。

③ 粘性土層 Ac1，Ac2，Dc

粘性土に対して，粘土の弾塑性モデルを用いて，要素シミュレーションを実施し，動的変形特性を対象にパラメータを設定した。

表-7.2.4　設定したモデルパラメータ

	No.	土層名	種別	γ_t (tf/m3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	e_0	λ	κ	OCR	M_f	M_m	B_0	γ^P_{ref} m_0	γ^E_{ref} C_1	D_0 C_2	n	k (m/sec)	Gp/Ge	R_{L20}	備考
No.1	1	B	S	1.80	130	30420	0.72	0.0250	0.0025	1.0	1.16	0.98	3628	1000	1000	0.0		3.7E-05	2.00		
	2	As2-1	S	1.90	120	27360	0.61	0.0250	0.0025	1.0	1.09	0.98	3000	0.002	0.020	1.0	4.0	5.2E-06	2.95	0.230	
	3	As2-2	S	1.95	180	63180	0.71	0.0250	0.0025	1.0	1.30	0.98	2500	0.002	0.020	1.0	4.0	1.3E-05	2.63	0.200	
	4	Ac2	C	1.65	135	30071	1.67	0.3690	0.0550	1.0	1.26	1.26	953	17.0	3.0E-07	7.5E-08		4.8E-09	4.00		L3.0のAc2
	5	Ds	S	1.95	200	78000	0.60	0.0250	0.0025	1.0	1.34	0.98	1606	1000	1000	0.0		1.3E-05	2.00		
	6	Dc	C	1.80	200	72000	0.75	0.1270	0.0230	1.0	1.26	1.26	1372	17.0	3.0E-07	7.5E-08		4.7E-08	4.00		L3.0のDc

（2）固化改良域のパラメータ

固化改良域は一様な弾性体でモデル化した。改良体は格子型であるが，前節と同様に改良域全体の剛性は固化体自体の剛性に近いと仮定し、改良域全域が一様な固化体の剛性を持つものとした。

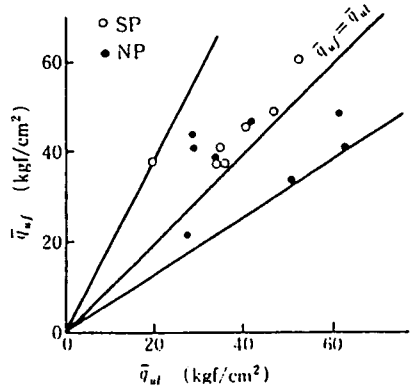
固化改良域のパラメータを表-7.2.5に示す。また，パラメータ設定に際して使用した改良体に対する既存の室内試験結果[18)]を図-7.2.6に示す。パラメータ設定に際して，留意した点は以下の通りである。

・改良率は本来58.0%であるが，上述のように固化体の剛性が改良域全体の剛性と一致すると仮定して100%とした。
・弾性定数は既存の改良体に対する室内試験結果を整理したものを参考にして，設計で用いた一軸圧縮強度から推定した。
・ポアソン比も同様に既存の改良体に対する室内試験結果を整理したものを参考にして，設計で用いた一軸圧縮強度から推定した。
・密度は原地盤（As2-1層）と同等とした。

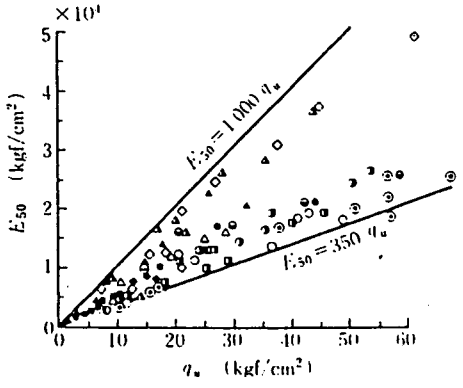
表-7.2.5　固化改良域の物性値

一軸圧縮強度	q_u (kPa)	59	設計定数
改良率	a_p (%)	100	本来は58%であるが、全体剛性として100%とした
変形係数	E_{50} (kPa)	206500	$E_{50}=350\times q_u\times a_p$
ポアソン比	ν	0.4	q_uより推定
弾性定数	μ (kPa)	73500	
	λ (kPa)	294000	
密度	ρ (kN/m^3)	1.90	As2-1層と同等と仮定

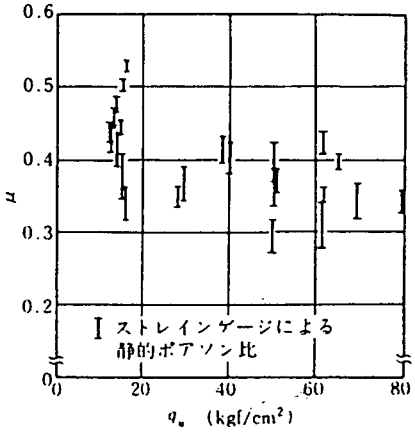
注)　表中のλ、κはこれまでに用いた圧縮、膨潤指数ではなく、ラメの定数である。



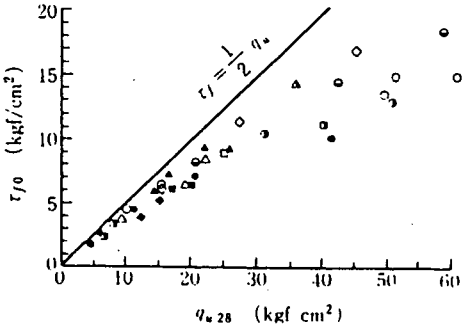
$\bar{q}_{uf}$ と $\bar{q}_{ut}$ の関係（海底土）



室内改良土の E_{50} と q_u の関係



室内改良土の μ と q_u の関係
(非排水)[3]に一部加筆



室内改良土の τ_{f0} と q_{u28} の関係

図-7.2.6　改良体に対する既存の室内試験結果 [18)]

（3）締固め改良領域のパラメータ

締固め改良域は一様地盤と仮定し，砂の弾塑性モデルでモデル化した。SCP工法による改良域は，砂杭と原地盤との複合地盤であるが，解析を容易にするため，ここでは改良域の平均的な液状化強度を有する砂の一様地盤としてモデル化した。

締固め改良域のパラメータを表-7.2.6に示す。パラメータ設定に際して，留意した点は以下の通りである。

・原地盤の砂質土層 As2-2 をベースとして，改良域の平均液状化強度（R_{l20}=1.064）を満足するように，硬化パラメータを大きくした。
・間隙比は改良域の平均値とした。
・密度は改良後の間隙比より算定した。
・改良域の平均N値よりせん断波速度を推定し，初期せん断弾性係数を算定した。
・その他のパラメータは原地盤と同じとした。

締固め改良域の物性を用いて得られたモデルの液状化強度を図-7.2.7に示す。

表-7.2.6　締固め改良域の物性値

		締固め域	備考
密度	ρ (t/m^3)	2.000	
初期間隙比	e_0	0.680	
透水係数	k (m/s)	1.3E-05	
圧縮指数	λ	0.025	
膨潤指数	κ	0.0025	
変相応力比	M_m	0.98	
破壊応力比	M_f	1.30	
初期せん断弾性係数	G_0 (kPa)	88200	
液状化強度	R_{l20}	1.064	改良域の平均値
硬化パラメータ	B^*_0	24000	
砂のモデル			
塑性剛性の基準ひずみ	γ^P_{ref}	0.0020	
弾性剛性の基準ひずみ	γ^E_{ref}	0.0200	
ﾀﾞｲﾚﾀﾝｼｰ係数	D_0	1.0	
ﾀﾞｲﾚﾀﾝｼｰ係数	n	4.0	
過圧密比	OCR	1.0	
水の体積弾性係数	K^f (kPa)	2000000	

