

博士論文

地震波の不規則性を考慮した
粘土層の地震後沈下の推定に関する研究

Estimation of post-earthquake settlement of a clay layer
concerning the irregular seismic waves

平成 30 年 3 月

佐藤 秀政

山口大学大学院理工学研究科

目 次

第1章 序論

1.1 背景と目的	1
1.2 本研究の位置づけ	4
1.3 本論文の内容と構成	5

第2章 既往の研究

2.1 地震による粘性土地盤の被害事例.....	10
2.2 繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧に関する研究.....	12
2.3 繰返しせん断後に生じる沈下に関する研究.....	15
2.4 過剰間隙水圧および沈下に及ぼす影響因子.....	25

第3章 多方向繰返しせん断によって生じる粘性土の過剰間隙水圧および沈下について

3.1 検討方法	40
3.1.1 実験装置	40
3.1.2 試料および供試体.....	42
3.1.3 実験方法および実験ケース.....	44
3.1.4 累積せん断ひずみの定義.....	46
3.2 非排水繰返しせん断によって生じる粘性土の過剰間隙水圧.....	48
3.2.1 非排水繰返しせん断中の過剰間隙水圧の推移.....	48
3.2.2 過剰間隙水圧の推定.....	51
3.2.3 実験定数と塑性指数の関係.....	57
3.3 非排水繰返しせん断後の粘性土の沈下ひずみ.....	62
3.3.1 非排水繰返しせん断後の沈下ひずみの推移.....	62
3.3.2 沈下ひずみの推定.....	66
3.3.3 実験定数と塑性指数の関係.....	70
3.4 非排水繰返しせん断後の粘性土の沈下-時間関係	74
3.4.1 非排水繰返しせん断後の圧密係数の変化.....	74

3.4.2	実験定数と塑性指数の関係.....	75
3.5	粘性土の繰返しせん断後沈下特性に及ぼす攪乱の影響.....	80
3.5.1	試料および実験方法.....	80
3.5.2	非排水繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧.....	83
3.5.3	繰返しせん断が粘土の e - $\log p$ 関係に及ぼす影響.....	85
3.6	まとめ	92
第4章	粘性土の繰返しせん断後沈下に及ぼす地震動の不規則性の影響	
4.1	試料およびせん断ひずみ.....	96
4.2	非排水繰返しせん断中の過剰間隙水圧の推移.....	99
4.3	非排水繰返しせん断後の沈下ひずみの推移.....	101
4.4	等価な規則波への変換方法.....	104
4.5	過剰間隙水圧および沈下ひずみの推定手法の検証.....	110
4.6	まとめ	114
第5章	地震後沈下推定手法の事例への適用	
5.1	兵庫県南部地震によって生じた粘土層の地震後沈下の推定.....	116
5.1.1	兵庫県南部地震の概要.....	116
5.1.2	ポートアイランドにおける沖積粘土層の地震後沈下.....	118
5.1.3	ポートアイランドにおける地震動.....	120
5.1.4	沖積粘土層の地震後沈下の推定.....	127
5.2	地震後沈下の簡便推定法.....	132
5.2.1	沖積粘土層の過剰間隙水圧および沈下.....	132
5.2.2	簡便法による地震後沈下の推定.....	136
5.3	まとめ	140
第6章	結論	142

第1章 序論

1.1 背景と目的

沿岸部の軟弱な沖積地盤や埋立地に建設される防波堤、護岸および岸壁といった沿岸構造物の耐震性を検討する際には、地盤の動的挙動を把握することが重要である。軟弱地盤における地震被害では、砂質土における液状化被害がよく知られているが、砂質土の液状化については地震時の動的変形・強度特性や地震後の圧縮特性を把握する研究がこれまで精力的に行われ、その成果が実務設計にも反映されてきた。一方で、粘性土においては地震中に起こる土構造の乱れによって地震後に長期に渡る沈下や変形が生じうる可能性があることが指摘されているが、地震被害の報告も少なく、その発生メカニズムも解明されていない部分が多いため、現状の沿岸構造物の耐震設計では検討されていないのが実状である¹⁻³⁾。

これまで緩く堆積した砂質土は地震時に液状化するが、粘性土は地震時に液状化しないため比較的安定していると考えられてきた。しかしながら、粘性土も砂質土ほどではないが、繰返しせん断によって大きな過剰間隙水圧が発生することが分かっており、粘性土の種類や応力履歴、繰返し回数等にもよるが、上載圧とほぼ等しくなるまで達することもある⁴⁻⁶⁾。地盤上に構造物がある場合、過剰間隙水圧の上昇によってせん断抵抗力が減少したところに大きな慣性力が作用すれば、せん断変形やすべりが発生する可能性がある。また、水平地盤上に構造物がない場合にも、地震によって発生した過剰間隙水圧が地震後には消散するため、これに伴って体積変化による沈下が発生することが分かってきている⁷⁾。さらに、粘性土は砂質土に比べて透水係数が小さいため、繰返しせん断によって生じた過剰間隙水圧の消散には圧密と同様に時間を要し、繰返しせん断の影響は長期間継続することとなる。

粘性土地盤の地震後沈下は、これまで1957年のメキシコ地震、1978年の宮城県沖地震、1995年の兵庫県南部地震等において確認されており、兵庫県南部地震では地震後約600日で17cmの地震後沈下が生じている⁸⁾。また、2011年東北地方太平洋沖地震においても沖積粘性土が厚く堆積した地盤において地震後の地表面沈下速度が地震前の2倍以上に達したとの報告がある⁹⁾。粘性土地盤で地震後沈下が生じると、上部構造物の不同沈下やネガティブ・フリクションによる基礎杭の損傷等の被害を引き起こす可能性があり、過去の大地震でも粘性土上に築造された道路盛土や河川堤防がすべり破壊を起こした事例が報告されている¹⁰⁾。また、近い将来、発生が懸念される海溝型巨大地震が発生すれば甚大な被害が発生する可能性も考えられ、早急にこの現象のメカニズムを把握し、粘性土の地震後沈下の予測法を構築することが必要と考えられる。

近年、実務でも有限要素法による液状化を考慮した静的解析や動的解析によって地震時変形量の予測が行われるようになってきた。ただ、いずれも砂質土については過剰間隙水圧の影響が取り入れられているが、粘性土については通常は過剰間隙水圧が発生しないものとして取り扱われている。しかしながら、上述のとおり、粘性土においても地震時の繰返しせん断によって過剰間隙水圧が発生するため、地震後沈下量を正確に算定するためには過剰間隙水圧を考慮した方法による必要がある。

繰返しせん断を受けた粘性土地盤の沈下問題については、Ohara ら(1988)⁴⁾、松田ら(1997, 2000)^{5,6)}、安原ら(2000)⁷⁾等の多くの研究者によって、繰返し単純せん断試験機および繰返し三軸試験機を用いた研究が行われ、繰返しせん断後の沈下は繰返しせん断中に累積した過剰間隙水圧の大きさに密接に関係することが分かっている。繰返しせん断によって累積する過剰間隙水圧は、Ohara ら(1988)⁴⁾によって静的せん断の2~4倍になり初期有効拘束圧の80-90%に達すること、繰返しせん断によって累積する過剰間隙水圧と繰返し回数との間には双曲線関係があることがすでに確かめられている。また、繰返しせん断によって累積する過剰間隙水圧は、繰返しせん断のひずみ振幅、繰返し回数、不規則性、周期が影響し、粘性土の物性、過圧密比等によっても異なることが分かっている。

繰返しせん断によって累積した過剰間隙水圧は、繰返しせん断後の排水によって有効応力に変換される。その際に粘土は体積減少を伴うことから沈下が生じる。この現象は静的荷重による圧密と同じであるが、動的な繰返しせん断によって乱された粘土の圧密特性は繰返しせん断によって累積した過剰間隙水圧と密接に関連しており、静的載荷時とは異なる特性を示すことが分かっている^{4-8, 11-13)}。繰返しせん断後の間隙比の変化量 Δe と過剰間隙水圧の発生による有効応力減少分の間には、繰返しせん断のひずみ振幅、繰返し回数、せん断方法によらない直線関係がみられ、その勾配は静的荷重による圧密時の圧縮指数に比べて小さくなる。また、圧密係数は動的な繰返しせん断によって粘土が乱されると大きくなり、結果的に圧密は静的載荷時よりも早く進行することが分かっている¹³⁻¹⁵⁾。

しかしながら、これらの研究成果は繰返し載荷を一方向のみのせん断とした場合の結果である。図-1.1は、兵庫県南部地震において測定された加速度記録をもとにした応答計算で得られた地盤内のせん断ひずみの履歴曲線を示したものである。せん断ひずみの方向性は明らかに一様でなく複雑な挙動を示しており、地震によって生じる地盤の沈下を推定する場合には、地震動の多方向性を考慮する必要があることが分かる。地震動の多方向性に関する研究には、Pyke ら(1975)¹⁶⁾、Nagase ら(1988)¹⁷⁾、酒匂ら(2003)¹⁸⁾、Matsuda ら(2004)¹⁹⁾等の研究があり、繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧および沈下については、多方向と一方向の繰返しせん断結果には相違があり、繰返しせん断の荷重の方向性の影響があるとするものが多い。なお、ここでいう多方向とは水平面内における2方向成分をいう。地震動には水平成分と鉛直成分があるが、一般的に水平成分の方が鉛

直成分に比べて振幅が大きく、震害の多くが水平成分によって生じるため耐震工学上重要である²⁰⁾。また、上記の既往研究¹⁶⁻¹⁹⁾も水平2方向成分を考慮した研究であり、これを多方向と称しており、本研究でも水平2方向成分を考慮した検討を多方向と称す。

一方、上記の研究成果は砂質土を対象としたもので、筆者の知る限りにおいては粘性土については次の研究以外には見られない。Matsuda ら(2011, 2013)^{21,22)}は、山口大学工学部土質研究室で作成した多軸単純せん断試験機を用いて、地震動の多方向性を考慮した粘性土の地震後沈下について研究を行い、以下のことを明らかにした。1) 一方向せん断時と多方向せん断時では、繰返しせん断中に生じる過剰間隙水圧比および繰返しせん断後の沈下ひずみに大きく差が生じる。2) 繰返しせん断方向の影響は、累積せん断ひずみで整理することによって低減できる。3) 累積せん断ひずみを用いて、繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧およびその消散に伴う沈下を推定することが可能である。

ただ、Matsuda ら(2011, 2013)^{21,22)}の研究はカオリン粘土を対象に規則波を用いて検討されたもので、試料のコンシステンシーや攪乱の影響、さらには繰返しせん断の繰返し回数や不規則性の影響については十分に検討されていなかった。

そこで、本研究では、物性が異なる数種類の粘土に対して規則波および不規則波を用いた多軸単純せん断試験を実施し、試料のコンシステンシーや地震動の不規則性が過剰間隙水圧の蓄積および沈下に及ぼす影響について調べた。そして、既往研究においてカオリン粘土を対象に構築された沈下予測法を種々の粘土、実地震動に対しても適用できるように発展させることを目的とした。さらに、一連の地震後沈下推定手法を用いて、実際の地震に起因した沖積粘土層の沈下推定を行い、本手法の適用性を検証した。

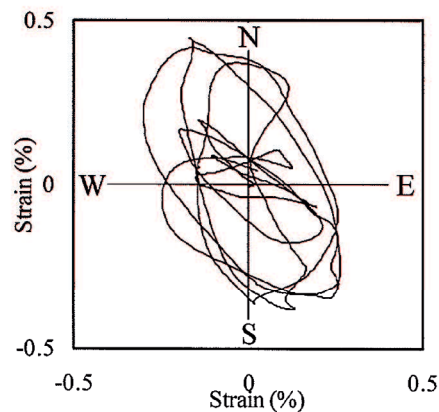


図-1.1 兵庫県南部地震時における地盤内のせん断ひずみ履歴^{5,22)}

1.2 本研究の位置づけ

本研究は粘土層の地震後沈下に及ぼす影響因子とその影響度合いを明らかにし、それらを考慮した沈下推定式を提案することを目的としている。しかしながら、粘性土の地震後沈下に対する影響因子は数多くあり、そのすべてを検討するまでには至っていないため、本研究で対象とする地震後沈下に関する問題と影響因子について述べる。

安原ら⁷⁾は、粘土が地震時におけるような非排水繰返し荷重を受けた場合に生じる沈下増分 ΔS_{cy} は、繰返し載荷時に生じる即時沈下 $\Delta S_{i,cy}$ と非排水繰返し載荷履歴後の沈下 ΔS_{vr} とから成り立つと仮定した。これを模式図で表したものが図-1.2である。水平地盤上に盛土などの構造物がない場合、すなわち粘土層が一次元圧密状態にあるとき、 $\Delta S_{i,cy}$ はゼロとみなされ、沈下に寄与するものは ΔS_{vr} のみとなる。本研究では、水平に堆積した一次元圧密状態にある粘土層を対象とするため、繰返し載荷履歴後の沈下 ΔS_{vr} を研究対象とする。さらに、繰返し載荷履歴後の沈下 ΔS_{vr} は過剰間隙水圧の消散に伴う一次圧密とその後のクリープ状の沈下である二次圧密に分けられるが、本研究では一次圧密のみを対象としている。

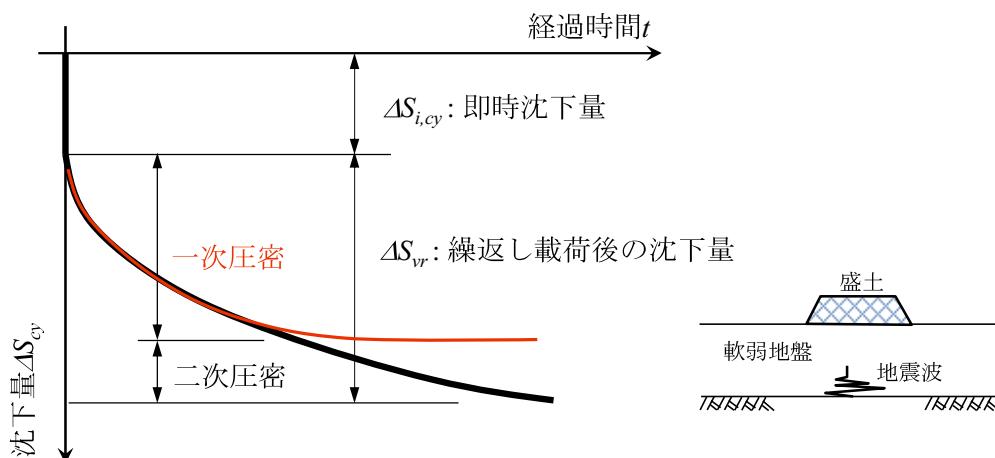


図-1.2 地震時の繰返し荷重による沈下の模式図⁷⁾

地震後沈下に及ぼす影響因子には、繰返しせん断条件にかかわるものと、粘土の土質特性にかかわるものに大別される。繰返しせん断条件に関しては、ひずみ振幅、繰返し回数、方向性、不規則性、周波数等、また、粘土の土質特性に関しては、粘土の物性、攪乱、過圧密比、有効拘束圧等が挙げられる。本研究では、第5章に示す1995年の兵庫県南部地震時にポートアイランドで実際に観測された沖積粘土層の地震後沈下の推定を想定していることから影響の大きい因子を検討した。

繰返しせん断条件にかかわる因子としては、ひずみ振幅、繰返し回数、方向性、不規則性を対象とした。周波数については、周波数が小さいほど過剰間隙水圧の立ち上り勾

配が急になるが、その後、非排水状態を保つと過剰間隙水圧の値は一定値に落ち着くとの研究成果²³⁾があり、他の影響度合いの大きい因子を優先した。

また、粘土の土質特性にかかわる因子では、粘土のコンシステンシー限界および攪乱を対象とした。過圧密比および有効拘束圧については、過圧密比が大きいほど過剰間隙水圧の蓄積量および沈下は小さくなること、有効拘束圧は繰返しせん断後沈下に及ぼす影響が小さいことがすでに確かめられている⁴⁾。以上に述べた点をまとめると表-1.1のとおりとなる。

表-1.1 本研究で対象とする粘土の地震後沈下に関する影響因子

影響因子		繰返しせん断条件	
		一方向	多方向
繰返しせん断条件	せん断ひずみ振幅 γ	○	○○○
	繰返し回数 n	○	○○○
	方向性 θ		○○○
	不規則性	○	◎
	周波数	○	
粘土の土質特性	物性	○	◎
	攪乱	○	◎
	過圧密比	○	
	有効拘束圧	○	

○：既に検討されている影響因子

◎：本研究が対象とする影響因子

1.3 本論文の内容と構成

本論文の構成は次のとおりである。

- 第1章 序論
- 第2章 既往の研究
- 第3章 多方向繰返しせん断によって生じる粘性土の過剰間隙水圧および沈下について
- 第4章 粘性土の繰返しせん断後沈下に及ぼす地震動の不規則性の影響
- 第5章 地震後沈下推定手法の事例への適用
- 第6章 結論

本論文の内容を各章ごとに要約すると以下のとおりである。

第1章では、本研究の背景と目的を述べるとともに、本研究の位置づけを示した。さらに、本論文の内容と構成を取りまとめ、各章のつながりをフローで示した。

第2章では、砂および粘土における非排水繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧の蓄積およびその消散に伴って生じる沈下に関する既往の研究成果を概説した。そして、本研究と関連のある過剰間隙水圧および沈下の推定式を示すとともに、本研究で着目した地震動の多方向性および不規則性の影響、粘性土の物性の影響に関する既往研究を整理した。

第3章では、物性が異なる3種類の再構成粘土を用いて多方向繰返しせん断試験を行い、試料のコンシステンシーと非排水繰返しせん断による過剰間隙水圧の蓄積および繰返しせん断後の沈下の関係について調べた。

そして、塑性指数が大きい粘土ほど繰返しせん断中の過剰間隙水圧の蓄積と繰返しせん断後の沈下ひずみが小さくなることを示した。また、物性が異なる粘土についても既往研究におけるカオリン粘土を対象とした非排水繰返しせん断による過剰間隙水圧や沈下の推定式が適用できることを示した。さらに、一連の実験結果より、試料の塑性指数を用いた簡易な沈下ひずみおよび沈下-時間関係の予測手法を提案した。

また、自然地盤から採取した不攪乱粘土とこれを練り返して作成した攪乱粘土を用いて多方向繰返しせん断試験を行い、非排水繰返しせん断による過剰間隙水圧の蓄積および繰返しせん断後の再圧密特性について調べ、試料の乱れによる影響も明らかにした。

第4章では、地震時における繰返しせん断の不規則性を想定し、物性の異なる3種類の粘土を用いて不規則波による多方向繰返しせん断試験を行い、地震動の不規則性が過剰間隙水圧の蓄積および繰返しせん断後の沈下に及ぼす影響を検討した。

そして、非排水繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧の大きさに着目して、不規則波を等価な規則波へ変換する方法を示し、本手法および既往の沈下推定式を用いてその適用性を検証した。

第5章では、第3章、4章で示した一連の地震後沈下推定手法の適用性を確認するため、1995年の兵庫県南部地震時にポートアイランドで実際に観測された沖積粘土層における地震後の沈下-時間関係の推定を試みた。沈下計算にあたっては、第3章で示した塑性指数から沈下推定式に必要な実験定数を推定する手法、および第4章で示した不規則波である実地震動を等価な規則波に変換する手法を用いた。その結果、兵庫県南部地震によって生じた沖積粘土層の地震後沈下をよく推定できることが明らかになった。

また、東北地方太平洋沖地震で得られた不規則波およびその近傍で採取された不攪乱粘土を用いた実地震時を模擬した多方向繰返しせん断試験結果によって、継続時間の長い地震動に対する本手法の適用性について検証した。

第6章では、各章で得られた知見について要約し、全体の結論としている。

図-1.3に、本論文の構成と各章の相互関連性を示す。

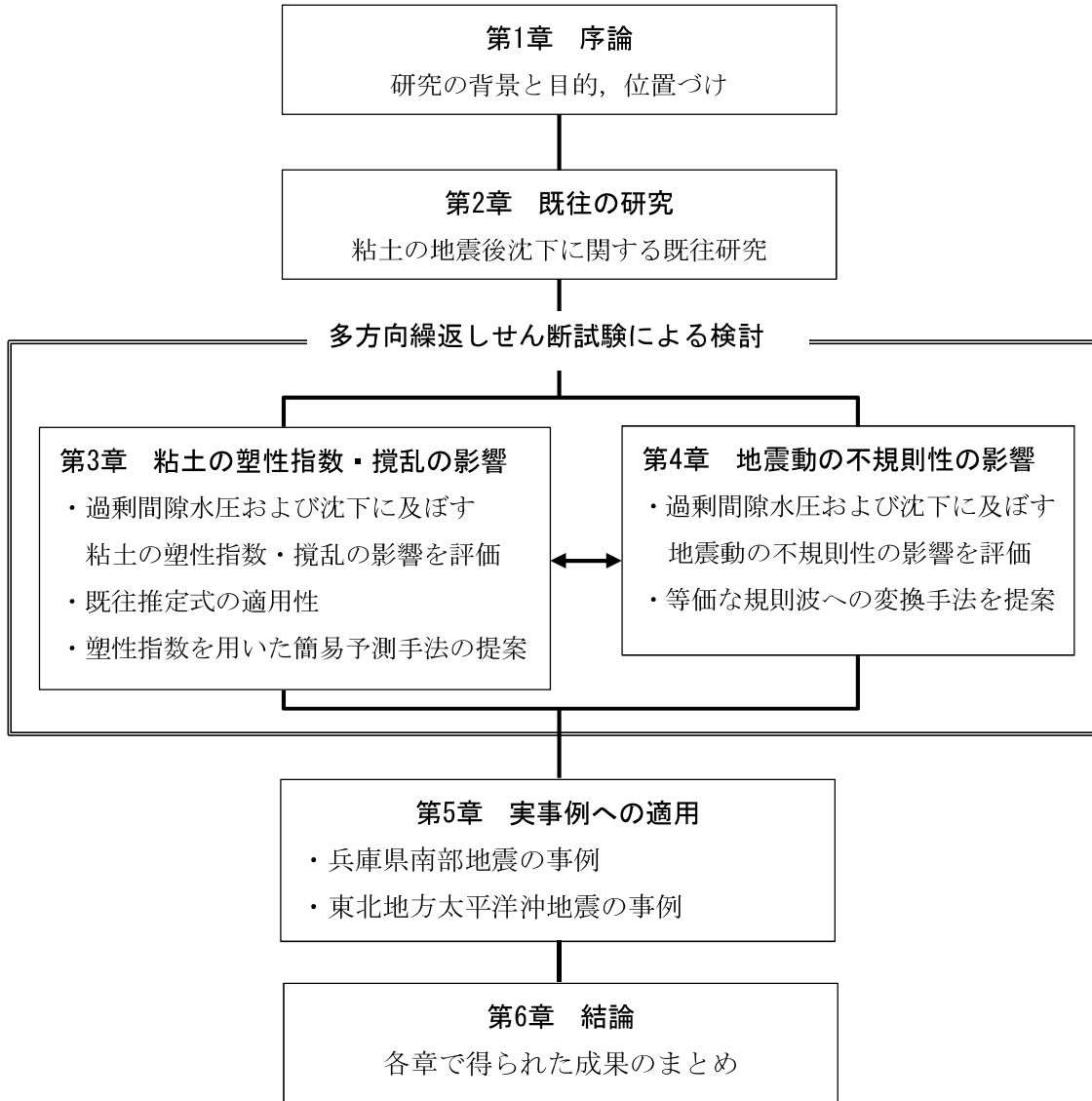


図-1.3 本論文の構成

参考文献

- 1) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 2) 水産庁：漁港・漁場の施設の設計参考図書, 2017.
- 3) 海岸保全施設技術研究会編：海岸保全施設の技術上の基準・同解説, 2004.
- 4) Ohara, S., Matsuda, H. : Study on the settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear, *Soils and Foundations*, 28(3), pp.103-113, 1988.
- 5) 松田博：粘土層の地震後沈下過程の推定, 土木学会論文集, No.568/III-39, pp.41-48, 1997.
- 6) 松田博, 柳楽英希：繰返しせん断によって生じる飽和粘土の有効応力減少と再圧密沈下特性, 土木学会論文集, No.659/III-52, pp.63-75, 2000.
- 7) 安原一哉, 村上哲, 豊田紀孝：粘性土の動的性質, 5.粘性土の動的性質(その3), (社)地盤工学会, 粘性土の動的性質講習会講演資料, pp.46-51, 2000.
- 8) 安原一哉, 常田賢一, 松尾修, 那須誠：粘性土の動的性質, 3. 粘性土の動的問題に関するケース・ヒストリーと現象のメカニズム, (社)地盤工学会, 粘性土の動的性質講習会講演資料, pp.10-15, 2000.
- 9) 濁川直寛, 浅香美治：千葉県浦安市における地震に伴う沖積粘土地盤の長期沈下の実測, 第48回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1679-1680, 2013.
- 10) 浅田秋江, 久保陽：日本海中部地震における八郎潟中央干拓堤防の被害, 土と基礎, Vol.31, No.12, pp.5-11, 1983.
- 11) 松井保, 小原秀夫, 伊藤富雄：飽和粘土の力学的特性に及ぼす動的応力履歴の影響, 土木学会論文報告集, 第257号, pp.41-51, 1977.
- 12) Yasuhara, K. and Andersen, K. H. : Recompression of normally consolidated clay after cyclic loading, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.1, pp.83-94, 1991.
- 13) 安藤裕元, 今井五郎, 浜田達也：繰返しせん断を受けた粘土の圧密特性, 第19回土質工学研究発表会, pp.237-240, 1984.
- 14) 大西有三, 芦田徹也, 安川郁夫：繰返し載荷を受けた粘土の圧密特性(その1: 圧密諸係数に関して), 第20回土質工学研究発表会, pp.243-246, 1985.
- 15) Matsuda, H. : Rate of earthquake-induced settlement of level ground, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, VII, pp.321-328, 1995.
- 16) Pyke, R., Seed, H. B., Chan, C. K. : Settlement of sands under multidirectional shaking, *J. Geotechnical Eng.*, ASCE, Vol. 101, No. GT4, pp. 379-398, 1975.
- 17) Nagase, H., Ishihara, K. : Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol. 28, No.1, pp. 65-76, 1988.
- 18) 酒匂教明, 安達俊夫：仮動的実験による飽和砂地盤の地震応答特性に与える二方向入力の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第569号, pp.65-71, 2003.

- 19) Matsuda, H., Shinozaki, H., Okada, N., Takamiya, K., Shinyama, K. : Effects of multi-directional cyclic shear on the post-earthquake settlement of ground, Paper No. 2890, Proc. of 13th World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- 20) 大原資生 : 最新耐震工学, 森北出版株式会社, 2004.
- 21) Matsuda, H., Nhan, T. T., Ishikura, R., Andre, P. H. : Excess pore water pressure accumulation and recompression of saturated clay subjected to multi-directional cyclic simple shear, Proc. of the Geotec Hanoi 2011, Vietnam, pp. 433-442, 2011.
- 22) Matsuda, H., Nhan, T. T., Ishikura, R. : Prediction of excess pore water pressure and post-cyclic settlement on soft clay induced by uni-directional and multi-directional cyclic shears as a function of strain path parameters, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 49, pp.75-88, 2013.
- 23) 松田博, 大原資生 : 繰返しせん断に起因した粘土層の沈下に及ぼす周期の影響, 土木学会論文報告集, No.418, III-13, pp.173-179, 1990.

第2章 既往の研究

2.1 地震による粘性土地盤の被害事例

飽和した土に地震時のような短時間の繰返しせん断が作用すると土中内の間隙水圧が上昇する。緩く堆積した砂質土地盤ではその過剰間隙水圧が初期有効応力と等しくなるまで上昇し、液状化¹⁾と呼ばれる被害が発生することがよく知られているが、粘性土地盤においても液状化には至らないまでも過剰間隙水圧は発生することが確認されている。また、地震後にはこの過剰間隙水圧が消散する過程で沈下が発生するため地震後の地盤被害が生じることになる。

液状化による沈下は、1964年の新潟地震で観測され、新潟市内の建物に大きな被害を及ぼした²⁾。また、2011年の東北地方太平洋沖地震においても、東京湾沿岸の広範囲で液状化が発生し、地盤沈下が最大で50cm程度生じ、多くの戸建て住宅やライフラインに甚大な被害が発生した³⁾。

これまで緩く堆積した砂質土は地震時に液状化するが、粘性土は地震時に液状化しないため比較的安定していると考えられてきた^{4,5)}が、粘性土も液状化には至らないまでも、大きな繰返し荷重を受けると過剰間隙水圧が発生し、有効応力の低下に伴って強度と剛性が低下し、その後この過剰間隙水圧の消散に伴って沈下が生じることが分かっている⁶⁻⁹⁾。このような粘性土地盤の地震後沈下は、図-2.1, 2.2に示すように1957年のメキシコ地震、1978年の宮城県沖地震、1995年の兵庫県南部沖地震等で確認されている。

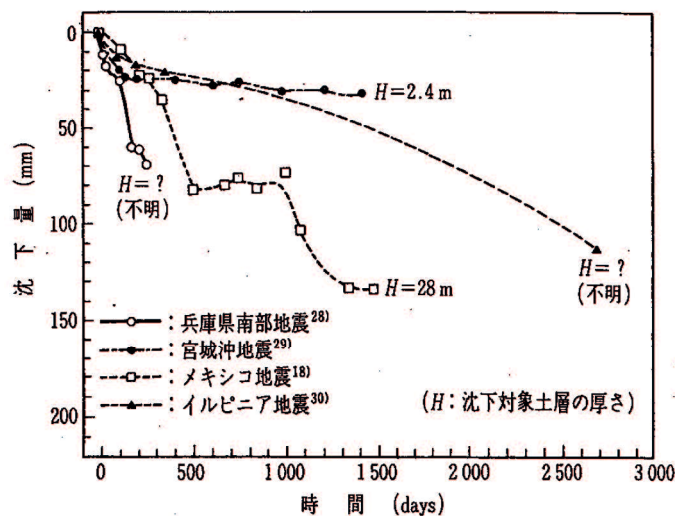


図-2.1 地震後の地盤沈下事例¹⁰⁾

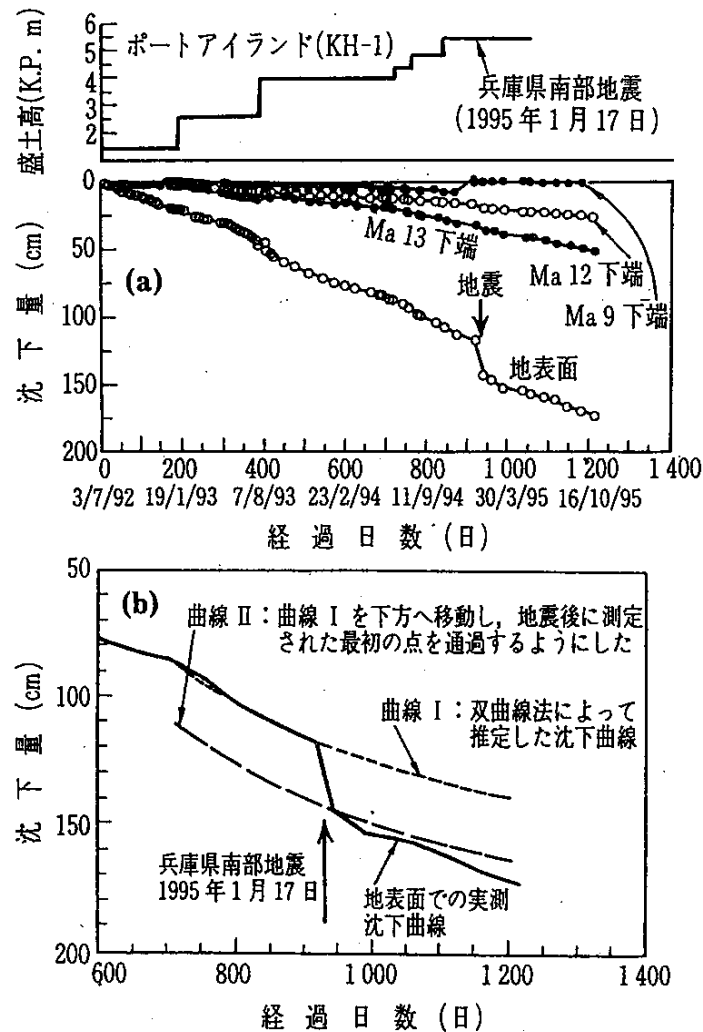


図-2.2 兵庫県南部地震におけるポートアイランドの層別沈下-時間関係¹⁰⁾

また、粘性土地盤上に構造物がある場合には、即時沈下と過剰間隙水圧の消散に伴う沈下に加え、地盤の強度と剛性の低下によって支持力低下に伴う構造物の損傷、破壊が生じる。このような事例として、1985年のメキシコ地震における構造物の激しい横揺れによって軟弱な粘土が大規模な支持力破壊を起こした事例¹¹⁾、1978年の宮城県沖地震¹²⁾、1983年の日本海中部地震における粘性土地盤上の道路盛土や河川堤防がすべり破壊を起こした事例¹³⁾、1964年のアラスカ地震における鋭敏粘土の斜面崩壊の事例がある。

2.2 繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧に関する研究

(1) 既往研究の概観

地震中の揺れは地震波の伝播方向に平行に振動する縦波(P波)と伝播方向に垂直に振動する横波(S波)によって引き起されることはよく知られているが、一般的に水平地盤に対してはS波による水平方向の揺れが支配的であり、P波による鉛直方向の揺れは時間が短く間隙水圧も発生しないため無視してよいと考えられる。そのため、事実上は水平方向のS波による一次元の問題と考えればよく、このような条件の土要素の挙動は非排水繰返し単純せん断試験によって直接シミュレートすることが可能である^{14,15)}。

飽和粘土の繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧に関する研究は、これまで多くの研究者によって種々の粘土で、様々な繰返しせん断方法によって行われてきた(Theirs等(1968)¹⁶⁾, Sangrey等(1969)¹⁷⁾, Brown等(1975)¹⁸⁾, Castro等(1976)¹⁹⁾, Andersen等(1976)²⁰⁾, Andersen(1988)²¹⁾, 松井等(1977, 1980, 1991)²²⁻²⁴⁾, 大原等(1981)²⁵⁾, Matsui等(1981)²⁶⁾, Vucetic等(1988)²⁷⁾。

大原等(1981)²⁵⁾は繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧は静的せん断の2~4倍になり、初期有効拘束圧の80-90%に達することを示した。Sangrey等(1969)¹⁷⁾は飽和粘性土に対する繰返し載荷試験を行い、繰返し応力がある限界値よりも小さい場合には繰返し応力と過剰間隙水圧の上昇は線形関係にあることを示した。Brown等(1975)¹⁸⁾はOCR=2~20の再構成したKeuper marlの繰返し三軸試験を行い、過圧密比が小さいものは約104回の繰返し載荷で過剰間隙水圧が上昇するが、過圧密比が大きい粘土は106回の繰返し載荷が終わった後でも過剰間隙水圧の上昇がなかったとしている。

松井等(1977)²²⁾は非排水三軸繰返し載荷時に発生する過剰間隙水圧を載荷速度とせん断応力の両面から考察し、同じ繰返し回数に対しては載荷速度が遅いほど、同じ載荷時間に対しては載荷速度が速いほど過剰間隙水圧が大きくなることを示した。また、過剰間隙水圧の上昇速度とせん断応力振幅の関係から、過剰間隙水圧が有効応力に等しくなる意味での液状化が生じる上限降伏値と繰返し載荷を受けても過剰間隙水圧が発生しない下限降伏値の2つの限界せん断応力が存在することを示した。

飽和砂の液状化における過剰間隙水圧の上昇に関する問題は、応力制御型の実験によって広く研究されてきたが、応力制御型の繰返し試験機を用いた粘性土の動的挙動に関する研究にはAndersen等(1976)²⁰⁾による繰返し三軸試験および繰返し単純せん断試験に基づいたDrammen粘土(OCR=1-50)の短期および長期の動的特性を調べたものがある。

ひずみ制御型の繰返し試験はDobry等(1982)²⁸⁾によって紹介され、せん断ひずみ振幅が繰返し載荷によって生じる砂質土の過剰間隙水圧および沈下に及ぼす重要なパラメータであることを明らかにした。また、過剰間隙水圧の発生は飽和した土の体積変化によるものであるということ(Matasic等(1992)¹⁴⁾), そして体積変化は土のせん断変形に

