

土の多方向繰返しせん断特性を考慮した
地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究

1997年9月

福武 毅芳

名古屋工業大学博士論文
乙第120号(論文申請による)
平成9年12月3日授与

目 次

第1章 序論	1
1.1 本研究の位置づけ	1
1.2 本研究の目的	7
1.3 本論文の構成	7
第一部 土の多方向繰返しせん断特性	
第2章 地震による地盤の繰返しせん断	9
2.1 地震時の地盤の挙動とその特徴	9
2.2 液状化解析における土の構成式(既往の研究)	11
2.3 諸量の定義	15
第3章 任意方向単純せん断におけるダイレイタンスの統一的解釈	17
3.1 任意方向単純せん断試験機	14
3.2 おわんモデルの提案	22
3.3 おわんモデルの検証	48
3.4 まとめ	89
第4章 Ramberg-Osgoodモデルとおわんモデルの併用	92
4.1 動的解析に組込むに当たっての構成式の修正	92
4.2 Ramberg-Osgoodモデルとその三次元化	93
4.3 おわんモデルの修正	96
4.4 三次元応力・ひずみマトリックス	99
4.5 実用に当たってのパラメータ決定法	100
4.6 要素試験結果のシミュレーション	105

第二部 地盤・構造物系の液状化解析

第5章 液状化解析理論概要	110
5.1 有効応力解析手法と既往のプログラム	110
5.2 二次元解析プログラム(ALISS)の解析手法の概要	114
5.2.1 非排水条件下の運動方程式	114
5.2.2 圧密の式	117
5.3 三次元解析プログラム(HIPER)の解析手法の概要	118
第6章 二次元液状化解析	121
6.1 砂地盤・剛体ブロックの模型振動実験のシミュレーション	121
6.2 構成則の違いによる二次元液状化解析結果の比較検討	131
6.3 初期せん断作用時の応力・ひずみ関係と加振中における残留変形 ...	152
6.4 新潟地震における川岸町の地盤・アパートの解析	162
第7章 三次元液状化解析	178
7.1 観測記録のシミュレーション解析と二方向入力の影響	178
7.1.1 二方向入力の影響	178
7.1.2 Wild Life観測記録のシミュレーション	180
7.1.3 神戸ポートアイランド観測記録のシミュレーション	189
7.2 深層混合処理による杭状・壁状・格子状の改良効果の検討	198
7.3 地盤・杭基礎・建屋系の模型振動実験のシミュレーション	209
7.4 杭基礎の種々の液状化対策効果の解析的評価	217
7.5 群杭基礎の二次元・三次元解析の比較	233
第8章 結 論	241
8.1 本研究のまとめ	241
8.2 今後の課題と展望	243
参考文献	245

謝辞	257
付録	260
付録 1	粒状体の摩擦係数と「非線形応力・ひずみ関係の重ね合わせ法則」 についての補足 (第3章)	260
付録 2	任意方向単純せん断における非排水ひずみ制御試験結果 (第3章)	262
付録 3	修正R-O+おわんモデルの構成式の 適用に当たっての留意点 (第4章)	267

第1章 序論

1.1 本研究の位置づけ

(1) 地盤・構造物系の動的解析と本研究の位置づけ

従来、地盤・構造物系の地震時挙動の検討には、線形解析あるいは等価線形解析が用いられることが多かった。しかし、地盤がある程度軟弱で地震動が大きい場合には、地盤の非線形挙動が構造物の応答特性に与える影響をより正確に表現することが必要となる。さらに、飽和した緩い砂質地盤では液状化が問題となる。最近の地震の被害例でも分かるように、地震による基礎の被害は地盤の液状化に起因する場合が少なくない。一方、液状化時の地盤の挙動や構造物との動的相互作用は未解明な部分が多い。このような背景を踏まえ、最近では、過剰間隙水圧の影響も考慮した非線形時刻歴応答解析(液状化解析)が行われつつある。

液状化の問題は、非線形の動的相互作用問題であるので、土の構成式の開発のみでは不十分であり、その構成式を動的解析プログラムに組み込み、運動方程式を解き、その応答(加速度、変位、ひずみ、部材応力など)を検討することによってはじめて意義のある検討ができる。このような運動方程式を解く液状化の地震応答解析では、もっぱら一次元や二次元解析によるものであり、三次元解析による検討はほとんどなされていない。この理由としては、動的解析に組み込む簡便な三次元の構成式があまりなかったこと、仮に組み込んだとしても解析には膨大なCPUと計算容量を必要とすることなどが原因と考えられる。本研究では、後述するようにこれらの問題を克服し、液状化も考慮できる非線形の二次元および三次元解析を行った。(表1.1-1参照)



(2) 液状化予測手法と本研究の位置づけ

構造物の基礎を計画、設計するにあたり、重要な問題となるのが砂質土の液状化現象である。液状化予測方法の分類を図1.1-1に示す。

簡予測便法としては、 F_L 法が主流であり、設計にも多く用いられているが、 F_L 法の欠点としては、以下のことが挙げられる。

表1.1-1 動的解析における本研究の位置づけ

		次元	一次元	二次元	三次元
手法					
周波数 応答解析	線形		■	■	■
	等価線形		■	■	
時刻歴 応答解析	非線形		■	■	
	非線形+ 過剰間隙水圧		■	■	■

 既往の研究実績
  本研究

- 地表面最大加速度 a_{max} を仮定している。これにより地震の強さは考慮できるが、入力地震動の特性(卓越周期, 継続時間など)が考慮できない。また、実際に液状化が起こった場合、 a_{max} の振幅は小さくなるので、地表の加速度を最初に仮定すること自体にやや難がある。
- 時刻歴応答が計算できない。
- 地盤の不整形性の影響、構造物・地盤の相互作用、上部構造部の揺れが考慮できない。
- 部材断面力が計算できない。よって、構造物の設計に結び付きにくい。
- 地盤の残留変形、基礎の沈下量が計算できない。
- 液状化対策工の評価が困難である。すなわち、対策の有無、地盤改良範囲、工法の違いなどによる液状化防止効果の検討などが困難である。

液状化の発生の有無については、簡便予測法でもほぼ予測できるが、液状化あるいは P_L 値による液状化危険度と、被害程度の関係は簡便予測法ではさほど明らかでない。この関係をより明確にするには、地盤と構造物を詳細にモデル化できる応答解析に頼らざるを得ない。

以上の問題点を補う方法として、二次元・三次元の地震応答解析や土槽振動実験などが考えられる。地震応答解析には、全応力解析に基づく手法と有効応力解析に基づく手法がある。全応力解析では、土の非線形性はある程度取り入れられるものの、過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤物性の変化は表現できない。このため、

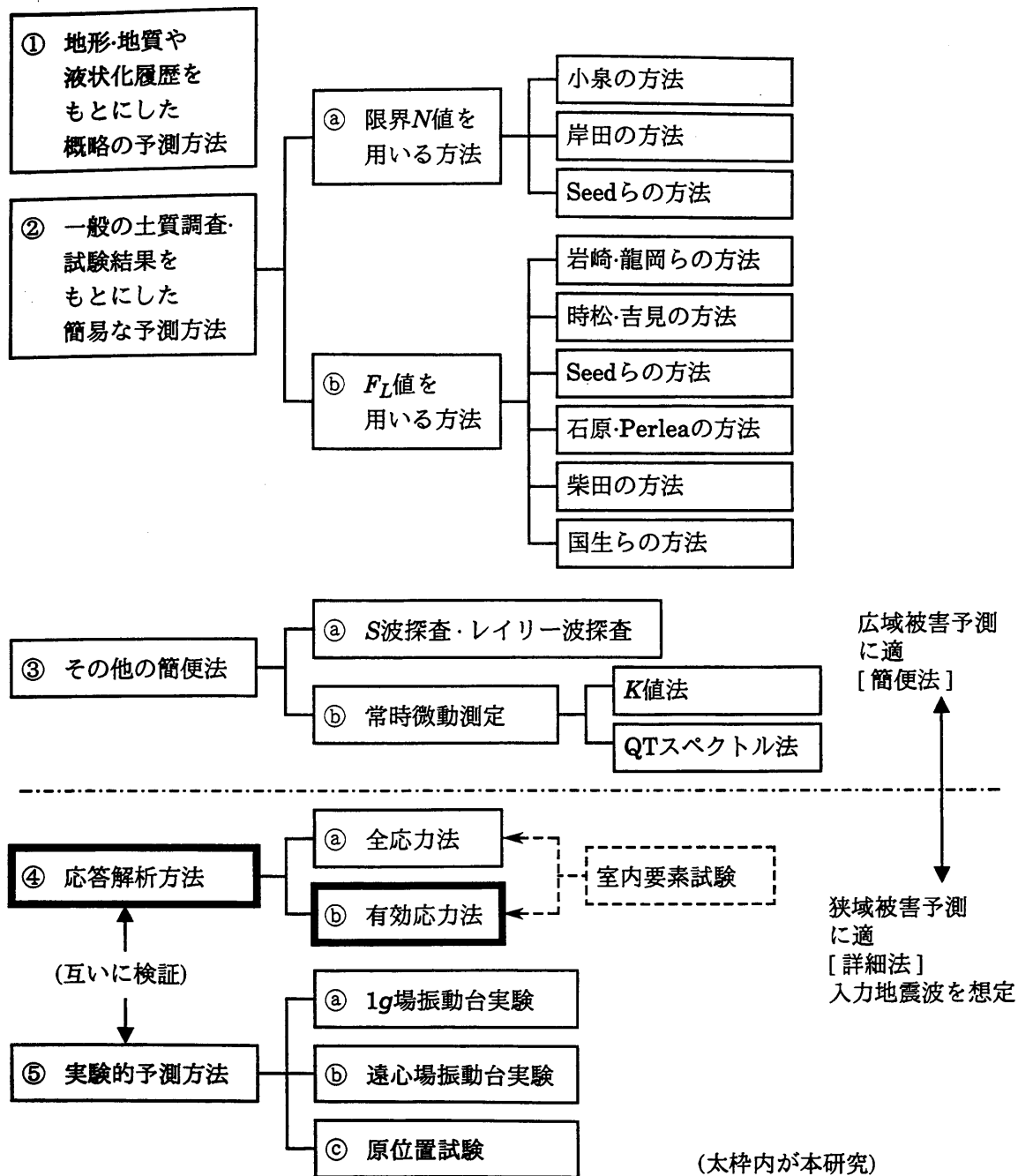


図1.1-1 液状化予測方法の分類と本研究の位置づけ

過剰間隙水圧の蓄積に伴い地盤の加速度が低減し変位が増大する過程は、十分に表すことはできない。したがって、液状化現象の詳細な検討には有効応力解析が必要となる。

本研究では、図1.1-1に示すように応答解析方法の有効応力法を用いている。有効応力法の利点をまとめると以下のようなになる。

- 地震時における過剰間隙水圧の発生や消散を求めることができ、液状化の詳細な予測ができる。さらに、地震後の過剰間隙水圧の消散にともなう地盤の沈下も評価することができる。
- 地震時の有効応力の変化に伴う地盤の軟化・硬化の現象を把握でき、地震応答の低下の様子を知ることができる。また、構造部材断面力の詳細な検討が可能である。
- 構造物と地盤の相互作用を含めた安全性の検討が可能である。例えば、地盤の軟化で固有周期が長周期側に移ることで地震動の長周期成分の増幅が顕著になることも予想される。これは、石油タンクのスロッシングや長大構造物の地震応答を検討する上で重要であるが、有効応力解析でこれらの現象を予測することができる。
- 種々の液状化対策工法の評価が可能である。

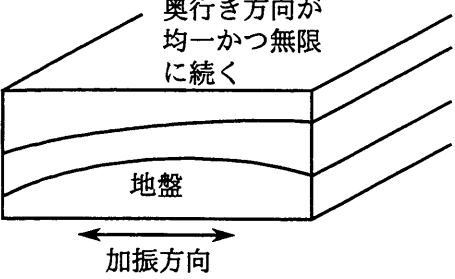
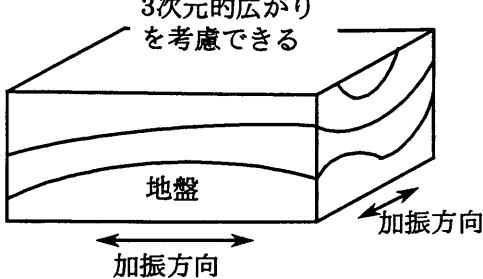
(3) 二次元解析の適用限界と三次元解析の利点

線形解析では地盤・基礎・構造物系の三次元解析も行われつつある(長瀧ほか, 1989; 高橋ほか, 1993)。一方、非線形解析では二次元解析が主であり、三次元解析はほとんど行われていない。図1.1-2には、二次元解析と三次元解析を行う時のモデル化の比較を示してある。以下に、二次元解析の適用限界と三次元解析の利点を述べる。

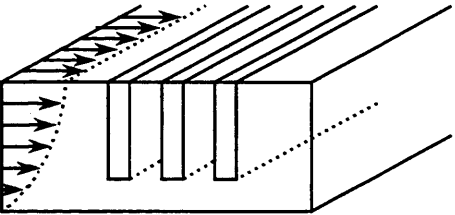
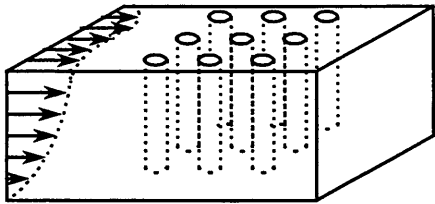
a) 構造的三次元

動的解析の対象となる地盤・基礎・構造物系は、空間的に異なる物性や幾何学形状を有する三次元構造となっている。三次元によるモデル化は地盤や構造物の様子をありのままに表現できるので問題ない。しかし、これを二次元モデルで解析する場合には、図1.1-2に示すように近似や仮定をせざるをえず、精度よい予測ができない。従来は三次元動的解析が困難であるため、近似的に二次元にモデル化して解析するが多かった。この様な場合、例えば杭の解析であれば、杭は奥行き方向に無限に続く矢板のようにモデル化されてしまう。地盤が液状化すれば、図1.1-3に示すように杭近傍地盤が杭を回り込むように動く可能性もある。このような場合には二次元モデルではかなり精度が悪くなるものと思われる。北澤ら(1996)は、杭を「棒状」のアルミパイプと「壁状」のアルミ板を用い

① 地盤のモデル化

二次元	三次元
 <p>奥行き方向が均一かつ無限に続く</p> <p>地盤</p> <p>加振方向</p> <p>地震の揺れを水平1方向と仮定する。</p>	 <p>3次元的広がり を考慮できる</p> <p>地盤</p> <p>加振方向</p> <p>加振方向</p> <p>地震の揺れを実際と同じ水平・鉛直3方向で考慮できる。</p>
<p>液状化の程度を小さめに評価。</p>	<p>より正確に評価。</p>

② 基礎のモデル化

二次元	三次元
 <p>地盤・杭が奥行き方向に無限に続くとしてモデル化。</p>	 <p>地盤奥行き方向の地層変化や杭の3次元的広がりが考慮できる。</p>
<p>基礎(杭)に作用する力を過大に評価。</p>	<p>杭の応力・変形をより正確に評価。より経済的な設計、新しい基礎工法の評価が可能。</p>

③ 地盤改良のモデル化

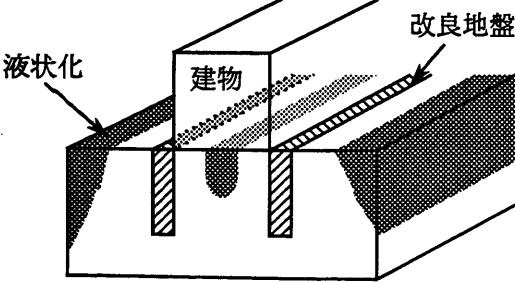
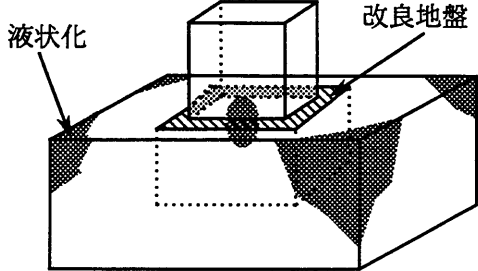
二次元	三次元
 <p>液状化</p> <p>建物</p> <p>改良地盤</p> <p>構造体が奥行き方向に無限に続くとしてモデル化。</p>	 <p>液状化</p> <p>改良地盤</p> <p>構造体の奥行き方向の変化や広がりが考慮できる。</p>
<p>基礎周辺の地盤改良の効果が評価困難。</p>	<p>基礎周辺の地盤改良の効果を定量的に評価。新しい液状化対策工法の評価が可能</p>

図1.1-2 二次元解析と三次元解析のモデル化の比較

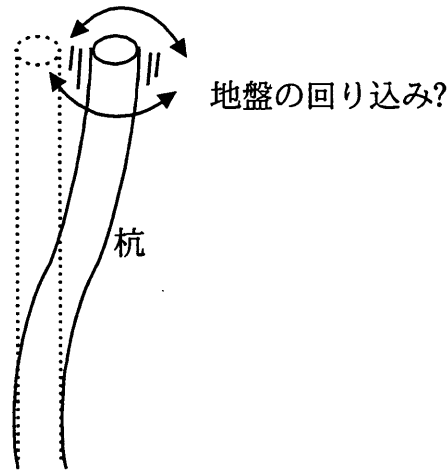


図1.1-3 液状化時の杭近傍地盤の挙動

てモデル化して実験し、液状化時の挙動の違いを比較・検討している。加速度応答や杭応力の時刻歴の波形は両者で必ずしも一致しておらず、「棒状」の杭を「壁状」の板でモデル化することの適用限界の現れであると思われる。

b) 地震入力の多方向性と液状化強度

実際の地震の揺れ方は、上下成分と水平成分(主にS波)を有する。このうち、液状化(過剰間隙水圧の発生)に寄与するのは水平成分である。水平成分は二成分(例えばNS成分とEW成分)を持っているが、二方向に同時に揺れるが、二次元の場合は一方向の揺れしか再現できない。また、既往の研究によれば、一方向せん断より多方向せん断の方がダイレイタンスが多く発生し、液状化強度が小さくなることも指摘されている(詳細は7.1節参照)。

c) 三次元解析の重要性

上述のように構造物周辺の液状化を二次元で予測する場合には、解析モデルを作る上でかなりの工学的近似や経験が必要となる。今後の一層の大型化や複雑化する構造物に対しては、これまでの工学的な経験が適用できない事例も想像される。液状化現象をありのままに三次元で精度良く捉えるシミュレーションの開発が望まれる。

1.2 本研究の目的

前節の知見をまとめると以下ようになる。

- 液状化を考慮した地盤・構造物の地震時挙動の検討には、有効応力法に基づいた応答解析が重要である。
- 地盤・構造物系の地震応答解析を詳細に検討するには、実物をありのままにモデル化できる三次元解析が必要である。

このような知見を踏まえ、本研究では、液状化問題をできるだけありのままにかつ正確に解析するという観点から、実際の地盤の地震時挙動を簡便に表現できる構成式を用いて、過剰間隙水圧を考慮した非線形挙動(液状化現象)を解析する。また、二次元解析に加え三次元解析も実施し、三次元効果の影響を考察する。これにより、液状化を含む複雑な地盤・構造物相互作用の解明や、液状化対策工法の有効性を三次元的観点から検討する。

1.3 本論文の構成

本研究の流れを図1.3-1に示す。本論文の構成は、大きく第一部と第二部の二つに分かれている。

第一部では「土の多方向繰返しせん断特性」と題して、土要素の多方向繰返しせん断時の応力・ひずみ・ダイレイタンスー関係について検討した。具体的には、任意方向にせん断できる繰返し単純せん断試験機を用いて、回転応力経路を含む種々の経路の排水および非排水の繰返しせん断試験を行った。そして上記の実験結果を統一的に説明するため、新たに「おわんモデル(Bowl Model)」を提案した。さらに、この構成式を動的解析に組み込むため、液状化の特質を維持しつつなるべく簡便化を図った。

第二部では「地盤・構造物系の液状化解析」と題して、第一部で提案した構成式を動的解析プログラムに組み込み、種々の応答解析を行った。解析は二次元および三次元を中心として行った。プログラムの妥当性は、模型振動実験結果や地震観測記録のシミュレーションを通じて検証した。さらに同プログラムを用いて、実構造物の解析を行い、液状化現象を三次元的観点から検討した。また、種々の液状化対策工法の有効性を解析的に評価した。

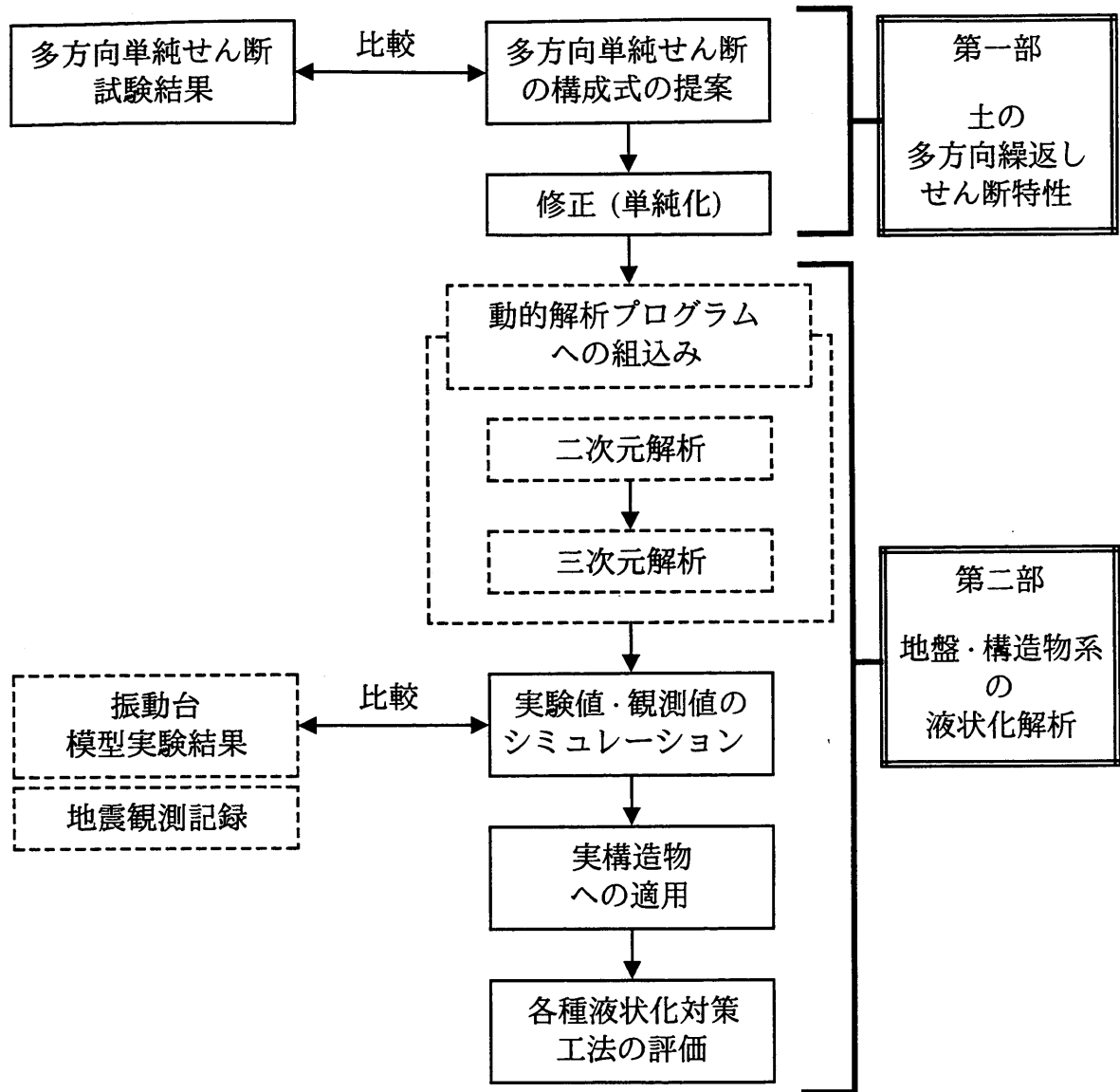


図1.3-1 研究の流れと本論文の構成
(実線で囲んだ部分が本研究での実施部分)

第一部 土の多方向繰返しせん断特性

第2章 地震による地盤の繰返しせん断

2.1 地震時の地盤の挙動とその特徴

地震時のS波による地盤の挙動は、水平面上のせん断応力の方向が変化する単純せん断に近い(図2.1-1(a))。さらに、繰返しせん断方向は直線方向ではなく、任意の方向にせん断せれる多方向せん断となる(図2.1-1(b))。多方向振動では一方向振動に比べて差異を生ずる(詳しくは7.1節参照)。地盤に不整形性がある場合には垂直応力も変化する、挙動はさらに複雑となる。

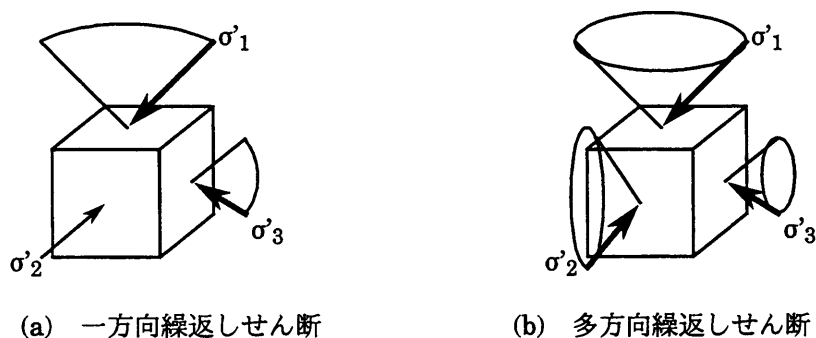


図2.1-1 地震時の地盤要素の挙動

よって、水平面(単純せん断面)内における多方向せん断の影響は大きく、ランダム方向の繰返しせん断時のダイレタンシーの評価は重要であるといえる。

このような三次元の挙動を正確に表現することはかなり困難である。仮に、一方向繰返し単純せん断(二次元平面ひずみ問題)に限定しても、鉛直平面内での主応力の回転は存在し、垂直応力も変化する。

ここで、単純せん断変形の特徴を以下に整理しておく。

- 主応力軸の回転を伴う。
- 主応力方向と主ひずみ増分方向とは一致しない(非共軸性)。
- 単純せん断面と滑動面は一致しない。
- 単純せん断面と最大せん断面は一致しない。

単純せん断変形はこのように複雑である。この他にも、付録に示すような複雑な挙動となる。よって応力の不変量を用いた二次元や三次元の構成式で解析するのは以外と困難である。ただし、既往の研究には、主応力回転も考慮した構成式を用いて解析を行っている例もある。(福武ほか, 1988; Iai, 1991)

室内要素試験において、繰返しせん断試験には、三軸試験と単純せん断試験(ねじり試験)とがある。三軸試験の方が一般的に普及しているが、図2.1-2に示すように実地震の挙動からすると、単純せん断試験の方が実際の変形に近い。すなわち、地震時の地盤は、近似的に水平面のせん断応力が卓越すると仮定できる。

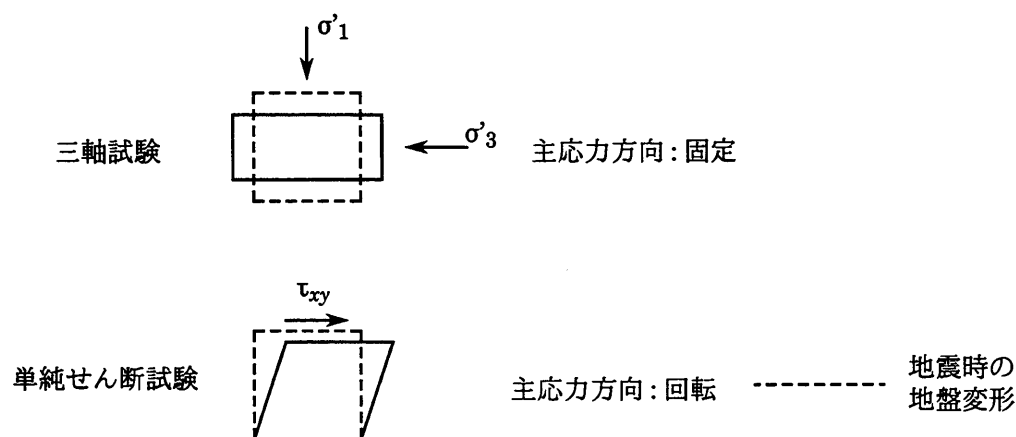


図2.1-2 繰返し三軸試験・繰返し単純せん断試験とせん断変形モード

通常行われる三軸試験は主応力のみを制御し主応力回転の効果は入っていないため、それから導かれる構成式の多くは主応力のみで記述され、その回転の効果も考慮されていない。よってそのような構成式を実地盤に適用するときには、注意が必要である。そこで、主応力回転の効果も含めた厳密な構成式を用いる代わりに、単純せん断から導かれた一次元の構成式を近似的に二次元・三次元へ拡張するのも一つの方法であろう。そこで、水平面(単純せん断面)に着目し、この面のせん断応力・せん断ひずみ関係が実験値と合うように定式化する方法も考えられる。このような理由により、本研究では単純せん断試験が基本となっている。

本研究では、地震時の地盤の挙動は、水平面上のせん断応力の方向が種々に変化する多方向単純せん断に近いと仮定した。そして、単純せん断面に着目し、その面の応力やひずみを用いた構成式を誘導することを試みた。

2.2 液状化解析における土の構成式 (既往の研究)

動的解析に使用している構成式には種々のものがある。最近では、実験シミュレーションを対象にし、種々の構成式を用いた一斉解析も行われており、それぞれの結果が比較されている(石原ほか, 1989; 井合ほか, 1991; Dafalias, 1994)。解析結果に影響するのは、基礎方程式の定式化や数値解析法の違いより、むしろ構成式の違いによるところが大きい。応力・ひずみ関係は運動方程式の中で復元力特性として反映される。

前述のような土の複雑な挙動を統一的に説明できる構成式を確立することは、地盤を正確に解析する上で重要であるが、構成式はある近似のもとに定式化されている。図2.2-1には種々のアプローチに基づく動的解析に有用な構成式の分類を示す。

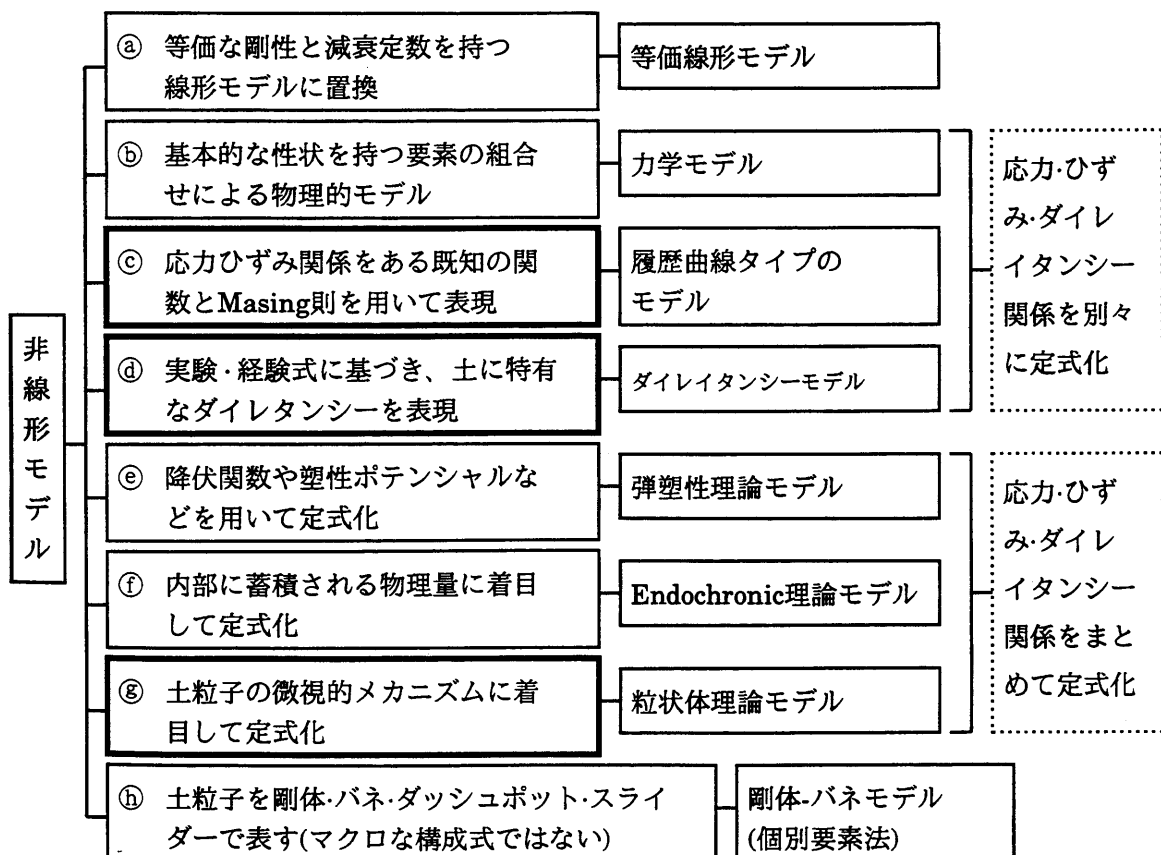


図2.2-1 地盤の動的力学特性の分類一覧

②は有効応力解析に適用することは不可能である。⑤はマクロな構成式ではないが、土粒子を剛体・ばね・ダッシュポット・スライダーで表す手法である。液状化解析への適用例(Hakuno *et al.*, 1988)は少ない。以下、有効応力解析に使用されている構成式(③~⑤)についてそれぞれの概要を述べる。

③ 力学モデル

応力・ひずみ関係を線形バネとスリップ要素を用いて表現するものでIwanモデル(Iwan, 1967)ともいわれる。線形バネとスリップ要素を直列に組み合わせたParallel-Seriesモデル、並列に組み合わせたSeries-Parallelモデルなどがある。このモデルによる非線形解析は地盤物性との対応などの問題があり、地盤の動的な有効応力解析に関する検討(小川, 1989)は少ない。

④ 履歴関数タイプのモデル

せん断ひずみ γ とせん断応力 τ に着目した履歴関数形のモデルで、既に成層地盤を対象とした非線形地震応答解析に多く使われている。骨格曲線とMasing則を用いた履歴曲線とから構成される比較的簡便な一次元の構成式であり、土の非線形性をある程度的確に表現できる。例としては、指数関数で定式化されたRamberg-Osgoodモデル(Jennings, 1964; Liou *et al.*, 1977; Hara, 1980; 龍岡ほか, 1978)や、双曲線関数で定式化された双曲線モデル(修正Hardin-Drnevichモデル)(Hardin *et al.*, 1972; 国生ほか, 1978)^{8), 9)}などがある。

このタイプのモデルは簡単で使いやすい。特にR-Oモデルは地震観測記録のシミュレーション結果も良い(岩崎ほか, 1980; 田蔵ほか, 1988)。また、等価線形解析とのつながり(対応)も良い。さらに、せん断係数 G や減衰定数 h のひずみ依存性が的確に表現でき、等価線形化モデル(剛性低下曲線: $G/G_0 \sim \gamma$ 関係や減衰増加曲線: $h \sim \gamma$ 関係)との対応もつきやすい。したがって、必要な土質パラメータも得やすく、既往の実験データも豊富である。

ただし、このモデルではダイレイタンシーは考慮されていない。よって、ダイレイタンシーや間隙水圧を評価したい場合は、新たに別モデルを付加して解析しなければならない。有効応力解析に使用するには、せん断剛性などを有効応力の関数とすることで適用できる。(第4章を参照)

④ ダイレイタンシーモデル

上記⑥, ⑦のモデルは一般にせん断応力・せん断ひずみ関係を規定したモデルであり、ダイレイタンシー(過剰間隙水圧)は考慮されていない。したがって、ダイレイタンシーや過剰間隙水圧を評価したい場合は、新たに④のようなダイレイタンシーモデルを付加して解析しなければならない。ダイレイタンシーは非排水条件下では過剰間隙水圧に転化するので、過剰間隙水圧モデルとも呼ばれる。このモデルにはダイレイタンシーを算定し非排水条件から有効応力や過剰間隙水圧を算定するものと、直接有効応力や過剰間隙水圧を算定するものがある。ダイレイタンシーモデルと履歴関数モデルとを組合せれば、液状化挙動をある程度の確に表現できる。この種のモデルとしては、実験式や経験式に基づくものが多い。各モデルによって定式化は様々であるが、比較的簡単である。主なモデルとしては、応力経路モデル(石原ほか, 1979)、せん断仕事モデル(Towhata *et al.*, 1985b)、八木モデル(八木, 1972)、大岡のモデル(Oh-oka, 1976)、Martin-Finn-Seedモデル(Martin *et al.*, 1975)、Seed-Martin-Lysmerモデル(Seed *et al.*, 1975)などである。

⑤ 弾塑性理論モデル

弾塑性理論においては、降伏関数、塑性ポテンシャル、硬化関数、などの金属材料に対して発展してきた概念をもとにして多種多様の理論展開がなされており、その構成はやや複雑である。土の構成式の主流は弾塑性理論に基づくものであるといっても過言ではないほど広く普及しており、二次元の有効応力解析例も多い。松井ら(1983)は、繰り返し負荷モデルを適用される弾塑性理論によって次の4つに分類している。すなわち、① 複合硬化則に基づくモデル、② Phillips理論に基づくモデル、③ 境界曲面理論に基づくモデル、④ 塑性硬化係数場理論に基づくモデル、である。代表的なモデルとしては、Capモデル(Isenberg, 1978)、西モデル(西1982, 西ほか, 1987)、岡・足立モデル(Oka *et al.*, 1992)などがあり、弾塑性モデルに近いものとしては、Multi-mechanismモデル(Ishihara *et al.*, 1990)、Pastor-Zienkiwiczモデル(Pastor *et al.*, 1986)などがある。

⑥ Endochronic 理論モデル

Endochronic 理論は1971年にValanisによって提案され、後にBazantらにより土質材料への適用(Bazant, 1976)が試みられた。この理論も本来、金属材料学や熱力学が基盤となっており、土質材料へ適用するに当たり修正が加えられてきた。この理論は、降伏関数を規定せずに、内部に蓄積される物理量でひずみと応力の関係を定める手法である。地震時などの繰り返し問題に関しては、応力ひずみモデルとは別に過剰間隙水圧モデルを設定し、応力やひずみの累積履歴を関数形にまとめて、過剰間隙水圧上昇量と結びつけている。そして、繰り返し载荷を受ける砂の複雑なひずみ履歴を「損傷係数」と呼ぶ単一のパラメーターで表現している。代表的なモデルとして、田中らのモデル(田中ほか, 1989)やDensificationモデル(Zienkiewicz *et al.*, 1978)がある。

⑦ 粒状体理論モデル

土を本来摩擦則に従う粒子の集合体であるという原点に立ち戻って、構成式を導こうとするのが粒状体理論(松岡・中井, 1984; 小田, 1984)である。この理論では、応力と「粒子構造」の関係、ひずみと「粒子構造」の関係を求め、「粒子構造」を介して「応力・ひずみ・ダイレイタンシー関係」を導く手法がとられることが多い。従って、物理的メカニズムが明解である。代表的な理論としては松岡・中井の理論がある。この理論はせん断挙動はもとより異方圧密挙動についても考察し、主応力の回転も含めた任意応力経路下の土の変形特性を統一的に説明(Matsuoka, 1987)している。さらに、粒子接点角分布の片寄りに着目し、繰り返しせん断挙動も説明(Matsuoka, 1983)している。また、彼らはCMP 理論やSMP*理論(松岡・中井, 1980)などを構築し、二次元の構成式を三次元条件下へ拡張している。福武らは松岡らのモデルを修正し(福武ほか, 1987; 福武ほか, 1988)、二次元液状化解析に適用している。

本研究において、第3章で提案した構成式(おわんモデル)は⑦の粒状体理論モデルに属する。第4章で修正した構成式は、おわんモデルのダイレイタンシー部分と⑥の履歴曲線タイプのモデルを併用していることになる。

2.3 諸量の定義

多方向単純せん断において、 x, y, z 軸の方向および応力成分とそれらの正の方向を図2.3-1のように定義する。

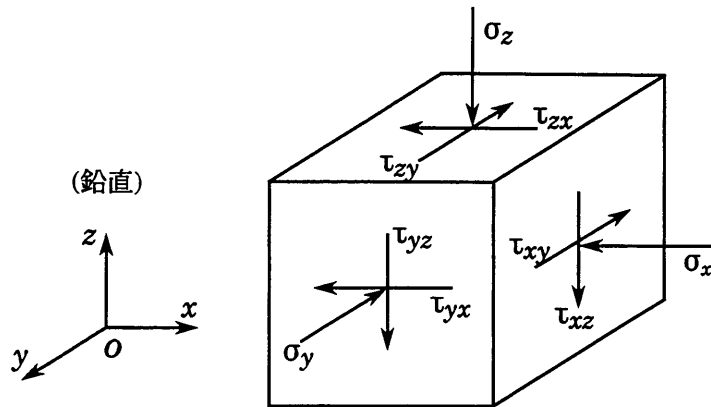


図2.3-1 三次元座標系と応力の正の方向の定義
(Definition of three dimensional components)

本研究では、前述のようにせん断ひずみ $\gamma_{zx}, \gamma_{zy}, \gamma_{xy}$ を主眼に置いている。よって図2.3-2に示すように、せん断ひずみ γ_{zx}, γ_{zy} をそれぞれ3軸に選んだせん断ひずみ空間を考える。任意方向へ単純せん断する場合のひずみ経路は、図2.3-2のようにせん断ひずみ空間($\gamma_{zx} \sim \gamma_{zy} \sim \gamma_{xy}$)内でランダムなひずみ経路となる。そこで合せん断ひずみ Γ と累加せん断ひずみ G^* とを次式で定義する。

$$\Gamma = |\Gamma| = \sqrt{\gamma_{zx}^2 + \gamma_{zy}^2 + \gamma_{xy}^2} \quad (2.3-1)$$

$$G^* = \sum \Delta G^* = \sum \sqrt{\Delta \gamma_{zx}^2 + \Delta \gamma_{zy}^2 + \Delta \gamma_{xy}^2} \quad (2.3-2)$$

Γ は図2.3-2のひずみ空間中の原点 O から現在のひずみの位置までの半径方向の距離を表す。また G^* はひずみ経路に沿った長さを表す。式(2.3-1)および(2.3-2)の値は、座標系の取り方に依存する(客観性の原理を満たしていない)。そこで、 Γ や G^* の式に $(\epsilon_x - \epsilon_y), (\epsilon_y - \epsilon_z), (\epsilon_z - \epsilon_x)$ の項を導入し、座標系の取り方に依存しない Γ や G^* を定義することも考えられる(3.4節参照)。ただし、本研究では第一次近似として単純せん断変形を基本としているので、式(2.3-1)および(2.3-2)を用いた。

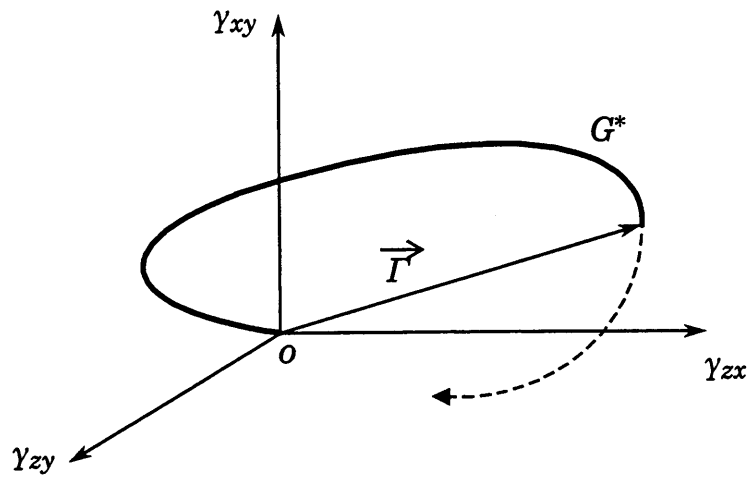


図2.3-2 せん断ひずみ空間における合せん断ひずみ Γ と累加せん断ひずみ G^*
 (Resultant shear strain Γ and cumulative shear strain G^*)

第3章 任意方向単純せん断における ダイレイタンスの統一的解釈

3.1 任意方向単純せん断試験機

(1) 試験機の概要

本研究で用いた任意方向単純せん断試験機(福武, 1985; 陳ほか, 1985; 福武ほか, 1989)の全景を写真3.1-1に、また平面図と側面図を図3.1-1に示す。形式としてはNGI型とほぼ同じであり、石原らの二方向単純せん断試験機(Ishihara *et al.*, 1980)を参考に作製した。供試体寸法は、直径7cm、高さ2.7cmの円柱形である。また、摩擦の非常に小さい薄い円形のテフロンリング10数枚を重ねて試料を拘束している。供試体の上下に取り付けるポーラスストーンには写真3.1-2に示すように直角二方向に金属の歯が付いており、試料とポーラスストーンとの間ですべらないようにしてある。これによって、合せん断ひずみ Γ が5%程度までのせん断であればほぼ均一な変形が与えられる。 Γ が5%を越える場合には、試料とポーラスストーンとの間ですべりが生じるので、実験はやや信頼性に欠けるものと思われる。鉛直応力 σ'_z は試料上部よりエアシリンダーを用いて載荷される。せん断応力 τ_{zx} , τ_{zy} はエアシリンダーまたは手動ギアを用いてお互いに直交する二方向(x方向, y方向)から独立に載荷され、応力制御でもひずみ制御でもせん断できる。せん断応力は試料下部の可動板に加えられ、これがボールベアリングの上で水平面上を任意方向に自由に動く。こうして任意方向の繰返しせん断が可能となる。

試験中、 $\epsilon_x = \epsilon_y = \gamma_{xy} = \tau_{xy} = 0$ であり、 ϵ_z , γ_{zx} , γ_{zy} , σ'_z , τ_{zx} , τ_{zy} は測定できるが、 σ'_x , σ'_y は測定できない。したがって厳密な三次元応力下での検討は困難である。

(2) 試料および供試体作成法

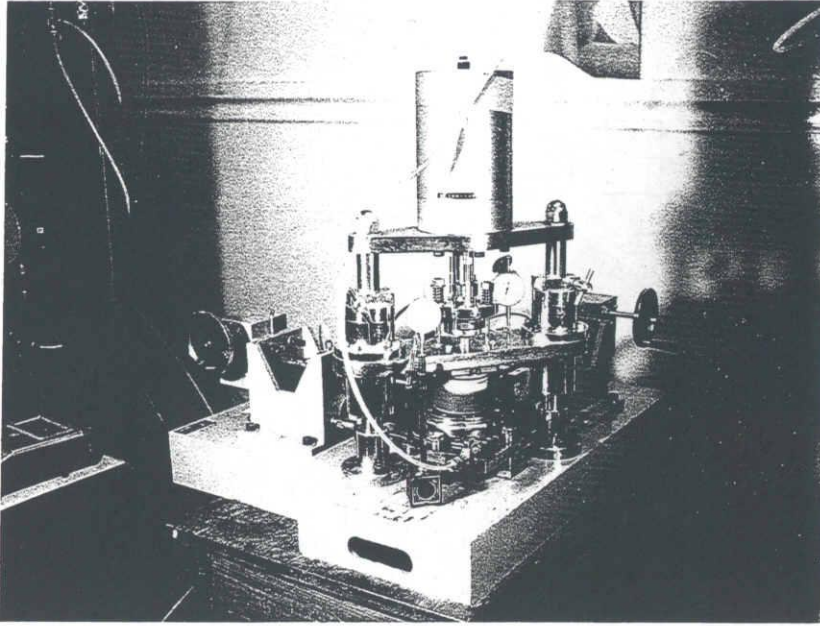
用いた試料は、煮沸により飽和させた豊浦砂($G_s=2.65$, $e_{max}=0.95$, $e_{min}=0.58$)である。試料は写真3.1-3に示すように、スプーンで二層に分けて流し込んだのち、径5mmのアルミ棒で各層30回ずつ突いて作製した。せん断直前の初期間隙比 e_0 は0.69~0.73の範囲にある。

(3) 実験方法

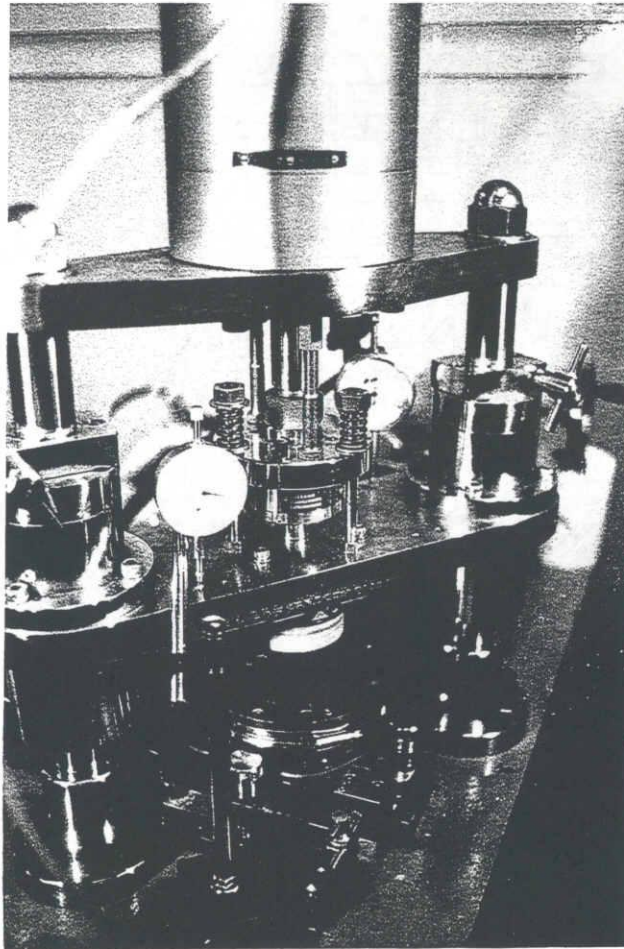
実験は、まず所定の鉛直応力 σ'_z の下で K_0 圧密する。 K_0 圧密終了時の鉛直応力は、以後ことわりのない限り $\sigma'_z=200\text{kN/m}^2$ である。 K_0 圧密したあと応力制御またはひずみ制御で排水せん断あるいは非排水せん断(等体積せん断)を実施する。

排水せん断であれば、 σ'_z をそのまま一定値に保ってせん断する。

非排水条件下の実験においては、図3.1-1(b)に示すように二本のボルトを立てて鉛直載荷板の上下方向の動きを固定し、鉛直ひずみ増分 $d\epsilon_z$ をゼロに保ってせん断する(山崎, 1985)。このときの実験手順は以下の通りである。まず鉛直応力 σ'_z を 200kN/m^2 よりやや小さい値で載荷する。次に鉛直方向のロードセルとペロフラムシリンダーとの間にナット付きボルトを挿入する。そしてナットを押し広げる方向に徐々に回転させる。このとき σ'_z が徐々に増加してゆくが、 200kN/m^2 を越えそうになると、空気圧を調節してシリンダーを引き上げ、 σ'_z を減少させる。以降、ナットによる押し広げと空気圧調節によるシリンダーの引き上げを交互に繰り返してゆき、ナットが十分堅くなり、かつロードセルが十分に押しつけられるまで繰り返す。これら一連の操作により、ロードセルや載荷板が固定され、等体積実験が可能となる。したがって、この方法によれば圧力セル室や間隙水圧計を用いなくても非排水せん断試験のデータが得られる。しかし実際の実験では、等体積せん断中に $d\epsilon_z$ は完全にはゼロとはならず、繰返しせん断とともにわずかずつ圧縮ひずみを生じた。特に初期液状化時点には、最大で0.04%程度の圧縮ひずみが発生した場合もあった。したがって、本実験で得られた有効鉛直応力 σ'_z は、真の等体積のときの値よりもやや大きいものと思われる。

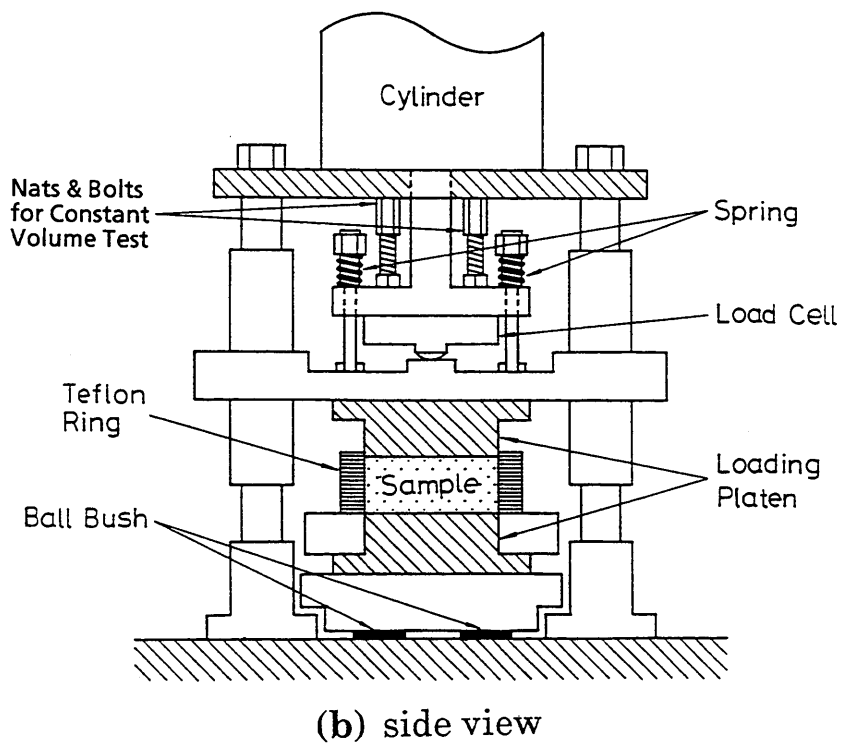
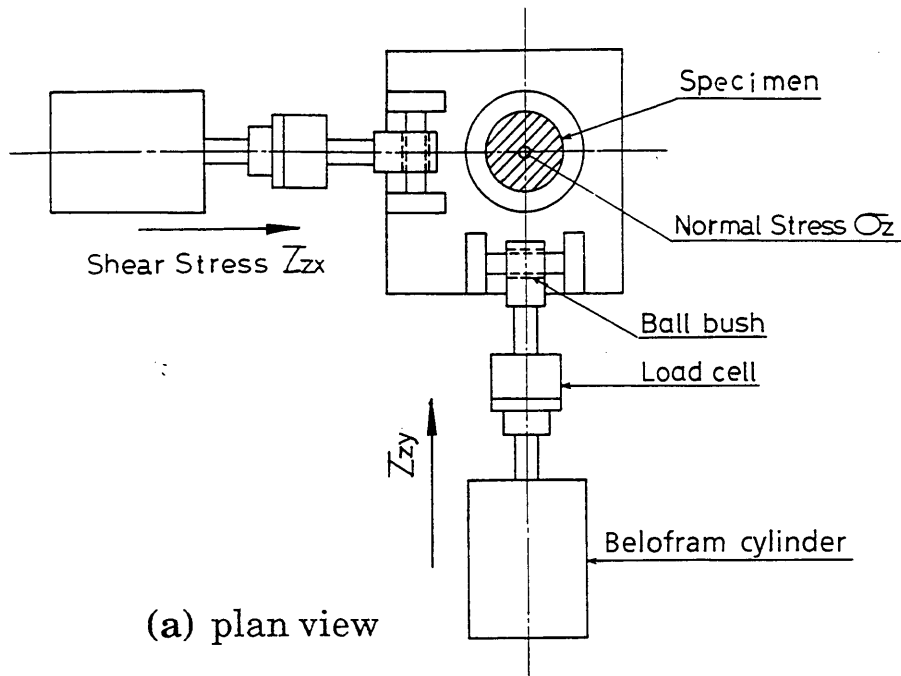


(a) 遠景



(b) 近景

写真3.1-1 任意方向単純せん断試験機
(Multi-directional simple shear apparatus)



Multi-directional simple shear apparatus for constant volume test.

図3.1-1 任意方向単純せん断試験機
(Multi-directional simple shear apparatus)

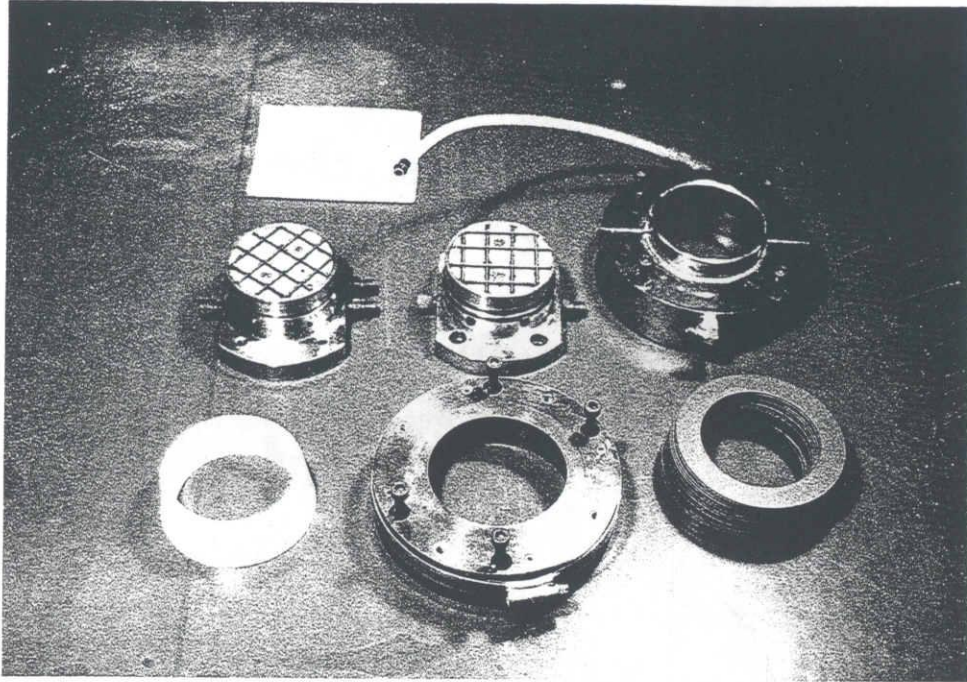


写真3.1-2 テフロンリング、ポーラスストーン、他

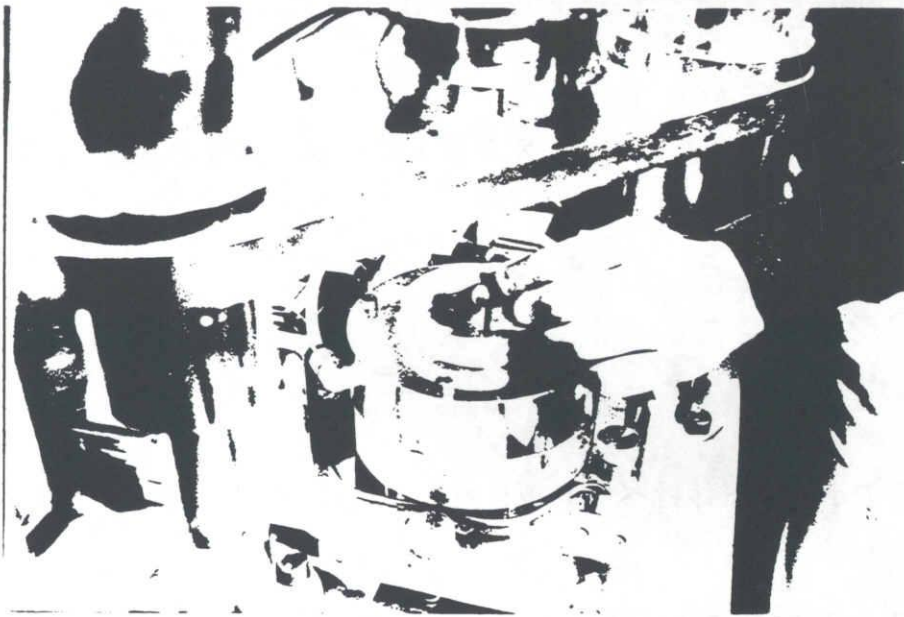


写真3.1-3 試料および供試体風景

3.2 おわんモデルの提案

(1) はじめに

第3章では、せん断応力として τ_{zx} 成分と τ_{zy} 成分のみが作用する単純せん断を考える(図3.2-1参照)。このような単純せん断においては側方は固定されているため、 $d\epsilon_x = d\epsilon_y = 0$ である。したがって、鉛直ひずみ ϵ_z は体積ひずみに等しい。合せん断ひずみ Γ と累加せん断ひずみ G^* は、 γ_{xy} 成分が存在しない式となる。

なおここでは、応力は全て有効応力を意味する。

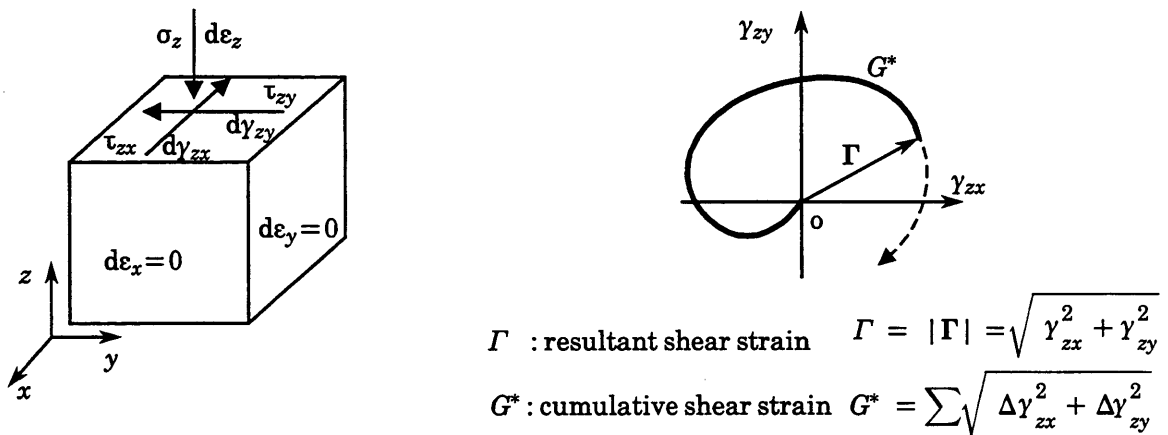


図3.2-1 τ_{zx} 成分と τ_{zy} 成分のみが作用する単純せん断

図3.2-1に示す座標系において、水平面上のせん断・垂直応力比を次式で表す。

$$X_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{\sigma'_z}, \quad X_{zy} = \frac{\tau_{zy}}{\sigma'_z} \quad (3.2-1)$$

$$X_z = |\mathbf{X}_z| = \frac{\tau_z}{\sigma'_z} = \frac{\sqrt{\tau_{zx}^2 + \tau_{zy}^2}}{\sigma'_z} \quad (3.2-2)$$

なお、記号でボールド体はベクトルを表す。 \mathbf{X}_z の x 成分, y 成分がそれぞれ X_{zx} , X_{zy} となる。

(2) ひずみ空間において圧縮してゆくおわん(Bowl)

— せん断ひずみ・ダイレイタンスー関係 —

ここでは、任意方向単純せん断時のひずみ・ダイレイタンスー関係について述べる。(福武ほか, 1989)

一般に土の体積ひずみ増分 de_z は、せん断によるひずみ増分 de_z^s と圧密によるひずみ増分 de_z^c に分けられる。ここで、肩文字's'はせん断成分を、'c'は圧密成分を意味している。 de_z^s は有効鉛直応力 σ'_z が一定のもとでせん断したときのダイレイタンスーのことであり、 de_z^c は σ'_z の変化により生ずるひずみのことを言う。行った実験は、全て σ'_z が一定のもとでの排水せん断試験であるため、以下ではダイレイタンスー de_z^s の特性について考察している。また、以下の記述に現れる x 方向(y 方向)への载荷とは、図3.2-1に示す x 方向(y 方向)にせん断応力 $\tau_{zx}(\tau_{zy})$ を载荷することを意味している。

まず、応力制御による直交二方向载荷試験結果について考察する。図3.2-2に示すようなせん断応力経路で、 y 方向へ载荷除荷した後、 x 方向に载荷する応力制御の二方向せん断を行った。このときの $\gamma_{zy} \sim \gamma_{zx}$ 平面における x 方向载荷(第二载荷)時のせん断ひずみ経路を図3.2-3に示す。この図より、 y 方向に载荷除荷したとき7.5%程度の残留ひずみが残っており、次にこの状態から x 方向に载荷すると、せん断ひずみ経路が y 軸の負の方向にずれる傾向が見られる。この現象は次の様なものをイメージすると理解しやすい。

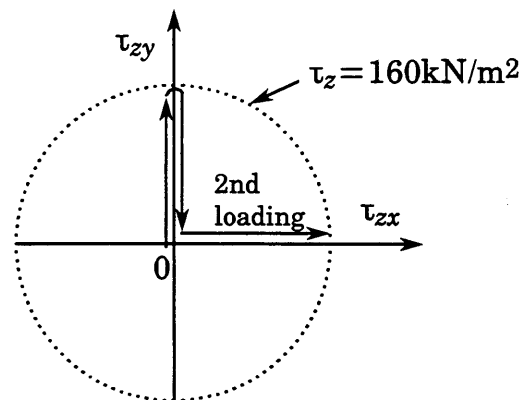


図3.2-2 直交二方向载荷試験の応力経路
(Loading path in two-directional shearing)

y 方向に载荷除荷したときの平均的な土粒子の状態は、 y 方向へ上り勾配を持つ粒子接点角が卓越している状態にあると考えられる。これは土粒子が y 方向载荷で形成された斜面に土粒子がまだ留まっている状態に対応する。このときの斜面の角

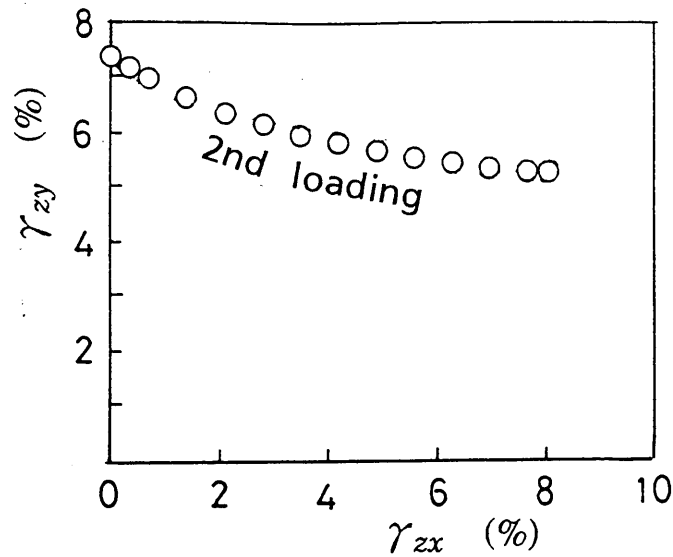


図3.2-3 x 方向の第二載荷時のせん断ひずみ経路
(Shear strain path in second loading to x -direction)

度 $\bar{\theta}$ は、単純せん断面における粒子接点角の平均的な値に対応すると思われる。そのような状態のところへ第二載荷として x 方向へせん断応力 τ_{zx} を載荷すれば、土粒子は図3.2-4のように、 y 方向の第一載荷で形成された斜面をすべり降りながらせん断されることになる。そしていずれは x 方向に斜面を形成し再び膨張し始めるであろう。このように解釈すれば、第二載荷時のせん断ひずみ経路が図3.2-3のような曲線になることは納得できる。また、もし同様な二方向せん断を x 方向と y 方向との順序を逆にして行っても、同様な解釈が成り立つであろう。すなわちこのような斜面は放射上のあらゆる方向で考えることが可能である。よってこのような斜面を三次元的に拡張して考えると、「おわん」のような回転体の斜面が存在するものと仮想される。

上記のような粒子接点角を反映した斜面上での粒子の動きは、物理空間におけるイメージであった。ここではこのイメージを図3.2-5に示すようにせん断ひずみと体積ひずみ(鉛直ひずみ ϵ_z^s)を軸とするひずみ空間において仮定してみる。すなわち図3.2-5に示すように、ひずみ空間において「おわん」のような回転体の斜面が存在するものと仮定する。このとき、おわんの接平面のなす立体角は単純せん断面における平均的な粒子接点角を表し、原点からの距離がせん断ひずみ

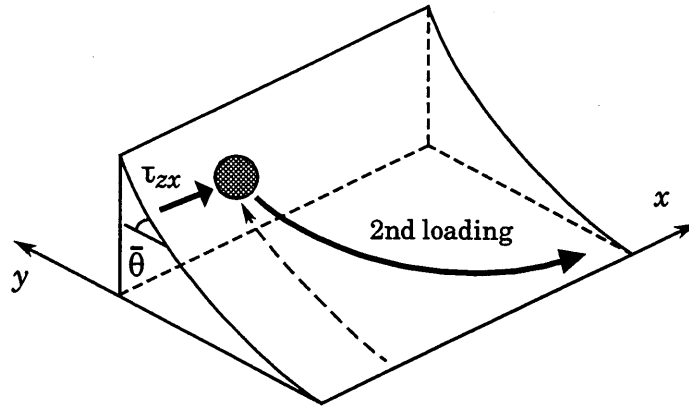


図3.2-4 斜面を滑り降りながらせん断される土粒子
(Soil particle which is sheared with slipped down the slope)

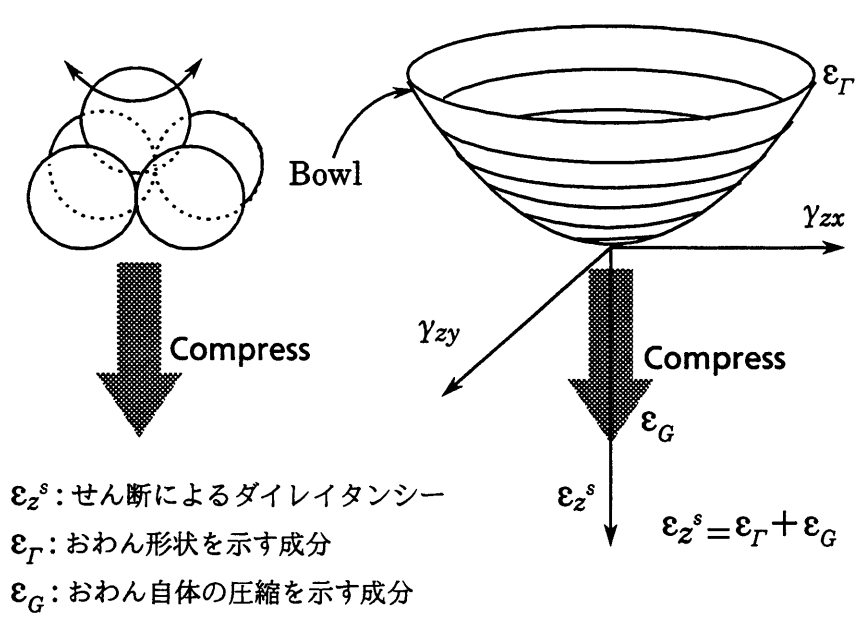


図3.2-5 ひずみ空間における「おわん」とその微視的イメージ
(The 'bowl' in strain space and its microscopic image)

と体積ひずみに対応することになる。任意方向へのせん断時には、平均的な土粒子接点はこのおわん上を動くことになる。またこのとき同時におわん自体もせん断による攪乱と共に体積ひずみ方向(z方向)に圧縮してゆくものと考えられる。このような仮定に基づけば、結果的に観測されるせん断による体積ひずみ ϵ_z^s は、おわん上を登り降りする成分とおわん自体が圧縮してゆく成分とを重ね合わせたものであると解釈される。このような多方向単純せん断の解釈は、図3.2-5の左図

に示すように土粒子が平均的に他の土粒子の間に落ち込んだりあるいは乗り上げたりしながら全体的に圧縮してゆくことに対応していると思われる。

ここでおわん上を登り降りする成分、すなわちおわんの底からある所までの高さを表す成分を ε_r とし、おわん自体がせん断による攪乱と共に圧縮してゆく成分を ε_G とすれば、体積ひずみ ε_z^s は、 ε_r と ε_G との重ね合わせ; $\varepsilon_z^s = \varepsilon_r + \varepsilon_G$ として表現できる。おわんの形を ε_z^s 軸($\gamma_{zx} = \gamma_{zy} = 0$)を中心とする回転体と仮定すれば、 ε_r はせん断ひずみ Γ のみの関数で表現できる($\varepsilon_r = f_1(\Gamma)$)。また、おわん自体の圧縮成分 ε_G は攪乱の関数($\varepsilon_G = f_2(\text{攪乱})$)と考えられる。いま、攪乱を表す指標として累加せん断ひずみ G^* を考えれば、 $\varepsilon_G = f_2(G^*)$ のように G^* の関数として定式化できるものと思われる。そこで、ここでは、 $\varepsilon_r, \varepsilon_G$ を A, B, C, D を係数として次式で仮定する。

$$\varepsilon_r = A \cdot \Gamma^B \quad (3.2-3)$$

$$\varepsilon_G = \frac{G^*}{C + D \cdot G^*} \quad (3.2-4)$$

ε_r 成分は、粒子がおわんのどの高さの所に存在するかを示すもので、おわんの底を基準にして常に膨張側の成分を表す。微視的には粒子どうしの乗り上がりを表している(図3.2-5参照)。これに対して ε_G 成分は、攪乱と共に粒子構造の弱点部分がくずれ収縮安定化し、全体が圧縮してゆくことを示す成分である。この ε_G 成分は繰返しせん断時のダイレイタンスーの基盤となる重要な成分でマスターカーブ的のものであり、 ε_r 成分はそれに付随する波打ち成分である。また、 ε_G 成分は双曲線と仮定しているため、粒子構造の弱点部分の圧縮変形はせん断の初期において特に顕著であり、せん断による攪乱がある程度継続すれば、粒子構造は全体的に安定化し $\Gamma=0$ でのダイレイタンスーはやがて最終圧縮量 $1/D$ (これは双曲線の漸近線)に落ち着くことを示している。

よって、このような性質を持つ ε_r と ε_G との和としてダイレイタンスーを表現しているということは、

『ダイレイタンスーは、粒子どうしの乗り上がりによる膨張する過程と、構造の相対的に弱い所がくずれ収縮してゆく過程との兼ね合いで決まる』

と解釈していることになる。

以上の重ね合せ法則に基づいて体積ひずみ ε_z^s は結局次式で表される。

$$\begin{aligned}\varepsilon_z^s &= \varepsilon_\Gamma + \varepsilon_G \\ &= A \cdot \Gamma^B + \frac{G^*}{C + D \cdot G^*}\end{aligned}\quad (3.2-5)$$

上式よりせん断ひずみ(Γ, G^*)～体積ひずみ(ε_z^s)関係が求まったことになる。

図3.2-6には、単調載荷の場合の上式の重ね合わせ法則： $\varepsilon_z^s = \varepsilon_\Gamma + \varepsilon_G$ を示す。 ε_z^s の最大圧縮点は、おわんを登る成分の増分 $\Delta\varepsilon_\Gamma$ と、おわん自体が圧縮する成分の増分 $\Delta\varepsilon_G$ とがちょうどバランスした状態($\Delta\varepsilon_\Gamma + \Delta\varepsilon_G = 0$)であると考えられる。

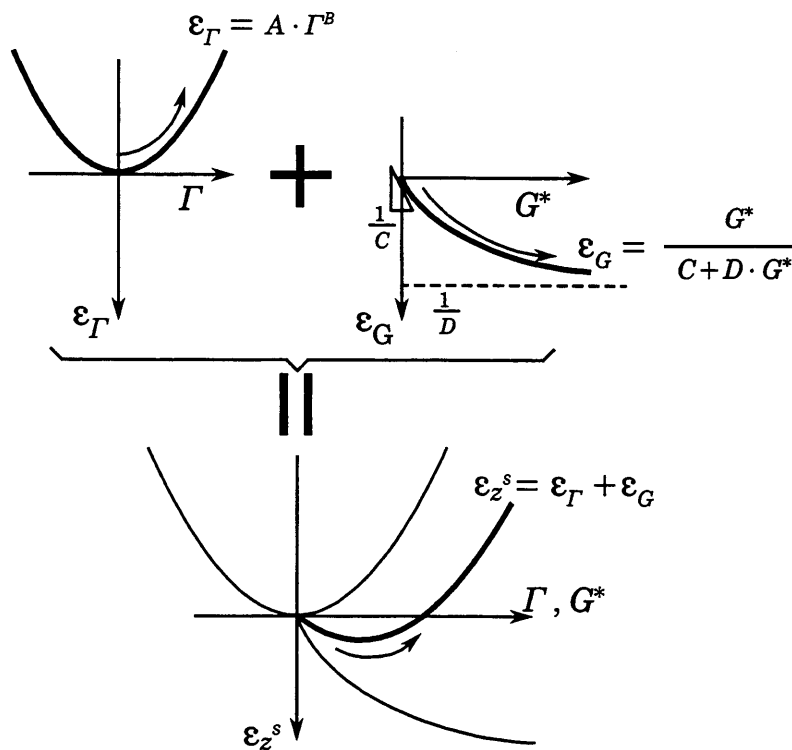


図3.2-6 単調載荷の場合の重ね合わせ法則： $\varepsilon_z^s = \varepsilon_\Gamma + \varepsilon_G$ を
(Superposition of ε_Γ and ε_G in the case of uni-directional simple shearing)

図3.2-7には、一方向繰返しせん断の場合を示す。途中の㊸点で逆振りせん断した場合を考えると、粒子はそれまでおわんを登っていたのが、こんどは下ることになり、かつおわん自体も G^* と共に圧縮してゆくの、ダイレイタンスの形は、第一載荷と比べてだらだらとよく圧縮することになる。引き続きそのまません断してゆけば、粒子はいずれはおわんの底を通り過ぎ(㊹点)またおわんを

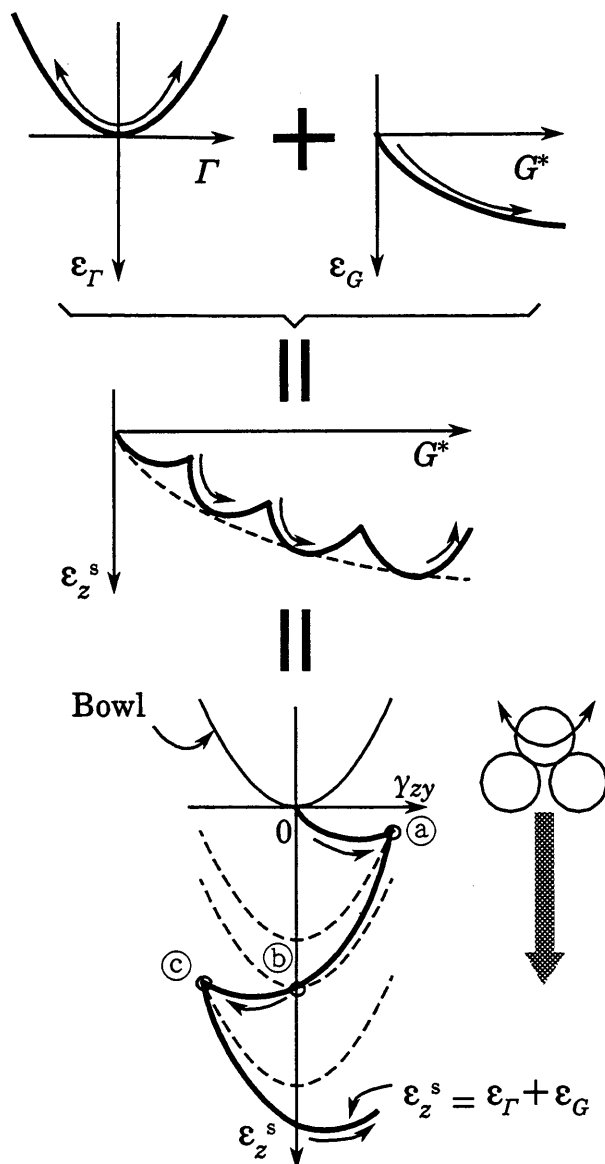


図3.2-7 直線経路繰返しせん断におけるダイレイタンスの考え方
(Dilatancy in the case of repeated uni-directional simple shearing)

登ることになる。そして $\Delta\varepsilon_{\Gamma}$ が $\Delta\varepsilon_G$ をしのぐとき再び膨張してくる(◎点)。以下何回も繰返しせん断を行えば上記のことを繰返して波打ちながら圧縮してゆくことになる。繰返しせん断におけるこのような重ね合わせを用いたダイレイタンスの算定法は、図3.2-8に示すように、円経路せん断はもとより全くランダムな経路における繰返しせん断においてもそのまま適用できる。

またゆる詰め、密詰めのダイレイタンス特性は、 ε_G と ε_{Γ} との相対的な大きさの割合で次のように表現できる(図3.2-9参照)。非常に密詰めの砂または砂礫の場

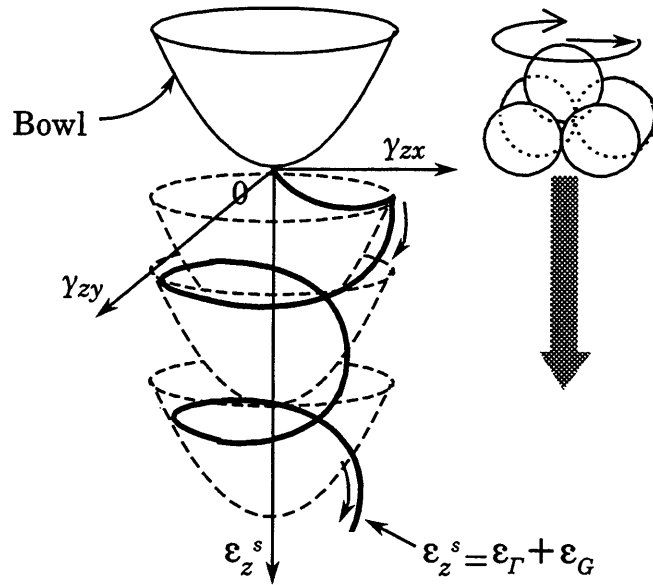


図3.2-8 円経路繰返しせん断におけるダイレイタンスーの考え方
(Dilatancy in the case of repeated circular simple shearing)

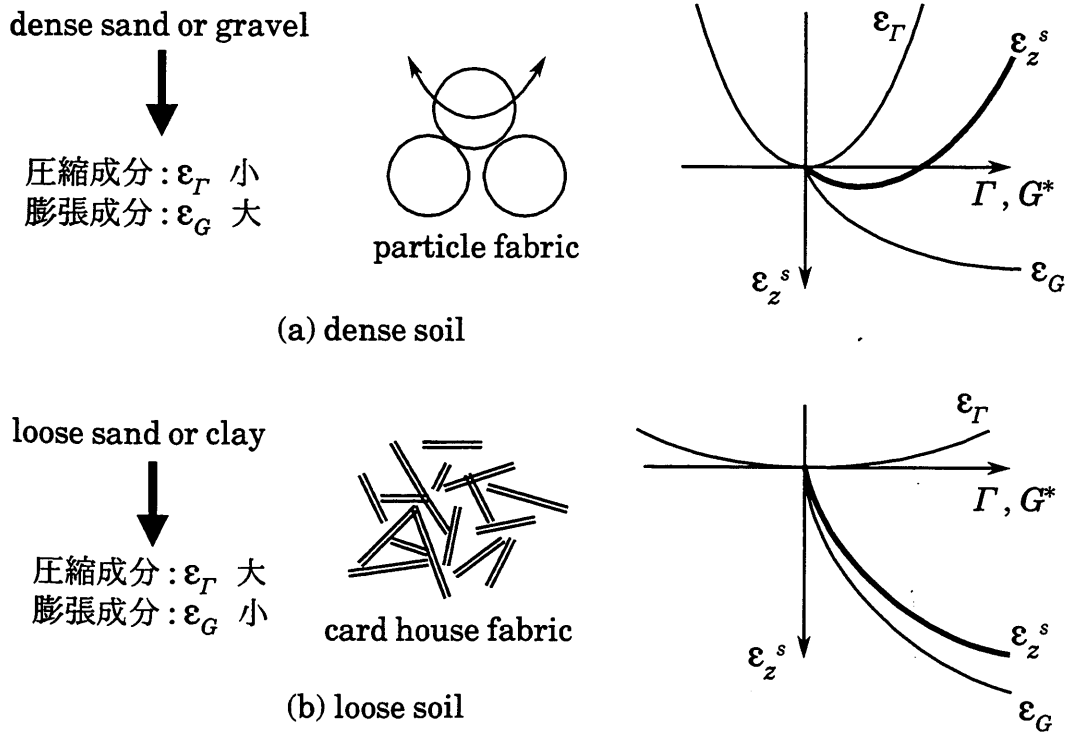


図3.2-9 密度や粒子構造の違いによるダイレイタンスーの差異
(Difference of dilatancy characteristic in loose soil and dense soil)

合には、圧縮成分 ϵ_G は小さく、かつ粒子の乗り上がりが卓越するためダイレイタンシーは図3.2-9(a)のようになる。非常にゆる詰め砂とか、カードハウス構造をもつ粒土のように構造的に弱点の卓越する土では、圧縮成分 ϵ_G が卓越し膨張成分 ϵ_T が相対的に小さいため、ダイレイタンシーの形はほとんど ϵ_G そのものとなる(図3.2-9(b))。

(3) 力の釣合い式(合応力の分解)

— 応力比・せん断ひずみ関係 —

ここでは、ひずみ空間中での平均的な粒子接点角である三次元斜面における力の釣合い式(合応力の分解)を考えることによって、応力比(\mathbf{X}_z の大きさと方向)～せん断ひずみ(Γ, G^*)関係を導くことを考える。(福武ほか, 1993c)

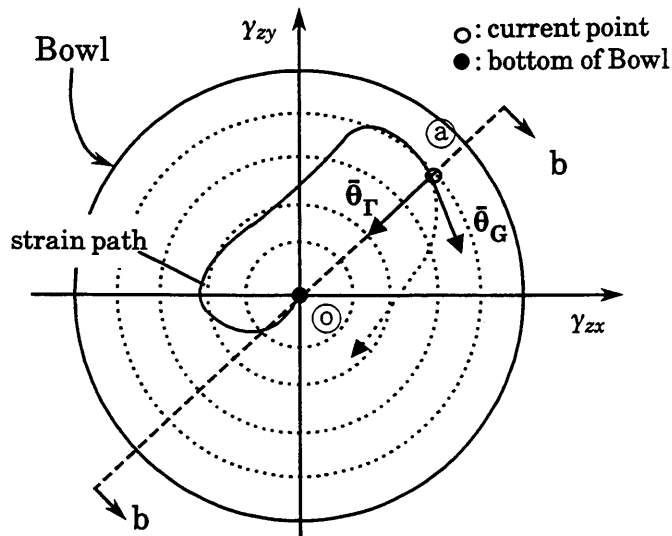
図3.2-1に示すx-y面を水平面とし、この水平面を基準にしたときの、おわん斜面における接平面の半径方向の立体的な角度を $\bar{\theta}_r$ 、 G^* に沿ったマスターカーブ($G^* \sim \varepsilon_G$ 関係)の接平面の立体的な角度を $\bar{\theta}_G$ とする。 $\bar{\theta}_r, \bar{\theta}_G$ の大きさはそれほど大きくなく、 $\tan \bar{\theta}_r \approx \bar{\theta}_r$ 、 $\tan \bar{\theta}_G \approx \bar{\theta}_G$ と近似できる程度の大きさであると思われる。よって $\bar{\theta}_r, \bar{\theta}_G$ それぞれの大きさは近似的に次式で与えられる。

$$\bar{\theta}_r \approx -\frac{d\varepsilon_r}{d\Gamma} = -A B \Gamma^{B-1} \geq 0 \quad (3.2-6)$$

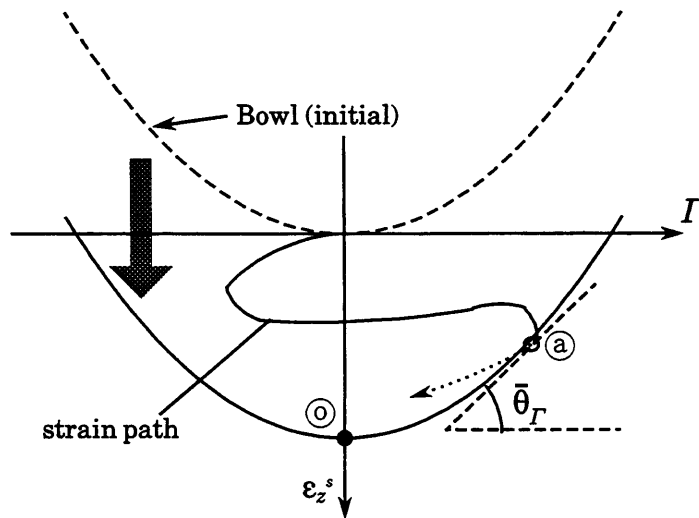
$$\bar{\theta}_G \approx -\frac{d\varepsilon_G}{dG^*} = -\frac{C}{(C + D G^*)^2} < 0 \quad (3.2-7)$$

ここでたとえば図3.2-10(a)のようなひずみ経路上の点②に着目する。点②では粒子はおわんのある高さの所に居て、かつ粒子が動こうとするとおわん自体も下方へ(圧縮側へ)移動する。よって図3.2-10(b), (c)に示す角度 $\bar{\theta}_r, \bar{\theta}_G$ を有する斜面を三次元的に合成して新たに形成される角度 $\bar{\theta}$ を有する斜面上を粒子が滑動することになり、その面上での力の釣合い式(合応力の分解)を考える必要がある。

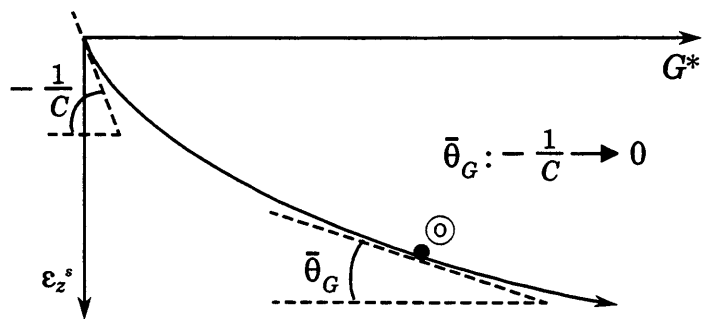
ここで斜面の方向を最大傾斜の方向と定義し、角度 $\bar{\theta}_r, \bar{\theta}_G$ の大きさを持つ斜面をその最大傾斜の方向も加味してベクトルとして $\bar{\theta}_r, \bar{\theta}_G$ と表現する。 $\bar{\theta}_r$ の方向は、おわんが原点中心の回転体であるため、 $-\Gamma$ 方向(原点方向)を向く。また、②点において粒子は $\Delta\Gamma$ 方向(ひずみ経路の接線方向)に動いており、 ΔG^* に伴いおわんが圧縮してゆくので、 $\bar{\theta}_G$ の方向は $\Delta\Gamma$ 方向を向いている。以上の考え方を示せば、図3.2-11のような角度 $\bar{\theta}_r, \bar{\theta}_G$ を持つブロックAとブロックBを考え、のようにそれぞれの最大傾斜の方向が $-\Gamma$ 方向と $\Delta\Gamma$ 方向とに一致するように積み重ねて、結果的に形成される三次元斜面における釣合いを考えればよいことになる。この斜面の有する角度 $\bar{\theta} = |\bar{\theta}|$ は、重ね合わせにより形成された斜面と水平面(単純



(a) shear strain path in $\gamma_{zx} \sim \gamma_{zy}$ plane and $\bar{\theta}_R, \bar{\theta}_G$ at point (a)



(b) b~b section of Bowl and angle $\bar{\theta}_R$



(c) locus for bottom of Bowl in $G^* \sim \epsilon_z^s$ plane and angle $\bar{\theta}_G$

図3.2-10 おわんモデルにおける角度 $\bar{\theta}_R, \bar{\theta}_G$
(Angles $\bar{\theta}_R$ and $\bar{\theta}_G$ in Bowl model)

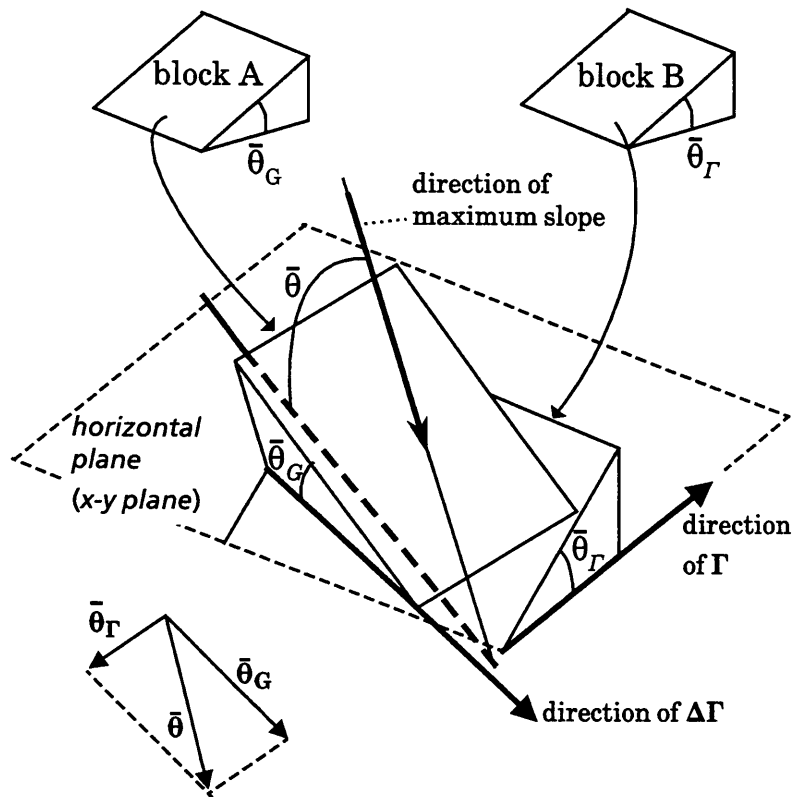


図3.2-11 角度 $\bar{\theta}_\Gamma$ と角度 $\bar{\theta}_G$ の重ね合わせにより得られる角度 $\bar{\theta}$
 (Angle $\bar{\theta}$ which is obtained by superposing three-dimensionally by angles $\bar{\theta}_\Gamma$ and $\bar{\theta}_G$)

せん断面)とのなす立体的な角度である。このような重ね合わせによって形成された角度 $\bar{\theta}$ の方向と大きさは、幾何学的に次式で決定される。

$$\bar{\theta} = \bar{\theta}_\Gamma + \bar{\theta}_G \quad (3.2-8)$$

ここで角度 $\bar{\theta}$ を有する斜面の垂直抗力を \mathbf{n} 、斜面に沿った摩擦力を $n \boldsymbol{\mu}_s$ とする。ここに、 $n = |\mathbf{n}|$ である。 $\boldsymbol{\mu}_s = |\boldsymbol{\mu}_s|$ は、水平面(単純せん断面)における摩擦係数であり、摩擦角を ϕ_{μ_s} とすれば $\boldsymbol{\mu}_s = \tan \phi_{\mu_s}$ である。ただし、一般にこの斜面は水平面から傾斜しているので、 $\boldsymbol{\mu}_s$ は水平面上の摩擦係数とは厳密には一致しないが、ここでは近似的に一致すると仮定している。 $\boldsymbol{\mu}_s$ は方向をもったベクトル量としての摩擦係数であり、これについては後述する。また水平面上の単位面積における平均粒子間接触力を \mathbf{t} とする。 \mathbf{t} の x, y, z 軸方向の各成分はそれぞれ $\tau_{zx}, \tau_{zy}, \sigma_z$ に等しい。(着目面は水平面に固定しているため、応力の分解や合成はベクトル的に扱える。) そして図3.2-12に示すように、角度 $\bar{\theta}$ を有する三次元斜面における三つの

ベクトル \mathbf{n} , $n\mu_s$, \mathbf{t} の釣合いを考える。このときの釣合い式は式(3.2-9)で与えられる。

$$\mathbf{n} + n\mu_s + \mathbf{t} = 0 \quad (3.2-9)$$

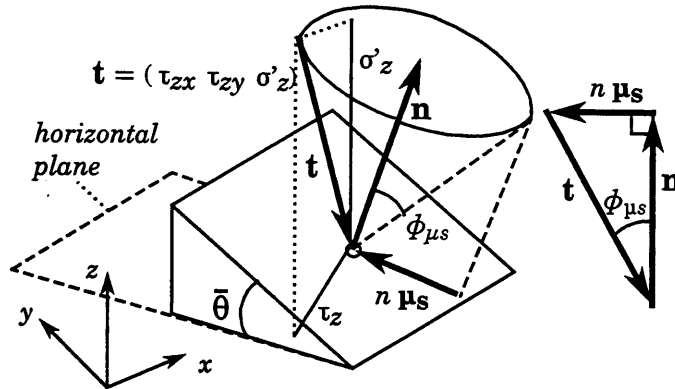


図3.2-12 三次元斜面 $\bar{\theta}$ における \mathbf{n} , $n\mu_s$, \mathbf{t} の釣合い

(Equilibrium of force components (\mathbf{n} , $n\mu_s$ and \mathbf{t}) on three-dimensional slope with angle $\bar{\theta}$)

図3.2-13には、図3.2-12を斜面の法線方向から見た場合のを示す。同中の応力の作用点(○印)は、図3.2-5に示すおわん状斜面における平均的な土粒子の節点に対応している。 a_Γ , a_G , a_τ , a_μ はそれぞれ y 軸からの角度であり、 β_G , β_σ , β_τ , β_μ は半径方向(Γ 方向)からの角度である。 a_Γ は合せん断ひずみ Γ の方向を、 a_G は合せん断ひずみ増分 $\Delta\Gamma$ の方向をそれぞれ表している。 σ'_θ は、 σ'_z の斜面への投影ベクトルで、その大きさは $\sigma'_z \sin \bar{\theta}$ である。 $\bar{\theta}$ の方向は、 σ'_θ の方向すなわち、 σ'_z の作用により斜面を滑り降りようとする力の方向と一致すると仮定する。 τ_θ は τ_z の斜面への投影ベクトルである。 δ は、最大傾斜 $\bar{\theta}$ 方向と τ_θ とのなす角度である。 $\bar{\theta} \cos \delta$ は、 τ_z と斜面とのなす立体的な角度である。よって、 τ_θ の大きさは $\tau_z \cos(\bar{\theta} \cos \delta)$ となる。またそれぞれの角度の間には次式のような関係がある。

$$\left. \begin{aligned} \beta_G &= a_G - a_\Gamma, & \beta_\tau &= a_\tau - a_\Gamma \\ \beta_\mu &= a_\mu - a_\Gamma, & \delta &= \beta_\tau - \beta_\sigma \end{aligned} \right\} \quad (3.2-10)$$