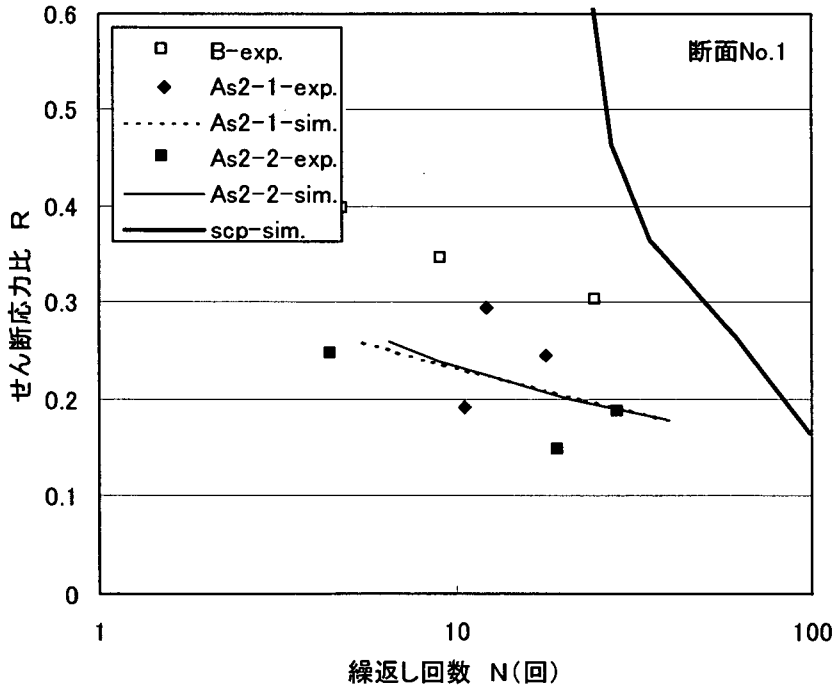


図-7.2.7　締固め改良域の液状化強度

７．２．５　入力地震動

本節の解析でも図-7.2. 8に示す 1995 年兵庫県南部地震　ポートアイランド GL-32mNS 成分を用いた。

各解析ケースにおいては，この波形の最大値を 200，400，600，800gal に調整して，入力地震動とした。

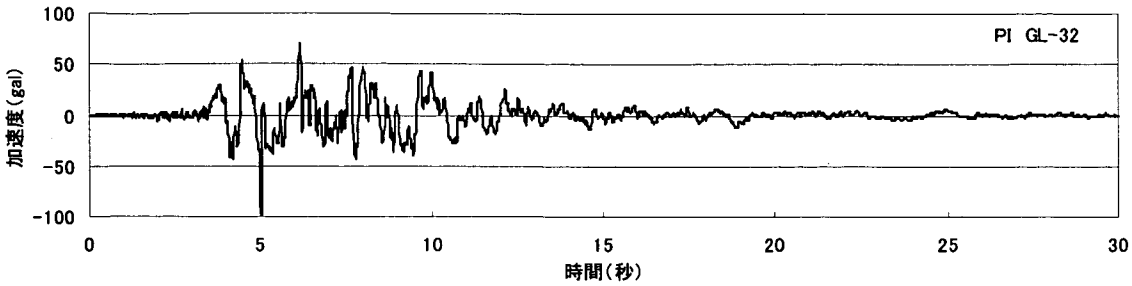


図-7.2. 8　入力地震動

７．２．６　その他の解析条件

動的解析における時間ステップ増分は 0.001 秒とし，解析は 30 秒，30000 ステップ行った。

粘性減衰として剛性比例型（α=0，βのみ考慮）の Rayleigh 減衰を採用し，その係数は４．２．６と同様に 0.001 とした。

基礎地盤および堤体の初期応力状態は，３．４に示した手法により別途算定した。この際，弾性定数は PS 検層から得られた初期せん断弾性係数の 1/2 としたものを用い，ポアソン比は 0.333 とした。破壊角には密非排水三軸試験から得られた内部摩擦角を用いた。解析時の条件として，側方境界条件は鉛直ローラー，底面境界条件は固定とし，間隙水は考慮していない。初期応力解析時の各土層に対するモデルパラメータを表-7.2.7に示す。なお，対策工があるモデルでも，無対策の初期応力をそのまま用いた。これは，実際の施工では地盤内の初期応力状態を大きく乱すことはないと考えたためである。

表-7.2.7　初期応力解析時のモデルパラメータ

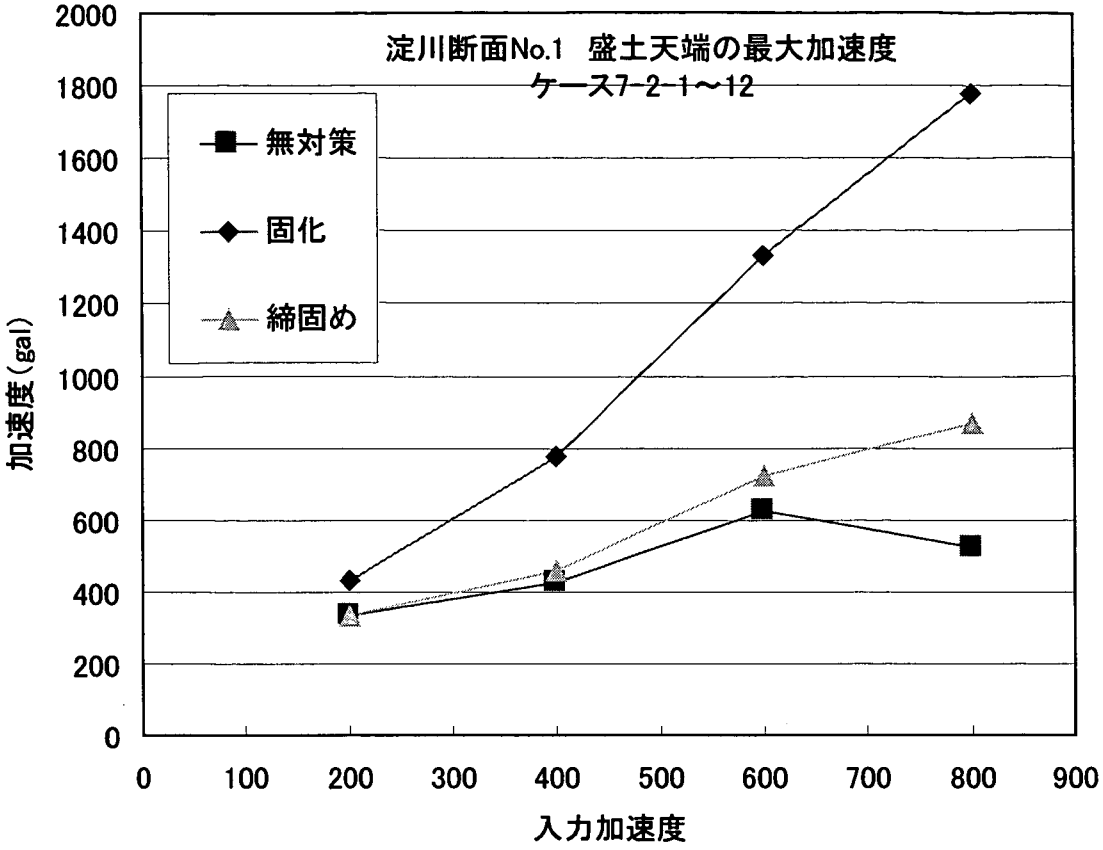
	No.	土層名	種別	γ_t (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	V_s (m/s)	G_0 (kPa)	E_0 (kPa)	$E_0/2$ (kPa)	υ	ϕ_f (degree)	備考
L1.4	1	B	S	17.6	17.6	130	30420	81100	4.1E+04	0.333	35.0	
	2	As2-1	S	18.6	8.82	120	27360	72942	3.6E+04	0.333	33.0	
	3	As2-2	S	19.1	9.31	180	63180	168438	8.4E+04	0.333	39.0	
	4	Ac2	C	16.2	6.37	135	30071	80170	4.0E+04	0.333	38.0	
	5	Ds	S	19.1	9.31	200	78000	207948	1.0E+05	0.333	40.0	
	6	Dc	C	17.6	7.84	200	72000	191952	9.6E+04	0.333	38.0	

７．２．７　解析結果と考察

（１）応答加速度

各モデルに対する盛土天端および自由地盤（モデル右端の地表面）での最大加速度と地震動強度の関係を図-7.2.9に示す。また，各断面，各波形に対する最大応答加速度分布を図-7.2.10に示す。これらの図より以下のことが分かる。
盛土天端では，最大加速度は固化，締固め，無対策の順に大きい。特に，固化対策時の応答加速度は大きな値を示している。これに対して自由地盤では、対策の有無による応答加速度の差は小さい。これは比較点が完全液状化地盤上にあるため，改良域の影響をあまり受けなかったためと思われる。前節の後志利別川の固化改良したケースでは、地表に非液状化層が存在し、それが固化体からの振動を受けて大きな加速度を生じていたものと考えられる。