依存する(Silver 等(1971)²⁹⁾, Yound(1972)³⁰⁾)という実験結果に基づくと、せん断ひずみ振幅は非排水せん断中の過剰間隙水圧を研究するための重要なパラメータであるといえる。これは、粒状材の液状化過程の研究(Talaganov(1996)³¹⁾)や、非排水繰返しせん断中の過剰間隙水圧の研究(Matasic 等(1992)¹⁴⁾), 粘性土の剛性の劣化に関する研究(Matsui 等(1990)³²⁾)には応力制御型よりひずみ制御型の実験の方が適していることを意味する。ひずみ制御型試験機を用いた粘性土の動的挙動に関する研究は、Ohara 等(1984)³³⁾, Ohara 等(1987, 1988)^{34,35)}, Vucetic 等(1985)³⁶⁾, Vucetic(1988)³⁷⁾, Tan 等(1989)³⁸⁾)によって行われている。

DeGroot 等(1996)³⁹⁾は Boston Blue 粘土の応力-ひずみ-強度関係に及ぼすせん断方向の影響を検討するため多方向直接せん断試験を行い、土の非排水せん断挙動はせん断方向に強く依存することを示した。また、動的挙動においては繰返しせん断の方向の影響は砂質土に関しては多くの研究者によって研究されてきたが(Pyke 等(1975)⁴⁰⁾, Ishihara 等(1980)⁴¹⁾, Tokimatsu 等(1982)⁴²⁾, 福武等(1989)⁴³⁾, Matsuda 等(2004)⁴⁴⁾(2011)⁴⁵⁾), 粘性土の動的挙動における繰返しせん断方向の影響は Matsuda 等(2011)⁴⁶⁾の研究において主としてみられる。Matsuda 等(2011)⁴⁶⁾はカオリン粘土について非排水条件下で一方向および多方向繰返しせん断試験を行い、多方向繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧および繰返しせん断後の沈下が一方向繰返しせん断よりも大きくなること、多方向の場合においては位相差(θ)が大きいほど大きくなることを示した。

(2)繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧モデル

本節では繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧モデルの既往研究を概観し、ひずみ制御型のアプローチで発展させられたこれらのモデルを整理する。

砂質土に関しては、様々のパラメータを用いて定式化された過剰間隙水圧モデルが Finn 等(1981)⁴⁷⁾, Dobry 等(1985)⁴⁸⁾, Towhata 等(1985)⁴⁹⁾ 等によって提案されている。

一方、粘土に関しては、正規圧密粘土は砂と同様に過剰間隙水圧の発生をモデル化することができるが、過圧密粘土は負の間隙水圧が発生するためモデル化が難しく、また粘土の複雑な間隙水圧応答を支配する粒子間力の影響が十分に分かっていないため、試験室や現場における過剰間隙水圧のモデル化は適当な近似曲線と係数を使ったカーブフィッティング法が唯一の適切な方法と考えられている。このようなモデル化は、大原等(1984)³³⁾によって提案されたものが最初と思われる。大原等(1984)³³⁾は正規圧密されたカオリン粘土を用いてひずみ制御型の一方向繰返しせん断試験を行い、繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧比 U_{dyn}/σ'_{v0} が繰返し回数 n による双曲線式を用いて次のとおり定式化されることを示した。

$$\frac{U_{dyn}}{\sigma'_{v0}} = \frac{n}{\alpha + \beta \cdot n} \quad (2.1)$$

ここに、 U_{dyn} は繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧、 σ'_{v0} は繰返しせん断前の有効応力、 α と β は繰返しせん断のひずみ振幅 γ によって次のとおり定義される実験定数である。

$$\alpha = A(\gamma)^m \quad (2.2)$$

$$\beta = \frac{\gamma}{B + C \cdot \gamma} \quad (2.3)$$

式(2.2)および(2.3)中の実験定数 A, B, C, m は実験結果からカーブフィッティング法によって求まる実験定数である。

また、Ohara 等(1988)³⁵⁾は過圧密のカオリン粘土を用いてひずみ制御型の一方向繰返し単純せん断試験を行い、 $OCR > 1$ の場合に初期の繰返しせん断において負の間隙水圧が発生することを示し、 $OCR > 1$ の場合の間隙水圧を推定するため式(2.1)を次のように修正した。

$$\frac{U_{dyn}}{\sigma'_{v0}} = \frac{n}{\alpha + \beta \cdot n} - \Psi \quad (2.4)$$

ここで、 Ψ は U_{dyn} の負の成分を表わし、せん断ひずみ振幅 γ の対数に比例して大きくなり次式にて表される。

$$\Psi = P + Q \log \gamma \quad (2.5)$$

ここで、 P と Q は実験定数である。

式(2.1)～(2.5)は $OCR=1 \sim 6$ の正規および過圧密粘土においてせん断ひずみ振幅が $\gamma=0.11\% \sim 3.00\%$ の広範囲の一方向繰返しせん断に適用できることが確認されたが、Matsuda 等(2011)⁴⁶⁾の最近の研究では、一方向および多方向繰返しせん断を受けた正規圧密粘土の過剰間隙水圧を式(2.1)で推定する場合、多方向の場合は一方向の場合ほど実験値と計算値がよく一致しないことが示された。それゆえ、Matsuda 等(2011)⁴⁵⁾は多方向繰返しせん断による間隙水圧をシミュレートするため、新しい修正式として多方向繰返しせん断を受けた粒状材の有効応力変化に関する式を提案した。

この他、Matasovic 等(1992)¹⁴⁾も粘土の繰返し载荷によって生じる過剰間隙水圧をせん断ひずみ振幅 γ 、繰返し回数 n 、過圧密比 OCR および間隙水圧が発生する限界せん断ひずみ振幅の閾値 γ_p の関数で表した。さらに、Matasovic 等(1995)¹⁵⁾は Idriss 等(1976,1978)^{50,51)}の定義した劣化指数 δ (载荷回数 N 回目の変形係数 E_N と 1 回目の変形係

数 E_l の比)と過剰間隙水圧の関係より、正規圧密および過圧密粘土に関する過剰間隙水圧発生モデルを示した。このモデルには過剰間隙水圧を発生させる限界せん断ひずみ振幅 γ_p と6つの実験定数 A, B, C, D, s, γ が必要であり、 γ_p は塑性指数 I_p との関係から、6つの実験定数は繰返し载荷試験から容易に求めることができるとした。

2.3 繰返しせん断後に生じる沈下に関する研究

(1) 繰返しせん断後の沈下ひずみ

繰返し荷重によって生じる土の変形は1950年代に様々な試料について多くの研究が行われ、1960年代後半には道路や鉄道の低盛土直下の軟弱な基礎地盤の沈下に関する研究が行われた(Yasuhara(1995)⁵²⁾。繰返し荷重による粘性土の沈下に関する研究は山内等(1971)⁵³⁾が最初であると思われる。その後、この問題についてさらなる研究がYasuhara等(1983)⁵⁴⁾、Ohara等(1988)³⁵⁾によって行われた。

Yasuhara(1995)⁵²⁾は繰返し荷重を受ける粘性土の沈下は、繰返し荷重による粘土の強度と剛性の劣化に起因する即時沈下と繰返し荷重によって発生した過剰間隙水圧の消散による沈下の和で求めることができるとし、特に水平地盤上で盛土等の構造物がない場合は、後者のみとなり、非排水繰返しせん断後の排水によってモデル化することができるとした。この繰返しせん断後の沈下について、Ohara等(1988)³⁵⁾は正規圧密および過圧密のカオリン粘土を用いて非排水一方向単純せん断試験を行って検討した。そして、間隙比の変化量 Δe は有効応力増分の対数に概ね比例し、繰返し回数 n 、せん断ひずみ振幅 γ 、初期有効応力 σ'_{v0} には依存しないが、OCRの増加に伴って減少する傾向があることを示し(図-2.3)、 Δe と繰返し後の沈下ひずみ($\varepsilon_v, \%$)を次式のとおり表した。

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{C_{dyn}}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_v} \right) \quad (2.6)$$

ここで、 ΔH は供試体の沈下量、 H_0 は供試体の初期高さ、 e_0 は初期間隙比、 σ'_v は繰返しせん断後の有効応力、 C_{dyn} は繰返し载荷後の圧縮指数でYasuhara等(1991)⁵⁵⁾、Yasuhara(1995)⁵²⁾が“繰返し再圧縮指数 $C_{r,cy}$ ”と呼んだものである。 C_{dyn} の値は圧密試験から求まる圧縮指数 C_c と膨張指数 C_s と同様にOCRに依存し、 C_{dyn} はOCRの増加に伴って減少する。また、これら3つの係数の関係は $C_s < C_{dyn} < C_c$ となることを示した。

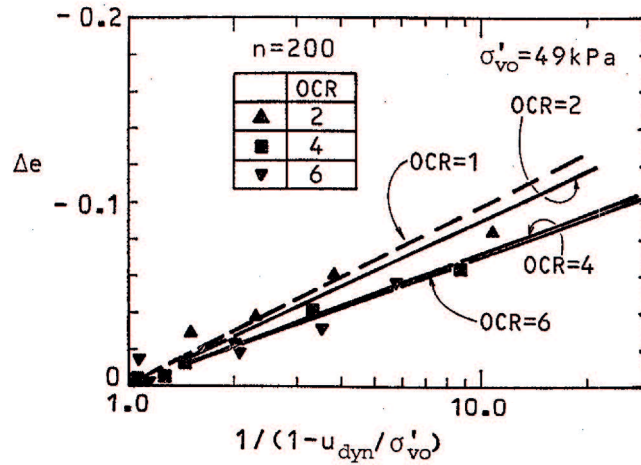


図-2.3 OCR が異なるカオリン粘土の非排水繰返しせん断試験後の間隙比の変化³⁵⁾

ここで、繰返し载荷によって生じる過剰間隙水圧を $U_{dyn} = \sigma'_{v0} - \sigma'_v$ と置けば、式(2.6)は次のとおりとなる。

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} = \frac{C_{dyn}}{1 + e_0} \log\left(\frac{1}{1 - \frac{U_{dyn}}{\sigma'_{v0}}}\right) \quad (2.7)$$

ここに、 $1/(1 - U_{dyn}/\sigma'_{v0})$ は応力減少比 *SRR* と呼ばれ(松田(1997)⁵⁶⁾、松田等(2000)⁵⁷⁾、繰返し载荷による粘性土の沈下に関連した多くの研究で用いられてきた(Hyodo 等(1992)⁵⁸⁾、Yasuhara 等(1991)⁵⁵⁾、Yasuhara 等(1992, 2001)^{4,5)}。

その後、Yasuhara 等(1991)⁵⁵⁾ は正規圧密された Drammen 粘土について応力制御型の一方向繰返しせん断試験(DSS)と標準圧密試験を行い、式(2.7)の繰返し载荷後の圧縮指数 $C_{r,cy}$ (あるいは C_{dyn}) は圧縮指数 C_c と $C_{r,cy} = 0.225C_c$ の関係にあることを示した。さらに、DSS 試験における体積ひずみの大きさは標準圧密試験で得られるものより 1.5 倍大きいことを示した(図-2.4)。それゆえ、式(2.7)は次式のとおり表すことができる。

$$\varepsilon_v = \frac{1.5C_r}{1 + e_0} \log\left(\frac{1}{1 - \frac{U_{dyn}}{\sigma'_{v0}}}\right) \quad (2.8)$$

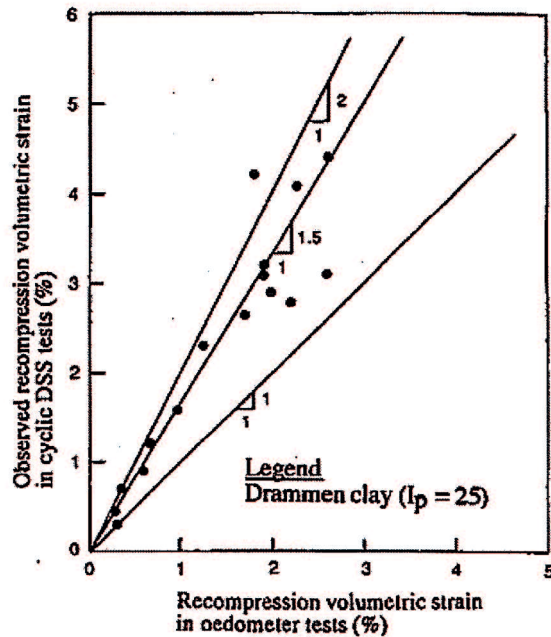


図-2.4 標準圧密試験と繰返しせん断試験の体積ひずみの比較⁵⁵⁾

さらに、Ohara 等(1988)³⁵⁾は粘土の有効応力経路の変化を明らかにするため非排水繰返しせん断～排水という一連の载荷における $e-\log \sigma'_v$ 関係の概念を示した。また、これについて Yasuhara 等(1991)⁵⁵⁾は応力制御型の一方向繰返しせん断試験(DSS)を用いてこの再圧縮特性の詳細を調べ、非排水繰返しせん断～排水という一連の载荷は正規圧密粘土の非排水繰返し载荷後の強度を大きくし、再圧縮による全沈下量は一連の非排水繰返しせん断～排水の各サイクルの沈下量の合計になるとした。標準圧密の除荷～再载荷によって得られる $e-\log \sigma'_v$ 関係と非排水繰返しせん断～排水という一連の载荷を行って得られる $e-\log \sigma'_v$ 関係の比較を図-2.5 の(a)(b)に示す。

しかしながら、OCR が 10 以上の過圧密比が大きい粘土では非排水繰返し载荷を受けると、負の過剰間隙水圧が発生し粘土が膨張するため、繰返しせん断後に負の間隙水圧が消散する場合には再圧縮による全沈下量は各サイクルの沈下量の合計にはならない。

また、繰返し载荷が粘土の圧縮性に与える影響を調べるため、Ohara 等(1988)³⁵⁾は繰返し载荷による過剰間隙水圧が消散した後、先行圧密荷重より大きい荷重で圧密試験を行った。その結果、再圧密圧力が先行圧密圧力よりかなり大きくなっても再圧密曲線は元の圧密曲線に一致しないことを示した(図-2.6)。また、繰返し载荷を受けた粘土の膨張指数は標準圧密試験の膨張指数と比べて小さくなり、 $\gamma=2.75\%$ のケースでおおよそゼロになることを示した。これは繰返しせん断ひずみが与えられることによって土粒子の幾何的配列が破壊され粘土の弾性的な回復ひずみが減少するためである。このような粘土の圧縮挙動は、再構成時に攪乱を経験した不攪乱粘土の圧縮特性によく似ている(Schmertmann(1955)⁵⁹⁾。

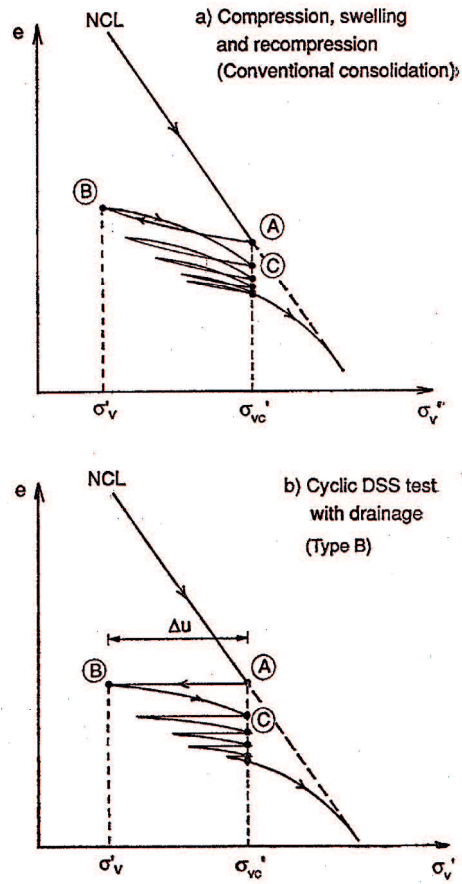


図-2.5 標準圧密試験と繰返しせん断試験(DSS)における e - $\log \sigma_v'$ 関係の比較⁵⁵⁾

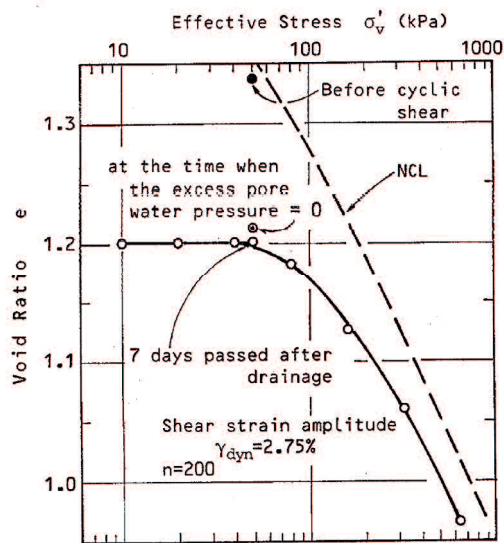


図-2.6 非排水繰返しせん断を受けた粘土の7日経過後の e - $\log \sigma_v'$ 関係³⁵⁾

(2)繰返しせん断後の沈下時間関係

繰返しせん断後に生じる沈下は過剰間隙水圧の消散に伴うものであるため、透水係数の小さい粘性土は圧密と同様に時間を要し、結果として繰返しせん断の影響は長期間継続することとなる。繰返しせん断が累積過剰間隙水圧消散過程での圧密係数 c_v に及ぼす影響を調べた研究には、安藤等(1984)⁶⁰⁾、大西等(1985)⁶¹⁾、Matsuda(1995)⁶²⁾の研究がある。

安藤等(1984)⁶⁰⁾は繰返し粘土について繰返し単純せん断試験を行い、攪乱の程度による繰返しせん断後の粘土の圧縮特性を調べた。図-2.7は c_v の変化について示したものである。図中の破線は標準圧密試験の結果であり、実線が繰返しせん断後の過剰間隙水圧の消散過程で得られたものである。図-2.7より正規圧密粘土が繰返しせん断を受けると c_v は増加し、その後圧密圧力が増加すると正規圧密粘土の場合に漸近する。すなわち、 c_v については繰返しせん断によって攪乱を受けるとその値は大きくなるため、結果的に圧密は早く進行することとなる。また、図-2.8は攪乱比 R と c_v の関係を示したものである。ここで、 R は攪乱の程度を表す指標であり攪乱比 $R(=\sigma'_A/\sigma'_B)$ である。これより、 c_v は R が大きいほど小さくなる関係があることが分かる。

大西等(1985)⁶¹⁾は乱さない有明粘土について繰返し載荷試験を行い、繰返し載荷による粘土の圧密諸係数の変化を調べた。図-2.9は圧密係数の変化を示したものである。ここで、圧密係数は水平方向の c_h をとっている。動的、静的いずれの攪乱を受けても圧密係数は増大し、正規圧密の数倍になっているが、大きな攪乱を受けたものほど増大の割合は小さくなるとしている。また、一般に土を乱すと圧密係数は低下するという矛盾する報告に対して、大西等は粘土に乱れを与えた後に圧密すれば c_v は大きくなるのに対し、乱れを受けた粘土の拘束応力を解放して圧密すれば c_v は小さくなることを述べている。すなわち、現地での繰返し荷重を受けた後に生じる圧密については乱れによって c_v は大きくなるとしている。

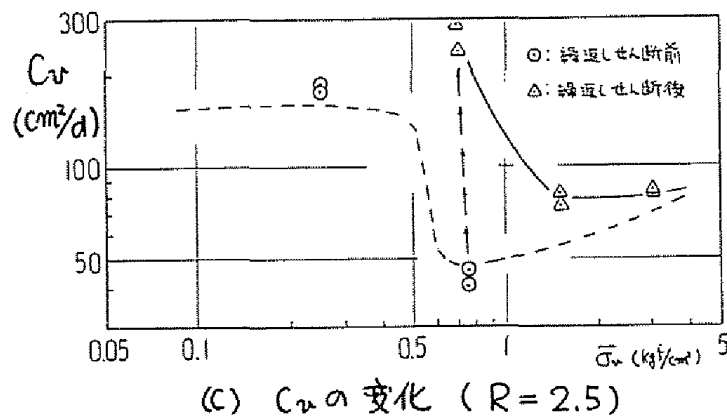


図-2.7 繰返しせん断後の再圧密試験結果⁶⁰⁾

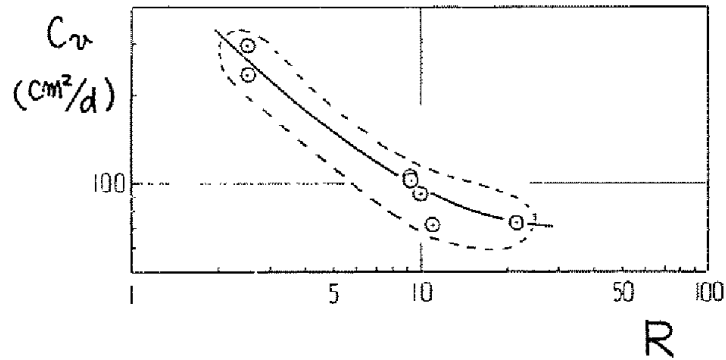


図-2.8 圧密係数と攪乱比の関係⁶⁰⁾

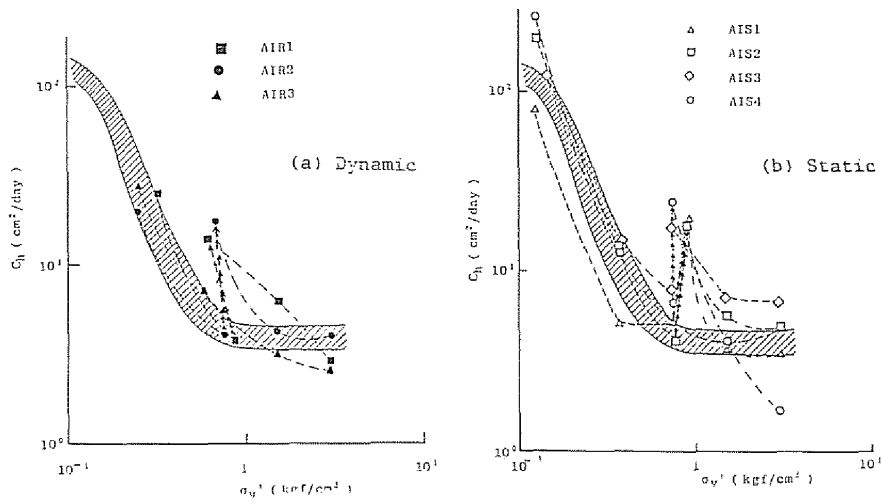


図-2.9 攪乱による圧密係数の変化⁶¹⁾

Matsuda(1995)⁶²⁾はカオリン粘土について繰返し単純せん断試験を実施し、繰返しせん断中に累積する過剰間隙水圧と繰返しせん断終了後の圧密係数の関係を調べた。図-2.11は応力減少比 SRR と c_{vd}/c_v の関係を示したものである。ここで、 c_{vd} は繰返しせん断終了後の圧密係数であり、 c_v は $OCR=1$ の圧密係数である。これより、 c_{vd}/c_v は SRR が小さい場合は 1.0 よりも大きく、 SRR の増加に伴って 1.0 に漸近する傾向が確認できるとし、この関係を式(2.9)で近似した。この傾向は前述の安藤等(1984)⁶⁰⁾、大西等(1985)⁶¹⁾の結果とも一致するものである。

$$\frac{c_{vd}}{c_v} = a \times (SRR)^b \quad (2.9)$$

ここに、 a, b は実験定数であり、カオリンの場合に $a=24.35$, $b=-0.9679$ が得られている。

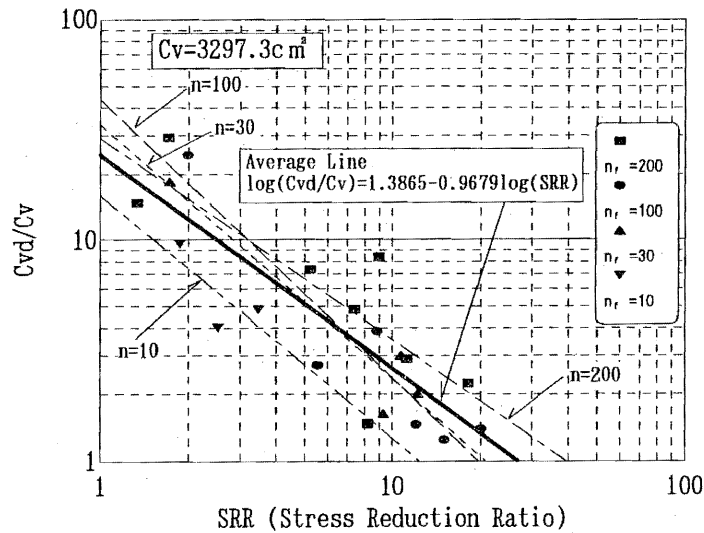


図-2.11 応力減少比 SRR と c_{vd}/c_v の関係⁶²⁾

(3) 限界ひずみ振幅

繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧は、ひずみ振幅がある値よりも小さい場合には発生しない。このような過剰間隙水圧が発生する繰返しせん断ひずみ振幅の閾値を限界ひずみ振幅 γ_{tp} といい、地盤の動的解析等において沈下計算の対象となるひずみ振幅の下限值を設定するうえで重要である。Hsu 等(2006)⁶³⁾は繰返しせん断ひずみ振幅が γ_{tp} よりも大きければ、過剰間隙水圧は繰返し回数に伴い急激に蓄積するが、 γ_{tp} よりも小さい場合には繰返し回数が増加しても過剰間隙水圧はほとんど上昇しないとし、 γ_{tp} を図-2.12 のような模式図で示している。限界せん断ひずみ振幅 γ_{tp} は非排水繰返し荷荷を受ける飽和粘土の基本的性質といえる。

砂質土に関しては γ_{tp} の大きさは多くの研究者によって研究されてきた。Youd(1972)³⁰⁾, Silver 等(1971)²⁹⁾, Pyke 等(1975)⁴⁰⁾はひずみ制御型の繰返し単純せん断試験を用いた乾燥砂の研究において、繰返しせん断ひずみ振幅 $\gamma_{tp}=0.01\%$ 以下では体積変化は起こらないとしている。また、Dobry 等(1982)²⁸⁾は飽和砂においても同じ $\gamma_{tp}=0.01\%$ の存在を確認し、それ以下では過剰間隙水圧は発生しないとしている。 γ_{tp} は飽和砂の液状化の可能性の推定においても重要であり、Dobry 等(1985)⁴⁸⁾は飽和砂の間隙水圧発生モデルにこのパラメータを用いた。

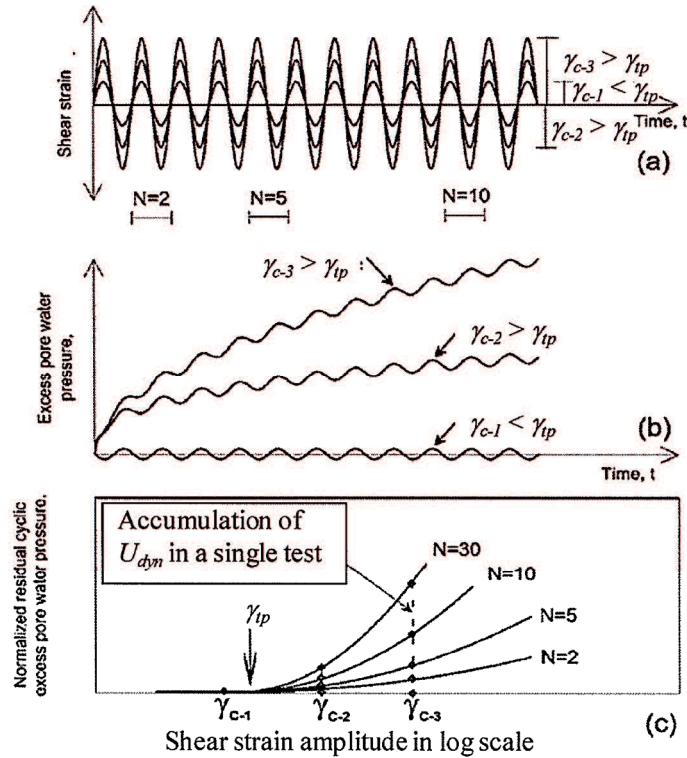


図-2.12 非排水繰返し载荷によって過剰間隙水圧が生じる
 限界せん断ひずみ振幅の定義⁶³⁾

また、粘土においては γ_{tp} に関する研究は多くはないが、Matsui等(1980)²³⁾は飽和粘土における応力制御型の繰返し三軸試験結果より $\gamma_{tp}=0.1\%$ となることを示した。また、Ohara等(1988)³⁵⁾は飽和したカオリン粘土を対象にひずみ制御型の繰返し単純せん断試験を行い、 $\gamma=0.012\%$ から 0.05% までは過剰間隙水圧の発生は見られないが、 $\gamma=0.05\%$ で過剰間隙水圧は上昇し始め、 $\gamma=0.1\%$ で明らかに変化することを示した。

図-2.13は様々なOCR(OCR=1,2,4,6)のカオリン粘土における繰返しせん断中に累積する過剰間隙水圧とひずみ振幅の関係を示したものである(Ohara等(1988)³⁵⁾)。これより、過剰間隙水圧が発生する限界ひずみ振幅はOCR=1, 2, 4, 6でそれぞれ $\gamma=0.05\%$, 0.12% , 0.22% , 0.29% である。また、図-2.14はカオリン粘土における限界ひずみ振幅 γ_{tp} とOCRの関係を示したものである(Matsuda等(1989)⁶⁴⁾)。本図より γ_{tp} はOCRに伴って上昇しており、Matsui等(1980)²³⁾が得た結果とも類似している。また、Ohara等(1987, 1988)^{34,35)}の結果は過圧密粘土においては $\gamma=0.1\%$ 以下で負の間隙水圧が発生すること示している。

非排水繰返し载荷後は繰返しせん断によって累積した過剰間隙水圧の消散によって、体積減少が生じる。図-2.15は体積ひずみ ϵ_v とせん断ひずみ振幅の関係を示したものである(Matsuda等(1989)⁶⁴⁾)。これより、体積ひずみ ϵ_v はOCRの増加に伴って減少することが分かる。また、繰返しせん断後沈下の限界ひずみ振幅はOCRに伴って増加するこ

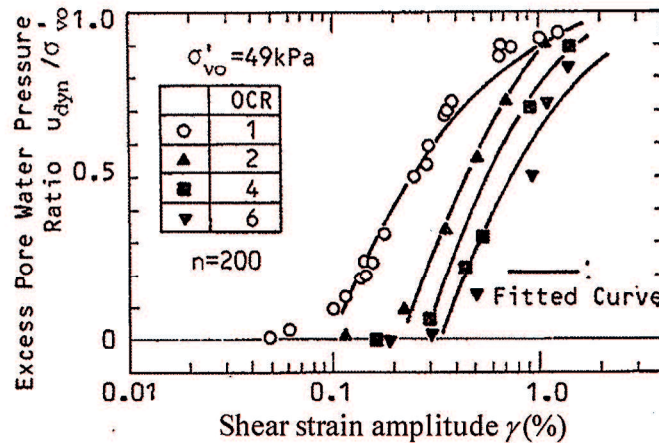


図-2.13 繰返し単純せん断を受けた種々の OCR のカオリン粘土における過剰間隙水圧の発生³⁵⁾

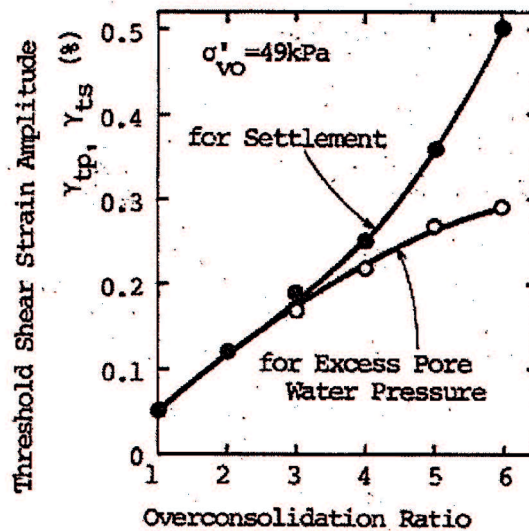


図-2.14 カオリン粘土における限界ひずみ振幅 γ_{tp} と OCR の関係⁶⁴⁾

と分かる。この傾向は図-2.14でも見られ、同図では $OCR \leq 3$ の場合は γ_{tp} と γ_{ts} は同じであるが、OCRが大きくなると $\gamma_{ts} > \gamma_{tp}$ となることを示している。これらの結果はあるせん断ひずみ振幅では繰返しせん断によって過剰間隙水圧が発生するにも関わらず、繰返しせん断後の沈下は生じないことを示すものである。また、 γ_{ts} に関しては Chu 等(1992)⁶⁵⁾ が飽和圧縮粘土について図-2.16 に示す結果を得ている。これより、 $\gamma_{ts}=0.05\%$ から沈下が生じ始め、 $\gamma_{ts}=0.1\%$ 辺りから明らかな沈下が生じていることが分かる。

また、Hsu 等(2006)⁶³⁾ も粘性土における限界せん断ひずみ振幅について検討を行い、砂、シルト、粘土について DSS 試験を行い、図-2.17 のとおり粘性土の γ_{tp} は塑性指数 I_p に伴って増加することを示し、塑性指数 $I_p=14 \sim 30$ のシルトと粘土の γ_{tp} は $0.024 \sim 0.06\%$ 、

砂および礫の γ_{tp} はそれぞれ 0.01, 0.02%になるとしている. また, γ_{tp} は Matsuda 等 (1989)⁶⁴⁾と同様に $\sigma'_{v0}=49\text{kPa}$ から 98kPa の範囲では圧密圧力には無関係であることを確認した.