ここで式(3.2-9)の釣合い式を、図3.2-13を参考にして半径方向、円周方向、斜面に垂直な方向の三方向に分けて成分表示すると、次式のようなになる。

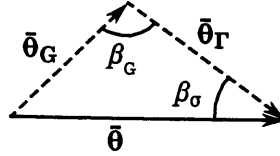


図3.2-14 $\bar{\theta}_G, \bar{\theta}_\Gamma, \bar{\theta}$ の関係
(Relationship among $\bar{\theta}_G, \bar{\theta}_\Gamma$ and $\bar{\theta}$)

式(3.2-11c)より n を消去し、 $X_z = \tau_z / \sigma'_z$ であるから、式(3.2-11)は次の二式となる。

$$X_z \cos(\bar{\theta} \cos \delta) \cos \beta_\tau - \sin \bar{\theta} \cos \beta_\sigma - \mu_s \left\{ \cos \bar{\theta} + X_z \sin(\bar{\theta} \cos \delta) \right\} \cos \beta_\mu = 0 \quad (3.2-13a)$$

$$X_z \cos(\bar{\theta} \cos \delta) \sin \beta_\tau + \sin \bar{\theta} \sin \beta_\sigma - \mu_s \left\{ \cos \bar{\theta} + X_z \sin(\bar{\theta} \cos \delta) \right\} \sin \beta_\mu = 0 \quad (3.2-13b)$$

この二式は応力比ベクトル X_z とせん断ひずみ(Γ, G^*)とを関係づけるための基本的な式である。

以下に式(3.2-13)を用いて、a) ひずみから応力を求める場合と、b) 応力からひずみを求める場合とについて、それぞれの計算法を述べる。

a) ひずみから応力を求める場合

未知数は X_z と β_τ (または a_τ)の二つである。式(3.2-13a)から次式を得る。

$$X_z = \frac{\mu_s \cos \beta_\mu \cos \bar{\theta} + \sin \bar{\theta} \cos \beta_\sigma}{\cos(\bar{\theta} \cos \delta) \cos \beta_\tau - \mu_s \cos \beta_\mu \sin(\bar{\theta} \cos \delta)} \quad (3.2-14)$$

式(3.2-14)を式(3.2-13b)に代入すれば次式を得る。

$$\begin{aligned} & \left\{ \tan \bar{\theta} \cos \beta_\sigma + \mu_s \cos \beta_\mu \right\} \sin \beta_\tau \\ & + \left\{ \tan \bar{\theta} \sin \beta_\sigma - \mu_s \sin \beta_\mu \right\} \cos \beta_\tau \\ & - \mu_s \tan(\bar{\theta} \cos \delta) \tan \bar{\theta} \sin(\beta_\sigma + \beta_\tau) = 0 \end{aligned} \quad (3.2-15)$$

$\bar{\theta}$ の値はそれほど大きくないので、式(3.2-15)の第三項は他の項と比べて微小として無視すれば、次式を得る。

$$\beta_{\tau} = \arctan \left(\frac{\mu_s \sin \beta_{\mu} - \tan \bar{\theta} \sin \beta_{\sigma}}{\mu_s \cos \beta_{\mu} + \tan \bar{\theta} \cos \beta_{\sigma}} \right) \quad (3.2-16)$$

式(3.2-16)より β_{τ} が求められ、それを式(3.2-14)に代入すれば X_z が求められる。また式(3.2-15)から求めた β_{τ} の値と式(3.2-16)から求めたそれとの差は1%未満であった。

なお、一方向せん断の場合は式(3.2-14)は式(3.2-17)のように簡単になる。これは、単に角度 $\bar{\theta}$ を有する斜面上での釣合い式にほかならない。

$$X_z = \frac{\mu_s + \tan \bar{\theta}}{1 - \mu_s \tan \bar{\theta}} = \tan(\bar{\theta} + \arctan \mu_s) \quad (3.2-17)$$

b) 応力からひずみを求める場合

未知数は Γ, G^* の二つである。また、 $\bar{\theta}, \beta_{\sigma}, \beta_{\mu}, \mu_s$ は Γ や G^* の関数となっており、式(3.2-13)からは直接 Γ, G^* は陽な形で求めにくい。 $(\beta_{\mu}, \mu_s$ が Γ や G^* の関数となることは次項(4)で述べる。)そこで、未知数として Γ, G^* を考える代わりに、累加せん断ひずみ増分の大きさとその方向すなわち ΔG^* と β_G の二つを考える。このとき Γ は、幾何学的関係より ΔG^* と β_G との従属変数となる(図3.2-15参照)。そして式(3.2-13a)の左辺を F_a 、式(3.2-13b)の左辺を F_b とおけば、式(3.2-18)を同時に満たすような $\Delta G^{*i}, \beta_G^i$ を求めればよいことになる。肩文字 i は計算の増分区間のステップ数を示す。

$$F_a \left(\sum_i \Delta G^{*i}, \beta_G^i \right) = 0 \quad (3.2-18a)$$

$$F_b \left(\sum_i \Delta G^{*i}, \beta_G^i \right) = 0 \quad (3.2-18b)$$

($i = 1, 2, 3 \dots$)

式(3.2-18)を用いて、 $\Delta G^{*i}, \beta_G^i$ を求めるための試行錯誤計算を行う必要があるが、以下にその計算手順を示す。

- ① 初期条件を与える。このとき式(3.2-18)は満足していなければならない。
- ② $\tau_z^{i+1} = \tau_z^i + \Delta \tau_z^i$ とする。すなわち、 $\tau_z^{i+1} = \tau_z^i + \Delta \tau_z^i$, $a_{\tau}^{i+1} = a_{\tau}^i + \Delta a_{\tau}^i$ とする。

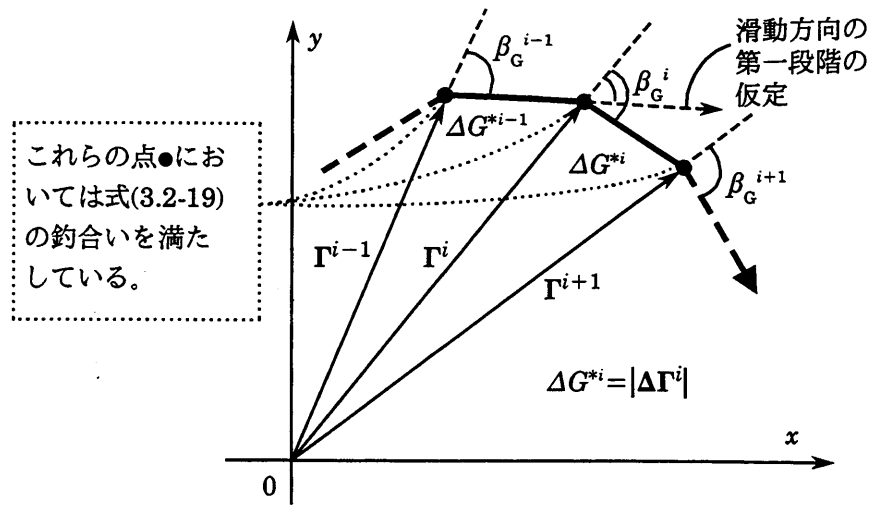


図3.2-15 各ステップにおける $\Delta G^{*i}, \beta_G^i$
($\Delta G^{*i}, \beta_G^i$ in each step)

- ③ ②の操作の結果、滑動する場合(釣合い式を満たさない場合)は④へ、滑動しない場合(釣合い式を満たす場合)は②へ戻る。
- ④ 滑動方向 β_G^i を仮定する。第一段階で仮定する方向は、前ステップの経路の延長線上(図3.2-15の破線矢印)と仮定してよい。
- ⑤ 仮定した β_G^i 方向の直線経路上で、釣合い式(3.2-18)を満たす場所を捜す。ただし、釣合いの条件としては、制約を緩め次式を満足することとした。

$$|F_a| < \Delta \quad \text{and} \quad |F_b| < \Delta, \quad \Delta = 0.003 \quad (3.2-19)$$

$\Delta=0$ としたときの解との誤差は高々2%程度であった。

- ⑥ もし釣合い式(3.2-19)を満たす ΔG^{*i} が存在すれば、その時の $\Gamma^i, \varepsilon_2^{si}$ を計算し、 $G^{*i+1} = G^{*i} + \Delta G^{*i}$ として②へ戻る。
- ⑦ もし、式(3.2-19)を満たす ΔG^{*i} が存在しなければ、新たな β_G^i を $\beta_G^i + \Delta\beta_G^i$ と仮定し直して⑤へ戻る。

以上の仮定を繰り返すことによって、図3.2-15に示すように各ステップにおける $\Delta G^{*i}, \beta_G^i$ が順次求められる。

(4) 多方向せん断時の摩擦係数ベクトル μ_s

水平面上の摩擦係数ベクトル μ_s の大きさ μ_s と方向(α_μ または β_μ)について考える。 μ_s の大きさと方向は、ここでは陳・松岡(1985)の考え方に従い、せん断にと

もない刻々変化すると仮定した。陳らがこのように考えた理由は以下のような考察による。

あるせん断ひずみ増分が与えられた瞬間には、粒子は全部同時に同じ方向へ同じ量だけすべるのではなく、平均的なひずみ増分方向と異なる方向へすべる粒子もあれば、ほとんどすべらない粒子もある。たとえば、図3.2-16(a)に示すように、 y 方向にせん断しそれから x 方向へ 90° 折れ曲がった直後(◎印付近)の状態を考える。この付近では全ての粒子が x 方向へ同じ量だけすべってはならず、 y 方向への滑動成分をもつ粒子もかなり残っているはずである。その結果、平均的な粒子間摩擦係数ベクトルの大きさと方向は徐々に変化し、十分 x 方向にせん断されてはじめてその方向が x 方向に一致すると考えられる(図3.2-16(b)の矢印が μ_s を表す)。これは急な曲り角で大型トレーラが徐々に方向転換する様子に似ている。したがって、粒子間摩擦係数ベクトルの方向は、同一方向へのせん断を続けるにつれて、せん断ひずみ増分方向と一致する方向へすべる粒子が増加し、 μ_s の方向も徐々にその方向に向いてゆくと考えられる。またその大きさは、同一方向へのせん断を続けるにつれて μ_s の値が増加してゆき、 μ_s は徐々にその最大値 μ_m に近づいてゆくと考えられる。

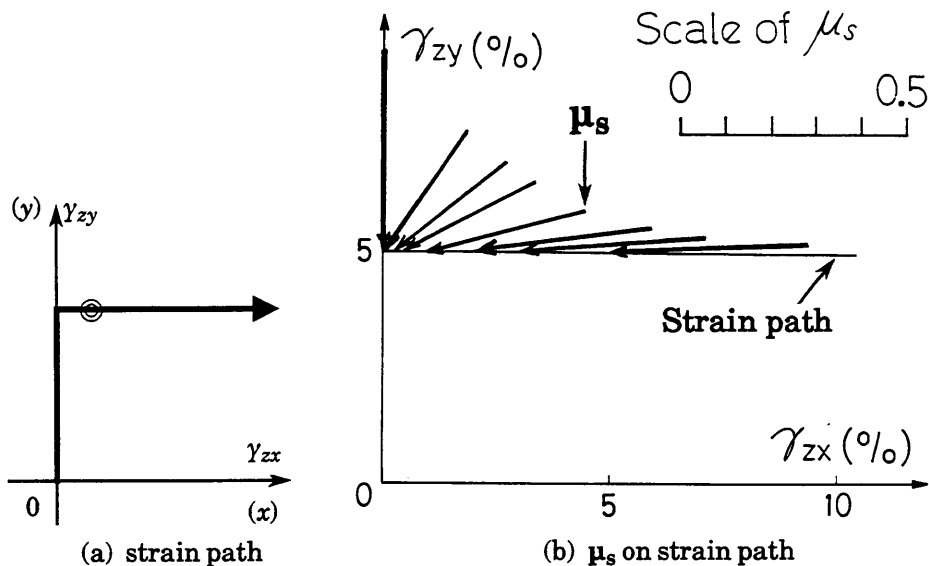


図3.2-16 単純せん断面上の折れ線ひずみ経路における摩擦係数ベクトル μ_s
 (Friction coefficient μ_s on simple shear plane)

以上のような陳らの仮定を念頭に置き、ここではまず水平面内で一方向せん断の場合の個々の土粒子の平均的な粒子間摩擦係数 $\mu_s (= \tan \phi_{\mu_s})$ を、累加せん断ひずみ G^* の双曲線関数と仮定する。すなわち、一方向せん断における μ_s の最大値を μ_m (双曲線の漸近線)とし、 ε_z^s の最大圧縮点($\bar{\theta}=0$)でのせん断ひずみを Γ_0 としそのときの μ_s を μ_0 とすれば、一方向せん断の場合の $\mu_s = \mu_s(G^*)$ は次式で与えられる。

$$\mu_s(G^*) = \mu_i + \frac{\mu_m - \mu_i}{1 + \frac{\gamma_0}{G^*} \frac{\mu_m - \mu_0}{\mu_0 - \mu_i}} \quad (3.2-20)$$

ここで、 μ_i は μ_s の初期値であり、 $G^*=0$ における μ_s である。 Γ_0 は、一方向せん断において $\bar{\theta} = \bar{\theta}_r + \bar{\theta}_G = 0$ となるときのせん断ひずみであるから、式(3.2-6), (3.2-7)より次式で与えられる。

$$A B \gamma_0^{B-1} + \frac{C}{(C + D \gamma_0)^2} = 0 \quad (3.2-21)$$

μ_i は、せん断開始時において $X_z=0$ かつ $\bar{\theta} = -1/C$ となることから、式(3.2-17)より次式で与えられる。

$$\mu_i = \tan \frac{1}{C} \quad (3.2-22)$$

以上より、摩擦係数 $\mu_s(G^*)$ に関しては、 μ_0 と μ_m とがパラメータとなる。

次に、 μ_s の方向が徐々に変化することを表すために、式(3.2-20)の μ_s を基礎式として「非線形応力・ひずみ関係の重ね合わせ法則」(陳ほか, 1985)を適用する。このとき、 $\boldsymbol{\mu}_s$ は次式で与えられる。

$$\boldsymbol{\mu}_s = \sum_{i=1}^n \left\{ \mu_s(G^{*n} - G^{*i-1}) + \mu_s(G^{*n} - G^{*i}) \right\} \frac{\Delta \boldsymbol{\Gamma}^i}{\Delta G^{*i}} \quad (3.2-23)$$

$\Delta \boldsymbol{\Gamma}^i / \Delta G^{*i}$ は $\Delta \boldsymbol{\Gamma}^i$ 方向の単位ベクトルである。肩文字 $i (= 1 \sim n)$ は計算の増分区間のステップ数を示す。式(3.2-23)より、 $\boldsymbol{\mu}_s$ は過去に受けたせん断ひずみ履歴を全て記憶しており、 $\boldsymbol{\mu}_s$ の大きさと方向はその影響を受ける。(上式はやや複雑であるので、具体的計算方法を付録に示す。)

簡単な $\boldsymbol{\mu}_s$ の計算例を図3.2-17に示す。同(b)のような折れ線ひずみ経路($O \rightarrow \text{a} \rightarrow \text{b}$)でせん断した時、点 b での $\boldsymbol{\mu}_s$ の大きさと方向は次のように算定でき

る。同(a)のように $|\mu_{s1}|, |\mu_{s2}|$ を求めて、 μ_{s1} はⒶO方向へ、 μ_{s2} はⒷⒶ方向へ作用させて、それらのベクトル和として μ_s が決定される。以下多数回折れ曲がる場合でも、同様にして重ね合わせてゆくことによって μ_s を求めることができる。図3.2-16(b)の μ_s の方向と大きさはこのようにして求めた計算結果である。実際の計算では、式(3.2-23)をx方向成分 μ_{sx} とy方向成分 μ_{sy} とに分けて計算しており、このとき μ_s の方向 a_μ は式(3.2-24)で与えられる。

$$a_\mu = \arctan \left(\frac{\mu_{sx}}{\mu_{sy}} \right) \quad (3.2-24)$$

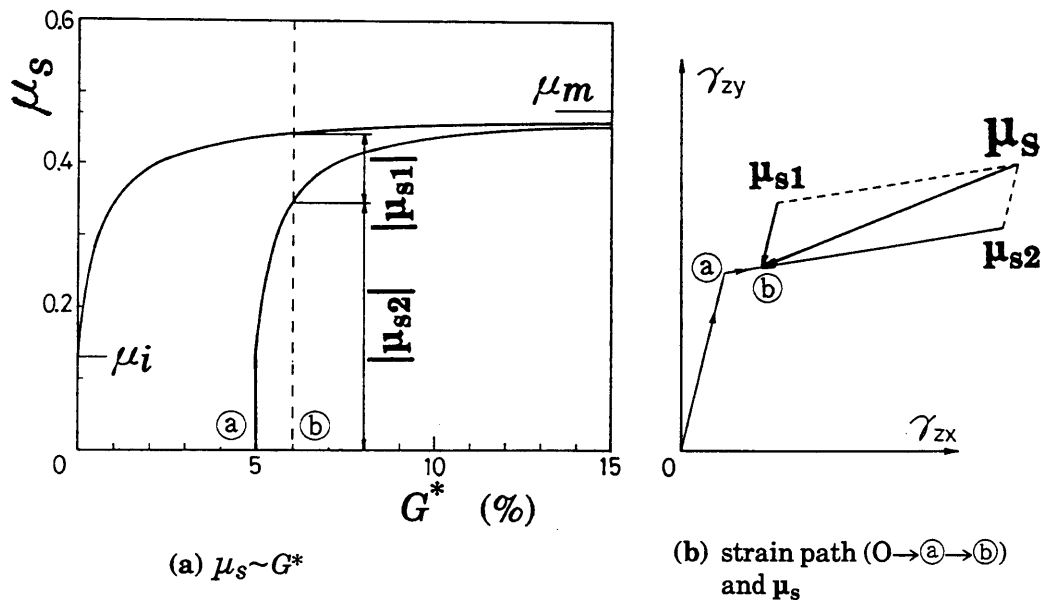


図3.2-17 折れ線ひずみ経路における μ_s の計算法概念図

(Schematic view of calculation method of friction coefficient vector μ_s)

以上の考え方より、せん断ひずみ(Γ, G^*)を介して体積ひずみ ϵ_z^s と応力比ベクトル \mathbf{X}_z (応力比の大きさと方向)の関係が求められた。

(4) 圧密項を考慮した応力・ひずみ関係式

式(3.2-5)で表される体積ひずみはせん断によるダイレイタンス成分であるが、本研究ではこれに加え、鉛直有効応力 σ'_z の変化による体積変化(圧密成分)を考える。土の全体積ひずみ増分 $d\epsilon_z$ は、せん断成分を $d\epsilon_z^s$ 、圧密成分を $d\epsilon_z^c$ とすれば次式で与えられる。

$$d\varepsilon_z = d\varepsilon_z^s + d\varepsilon_z^c \quad (3.2-25)$$

$d\varepsilon_z^s$ は式(3.2-5)より与えられる。 $d\varepsilon_z^c$ は、一次元圧密状態を仮定し、次式より与えられるとした。

$$d\varepsilon_z^c = \frac{0.434 \cdot C_s}{1+e_0} \cdot \frac{d\sigma'_z}{\sigma'_z} \quad (\text{for } d\sigma'_z < 0) \quad (3.2-26)$$

$$d\varepsilon_z^c = \frac{0.434 \cdot C_c}{1+e_0} \cdot \frac{d\sigma'_z}{\sigma'_z} \quad (\text{for } d\sigma'_z > 0) \quad (3.2-27)$$

C_s は膨潤指数、 C_c は圧縮指数、 e_0 は初期間隙比である。

ここで、地震時の液状化のような非排水繰返しせん断に限定して考える。この場合、鉛直有効応力が減少する場合($d\sigma'_z < 0$)を扱うことが多いので、以下では簡単のため除荷成分のみ、すなわち式(3.2-26)を考える。ただし、サイクリックモビリティが起こった場合には、有効鉛直応力は一時的に増加するが、この場合も近似的に式(3.2-26)を用いることとした。

等体積試験では、体積を一定に保つように有効鉛直応力 σ'_z が変化する。このときの σ'_z は、近似的に排水条件下の鉛直有効応力とみなすことができる。よってここでは、非排水せん断を等体積せん断と等価と見なす。

以上のような仮定に基づき、式(3.2-25)、(3.2-26)において等体積条件($d\varepsilon_z = 0$)を課すると次式を得る。

$$d\varepsilon_z^s + \frac{0.434 \cdot C_s}{1+e_0} \cdot \frac{d\sigma'_z}{\sigma'_z} = 0 \quad (3.2-28)$$

せん断初期の鉛直有効応力を σ'_{z0} とし、初期条件($\sigma'_z = \sigma'_{z0}$)の下で上式を積分すれば、次式を得る。

$$\varepsilon_z^s + \frac{C_s}{1+e_0} \cdot \log \frac{\sigma'_z}{\sigma'_{z0}} = 0 \quad (3.2-29)$$

上式より、非排水せん断における有効鉛直応力 σ'_z 、せん断応力 τ_z は次式で与えられる。

$$\sigma'_z = \sigma'_{z0} \cdot 10^m, \quad m = \frac{-\varepsilon_z^s}{C_s/(1+e_0)} \quad (3.2-30)$$

$$\tau_z = X_z \cdot \sigma'_z \quad (3.2-31)$$

非排水せん断における過剰間隙水圧 p_w は、全応力から有効応力を差し引いた値として定義するのが一般的であるが、本研究ではせん断初期の有効鉛直応力から有効鉛直応力を差し引いた次式で定義する。

$$p_w = \sigma'_{z0} - \sigma'_z \quad (3.2-32)$$

従って過剰間隙水圧比(過剰間隙水圧を初期有効鉛直応力で除した値)は式(3.2-11)より次式のようになる。

$$\left(\frac{p_w}{\sigma'_{z0}} \right) = 1 - 10^m \quad (3.2-33)$$

図3.2-18におわんモデルの構成を示す。

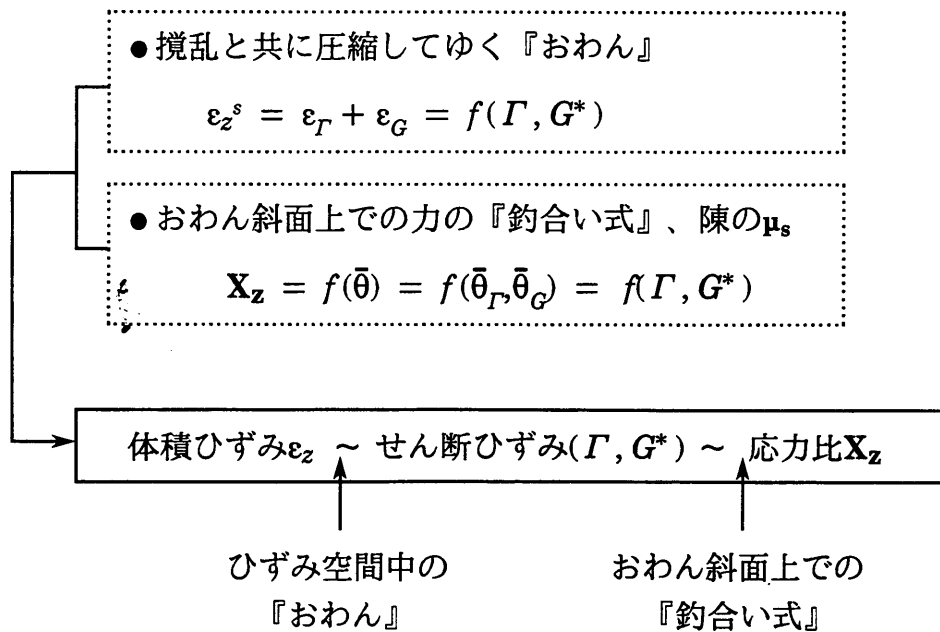


図3.2-18 おわんモデルの構成
(Constitution of 'Bowl model')

(5) パラメータとその決定法

おわんモデルのパラメータは、 ε_r 成分に関して A, B 、 ε_G 成分に関して C, D 、 μ_s に関して μ_o, μ_m である。以下これらのパラメータの決定法について述べる。

a) ε_G 成分に関するパラメータ： C, D

まず適当なひずみ振幅で直線経路の繰返し等圧排水単純せん断試験を行う。この場合、一様振幅でなくてもよく振幅は $\Gamma_{zy} = \pm 0.5\% \sim \pm 5\%$ 程度が適当である。ここでは $\pm 5\%$ の一様振幅としている。そして体積ひずみ ε_z^s と累加せん断ひずみ G^* との間に図3.2-19に示すような結果が得られたとする。 $G^* \sim \varepsilon_G$ なるマスターカーブはおわんの底($\Gamma = 0$)の軌跡を意味するから、図中の $\Gamma = 0$ における ε_z^s (◎印)を連ねたカーブ(破線)がマスターカーブとなる。 ε_G 成分は式(3.2-5)のように双曲線と仮定しているので、 $\Gamma = 0$ での◎印を $G^* \sim G^*/\varepsilon_z^s$ 関係で整理すれば、次式のような直線関係となり、パラメータ C, D は決定できる。

$$\frac{G^*}{\varepsilon_z^s} = C + D G^* \quad \text{at } \Gamma = 0 \quad (3.2-34)$$

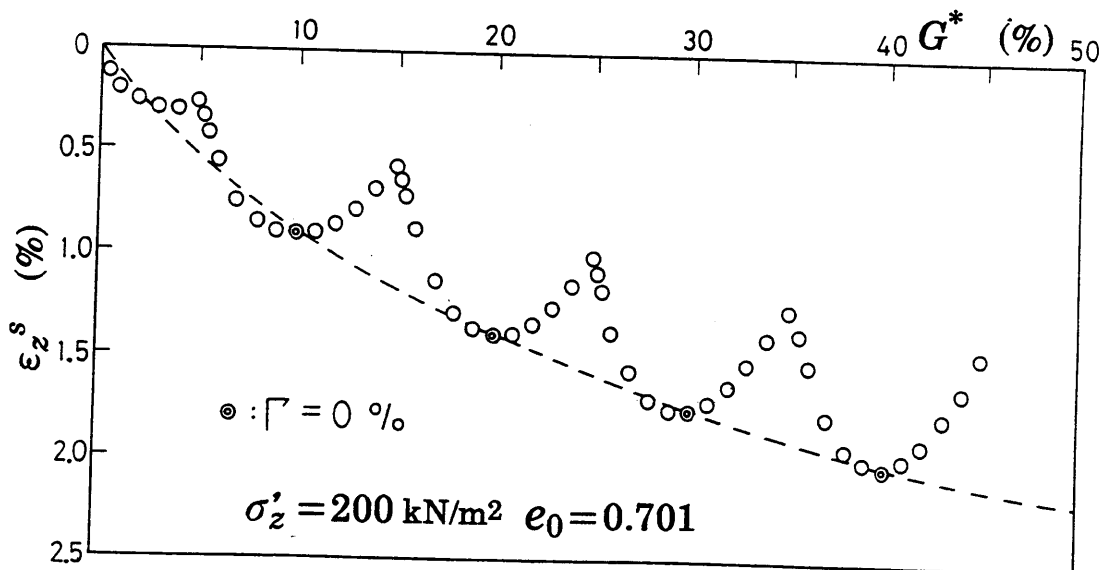


図3.2-19 一方向繰返しせん断時のダイレイタンス ε_z^s と $\Gamma = 0$ の包絡線
(Dilatancy ε_z^s in uni-directional cyclic shearing)

図3.2-20(a)には鉛直応力 σ'_z を100kN/m², 200kN/m², 500kN/m²の下で行った $\Gamma=0\%$ での ε_z^s を示す。図より、 $\sigma'_z=200\text{kN/m}^2$ における値は $C=8$, $D=0.3$ となる。1/Cはせん断初期におけるダイレイタンスの勾配で、Cの値が小さいほどせん断初期の圧縮量が大きくなる。1/Dは双曲線の漸近線で $\Gamma=0$ での最終圧縮量である($G^*\rightarrow\infty$ で $\varepsilon_G\rightarrow 1/D$)。よって、一方向の数回の繰返しせん断試験のデータを図3.2-20(a)のように $G^*\sim G^*/\varepsilon_z^s$ 関係で整理し、直線の傾きDを読み取れば、いかなる経路でせん断したときの最終圧縮量(任意経路で多数回繰返したときの最大圧縮量)は予測できる。また同図に示すように、 σ'_z が大きいほどよく圧縮する。図より切片Cはほぼ一定であるが、傾きDは σ'_z とともに変化するようである。そこで1/Dを σ'_z の対数に対してプロットすると、図3.2-20(b)のようにほぼ直線となる。この直線の勾配を C_D , $\sigma'_z=\sigma'_{zi}$ における1/Dを $1/D_i$ とすれば、Dは次式で与えられる。

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{D_i} + C_D \log \frac{\sigma'_z}{\sigma'_{zi}} \quad (3.2-35)$$

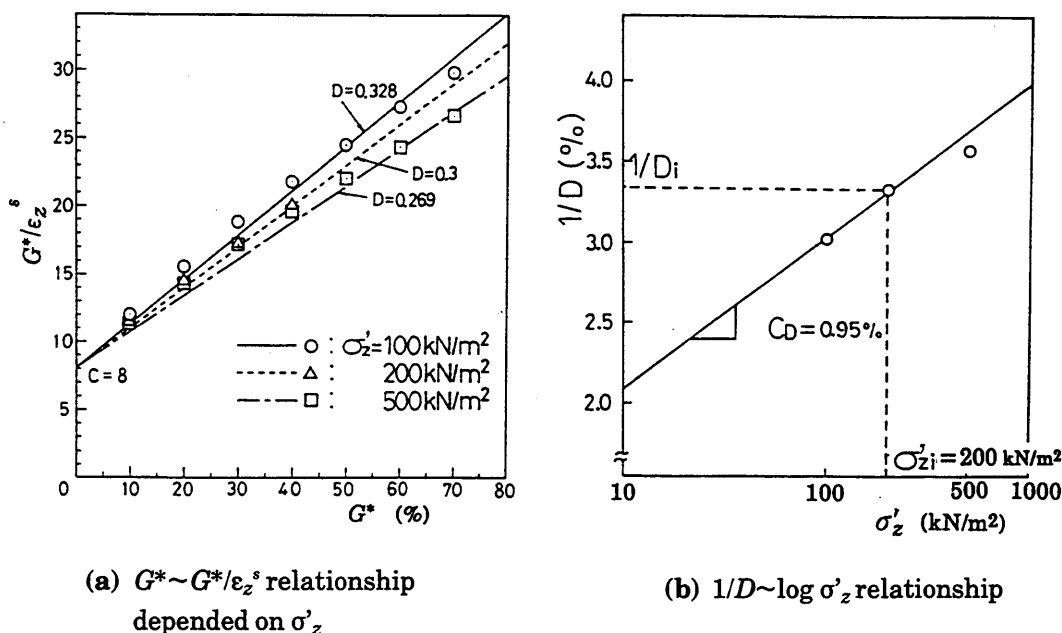


図3.2-20 パラメータDの拘束圧依存性とパラメータC
(Confining stress dependency of parameter D and parameter C)

ε_G 成分は圧縮側のダイレイタンスーを表し、よく圧縮する土ほど C , D_i の値は小さくなる。

b) ε_T 成分に関するパラメータ： A , B

図3.2-19に示す一方向繰返しせん断において、体積ひずみが波打つのは ε_T 成分が存在するためである。そこで、おわんの形状を決めるパラメータ A , B については、マスターカーブ($G^* \sim \varepsilon_G$)決定後に、図3.2-19の一方向繰返しせん断試験結果の波打つダイレイタンスーカーブへのフィッティングにより決定する。 ε_T 成分は膨張側のダイレイタンスーを表すので A の値は負であり、その絶対値が大きいほどダイレイタンスーの波打つ度合いも大きくなる。 B は経験的に1.5~1.6程度の値であり土の種類や密度にあまりよらないようである。(第4章以下では B の値は1.6に固定)

c) $C_s/(1+e_0)$ [C_s は膨潤指数、 e_0 は初期間隙比]

$e \sim \log p$ 関係の除荷の勾配である。

d) 摩擦係数 μ_s に関するパラメータ： μ_0 , μ_m

μ_0 は、実測値より単調載荷における最大圧縮点($d\varepsilon_z^s=0$)での応力比(τ_z/σ_z')として求められる。 μ_m については、まず式(17)を式(27)のように変形し、この式より実測値(X_z と $\tan \bar{\theta} = d\varepsilon_z^s/d\Gamma_{zy}$)を用いて μ_s を逆算する。その結果得られる μ_s の最大値として μ_m が求められる。⁶⁾

$$\mu_s = \frac{X_z - \tan \bar{\theta}}{1 + X_z \tan \bar{\theta}} \quad (3.2-36)$$

表3.2-1には、豊浦砂(初期間隙比 $e_0 \approx 0.71$)のパラメータの値を示す。第3章では、ひずみを%単位で表してパラメータの値を設定している。このとき式(3.2-5)から分かるように、 A の単位は $\%^{1-B}$ 、 D_i の単位は $\%^{-1}$ となる。パラメータ C と D_i については排水試験と非排水試験とで値が異なっている。非排水試験のとき排水試験の値を用いて解析すると、有効応力 σ_z' を過小評価してしまった。この原因としては、3.1節で述べたように非排水試験時に完全に等体積とならなかった(わずかな圧縮ひずみを生じた)ためと思われる。よって、非排水試験の C と D_i については非排水試験結果(G^* と過剰間隙水圧比との関係)に基づいて修正した。

表3.2-1 豊浦砂($e_0 \approx 0.71$)のパラメータの値
 (Parameters of 'Bowl model' for Toyoura sand ($e_0 \approx 0.71$))

意味	記号	排水	非排水
ダイレイタンスの 膨張成分を規定	$A [\%^{1-B}]$	-0.03	同左
	B	1.6	同左
ダイレイタンスの 圧縮成分を規定	C	8.0	12.0
	$D_i [\%^{-1}]$	0.3	0.6
	C_D	0.95	同左
単純せん断面におけ る摩擦係数 μ_s を規定	μ_o	0.42	同左
	μ_m	0.47	同左
膨潤指数 C_s と 初期間隙比 e_0	$C_s/(1+e_0) [\%]$	0.6	同左

(D_i は $\sigma'_{zi} = 200 \text{kN/m}^2$ のときの値)

3.3 おわんモデルの検証

(1) 排水せん断試験による検証

- a) 合せん断ひずみ Γ をパラメータとしたときの累加せん断ひずみ G^* と体積ひずみ ε_v との関係

ここでは、前節のようなダイレイタンシーの考え方を、種々の経路における排水せん断試験結果をもとに検証する。

まず図3.3-1(b), (c), (d)に示すように $\Gamma=5\%$, 2.5% , 1.25% なる三種類のひずみ円経路に沿ってせん断した場合の実験データについて考察する。この実験では、第一載荷として半径方向に所定の Γ となるまでせん断した後、円経路に沿って右回りにせん断するものである。ただし、 $\Gamma=1.25\%$ の場合は途中の三周目($G^*=17\%$)から逆回り(左回り)となっている。

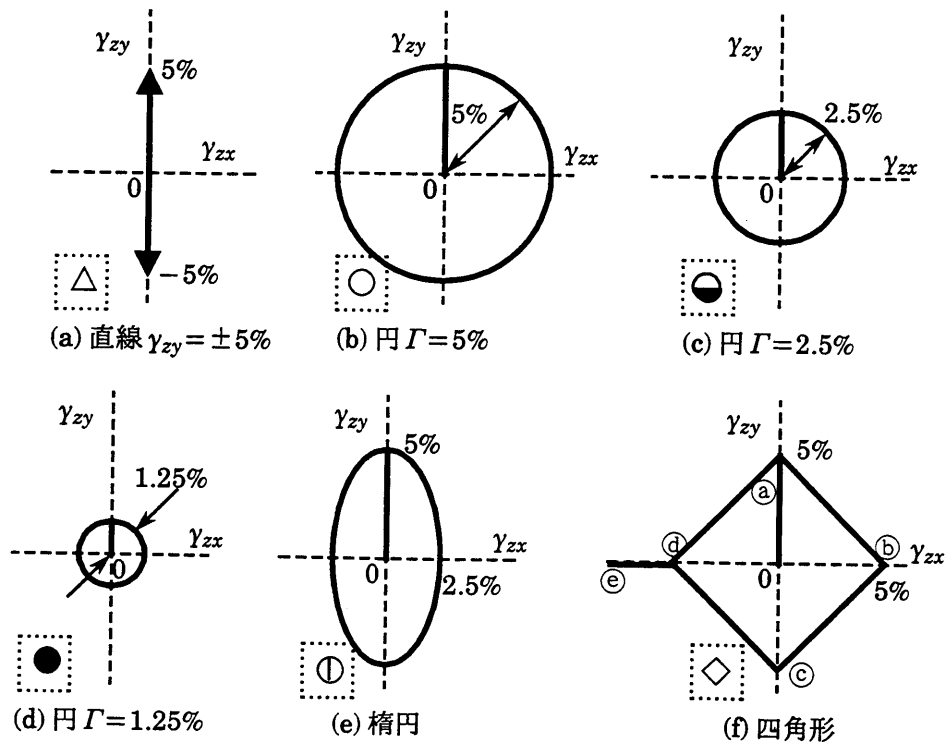


図3.3-1 多方向単純せん断試験における種々のせん断経路(その1)
(Various loading paths in simple shear tests)

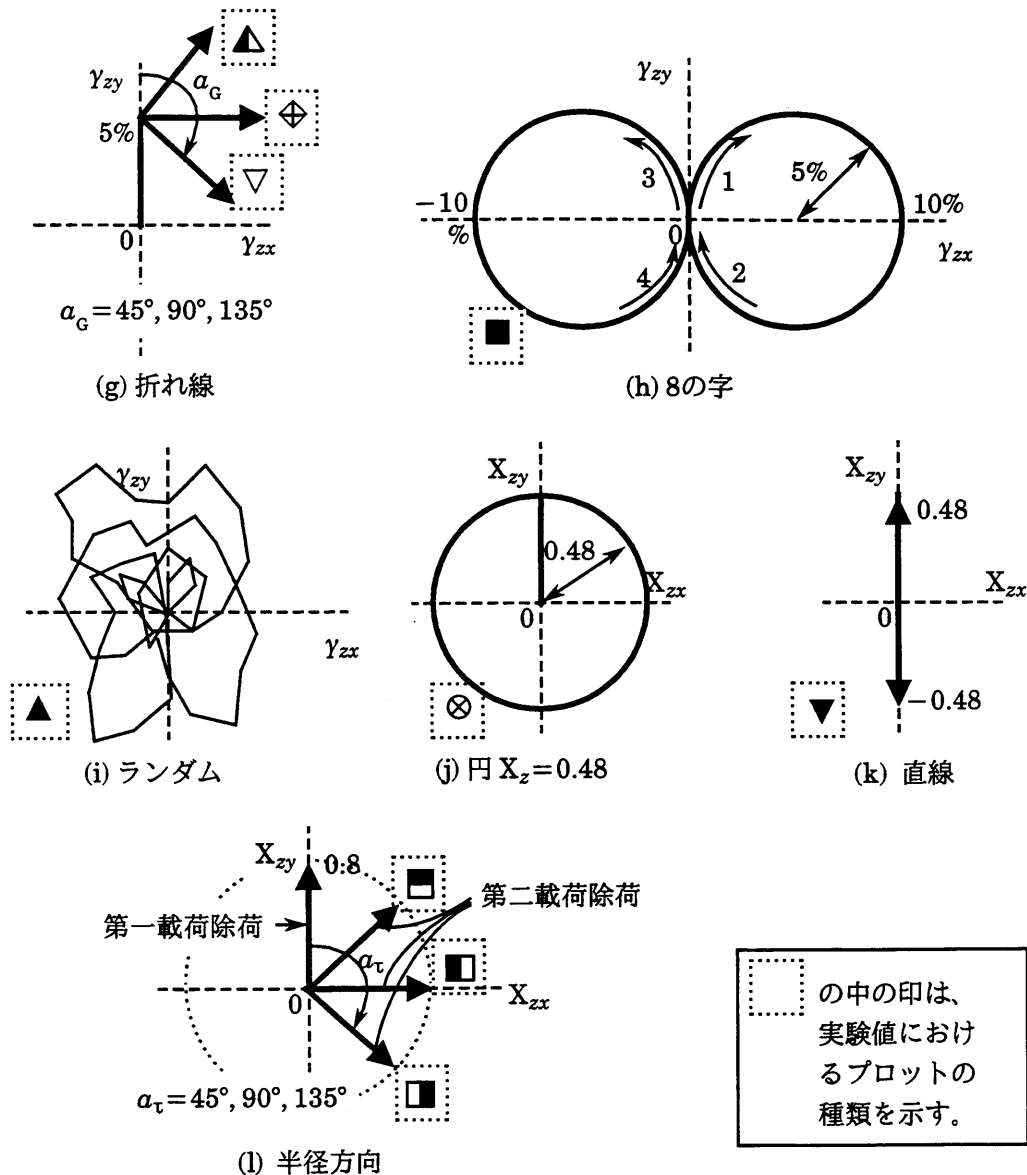


図3.3-1 多方向単純せん断試験における種々のせん断経路(その2)
(Various loading paths in simple shear tests)

ひずみ円経路せん断では、 $\Gamma = \text{一定}$ であるから ϵ_T 成分が一定となり、マスターカーブ($G^* \sim \epsilon_G$ 関係)に平行な滑らかな曲線に沿って圧縮することになる。よって、ひずみ空間におけるダイレイタンスの軌跡は図3.2-8に示すように螺旋状になるものと思われる。このダイレイタンスを $G^* \sim \epsilon_z^\circ$ 関係で整理したのが図3.3-2である。 Γ の大小にかかわらず、また途中で回転方向が変わっても ϵ_z° が G^* に対して滑らかでお互いに平行な曲線に沿って圧縮してゆくのがわかる。また

お互いの曲線間の距離はそれぞれの ε_r 成分の差異によるものであると考えられる。

次に図3.3-1に示す全ての経路に沿ってせん断した場合の種々の実験データについて検討する。ただし、(a)~(i)はひずみ制御の実験であり、(j)~(l)は応力制御の実験である。これら全ての実験データを $G^* \sim \varepsilon_z^s$ 関係で整理しても、各々の ε_r 成分が様々なためにばらばらになってしまう。そこで、 $\Gamma = 5\%, 2.5\%, 0\%$ の三つに着目し、 ε_r 成分を固定して各種の実験データを整理すれば、図3.3-3に示すようにそれぞれユニークに整理される。図中のプロットの種類は、載荷経路の違いにより区別しており図3.3-1中に示してある。同図よりいかなる経路のせん断試験結果も $\Gamma = \text{一定} (\varepsilon_r \text{成分} = \text{一定})$ で整理してやれば、 $G^* \sim \varepsilon_z^s$ 関係が一本の曲線で整理されることが分かる。

また、図3.3-1の経路の実験における体積ひずみの内、 $G^* = \text{一定} = 10\%$ (ε_G 成分 = 一定)における体積ひずみを Γ に対して整理すると、図3.3-4のようにユニークに整理される。この曲線は $G^* = 10\%$ における ε_r 成分を表しており、この形そのものがおわんの形を表している。すなわち、図3.3-4で表されるおわんが、図3.3-3のように G^* とともに圧縮してゆくことになる。

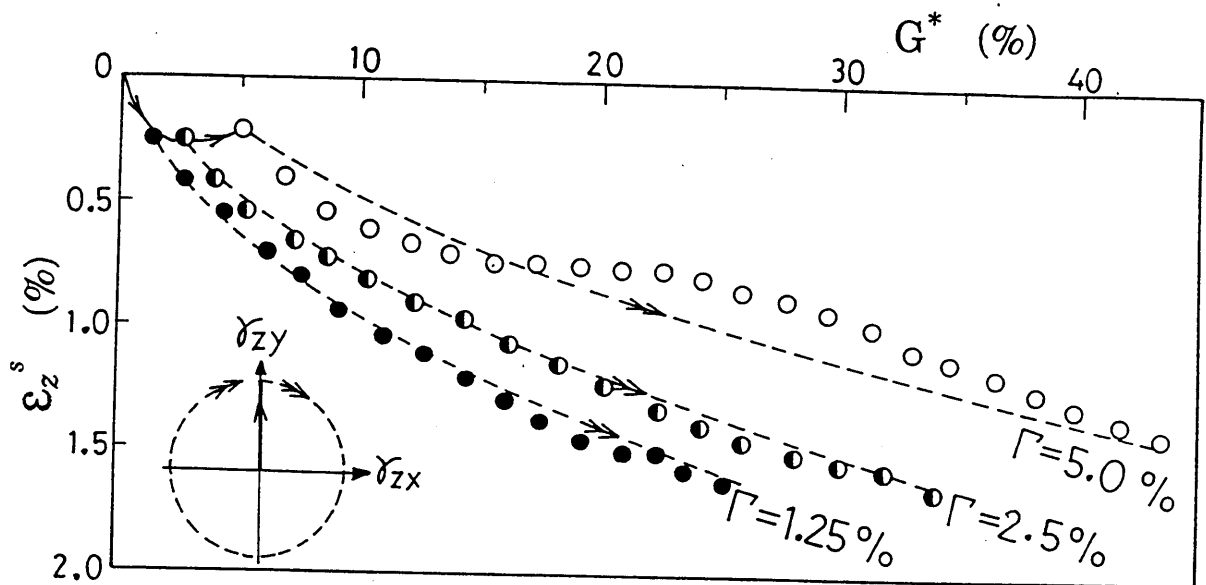


図3.3-2 ひずみ円経路せん断試験における G^* と ε_z^s の関係
(Relation between G^* and ε_z^s in circular shear strain path)

以上の実験結果より、式(3.2-5)がせん断経路のいかんを問わず成り立つことが検証された。

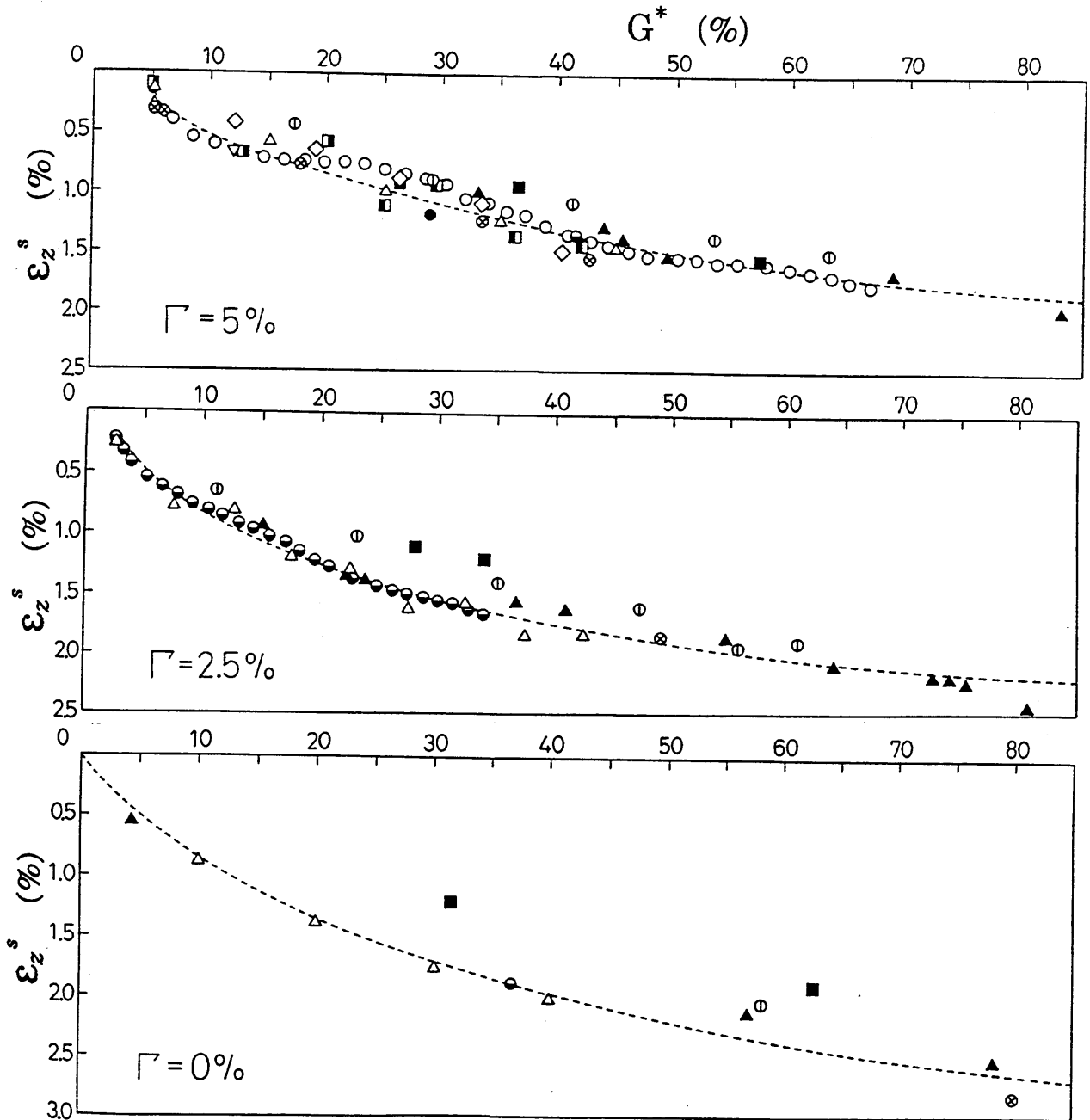


図3.3-3 種々のせん断経路における G^* と ϵ_z^s の関係 ($\Gamma=5\%, 2.5\%, 0\%$)
 (Relation between G^* and ϵ_z^s in various loading path (at $\Gamma=5\%, 2.5\%, 0\%$))

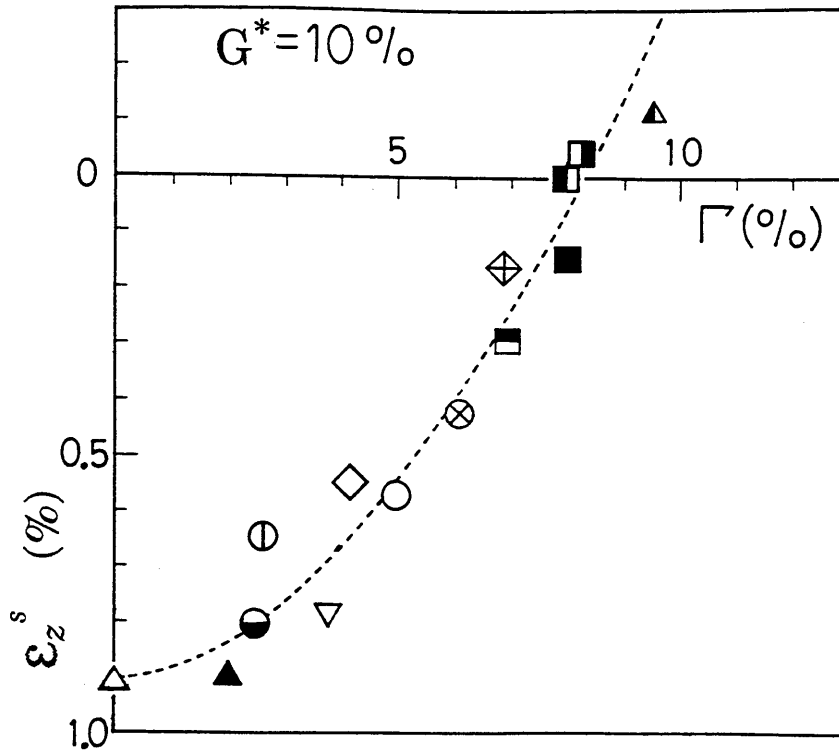


図3.3-4 種々のせん断経路における Γ と ε_z^s の関係 ($G^*=10\%$)
 (Relation between Γ and ε_z^s in various loading path (at $G^*=10\%$))

上記のような実験結果より、 $G^* \sim \varepsilon_z^s$ 関係には図3.3-5に示すような Γ をパラメータとした曲線群が存在するものと思われる。すなわち、一定の Γ に着目(おわんの同じ高さに着目)すれば G^* が大きいほど圧縮量大きい。図3.3-6に示すように、一方向繰返しせん断試験のデータを同じ Γ における ε_z^s を連ねることによっても、これらの曲線群を得ることができる。これらの曲線群の内、 $\Gamma=0\%$ における曲線はおわんの底の軌跡を表すため、 ε_z^s の最大値に相当する。よって、式(3.2-4)のマスターカーブは一方向繰返しせん断において、 $\Gamma=0\%$ における ε_z^s を連ねることによって得られる。 $\Gamma=G^*$ の曲線は半径方向単調载荷の場合のダイレイタンシーであり、最もよく膨張する場合に相当する。したがって、図3.3-5のような $G^* \sim \varepsilon_z^s$ 関係において、いかなる経路のせん断においても、ダイレイタンシーは必ず $\Gamma=0\%$ の曲線と $\Gamma=G^*$ の曲線との間に存在することになる。

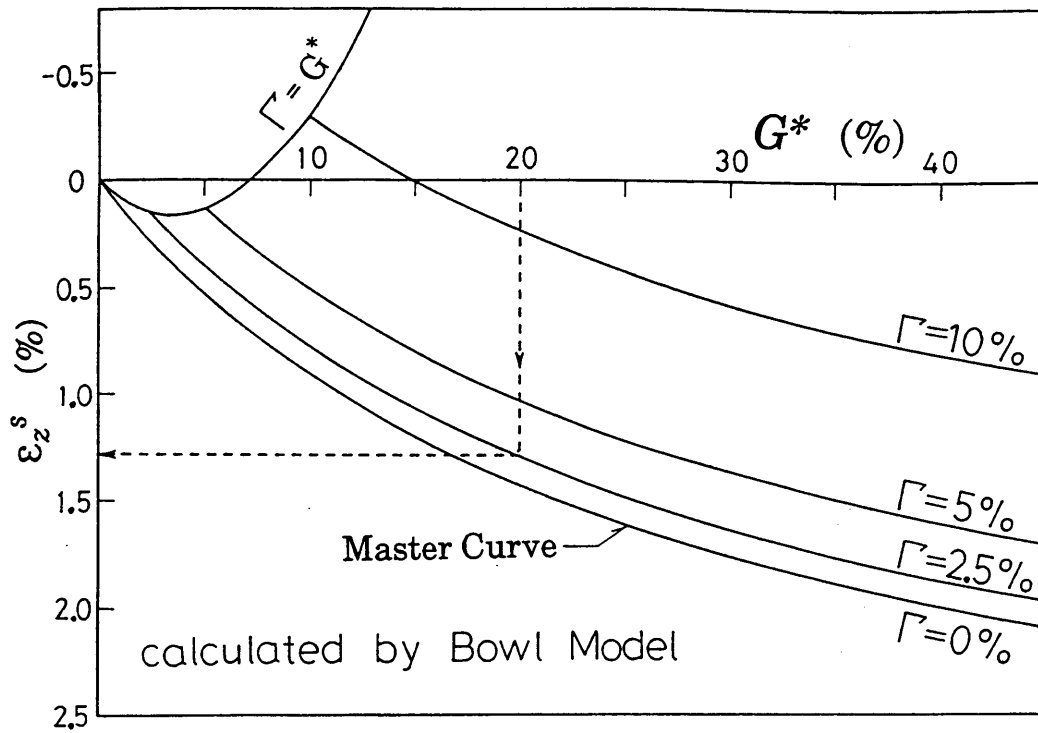


図3.3-5 Γ をパラメータとした G^* と ε_2^s の関係
(Relation between G^* and ε_2^s with parameter of Γ)

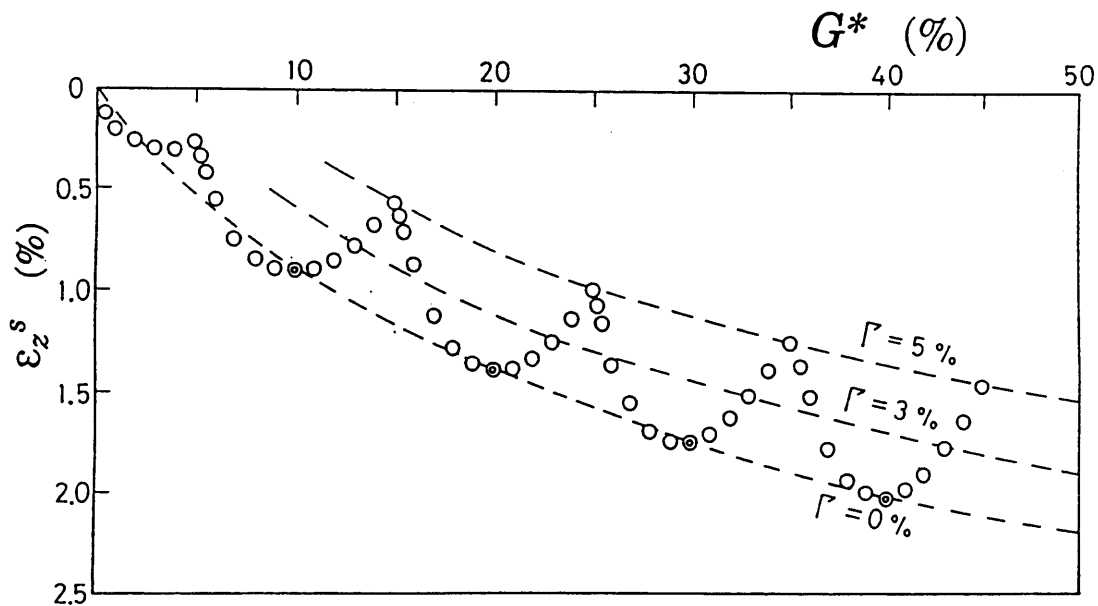


図3.3-6 一方向繰返しせん断から Γ =一定の曲線を求める方法
(Method for determining curves with constant Γ from the data of uni-directional simple shear test)

ここで図3.3-5の曲線群が一方向繰返しせん断試験などから得られたとする。そして図3.3-7に示すようなある任意のひずみ経路を考え、点①までの累加せん断ひずみ G^* と合せん断ひずみ Γ とが例えば $G^* = 20\%$, $\Gamma = 2.5\%$ とすれば、図3.3-5中の破線の矢印で示しているように、①点での体積ひずみは簡単に求めることができる。

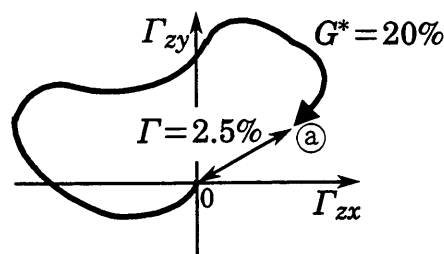


図3.3-7 せん断ひずみ経路 (Shear strain path)

ところで、図3.3-1のデータの内、振幅 $\Gamma_{zy} = \pm 5\%$ の直線経路せん断と $\Gamma = 5\%$ の円経路せん断の試験結果に着目すると、一周期当たりの G^* は円経路せん断の方が $(2\pi \times \text{半径}) / (4 \times \text{半径})$ 倍 $= 1.57$ 倍長い。よって体積ひずみ ϵ_z^s を繰返し回数 N で整理すれば、円経路せん断の方がよく圧縮することになる。図3.3-8は、直線経路(△印)と円経路(○印)のせん断試験の $\Gamma = 5\%$ での ϵ_z^s を繰返し回数 N に対してプロットしたものである。やはり円経路せん断試験の体積ひずみの方がよく圧縮しており、 G^* に対してユニークに整理できたダイレイタンシーも、 N に対してはユニークに整理できないことになる(八木, 1972; Oh-oka, 1976)。ただし、直線経路のせん断試験では、おわんの底を通るので、図中の破線のように波打ちながら圧縮する。よって、 N が小さいときは部分的に直線経路の方が良く圧縮することもあるので注意を要する。なお、円経路せん断では直線経路せん断よりも体積ひずみが1.5倍程度よく圧縮する傾向は、松岡ら(Matsuoka *et al.*, 1985)が三主応力制御試験機を用いて行った正八面体面上の応力経路においても示されているのは興味深い。このような傾向より、液状化問題においては、一方向せん断よりも多方向せん断の方が危険であるといえる。

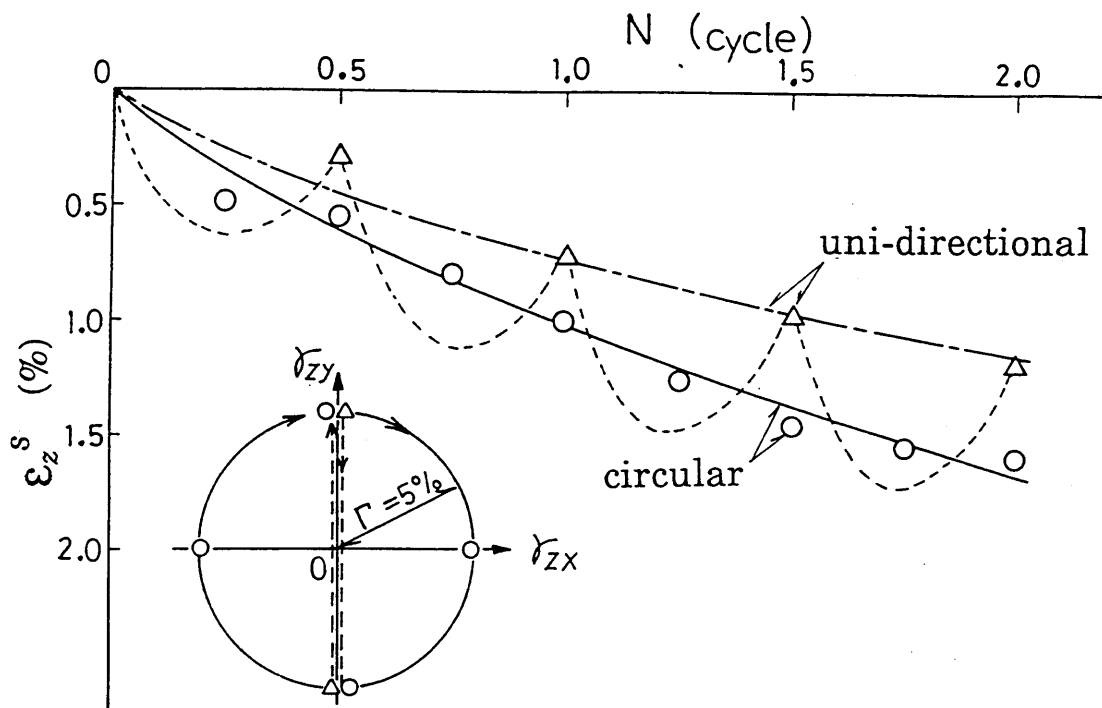


図3.3-8 $\Gamma=5\%$ における繰返し回数 N と ε_z^s の関係
(Relation between N and ε_z^s at $\Gamma=5\%$)

b) 種々の経路における排水繰返しせん断の解析

ここでは表3.2-1に示すパラメータを用いて、種々の経路下における排水繰返しせん断の解析を行い、実測値と比較検討する。実験は主にひずみ制御で行っており、一部応力制御で円経路せん断を実施している。

図3.3-9(a)には、図中に示すように y 方向へ $\gamma_{zy}=5\%$ までせん断した後、 y 方向からそれぞれ $\alpha_G=45^\circ, 90^\circ, 135^\circ$ の直線方向へせん断した場合の応力・ひずみ関係を示す。 α_G が大きいほどおわんの底の方を通るので、体積ひずみはより圧縮することになり、実測値からもその傾向がうかがえる。図3.3-9(b)は、同じ実験における応力比ベクトル \mathbf{X}_z の方向と大きさを示しているが、計算値は \mathbf{X}_z の方向が徐々にせん断方向に向いていく傾向をよく説明している。

図3.3-10には、図3.3-1(a)に示す振幅 $\gamma_{zy}=\pm 5\%$ の一方方向繰返しせん断の応力・ひずみ関係を示す。ただし、 σ_z はそれぞれ、(a): 100kN/m^2 , (b): 200kN/m^2 , (c): 500kN/m^2 である。圧縮成分である ε_G を G^* に対して双曲線としているため、せん

断とともに圧縮増分量は小さくなり、角度 $\bar{\theta}$ も膨張傾向が強くなってくる。おわんモデルでは、そのような斜面上での応力の釣り合いより応力比が算定されるため、せん断とともに履歴ループが立つ傾向が表現できるが、実測値からもその傾向がうかがえる。

図3.3-11~14は、 $\Gamma=1.25\%, 2.5\%, 5\%, 10\%$ のひずみ円経路せん断試験における応力・ひずみ関係と、 \mathbf{X}_z の方向と大きさである。ただし、応力・ひずみ関係図の破線のところまでは半径方向(ここでは y 方向)の先行せん断($\Gamma=0\%$ からひずみ半径までのせん断)を示す。円経路せん断では ε_r 成分が一定となるため、 $\varepsilon_z \sim G^*$ 関係は滑らかな曲線となるはずである。実測値を見ると、 $\Gamma \leq 5\%$ であればそのことが言えるようだが、 $\Gamma=10\%$ では実測値はかなり波打っており、計算値と合っていない。その理由は、 Γ が大きいところではおわんモデルの仮定に無理があることと、実測値も信頼性に欠けてくるためである。 \mathbf{X}_z に関しては、計算値は実験値を妥当に表現している。

図3.3-15(a)は、 $\sigma'_z=500\text{kN/m}^2$ 一定の下での $\Gamma=5\%$ の円経路せん断試験における応力・ひずみ関係であり、同図(b)はそのときの \mathbf{X}_z の方向と大きさである。前述の $\sigma'_z=200\text{kN/m}^2$ の下での円経路せん断試験と比べて ε_z の圧縮量はやや大きくなっている。

図3.3-16(a)は、 $\Gamma_{long}=5\%, \Gamma_{short}=2.5\%$ の楕円経路に沿って2周せん断したときの応力・ひずみ関係である。同図(b)は1周目のせん断における \mathbf{X}_z の方向と大きさである。楕円経路では粒子はおわんを登り降りしながらせん断されることになるので、 ε_z はなめらかに波打ちながら圧縮することになるが、その様子は実測値からもうかがえる。

図3.3-17は、四角形ひずみ経路(O→a→b→c→d→a→d→e)にそってせん断した時の応力・ひずみ関係と、 \mathbf{X}_z の方向と大きさである。計算値は実測値をほぼ妥当に説明している。

図3.3-18は、半径5%の円を二個組み合わせた8の字経路せん断試験における応力・ひずみ関係と、 \mathbf{X}_z の方向と大きさである。両図とも計算値は実測値をほぼ妥当に説明している。

図3.3-19(a)は、実際の地震の水平面上の変位軌跡を意識して行ったせん断試験のひずみ経路を示している。経路は折線であって折れ曲がり点では Γ がちょうど0%, 1%, 2%, 3%, 4%, 5% となっている。図3.3-19(b), (c)は、このようなランダムな経路に沿ってせん断したときの応力・ひずみ関係である。実験ではひずみ経路の折れ曲がり点のみで測定しプロットしており、図中の実線は単にそのプロットを結んだものである。同図(b)に示す計算値もひずみ経路の折れ曲がり点のみで計算しプロットしたものを直線で結んでいる。実測値・計算値ともに Γ が同じところでの結果はプロットの形を同じにしてある。実測値において注目すべきは、一見ランダムに圧縮してゆくように見える体積ひずみも、 Γ が同じ所でみてやれば一本の滑らかな曲線となることである。例えば、□プロットを連ねると波打たない滑らかな一本の曲線となる。このように全くランダムな経路においても、 Γ をパラメータとした曲線が存在することは、おわんモデルのダイレイタンスの式(3.2-5)の妥当性を証明するものである。図3.3-19(d), (e)は同じ実験における応力比経路の実測値と計算値である。計算値は実測値をかなり良く説明している。

以上、ひずみ制御試験における実測値と計算値の比較検討を主に行ってきたが、以下では応力制御試験について同様な検討を行う。

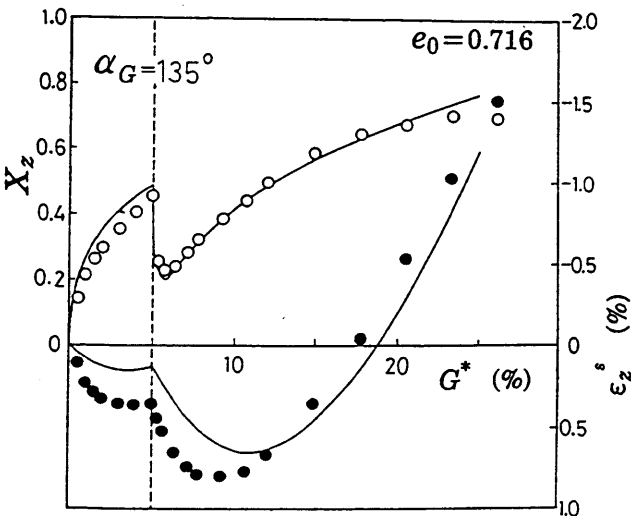
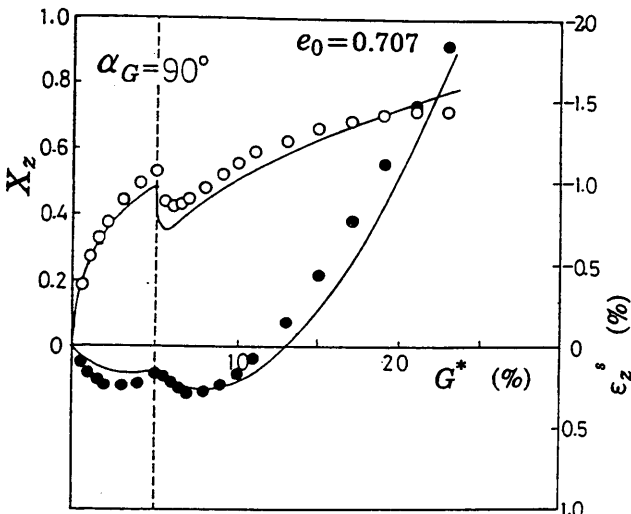
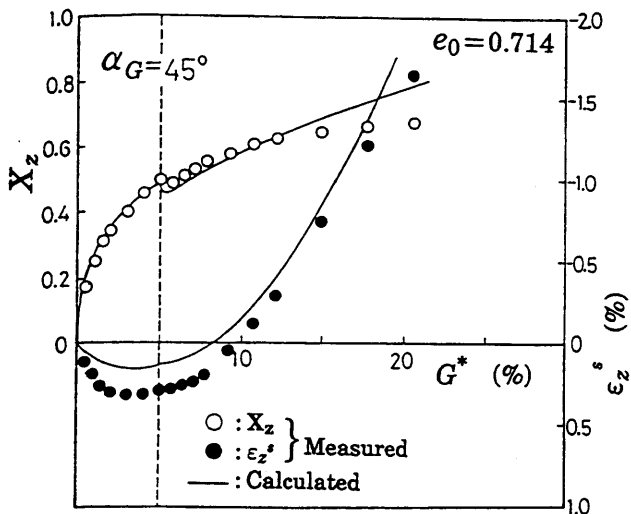
図3.3-20は、 $X_{zy} = \pm 0.48$ の応力直線経路繰返しせん断試験における応力・ひずみ関係である。計算値を見ると、繰返しに伴って、ダイレイタンスの圧縮量が徐々に小さくなる傾向が表現できている。これは、モデルでは圧縮成分である ε_G を G^* に対して双曲線としており、せん断とともに圧縮増分量は小さくなるためである。また、 $X_{zy} \sim \gamma_{zy}$ の履歴ループが徐々に立ってゆきやがて定常状態になる傾向も表現できている。ただし、計算値の方がせん断ひずみ振幅を過大に評価している。

図3.3-21は、 $X_z = 0.48$ の応力円経路せん断試験の実験値と計算値である。円経路せん断では、まず始めにy方向へせん断し所定のせん断応力を載荷した後、合せん断応力 τ_z を一定に保ったまま応力円経路に沿ってせん断する。同図(a), (b)は、応力・ひずみ関係であり、同図(c)はせん断ひずみ経路である。実験値・解析値ともに以下のことが言える。応力比・せん断ひずみの履歴に着目すると、直線経路の場合

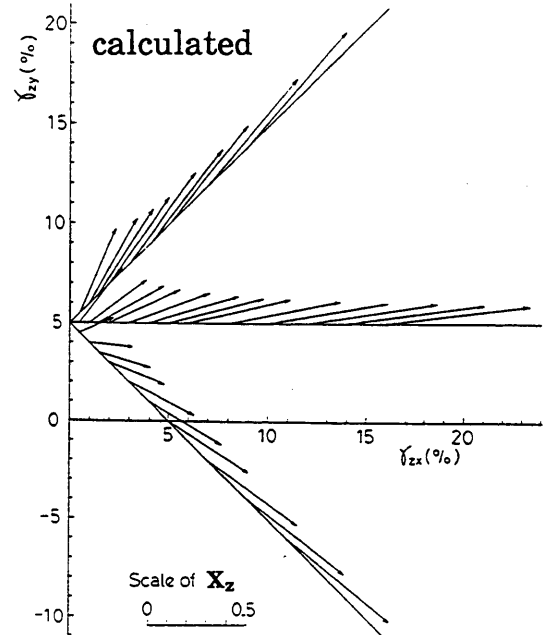
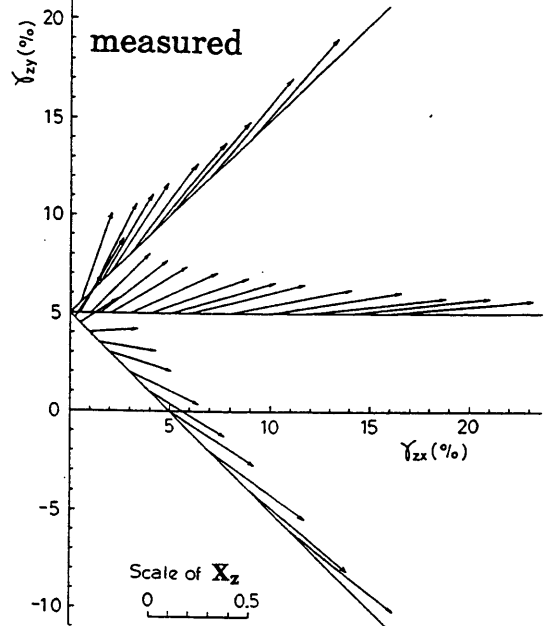
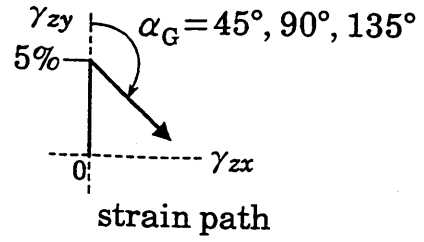
合と同様に履歴ループは徐々に立っている。ただし、ループの端は尖っておらず丸みを持っている。せん断ひずみ経路に着目すると、y方向せん断から円経路せん断に入った直後にせん断ひずみ経路が外側にはらみだす傾向や、繰返しに伴う硬化によりせん断ひずみ経路が徐々に内側に入り込む傾向が見られる。ただし、計算値の方がせん断ひずみ振幅を過大に評価している。このような応力円経路せん断では、 X_2 の大きさは常に一定であるがその方向が回転するため、釣り合い条件が刻々変わり滑りが生じることになる。円経路せん断に入った直後にせん断ひずみ経路が外側にずれる理由は、最大傾斜方向よりずれて斜めに登ることにより、半径方向せん断時に登っていた斜面より緩やかな斜面を登ることになるためである。また、応力円経路せん断では、 X_2 の大きさが常に一定なので、等方硬化のような考え方では降伏しないことになる。

ここで、直線経路試験と円経路試験の一周期当たりの体積ひずみを比較する。図3.3-20と図3.3-21の3周期目のダイレイタンス量を比較すれば、円経路せん断の方が実験値で約1.6倍、解析値で約1.3倍大きくなっている。よって、同じ繰返し振幅であっても、円経路せん断の方が液状化抵抗値が小さくなると予想される。これは松岡らの行った正八面体面上での応力円経路せん断試験の実験結果やCMPによる計算結果(Matsuoka *et al.*, 1985)ともほぼ一致しており興味深い。

以上の実験結果と解析結果の比較より、おわんモデルに基づく応力・ひずみ関係が、単純せん断を想定した多方向せん断のいかなるせん断経路に対しても実測値を統一的によく説明しうるということが検証された。



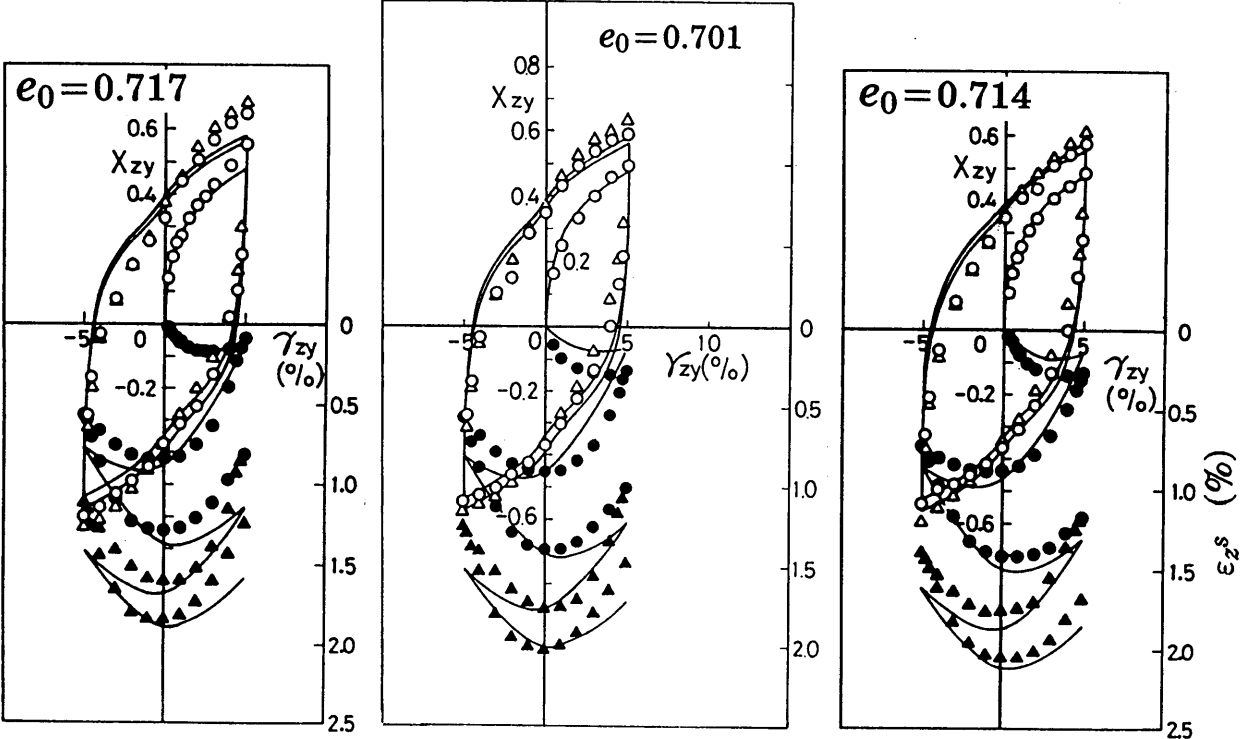
(a) stress-strain relation



(b) stress ratio X_z

図3.3-9 ひずみ折れ線経路における応力・ひずみ関係と
 応力比ベクトル X_z [$\sigma'_z = 200 \text{ kN/m}^2$]
 (Comparison of measured values with calculated values in bi-linear strain path)

(1.0kN/m²=0.0102kgf/cm²)



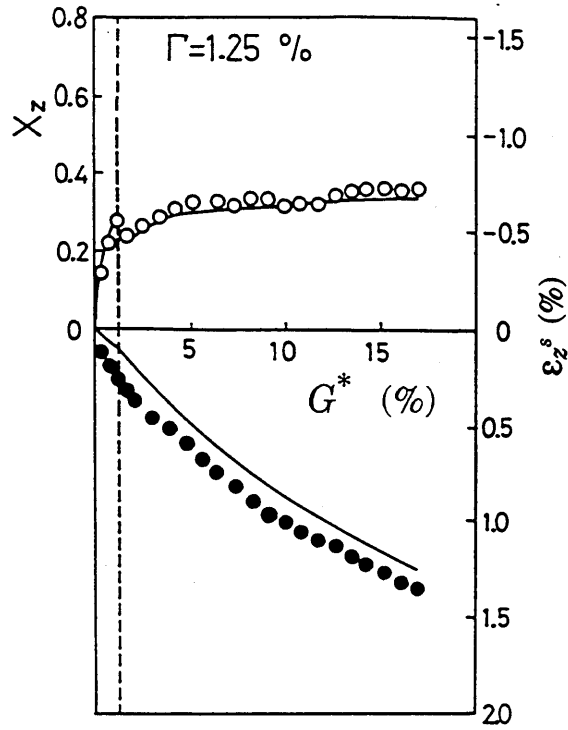
(a) $\sigma'_z = 100 \text{ kN/m}^2$

(b) $\sigma'_z = 200 \text{ kN/m}^2$

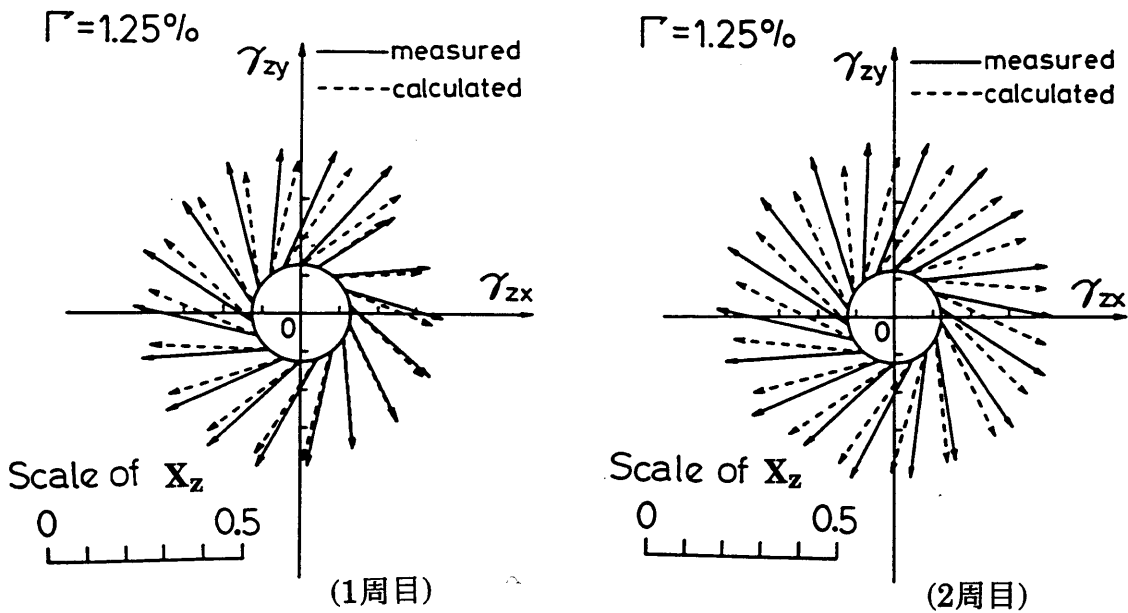
(c) $\sigma'_z = 500 \text{ kN/m}^2$

図3.3-10 ひずみ振幅 $\gamma = \pm 5\%$ の一方向繰返しせん断における応力・ひずみ関係
(Comparison of measured values with calculated values in repeated uni-directional strain path)

$e_0 = 0.726$



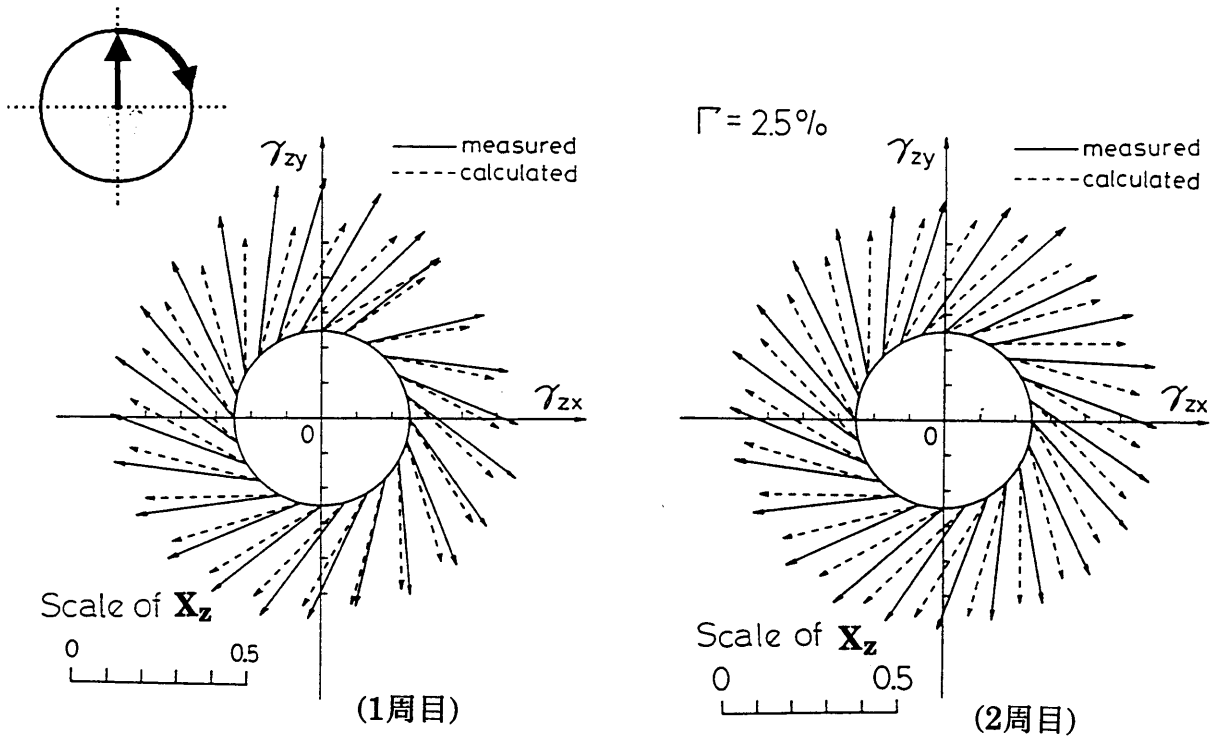
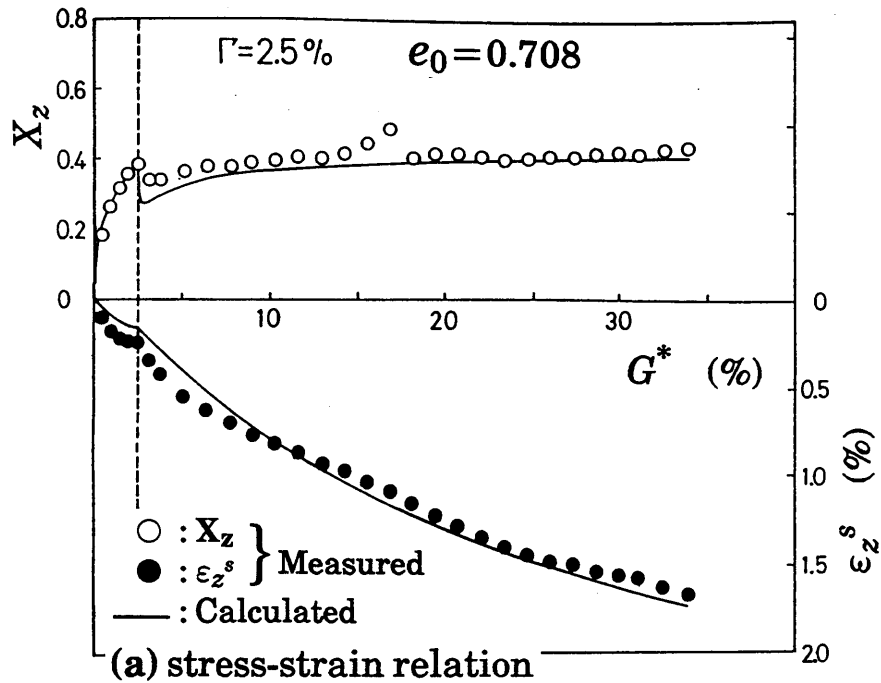
(a) stress-strain relation



(b) stress ratio X_z

図3.3-11 ひずみ円経路($\Gamma = 1.25\%$)せん断時の応力・ひずみ関係と
応力比ベクトル X_z [$\sigma_z' = 200 \text{ kN/m}^2$]

(Comparison of measured values with calculated values in circular strain path ($\Gamma = 1.25\%$))

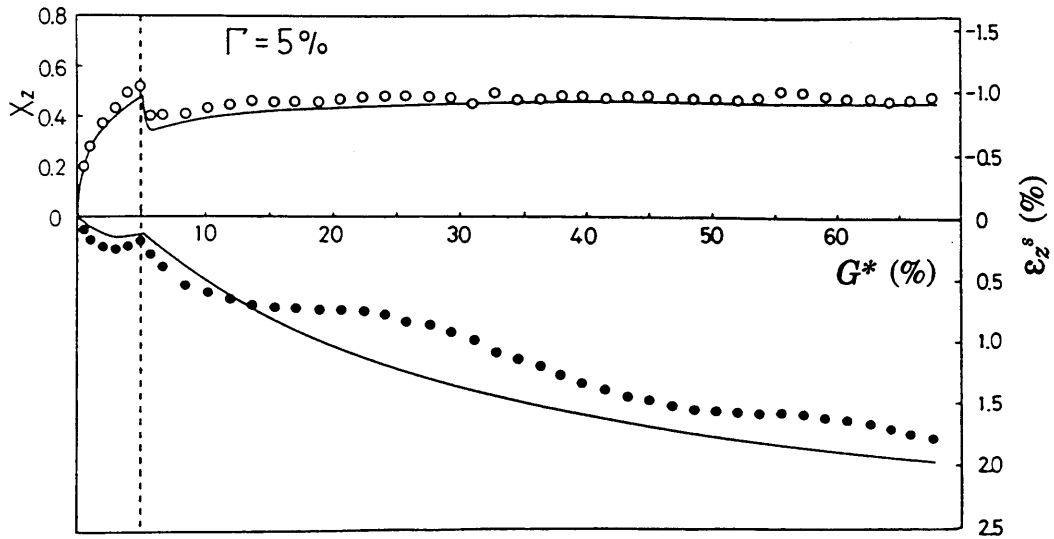


(b) stress ratio X_z

図3.3-12 ひずみ円経路($\Gamma=2.5\%$)せん断時の応力・ひずみ関係と
応力比ベクトル X_z [$\sigma_z' = 200 \text{ kN/m}^2$]

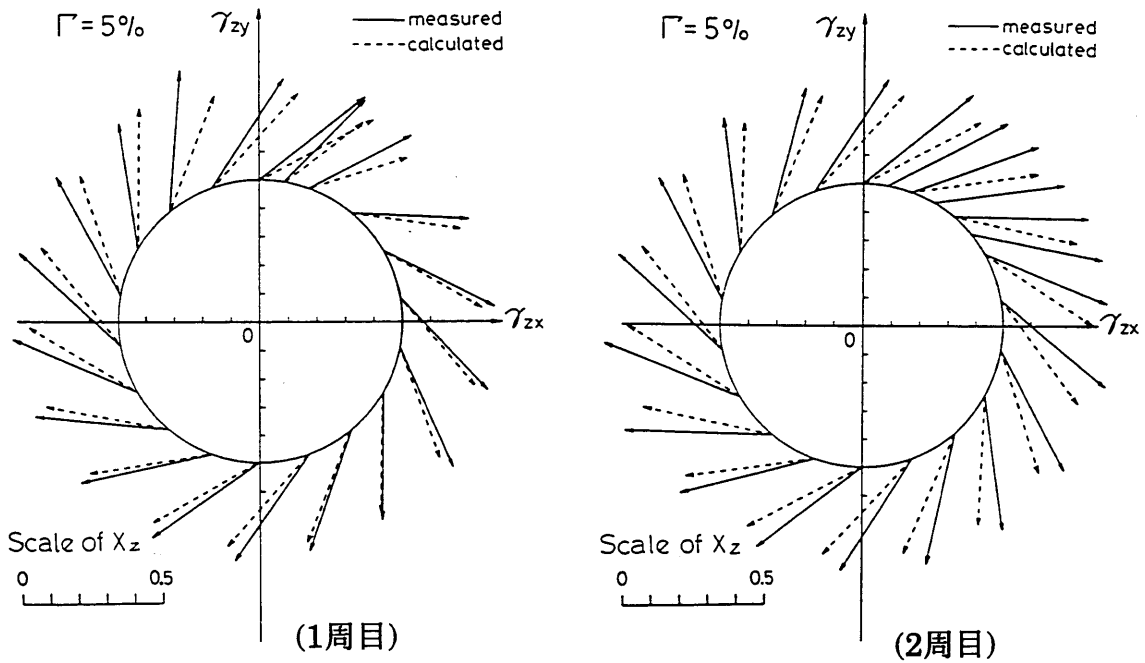
(Comparison of measured values with calculated values in circular strain path ($\Gamma=2.5\%$))

$e_0 = 0.701$



(a) stress-strain relation

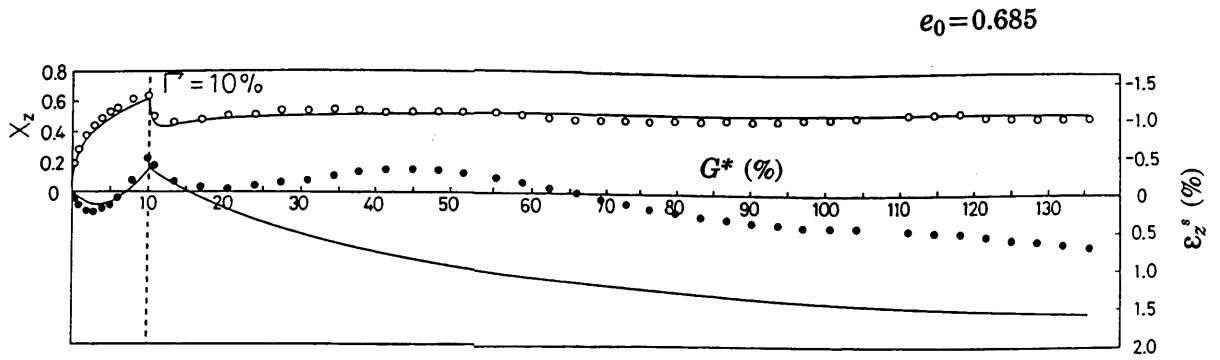
○ X_z } Measured
 ● ε_z^s }
 — Calculated



(b) stress ratio X_z

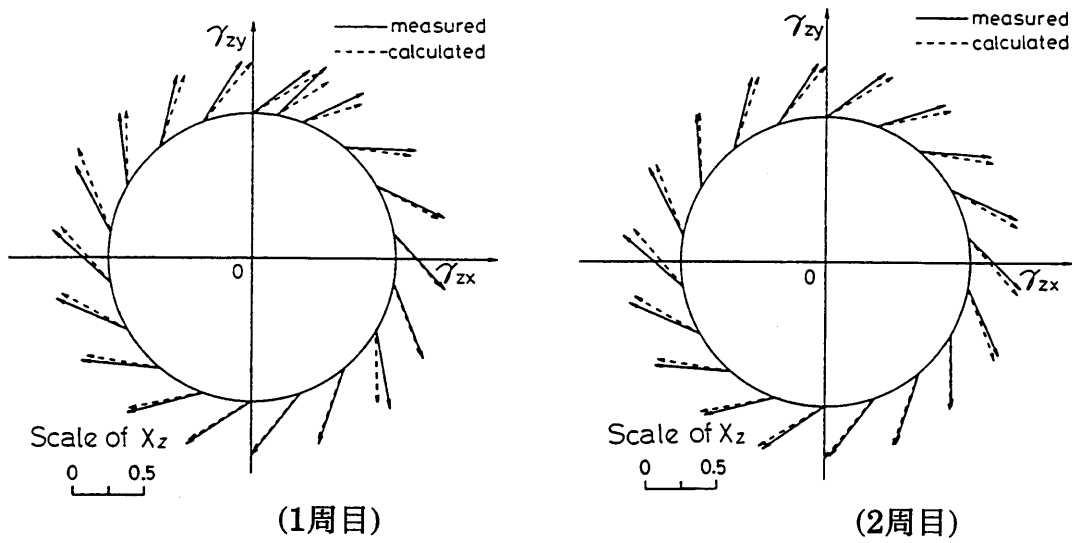
図3.3-13 ひずみ円経路($\Gamma = 5\%$)せん断時の応力・ひずみ関係と
 応力比ベクトル X_z [$\sigma_z' = 200 \text{ kN/m}^2$]

(Comparison of measured values with calculated values in circular strain path ($\Gamma = 5\%$))