締固め対策の場合，盛土内や盛土のり尻での加速度の集中がみられるが，固化対策ほど顕著ではない。



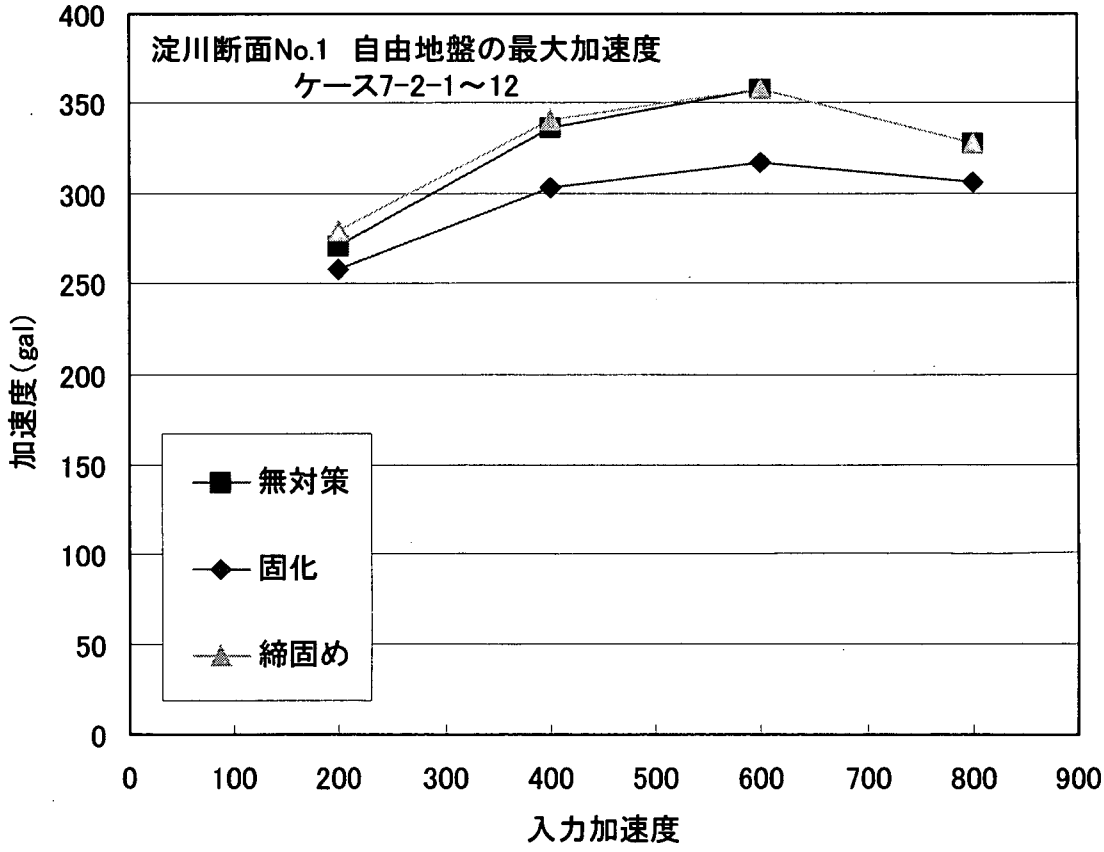
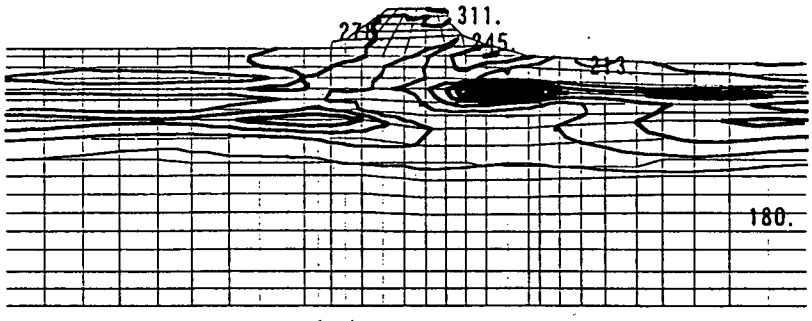
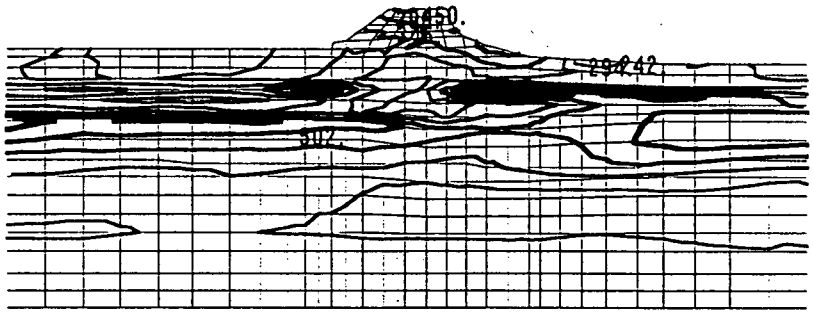


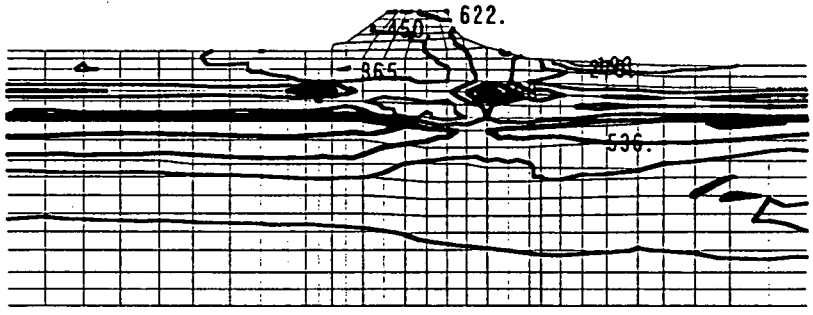
図-7.2.9　最大応答加速度と地震動強度の関係



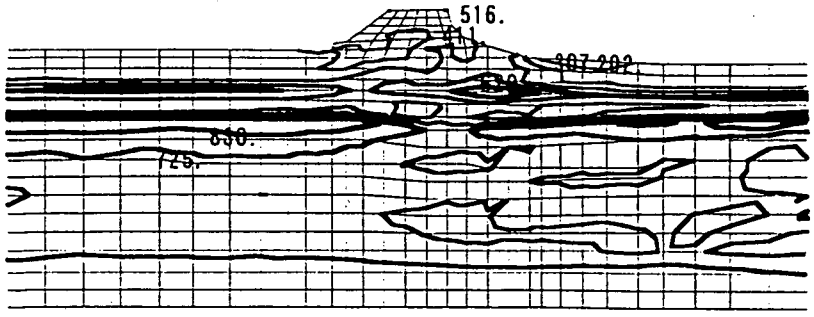
(a) 200gal



(b) 400gal



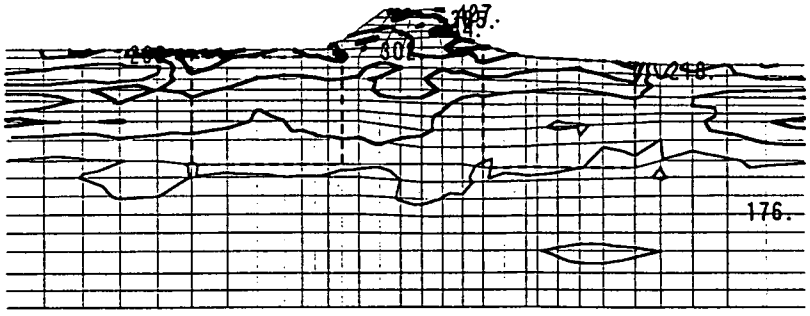
(c) 600gal



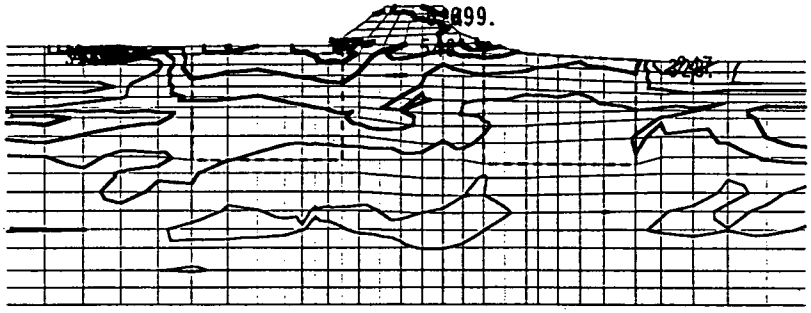
(d) 800gal

(単位：gal)