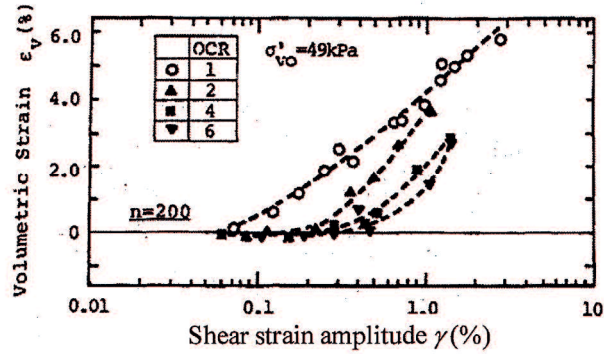


図-2.15 種々の OCR における体積ひずみ ε_v とせん断ひずみ振幅の関係⁶⁴⁾

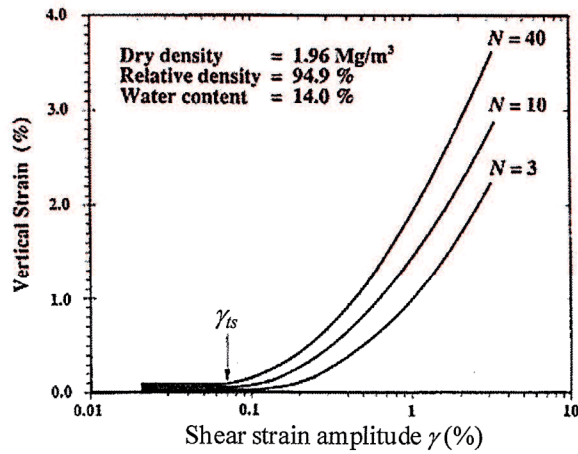


図-2.16 飽和圧縮粘土における体積ひずみ ε_v とせん断ひずみ振幅の関係⁶⁵⁾

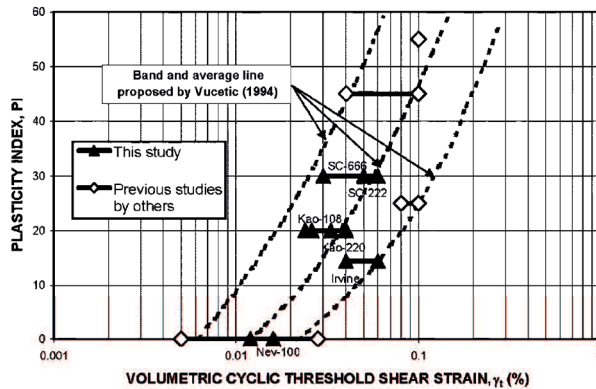


図-2.17 限界せん断ひずみ振幅と塑性指数 I_p の関係⁶³⁾

2.4 過剰間隙水圧および沈下に及ぼす影響因子

(1)地震動の多方向性の影響

実務で行われる地震応答解析は一方向繰返しせん断を対象とするのが一般的であるが、水平面上では地震動は多方向成分を有しているため、実務で行われる一方向の解析は実際とは異なる評価を行っている可能性がある⁶⁶⁾。砂質土に関しては、その動的挙動に与える地震動の多方向性についてこれまで広く研究されており(Pyke 等(1975)⁴⁰⁾, Ishihara 等(1980)⁴¹⁾, Nagase 等(1988)⁶⁷⁾, 福武等(1989)⁴³⁾, 酒匂等(2003)⁶⁶⁾, Matsuda 等(2004)⁴⁴⁾, 多方向せん断と一方向せん断との結果には相違があることを示す報告が多い。

Pyke 等(1975)⁴⁰⁾は乾燥砂を用いた多方向振動台実験を行い、一方向載荷と多方向載荷が載荷後の沈下に及ぼす影響を調べた。図-2.18 は相対密度 60%に対する Gyratory Shear と呼ばれる円形に近い挙動で振動させた多方向せん断試験と、一方向に振動させた単純せん断試験の沈下量を比較したものである。また、図-2.19 は同じ相対密度 60%に対する Gyratory Shear 試験の 10 周期目における沈下量を比較したものであるが、すべてのケースにおいて Gyratory Shear 下での沈下量は一方向せん断による沈下量の約 2 倍となっており、砂の沈下予測に関しては多方向振動の影響を無視できないとした。

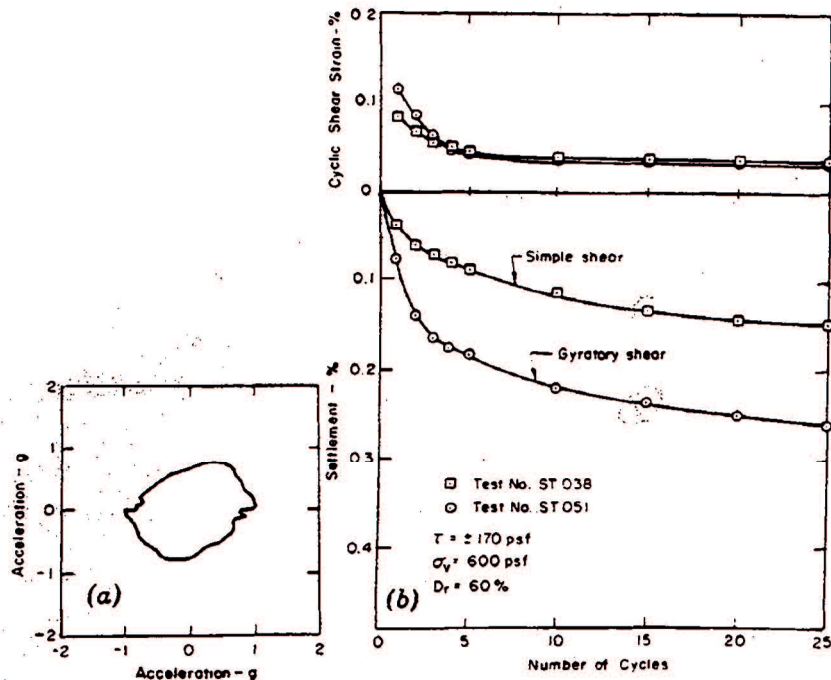


図-2.18 Gyratory せん断と一方向せん断による沈下量の比較⁴⁰⁾

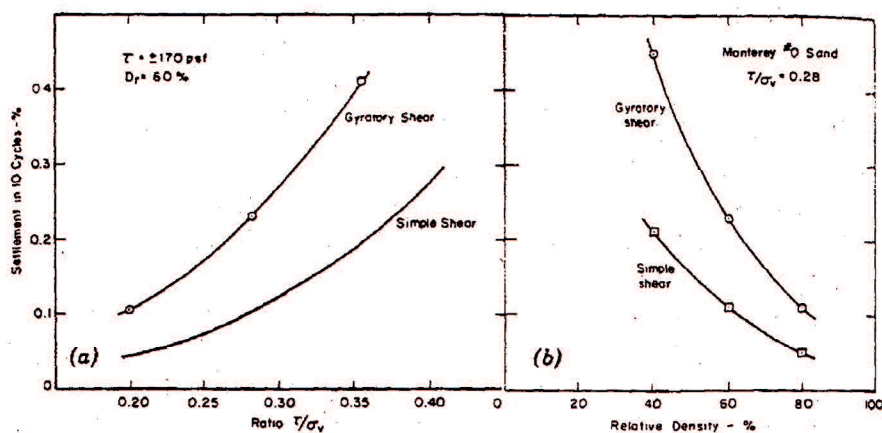


図-2.19 Gyrotoryせん断と一方向せん断による沈下量の比較⁴⁰⁾

一方で、Nagase 等(1988)⁶⁷⁾は繰返しせん断後の飽和砂の沈下に及ぼす荷重の方向性の影響はないと述べている。Nagase らは飽和砂を対象に直行する水平二方向の荷重を独立に制御可能な単純せん断試験装置を用いて、非排水条件下で一方向および多方向の不規則荷重によって生じる過剰間隙水圧とその消散に伴って生じる再圧密時の体積ひずみの関係を調べた。不規則荷重としては、新潟地震(川岸町, 1964), 十勝沖地震(八戸, 1968), ブランシア地震(ブカレスト, 1977), 宮城県沖地震(開北, 1978), 千葉中部地震(大井埠頭, 1980), 日本海中部地震(秋田, 1983)の地震波形を用いた。

図-2.20 は一方向および多方向せん断試験における供試体内に残留した残留間隙水圧 U_r と体積ひずみ ε_v の関係を示したものである。残留間隙水圧比 U_r/σ'_{v0} と体積ひずみ ε_v には荷重の波形の違いに依存しない一義的な関係がみられ、残留間隙水圧比 U_r/σ'_{v0} の値が 1.0 に近づくほど体積ひずみ ε_v が急増する傾向がみられる。また、一方向荷重と多方向荷重の結果を比較すると、両者のデータはほぼ同一の曲線上にのる傾向がみられる。すなわち、体積ひずみ ε_v と残留間隙水圧比 U_r/σ'_{v0} の関係は相対密度が同一であれば、荷重の荷重方向の違いによらず一方向と多方向でほぼ一義的に決まるとした。

しかしながら、図-2.20 に示されているように、初期液状化に到達してからの体積ひずみ ε_v は残留間隙水圧比 U_r/σ'_{v0} で評価することができない。そこで、体積ひずみ ε_v を最大せん断ひずみ γ_{max} に対してプロットしたものが図-2.21 である。図中には初期液状化に到達する時の最大せん断ひずみの領域も示している。同図から多少のばらつきはあるものの荷重の波形の違いによらず、データがほぼ一本の曲線上にのる傾向がみられる。これより、初期液状化に到達する場合には最大せん断ひずみ γ_{max} が体積せん断ひずみ ε_v を評価するのに適切なパラメータとなるとした。また、一方向および多方向の結果を比較すると、両者のデータはほぼ同一の曲線上にプロットされており、最大せん断ひずみ γ_{max} と体積せん断ひずみ ε_v の関係は荷重の荷重方向に依存しないとした。

このように Nagase 等は Pyke 等(1975)⁴⁰⁾の結果とは異なり、荷重の方向性の影響はないことを示しているが、その相違についての明確な原因については明らかにされていない。

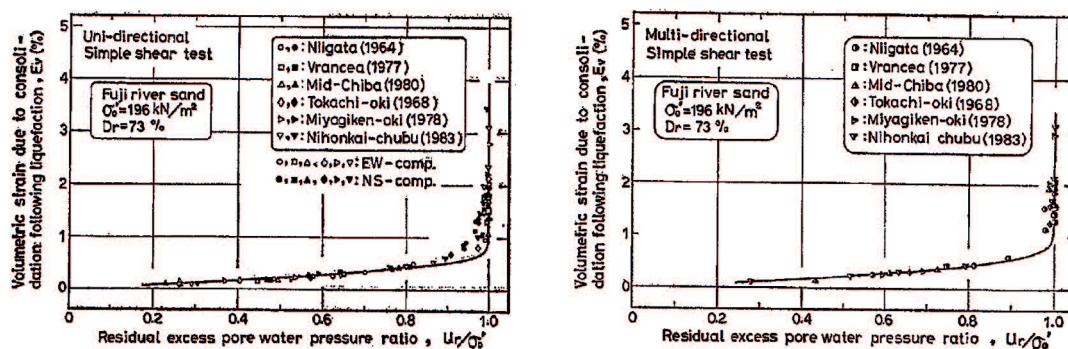


図-2.20 残留間隙水圧比と体積ひずみの関係⁶⁷⁾

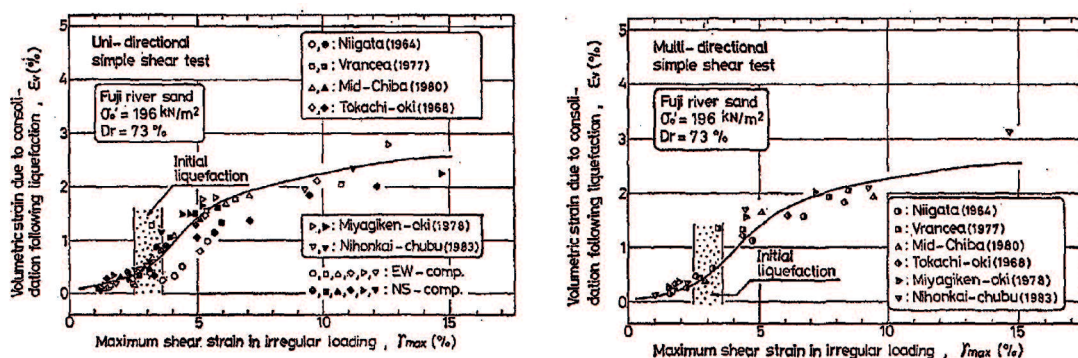


図-2.21 最大せん断ひずみと体積ひずみの関係⁶⁷⁾

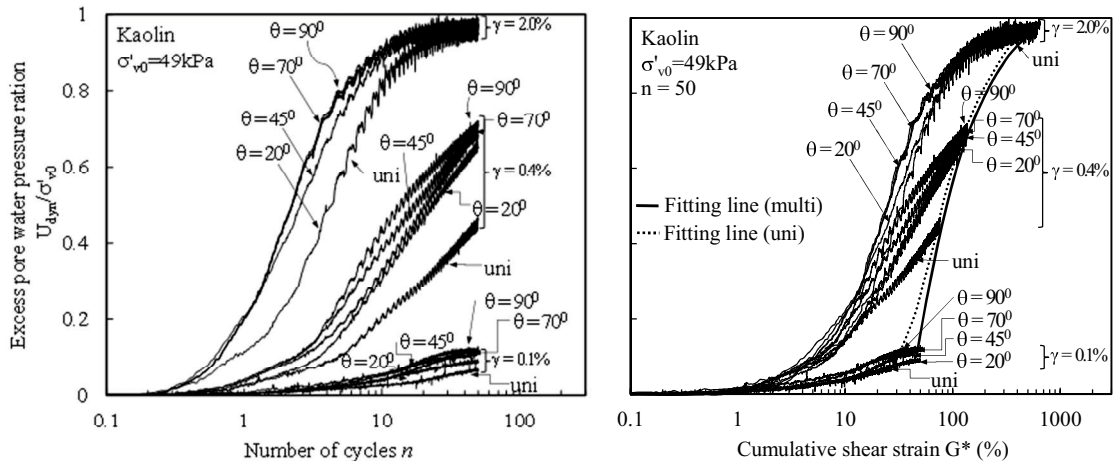
また、粘性土に関しては、その動的挙動に与える地震動の多方向性に関する研究は筆者の知る限り Matsuda 等(2011, 2013)^{46,68)}の研究以外には見られない。Matsuda 等は正規圧密状態のカオリン粘土を用いて規則波および不規則波による多方向繰返しせん断試験を行い、繰返しせん断の多方向性が繰返しせん断中の過剰間隙水圧および繰返しせん断後の沈下ひずみに与える影響を調べた。その結果、繰返しせん断中の過剰間隙水圧および繰返しせん断後の沈下ひずみは、一方向せん断よりも多方向せん断の方が大きく、多方向せん断の場合は水平面上の直角 2 方向から入力する様な繰返しせん断ひずみの位相差が大きいほど大きくなることを示した。そして、式(2.1)の繰返し回数 n に代えて、福武等(1989)⁴³⁾が示した水平 2 方向の合せん断ひずみ増分の総和として得られる累積せん断ひずみ G^* を用いれば、過剰間隙水圧の推定において繰返しせん断の方向性の影響を小さくすることができることを示した。式(2.10)、(2.11)は式(2.1)の繰返し回数 n に代えて、累積せん断ひずみ G^* を用いた過剰間隙水圧比の推定式である。

$$\frac{U_{dyn}}{\sigma'_{v0}} = \frac{G^*}{\alpha + \beta G^*} - D\Gamma^n \quad (2.10)$$

$$D = D_0 - EG^* \quad (2.11)$$

ここに、 $D\Gamma^n$ の項は繰返しせん断中の過剰間隙水圧比の波打ちを表現したものである。図-2.22は繰返しせん断中の過剰間隙水圧比の推移を示したものである。図-2.22(a)のとおり繰返し回数 n で整理すると、繰返し回数とせん断ひずみ振幅がともに同じ条件では、一方向せん断と多方向せん断では過剰間隙水圧の発生に大きな差が生じていることが分かる。また、多方向せん断では、位相差が大きくなるにつれて過剰間隙水圧比が大きくなっていることが分かる。図-2.22(b)は横軸に累積せん断ひずみ G^* をとったものであるが、図-2.22(a)に比べ繰返しせん断方向による差が小さくなっており、累積せん断ひずみ G^* で整理することにより、繰返しせん断方向による影響が小さくなっている。また、累積せん断ひずみが1以下ではどの条件においても過剰間隙水圧が発生していないことが分かる。

また、間隙比の変化 Δe と応力減少比 SRR の関係は一方向せん断と多方向せん断で差が無く、既往の沈下ひずみの推定式(2.7)にある動的圧縮指数 C_{dyn} は一義的に決まり、これより、累積せん断ひずみ G^* を用いれば、繰返しせん断の多方向性を考慮した繰返しせん断中の過剰間隙水圧比および繰返しせん断後の沈下ひずみを推定できるとした。図-2.23, 2.24は繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧と繰返しせん断後の沈下ひずみについて、実験値と推定値を比較したものであり、両者ともよく一致する結果となっている。



(a) n で整理した場合

(b) G^* で整理した場合

図-2.22 過剰間隙水圧比と累積せん断ひずみの関係⁶⁸⁾

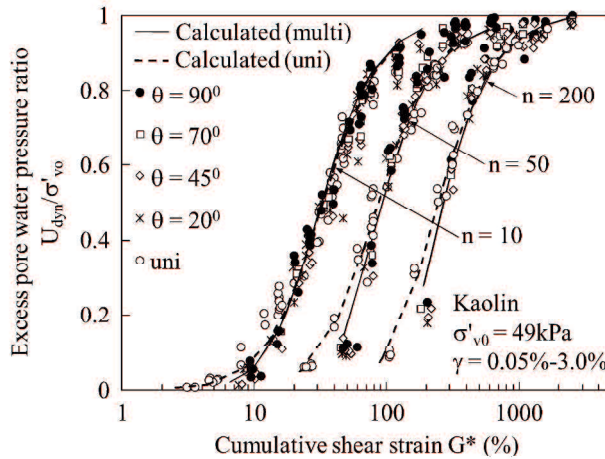


図-2.23 実験値と推定値の比較(繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧比)⁶⁸⁾

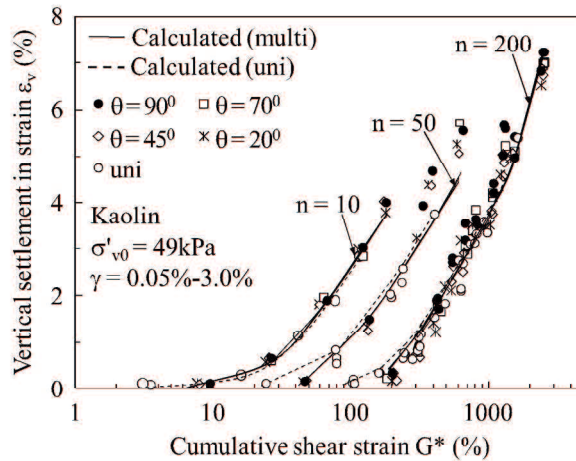


図-2.24 実験値と推定値の比較(繰返しせん断後の沈下ひずみ)⁶⁸⁾

(2)地震動の不規則性の影響

実際の地震によって生じる粘土地盤の過剰間隙水圧や沈下を規則波による繰返しせん断試験結果に基づいて推定する場合、実地震動の不規則波を等価な規則波へ変換する必要が生じる。このような変換に関する研究は、これまで砂質土の液状化解析の分野で多く行われてきた (Seed 等(1975)⁶⁹⁾, Ishihara 等(1975)⁷⁰⁾, Lee 等(1977)⁷¹⁾。しかしながら、これらの研究は砂質土の液状化予測に関するものであるため、液状化が起こる前の粘性土の地震後沈下の推定には適用はできない。

粘性土における不規則波を等価な規則波に変換する手法に関する研究には、Matsuda 等(1992)⁷²⁾の研究がある。彼らはカオリン粘土を対象に 5 つの異なる繰返しせん断ひずみ波形を用いて動的単純せん断試験を行い、不規則なひずみ波を等価な定ひずみ波に変換する方法を示した。実験には振幅形状が異なる 5 つの波形 (1 つの規則波と 4 つの不

規則波) を用い, ひずみ振幅 (γ_{max} or γ_{dyn}) を 0.05~2.0% に変化させ, 繰返し回数 $n=10, 30, 50, 100, 200$ 回として行った. ひずみ波形の周期はいずれも $T=2.0s$ で統一されている.

実験結果より, 波形パターンの相違は加振中の過剰間隙水圧の上昇に影響を及ぼすが, 繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧には影響を及ぼさず, 最終の水圧はせん断ひずみの振幅の大きさに依存するとした (図-2.25 参照).

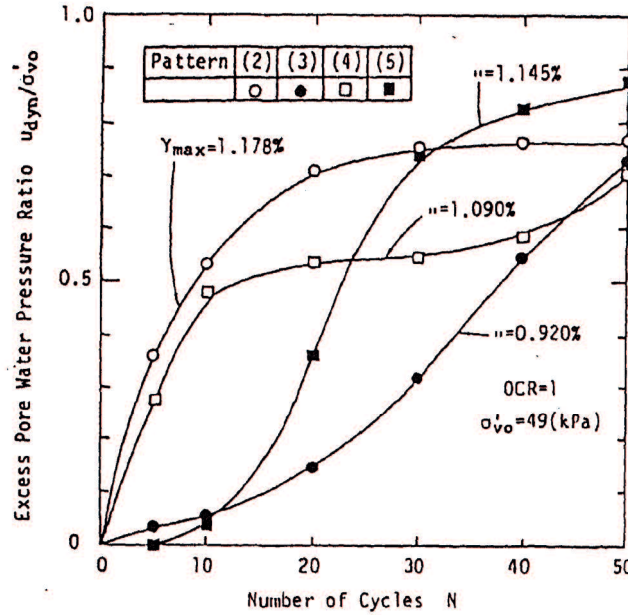


図-2.25 不規則波の繰返し回数 n と累積過剰間隙水圧の関係⁷²⁾

そして, 最終の水圧が同じ値となる規則波の γ_{dyn} と不規則波の γ_{max} の関係を繰返し回数 n 毎に求め, 図-2.26 のとおり整理し, 不規則波の γ_{max} を等価な規則波のせん断ひずみ振幅 γ_{dyn} に式(2.12)によって変換できるとした.

$$\gamma_{dyn} = F(\gamma_{max})^G \quad (2.12)$$

ここで, F および G は実験定数である. また, 図-2.26 より過剰間隙水圧が上昇する限界せん断ひずみ振幅は 0.05% であることから, 上式は $(\gamma_{dyn}, \gamma_{max}) = (0.05, 0.05)$ を満たすとしている.

また, Matsuda 等(2013)⁶⁸⁾ は Matsuda 等(1992)⁷²⁾ が示した等価せん断ひずみ振幅 γ_{dyn} および Malhotra(2002)⁷³⁾ が示した等価繰返し回数 N_{cy} を用いて, 兵庫県南部地震におけるポートアイランド波を規則波に変換する方法を示している. ここで, 等価繰返し回数 N_{cy} は次式によって表される.

$$N_{cy} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{2T_n} \left(\frac{u_i}{u_{max}} \right)^2 \quad (2.13)$$

ここに、 u_i は*i*番目の半波の加速度または繰返しせん断ひずみ、 U_{max} は加速度の最大振幅、 T_n は繰返し回数である。式(2.13)よりポートアイランド波の等価繰返し回数を求めるとEW波で4.7回、NS波で4.2回となり、等価繰返し回数は直交2成分を足し合わせて求めることができるためポートアイランド波の等価繰返し回数を8.9回とした。そして、以上の方法で求めた等価せん断ひずみ振幅 γ_{dyn} と等価繰返し回数 N_{cy} を式(2.7)、(2.10)に適用すれば、ポートアイランド波によって生じたカオリン粘土の過剰間隙水圧および沈下の実験値をよく再現できることを示した。

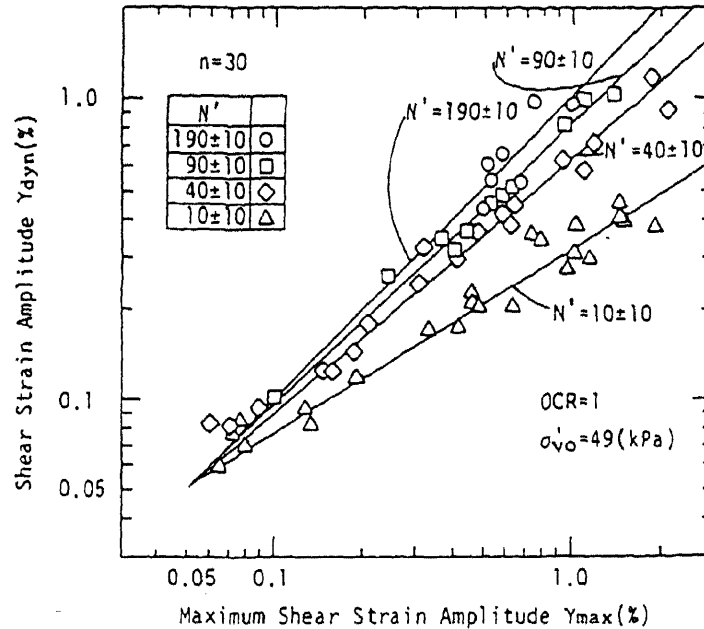


図-2.26 γ_{dyn} と γ_{max} の関係⁷²⁾

(3)地震動の周期の影響

繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧は繰返しせん断の周期によっても影響される(Matsui 等(1980)²³⁾, 赤木等(1986)⁷⁴⁾, 松田等(1990)⁷⁵⁾). Matsui 等(1980)²³⁾は正規圧密粘土に対して、周波数 0.02~0.05Hz とし、種々の応力比 τ_d/τ_f のもとで応力制御非排水繰返し三軸試験を行った。図-2.27 は繰返し载荷時に累加する過剰間隙水圧を繰返し回数に対してプロットしたものである。図より、繰返し回数とともに過剰間隙水圧は増加し、同じ繰返し回数に対しては周波数が低いほど、過剰間隙水圧の発生が大きくなること

分かる。同様な傾向は赤木等(1986)⁷⁴⁾によっても得られている。

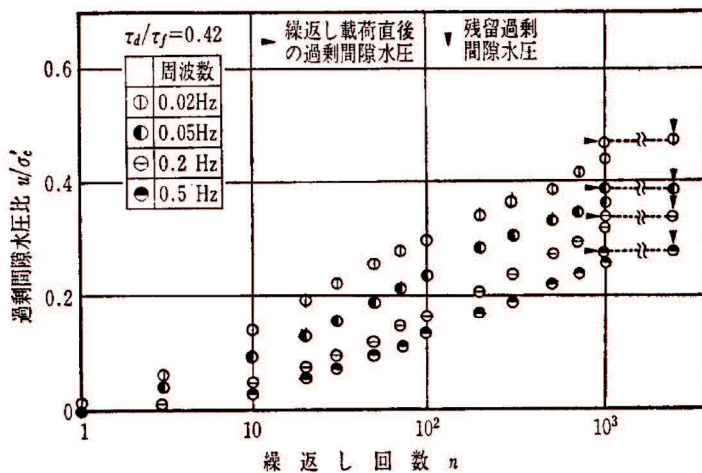


図-2.27 累積過剰間隙水圧に及ぼす周波数の影響²³⁾

また、松田等(1990)⁷⁵⁾は繰返し単純せん断試験機によって同様の試験を行っている。図-2.28 は周期 $T=0.2\sim 10.0s$ としたひずみ制御型繰返し単純せん断試験結果より得られたものである。せん断ひずみ振幅が小さい場合には周期の影響は見られないが、せん断ひずみ振幅が大きくなると周期が長いほど過剰間隙水圧の初期の立ち上がり勾配が急になり、繰返し回数 $n=200$ 回での過剰間隙水圧の値にも相違が見られる。しかし、その後非排水状態を保つと過剰間隙水圧の値は、いずれの周期でも全て一定値に落ち着く。

一方、このような過剰間隙水圧の累積が繰返しせん断の周期によって影響を受けるのは、繰返しせん断中に累積される過剰間隙水圧が不均一に分布するため、その均等化が主原因であるとした報告もある(Ansal 等(1989)⁷⁶⁾。

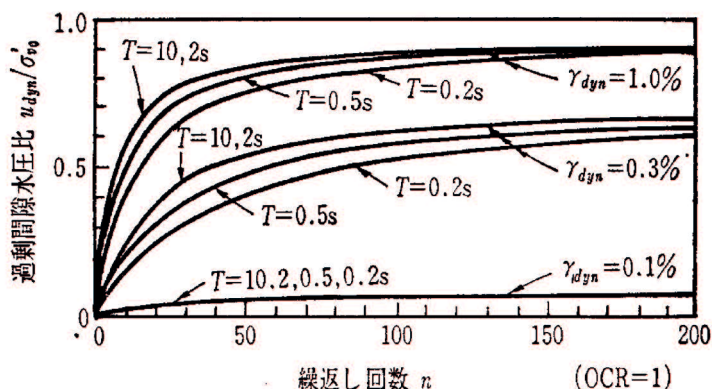
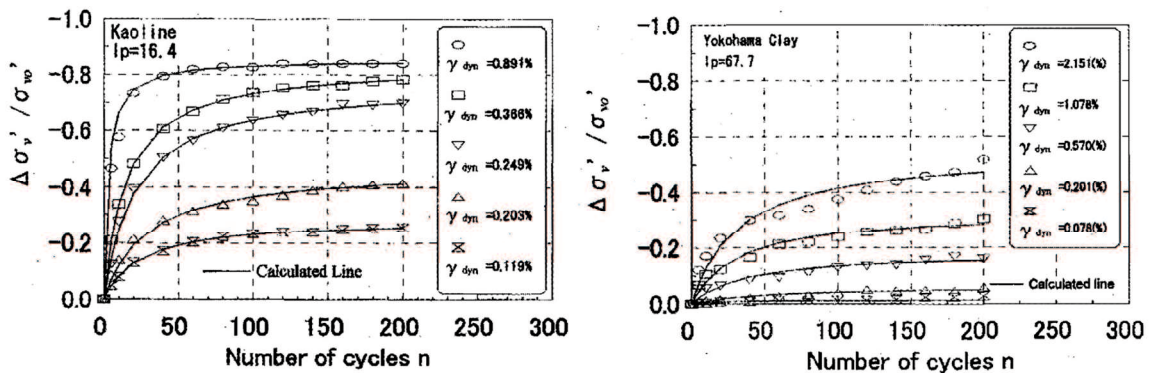


図-2.28 過剰間隙水圧累積に及ぼす周期の影響⁷⁵⁾

(4)粘性土の塑性指数の影響

繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧および沈下は粘性土の塑性指数によっても影響される(松田等(2000)⁵⁷⁾, 安原等(2000)⁷⁷⁾)

松田等(2000)⁵⁷⁾は種々の粘土について繰返し単純せん断試験および再圧密試験を行い, 試料のコンシステンシーと有効応力変化および沈下の関係について調べ, 既往推定式(2.1)~(2.3)および(2.7)に用いる実験定数の設定法を提案した. 試料にはカオリン粘土, 柳井粘土, 有明粘土, 小野田粘土, 横浜粘土を用いた. 試験機にはひずみ制御型繰返し単純せん断試験機を用い, 繰返しせん断の周期は2.0秒, ひずみ振幅は0.05~2.0%, 繰返し回数は200回とした. 図-2.29はカオリン粘土および横浜粘土の各ひずみ振幅による繰返し回数と有効応力減少の関係を示したものである. 同図より, カオリン粘土と横浜粘土では有効応力減少が大きく異なり, 塑性指数が大きい粘土ほど有効応力減少が小さくなるとした.

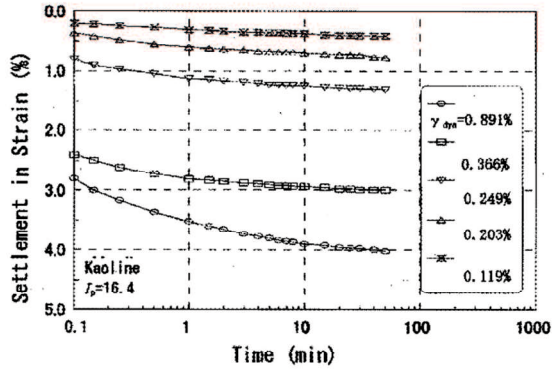


(a)カオリン粘土

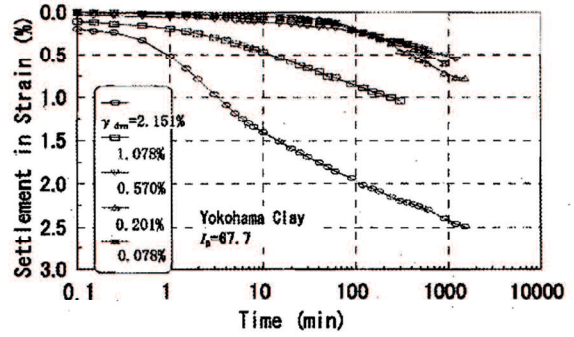
(b)横浜粘土

図-2.29 繰返しせん断によって生じる有効応力減少⁵⁷⁾

また, 図-2.30はカオリン粘土, 横浜粘土の再圧密沈下時間の関係を示したものである. カオリン粘土では再圧密開始後の数秒で大きく沈下しているのに対し, 横浜粘土ではせん断ひずみ振幅が小さい場合, 沈下ひずみも小さくなり, 過圧密粘土と似た沈下曲線の形状を示し, せん断ひずみ振幅が大きい場合, 逆S字型の沈下曲線となることを示した. 図-2.31は各粘土の実験結果から得られた実験定数と塑性指数の関係を示したものである. ばらつきが見られるものもあるが, 塑性指数を用いて推定式に必要な実験定数を簡易に推定する可能であるとした.



(a)カオリン粘土



(b)横浜粘土

図-2.30 再圧密沈下と時間の関係⁵⁷⁾

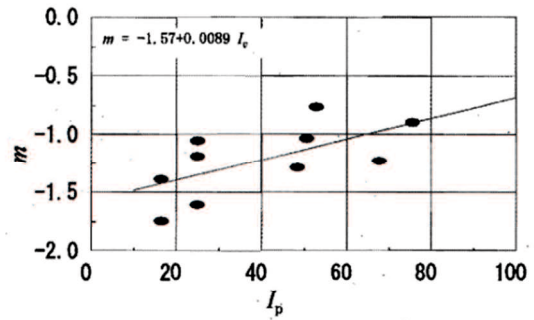
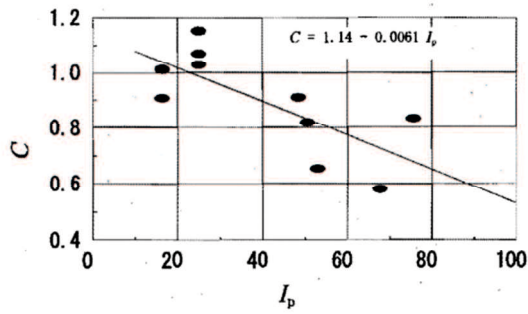
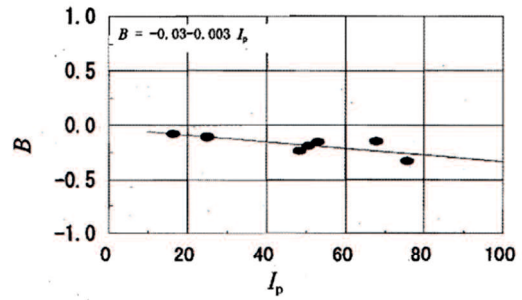
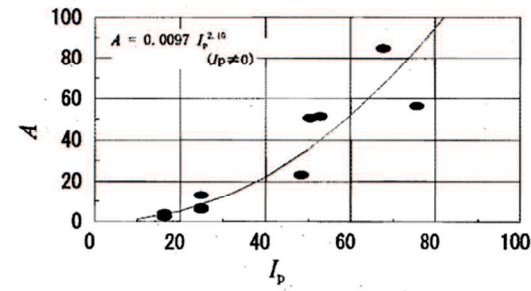


図-2.31 実験定数と塑性指数の関係⁵⁷⁾

参考文献

- 1) Seed, H. B. : Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes, *J. Geotechnical Eng., ASCE*, Vol.105, No. GT2, pp. 201-255, 1979.
- 2) Tokue, T. : Characteristics and mechanism of vibratory densification of sand and role of acceleration, *Soils and Foundations*, Vol.16, No.3, pp. 1-18, 1976.
- 3) 安田進, 原田健二 : 東京湾岸における液状化被害, *地盤工学会誌*, 59(7), pp.38-41, 2011.
- 4) Yasuhara, K., Hirao, K., Hyde, A. F. L. : Effects of cyclic loading on undrained strength and compressibility of clay, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 1, pp. 100-116, 1992.
- 5) Yasuhara, K., Murakami, S., Toyota, N., Hyde, A. F. L. : Settlements in fine-grained soils under cyclic loading, *Soils and Foundations*, Vol. 41, No.6, pp. 25-36, 2001.
- 6) Yasuhara, K., Satoh, K., Hyde, A. F. L. : Post-cyclic undrained stiffness for clays, *Proc. Int. Symp. Prefailure Deformation of Geomaterials*, Vol. 1, pp. 483-289, 1994.
- 7) Yasuhara, K., Hyde, A. F. L. : Method for estimating post-cyclic undrained secant modulus of clays, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 123, No.3, pp. 204-211, 1997.
- 8) Yasuhara, K., Hyde, A. F. L., Toyota, N., Murakami, S. : Cyclic stiffness of plastic silt with an initial drained shear stress, *Geotechnique, Special Issue, Pre-Failure Deformation Behaviour of Geomaterials*, pp. 371-382, 1997.
- 9) Yasuhara, K. : Discussion to “Behaviour of a fine-grained soil during the Lorna Prieta Earthquake” by Boulanger, R. W., Meyers, M. W., Mejia, L. H., Idriss, I. M. (*CGJ*, 36 : pp. 146-158), *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, pp. 582-583, 1999.
- 10) 安原一哉, 常田賢一, 松尾修, 那須誠 : 粘性土の動的性質, 3. 粘性土の動的問題に関するケース・ヒストリーと現象のメカニズム, (社)地盤工学会, 粘性土の動的性質講習会講演資料, pp.10-15, 2000.
- 11) Mendoza, M. J., Auvinet, G. : The Mexico Earthquake of September 19, 1985-Behaviour of building foundations in Mexico City, *Earthquake Spectra*, Vol. 4, No.4, pp. 835-852, 1988.
- 12) 佐々木康, 谷口栄一, 松尾修, 館山悟 : 土構造物の地震被害事例解析, 土木研究所資料第 1576 号, 1980.
- 13) 浅田秋江, 久保陽 : 日本海中部地震における八郎潟中央干拓堤防の被害, *土と基礎*, Vol.31, No.12, pp.5-11, 1983.
- 14) Matasovic, N., Vucetic, M. : A pore pressure model for cyclic straining of clay, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No.3, pp. 156-173. 1992.
- 15) Matasovic, N., Vucetic, M. : Generalized cyclic degradation pore pressure generation mod-

- el for clays, J. Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 121, No.1, pp.33-42, 1995.
- 16) Thiers, G. R., Seed, H. B. : Cyclic stress-strain characteristics of clays, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No.SM2, pp.555-569, 1968.
 - 17) Sangrey, D. A., Henkel, D. J., Esring, M. I : The effective stress response of a saturated clay to repeated loading, Canadian Geotechnical Journal, Vol6, No.3., pp.241-252, 1969.
 - 18) Brown, S. F., Lashine, A. K. F., Hyde, A. F. L. : Repeated load triaxial testing of silty clay, Geotechnique, Vol. 25, No.1, pp. 94-115, 1975.
 - 19) Castro, G., Christian, J. T., : Shear strength of soils and cyclic loading, J. Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 102, No. GT9, pp. 887-894, 1976.
 - 20) Andersen, K. H., Brown, S. F., Foss, I., Pool, J. H., Rosenbrand, F. W. : Effect of cyclic loading on clay behavior, Proc. of Conf. Design and Construction of Offshore Structures. Institution of Civil Engineers, London, pp. 75-79, 1976.
 - 21) Andersen, K. H. : Properties of soft clay under static and cyclic loading, Proc. Int. Conf. on Engineering Problems of Regional Soils, Beijing, China, 1988.
 - 22) 松井保, 小原秀夫, 伊藤富雄 : 飽和粘土の力学的特性に及ぼす動的応力履歴の影響, 土木学会論文報告集, 第 257 号, pp. 41-51, 1977.
 - 23) Matsui, T., Ohara, H., Ito, T. : Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay, J Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 106, GT. 10, pp. 1101-1120, 1980.
 - 24) Matsui, T., Abe, N., Bahr, M. A., : Degradation of saturated clays after cyclic loading, Proc. 2nd Int. Conf. on Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, pp. 41-46, 1991.
 - 25) 大原資生, 山本哲朗, 生田裕彦 : 繰り返しせん断履歴を受けた飽和粘土のせん断強度について, 土木学会論文報告集, Vol. 315, pp 75-82, 1981.
 - 26) Matsui, T., Abe, N. : Behavior of clay on cyclic stress-strain history, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm, Vol. 2, pp. 261-264, 1981.
 - 27) Vucetic, M., Dobry, R. : Degradation of marine clays under cyclic loading, J. Geotechnical Eng., ASCE, Vol.114, No.2, pp.133-149, 1988.
 - 28) Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, R. Y., Chung, R. M. : Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by cyclic strain method, National Bureau of Standards Building Science, Series 138, Washington D.C., 1982.
 - 29) Silver, M. L., Seed, H. B. : Volume changes in sands during cyclic loading, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97, No. SM9, pp. 1171-1182, 1971.
 - 30) Youd, L. T. : Comparison of sands by repeated shear straining, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7, pp. 709 -725, 1972.
 - 31) Talaganov, K. V. : Stress-strain transformations and liquefaction of sands, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 15, No.7, pp. 411-418, 1996.