(a) stress-strain relation

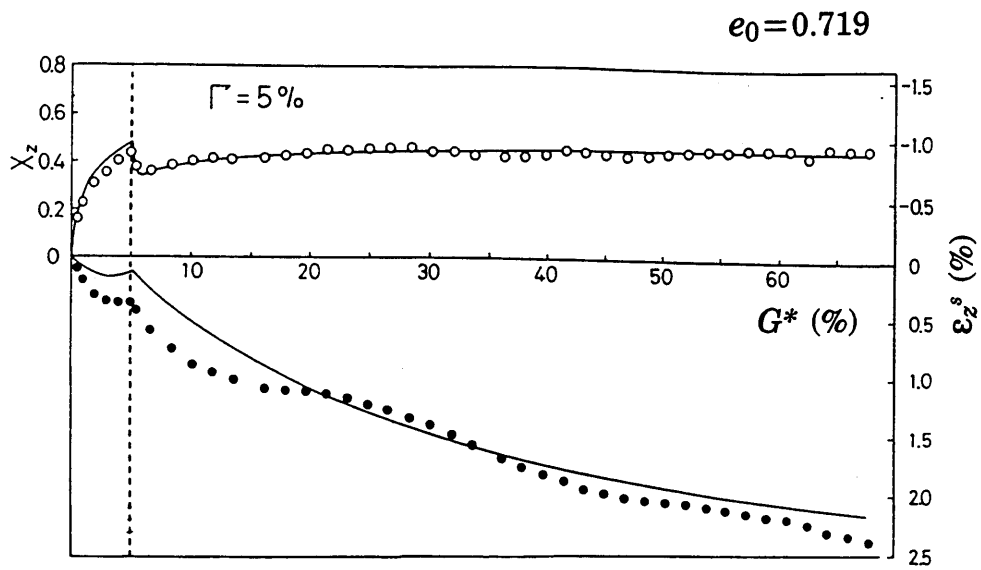
○ X_z } Measured
● ε_z^s }
— Calculated



(b) stress ratio X_z

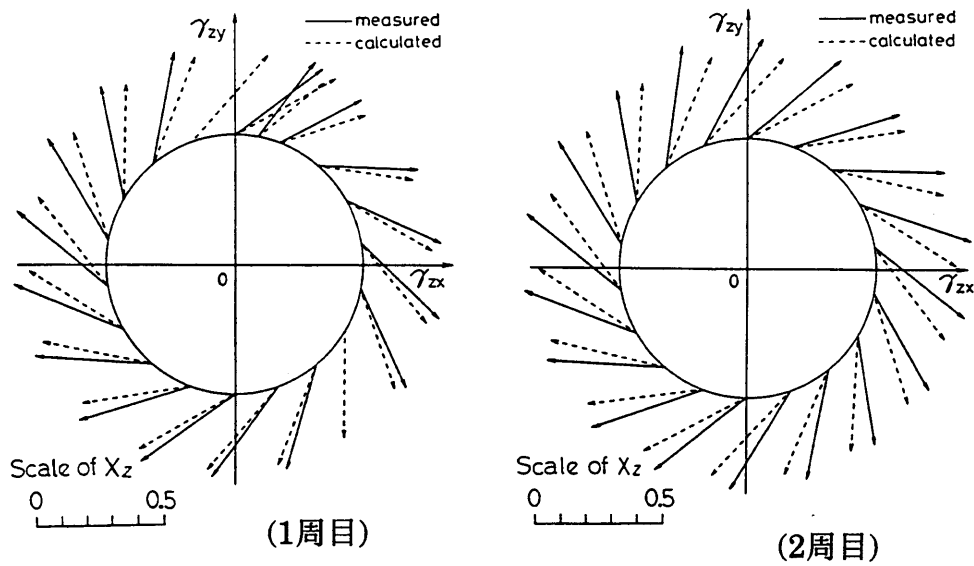
図3.3-14 ひずみ円経路($\Gamma=10\%$)せん断時の応力・ひずみ関係と
応力比ベクトル X_z [$\sigma'_z = 200 \text{ kN/m}^2$]

(Comparison of measured values with calculated values in circular strain path ($\Gamma=10\%$))



(a) stress-strain relation

○ X_z } Measured
 ● ε_z^s }
 — Calculated



(b) stress ratio X_z

図3.3-15 ひずみ円経路($\Gamma = 5\%$)せん断時の応力・ひずみ関係と
 応力比ベクトル X_z [$\sigma'_z = 500 \text{kN/m}^2$]
 (Comparison of measured values with calculated values in circular strain path)

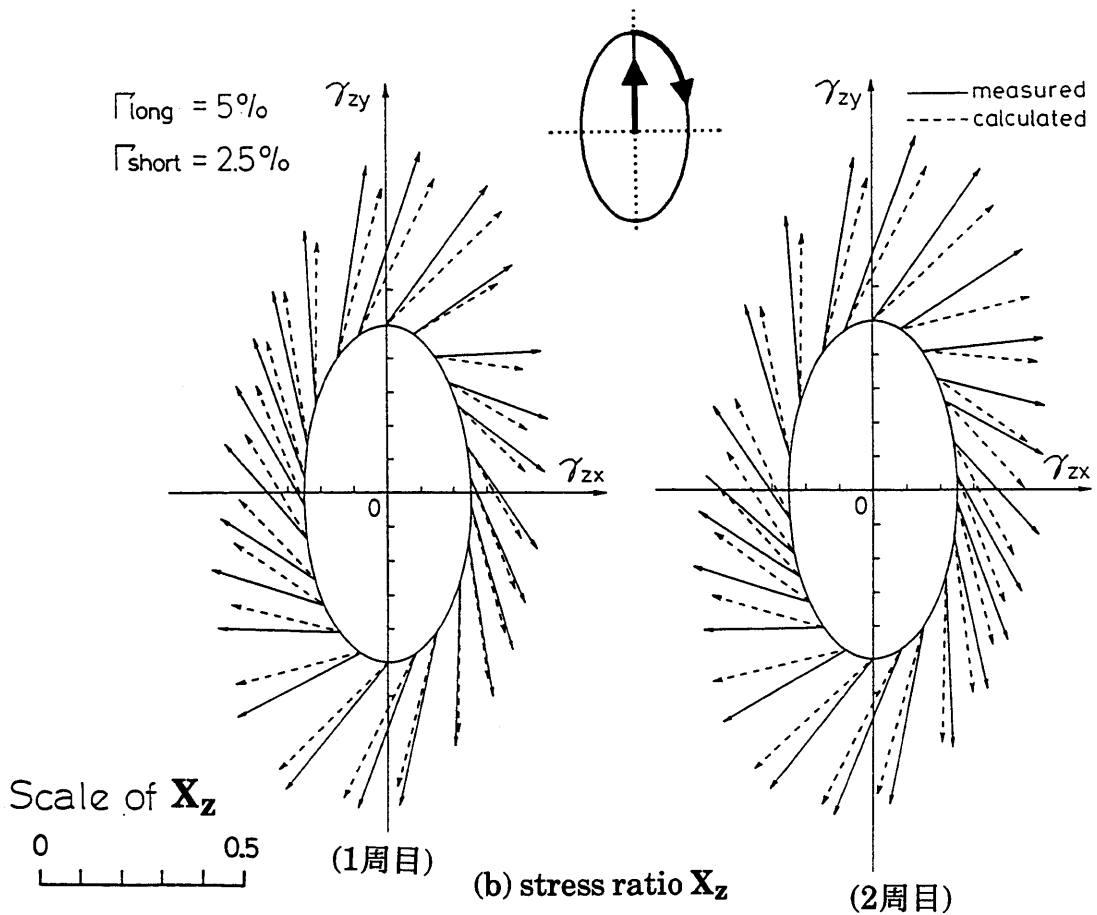
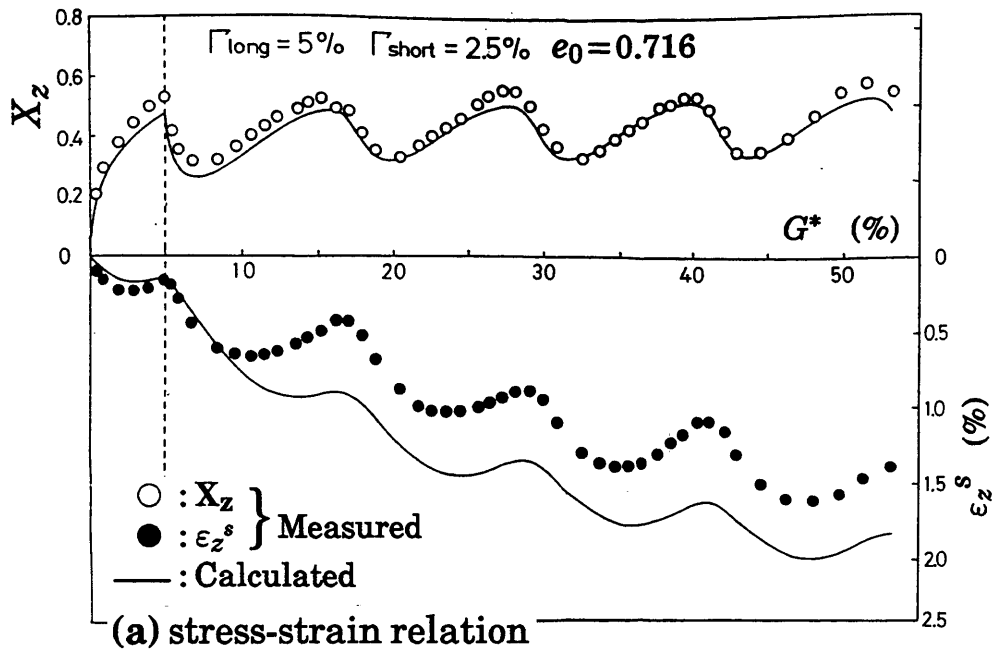
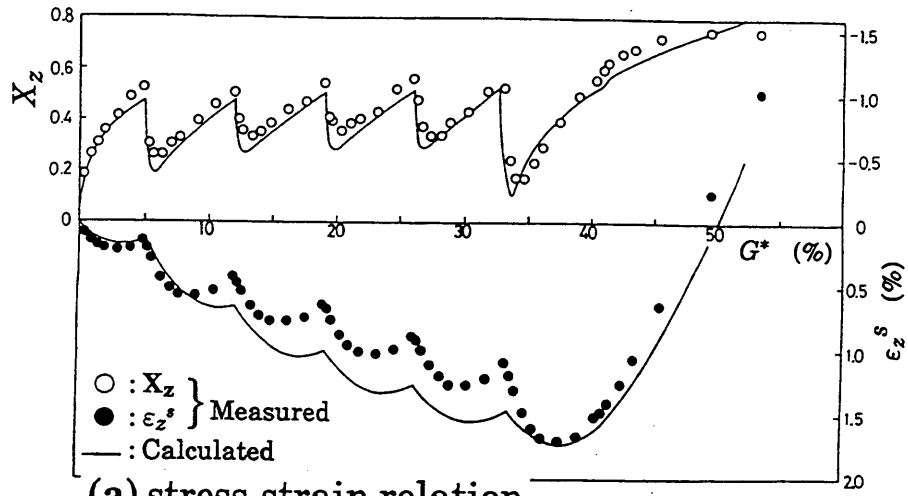


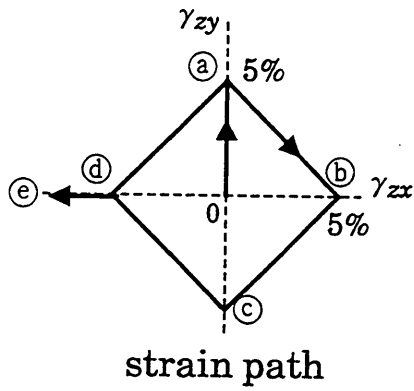
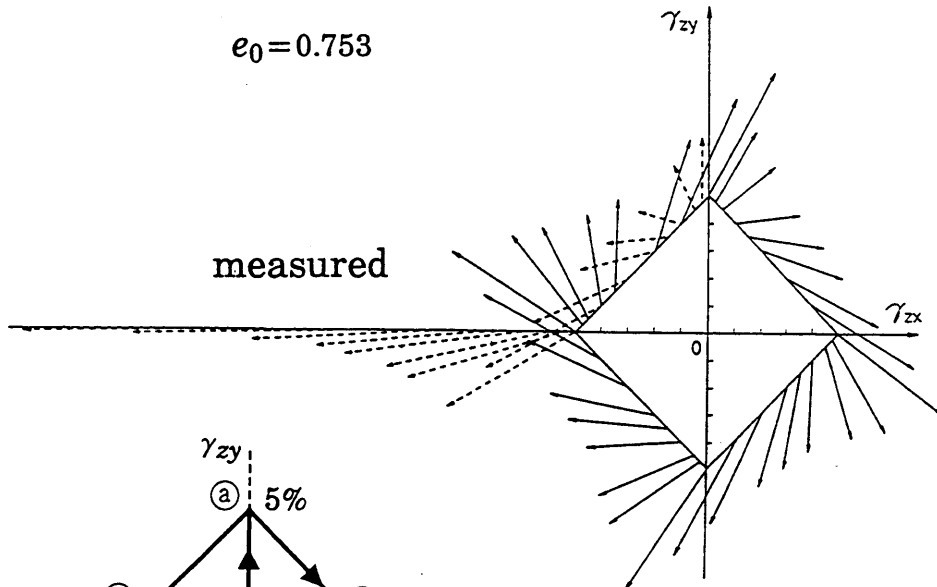
図3.3-16 ひずみ楕円経路せん断時の応力・ひずみ関係と
 応力比ベクトル X_z [$\sigma_z' = 200 \text{ kN/m}^2$]
 (Comparison of measured values with calculated values in elliptic strain path)



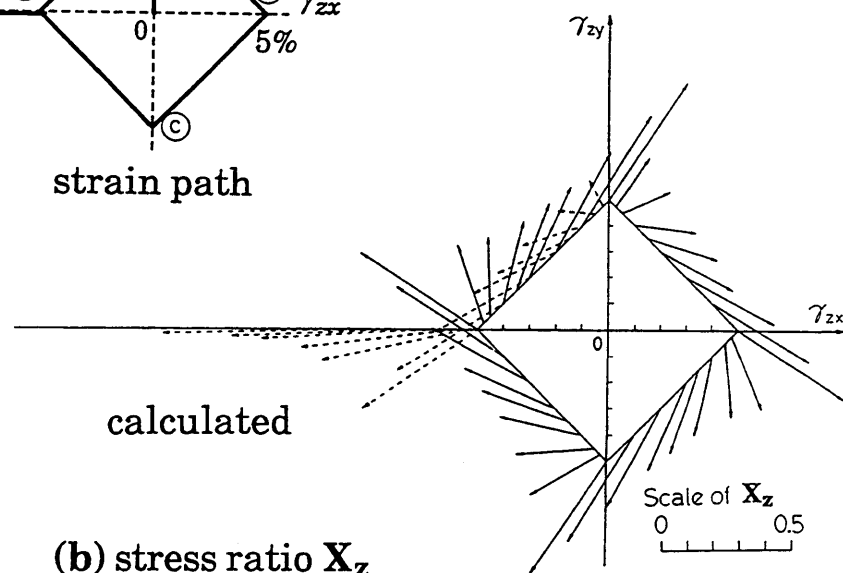
(a) stress-strain relation

$e_0 = 0.753$

measured



calculated



(b) stress ratio X_z

図3.3-17 ひずみ四角形経路せん断時の応力・ひずみ関係と
 応力比ベクトル X_z [$\sigma_z' = 200 \text{ kN/m}^2$]

(Comparison of measured values with calculated values in square strain path)

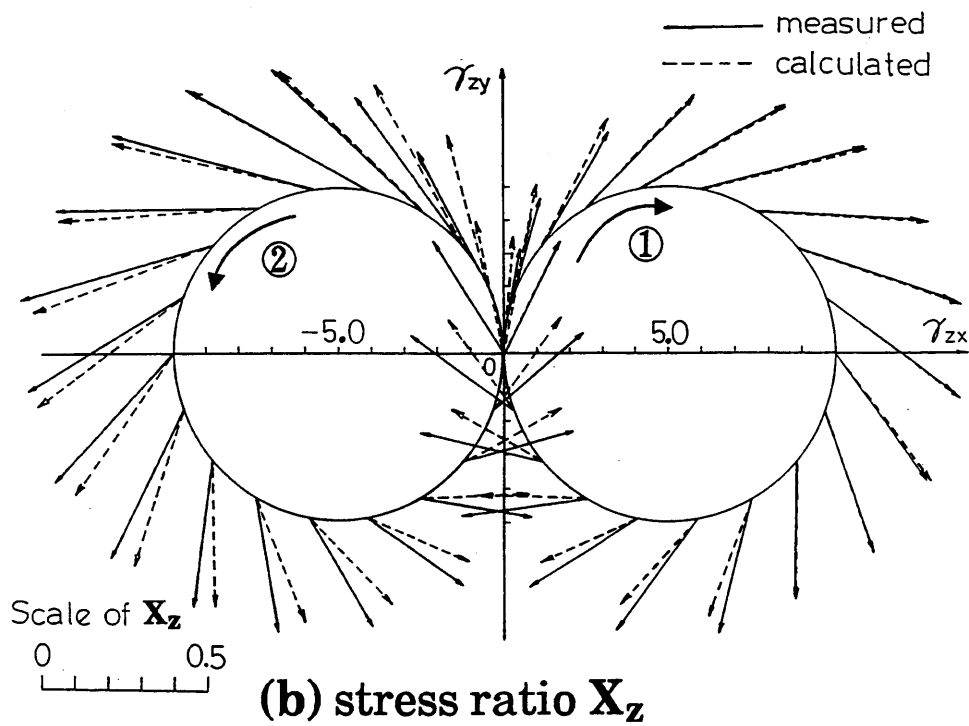
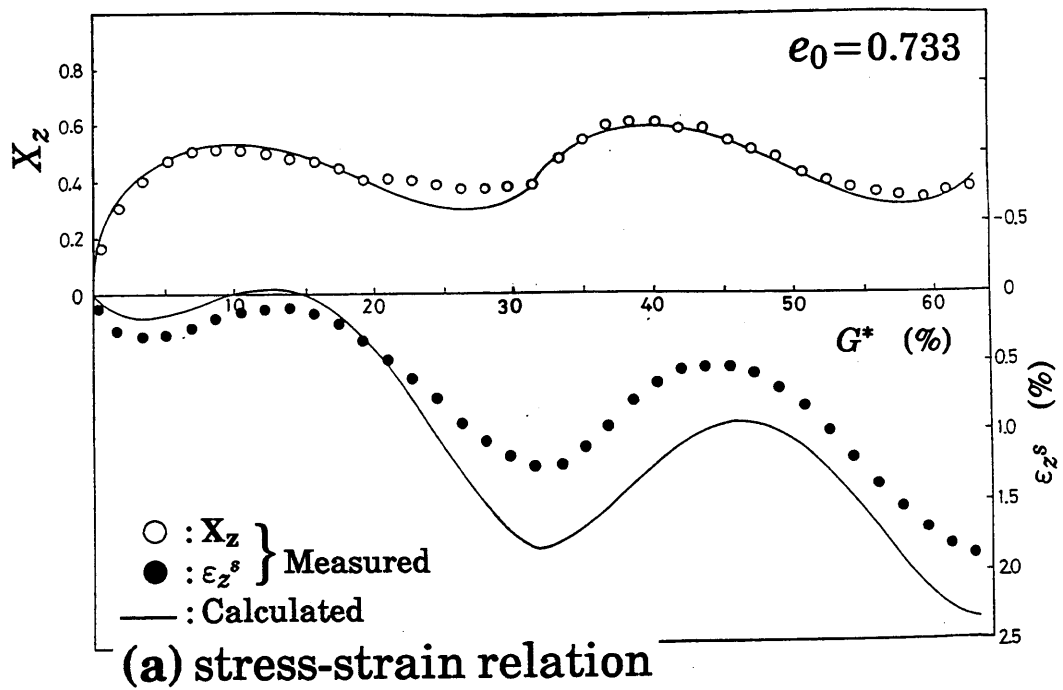
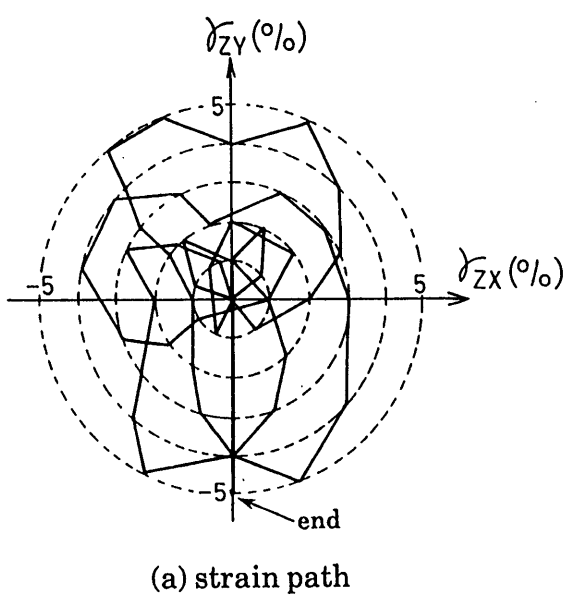
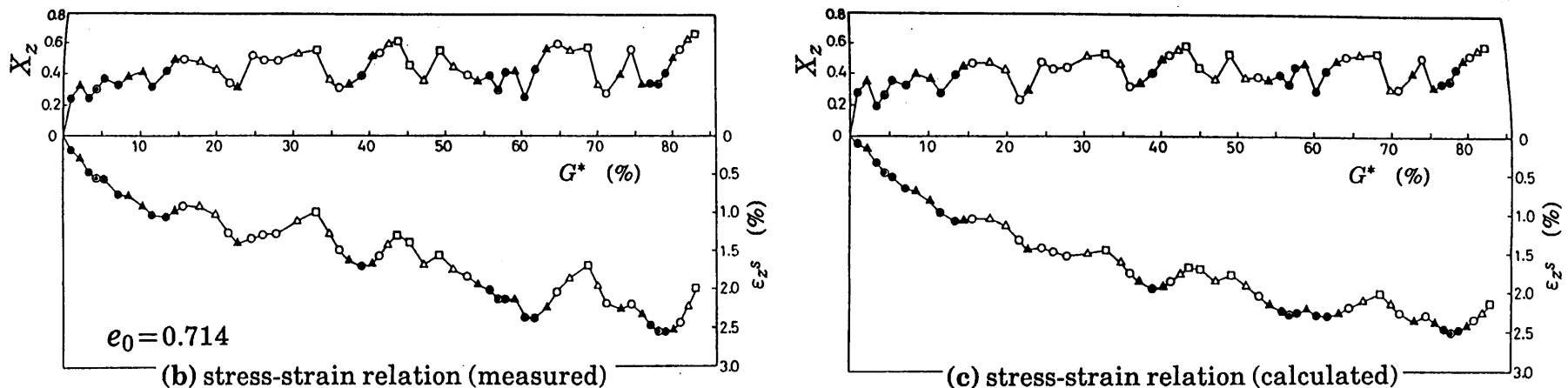


図3.3-18 ひずみ8の字経路せん断時の応力・ひずみ関係と
 応力比ベクトル X_z [$\sigma'_z = 200 \text{ kN/m}^2$]
 (Comparison of measured values with calculated values in 8-shaped strain path)



- $\Gamma = 5\%$
- △ $\Gamma = 4\%$
- $\Gamma = 3\%$
- ▲ $\Gamma = 2\%$
- $\Gamma = 1\%$
- ⊙ $\Gamma = 0\%$

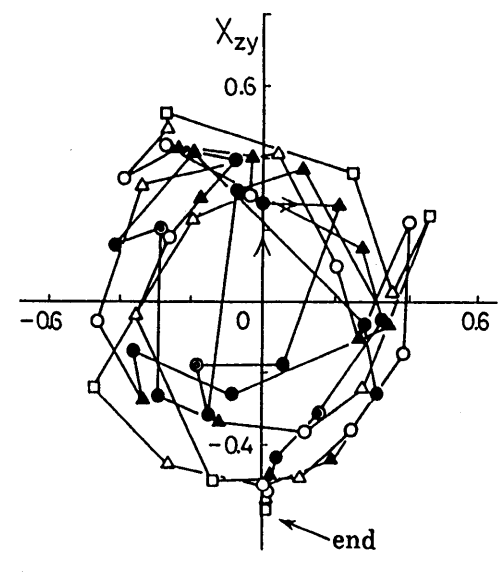
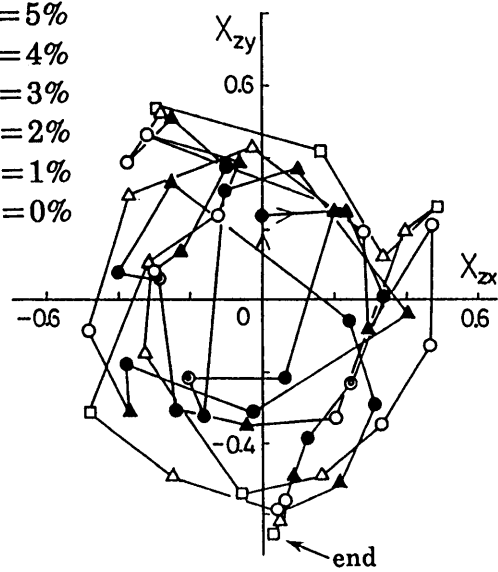


図3.3-19 ひずみランダム経路せん断時の応力・ひずみ関係と
 応力比オービット [$\sigma'_z = 200 \text{ kN/m}^2$]
 (Comparison of measured values with calculated values in random strain path)

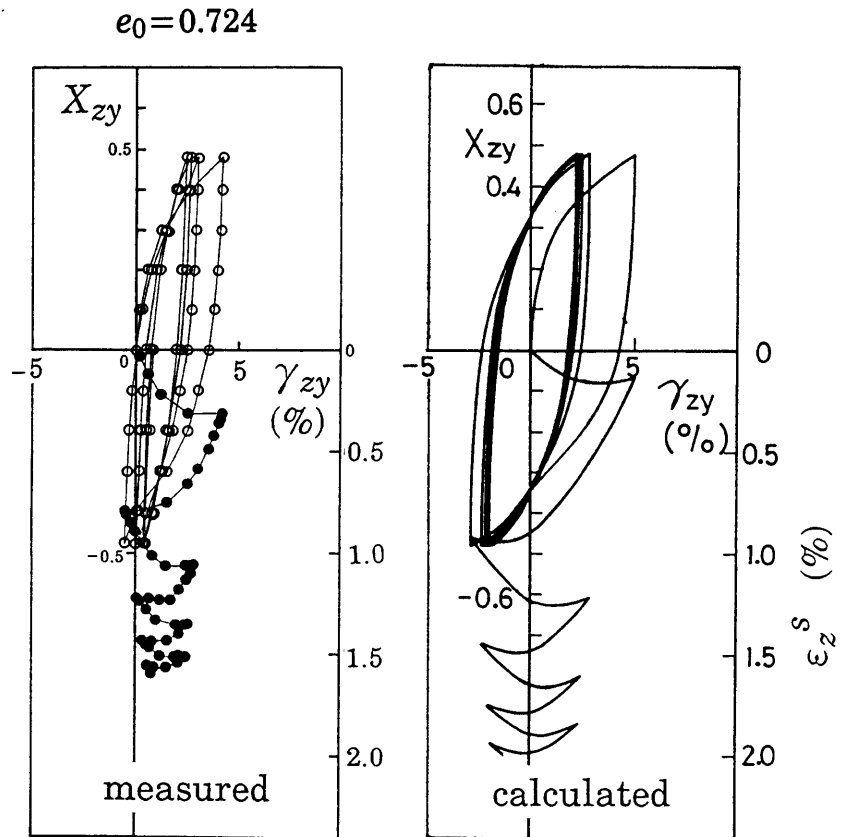
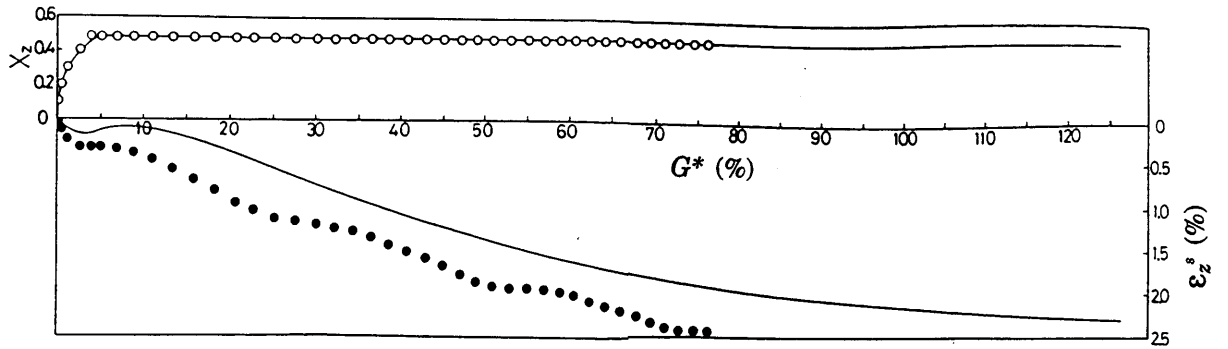


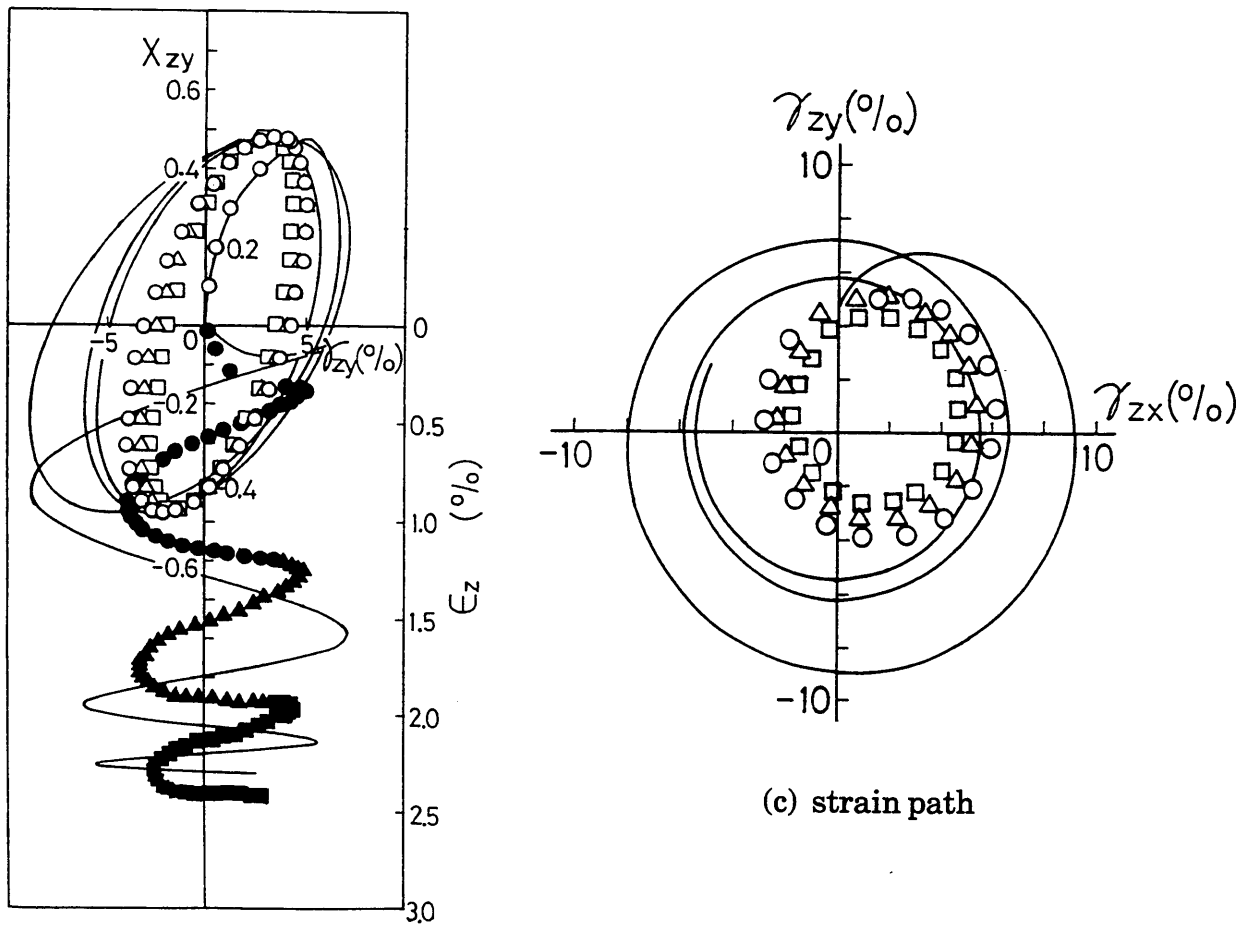
図3.3-20 応力比振幅 $X_{zy} = \pm 0.48$ の一方向繰返しせん断における応力・ひずみ関係
 $[\sigma'_z = 200 \text{ kN/m}^2]$
 (Comparison of measured values with calculated values in repeated uni-directional stress path)

$e_0 = 0.712$



(a) stress ratio(X_z)~strain(G^*)~dilatancy(ϵ_z^s) relation

Plot : Measured
Line : Calculated



(b) stress-strain-dilatancy relation

(c) strain path

図3.3-21 応力比円経路($X_z = 0.48$)の繰返しせん断における応力・ひずみ関係
[$\sigma_z' = 200 \text{ kN/m}^2$]

(Comparison of measured values with calculated values in repeated circular stress path)

(2) 非排水せん断試験による検証

非排水せん断試験におけるせん断応力経路は、直線経路の繰返しせん断と円経路に沿った繰返しせん断である。円経路せん断では、まず始めにy方向へせん断し所定のせん断応力を載荷した後、合せん断応力 τ_z を一定に保ったまま応力円経路に沿ってせん断する。

a) 累加せん断ひずみ G^* と過剰間隙水圧比との関係

非排水条件下のおわんモデルによれば、 Γ が一定のとき式(3.2-5), (3.2-30), (3.2-33)より、有効鉛直応力 σ'_z や過剰間隙水圧比 p_w/σ'_{z0} も G^* によって一義的に決まることになる。このことを示すために、以下に非排水実験結果を G^* と p_w/σ'_{z0} の関係に着目して整理してみる。

図3.3-22は直線経路繰返しせん断(せん断応力振幅 $\tau_{zy} = \pm 20\text{kN/m}^2, \pm 25\text{kN/m}^2, \pm 30\text{kN/m}^2, \pm 40\text{kN/m}^2$)における $\Gamma = 0\%$ での p_w/σ'_{z0} と G^* の関係である。せん断振幅が $\pm 20\text{kN/m}^2$ の結果はずれているものの、その他のデータは振幅の大きさに関係なくユニークに整理されている。振幅の小さい 20kN/m^2 のときに合わない理由としては、以下のことが考えられる。計算では G^* 算定の際、式(2.3-2)により実測されたせん断ひずみ増分をすべて累積して G^* を計算しこの値に基づき ε_z^s を算定している。しかし、 G^* には除荷時(応力反転時)に ε_z^s の発生には関与しない弾性的成分が含まれる(大槻ほか, 1990)と考えられる。せん断振幅が小さいときは、繰返し回数が多くなり除荷点も数多くなるため、 G^* において弾性的成分の占める割合が大きくなる。よって、計算では ε_z^s の発生に本当の意味で関与する G^* を過大評価しており、振幅 $\tau_{zy} = \pm 20\text{kN/m}^2$ の場合の不一致を招いていると考えられる。このことは、後述する有効応力経路(図3.3-26(a))や液状化強度の下限値の評価に影響する。よってこの部分において、本モデルの改良の余地は残る。(この改良に関しては4.3節にて詳しく述べる) 一方、後述する図3.3-25や有効応力経路(図3.3-28(a))を見ると、円経路せん断では、振幅 20kN/m^2 においても実験値と計算値は良く対応している。これは、円経路せん断においては明確な除荷(応力反転)が無いためと思われる。

以上より、繰返し振幅の小さい場合を除いて、 Γ を固定して考えれば p_w/σ'_{z0} と G^* の関係は一義的に決まると言える。さらに式(3.2-5), (3.2-30), (3.2-33)により、

Γ をパラメータとして表すと、 p_w/σ'_{z0} と G^* の間に図3.3-23に示すような関係が得られる。 $\Gamma=G^*$ の曲線は単調載荷の場合である。同図中において、 p_w/σ'_{z0} の値は $\Gamma=0\%$ と $\Gamma=G^*$ の曲線の間には必ず存在する。 $\Gamma=0\%$ の曲線は p_w/σ'_{z0} の値が最も高く、液状化の際に最も危険となる場合である。この曲線は式(3.2-30)、(3.2-33)において、 $\Gamma=0$ すなわち $\varepsilon_z^s=\varepsilon_G$ と置くことにより、次式で与えられる。

$$\left(\frac{p_w}{\sigma'_{z0}}\right)_{\Gamma=0} = 1 - 10^m, \quad m = \frac{-\varepsilon_G}{C_s/(1+e_0)} \quad (3.3-1)$$

以上の実験データを通常行われるように繰返し回数 N で整理してみる。繰返し回数 N が同じでも、振幅の大きさやせん断経路のパターンが異なれば一周期当たりの G^* も異なり、 ε_z^s の値も異なってくる。よって、 p_w/σ'_{z0} と N の関係はユニークに整理されなくなってくるはずである。

図3.3-24は図3.3-22のデータを繰返し回数 N で整理したものである。振幅 τ_{cy} が大きいほど一周期当たりの G^* が大きいので、少ない繰返し回数で液状化に至っている。また図中にはおわんモデルによる計算曲線を示してあるが、実測値の傾向をほぼ説明している。

図3.3-25は、 $\tau_z=20\text{kN/m}^2, 25\text{kN/m}^2, 30\text{kN/m}^2, 40\text{kN/m}^2$ の円経路せん断における $p_w/\sigma'_{z0} \sim N$ 関係の計算値と $\tau_z=20, 30\text{kN/m}^2$ の実測値(プロット)である。図3.3-24と比較すれば、円経路せん断の方が過剰間隙水圧の出方は著しい。しかし、円経路の p_w/σ'_{z0} の最終的値は0.8以下で落ち着いており、その時の最終値は振幅が大きいほど小さい。 p_w/σ'_{z0} の値が最終的に落ち着く状態となるのは、どの場合においても有効応力経路がちょうど変相応力比を越えた付近である(後述の有効応力経路図3.3-28参照)。したがって、最終的な p_w/σ'_{z0} の値は振幅が大きいほど小さくなる。

b) 非排水せん断における直線経路試験と円経路試験の比較と液状化強度

ここでは、等体積条件下の応力・ひずみ関係に関して、おわんモデルによる計算値と実測値とを比較する。

図3.3-26は、せん断振幅 $\tau_{zy}=\pm 20\text{kN/m}^2, \pm 25\text{kN/m}^2, \pm 30\text{kN/m}^2, \pm 40\text{kN/m}^2$ の直線経路非排水繰返しせん断における有効応力経路である。計算値において、

有効応力経路が変相線を越えるあたりから有効応力経路が急に原点に向かって飛び込む現象や、サイクリックモビリティが表現できている。なお、図中において破壊線、変相線はそれぞれ $X_{zf}=0.71$, $X_{zm}=0.42$ (最大圧縮点での応力比)として記入している。図3.3-27は、同じ実験における応力・ひずみ関係である。計算値は最終的なせん断ひずみを過小評価しているが、逆S字型となる応力・ひずみ関係を説明できている。

図3.3-28は、合せん断応力 $\tau_z=20\text{kN/m}^2$, 25kN/m^2 , 30kN/m^2 , 40kN/m^2 の円経路非排水繰返しせん断における有効応力経路である。実験値は有効応力経路が変相線を越えた付近から過剰間隙水圧が停止し始めており、計算値もそのことを説明している。従って、応力円経路せん断においては、 p_w/σ'_{z0} は1.0近くには達し得ず、サイクリックモビリティも起こらない。図3.3-29は、同じ実験における応力・ひずみ関係である。図3.3-27の場合とは異なり、応力・ひずみ関係の逆反り部分がないまま数%のひずみが発生しているが、計算値もそのことを説明している。図3.3-30は、同じ実験におけるせん断ひずみ経路である。せん断ひずみ経路が螺旋状に広がりながら液状化に至っているが、計算値もそのことを説明している。なお円経路せん断の計算では、 $\Gamma=5\%$ で計算を打ち切っている。

図3.3-31は、 Γ が5%に達するまでの繰返し回数 N と繰返し応力比(τ_z/σ'_{z0})の関係である。△印は直線経路の○印は円経路の実測値であり、実線は直線経路の、破線は円経路の計算値である。(実験データの一部は、山崎(1985)や伊藤・野口(1986)による) 直線経路の実測値と計算値を比較すると、全体的傾向は説明できている。ただし、液状化強度の下限値(繰返し回数が多いときの応力比)に着目すると、解析値は実験値より小さめの値となっている。これは、前述したようにダイレイタンシーに寄与する意味のある G^* を過大評価したためであると思われる。円経路せん断試験の液状化強度は直線経路せん断試験のそれと比べて約30%低くなるのが実測値からも計算値からも分かる。よって、同じ振幅であれば直線経路せん断よりも円経路せん断の方が液状化しやすいといえる。実際の地震動の水平成分の軌跡がランダムな多方向せん断であることを考えれば、直線経路せん断試験より得られる液状化強度にある低減率を掛けて真の液状化強度とすべきであろう。ちなみに本研究では、円経路せん断における強度は、直線経路せん断の強度の約

0.7倍となった。図3.3-32には、富士川砂を用いた実験結果(山崎, 1978)を参考までに示すが、図3.3-31の結果とほぼ一致しており、液状化強度は円経路せん断の方が約30%低下している。

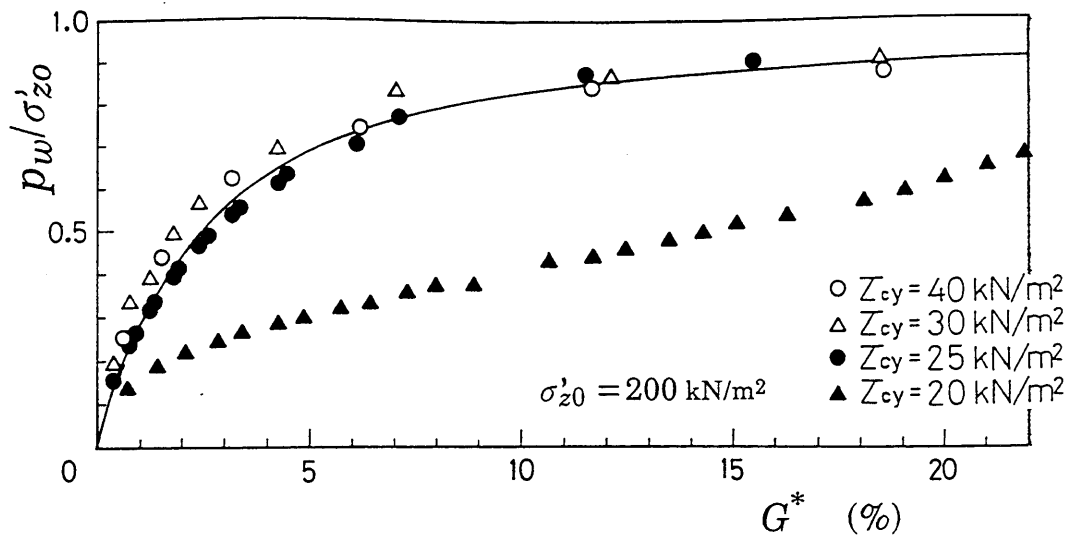


図3.3-22 応力直線経路繰返しせん断における $\Gamma=0\%$ での G^* と p_w/σ_{z0} の関係
(Relationship between G^* and p_w/σ_{z0} in uni-directional cyclic shearing)

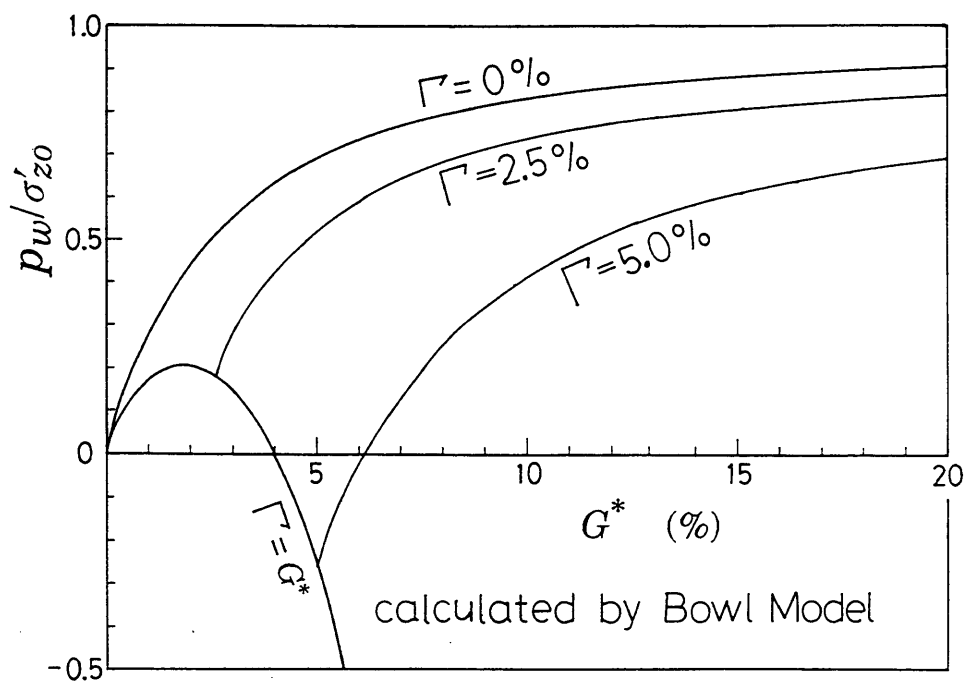


図3.3-23 Γ をパラメータとした G^* と p_w/σ'_{z0} の関係 [$\sigma'_{z0} = 200 \text{ kN/m}^2$]
(Relation between G^* and p_w/σ'_{z0} with parameter of Γ)

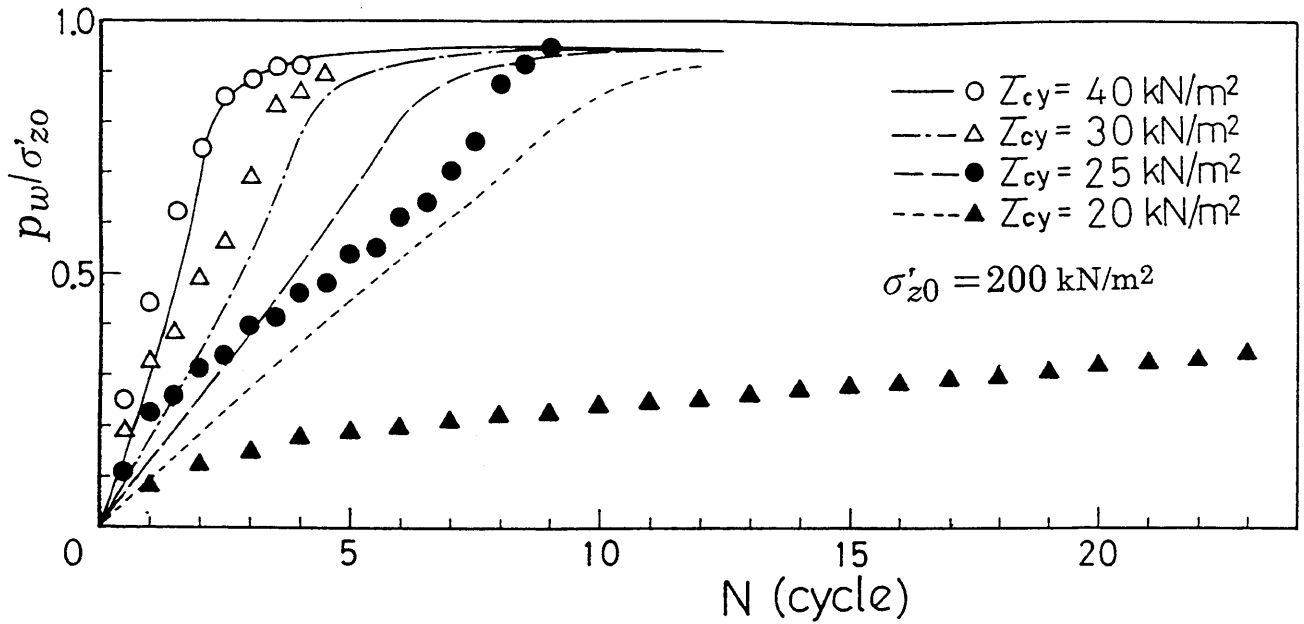


図3.3-24 応力直線経路繰返しせん断における $\Gamma=0\%$ での繰返し回数 N と p_w/σ'_{z0} の関係
 $[\sigma'_{z0} = 200 \text{ kN/m}^2]$
 (Relation between N and p_w/σ'_{z0} at $\Gamma=0\%$ in uni-directional cyclic shearing)

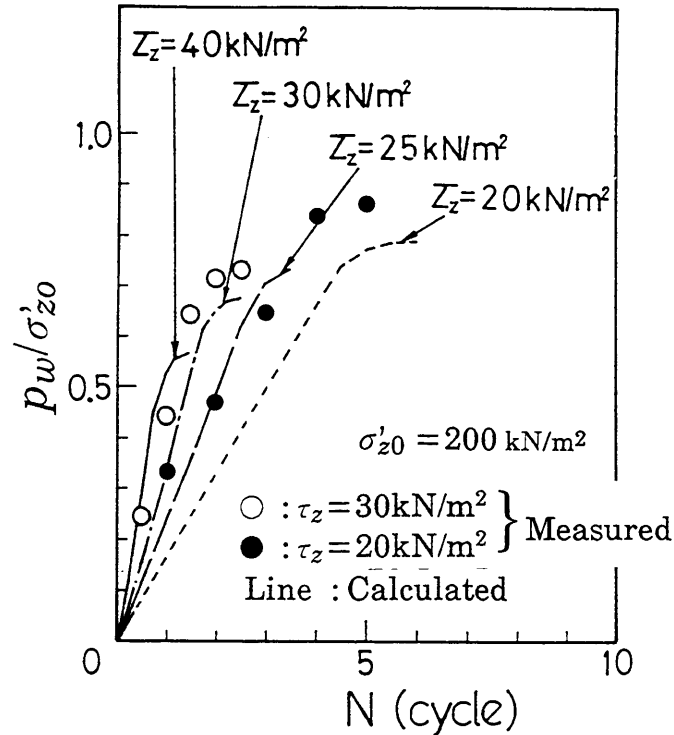
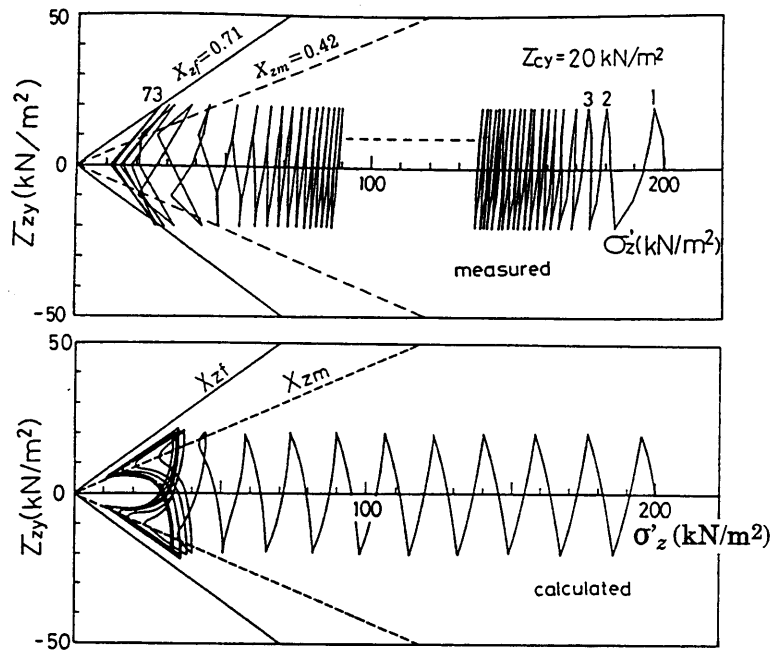
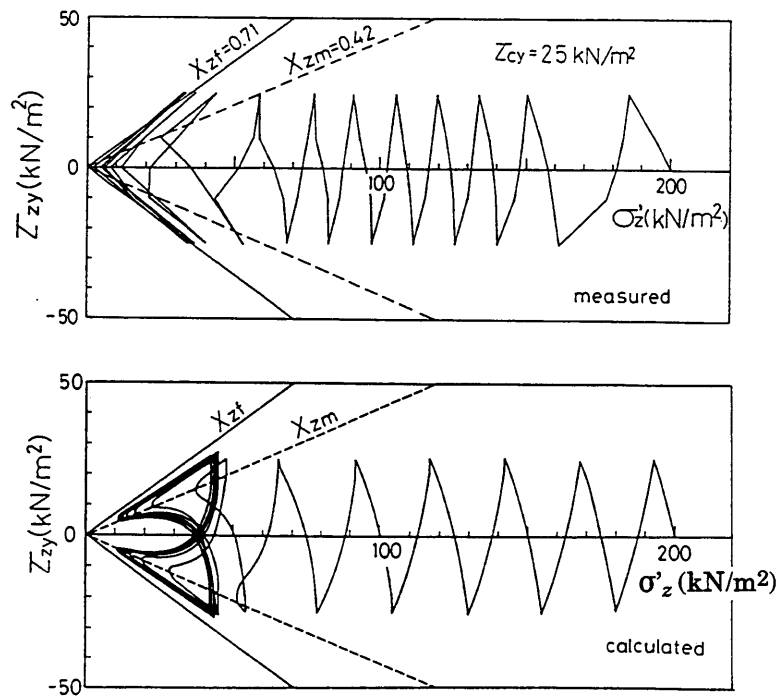


図3.3-25 応力円経路せん断における繰返し回数 N と p_w/σ'_{z0} の関係 $[\sigma'_{z0} = 200 \text{ kN/m}^2]$
 (Relation between N and p_w/σ'_{z0} in circular cyclic shearing)

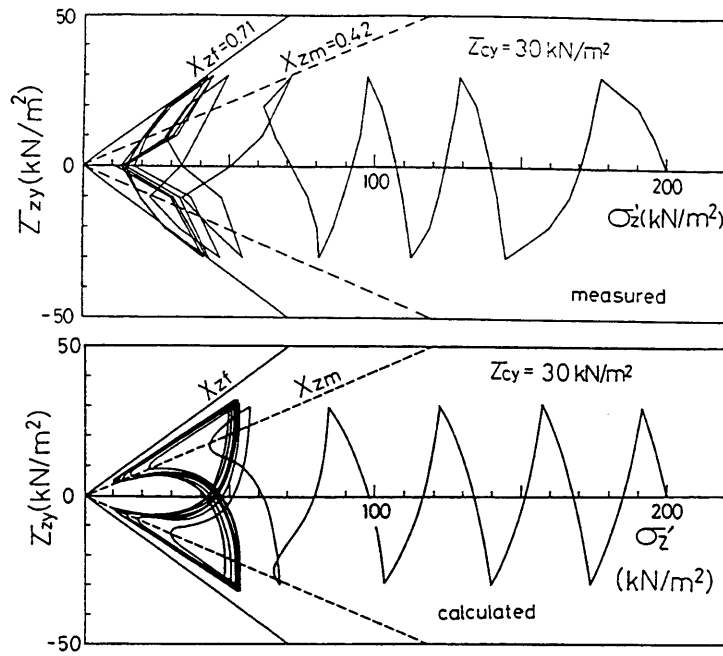


(a) $\tau_{zy} = \pm 20 \text{ kN/m}^2$

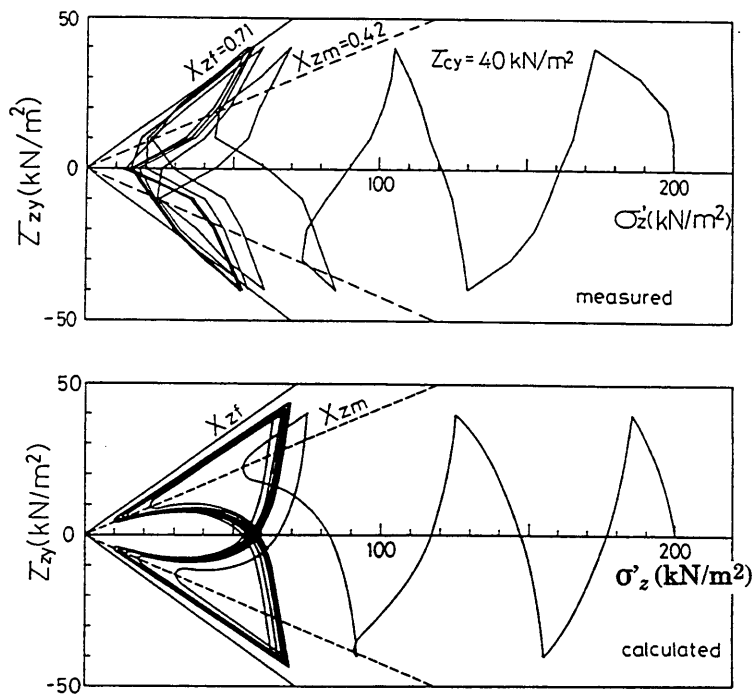


(b) $\tau_{zy} = \pm 25 \text{ kN/m}^2$

図3.3-26 応力直線経路非排水繰返しせん断における有効応力経路 (その1)
(Effective stress path in uni-directional cyclic shearing)



(c) $\tau_{zy} = \pm 30 \text{ kN/m}^2$



(d) $\tau_{zy} = \pm 40 \text{ kN/m}^2$

図3.3-26 応力直線経路非排水繰返しせん断における有効応力経路(その2)
(Effective stress path in uni-directional cyclic shearing)

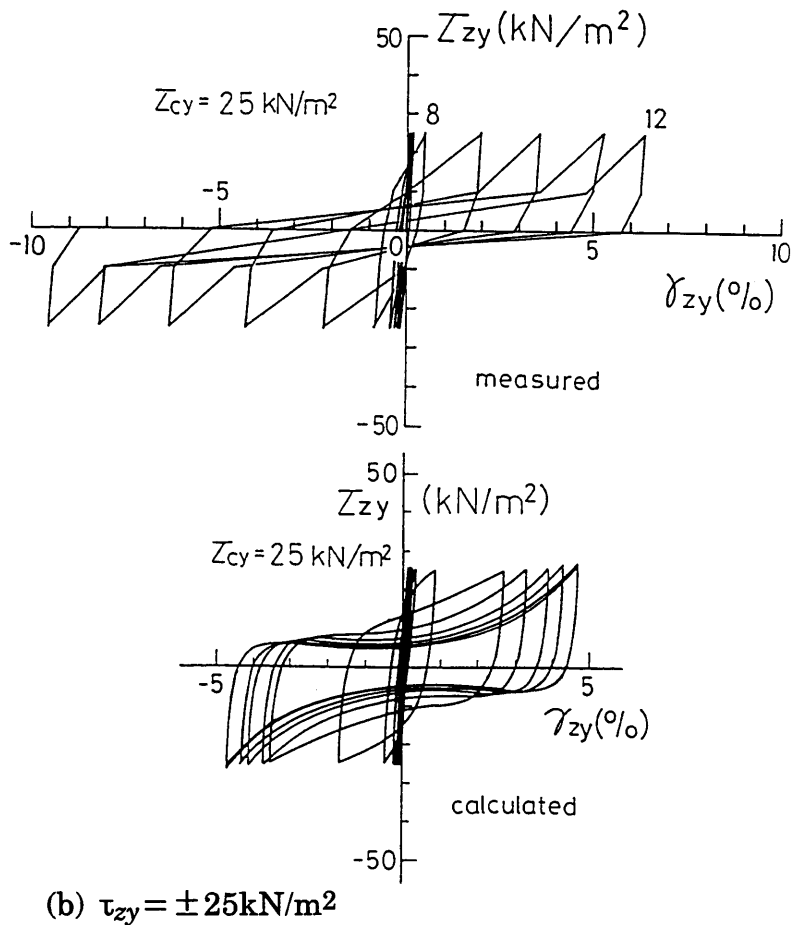
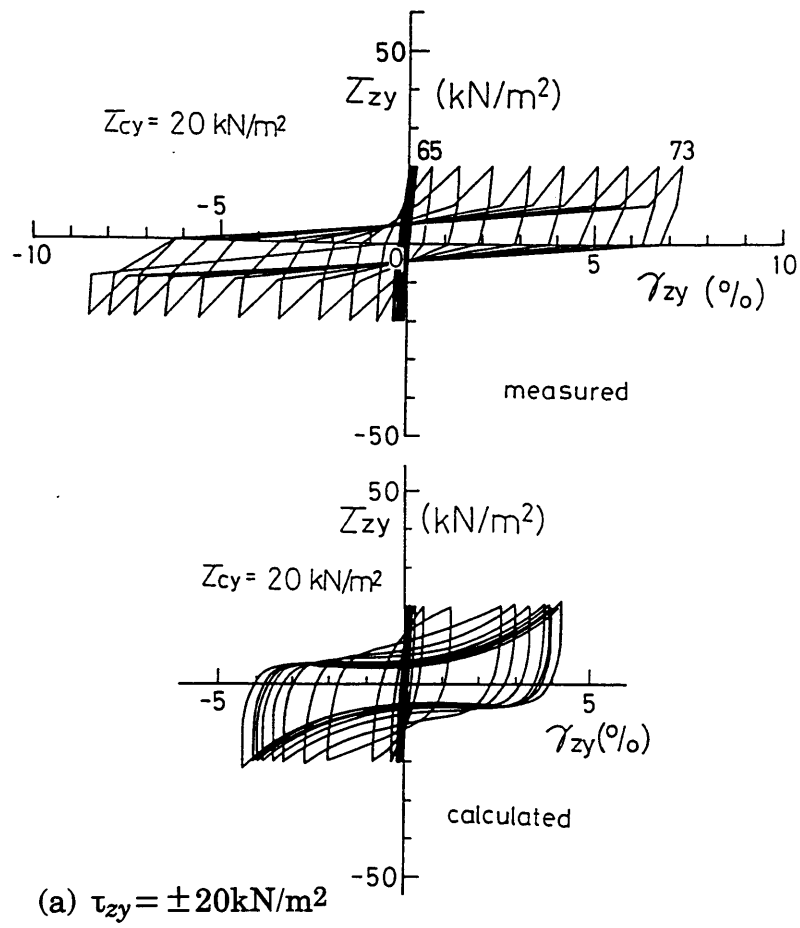


図3.3-27 応力直線経路非排水繰返しせん断における応力・ひずみ関係(その1)
 (Stress-strain relation in uni-directional cyclic shearing)

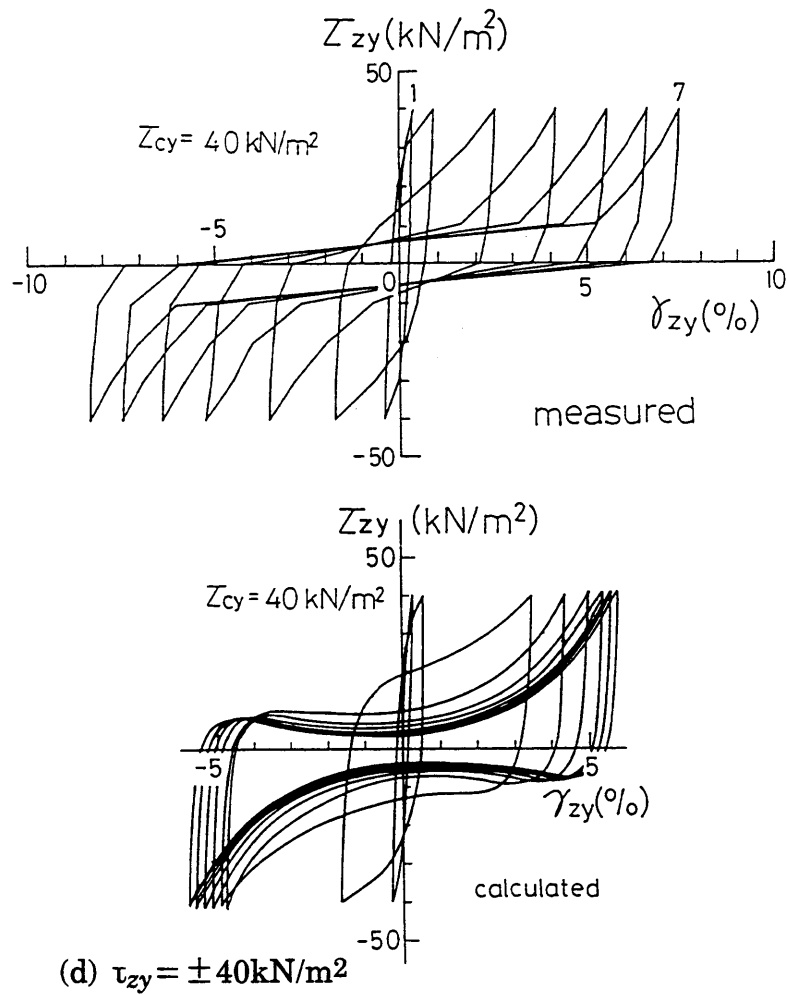
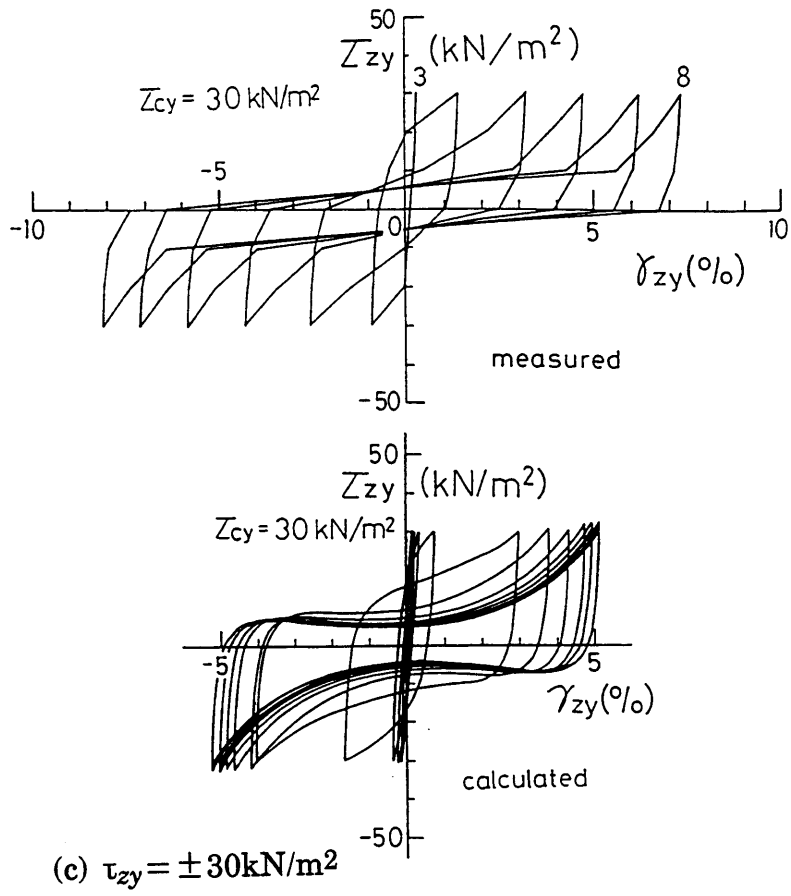
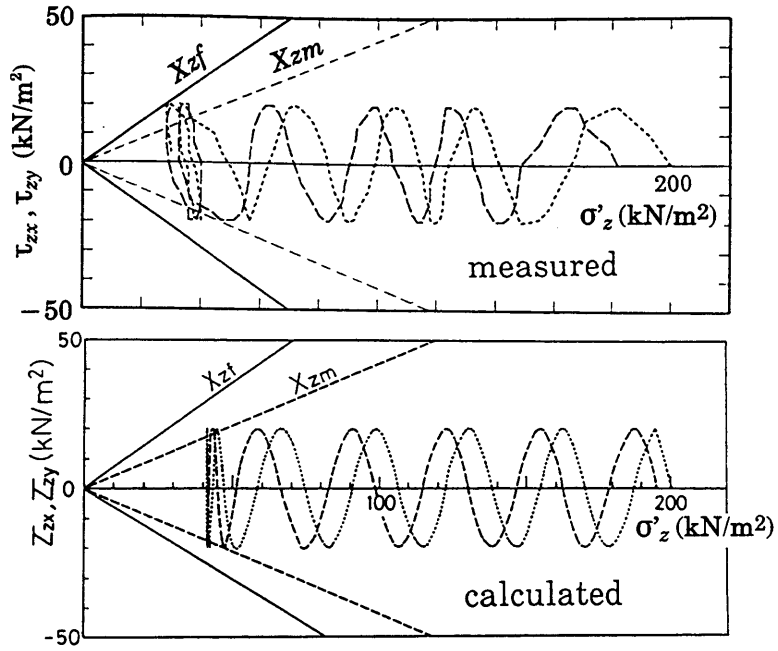
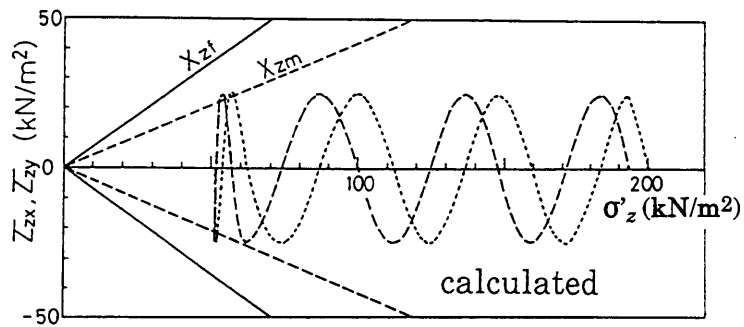


図3.3-27 応力直線経路非排水繰返しせん断における応力・ひずみ関係(その2)
(Stress-strain relation in uni-directional cyclic shearing)

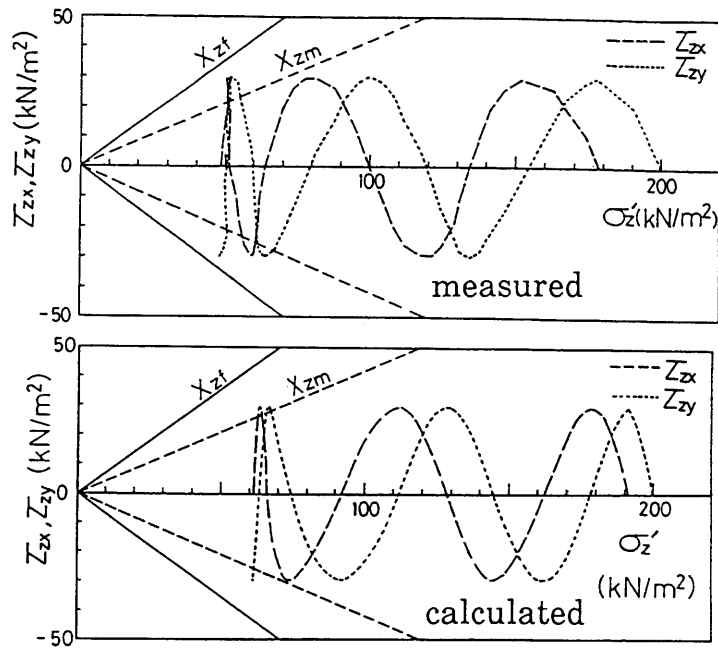


(a) $\tau_z = 20 \text{ kN/m}^2$

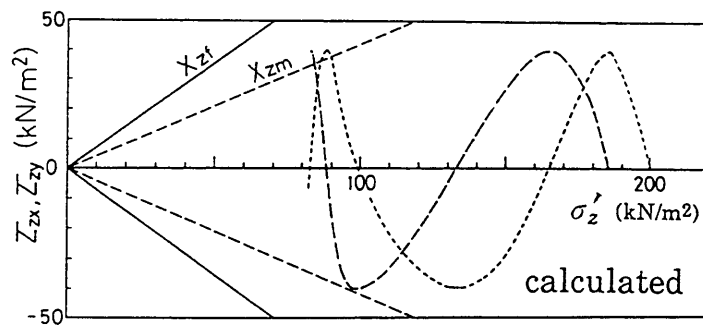


(b) $\tau_z = 25 \text{ kN/m}^2$

図3.3-28 応力円経路非排水繰返しせん断における有効応力経路(その1)
(Calculated effective stress path in circular cyclic shearing)

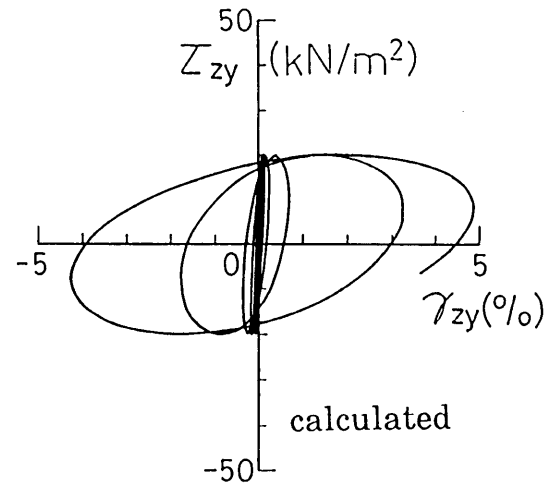
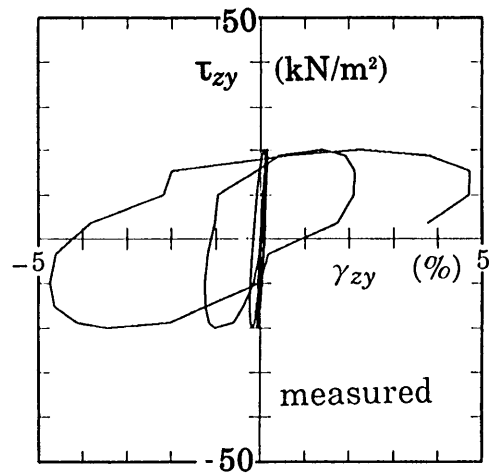


(c) $\tau_z = 30 \text{ kN/m}^2$

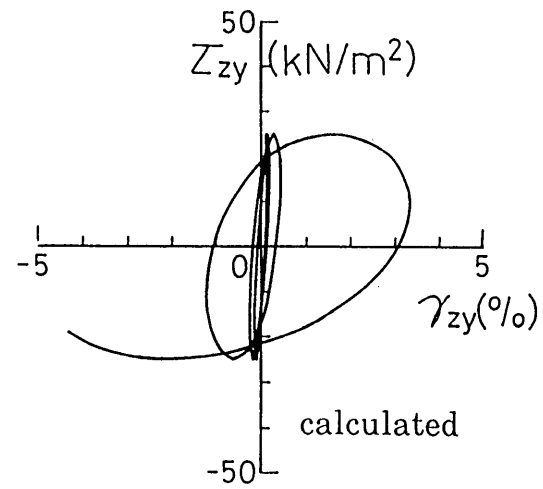


(d) $\tau_z = 40 \text{ kN/m}^2$

図3.3-28 応力円経路非排水繰返しせん断における有効応力経路(その2)
(Effective stress path in circular cyclic shearing)



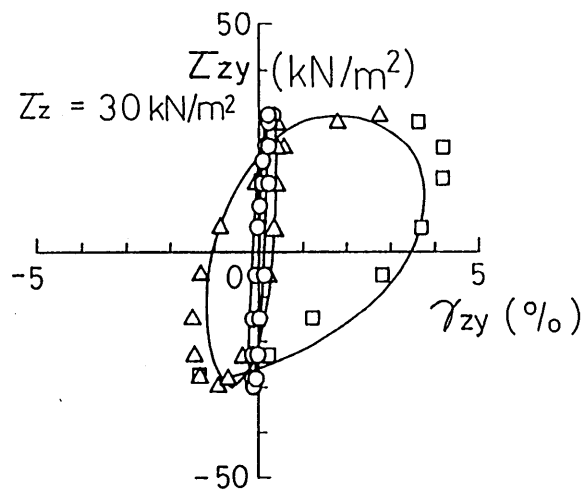
(a) $\tau_z = 20 \text{ kN/m}^2$



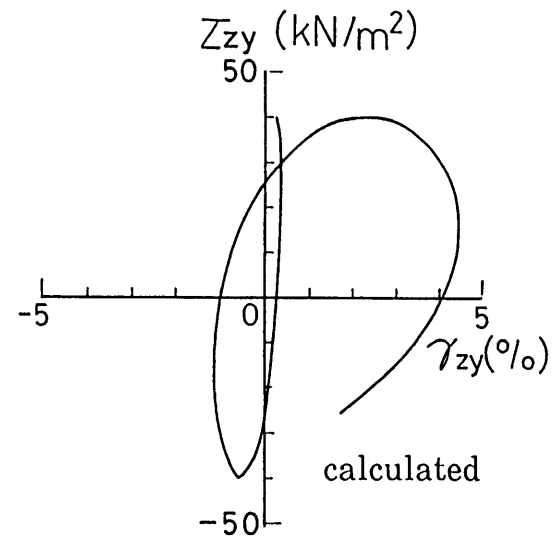
(b) $\tau_z = 25 \text{ kN/m}^2$

図3.3-29 応力円経路非排水繰返しせん断における応力・ひずみ関係(その1)
(Stress-strain relation in circular cyclic shearing)

Plot : Measured
Line : Calculated

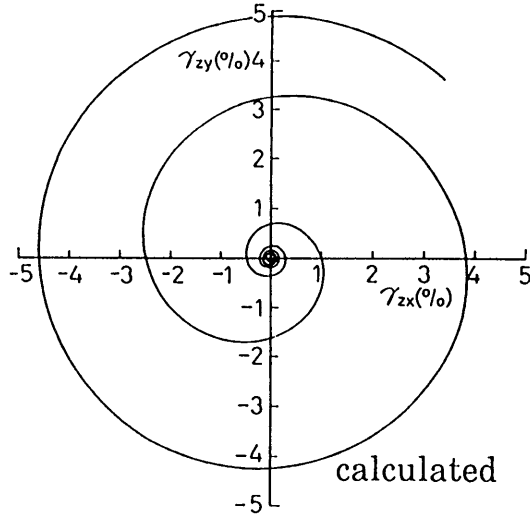
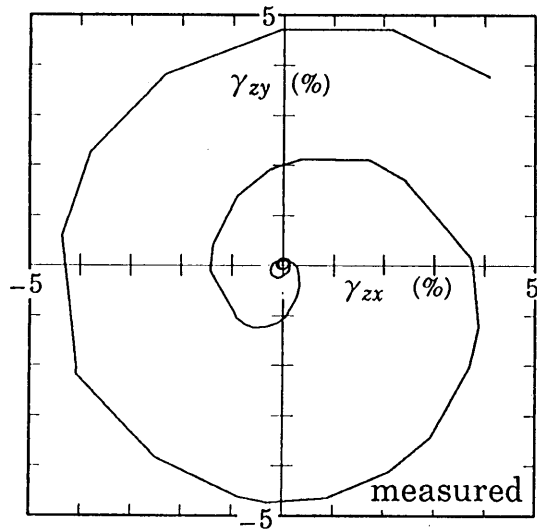


(c) $\tau_z = 30 \text{ kN/m}^2$

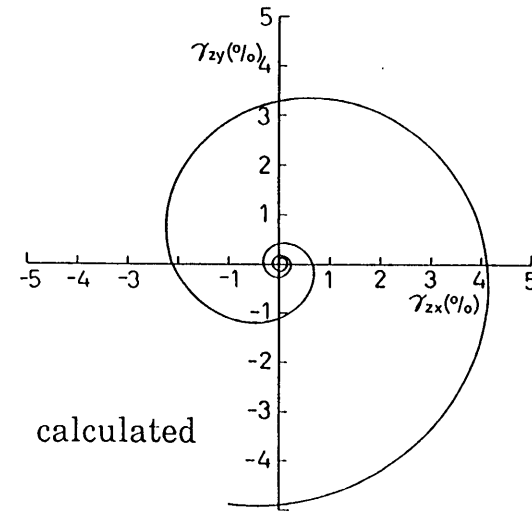


(d) $\tau_z = 40 \text{ kN/m}^2$

図3.3-29 応力円経路非排水繰返しせん断における応力・ひずみ関係 (その2)
(Stress-strain relation in circular cyclic shearing)



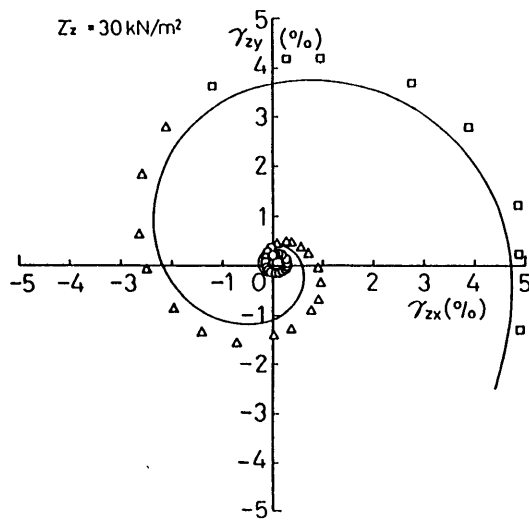
(a) $\tau_z = 20 \text{ kN/m}^2$



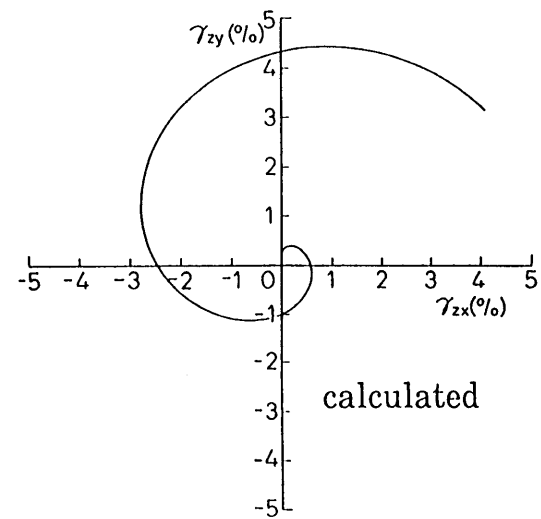
(b) $\tau_z = 25 \text{ kN/m}^2$

図3.3-30 応力円経路非排水繰返しせん断におけるせん断ひずみ経路(その1)
(Shear strain path in circular cyclic shearing)

Plot : Measured
Line : Calculated



(c) $\tau_z = 30 \text{ kN/m}^2$



(d) $\tau_z = 40 \text{ kN/m}^2$

図3.3-30 応力円経路非排水繰返しせん断におけるせん断ひずみ経路(その2)
(Shear strain path in circular cyclic shearing)

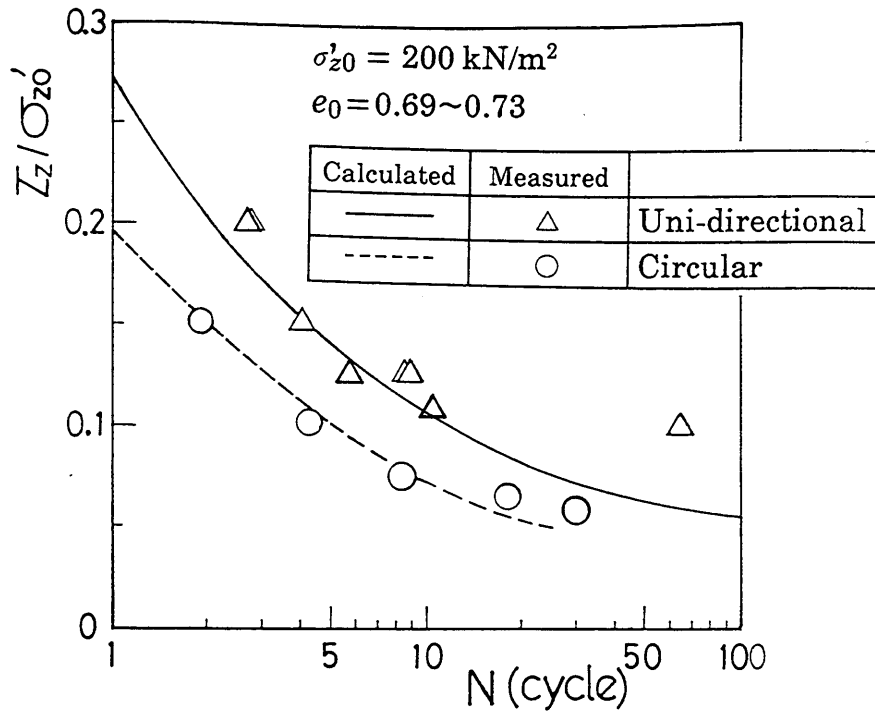


図3.3-31 $\Gamma=5\%$ に至る繰返し回数 N と繰返し応力比 (τ_z/σ'_{z0}) の関係
(Relationship between number of cycles N and stress ratio (τ_z/σ'_{z0}) until $\Gamma=5\%$)

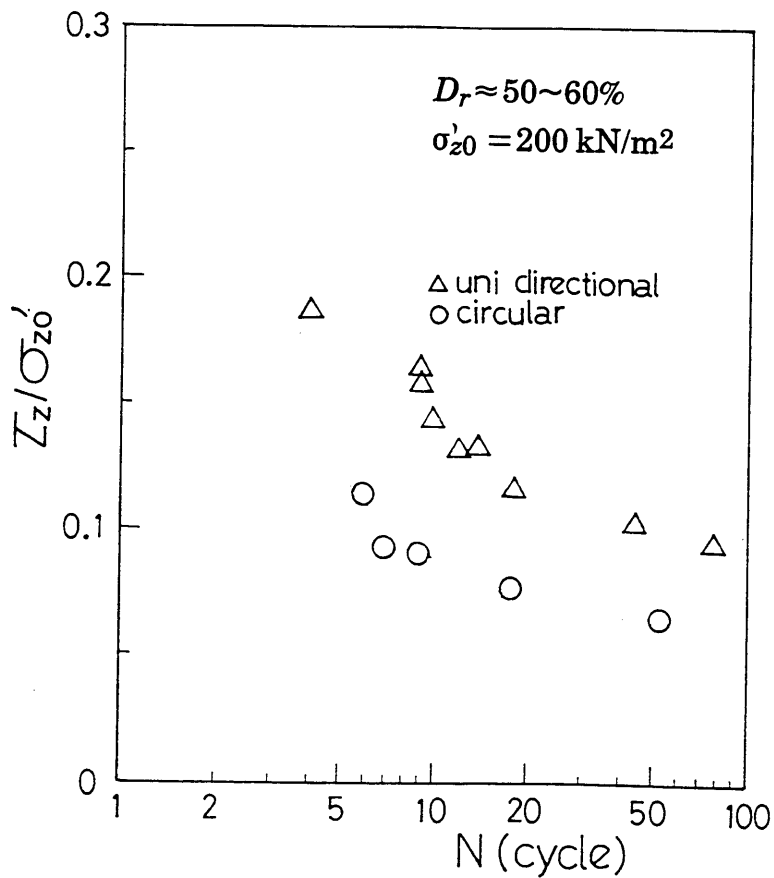


図3.3-32 $\Gamma=5\%$ に至る繰返し回数 N と繰返し応力比 (τ_z/σ'_{z0}) の関係
[富士川砂の実験値(山崎, 1978)]
(Relationship between number of cycles N and stress ratio (τ_z/σ'_{z0}) until $\Gamma=5\%$)

3.4 まとめ

本章では、地震時の地盤の多方向繰返しせん断挙動を説明するため、単純せん断面上でのせん断応力・せん断ひずみ・ダイレイタンスー関係の定式化を行い、おわんモデル(Bowl Model)を提案した。以下に、本章のまとめを示す。

(1) おわんモデルの考え方

せん断ひずみ空間($\gamma_{zx} \sim \gamma_{zy} \sim \gamma_{xy}$)において、原点からの距離を表す合せん断ひずみ Γ と、せん断ひずみ経路に沿った長さを表す累加せん断ひずみ G^* の概念を導入した。その結果、せん断経路のいかんにかかわらず、ダイレイタンスー ε_z^s と G^* との間に Γ をパラメータとしたユニークな関係があることを見いだした。このことは、全くランダムなせん断経路においても Γ と G^* さえ分かれば ε_z^s が算定できることを意味しており、以下のようなおわんモデルの考え方の基本となるものである。

おわんモデルによれば、せん断ひずみとダイレイタンスーからなるひずみ空間($\gamma_{zx} \sim \gamma_{zy} (\sim \gamma_{xy}) \sim \varepsilon_z^s$)において、 Γ の関数であるおわん状の斜面が存在する。せん断によるダイレイタンスーは、土粒子がこのおわん状斜面を登り降りする成分(Γ の指数関数)と、 G^* とともにおわん自体が圧縮してゆく成分(G^* の双曲線関数)との重ね合わせで表現できる。さらに、せん断応力・せん断ひずみ関係は、おわん斜面上での応力の釣合い式から導ける。さらに、本モデルに圧密によるひずみを加えて、体積ひずみ増分=0なる条件を課し、非排水条件下にも適用できる。これら一連の考え方は、任意経路の繰返しせん断に対して適用できる。

(2) おわんモデルの妥当性

おわんモデルの妥当性は、任意方向にせん断できる単純せん断試験機を用いて、種々のせん断経路の実験結果と比較することにより検証した。

直線経路、円経路、8の字経路、ランダム経路などの種々の経路の排水繰返しせん断を実施した。おわんモデルを用いて、これら種々のせん断の応力・ひずみ・ダイレイタンスー関係を解析し、実測値を精度良く説明することができた。さらに非排水試験のシミュレーションでは、応力・ひずみ・過剰間隙水圧関係を説明するとともに、直線経路せん断より円経路せん断の方が過剰間隙水圧が発生しやすい

いことを示した。また、液状化強度は円経路せん断の方が直線経路せん断に比べて約30%低下することが示され、この傾向は実験結果とも一致した。

以上より、おわんモデルが、排水および非排水条件下においていかなるせん断経路においても統一的に適用できることが示された。

(3) おわんモデルの特徴

- a) 一方向の繰返しせん断のデータから、円経路はもとより全くランダムな経路の繰返しせん断挙動が、パラメータを増やすことなく解析できる。
- b) 同じ拘束圧であれば、どのようなせん断経路でもマスターカーブ($G^* \sim \varepsilon_G$)は一本である。よって、一方向の数回の繰返しせん断試験のデータから、任意経路で多数回繰返したときの最終圧縮量は予測できる。
- c) ひずみ履歴または応力履歴の影響が説明できる。これは G^* を非線形な形で ε_G や μ_s に取り入れているためである。特に、マスターカーブ($G^* \sim \varepsilon_G$ 関係)は下に凸な曲線となっており、繰返しに伴う密度化および硬化を表している。
- d) 応力方向とひずみ増分方向とのずれが説明できる。これは、 μ_s を G^* の非線形な関数で表し、重ね合わせ法則を適用しているためである。

(4) 検討課題

- a) 本モデルでは、ひずみ振幅がどんなに小さくてもダイレイタンスーが発生する。このことは、繰返しせん断振幅が小さいとき、過剰間隙水圧を過大評価し、液状化強度を過小評価することになる。これを解決するには、弾性領域の概念を導入する必要がある。この修正に関しては第4章で行っている。
- b) 地震時には単純せん断変形が卓越するので、第一次近似としては本モデル化で問題はないと考えられるが、構造物の近傍などでは複雑なせん断挙動となる。よってより厳密には、軸差せん断ひずみ($\varepsilon_x - \varepsilon_y, \varepsilon_y - \varepsilon_z, \varepsilon_z - \varepsilon_x$)の影響の考慮も考慮する必要がある。これには、 Γ や G^* の式に、 $(\varepsilon_x - \varepsilon_y), (\varepsilon_y - \varepsilon_z), (\varepsilon_z - \varepsilon_x)$ の項を導入し、次式のように定義することが考えられる。

$$\Gamma = |\Gamma| = \sqrt{\gamma_{zx}^2 + \gamma_{zy}^2 + \gamma_{xy}^2 + (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2} \quad (3.4-1)$$

$$G^* = \sum \Delta G^* = \sum \sqrt{\Delta \gamma_{zx}^2 + \Delta \gamma_{zy}^2 + \Delta \gamma_{xy}^2 + \Delta (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + \Delta (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + \Delta (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2} \quad (3.4-2)$$

式(3.4-1), (3.4-2)で定義された Γ や G^* は、座標系の取り方によらず、客観性の原理を満たしている。

第4章 Ramberg-Osgoodモデルとおわんモデルの併用

4.1 動的解析に組込むに当たっての構成式の修正

本章では、三次元液状化解析に組込みやすくかつ使いやすくするため、第3章で提案した構成式を修正・拡張し、実用的でかつ簡便な構成式とした。三次元解析では容量が膨大となりCPUも長くかかるので、構成式もなるべく簡略化を行った後に動的解析プログラムへ組込むこととした。ただし、修正・拡張に当たっては、液状化解析を行う上での土の特性を保ちつつ、かつ使いやすさ(パラメータの決めやすさなど)を考慮した。

具体的には、Ramberg-Osgoodモデルにダイレイタンシーモデルを付加した構成式を、三次元に拡張して使用した。定式化はかなり簡単になっているが、客観性の原理は満たしていない。すなわち、座標軸の設定の方法に対して解析結果が変化しない方法が望ましいが、本構成式ではこの原理(客観性の原理)を満足していないことに注意を要する。すなわち、 z 軸は必ず鉛直方向に設定する必要がある。また、 x 軸、 y 軸の向きの取り方によっても若干結果が異なるが、工学的には問題ないことを確認している(付録参照)。一方、せん断ひずみとダイレイタンシー関係(おわんモデル)では、水平面内で客観性の原理を満足している。

第3章で提案したおわんモデルは、動的解析に組込むに当たって、以下の欠点を有している。

- 力の釣り合い式に陳の摩擦係数 μ_s (陳ほか, 1985)を使用しているが、これは過去の情報を全て記憶しておく必要があり、膨大な記憶容量が必要で複雑である。
- 初期せん断剛性や減衰定数(履歴減衰率 h)など動的解析によく使用する定数が陽な形で式に入っていない。
- 既往の豊富な動的試験結果($G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$)が活用できない。

そこで、本章では、応力とひずみの関係の誘導にあたっては、力の釣り合い式を使用せず、R-Oモデルを使用した。これにより、上記の欠点がカバーできる。せん断ひずみとダイレイタンシー関係については、おわんモデルのダイレイタ

ンシー部分を若干修正して用いた。図4.1-1には、第3章のおわんモデルと第4章の修正モデルの比較を示す。ここでの修正・拡張により、一方向繰返しせん断より多方向せん断の方が液状化強度が低下する傾向や、サイクリックモビリティといった特性を保持しつつ三次元化がはかられている。

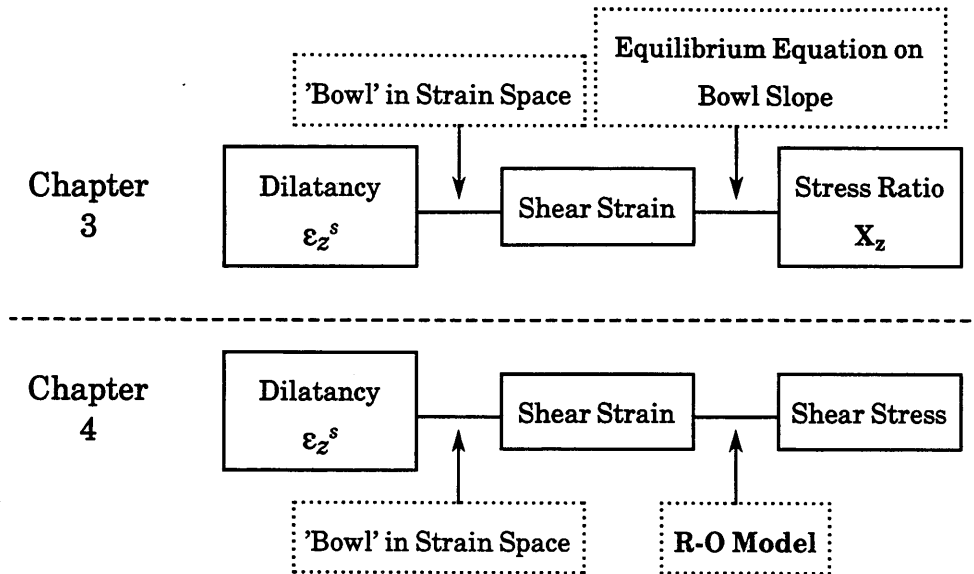


図4.1-1 第3章のおわんモデルと第4章の修正モデル

4.2 Ramberg-Osgoodモデルとその三次元化

Ramberg-Osgoodモデル(以下R-Oモデル)とは、もともと金属材料の非線形特性を表すために考案された一次元の応力・ひずみ関係である(Ramberg *et al.*, 1943; Jennings, 1964)。このモデルは種々の研究者によって地盤材料への適用がはかられた(Liou *et al.*, 1977; 大崎ほか, 1978; 龍岡ほか, 1978)。ここでは、龍岡らにより修正されたR-Oモデルをもとに、三次元へ近似的に拡張している。

R-Oモデルは履歴関数タイプのモデルである。図4.2-1に示すように、骨格曲線は指数関数で与えられ、履歴関数はMasing則より与えられる。

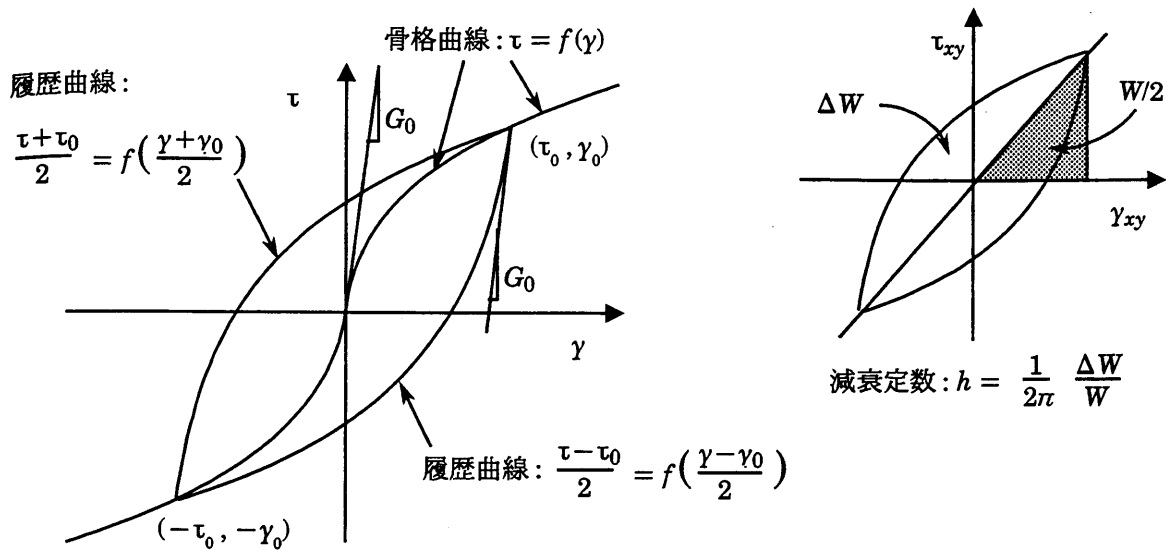


図4.2-1 Ramberg-Osgood Model (R-Oモデル)

xy成分, zy成分, zx成分のそれぞれのせん断応力-せん断ひずみ関係を、次式のようにR-Oモデルで規定する。(図4.2-2参照)