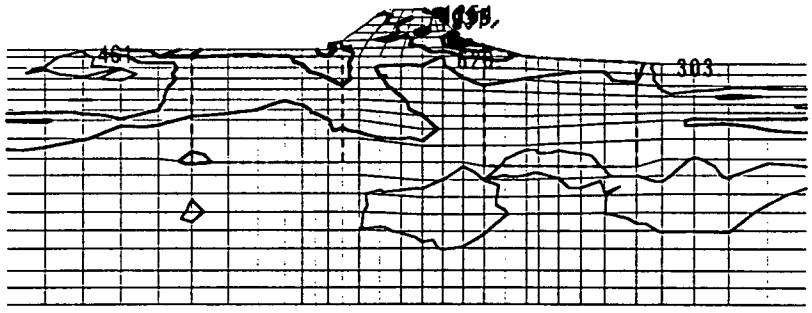
図-7.2. 10(a)　最大応答加速度分布（ケース 7-2-1～4）



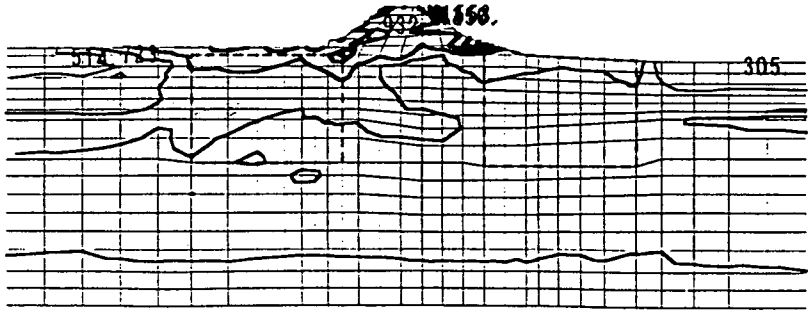
（a）200gal



（b）400gal



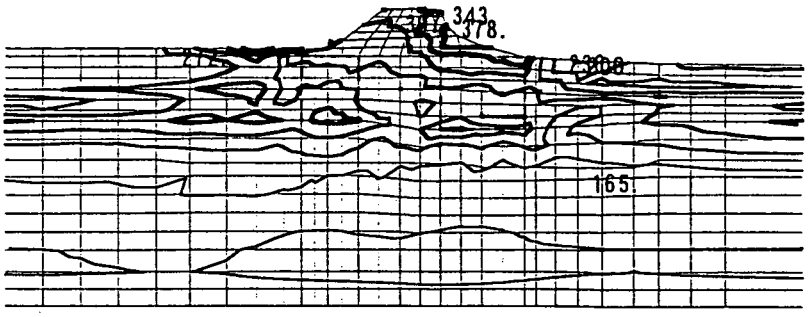
（c）600gal



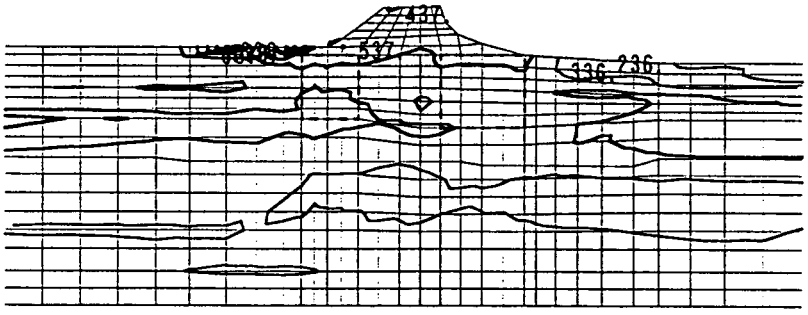
（d）800gal

（単位：gal）

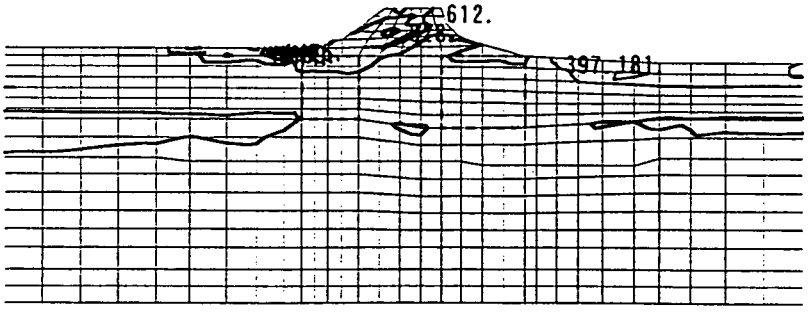
図-7.2. 10(b)　最大応答加速度分布（ケース 7-2-5～8）



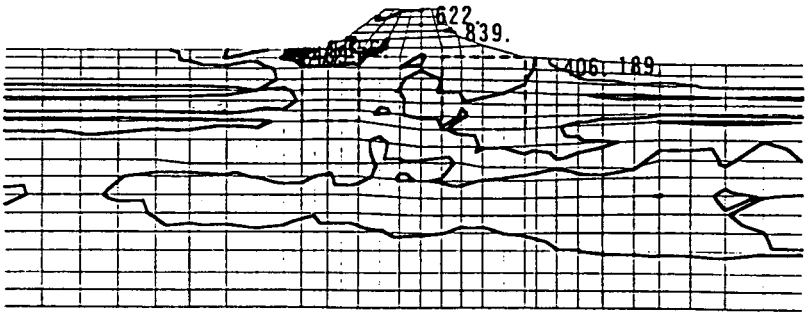
（a）200gal



（b）400gal



（c）600gal



（d）800gal

（単位：gal）

図-7.2.10 (c)　最大応答加速度分布（ケース 7-2-9～12）

（2）過剰間隙水圧比

各モデルに対する地震後の過剰間隙水圧比分布を図-7.2. 11に示す。ここで過剰間隙水圧比とは$1-\sigma'_m/\sigma'_{m0}$により算出したものである。
これらの図より以下のことが分かる。

無対策の場合，入力加速度が大きくなっても，完全液状化の範囲はさほど変化しない。これと同様のことが固化対策、締め固め対策のケースについても言える。また対策を施した場合、いずれの地震動強度でも盛土直下も含めて砂質土層は完全液状化に至っている。

締固め領域ではいずれのケースでも設計震度より大きい地震力が作用しているはずであるが，完全液状化に至っている要素は少ない。これは，締固め領域の設定した液状化強度がかなり大きいことが一因となっている。さらに，地震動強度が大きくなるにつれ，堤外側の締固め領域の上部で過剰間隙水圧比が大きくなっており，盛土が締固め領域を乗り越えるような変形モードになってしまったのは，この部分の影響と思われる。