- 32) Matsui, T., Bahr, M. A. : Cyclic stiffness degradation of undisturbed clays, Proc.8th Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokyo, Vol. 126, pp. 751-756, 1990.
- 33) 大原資生, 松田博, 近藤泰生 : 排水を伴った飽和粘土の繰返し単純せん断試験, 土木学会論文集, Vol.352/III-2, pp.149-158, 1984.
- 34) Ohara, S., Matsuda, H. : Settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear, 9th Southeast Asia Geotechnical Conference, Bangkok, pp.7.13-7.22, 1987.
- 35) Ohara, S., Matsuda, H. : Study on the settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear, Soils and Foundations, Vol. 28, No.3, pp. 103-113, 1988.
- 36) Vucetic, M., Dobry, R., Petrakis, E., Thomas, G. E. : Cyclic simple shear behavior of over-consolidated offshore clay, Proc. 2nd Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, pp.2.107-2.116, 1985.
- 37) Vucetic, M. : Normalized behavior offshore clay under uniform cyclic loading, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 25, No.1, pp. 33-41, 1988.
- 38) Tan, K., Vucetic, M. : Behavior of medium and low plasticity clays under cyclic simple shear conditions, Proc. 4th Int. Conf. on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Mexico City, Mexico, pp. 131-142, 1989.
- 39) DeGroot, D. J., Ladd, C. C., Germaine, J. T. : Undrained multidirectional direct simple shear behavior of cohesive soil, J. Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 122, No.2, pp. 91-98, 1996.
- 40) Pyke, R., Seed, H. B., Chan, C. K. : Settlement of sands under multidirectional shaking, J. Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 101, No. GT4, pp. 379-398, 1975.
- 41) Ishihara, K., Yamazaki, F. : Cyclic simple shear tests on saturated sand in multi-directional loading, Soils and Foundation, Vol. 20, No.1, pp. 45-59, 1980.
- 42) Tokimatsu, K., Yoshimi, Y. : Liquefaction of sand due to multi-directional cyclic shear, Soils and Foundations, Vol. 22, No.3, pp. 126-130, 1982.
- 43) 福武毅芳, 松岡元 : 任意方向単純せん断におけるダイレイタンシーの統一的解釈, 土木学会論文集, 第412号/III-12, pp.143-151, 1989.
- 44) Matsuda, H., Shinozaki, H., Okada, N., Takamiya, K., Shinyama, K. : Effects of multi-directional cyclic shear on the post-earthquake settlement of ground, Proc. of 13th World Conf. on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada, Paper No. 2890, 2004.
- 45) Matsuda, H., Andre, P. H., Ishikura, R., Kawahara, S. : Effective stress change and post-earthquake settlement properties of granular materials subjected to multi-directional cyclic simple shear, Soils and Foundations, Vol. 51, No.5, pp. 873-884, 2011.
- 46) Matsuda, H., Nhan, T. T., Ishikura, R., Andre, P. H. : Excess pore water pressure accumulation and recompression of saturated clay subjected to multi-directional cyclic simple shear, Proc. of the Geotec Hanoi 2011, Vietnam, pp. 433-442, 2011.

- 47) Finn, W. D. L., Bhatia, S. K. : Prediction of seismic pore water pressures, Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol .3, pp. 201~206, 1981.
- 48) Dobry, R., Pierce, W. G., Dyvik, R., Thomas, G. E., Ladd, R. S. : Pore pressure model for cyclic straining of sand, Research Report, Civil Engineering Department, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York, 1985.
- 49) Towhata, I., Ishihara, K. : Shear work and pore water pressure in undrained shear, Soils and Foundations, Proc. JSSMFE, Vol. 25, No.3, pp. 73-84, 1985.
- 50) Idriss, I. M., Dobry, R., Doyle, E. H., Singh, R. D. : Behavior of soft clays during earthquake loading conditions, Proc. Offshore Tech. Conf., Dallas, Tex., Vol.3, 1976.
- 51) Idriss, I. M., Dobry, R., Singh, R. D. : Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading , J. Geotech. Eng. Proc. ASCE, Vol. 104, No. GT12, pp. 1427-1447, 1978.
- 52) Yasuhara, K. : Consolidation and settlement under cyclic loading, Proc. Int. Symp. on Compression and Consolidation of Clayey Soils, Hiroshima, Japan, pp. 979-1001, 1995.
- 53) 山内豊聡, 藤原東雄, 安原一哉, : 沖積粘土の繰返し圧密特性について, 九州大学工学集報, Vol.44, No.4, pp.499-504, 1971.
- 54) Yasuhara, K., Yamanouchi, T., Fujiwara, H., Aoto, H., Hirao, K. : Approximate prediction of soil deformation under drained repeated loading, Soils and Foundations, Vol. 23, No.2, pp. 13-25, 1983.
- 55) Yasuhara, K., Andersen, K. H. : Recompression of normally consolidated clay after cyclic loading, Soils and Foundations, Vol. 31, No.1, pp. 83-94, 1991.
- 56) 松田博 : 粘土層の地震後沈下過程の推定, 土木学会論文集, No.568/III-39, pp.41-48, 1997.
- 57) 松田博, 柳楽英希 : 繰返しせん断によって生じる飽和粘土の有効応力減少と再圧密沈下特性, 土木学会論文集, No.659/III-52, pp.63-75, 2000.
- 58) Hyodo, M., Yasuhara, K., Hirao, K. : Prediction of clay behavior in undrained and partially drained cyclic triaxial tests, Soils and Foundations, Vol. 32, No.4, pp. 117-127, 1992.
- 59) Schmertmann, J. H. : The undrained consolidation behavior of clays, Trans. ASCE, Vol. 120, pp. 1201-1233, 1955.
- 60) 安藤裕元, 今井五郎, 浜田達也 : 繰返しせん断を受けた粘土の圧密特性, 第 19 回土質工学研究発表会論文集, pp.237-240, 1984.
- 61) 大西有三, 芦田徹也, 安川郁夫 : 繰返し载荷を受けた粘土の圧密特性(その 1:圧密諸係数に関して), 第 20 回土質工学研究発表会論文集, pp.243-246, 1985.
- 62) Matsuda, H. : Rate of earthquake-induced settlement of level ground, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, VII, pp.321-328, 1995.
- 63) Hsu, C. C., Vucetic, M. : Threshold shear strain for cyclic pore-water pressure in cohesive

- soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, No. 10, pp. 1325-1335, 2006.
- 64) Matsuda, H., Ohara, S. : Threshold strain of clay for pore pressure buildup, *Proc. of 12h World Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio De Janeiro, pp. 127-130, 1989.
- 65) Chu, H. H., Vucetic, M. : Settlement of a compacted clay in a cyclic direct simple shear device, *ASTM Geotechnical Testing Journal*, Vol. 15, No.4, pp. 371-379, 1992.
- 66) 酒匂教明, 安達俊夫 : 仮動的実験による飽和砂地盤の地震応答特性に与える二方向入力の影響, *J. Struct. Constr. Eng.*, AIJ, No.569, pp. 65-71, 2003.
- 67) Nagase, H., Ishihara, K. : Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol. 28, No.1, pp. 65-76, 1988.
- 68) Matsuda, H., Nhan, T. T., Ishikura, R. : Prediction of excess pore water pressure and post-cyclic settlement on soft clay induced by uni-directional and multi-directional cyclic shears as a function of strain path parameters, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 49, pp.75-88, 2013.
- 69) Seed, H. B., Idriss, I. M., Makdisi, F., Banerjee, J. : Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analysis, *Earthquake Engineering Research Centre Report, EERC 75-29*, University of California, Berkeley, 1975.
- 70) Ishihara, K., Yasuda, S. : Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation, *Soils and Foundation*, Vol.15, No.1, pp.45-59, 1975.
- 71) Lee, K. L., Chan, K. : Number of equivalent significant cycles in strong motion earthquake, *Proc. of the Int. Conf. on Microzonation*, Seattle, Wash., Vol. II, pp.609-627, 1972.
- 72) Matsuda, H., Hoshiyama, E. : Uniform strain series equivalent to seismic strain, *Proc. of 10th World Conf. on Earthquake Engineering*, Rotterdam, pp. 1329-1334, 1992.
- 73) Malhotra, P. K. : Cyclic-demand spectrum, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.31, pp.1441-1457, 2002.
- 74) 赤木寛一, 大塚敬三 : 非排水繰返し載荷が飽和粘性土の力学的特性に及ぼす影響-特に繰返し載荷周波数と土の乱れの大きさの関係について-, 第 21 回土質工学研究発表会, pp.667-668, 1986.
- 75) 松田博, 大原資生 : 繰返しせん断に起因した粘土層の沈下に及ぼす周期の影響, *土木学会論文報告集*, No.418, III-13, pp.173-179, 1990.
- 76) Ansal, A. M., Erken, A. : Undrained behavior of clay under cyclic shear stresses, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No.7, pp.968-983, 1989.
- 77) 安原一哉, 村上哲, 豊田紀孝: 粘性土の動的性質, 5. 粘性土の動的性質(その 3), (社)地盤工学会, 粘性土の動的性質講習会講演資料, pp.46-51, 2000.

第3章 多方向繰返しせん断によって生じる粘性土の 過剰間隙水圧および沈下について

本章では、物性が異なる3種類の粘性土を用いて多軸単純せん断試験を実施し、試料のコンシステンシーと有効応力変化および沈下の関係について調べ、塑性指数と過剰間隙水圧および繰返しせん断後の沈下ひずみとの関係について述べる。また、既往研究におけるカオリン粘土を対象とした有効応力変化や沈下の推定手法の物性が異なる粘性土に対する適用性について調べるとともに、試料の塑性指数を用いた簡易な沈下ひずみおよび沈下-時間関係の予測手法を提案する。

3.1 検討方法

3.1.1 実験装置

本研究で用いた多軸単純せん断試験機の概要図と写真を図-3.1に示す。本実験装置は、電気油圧式制御システムを使って供試体底面に水平2方向から任意の繰返し変位を与えることができ、鉛直荷重は空気圧制御システムによって載荷することが可能である。

せん断箱は、Kjellman型と同型であって、水平多方向に移動可能な振動台上に設置されている。供試体の外側は、厚さ0.2mmのゴムスリーブで覆われ、上下端はペDESTALにO-リングで固定されている。さらに、間隙水の漏れを防ぐために外側にリング受け台を設置し、締め付け金具で固定する。リング受け台の上には、内径75.4mm、外径95.0mm、厚さ2.0mmのアクリルリングが10~20枚積み重ねられており、せん断箱内の供試体はせん断変形に対してほぼ自由に挙動できるが、横方向の膨れ出しは拘束されている。

また、供試体上部は水平方向変位が拘束されているのに対して、供試体下部は水平2方向に移動が自由であり、供試体に対して繰返し単純せん断および静的単純せん断を行うことができる。さらに、供試体上部は鉛直方向の変位は拘束することも自由とすることも可能であり、供試体の圧密あるいは非排水状態での繰返しせん断、静的せん断試験を行うことができる。

ここでは、水平2方向をそれぞれX方向、Y方向(水平2方向は直交する)、そして鉛直方向をZ方向と呼ぶことにする。ボールベアリング上に置かれている振動台は、水平面内で直角方向に配置された油圧サーボ加振器にロードセルを介して固定されている。

また、油圧サーボ加振器の軸上にあつて、振動台の反対側には変位計が設置されており、直角2方向の変位の測定が行われる。一方、供試体の上部は鉛直荷重測定用のロードセルに固定され、さらに空気圧シリンダーのピストンに鉛直ロッドによって剛結されている。鉛直ロッドは、リニアベアリングによって鉛直方向のみの移動が可能になっており、また鉛直変位固定金具によって鉛直変位を拘束することも可能である。実験中は、水平2方向の応力と変位、鉛直方向の応力と変位、供試体底面での過剰間隙水圧の測定を行う。

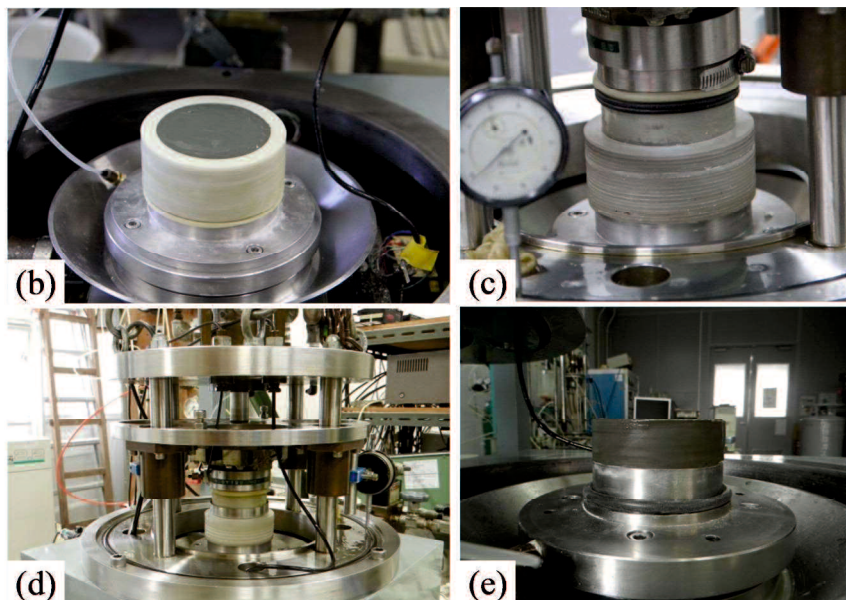
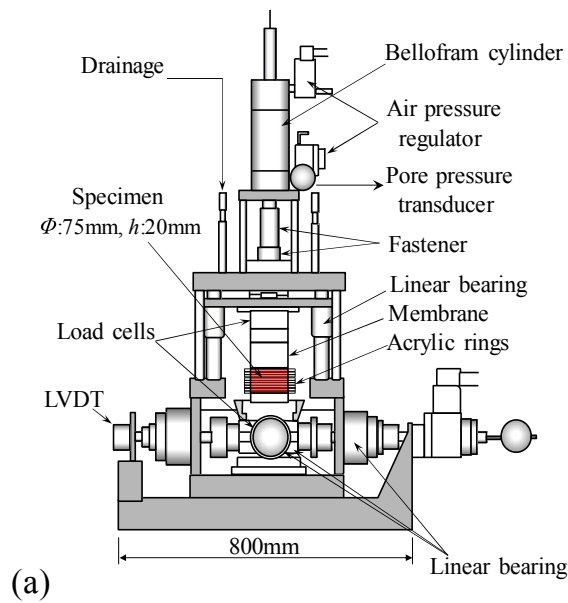


図-3.1 多軸単純せん断試験機の概要および実験中の供試体状況

三軸試験においては供試体の高さが直径や供試体中央の破壊面に対して大きいため、供試体の中央面で間隙水圧を測定する必要があるが、本試験装置では過剰間隙水圧の測定を供試体底面で行った。これは、本実験における供試体の高さが直径に比べて比較的小さく、せん断ひずみは供試体底面から上面まで一様であるため供試体内の過剰間隙水圧も一様であると考えられるためであって¹⁾、そのため、間隙水圧を供試体底面で測定しても測定精度は高いと考えられる。

3.1.2 試料および供試体

本研究では、カオリン粘土、東京湾粘土および北九州粘土の3種類の再構成試料を用いた。試料の物性値を表-3.1に、粒径加積曲線、 $e-\log p$ 曲線、 c_v-p 曲線をそれぞれ図-3.2、図-3.3、図-3.4に示す。北九州粘土は港湾浚渫工事の際に採取されたものであり、カオリン粘土に比べ塑性指数が大きい試料である。

各供試体は、まず試料の含水比を液性限界の1.5倍に調整し、真空容器にて40分間脱気を行なった。その後、試料をせん断箱に充填して圧密圧力 $\sigma_{v0}'=49\text{kPa}$ に達するまで段階的に載荷した。予圧密後の供試体は、直径75mm、高さ約20mmであり、初期間隙比 e_0 はカオリン粘土で1.11-1.19、東京湾粘土で1.20-1.37、北九州粘土で1.61-1.81であった。また、非排水繰返しせん断前には供試体の飽和状態を満足するため、間隙水圧係数 B 値が0.95以上であることを確認した。なお、表-3.1中に示した圧密係数 c_v は標準圧密試験から得られた $\sigma_{v0}'=49\text{kPa}$ における値である。

表-3.1 実験試料の物性値

Property	Kaolin	Tokyo bay clay	Kitakyushu clay
Specific gravity, G_s	2.71	2.77	2.63
Liquid limit, w_L (%)	47.8	66.6	98.0
Plastic limit, w_P (%)	22.3	25.0	34.2
Plasticity index, I_p	25.5	41.6	63.8
Compression index, C_c	0.31	0.46	0.60
Expansion index, C_s	0.05	0.05	0.00
Coefficient of consolidation, $c_v(\text{cm}^2/\text{d})$	3195	57	34

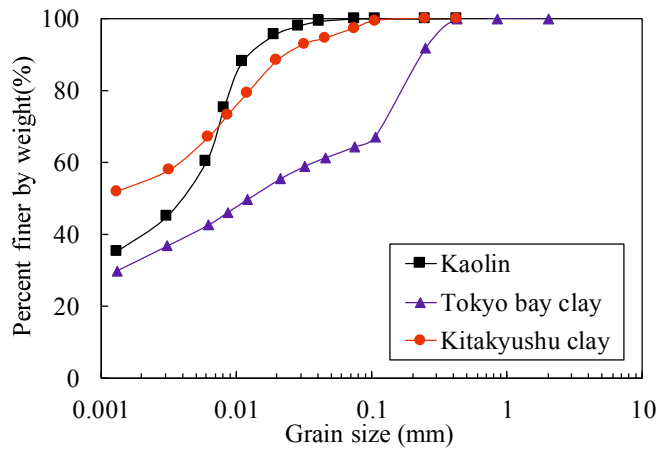


図-3.2 実験試料の粒径加積曲線

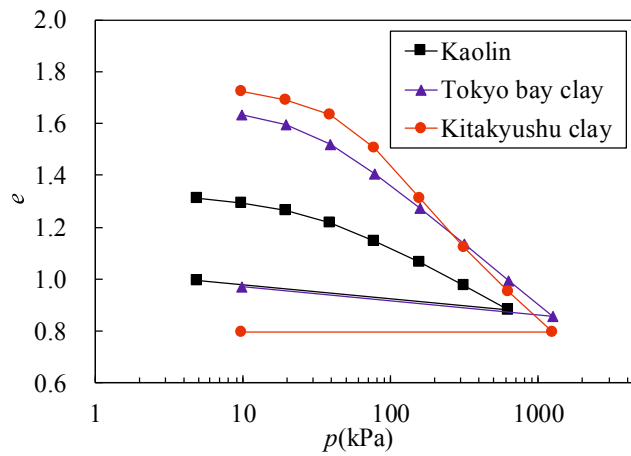


図-3.3 e - $\log p$ 曲線

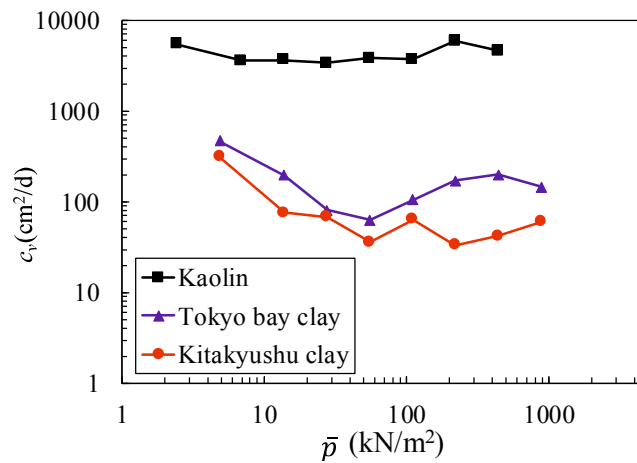


図-3.4 c_v - p 曲線

3.1.3 実験方法および実験ケース

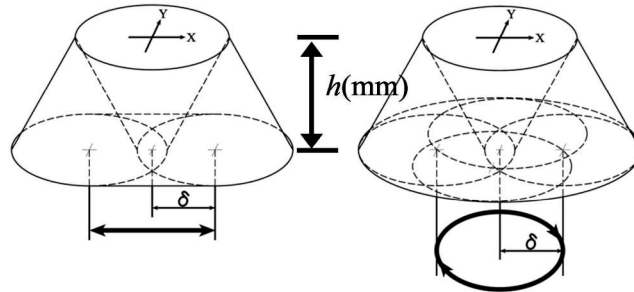
実験は、予圧密終了後、非排水条件下で予め決めておいたせん断方向(一方向および多方向)、せん断ひずみ振幅 γ_{dyn} および繰返し回数 n で繰返しせん断を行った。一方向せん断試験では、X方向のみ繰返し载荷を行うが、多方向せん断試験では、直交するX方向とY方向より入力する正弦波に位相差 θ を与えて繰返し载荷を行った。また、繰返しせん断中は、せん断変位および間隙水圧を計測した。繰返しせん断終了後は供試体上部から排水を許し、間隙水圧が消散するまで沈下量を測定した。

本研究における繰返しせん断条件を表-3.2に示す。繰返しせん断波形は、周期2.0sのsin波とし、せん断ひずみ振幅 $\gamma_{dyn}=0.05\sim 3.0\%$ 、繰返し回数 n は10, 50, 200回とした。多方向せん断においては、位相差を $\theta=20^\circ, 45^\circ, 70^\circ, 90^\circ$ とした。図-3.5に入力波の位相差を $\theta=0^\circ$ と 90° とした場合の供試体の変形モードを示す。本研究においてはせん断ひずみ振幅 γ_{dyn} は初期の供試体高さ h と最大水平変位 δ の比で定義した。

また、図-3.6、図-3.7に一方向および多方向繰返しせん断中のせん断ひずみの記録波形と供試体底面中央の軌跡を示す。ここで、せん断ひずみ振幅 γ_{dyn} は一方向繰返しせん断の場合にはX方向のせん断ひずみ振幅($\gamma_{dyn}=\gamma_x$)を、多方向繰返しせん断の場合にはXとY方向のせん断ひずみ振幅($\gamma_{dyn}=\gamma_x=\gamma_y$)を意味する。

表-3.2 規則波の実験条件

Uni-directional cyclic simple shear tests				
Period T (s)	Number of cycles n	Soil	Shear strain amplitude γ_{dyn} (%)	
		Kaolin	0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 2.0, 3.0	
2	10,50,200	Tokyo bay clay	0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.0, 1.2, 2.0	
		Kitakyushu clay	0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.0, 1.2, 2.0	
Multi-directional cyclic simple shear tests				
Period T (s)	Number of cycles n	Soil	Phase differ- ence θ ($^\circ$)	Shear strain amplitude γ_{dyn} (%)
		Kaolin	20, 45, 70, 90	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2, 2.0
2	10,50,200	Tokyo bay clay	20, 45, 70, 90	0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.0, 1.2, 2.0
		Kitakyushu clay	45, 90	0.05, 0.1, 0.2, 0.4, 0.8, 1.0, 1.2, 2.0



(a)一方向繰返しせん断 (b)多方向繰返しせん断($\theta=90^\circ$)

図-3.5 供試体変形図

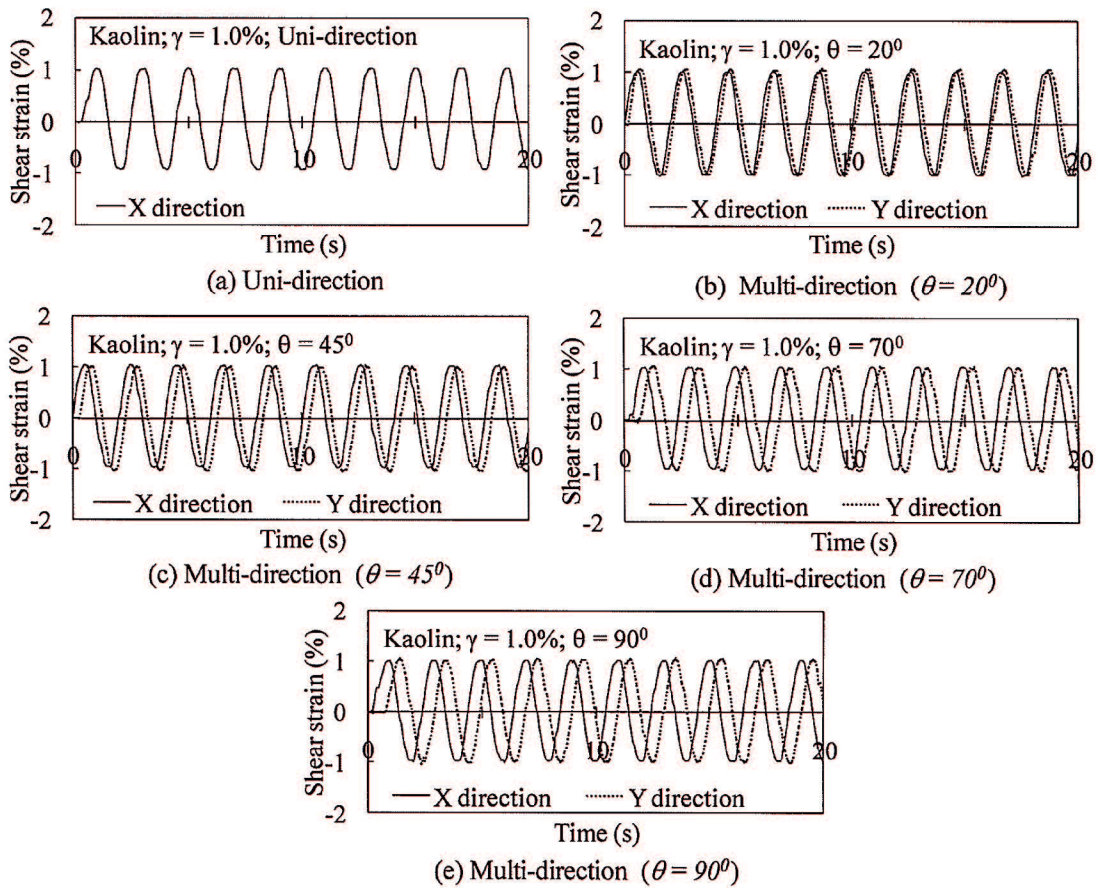


図-3.6 繰返しせん断中のせん断ひずみの時刻歴

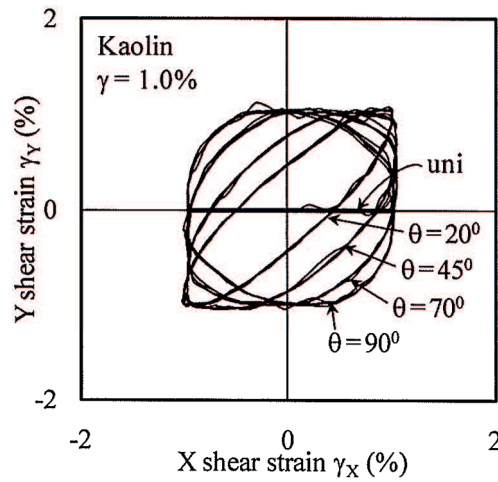


図-3.7 繰返しせん断中のせん断ひずみの軌跡

3.1.4 累積せん断ひずみの定義

本研究では，結果整理において累積せん断ひずみ G^* を用いた²⁾。 G^* は，図-3.8 に示すようにせん断ひずみ経路の長さを表したものであり，供試体の乱れの程度と関係する。 G^* は，粒状材の体積ひずみの変化³⁾や非排水繰返しせん断による鉛直有効応力の低下，過剰間隙水圧の蓄積^{4,5)}を検討するために用いられてきたパラメータであり，式(3.1)で定義される。

$$G^* = \sum \Delta G^* = \sum \sqrt{\Delta \gamma_x^2 + \Delta \gamma_y^2} \quad (3.1)$$

ここに， $\Delta \gamma_x$ と $\Delta \gamma_y$ はX方向およびY方向のせん断ひずみ増分である。本研究では，繰返しせん断に正弦波を用いているため，図-3.9 に示すように一方向および多方向繰返しせん断の場合の G^* はせん断ひずみ振幅 γ_{dyn} と繰返し回数 n の関数で表され，それぞれ式(3.2)，(3.3)のような関係となる⁵⁾。

$$\text{一方繰返しせん断の場合} : G^* = n(3.950\gamma_{dyn} + 0.0523) \quad (3.2)$$

$$\text{多方向繰返しせん断の場合} : G^* = n(5.995\gamma_{dyn} + 0.3510) \quad (3.3)$$

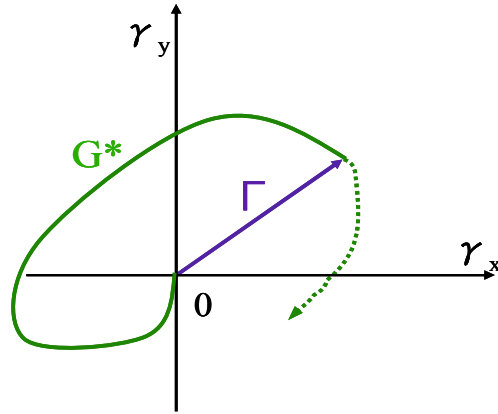


図-3.8 累積せん断ひずみ G^* と合せん断ひずみ Γ の定義²⁾

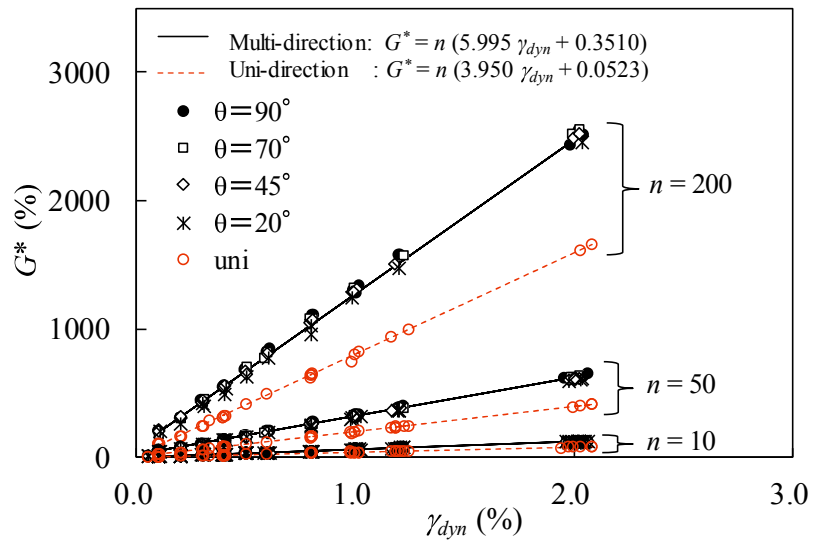


図-3.9 G^* と γ , n の関係⁵⁾

3.2 非排水繰返しせん断によって生じる粘性土の過剰間隙水圧

3.2.1 非排水繰返しせん断中の過剰間隙水圧の推移

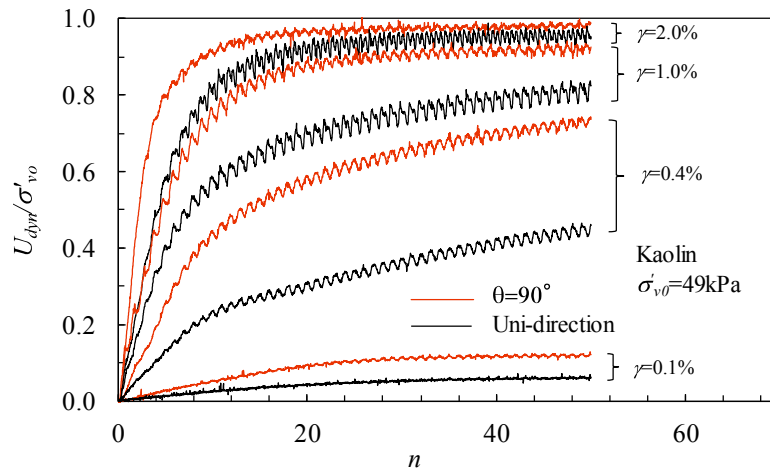
粘性土が地震により非排水繰返しせん断を受けると粘性土内に過剰間隙水圧が蓄積する。ここでは、カオリン粘土、東京湾粘土および北九州粘土の3種類の物性が異なる粘性土を用いて、過剰間隙水圧と粘土のコンシステンシーとの関係について述べる。

図-3.10 は、繰返し回数 $n=50$ 回における各粘土の繰返しせん断ひずみ振幅 $\gamma=0.1\%$, 0.4% , 1.0% , 2.0% とした場合の一方向および多方向繰返しせん断中 ($\theta=90^\circ$) の過剰間隙水圧比の推移を示したものである。ここに、過剰間隙水圧比は、過剰間隙水圧 U_{dyn} と初期有効応力 σ'_{v0} の比で定義した。