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G_0} \left(1 + a \left| \tau_{xy} \right|^\beta \right), \quad \gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G_0} \left(1 + a \left| \tau_{zx} \right|^\beta \right), \quad \gamma_{zy} = \frac{\tau_{zy}}{G_0} \left(1 + a \left| \tau_{zy} \right|^\beta \right) \quad (4.2-1)$$

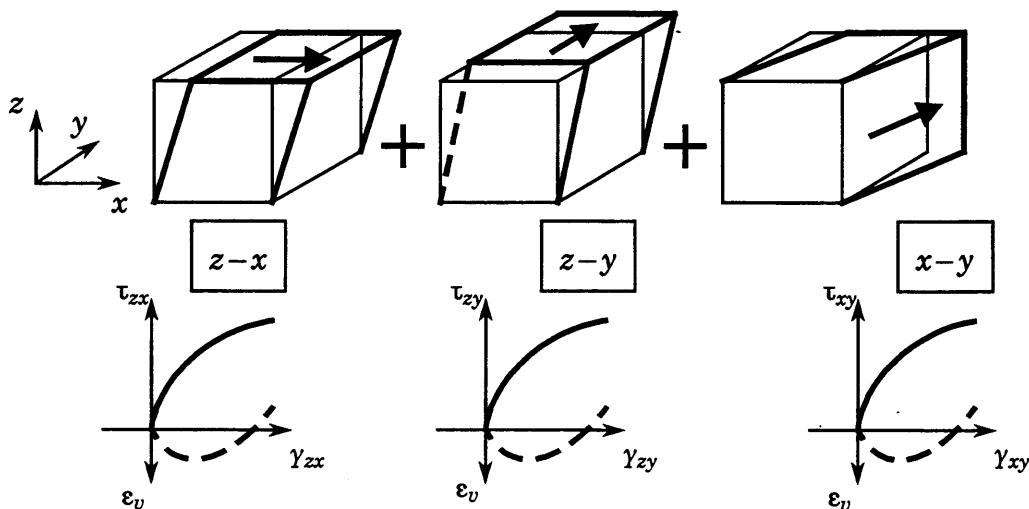


図4.2-2 R-Oモデルの三次元化の概念図

ここで、 G_0 は初期せん断係数である。履歴曲線はMasing則を適用して与えられる。最大減衰定数を h_{max} 、基準ひずみ($G/G_0=0.5$ となるときのひずみ)を $\gamma_{0.5}$ とすれば、 a, β は次式で与えられる。

$$a = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5} G_0} \right)^\beta, \quad \beta = \frac{2\pi h_{max}}{2 - \pi h_{max}} \quad (4.2-2)$$

修正R-Oモデルに必要なパラメータは、 $G_0, h_{max}, \gamma_{0.5}$ の3個であり、これらの中で有効応力の関数となるのは、 $G_0, \gamma_{0.5}$ である。ある基準の有効応力 σ'_{mi} のときの $G_0, \gamma_{0.5}$ を $G_{0i}, \gamma_{0.5i}$ とすると、 $G_0, \gamma_{0.5}$ は次式を満たす。

$$G_0 = G_{0i} \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mi}} \right)^{0.5}, \quad \gamma_{0.5} = \gamma_{0.5i} \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mi}} \right)^{0.5} \quad (4.2-3)$$

有効応力の変化に伴い、各増分計算ステップごとに上式に基づいてパラメータを刻々変化させながら計算を行う。このとき、式(4.2-1)のせん断応力・せん断ひずみ関係は有効応力により刻々変化する。

修正R-Oモデルのパラメータは表4.2-1および図4.2-3に示す3つ($G_{0i}, h_{max}, \gamma_{0.5i}$)である。 $G_0, \gamma_{0.5}$ は式(4.2-3)に示すように有効応力に依存するため、以下では平均有効応力 σ'_m が 1.0tf/m^2 のときの値 $G_{0i}, \gamma_{0.5i}$ で示す。これらの値は剛性低下曲線($G/G_0 \sim \gamma$ 関係)や減衰増加曲線($h \sim \gamma$ 関係)から容易に決定され、その詳しい決定法は4.5節で述べる。

表4.2-1 修正R-Oモデルのパラメータ

パラメータ	パラメータの物理的意味
G_0	初期せん断弾性係数。 $G_0 = \gamma_t V_s^2 / g$
h_{max}	最大減衰定数。 h_{max} が大きくなれば非線形性が強くなり、せん断ひずみは大きくなる。
$\gamma_{0.5}$	$G/G_0=0.5$ となるときのせん断ひずみ(基準せん断ひずみ)であり、近似的に $\gamma_{0.5} = \tau_{max} / G_0$ である。 $\gamma_{0.5}$ が大きくなれば非線形性は小さく、せん断ひずみも小さくなる。

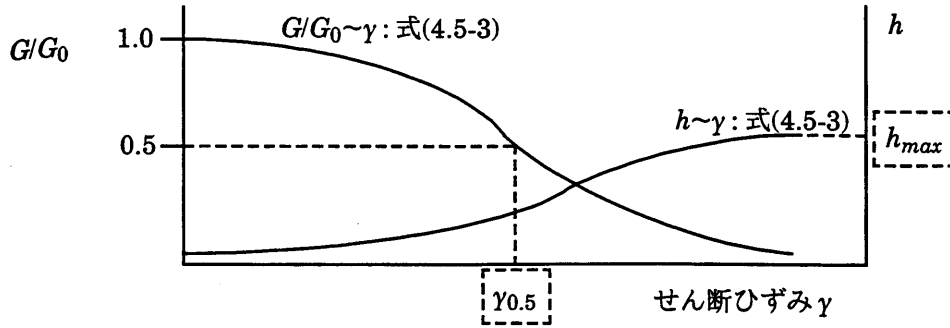


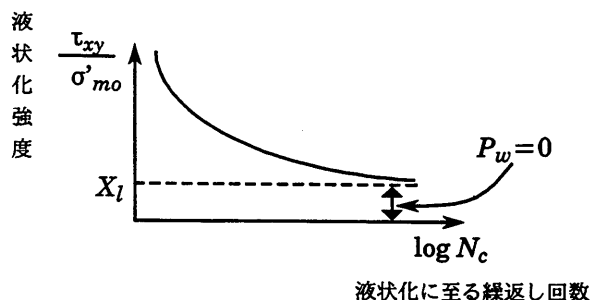
図4.2-3 修正R-Oモデルのパラメータ： h_{max} ， $\gamma_{0.5}$

4.3 おわんモデルの修正

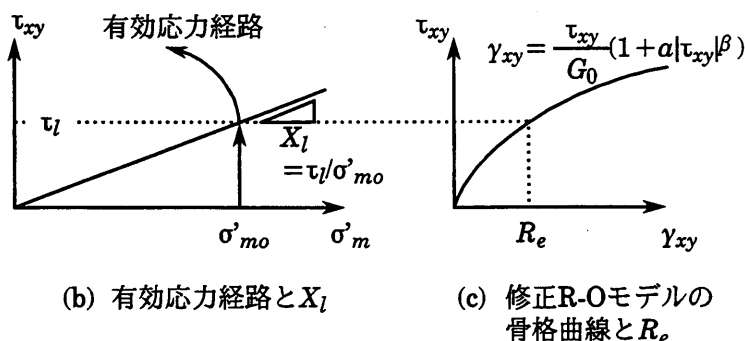
ここでは、せん断ひずみからダイレイタンシー ε_v^s を算定するため、第3章で提案したおわんモデルのせん断ひずみ～ダイレイタンシー関係のみに着目し、モデルの修正を行う(福武ほか, 1991)。

第3章で提案したせん断ひずみ～ダイレイタンシー関係は、弾性領域が存在しない。そのため、どんな小さなせん断ひずみ振幅でもダイレイタンシーが発生してしまう。非排水条件下であれば、どんな小さなせん断ひずみ振幅でも多数回繰り返せば液状化に至ってしまう。そのため、液状化強度曲線(繰返し応力比とあるひずみ振幅に至る繰返し回数の関係)は立った形となり、液状化強度の下限値が計算上はゼロになってしまう。このような不具合を解決するため以下の修正を行った。

小さいせん断振幅でのダイレイタンシーの発生を抑えるため、せん断ひずみ半径 $\Gamma=R_e$ なる球領域を $\gamma_{zx} \sim \gamma_{zy} \sim \gamma_{xy}$ のひずみ空間上で考慮し、この領域内では de_G は発生しないとしている。 R_e は図4.3-1を参考にして以下のように与えられる。図4.3-1(a)は液状化強度曲線と液状化強度の下限値 X_l との関係を示す。 X_l とは繰返し回数が十分大きいときの液状化強度(多数回繰返しても液状化に至らないような応力比)のことである。また簡単のため図4.3-1(b)に示すように、繰返しの応力比が X_l 以下では過剰間隙水圧が全く発生しない($P_w=0$)と仮定する。図4.3-1の(b)と(c)より、応力比が X_l となるときにせん断ひずみを R_e と置くと、 R_e は次式で与えられる。



(a) 液状化強度曲線と液状化強度の下限値 X_l



(b) 有効応力経路と X_l

(c) 修正R-Oモデルの骨格曲線と R_e

図4.3-1 液状化強度の下限値 X_l とせん断ひずみ R_e

$$R_e = \left| \frac{X_l \sigma'_{mo}}{G_0} \left(1 + a \left| X_l \sigma'_{mo} \right|^\beta \right) \right| \quad (4.3-1)$$

ここで、 σ'_{mo} はせん断初期の平均有効応力である。式(4.3-1)により応力比が X_l 以下の小さい振幅であれば正の間隙水圧は発生しない。この半径 R_e なる球状の領域は、 $\gamma_{zx} \sim \gamma_{zy} \sim \gamma_{xy}$ のひずみ空間上をせん断ひずみ $\{\gamma_{zx}, \gamma_{zy}, \gamma_{xy}\}$ に伴い移動する。その移動のし方は、弾塑性論の移動硬化における降伏曲面の動き方と同じである。球の中心の座標を $\{O_x, O_y, O_z\}$ とすれば、その移動量 $\{dO_x, dO_y, dO_z\}$ は中井らの研究(Nakai *et al.*, 1989)に基づき、次式で表される。

$$\begin{Bmatrix} dO_x \\ dO_y \\ dO_z \end{Bmatrix} = \frac{1}{R_e^2} \begin{bmatrix} (\gamma_{zx} - O_x)^2 & (\gamma_{zx} - O_x)(\gamma_{zy} - O_y) & (\gamma_{zx} - O_x)(\gamma_{xy} - O_z) \\ (\gamma_{zy} - O_y)(\gamma_{zx} - O_x) & (\gamma_{zy} - O_y)^2 & (\gamma_{zy} - O_y)(\gamma_{xy} - O_z) \\ (\gamma_{xy} - O_z)(\gamma_{zx} - O_x) & (\gamma_{xy} - O_z)(\gamma_{zy} - O_y) & (\gamma_{xy} - O_z)^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\gamma_{zx} \\ d\gamma_{zy} \\ d\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (4.3-2)$$

ベクトル $\{\gamma_{zx}, \gamma_{zy}, \gamma_{xy}\}$ の先端が球内にあるとき、正の間隙水圧は生じない。 $\{dO_x, dO_y, dO_z\}^T$ は球の中心の動きを表す。すなわち降伏条件は、 R を球の中心から現在のひずみ位置までの距離とすれば、次式で表される。

$$R = R_e \text{ and } dR > 0 \quad (4.3-3)$$

このとき球は式(4.3-2)に従って移動する。

第3章ではパラメータ D はやや拘束圧に依存したが、以下ではその効果を見捨てる。結局、おわんモデルのパラメータは表4.3-1に示す5つ($A, C, D, C_s/(1+e_0), X_l$)となる。これらのパラメータの値は、液状化強度曲線などから設定される。詳しくは、4.5節で述べる。

表4.3-1 おわんモデルのパラメータ

パラメータ	パラメータの物理的意味
A	ダイレイタンシー成分の内、膨張成分を表すパラメータである。 A の絶対値が大きいほど膨張側のダイレイタンシーが大きくなり、サイクリックモビリティが顕著となる。
C, D	ダイレイタンシー成分の内、圧縮成分 e_c を表すパラメータである。 e_c は G^* に対して双曲線である。 $1/C$ はせん断初期におけるダイレイタンシーの勾配で、 C の値が大きいほどせん断初期の圧縮成分(あるいは過剰間隙水圧)が小さくなる。 $1/D$ は双曲線の漸近線(最大圧縮量)であり、 D の値が大きいほど最大圧縮量(あるいは過剰間隙水圧)は小さくなる。
$C_s/(1+e_0)$	C_s は膨潤指数、 e_0 は初期間隙比であり、 C_s は除荷時の $e \sim \log \sigma'_m$ 関係の傾きを表し、圧密除荷成分を規定する。
X_l	非排水繰返し強度の下限値であり、非排水繰返し強度 τ/σ'_{m0} と繰返し回数 N_c の関係において、 N_c が十分大きいときの τ/σ'_{m0} を表す。 $\tau/\sigma'_{m0} > X_l$ のとき過剰間隙水圧が発生する。(図4.3-1(a)参照)

4.4 三次元応力・ひずみマトリックス

三次元の応力・ひずみマトリックスを作成するにあたっては、見掛け上三次元弾性マトリックスと同じ形式のものを用いる(福武ほか, 1991)。そのマトリックスにおいて、せん断係数 G に対応する成分を修正R-Oモデルの各成分から算定される接線せん断係数(G_{xy} , G_{zy} , G_{zx})に置き換える。

$$G_{xy} = \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial \gamma_{xy}}, \quad G_{zy} = \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial \gamma_{zy}}, \quad G_{zx} = \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial \gamma_{zx}} \quad (4.4-1)$$

これにより、せん断係数には3方向(x, y, z 方向)の非線形の影響が評価できる。さらに、次式に示すように土粒子骨格のポアソン比 ν (一定)とし、 G' と ν からヤング率 E' を次式で与える。

$$G' = \frac{1}{3}(G_{xy} + G_{yz} + G_{zx}) \quad (4.4-2)$$

$$\nu = \text{一定}, \quad E' = 2(1+\nu)G' \quad (4.4-3)$$

上式によれば、 E' にも有効応力と非線形性の影響が入る。体積ひずみであるダイレイタンシー ε_{s_v} は、鉛直ひずみ ε_z のみに反映させる近似的方法を採用した。

結局、三次元マトリックスは次式のようにになる。

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z - \varepsilon_{s_v} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{zy} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \left[\begin{array}{cccccc} \frac{1}{E'} & \frac{\nu}{E'} & -\frac{\nu}{E'} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E'} & \frac{1}{E'} & -\frac{\nu}{E'} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu}{E'} & -\frac{\nu}{E'} & \frac{1}{E'} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{xy}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{zy}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{zx}} \end{array} \right] + \{m\} \frac{n_e}{K_w} \{m\}^T \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{zy} \\ \tau_{zx} \end{Bmatrix} \quad (4.4-4)$$

ここで、 K_w は水の体積弾性係数、 n_e は間隙率、 $\{m\}$ はベクトル $\{1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0\}^T$ である。体積ひずみであるダイレイタンシー ε_{s_v} をどのように各ひずみ成分($\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$)に配分するかはさらに検討を要する。ここでは、 ε_{s_v} を鉛直ひずみ ε_z のみに反映させる方法を採用したが、この方法はあくまでも近似である。

4.5 実用に当たってのパラメータ決定法

一般に、土の構成式のパラメータを設定するのは難しく、その構成式に精通した人でなければ適切な値を決めにくい。また、複雑な実験や数多くの実験を必要とする。

本章で提案したモデルは、理論的には排水条件下の一方向繰返しせん断試験などによる応力・ひずみ・ダイレイタンスー関係をもとにパラメータを決めなければならない。しかし、現実にはこのような実験によるデータはほとんど得られないことはない。

そこでこの節では、実用に当たってのパラメータの決定法について述べる。すなわち、一般的な動的試験から得られる動的変形試験結果(せん断剛性比 G/G_0 ～せん断ひずみ γ , 減衰定数 h ～せん断ひずみ γ)と、液状化試験結果(液状化抵抗値で N 値などから推定してもよい)に基づいて、容易にパラメータが設定できる方法を述べる。

(1) ポアソン比 ν

土粒子骨格(水は考えない)の動的なポアソン比 ν は、既往の実験(社本ほか, 1991)によれば、せん断ひずみが 10^{-4} 以下では一定で0.15程度でせん断ひずみが 10^{-4} を越えると徐々に増加し0.35程度となっている。これはひずみが大きくなるとダイレイタンスーの影響があるため一定値とならないことを意味している。本研究では近似的に ν は一定としており、以下の解析では $\nu=0.33$ (一定)としている。(なお飽和した土では、水の体積弾性係数 K_w を入力するので、見掛け上0.5近くの値になっている)

(2) 初期せん断剛性 G_0

初期せん断剛性 G_0 は、せん断波速度 V_s から次式により求められる。

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{g} V_s^2 \quad (4.5-1)$$

ここで、 γ_t は土の単位体積重量、 g は重力加速度である。 V_s は、PS検層により求められるが、例えば N 値から次式(今井ほか, 1985)のような経験式からも推定することができる。

$$V_s = 97.0 N^{0.314} \quad (\text{m/sec}) \quad (4.5-2)$$

(3) R-Oモデルのパラメータ： $\gamma_{0.5}$, h_{max}

基準せん断ひずみ $\gamma_{0.5}$ と最大減衰定数 h_{max} は、剛性低下曲線($G/G_0 \sim \gamma$ 関係)や減衰増加曲線($h \sim \gamma$ 関係)から決定する。この種のデータは、実験データの数も豊富である。まず、 $G/G_0 \sim \gamma$ のデータから $\gamma_{0.5}$ を読み取り設定する。次に $h \sim \gamma$ を参考にして h_{max} を仮定し、R-Oモデルの $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ を描いてみる。R-Oモデルによれば、 $G/G_0 \sim \gamma$ 関係、 $h \sim \gamma$ 関係は次式より計算される。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left\{ 2 \frac{\gamma}{\gamma_{0.5}} \frac{G}{G_0} \right\}^\beta}, \quad h = h_{max} \left(1 - \frac{G}{G_0} \right) \quad (4.5-3)$$

実験値に合わなければ、 h_{max} をパラメトリックに変化させてフィッティングさせる。このとき、 $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係は図4.5-1のように変化する。全ひずみ領域にわたって合われることは困難な場合もあるので、注目すべきせん断ひずみ領域を一致させるようにパラメータを設定する(田蔵ほか, 1988)。一般に設定された h_{max} は実験値(大きなせん断ひずみにおける h)よりもやや小さめになる。実験結果がない場合には、表4.5-1のパラメータ標準値を準用する。

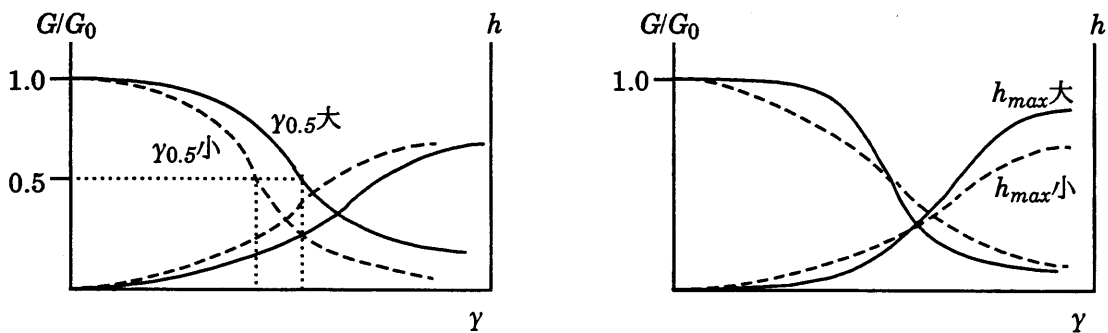


図4.5-1 $G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$ 関係と修正R-Oモデルのパラメータ

表4.5-1 R-Oモデルのパラメータ標準値

土質	パラメータの値		
	$\gamma_{0.5i}$ ($\sigma'_m=1\text{kgf/cm}^2$ の値)	$\gamma_{0.5i}$ ($\sigma'_m=1\text{tf/m}^2$ の値)	h_{max}
砂礫	0.0004 (±20%)	0.000126 (±20%)	0.22 (±0.03)
砂	0.0005 (±20%)	0.000158 (±20%)	0.24 (±0.03)
シルト	0.0008 (±20%)	0.000253 (±20%)	0.22 (±0.03)
粘土	0.0020 (±20%)	0.000632 (±20%)	0.20 (±0.03)

(注) $\gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_m=1\text{kgf/cm}^2$ か 1tf/m^2 における $\gamma_{0.5}$ の値 ($\gamma_{0.5} \propto \sigma'_m{}^{0.5}$)

以上の手順でパラメータが設定できるが、有効応力解析では G_0 , $\gamma_{0.5}$ は式(4.2-3)に示すように有効応力に依存する。よって、平均有効応力 σ'_m が単位応力のとき(例えば 1.0tf/m^2)の値 G_{0i} , $\gamma_{0.5i}$ で表し、この G_{0i} , $\gamma_{0.5i}$ をプログラムの入力データとする。

(例: G_0 の場合)

$\gamma_t=1.8\text{tf/m}^3$, $\sigma'_m=20.0\text{tf/m}^2$ の層で $V_s=200\text{m/s}$ なら、

$G_0=\gamma_t V_s^2/g=7347\text{tf/m}^2$ となる。

よって、 $G_{0i}=G_0/\sqrt{\sigma'_m}=7347/\sqrt{20}=1643\text{tf/m}^2$ となる。

(例: $\gamma_{0.5}$ の場合)

$\sigma'_m=20.0\text{tf/m}^2$ の条件下での実験データ($G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$)にフィッティングして、 $\gamma_{0.5}=0.0005$ と設定されたとすると、

$\gamma_{0.5i}=\gamma_{0.5}/\sqrt{\sigma'_m}=0.0005/\sqrt{20}=0.000112$ となる。

(4) おわんモデルのパラメータ: $A, C, D, C_s/(1+e_0), X_l$

おわんモデルのパラメータは、非排水繰返しせん断試験結果である液状化強度 $\tau_l/\sigma'_z \sim$ 繰返し回数関係(液状化強度曲線)への計算結果のフィッティングにより設定する。まず、 X_l (液状化強度の下限値)を実験値より読み取り設定する。残りのパラメータについては表4.5-2のパラメータ標準値を用いる。これらの値を用いて、非排水繰返しせん断の計算を振幅(応力比は X_l 以上)を変えて数ケース計算し、液状化強度曲線を描いてみる。計算曲線が実験値と合わなければ、 C をパラメトリックに変化させてフィッティングする。このとき、液状化強度曲線は図4.5-2のように変化する。

表4.5-2 おわんモデルのパラメータ標準値

土質	密度	N値 (概略値)	パラメータの値注)				
			A	C	D	$C_s/(1+e_0)$	X_l
砂礫	密	60±20	-10.±2.0	20±5	60±10	0.005	0.60±0.30
	緩	30±10	-5.0±1.0	10±5	40±10	"	0.35±0.10
砂	密	40±15	-8.0±1.0	12±4	50±10	0.006	0.30±0.10
	やや密	20±5	-6.0±1.0	8±3	40±5	"	0.22±0.05
	やや緩	10±5	-4.0±1.0	5±2	30±5	"	0.16±0.04
	緩	~5	-2.0±0.5	3±2	20±5	"	0.11±0.02
シルト	密	25~	-3.0±1.0	10±5	50±8	0.010	0.25±0.10
	緩	~10	-1.0±0.5	5±3	30±5	"	0.16±0.04
粘土	密	20~	-3.0±1.0	15±5	50±5	0.060	0.16±0.04
	緩	~5	-1.0±0.5	8±5	30±2	"	0.11±0.02

注) B=1.6

非排水繰返しせん断試験結果がない場合には、表4.1-4のパラメータ標準値を準用する。ただし、N値や細粒分含有率FCなどより、繰返し回数15回または20回の液状化強度 R_{15} 、 R_{20} は簡便に推定できる(例えば道路橋示方書や建築基礎設計指針などの方法)ので、これを参考にできる。 X_l と R_{20} の間にはには、経験的に次式の関係が成り立つ(図4.5-3参照)。

$$X_l \approx 0.8 \times R_{20} \quad (4.5-4)$$

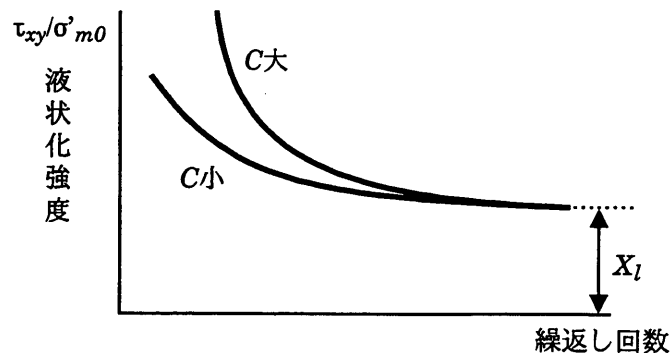


図4.5-2 液状化強度~繰返し回数関係とBowlモデルのパラメータ (C, X_l)

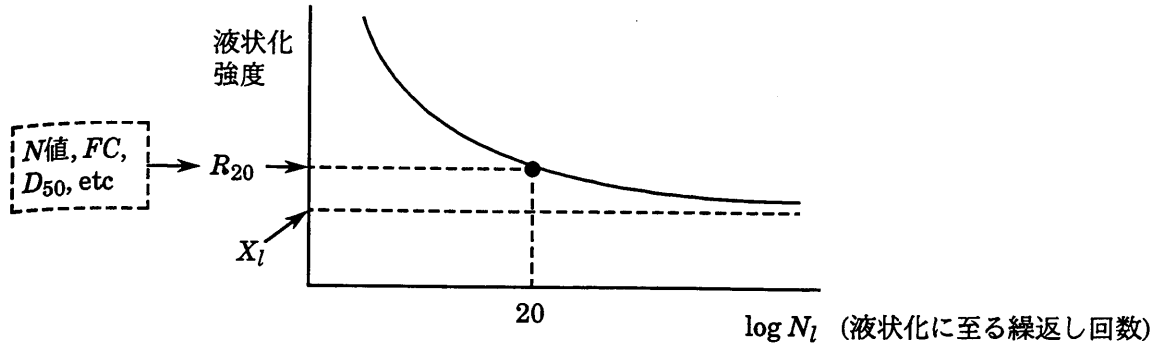


図4.5-3 液状化強度の下限値 X_l と簡易予測法による液状化強度 R_{20}

R_{15} や R_{20} は1点のみの値であり、液状化強度曲線の形(勾配や立ち上がり方)を推定することは難しい。龍岡ら(Tatsuoka *et al.*, 1980)は5か所で行われた不攪乱試料に対する液状化試験結果をまとめて、応力比~液状化回数関係の正規化表示を行っている。応力比と液状化回数関係が両対数紙上でほぼ直線となると仮定し、データをまとめ、液状化強度曲線が次式で表わせることを示している。

$$R_l(DA, N_c) = \left[a \cdot R_l(DA_0 = 5\%, N_{c0}) + c \right] \left(\frac{N_c}{N_{c0}} \right)^b \quad (4.5-5)$$

ただし、 $R_l(DA, N_c)$: N_c の繰返し回数で DA の軸ひずみ両振幅となる応力比、 $R_l(DA_0 = 5\%, N_{c0})$: N_{c0} の繰返し回数で5%の軸ひずみ両振幅となる応力比、 a, b, c : DA に関係した係数である。この式を用いると、 R_{15} や R_{20} の1点のみの値から液状化強度曲線を想定し、液状化に関するパラメータをフィッティングすることができる。

4.6 要素試験結果のシミュレーション

(1) せん断剛性比 G/G_0 および減衰定数 h のひずみ依存性

せん断剛性比 G/G_0 のひずみ依存性($G/G_0 \sim \gamma$ 関係)と減衰定数 h のひずみ依存性($h \sim \gamma$ 関係)は非線形解析を行う時の基本となる関係である。

図4.6-1には豊浦標準砂のせん断剛性比 G/G_0 のひずみ依存性と拘束圧依存性の実験結果(Iwasaki *et al.*, 1978)と修正R-Oモデルによる計算結果である。拘束圧依存性は式(4.2-3)による。表4.6-1には計算に用いた修正R-Oモデルのパラメータの値を示す。これは、表4.5-1に示す砂の標準値である。シミュレーション結果は、 G/G_0 のひずみ依存性ならびに拘束圧依存性を適切に表現できている。

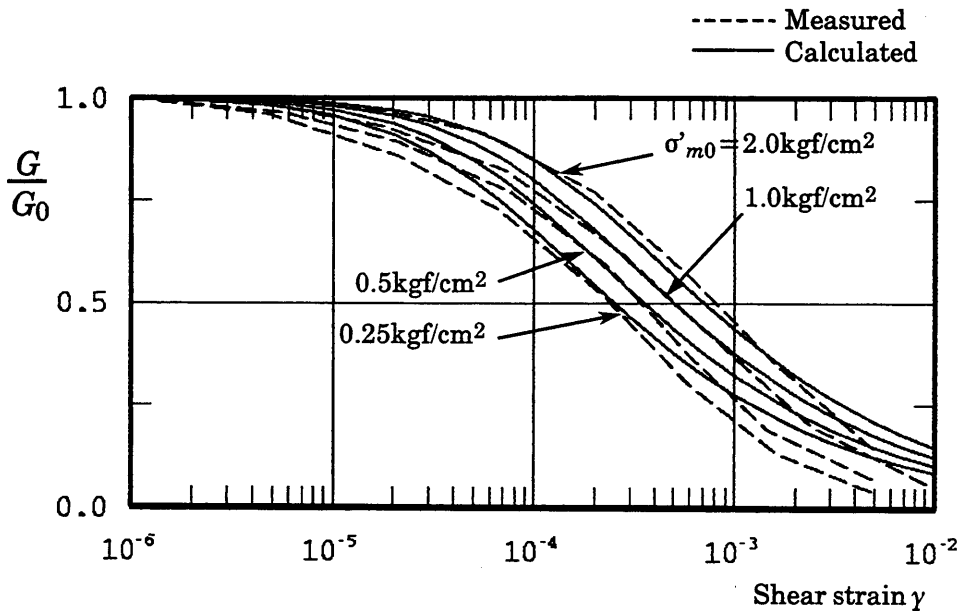


図4.6-1 豊浦標準砂のせん断剛性比 G/G_0 のひずみ依存性と拘束圧依存性

表4.6-1 修正R-Oモデルのパラメータ (図4.6-1)

$\gamma_{0.5i}$	h_{max}
0.0005	0.24

注) $\gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_m = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ における値

図4.6-2には、埋立砂質土(まさ土, 砂礫)の $G/G_0 \sim \gamma$ 関係と $h \sim \gamma$ 関係を示す(この関係は7.1.3節で使用)。計算結果は実験結果(吉田ほか, 1995)をひずみの小さい領域から大きい領域まで妥当にシミュレーションできている。表4.6-1には計算に用いたパラメータの値を示す。 $\gamma_{0.5i}$, h_{max} の値は、表4.5-1に示す砂礫の標準値値と同じ値であり、表4.6-1に示す豊浦標準砂の値(砂の標準値)に比べ小さい。

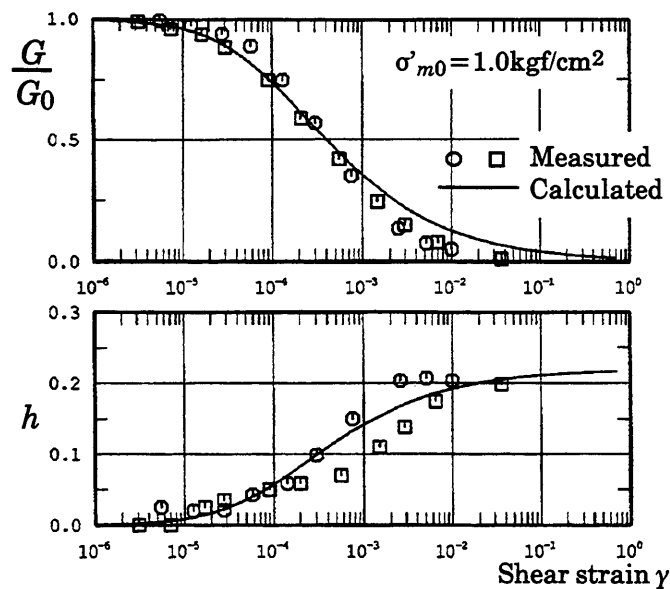


図4.6-2 埋立砂質土(まさ土, 砂礫)のせん断剛性比 G/G_0 と減衰定数 h のひずみ依存性

表4.6-2 修正R-Oモデルのパラメータ(図4.6-2)

$\gamma_{0.5i}$	h_{max}
0.0004	0.22

注) $\gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_m = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ における値

(2) 有効応力経路と応力・ひずみ関係

応力・ひずみ関係は、その接線勾配から剛性マトリックス([K]マトリックス)を作成し運動方程式を解く関係上重要である。特に密な砂では、サイクリックモビリティによる逆反りの応力・ひずみ関係となり、複雑になる。

図4.6-3に豊浦砂の有効応力経路と応力・ひずみ関係のシミュレーション結果(Fukutake *et al.*, 1990)を示す。シミュレーションの対象としたデータは、東畑が行った相対密度 $D_r=80\%$ の豊浦砂の中空ねじりせん断試験の結果(東畑, 1981)である。実験と同様に繰返し回数12回でせん断ひずみ γ_{xy} が2.2%となるようにパラメータを設定した。表4.6-1には計算に用いた修正R-Oモデルとおわんモデルのパラメータの値を示す。実験では、サイクリックモビリティ時にせん断ひずみが急増せず徐々に大きくなるという密な砂に特有の挙動を示しており、計算値もこの傾向を説明できている。修正R-Oモデルの骨格曲線は指数関数であるため、せん断破壊強度 τ_f は存在せず $\gamma \rightarrow \infty$ で $\tau \rightarrow \infty$ となる。またこのモデルでは破壊線という概念を持っていない。したがって、有効応力経路はサイクリックモビリティ時に、やや高い応力比になる場合がある。一方、このことは破壊線が無いので要素が破壊して計算が破綻をきたす心配がなく安定した計算となる利点にもなっている。

表4.6-3 土質パラメータ (図4.6-3)

修正R-Oモデル			おわんモデル				
G_{0i} (tf/m ²)	$\gamma_{0.5i}$	h_{max}	A	C	D	$\frac{C_s}{1+e_0}$	X_l
550.8	0.0008	0.22	-3.0	15	100	0.006	0.18

注) G_{0i} , $\gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_m=1.0\text{tf/m}^2$ における値

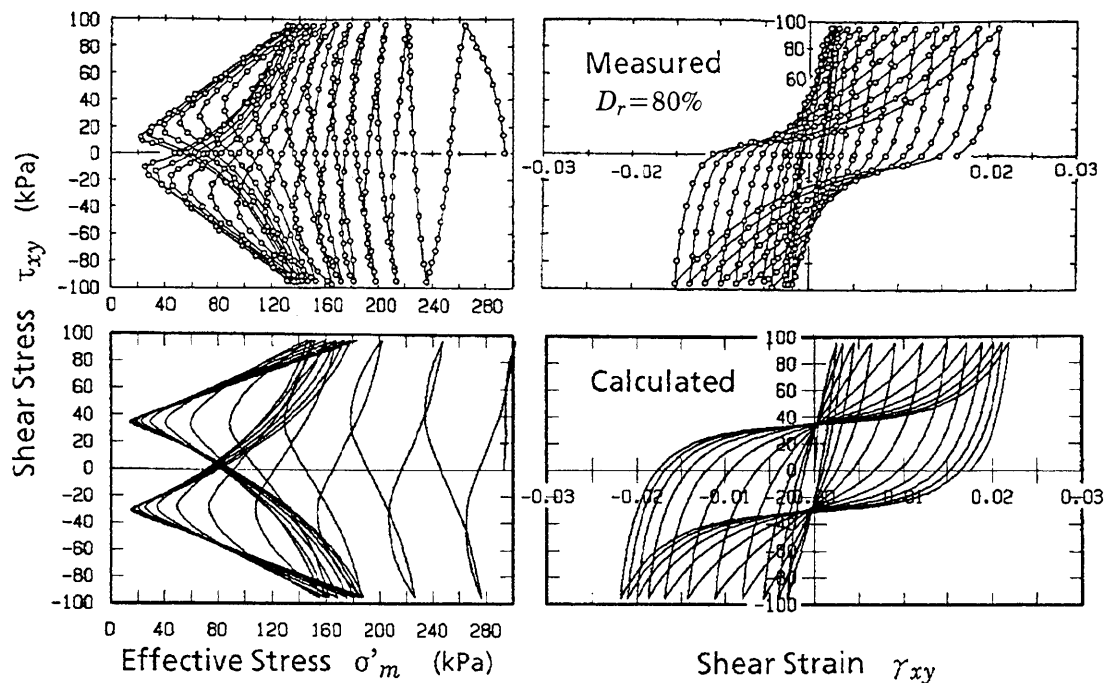


図4.6-3 豊浦砂の有効応力経路と応力・ひずみ関係

(3) 液状化強度曲線

図4.6-4に浅間山砂の液状化強度曲線(応力比と液状化に至る繰返し回数の関係)を示す。シミュレーションの対象としたデータは、龍岡が行った浅間山砂の中空ねじりせん断試験の結果(龍岡, 1986)である。初期せん断剛性 G_0 は、最大間隙比 $e_{max}(0.918)$ 、最小間隙比 $e_{min}(0.564)$ と相対密度 D_r から間隙比 e を $e=e_{max}-D_r(e_{max}-e_{min})$ により算定し、次式(Hardin *et al.*, 1963; 岩崎ほか, 1977)より設定した。

$$G_0 = 700 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \cdot \sigma'_m{}^{0.5} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (4.6-1)$$

修正R-Oモデルのパラメータ($\gamma_{0.5i}$, h_{max})は、表4.5-1に示す砂の標準値を用いた。おわんモデルのパラメータのうち、 X_l は実験結果より読み取り(多数回繰返しにおける強度)、 D , $C_s/(1+e_0)$ は表4.5-2に示す砂の標準値を用いた。 A , C については、液状化強度曲線全体が実験結果にフィッティングするように設定した。

実験結果は相対密度 D_r が大きくなると(密になると)、曲線は左上がりに曲がってくる傾向にあり、計算結果もそのような傾向を表現できている。

表4.6-4 土質パラメータ(図4.6-4)

密度, 間隙比		修正R-Oモデル			おわんモデル				
D_r (%)	e	G_{0i} (kgf/cm ²)	$\gamma_{0.5i}$	h_{max}	A	C	D	$\frac{C_s}{1+e_0}$	X_l
95	0.582	1116	0.0005	0.24	-5.5	7.5	45.0	0.006	0.200
90	0.599	1080	0.0005	0.24	-5.0	7.0	40.0	0.006	0.195
80	0.635	1009	0.0005	0.24	-4.0	5.0	30.0	0.006	0.185
60	0.706	879	0.0005	0.24	-2.0	3.0	20.0	0.006	0.180
40	0.776	766	0.0005	0.24	-2.0	3.0	20.0	0.006	0.170

注) $G_{0i}, \gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_m = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ における値

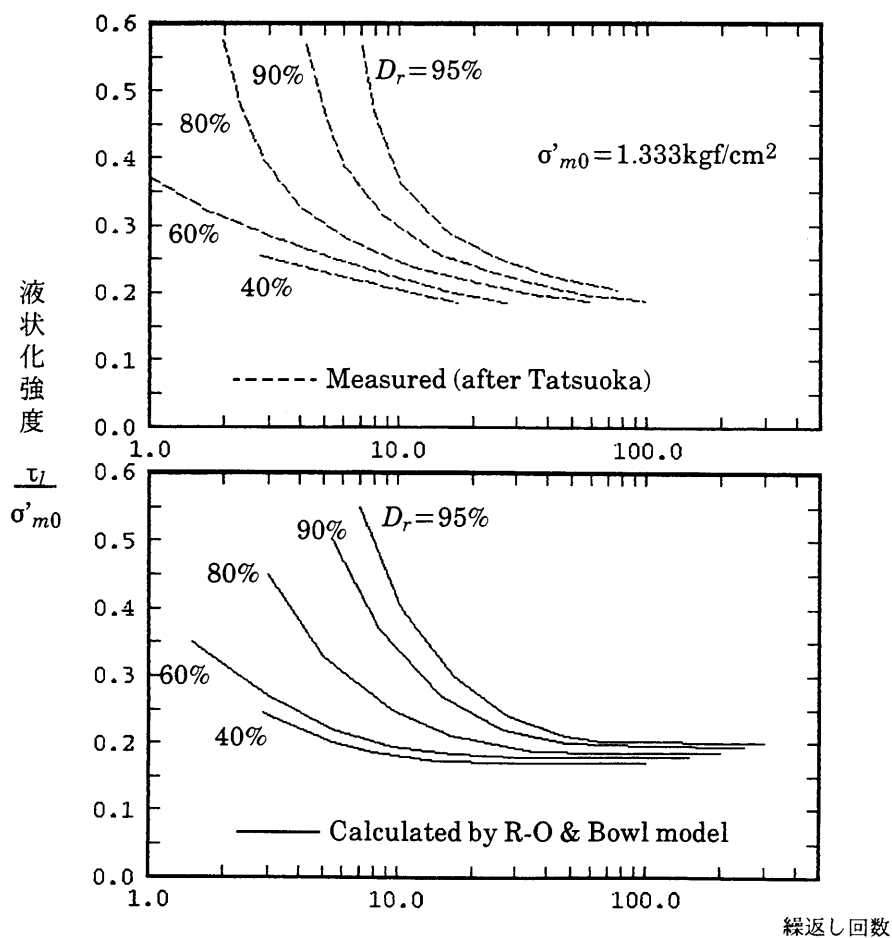


図4.6-4 浅間山砂の液状化強度曲線(非排水繰返し強度~繰返し回数)

第二部 地盤・構造物系の液状化解析

第5章 液状化解析理論概要

5.1 有効応力解析手法と既往のプログラム

(1) 基礎方程式の概要

有効応力解析手法は、液相(間隙水)と固相(土粒子骨格)の二相系材料の挙動を解析するための手法である。この手法では、有効応力の影響を応答に考慮できるなどの長所はあるが、一般に難しいとされる問題(動的問題、非線形問題、連成問題)を扱わざるを得ない。すなわち、固相と液相の相互作用を考慮した二相系の運動方程式(Biot, 1941; 1962)を解かなければならない。二相系材料の基礎式は種々の研究者によっていろいろな定式化が試みられている(Pande *et al.*, 1982; Shiomi, 1983; 吉田, 1993; 吉田, 1996)。基本的には、以下に示す6つの式から成り立っている。

- ① 有効応力の定義式
- ② 土骨格の構成式
- ③ ひずみ・変位式
- ④ 二相系全体の釣合い式
- ⑤ 水の釣合い式(ダルシー則+土と水の相互作用の式+慣性力)
- ⑥ 連続の式

上式を解けば、液状化解析が可能となる。ただし、何も近似をせずまともに解けば解析に関わる未知量の数が増大し、計算に膨大な労力を要する。本研究では、二次元や三次元の解析を簡略に行うため、後述するように基礎式の種々の近似を行っている。

有効応力解析手法について、既往の定式化についてまとめると以下のようになる。まず基礎方程式の取り扱い方の違いについては、過剰間隙水圧の消散を考慮しない非排水の式(一相系の式)では、定式化が簡単で加振中の地盤挙動をほぼ表現でき、計算時間も二相系の式を使う場合と比べると短い。しかし、過剰間隙水圧

の消散・再配分やそれに伴う圧密沈下を取り扱うことはできない。そのときは別途圧密解析用のプログラムを併用する必要がある。一方、過剰間隙水圧の消散を考慮した二相系の式を使う場合には、このような問題に対しても同一のプログラムで統一的に解析できる。しかし、一相系の式に比べて定式化が複雑で、二次元の場合なら二相系の式は一相系の式に比べて自由度も2倍になる。ただし、二相系の式として $u-p$ 形式を用いれば、一相系の式に比べて自由度は3/2倍で済み、二次元から三次元にした場合でも4/3倍で済むという利点がある。

有効応力法に基づいた既往の解析プログラムを表5.1-1に示す。一次元および二次元解析が主体であり、三次元解析の実績はほとんどない。(表5.1-1(b)の中には一部三次元にも適用可能なものもあるが、その使用実績は少ない。)

表5.1-1(a) 既往の液状化解析プログラム(一次元)

コード名	構成式	開発者	備考
CHARSOIL	R-Oモデル+体積ひずみモデル	Liouら (1977)	
YUSAYUSA	双曲線モデル, R-Oモデル+有効応力経路モデル	石原・東畑ら (1979)	日本では実績豊富
YUSAMULT	双曲線モデル, R-Oモデル+せん断エネルギーモデル	山崎ら (1985)	多方向加振が可能
DESRA	双曲モデル+M-S-Fモデル	Finnら (1977)	
-	双曲モデル+M-S-Fモデル	宮本ら (1992)	Penzien型 DESRAを併用
-	双曲モデル, 石原・東畑モデル	森ら (1992)	Penzien型
LIPSS	社本モデル	時松・社本ら (1991) 木村・松井ら (1995)	Penzien型

表5.1-1(b) 既往の液状化解析プログラム(二次元,一部三次元も可)

コード名	構成式	開発者	備考
<i>SADAP</i>	双曲線モデル, R-Oモデル+間隙水圧モデル	古賀ら (1981)	全応力解析
<i>TARA-3</i>	双曲モデル+M-S-Fモデル	吉田・Finn (1989)	
<i>FLIP</i>	双曲線多重バネモデル+せん断仕事モデル	井合ら (1991)	港湾構造物では実績大、非排水条件
<i>NAFSS</i>	西モデル(弾塑性)	西ら (1989)	
<i>NONSOLAN</i>	田中モデル(Endochronic)	田中 (1989)	
<i>EFFCTD</i>	双曲線モデル, R-Oモデル+Seedモデル	阿部ら (1995)	非排水の式と浸透流の式を併用
<i>NAPOLI</i>	多曲面モデル	森尾ら (1995)	
<i>ALiSS</i> <i>D-STAGE</i>	二次元R-Oモデル+Bowlモデル 単純せん断モデル 修正松岡モデル CAPモデル(弾塑性) 西モデル(弾塑性)	大槻・福武ら (1986, 1990) 亀岡ら	陰・陽解法、 非排水の式と圧密の式を併用
<i>DAC3N</i>	二次元R-Oモデル+Bowlモデル	渡辺ら (1989)	構造物は三次元非線形、非排水条件
<i>DYNAFLOW</i>	Multi Surfaceモデル	Prevostら (1985)	
<i>DIANA-G</i>	Multi-mechanismモデル P-Zモデル, Densificationモデル	Zienkiewics ら(1984)	
<i>Mu-DIAN</i>	Densificationモデル P-Zモデル	塩見ら (1991)	三次元も可
<i>LIQCA</i>	修正岡・足立モデル(弾塑性)	八嶋・岡ら (1991) 田口ら(1996)	(最新版は三次元)
<i>EFECT</i>	修正松岡モデル	伊藤ら (1995)	三次元も可

ここでの解析に用いたプログラムは、二次元解析ではALiSS、三次元解析ではHiPERである。ALiSSとHiPERは、表5.1-2に示すような違いがあるが、両者の解析結果の差異の主な要因は次元と考えられる。構成式は両者ともに同じ(修正R-Oモデル+おわんモデル)である。両者とも有効応力法に基づいた非線形解析コードである。両者とも定式化に当たっては簡略化を行っている。すなわち、前述の基礎式に仮定を設けて、非排水条件下の式と圧密の式に帰着させ、それらを組み合わせて解いている。過剰間隙水圧の消散があまり問題にならないような通常の液状化解析では非排水の式を用いている。一方、ドレーン工法のような排水が卓越する条件や、地震後の過剰間隙水圧の消散を論ずる場合には、非排水の式と圧密の式を併用している。以下に簡略化した基礎式を示す。

表5.1-2 解析プログラムと解析条件の相違点

コード名	次元	積分法	ソリッド要素の ガウスの積分点	時間積分の安定性
ALiSS	二次元	陰・陽解法	4点	無条件
HiPER	三次元	陽解法	1点	$\Delta t < (h/\sqrt{V_p^2 + V_s^2})_{min}$ 注)

注) Δt : 積分時間間隔、 h : 有限要素間隔

5.2 二次元解析プログラム(ALiSS)の解析手法の概要

ALiSS (Analysis of Liquefaction including Soil - Structure Interaction) は、大槻らを中心に1986年から開発されたプログラムである(大槻ほか, 1986; Fukutake *et al.*, 1990)。以下にその手法の概要を示す。

5.2.1 非排水条件下の運動方程式

5.1節で示した④~⑥の基礎式において、以下の仮定を設ける。

- 土骨格の変位 u と水の変位 U とは等しい($u=U$)

上記の非排水条件を課せば連続の式は水の構成則(圧力=体積弾性係数×体積ひずみ)に帰着する。この式と有効応力の定義式、土骨格の構成式を用いれば、非排水条件下における応力・ひずみ関係が得られる(式(4.4-4)参照)。

上記の仮定により、二相系の問題が一相系の運動方程式に帰着でき、未知数の数が減らせる。また水理境界条件も不要となる。一相系の運動方程式は次式となる。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -\ddot{u}_0[M]\{1\} \quad (5.2-1)$$

ここで、 $\{u\}$: 変位ベクトル、 $\{\ddot{u}\}$: 加速度ベクトル、 $[M]$: 質量マトリックス、 $[K]$: 剛性マトリックス、 $[C]$: 減衰マトリックス、 \ddot{u}_0 : 地動加速度、である。

数値解析手法としては、陰解法と陽解法などの手法が考えられるが、それぞれ長所と短所を有している。そこで、それぞれの長所を生かしたより安易かつ安定した解が得られる方法として、以下に示す陰解法領域と陽解法領域を重ね合わせたハイブリッド解析法を用いている。これにより、効率良い計算が可能となる。

(1) 陽解法(中央差分)

まず、土の骨格のみに着目して運動方程式をたて、土の非線形性を考慮するため、以下に示す様に空間領域については有限要素法により、また、時間領域については中央差分により定式化している。

$$[M_{e_j}]\{\ddot{u}_{e_j}\}^n + [C_{e_j}]\{\dot{u}_{e_j}\}^n + \{F_{e_j}\}^n = -\ddot{u}_0[M]\{1\} \quad (5.2-2)$$

$$\{u_{ej}\}^{n+1} = \left([M_{ej}] + [C_{ej}] \frac{\Delta t}{2} \right)^{-1} \cdot \left[-\Delta t^2 \cdot \{F_{ej}\}^n + 2 \cdot [M_{ej}] \cdot \{u_{ej}\}^n - \left([M_{ej}] - [C_{ej}] \frac{\Delta t}{2} \right) \cdot \{u_{ej}\}^{n-1} \right] \quad (5.2-3)$$

- ここで、 $[M_{ej}]$: 陽解法領域の節点 j に集中した質量
 $[C_{ej}]$: 陽解法領域の節点 j に集中した減衰(レイリー減衰)
 $\{\ddot{u}_{ej}\}^n, \{\dot{u}_{ej}\}^n, \{u_{ej}\}^n$: 陽解法領域の節点 j における時刻 t_n の加速度、速度および変位
 $\{F_{ej}\}^n$: 時刻 t_n における陽解法領域の節点 j に作用する力
 Δt : 時間増分
 n : 時刻 t_n に対応するステップ数

また、節点 j に作用する等価節点力 $\{F_{ej}\}^n$ は、以下の様に求めることができる。節点 j を囲む各要素の節点増分変位は、次式の様に表される。

$$\{du_k\}^n = \{u_k\}^n - \{u_k\}^{n-1} \quad (5.2-4)$$

k は、節点 j を囲む要素の要素番号である。ひずみと変位との関係は、増分表示で表すと次式の様になる。

$$\{d\varepsilon_k\}^n = [B_k] \cdot \{du_k\}^n \quad (5.2-5)$$

ここで、 $[B_k]$ はひずみマトリックスである。また、応力とひずみの関係は、増分表示で表すと次式の様になる。

$$\{d\sigma_k\}^n = [D_k]^n \cdot \{d\varepsilon_k\}^n \quad (5.2-6)$$

$$\{\sigma_k\}^n = \{d\sigma_k\}^n + \{\sigma_k\}^{n-1} \quad (5.2-7)$$

ここで、 $[D_k]^n$ は、応力ひずみマトリックスである。節点 j に作用する要素 k からの等価節点力は、次式の様になる。

$$\{F_k\}^n = \int_v [B_k]^T \cdot \{\sigma_k\}^n \cdot d(vol) \quad (5.2-8)$$

したがって、節点 j を囲む要素すべてから作用する等価節点力は、次式で表される。

$$\{F_{e_j}\}^n = \sum_{k=1}^m \{F_k\}^n \quad (5.2-9)$$

(2) 陰解法 (Newmark β 法)

陰解法の非線形解析は一般にマトリックスの演算を伴う反復計算となるため、多くの計算時間を要し、計算効率の良い非線形解析法が必要となる。ALiSSでは動的非線形解析法として初期剛性法を用いている。

非線形解析では、運動方程式を増分形式で表現することが有効な方法である。時刻 $t+\Delta t$ での増分形の釣り合い方程式は次式で示される。

$${}^{t+\Delta t}\{\bar{R}(u)\} - {}^{t+\Delta t}\{F(u)\} = \{0\} \quad (5.2-10)$$

$${}^{t+\Delta t}\{\bar{R}(u)\} = {}^{t+\Delta t}\{R\} - [M] \cdot {}^{t+\Delta t}\{\ddot{u}\} \quad (5.2-11)$$

ここで、 ${}^{t+\Delta t}\{R\}$: 時刻 $t+\Delta t$ での外力ベクトル、 ${}^{t+\Delta t}\{F\}$: 時刻 $t+\Delta t$ での内部等価節点力ベクトル、 $[M]$: 質量マトリックス、 ${}^{t+\Delta t}\{\ddot{u}\}$: 時刻 $t+\Delta t$ での加速度ベクトル、である。

収束計算を用いることにより、式(5.2-10)を大きな増分で解くことを考える。最も一般的な収束計算は初期剛性法である。この方法では図5.2-1(a)に示すように、式(5.2-10)を $f(u)$ とおく。そして、 i 回目の収束計算で十分な収束($u=u^*$)が得られたとし、 u^* についてテーラー展開する。このとき、初期の接線剛性マトリックス ${}^0[K]$ を用いると次式が得られる。

$${}^0[\bar{K}] \cdot \{\Delta u\}^{(i)} = {}^{t+\Delta t}\{\bar{R}\}^{(i-1)} - {}^{t+\Delta t}\{F\}^{(i-1)} \quad (5.2-12)$$

ここで、

$${}^0[\bar{K}] = {}^0[K] + \frac{4}{(\Delta t)^2} [M] \quad (5.2-13)$$

$${}^{t+\Delta t}\{\bar{R}\}^{(i-1)} = {}^{t+\Delta t}\{R\} - [M] \cdot {}^{t+\Delta t}\{\ddot{u}\}^{(i-1)} \quad (5.2-14)$$

この非線形解析の計算中では常に ${}^0[\bar{K}]$ を一定値とし、図5.2-1(b)に示すように不釣り合い力 $(\{R\}^{(i-1)} - \{F\}^{(i-1)})$ が零に近づくまで収束を繰り返す。

収束計算の収束条件には種々の方法が提案されているが、ここではBatheらの方法(Bathe *et al.*, 1980)を用いる。

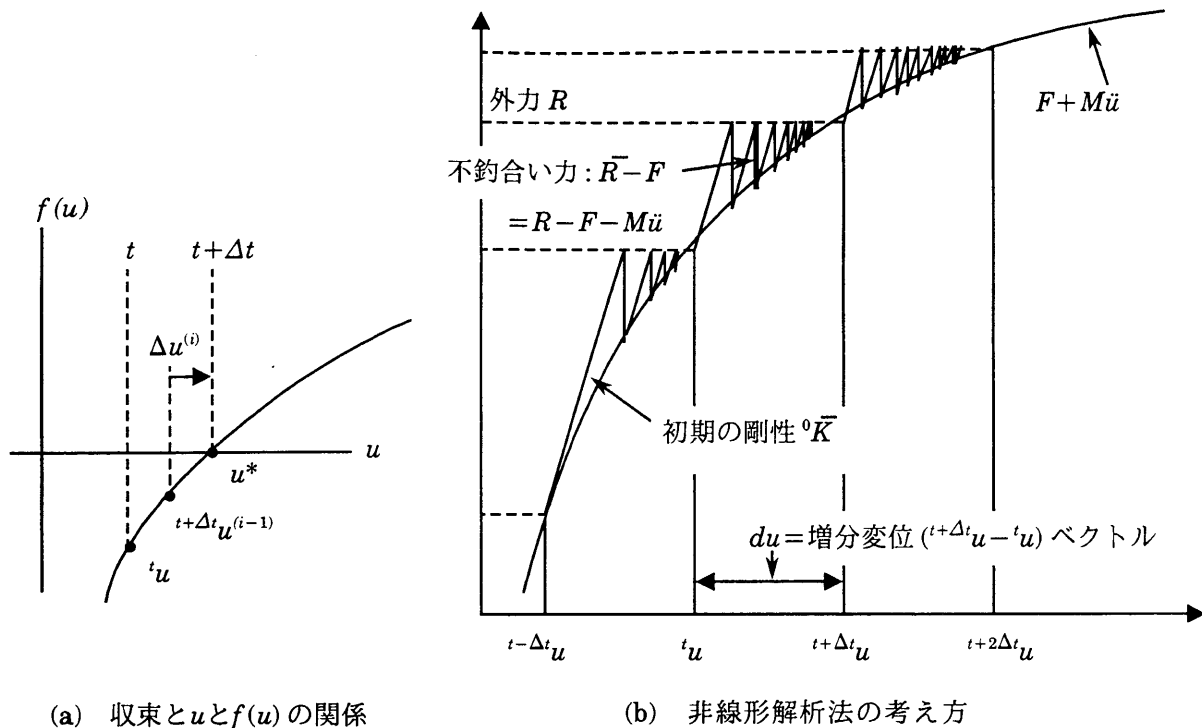


図5.2-1 初期剛性法

5.2.2 圧密の式

5.1で示した④～⑥の基礎式において、以下の仮定を設ける。

- 水の体積弾性係数 $K_w = \infty$
- 水の土骨格に対する相対加速度 $\ddot{w} = 0$
- 土粒子骨格の加速度 $\ddot{u} = 0$

これらの仮定により、以下に示す静的な圧密の式が得られる。

$$\frac{\partial \sigma'_{ij}}{\partial x_j} + \frac{\partial p_w}{\partial x_i} = 0 \quad (5.2-14)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{k}{\gamma_w} \nabla^2 p_w \quad (5.2-15)$$

ここに、 p_w 、 ε_v 、 k および γ_w はそれぞれ過剰間隙水圧、体積ひずみ、透水係数および間隙水の単位体積重量である。式(5.2-14)は微小な土要素のつり合い条件を意味し式(5.2-15)は要素体積変化と排水量の関係を示す連続条件である。

未知数である過剰間隙水圧 p_w は、Christian流の考え方により要素中央での値と考えて定式化している。式(5.2-15)は赤井・田村の後退差分法(赤井ほか, 1978)で近似し、最終的に圧密の式として次式を得る。

$$\begin{bmatrix} \Delta F + L \bar{p}_w |_t \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K & L \\ L^T & a \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta \bar{u} \\ \bar{p}_w |_{t+\Delta t} \end{bmatrix} - \sum a_i p_{wi} |_{t+\Delta t} \quad (5.2-16)$$

静的な圧密の式と非排水の運動方程式を併用(福武ほか, 1993)することによって、過剰間隙水圧の消散も考慮した有効応力解析が行える。なお、ここでの圧密解析は線形としている。過剰間隙水圧の消散があまり問題にならないような解析であれば、非排水の式のみを用いた解析の方が効率的である。なお、次章以降の適用例では、特に断らない限り圧密の式を併用していない。

5.3 三次元解析プログラム(HiPER)の解析手法の概要

HiPER (Highly Nonlinear 3D Program for Earthquake Response)は、大槻らを中心に1993年から開発されたプログラムである(大槻ほか, 1994a; 大槻ほか, 1994b)。以下にその手法の概要を示す。

三次元問題では計算容量やCPUが膨大となるため、以下にし示すような工夫を行っている。

非線形解析では解を得るために直接積分法が使われるが、その方法として大きく分けて2つある。1つは初期剛性法や荷重伝達法などに代表される陰解法で、他の1つは中央差分に代表される陽解法である。大規模な自由度の運動方程式を高速に解くうえから、*HiPER*では時間軸の直接積分法として陽解法を用いている。また、空間領域については有限要素法により定式化している。非線形解析で解くべき運動方程式は、時刻 t^n での釣り合いより次式で表せる。

$$[M] \cdot \{a\}^n + [C] \cdot \{v\}^n + \{Q\}^n = \{0\} \quad (5.3-1)$$

$$\{Q\}^n = \{F\}^n - \{P\}^n - \{H\}^n \quad (5.3-2)$$

ここで、

[M] : 節点に集中した質量マトリックス

[C] : 減衰マトリックス

- $\{a\}^n$: 時刻 t^n の加速度ベクトル
- $\{v\}^n$: 時刻 t^n の速度ベクトル
- $\{d\}^n$: 時刻 t^n の変位ベクトル
- $\{P\}^n$: 時刻 t^n における節点に作用する地震力ベクトル
- $\{F\}^n$: 時刻 t^n における節点に作用する内力ベクトル
- $\{H\}^n$: 時刻 t^n における節点に作用する粘性アワーグラス抵抗力ベクトル
- $n, n+1/2$: ステップ n 、 n と $n+1$ の中間のステップ

中央差分では、速度ベクトルや加速度ベクトルは次式で与えられる。

$$\{v\}^{n+1/2} = \frac{\{d\}^{n+1} - \{d\}^n}{\Delta t} \quad (5.3-3)$$

$$\{a\}^n = \frac{\{v\}^{n+1/2} - \{v\}^{n-1/2}}{\Delta t} \quad (5.3-4)$$

$$\{v\}^n = \frac{\{v\}^{n+1/2} + \{v\}^{n-1/2}}{2} \quad (5.3-5)$$

これらの式を式(5.3-1)に代入すれば、次式を得る。

$$\{v\}^{n+1/2} = \left(\frac{[M]}{\Delta t} + \frac{[C]}{2} \right)^{-1} \times \left\{ \left(\frac{1}{\Delta t} [M] - \frac{1}{2} [C] \right) \cdot \{v\}^{n-1/2} - \{F\}^n + \{H\}^n + \{P\}^n \right\} \quad (5.3-6)$$

上式の右辺はすべての値が既知であるから、時刻 $t^{n+1/2}$ での各節点の速度が得られる。この速度を用いて時刻 $t^{n+1/2}$ における各要素のひずみ速度 $\{\dot{\epsilon}\}$ を求めると次式のように表される。

$$\{\dot{\epsilon}\}^{n+1/2} = [B] \cdot \{v\}^{n+1/2} \quad (5.3-7)$$

B は要素の中央1点で評価されたひずみ変位マトリックスである。このひずみ速度に時間増分 Δt を掛けて時刻 $t^{n+1/2}$ での増分ひずみを求めると次式のようなになる。

$$\{\Delta \epsilon\}^{n+1/2} = \{\dot{\epsilon}\}^{n+1/2} \cdot \Delta t \quad (5.3-8)$$

時刻 t^n での土骨格の応力ひずみマトリックス $[D]$ と水の体積弾性係数 K_w と間隙率 n_e

を用いると時刻 t^{n+1} の応力は次式で表される。

$$\{\sigma\}^{n+1} = \{\sigma\}^n + \left[[D]^n + \{m\} \frac{K_w}{n_e} \cdot \{m\}^T \right] \cdot \{\Delta\varepsilon\}^{n+1/2} \quad (5.3-9)$$

ここで、 $\{m\}$ は $\{1\ 1\ 1\ 0\ 0\ 0\}^T$ で表せるベクトルである。従って、節点に作用する時刻 t^{n+1} の内力の和は次式で表せる。

$$\{F\}^{n+1} = \int [B] \cdot \{\sigma\}^{n+1} d(vol) \quad (5.3-10)$$

等価節点力 $\{F\}^{n+1}$ を求める場合、通常三次元のソリッド要素では8点の積分点を用いて積分を行うが、*HiPER*では計算時間の短縮のため積分点を1点にした低減積分を採用している。この低減積分は、大自由度の衝撃問題を効率よく解く手法として有効である。しかし、低減積分は積分を厳密に評価しないため、力学的エネルギー変化を伴わない変形モードいわゆるアワーグラスモードが発生しやすく、数値的不安定性の原因となることがある。このモードを抑制するため本手法ではHallquistの方法(Hallquist, 1983)を用いている。

三次元解析では複雑かつ大規模モデルを対象とする上から、基礎式を簡潔なものを考えた。すなわち、土骨格のみに着目した運動方程式を解いており、圧密の式は併用していない。過剰間隙水圧は非排水条件下で評価している。過剰間隙水圧の消散が少ない場合には、この条件が近似的に適用できる。

なお、本研究では過剰間隙水圧 P_w は $P_w = \sigma'_{m0} - \sigma'_m$ と定義し、過剰間隙水圧比は P_w / σ'_{m0} と定義する。 σ'_m は平均有効応力 $= \frac{1}{3}(\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z)$ 、 σ'_{m0} は初期の平均有効応力である。過剰間隙水圧比とは、地震により発生した過剰間隙水圧 p_w を初期の有効拘束圧 σ'_{m0} で割った値である。 $p_w / \sigma'_{m0} = 1.0$ なら、平均有効応力がゼロとなり完全に液状化したことを意味する。また、前述のように非排水条件下の σ'_m は、体積ひずみゼロの条件を使い算定している。

第6章 二次元液状化解析

6.1 砂地盤・剛体ブロックの模型振動実験のシミュレーション

本節では、佐藤・社本らによって行われた飽和した密な砂地盤・構造物(剛体ブロック)系の模型振動実験を基に、二次元非線形解析手法を用いてこの実験結果のシミュレーションを実施した(Fukutake *et al.*, 1991)。解析手法としては、間隙水圧の変化に伴う有効応力の変化が土の応力・ひずみ関係に影響する有効応力解析と、影響しない全応力解析の2種類を用いた。そして、両者の結果を比較し、各手法の適用性について考察した。

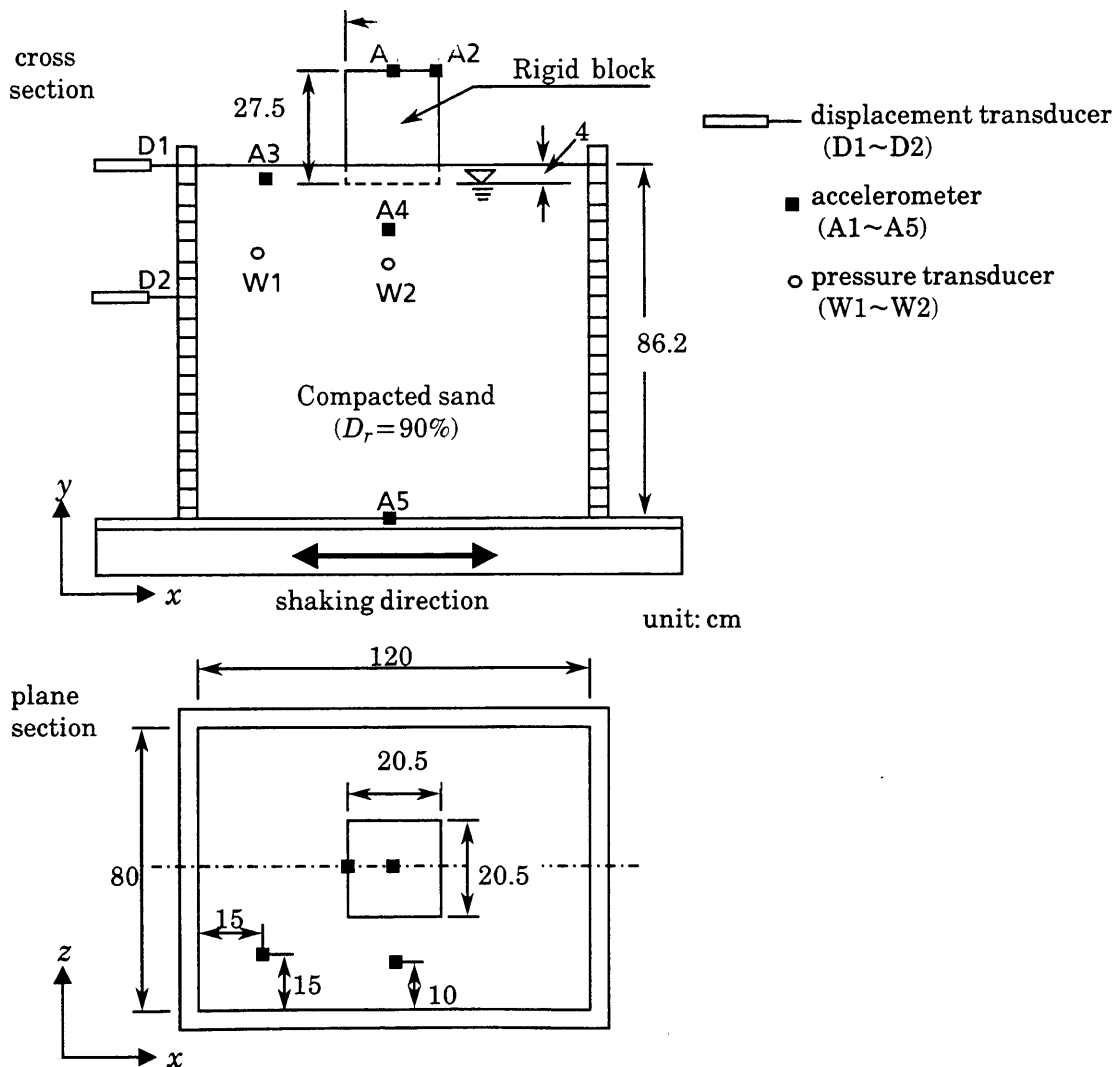


図6.1-1 模型地盤および計器配置

(1) 実験概要

実験では、空中落下法により作成した模型地盤を、地盤の共振振動数で加振することによって密な地盤を作成した(石川ほか, 1988)。この砂地盤に剛体構造物(アクリルブロック)を設置し、地盤・構造物系の模型振動実験を実施した。実験に用いた模型地盤を図6.1-1に示す。用いた試料は浅間山砂でその物性を表6.1-1に示す。浅間山砂と豊浦標準砂の粒径加積曲線を図6.1-2に示す。

ブロックの単位体積重量は 0.362tf/m^3 であり、土中に4cm埋込まれている。水位はGL-4cmである。入力地震波は、1968年十勝沖地震の八戸港で観測されたEW成分を時間軸を1/4に縮尺し、振動台入力最大加速度268Galとしたものである(図6.1-4(a)のA5の波形)。

実験で得られた加速度、間隙水圧、相対変位の時刻歴波形を図6.1-4(a), 図6.1-6, 図6.1-7に示す。入力加速度が268Galと大きいにもかかわらず、地表(A1)では約2倍の応答を示しており、緩い砂の場合のような応答の顕著な減少は見られない。地表の最大応答加速度は、489Galに達しているが、模型地盤の液状化強度が大きいため、間隙水圧の上昇度は最大70%程度で完全液状化には至っていない。また、密な砂特有のサイクリックモビリティによる間隙水圧の減少が見られる。最大応答加速度の発生時刻は3.3秒で、間隙水圧が急増する時刻と対応している。間隙水圧の上昇した4秒以降の応答はやや長周期化しているが、緩い砂の場合と比べそれほど顕著ではない。また、加振終了時には地盤やブロックの沈下や残留変形などは見られなかった。

表6.1-1 模型振動実験に用いた浅間山砂の物性

平均粒径	D_{50}	0.31 mm
単位体積重量	γ_t	2.0 tf/cm^3
初期間隙比	e_0	0.64
相対密度	D_r	90 %
せん断波速度	V_s	45 - 85 m/s
固有振動数	f_0	19.75 Hz

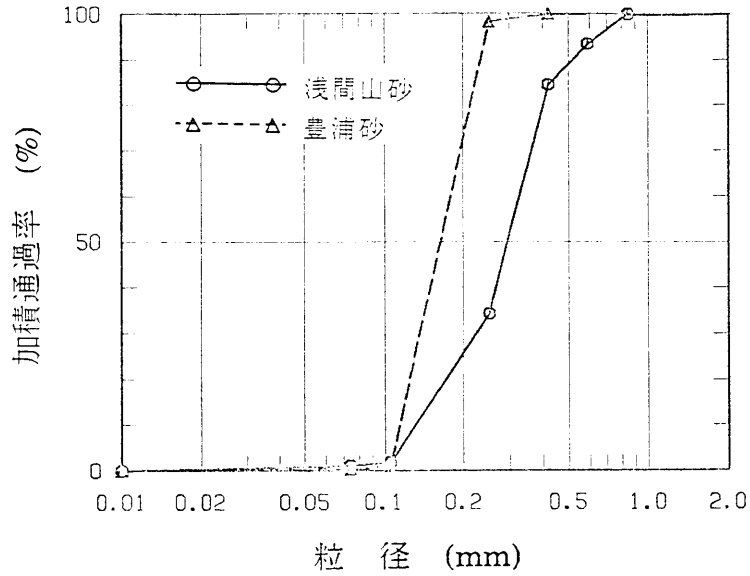


図6.1-2 浅間山砂と豊浦標準砂の粒径加積曲線
(Grain size accumulation curves of Sengenyama sand and Toyoura sand)

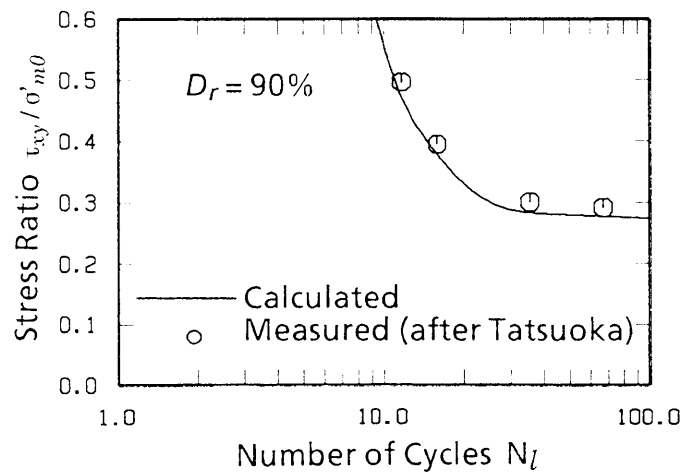


図6.1-3 浅間山砂の液状化試験結果と計算値
(Liquefaction resistance of Sengenyama sand)

(2) 土質パラメータ

模型実験では、常時微動測定より地盤の1次固有振動数が19.75Hzと分かっている。そこで土質パラメータの内、初期接線せん断係数 G_0 については、固有値解析により解析モデルの1次固有振動数が実験結果のそれと等しくなるように定めた。残りのパラメータについては、液状化試験(Tatsuoka *et al.*, 1984)により決定した。図6.1-3には液状化試験結果の計算値と実験値の比較を示す。決定された土質パラメータの値を表6.1-2に示す。

表6.1-2 土質パラメータ

R-O model ($\tau_{xy} - \gamma_{xy}$)		
初期せん断剛性	最大減衰定数	規準ひずみ
G_{0i} (kgf/cm ²)	h_{max}	$\gamma_{0.5i}$
550.8	0.22	0.0005

($G_{0i}, \gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_{mi}=1.0\text{kgf/cm}^2$ のときの値 ($1.0\text{kgf/cm}^2 = 98\text{kPa}$))

Bowl model ($\gamma_{xy} - \varepsilon_v$)				
膨張成分を規定	圧縮成分を規定		膨潤指数	液状化強度の下限值
A	C	D	$C_s/(1+e_0)$	X_l
-8.0	18	38	0.006	0.27

(3) 解析条件

初期応力は自重解析より求め、下部境界は固定、側方境界は水平ローラでモデル化した。非排水条件を保つため、水の体積弾性係数 K_w は土粒子骨格のそれと比べて十分大きい値とし、 K_w を土の間隙率 n_e で割った値を $K_w/n_e=20000\text{tf/m}^2$ と設定した。今回の実験では完全液状化には至っていないので、有効応力法に加え全応力法でも解析することとした。なお、有効応力解析も全応力解析も土質パラメータは同じである。

(4) 実験結果と解析結果の比較検討

図6.1-4には加速度波形を示す。地盤では実験値に比べ解析値の方がやや振幅が大きくなっているが、全体の傾向はよく表している。有効応力法と全応力法との差異はそれほど大きくない。土槽底面(基盤)と模型地場表面の加速度スペクトル比

を図6.1-5に示す。常時の地盤の1次固有振動数(19.75Hz)が、地盤の非線形性により約10Hz付近に移動している。有効応力解析によりの結果は実験結果を良く説明できている。しかし、全応力解析結果は、ピークの発生する振動数(10Hz)の位置は一致しているが、値を過大評価している。ほかの振動数領域でも、実験値との対応はあまり良くない。

図6.1-6には相対変位波形を示す。有効応力法に基づく解析値は実験値と良く一致している。全応力法に基づく解析値は、主要動付近で振幅がやや小さく、主要動後の振幅はかなり小さく周期も短い。

図6.1-7には間隙水圧を初期拘束圧で正規化した間隙水圧比波形を示す。実験の間隙水圧は、1秒付近までは全く発生しておらず1.3秒から急に増加しているが、解析値もそのような傾向を説明できている。また、実験では強いサイクリックモビリティによるものと思われる波形の波打ちが見られるが、解析ではそれほど強くは現れていない。全応力解析では、有効応力の減少が応力・ひずみ関係に反映されないので、図6.1-8に示すようにせん断ひずみ振幅が小さく累加せん断ひずみ G^* も小さくなる。したがって、全応力解析では有効応力解析に比べて間隙水圧が小さくなっている。

図6.1-8には応力・ひずみ関係と有効応力経路の解析結果を示す。有効応力法の解析値は全応力法のそれに比べ非線形性がやや強い。土槽上部の地盤には0.4%程度のせん断ひずみが生じているものと推測される。

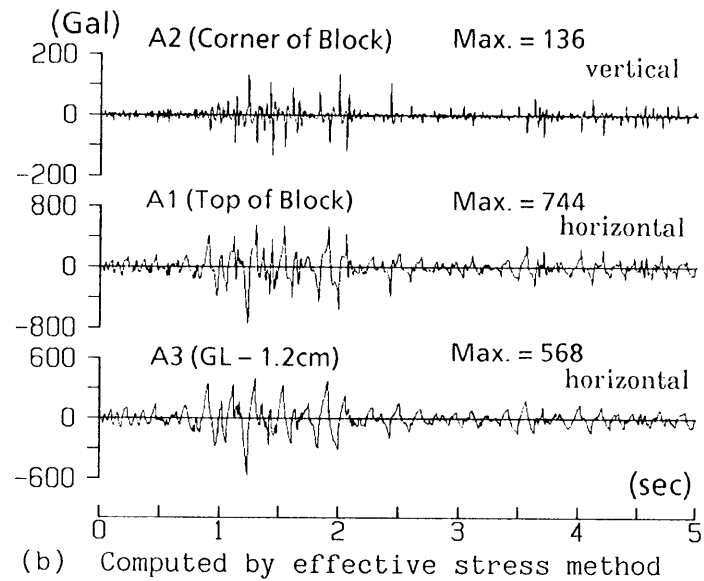
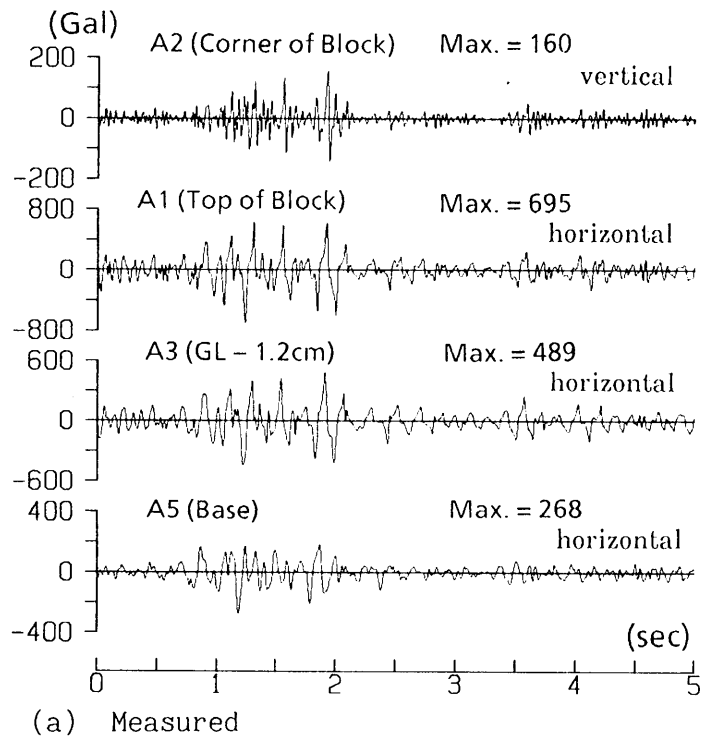


図6.1-4 加速度時刻歴[その1] (Time histories of accelerations)

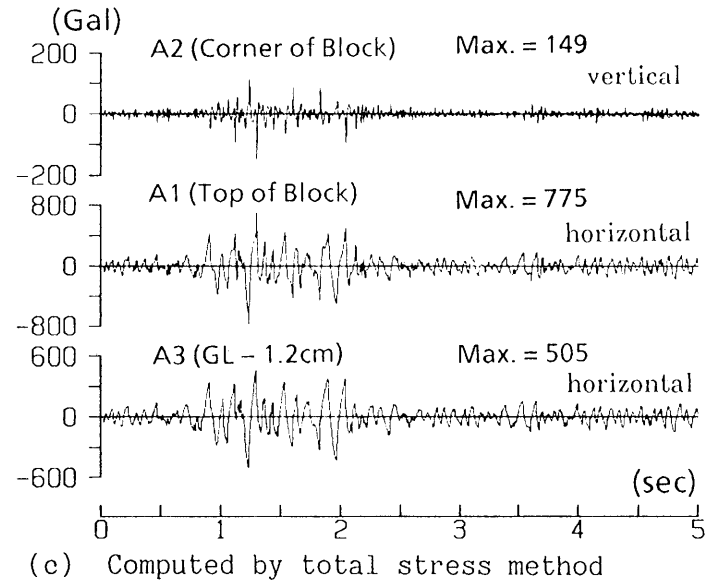
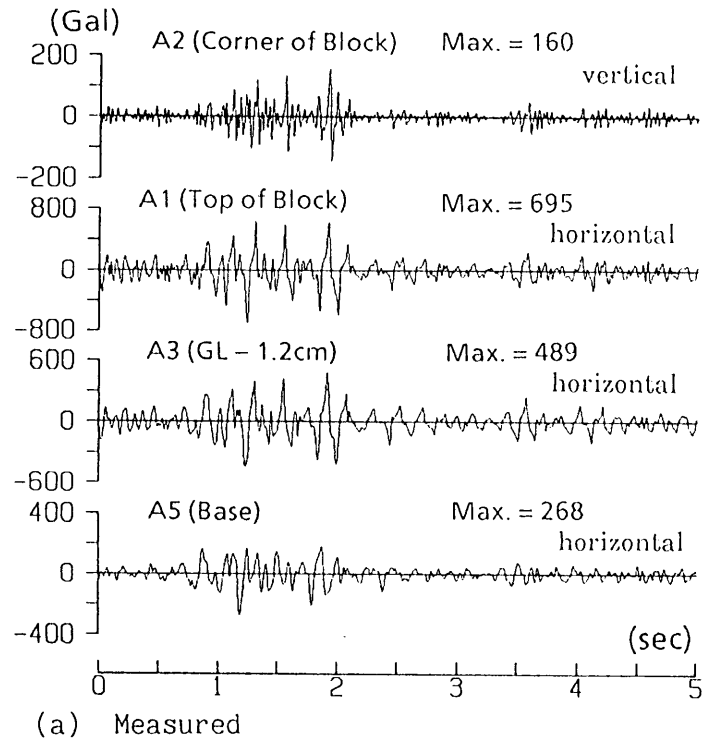


図6.1-4 加速度時刻歴[その2] (Time histories of accelerations)

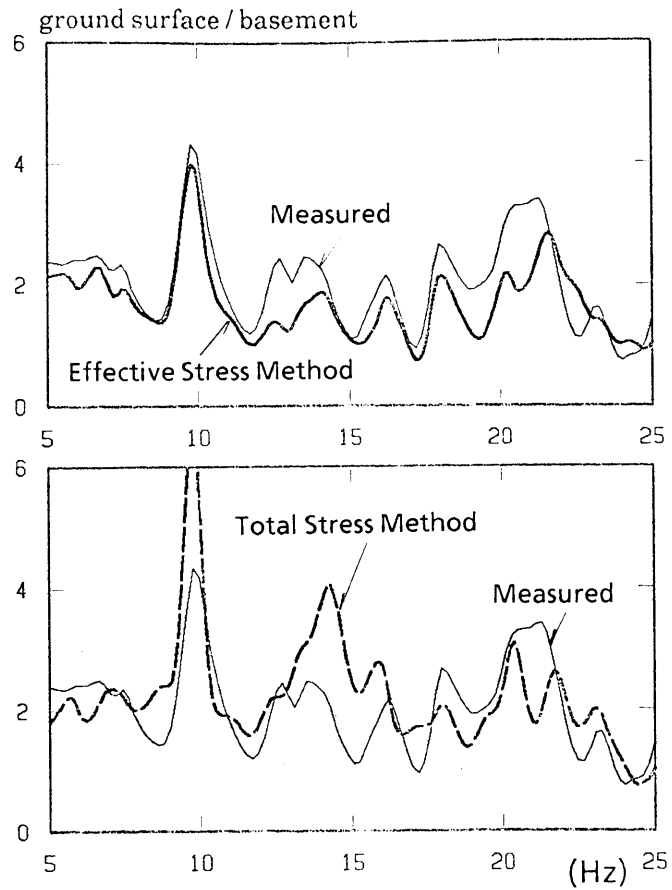


図6.1-5 土槽底面(基盤)と模型地場表面の加速度スペクトル比
 (Transfer functions between basement and surface of ground)

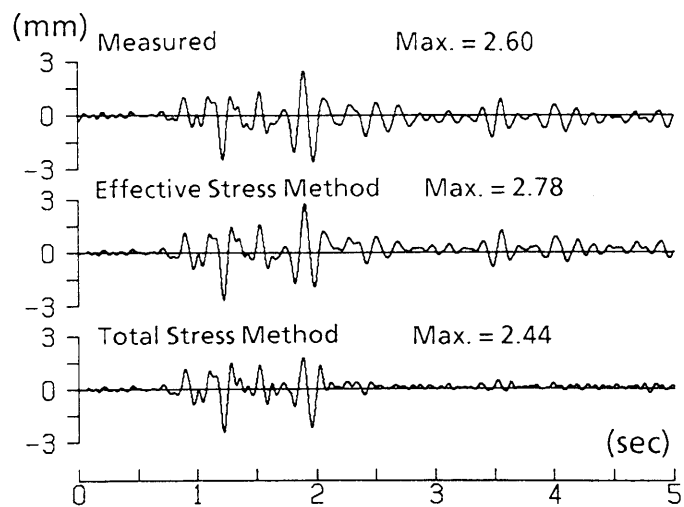


図6.1-6 D1(GL-0cm)における相対変位時刻歴
 (Time histories of relative displacements at D1 (GL-0cm))

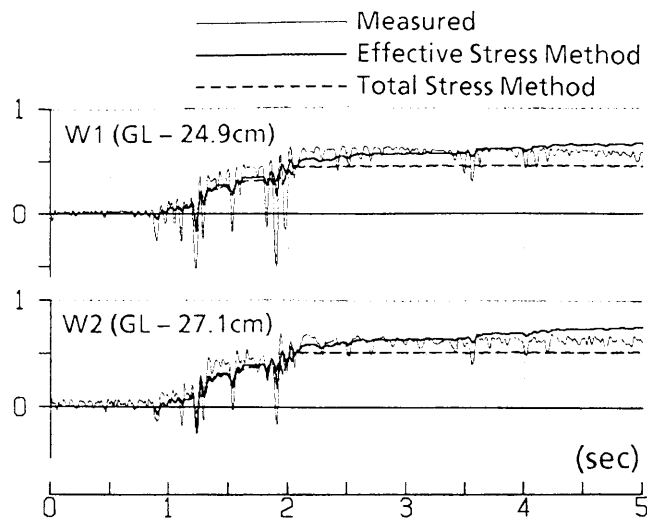


図6.1-7 過剰間隙水圧時刻歴
(Time histories of excess pore water pressure ratios)

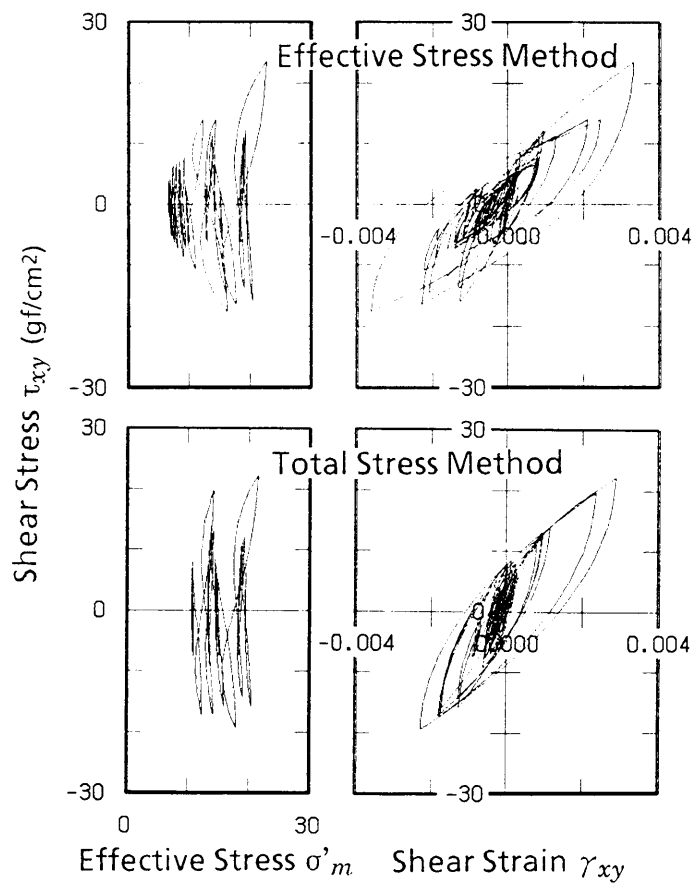


図6.1-8 要素W2における応力・ひずみ関係と有効応力経路
(Hysteresis loops and effective stress paths at the element W2)

(5) おわりに

二次元に拡張した修正R-Oモデルとおわんモデルを組み合わせた本モデルは、成層性を有する密な飽和砂地盤中の構造物の地震時挙動をある程度評価できることが分かった。このモデルは安定した解が得られ、また簡易なモデルであるため二次元動的解析に容易に適用できる。相対密度が90%程度まで密に締固められた砂地盤であれば、間隙水圧は発生するものの液状化の可能性は低く、顕著な残留変形や沈下も起こりにくいといえる。このような地盤であれば、全応力法に基づく解析でもある程度はシミュレーション可能であることが分かった。しかし、今回よりも主要動の継続時間の長い入力波を想定した場合には、両手法による応答に差異が生じることも考えられ、さらに検討が必要である。

6.2 構成則の違いによる二次元液状化解析結果の比較検討

(1) はじめに

液状化解析を行う場合、構成式の選択、土質パラメータの設定、全応力解析を用いるか有効応力解析を用いるか、などが問題となる。土の構成式に関しては重要である。すなわち、解析結果の定量的な差異は、基礎方程式の近似や離散化の違いあるいは積分法の違いよりも、構成式の違いに大きく依存するからである。全応力解析と有効応力解析に関しては、6.1節においても検討している。そこでの結論として、相対密度90%の密な砂地盤では全応力法と有効応力法との差異はあまりなく、全応力法に基づく解析でもある程度シミュレーション可能であることを示した。

本節では、相対密度60%の中密な砂を用いた遠心力載荷試験結果のシミュレーション解析を実施した。解析においては、3種類の構成式を用いた有効応力法に加え、全応力法によっても実施した。そして、各構成式による解析結果を比較検討し適用性について考察した。なお本解析の一部は、「土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム」にて実施された一斉解析(石原ほか, 1989)にて検討したものである。

(2) ダムの遠心実験概要

解析の対象とした遠心実験は、Cambridge大学のDeanらによって行われたダムモデルである(Dean, 1987)。実験モデルは、水浸盛土(またはアースダム)を対象としたものであり、41.8gの遠心力場の下で実験が行われている。液体としては、シリコイルを使用している。入力地震動は、バンピーロードによる58.8Hzの疑似正弦波である。詳しい条件については文献(Dean, 1987; 塩見, 1989)を参照されたい。図6.2-1に模型と計器の位置を、表6.2-1に材料データを示す。

表6.2-1 遠心模型実験に用いた材料データ

砂 : Leighton Buzzard 砂(120/200)		
土粒子比重	2.65	
間隙比	最大/最小	1.025/0.65
	試験前	1 ± 0.09 ($D_r = 7 \pm 24\%$)
	試験後	0.77 ± 0.09 ($D_r = 68 \pm 24\%$)
液体 : シリコンオイル		
液体比重	0.96	
粘性度	42 centi-Stokes	

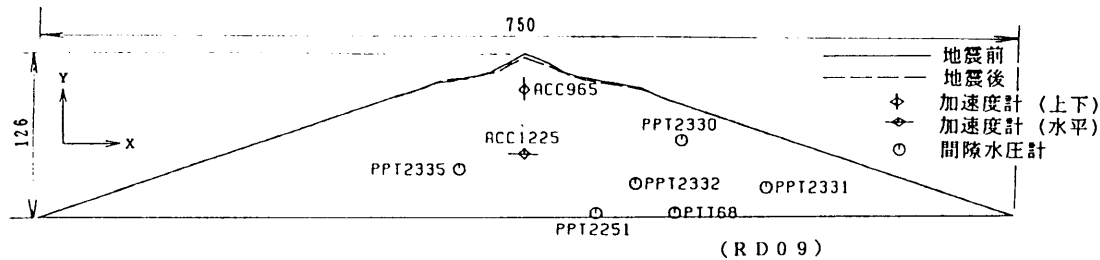


図6.2-1 遠心模型盛土と計器の位置

表6.2-2 用いた構成式のまとめ

	構成式	程度	理論	手法	特徴	次元
① a ① b	修正R-O + おわんモデル	簡便	履歴関数 + ダイレ タンシ-	全 応力 有効 応力	$\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係と $\gamma_{xy} \sim \epsilon_v$ 関係とを別々のモデルで表現。硬化関数は指数関数でMasing則を適用。全応力法では有効応力の変化を $\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係に反映させない。	一次元の 構成式を 近似的に
②	単純せん断 モデル	やや 複雑	粒状体	有効 応力	単純せん断面上のやや簡便な構成式。硬化関数は指数関数。繰返しせん断時には粒子構造の変化を考慮。	二次元化
③	任意応力 モデル	複雑	粒状体	有効 応力	硬化関数は双曲線関数。せん断、主応力回転、等方圧密、異方圧密、を全て表現可。[D]は非対称フルマトリックス。	厳密な 二次元化

(3) 土の構成式

ここでは、表6.2-2に示す3種類の構成式を用いて解析を行った。各構成式は、同じプログラムの中に違うサブルーチンの形で組込まれているため、応答解析結果の違いはもっぱら構成則の違いに起因すると言える。表中の構成式①については、第4章で述べているので、以下に、構成式②、③の概略を示す。

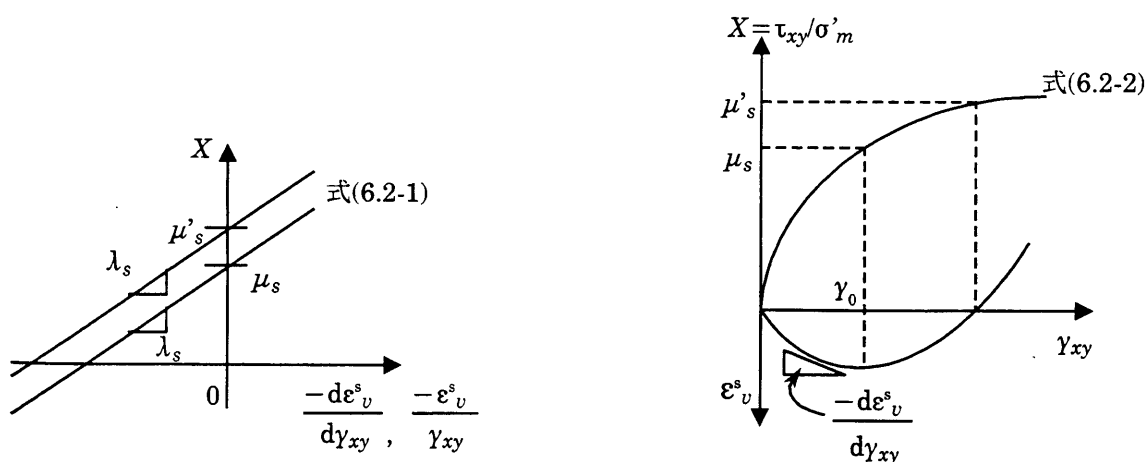
a) 松岡らの単純せん断モデル(構成式②)

この構成式は、次式や図6.2-2に示す微視的考察より得られた単純せん断面(水平面)上のストレス・ダイレタンシー関係や応力比・ひずみ比関係を用いて定式化(Matsuoka, *et al.*, 1983; 福武ほか, 1987)されている。

$$X = \lambda_s \cdot \left(-\frac{d\varepsilon_v^s}{dY_{xy}} \right) + \mu_s, \quad X = \lambda_s \cdot \left(-\frac{\varepsilon_v^s}{Y_{xy}} \right) + \mu'_s \quad (6.2-1)$$