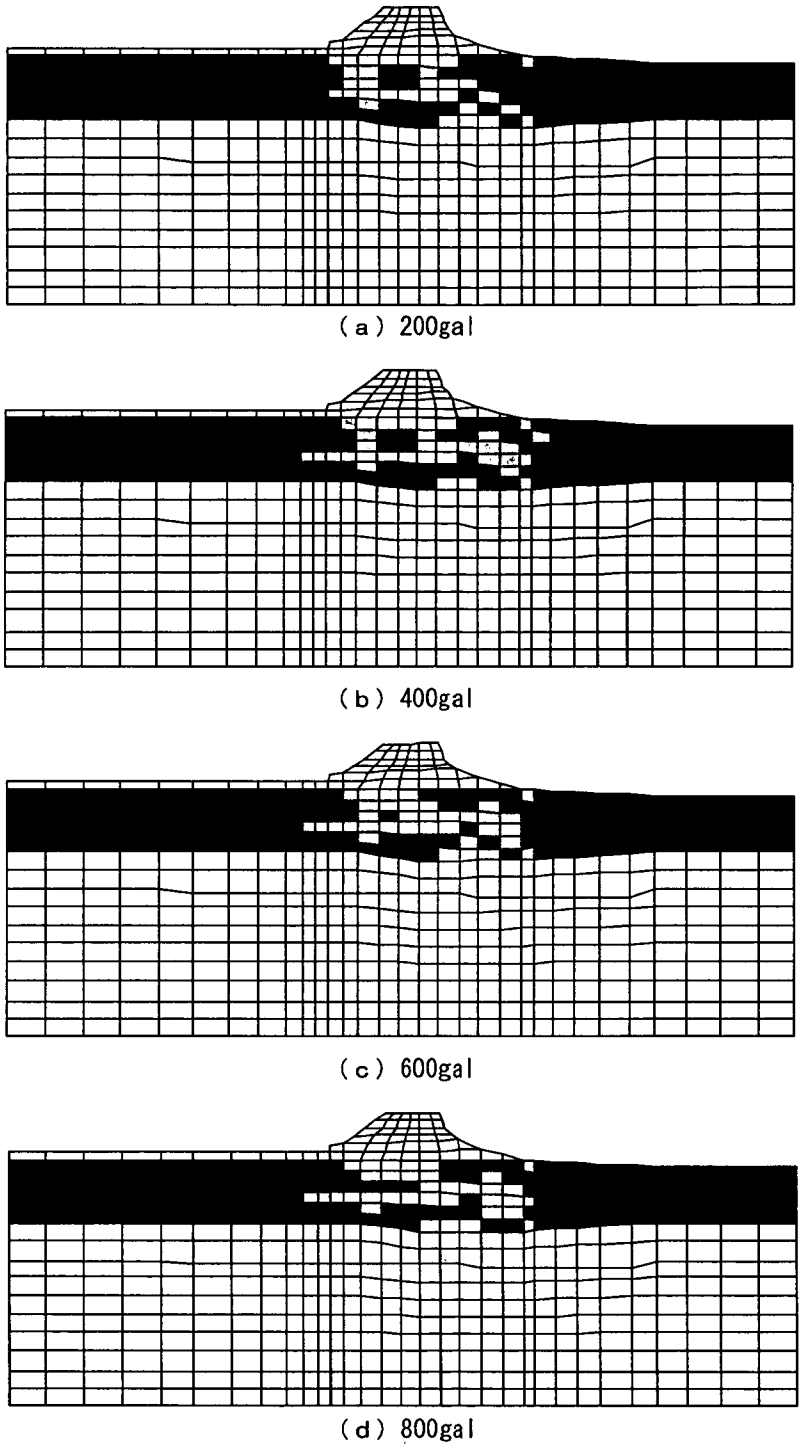


図-7.2. 11(a)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 7-2-1～4）

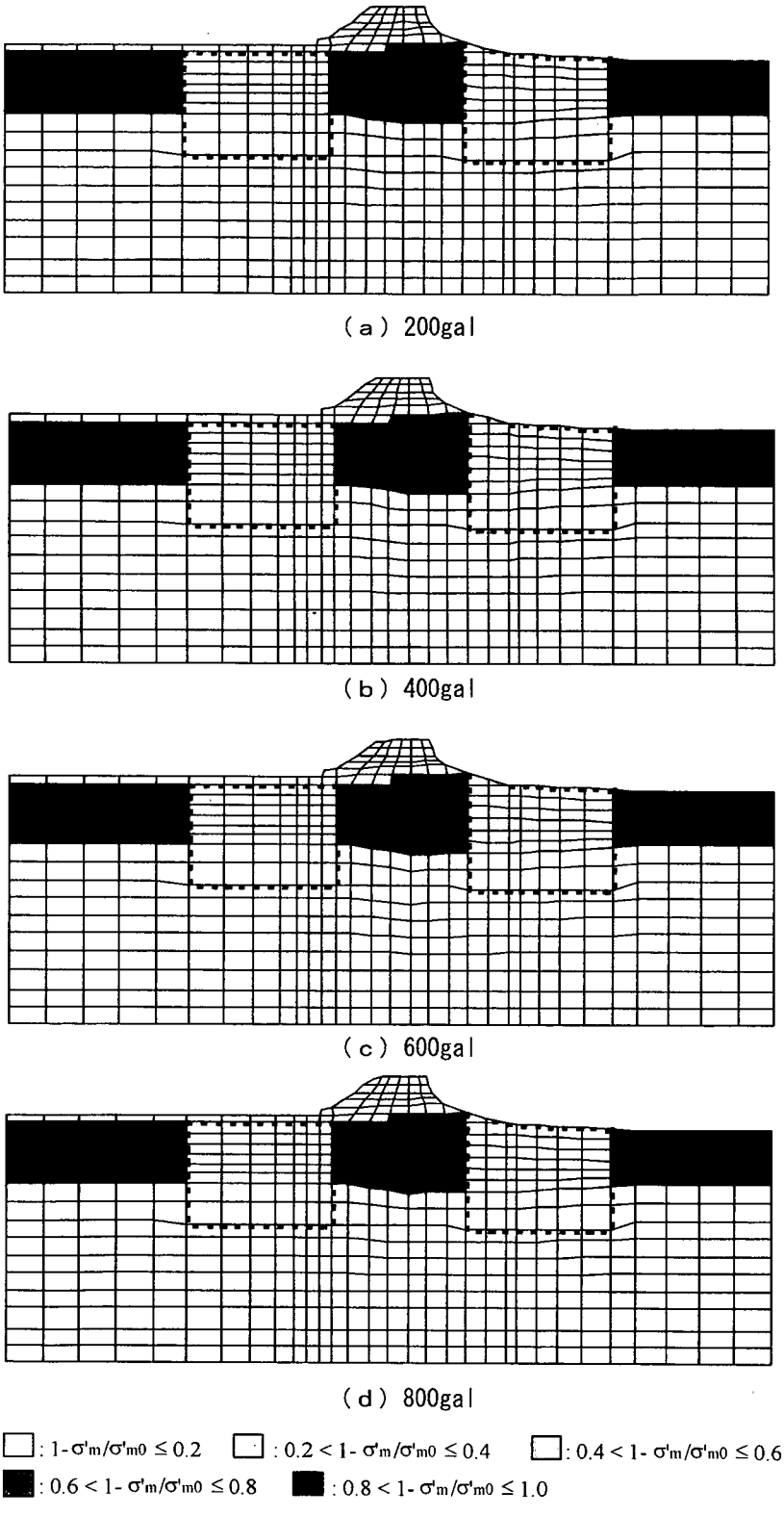
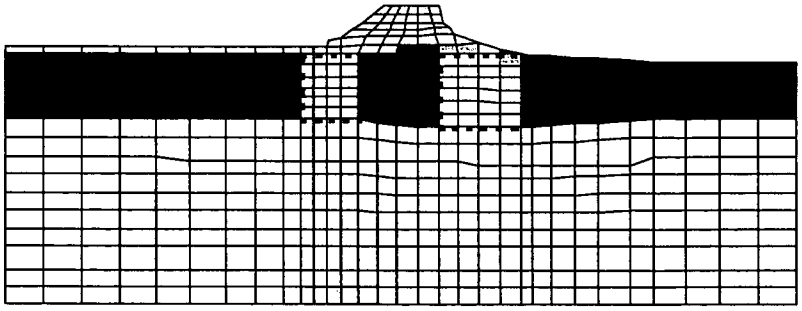
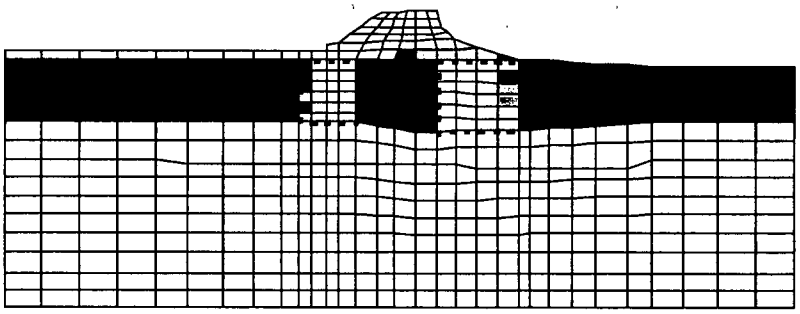


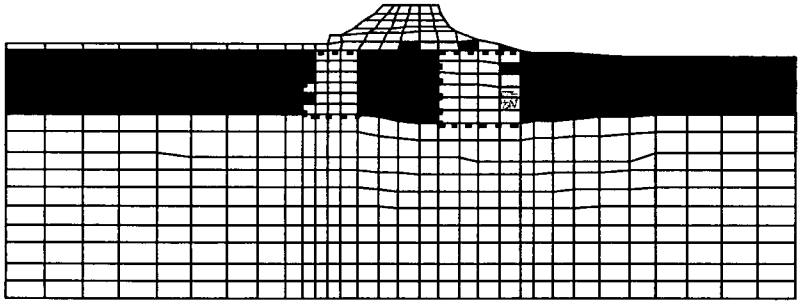
図-7.2. 11(b)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 7-2-5～8）



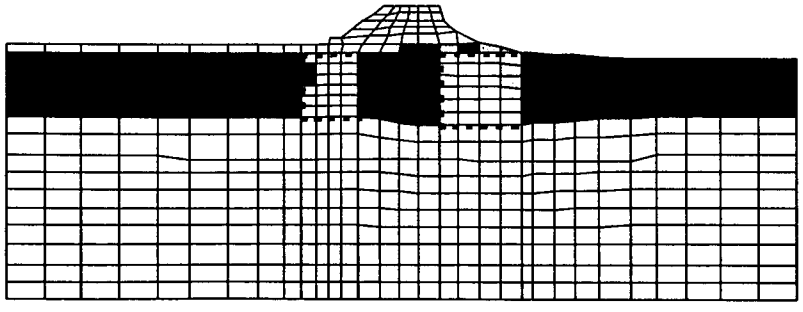
（a）200gal



（b）400gal



（c）600gal



（d）800gal

□：1-σ'm/σ'm0 ≤ 0.2　□：0.2 < 1-σ'm/σ'm0 ≤ 0.4　□：0.4 < 1-σ'm/σ'm0 ≤ 0.6

□：0.6 < 1-σ'm/σ'm0 ≤ 0.8　■：0.8 < 1-σ'm/σ'm0 ≤ 1.0

図-7.2. 11(c)　地震後の過剰間隙水圧比分布（ケース 7-2-9～12）

（3）変形

1）地震動強度と堤体天端沈下量の関係

各ケースについて得られた地震終了後の天端沈下量の一覧を表-7.2. 8に示す。なお，解析結果の天端沈下量は堤防天端左および右の平均値とした。また，各断面において，地震動強度と堤体天端沈下量の関係を図-7.2. 12に示す。

いずれのモデルでも，入力加速度に対して沈下量は単調に増加している。固化対策の場合，沈下量に対しては，大地震時でも十分な対策効果を示している。締固め対策の場合，沈下量は無対策の半分程度であり，固化工法ほどではないが対策効果を有している。淀川での締固め工法による対策効果がある程度見られたのは、締固め領域の大きさが前節の後志利別川のケースよりもよりも大きいことがその原因と考えられる。淀川のケースにおいても、締固め領域は固化領域に比べてだいぶ狭くなっている。固化対策と同程度の面積を締固め改良した場合には、大きな改良効果が得られる可能性があるものと考えられる。

表-7.2. 8　天端沈下量結果一覧

解析ケース	対策	入力加速度 (gal)	解析沈下量(cm)		
			天端左	天端右	平均値
7-2-1	無対策	200	154.4	170.4	162.4
7-2-2		400	342.4	249.7	296.1
7-2-3		600	491.6	333.4	412.5
7-2-4		800	554.3	431.7	493.0
7-2-5	固化	200	45.7	6.6	26.1
7-2-6		400	68.9	0.2	34.5
7-2-7		600	79.7	-2.5	38.6
7-2-8		800	84.2	-7.6	38.3
7-2-9	締固め	200	79.7	74.7	77.2
7-2-10		400	141.9	150.7	146.3
7-2-11		600	195.2	209.4	202.3
7-2-12		800	250.5	248.9	249.7