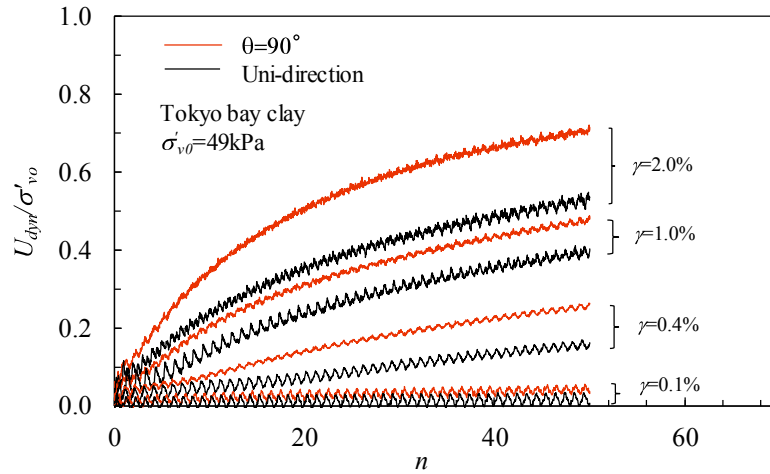
図より、各粘土とも繰返しせん断ひずみ振幅 γ および繰返し回数 n が大きいほど過剰間隙水圧比 U_{dyn}/σ'_{v0} は大きくなっている。また、一方向と多方向繰返しせん断では U_{dyn}/σ'_{v0} が異なっていることが確認でき、繰返しせん断の方向性が粘性土の過剰間隙水圧の蓄積に影響していることが分かる。さらに、各粘土を比較すると、 $\gamma=2.0\%$ の場合、カオリン粘土 ($I_p=25.5$) の U_{dyn}/σ'_{v0} は 1.0 に近いのに対し、東京湾粘土 ($I_p=41.6$) の U_{dyn}/σ'_{v0} は 0.7 程度、北九州粘土 ($I_p=63.8$) の U_{dyn}/σ'_{v0} は 0.5 程度となっており、塑性指数 I_p が大きい粘土ほど U_{dyn}/σ'_{v0} は小さくなる傾向が確認できる。これは、塑性指数が大きい試料ほど小さい径の粒子が多く、作用する粒子間結合力が大きくなるため、過剰間隙水圧の発生が抑制されたためと考えられる。このように、繰返しせん断中の過剰間隙水圧は塑性指数が大きい粘性土ほど小さいことは松田等⁹⁾によっても示されている。

また、同図より、カオリン粘土はいずれの繰返しせん断ひずみ振幅 γ のケースも繰返し回数 n に伴って過剰間隙水圧比 U_{dyn}/σ'_{v0} は大きくなっているが、東京湾粘土および北九州粘土の $\gamma=0.1\%$ のケースでは U_{dyn}/σ'_{v0} の上昇がほとんど見られない。これは、過剰間隙水圧を発生させない限界ひずみ振幅 γ_p も粘性土によって異なることを示すものと考えられる。

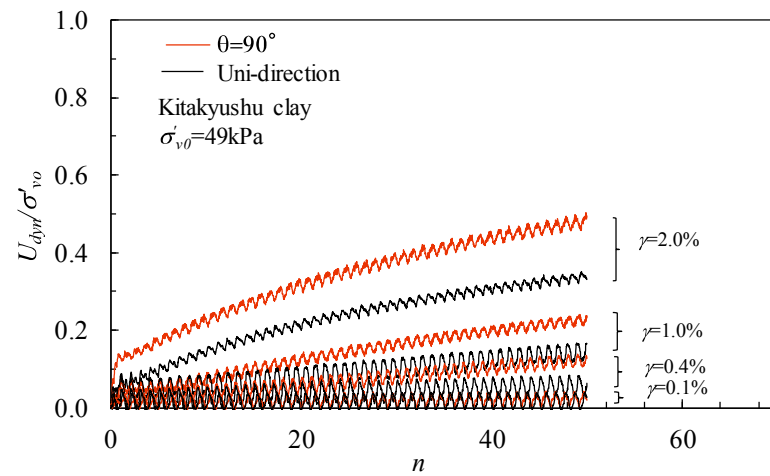
図-3.11 は、図-3.10 と同じ条件の繰返しせん断中の過剰間隙水圧比の推移を累積せん断ひずみ G^* で整理したものである。 n が同じ場合、 G^* は γ に伴って増加するため、 U_{dyn}/σ'_{v0} は G^* の増加に伴って上昇している。また、図-3.10 に比べ繰返しせん断方向による差異が小さくなっており、 G^* で整理することによってせん断方向による影響を小さくすることができていることが分かる。このことは、既往研究⁹⁾においてカオリン粘土で確認されていたが、物性が異なる粘土についても同じ傾向を示すことが分かった。



(a) Kaolin

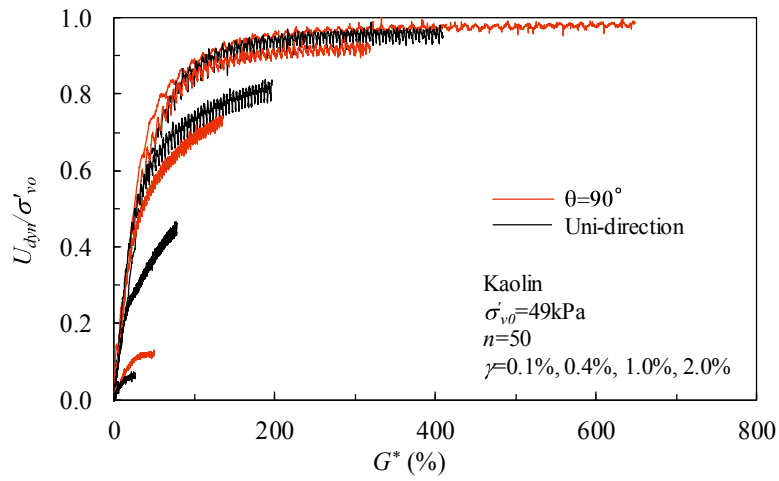


(b) Tokyo bay clay

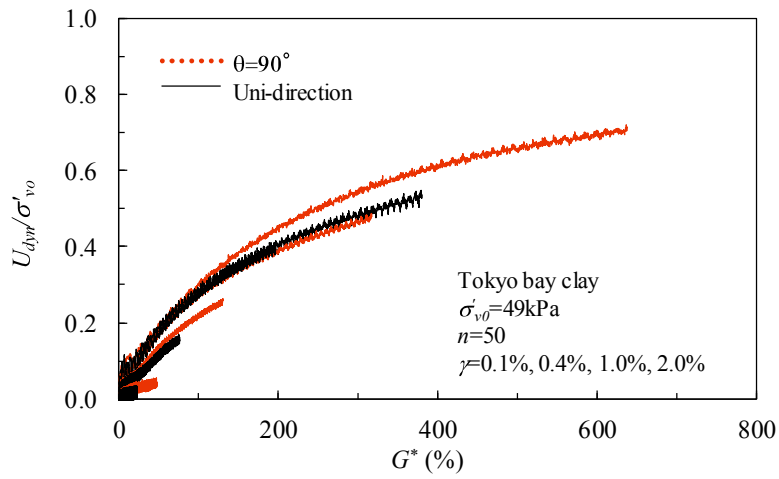


(c) Kitakyushu clay

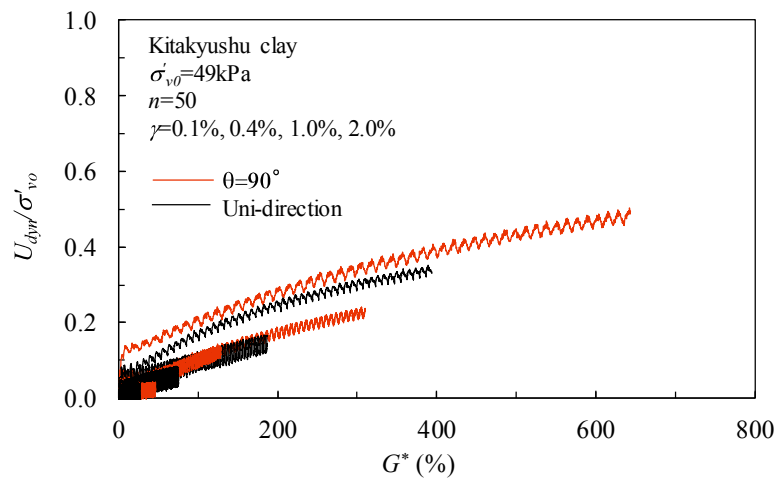
図-3.10 過剰間隙水圧の推移($n=50$ 回)



(a) Kaolin



(b) Tokyo bay clay



(c) Kitakyushu clay

図-3.11 U_{dyn}/σ'_{v0} と G^* の関係($n=50$ 回)

3.2.2 過剰間隙水圧の推定

非排水繰返しせん断によって生じる粘性土の過剰間隙水圧に関する研究は、これまで多くの研究者が種々の粘土について、また様々な繰返しせん断方法によって行ってきた^{1),3-13)}。しかしながら、粘土の複雑な間隙水圧応答を支配する粒子間力の影響が十分に分かっていないため、定式化された過剰間隙水圧モデルは現状では確立されておらず、現時点では適当な近似曲線と実験定数を使ったカーブフィッティング法によってモデル化するのが唯一の適切な方法であると考えられる。このようなモデル化は、Ohara 等¹⁾によって提案されたものが最初と思われ、Ohara 等¹⁾はひずみ制御型の繰返しせん断試験機を用いて非排水繰返しせん断によって累積する過剰間隙水圧は、繰返し回数との間に双曲線関係があることを示した。また、Matsuda 等⁵⁾、Nhan 等¹³⁾は、これを発展させ、ひずみ制御型の多方向繰返しせん断試験を用いて繰返しせん断の方向性の影響を考慮した過剰間隙水圧の推定式を次式のように示した。

$$\frac{U_{dyn}}{\sigma'_{v0}} = \frac{G^*}{\alpha + \beta \cdot G^*} \quad (3.4)$$

ここに、 U_{dyn} は過剰間隙水圧、 σ'_{v0} は初期有効応力、 G^* は累積せん断ひずみである。 α と β は実験パラメータであり、せん断ひずみ振幅 γ を用いて次のとおり表される。

$$\alpha = A(\gamma)^m \quad (3.5)$$

$$\beta = \frac{\gamma}{B + C \gamma} \quad (3.6)$$

ここに、 A 、 B 、 C および m は実験定数である。

実験定数 A 、 B 、 C および m は繰返しせん断振幅および位相を変化させた多くの実験から以下の要領で決定することができる。式(3.4)は双曲線を表す式で、図化すると図-3.12 のようになり、双曲線の初期勾配が $1/\alpha$ 、漸近線が $1/\beta$ である。そして、式(3.4)を式(3.7)のように変形すると直線を表す式となり、図化すると図-3.13 となる。これより、直線の切片が α 、傾きが β であり、これを実験ケース毎に算出する。

$$\frac{G^*}{U_{dyn}/\sigma'_{v0}} = \alpha + \beta \cdot G^* \quad (3.7)$$

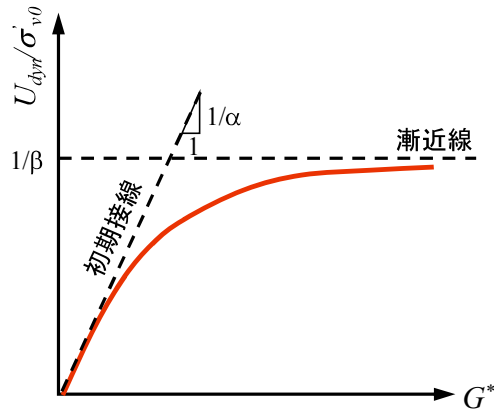


図-3.12 双曲線の諸元

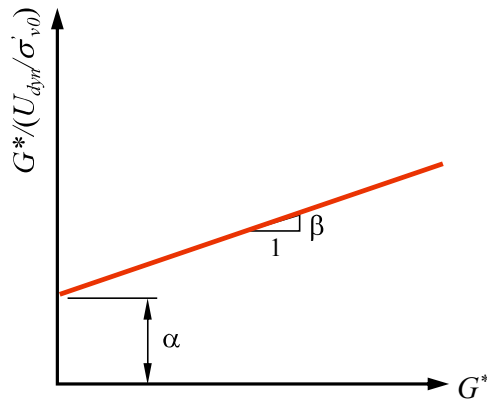


図-3.13 双曲線の性質

次に、実験定数の式(3.5)，式(3.6)を変形して式(3.8)，式(3.9)とする。これらの式は、各実験ケースで算出した α ， β と γ_{dyn} をプロットして得られる直線関係であるから、それぞれの傾きおよび切片を求めることで実験定数 A, B, C, m を求めることができる。

$$\log \alpha = \log A + m \log \gamma_{dyn} \quad (3.8)$$

$$\frac{\gamma_{dyn}}{\beta} = B + C \cdot \gamma_{dyn} \quad (3.9)$$

図-3.14, 3-15 は繰返し回数 $n=200$ の場合の各粘土の α ， β と γ_{dyn} の関係を示したものであり、各直線の傾きおよび切片が実験定数である。以上の方法で繰返しせん断方向別および繰返し回数別に算出した各粘土の実験定数の一覧を表-3.3 に示す。

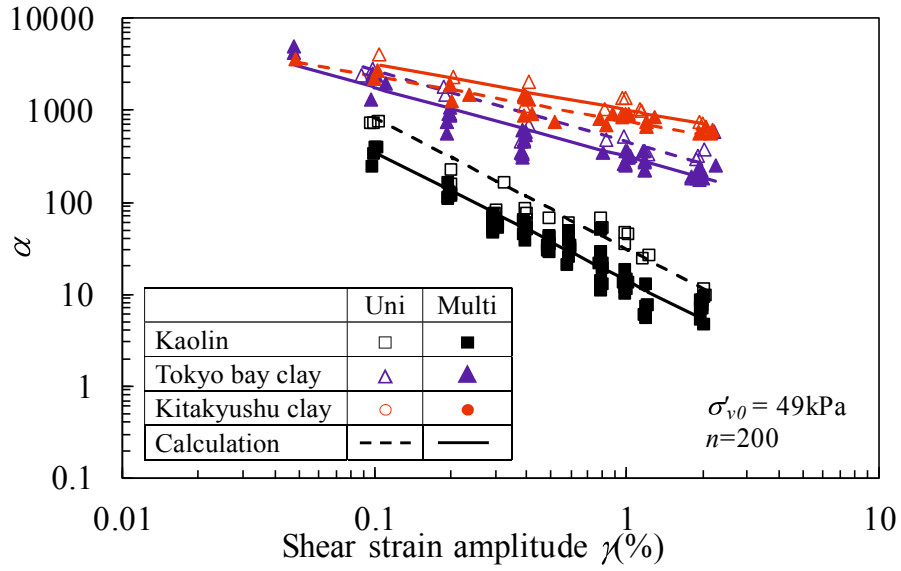


図-3.14 各粘土における γ と α の関係($n=200$)

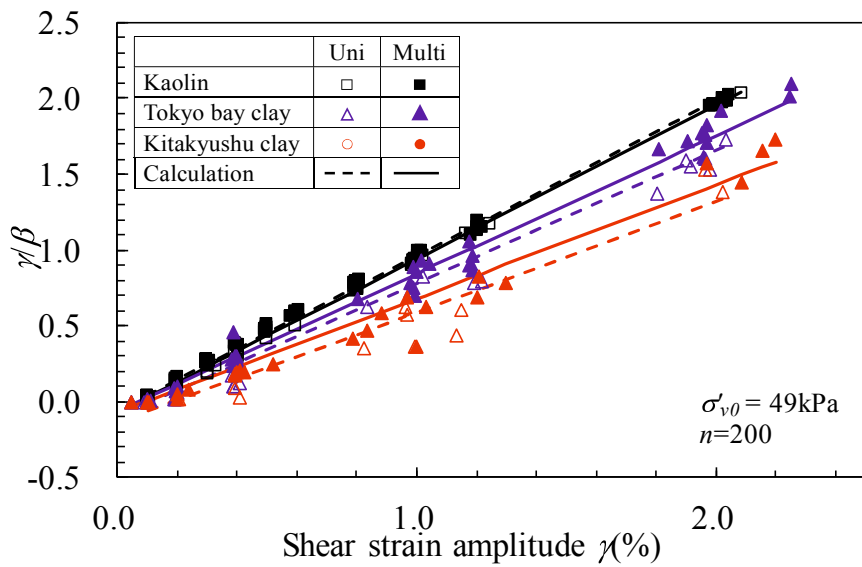


図-3.15 各粘土における γ と β の関係($n=200$)

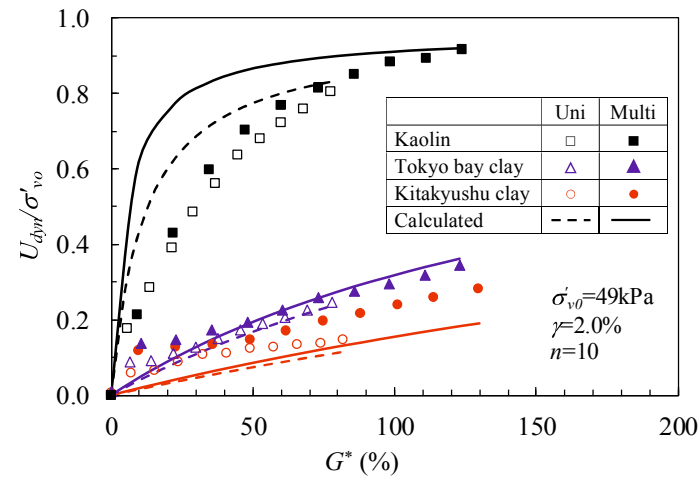
表-3.3 実験定数 A, B, C, m の一覧

Cyclic shear direction	Soil	n	A	B	C	m
Uni-direction	Kaolin	10	24.50	-0.080	1.000	-1.00
		50	26.00	-0.078	1.009	-1.20
		200	31.00	-0.076	1.016	-1.43
	Tokyo bay clay	10	340.00	-0.120	0.950	-0.50
		50	285.00	-0.085	0.665	-0.58
		200	450.00	-0.100	0.880	-0.82
	Kitakyushu clay	10	770.00	-0.150	0.910	-0.30
		50	660.00	-0.085	0.500	-0.34
		200	1000.00	-0.140	0.730	-0.50
Multi-direction	Kaolin	10	12.00	-0.079	1.000	-1.05
		50	12.00	-0.065	1.016	-1.25
		200	14.00	-0.060	1.022	-1.40
	Tokyo bay clay	10	280.00	-0.120	0.950	-0.50
		50	235.00	-0.070	0.770	-0.55
		200	315.00	-0.065	0.910	-0.80
	Kitakyushu clay	10	650.00	-0.150	0.910	-0.30
		50	569.00	-0.050	0.580	-0.35
		200	750.00	-0.070	0.750	-0.50

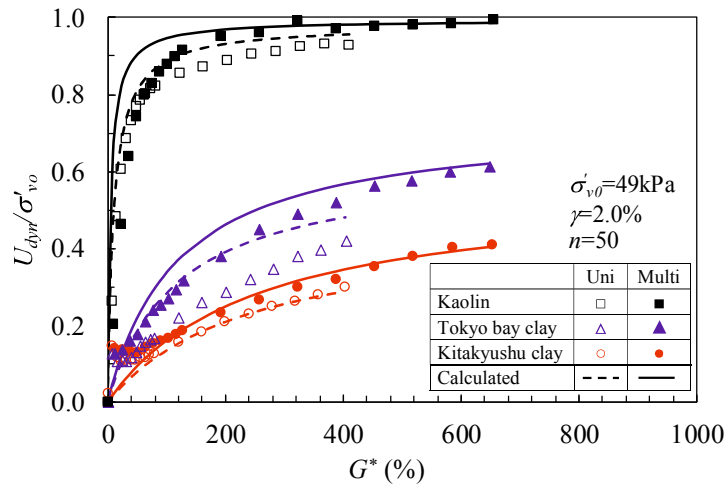
図-3.16 は $\gamma=2.0\%$ 、繰返し回数 $n=10$ 回、50 回、200 回のケースにおける各粘土の一方
向および多方向繰返しせん断($\theta=90^\circ$)中の過剰間隙水圧比の推移と累積せん断ひずみ G^*
の関係を示したものである。プロットが実験結果であり、実線は式(3.4)~(3.6)および表
-3.3 の実験定数を用いた計算結果である。図より、実験結果と計算結果はよく一致して
おり、カオリン粘土の実験結果から導かれた既往推定式は、塑性指数が異なる粘性土に
についても適用可能であることが分かる。

図-3.17 は粘土毎に、全ての実験ケースにおける繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧
比 U_{dyn}/σ'_{v0} と累積せん断ひずみ G^* の関係を示したものである。図中のプロットが実験値
であり、曲線は表-3.3 の実験定数 A, B, C および m を式(3.4)~(3.6)に代入して得られ
た推定結果である。いずれの粘土も実験値と推定値はよく一致していることが分かる。
これより、式(3.4)~(3.6)は種々の繰返し回数における広範囲な塑性指数の粘土に適用可
能であるといえる。

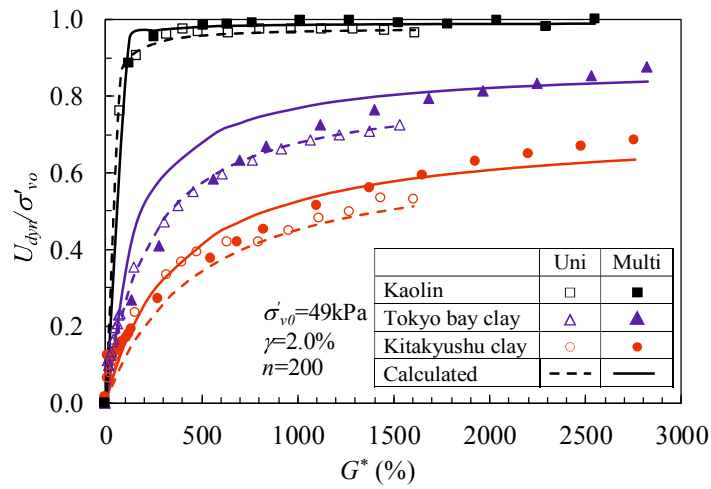
また、図より G^* で整理したことによって繰返しせん断の方向性による U_{dyn}/σ'_{v0} の相違
はほとんど見られない。しかしながら、繰返し回数 n による相違が見られ、 n が小さい
方が同じ G^* に対する U_{dyn}/σ'_{v0} が大きくなっている。これは、過剰間隙水圧の上昇は繰返
しせん断のはじめの数波においてその大部分が生じ、その水圧上昇は γ が大きい方が大
きいためである。これより、過剰間隙水圧の上昇に与える影響は、 n よりも γ の方が大
きいといえる。また、繰返し回数 n によって過剰間隙水圧の上昇は異なるため、 U_{dyn}/σ'_{v0}
の推定にあたっては、繰返しせん断ひずみの n に対応した実験定数を用いる必要がある。



(a) $n=10$

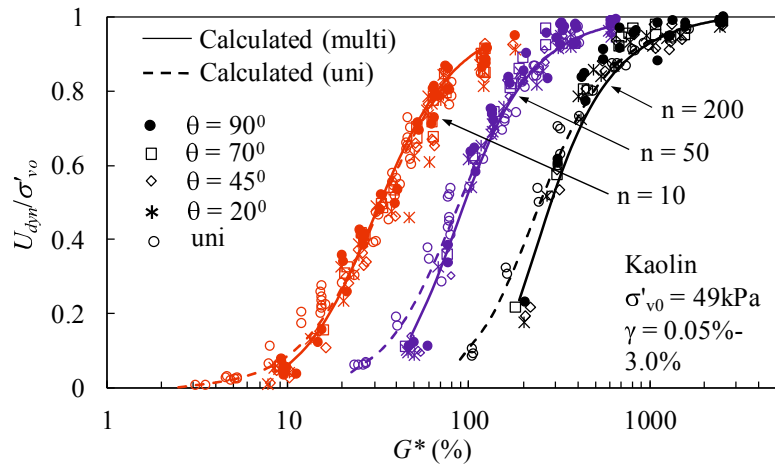


(b) $n=50$

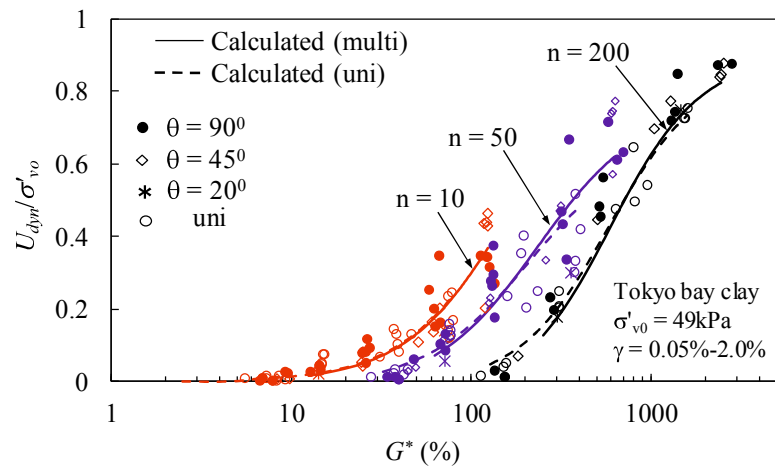


(c) $n=200$

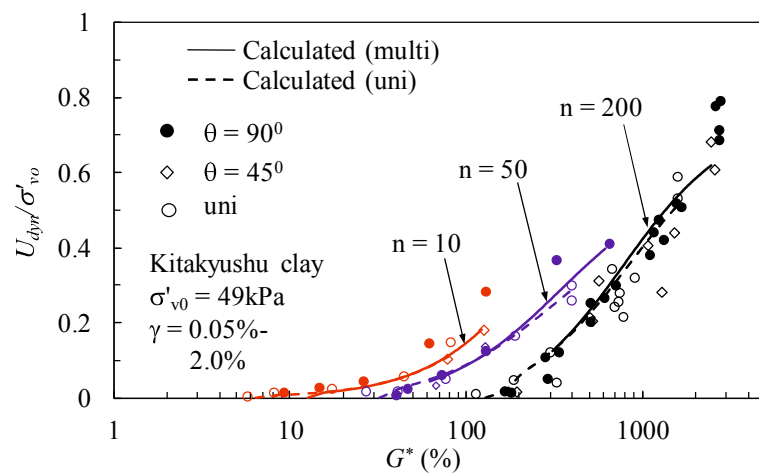
図-3.16 実験値と推定値の比較



(a) Kaolin



(b) Tokyo bay clay



(c) Kitakyushu clay

図-3.17 実験値と推定値の比較

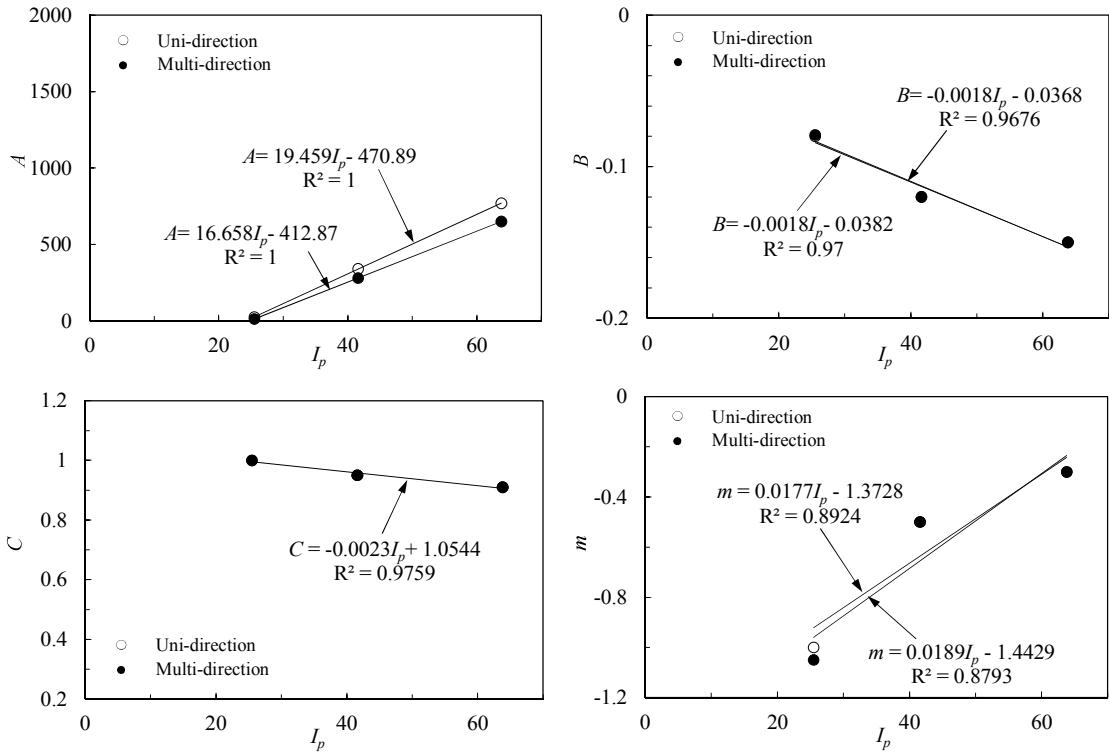
3.2.3 実験定数と塑性指数の関係

前述のとおり、過剰間隙水圧の蓄積は粘性土の物性によって異なり、粒子間結合力が影響していると考えられる。塑性指数は、この粒子間結合力を表す指標の一つであり、圧密、せん断、透水等の工学的性質と深く関係するといわれている。また、松田等⁶⁾は、種々の粘土について一方向繰返し単純せん断試験を行い、粘性土の塑性指数 I_p と過剰間隙水圧の蓄積の関係について調べ、過剰間隙水圧の推定に必要な実験定数を I_p から推定する方法を示している。

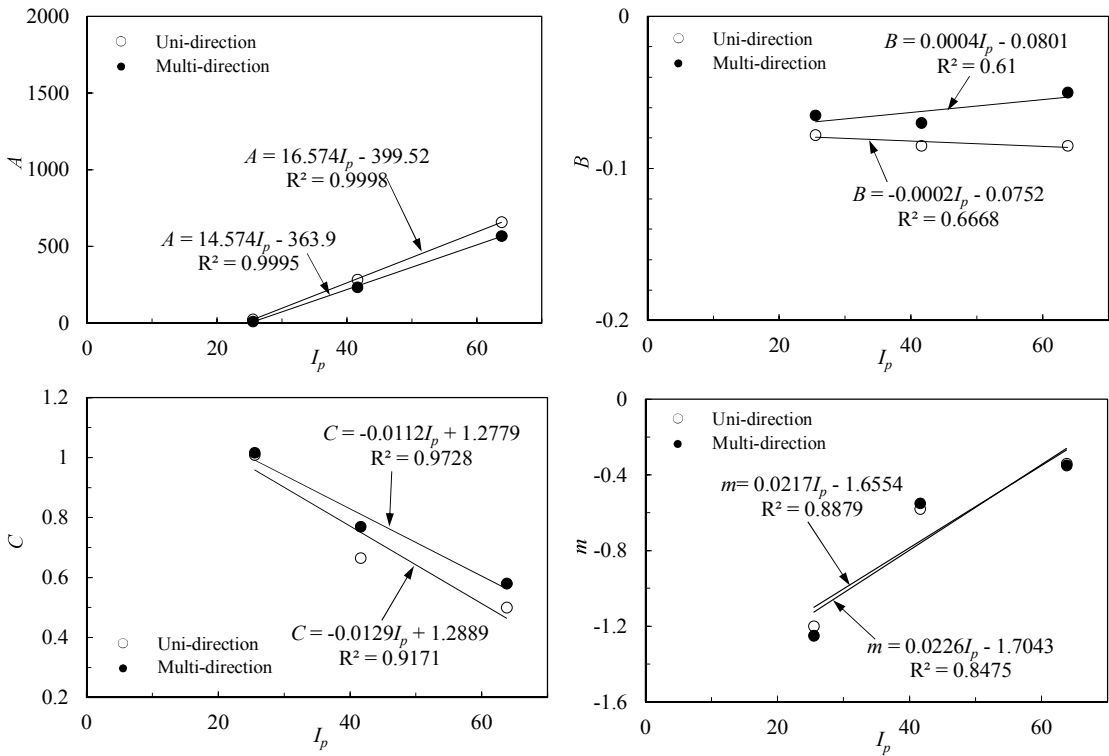
そこで、本研究においても多方向繰返しせん断の結果について塑性指数 I_p と実験定数 A , B , C および m の関係を繰返し回数 n 毎に整理した。整理結果を図-3.18 に示す。実験定数は試行的に全て直線近似としたが、比較的ばらつきは小さく、各繰返し回数について実験定数は I_p から推定することが可能である。また、一方向と多方向繰返しせん断に分けて整理したが、前述のとおり、地震動の多方向性は累積せん断ひずみで整理されているため両者の実験定数の相違は小さい。表-3.4 は図-3.18 中の近似式を繰返し回数およびせん断方向毎に整理したものである。

図-3.18 より、実験定数 A と m は I_p が大きい粘土ほど大きいことが分かる。前述のとおり、実験定数 A と m が大きいほどパラメータ α は大きくなり、繰返しせん断初期の過剰間隙水圧の立ち上り勾配が小さくなることを意味している。これは、図-3.11 の結果とも一致している。また、実験定数 B と C は I_p が大きい粘土ほど小さくなることが分かる。すなわち、 I_p が大きい粘土ほど β は大きくなり、過剰間隙水圧の収束値は小さくなることを意味している。

図-3.19 は表-3.4 の I_p との関係を用いて推定した実験定数 A , B , C および m を式(3.4)～(3.6)に代入して、繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧比を推定したものである。図-3.19 は図-3.17 と同様に繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧比を示したものであって、繰返し回数別に整理したものである。いずれの粘土も実験値と推定値はよく一致しており、実験定数 A , B , C および m は I_p から推定可能といえる。ただし、繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧は、応力履歴、年代効果、堆積構造等に強く依存するため、 I_p をパラメータとして得られる推定値には誤差が生じる可能性はあると考えられる。図-3.20 は、横軸に実験値を、縦軸に推定値をとって比較したものであり、本推定結果では±30%程度の誤差が生じていることが分かる。