ここに、 $X = \tau_{xy}/\sigma'_m$ である。上式より単純せん断面上の応力比 $X \sim$ ひずみ $\gamma_{xy} \sim$ ダイレタンシー ε_v^s 関係は、最大圧縮点でのせん断ひずみを γ_0 として次式で与えられる(図6.2-2参照)。

$$dY_{xy}^s = \frac{Y_0}{\mu'_s - \mu_s} \cdot \exp\left(\frac{X - \mu_s}{\mu'_s - \mu_s}\right) dX, \quad d\varepsilon_v^s = \frac{\mu_s - X}{\lambda_s} dY_{xy} \quad (6.2-2)$$



(a) 応力比 $X \cdot$ ひずみ(増分)比関係

(b) 応力比 $X \cdot$ ひずみダイレタンシー関係

図6.2-2 単純せん断モデル

全体積ひずみ ε_v は、 C_c, C_s を圧縮指数、膨潤指数とすれば圧密成分も含めて次式で与えられる。

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_v^s + d\varepsilon_v^c, \quad d\varepsilon_v^c = \frac{0.434 \cdot (C_c \text{ or } C_s)}{1+e_0} \cdot \frac{d\sigma'_m}{\sigma'_m} \quad (6.2-3)$$

繰返しせん断の評価は、微視的考察より得られた粒子構造の変化を考慮して、パラメータ γ_0 に反映させることにより評価している。

b) 松岡らの任意応力モデル(構成式③)

この構成式(Matsuoka *et al.*, 1987)に用いられている応力パラメータは、図6.2-3に示す ϕ_{mo} , a , σ'_m の3つであり、それぞれせん断, 主応力の回転, 圧密に参与している。角度 a を導入したことにより主応力回転による降伏が説明可能となっている。せん断成分については、図6.2-4に示すような一般面上(最大主応力面と角度 a をなす面)のせん断・垂直応力比 τ_{xy}/σ'_x とせん断ひずみ γ_{xy} の間の双曲線関係を仮定している。

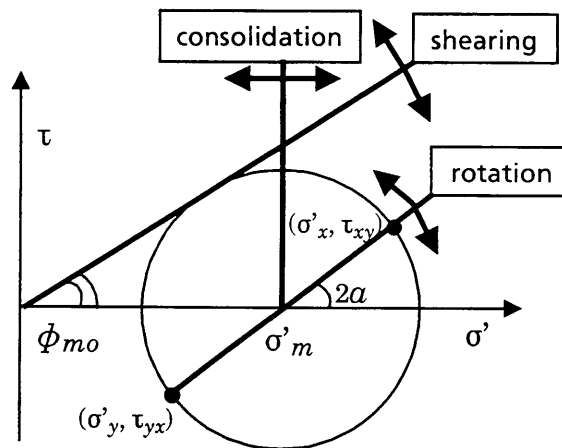


図6.2-3 任意応力モデルの応力パラメータ

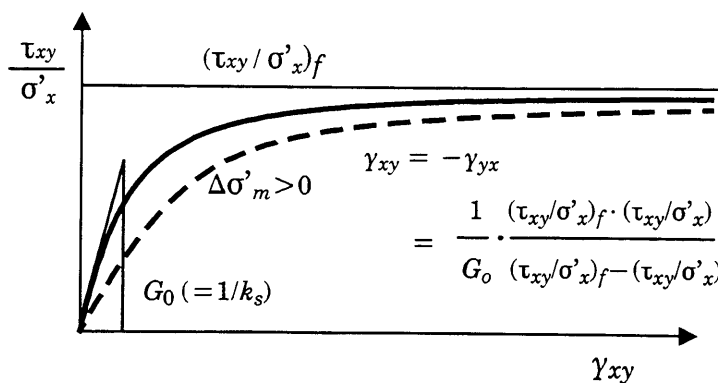


図6.2-4 一般面上の応力比とせん断ひずみの間の双曲線関係

さらに次式に示す滑動面上でのストレス・ダイレタンシー関係を用いてダイレタンシーを評価している。

$$\frac{\tau}{\sigma'_N} = \lambda \cdot \left(-\frac{d\varepsilon_N}{d\gamma} \right) + \mu \quad (6.2-4)$$

全ひずみはせん断, 主応力の回転, 圧密の3成分の和として与えられ, それぞれ次のような関数形となっている。

全ひずみ 増分	① せん断成分	$= f_1(\phi_{mo}, a, \sigma'_m) \cdot d\phi_{mo}$	(6.2-5)
	② 主応力回転成分	$= f_2(\phi_{mo}, a, \sigma'_m) \cdot da$	
	③ 圧密成分	$= f_3(\phi_{mo}, a, \sigma'_m) \cdot d\sigma'_m$	

すなわち、 $(d\sigma'_x, d\tau_{xy}), (d\sigma'_y, d\tau_{yx})$ の作用する面のひずみ増分 $\{d\varepsilon_x, d\varepsilon_y, d\gamma_{xy}\}$ は、上記3成分の和で表現でき $\{d\varepsilon_x, d\varepsilon_y, d\gamma_{xy}\}^T = [D_2]^{-1} \cdot \{d\phi_{mo}, da, d\sigma'_m\}^T$ のような構成関係が得られる。さらに図6.2-3に示すMohr円の幾何学的関係より、 $\{d\phi_{mo}, da, d\sigma'_m\}^T = [D_1]^{-1} \cdot \{d\sigma'_x, d\sigma'_y, d\tau_{xy}\}^T$ と表せるから、一般面(任意面)上の応力~ひずみ関係は上記2式より、 $\{d\varepsilon_x, d\varepsilon_y, d\gamma_{xy}\}^T = [D]^{-1} \cdot \{d\sigma'_x, d\sigma'_y, d\tau_{xy}\}^T$ と定式化できる。但し、 $\phi_{mo} = \tan^{-1}(\frac{1}{2}(\sqrt{\sigma'_1/\sigma'_3} - \sqrt{\sigma'_3/\sigma'_1})) \geq 0$ である。以上が二次元応力条件下における構成式の概要であるが、複合滑動面(CMP)の概念を用いれば三次元応力条件下にも適用可能となる(Matsuoka *et al.*, 1985)。

c) 応力反転パラメータ

応力の不変量を用いた構成式(ここでは構成式③)では、せん断応力反転時に不変量 (ϕ_{mo}) の方向や符号が問題となる。そこで、 $\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xy}$ を三つとも使ってせん断方向を決定できるパラメータとして図6.2-5に示す応力反転パラメータ $\frac{1}{2}(\beta_x + \beta_y)$ を用いている(福武ほか, 1988)。角度 β_x, β_y は、モールの応力円の大きさが反転するときの、有効応力経路 $(\sigma'_x \sim \tau_{xy}$ と $\sigma'_y \sim \tau_{yx})$ の角度である。これら二つの平均角度 $\frac{1}{2}(\beta_x + \beta_y)$ が 0° に近いほど逆方向せん断的(粒子が逆方向に動こうとする)と考えられ、 180° に近いほど一方向単調せん断的(粒子の動く方向は変わらない)と考えられる。そこで、この角度 $\frac{1}{2}(\beta_x + \beta_y)$ の大きさにより、不変量 ϕ_{mo} のせん断方向や正負を判定し、繰返しせん断を計算している。

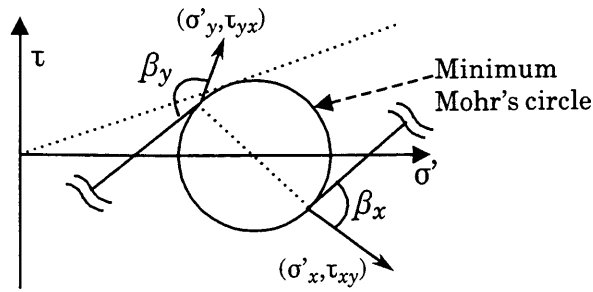


図6.2-5 応力反転パラメータ: $\frac{\beta_x + \beta_y}{2}$

不変量で記述された構成式を一般応力条件下へ適用する場合は、その不変量と、 $\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xy}$ との対応付けが問題となるが、 $\frac{1}{2}(\beta_x + \beta_y)$ は一般応力と不変量とを橋渡しするパラメータである。この応力反転パラメータは不変量で記述された構成式を一般応力条件下へ適用可能にするものであり、松岡の構成式に限らず、どの構成式にも適用可能である。

(4) 土質パラメータと要素計算結果

基本的な土質パラメータや解析条件は研究委員会で決めたものと同じであり、それらを表6.2-3にまとめて示す。3種類の構成式のパラメータはこれらの土質物性条件や繰返し回数20回での液状化強度から設定した。指定された液状化強度を通る曲線は複数存在するが、3種類の曲線がお互いなるべく一致するようにパラメータを決定した。構成式②では、 G_0 を合わせると液状化強度が合わなかったため、ここでは液状化強度が合うようにパラメータを決めた。そのため $\sigma'_m = 1 \text{ kgf/cm}^2$ の時、 $G_0 = 1500 \text{ kgf/cm}^2$ 程度となった。以上の条件から決定された各構成式のパラメータを表6.2-4~6に示す。

図6.2-6には、 $K_0 = 1.0$ ($\sigma'_x = \sigma'_y = \sigma'_m$) における振幅 $\tau_{xy}/\sigma'_{m0} = 0.18$ の単純せん断試験の計算結果を示す。構成式①-aでは、 σ'_m の減少による剛性低下が表現できないため、有効応力が減少しても応力・ひずみ関係は変わらず、サイクリックモビリティも現れていない。他の構成式の有効応力経路についてみると、3種類の構成式はすべてサイクリックモビリティが説明できている。構成式①-a, bでは、破壊応力比の概念が無いため、サイクリックモビリティ時には破壊応力比を越えたかなり高い応力比になる場合があるが、破壊して計算が発散することがなく安定した計算となる利点もある。構成式②では、液状化後に有効応力があま

表6.2-3 Leighton Buzzard砂の物性

単位体積重量	γ	1.92 tf/m ³
初期せん断係数 ($\sigma'_m = 1\text{kgf/cm}^2$ の時)	G_0	875.9 kgf/cm ²
ポアソン比	ν	0.3
相対密度	D_r	60%
初期間隙比	e_0	0.8
内部摩擦角	ϕ_f	39°
変相角	ϕ_m	32°
液状化強度 (繰返し回数20回)	R_{20}	0.18

表6.2-4 修正R-Oモデルとおわんモデル(構成式①-a, b)のパラメータ

修正R-Oモデル ($\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$ 関係)			おわんモデル ($\gamma_{xy} \sim \varepsilon_v$ 関係)					
初期せん断剛性	規準ひずみ	最大減衰定数	膨張成分を規定		圧縮成分を規定		膨潤指数	液状化下限値
G_{0i} (kgf/cm ²)	$\gamma_{0.5i}$	h_{max}	A	B	C	D	$C_s/(1+e_0)$	X_l
875.9	0.0003	0.28	-1.3	1.6	10	100	0.006	0.165

($G_{0i}, \gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_{mi} = 1.0\text{kgf/cm}^2$ のときの値)

表6.2-5 松岡らの任意応力モデル(構成式②)のパラメータ

内部摩擦角	ストレス・ダイレタ ンシー関係を規定		応力比・ひずみ 比関係の切片	最大圧縮点での せん断ひずみ	C_c 圧縮指数、 C_s 膨潤指数 e_0 初期間隙比	
ϕ_f	λ_s	μ_s	μ'_{1st}	γ_{01st}	$C_c/(1+e_0)$	$C_s/(1+e_0)$
39°	1.4	0.42	0.60	0.0012	0.009	0.006

表6.2-6 松岡らの任意応力モデル(構成式③)のパラメータ

内部摩擦角	ストレス・ダイレタ ンシー関係を規定		硬化関数の 初期勾配を規定	C_c 圧縮指数、 C_s 膨潤指数 e_0 初期間隙比	
ϕ_f	λ	μ	k_{s1st}	$C_c/(1+e_0)$	$C_s/(1+e_0)$
39°	1.2	0.2	0.0011	0.009	0.006

り小さくならず、定常的な弱いサイクリックモビリティーになっている。構成式③では、変相応力比を越えた後、急に強いサイクリックモビリティーとなっている。この傾向は、文献9)に示した顕著なサイクリックモビリティーと異なる

が、これは設定された液状化強度を合わせるためパラメータ γ_0 をかなり小さく設定したためである。応力・ひずみ関係についてみると、構成式①-aを除き、繰返し回数17回付近からせん断ひずみが増加しはじめており、その後やや逆反りになっている。構成式①-bでは液状化後もせん断ひずみは増加し続ける。構成式②では $\gamma_{xy}=0.6\%$ 付近からひずみが増加せず一定の履歴ループをえがいている。構成式③では、変相応力比を越えた後、急にせん断ひずみが増加するのが特徴といえる。

図6.2-7には、液状化強度の実験値(プロット)と計算曲線を示す。今回は入力波が正弦波でありかつ応力比がかなり高いため、解析結果には0.3~0.6程度の液状化強度が影響し、液状化強度の下限値の違いによる影響はあまりないものと思われる。構成式①-aでは、せん断応力振幅が一定のときせん断ひずみ振幅も一定となり液状化の定義が決めにくいので、図6.2-7には示していない。

(5) 解析モデルと解析条件

実験のシミュレーションのための有限要素解析モデルを図6.2-8に示す。解析モデルでは天端まで水没しており、完全非排水条件としている。境界条件は、下部境界は固定とし他の部分は自由である。初期応力は委員会で指定されたように、41.8gの場合での線形自重解析より求めた。その結果、変相角 32° を越える要素が天端端部付近にいくつか現れた。構成式③による解析においては高い初期応力比から解析を行うと不安定となるため、これらの要素については σ'_m を一定に保ったままモール円を縮小し、角度を変相角まで縮小した。非排水条件を保つため、水の体積弾性係数 K_w は土粒子骨格のそれと比べて十分大きい値とし、 K_w を土の間隙率 n_e で割った値を $K_w/n_e=30000\text{tf/m}^2$ と設定した。数値積分法としては、陽解法(中央差分)で行っており、レイリー減衰は考慮していない。(次節6.3では、同じモデルを陰解法で行っており、このとき若干のレイリー減衰を考慮している。したがって、加速度波形は、6.3節と比較すると短周期成分が乗っている。) 入力波形は、58.8Hzの疑似正弦波(実験の入力波形に200Hzのローパスフィルタをかけたもの)であり、図6.2-9中に示す。ただし、単位が%G(遠心加速度41.8gの何%に相当する加速度)であることに注意を要する。

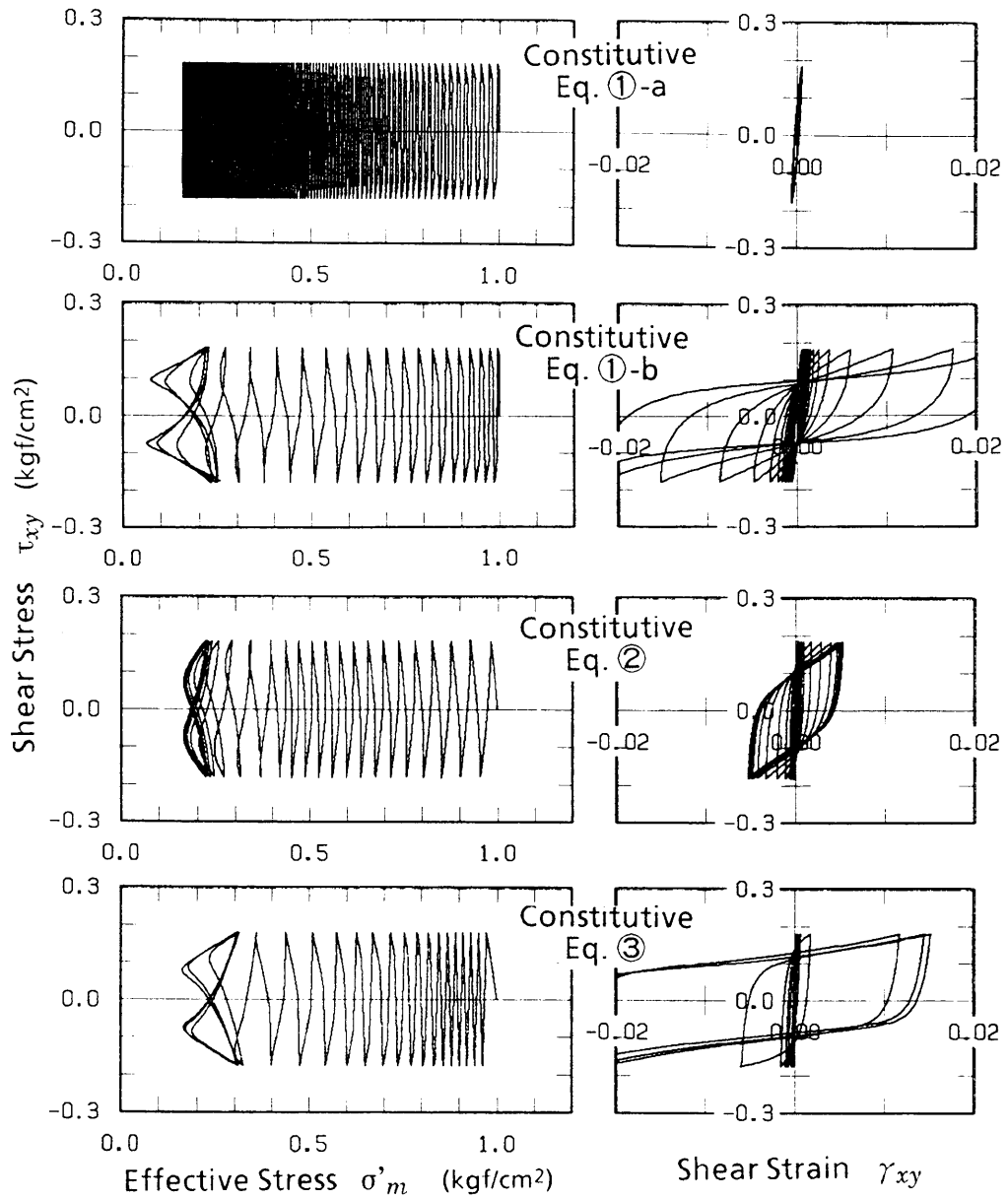


図6.2-6 単純せん断試験における有効応力経路と応力ひずみ関係 (計算結果)

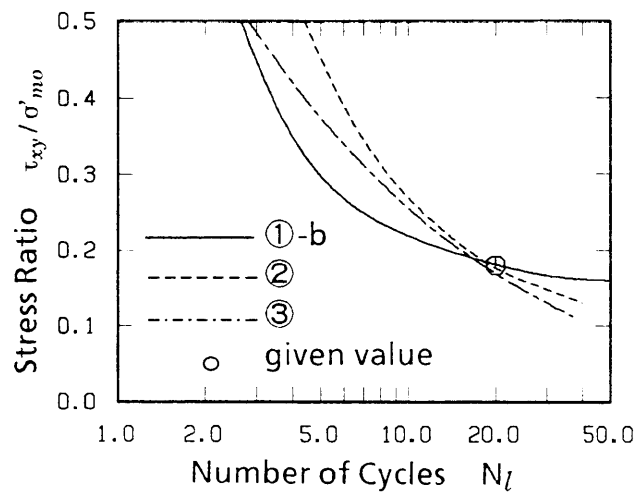


図6.2-7 液状化強度の実験値(プロット)と計算曲線

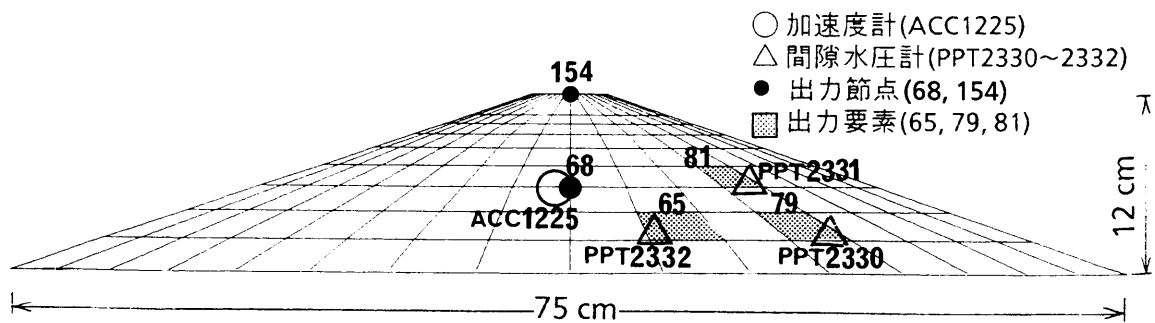


図6.2-8 有限要素解析モデル

(6) 応答解析結果と考察

図6.2-9には、実験結果および解析結果の加速度時刻歴波形を示す。どの構成式による結果も短周期成分がみられるが、この原因としては、応力・ひずみ関係の非線形性が強いこと、メッシュ間隔が小さいこと、などが考えられる。また、中央差分法では[K]比例型の減衰が評価できず、[M]比例型の減衰しか評価できない。[M]比例型の減衰は高振動成分には効かないので、波形の高振動成分を粘性減衰によって小さくすることはできず、これも一つの原因と思われる。実験では50 msec 付近から振幅が漸減しているが、解析ではそれほど顕著に小さくなっていない。特に構成式①-a、②では振幅がほぼ一定であるが、これは剛性低下がそれほど顕著ではないためである。

図6.2-10には、実験結果および解析結果の間隙水圧時刻歴波形を示す。実験値は、加速度波形とほぼ同じ周期で振動しているが、解析値の振動はそれほど大きくない。実験値の振動はサイクリックモビリティと全応力の変化によるものと考えられるが、解析値の振動はサイクリックモビリティのみによるものである。構成式①-aによる解析値は構成式①-bの結果に比べて間隙水圧の蓄積量はやや小さい。これは全応力解析では有効応力の減少が応力・ひずみ関係に反映されないため、せん断ひずみ振幅が小さく累加せん断ひずみ G^* も小さくなり、ダイラタンシーが小さくなるためである。間隙水圧計PPT2330はわずかに負の間隙水圧が発生しているが、解析結果では全て正の値となっている。PPT2330に対応する要素81の解析値は強いサイクリックモビリティを示しているが、最終的には正の間隙水圧が蓄積している(図6.2-13参照)。構成式②では、液状化強度が他の構成式と比べてやや高いこと(図6.2-7)や、サイクリックモビリティ時に有効応力経路が原点付近から離れた位置で閉じたループを描いている(図6.2-13)ため、間隙水圧上昇量は他の構成式に比べて小さくなっている。

図6.2-11には、図6.2-10と同じ要素のせん断応力時刻歴波形の解析結果を示す。有効応力解析における振幅は漸減する傾向にある。この傾向は特に構成式③では顕著であるが、これは硬化関数が双曲線であることと、液状化後に有効応力が急に減少するためと思われる。また全応力解析では、間隙水圧の蓄積に伴う剛性低下が表現できないため、振幅の減少は全く見られない。

図6.2-12には、加振終了時(時刻180msec)の間隙水圧コンターを示すが、どの結果においても負の間隙水圧が発生している領域はみられない。構成式①-aと②による結果は間隙水圧を小さめに予測しているが、この理由は図6.2-10に関して述べた理由と同じと考えられる。構成式③による結果が最も大きい値を示しており、これは図6.2-11のせん断応力波形が極端に小さくなっていることから推察すると、大部分の要素で有効応力経路が最終的に原点に収束しているためと思われる。

有効応力経路と応力・ひずみ関係の解析結果の例として、要素81の結果を図6.2-13に示す。構成式①-a以外ではサイクリックモビリティが現れている。ただし、構成式の種類により、その形状や最終有効応力の値はかなり異なっている。サイクリックモビリティは大部分の要素で認められたが、最終的に負の過剰間隙水圧が発生した要素は無かった。用いた構成式の中で主応力軸回転の効果を適切に表現できるのは構成式③である。そこで、図6.2-14には構成式③による偏差応力場($\tau_{xy} \sim (\sigma'_x - \sigma'_y)/2$)の応力経路を示す。入力がかかなり大きく2~3回の繰返しで液状化に至っているため、かなり初期の段階で $\sigma'_x = \sigma'_y$ となり、主応力の連続的回転はあまり起こっていないようである。

図6.2-15には、時刻180msecにおける変形図を示す。これらの変形は、物体力の項を考慮していないため、慣性力のみによって生じたものである。構成式の特性によりかなり変形量が違っているが、間隙水圧の発生量とほぼ対応しているようである。全応力法では間隙水圧が発生してもせん断剛性が低下しないため、変形量をかなり過小評価している。他の結果は、図6.2-6, 7に示す要素計算結果や液状化強度と対応づけても解釈できる。例えば、サイクリックモビリティ時にひずみの急増する構成式③が変形量も最大となっている。構成式③では硬化関数が双曲線であるが、他の構成式では指数関数であるため、変形量は③ほど大きくならなかったと思われる。

解析時間については、構成式①-aを用いた場合のCPU timeを1.0とすると、構成式①-bではCPU time = 1.04、構成式②ではCPU time = 0.95、構成式③ではCPU time = 8.37、であった。

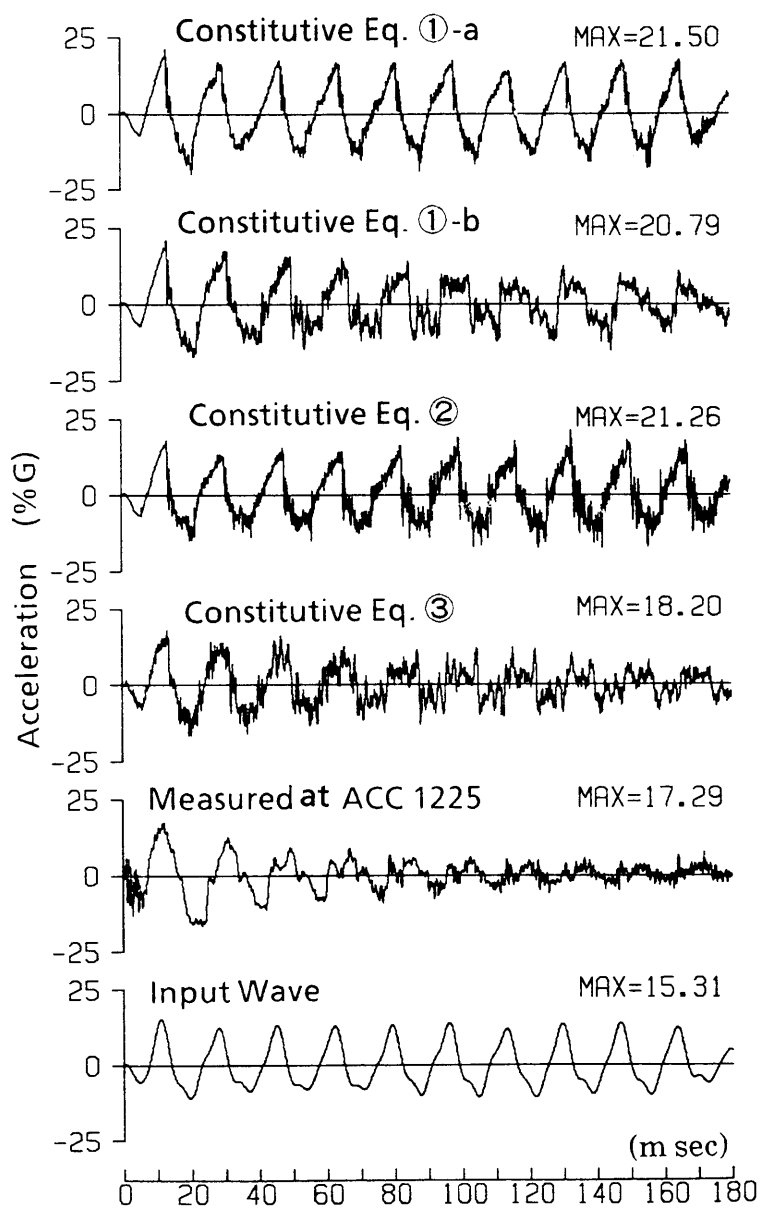


图6.2-9 加速度時刻歴

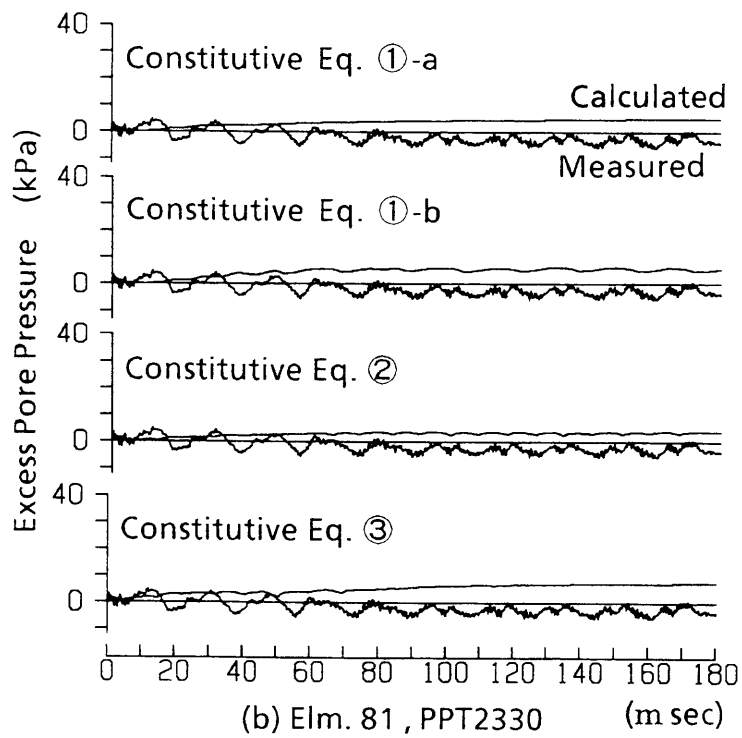
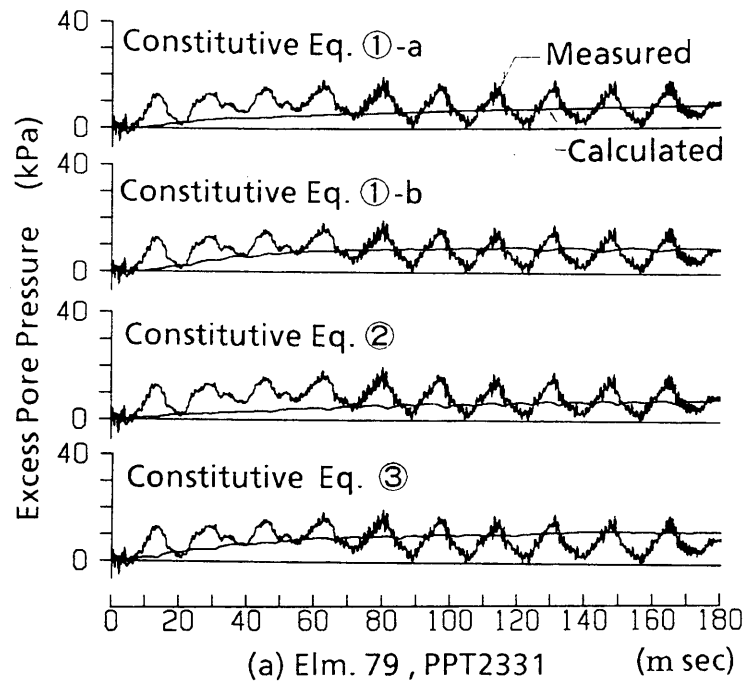


図6.2-10 間隙水圧時刻歴(その1)

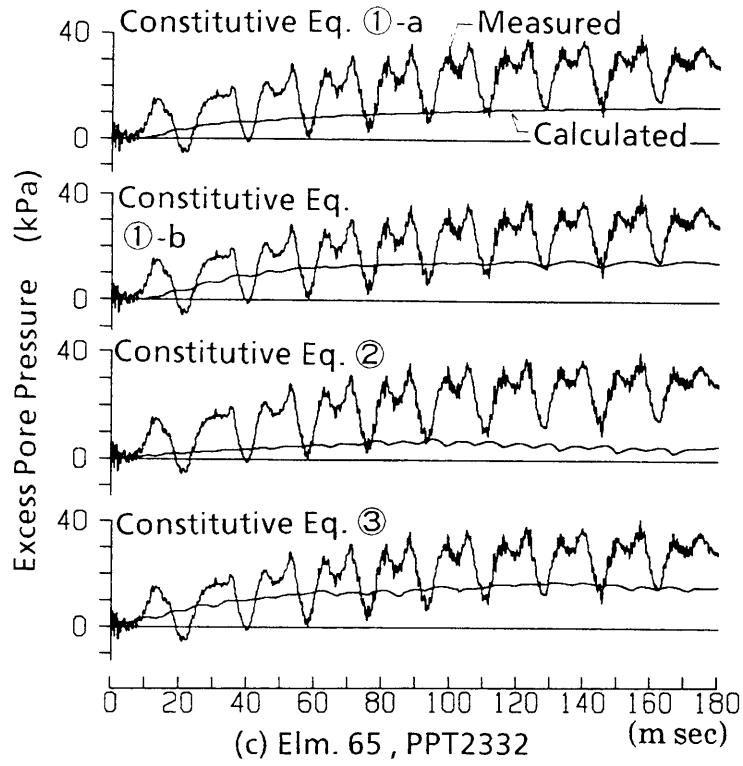


図6.2-10 間隙水圧時刻歴(その2)

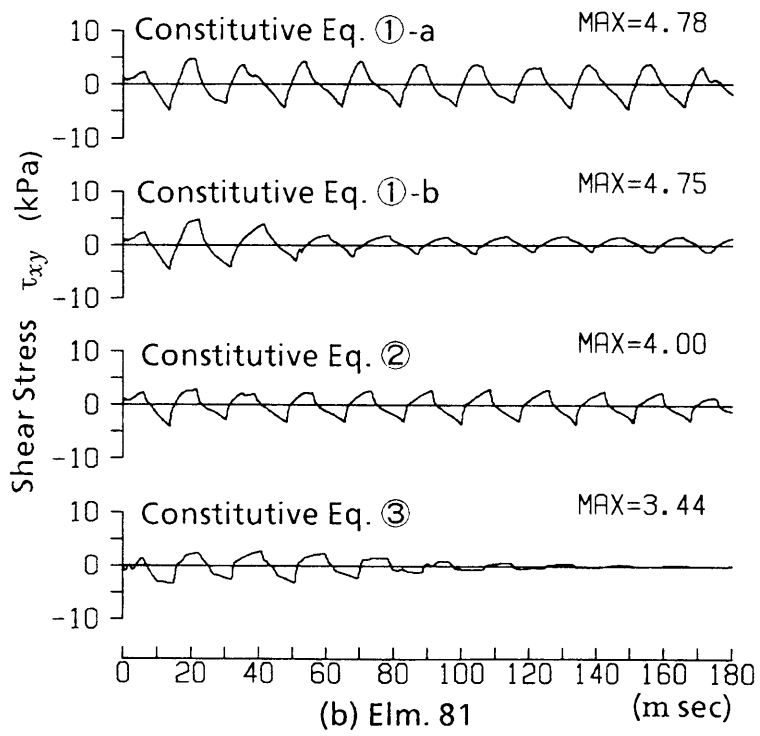
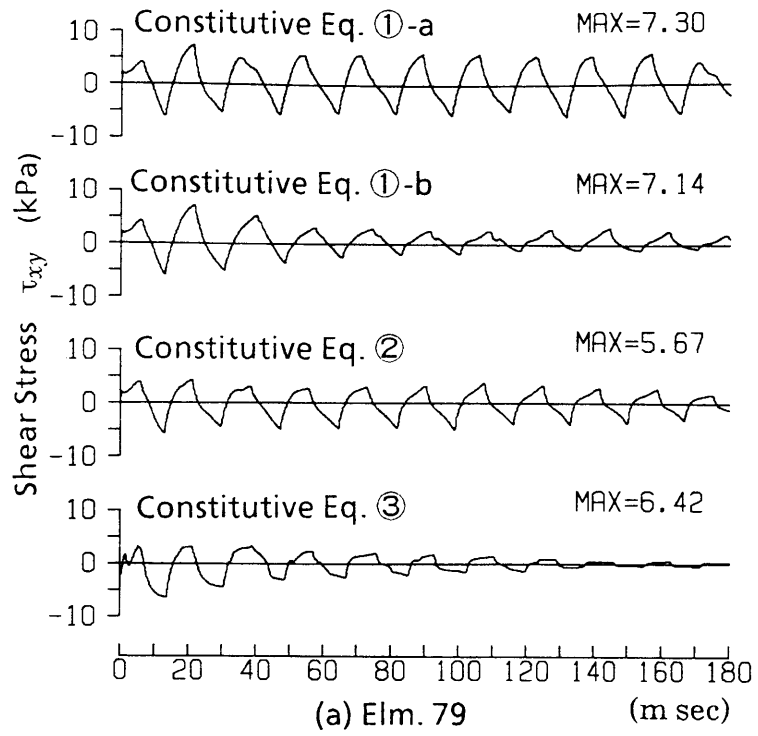


図6.2-11 せん断応力時刻歴(その1)

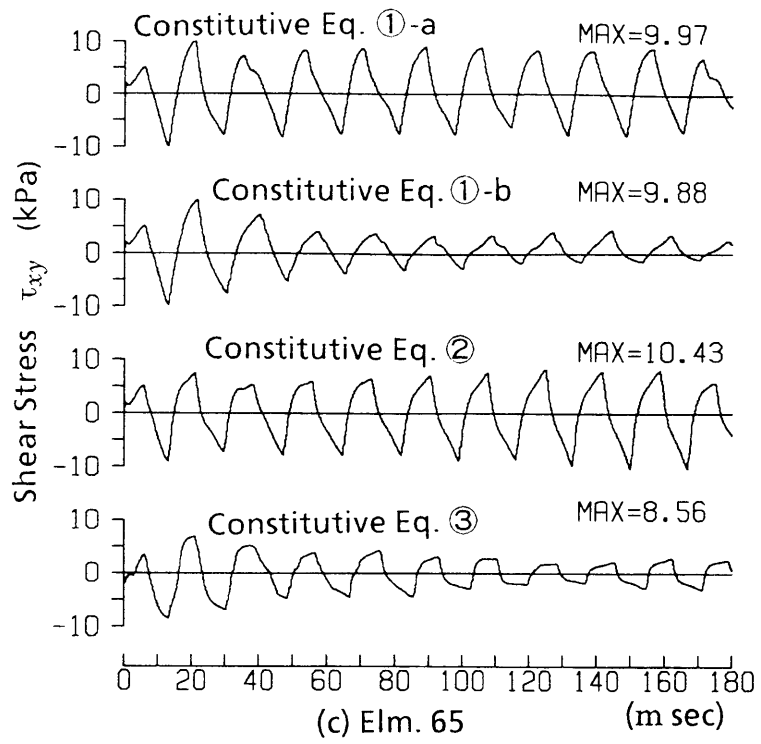


図6.2-11 せん断応力時刻歴(その2)

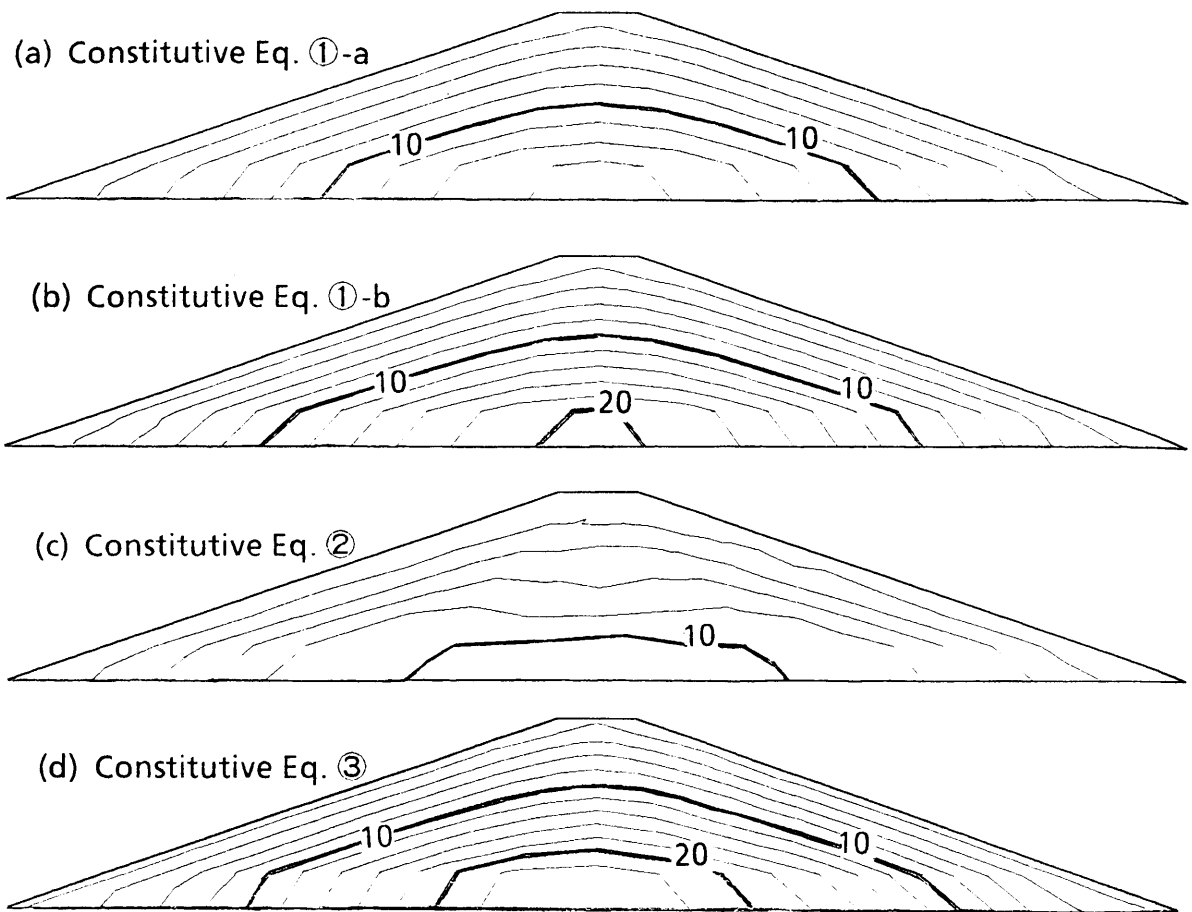


図6.2-12 加振終了時(time=180msec)の間隙水圧コンター (kPa)

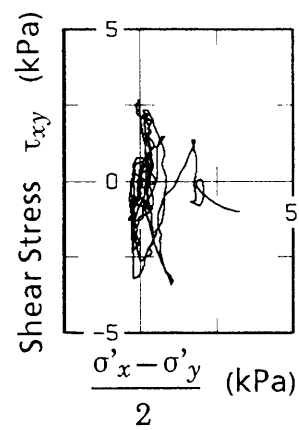


図6.2-14 偏差応力場における有効応力経路 (Constitutive Eq. ③)

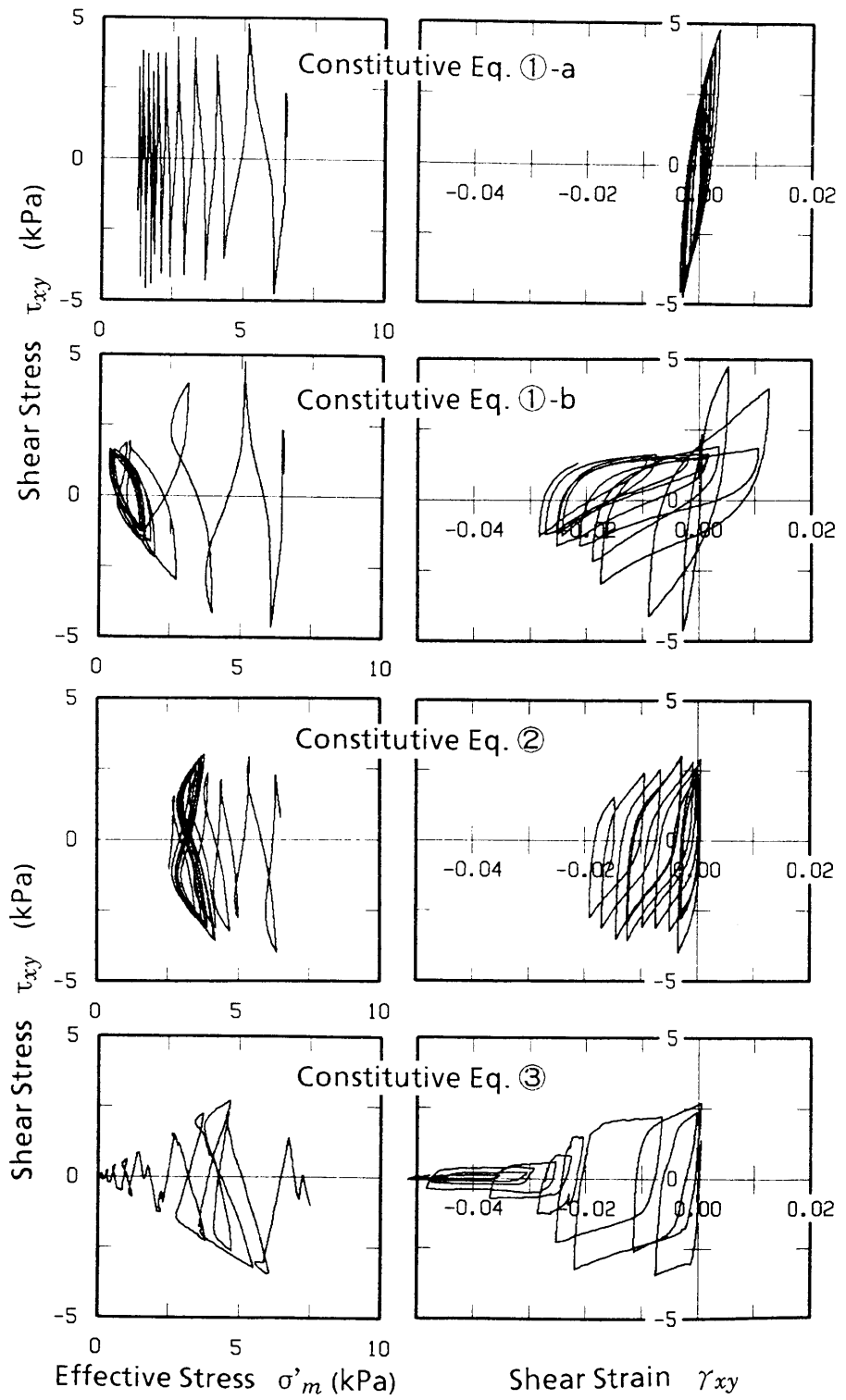


図6.2-13 有効応力経路と応力・ひずみ関係の解析結果 (Elm. 81)

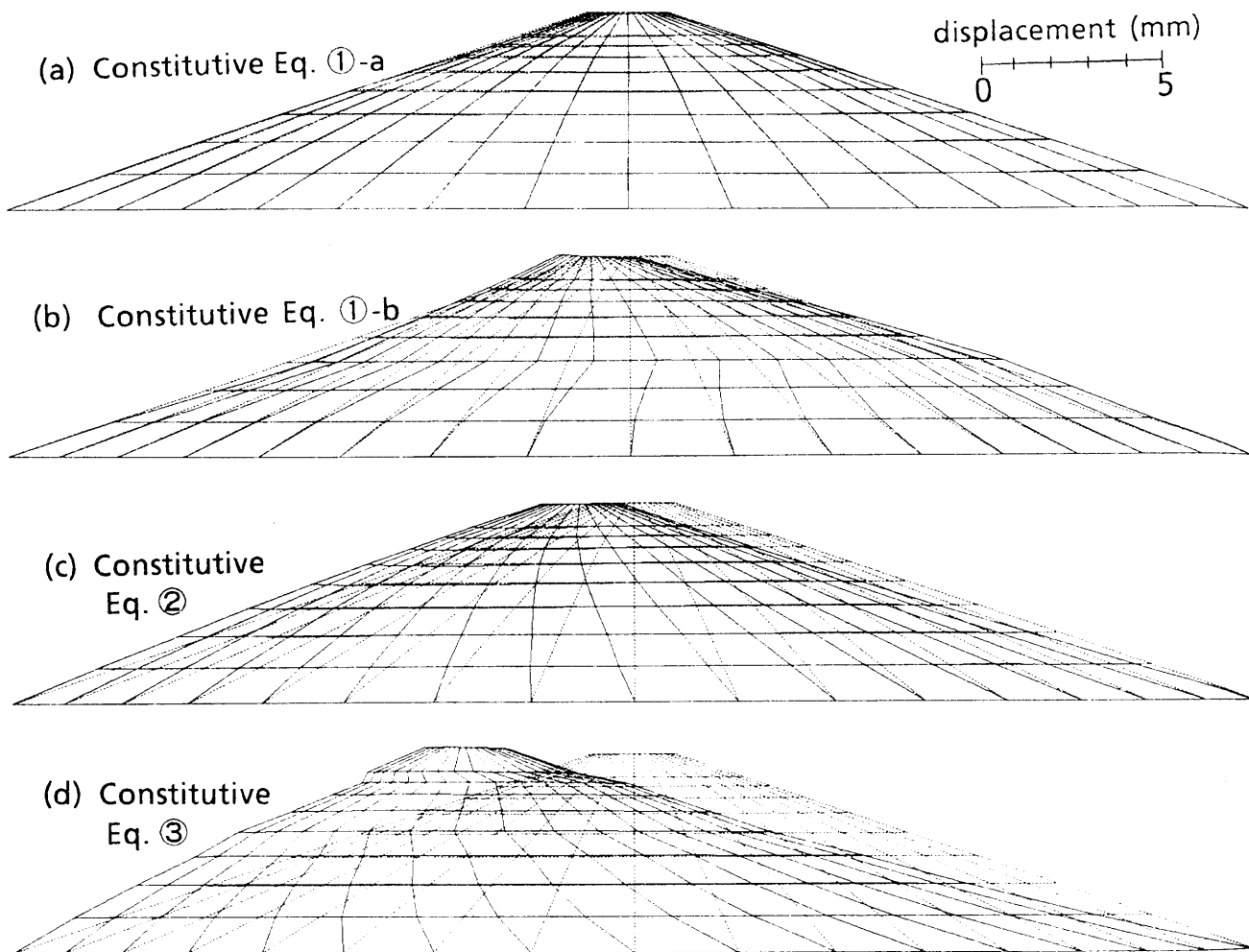


図6.2-15 加振終了時(time = 180msec)の変形

(7) おわりに

やや密な砂からなる盛土を対象に、3種類の構成式を用いた有効応力解析と全応力解析を行い、以下の結論を得た。

- 相対密度60%程度の砂地盤であれば、全応力法の結果と有効応力法の結果には有為な差異が生じ、特に変形量を全応力法で評価することは困難である。
- 土質パラメータや液状化強度をなるべく一致させても、硬化関数のちがいにより加速度や間隙水圧の応答は異なる。特に液状化付近の強い非線形領域では、構成式の違いにより解析結果はかなり異なる。
- 変形(特に残留変形)を議論する際には、サイクリックモビリティも含めた液状化後の構成式の特徴を十分把握しておく必要がある。特に、初期液状化後に応力・ひずみ関係が閉じたループとなるような構成式では、液状化後もせん断ひずみが増加するような工夫が必要であろう。
- 構造物直下のような特殊な応力条件でなければ、近似的な二次元化を行った構成式①-b, ②でも対処可能であるといえる。

6.3 初期せん断作用時の応力・ひずみ関係と加振中における残留変形

(1) はじめに

地震時の地盤の残留変形に影響を及ぼす要因は、図6.3-1に示すように種々のものが考えられる。この中で初期せん断応力の影響により、地盤が側方へ徐々に変形していく現象(図6.3-1の☆印)を定量的に評価することは、耐震工学上重要と考えられる。初期せん断応力が作用している土要素に繰返しせん断応力が載荷される場合、徐々にせん断ひずみが初期せん断の作用方向に蓄積する(ラチェット現象)。この現象を表現するため、ここではMasing則に基づいた応力・ひずみ関係を修正した。この修正された応力・ひずみ関係と従来のMasing則に基づく応力・ひずみ関係を用いて盛土の液状化解析を行い、履歴ループの偏りが加振中における残留変形に大きく影響することを示した。(藤川・福武ほか, 1992)

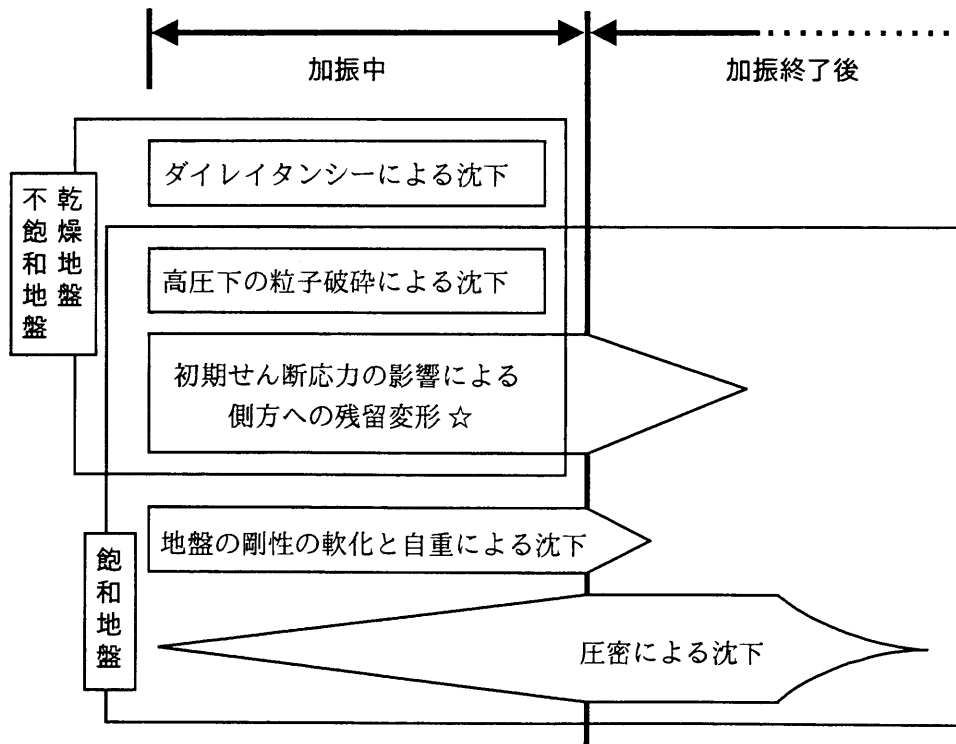


図6.3-1 沈下あるいは残留変形の分類

(2) 初期せん断を考慮したMasing則の修正

解析に用いるせん断応力～せん断ひずみ関係としてはR-Oモデルを使用している。R-Oモデルの履歴ループは、Masing則を適用して与えられるが、初期せん断応力が作用している場合に従来のMasing則では以下の問題点が生ずる。初期せん断応力が作用している土要素に繰返しせん断応力が載荷される場合、実験では例えば図6.3-2(Murayama, 1973)に示すように徐々にせん断ひずみが一方向に蓄積する(ラチェット現象)。しかし、Masing則に基づいた応力・ひずみ関係では、図6.3-3(a)に示すように履歴ループが閉じてしまい、残留せん断ひずみは何回繰返ししても発生しない。初期せん断応力を受けている地盤ではせん断振幅が多かれ少なかれ偏るため、残留せん断ひずみに起因する地盤の残留変形を解析する場合、従来のMasing則の欠点を改良する必要がある。これまでに、片振り繰返し排水せん断時のひずみの漸増を表現しようとしたモデル(Pyke, 1979; 東畑, 1984)もいくつか提案されているが、二次元動的解析への適用はまだなされていないようである。

本節では、初期せん断応力作用下の残留せん断ひずみを表現するため、R-Oモデルに用いられている載荷時の初期せん断弾性係数 G_0 の値を係数 F_G を用いて(G_0/F_G)に低減する(図6.3-4参照)。 F_G は1.0以上の値であり以下の条件を満たす。

$$F_G = 1.0 \quad (\text{除荷時: } d\gamma_{xy} \cdot \gamma_{xyi} < 0) \quad (6.3-1a)$$

$$F_G = 1.0 + F_0 \frac{|\gamma_{xyi}|}{\gamma_{0.5}} \quad (\text{再載荷時: } d\gamma_{xy} \cdot \gamma_{xyi} > 0) \quad (6.3-1b)$$

ここに、 γ_{xyi} は初期せん断ひずみ、 $\gamma_{0.5}$ はR-Oモデルのパラメータで基準せん断ひずみ、 $d\gamma_{xy}$ はせん断ひずみ増分である。式(6.3-1b)の右辺第2項には $|\gamma_{xyi}|/\gamma_{0.5}$ の項が含まれており、初期せん断が大きいほど(γ_{xyi} が大きいほど)、応力・ひずみ関係のシフト量が大きくなる。今回の解析では $F_0=0.0$ (このときは従来のMasing則と一致)と $F_0=0.1$ としている。この F_0 の値は今のところ経験的な値である。 $F_0=0.1$ のとき、 γ_{xyi} と同じ方向への再載荷に対しては、式(6.3-1b)よりせん断剛性が小さくなり、図6.3-3(b)に示すように初期せん断ひずみ作用方向にひずみが漸増する。なお、以前の反転した応力レベルへ再び戻ってきたとき、応力・ひず

み関係で見ると、例えば図6.3-3(b)の㊸点㊹点のようにずれるため、各反転時の記憶すべき情報はせん断応力とした。ただし、除荷(γ_{xyi} と反対方向へのせん断)に対しては、式(6.3-1a)に示すように従来通りである。また、初期せん断応力 $\tau_{xyi}=0$ ($\gamma_{xyi}=0$)の場合は、載荷時においても式(6.3-1b)より $F_G=1.0$ となり、従来のMasing則による履歴ループと一致する。このせん断剛性の低下による応力・ひずみ関係のシフト量はさほど大きいものではないが、繰返しせん断を多数回受ければ残留変形に大きく影響する。

図6.3-5には、 $F_0=0.1$ とした場合の非排水繰返しせん断時の有効応力経路と応力ひずみ関係を示す。初期せん断応力は $\tau_{xyi}=0\text{tf/m}^2$ と $\tau_{xyi}=2.0\text{tf/m}^2$ の場合である。 $\tau_{xyi}=2.0\text{tf/m}^2$ の場合は、初期せん断の方向にひずみが偏りながら液状化に至っている。ただし、液状化に至る繰返し回数は、 $\tau_{xyi}=0\text{tf/m}^2$ と 2.0tf/m^2 の場合でほとんど変わらない。

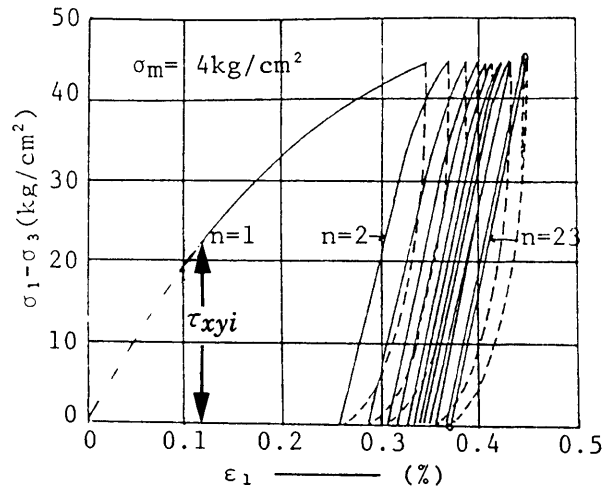
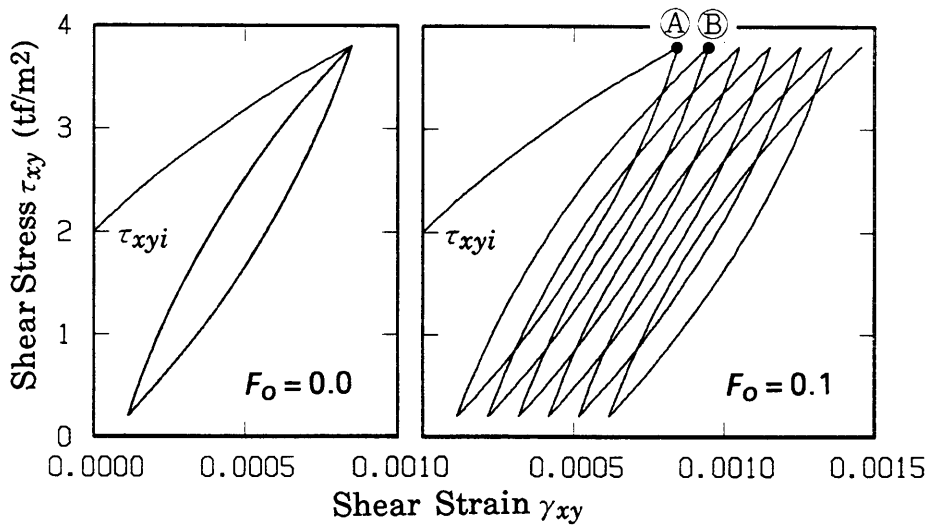


図6.3-2 片振り排水せん断時の応力・ひずみ関係(実験結果の例, Murayama, 1973)



(a) 従来のMasing則 (b) 修正されたMasing則

図6.3-3 片振り排水せん断時の応力・ひずみ関係(Masing則に基づく計算結果)

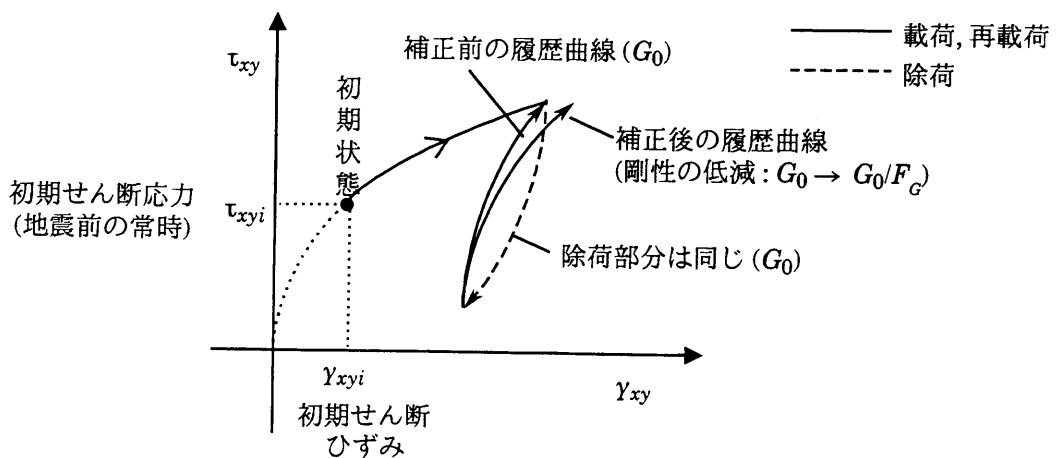


図6.3-4 F_G により G_0 を修正したときの修正R-Oモデルの応力・ひずみ関係

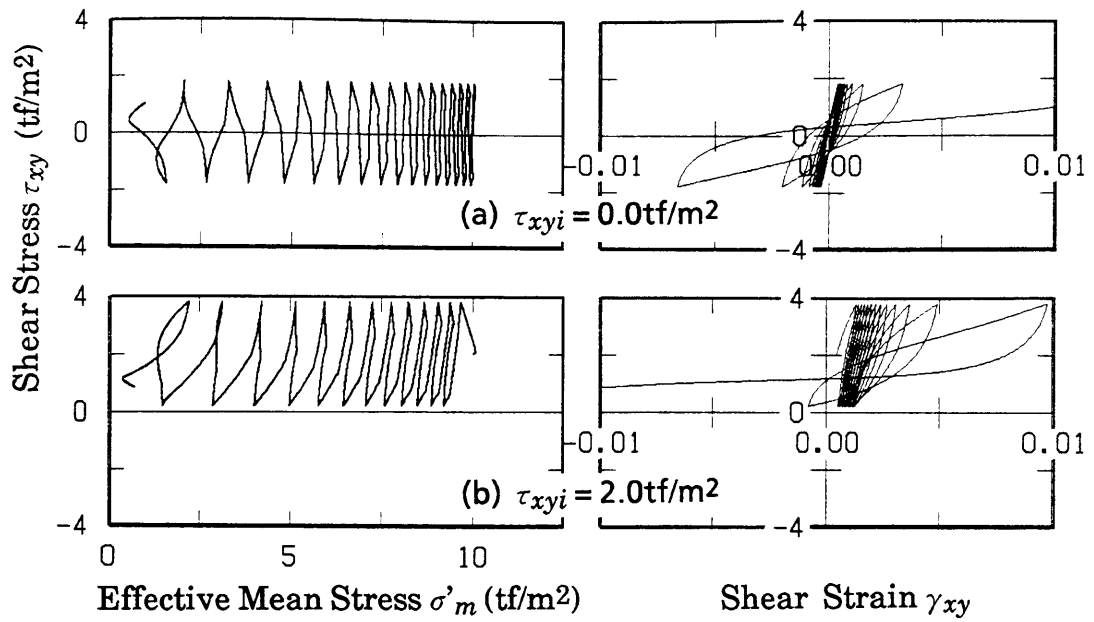


図6.3-5 非排水せん断時の有効応力経路と応力ひずみ関係 (計算結果)

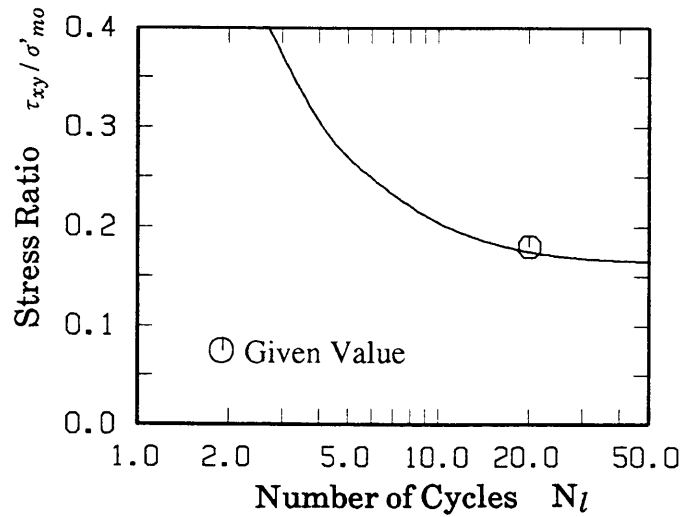


図6.3-6 液状化強度曲線

(3) 解析結果と考察

解析の対象としたのは、遠心载荷装置による水浸盛土の実験であり、6.2節でもとりあげた一斉解析(石原ほか, 1989)の対象になっている実験(Dean, 1987; 塩見, 1989)である。解析モデルは図6.2-8と同じである。土質パラメータは6.2節に用いた値から、さらに見直しをはかり、表6.3-1に示す値とした。

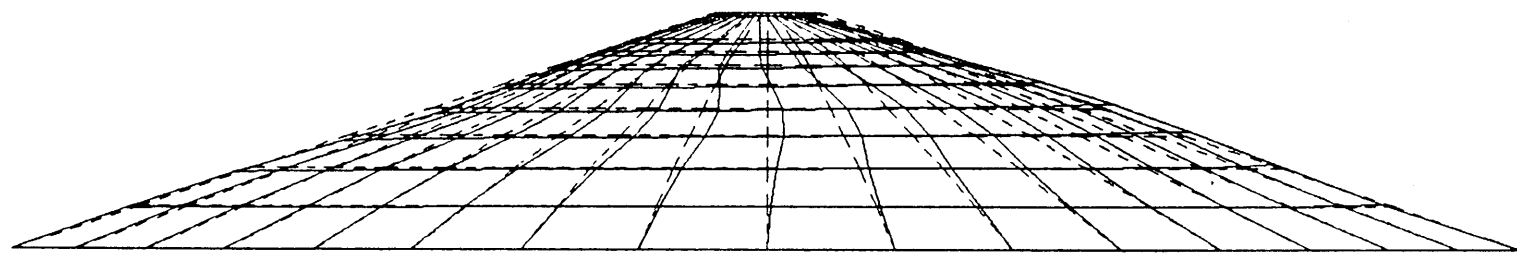
表6.3-1 構成式のパラメータ

修正R-Oモデル			おわんモデル				
G_{0i} (kgf/cm ²)	$\gamma_{0.5i}$	h_{max}	A	C	D	$\frac{C_s}{1+e_0}$	X_l
875.9	0.0005	0.24	-5.0	4.0	20.0	0.006	0.165

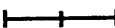
注) G_{0i} , $\gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_m = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$ における値

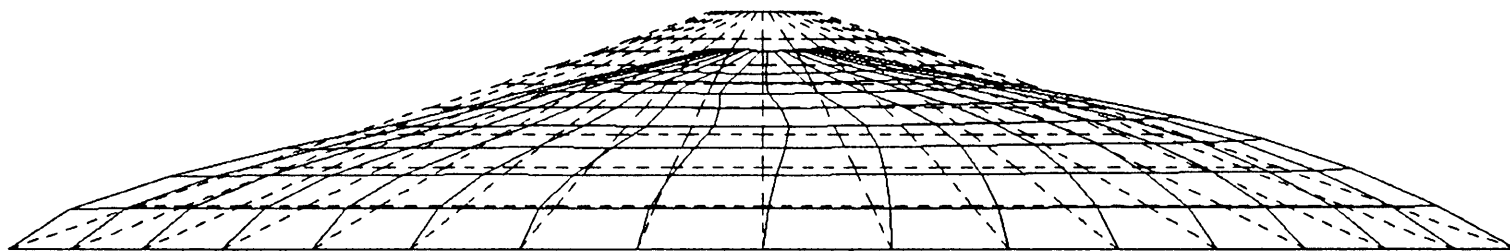
同表のパラメータを用いた液状化強度曲線を図6.3-6に示す。なお、初期せん断応力 τ_{xyi} が作用している場合の液状化強度曲線は、図6.3-6に示した τ_{xyi} が作用していないときの曲線と概ね一致している。図6.3-7には、加振終了時の変形図を示す。 $F_0=0.1$ の場合は、法面が左右にはらみ出して下膨れの変形モードとなっているが、従来のMasing則($F_0=0.0$ の場合)ではそのような変形モードは顕著でない。

図6.3-8~11には、各種時刻歴波形を示す。盛土天端の沈下に着目すると、図6.3-8に示すように $F_0=0.0$ の場合は初期に沈下が若干発生しているが、それ以降は新たな沈下は認められない。一方、 $F_0=0.1$ の場合は、加振終了時まで大きな沈下が蓄積しており、 $F_0=0.0$ の場合とは異なった沈下性状を示している。加速度、過剰間隙水圧および盛土天端の水平変位に関しては、両者に大きな差異は見られない。(ただし、図6.3-7から分かるように斜面途中においては、両者の間で残留水平変位は大きく異なる。) すなわち式(6.3-1)による履歴ループの修正は、残留変形のみに影響し、加速度や過剰間隙水圧にはほとんど影響しないといえる。これは前述したように、液状化に至る繰返し回数が、初期せん断の有無に無関係であることから理解される。



(a) 従来のMasing則($F_0=0.0$)

Displacement  0.2 mm



(b) 修正されたMasing則($F_0=0.1$)

図6.3-7 加振終了時の変形図

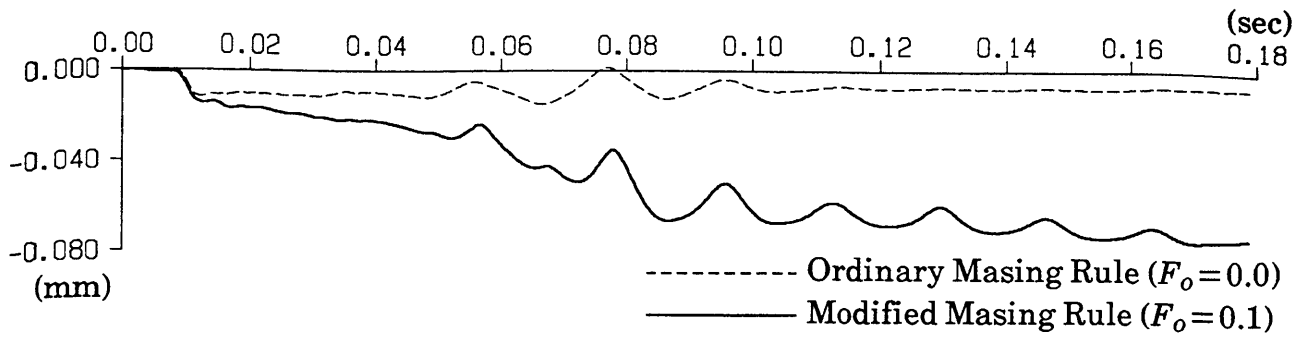


図6.3-8 盛土天端における鉛直変位の時刻歴(節点154)

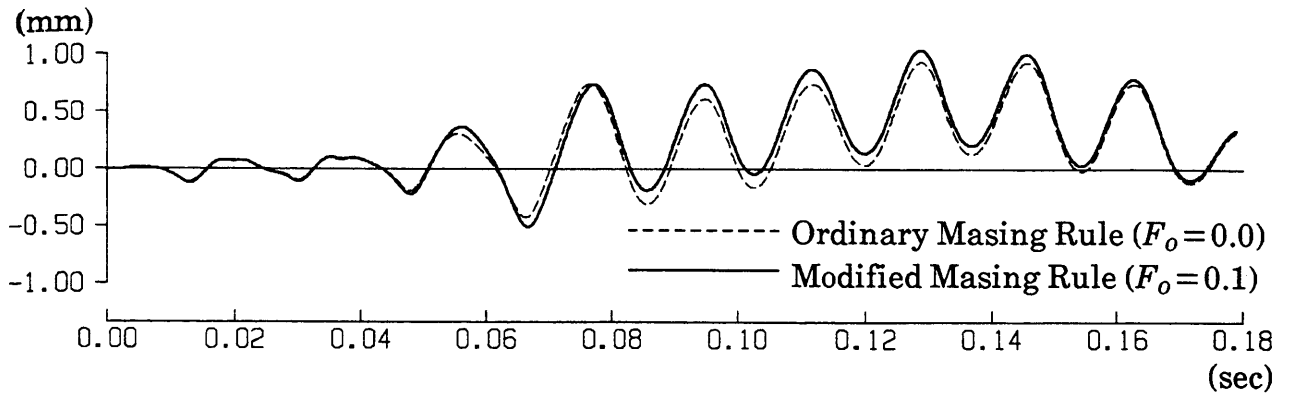


図6.3-9 盛土天端における水平変位の時刻歴(節点154)

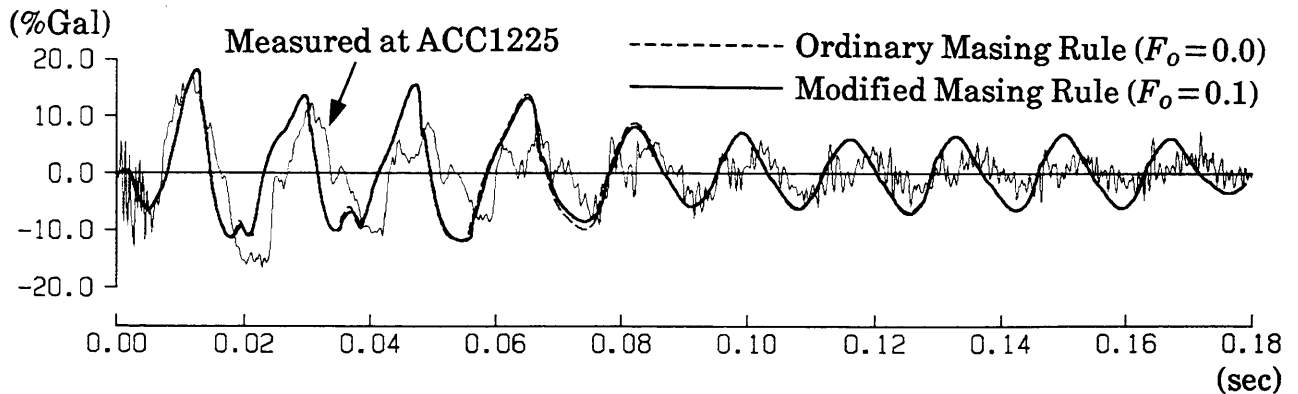


図6.3-10 加速度時刻歴(節点68)

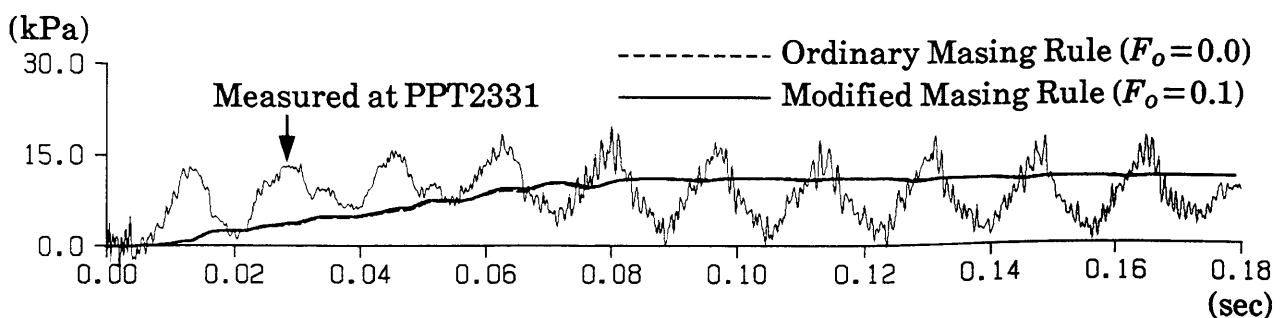


図6.3-11 過剰間隙水圧時刻歴(要素79)

(4) おわりに

初期せん断応力の影響を考慮して改良したMasing則を用いたR-Oモデルを盛土の二次元動的解析へ適用した結果、盛土天端の沈下および法面のはらみ出しなどの残留変形が定性的に表現できた。今回の解析では $F_0=0.1$ としたが、 F_0 をあまり大きくすると、履歴による減衰エネルギーがほとんどなくなり、応答加速度が大きくなりすぎると思われる。一斉解析でも種々の構成式を用いてシミュレーション解析がなされている。この中で、井合らの解析結果が最も大きな沈下量を算定しており、このときの応力・ひずみ関係は初期せん断応力の作用方向に大きく偏っている。このことから、応力・ひずみ関係の偏りが沈下に大きく影響することが裏付けられる。

本節で述べたMasing則の修正は簡便的なものであり、使用に当たっては以下のことに注意を要する。

- ・ 常に同じ補正量である。すなわち、 F_G は一定のままであるが、実際は応力状態に対応して刻々値が変わると思われる。
- ・ F_0 の値は今のところ経験的な値である。

改良したMasing則を用いたR-Oモデルは、6.4節でも使用している。

本節では、図6.3-1に示した残留変形のうち、ラチェッティングによる「初期せん断応力の影響による側方への残留変形」を中心に考察した。この変形と密接に関係するものとして、同図の「地盤の剛性の軟化と自重による沈下」がある。これら両者の変形は本来明確に分類できるものではない。これらの変形を左右する大きな要因として、重力加速度 g の影響がある。動的解析において、 g の影響を考慮するには以下の方法が考えられる。

[方法1]: 重力加速度をかけたまま、動的慣性力を入力する方法

無重力状態から鉛直下方に徐々に慣性力をかけてゆき、980Galまで载荷する。上下の振動が落ち着いた状態で、さらに動的慣性力を入力する(g は载荷したままで)。

[方法2]: 初期自重解析の結果として得られる変位を動的解析に受け渡す方法

初期自重解析の結果得られる変位(無重力状態から g を載荷したときの変形量)を記憶しておく。運動方程式を解くに当たって、この変位と動的な変位の両方を考慮して解く。

本解析は、初期応力は考慮しているが、初期変位の受渡しは行っていないので、 g の影響が考慮されていない。この点については、今後改良する必要がある。

6.4 新潟地震における川岸町の地盤・アパートの解析

新潟地震における川岸町の地盤・アパートの解析が行われている(井合ほか, 1991)。このシンポジウムでは、有効応力に基づく種々の解析コードを用いて一斉計算を実施し、結果の比較も試みられている。ここでは、ALiSSの解析結果を中心に述べる。

(1) 解析モデルと解析条件

図6.4-1に解析対象の地盤・構造物系モデルを示す。ここでは地盤改良の効果も検討するため、図6.4-2に示すような改良範囲を変えた3ケース(未改良, $W=0\text{m}$ の改良, $W=5\text{m}$ の改良)について計算を実施した。ここで、 W は構造物端部から改良範囲端部までの距離を表す。また、地盤のみ(一次元の自由地盤)の解析も行った。

入力地震動としては、図6.4-3に示す波形を用いた。これは、1989年の一斉計算においても用いられた波形であり、1964年の新潟地震における秋田県庁での記録波形をもとに、振幅および時間軸を調整して得られたものである。入力地震動の最大加速度は、200Galであり、継続時間は10秒間とした。

積分時間間隔は $\Delta t=0.0025$ 、ポアソン比は $\nu=0.2$ とし、レーレー減衰として $\alpha=0, \beta=0.0005$ を用いた。なお、過剰間隙水圧比は0.99以上にならないように抑えている。乾燥地盤部(GL-2m以浅)ではダイレタンシーが発生し、それが変位に反映される。

自由地盤の解析では、川岸町地盤を K_0 状態の一次元地盤にモデル化し、成層地盤を表現するため各節点上下方向を拘束(全節点水平ローラ)した。

二次元モデルの解析断面図と出力箇所を図6.4-2に示す。解析では、初期応力は線形自重解析によって求めた。ただし、基礎周辺の一部で引っ張り応力や破壊強度を超えた要素があった。そこでこれらの要素については、平均応力は変えずにMohr円の大きさを小さくするように応力を補正した。動的解析においては下部境界(GL-14m)は固定、側方は自由とした。

(2) 地盤条件

地盤とアパートの材料定数を表6.4-1に示す。これらの定数のうち、改良地盤の材料定数は、1989年の一斉計算(石原ほか, 1989)における N 値30の土層の定数を

参考として設定した。また、アパートの弾性定数はアパートを剛体として取り扱える程度に高い値として単純化をはかり、解析の主眼を基礎地盤におくこととし、構造物そのものが持つ種々の特性に応じた地震応答の詳細な検討はしないこととした。なお、同表における液状化抵抗の値は、非排水繰返し単純せん断試験($K_0=0.5$)から得られているものであり、所定の繰返し回数において、両振幅でのひずみが5%となった時のせん断応力比を示している。特に、深さ2m~5mの土層の液状化抵抗の値(繰返し回数 $N=5$)は、1989年の一斉計算における値に多少の修正を加えている。基盤の深さは14mとし、基盤は剛として取り扱っている。

(3) 液状化試験のシミュレーションと土質パラメータ

川岸町地盤および改良地盤における非排水単純せん断試験のシミュレーションを行う。計算に用いた構成式のパラメータの値を、表6.4-2に示す。なお、表中のパラメータの液状化強度の下限値は、等方応力状態における値であるから、 $K_0=0.5$ の単純せん断では2/3倍する必要がある。図6.4-4には液状化の判定を片ひずみで3%とした場合の液状化強度曲線を示す。図中のプロットは委員会で設定された値である。有効応力経路と応力ひずみ関係の計算結果を図6.4-5に示す。同図より密になるに従い(図の下方になるに従い)、サイクリックモビリティが徐々に強くなっている。特に改良地盤では強いサイクリックモビリティを示し、せん断ひずみも徐々に大きくなっている。このようなせん断ひずみの発生のはかたは、密な砂に特有の現象である。なお、有効応力経路の一部が破壊線を越えているのは構成式が破壊線を持っていないためであるが、要素が破壊して破綻をきたす心配がなく安定な解が得られる利点もある。

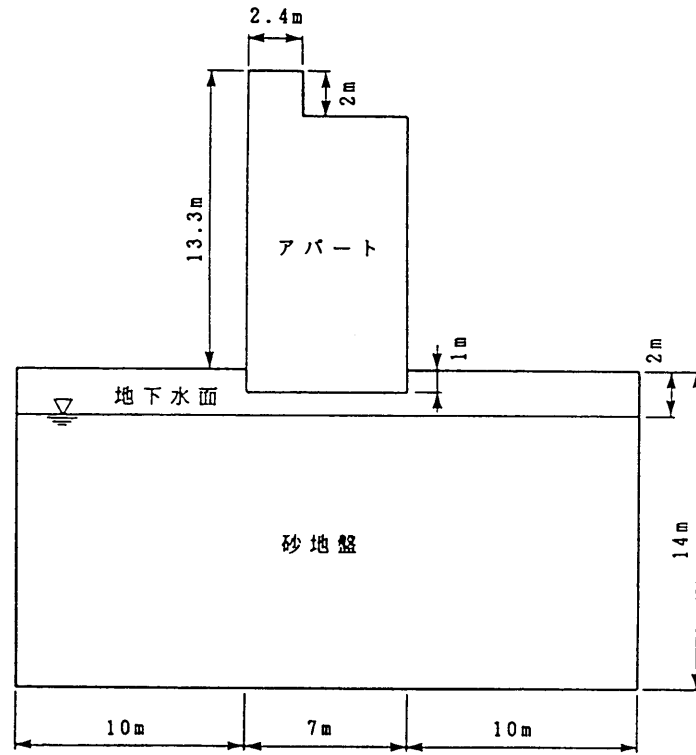


図6.4-1 川岸町の地盤・アパートの解析対象断面

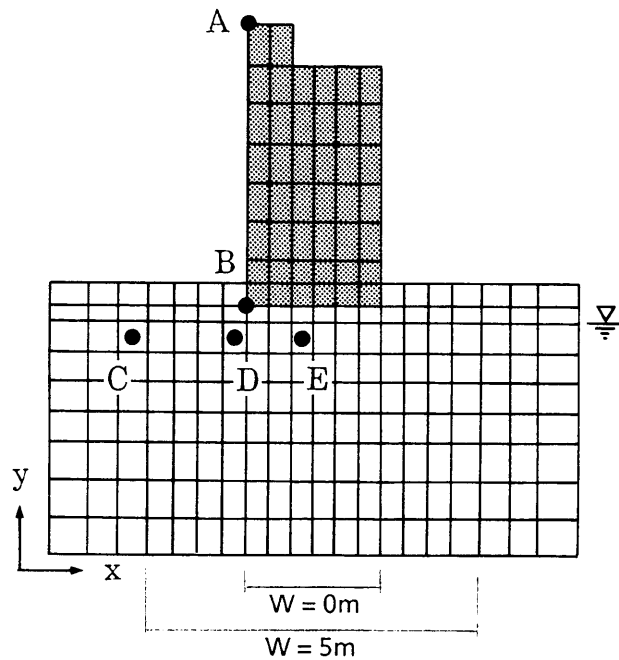


図6.4-2 メッシュ分割と出力箇所(節点A, B、要素C, D, E)および地盤改良範囲

表6.4-1 地盤とアパートの材料定数

深 度 (m)	層分割	密 度 tf/m ³	S波速度 (m/s)	破壊角 (度)	変相角 (度)	液化化抵抗 N=5 N=20		初期せん断弾性 係数G (kPa)	初期体積弾性 係数K (kPa)	G _i (kPa)	K _i (kPa)
-1.0 -2.0	(1)	1.8	110.	30				21780.	56800.		
	(2)										
-3.5 -5.0	(3)	1.9	110.	31	28	0.114	0.09	22990.	59950.	40020.	104360.
	(4)										
-6.5 -8.0	(5)	1.9	150.	35	28	0.15	0.11	42750.	111490.	59860.	156120.
	(6)										
-10.0 -12.0	(7)	1.9	185.	37	28	0.20	0.14	65030.	169590.	73630.	192020.
	(8)										
-14.0	(9)										
地盤改良部		2.1	230	44	28	0.70	0.50	111100.	289730.	138160.	360300.
アパート部		密度 : 0.46t/m ³		ヤング率 : 5.2E+06(kPa)		ポアソン比: 0.3		(弾性体として取り扱う)			

*地盤のポアソン比については、自重解析では0.33用い、動的解析では0.20または0.33を用いている。
非排水条件で解析を行っているが、透水係数を用いる場合には、文献1), pp. 46, 図-1.7.3を参照。

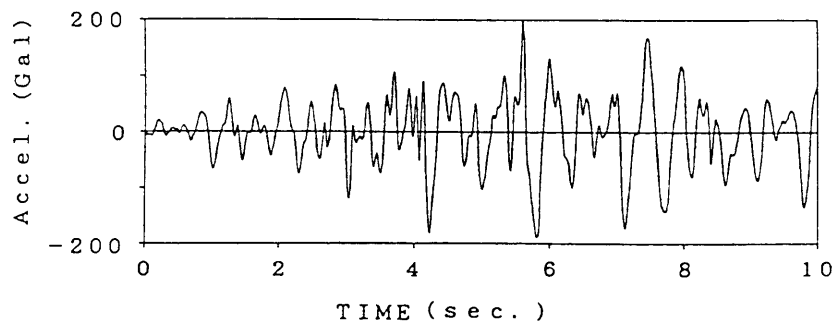


図6.4-3 入力地震動

表6.4-2 構成式のパラメータ

修正R-Oモデル($\tau_{xy} \sim \gamma_{xy}$)のパラメータ			
	初期せん断剛性	最大減衰定数	規準ひずみ
	G_{0i} (kPa)	h_{max}	$\gamma_{0.5i}$
0~-5m	40020	0.24	0.0005
-5~8m	59860	0.24	0.0005
-8~14m	73630	0.24	0.0005
改良部	138160	0.24	0.0005

($G_{0i}, \gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_{mi}=98\text{kPa}$ のときの値)

おわんモデル($\gamma_{xy} \sim \varepsilon_v$)のパラメータ						
	膨張成分を規定するパラメータ		圧縮成分を規定するパラメータ		膨潤指数と初期間隙比	液状化強度の下限值
	A	B	C	D	$C_s/(1+e_0)$	X_l
0~-5m	-0.6	1.6	6.0	2.5	0.006	0.12
-5~8m	-1.2	1.6	6.0	3.5	0.006	0.14
-8~14m	-2.0	1.6	9.0	4.0	0.006	0.16
改良部	-2.0	1.6	32.0	6.0	0.006	0.40

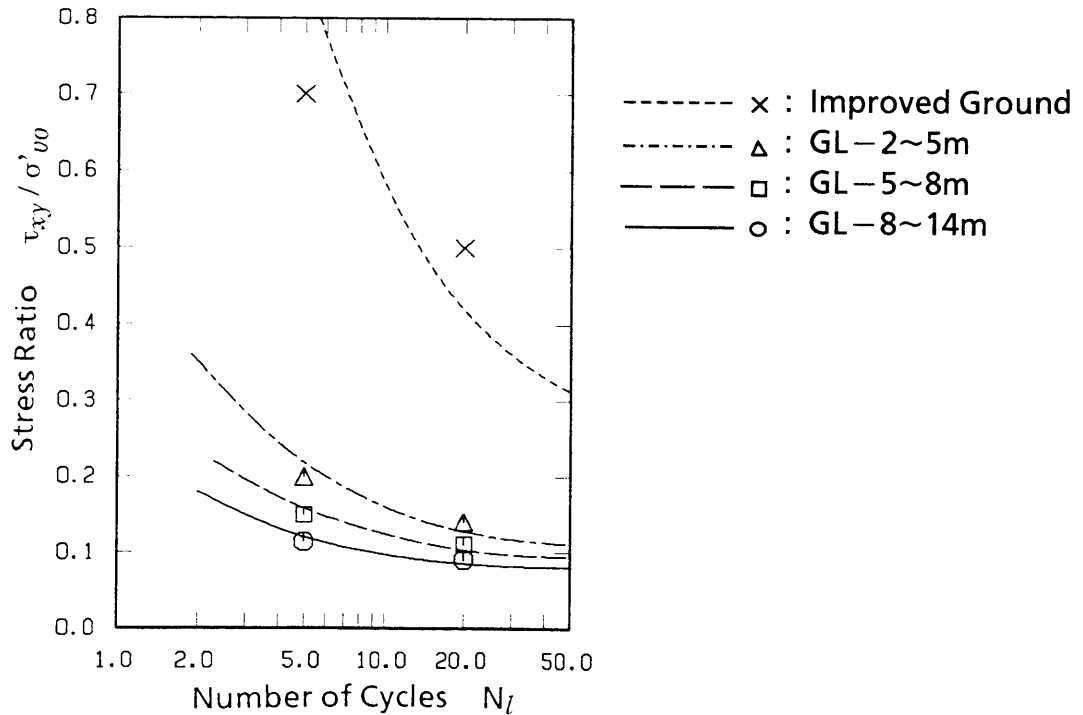


図6.4-4 川岸町地盤の液状化強度(単純せん断)

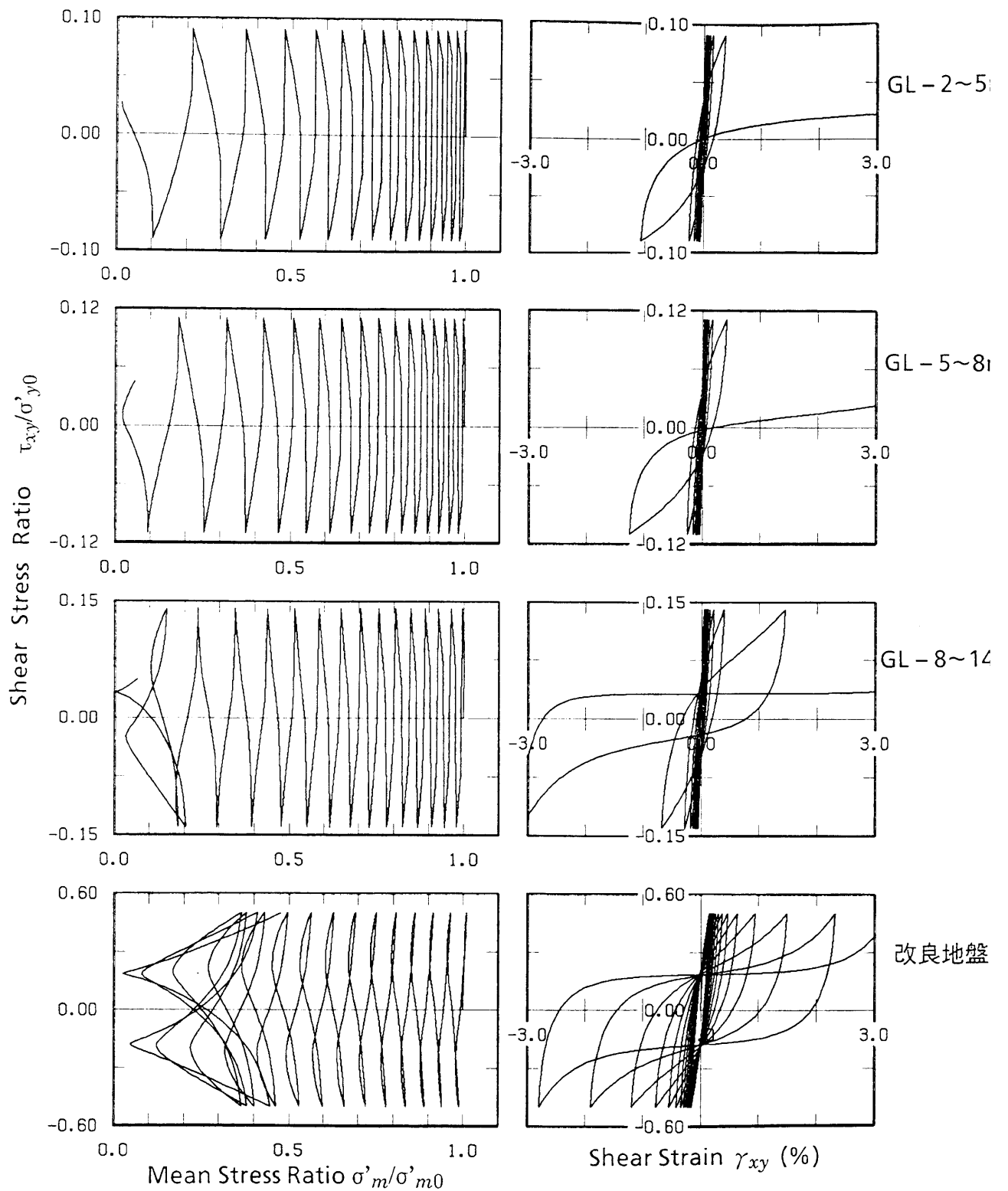


図6.4-5 要素試験(単純せん断)の有効応力経路とせん断応力・せん断ひずみ関係

(4) 解析結果

a) 自由地盤

図6.4-6には、地表およびGL-2mにおける加速度時刻歴を、図6.4-7には、GL-2~3.5m(第3層)、-3.5~5m(第4層)、における過剰間隙水圧比($1-\sigma'_m/\sigma'_{m0}$)の時刻歴を示す。第3層よりも先に下層の第4層が4秒付近で完全に液状化している。このため、第4層を伝わるせん断波はほとんどなくなるため、第3層では4秒以降で過剰間隙水圧は発生していない。また、4秒以降の加速度波形は液状化に伴い小さくなっている。なお、最大ひずみは第4層で生じており6.2%であった。図6.4-8には、最大応答加速度を示すが、第4層の液状化によりGL-5m以浅の応答値が小さくなっている。

b) アパートを含む二次元モデル

図6.4-9には、加速度時刻歴を示す。未改良地盤では、節点AとBの水平方向および鉛直方向加速度とも4秒付近から徐々に小さくなっておりかつ長周期化している。水平方向の加速度は、アパート頂部(節点A)は基礎部(節点B)に比べ2.3倍に増幅しているが、上下方向の加速度はほとんど増幅していない。改良地盤では、地盤の非線形性に伴う免振効果が小さいため加速度は大きくなり、特にアパート頂部では1000Gal以上の値を示している。改良幅 $W=0\text{m}$ と $W=5\text{m}$ とではアパート頂部においては振幅や周期(約2秒)ともあまり変わらないが、基礎部では $W=5\text{m}$ の方が大きくなっている。

図6.4-10には、相対変位時刻歴を示す。未改良地盤では、7秒以降で正の方向へ大きな残留変形を生じており、最終的にアパートは約4cm沈下している。アパート頂部と基礎部の水平方向の波形を比べると、7秒までは波形が異なっているが、それ以降で両者の波形は同じである。また鉛直方向の波形は、7秒以降は上下成分は顕著でなくなっている。これらのことより、7秒までは地盤・建屋連成系の増幅に伴うスウェイおよびロッキング振動が発生しているが、それ以降は建屋基礎への入力を抑えられるため、建屋は地盤と一体となって水平に振動していると思われる。また、ペントハウス側に傾く傾向は僅かに認められる。一方改良地盤では、沈下はほとんど無いが、ロッキングが発生している。そのため上下成分が多く発生している。改良幅を広げれば、改良地盤と建屋が一体となった系として地