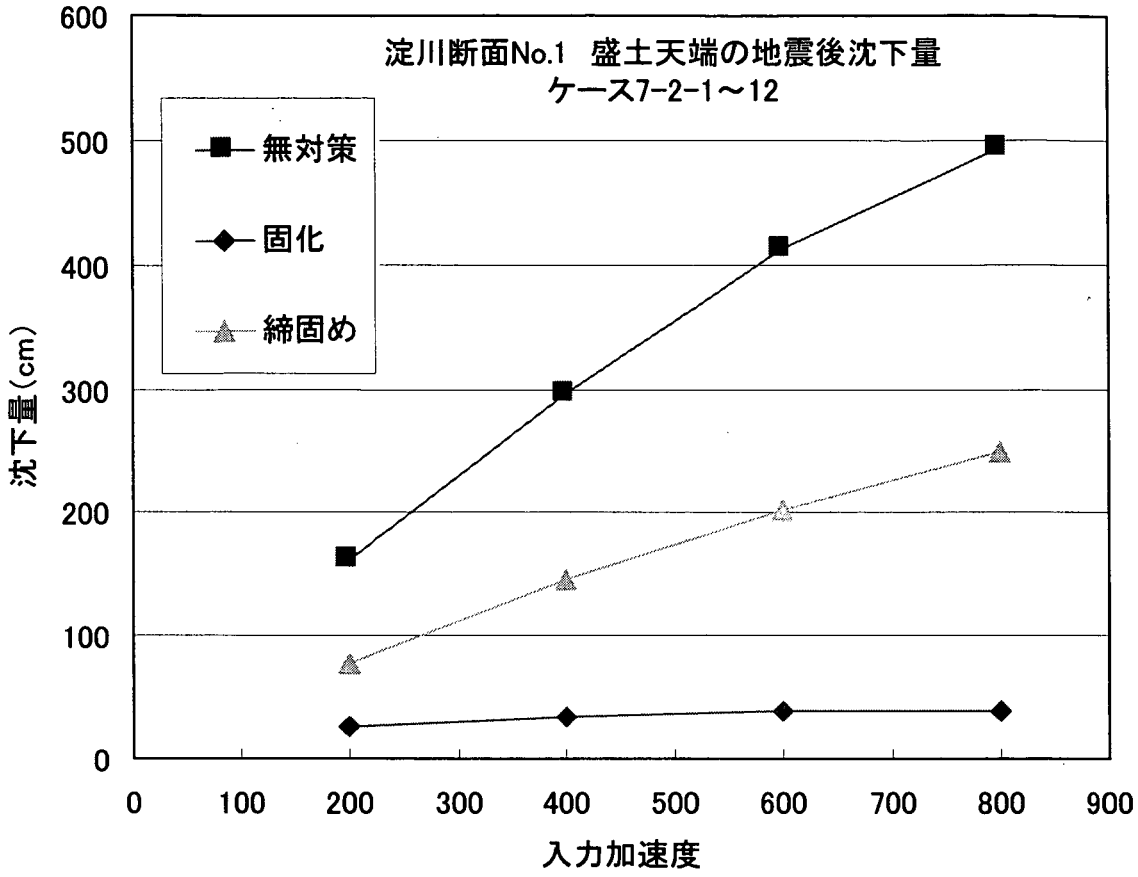


図-7.2. 12　地震動強度と堤体天端沈下量の関係

2）全体変形

各断面，各波形に対する地震後の変形図を図-7.2. 13に示す。

無対策の場合，基礎地盤が堤防直下から水平地盤方向へ側方変形を起こし，堤防は全体的に沈下するとともに，側方へはらみだすように変形している。入力加速度が大きくなるにつれ，上記の傾向が顕著になるが，かなり大きな変形が発生しており，微小変形解析では，このような大変形では十分な精度が得られないと思われる。固化対策では，固化体はほとんど動いておらず，盛土直下地盤の側方変形を拘束している。盛土の沈下は盛土体近傍の地盤の変形により発生している。締固め対策では，改良域がせん断変形を起こしているが，無対策のような大きな盛土の沈下は抑制している。しかし，入力加速度が大きくなると，盛土体自体の変形量が非常に大きくなっており，盛土が改良域を乗り越えるような変形している。これは堤外側改良域の上面の液状化が原因となっていると考えられる。

・対策時において，改良域の外側，特にモデル右側（堤外側）の地表面が乱れるケースがみられる（例えば，7-2-12）。堤外側は川底であるため地表面まで完全液状化にいたっており，剛性はかなり小さくなっている。この弱い要素に対して，比較的剛性の大きな改良域の振動が作用したため，このような乱れが発生したものと思われる。

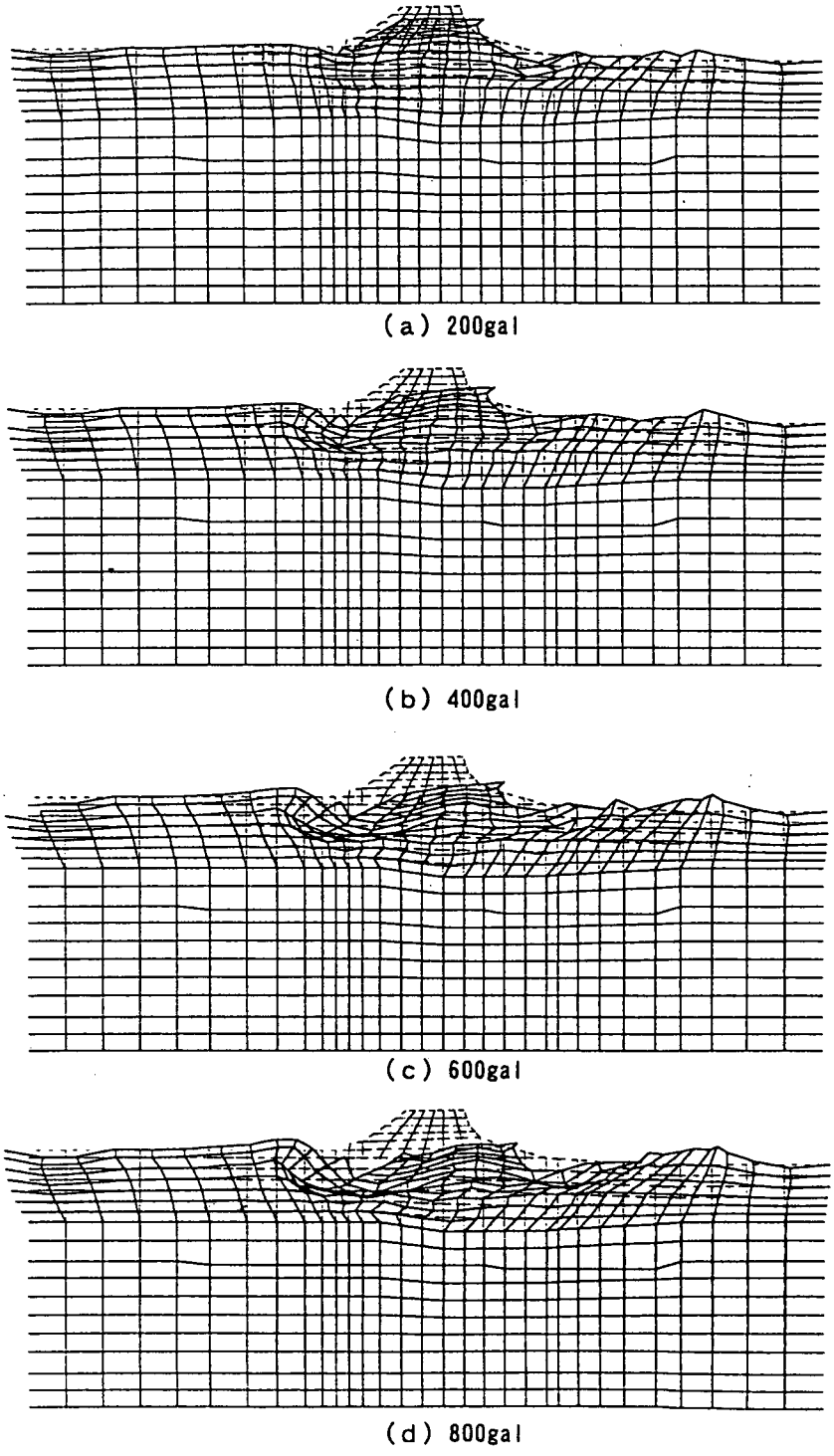
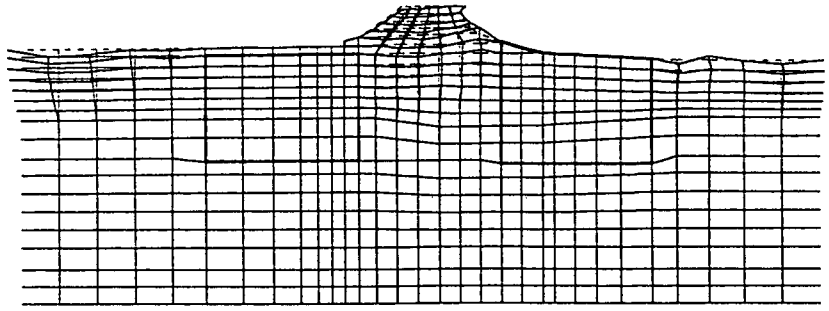
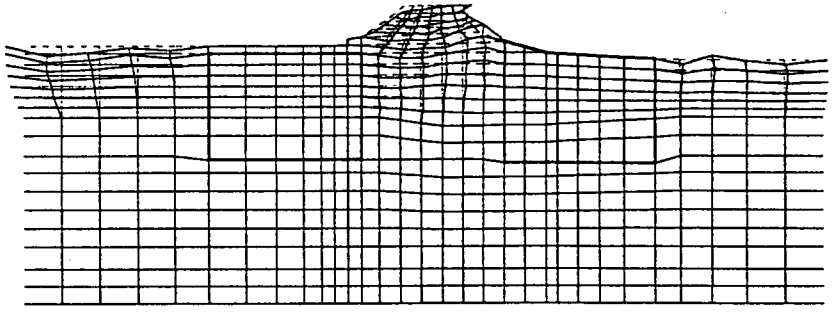