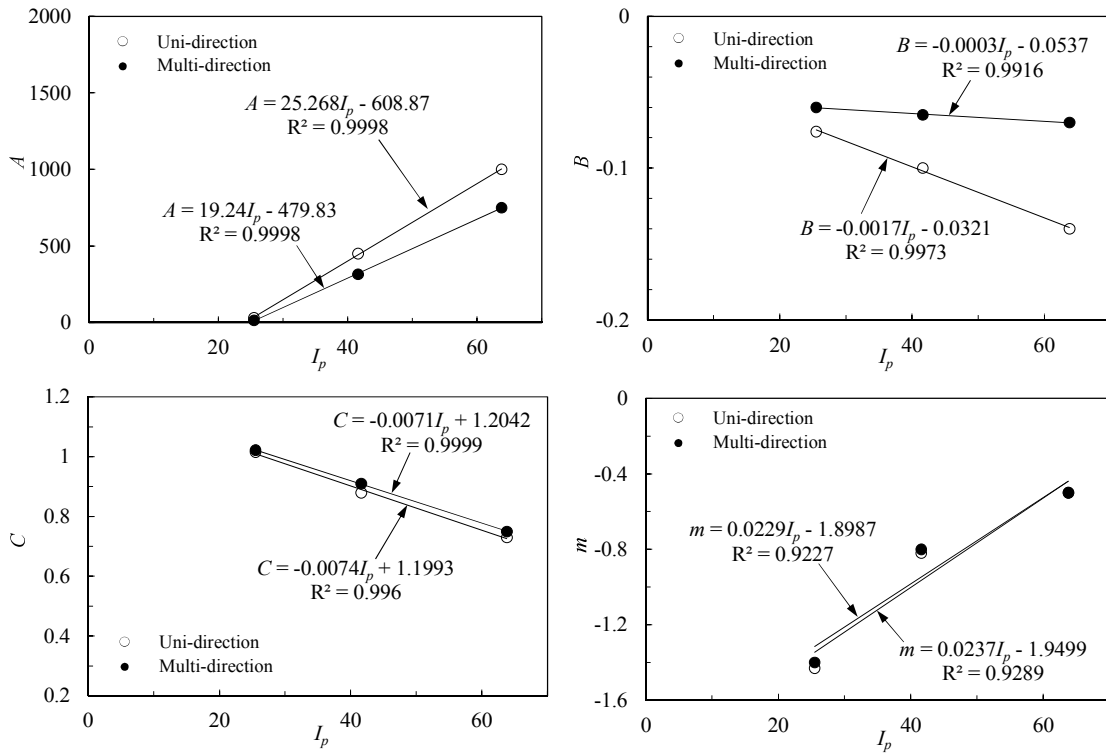


(a) $n=10$



(b) $n=50$

図-3.18(1) 実験定数 A , B , C , m と I_p の関係

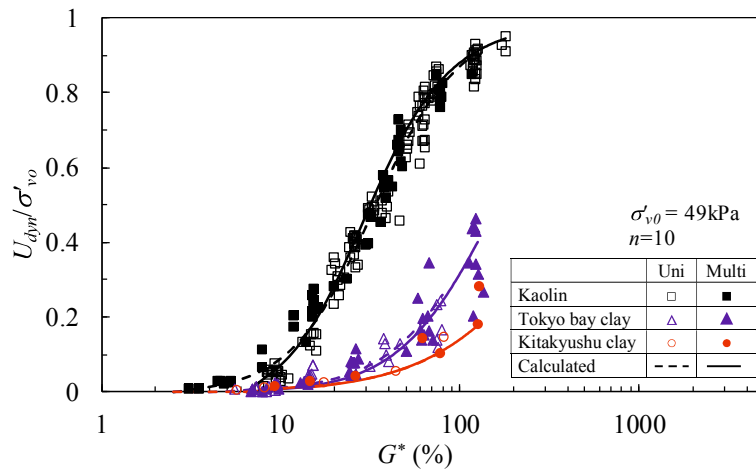


(c) $n=200$

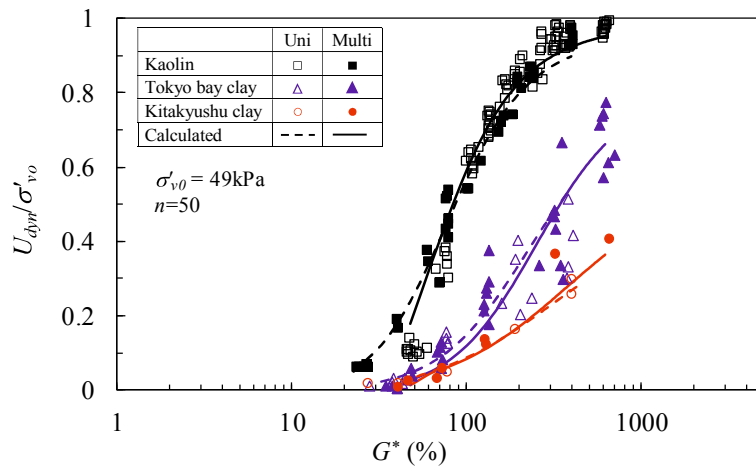
図-3.18(2) 実験定数 A , B , C , m と I_p の関係

表-3.4 実験定数 A , B , C , m と I_p の関係

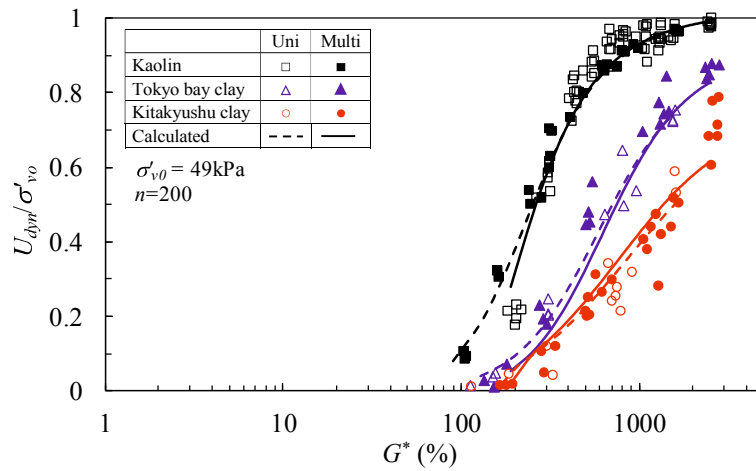
Parameter	n	Uni-direction	Multi-direction
A	10	$A = 19.459 I_p - 470.98$	$A = 16.658 I_p - 412.87$
	50	$A = 16.574 I_p - 399.52$	$A = 14.574 I_p - 363.9$
	200	$A = 25.268 I_p - 608.87$	$A = 19.240 I_p - 479.83$
B	10	$B = -0.0018 I_p - 0.0382$	$B = -0.0018 I_p - 0.0386$
	50	$B = -0.0002 I_p - 0.0752$	$B = 0.0004 I_p - 0.0801$
	200	$B = -0.0017 I_p - 0.0321$	$B = -0.0003 I_p - 0.0537$
C	10	$C = -0.0023 I_p + 1.0544$	$C = -0.0023 I_p + 1.0544$
	50	$C = -0.0129 I_p + 1.2889$	$C = -0.0112 I_p + 1.2779$
	200	$C = -0.0074 I_p + 1.1993$	$C = -0.0071 I_p + 1.2042$
m	10	$m = 0.0177 I_p - 1.3728$	$m = 0.0189 I_p - 1.4429$
	50	$m = 0.0217 I_p - 1.6554$	$m = 0.0226 I_p - 1.7043$
	200	$m = 0.0237 I_p - 1.9499$	$m = 0.0229 I_p - 1.8987$



(a) $n=10$



(b) $n=50$



(c) $n=200$

図-3.19 実験値と推定値の比較

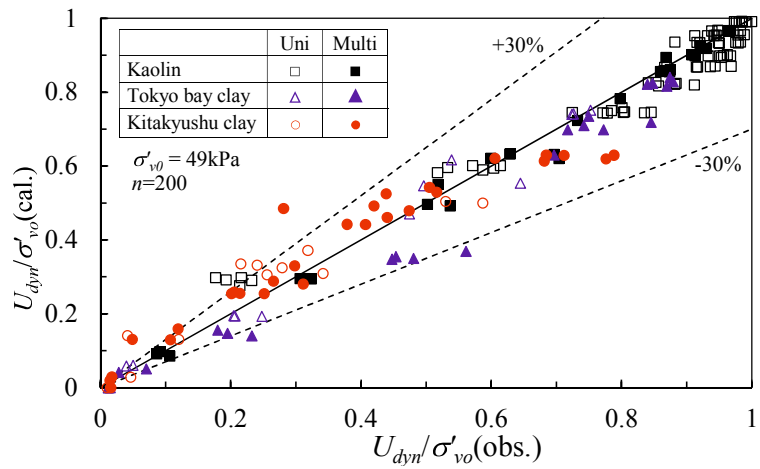
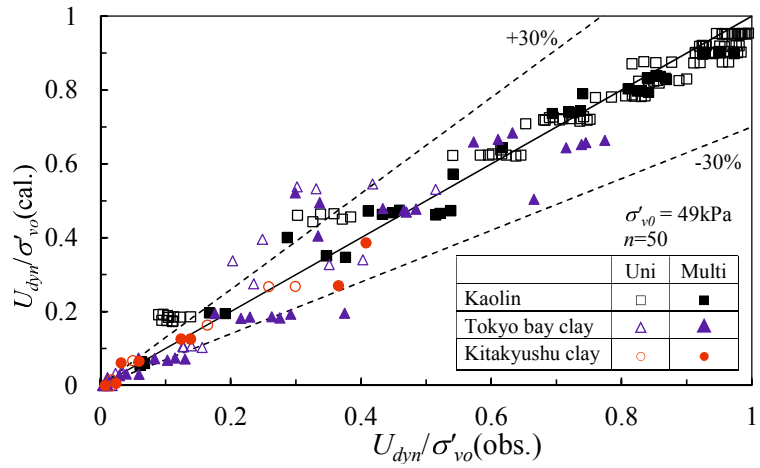
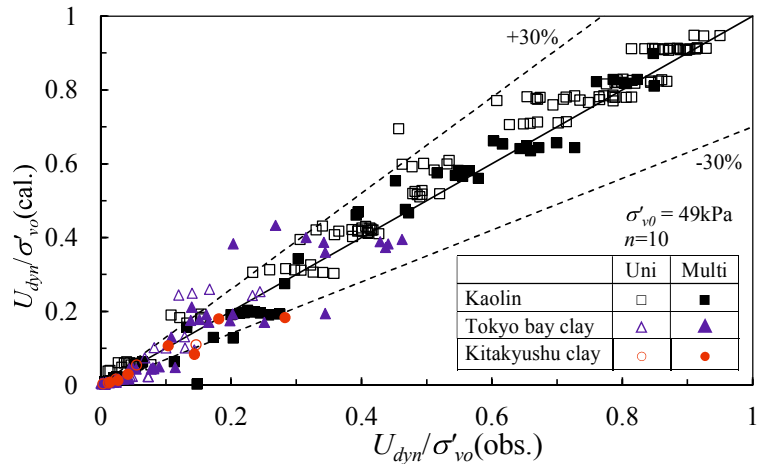


図-3.20 実験値と推定値の比較

3.3 非排水繰返しせん断後の粘性土の沈下ひずみ

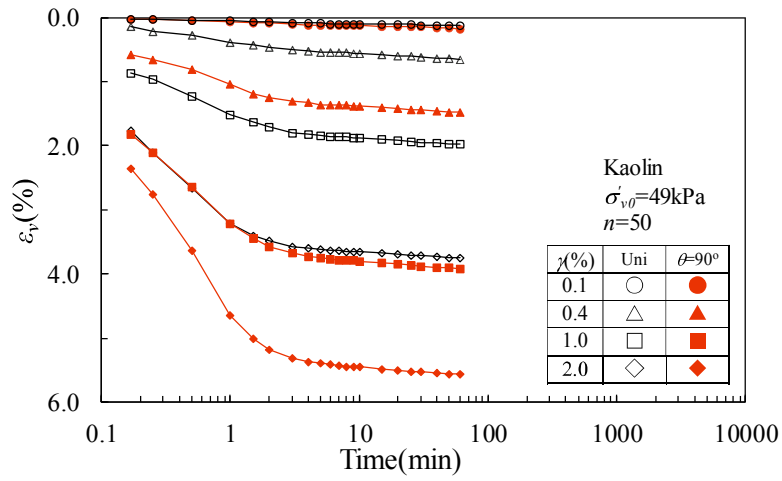
3.3.1 非排水繰返しせん断後の沈下ひずみの推移

前節で述べた繰返しせん断によって累積した過剰間隙水圧は、繰返しせん断後の排水によって有効応力に転換される。その際、粘土は体積減少を伴うことから沈下が生じる。この現象は過剰間隙水圧が有効応力に転換され体積減少が生じるという意味で圧密であるが、繰返しせん断によって乱された粘土の圧密特性は、繰返しせん断中に累積した過剰間隙水圧の大きさに密接に関係し、通常の静的な荷重による圧密とは異なる特性を示すことが分かっている^{1,4-6,10-18}。本節では、繰返しせん断中に累積した過剰間隙水圧と沈下特性の関係を整理し、繰返しせん断後の沈下-時間関係を推定する方法を検討する。

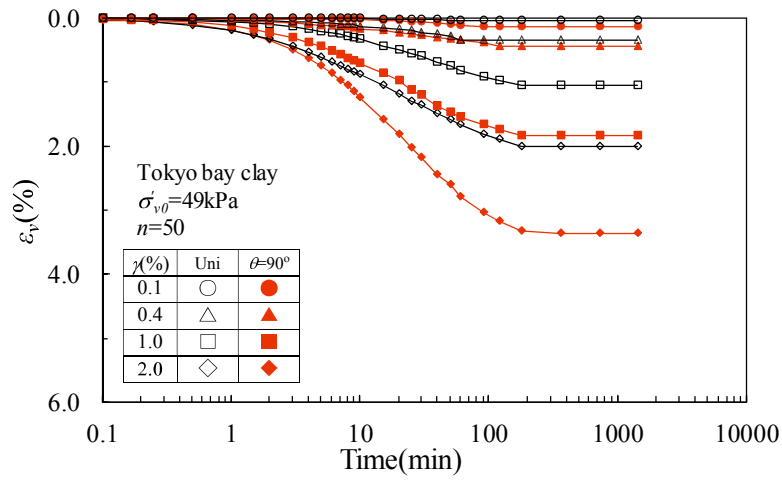
図-3.21 は繰返し回数 $n=50$ 回における各粘土の繰返しせん断ひずみ振幅 $\gamma_{dyn}=0.1\%$, 0.4% , 1.0% , 2.0% とした場合の一方向および多方向 ($\theta=90^\circ$) 繰返しせん断後の沈下ひずみと時間の関係を示したものであり、前述の図-3.10 に示した過剰間隙水圧の消散によるものである。いずれの粘土も γ_{dyn} が大きいほど沈下ひずみが大きくなっていることが分かる。また、一方向よりも多方向繰返しせん断の方が沈下ひずみは大きくなっている。このように、沈下ひずみが大きくなる実験条件と繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧が大きくなる実験条件は一致しており、繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧が大きいほど沈下ひずみは大きくなるといえる。

また、沈下ひずみは、例えば $\gamma_{dyn}=2.0\%$ の場合、カオリン粘土で 6%程度、東京湾粘土で 3%程度、北九州粘土で 2%程度となっており、塑性指数 I_p が大きくなるほど沈下ひずみは小さくなる傾向がある。また、カオリン粘土は排水開始直後に大きく沈下するのに対して、 I_p が大きい東京湾粘土、北九州粘土は圧密の進行が遅く、 γ_{dyn} が小さい場合は沈下ひずみも小さく、過圧密粘土の沈下曲線と類似した曲線形状になっている。しかしながら、 γ_{dyn} の増加とともに沈下曲線の形状は逆 S 字型を呈すようになる。

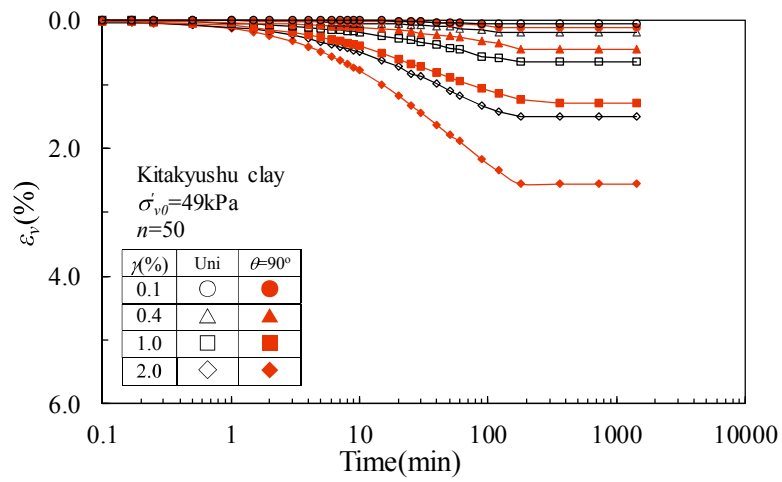
図-3.22 は繰返し回数 $n=200$ 回の全実験ケースにおける繰返しせん断後の最終沈下ひずみ ε_v と繰返しせん断ひずみ振幅 γ_{dyn} の関係を示したものである。図より、いずれの粘土においても一方向と多方向繰返しせん断によって相違が生じており、また多方向繰返しせん断では位相差 θ が大きくなるほど最終沈下ひずみ ε_v は大きくなっていることが分かる。一方、図-3.23 は最終沈下ひずみ ε_v を累積せん断ひずみ G^* で整理したものであるが、図より繰返しせん断の方向性による最終沈下ひずみ ε_v の相違がほとんど無く、ほぼ一義的な関係になっていることが分かる。



(a) Kaolin

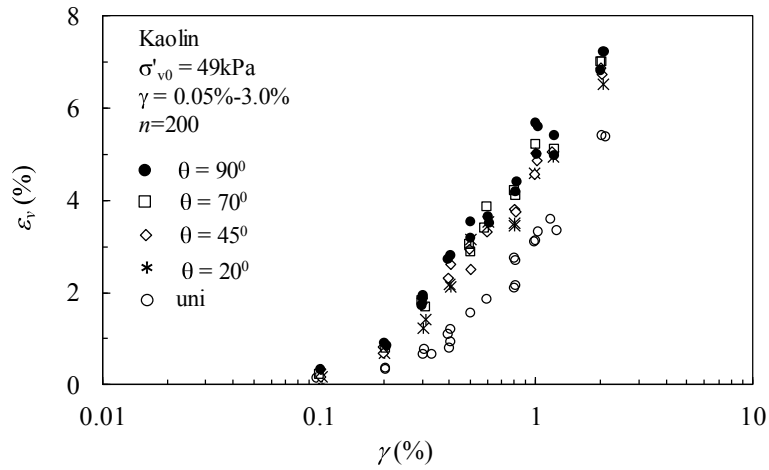


(b) Tokyo bay clay

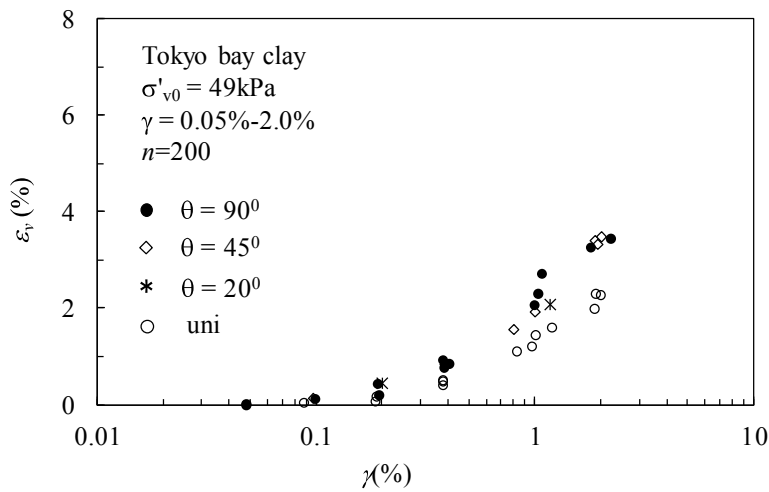


(c) Kitakyushu clay

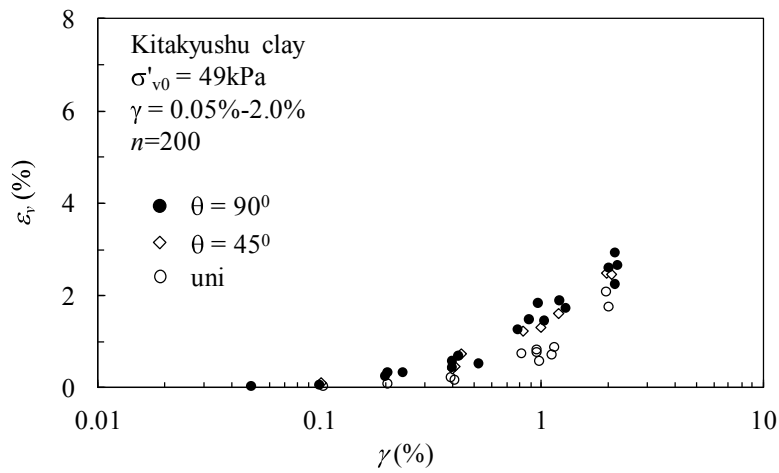
図-3.21 繰返しせん断後の沈下ひずみと時間の関係($n=50$ 回)



(a) Kaolin

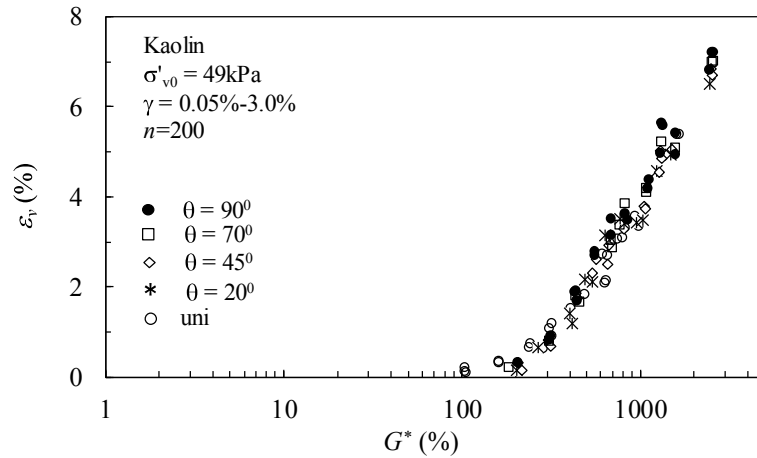


(b) Tokyo bay clay

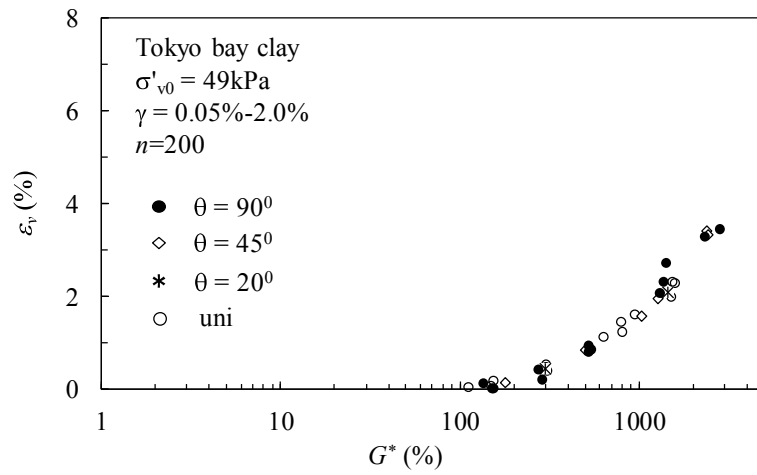


(c) Kitakyushu clay

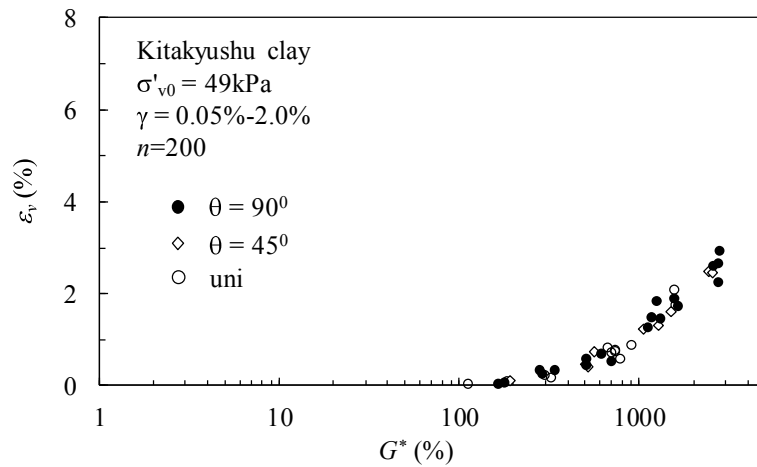
図-3.22 繰返しせん断ひずみ振幅と繰返しせん断後の沈下ひずみの関係($n=200$ 回)



(a) Kaolin



(b) Tokyo bay clay



(c) Kitakyushu clay

図-3.23 累積せん断ひずみと繰返しせん断後の沈下ひずみの関係($n=200$ 回)

3.3.2 沈下ひずみの推定

安原等¹⁵⁾は繰返しせん断によって生じる粘性土の沈下は、粘性土の強度と剛性の低下に起因する即時沈下と過剰間隙水圧の消散による沈下の和として求めることができ、構造物のない水平地盤上では後者のみで表すことができるとした。また、Ohara 等¹⁾は繰返しせん断によって生じる粘性土の沈下は過剰間隙水圧と密接に関係し、沈下量は有効応力減少分の対数に概ね比例し、繰返しせん断ひずみ振幅、繰返し回数、せん断方法によらず一義的に決まることを示し、繰返しせん断後の沈下ひずみ $\varepsilon_v(\%)$ を次式によって表した。

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{C_{dyn}}{1+e_0} \log\left(\frac{1}{1 - \frac{U_{dyn}}{\sigma'_{v0}}}\right) \quad (3.10)$$

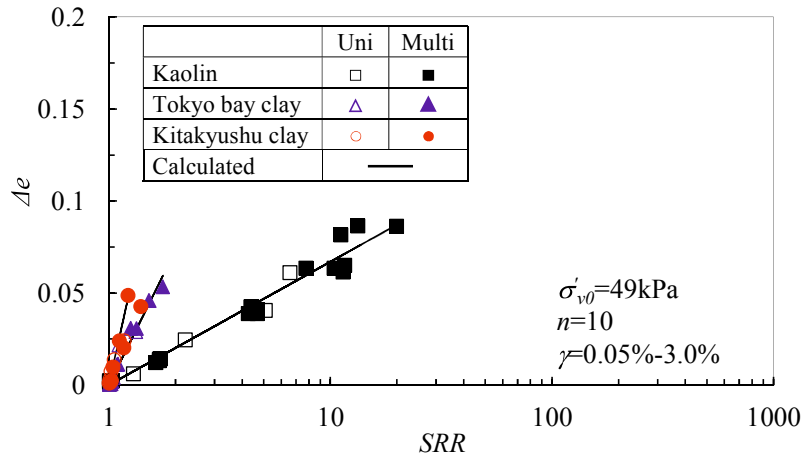
ここに、 Δh は沈下量、 h_0 は初期高さ、 Δe は間隙比の減少量、 e_0 は初期間隙比、 C_{dyn} は動的圧縮指数、 U_{dyn}/σ'_{v0} は繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧比である。

右辺の $1/(1-U_{dyn}/\sigma'_{v0})$ が繰返しせん断中に生じる有効応力減少分であって、次式のとおり、応力減少比 SRR (=Stress Reduction Ratio) と定義されるパラメータである。なお、 SRR は攪乱比と呼ばれることもある²⁰⁾。

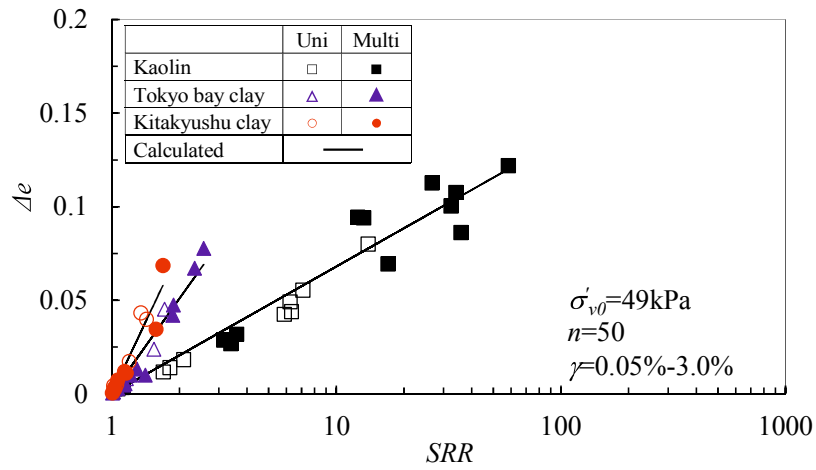
$$SRR = \frac{1}{1 - \frac{U_{dyn}}{\sigma'_{v0}}} \quad (3.11)$$

したがって、前節の方法で過剰間隙水圧比 U_{dyn}/σ'_{v0} を推定すれば式(3.10)中の対数部分は求まり、 C_{dyn} が求まると繰返しせん断後に生じる沈下ひずみを求めることができる。

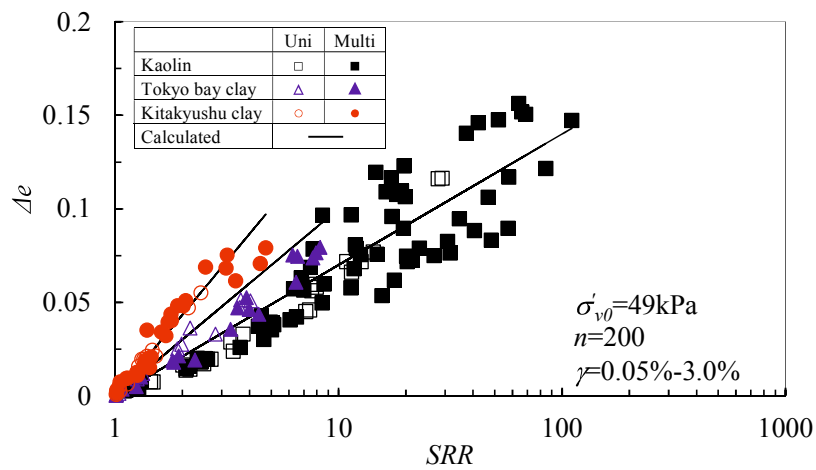
式(3.10)、式(3.11)のとおり、粘性土の間隙比変化 Δe は有効応力減少分 SRR の対数に比例する。図-3.24 は一方向および多方向繰返しせん断によって生じた Δe と SRR の関係を繰返し回数毎に整理したものである。プロットが実験結果であり、ばらつきはみられるが、両者はほぼ線形関係にあることが分かる。この直線の勾配が C_{dyn} であって、 e - $\log p$ 曲線の勾配に相当する。つまり、 C_{dyn} は繰返しせん断後の圧縮指数であって“繰返し再圧縮指数 $C_{r,cy}$ ”と呼ばれることもある¹⁴⁾。また、 C_{dyn} は圧密試験から求まる圧縮指数 C_c と膨張指数 C_s と間に $C_s < C_{dyn} < C_c$ の関係があり、 OCR の増加に伴って減少する傾向があることが分かっており¹⁾、本実験結果も $C_s < C_{dyn} < C_c$ の関係となっている。



(a) $n=10$



(b) $n=50$



(c) $n=200$

図-3.24 Δe と SRR の関係

また、繰返し回数 n が小さい場合は、繰返しせん断による乱れが小さく、正規圧密に近い状態にあるため C_{dyn} は大きくなっており、 n が大きくなると、繰返しせん断による乱れが大きくなり、擬似過圧密状態になるので C_{dyn} は小さくなっている。この傾向は、繰返しせん断による過剰間隙水圧の上昇が小さい塑性指数 I_p が大きい粘土ほど顕著である。

さらに、図-3.24 には種々の繰返しせん断ひずみ振幅、繰返しせん断方向に対する実験結果を示したものであるが、 C_{dyn} は繰返しせん断ひずみ振幅および繰返しせん断方向には依存せず、 Δe と SRR は一義的な関係になっていることが分かる。すなわち、繰返しせん断条件が異なっても繰返しせん断中に生じる有効応力減少量が同じであれば、その後の排水過程で生じる沈下ひずみは同じであるといえる。

しかしながら、繰返し回数および塑性指数 I_p によって C_{dyn} の値は異なっており、 I_p が大きい粘土ほど C_{dyn} は大きくなる。同様な傾向は安原等¹⁴⁾、松田等⁶⁾によっても I_p と C_{dyn} の関係が得られている。

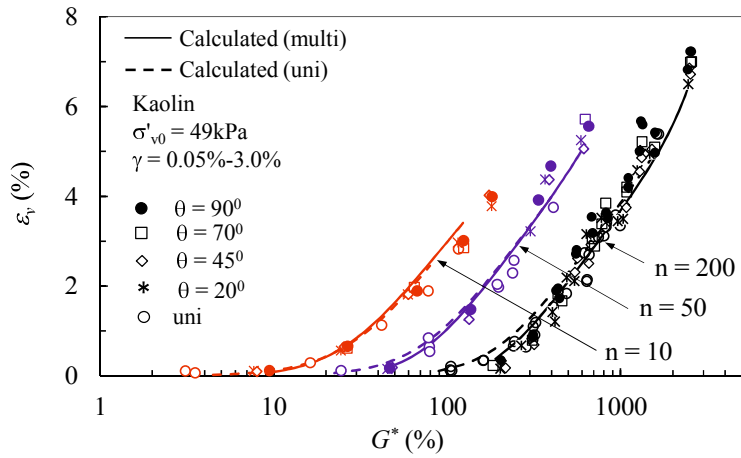
各粘土について算出した C_{dyn} の一覧を表-3.5 に示す。

表-3.5 動的圧縮指数 C_{dyn} の一覧

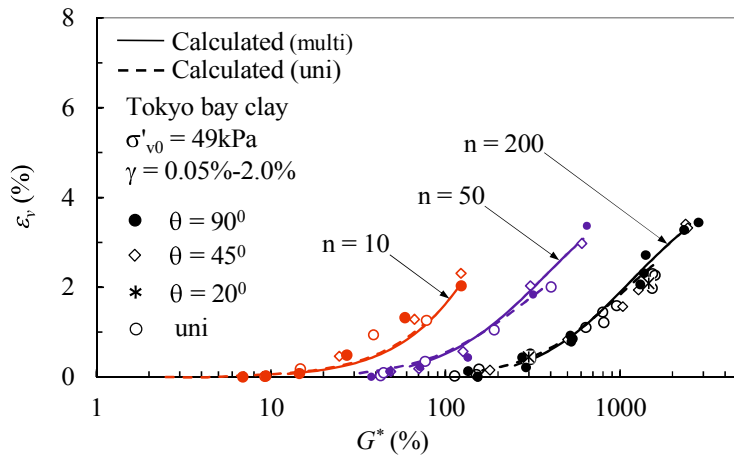
Cyclic recompression index	n	Kaolin	Tokyo bay clay	Kitakyushu clay
C_{dyn}	10	0.067	0.243	0.544
	50	0.068	0.169	0.254
	200	0.070	0.100	0.144

前述したように SRR は繰返しせん断中の有効応力減少量によって決まり、有効応力減少量すなわち過剰間隙水圧は式(3.4)より累積せん断ひずみ G^* によって求めることができる。そこで、式(3.4)および表-3.3 の実験定数を用いて繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧 U_{dyn}/σ'_{v0} を算定し、続いて式(3.10)および表-3.5 の C_{dyn} を用いて繰返しせん断後に生じる沈下ひずみ ε_v を算出した。

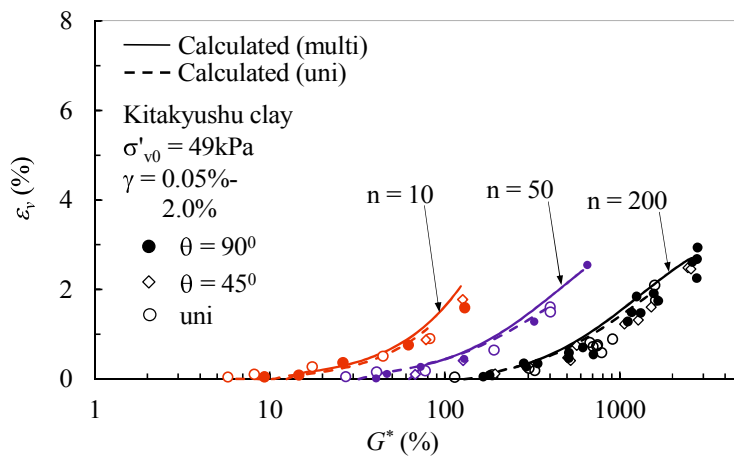
図-3.25 は算出した沈下ひずみ ε_v と累積せん断ひずみ G^* の関係を示したものである。プロットが実験値であり、点線および直線が推定値である。各粘土とも実験値と推定値はよく一致していることが分かる。また、 ε_v と G^* の関係は C_{dyn} が繰返しせん断ひずみ振幅および繰返しせん断方向に依らず一定であるため、図-3.17 に示した U_{dyn}/σ'_{v0} と G^* の関係と同じ傾向を示す。また、 ε_v と G^* の関係は G^* を用いることによって繰返しせん断の方向性の影響が取り除かれるため、各粘土で一義的な関係が得られている。



(a) Kaolin



(b) Tokyo bay clay



(c) Kitakyushu clay

図-3.25 累積せん断ひずみ G^* と沈下ひずみ ε_r の関係

3.3.3 実験定数と塑性指数の関係

各粘土について得られた C_{dyn} と I_p の関係を繰返し回数毎に整理したものが図-3.26 である。同図において、塑性指数 I_p が大きい粘土ほど C_{dyn} は大きくなる傾向があり I_p との相関も高いことが分かる。そこで、他の実験定数と同様に C_{dyn} と I_p の関係を直線近似し、 I_p と C_{dyn} の関係を調べた。