震力に抵抗するため、水平・上下成分とも変位は小さくなっており、変位波形はやや短周期になっている。

図6.4-11には、加振終了時($t=10$ 秒)の変形を示す。未改良 $\rightarrow W=0$ mの改良 $\rightarrow W=5$ mの改良となるに従い、地盤の変形量は小さくなっている。地盤はどのケースも地盤全体が右方向に偏っており、必ずしも初期せん断応力の方向にせん断ひずみが発生していない。未改良地盤では特に第4層で大きなせん断変形が生じているが、顕著な軸方向の変形は認められない。これは応力・ひずみマトリックス(4.4節参照)が単純せん断を仮定したモデルであるため、軸変形に比べせん断変形の方が卓越したと思われる。未改良地盤ではアパートが沈下しその側方では逆に地盤が盛り上がっている。改良地盤では改良域と未改良域の境界で地表付近にくびれが見られる。これは、自重解析のときに未改良地盤が改良地盤にぶら下がるような格好になり、境界部でかなり大きな初期せん断応力が発生していたためと思われる。アパートの最終変形形状は、未改良地盤では沈下はしているものの傾斜は認められない。改良地盤では沈下はしていないが傾斜している。これは改良地盤では液状化せずその上に乗っているアパートでロッキング振動が卓越しているため、10秒の時点でたまたま右に傾斜していたためである。特に改良幅 $W=0$ mの場合には傾斜角が大きくなっている。

図6.4-12には、加振終了時($t=10$ 秒)の過剰間隙水圧比($1-\sigma'_m/\sigma'_{m0}$)コンターを示す。未改良地盤ではアパートの直下よりも側方に寄った所で過剰間隙水圧比が最大となっている。 $W=5$ mの改良地盤中でもアパートの直下より側方の方が過剰間隙水圧が大きい。また改良地盤は一様な地盤であるが、過剰間隙水圧比は第4層で高くなっている。また $W=5$ mの場合には、改良地盤と側方境界までの距離が小さいため、この影響が含まれているものと思われる。

図6.4-13には、過剰間隙水圧比時刻歴を示す。未改良地盤では、要素C \rightarrow D \rightarrow Eとアパートの下になるにつれて過剰間隙水圧比は小さくなっている。また、 $W=5$ mの改良地盤においても要素DとEを比べると、要素Dの方が過剰間隙水圧は多く発生しており、アパート直下よりもその周辺の方が過剰間隙水圧が発生しやすいことが分かる。また図には示していないが、未改良地盤の場合には一次元モデルの場合と同じく、第4層の方が先に液状化しているため、第3層の過剰間隙水

圧は第4層に比べ発生しにくくなっている。改良地盤のすぐ横の未改良地盤も液状化しており、改良地盤が硬くそれによってせん断変形が抑えられて過剰間隙水圧が小さくなるような現象は認められない。また改良地盤は液状化しておらず常に波動エネルギーが伝わるので、その側方の未改良領域では下方からの入力以外に改良部からも波動エネルギーを受けることになる。よって未改良地盤では過剰間隙水圧比が85%だった要素Dも $W=0\text{m}$ の改良地盤側方に位置するときは過剰間隙水圧比は1.0になっていると思われる。

図6.4-14には、有効応力経路を示す。使用した構成式は破壊線を持たないため、応力比が非常に大きくなる場合が認められる。改良地盤では、弱いサイクリックモビリティを生じながら、有効応力が徐々に低下している。

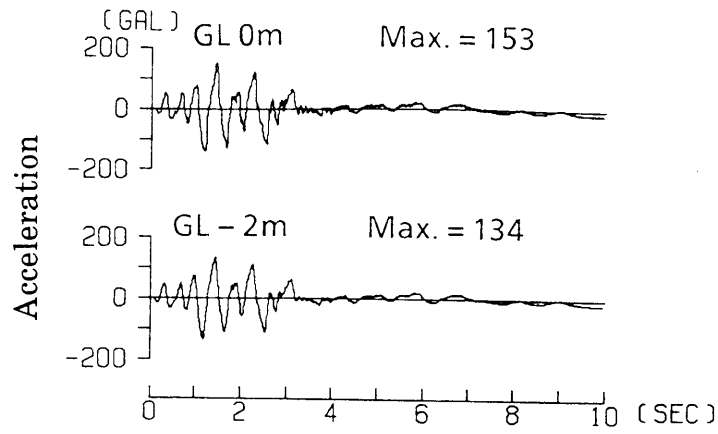


図6.4-6 自由地盤部の加速度時刻歴

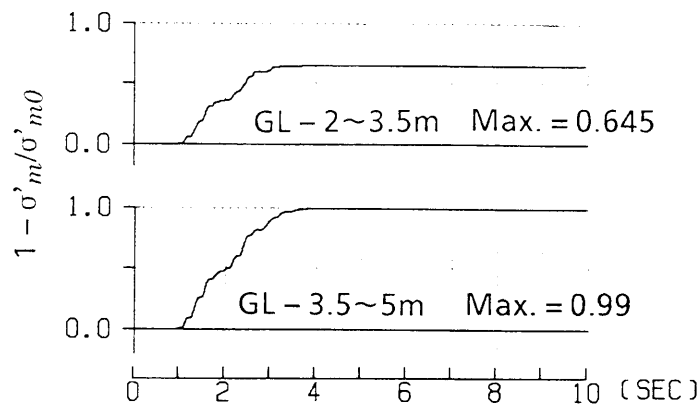


図6.4-7 自由地盤部の過剰間隙水圧比時刻歴

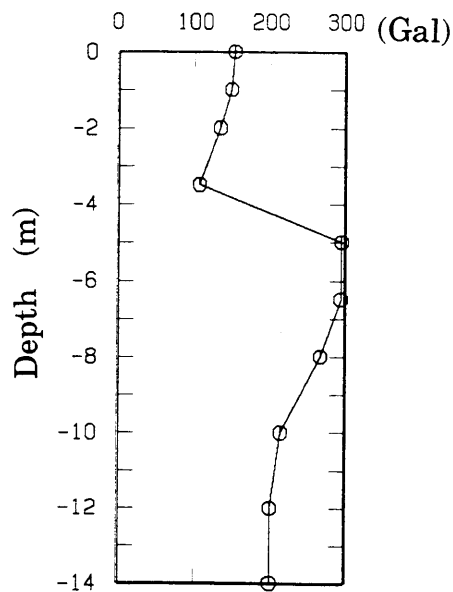


図6.4-8 自由地盤部の最大応答加速度

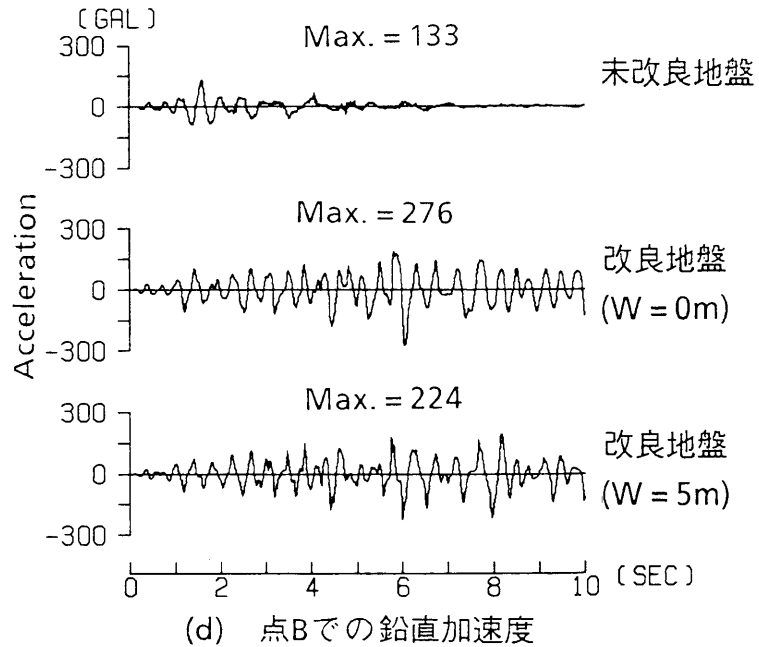
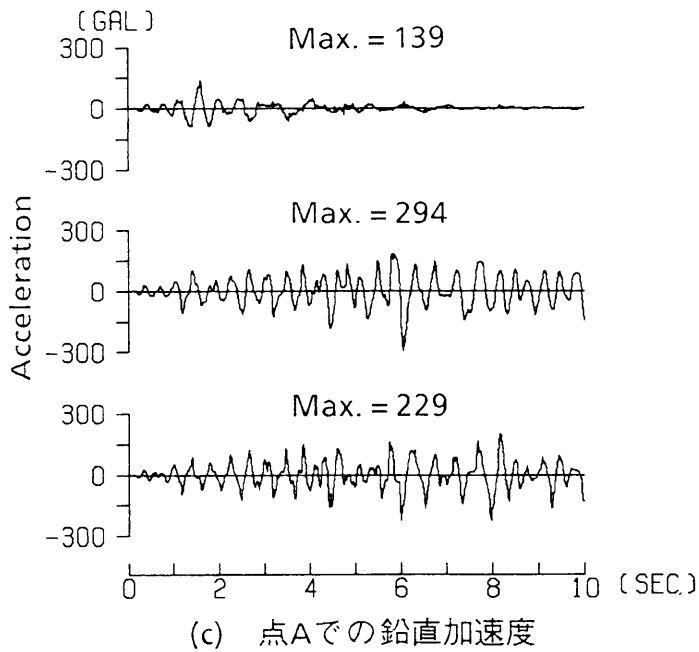
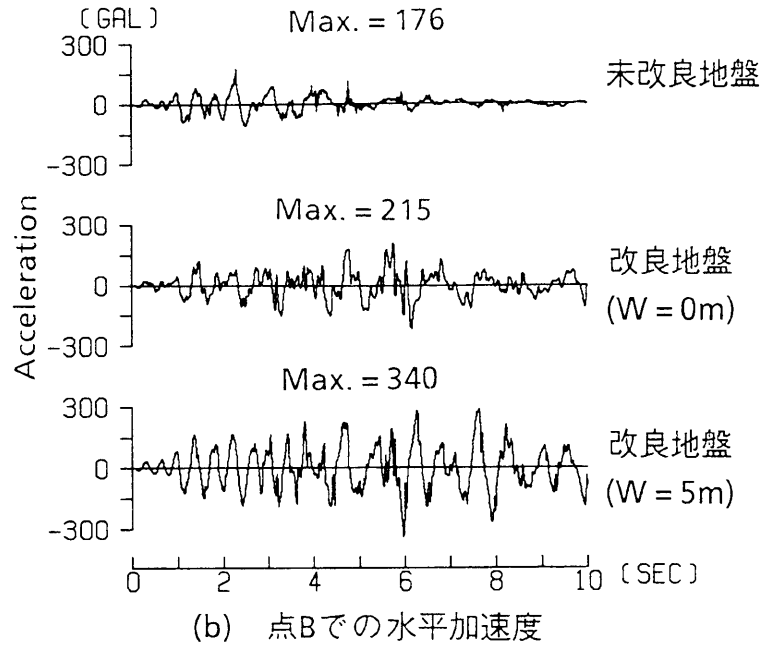
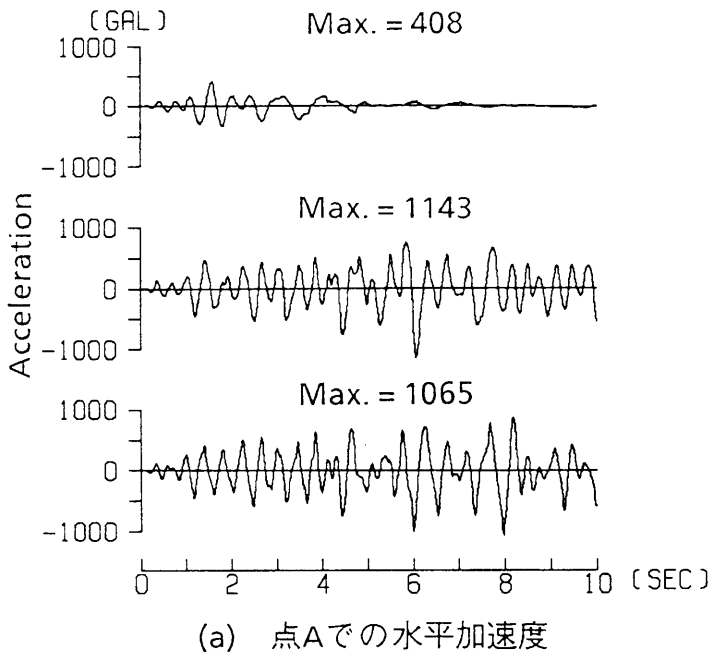


図6.4-9 二次元モデルの加速度時刻歴

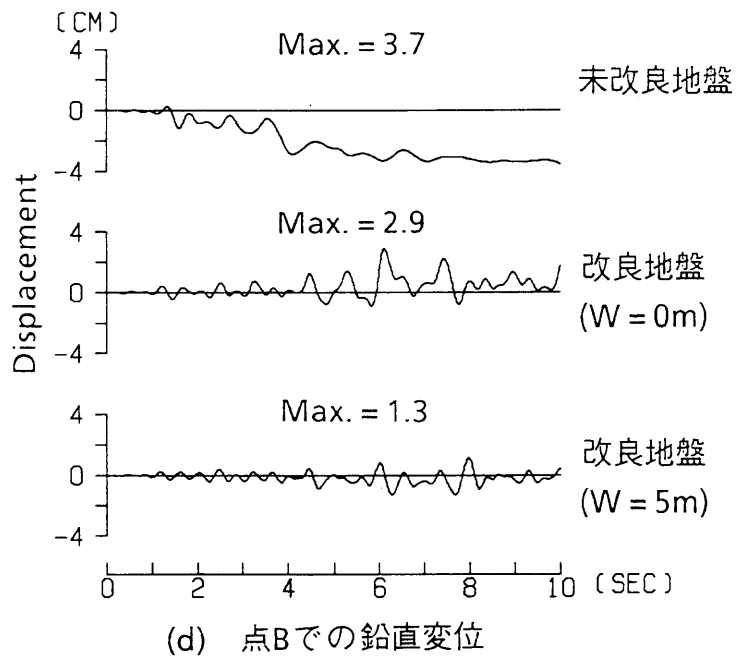
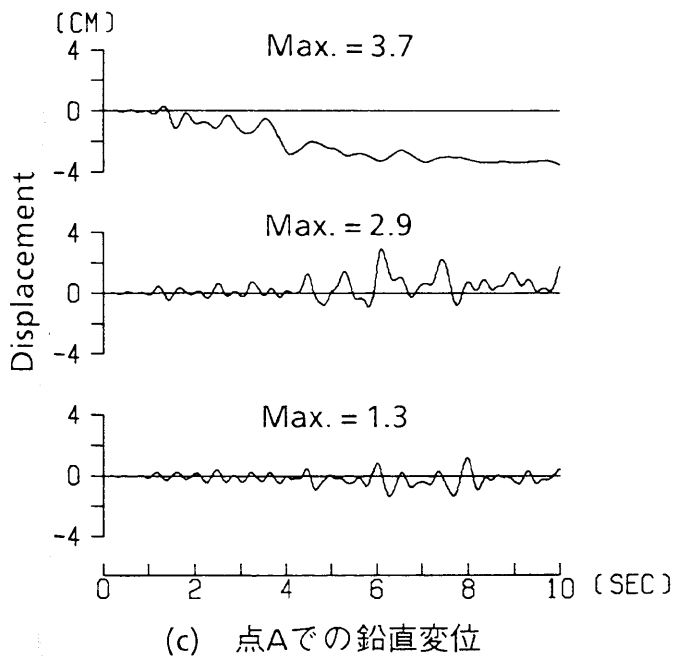
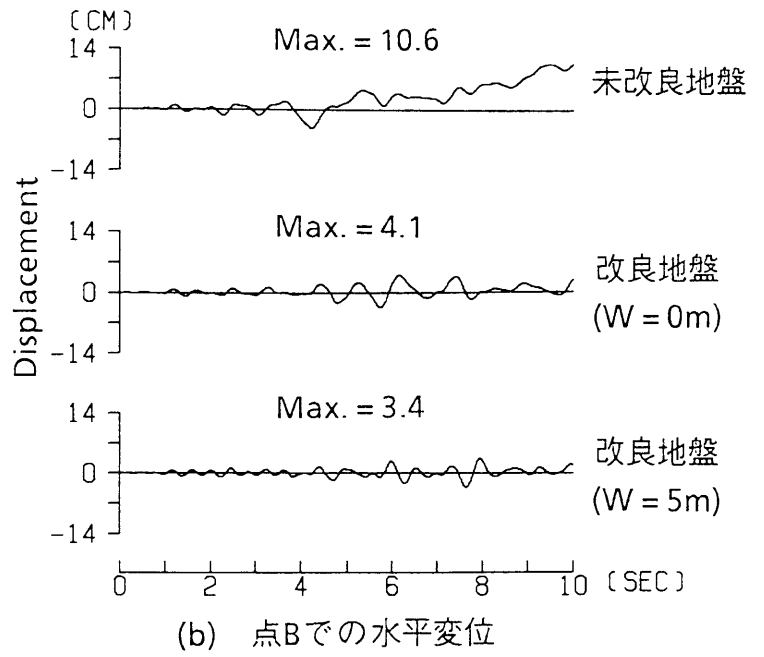
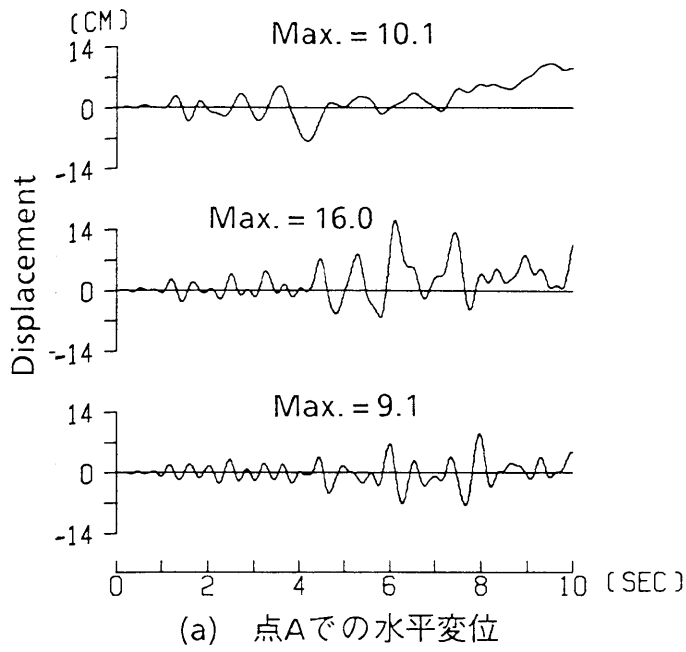
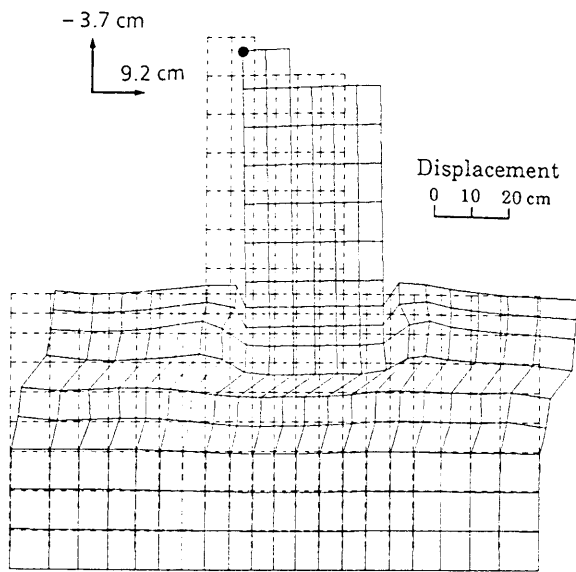
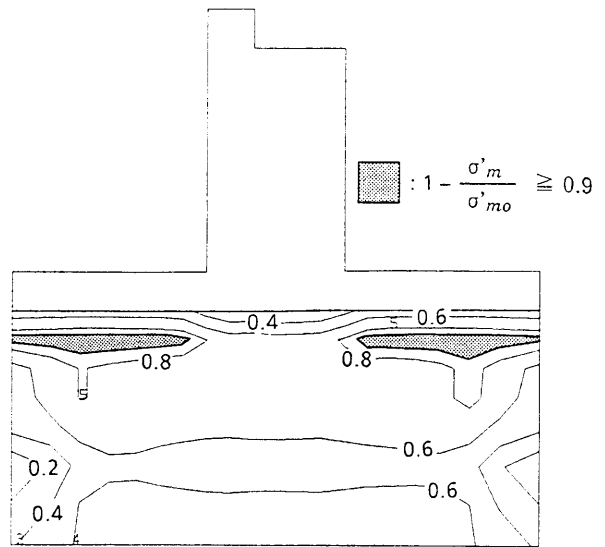


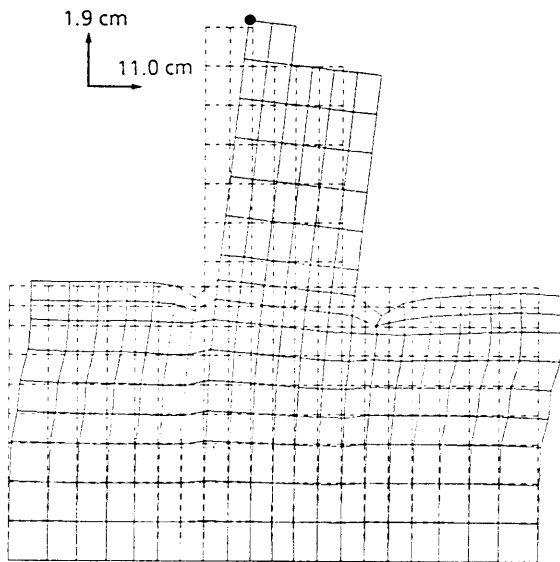
図6.4-10 二次元モデルの相対変位時刻歴



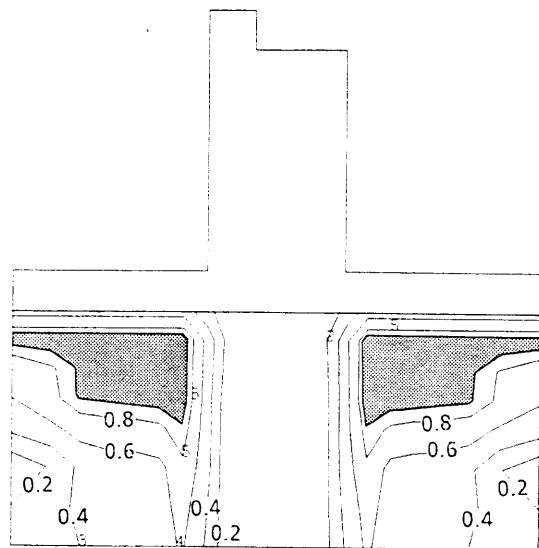
(a) 未改良地盤



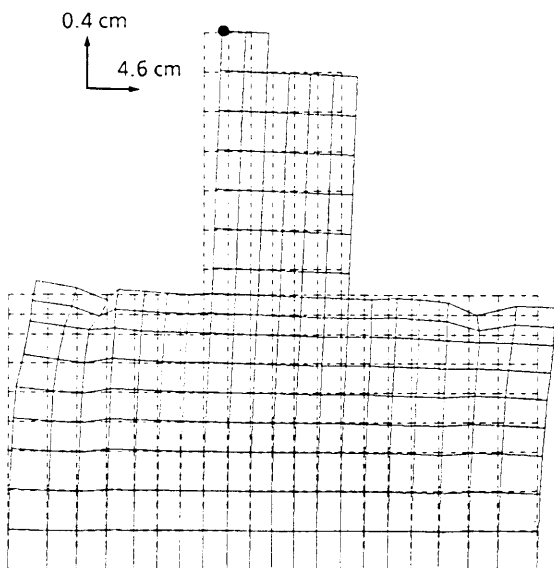
(a) 未改良地盤



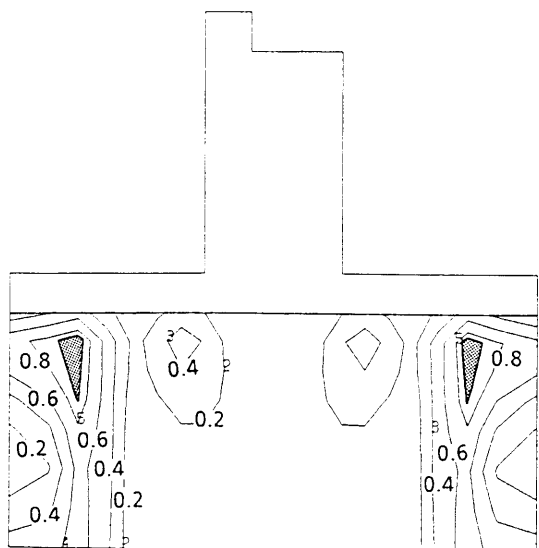
(b) 改良地盤 (W = 0m)



(b) 改良地盤 (W = 0m)



(c) 改良地盤 (W = 5m)



(c) 改良地盤 (W = 5m)

図6.4-11 加振終了時(t=10sec)の変形

図6.4-12 加振終了時(t=10sec)の過剰間隙水圧比コンター

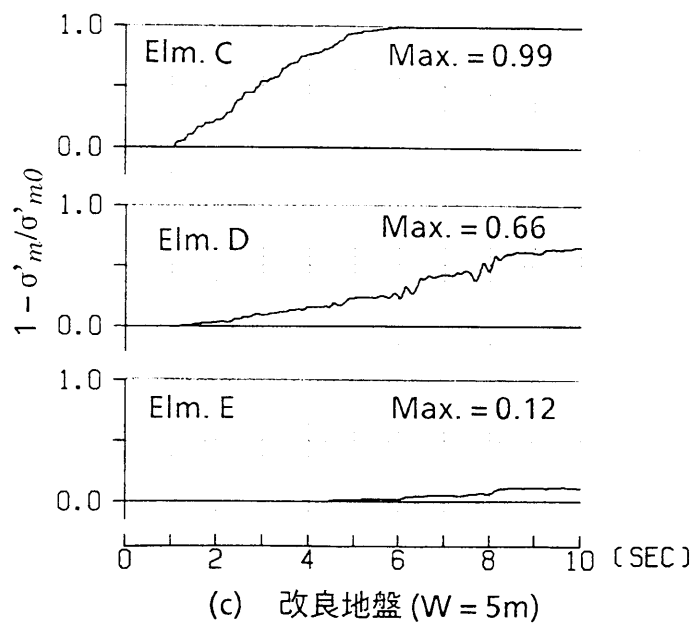
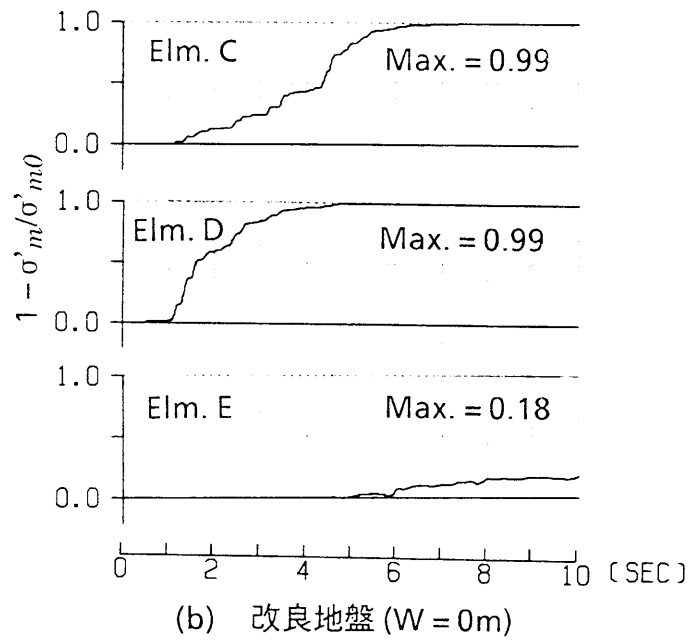
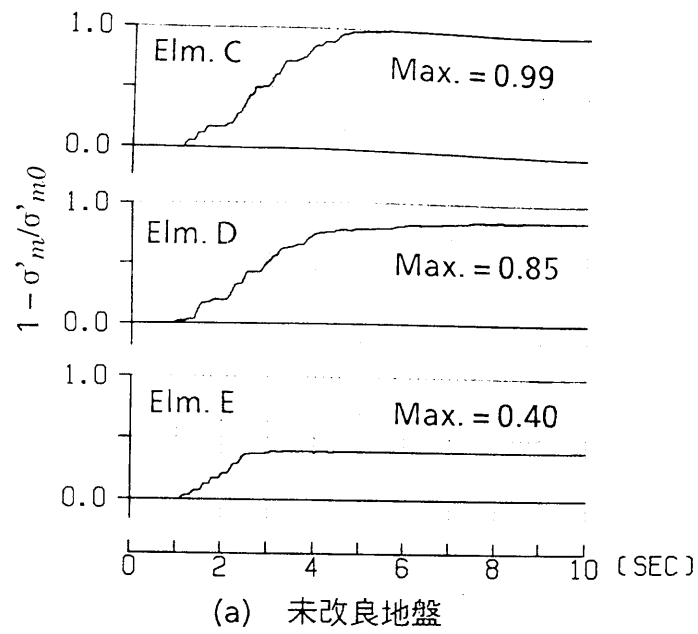


図6.4-13 二次元モデルの過剰間隙水圧比時刻歴

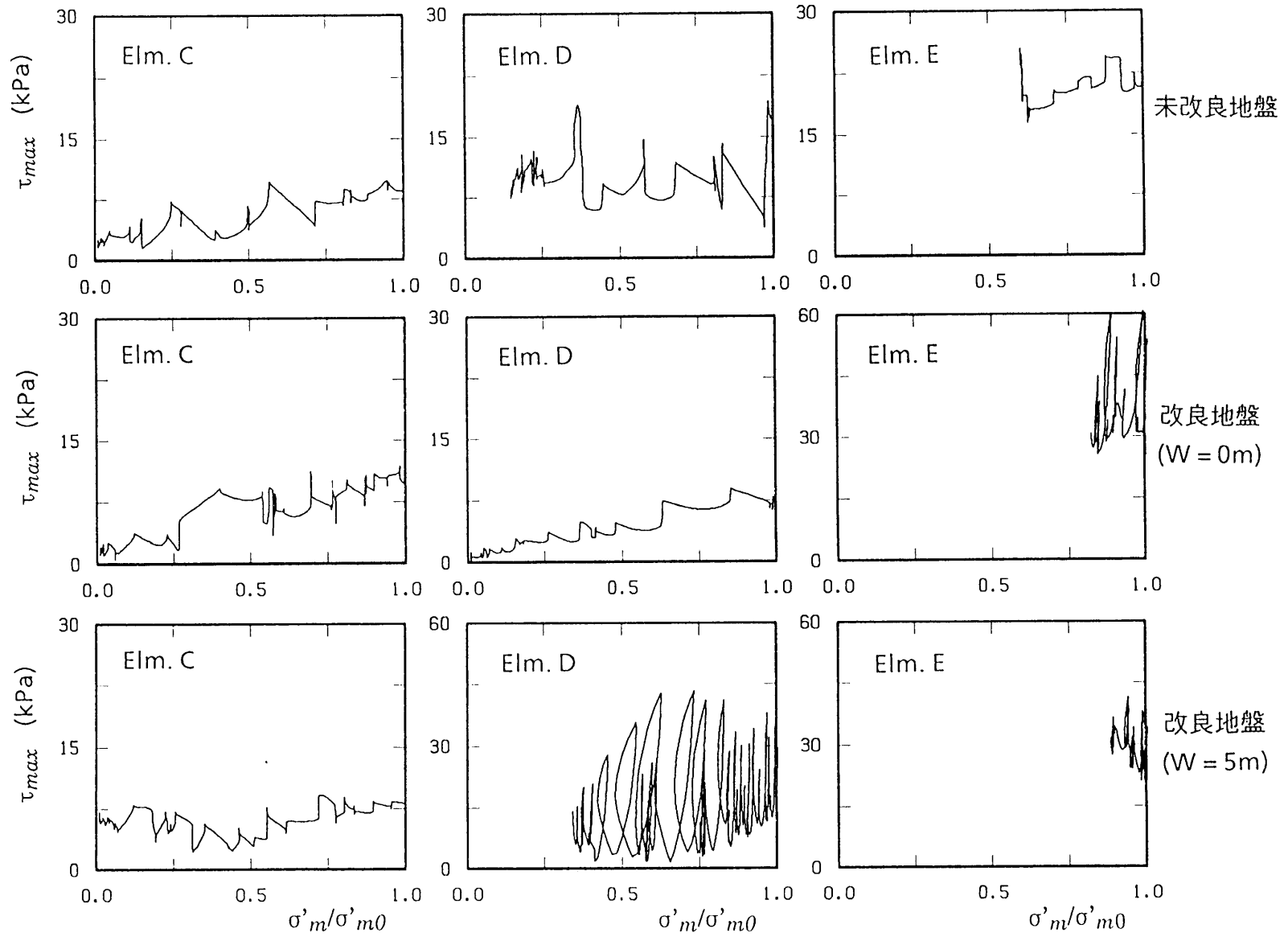


図6.4-14 二次元モデルの有効応力経路

(4) まとめ

川岸町の地盤・アパートの解析結果をまとめると、以下のことが言える。

- せん断変形が卓越し軸方向変形がやや出にくいことを除けば、簡単な構成式でも液状化時の地盤の定性的挙動は追えているようである。ただし、軸ひずみがあまり発生しておらず、これは定式化の際の近似に起因すると思われる。
- 未改良地盤では、アパート直下よりもその側方地盤の方が液状化しやすい。またアパートは沈下はするものの、傾斜はわずかであった。
- 地盤改良を施せば沈下は無くなるが、アパートはロッキングしやすくなる。また加速度も大きくなる。改良幅を大きくとれば、改良地盤・建屋が一体となって抵抗するため、ロッキングはやや小さくなる。
- 部分的に地盤を締固めても、その側方の未改良地盤の液状化を抑えることはできない。

今回用いた簡便な構成式でも複雑な問題の液状化現象はほぼ説明できた。一斉解析を行ったシンポジウムでは、種々の解析コードとの結果の比較も行われている(井合ほか, 1991)。それによれば、過剰間隙水圧や加速度の最大値に関してはあまり大きな差異はみられない。しかし、残留変形には大きな差異が見られる。今後の課題としては、以下のことが挙げられる。

- 初期応力の影響が、その後の動的解析の残留変形を左右する。また、加振終了後の変形は加振中の変形よりも大きくなる可能性があるが、その定量的評価については今後の課題である。
- 解析による沈下・傾斜は実際の被害(時松, 1989)と比べて小さい。これらより、液状化後の永久変形などの被害をより正確に説明するには、液状化後の物性の評価、重力の影響、圧密解析、大変形の解析手法の開発、などについて検討していく必要がある。
- 地盤改良の効果を安定性の面から検討するには、液状化時に建屋を乗せた改良地盤が自重作用の下でも自立するかどうかの検討も必要となりと思われる。

第7章 三次元液状化解析

7.1 観測記録のシミュレーション解析と二方向入力の影響

7.1.1 二方向入力の影響

既往の研究によれば、水平多方向振動では水平一方向振動に比べて以下のような差異を生ずる。

- 多方向振動では一方向振動に比べて約2倍の沈下が生じる(Pyke *et al.*, 1975)。
- 多方向せん断の影響が液状化強度を低下させる(Seed *et al.*, 1975; Ishihara *et al.*, 1980; Tokimatsu *et al.*, 1982; Nagase *et al.*, 1987; 福武ほか, 1989)。液状化強度の低下率はせん断経路により異なるが、大まかには0.9~0.75倍である。
- せん断土槽を用いた模型地盤を一方向と多方向に加振した場合、多方向振動の方が過剰間隙水圧が多く発生する(藤川ほか, 1993a; 1993b)。
- 応答計算結果を比較すると加速度応答スペクトルが異なる(Yamazaki *et al.*, 1980)。

二方向入力の影響を一方向のせん断(あるいは加振)で表現するには、以下の方法が取られる。

- a) 液状化強度を低下させて(係数 c_5 を掛けて)解析に用いる。
- b) 入力加速度の大きさを大きめに設定する。

a)に関しては、龍岡ら(1981)は $c_5=0.9$ を提唱しており、道路橋示方書では $c_5=1.0$ としている。b)に関して、以下に藤川らの研究(藤川ほか, 1993a; 1993b; 福武ほか, 1995a)を引用する。

藤川らは、二方向に同時に加振できる円形せん断土槽を用いた飽和砂の液状化実験をもとに、過剰間隙水圧について検討した。加振入力波は、1983年日本海中部地震秋田港記録のNS成分(x方向)とEW成分(y方向)をそれぞれ振幅80Galとして入力した。図7.1-1に、過剰間隙水圧比の分布の比較を示す。過剰間隙水圧比とは、過剰間隙水圧を初期の上載圧で除した値であり、その値が1.0なら完全に液状化した

ことを意味する。同図(a)を見ると、同じ振幅(50Gal)において二方向(xy方向)同時加振の場合は、一方向(x方向)加振の場合に比べかなり大きな水圧が発生していることが分かる。同図(b)には、二方向同時入力と等価な過剰間隙水圧が生じる一方向入力振幅の検討結果を示す。これより、50Galの二方向同時加振の場合と過剰間隙水圧比が等しくなるような一方向加振の振幅は、実験では80Gal、解析では65Galとなることがわかる。このことより、解析上一方向入力により二方向性の影響を評価しようとするなら、振幅を1.3倍する必要があると言える。

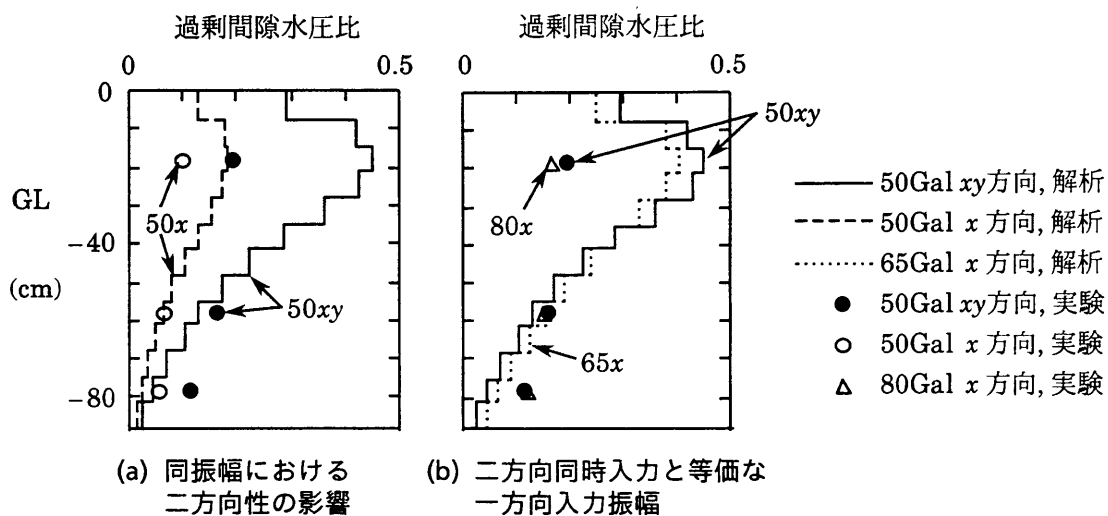


図7.1-1 土槽実験における過剰間隙水圧比の分布

一方、既往の種々の地震動記録を見ると、NS成分(またはx方向)とEW成分(またはy方向)とは等しくなく、水平面の加速度あるいは速度オービットは、強軸と弱軸とが存在する(例えば、西川ほか, 1996)。1995年の兵庫県南部地震では、断層に直交する成分が卓越している(瀧瀬, 1995; 工藤, 1996; 入倉, 1996)。よって上記の藤川らの結論が実地震動の場合にもあてはまるかどうかは分からない。以下の節では、観測された地震動記録を対象に、水平二方向入力の影響を検討した。

7.1.2 Wild Life観測記録のシミュレーション

本節では、液状化した実地盤の鉛直アレー観測記録に基づいてシミュレーション解析を行った。そして加速度や過剰間隙水圧の時刻歴に着目し、加速度のNS成分あるいはEW成分のみを一方向入力した場合と、2成分を同時に入力した場合について実記録と比較し考察した。

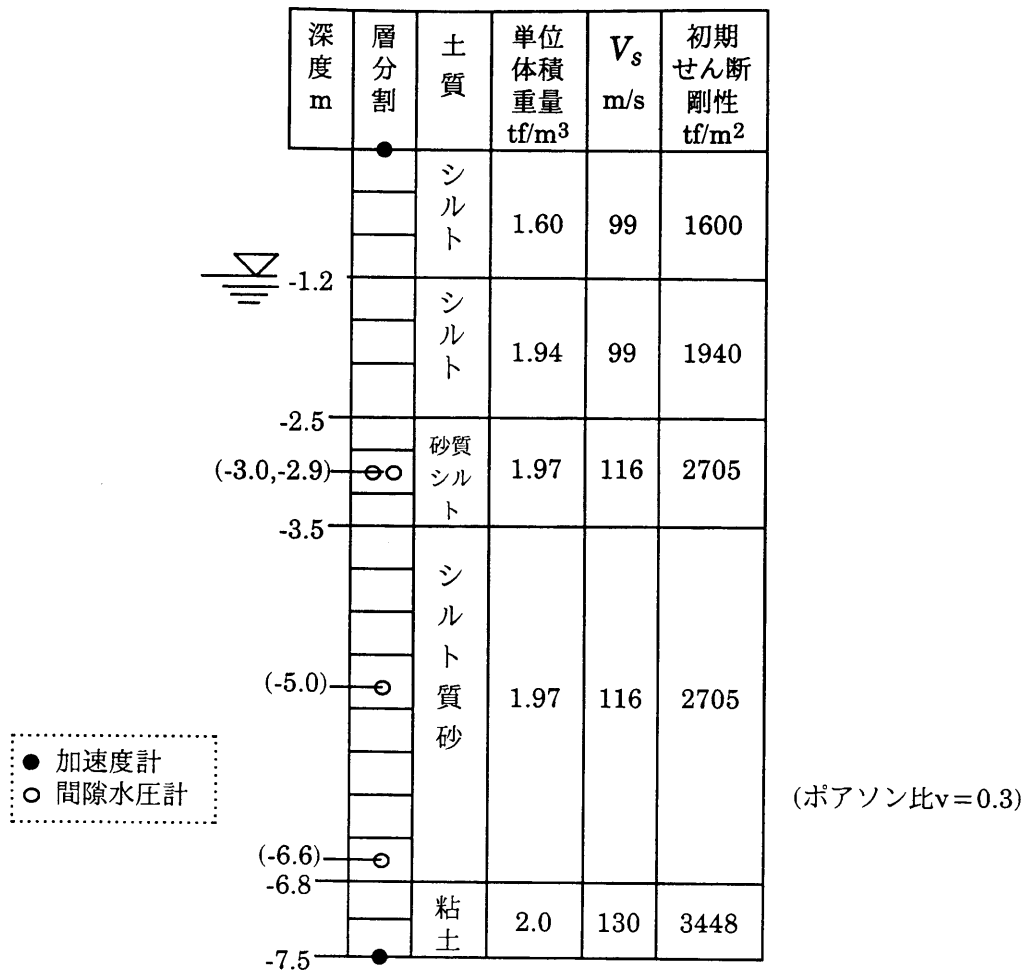
(1) 解析条件

本節では陽解法(中央差分)による非線形解析を行っている。中央差分では、全体剛性マトリックス $[K]$ を作らず、 $[K]$ 比例型の減衰は通常考慮されていないため、応答加速度に短周期成分が含まれることがある。ここではこの問題を回避するため、減衰はレイリー型減衰を以下のように評価した。質量マトリックスは通常対角マトリックスとして取り扱われるので、各節点に減衰力として $\alpha m_i \Delta v_i$ を与えればよい。ここで m_i 、 Δv_i は、節点 i の集中質量および増分速度である。一方、剛性マトリックスは対角マトリックスでないことから、各節点に作用する減衰力 P_c を要素ごとに次式で求め、重ね合わせる。

$$\begin{aligned} P_c &= \beta [K] \{\Delta v\} = \beta \int [B]^T [D] [B] \{\Delta v\} dv \\ &= \beta \int [B]^T [D] \{\Delta \dot{\epsilon}\} dv = \beta \int [B]^T \Delta \dot{\sigma} dv \end{aligned} \quad (7.1-1)$$

シミュレーション解析に用いた地震記録は、1987年11月23, 24日、米国カリフォルニア州インペリアルバレーで得られた記録(Superstition Hills地震)である。地盤モデルは文献(Youd *et al.*, 1989; Prevost *et al.*, 1991; 時松, 1991)を参考にして表7.1-1のように設定した。間隙水圧の上昇したと考えられる層は、GL-2.5m~-6.8mの細砂層である。加速度は地表とGL-7.5mの2深度で、間隙水圧はGL-2.9m, -3.0m, -5.0m, -6.6mの4深度で観測されている。23日の地震-1はマグニチュード $M=5.8$ 、地表最大加速度 $\alpha_{max}=125\text{Gal}$ を記録したが、液状化は発生しなかった。24日の地震-2は $M=6.1$ 、 $\alpha_{max}=201\text{Gal}$ で、過剰間隙水圧の挙動からみて地盤はほぼ液状化しているものと思われる。このため図7.1-5に示すように15秒付近から加速度振幅が減少し、20秒付近から長周期化している。このことからすると、20秒付近から過剰間隙水圧がほぼ初期拘束圧に達していると思われるが、観測値は図7.1-9に示すようにまだ上昇途中である。そしてGL-7.5mの入力加速

表7.1-1 地盤構成



度のパワーがかなり小さくなる25秒以降になってもなお上昇し続けているので、過剰間隙水圧時刻歴の解釈には疑問が残る。このことについてはYoudら(1989)も考察し種々の原因を挙げている。

解析に用いた土質パラメータは、表7.1-1の地盤物性や既往データを参考にし、表7.1-2に示す値を設定し、この値を用いたときの一方向繰返しせん断による液状化抵抗を図7.1-2に示す。応答解析における積分時間間隔は0.001秒であり、式(1)のレイリー減衰の β は0.0005とした。解析は地震-1($M=5.8$)と地震-2($M=6.1$)の双方について行った。入力波としては、GL-7.5mで観測されたNS成分とEW成分を別々に入力した場合と、NS成分とEW成分を直交二方向に同時入力した場合の3ケースとした。入力波形を図7.1-5(b), 6(b)に示す。地震-2 ($M=6.1$)の入力振幅は、NS成分は169Gal、EW成分は103Galで、NS成分の方が1.64大きな振幅

表7.1-2 地盤構成と土質パラメータ

深度 m	層分割	土質	修正R-Oモデル			おわんモデル				
			G_{0i} tf/m ²	$\gamma_{0.5i}$ 10 ⁻⁴	h_{max}	A	C	D	$\frac{C_s}{1+e_0}$	X_l
1.2	●	シルト	1633	2.53	0.22	-1.0	8.0	20.0	0.010	0.17
		シルト	1227	2.53	0.22	-1.0	8.0	20.0	0.010	0.17
2.5	○	砂質シルト	1420	1.58	0.24	-1.0	8.0	20.0	0.006	0.17
(3.0, 2.9)		シルト質砂	1129	1.58	0.24	-1.0	12.0	20.0	0.006	0.17
6.8	○	粘土	1248	6.32	0.20					
7.5	●									

($G_{0i}, \gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_{mi} = 1 \text{ tf/m}^2$ のときの値)

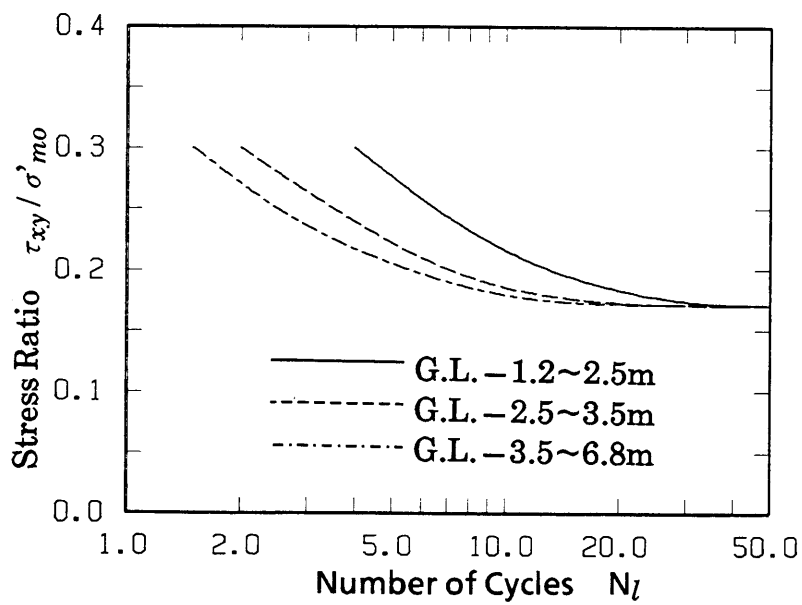


図7.1-2 想定した液状化強度曲線(1方向せん断)

となっている。地震-2における水平加速度波形のオービットを図7.1-3に示す。図より、振幅卓越方向は、ほぼNS方向と一致していることが分かる。水平2成分を同時に考えた時の最大加速度振幅は176Gal(図中に円で示している)であり、NS成分の最大振幅169Galとさほど変わらない。

(2) 解析結果と考察

◦ 地震-1($M=5.8$) について

図7.1-5(a), 6には応答加速度の時刻歴を示す。このとき過剰間隙水圧は、観測においても解析においても発生していない。一方向加振と二方向同時加振との差異はほとんど見られない。

◦ 地震-2($M=6.1$) について

図7.1-4には解析による過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。結果を比較すると、NS成分入力の場合は二方向同時入力の場合に比べ値がやや小さくなっており、EW成分ではさらに小さくなっている。すなわち、一方向加振で液状化を検討する際には、加速度振幅の大きい方の成分を入力しないと、実際と異なった結果となる可能性がある。

図7.1-7(a), 8には応答加速度の時刻歴を示す。図7.1-8(a), (b)に示す解析による二方向同時入力の場合とNS成分入力の場合の結果においては、20秒付近から長周期となっており、さらにその後サイクリックモビリティにともなうスパイク状の波形がみられる。これら一連の傾向は、図7.1-7(a)に示す観測記録と良く対応している。一方、図7.1-8(c)に示すEW成分入力の場合には、このような傾向は全く見られない。

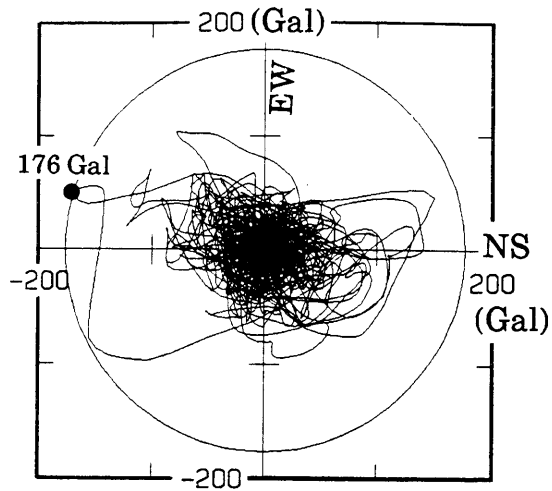


図7.1-3 GL-7.5mにおける加速度波形オービット(地震-2)

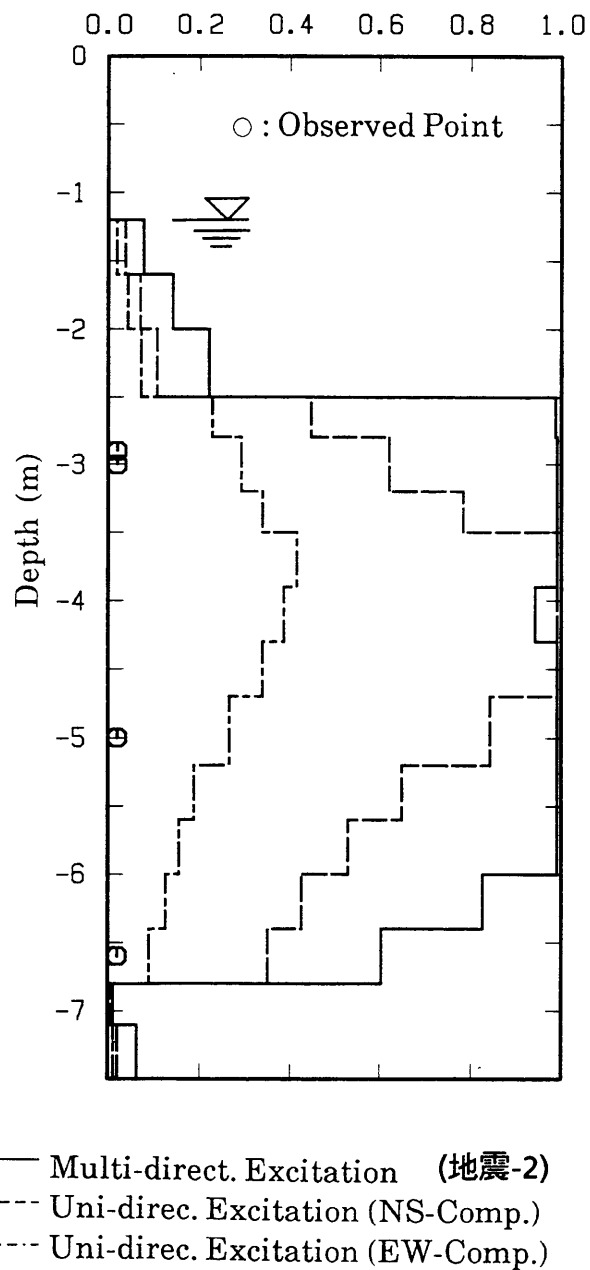
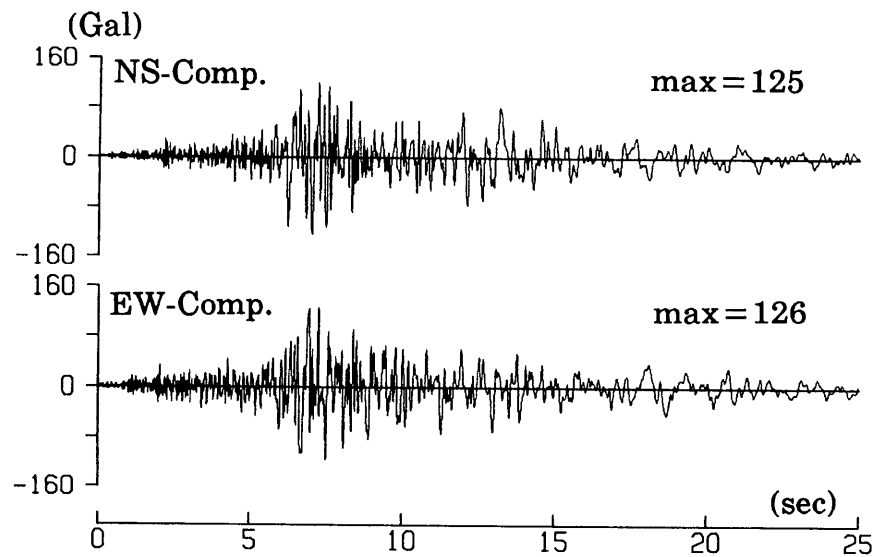
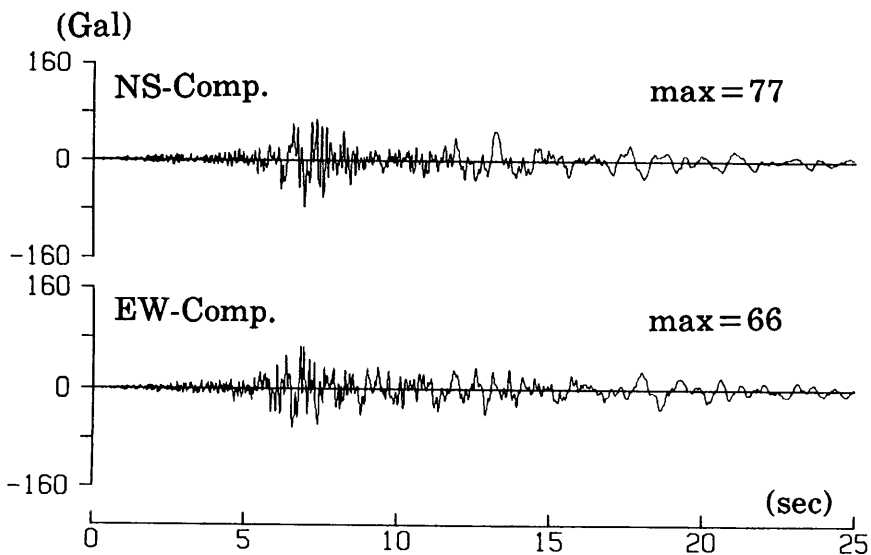


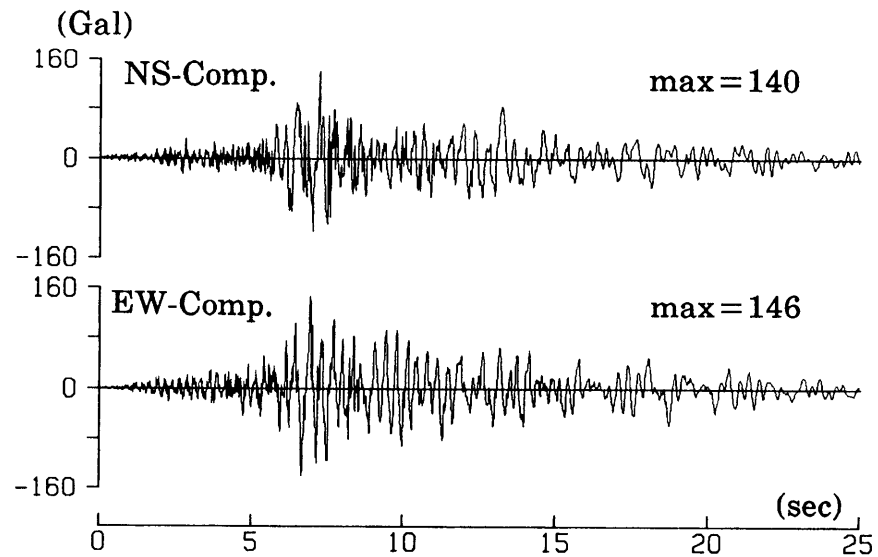
図7.1-4 解析による過剰間隙水圧比の最大値分布



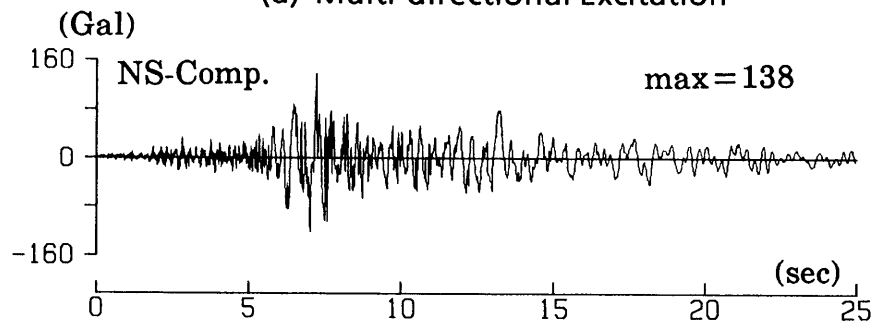
(a) G.L. ±0m (Surface)



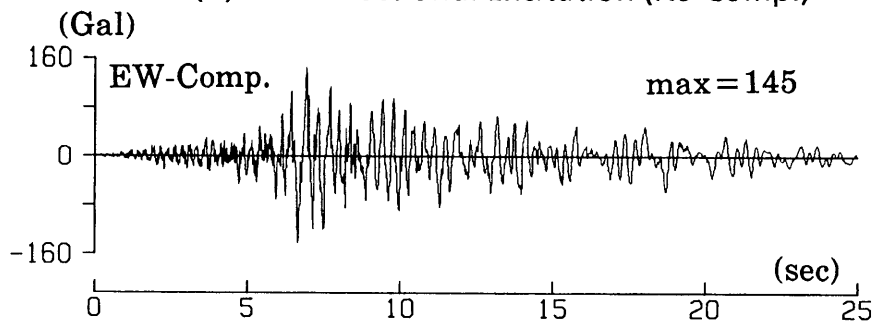
(b) G.L. -7.5m (Input Wave)



(a) Multi-directional Excitation



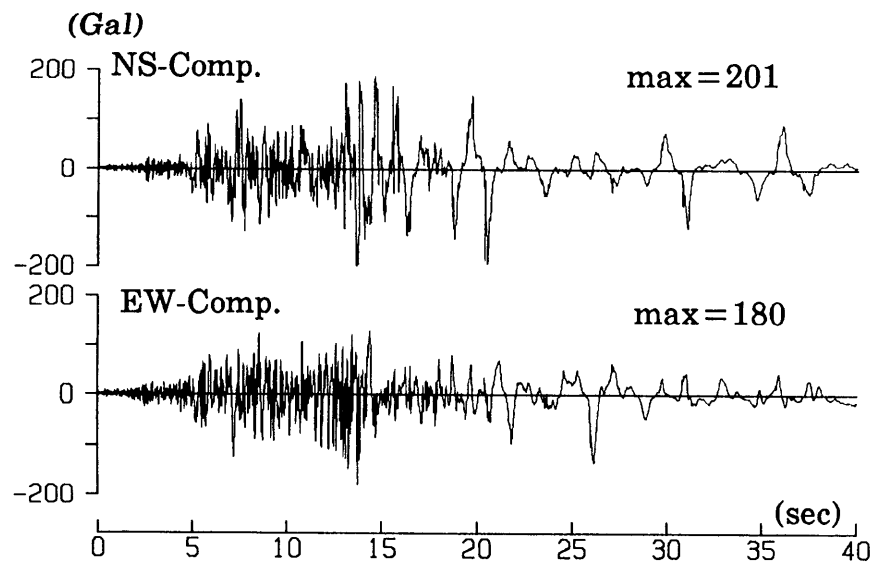
(b) Uni-directional Excitation (NS-Comp.)



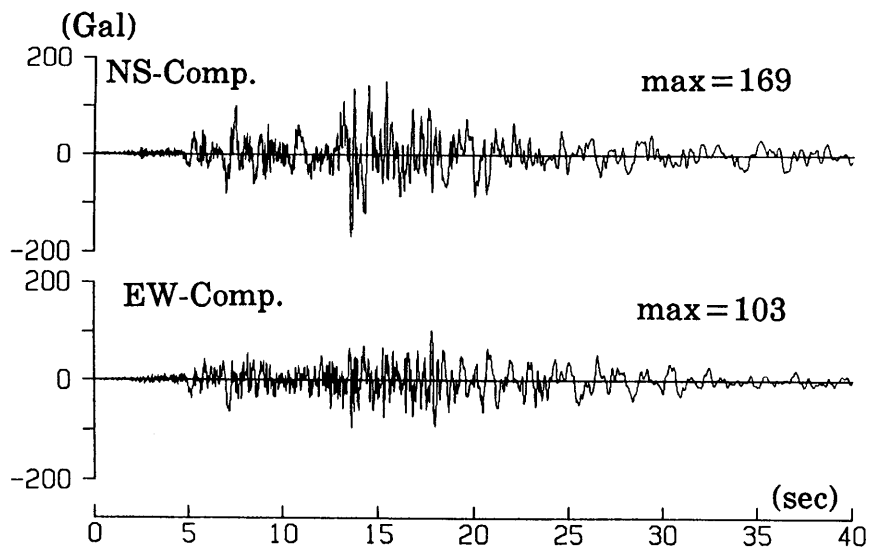
(c) Uni-directional Excitation (EW-Comp.)

図7.1-5 観測による加速度(地震-1)

図7.1-6 解析による地表面加速度(地震-1)

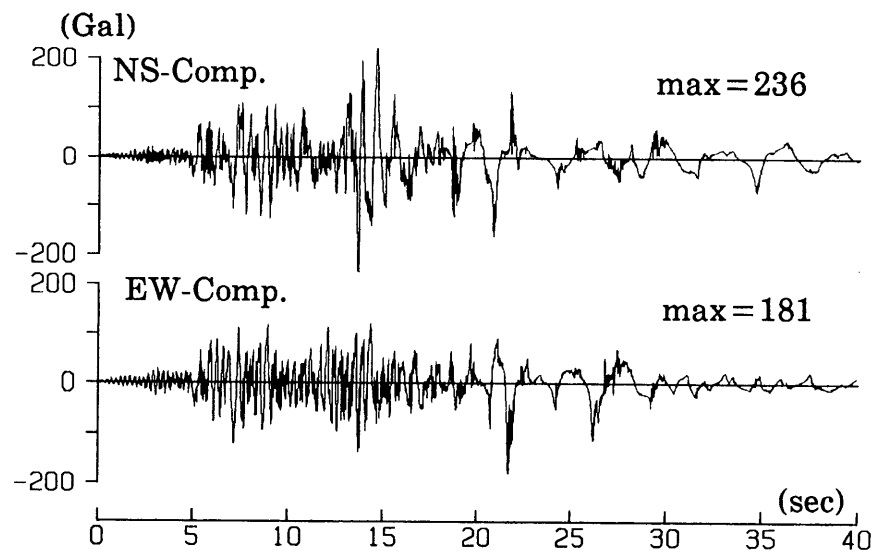


(a) G.L. ±0m (Surface)

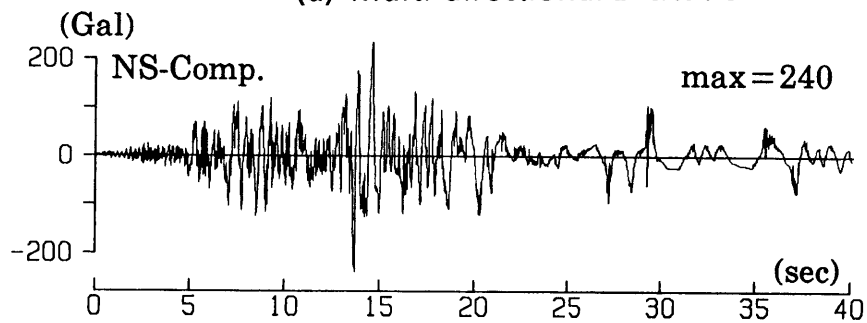


(b) G.L. -7.5m (Input Wave)

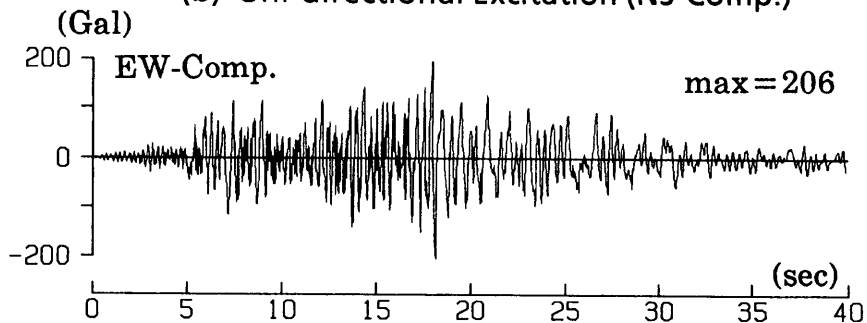
図7.1-7 観測による加速度(地震-2)



(a) Multi-directional Excitation



(b) Uni-directional Excitation (NS-Comp.)



(c) Uni-directional Excitation (EW-Comp.)

図7.1-8 解析による地表面加速度(地震-2)

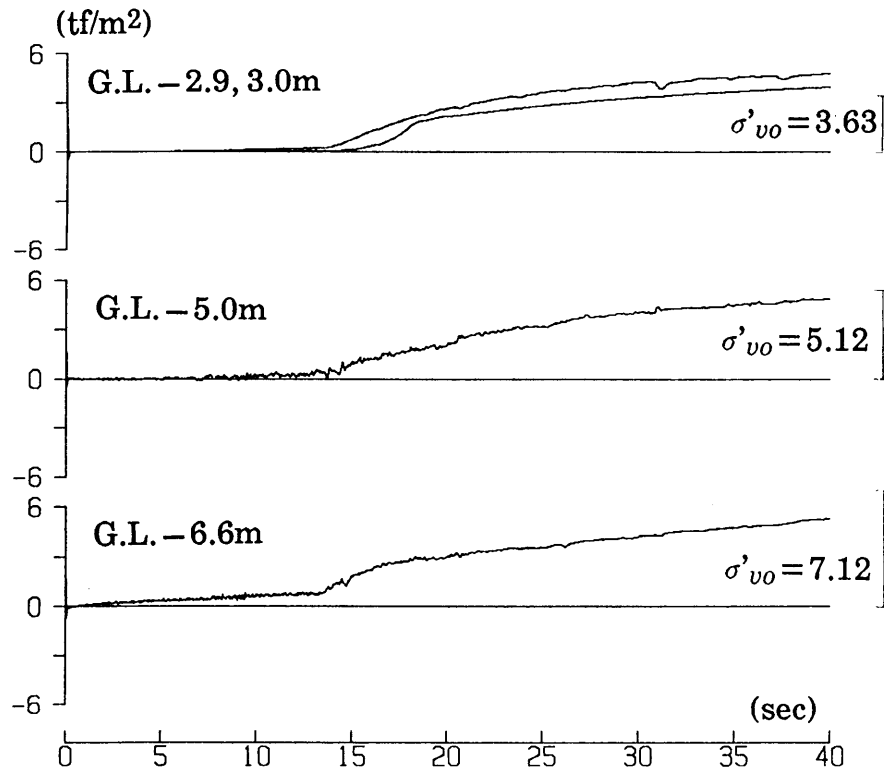


図7.1-9 観測による過剰間隙水圧(地震-2)

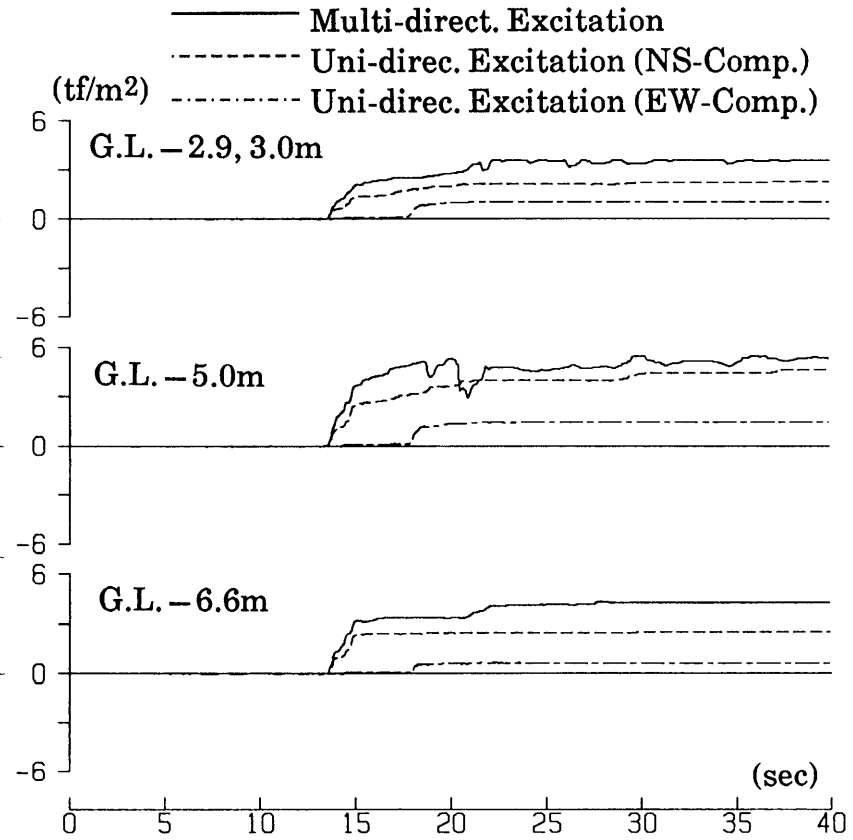


図7.1-10 解析による過剰間隙水圧(地震-2)

図7.1-9, 10には過剰間隙水圧の時刻歴を示す。図中には推定した初期の鉛直有効応力 σ'_{v0} も示してあるが、GL-2.9m, -3.0mにおける観測値は、初期拘束圧以上の値にまで上昇している。解析結果と観測結果を比較すると、過剰間隙水圧の立上がり時刻はほぼ同じである。解析ではその後水圧が早く上昇しており、加速度振幅が減少する時刻と対応している。しかし観測結果は、40秒までゆっくりと上昇しつづけており、解析結果とは異なる傾向を示している。前述のように観測の加速度波形から判断すると、20秒付近で液状化していると推察され、観測間隙水圧のように20秒以降になってから液状化に至るとは考えにくい。また、EW成分入力の場合には明かに過剰間隙水圧を過小評価している。

(3) まとめ

二方向同時入力の応答結果と、振幅卓越成分(今回の解析ではNS成分)のみの入力の応答結果とは、さほど差異はない。しかし振幅の小さいEW成分のみに着目した場合には顕著な差異が見られ、観測結果とも異なった。これはNS成分の加速度振幅がEW成分のそれに比べて1.64倍大きいため、液状化のメカニズムが主にNS成分によって支配され、EW成分は付随的であったためと思われる。よって、一方向加振のみで液状化の検討をする際には、振幅が卓越する方の波を使用する必要がある。今回の解析では、図7.1-3に示すように振幅卓越方向とNS方向とがほぼ一致しており、NS成分のみを入力した一方向加振でも観測記録をほぼ模擬できた。しかし、一般に一方向加振でより厳密な液状化解析を行うには、水平加速度オービットなどから卓越方向を割り出し、その方向の成分を入力する必要がある。

7.1.3 神戸ポートアイランド観測記録のシミュレーション

兵庫県南部地震では、埋立地での液状化による被害が広く発生した。ポートアイランドでは広範囲にわたって液状化が見られた。本節では、水平二方向入力によるポートアイランドの液状化シミュレーションを行った(福武, 1995b)。シミュレーションでは、二方向入力の影響を明確にするためポートアイランドの鉛直アレー観測記録を強軸成分と弱軸成分とに変換した(川瀬ほか, 1995a)。そして、加速度の強軸成分あるいは弱軸成分を一方向入力した場合と、強軸・弱軸の二成分を同時に入力した場合について解析し、実記録(神戸市開発局, 1995)と比較し考察した。

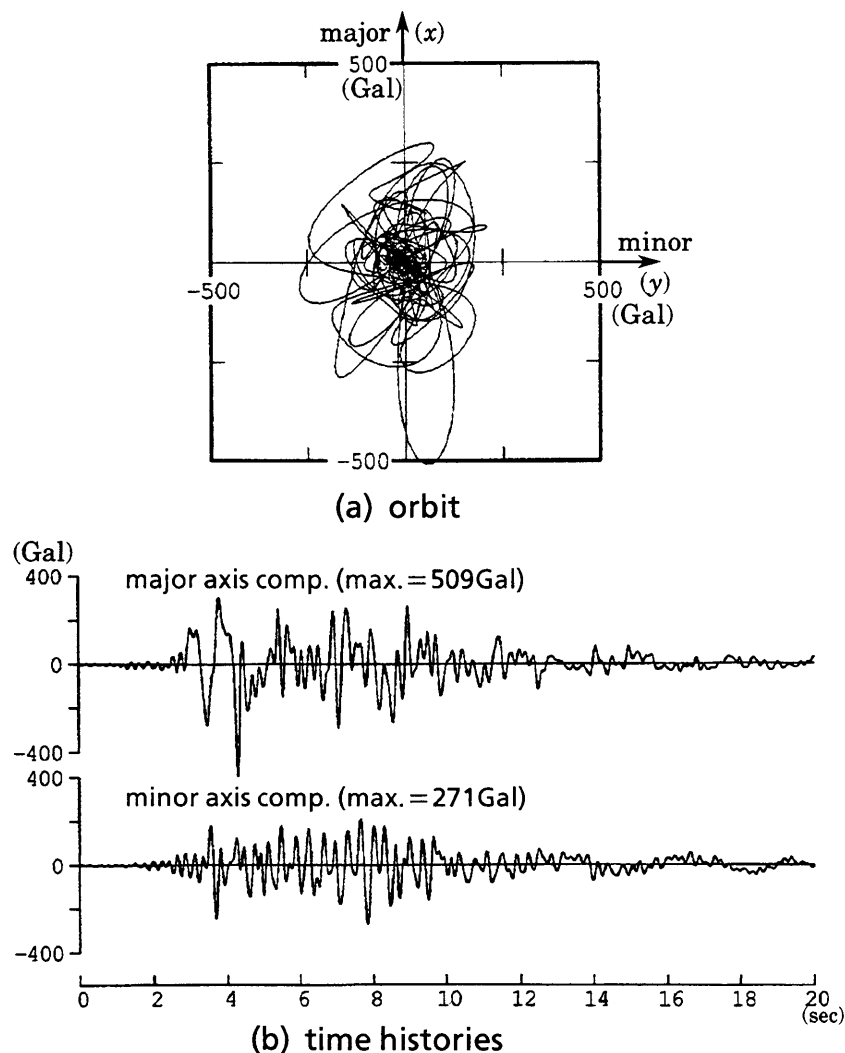


図7.1-11 GL-83mにおける水平加速記録
(Horizontal accelerations at GL-83m)

(1) 解析条件

入力波としては、GL-83mで観測された強軸成分と弱軸成分を別々に入力した場合(2ケース)と、強軸成分と弱軸成分を二方向に同時入力した場合(1ケース)の計3ケースとした。GL-83mにおける入力波形の水平加速度のオービットと時刻歴を図7.1-11に示す。強軸成分のみの加振ではx軸方向に入力しておりこのとき $\Gamma = \gamma_{zx}$ ($\gamma_{zy} = \gamma_{xy} = 0$)となる。弱軸成分のみの加振ではy軸方向に入力しておりこのとき $\Gamma = \gamma_{zy}$ ($\gamma_{zx} = \gamma_{xy} = 0$)となる。

表7.1-3 ポートアイランドの地盤条件と土質
(Ground condition and material constants of Port Island)

GL m	mesf	classification (●: accelerometer)	unit weight tf/m ³	V _s m/s	initial shear modulus; G ₀ tf/m ²
		●			
-4		▽	1.80	170	5308
-13	4	reclaimed sand (図7.1-12, 13)		210	8100
-19	●			240	10900
-27		holocene clay	1.50	180	4960
-37	10	holocene sand (図7.1-13)	1.85	245	11300
-50		pleistocene sand		305	17600
-61				350	23100
-83		pleistocene clay	1.80	303	16900
		●			

解析で想定した地盤条件と地震計の設置位置を表7.1-3に示す。これは神戸市による地盤調査結果や川瀬ら(1995b)の研究をもとに設定した。土質パラメータの値は既往の実験結果(吉田ほか, 1995)から設定し、実験結果が無いものについては推定値を用いた。液状化したと思われる埋立土(まさ土, 砂礫)の非線形特性($G/G_0 \sim \gamma \cdot h \sim \gamma$)を図7.1-12に、埋立土と沖積砂の液状化強度を図7.1-13に示す。

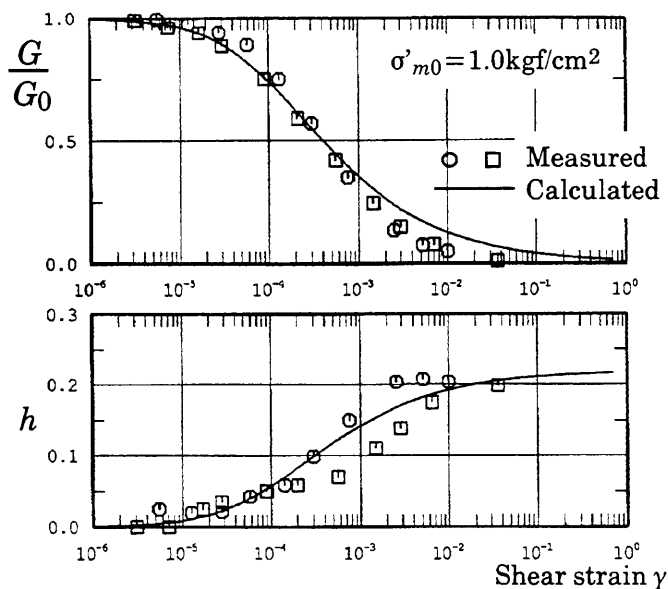


図7.1-12 埋立砂質土のせん断剛性比 G/G_0 と減衰定数 h のひずみ依存性 (Strain-dependency of the shear modulus ratio G/G_0 and the damping ratio h of reclaimed sand)

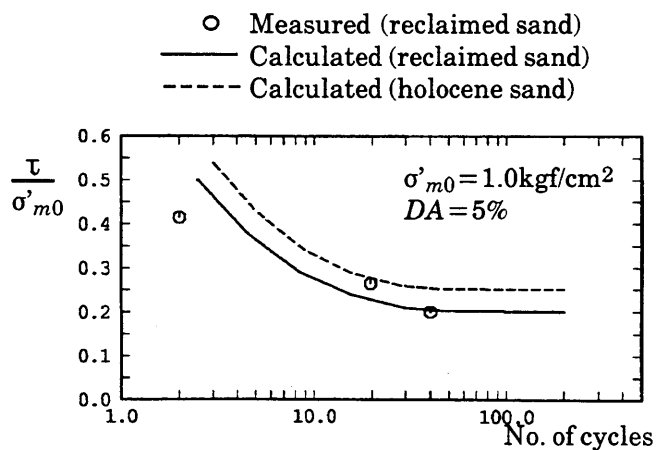


図7.1-13 砂質土の液状化強度 (Liquefaction resistance of sand)

解析に用いた土質パラメータを表7.1-4に示す。

表7.1-4 ポートアイランドの土質パラメータ
(Soil parameters of Port Island)

GL m	mes f	classifica- tion	修正R-Oモデル			おわんモデル				
			G_{0i} tf/m ²	$\gamma_{0.5i}$ 10^{-4}	h_{max}	A	C	D	$\frac{Cs}{1+e_0}$	X_l
-4	▽ ≡	reclaimed sand (図7.1-12, 13)	4850	1.26	0.22	-0.4	10	50	0.005	-
			2590							
-13			2890	1.26	0.22	-0.4	10	50	0.005	0.20
			3160				12		0.006	
-19		holocene clay	1290	3.63	0.21	-	-	-	-	-
-27		holocene sand (図7.1-13)	2600	1.26	0.22	-1.0	13	50	0.006	0.25
-37		pleistocene sand	3500	1.26	0.25	-5.0	13	50	0.006	0.35
			4080							-8.0
-61		pleistocene clay	2780	3.63	0.23	-	-	-	-	-
-83										

(2) 解析結果と考察

図7.1-14には解析による過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。過剰間隙水圧比とは、地震により発生した過剰間隙水圧 p_w を初期の有効拘束圧 σ'_{m0} で割った値である。 $p_w/\sigma'_{m0}=1.0$ なら、平均有効応力がゼロとなり完全に液状化したことを意味する。同図より、強軸・弱軸同時入力(xy方向加振)と強軸入力(x方向加振)とを比較すると、さほど差異は認められない。しかし、弱軸入力(y方向加振)ではかなり水圧を過小評価してる。

図7.1-15は解析による合せん断ひずみ Γ と過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。また、図7.1-16には最大変形図と過剰間隙水圧比を合わせて示す。これらの図からも弱軸成分入力の場合には明かにせん断ひずみや過剰間隙水圧を過小評価していることが分かる。以上のことから、一方向加振で液状化現象を検討する際には、強軸成分入力で解析する必要があるといえる。ここで、GL-27m~-37mの沖積砂層について述べておく。この層に関しては、地震発生より13分後の時点で過剰間隙水圧比が0.5まで達していたという観測報告(神戸市開発局, 1995; 沢田ほか, 1996)がある。また、解析的には地震時に液状化したとの結果も報告されている(川瀬ほか, 1995; Yamazaki *et al.*, 1995; 岡ほか, 1996)。本研究では前者と同様の結果となった。また竹脇ら(1995)は、 N 値などに基づく簡易判定法により液状化判定を行った結果、沖積砂層で液状化する可能性のあることを指摘している。

図7.1-17には応答加速度の最大値分布を示す。一方向入力と二方向同時入力の結果にあまり差異は認められない。しかし、図7.1-18に示す加速度時刻歴を見ると以下のことが分かる。強軸・弱軸同時入力の強軸成分と強軸一方向入力の結果とは類似しており、観測結果との対応も良い。一方、弱軸一方向入力の結果を見ると、観測結果との対応も悪く特に10秒までの位相ずれが顕著である。これは弱軸一方向入力では過剰間隙水圧を過小評価し、その結果合せん断剛性が大きくなったためである。

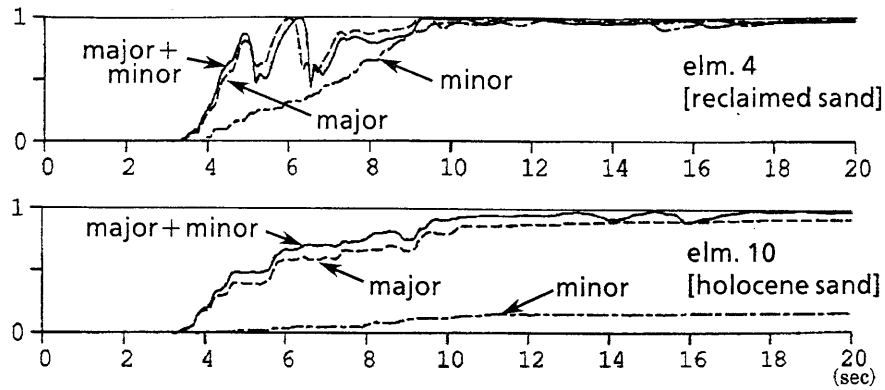


図7.1-14 砂質層の過剰間隙水圧比時刻歴 (解析値)
 (Calculated excess pore water pressure ratio of sand layer)

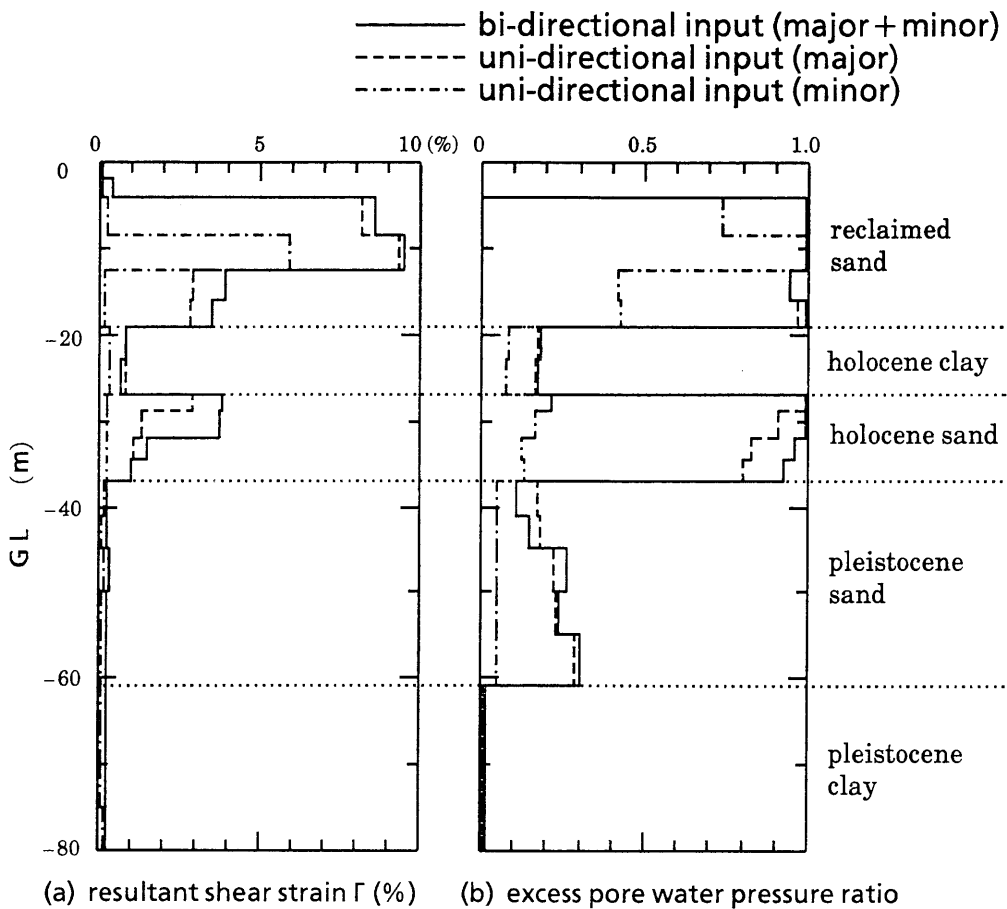
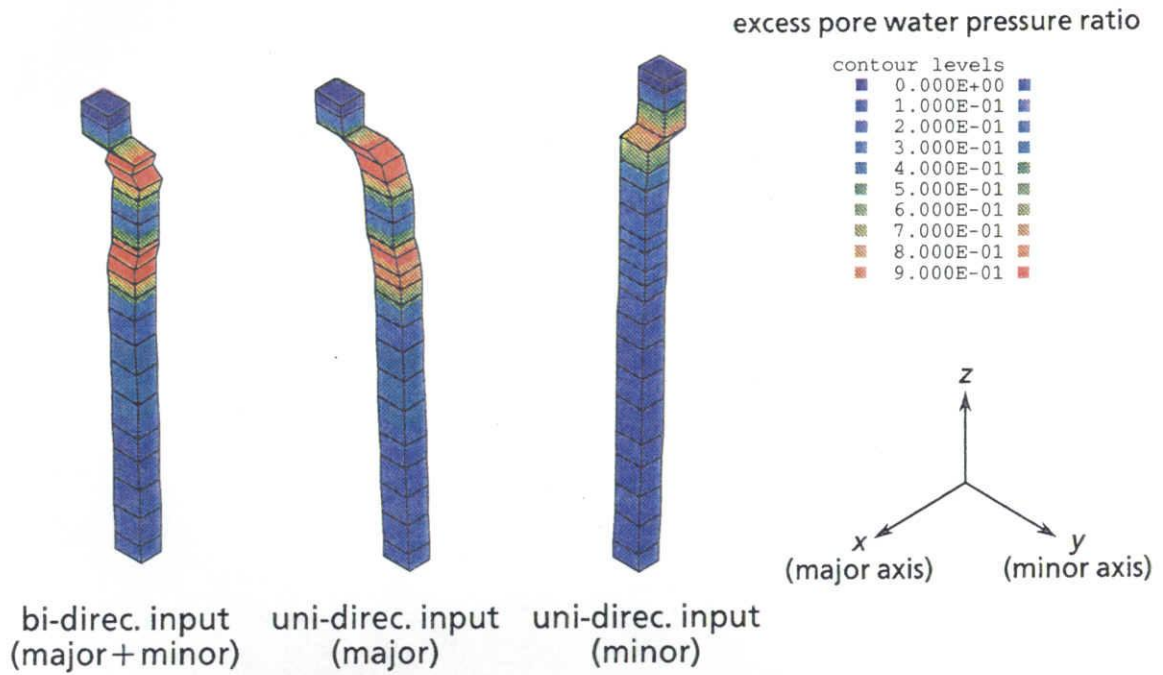


図7.1-15 最大応答値の分布 (解析値)
 (Calculated maximum distribution)



**Maximum deformation & excess pore water pressure ratio
(Deformation magnified 15 times)**

図7.1-16 最大変形図と過剰間隙水圧比(解析値)

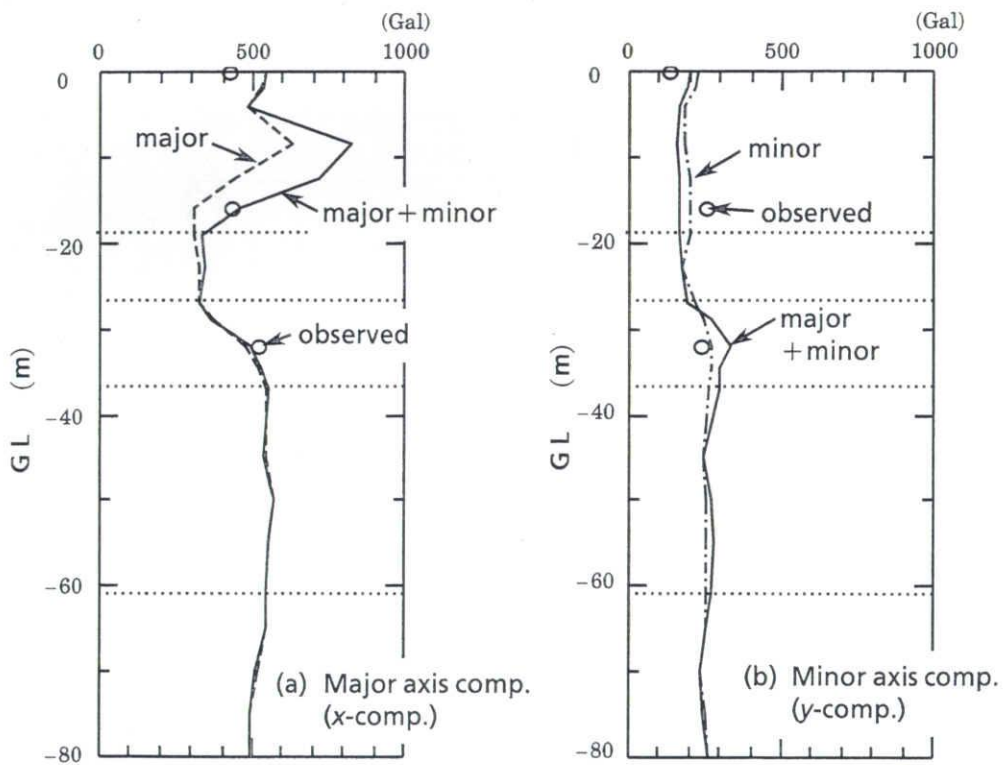
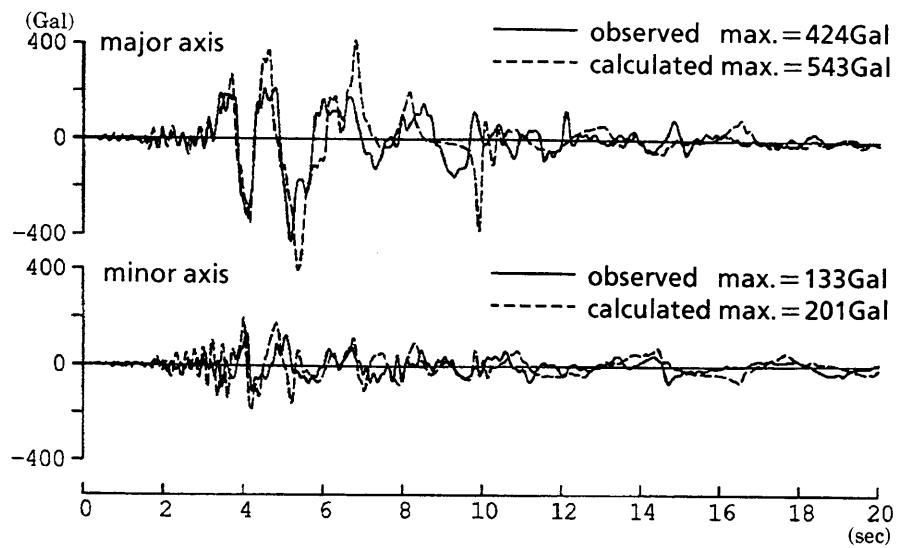
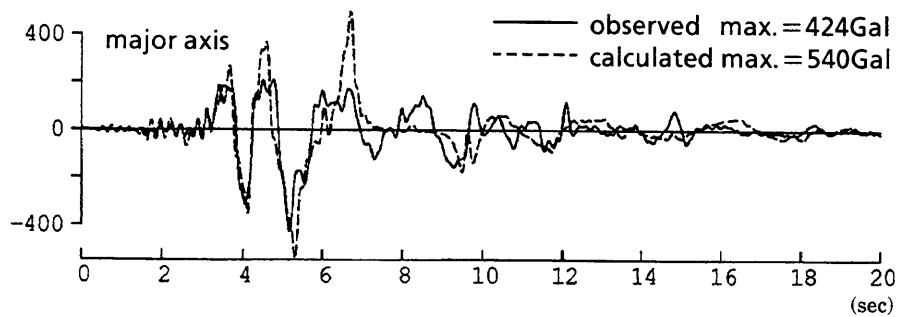


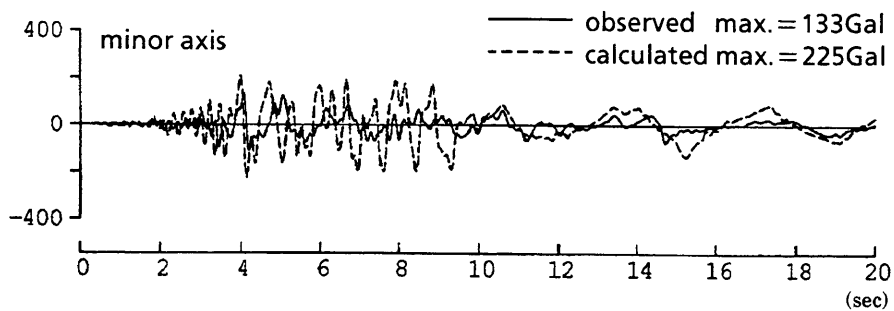
図7.1-17 加速度の最大値分布 (Gal)
(Maximum distribution of accelerations)



(a) bi-directional input (major + minor)



(b) uni-directional input (major)



(c) uni-directional input (minor)

図7.1-18 地表面における加速度時刻歴
(Horizontal accelerations on the ground surface)

(3) まとめ

本節では、神戸ポートアイランドの液状化シミュレーションを通じて、水平一方向加振と水平二方向同時加振の比較を行った。強軸成分と弱軸成分を別々に入力した場合と、強軸成分と弱軸成分を二方向に同時入力した場合について解析した。その結果、強軸・弱軸同時入力(二方向同時入力)と強軸入力(一方向入力)とではさほど差異は認められない。しかし、振幅の小さい弱軸入力(一方向入力)では過剰間隙水圧や変形を過小評価し、加速度波形も観測記録と異なる形となった。これは強軸成分の加速度振幅が弱軸成分のそれに比べて1.88倍大きいいため、液状化のメカニズムが主に強軸成分によって支配され、弱軸成分は付随的であったためと思われる。よって、二方向同時加振を行わないで一方向加振のみで液状化の検討をする際には、振幅が卓越する強軸成分の波を使用する必要があると言える。