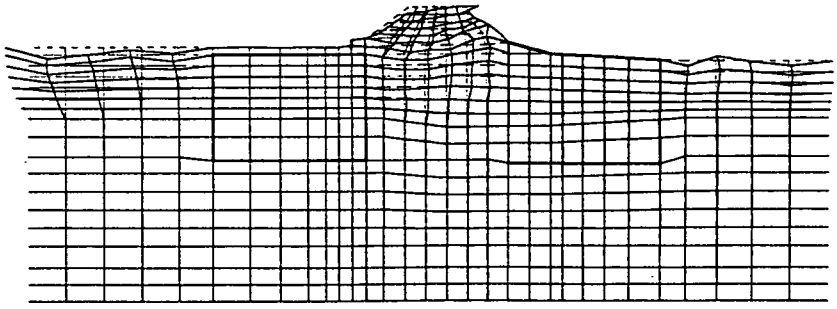
図-7.2. 13(a)　地震後の変形図（ケース 7-2-1～4）



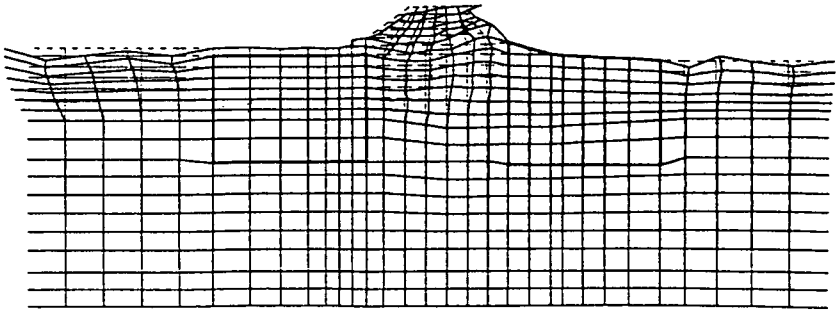
（a）200gal



（b）400gal



（c）600gal



（d）800gal

———— ：変形後　　---------- ：初期形状

図-7.2. 13(b)　地震後の変形図（ケース 7-2-5～8）

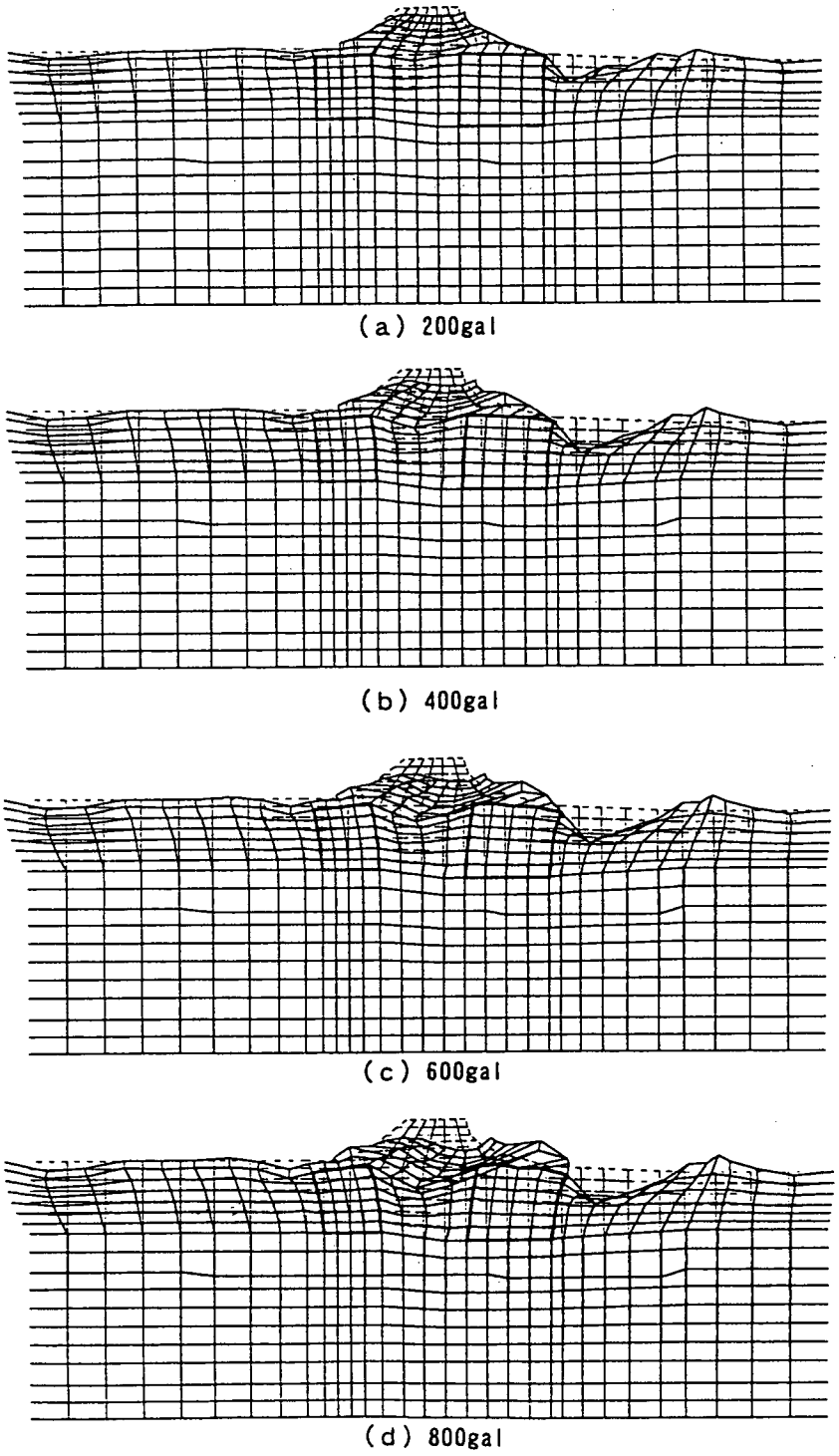


図-7.2. 13(c)　地震後の変形図（ケース 7-2-9～12）

7．2．8　まとめ

1995 年兵庫県南部地震で被災を受けた淀川の堤防の代表断面を対象として，固化工法および締固め工法の試設計を行った。改良断面に対して，地震動強度を変えて，弾塑性 FEM により変形解析を実施した。この結果，以下のことが分かった。

・固化対策、締固め対策を施すと、盛土内での加速度の集中が著しく，盛土天端での最大加速度は最も大きくなる。また，無対策のような液状化層以浅での減衰が明確にはみられない。
・固化対策、締固め対策を行うと、無対策と比較して盛土直下の過剰間隙水圧比は大きくなる。これは対策工が盛土直下の土の水平変位を拘束し、液状化し易くなるためである。
・現行設計法で設計した固化対策工の盛土の沈下に対する改良効果は大きい。固化体はほとんど動いておらず，盛土直下地盤の側方変形を拘束している。ただし，固化体を弾性体としており，また，ジョイント要素も考慮していないことから，効果を過大に評価している可能性もある。
・現行設計法で設計した締固め対策工は、固化ほどの改良効果はないが，盛土天端の沈下量は無対策の半分程度に抑えられている。堤外側改良域の上部も対策しておけば，さらに大きな対策効果が期待できる。
・締固め砂の液状化強度は簡易設計で用いた手法により推定したが，かなり大きな値となっている。これは簡易設計において，締固め工法の改良仕様がある点の深度で決められており，その仕様が同一層内の他の深度では過剰であるため，改良域全体の平均的な液状化強度が大きくなったことによる。N値と液状化強度の関係が急な右上がりの曲線であることを考慮すると，改良域の平均的な特性を表現するには，液状化強度の平均でなく，改良後N値の平均とした方が適切であった可能性もある。
・締固め工法の簡易設計はN値に基づいており，改良仕様の設定はN値の計測された各深度で実施されている。一方，解析では室内試験での液状化強度を用いて，土層を一様と仮定してモデルのパラメータを設定している。したがって，N値から簡易設計により求めた液状化強度と室内試験で得られた液状化強度が大きく異なる場合も考えられ，この場合は締固めの改良仕様の設定法や締固め砂のモデルパラメータの設定法を工夫して，適切な締固め砂のモデル化を行う必要がある。

8．まとめ

（1）被災事例を対象とした有効応力解析法の適用性の検討

2つの被災事例（後志利別川，淀川）を対象として，有効応力解析法の適用性を検討した結果を以下にまとめる。

・地震後に行った地盤調査及び地震後にチューブサンプリングした試料に対して行った室内試験結果をもとに、入力パラメータの設定を行った。

・後志利別川で被災した断面の盛土沈下量を解析は過小評価したが，淀川ではほぼ実測値を再現できた。この両河川での解析精度の差は，解析条件の不確定さの違いが影響していると考えられる。後志利別川の断面 No.1 では，①表層付近に中間土が存在すること②基盤深度が浅く，設定した入力動の妥当性に疑問があること③液状化層の液状化強度が非常に小さく，周辺では大きな永久変位が観測されており，大ひずみでの砂の弾塑性モデルの適用性が十分に検証できていないことなどの不確定要因が考えられる。一方，淀川では As2 層の室内試験から得られた液状化強度にバラツキがあるが，後志利別川ほど多くの不確定要因はないと思われる。しかしながら，淀川のように大きな変形が発生した場合，微小変形解析では追従できない問題も明らかになり、この場合，解析上の変形量は過大になることが考えられる。

・被災を受けなかった断面について，いずれの河川でも解析では数 10cm の盛土沈下量が発生した。無被災断面での特徴は，表層付近に粘性土層が存在していることであり，より精度の高い解析を行うには，この粘性土層の挙動を精度よく予測することが重要である。

（2）模型実験を対象とした有効応力解析法の適用性の検討

2つの模型実験（固化工法の振動台実験，締固め工法の遠心模型実験）を対象として，有効応力解析法の適用性を検討した結果を以下にまとめる。

・いずれの模型実験についても，解析は模型地盤（締固め砂も含む）の過剰間隙水圧を過大に評価する傾向がある。また，この傾向は加振加速度が小さい場合に顕著になる。固化工法の振動台実験の解析では，室内試験をもとに設定したモデルパラメータでは全く実験結果を再現できなかったため，模型地盤の逆算液状化強度からモデルパラメータを設定することで，解析精度を向上させた。この問題については，繰返し応力が小さい場合のモデルの液状化強度，室内試験と模型地盤との液状化強度の差，その他の透水性や地盤の飽和度などの実験条件について検討する必要がある。