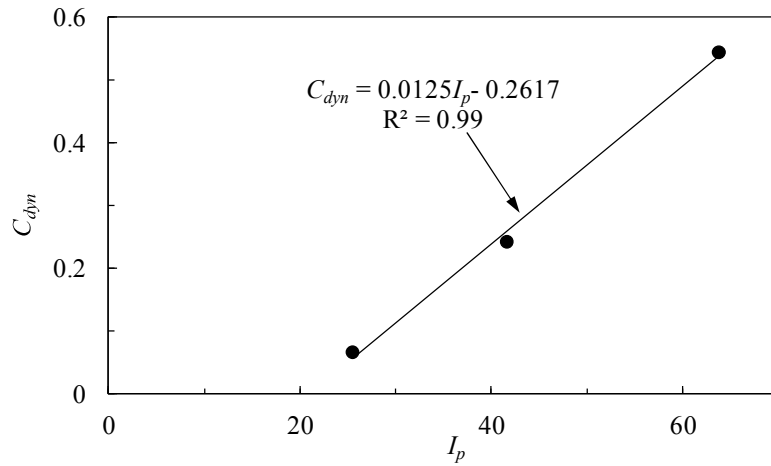
図-3.26 中の直線が近似式であり、繰返し回数毎に整理した関係式を表-3.6 に示す。 $n=200$ の図中には、赤線で安原等¹⁵⁾、松田等⁶⁾によって示された既往研究の結果も併せて示している。本実験で得られた C_{dyn} は、既往研究のものより若干小さくっている。この相違は、安原等が三軸圧縮試験結果、松田等が一方向繰返しせん断試験結果に基づいたものであり、試験条件の相違に起因するものと考えられるが、現時点では明確ではない。

図-3.27 は I_p との関係から決定した C_{dyn} を用いて式(3.10)より得られる各粘土の ϵ_v と G^* の関係を示したものである。各粘土とも実験値と推定値は概ね一致しており、 C_{dyn} は I_p から推定することが可能であって、本手法が広い範囲の塑性指数の粘性土に適用可能であることが分かる。

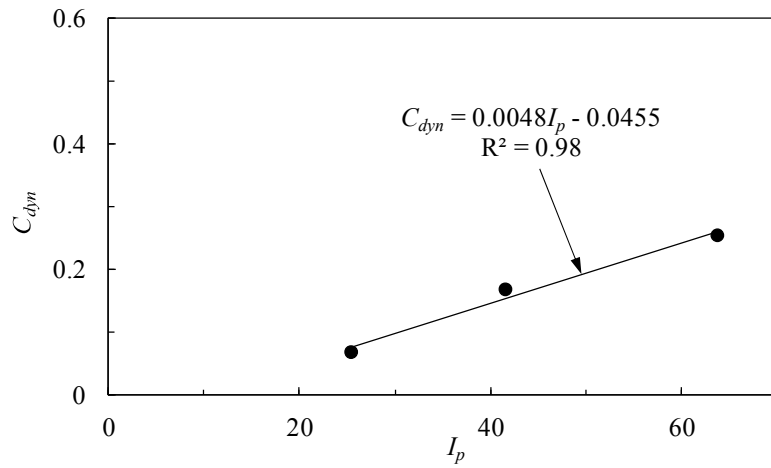
図-3.28 は、横軸に実験値を、縦軸に推定値をとって比較したものであり、本推定による誤差は 30%程度である。

表-3.6 C_{dyn} の一覧

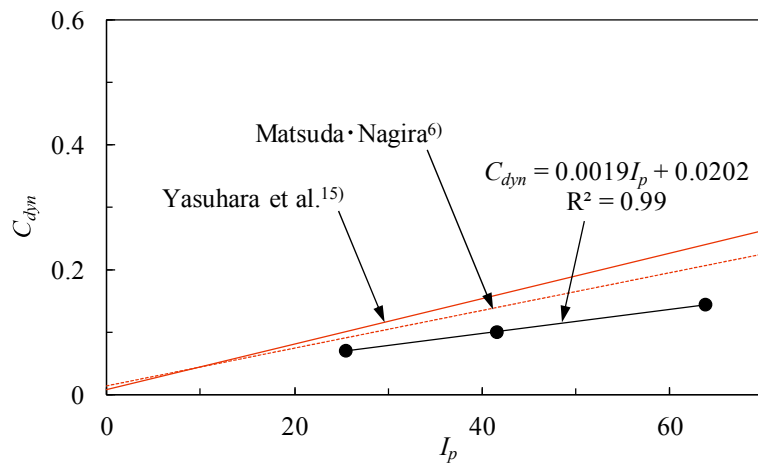
Cyclic recompression index	n	In relation to I_p
C_{dyn}	10	$C_{dyn}=0.0125 I_p-0.2617$
	50	$C_{dyn}=0.0048 I_p-0.0455$
	200	$C_{dyn}=0.0019 I_p+0.0202$



(a) $n=10$

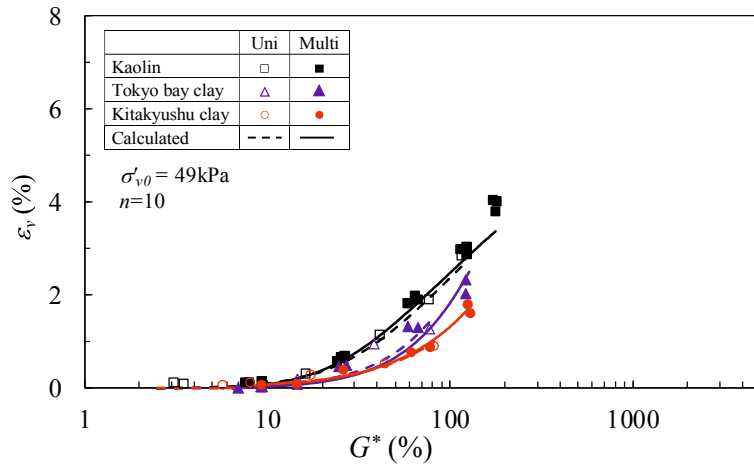


(b) $n=50$

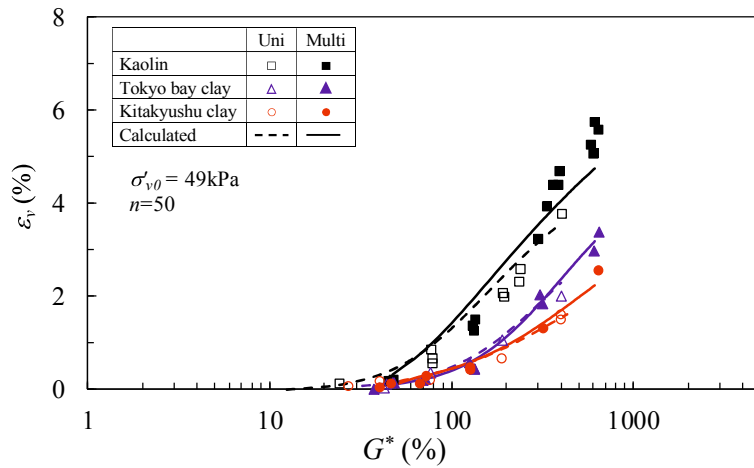


(c) $n=200$

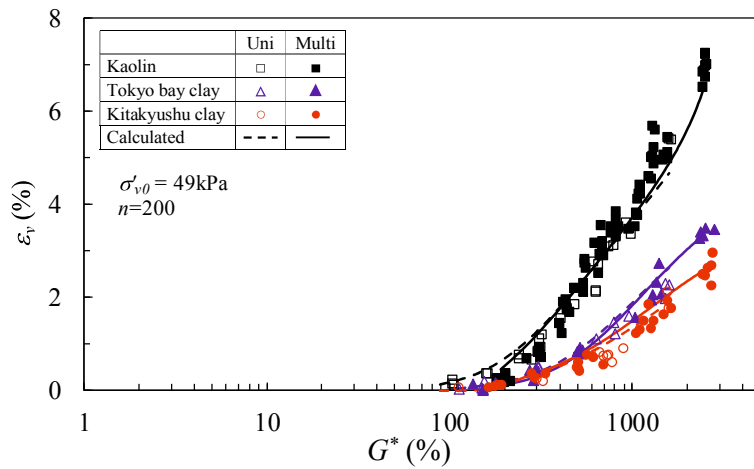
図-3.26 C_{dyn} と I_p の関係



(a) $n=10$



(b) $n=50$



(c) $n=200$

図-3.27 実験値と推定値の比較

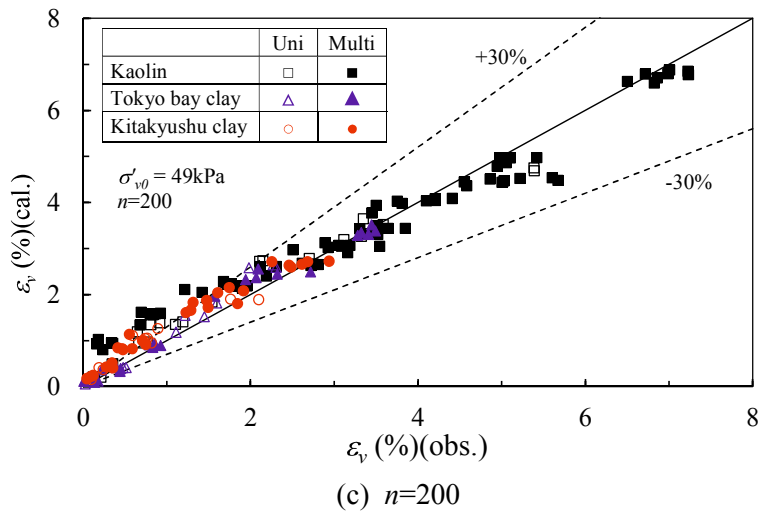
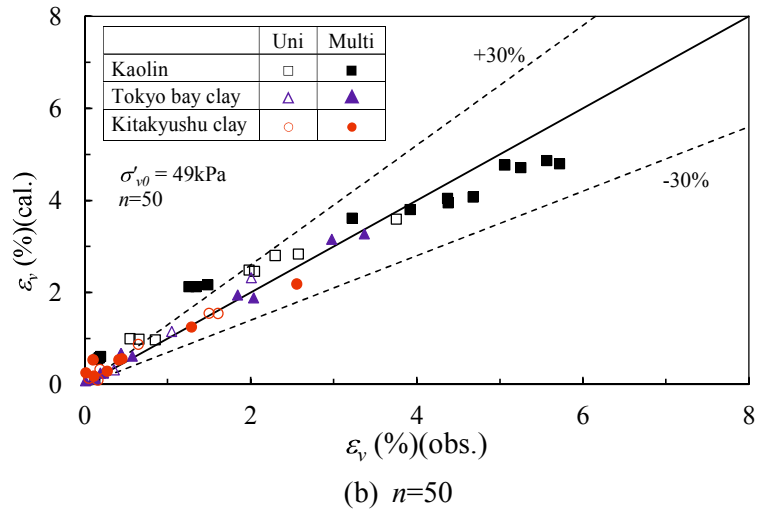
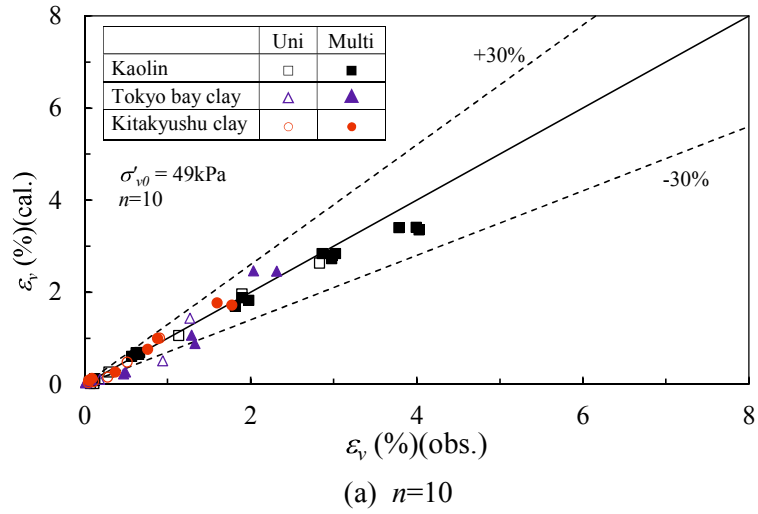


図-3.28 実験値と推定値の比較

3.4 非排水繰返しせん断後の粘性土の沈下-時間関係

3.4.1 非排水繰返しせん断後の圧密係数の変化

繰返しせん断後に生じる沈下は過剰間隙水圧の消散に伴うものであるため、透水係数の小さい粘性土は圧密と同様に時間を要し、結果として繰返しせん断の影響は長期間継続する。ここでは、繰返しせん断後の沈下時間関係を推定するため、繰返しせん断が過剰間隙水圧消散過程での圧密係数に及ぼす影響について検討を行う。

本研究では繰返しせん断後の圧密係数を標準圧密試験の c_v に対して動的圧密係数 c_{vd} と呼ぶ。また、 c_v および c_{vd} は \sqrt{t} 法によって求めた。標準圧密試験における各粘土の c_v は前述の表-3.1、図-3.4 に示したとおりである。

繰返しせん断が過剰間隙水圧消散過程での圧密係数 c_{vd} に及ぼす影響を調べた研究には安藤等¹⁷⁾、大西等¹⁸⁾、Matsuda¹⁹⁾の研究がある。このうち、Matsuda¹⁹⁾はカオリン粘土について繰返し単純せん断試験を実施し、応力減少比 SRR と c_{vd}/c_v の関係を次式で近似している。

$$\frac{c_{vd}}{c_v} = a \times (SRR)^b \quad (3.12)$$

ここに、 a 、 b は実験定数である。 SRR は式(3.11)のとおり、過剰間隙水圧が発生しない場合が 1.0 であって、繰返しせん断による過剰間隙水圧の発生に伴って生じる乱れの程度を表す指標である。

図-3.29 は各粘土について応力減少比 SRR と c_{vd}/c_v の関係を示したものである。ばらつきは見られるが、いずれも SRR が小さい場合には c_{vd} は c_v より大きく、 SRR が大きくなると c_{vd} は減少する傾向を示している。これは既往の研究成果¹⁷⁻¹⁹⁾とも整合しており、地震時の繰返しせん断による乱れが小さい場合には、静的荷重による圧密沈下よりも地震のような繰返しせん断によって生じる沈下の方が早く進行することを意味している。

SRR が小さい場合、 c_{vd} が c_v より大きい値を示したのは次のとおりと考えられる。一般に乱さない粘性土における過圧密領域の c_v は正規圧密領域の c_v より大きく、粘性土が乱されると c_v は小さくなると言われている²⁰⁾。これより、 SRR が小さい場合においては、粘性土の乱れが小さく乱さない粘性土に近い状態で擬似過圧密状態となるため、 c_v が大きくなったものと考えられる。一方、 SRR が大きくなると、もとの乱された状態に近づくため c_{vd} は小さくなったものと考えられる。図-3.29 では SRR が大きい場合、カオリン粘土の c_{vd} は c_v よりも若干大きく、東京湾粘土と北九州粘土の c_{vd} は c_v より若干小さくなっているが、本研究で用いた粘性土は再構成試料であり、 SRR が大きくなると乱された状態に戻るため、 SRR が大きくなると c_{vd} は c_v に一致するものと考えられる。

そのため、若干の誤差は c_v 算定時の誤差と考えられる。

また、図-3.29 には種々のせん断ひずみ振幅、せん断方向、繰返し回数で繰返しせん断を行った場合の結果を同時にプロットしているが、繰返し載荷条件による大きな相違は見られず、 c_{vd} は図中に示した式(3.12)の関数で表すことができる。各粘土で算出した実験定数 a, b の一覧を表-3.7 に示す。

表-3.7 実験定数 a, b の一覧

Parameter	Kaolin	Tokyo bay clay	Kitakyushu clay
a	1.31	1.41	1.53
b	-0.02	-0.23	-0.42

3.4.2 実験定数と塑性指数の関係

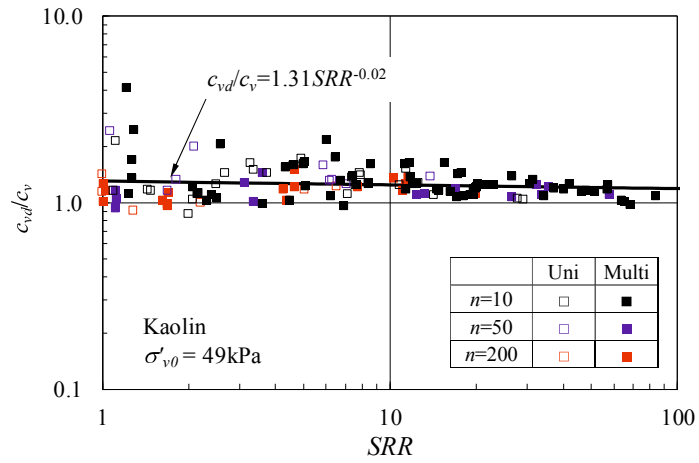
図-3.29 より、粘性土によって c_{vd} と SRR の相関は異なり、塑性指数 I_p が大きい粘性土ほど c_{vd} の減少傾向が大きくなることが分かる。

そこで、各粘性土で得られた実験定数 a, b と I_p の関係を整理すると図-3.30 のようになる。前述と同様に実験定数 a, b と I_p の関係を直線近似すると、 a, b と I_p の相関は高いことから、粘性土の I_p が分かれば、種々の粘土に対する動的圧密係数 c_{vd} の推定を行うことが可能と考えられる。表-3.8 は図-3.30 中の近似式を整理したものである。

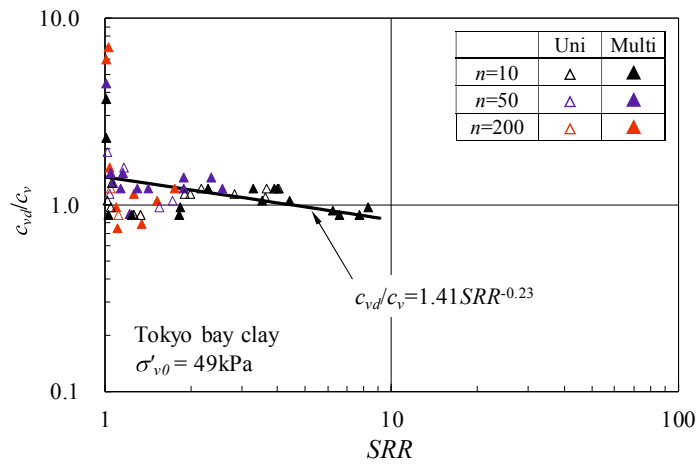
図-3.31 は表-3.8 の関係から決定した実験定数 a, b を用いて得られた動的圧密係数 c_{vd} の推定値と実験値の比較を行ったものである。ばらつきは見られるが、各粘土とも実験値と推定値は概ね一致しており、 c_{vd} は I_p から推定することが可能であると考えられる。

図-3.32 は I_p から推定した c_{vd} を用いて計算した各粘土の繰返しせん断後の沈下-時間関係を示したものである。同図は $\gamma=2.0\%$ 、繰返し回数 $n=10, 200$ 回のケースを示したものである。プロットが実験値であり、実線が推定値である。同図において、最終沈下量 ε_v は実験結果を用いているが、各粘土とも実験値と推定値はよく一致している。

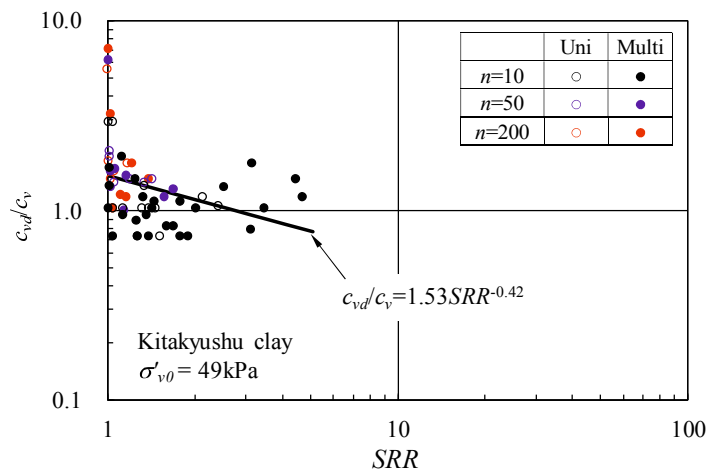
I_p から推定した実験定数を用いて、最終沈下量を含めた各粘土の繰返しせん断後の沈下-時間関係を求めたものが図-3.33 である。いずれの粘土についても実験値と推定値は概ね一致していることが分かる。これより、本手法を用いることによって、粘性土の I_p さえが分かれば、種々の粘性土に対する地震後沈下の沈下-時間関係を推定することが可能と考えられる。



(a) Kaolin



(b) Tokyo bay clay



(c) Kitakyushu clay

図-3.29 応力減少比 SRR と c_{vd}/c_v の関係

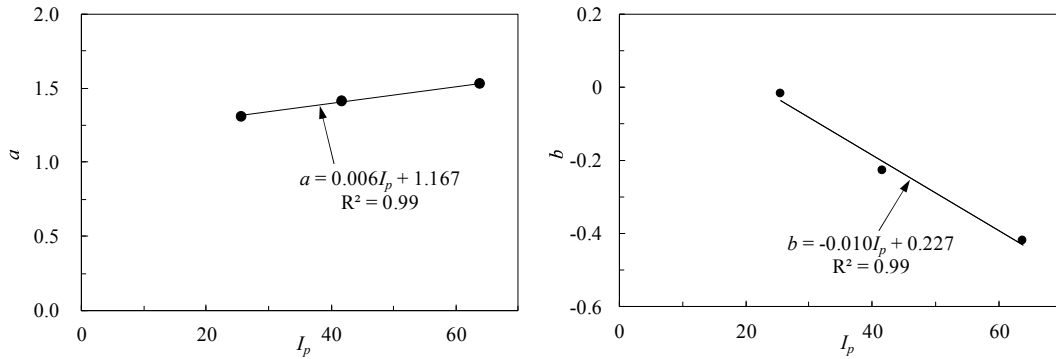


図-3.30 実験定数 a, b と I_p の関係

表-3.8 実験定数 a, b と I_p の関係

Parameter	In relation to I_p
a	$a = 0.006 I_p + 1.167$
b	$b = -0.010 I_p + 0.227$

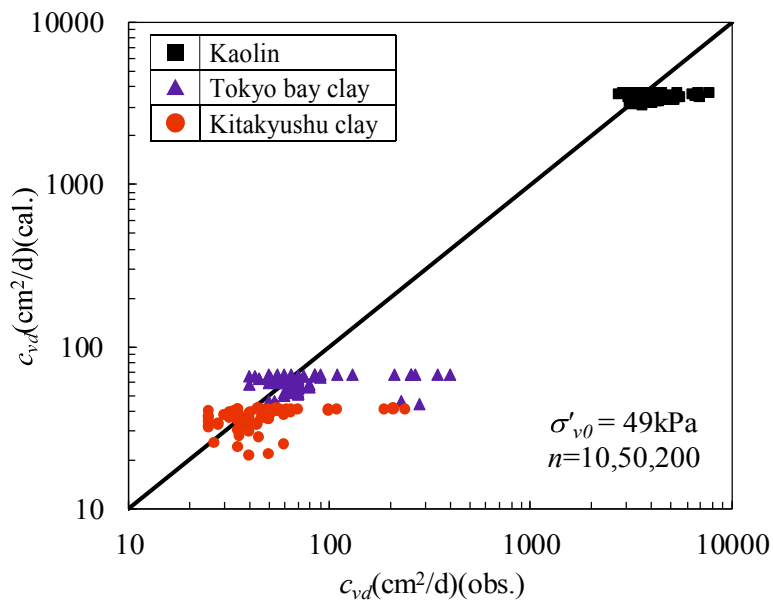
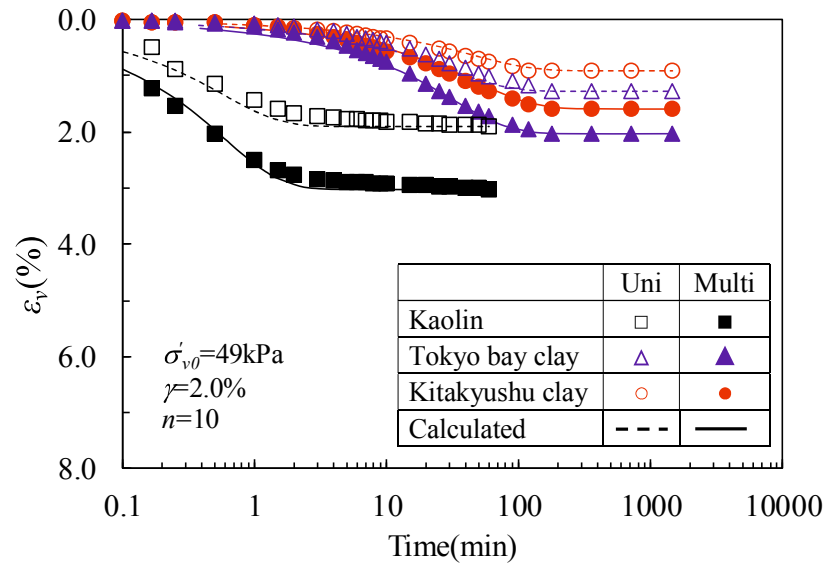
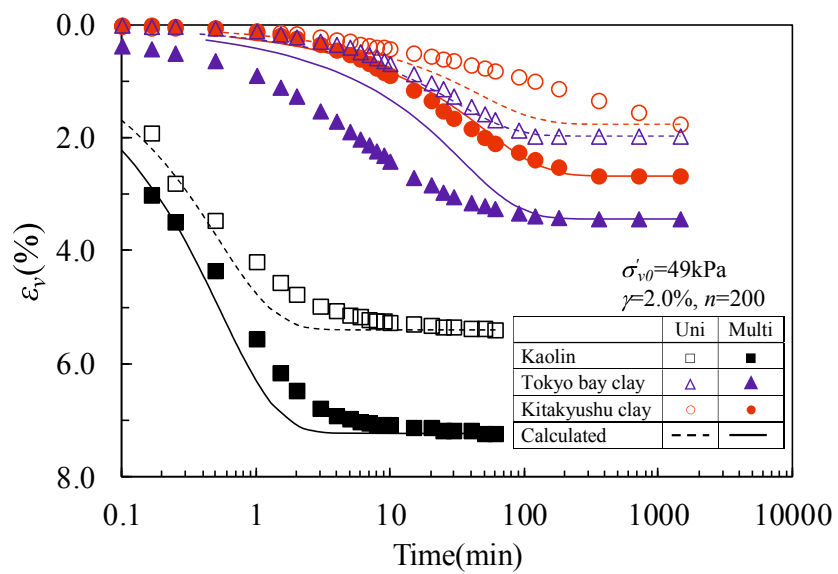


図-3.31 実験値と推定値の比較

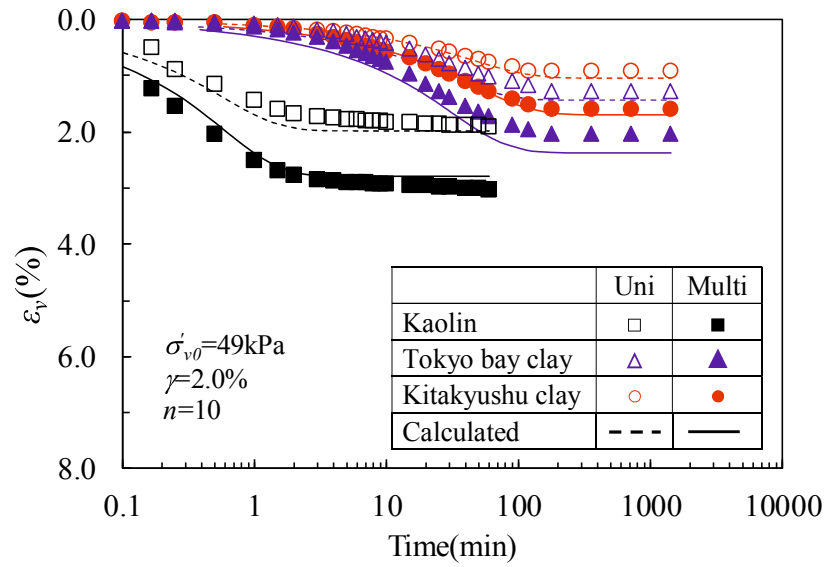


(a) $n=10$

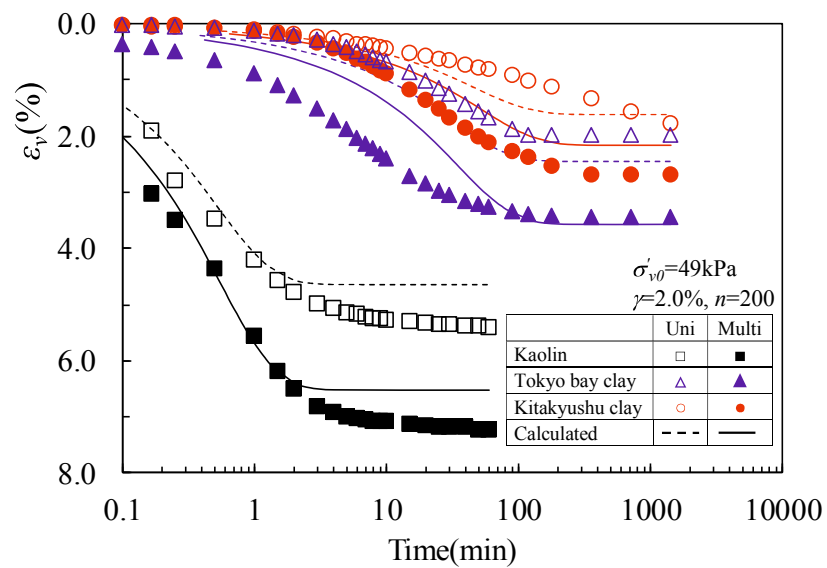


(b) $n=200$

図-3.32 実験値と推定値の比較(ε_v は実験値)



(a) $n=10$



(b) $n=200$

図-3.33 実験値と推定値の比較(ε_v も推定値)

3.5 粘性土の繰返しせん断後沈下特性に及ぼす攪乱の影響

自然地盤から採取した不攪乱粘土の構造は、綿毛化構造となっていることが多いが、これを攪乱すると分散構造に変わり、端面接触が減って平行な粒子配列に変わるため²¹⁾、粘土の粒子間の有効応力が変化し、粘土の力学的性質が変化することが分かっている。一般的に、強度特性は、非排水せん断強度の低下、破壊ひずみの増加、変形係数の低下等を招くと言われ、圧密特性は、圧縮性の低下、圧密降伏応力の低下、圧密係数の低下、透水係数の低下、2次圧密の低減を招くと言われている²⁰⁾。

前節のとおり、地震後の粘性土地盤の沈下予測に関して、繰返しせん断ひずみの多方向性を考慮した過剰間隙水圧および繰返しせん断後の沈下量の推定式を提案したが、これらは攪乱粘土の実験結果に基づいて導かれたものであり、不攪乱粘土については明らかになっていない。そこで、本節では不攪乱粘土と攪乱粘土を用いて多方向繰返しせん断試験を行い、非排水繰返しせん断による過剰間隙水圧の蓄積および繰返しせん断後の再圧密特性について調べ、試料の乱れによる影響を明らかにした。

3.5.1 試料および実験方法

実験に用いた試料は、図-3.34 に示す宮城県の旧北上川不動地区の沖積粘土層から採取した東北粘土である。沖積粘土層は地表面下18~38mに層厚約20mで堆積しており、今回使用した試料は地表面下18m付近のものである(図-3.35 参照)。試料の物性値を表-3.9に、 e - $\log p$ 関係を図-3.36 に示す。

実験装置には前述と同様のひずみ制御型の多軸単純せん断試験装置を用いた。不攪乱試料は、シンウォールチューブから押出し、所定の高さに切断して実験に用いた。攪乱試料は、不攪乱試料を練り返した後、含水比を液性限界の1.5倍に調整し、真空容器にて40分間脱気を行い実験に用いた。

表-3.9 東北粘土の物性値

Sample	ρ_s (g/cm^3)	w_L (%)	w_P (%)	I_P	C_C	C_s
Undisturbed	2.607	124.7	40.5	84.2	1.29	0.06



出典：国土地理院発行2万5千分の1地形図「石巻」

図-3.34 試料採取位置図

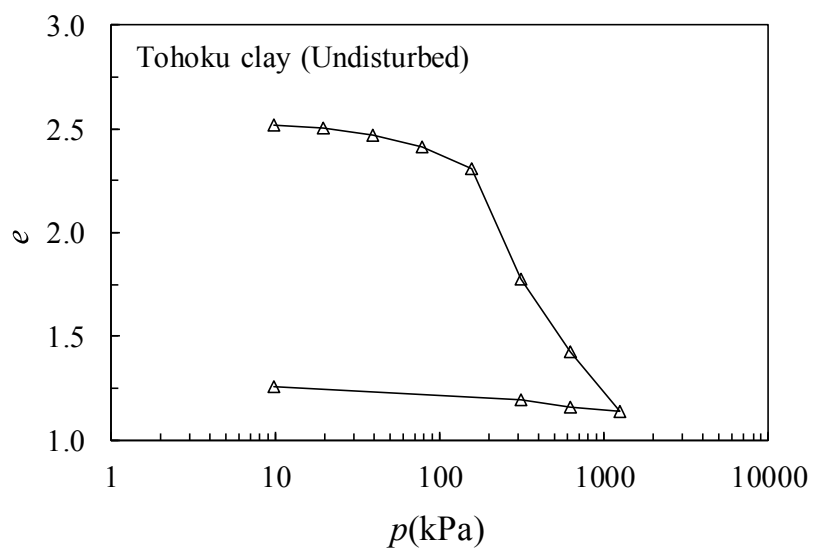


図-3.36 e - $\log p$ 関係

ボーリング名：H28不動町No.1

孔口標高：1.039m

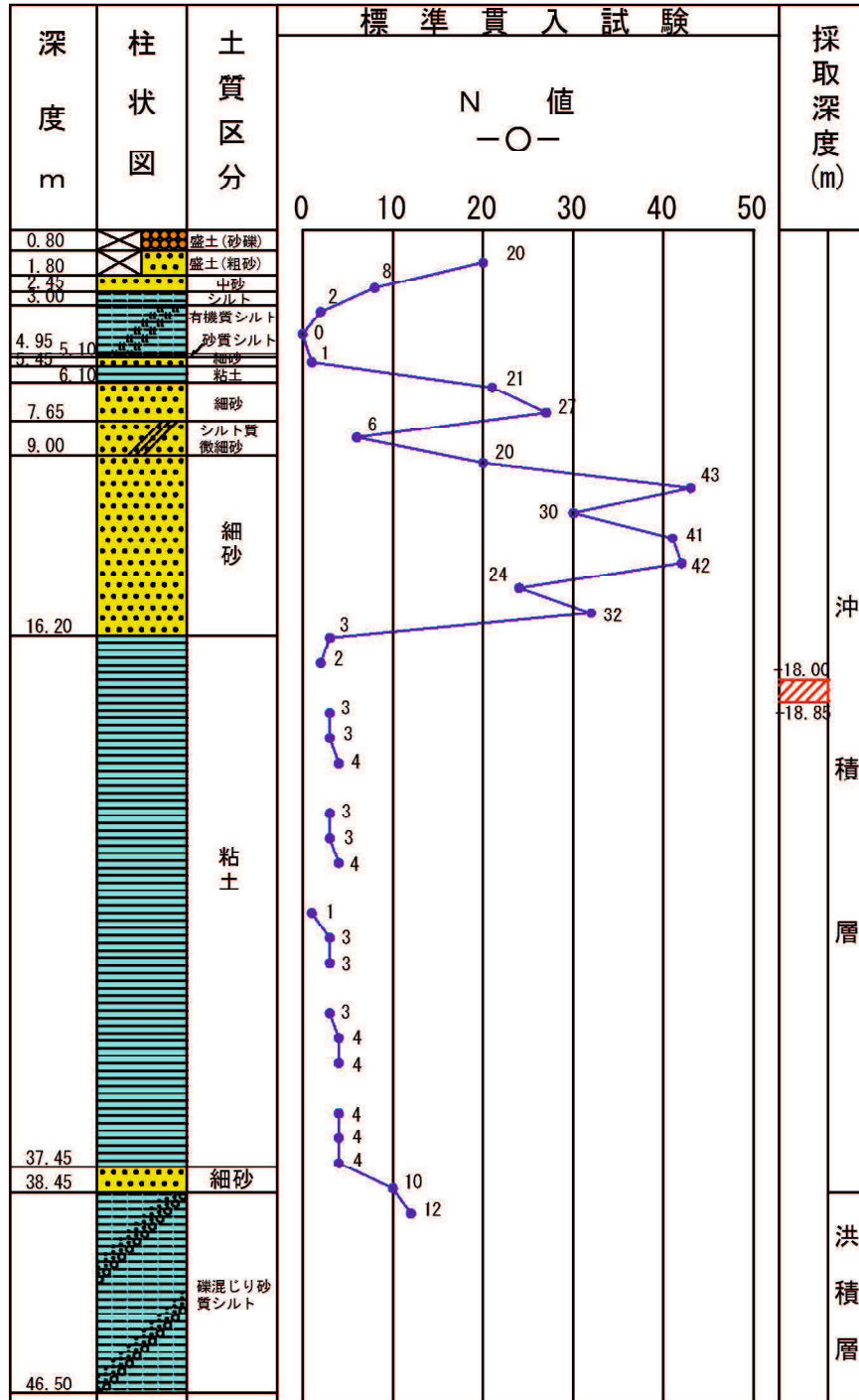


図-3.35 試料採取地点の柱状図

実験は以下の手順で実施した。まず、不攪乱試料採取時の拘束圧相当の圧密圧力 $\sigma'_{v0}=157\text{kPa}$ で予圧密した。その後、非排水条件で繰返しせん断を行い、繰返しせん断中の過剰間隙水圧を測定した。繰返しせん断に用いた規則波の波形は、周期 2.0 秒の sin 波でせん断ひずみ振幅は 0.15~3.05%、水平 2 方向から負荷する sin 波の位相差は 90° 、繰返し回数は 200 回とした。