7.2 深層混合処理による杭状・壁状・格子状の改良効果の検討

(1) はじめに

液状化防止対策として深層混合処理工法などにより地盤改良を行う場合、壁状や格子状に部分的に改良する場合がある。このような三次元的構造を有する地盤を扱う時、ある鉛直断面のみに着目した二次元解析では、その耐震性評価に限界がある。高橋ら(1993)は、線形の三次元FEM/BEMハイブリッド法により、連続地中壁で囲まれた構造物基礎の動的挙動を解析し、連続地中壁の内側地盤の変形抑制効果について検討している。本節では非線形解析により、深層混合処理による杭状・壁状・格子状に改良した地盤の液状化防止効果について検討した(Fukutake *et al.*, 1995)。

(2) 解析条件

対象とした地盤は地表まで飽和した軟弱砂地盤であり、その有限要素メッシュを図7.2-1に示す(改良パターンとしては例として壁状の場合)。メッシュ間隔は1mのソリッド要素である。鉛直方向の変位は水平ローラにより全て固定した。改良体と地盤の間のすべりは考慮していない。改良体はソイルセメントを想定し、線形材料とした。地盤および改良体の物性を表7.2-1に示す。地盤は相対密度 $D_r=50\%$ の豊浦標準砂($e_{max}=0.977$, $e_{min}=0.605$)を想定した。 $D_r=50\%$ の豊浦砂の非線形特性($G/G_0 \sim \Gamma$, $h \sim \Gamma$)と液状化強度を図7.2-2, 3に示す。これらのデータのシミュレーションから設定された土質パラメータを表7.2-2に示す。改良体は、 $q_u=200\text{tf/m}^2$ のソイルセメントである。ここで q_u は一軸圧縮強度である。改良体は液状化しなく非線形性も小さいと考えられるので、線形とした。

入力加速度は、ElCentro波のNS成分とEW成分をそれぞれ水平二方向(x 方向と y 方向)に同時入力した。それぞれの最大値は100Galとし、10秒間加振した。

解析ケースは、図7.2-2に示す4ケース(① Unimproved ground, ② pile-type improved ground, ③ wall-type improved ground, and ④ lattice-type improved ground)を想定した。杭や壁の改良体の幅は2mで深さ10m(解析底面)まで達している。なお、同図には改良率も示してある。 $z-x$ 断面の二次元解析(図7.2-4の破線の断面)では、杭状改良と壁状改良は同じモデルになってしまう。同様に、壁状改

良と格子状改良の違いを二次元モデルで表現するのも難しく、このようなモデルを検討する場合には、三次元解析が必要となる。

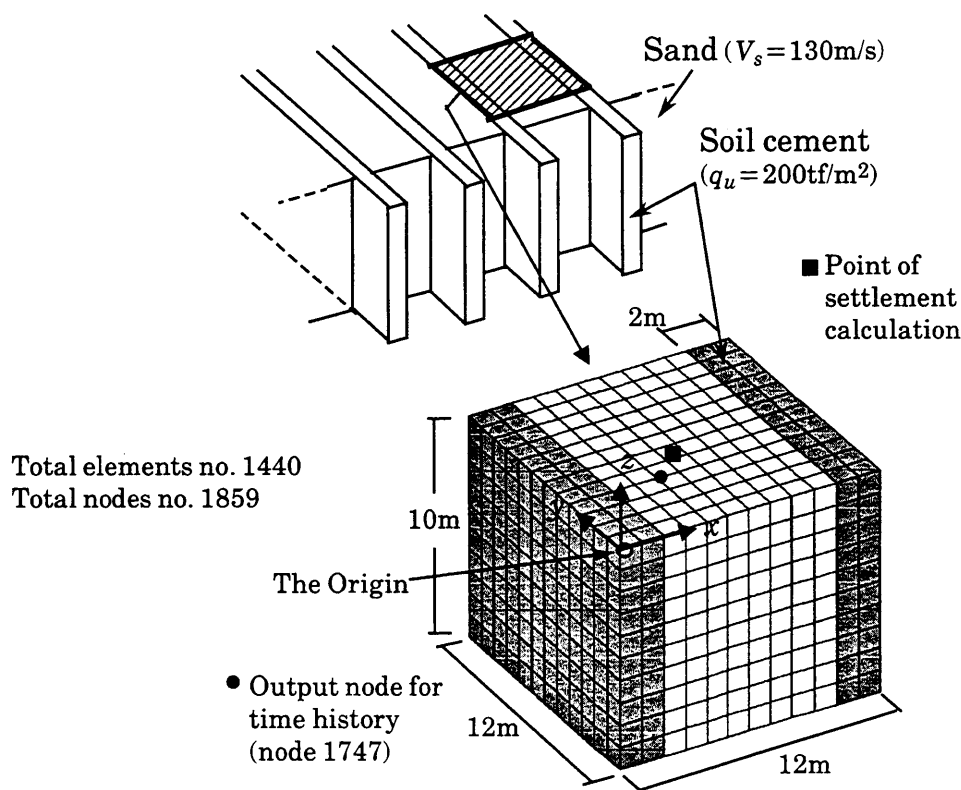


図7.2-1 部分改良地盤と有限要素分割(壁状改良)
(Partially improved ground and FEM model (wall-type))

表7.2-1 地盤および改良体(soil cement)の物性
(Properties of sandy deposits and improved body)

Ground	N -value	Unit weight γ_t (tf/m ³)	S wave velocity V_s (m/s)	Young's modulus E (tf/m ²)	Poisson's ratio ν	Void ratio e , (Relative density D_r)
Sandy deposit	4	1.8	130	$E_{initial} = 8400$	0.35	0.79 (50%)
Soil cement	—	1.8	—	$E_{50} = 100000^*$	0.20	—

* $E_{50} = 500 \cdot q_u$, $q_u = 200\text{tf/m}^2$
 E_{50} : modulus of deformation
 q_u : unconfined compressive strength

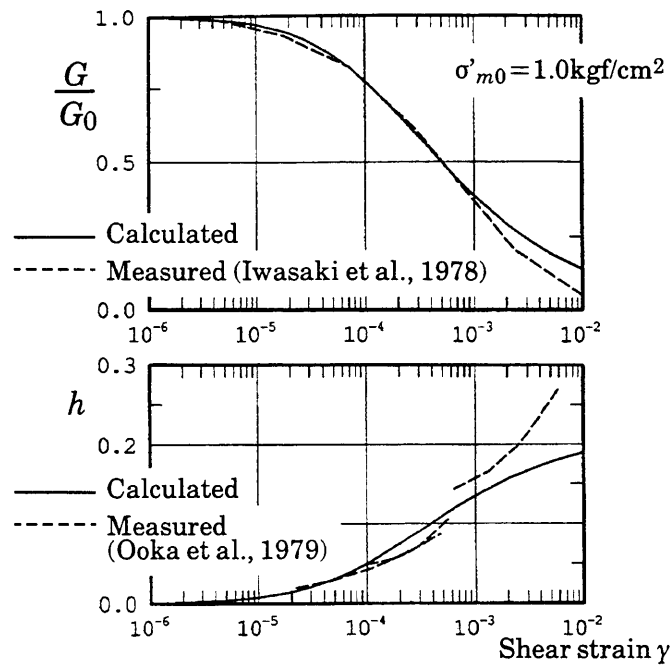


図7.2-2 セン断剛性比 G/G_0 と減衰定数 h のひずみ依存性
(Strain-dependency of the shear modulus ratio G/G_0 and the damping ratio h)

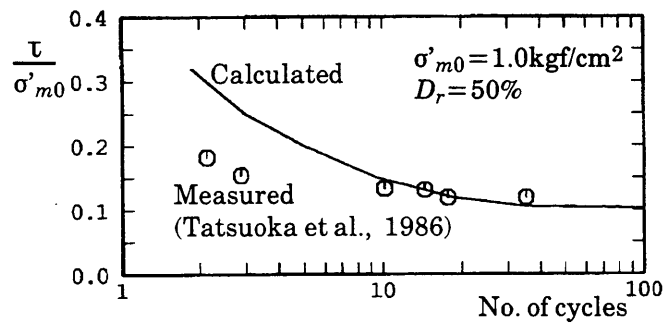


図7.2-3 液状化強度
(Liquefaction resistance)

表7.2-2 砂地盤における構成式のパラメータ

修正R-Oモデル			おわんモデル				
G_{0i} (tf/m ²)	$\gamma_{0.5i}$ ($\times 10^{-4}$)	h_{max}	A	C	D	$\frac{C_s}{1+e_0}$	X_l
1900	1.58	0.22	-3	5.0	30.0	0.006	0.10

注) G_{0i} , $\gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_m = 1.0 \text{ tf/m}^2$ における値

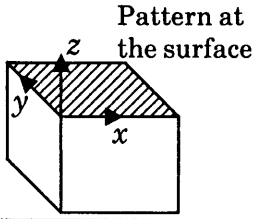
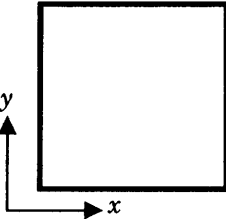
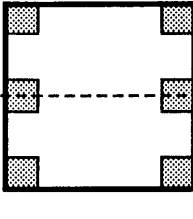
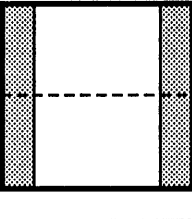
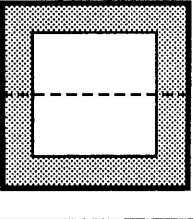
	Unimproved	Pile-type	Wall-type	Lattice-type
 <p>Pattern at the surface</p>				
Improved ratio (%)	0.0	16.7	33.3	55.6

図7.2-4 改良パターンと解析ケース (■はsoil cement)
(Analytical case of partially improved ground)

(3) 解析結果

図7.2-5には最大変形図と最大過剰間隙水圧比のコンターを合わせて示す。変形倍率は、未改良の場合に6倍、その他の部分改良の場合に60倍としている。未改良の場合は全層にわたり水圧比97%以上となっている。どの改良パターンでも、改良体に隣接する要素では過剰間隙水圧の発生は抑えられているが、改良体からはなれた地表面では水圧比が高くなっている。杭状改良では、杭間の地盤も液状化している。杭状改良と壁状改良と格子状改良の比較を行う。この3パターンは、 $z-x$ 断面の二次元解析ではモデル化の差異を検討しにくい組合せである。壁状改良では、過剰間隙水圧比が高いのは上層部のみであり、下層では水圧比の値は0.2以下となっている。一方、杭状改良では水圧比が高いのは上層部は勿論のこと下層部においてもやや高くなっている(水圧比0.5程度)。図7.2-6に示す格子状改良の断面図を見ると、上層2mでは液状化しているが、それ以深では水圧はほとんど発生していない。よって地表面付近のみを見ると3パターンともに液状化しているように見えるが、中層から下層では格子状改良が圧倒的に効果があり、次いで壁状改良、杭状改良という順になる。格子状改良で防止効果が大きかったのは、改良率が高かったこともあるが、改良壁の面内せん断抵抗が x 方向 y 方向ともに大きく、地盤のせん断変形抑制や過剰間隙水圧抑制に大きく寄与したためと言える。解析では改良体と地盤のすべりを考慮していないが、実際には滑るものと思われる、特に液状化時には改良体と地盤の間は水道となることが予想される。もしすべりを考慮した条件で解析すれば、壁状改良では y 方向へさらに変形しやすくなるものと思われる。

図7.2-7には、モデル中央の要素1105(GL-3.5m)における過剰間隙水圧比時刻歴を示す。杭状改良の場合は壁状改良の場合に比べてやや大きな値を示している。格子状改良の場合が最も水圧抑制効果がある。

図7.2-8には、地表面(節点1747)における水平変位のオービットを示す。未改良では最大で15cmも変形している。地表面ではどの改良パターンでも大きな水圧比となっているが、変形量は未改良に比べるとかなり小さい。特に格子状改良では小さい。杭状改良と壁状改良は変形量は概ね同程度である。杭状改良と壁状改良では、振幅が y 方向へ卓越しており、どちらも y 方向への変位抑制効果は小さいと

いえる。この場合、もし改良体と地盤が滑れば、 y 方向への拘束効果はますます期待できなくなると思われる。

以上の考察によれば、 x 方向(壁直交方向)の加振しか表現できない二次元解析(図7.2-4の破線の断面)では、液状化の程度を過小評価することを意味している。

図7.2-9には、地表面(節点1747)と解析底面(入力位置)における水平加速度の時刻歴を示す。未改良の場合は液状化により、3秒付近から振幅が小さくなっている。部分改良を施した地盤では、程度の差はあるものの未改良の場合よりも振幅は大きくなっている。壁状改良では、 x 成分(壁に垂直な成分)は y 成分(壁に平行な成分)に比べ短周期で振幅も大きい。 $(x$ 成分が y 成分より振幅が大きい傾向は杭状改良の場合にも見られる。) 杭状改良の y 方向成分は壁状改良の y 方向成分と似た波形となっている。よって、壁の存在の影響は、壁と平行方向よりも壁に垂直な方向に顕著に表れるといえる。

次に、液状化後の沈下について検討する。液状化後の沈下は、社本らの実験式(せん断ひずみと間隙比の変化の関係)を用い以下の手順で計算した(Shamoto *et al.*, 1995)。

① 沈下量算定地点の鉛直方向に沿った各要素について、合せん断ひずみの最大値 Γ_{max} を、解析結果より求めておく。

② 相対圧縮指数： $R_c = \Delta e / (e - e_{min})$ を、図7.2-10や次式により算定する。

$$R_c = 6.634 \Gamma_{max}^{0.697} \quad (7.2-1)$$

③ 液状化後の沈下量 S は次式より算定される。

$$S = \sum_{i=1}^n R_{c_i} \frac{(e_i - e_{min_i})}{1 + e_i} h_i \quad (7.2-2)$$

ここに、 n は鉛直方向の総要素数であり、 h は各要素の高さである。

液状化後の沈下量を図7.2-11に示す。地下量は改良地盤で小さく、特に格子状の場合に小さくなっている。このことは、格子状改良地盤は、盛土などの支持地盤として適しているといえる。

(Deformation magnified 60 times, Pore pressure Contour spacing=0.1)

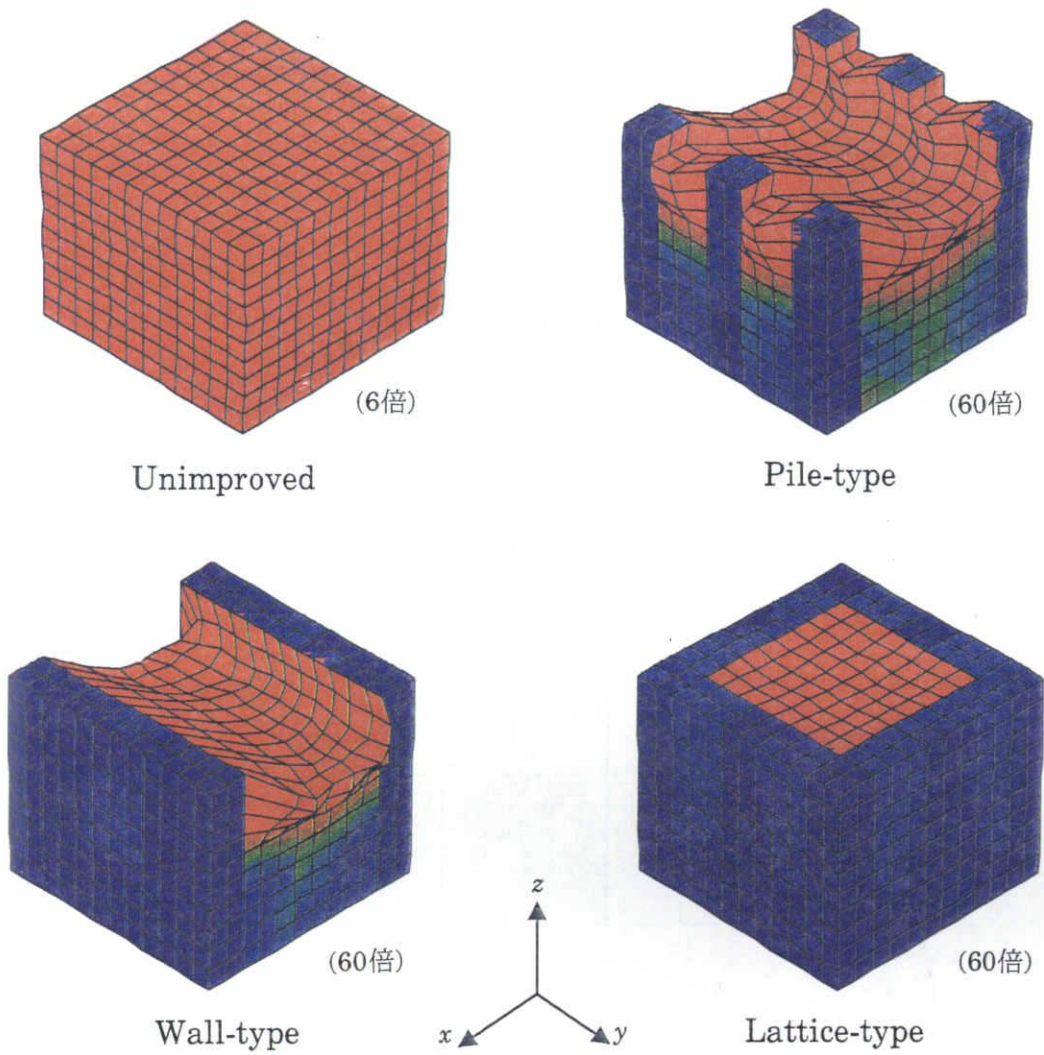


図7.2-5 最大変形および最大過剰間隙水圧比コンター
(Maximum deformation and contours of the maximum excess pore water pressure ratio)

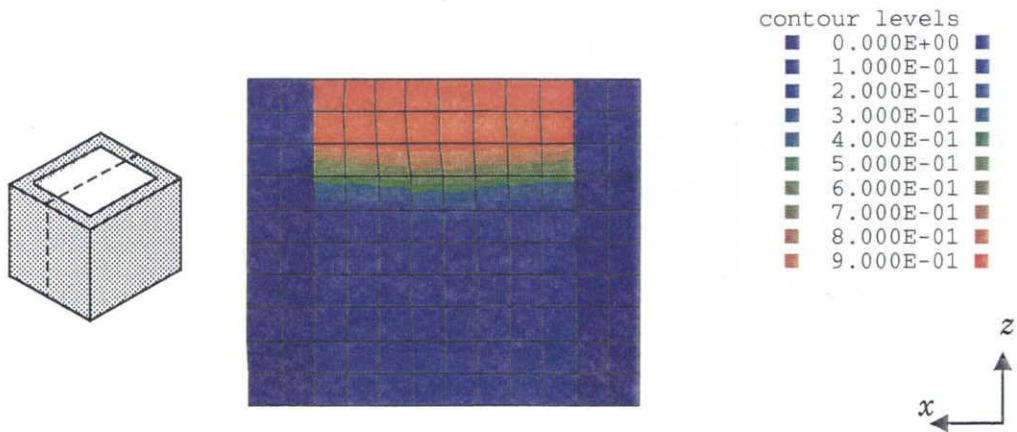


図7.2-6 格子状改良の最大過剰間隙水圧比コンター ($y=6\text{m}$ における断面図)
(Contours of the maximum excess pore water pressure ratio in lattice-type ground
(vertical cross section at $y=6\text{m}$))

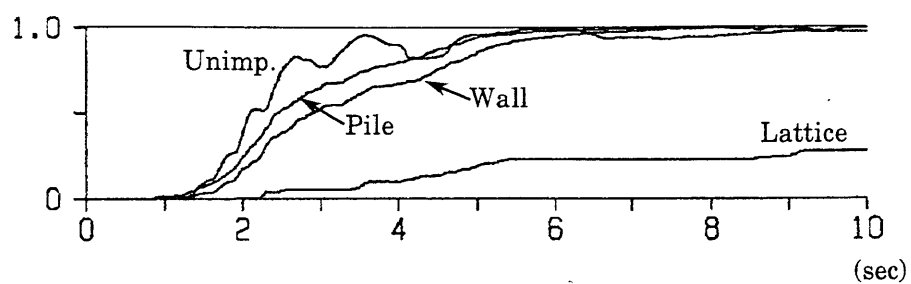


図7.2-7 要素1105(center, G.L. - 3.5m)の過剰間隙水圧比時刻歴
(Excess pore water pressure ratio in element 1105 (center, G.L. - 3.5m))

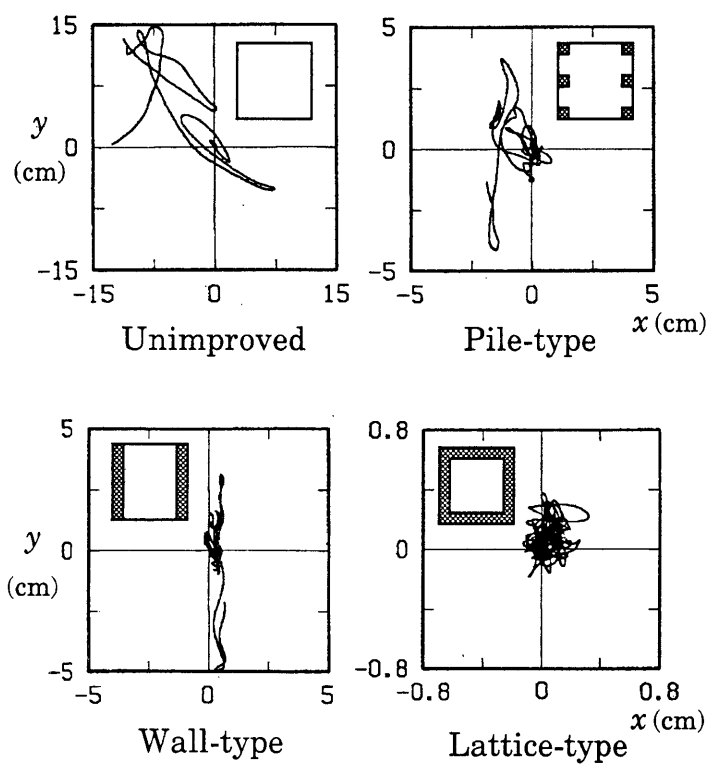


図7.2-8 地表面(節点1747)における水平変位の軌跡
(Trajectories of horizontal displacement on the ground surface (node no. 1747))

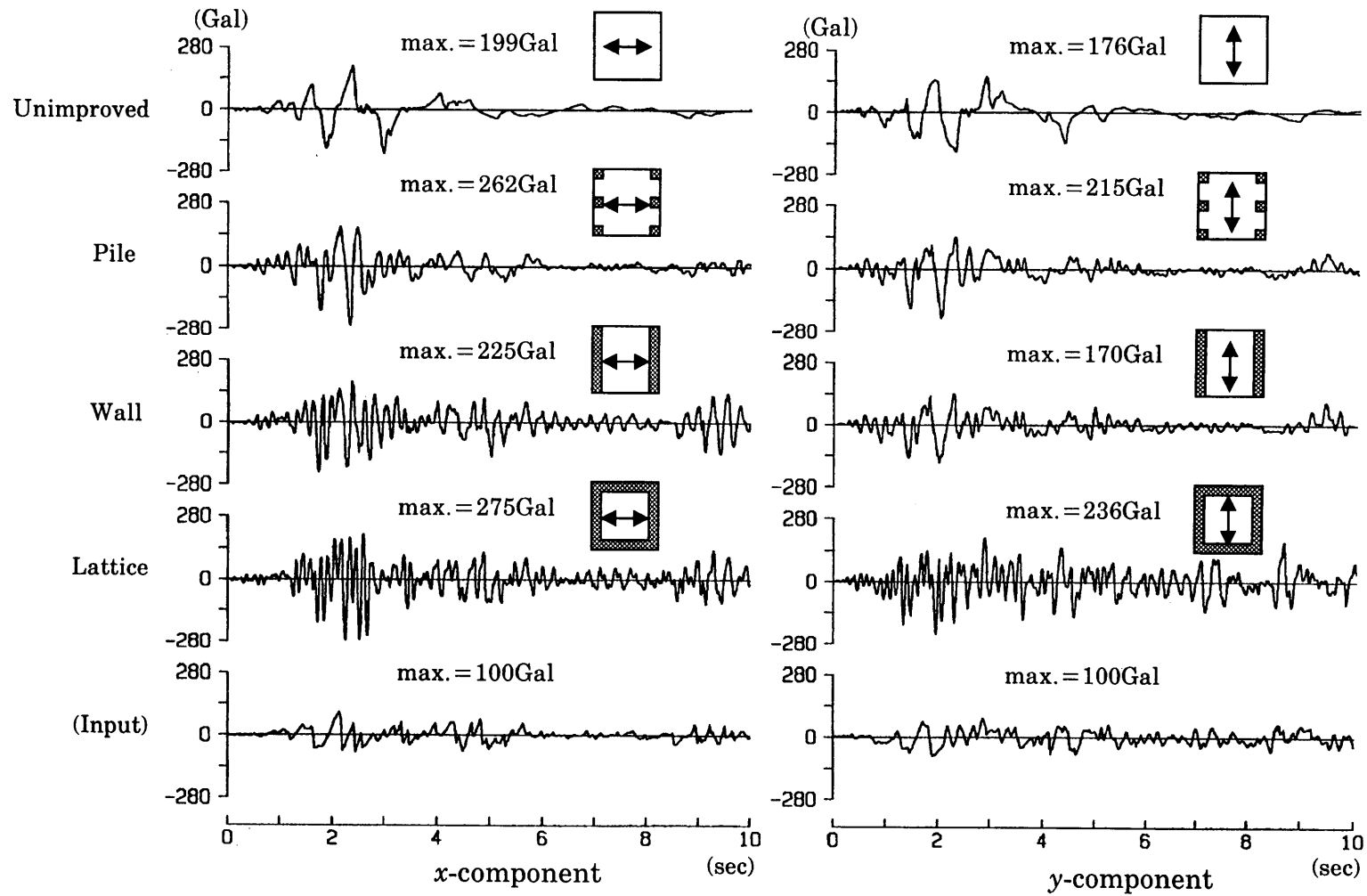


図7.2-9 地表面(節点1747)における水平加速度時刻歴
(Horizontal accelerations on the ground surface (node no. 1747))

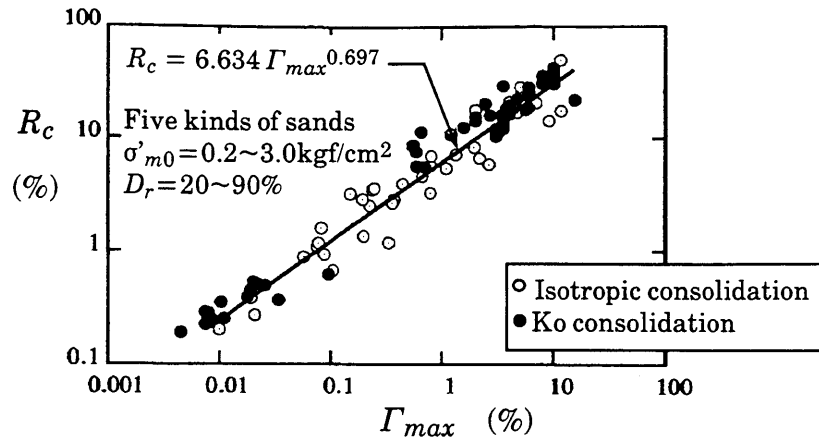


図7.2-10 相対圧縮指数 R_c と最大合せん断ひずみ Γ_{max} の関係

(Shamoto *et al.*, 1995)

(Relationship between the relative compression for the volume decrease potential R_c and the maximum resultant shear strain Γ_{max})

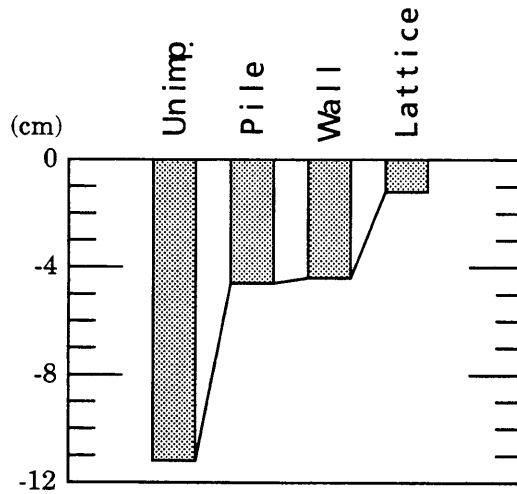


図7.2-10 液状化後の沈下量

(Liquefaction-induced Settlement.)

(4) おわりに

三次元液状化解析により、部分地盤改良の液状化防止効果の検討を行ない、以下の結論を得た。

- 格子状改良では過剰間隙水圧の蓄積やせん断変形は小さく、液状化領域も表層部分に限られる。液状化後の沈下量も小さい。格子状改良でこのような効果があることは、他の三次元解析(藤川ほか, 1994; 福武, 1997)や遠心実験(馬場ほか, 1991)さらに兵庫県南部地震のターミナルホテルの例(鈴木ほか, 1996)においても確かめられている。
- 壁状改良や杭状改良では、地盤が y 方向に変形しやすく、液状化防止効果は顕著でない。壁状改良では、 y 方向の改良壁の面内せん断剛性は大きい。しかし、地盤部分 y 方向に一様に連続しており、地盤が軟化し改良体と地盤間で滑れば、 y 方向に大きく変形すると思われる。
- 壁状改良では壁の平行方向への加振により液状化する可能性が高いので、 $z-x$ 断面の二次元解析で壁直交方向(x 方向)への加振で検討するのは危険である。

今後の課題としては次のことが挙げられる。

- 改良体と地盤の間のすべりを考慮する。
- 壁状改良体のロッキングモードが表現できるように、鉛直変位の拘束条件をはずし、かつ改良体の下にも非線形層を設ける(本検討では改良体の底面は固定)。

7.3 地盤・杭基礎・建屋系の模型振動実験のシミュレーション

本節では、杭基礎を有する液状化土槽振動台実験のシミュレーションを実施した(福武ほか, 1993b)。加速度や過剰間隙水圧などについて比較検討し、解析手法の妥当性を検証するとともに、地盤と杭の三次元挙動を検討した。

(1) 実験条件の概要

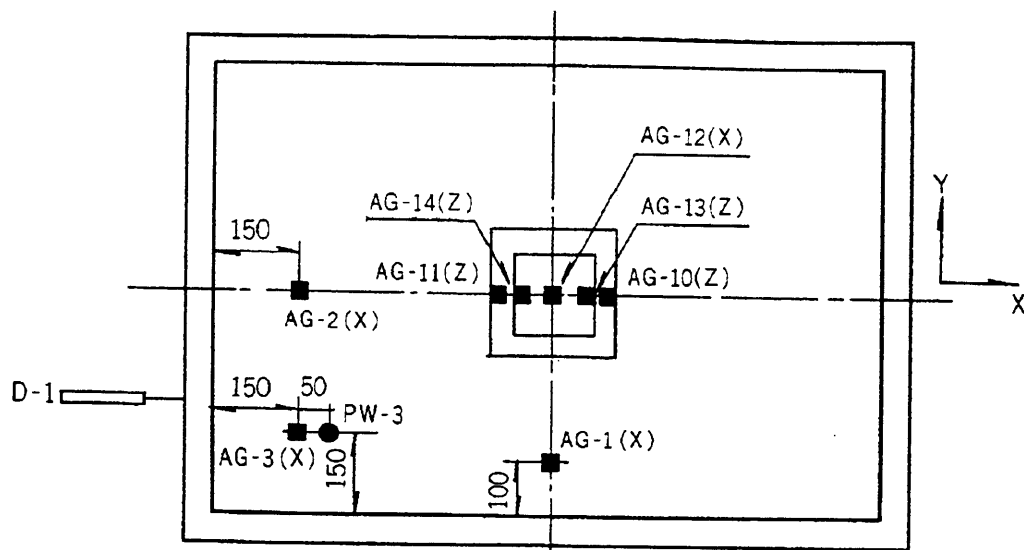
解析の対象としたのは、佐藤・社本(1989)が行なった群杭基礎の液状化模型実験である。模型試験体および計器配置を図7.3-1に示す。水位はGL-4cmである。用いた試料は浅間山砂で、その物性を表7.3-1に示す。上部構造物および杭基礎の模型諸元を表7.3-2に示す。入力地震波は、1968年十勝沖地震の八戸港で観測されたEW成分を時間軸を1/4に縮尺し、振動台入力最大加速度186Galとしたものである(図7.3-4)。実験では10秒間加振しているが、解析ではそのうち主要動の2秒のみに着目して入力している。加振方向は図7.3-1のx方向である。せん断土槽の頂部には、土槽のロッキングを抑えるためのローラを設置している。

表7.3-1 実験に用いた浅間山砂の物性

単位体積重量	γ	2.0	tf/m ³
相対密度	D_r	90	%
平均粒径	D_{50}	0.31	mm
模型地盤の固有振動数	f_0	14.9	Hz

表7.3-2 上部構造物および群杭基礎の模型諸元

上部構造物	重 量	$W = 36.4 \text{ kgf}$
	固有振動数	$f = 21.0 \text{ Hz}$
フーチング	重 量	$W = 10.4 \text{ kgf}$
	鋼製箱	240×240×32 mm
杭 基 礎	杭本数: 9本 (3×3列)	
	杭間隔: 75 mm	
	材 質	アルミニウム
	長 さ	900 mm
	外 径	30 mm
	厚 さ	1 mm
ヤング係数	$7.4 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$	



(凡例)

- 加速度計
- 間隙水圧計
- ひずみゲージ
- 変位計

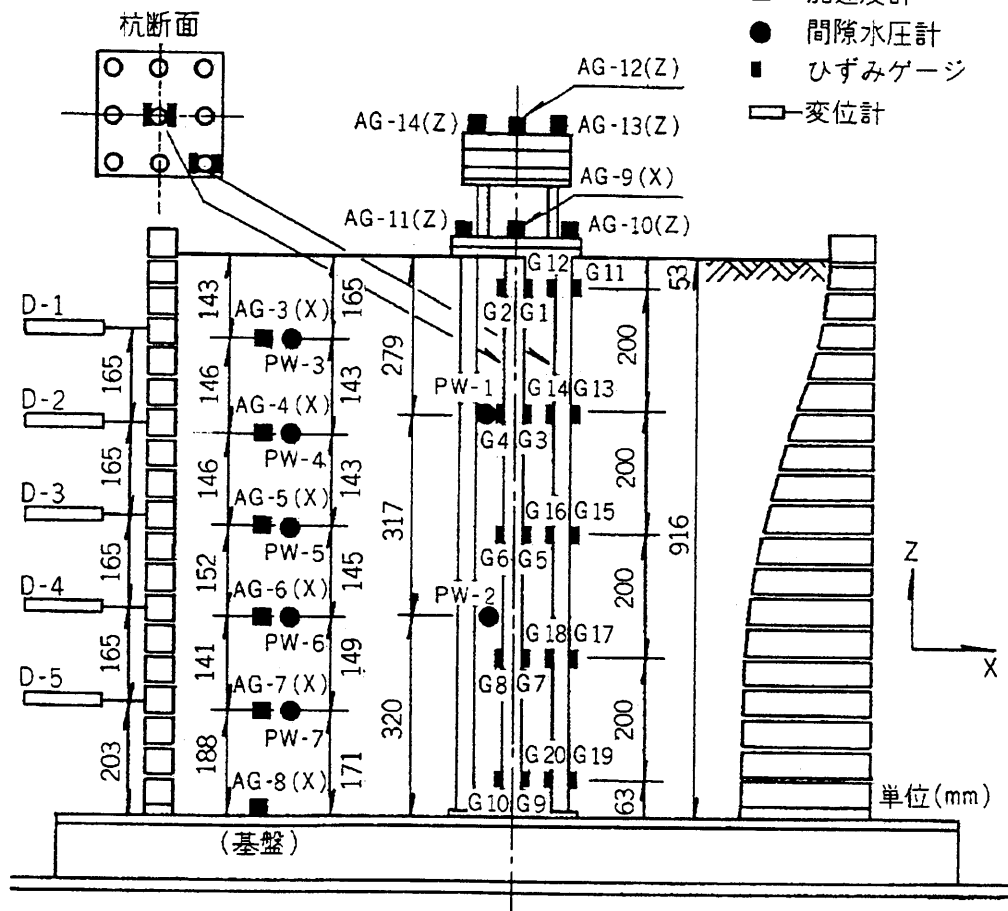


図7.3-1 試験体および計器配置

(2) 解析条件

FEMモデルを図7.3-2に示す。加振軸(x軸)に対して左右対称であるので、半分のみをモデル化した。地盤は8節点アイソパラメトリック要素でモデル化し、杭および上部構造部の板バネはビーム要素でモデル化した。フーチング部と上部構造部は剛体要素でモデル化した。実験では、ロッキングを抑えたせん断土槽を用いており、せん断変形が卓越すると推察されるので、鉛直方向の変位は全て固定した。

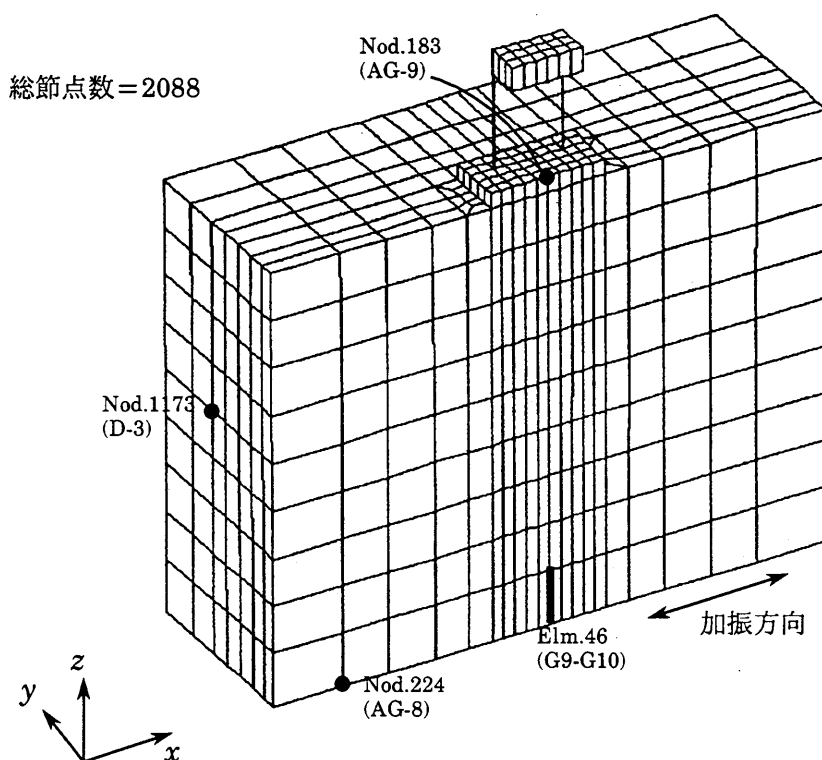


図7.3-2 FEMモデルと出力箇所

常時微動測定より地盤の1次固有振動数 f_0 は14.9Hzであり、解析では f_0 が一致するように初期せん断剛性を設定した。その他の非線形性に関するパラメータは、図7.3-3に示すように浅間山砂の既往の実験データ(Tatsuoka, 1984)などから設定した。設定されたパラメータを表7.3-3に示す。

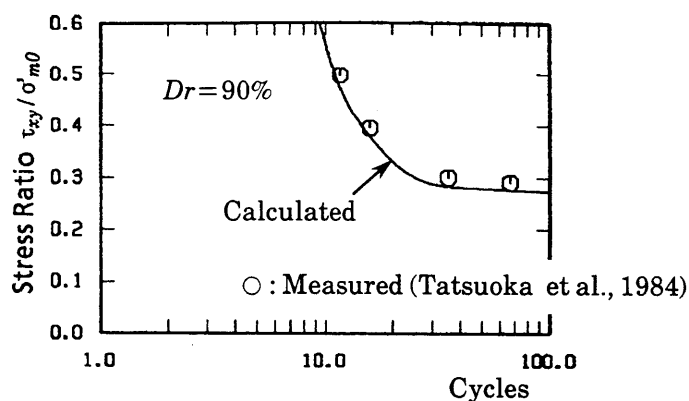


図7.3-3 浅間山砂の液状化強度曲線

表7.2-3 構成式のパラメータ

修正R-Oモデル			おわんモデル				
G_{0i} (tf/m ²)	$\gamma_{0.5i}$ ($\times 10^{-4}$)	h_{max}	A	C	D	$\frac{C_s}{1+e_0}$	X_l
799	1.58	0.24	-4	10	35	0.006	0.27

注) G_{0i} , $\gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_m = 1.0 \text{tf/m}^2$ における値

(3) 実験結果と解析結果の比較検討

図7.3-4には、実験値と解析値の時刻歴の比較を示す。過剰間隙水圧比は、実験値・解析値ともに0.6秒付近から発生し、サイクリックモビリティによる波形の波打ちが見られる。加速度と変位波形の全体的傾向は一致しているが、加速度・変位ともに0.9秒~1.2秒付近で解析値の方が実験値よりやや大きい値を示している。図7.3-5, 6には、側方地盤における変位と加速度の最大分布を示すが、実験値と解析値の傾向は概ね一致している。両者の最大変位がGL-35cmを挟んで逆転しているのは、後述する過剰間隙水圧の分布の差異によるものと思われる。

図7.3-7には、過剰間隙水圧比の分布図を示す。側方地盤における最大分布は、実験ではGL-45, -75cm付近で最大値を示すのに対し、解析ではGL-30~-50cm付近で最大値を示している。このように、実験の方が地盤のより深部で水圧が蓄積したことにより、地盤深部の変位が解析値よりも大きくなった原因と考えられる。また解析による時刻1.0秒における全体の水圧比コンターを見ると、杭基礎近傍地盤ではまわりの地盤に比べて水圧の発生が若干押さえられている。

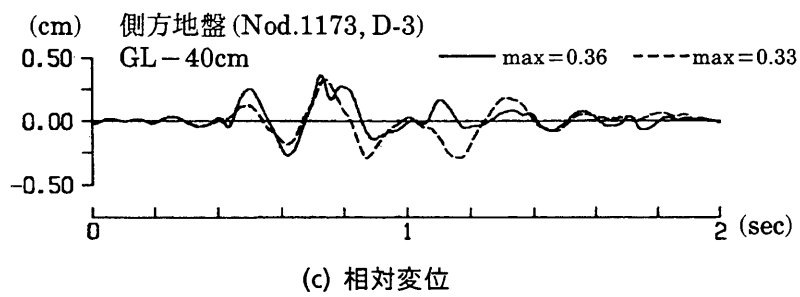
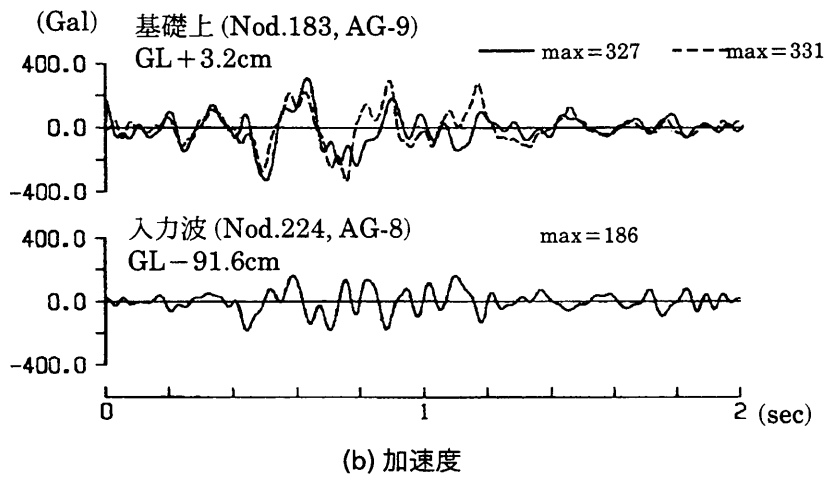
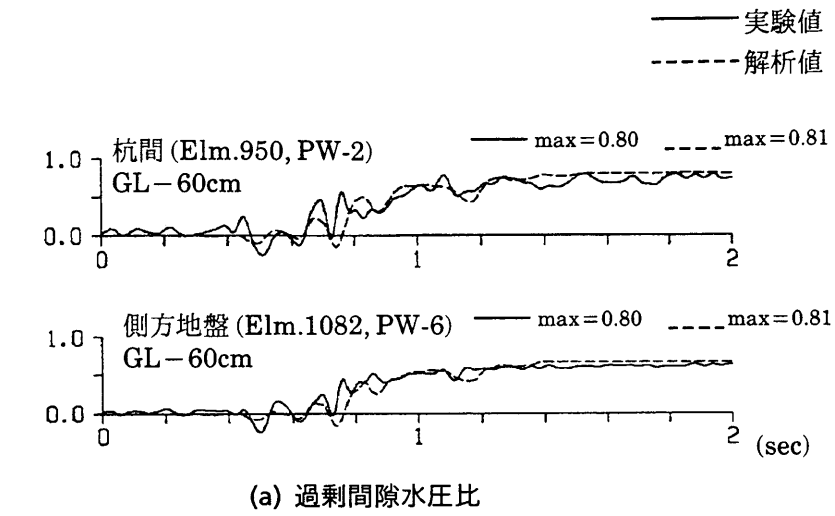


図7.3-4 時刻歴の比較

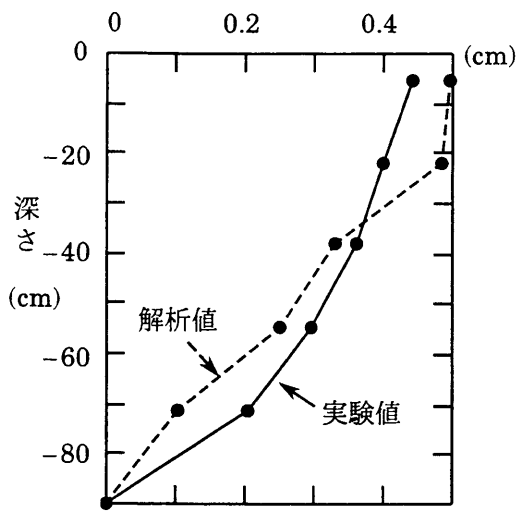


図7.3-5 側方変位最大分布図

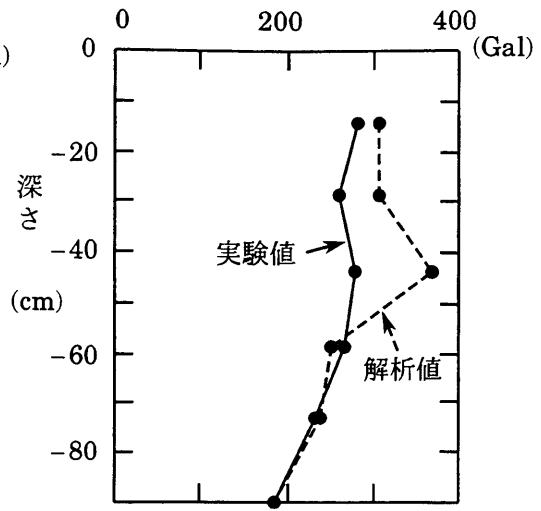
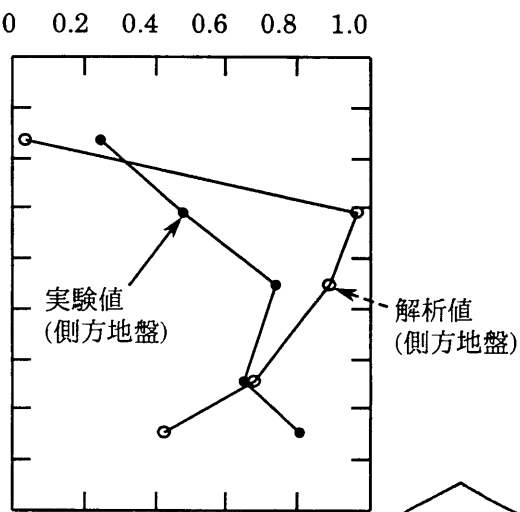
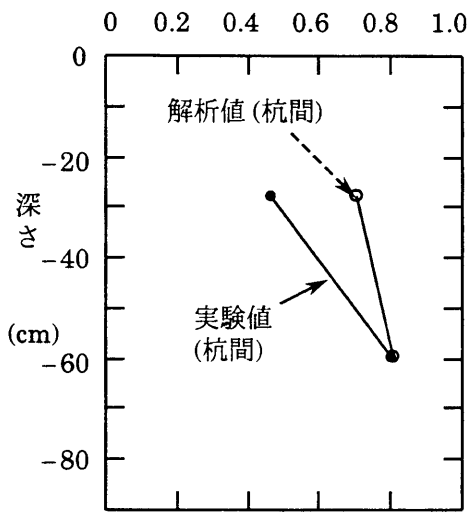
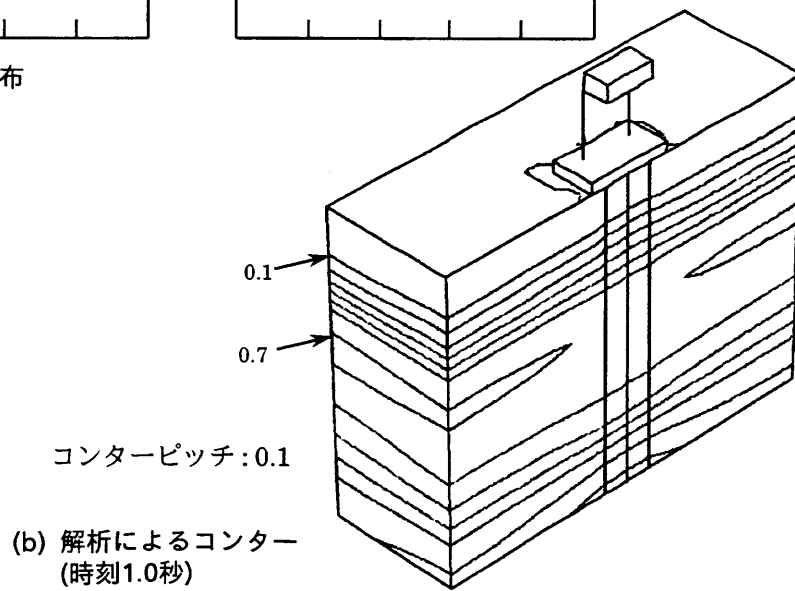


図7.3-6 加速度最大分布図



(a) 最大分布



(b) 解析によるコンター (時刻1.0秒)

図7.3-7 過剰間隙水圧比(過剰間隙水圧/初期拘束圧)の分布

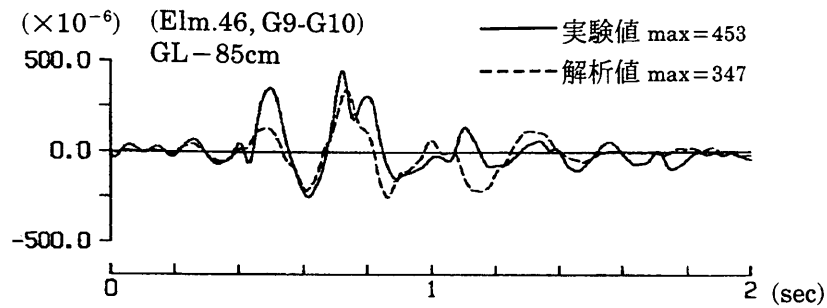


図7.3-8 中心杭の下端での曲げひずみの時刻歴

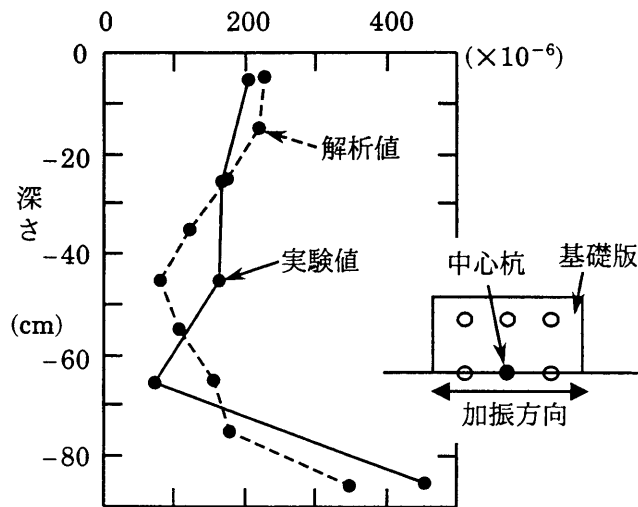


図7.3-9 中心杭の最大曲げひずみ分布

図7.3-8には、中心に位置する杭の下端付近の曲げひずみの時刻歴を示す。両者の波形の定性的形状は一致している。また、図7.3-4の変位時刻歴との比較から、杭が周辺地盤と一体となって振動しているのが認められる。図7.3-9には中心杭の曲げひずみの最大分布を示す。実験値・解析値ともに下層のGL-85cm付近において大きな値を示している。(特に実験では、地盤深部の変形が解析値よりも大きいので、その傾向が顕著である。) これは下端固定の杭に対し図7.3-5に示すように、地盤下層の相対変位(ひずみ)が大きいためと考えられる。なお佐藤・社本(1989)は、地盤の変位分布を強制変位として作用させた静的三次元解析により、当実験の杭ひずみ分布を精度良く求めている。このことは、本実験条件下では地

盤変位がある程度精度良く予測できれば、杭の挙動が把握できることを意味している。

図7.3-10には、基礎端の要素241(GL-10~-20 cm)における水平面上のせん断ひずみオービット($\gamma_{zx} \sim \gamma_{zy}$)を示す。加振直行方向(y方向)には加振方向(x方向)に比べて約2割程度のひずみが発生している。特に、地盤が軟化してくる後半部において、y方向成分の割合が増加している。この付随的なy方向成分のせん断ひずみは、その絶対量は小さく、y方向成分のひずみが付加されることによる過剰間隙水圧の新たな発生は構成式の上からはほとんどない。

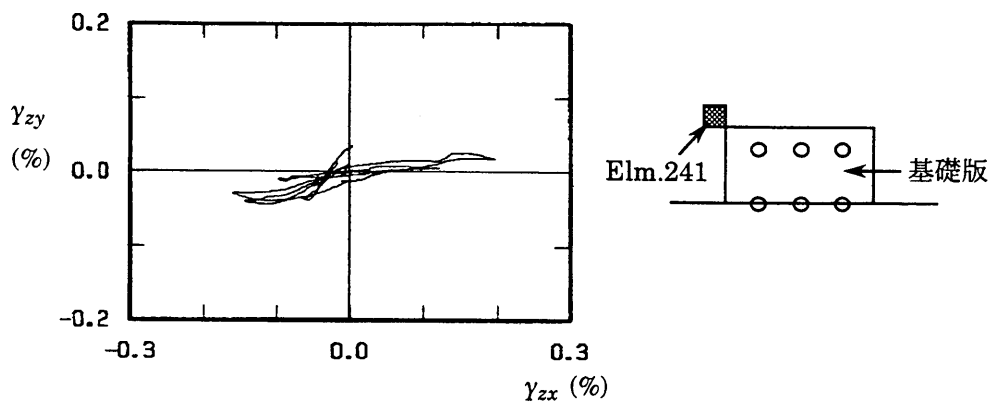


図7.3-10 基礎近傍(要素241)における水平面上のせん断ひずみオービット

(4) おわりに

三次元液状化解析コードを用いて、杭基礎を有する土槽実験のシミュレーション解析を行なった。解析結果は実験結果をほぼ説明できており、本コードの妥当性は検証できたと考えている。本検討は、群杭・地盤系の一次固有振動数が地盤によって定まる実験(佐藤・社本, 1989)に対するシミュレーションであり、さらに上述の条件とは異なったケースについての検討も必要である。

7.4 杭基礎の種々の液状化対策効果の解析的評価

(1) はじめに

本節では、表層にまさ土を有する地盤に建つ建物を想定し、その杭基礎や周辺地盤の地震時挙動を解析した(福武ほか, 1995d)。そして種々の液状化対策についてその防止効果の検討を行った。

液状化対策として、1) サンドコンパクションパイル(SCP)などにより締固めて過剰間隙水圧を抑制する工法、2) 地盤や基礎の地震時せん断変形を抑制する工法、3) グラベルドレーンなどにより過剰間隙水圧を速やかに消散させる工法、などがあがる。ここでは、1)と2)の工法に着目した。2)の工法では、深層混合処理による改良体を、基礎の周りに施工した場合と、基礎中心部に施工した場合を想定した。それぞれの対策により、過剰間隙水圧の抑制効果や杭の断面力がどの程度低減できるか検討した。以下、基礎周辺にある壁状の改良体をSC-ring、中心部にあるブロック状の改良体をSC-blockと呼称する。

(2) 解析モデルと解析条件

解析の対象としたのは、図7.4-1に示すような円筒形構造物の基礎である。対称性を考慮してFEMにより1/2モデルとした。モデル全体の有限要素分割と、円筒形構造物の水平面内の要素分割ならびに杭配置を図7.4-2に示す。杭中心間隔は2~3m程度である。杭はBelytschkoの線形梁要素でモデル化した。基礎底面と地盤は密着とせず、二重節点にして滑動を許した。

地盤条件としては、表層20mをN値が8程度の沖積砂層(まさ土)とし、その下にN値50以上の洪積砂層を想定した。地下水位はGL±0mに設定した。初期応力は静止土圧係数 $K_0=0.5$ として成層地盤の値を使用した。

地震動は、兵庫県南部地震において神戸大学で観測された速度波形(NS成分)を微分して加速度に変換した波を用いた。この速度波形のデータは、関西地震観測研究協議会の提供によるものであり、微分は猿田ら(1995)が実施した。加速度振幅は100Galとし、10秒間入力した(図7.4-15参照)。入力方向はx方向で、一方向加振とした。

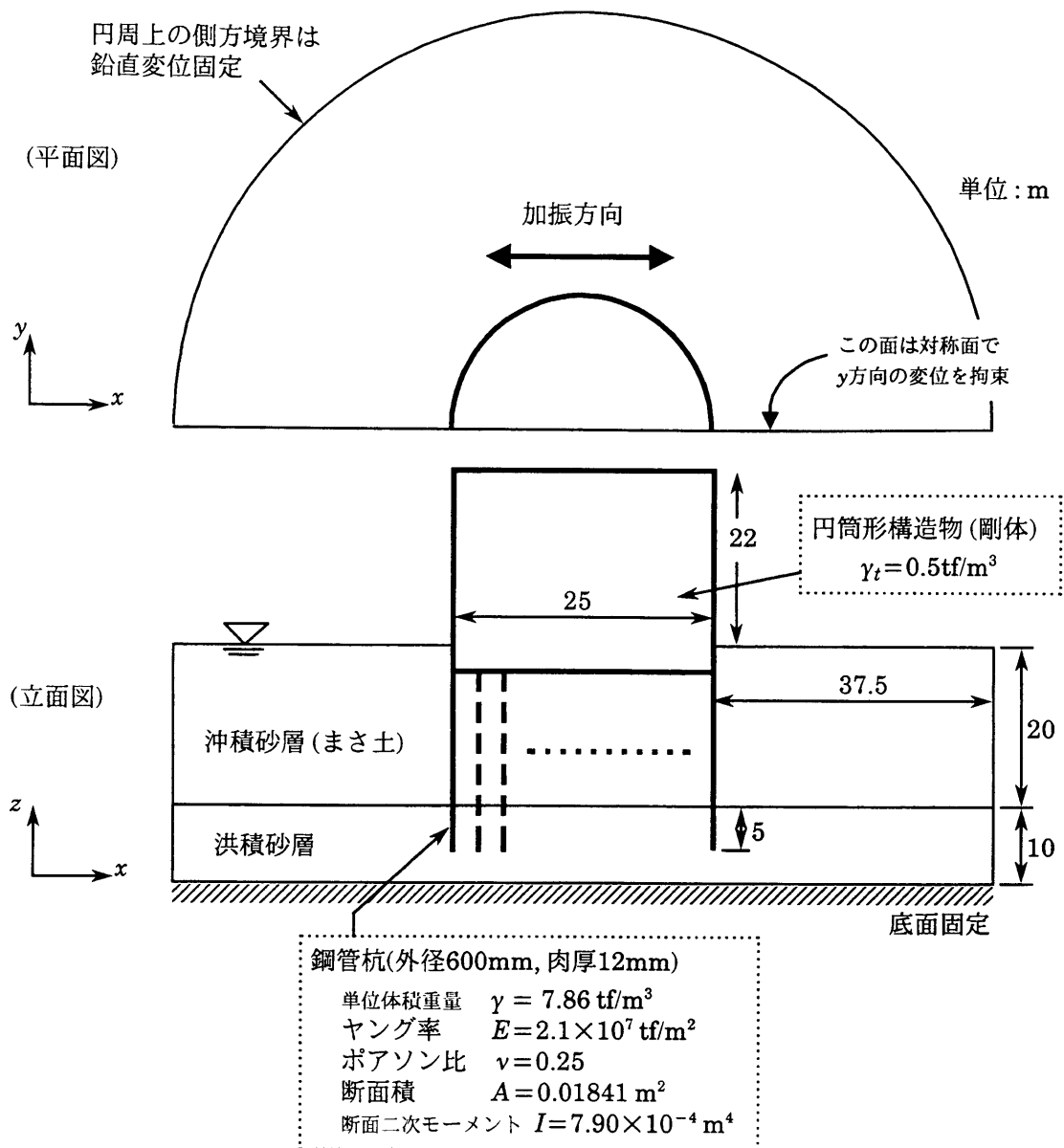


図7.4-1 解析モデル

解析ケースは、表7.4-1に示すように、

- [①:未改良] : 杭のみの場合
- [②:SCP] : 杭とSCP締固めを併用した場合
- [③:SC-ring] : 杭と深層混合による壁状改良体を併用した場合
- [④:SC-block] : 杭と深層混合によるblock状改良体を併用した場合

の4ケースである。SCPとSC-ringおよびSC-blockの改良深さは20mであり洪積層まで達している。ケース③では、壁で囲まれた中の地盤が、せん断変形が抑制され、液状化防止効果と杭の断面力低減効果が期待できる。このように基礎の周り

Total solid elm. no. 5925
 Total nodes no. 6705
 Total beam elm. no. 357

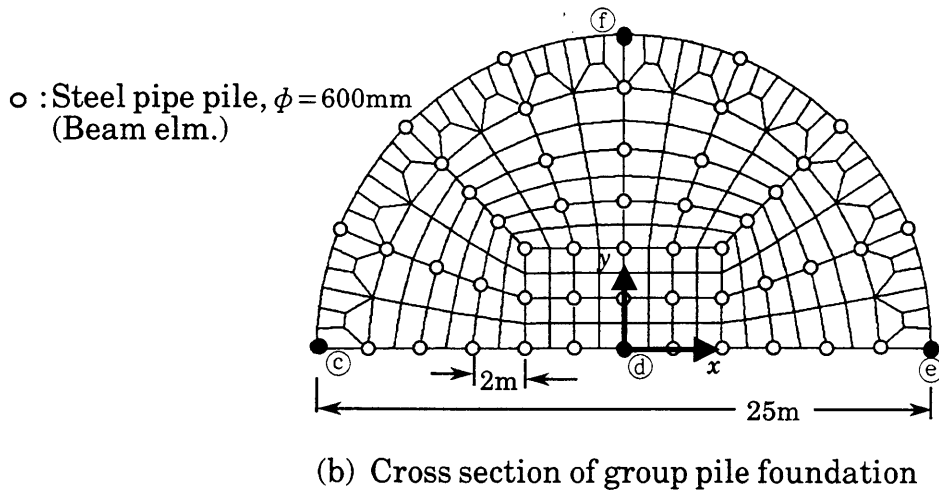
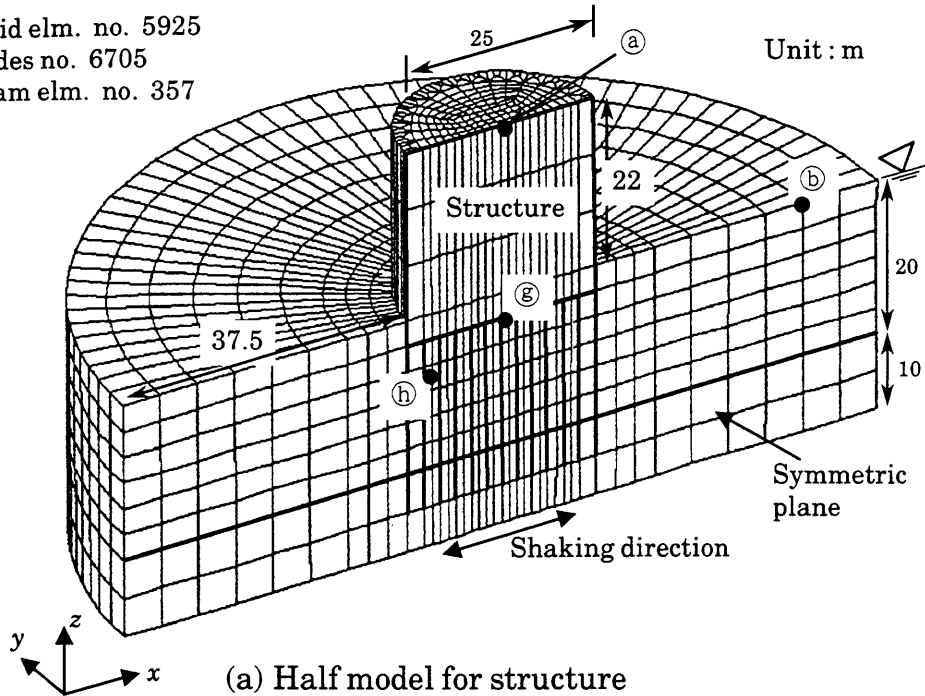
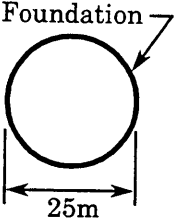
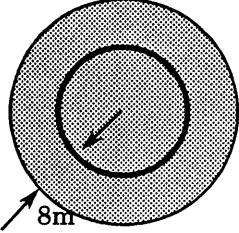
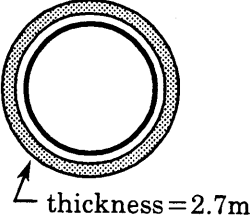
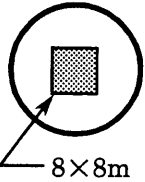


図7.4-2 有限要素分割 ($\frac{1}{2}$ モデル)

を改良する場合は改良面積をさほど小さく押さえることはできないが、既存構造物の補強には有効な工法と考えられる。ケース④では、基礎の中央に構造物を支持する杭のうちの数本を包含する改良体を想定し、基礎底面と改良体は密着させた。地震時あるいは液状化時には、水平せん断力を改良体と杭とで分担し、杭断面力を低減することが期待できる。転倒モーメントに対しては杭軸力で抵抗する。表7.4-1には基礎面積に対する改良率も示してあるが、SC-blockが最も小さい。地盤および改良体の物性を表7.4-2に示す。

表7.4-1 改良パターンと解析ケース (■ は改良域)
 (Pattern of soil improvement analyzed (shaded zone denotes improved area))

	① End-bearing piles in unimproved ground	② End-bearing piles in the ground improved by sand compaction piles (SCP)
Pattern of improvement (plan view, x-y plane)		
Improved area	0 m ²	1320 m ²
$\frac{\text{Improved area}}{\text{Foundation area}}$	0 %	269 %
	③ End-bearing piles and soil cement ring (SC-ring)	④ End-bearing piles and soil cement block (SC-block)
Pattern of improvement (plan view, x-y plane)		
Improved area	276 m ²	64 m ²
$\frac{\text{Improved area}}{\text{Foundation area}}$	56 %	13 %

解析に用いる土の構成式のパラメータは、地盤調査結果(渡辺, 1981; 小林ほか, 1981)や既往の要素試験結果(谷本ほか, 1982; 赤司ほか, 1986; 永瀬ほか, 1995)より設定した。パラメータ設定に必要な要素試験結果としては、せん断剛性比 G/G_0 や減衰定数 h のひずみ依存性($G/G_0 \sim \gamma$ 関係、 $h \sim \gamma$ 関係)、非排水繰返し強度(液状化強度)と繰返し回数との関係である。 $G/G_0 \sim \gamma$ 関係と $h \sim \gamma$ 関係から修正R-Oモデルのパラメータが設定され、液状化強度(抵抗値)からおわんモデルのパラメータが設定される。図7.4-3、4には、例としてまさ土の試験結果と計算結果の比較を示す。図7.4-3の $G/G_0 \sim \gamma$ 関係と $h \sim \gamma$ 関係の試験結果を見る限りは標準的な砂の結果(土木学会, 1989)と類似している。また、まさ土は粒径の大きな粒子も含み粒度配合が

良く標準的な砂よりも液状化しにくいと思われていたが、図7.4-4の試験結果を見る限りは標準的な砂の液状化強度(土岐ほか, 1988)と差異は無いといえる。設定されたパラメータを表7.4-3に示す。

表7.4-2 地盤および改良体の物性

地盤改良体	剛性	物性
沖積砂層 (まさ土)	N 値=8 $V_s=170\text{m/s}$ $G_0=5300\text{tf/m}^2$ $\nu=0.33$	$\gamma_t=1.8\text{tf/m}^3$ $FC=10\%$ $X_l=0.18$
沖積砂層 (まさ土) [締固め改良]	N 値=18 $V_s=250\text{m/s}$ $G_0=11500\text{tf/m}^2$ $\nu=0.33$	$\gamma_t=1.8\text{tf/m}^3$ $FC=10\%$ $X_l=0.24$
洪積砂層	N 値=50 $V_s=330\text{m/s}$ $G_0=22000\text{tf/m}^2$ $\nu=0.33$	$\gamma_t=2.0\text{tf/m}^3$ $FC=10\%$ $X_l=0.25$
深層混合改良体	$q_u=200\text{tf/m}^2$ $E=1.0 \times 10^5\text{tf/m}^2$ $\nu=0.2$	$\gamma_t=2.0\text{tf/m}^3$

注) V_s :せん断波速度、 G_0 :初期せん断剛性、 E :ヤング率、 ν :ポアソン比、 γ_t :単位体積重量、 FC :細粒分含有率、 X_l :液状化強度の下限値、 q_u :一軸圧縮強度

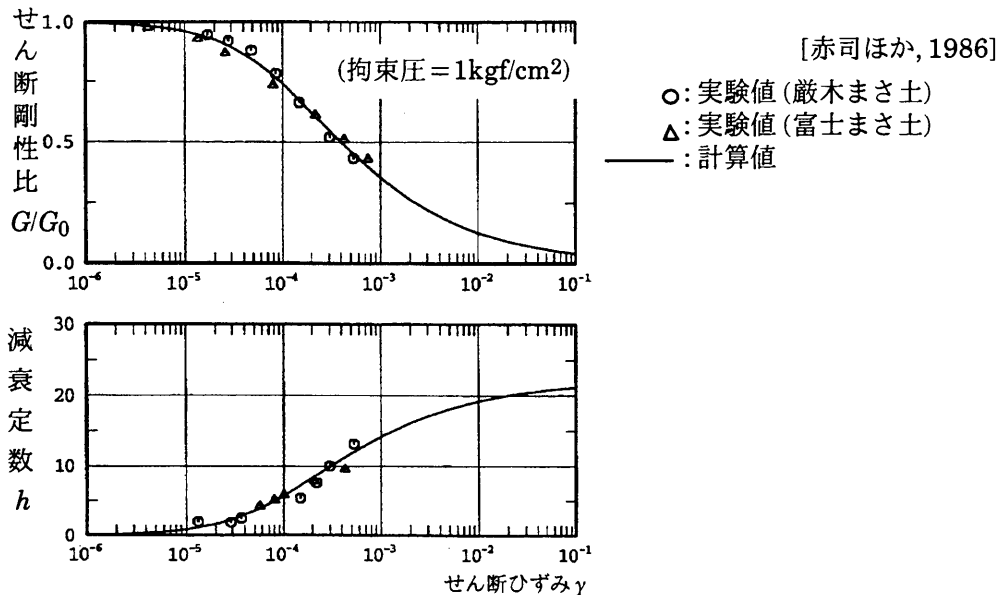


図7.4-3 まさ土の非線形特性 ($G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$)

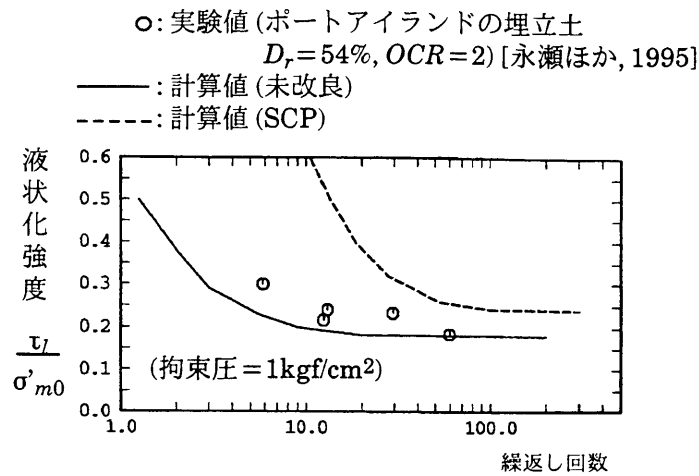


図7.4-4 まさ土の液状化強度～繰返し回数

表7.4-3 構成式のパラメータ

土質	修正R-Oモデル			おわんモデル				
	G_{0i} (tf/m ²)	$\gamma_{0.5i}$ ($\times 10^{-4}$)	h_{max}	A	C	D	$\frac{C_s}{1+e_0}$	X_l
沖積砂	2300	1.26	0.22	-3	4	30	0.006	0.18
沖積砂 (SCP)	4970	1.26	0.22	-8	8	30	0.006	0.24
洪積砂	6000	1.58	0.22	-5	10	50	0.006	0.25

注) G_{0i} , $\gamma_{0.5i}$ は $\sigma'_m = 1.0\text{tf/m}^2$ における値

(3) 解析結果と考察

図7.4-5~7には3本の杭③, ④, ⑤の最大曲げモーメントの比較を示す。未改良の場合は、基礎の縁にある杭③, ⑤の杭頭で大きな値を示し、基礎中心にある杭④の杭頭では小さい値となっている。図には示していないが、せん断力に関しても同様に、縁にある杭の杭頭で大きな値となっている。SCP締固めの場合には、基礎の縁にある杭③, ⑤の杭頭で約65%の曲げモーメント低減率が見られ、基礎中心にある杭④の杭頭では約60%の低減率が見られる。SC-ringの場合には、杭③, ④の杭頭で73%、杭⑤の杭頭で56%の低減率が見られる。SC-block改良体の中には、SC-block改良体の中にある杭④では68%の低減率が見られる。改良体から外れた基礎の縁にある杭③, ⑤の杭頭で80~90%の低減率が見られる。SC-block改良体から外

れた場所に位置する杭で低減効果があった理由は、基礎が剛であるため、全ての杭の杭頭変位が一様に抑えられたためである。

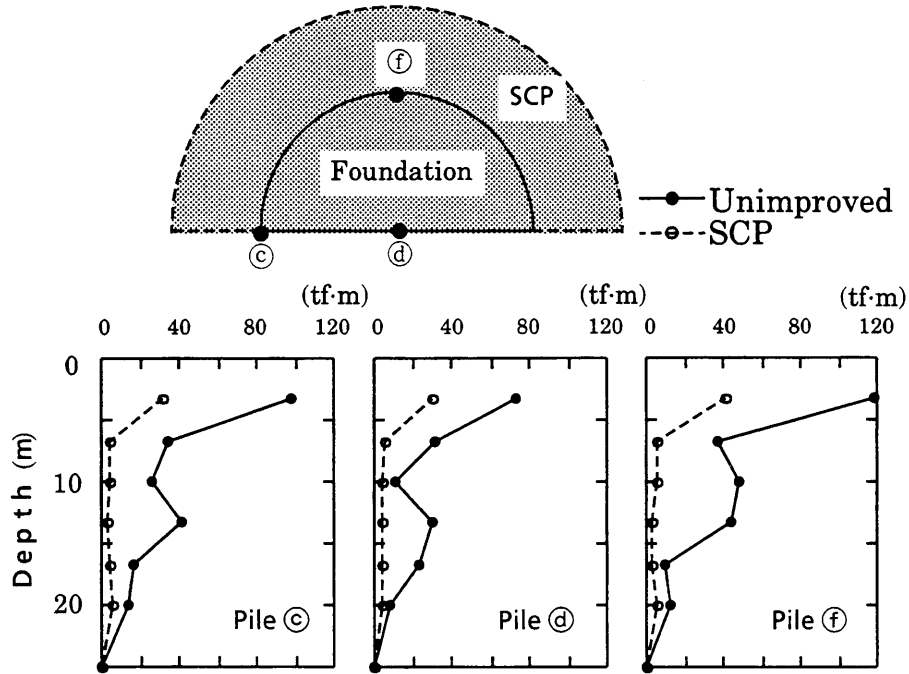


図7.4-5 杭の最大曲げモーメント (未改良とSCP締固め)
(Maximum bending moment in piles (c), (d) and (f)(Unimproved and SCP))

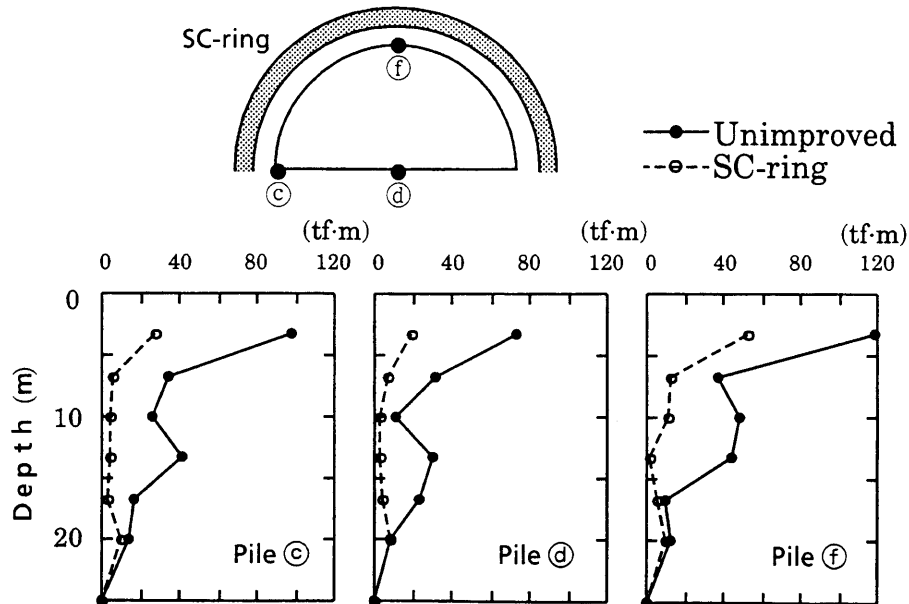


図7.4-6 杭の最大曲げモーメント (未改良とSC-ring)
(Maximum bending moment in piles (c), (d) and (f)(Unimproved and SC-ring))

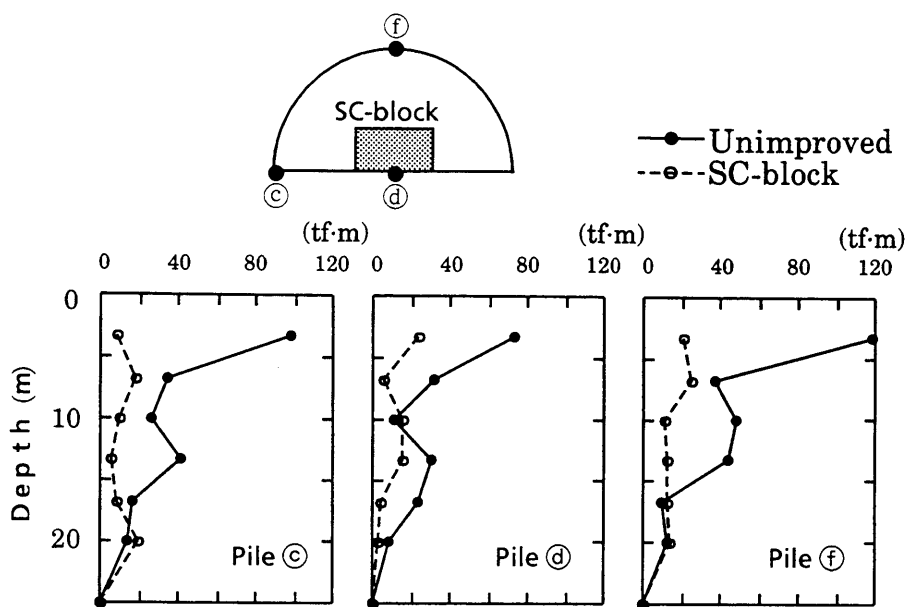


図7.4-7 杭の最大曲げモーメント (未改良とSC-block)
 (Maximum bending moment in piles ㉓, ㉔ and ㉕(Unimproved and SC-block))

各杭における最大のせん断力および曲げモーメントを図7.4-8, 9に示す。これらの図は、図7.4-10に示すように、各杭における最大断面力をその杭の位置(平面的な配置)から縦軸方向にプロットし、それを折れ線で結んだものである。着目した杭は、杭㉔から杭㉓に沿った各杭と奥の杭㉕である。未改良の場合、各杭の断面力の分布形状は、荷重分担の違いにより中心杭㉔で最小、杭㉕で最大値となるおわん型となっている。実際の地震では二方向同時加振(xとy方向の同時加振)となるので、杭㉓~㉕~㉔の基礎縁上の杭の断面力はほぼ等しくなると思われる。SCPの場合は杭㉕で若干値が大きくなっているが、ほぼフラットな分布となっている。SC-ringの場合は、分布形状はやや平らなおわん型となり、杭㉕でやや大きな値を示している。SC-blockの場合は、逆に基礎縁上の杭の断面力が中心部の値より小さくなっている。

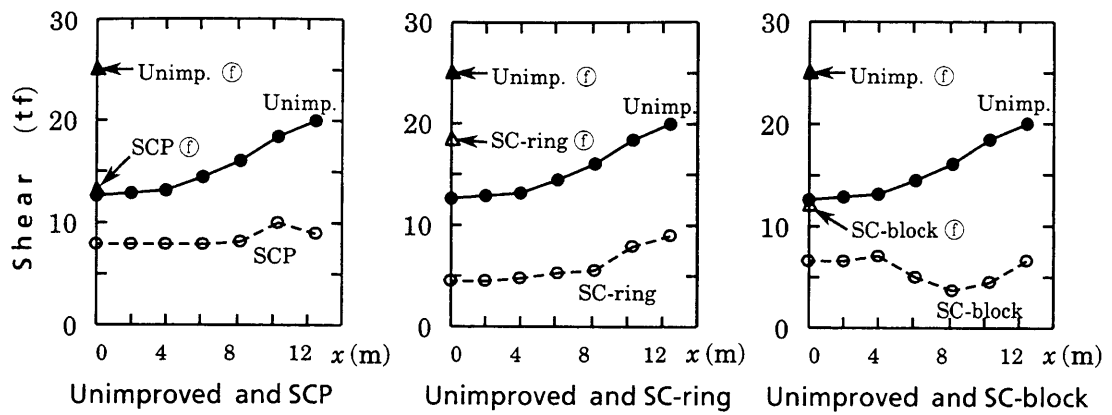


図7.4-8 対称線上の杭と杭(f)の最大せん断力
(Maximum shear force at pile top on the line of symmetry and Pile (f))

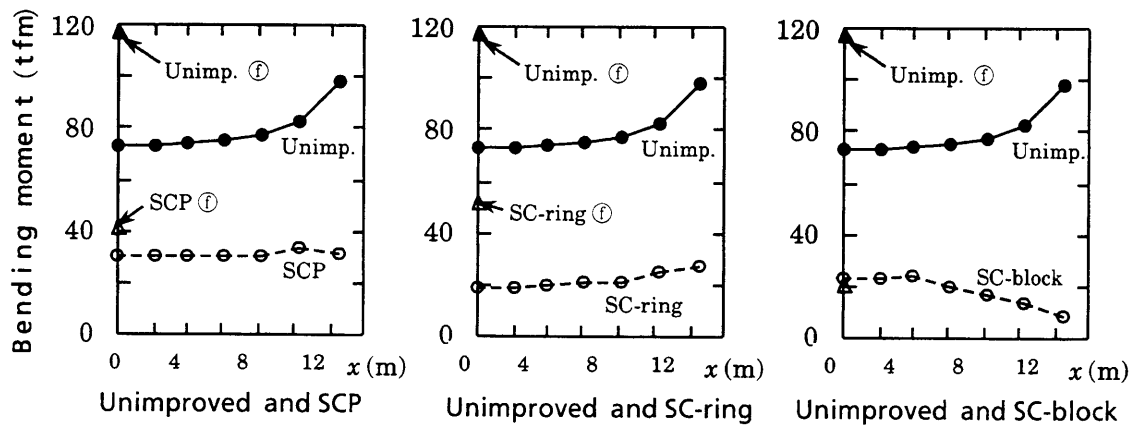


図7.4-9 対称線上の杭と杭(f)の最大曲げモーメント
(Maximum bending moment at pile top on the line of symmetry and Pile (f))

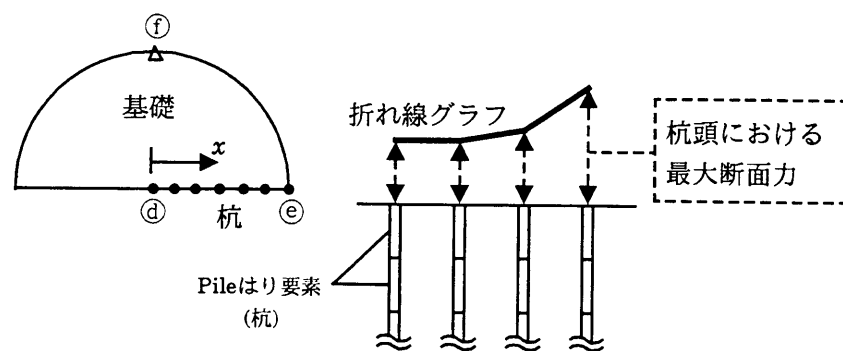


図7.4-10 対称線上の杭と杭(f)および、図7.4-8, 9のグラフの表現方法

図7.4-11に、杭③の杭頭における曲げモーメント M と軸力 N の関係(M - N 相関図)を示す。軸力には、初期の自重を含めている。未改良の場合と比較して、SCPやSC-ringがある場合は、曲げモーメントの値は小さくなっているが、軸力の値はさほど変わらない。SC-blockがある場合には、曲げモーメントはかなり小さくなっているが、軸力が増加している。これは剛性の高いSC-block改良体が基礎中心部にあるため、ロッキングが励起されたためである。

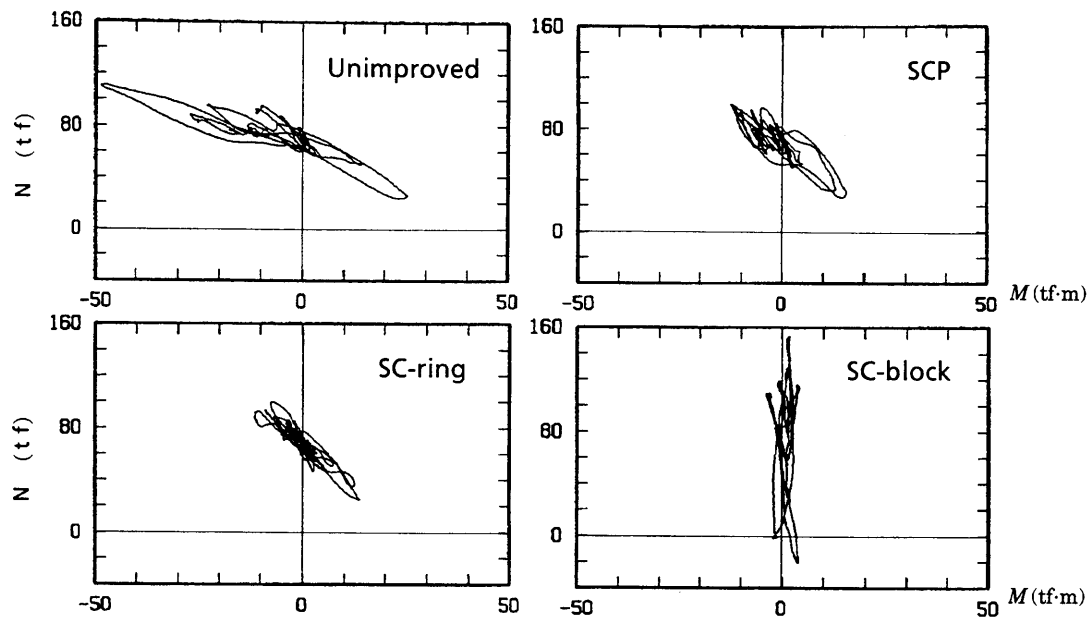


図7.4-11 杭③の杭頭における曲げモーメント M と軸力 N の相関図
(Relation between bending moment M and axial force N at top of Pile ③)

図7.4-12には、基礎部④における水平変位時刻歴を示す。各液状化対策工を施した場合には、変形が半分以下に抑制されていることが分かる。

図7.4-13には、加振終了時(時刻=10秒)における過剰間隙水圧比のコンターを変形と併せて示す。過剰間隙水圧比とは、地震により発生した p_w を初期の有効拘束圧 σ'_{m0} で割った値である。 $p_w/\sigma'_{m0}=1.0$ なら、平均有効応力がゼロとなり完全に液状化したことを意味する。未改良の場合、周辺地盤と杭間の地盤では水圧比の値はほとんど変わらない。今回の解析に用いた入力地震は、パワーが大きかったため、杭間地盤も液状化したと思われる。SCP締固めの場合には、改良体の中央で水圧比は最大でも50%程度に抑えられている。SC-ringの場合には、基礎直下で70%の値が見られる。液状化対策工がある場合は、未改良の場合に比べて遠方

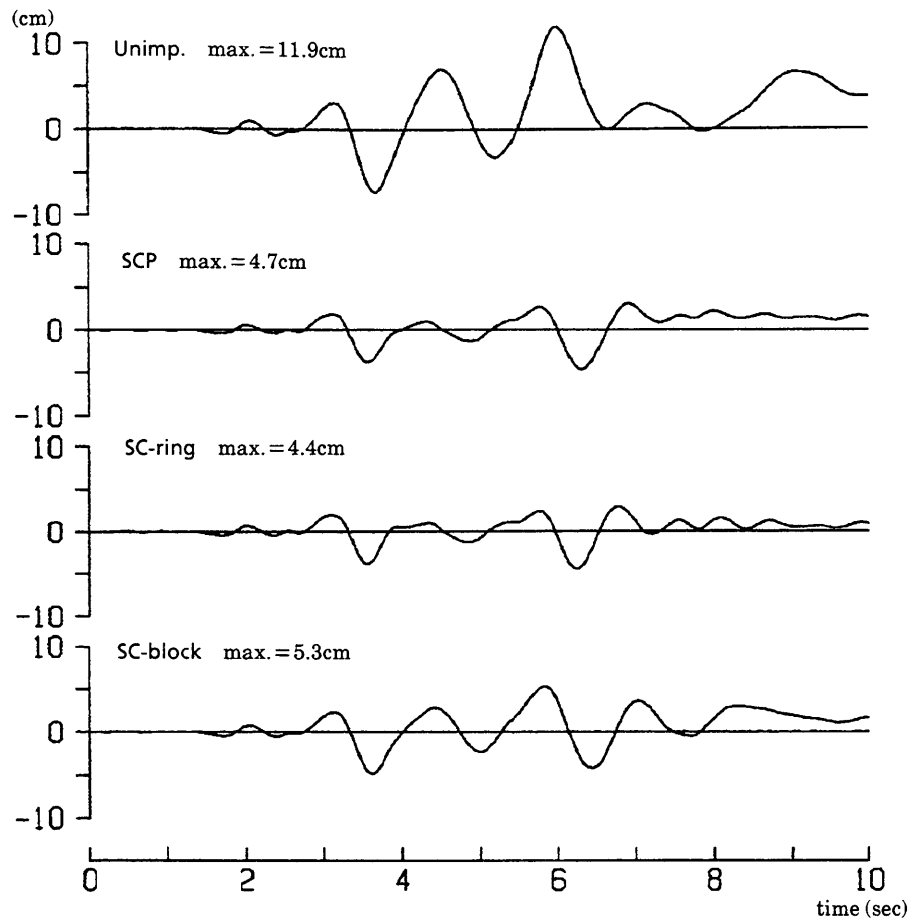


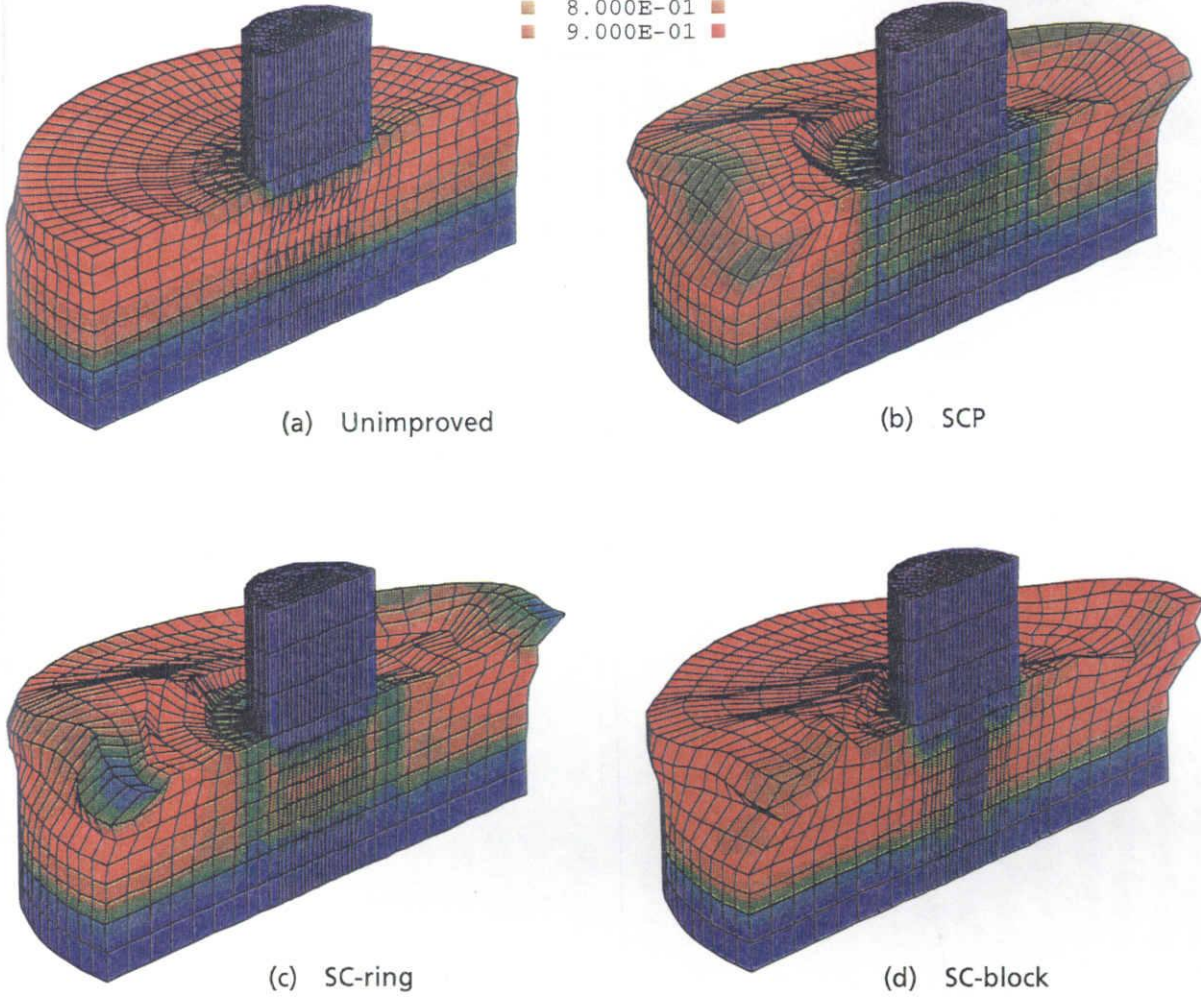
図7.4-12 構造物基礎(節点⑤)の水平変位
(Horizontal displacement of foundation (Node ⑤))

地盤の変形が大きくなっている。これは、剛性の高い改良体が、軟化している周辺地盤の変形を励起したためである。また、改良体がある場合に側方境界付近で水圧比の値が一部小さくなっているのは、サイクリックモビリティにより過剰間隙水圧が一時的に減少したためである。

図7.4-14には、基礎下部の杭間地盤⑥における過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。未改良の場合には完全な液状化(水圧比の値=1.0)に至っているが、液状化対策を施した場合は水圧比は抑えられている。SCPの場合が最も値が小さく、サイクリックモビリティによる振動成分も見られる。

contour levels

0.000E+00	■
1.000E-01	■
2.000E-01	■
3.000E-01	■
4.000E-01	■
5.000E-01	■
6.000E-01	■
7.000E-01	■
8.000E-01	■
9.000E-01	■



(Deformation magnified 50 times, Pore pressure Contour spacing=0.1)

図7.4-13 変形と過剰間隙水圧比(P_w/σ'_0)のコンター (Time=10 sec)
 (Deformation and contour lines of excess pore water pressure ratio (P_w/σ'_0))

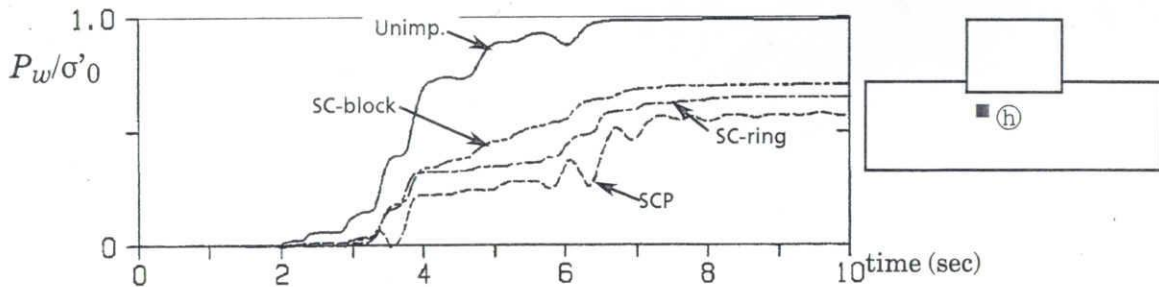


図7.4-14 要素(h)における過剰間隙水圧比の比較(杭間, GL-8.3m)
 (Excess pore water pressure ratio in Element (h)
 (midpoint between piles, at a depth of 8.3m))