・いずれの模型実験においても，解析が再現できていない実験条件として，ステージ加振が挙げられる。解析では全ての加振ステージで処女加振としてお

り，小さい加振加速度での加振履歴を再現することはできない。実験でこの加振履歴が地盤を密にするような働きをしている（逆に締固め砂層では緩くなる）とすると，解析が実験での地盤内の過剰間隙水圧を過大に評価する一因となると考えられる。この加振履歴を解析で表現することは困難である。

・いずれの模型実験においても，実験では対策工の改良効果が明確にみられていないが，解析では多少なりとも対策工の改良効果が発揮されている。固化工法の振動台実験の場合，盛土の沈下量に関して，実験では盛土のり肩の沈下に対しては対策効果がみられたが，盛土天端の沈下に対してはほとんど対策効果がみられなかった。一方，解析ではモデル２，３ではほぼ同等の沈下抑制効果がみられた。締固め工法の遠心模型実験の場合，盛土の天端沈下量に対して，直下改良の 4-H では対策効果がみられるが，両脇改良の 4-F ではほとんど対策効果がみられない。一方，解析はモデル 4-H，モデル 4-F の順で対策効果が発揮されている。これらの実験での対策効果について明確な説明をするためには，実験結果の再吟味などの検討が必要である。

・固化工法の模型実験の解析において，解析が実験結果を定性的に再現できているのは，固化体の変形モードのみである。地盤内の過剰間隙水圧，盛土の変形量などは，モデル３を除いては，定性的にも再現できているとは言い難い結果となった。特に，モデル１，２において，盛土や固化体の変形が 250gal 過ぎから急激に発生する傾向を解析は全く再現できていない。このような実験での急激な変形の発生を再現するには，繰返し応力が小さい場合のモデルの液状化強度，基準ひずみ（変相線到達後のひずみ量を制御するパラメータ）などを調整する必要があると思われる。

・固化体と地盤との間のジョイント要素の必要性について検討した結果，盛土体の沈下量はジョイント要素の有無の影響をさほど受けないが，固化体自体の変形量はジョイント要素の有無の影響を受けることが分かった。固化体の挙動について検討する場合は，ジョイント要素が必要になる。

・本検討で用いている砂の弾塑性モデルは，締固め砂層のような密な砂に対して，十分に検証されているとは言い難い。締固めの遠心模型実験の解析では，他の章では調整用のパラメータとして考慮していないダイレタンシー係数（D0），硬化パラメータの変相線到達前の低減（B_1，C_f）などを操作して，密な砂のパラメータを設定した。今後，さらに密な砂に対するシミュレーションを実施し，モデルパラメータの設定方法を確率することが必要である。

（3）堤防の大地震時の変形量に関する解析

堤防の大地震時の変形量について，被災事例（後志利別川）での被災および無被災断面を対象として，入力地震動の大きさ，波形の種類の影響を検討した結果を以下にまとめる。

・入力加速度の増加に伴い，盛土天端沈下量も増加する。その増加率は被害の大きな断面 No.1 で大きく、無被害の No.2 では断面 No.1 の 1/4 程度であった。
・沈下量はいずれの断面でも長周期波形である八戸 EW の場合に最も大きくなる。神戸 JMA の場合，加速度応答は八戸 EW に近い応答を示しているが，沈下量は非常に少ない。一般に，液状化した地盤の固有周期は長周期側にシフトすることから，長周期側（周期 1 秒以上）で大きな応答加速度，応答変位を与える八戸 EW 波形が，堤防の沈下量には最も厳しい結果を与えることになる。また、八戸 EW の波形は大きな振幅の波が数多く含まれており、このことも堤防の沈下量を大きくした原因であると考えられる。一方，加速度応答の最も小さかった大船渡の場合，沈下量も最も少ない結果となっている。
・いずれの断面でも，入力加速度の増加に対して，盛土の沈下量はほぼ直線的に増加している。八戸 EW の 800gal のケースでは，盛土高さが水平地盤と等しくなるほどの大きな変形が発生している。しかしながら，実際には基礎地盤のせん断変形により盛り上がった盛土側方の地盤が，盛土の沈下を抑える方向の荷重として働くため，解析のような変形モードの場合には，これほど大きな盛土の沈下が発生するとは考えにくい。有限変形解析によれば，変形後の地盤の形状を考慮した解析が可能であるが，用いている砂や粘土のモデルが大きなひずみで適用できるかどうかも，検証する必要があり，本手法を大変形に適用するには，十分検討が必要である。

（4）液状化対策工法の大地震時の対策効果に関する解析

固化工法および締固め工法の 2 つの液状化対策工法について，大地震時の対策効果を 2 つの被災事例（後志利別川，淀川）での断面を対象として，検討した結果を以下にまとめる。

・いずれの断面でも，固化対策の場合，盛土内での加速度の集中が著しく，盛土天端での最大加速度は最も大きくなる。また，無対策と比較して，盛土直下の過剰間隙水圧比は大きくなる。盛土の沈下に対する改良効果は非常に大きく，固化体の残留変位は極めて小さく、盛土直下地盤の側方変位を拘束している。ただし，固化体を弾性体としており，ジョイント要素も考慮していないことから，ここでは対策効果をやや大きく評価している可能性がある。
・いずれの断面でも，締固め対策の場合，盛土内での加速度や盛土下の過剰間

隙水圧比は無対策よりも大きくなるが，固化対策ほどではない。固化対策との効果の違いは、改良域の大きさが工法によって大きく異なるためであり、固化工法と同じ改良範囲を締め固めれば、十分に大きな対策効果が得られる可能性が高い。盛土の沈下に対する改良効果は，締固め領域の液状化強度および改良位置の影響を受け，淀川のように液状化強度が大きいほど，また改良域が盛土直下に近いほど，対策効果は大きくなる。

・固化工法の解析において，固化体についてはかなりラフにモデル化している。解析精度を向上させるには，改良範囲の解析上の扱い（ブロック改良と同じモデル化でよいか），固化体の弾塑性体としてのモデル化，固化体と地盤との間のジョイント要素の配置などを検討する必要がある。

・締固め工法の解析において，締固め改良域では，完全液状化には至っていないものの，大きなせん断変形が発生して，盛土の沈下に対しては改良効果が十分ではなかった。このような変形モードの場合，締固め砂の変形特性が結果に大きく影響することが考えられるが，本検討での締固め砂のモデル化が妥当なものであったかどうかについては，さらに検討の余地がある。また，締固め砂のモデルパラメータを設定する際には，締固め工法の簡易設計で用いているＮ値から求めた液状化強度と室内試験で得られた液状化強度が大きく異なる場合も考えられ，この場合は締固めの改良仕様の設定法や締固め砂のモデルパラメータの設定法を工夫して，適切な締固め砂のモデル化を行う必要がある。

参考文献

1） Towhata, I., Orense, R. and Toyota, H.: Mathematical principles in prediction of lateral ground displacement induced by seismic liquefaction, Soils and Foundations, Vol.39, No.2, pp.1-19, 1999

2） 安田進、吉田望、安達健司、規矩大義、五瀬伸吾、増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法、土木学会論文報告集、　　、1999

3） Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R.: FEM - DEM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, Vol. 52, pp.209～245, 1994

4） Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.：Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992

5） Oka, F., Yashima, A., Kato, M. and Sekiguchi, K.: A constitutive model for sand based on the non-linear kinematic hardening rule and its application, Proc. of 10th WCEE, pp. 2529-2534, 1992

6） Tateishi, A., Taguchi, Y., Oka, F. and Yashima, A：A cyclic elasto-plastic model for sand and its application under various stress conditions, Proc. IS-Tokyo, Vol.1, pp. 399-404, 1995

7） Oka, F.: A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear kinematic hardening rule, Proc. 4th Numerical Models in Geomechanics, pp. 105-114, 1992

8） Pradhan, Tej B. S., Tatsuoka, F. and Sato Y.: Experimental stress-dilatancy relations of sand subjected to cyclic loading, Sols and Foundations, Vol.29, No.1, pp.45-64, 1989

9） 金子正之、田村圭司、佐々木康、勝山昭雄、佐藤健司：平成５年北海道南西沖地震による河川堤防の被害について、第29回土質工学研究発表会、pp.971-972、1994

１０） 古賀泰之、松尾修、古関潤一、高橋晃浩、山根行弘：盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する実験的検討、土木研究所資料 第3264号、1994

１１） 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告　土木構造物の被害、　港湾・海岸構造物　河川・砂防関係施設、1997

１２） 河川構造物地震対策技術検討委員会報告書、1996

１３） 太田秀樹、鍋谷雅司、藤井信二、山本松生：弾・粘塑性有限要素解析の入力パラメータ決定における一軸圧縮強度の利用、土木学会論文集、第400号/Ⅲ-10、pp.702-711、1988

１４） 島津多賀夫、松尾修、田中紀和、鈴木吉夫、奥村良介、桑原正彦: 深層混合処理工

法により補強した砂地盤上の盛土の耐震設計法に関する検討（その２）、土木学会第５０回年次講演会、pp.570-571、1995

１５）　島津多賀夫、古賀泰之、古関潤一、高橋晃浩、田上博影: 締固め工法により補強した盛土の耐震性について、第２８回土質工学研究発表会、pp.　、1993

１６）　松尾修、島津多賀夫(1995):河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）、建設省土木研究所資料第 3513 号

１７）　建設省土木研究所動土質研究室(1998): 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）設計編　鋼材を用いた対策工法

１８）　地盤工学会：軟弱地盤対策工法の調査・設計から施工まで、1988