図7.4-15には、構造物頂部と側方地盤地表面における水平加速度時刻歴を示す。構造物頂部では、SC-ringとSC-blockの場合がやや大きな値を示している。側方地盤は約5秒で液状化に至っているが、未改良の場合の波形をみると5秒以降の応答が小さくなっている。一方、SCPやSC-ring・SC-blockの改良体がある場合には未改良の場合に比べ、5秒以降の応答はやや大きくなっている。これは、改良体の存在が側方地盤に波動エネルギーを与えていることを意味する。

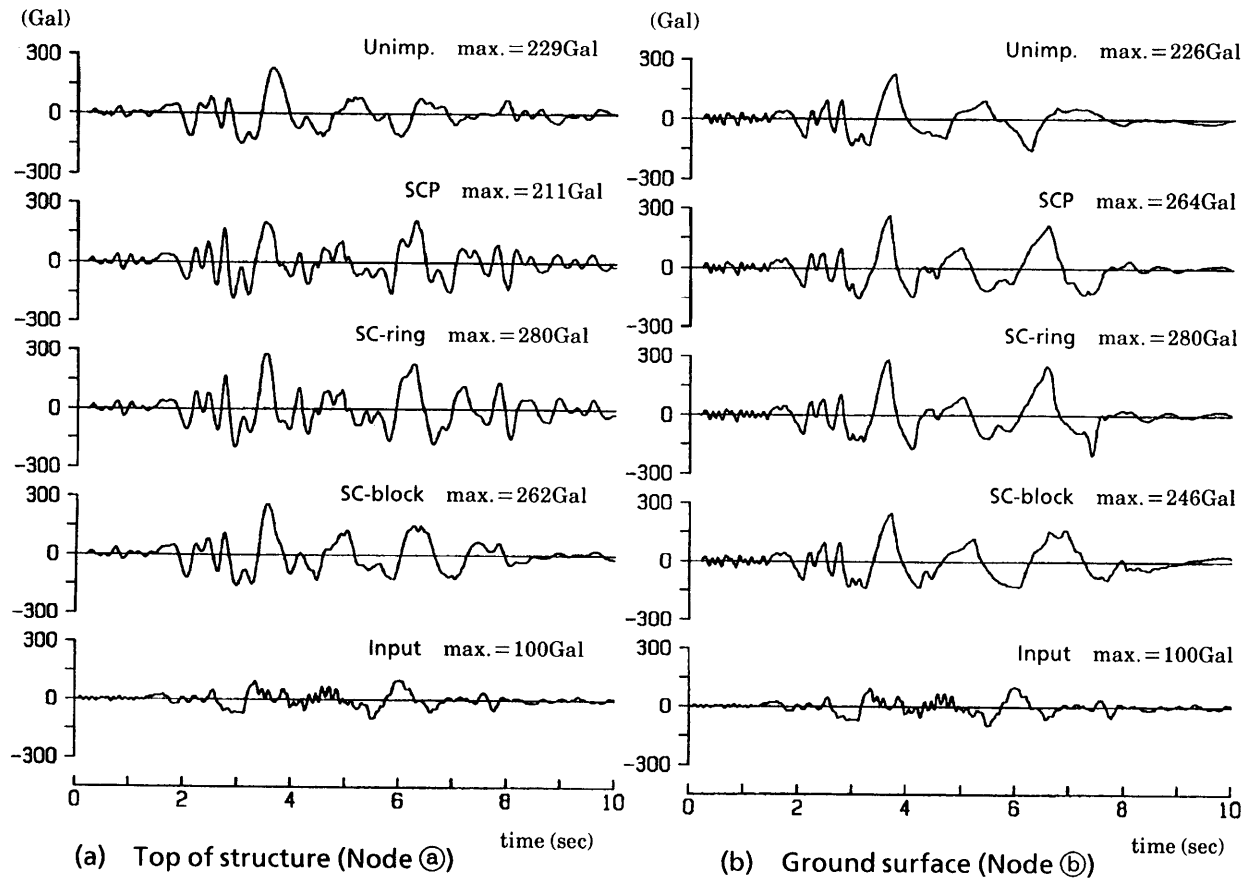


图7.4-15 水平加速度と入力波 (Horizontal acceleration)

(4) おわりに

本節では、表層にまさ土を有する地盤に建つ円筒形建物を想定し、その杭基礎や周辺地盤の地震時挙動を三次元液状化解析により検討した。そしてSCPによる締め固め改良した場合、深層混合処理で基礎の周りを改良した場合(SC-ring)、深層混合処理で基礎中心部を改良した場合(SC-block)についてその対策効果の検討を行った。得られた結論を以下に示す。

- 未改良の場合(杭のみの場合)は、基礎の縁に位置する杭の杭頭で最も大きなせん断力や曲げモーメントが生じ、基礎中心部の杭では比較的小さな値を示した。
- SCPやSC-ring、SC-blockなどの液状化対策を施した場合、杭のせん断力や曲げモーメントはかなり低減できる。
- 基礎直下の地盤の過剰間隙水圧の観点から見れば、未改良の場合は水圧比が1.0に達している(完全に液状化している)のに対し、SCPでは0.5程度、SC-ringでは0.6程度であった。
- 改良領域の観点から見れば、SCPが最も大きく、SC-blockが最も少なくてすむ。
- SC-ring 液状化対策の長所は、固い壁で囲むことにより中の地盤のせん断変形を抑制できる。その結果、中の杭の断面力も軽減できる。既往の研究(藤川ほか, 1994)で高層ビルの基礎周りをソイルセメント壁(SMW)で囲んだ場合の解析も行っており、杭の断面力はかなり低減される結果を得ている。このことから、基礎周りを壁で囲ってせん断変形を抑制することは、杭の断面力低減に役立つものと思われる。
- SC-ring 液状化対策の検討すべき点は、さらに径の大きな構造物における杭断面力低減効果、過剰間隙水圧の抑制効果、などが挙げられる。また、基礎の「周り」を改良する場合、改良面積はさほど小さく押さえることはできず、全体としてコスト高につながる可能性がある。また、改良体は薄い壁状となるため、品質のばらつきが強度低下につながる危険性もある。
- SC-blockの場合、基礎底面に対する改良率は13%である。改良率は13%と小さくても、杭頭でかなりの断面力低減効果が見られた。これは改良体のせん断抵

杭により基礎の変形が抑制され、基礎が剛であるため全ての杭の杭頭変位が抑えられたためである。超高層の基礎についてもSC-blockの有無に関して同様の検討(福武ほか, 1995c)を行ったところ、やはり曲げモーメント低減効果が確認できた。

- SC-block 液状化対策の特徴としては、a) 改良体は基礎の一部でよくローコストとなること、b) 改良体がマッシュであるため施工しやすく品質のばらつきを押さえることができること、などが挙げられる。

今後の課題としては、対策効果をさらに詳しく検討するため、動的な遠心载荷装置を用いて実験的に検討することが望まれる。

7.5 群杭基礎の二次元・三次元解析の比較

(1) はじめに

序論でも述べたように、二次元有限要素法によって杭基礎の解析を行う場合、二次元平面ひずみでモデル化された地盤中の杭は、奥行き方向に無限に続く矢板のような状態で解析されてしまう。特に、円形に配列された杭基礎では、このような杭のモデル化に疑問の余地が残る。この問題を解明するため、本節では、7.4節で述べた円形の杭基礎モデルに対して、二次元へのモデル化を行い、解析した。そして三次元解析より手軽な二次元解析により、どの程度三次元解析結果を評価できるか比較検討した(福武ほか, 1994)。

(2) 解析モデル化と解析条件

モデル化の概念図を図7.5-1に示す。解析条件は7.4節とほぼ同じであるが、本節では基礎と地盤の滑りは考慮していない。すなわち、基礎底面と地盤が節点共有の場合(密着させた場合)をそうていしている。地震動は、El Centro波(N-S成分)を振幅100Galとして15秒間一方向(x方向)に入力した。円形の杭基礎・地盤系を二次元平面ひずみ問題に置換するにあたっては、以下の①から③の手順で行った。

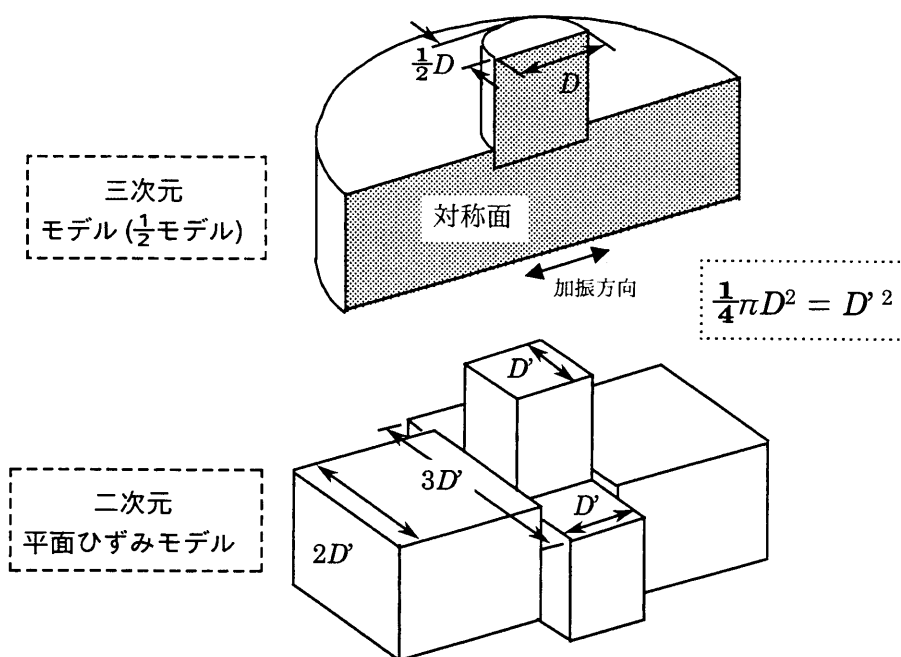


図7.5-1 モデル化の概念

- ① 構造物：円筒形構造物(直径 $D=25\text{m}$)を二次元平面ひずみ(矩形)へ変換する際には、接地面積が同じになるように一辺の長さ $D' (=22.16\text{m})$ を設定した(図7.5-1参照)。
- ② 杭：円形基礎における杭配列を、図7.5-2に示すようにグループ分けし、数本ずつまとめて(杭の断面積や断面二次モーメントを足し合わせ)、それぞれのグループを一本のはり要素でモデル化した。
- ③ 地盤奥行き：三次元効果がある程度正確に表現できるように、図7.5-1に示すような地盤の奥行きを調節(横山ほか, 1983; 大平ほか, 1985)し、各杭の荷重分担率が三次元モデルと等価になるように杭間の地盤剛性を補正した。

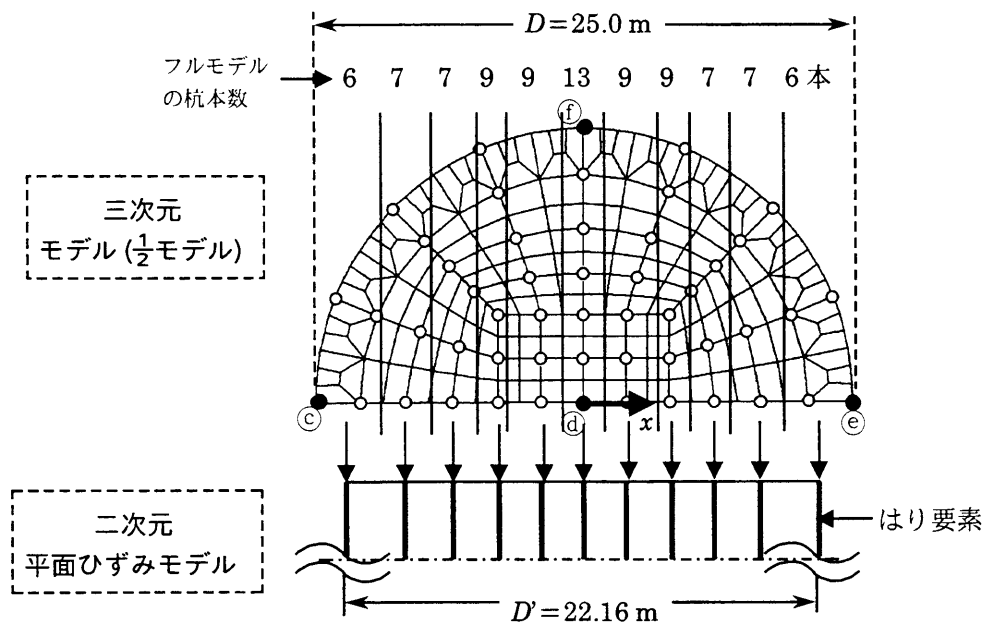


図7.5-2 はり要素による杭の二次元化

(3) 解析結果と考察

図7.5-3に基盤と構造物頂部のフーリエスペクトル比の比較を示す。二次元と三次元の結果はほぼ一致しており、構造物の応答に関しては差異は無いことが分かる。

図7.5-4には、最大過剰間隙水圧比のコンターについて、二次元解析結果と三次元の鉛直対称面の結果の比較を示す。両者はほぼ一致しているが、三次元の方が液状化領域が地表面付近でやや広い。この理由は、三次元解析の場合一方向加振でも地盤は奥行き方向(y方向)の振動成分を持つが、二次元解析ではy方向成分は存在しない。そのため三次元解析の方が、地盤が軟化しやすいためと思われる。

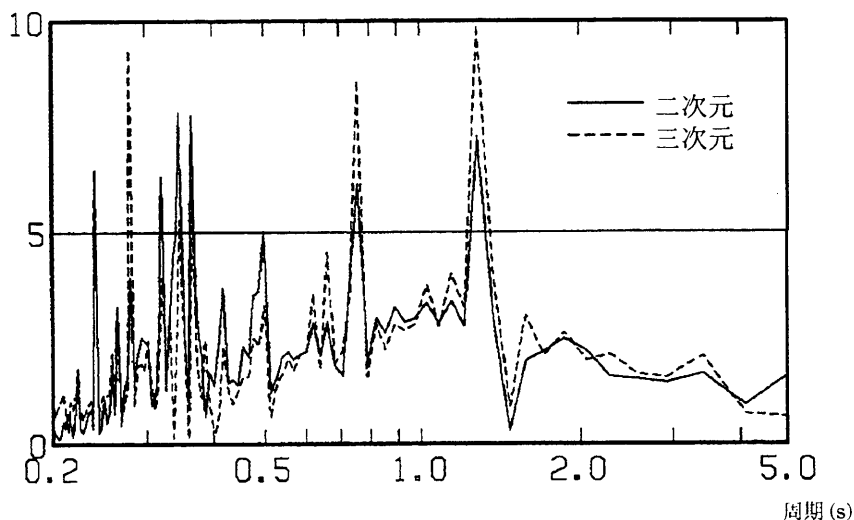


図7.5-3 フーリエスペクトル比(構造物頂部/基盤)

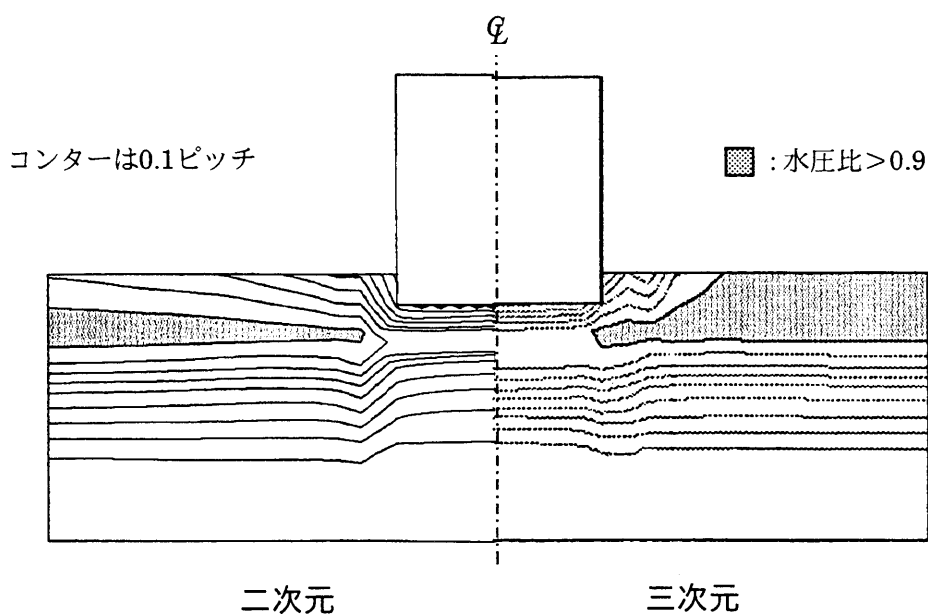


図7.5-4 最大過剰間隙水圧比のコンター

端部の杭③と中心の杭④の深さ方向の断面力の比較を図7.5-5, 6に示す。杭③の杭頭付近では差異が見られ、二次元のモデル化の影響が表れている。杭③の二次元の最大せん断力を見ると、最大値は杭頭の下要素で生じている。最大曲げモーメントを見ると、三次元では杭頭で急に大きくなっているが、二次元ではそれほど急激には大きくなっていない。中心杭④では二次元と三次元の結果はせん断力・曲げモーメントともに良く一致している。同図中には三次元解析による奥側の杭⑤の断面力も△印で示しているが、その断面力は二次元の結果より大きい。杭⑤の断面力は二次元では評価が困難で、二次元解析では危険側の結果となっている。

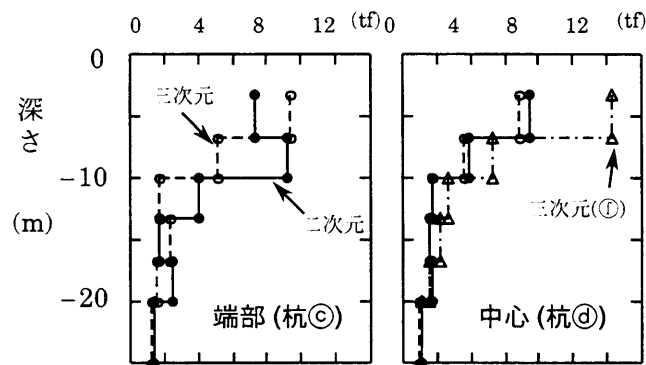


図7.5-5 杭の最大せん断力

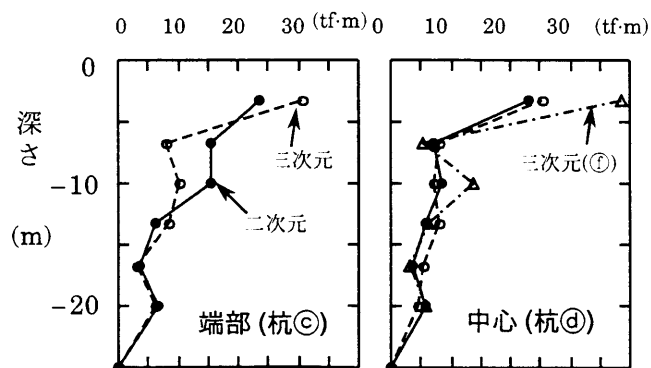


図7.5-6 杭の最大曲げモーメント

図7.5-7に杭の最大断面力の比較を示す。三次元の結果は、対称面(図7.5-2のライン④~⑤)の杭の値である。三次元の結果は端部ほど大きな値となっているが、二次元の結果は必ずしもその傾向にない。この原因としては、図7.5-5,6から分かるように二次元の杭③では杭頭付近での断面力の増加傾向が緩やかなためである。このように、円形基礎で円形杭配置の場合は、二次元解析で杭の断面力を評価するのはやや困難であると思われる。

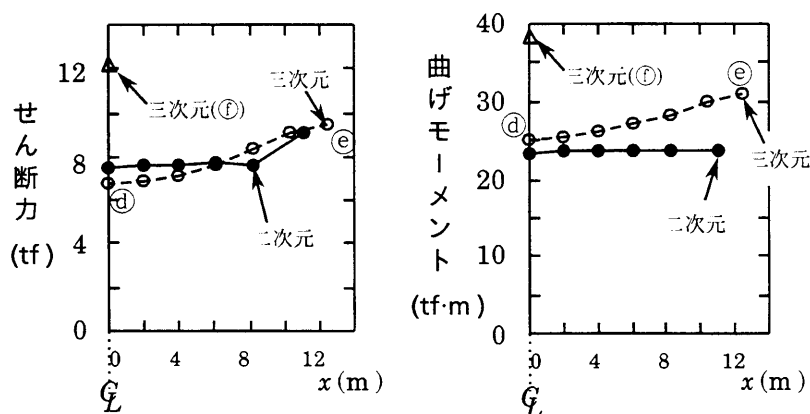


図7.5-7 杭の最大断面力

三次元の結果をさらに詳細に検討するため、各杭における杭頭の最大曲げモーメントを図7.5-8に示す。これらの図は、図7.5-9に示すように、各杭における最大断面力とその杭の位置(平面的な配置)から縦軸方向にプロットし、それを折れ面で結んだものである。図中の記号④~⑥は、図7.5-2に示す杭位置に対応している。最大曲げモーメントの分布形状は、各杭の荷重分担の違いにより中心杭④で最小となるおわん型となっており、最大値は奥の杭⑥で生じている。このようなおわん型の荷重分布となる原因は、上部構造物のロッキングに加え、図7.5-10のような地盤の影響が考えられる。すなわち、基礎の中心に位置する杭④は、その周りに多くの杭が存在するため、液状化による地盤変形がある程度拘束され、地盤からの強制変形は基礎の縁に位置する杭③, ⑤に比べて小さくなる。杭⑥は、基礎の縁に位置し杭間隔も基礎中心付近に比べて広い。さらに杭⑥に対してy軸の正側は地盤のみの領域であり、この領域からかなり大きな変形を受けているので、各杭の中で最も大きな荷重分担となったと思われる。杭④の最大曲げ

モーメントの値を1.0(最小)とすると、杭③の値は1.22、杭④の値は1.53(最大)となる。実際の地震では二方向同時加振(x と y 方向の同時加振)となるので、杭③~④~⑤の円周上の杭の断面力はほぼ等しくなると思われる。このように、内側の杭よりも外側の杭で荷重分担が大きくなる傾向が確認できたことは興味深い。

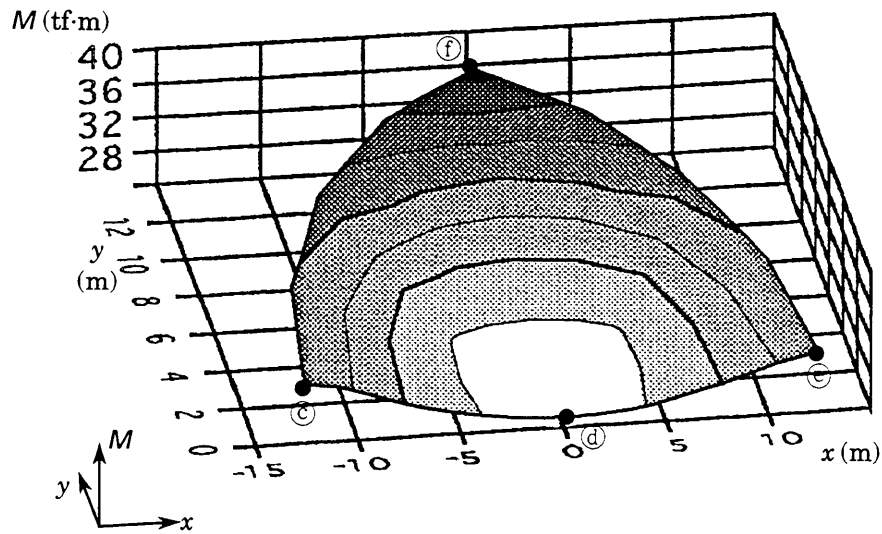


図7.5-8 三次元解析における各杭の杭頭における最大曲げモーメント M

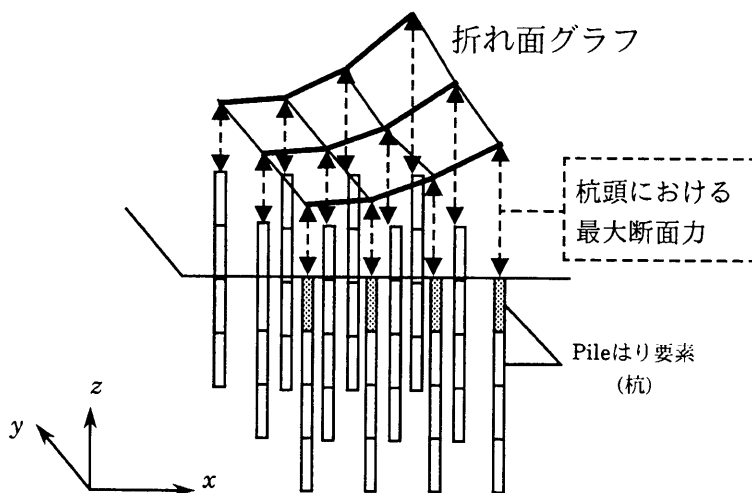


図7.5-9 図7.5-8のグラフの表現方法 (図7.4-10の三次元版)

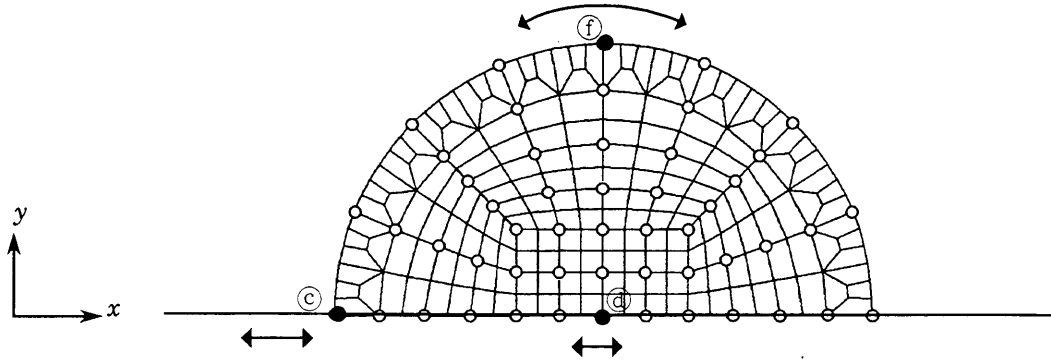


図7.5-10 杭(c), (d), (f) 近傍の地盤の変位振幅

図7.5-11には、節点(a)と(b)の地表面変位(x方向)の時刻歴を示す。両節点とも、構造物の縁から27mの距離に位置する。節点(a)よりも(b)の方が振幅が大きく、手前側(対称面)よりも奥側の地盤の方が大きく揺れている。さらに節点(b)では、残留変形も生じている。節点(a)では、その加振軸方向に基礎が位置しており、杭基礎の影響により変位が抑制され、節点(b)より振幅が小さくなったと考えられる。このようなことから、液状化した周辺地盤は基礎全体を回り込むように動いていることになり、図7.5-10とも整合している。

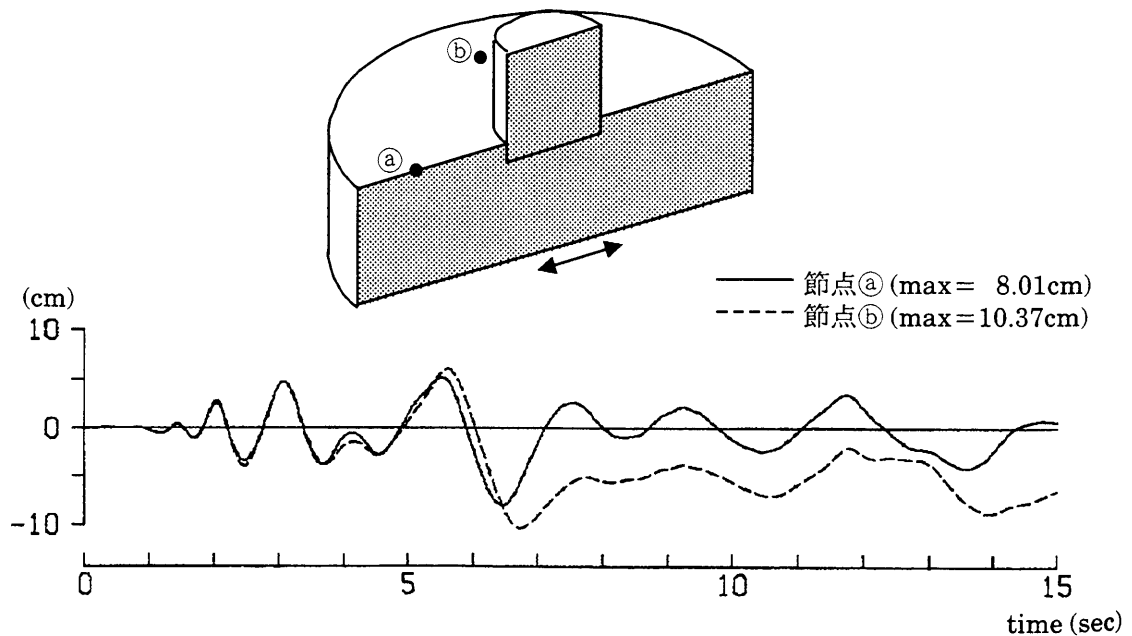


図7.5-11 地表面のx方向変位の時刻歴

(4) おわりに

二次元解析では、各杭の曲げモーメントの差異は明確に表現できなかった。一方、三次元解析では、群杭の曲げモーメントの分担率の違いが表現できた。特に外周の杭で値が大きくなることが分かった。矩形基礎の構造物を二次元解析と三次元解析で比較した既往の研究(黒沢ほか, 1994)では、群杭の曲げモーメントの分担率の違いはそれほど顕著ではなかった。よって、円形に配列された杭基礎では、二次元化にあたっては特に注意する必要があるといえる。

なお、本解析における二次元解析に対する三次元解析のCPUの比は、2倍弱程度であった。このように、三次元解析でもCPUがさほどかからなかったのは、5.3節でのべたように三次元解析では高速計算が可能な手法を用いているためである。

第8章 結論

8.1 本研究のまとめ

本論文では、地盤の液状化問題を正確に解析するという観点から、まず三次元条件下の土の構成式を提案した。この構成式を、二次元または三次元応答解析プログラムに組み込み、地盤・構造物系の液状化解析を実施した。さらに、動的相互作用の三次元効果や、液状化対策工法の有効性を三次元的観点から解析的に評価した。以下に本研究成果のまとめを示す。

第一部では、地震時の地盤の多方向繰返しせん断挙動を統一的に説明するため、せん断ひずみ空間($\gamma_{zx} \sim \gamma_{zy} \sim \gamma_{xy}$)において合せん断ひずみ Γ と累加せん断ひずみ G^* の概念を導入した。せん断ひずみとダイレイタンスーからなるひずみ空間において、 Γ の関数であるおわん状の斜面が存在することを見出した。せん断によるダイレイタンスーは、土粒子がこのおわん状斜面を登り降りする成分(Γ の指数関数)と、 G^* とともにおわん自体が圧縮してゆく成分(G^* の双曲線関数)との重ね合わせで表現できることを示し、おわんモデル(Bowl Model)を提案した。本モデルの妥当性は、任意方向に繰返しせん断できる単純せん断試験機を用いて、回転応力経路を含む種々のせん断経路の実験結果と比較することにより検証した。また、液状化強度は円経路せん断の方が直線経路せん断に比べて約30%低下することが示され、この傾向は実験結果とも一致した。

提案した構成式を地震応答解析に用いる際には、簡便性を重視して修正した。すなわち、応力・ひずみ関係として三次元に拡張されたR-Oモデルを用い、ひずみ・ダイレイタンスー関係としておわんモデル(Bowl Model)を使用した。第二部の二次元解析や三次元解析にはこの簡便な構成式を用いた。

第二部では、修正した構成式を二次元または三次元動的プログラムに組み込み、地震応答解析を実施した。

まず、応答解析結果の妥当性を検証するため、模型実験のシミュレーションを実施した。解析の対象とした模型実験は、密な飽和砂地盤上にブロックを乗せた1g場の土槽振動台実験、盛土の遠心載荷試験装置による実験、地盤・杭基礎・建屋系の1g場の模型振動実験である。構成式のパラメータは要素試験結果から設定した。加速度、変位、過剰間隙水圧の時刻歴、杭の曲げひずみなどに関して、実験結果を良好に再現できた。また、盛土の実験を対象に、構成則の違いによる二次元液状化解析結果の比較検討も行った。

さらに本解析手法の妥当性を検証するため、実地震の観測記録のシミュレーションを実施した。解析対象とした記録は、1987年Superstition Hills地震のWild Life鉛直アレー観測記録と1995年兵庫県南部地震のポートアイランド鉛直アレー観測記録である。これらの記録をもとに、水平一方向加振と水平二方向同時加振の比較を行った。二方向同時加振の場合は、サイクリックモビリティも含め観測記録を良好に再現できた。ただし、一方向の成分のみを入力した場合は液状化の程度を過小評価する可能性がある。この問題を解決する方法として、入力の水平二成分を強軸成分と弱軸成分とに分け、強軸成分のみを入力した二次元解析でも近似的に二方向加振の影響が表現できることを示した。このことは、液状化のメカニズムが主に強軸成分によって支配され、弱軸成分は付随的であるということを示している。

二次元解析による実構造物への適用事例として新潟地震における川岸町の地盤・アパートの解析を行った。このモデルはシンポジウムにおいて種々のプログラムで解析されている。これらの結果を比較すると、過剰間隙水圧や加速度の最大値に関してはあまり大きな差異はみられない。しかし、残留変形には大きな差異が見られる。この差異を少なくし、実被害をうまく再現するための課題としては、液状化後の物性の評価、重力の影響、圧密解析、大変形の解析手法の開発などが考えられる。

三次元液状化解析による実構造物への適用事例として、部分的改良地盤や、建物・杭・地盤系の解析を実施した。

深層混合処理によって杭状・壁状・格子状に改良した地盤の液状化抑制効果の検討では、二次元解析の限界として、ある鉛直断面に限定しているために杭状・壁状

・格子状の各改良パターンのモデル化の差異が表現しにくいこと示した。また、壁と平行な方向の加振時の挙動(壁の面内変形を含む)が表現できないことも示した。

円筒構造物・杭・地盤系の三次元解析では、基礎の縁に位置する杭で最も大きなせん断力や曲げモーメントが生じ、基礎中心部の杭では比較的小さな値を示すというような、群杭の応力分担率の違いが表現できた。一方、同じモデルを二次元解析で解析した結果、各杭位置によるの応力の差異はあまり明確に表現できなかった。このことから、円筒建物の杭基礎のような複雑な構造物では、三次元解析の必要性が示された。

上記と同じ構造物・杭・地盤系の三次元モデルを対象に、杭基礎の周辺に種々の液状化対策を施工した場合の改良効果を検討した。対策工としては、1) SCPによる締固め改良、2) 基礎周辺部の深層混合処理改良(SC-ring)、3) 基礎中心部の深層混合処理改良(SC-block)、を想定した。これらの対策工を施工すれば、杭のせん断力や曲げモーメントはかなり低減できることが示された。また、過剰間隙水圧の上昇は許しても、せん断変形を抑制できれば、杭の応力はかなり低減できることも示した。

8.2 今後の課題と展望

本研究でとりあげたテーマは、コンピュータの発展と相まって今後研究が盛んになっていく分野と考えられる。本研究では三次元の動的非線形問題を曲がりなりに解くということには成功したが、理論を展開していく段階で種々の近似や仮定を設けている。以下にこれら残された問題点の洗い出しと、今後の展望を述べる。

- (1) 本研究では、非線形性を示す材料として地盤を中心に検討した。今後は、構造部材(はり要素、シェル要素)の非線形性も考慮に入れた解析を行う必要がある。
- (2) 本研究で用いた構成式は、単純せん断変形を主眼に置いた近似を含むものであった。すなわちせん断ひずみ; $\gamma_{zx}, \gamma_{zy}, \gamma_{xy}$ に着目した応力・ひずみ関係であった。本来は、 $(\epsilon_x - \epsilon_y), (\epsilon_y - \epsilon_z), (\epsilon_z - \epsilon_x)$ も考慮に入れた非線形の定式化が望

まれる。今後は、軸差応力～軸差ひずみの非線形性にもR-Oモデルを組込むことや、式(3.4-1), (3.4-2)で定義された Γ や G^* を導入する必要がある。

- (3) 現段階では、三次元解析は非排水条件下でしか解析できない。ドレーン工法や砂礫地盤の様に地盤の透水が無視できない問題に対しては、過剰間隙水圧の消散も考慮した二相系の三次元解析が望まれる。
- (4) 本研究で実施した解析では、重力の影響は地盤の初期応力としてしか反映されていない。実地震では重力加速度(980Gal)が作用している条件下で地震が起こる。そのため地盤や基礎の沈下が発生するわけである。よって、加振中にも重力の影響を考慮する必要がある。
- (5) 本研究では地盤の側方流動についてはほとんど触れなかった。しかし、実地震では側方流動は起こっており、構造物の基礎に甚大なる被害をもたらしている。今後は、液状化後の物性の精密な評価を行い、大変形も考慮した解析を行う必要がある。場合によっては、液状化後の地盤を粘性流体として扱う方が合理的な場合も考えられる。
- (6) 本研究では側方境界条件としては、単純境界と周期境界(繰返し境界)を用いた。これらの境界条件は反射波を完全には吸収できない。用いたプログラムの解析機能としては、Lysmerの粘性境界やKuniarの無反射境界が使用できるが、液状化では時々刻々と地盤の剛性が変化するのでこれらの境界を用いても反射波を完全に吸収することは困難ではある。なるべく吸収効率のよい側方境界の開発が望まれる。

参考文献

- 阿部 博(1995): 東京低地における土構造物の液状化対策に関する研究, 中央大学学位論文.
- 赤井浩一・田村 武(1978): 弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文集, No.269, pp.95-104.
- 赤司六哉・山本繁登・溝上 健(1986): 乱さないローム、シラス、まさ土の動的変形特性, 第21回土質工学研究発表会, pp.675-678.
- 馬場崎 亮一・鈴木吉夫・鈴木善雄・藤井齊昭(1991): 固化工法を用いた耐液状化基礎地盤改良工法(その2)格子状改良地盤の液状化抑制効果に関する遠心模型振動実験, 第26回土質工学研究発表会, pp.1007-1008.
- Bathe, K.J. and Cimento, A.P. (1980): Some practical procedures for the solution of nonlinear finite element equations, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering* 22, pp.259-285.
- Bazant, Z.P. and Krizek, R.J. (1976): Endochronic constitutive law for liquefaction of sand, *Proc. ACSE*, Vol.102, No.EM, pp.225-238.
- Biot, M.A. (1941): General Theory of Three-dimensional Consolidation, *J. Appl. Phys.*, Vol. 12, pp.155-164.
- Biot, M.A. (1962): Mechanics of Deformation and Acoustic Propagation in Porous Media, *J. Appl. Phys.*, Vol. 33, pp.1483-1898.
- 陳 越・松岡 元(1985): 重合わせ法則と球モデルに基づいた砂の任意方向単純せん断試験の解析, 土質工学会論文報告集, Vol.25 No.4, pp.147-158.
- Dafalias, Y. (1994): Overview of constitutive models in VELACS, *Verifications of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems*, Arulanandan & Scott (eds), Balkema, pp.1293-1303
- Dean, E.T.R. (1987): Data report for centrifuge test RD09/1 CUED/D-Soil/TR203, Engineering Department, Cambridge University
- 土木学会編(1989): 動的解析と耐震設計 [第1巻] 地震動・動的物性, 技報堂出版(1版)
- Finn, W.D.L., Lee, K.W. and Martin, G.R. (1977): An effective stress model for liquefaction, *ASCE*, Vol.103, No.GT6, pp.517-533.
- 藤川 智・福武毅芳・大槻 明(1992): 初期せん断作用時の応力・ひずみ関係と加振中における残留変形解析, 第27回土質工学研究発表会, pp.1111-1114.

- 藤川 智・佐藤 正義・福武 毅芳・大槻 明 (1993a): 二方向同時加振による液状化実験, 第28回土質工学研究発表会, pp.1201-1204.
- 藤川 智・福武毅芳・大槻 明 (1993b): 二方向同時入力による液状化実験のシミュレーション解析, 第22回地震工学研究発表会, pp.35-38.
- 藤川 智・福武毅芳・大槻 明・吉見 吉昭・中村 康一 (1994): 連続地中壁による杭-地盤系の液状化防止に関する三次元解析, 第9回日本地震工学シンポジウム, Vol.1, pp.991-996.
- 福武 毅芳 (1985): 任意方向単純せん断時における砂の応力・ひずみ特性, 名古屋工業大学修士論文.
- 福武 毅芳・大槻 明・竹脇 尚信 (1987): 単純せん断面上の構成式と繰返しせん断の解析, 第42回土木学会年次講演会 III, pp.96-97.
- 福武 毅芳・大槻 明 (1988): 任意応力条件下の繰返しせん断と液状化解析, 土木学会論文集, No.400/III-10, pp.103-112.
- 福武 毅芳・松岡 元 (1989): 任意方向単純せん断におけるダイレタンシーの統一的解釈, 土木学会論文集, No.412/III, pp.240-248.
- Fukutake, K., Ohtsuki, A., Sato, M. and Shamoto, Y. (1990): Analysis of saturated dense sand-structure system and comparison with results from shaking table test, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol.19, pp.977-992.
- 福武 毅芳・大槻 明 (1991): 三次元液状化解析による部分改良地盤の効果の予測, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム, 土質工学会, pp.205-210.
- Fukutake, K., Ohtsuki, A., Sato, M. and Shamoto, Y. (1991): Shaking table test and analysis of compacted sand-structure system for liquefaction, *Proc. of 7th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, Vol.2 / CAIRNS, pp.923-928.
- 福武 毅芳・大槻 明・佐藤 正義・社本 康広・亀岡 裕行 (1993a): 遠心載荷振動台実験のシミュレーションとせん断土槽フレームの影響, 第28回土質工学研究発表会, pp.1151-1154.
- 福武毅芳・大槻 明・藤川 智 (1993b): 三次元液状化解析による地盤・構造物系の土槽実験のシミュレーション解析, 第22回地震工学研究発表会, pp.595-598.
- 福武 毅芳・松岡 元 (1993c): 任意方向繰返し単純せん断における応力・ひずみ関係, 土木学会論文集, No.463/III-22号, pp.75-84.
- 福武 毅芳・大槻 明・鈴木 健 (1994): 円筒形構造物の杭基礎の液状化挙動 (その1, その2), 第49回土木学会年次学術講演会, pp.1636-1639.

Fukutake, K. and Ohtsuki, A. (1995) : Three-dimensional liquefaction analysis of partially improved ground, 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (IS-TOKYO'95), pp.851-856.

福武毅芳・大槻 明・藤川 智(1995a) : 液状化問題における二次元解析の適用限界と三次元解析の利点, 地盤破壊の三次元的評価に関するシンポジウム, pp.229-236.

福武毅芳(1995b) : ポートアイランドにおける地盤の液状化と基礎の挙動解析, 日本建築学会関東支部構造部会シンポジウム, 兵庫県南部地震における地震動と建築物の応答, pp.9-16.

福武毅芳・大槻 明・玉置 克之(1995c) : 基礎中心部を部分的に地盤改良した杭基礎の曲げモーメント低減効果の解析的検討, 日本建築学会大会学術講演概要集, B-1 構造 I , pp.1077-1078.

福武毅芳・大槻 明(1995d) : 三次元解析による種々の液状化対策効果の検討, 清水建設研究報告, 第62号, pp.105-113.

福武毅芳(1997) : 井桁壁基礎の三次元非線形解析による耐震性の検討 - 液状化抑制効果の検討 -, 第32回地盤工学研究発表会, pp.1635-1636.

Hakuno, M. and Tarumi, Y. (1988) : A granular assembly simulation for the seismic liquefaction of sand, Structural Eng. / Earthquake Eng. Vol.5, No.2, 333s-342s (Proc. of JSCE No.398/ I -10), Japan Society of civil Engineers.

Hallquist J. O. (1983) : Theoretical Manual for Dyna3D , Lawrence Livermore National Laboratory.

Hara, A. (1980) : Dynamic deformation characteristics of soils and seismic response analysis of the ground, Dissertation submitted to the University of Tokyo.

Hardin, B.O. and Richart, F.E. (1963) : Elastic wave velocities in granular soils, ASCE, 89, SM1, pp.33-65.

Hardin, B.O. and Drnevich, P. (1972) : Shear modulus and Damping in soils : design equation and curves, J. SMFD, Proc. ASCE, Vol.98 SM7, pp.667-692.

原田健二・安田 進・新川直利(1995) : 兵庫県南部地震により液状化した地盤の沈下量と改良工法の効果に関する考察, 第23回地震工学研究発表会, pp.229-232.

Iai, S. (1991) : A strain space multiple mechanism model for cyclic behavior of sand and its application, Earthquake Engineering Reserch Note No.43, Earthquake Engineering Reserch Group, Port and Harbour Reserch Institute, Ministry of Transport.

井合ほか(1991) : 地盤の液状化対策に関するシンポジウム, 土質工学会編, I 委員会報告, 4. 液状化に関する一斉計算, pp.77-190.

- 今井常雄・殿内啓司・田中達吉(1985):地震応答解析のための土の動的性質 2. 土の動的性質, 土と基礎, Vol.33, No.7, pp.65-72.
- Isenberg, J., Vaughan, D.K. and Sandler, I. (1978): Nonlinear Soil-Structure Inter-action, EPRI NP-945 Project 810-2 Final Report, p19-37.
- 石原研而・東畑郁生(1979):動的間隙水圧を考慮した地盤の応答解析, 第14回土質工学研究発表会講演集, pp.1305-1308
- Ishihara, K. and Yamazaki, F. (1980): Cyclic simple shear tests on saturated sand in multi-directional loading, Soils and Foundations, Vol.20, No.1, pp.45-59.
- 石原研而ほか(1989):地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム, 委員会報告:2. 地盤および土構造物の有効応力解析, 土質工学会編, pp.50-136.
- Ishihara, K. and Kabilamany, K. (1990): Stress dilatancy and hardning laws for rigid granular model of sand, Soil Dynamics and Foundation Engineering, Vol.9, No.2, pp.66-77.
- 石川 裕・社本康広・佐藤正義・若原敏裕(1988):密な砂の液状化模型振動実験と解析, 第23回土質工学研究発表会, pp.939-940.
- 入倉 孝次郎(1996):被災地における強震動における再現, 第2回多次元入力地震動と構造物多次元挙動に関するシンポジウムー主に兵庫県南部地震の地震被害に学ぶー, 日本建築学会, pp.1-14.
- 伊藤浩二(1995):動的有効応力解析プログラム「EFECT」(その1)ー基礎理論と地盤構成モデルー, 大林組技術研究所報, No.51, p.7-14.
- 伊藤 学・野口 実(1986):任意方向単純せん断試験による各種応力経路下の砂の液状化強度, 名古屋工業大学卒業論文.
- Iwan, W.D. (1967): On a class of models for the yielding behavior of continuous and composite systems, Journal of Applied Mechanics, pp.612-617.
- 岩崎 敏男・龍岡文夫・吉田精一(1977):地盤の動的変形特性に関する実験的研究(I)ー微小ひずみ領域における砂の動的変形特性ー, 土木研究所報告, 第148号, pp.1-46.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y. (1978): Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading. Soils and Foundations, Vol.18, No.1, pp.39-56.
- 岩崎 敏男ほか(1980):土の非線形性が地盤の地震応答に及ぼす影響に関する解析的検討, 土木研究所資料, 第1582号
- Jennings, P. C. (1964): Periodic response of a general yielding structure, Proc. ASCE, Vol.90, No.EM2, Proc. Paper 3871, apr.1, pp.131-167.

- 川瀬 博・佐藤智美・福武 毅芳 (1995a): 神戸市ポートアイランドにおける
ポアホール観測記録の非線形地盤応答シミュレーション, ORI研究報告94-05.
- 川瀬 博・佐藤智美・福武 毅芳・入倉孝次郎 (1995b): 兵庫県南部地震による神戸市
ポートアイランドでのポアホール観測記録とそのシミュレーション, 日本建築
学会論文集, 構造第475号, pp.83-92.
- 木村 匠・松井和幸・川井喜大・中井正一・清水勝美・社本康広・長谷川正幸 (1995):
地盤の非線形性を考慮した地盤-杭-建屋連成解析システクの開発, 第18回情報シ
ステム利用技術シンポジウム, 日本建築学会・情報システム技術委員会, pp67-
72.
- 北澤巧次・船原英樹・CUBRINOVSKI, M.・藤井俊二 (1996): 2次元有効応力FEM
解析における杭基礎のモデル化 - その1 遠心力馬における模型液状化実験 -, 日
本建築学会大会講演概要集, 構造I, pp.567-568.
- 小林和好・小堀 隆治 (1981): 埋立地に建つ高層団地における地盤改良と各種杭試験,
基礎工Vol.9, No.1, pp.100-110.
- 古賀泰之・館山 悟・唐沢安秋 (1981): 土構造物の非線形履歴特性を考慮した静的及び
動的変形解析プログラム:SDAP-1, 土木研究所資料, 土研資料第1668号.
- 国生剛治・桜井彰雄 (1978): MODIFIED HARDIN-DRNEVICH モデルについて,
第33回土木学会年次講演会講演概要集Ⅲ, pp.116-117.
- 神戸市開発局 (1995): 兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査
(ポートアイランド、六甲アイランド) 報告書(平成7年8月).
- 額額一起 (1995): 兵庫県南部地震の断層モデルと地盤振動, 兵庫県南部地震における
地震動と建築物の応答, 日本建築学会関東支部, pp.1-8.
- 工藤一嘉 (1996): 震源のメカニズム, 阪神・淡路大震災から一年 - 建築および都市の
防災性向上へ向けて -, 日本建築学会, pp.5-8.
- 黒沢 到・福武毅芳・藤川 智・大槻 明・宇野 壽郎 (1994): 二次元および三次元液状化
解析の比較による杭・構造物系のモデル化の検討, 第9回日本地震工学シンポジ
ウム, Vol.3, pp.1351-1356.
- Liou, G.P., Streeter, V.L. and Richart, F.E. (1977): Numerical model for
liquefaction, Proc. ASCE, Vol.103, GT6, pp.589-606.
- 松井保・阿部信晴 (1983): 土の構成式入門 5. 弾塑性体理論と適用 (その1~その2),
土と基礎, Vol.31, No.11~12.
- Martin, G.R., Finn, W.D.L., Seed, H.B. (1975): Fundamentals of liquefaction under
cyclic loading GED, ASCE, Vol.101 No.GT5, , pp.423-438.

- 松岡 元・中井照夫(1980): 土の複合滑動面と空間滑動面の考え方と使い方, 土と基礎, Vol.33, No.4, pp15-23.
- Matsuoka, H. and Geka, H. (1983): A stress-strain model for granular materials considering mechanism of fabric change, Soils and Foundations, Vol.23 No.2, pp.83-97.
- 松岡元・中井照夫(1984): 土の構成式入門 6. 粒状体理論と適用」土と基礎 Vol.32, No.2, pp83-91.
- Matsuoka, H., Koyama, H. and Yamazaki, H. (1985): A constitutive equation of sands and its application to analyses of rotational stress paths and liquefaction resistance, Soils and Foundations, Vol.25, No.1, pp.27-42.
- Matsuoka, H. and Sakakibara, K. (1987): A constitutive model for sands and clays evaluating principal stress rotation, Soils and Foundations, Vol.27 No.4, pp.73-88.
- Murayama, S. (1973): Stress-strain-time behavior of soils subjected to deviatoric stress, Proc. 7th ICSMFE, (1), pp.297-305.
- Miyamoto, Y., Miura, K., Scott, R.F. and Hushmand, B. (1992): Pile foundation response in liquefiable soil deposit during strong earthquakes, Journal of Struct. Constr. Engng, AIJ, No.439, pp.49-63.
- Mori, S., Ikeda, T., Takimoto, Y., Muto, M. and Tohaya, T. (1992): Influence of soil liquefaction on dynamic response of structure on pile foundation, Tenth World Conference Earthquake Engineering, pp.1777-1780.
- 森尾 敏(1995): 弾塑性構成式に基づく砂の非排水せん断挙動の評価と液状化解析への適用に関する研究, 山口大学学位論文.
- Nagase, H. and Ishihara, K. (1987): Effect of load irregularity on the cyclic behavior of sand, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.6, No.4, pp.239-249.
- 永瀬英生・穴道 玲・安田 進・辻野修一・吉田 望(1995): 平成7年兵庫県南部地震におけるポートアイランドでの液状化層推定に関する研究, 第50回土木学会年次学術講演会Ⅲ, pp.530-531.
- 長瀧慶明・妹尾博明(1989): 地中壁による杭基礎の耐震補強に関する研究(その3), 大成建設技術研究所報, 第22号, pp.123-128.
- Nakai, T., Fujii, J. and Taki, H. (1989): Kinematic Extension of an Isotropic Hardening Model for Sand, Proc. of 3rd International Symposium on Geomechanics (NUMOG III), pp.36-45.

- 西川孝夫・山村一繁・藤堂正喜(1996):被害地域における強震動の特徴,第2回多次元入力地震動と構造物多次元挙動に関するシンポジウム—主に兵庫県南部地震の地震被害に学ぶ—,日本建築学会, pp.15-22.
- 西好一(1982):非排水繰り返し荷重下における飽和砂の弾・塑性挙動と構成式,土木学会論文報告集第319号 pp.115-128.
- 西好一・金谷守(1987):地震時における基礎地盤の安定性評価(その5),繰返し載荷時における非弾性構成式の提案と地震応答解析への適用,電力中央研究所報告,研究報告:U87033.
- 西好一・金谷守・大波正行(1989):NAFSSによる解析,地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム,土質工学会, pp.114-123.
- 小田匡寛(1984):土の構成式入門 7. 微視的構造と構成式—その1 粒状体の場合—,土と基礎, Vol.32, No.3, pp67-73.
- Oka, F., Yashima, A., Kato, M. and Sekiguchi, K. (1992): A constitutive model for sand based on the non-linear kinematic hardening rule and its application, Proc. of 10th World Conf. on Earthquake Engineering, Madrid, pp.2429-2534.
- 岡二三生・八島厚・田口洋輔・立石章・古川浩司・福島研一(1996):鉛直アレー観測記録を用いたポートアイランドの連成3次元液状化解析,阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集,土木学会, pp.137-144.
- 小川好(1989):地震応答解析のための土の力学的モデル,第24回土質工学研究発表会講演集pp.987-990.
- 大崎順彦・原昭夫・清田芳治(1978):地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例,第5回日本地震工学シンポジウム, pp.697-704.
- 大槻明・福武毅芳(1990):ケーソン護岸の土槽振動実験に基づく液状化解析手法の適用性の検討,第35回土質工学シンポジウム,土質工学会編, pp.85-92.
- 大槻明・渡辺浩平・竹脇尚信(1986):不整形地盤における二次元建屋地盤系液状化解析,土木学会論文報告集,第368号/ I -5, pp.363-372.
- 大槻明・福武毅芳(1994.a):三次元液状化シミュレーション,電力土木 No.253, pp.110-116.
- 大槻明・福武毅芳・藤川智・佐藤正義(1994.b):液状化時群杭挙動の三次元有効応力解析,土木学会論文集, No.495/ I -28, pp.101-110.
- 大平彰・田蔵隆・中松新・清水勝美(1985):地盤反力の三次元的効果を考慮した群杭基礎構造物の二次元有限要素法解析モデルの作成方法,土木学会論文集, No.356/ I -3号, pp.303-312.

- Oh-oka, H. (1976) : Drained and undrained stress-strain behavior of sands subjected to cyclic shear stress under nearly plane strain conditions , Soils and Foundations, Vol.16, No.3, pp.19-31.
- Ooka, H. and Ito, K. (1979) : 7th Joint Meeting, US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR.
- Pande, G.N. and Zienkiewicz, O.C. (1982) : Soil mechanics-transient and cyclic loads Constitutive relations and numerical treatment.
- Pastor, M. and Zienkiwicz, O.C. (1986) : A generalized plasticity, hierarchial model for sand under monotonic and cyclic loading, Proc. 2nd Int. Sym. on Num. Models in Geomech., Ghent, pp.131-150.
- Prevost, J.H., Abdel-Ghaffar, M., and Lacy, S.J. (1985) : Nonlinear dynamic analyses of an earth dam, ASCE Vol.111, No.GT7.
- Prevost, J.H., Keane, C. M., Ohbo, N. and Hayashi, K. (1991) : Validation of procedures for analysis of liquefaction of sandy soil deposits, 5th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, pp.263-276.
- Pyke, R., Seed, H.B. and Chan, C.K. (1975) : Settlement of sands under multidirectional shaking, JGED, ASCE, Vol.101, No.GT4, pp.379-398.
- Pyke, R. (1979) : Nonlinear soil models for irregular cyclic loadings, Journal of the Geotechnical Eng. Div., ASCE, Vol.105, No.GT6, pp.715-726.
- Ramberg, W. and Osgood, W.R. (1943) : Description of stress-strain curves by three parameters, National Advisory Committee on Aeronautics, Tecnical Note 902.
- 猿田正明・片岡俊一・横田治彦・半澤徹也 (1995) : 1995年兵庫県南部地震の強震動記録の検討, 清水建設研究報告震, 第62号, pp.1-14.
- 佐藤正義・社本康広 (1989) : 群杭基礎の液状化時の挙動に関する模型実験と解析, 清水建設研究報告, 第49号, pp.23-30.
- 沢田好幸・小野寺 功 (1996) : 兵庫県南部地震による地盤の液状化事例報告, 土と基礎, Vol.44, No.2, pp.51-53.
- Seed, H.B. Martin, G.R., Lysmer, J. (1975) : The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction, Report No.EERC75-26.
- Seed, H.B., Pyke, R.M. and Martin, G.R. (1975) : Effect of multi-directional shaking, Jour. of GT Div., Proc. ASCE, GT4, Vol.101, pp.370-398.
- 社本康広・佐藤正義・楠亀鉄男 (1991) : 不飽和土の繰返し変形特性, 第26回土質工学研究発表会, p.761, p.766.

Shamoto, Y., Sato, M and Zhang, J. 1995. (1995) : Liquefaction -induced settlements in sand deposits. 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol.1, pp.215-220.

Shiomi, T. (1983) : Nonlinear behaviour of soils in earthquake, A thesis submitted to the University of Wales in candidate for degree of Doctor of Philosophy, Department of Civil Engineering University College of Swansea, Wales.

塩見忠彦(1989) : 地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム, 委員会報告 : 2.1.2 計算設定条件, 土質工学会編, pp.54-63.

塩見忠彦・重野喜政(1991) : MuDIANによる解析, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム, 土質工学会, pp.145-154.

鈴木吉夫・斎藤 聡・鬼丸貞友・木村 玄・内田明彦・奥村良介(1996) : 深層混合処理工法を用いた格子状地盤改良による液状化対策工, 土と基礎, Vol.44, No.3, pp.46-48.

Taguchi, Y., Tateishi, A., Oka, F. and Yashima, A. (1996) : Three-dimensional liquefaction analysis method and array record simulation in GREAT HANSHIN EARTHQUAKE, 11th World Conference on Earthquake Engineering.

高橋郁夫・林 康裕(1993) : 連続地中壁と地盤の3次元動的挙動に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第451号, pp.99-110.

竹脇尚信・福武毅芳・川瀬 博(1995) : 兵庫県南部地震によるポートアイランドでの液状化の検討, 都市と地震－阪神大震災を振り返って－, 資源・素材学会関東支部.

田中忠次・谷 茂(1987) : Endochronic 理論に基づく砂の繰返し三軸試験の液状化, 農工学会論文集, 132, pp51-61.

田中忠次(1989) : NONSOLANによる解析, 地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム, 土質工学会, pp.124-133.

谷本喜一ほか(1982) : 風化花こう岩とまさ土の工学的性質とその応用, 土質基礎工学ライブラリー16(第2版), p.237.

龍岡 文夫・福島 伸二(1978) : 砂のランダム繰返入力に対する応力～ひずみ関係のモデル化について(1), 生産研究第30巻9号, pp26-29.

Tatsuoka, F., Yasuda, S., Iwasaki, T. and Tsuneda, K. (1980) : Normalized Dynamic Undrained Strength of Sands Subjected to Cyclic and Random Loading, Soils and Foundations, Vol.20, No.3, pp.1-16.

龍岡文夫・足立紀尚(1981) : 新体系土工学18土の力学(Ⅲ)－圧密・せん断・動的解析－, 土木学会編, 技報堂出版.

- Tatsuoka, F., Ochi, K. and Fujii, S. (1984) : Effect of sample preparation method on cyclic undrained strength of sand in triaxial and torsional shear tests. Bull. of ERS, No.17, Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo.
- Tatsuoka, F., Toki, S., Miura, S., Kato, H., Okamoto, M., Yamada, S., Yasuda, S. and Tanizawa, F. (1986) : Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand. Soils and Foundations, Vol.26, No.3, pp.99-116.
- 龍岡文夫(1986) : 土質試験の課題と試験結果の評価－東京湾横断道路における土質工学の諸問題と室内土質試験－, 最近の土質基礎に関する講習会講演資料, 土質工学会編, pp.55-103.
- 田蔵隆・清水勝美・佐藤正義・広瀬利光・横田治彦(1988) : 地盤の非線形地震応答特性に関する研究, 清水建設研究報告Vol.47pp.25-45.
- 土岐祥介ほか(1988) : 土の非排水繰り返し試験に関するシンポジウム, 委員会報告 I, 土質工学会, p.1-53.
- Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1982) : Liquefaction of sand due to multidirectional cyclic shear, Soils and Foundations, Vol.22, No.3, pp.126-130.
- 時松孝次(1989) : 1964年新潟地震による川岸町アパートの被害と強震記録, 地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム, 委員会報告, 土質工学会編, pp.44-49.
- 時松孝次(1991) : 基礎周辺地盤の力学的特性, 第3回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム, 日本建築学会, pp.39-48.
- Tokimatsu, K., Shamoto, Y. and Nomura, S. (1991) : Soil-pile-structure interaction during liquefaction, Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol.1, pp.743-750.
- 東畑郁生(1981) : 砂の繰り返しせん断変形特性に及ぼす主応力軸回転の影響, 東京大学博士論文.
- 東畑 郁生(1984) : 排水繰返しせん断時の砂の硬化, 第39回土木学会年次講演会 III, pp.59-60.
- Towhata, I. and Ishihara, K. (1985a) : Modeling of soil behavior under principal stress axes rotation, 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics / Nagoya, pp.523-530.
- Towhata, I. and Ishihara, I. (1985b) : Shear work and pore water pressure in undrained shear , Soils and Foundations, Vol.25 No.3, , pp.73-84.
- 和田 章・山本和弘(1988) : 免震構造の二方向地動を考慮した動的解析, 日本建築学会・電子計算機利用委員会, 第10回電子計算機利用シンポジウム, pp.175-179.

- 渡辺宏一・福和伸夫・大沢一彦・林康裕・金子美香・田村和夫・小柳義雄(1989):
三次元非線形振動解析システムDAC3Nの開発, 第11回情報システム利用技術シンポジウム, 日本建築学会・情報システム技術委員会, pp.181-186
- 渡辺 嘉道(1981): 神戸ポートアイランドの開発と基礎工, 基礎工Vol.9, No.1,
pp.83-91.
- 八木則男(1972): 繰返しせん断による砂の体積変化と過剰間隙水圧, 第7回土質工学
研究発表会75, pp.297-300.
- 山崎文雄(1978): 二方向に繰返しせん断した時の砂の挙動, 東京大学修士論文.
- Yamazaki, F., Towhata, I. and Ishihara, K. (1985): Numerical model for
liquefaction problem under multi-directional shearing on horizontal plane, 5th
International Conference on Numerical Methods in Geomechanics /
Nagoya, pp.399-406.
- Yamazaki, F., Ansary, M.A. and Towhata, I. (1995): Application of a dynamic
stress model at a reclaimed site during the Great Hanshin earthquake 1995,
First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (IS-
Tokyo '95), pp.591-597.
- 山崎浩之(1985): 砂の応力ひずみ特性に基づいた液状化強度の解析, 名古屋工業大学
修士論文.
- 八嶋 厚・岡 二三生・柴田 徹・渦岡良介(1991): LIQCAによる解析, 地盤の液状化
対策に関するシンポジウム, 土質工学会, pp.165-174.
- 横山正義・泉 博允・西橋秀一・杉原 豊(1983): 杭基礎構造物の地震時挙動と連成振動
解析(その1), 第18回土質工学研究発表会, pp.595-598.
- 吉田 望・Finn, W.D.L. (1989): 有効応力解析プログラムTARA-3による解析, 地盤
と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム, pp.64-73.
- 吉田 望(1993): 波・構造物・地盤の調査・設計手法, 調査・研究報告書(2.11 有限要素
法による解法), 土木学会海岸工学委員会, pp.479-481.
- 吉田 望(1996): 構造工学における計算力学の基礎と応用(6.2 地盤・岩盤工学への
適用), 土木学会, 計算力学とその応用に関する研究委員会編.
- 吉田 望・中村 晋・末富岩雄(1995): 1995年兵庫県南部地震における地盤の非線形
挙動とその予測, 第23回地盤震動シンポジウム, 日本建築学会
- Youd, T. L., Holzer, T. L. and Bennet, M. J. (1989): Liquefaction lessons learned
from the Imperial Valley, California, Earthquake Geotechnical Engineering,
Proceedings Discussion Session, 12th ICSMFE, pp.47-54.

Zienkiewicz.O.C., Chang and Hinton (1978) : Non-linear seismic response and liquefaction, International J. Numerical and Analytical Method, pp.381-404.

Zienkiewicz.O.C. and Shiomi, T. (1984) : Dynamic Behavior of saturated porous media ; The generalized Biot formulation and its numerical solution, Int. J. Num. and Anal. Meth. Geom., Vol 8, pp.71-96.

謝 辞

本論文は、名古屋工業大学工学部社会開発工学科教授松岡 元博士を主査とし、同大学教授中井照夫博士、長谷部宣男博士、久保哲夫博士を副査として、これらの先生方々のご指導のもとにまとめたものです。

松岡 元博士には、私が名古屋工業大学土木工学科の土質研究室時代から卒業論文ならびに修士論文のご指導を頂きました。本論文の第3章は、私が修士時代に行った研究をまとめたものであります。実験の実施ならびに、実験結果を統一的に解釈し、おわんモデルを構築するに当たっては貴重な意見を頂きました。このとき行った任意方向単純せん断試験は私を興奮させ、地盤の研究の面白さを教えてくれました。この経験が、私の将来の研究に大きく影響したことは間違いありません。また松岡博士には本論文の全体の構成、問題点のご指摘ならびにその対処方法にいたるまできめ細かいご指導頂きました。ここに記して深く感謝の意を表する次第であります。

中井照夫博士には、副査としてご指導いただいたばかりでなく、私が大学院の土質研時代にゼミなどを通じて土の構成式に関する基礎知識をご教授頂きました。また、圧密の式を動的プログラムに組込む際にもご助言を頂きました。ここにあわせて、感謝の意を表します。

長谷部宣男博士、久保哲夫博士には、構造力学・耐震工学の立場からご助言を頂き、さらに論文審査の過程で暖かいご指導を頂きました。ここに記して感謝の意を表する次第であります。

竹田一夫先生(現・愛知県庁)ならびに私が修士時代の学部生であった 宮林辰雄氏(現・建設省)、森山幸司氏(現・建設省)、伊藤 学氏(現・五洋建設)、三田村裕和氏(現・北陸事務機)には、多方向単純せん断試験を実施するにあたってご協力をいただくとともに、実験結果に関する議論も行って頂きました。また、等体積条件下の実験では、大学時代の同期である山崎浩之氏(現・運輸省)の助けをお借りしました。

陳 越 先生(現・蘇州城建環学院(中国))には、実験のご協力のみならず、おわんモデルに関する活発な議論・助言をして頂きました。さらに、第3章で用いた粒状体の摩擦係数について丁寧にご指導頂きました。

第4章から第7章の解析的研究は、私が清水建設(株)に入社して研究した成果をまとめたものであります。これら一連の研究は、以下に示します多くの方々の協力や援助の下に進めることができました。

清水建設(株)の大槻 明博士には、私が新入社員のころから研究をご指導して頂き、私と一緒に耐震ならびに液状化に関する仕事を行ってきました。当時の私は動的解析を全く知りませんでした。大槻博士により動的解析の考え方を一から教えて頂きました。さらに、土の構成式の動的解析プログラムへの組み込み、およびプログラム全体の構成は、大槻博士によるところが非常に大であります。ここに記して深く感謝の意を表する次第であります。

清水建設(株)の竹脇尚信氏には入社当時の上司としてでなく、耐震に関する幅広い指導を頂きました。渡辺浩平氏には、土の構成式に関して有益な討論・助言をして頂きました。藤川智氏とは液状化の研究や受託業務を一緒に行い、これらの業務を通じて行った議論は私の研究の一助となりました。佐藤正義博士ならびに社本康広博士には、液状化実験ならびに液状化のメカニズムなどに関して有益な助言を頂きました。本論文で引用した土槽実験結果は、このお二人の成果によるものであります。川瀬 博博士ならびに佐藤智美博士には、神戸ポートアイランドの液状化シミュレーションを行うに当たり、入力地震動に関する助言を頂きました。さらに川瀬博士は、地震直後に当該地盤の一方向加振を実施し、有益な助言を頂きました。清水勝美氏には、群杭基礎の二次元モデル化と解析結果の考察に当たり、ご指導頂きました。

清水建設(株)常任顧問・吉見吉昭博士には、SC-block工法のアイデアを提案され、同工法の解析を実施するに当たりご指導頂きました。またこの工法の解析に当たっては、関係者の方々に有益な助言を頂きました。

東京工業大学教授・時松孝次博士には、Wild Lifeの液状化シミュレーションを行うに当たり、地震データや地盤物性などについて助言を頂きました。明治大学教授の田中忠次博士、電力中央研究所の西 好一博士、佐藤工業(株)の吉田 望博士、(株)竹中工務店の塩見忠彦博士には液状化解析の考え方や定式化に関して助言を頂くとともに、資料や論文を送って頂きました。

本論文の6.2節、6.3節は、(財)地盤工学会の「地盤と土構造物の地震時の挙動に関する研究委員会」にて行った研究成果の一部であり、6.4節は、同学会の「地盤の液状化防止策に関する研究委員会」にて行った研究成果の一部であります。委員会のメンバーの方々には多くの助言を頂きました。(株)CRC総研亀岡裕行氏には、プログラムに関する助言をいただきました。

清水建設(株)最高技術顧問・大崎順彦博士、専務取締役・山原 浩博士、常任顧問和泉正哲博士、和泉研究室室長・杉田 稔氏、グループリーダー・石井 清博士には、研究のしやすい環境を作っていただくようご尽力いただきました。

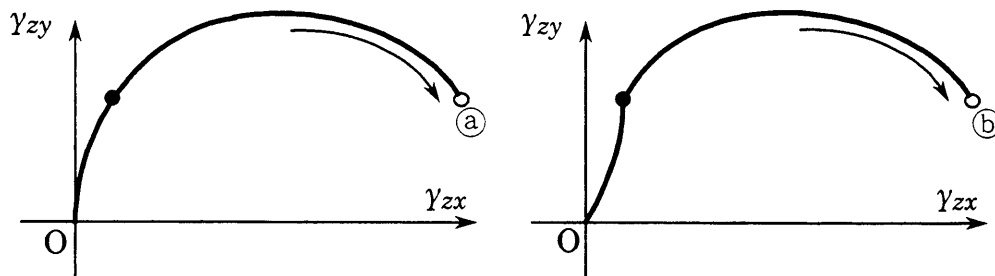
最後に、私事ではありますが、研究を暖かく見守ってくれた母と兄(故福武和彦氏)に心から感謝いたします。

付 録

付録 1 粒状体の摩擦係数と「非線形応力・ひずみ関係の重ね合わせ法則」

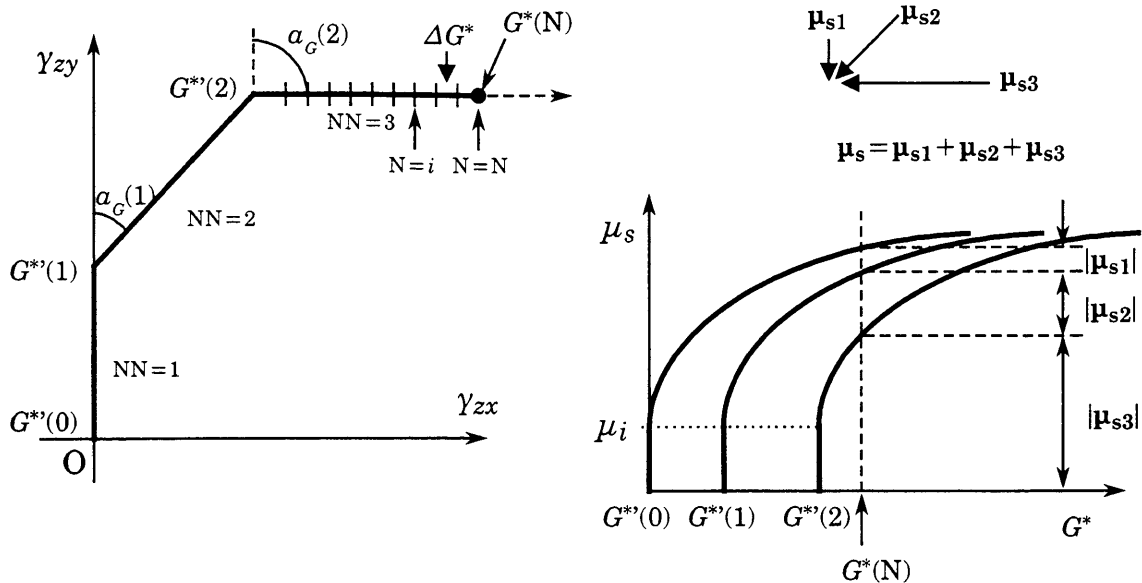
についての補足(第3章)

第3章で用いた粒状体の摩擦係数 μ_s は、過去に受けたせん断ひずみ履歴を全て記憶しており、その影響を受ける。例として付図1-1に示す2つのせん断ひずみ経路 $O \rightarrow \textcircled{a}$ と $O \rightarrow \textcircled{b}$ を考える。この経路は●印から点 \textcircled{a} 、●印から点 \textcircled{b} に至るせん断経路が同じでかつ点 \textcircled{a} 、 \textcircled{b} のせん断ひずみ成分(γ_{zx} , γ_{zy})は同じとする。この場合、点 \textcircled{a} 、 \textcircled{b} において同じ Γ , $\Delta\Gamma$, G^* をもっており、●印から後の経路が同じも、 O から●印に至る経路が異なるので、両点 \textcircled{a} 、 \textcircled{b} における μ_s は大きさも方向も異なる。



付図1-1 μ_s の過去の履歴の影響

付図1-2には、式(3.2-23)に基づいた折れ線ひずみ経路における μ_s の作図的計算法の概念図を、付図1-3にはFORTRAN流のアルゴリズムを示す。このような「非線形応力・ひずみ関係の重ね合わせ法則」した陳ら(陳ほか, 1985)によれば、「摩擦係数とせん断ひずみ曲線は新生成分が曲線の根本にあるので、曲線が爪のように生えることに対応し、従来の非線形関係を表す関係(応力・ひずみ関係など)は新生成分が曲線の先端にあるので、曲線が竹のように生えることに対応する」としている。



付図1-2 μ_s の計算法の概念図

$$G^*(N) = G^{**}(NN-1) + \Delta G^*$$

--- 中略 ---

$$GM = \gamma_0 \times (\mu_m - \mu_0) / (\mu_0 - \mu_i)$$

$$AM = \mu_m - \mu_i$$

DO 10 i=1,NN

IF (i.EQ.NN) THEN

$$AM2 = AM / (1 + GM / (G^*(N) - G^{**}(i-1))) + \mu_i$$

$$\mu_{sx} = \mu_{sx} + AM2 \times \sin a_2$$

$$\mu_{sy} = \mu_{sy} + AM2 \times \cos a_2$$

ELSE

$$AM1 = AM / (1 + GM / (G^*(N) - G^{**}(i-1)))$$

$$- AM / (1 + GM / (G^*(N) - G^{**}(i)))$$

$$\mu_{sx} = \mu_{sx} + AM1 \times \sin a_2$$

$$\mu_{sy} = \mu_{sy} + AM1 \times \cos a_2$$

END IF

10

CONTINUE

$$\mu_s = \text{SQRT}(\mu_{sx}^2 + \mu_{sy}^2)$$

$$a_\mu = \text{ATAN}(\mu_{sx} / \mu_{sy})$$

--- 中略 ---

$G^{**}(NN) = G^*(N)$: ひずみ経路の折れ曲がり点に達したとき

付図1-3 μ_s のFORTRAN流のアルゴリズム

付録2 任意方向単純せん断における非排水ひずみ制御試験結果(第3章)

付図2-1は直線経路繰返しせん断(せん断ひずみ振幅 $\gamma_{zy} = \pm 0.2\%$)と円経路繰返しせん断($\Gamma = 0.2\%$)とにおける $\Gamma = 0.2\%$ での $p_w/\sigma_{z0} \sim G^*$ 関係である。同図より、経路の違いによらずユニークに整理されている。図中の実線は $\Gamma = 0.2\%$ における計算曲線である。付図2-2は付図2-1のデータを繰返し回数 N で整理したものである。図中にはおわんモデルによる計算結果を実線(直線経路)と点線(円経路)で示してあるが、実測値の傾向をよく説明している。

付図2-3、付図2-4は一方向繰返しせん断(せん断ひずみ振幅 $\gamma_{zy} = \pm 0.2\%$)と円経路繰返しせん断($\Gamma = 0.2\%$)における有効応力経路である。両図ともひずみ振幅一定でせん断しているので、せん断応力振幅は徐々に小さくなっているが、応力比振幅は徐々に大きくなっている。また、同じひずみ振幅で繰返しても、一周期当たりの G^* は円経路せん断の方が約1.57倍長いので、直線経路せん断より円経路せん断の方が間隙水圧の蓄積が顕著である。

このようなひずみ振幅一定(ここでは0.2%)の非排水繰返しせん断では、ひずみの大きさによって液状化を定義することができない。そこでここでは過剰間隙水圧比 p_w/σ_{z0} が0.8以上となった時を液状化と定義する。 p_w/σ_{z0} を0.8とした理由は、付図2-1において p_w/σ_{z0} の実験値および計算値が0.8付近から増加率が低下しているためである。付図2-5に、 $p_w/\sigma_{z0} = 0.8$ ($G^* = G^*_l$)に達するまでの繰返し回数 N とせん断ひずみ振幅(γ_{zy} または Γ)との関係を示す。

ここで、せん断ひずみ振幅は0.2%と小さいので ε_r 成分を無視して、マスターカーブに着目する。式(3.3-1)より、 p_w/σ_{z0} が $(p_w/\sigma_{z0})_l$ に達するときの $G^* = G^*_l$ は次式で与えられる。

$$G^*_l = \frac{-C \cdot P}{1 + D \cdot P}, \quad P = \frac{C_s}{1 + e_0} \cdot \log \left(1 - \left(\frac{p_w}{\sigma_{z0}} \right)_l \right) \quad (\text{付式2-1})$$

上式より算定される G^*_l は液状化の一つの目安となる。付表2-1のパラメータから $p_w/\sigma_{z0} = 0.8$ に達する $G^* = G^*_l$ を求めると、5.5%となる。このように予め G^*_l の値が設定されれば、液状化に至るまでの繰返し回数 N_l は以下のように簡単に求めることができる。

$$\text{直線経路 ; } N_l = \frac{G_l}{4 \cdot \Gamma} = \frac{5.5}{4 \times 0.2} = 6.9 \text{ 回} \quad (\text{付式2-2})$$

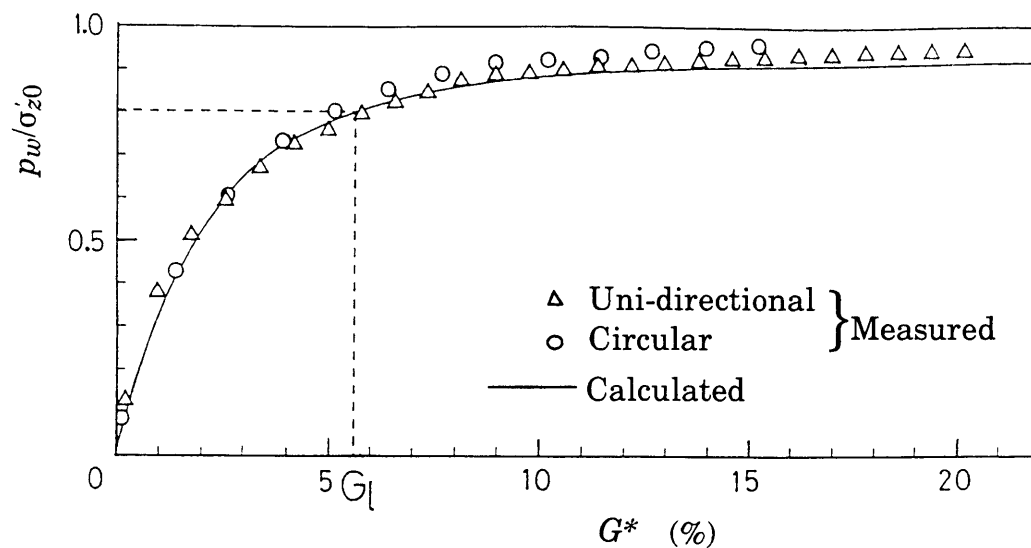
$$\text{円経路 ; } N_l = \frac{G_l}{2\pi \cdot \Gamma} = \frac{5.5}{2\pi \times 0.2} = 4.4 \text{ 回} \quad (\text{付式2-3})$$

付表2-1に、非排水ひずみ制御試験における豊浦砂のパラメータの値を示す。

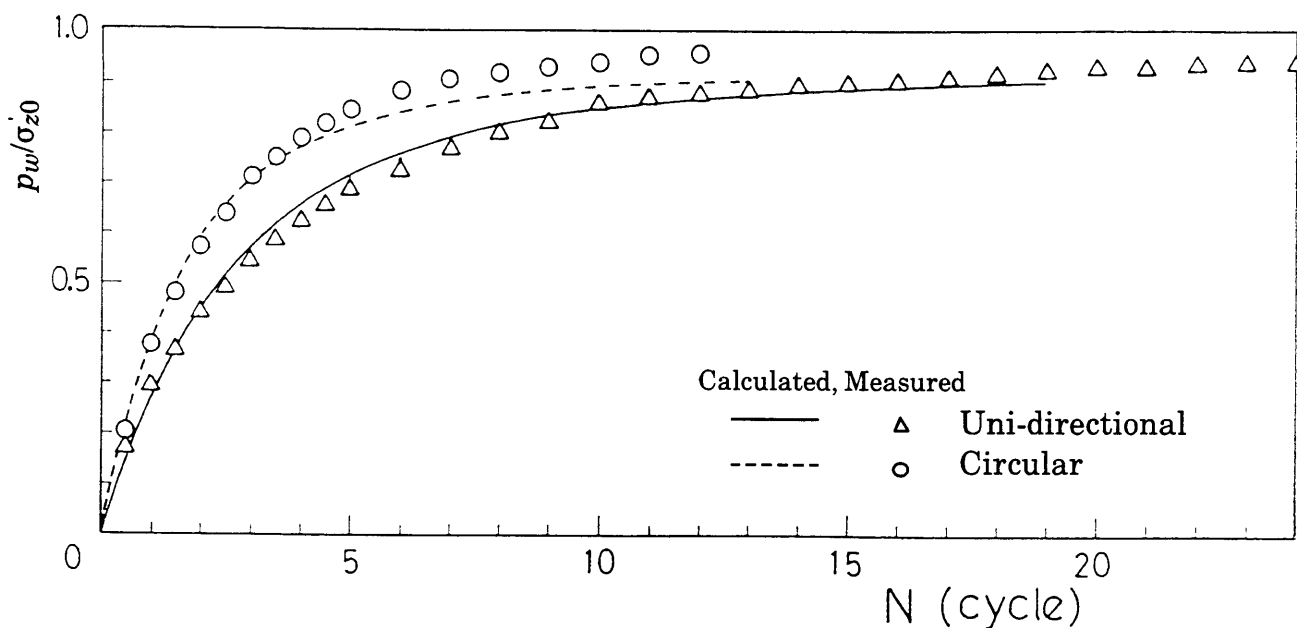
付表2-1 非排水ひずみ制御試験における豊浦砂のパラメータの値

意味	記号	値
ダイレイタンスの 膨張成分を規定	$A [\%^{1-B}]$	-0.03
	B	1.6
ダイレイタンスの 圧縮成分を規定	C	9.0
	$D_i [\%^{-1}]$	0.5
	C_D	0.95
単純せん断面におけ る摩擦係数 μ_s を規定	μ_o	0.42
	μ_m	0.47
膨潤指数 C_s と 初期間隙比 e_0	$C_s/(1+e_0) [\%]$	0.6

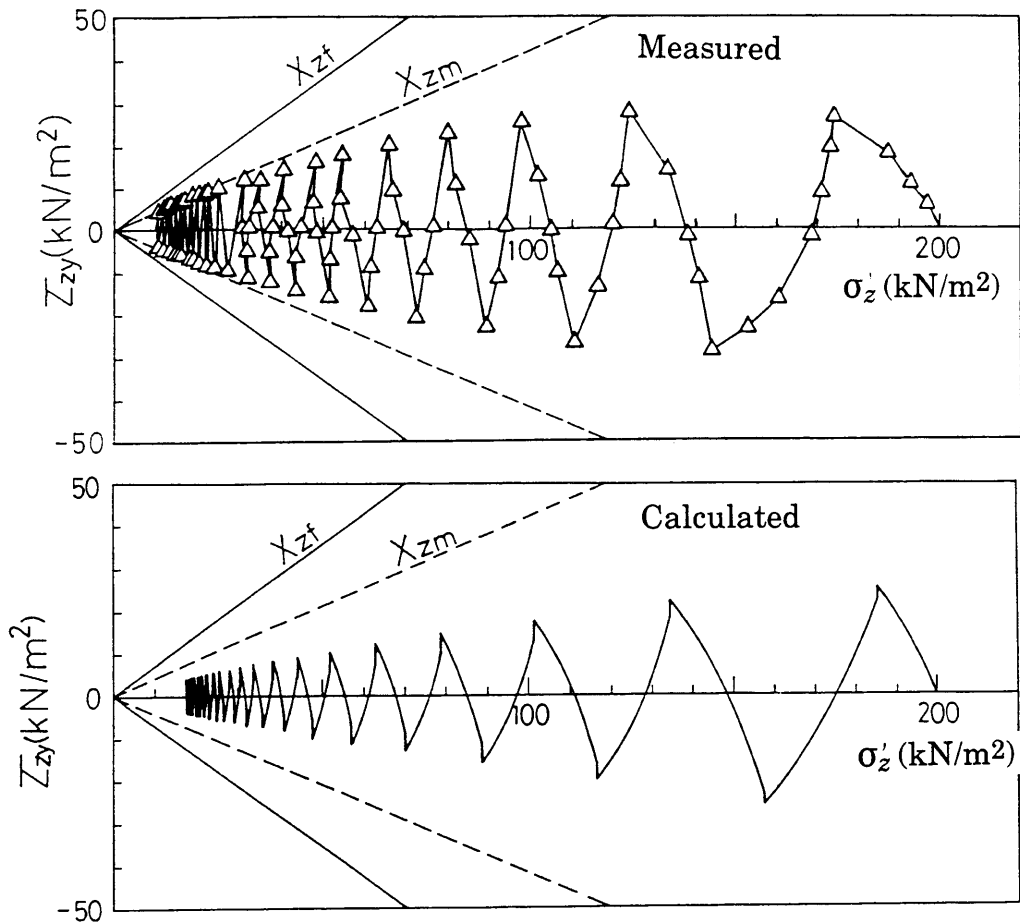
(D_i は $\sigma_{zi} = 200 \text{ kN/m}^2$ のときの値)



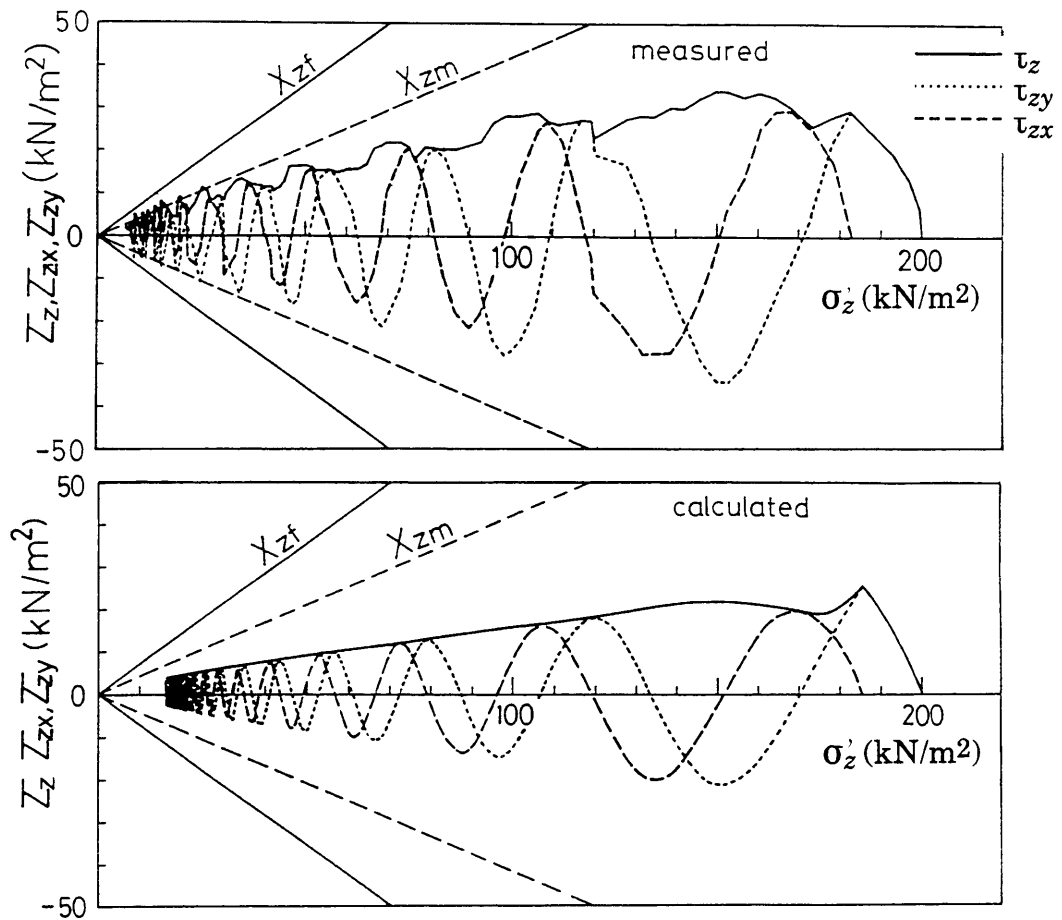
付図2-1 直線経路繰返しせん断(振幅 $\gamma_{zy} = \pm 0.2\%$)と円経路繰返しせん断($\Gamma=0.2\%$)
 における $\Gamma=0.2\%$ での $p_w/\sigma_{z0} \sim G^*$ 関係 [$\sigma_{z0} = 200 \text{ kN/m}^2$]



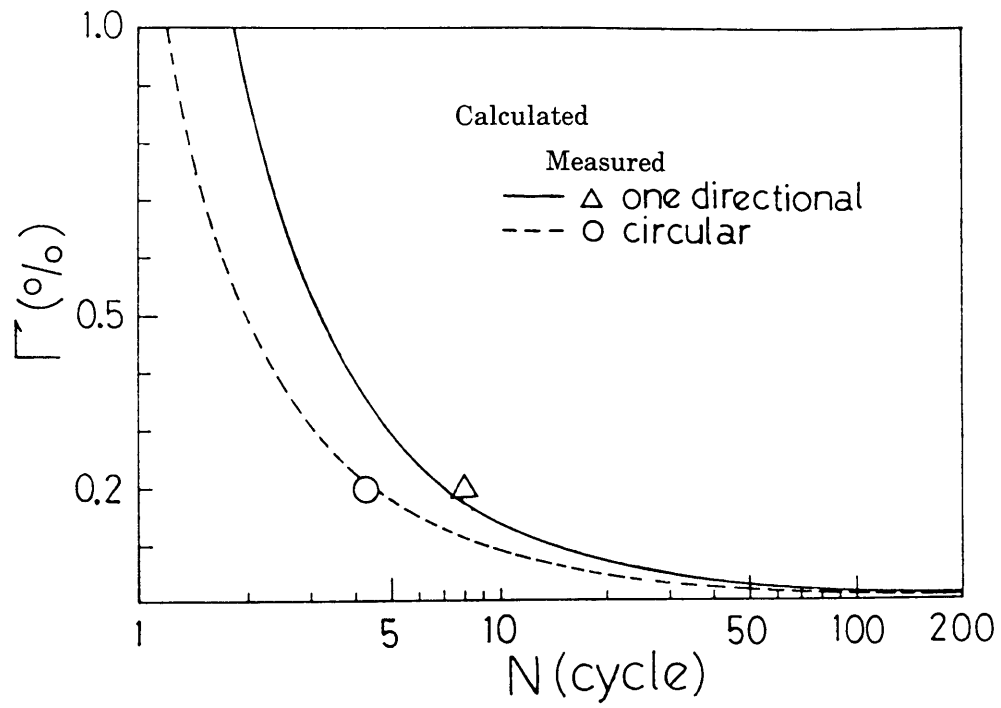
付図2-2 直線経路繰返しせん断(振幅 $\gamma_{zy} = \pm 0.2\%$)と円経路繰返しせん断($\Gamma=0.2\%$)
 における $\Gamma=0.2\%$ での $p_w/\sigma_{z0} \sim N$ 関係 [$\sigma_{z0} = 200 \text{ kN/m}^2$]



付図2-3 一方向繰返しせん断(せん断ひずみ振幅 $\gamma_{zy} = \pm 0.2\%$)における有効応力経路 [$\sigma'_{z0} = 200 \text{ kN/m}^2$]



付図2-4 円経路繰返しせん断($\Gamma = 0.2\%$)における有効応力経路 [$\sigma'_{z0} = 200 \text{ kN/m}^2$]

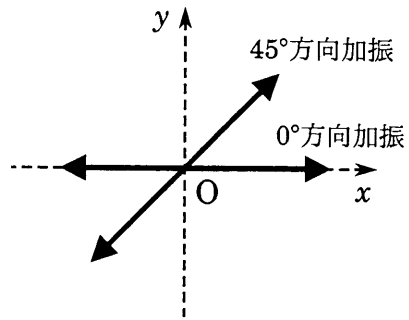


付図2-5 $p_w/\sigma'_{z0}=0.8$ に達するまでの N ~せん断ひずみ振幅関係 [$\sigma'_z = 200 \text{ kN/m}^2$]

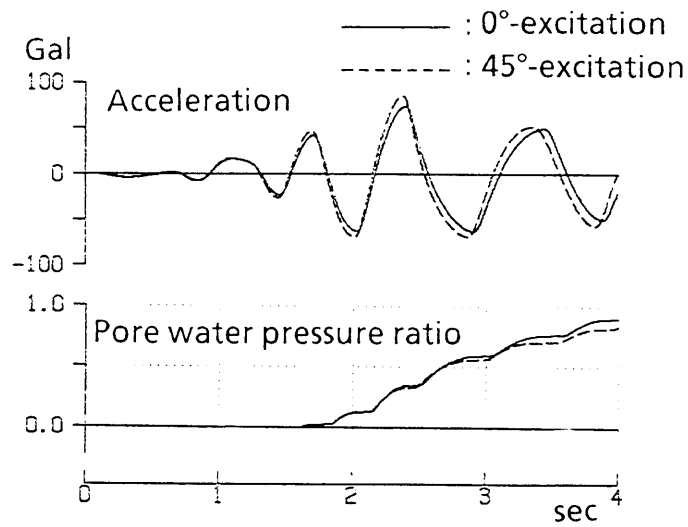
付録3 修正R-O+Bowlモデルの構成式の適用に当たっての留意点 (第4章)

4章で述べたせん断応力とせん断ひずみの定式化は、例えば水平面(x - y 面)で見たとき直交2方向に配置されたバネモデルによる応力・ひずみ関係に対応している。このときの降伏曲面は水平面では矩形となる。実際の土の降伏は方向に依存しないから、降伏曲面は円形であり、これは多重バネモデル(Yamazaki *et al.*,1985; Towhata *et al.*,1985)に対応する。直交2方向バネと多重バネモデルとの違いは、和田ら(和田ほか,1988)によっても考察されている。それによると、やはり両者の間である程度の差異が発生しているようである。一方、せん断ひずみとダイレタンシー関係(おわんモデル)では、水平面内で客観性の原理を満足している。

そこでここでは、座標軸の取り方により解析結果がどの程度変わるか吟味しておく。そのために、水平一方向加振を、(a) x 軸方向に加振する場合(0° 方向加振と呼称)と、(b) x 軸から 45° の方向に加振する場合(45° 方向加振と呼称)を考える(付図3-1)。もし客観性の原理を満足している構成式であれば、両者は同じ結果になるはずであるが、4章で述べた構成式ではある程度の差異が生ずるはずである。またこの2ケースは最も差の出るケースであると考えられる。解析モデルは、水平ローラを施した深さ20mの一次元地盤で、2要素でモデル化している。想定した地盤の物性は、7.2節と同じ(相対密度 $D_r=50\%$ の緩詰め豊浦砂)である。入力に用いた加速度は、El-Centro波のN-S成分で最大値は50Galとしている。付図3-2には両者の時刻歴の比較を示す。加速度はそれぞれの加振方向成分の時刻歴である。これらの結果より、座標軸の向きが 45° ずれても最大値の差異は高々13%程度であることが分かる。



付図3-1 0°方向加振と45°方向加振



付図3-2 0°方向加振と45°方向加振の時刻歴の比較