また、繰返しせん断終了後には供試体上部から排水を許し、間隙水圧が消散するまで沈下量を測定した。不攪乱試料については、その後さらに圧密圧力 $\sigma'_{v0}=294\text{kPa}$, 392kPa で再圧密を行い、それぞれ間隙水圧が消散するまで沈下量を測定した。実験ケースを表-3.10 に示す。

表-3.10 実験ケース一覧

Sample	Cyclic shear strain wave	Shear strain amplitude γ_{dyn} (%)	σ'_{v0} (kPa)	Number of cycles n	Phase difference θ (%)	After cyclic shear σ'_{v0} (kPa)
Un-disturbed	Uniform	0.13	157	200	90	294 392
		0.55				
		1.12				
		3.05				
Disturbed	Uniform	0.12	157	200	90	—
		0.45				
		0.90				
		2.86				

3.5.2 非排水繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧

図-3.37 は不攪乱試料と攪乱試料について非排水繰返しせん断中の過剰間隙水圧比 U_{dyn}/σ'_{v0} の変化を示したものである。試料の不均一性および実験条件の相違のために、結果にばらつきは見られるが、同図より不攪乱試料、攪乱試料のいずれにおいても、 U_{dyn}/σ'_{v0} は繰返し回数 n の増加とともに上昇し、繰返しせん断ひずみ振幅 γ_{dyn} が大きいほど大きくなる傾向がみられる。また、攪乱試料の方が不攪乱試料よりも若干ではあるが、 U_{dyn}/σ'_{v0} は大きい。

図-3.38 は不攪乱試料について繰返しせん断中の過剰間隙水圧比 U_{dyn}/σ'_{v0} と累積せん断ひずみ G^* の関係を示したものである。図中のプロットが実験結果であり、曲線は式

(3.4)によるフィッティング曲線である。曲線と実測結果はよく一致しており、攪乱試料の実験結果から導かれた式(3.4)は不攪乱試料についても適用可能である。

これより、繰返しせん断中の過剰間隙水圧比は累積せん断ひずみとの間に式(3.4)で示した双曲線関係が成り立つことから、実験ケース毎に式(3.4)の α 、 β を求め、これと γ_{dyn} の関係より最小二乗法で式(3.5)、(3.6)中の実験定数 A 、 B 、 C 、 m を求めた。その結果を示したものが表-3.11である。

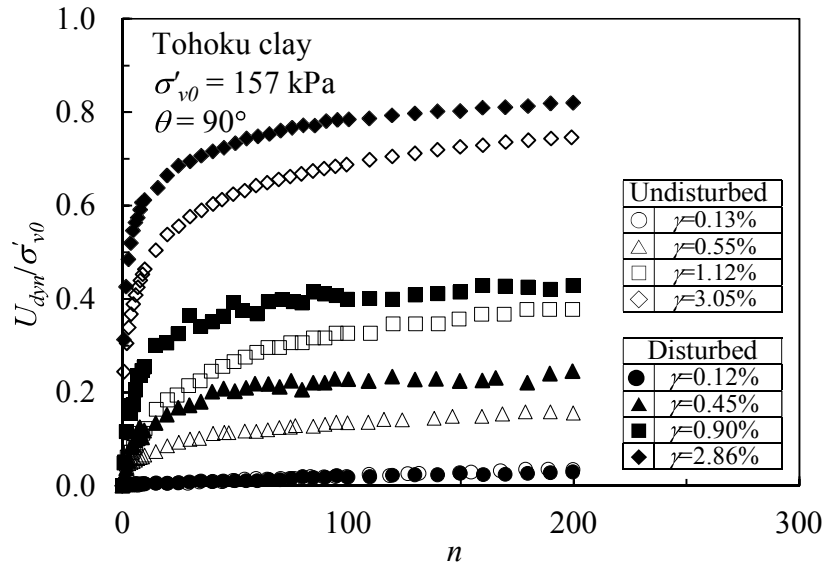


図-3.37 繰返しせん断中の過剰間隙水圧比の推移

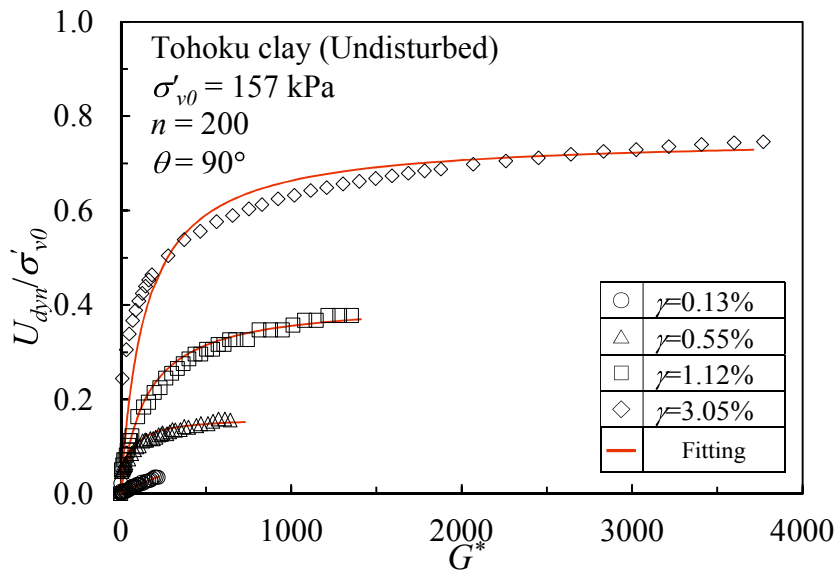


図-3.38 不攪乱試料における繰返しせん断中の過剰間隙水圧比の推移

表-3.11 実験定数 A, B, C, m の一覧

	Undisturbed	Disturbed
A	428.1	179.5
B	-0.2558	-0.2776
C	0.7801	0.8882
m	-1.091	-1.393

前述のとおり、攪乱粘土の実験定数は、粘土の塑性指数 I_p と強い相関を示し、概ね直線近似できることが示されている¹³⁾。そこで、本実験で得られた不攪乱試料および攪乱試料の実験定数と、既往のカオリン粘土 ($I_p=25.5$)、東京湾粘土 ($I_p=41.6$)、北九州粘土 ($I_p=63.8$) の攪乱試料による実験定数を合わせてプロットした結果が図-3.39 である。

同図より、過剰間隙水圧の収束値 $1/\beta$ に関わる実験定数 B, C と塑性指数 I_p の関係については、東北粘土の不攪乱試料と攪乱試料ともに、既往の実験結果と類似の傾向を示している。これより、 U_{dyn}/σ'_{v0} の収束値は I_p から推定可能と考えられる。一方、過剰間隙水圧の初期の立ち上り勾配 $1/\alpha$ に関わる実験定数 A, m と I_p の関係については、既往の実験結果と異なる傾向を示している。これは明確ではないが、既往研究が圧密圧力 $\sigma'_{v0}=49\text{kPa}$ に対する結果であったのに対して本研究は $\sigma'_{v0}=157\text{kPa}$ と大きいため、粘土粒子間の間隙が小さくなり、ひずみ変化に対して構造の変化が起こり易くなったためと考えられる。ただし、繰返しせん断後沈下の推定にあたっては、過剰間隙水圧の最終的な蓄積量を用いることから、繰返しせん断初期の立ち上りの影響は小さいと考えられる。

図-3.40 は式(3.4)~(3.6)および表-3.11 の実験定数を用いて推定した繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧比と累積せん断ひずみの関係である。図中のプロットが実測値であり、曲線は推定結果であって、両者は概ね一致していることが分かる。これより、既往の過剰間隙水圧の推定式は不攪乱粘土に対しても適用可能であるといえる。

3.5.3 繰返しせん断が粘土の $e\text{-log}p$ 関係に及ぼす影響

図-3.41 は不攪乱試料についての一連の実験で得られた $e\text{-log}p$ 関係を示したものである。図中 Step①は前述の非排水繰返しせん断過程であって、過剰間隙水圧の上昇によって間隙比が一定のまま有効応力が減少する。Step②は再圧密過程であって、繰返しせん断ひずみ振幅が大きいほど再圧密時の間隙比は小さくなっている。その後の Step③, ④は段階载荷による圧密試験の過程を示しており、いずれの繰返しせん断ひずみ振幅のケースもほぼ同じ $e\text{-log}p$ 関係を示し、それは正規圧密曲線に漸近する傾向にある。同様の

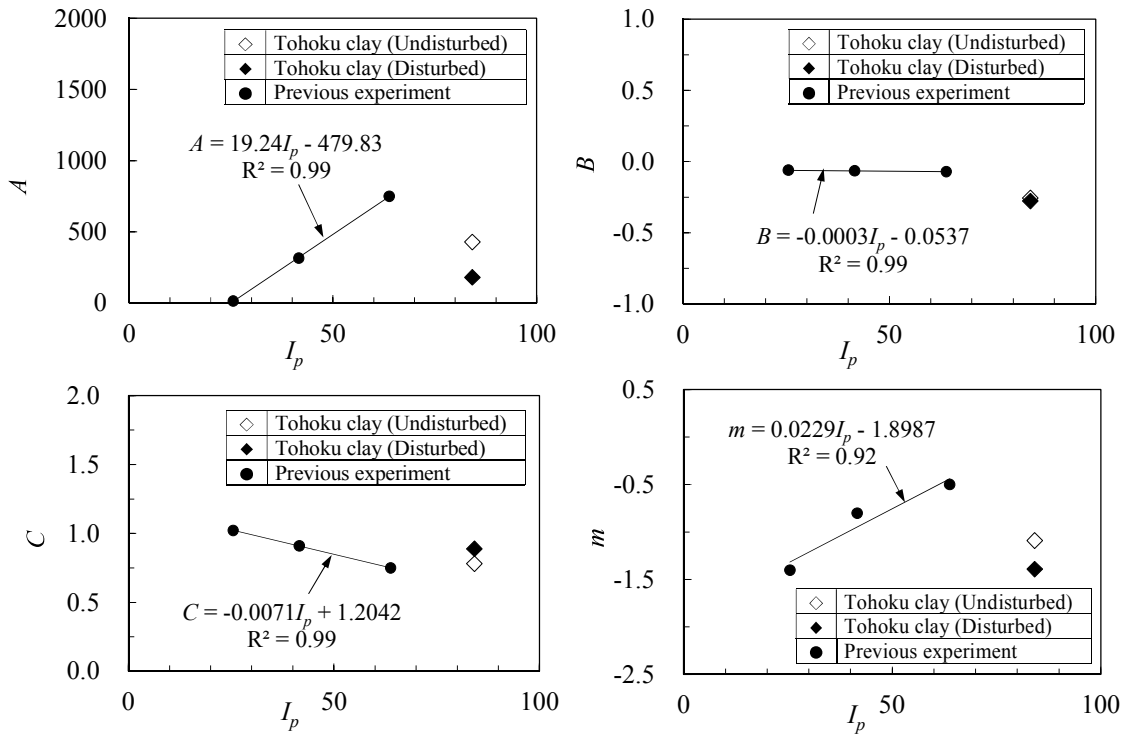


図-3.39 実験定数 A, B, C, m と I_p の関係

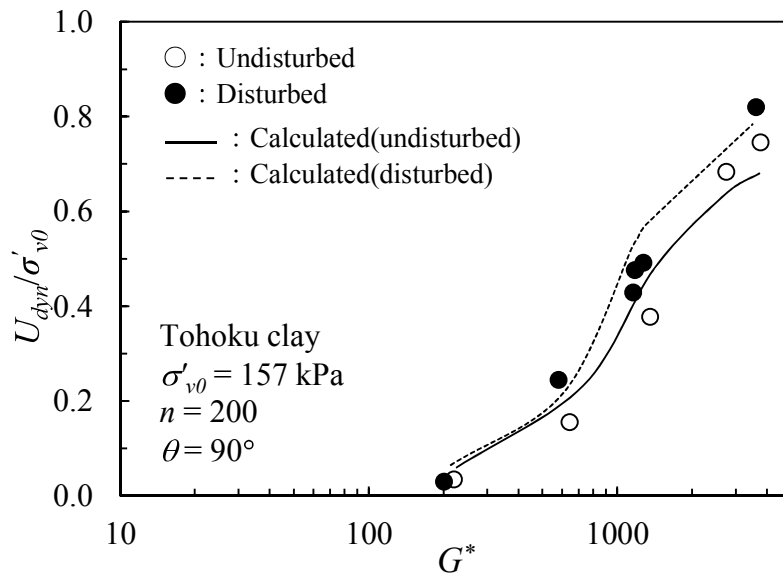


図-3.40 過剰間隙水圧比と累積せん断ひずみの関係

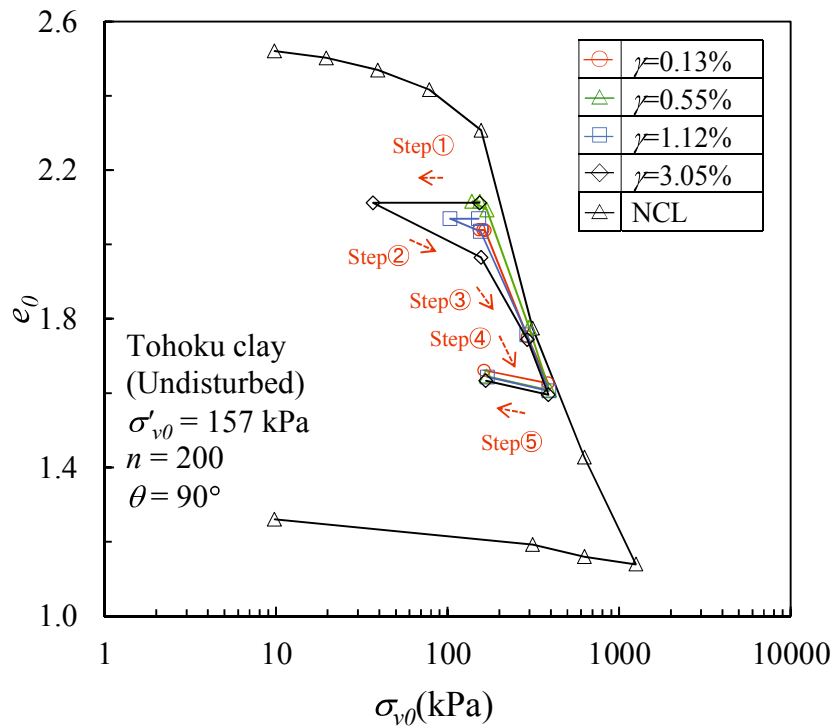


図-3.41 間隙比の推移

傾向は既往研究^{1,22)}でも得られており、今回不攪乱粘土においても同様な傾向を示すことが分かった。

図-3.42は繰返しせん断後の沈下ひずみの経時変化を示したものである。同図より、不攪乱試料および攪乱試料ともに、繰返しせん断ひずみ振幅が大きいほど沈下ひずみが大きくなっている。また、不攪乱試料の方が攪乱試料に比べて圧密が早く進行し、一次圧密が早く終了することが分かる。これは、不攪乱試料においては繰返しせん断後も粘土の骨格構造が比較的維持されるためと考えられる。また、不攪乱試料の $\gamma_{dyn}=0.13\%$ 、攪乱試料の $\gamma_{dyn}=0.12\%$ のケースはほとんど沈下が生じていないが、その他のケースでは一次圧密終了後は、沈下曲線が直線的になり二次圧密的な沈下が生じている。

図-3.43はStep③、④における沈下ひずみの経時変化を示したものである。Step②での沈下とは異なり、繰返しせん断振幅の大きさに関わらず、ほぼ同じ沈下曲線を描くことがわかる。また、一次圧密終了後は、沈下曲線は直線的になり二次圧密的な沈下が生じている。

図-3.42, 3.43において、Step②、③、④ともに一次圧密終了後は二次圧密的な沈下曲線になっていることから、この直線部分の勾配である二次圧密係数 ε_q を次式にて算出した。

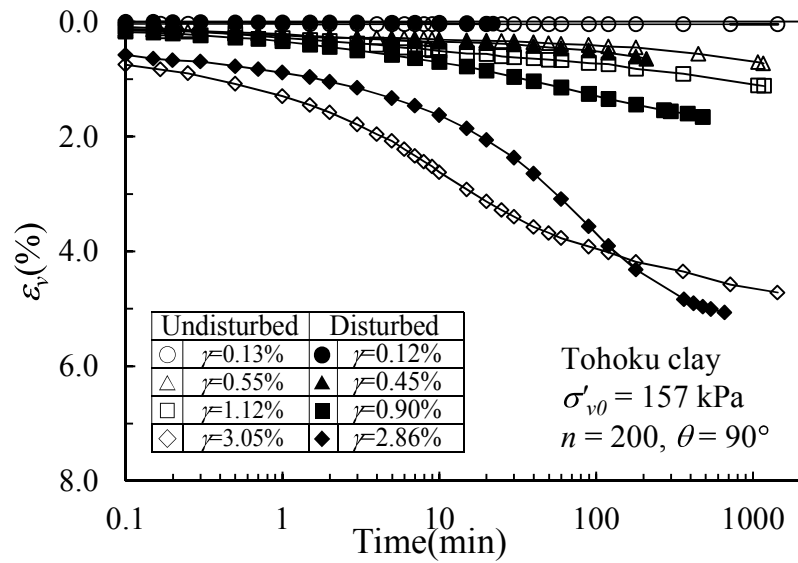


図-3.42 繰返しせん断後の沈下ひずみ (Step②)

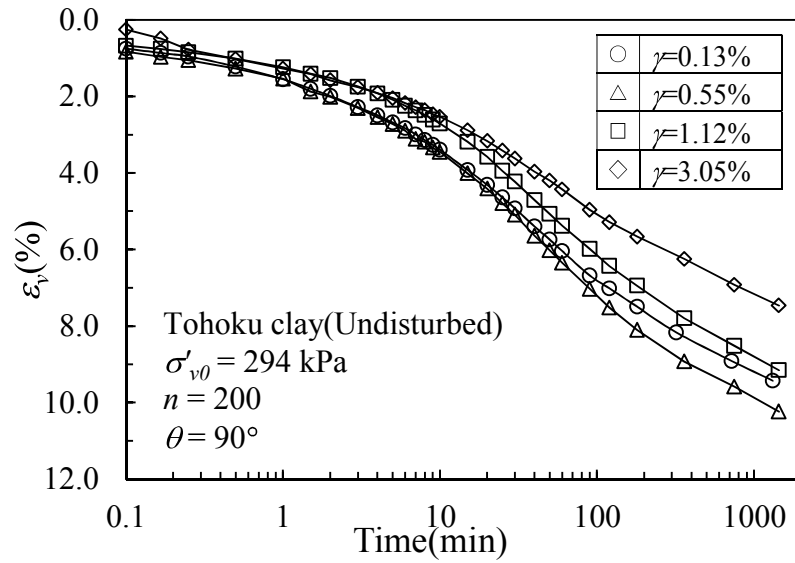
$$\varepsilon_\alpha = \frac{\Delta \varepsilon_v}{\Delta \log t} \quad (3.13)$$

ここに、 $\Delta \varepsilon_v$ は沈下ひずみの変化、 $\Delta \log t$ は対数時間の変化である。

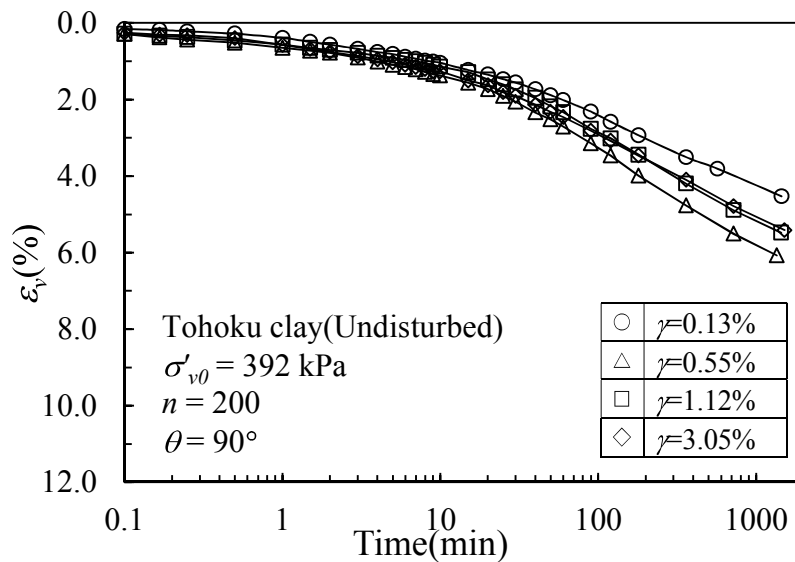
図-3.44は繰返しせん断ひずみ振幅が二次圧密係数に及ぼす影響を示したものである。同図より、Step②の ε_α はStep③、④の ε_α に比べて明らかに小さくなっている。これは、Step②は非排水繰返しせん断前の先行荷重によって、すでに二次圧密が生じており、ここで生じた二次圧密は非排水繰返しせん断によって乱され、さらに生じたためと考えられる。その結果、 ε_α は γ_{dyn} に伴って大きくなる傾向がみられる。また、Step②の ε_α は不攪乱試料と攪乱試料でほぼ同じ値となっている。これは、過圧密領域における不攪乱試料と攪乱試料の二次圧密はともに小さくほとんど同じであるとの報告²³⁾があり、非排水繰返しせん断によって擬似過圧密状態にあるStep②も同じ傾向を示したものと考えられる。以上の結果は、繰返しせん断中の過剰間隙水圧の上昇は粘性土の二次圧密と密接に関係しているとの松井ら¹⁰⁾の指摘を裏付けるものである。

図-3.45はStep②における間隙比の減少量 Δe と応力減少比 SRR の関係を示したものである。同図より Δe と SRR はほぼ線形関係にあり、攪乱試料¹³⁾と同様の傾向を示している。この直線の勾配である動的圧縮指数 C_{dyn} は、不攪乱試料で $C_{dyn} = 0.234$ 、攪乱試料で $C_{dyn} = 0.167$ となり、不攪乱試料の方が若干大きくなった。

C_{dyn} も I_p と相関が強く、前述の攪乱試料による実験結果¹³⁾では図-3.46のとおり直線関係が得られており、それと比べると本実験における攪乱試料の C_{dyn} も類似の傾向を示した。



(a) $\sigma'_{v0}=294\text{kPa}$ (Step③)



(b) $\sigma'_{v0}=392\text{kPa}$ (Step④)

図-3.43 繰返しせん断後の沈下ひずみ

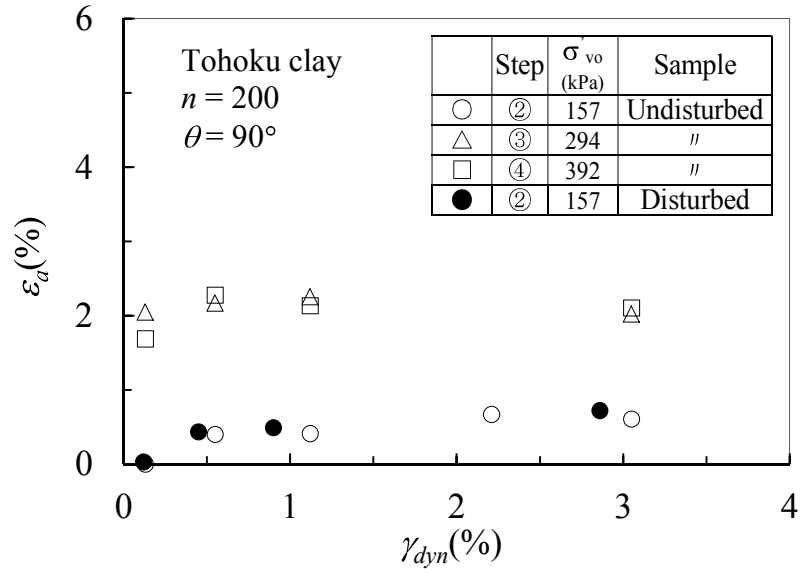


図-3.44 二次圧密係数と繰返しせん断ひずみ振幅の関係

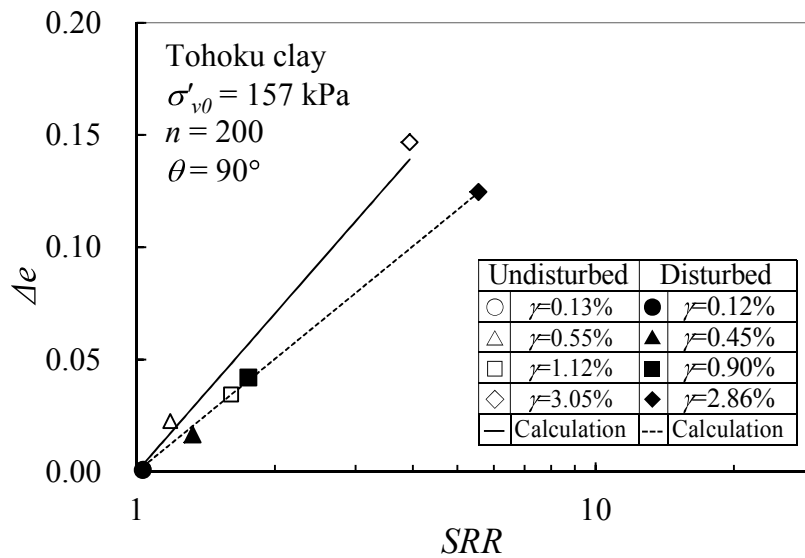


図-3.45 Δe とSRRの関係

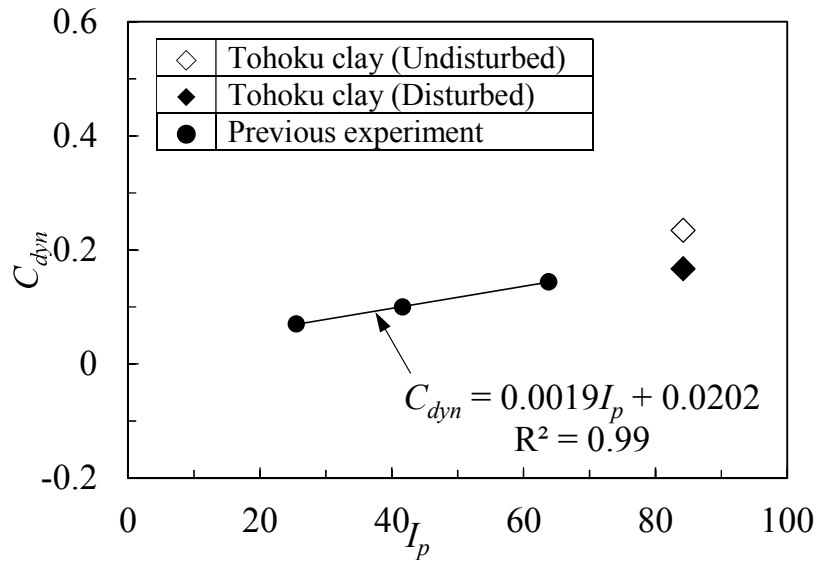


図-3.46 攪乱試料の実験定数 C_{dyn} と I_p の関係

図-3.47は式(3.10), (3.11)および C_{dyn} を用いて推定した沈下ひずみと累積せん断ひずみの関係を示したものである。図中のプロットは実測値であり、曲線は推定結果である。同図より、実測値と計算値はよく一致しており、不攪乱粘土に対しても既往式は適用可能であるといえる。また、不攪乱試料と攪乱試料の最終的な沈下ひずみの相違は小さく、ひとつの実験結果ではあるが、繰返しせん断後沈下に及ぼす攪乱の影響は小さいといえる。

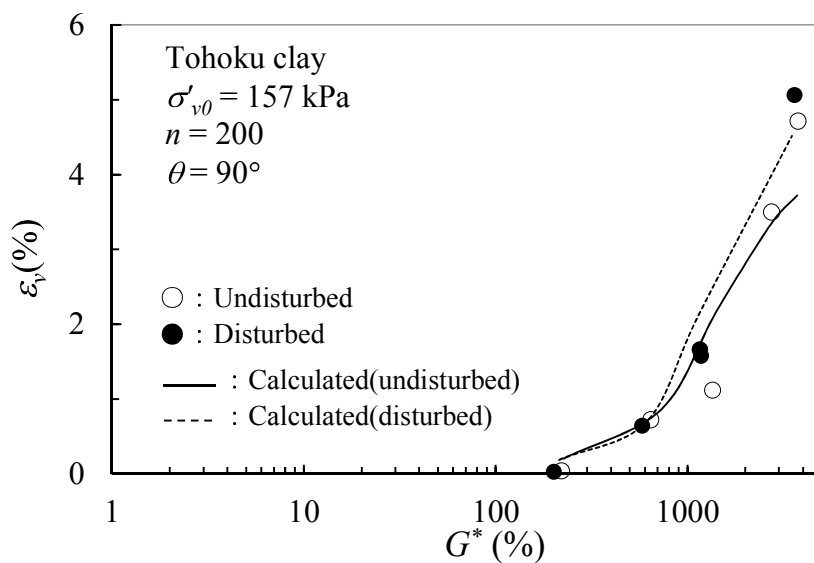


図-3.47 沈下ひずみと累積せん断ひずみの関係

3.6 まとめ

本章において得られた主な知見は以下のとおりである。

- (1) 一方向と多方向繰返しせん断では過剰間隙水圧の蓄積は異なり，一方向よりも多方向繰返しせん断の方が大きくなる．繰返しせん断方向の影響は既往研究と同様に累積せん断ひずみ G^* で整理することによって低減できる．
- (2) 繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧の蓄積は，塑性指数 I_p が大きい粘土ほど小さくなる．
- (3) 沈下ひずみは繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧が大きいほど大きくなる．また，沈下ひずみは有効応力減少量 SRR の対数に概ね比例し，この直線勾配である動的圧縮指数 C_{dyn} は，繰返しせん断ひずみ振幅およびせん断方向には依存しないが，塑性指数および繰返し回数によって異なり，塑性指数が大きく，繰返し回数が小さいほど大きくなる．また，動的圧縮指数 C_{dyn} は，標準圧密試験における圧縮指数 C_c よりも小さく，膨張指数 C_s よりも大きい．
- (4) 繰返しせん断後の圧密係数 C_{vd} も繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧と密接に関係し，有効応力減少量 SRR が小さい場合には繰返しせん断後の圧密係数 C_{vd} は標準圧密試験における圧密係数 C_v より大きい．また，有効応力減少量 SRR が大きくなると繰返しせん断後の圧密係数 C_{vd} は減少し標準圧密試験における圧密係数 C_v に漸近する傾向を示す．これより，地震時の繰返しせん断による乱れが小さい場合には，静的荷重による圧密沈下よりも圧密沈下が早く進行する可能性がある．
- (5) カオリン粘土の実験結果から導かれた既往の推定式は，物性が異なる東京湾粘土，北九州粘土についても適用可能である．また，各粘土について，繰返しせん断方向，繰返し回数毎に既往推定式に必要な実験定数 $A, B, C, m, C_{dyn}, a, b$ を算出し，実験定数と塑性指数 I_p との関係を整り，実験定数と塑性指数 I_p が直線近似できることを示した．
- (6) 繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧および沈下ひずみについて，塑性指数 I_p から推定した実験定数を用いて得られる値は実験値と概ね一致することを示した．これより，本手法を用いることによって，粘性土の塑性指数 I_p が分かれば，種々の粘土に対する繰返しせん断後沈下を推定することが可能である．
- (7) 繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧は，東北粘土の不攪乱試料においても，繰返し回数の増加とともに上昇し，ひずみ振幅が大きいほど大きくなる．また，繰返しせん断中の過剰間隙水圧と累積せん断ひずみ G^* の間には攪乱試料と同様に双曲線関係が成立する．東北粘土の不攪乱試料と攪乱試料の過剰間隙水圧の上昇過程および蓄積量を比較すると，攪乱試料の方が若干大きい．

- (8) 繰返しせん断後の沈下は、不攪乱試料および攪乱試料のいずれにおいても、ひずみ振幅が大きいほど大きくなる。また、攪乱試料に比べて不攪乱試料の方が沈下は早く進行する。一次圧密終了後、沈下曲線はいずれの試料でも直線的になり二次圧密的な沈下が生じる。繰返しせん断後の圧密過程における二次圧密係数は、正規圧密時の二次圧密係数より小さく、繰返しせん断ひずみ振幅が大きくなると増加する傾向がみられる。また、不攪乱試料と攪乱試料の最終的な沈下ひずみの相違は小さく、繰返しせん断後沈下に及ぼす攪乱の影響は小さいといえる。
- (9) 東北粘土の不攪乱試料および攪乱試料について、実験定数 A, B, C, m, C_{dyn} を算出し、一連の推定式で繰返しせん断によって生じる沈下量の推定を行い、実測値と比較し、両者はよく一致することを示した。これより、東北粘土の不攪乱試料および攪乱試料についても既往推定式は適用可能である。

参考文献

- 1) Ohara, S., Matsuda, H. : Study on the settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear, *Soils and Foundations*, 28(3), pp.103-113, 1988.
- 2) 福武毅芳, 松岡元 : 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, *土木学会論文集*, 第 412 号/III-12, pp.143-151, 1989.
- 3) Matsuda, H., Andre, P. H., Ishikura, R. and Kawahara, S. : Effective stress change and post-earthquake settlement properties of granular materials subjected to multi-directional cyclic simple shear, *Soils and Foundations*, Vol.51, No.5, pp.873-884, 2011.
- 4) Matsuda, H., Nhan, T. T., Ishikura, R. and Andre, P. H. : Excess pore water pressure accumulation and recompression of saturated clay subjected to multi-directional cyclic simple shear, *Proc. of the Geotec Hanoi 2011*, pp.433-442, Vietnam, 2011.
- 5) Matsuda, H., Nhan, T. T., Ishikura, R. : Prediction of excess pore water pressure and post-cyclic settlement on soft clay induced by uni-directional and multi-directional cyclic shears as a function of strain path parameters, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 49, pp.75-88, 2013.
- 6) 松田博, 柳楽英希 : 繰返しせん断によって生じる飽和粘土の有効応力減少と再圧密沈下特性, *土木学会論文集*, No.659/III-52, pp.63-75, 2000.
- 7) Thiers, G. R. and Seed, H. B. : Cyclic stress-strain characteristics of clay, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 94, No.SM2, pp.555-569, 1968.
- 8) Sangrey, D. A., Henkel, D. J. and Estring, M. I. : The effective stress response of a saturated clay soil to repeated loading, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol6, No.3, pp.241-252, 1969.
- 9) Brown, S. F., Lashine, A. K. F. and Hyde, A.F.L. : Repeated load triaxial testing of a silty clay, *Geotechnique*, Vol. 25, No.1, pp.94-115, 1975.
- 10) 松井保, 小原秀夫, 伊藤富雄 : 飽和粘土の力学的特性に及ぼす動的応力履歴の影響, *土木学会論文報告集*, 第 257 号, pp.41-51, 1977.
- 11) Matsui, T., Ohara, H. and Ito, T. : Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay, *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.106, No.GT10, pp.1101-1120, 1980.
- 12) 鈴木猛康 : 動的応力履歴を受けた飽和粘性土の沈下挙動, *応用地質*, 25 卷 3 号, pp.21-31, 1984.
- 13) Nhan, T. T., Matsuda, H., Sato, H. : A model for multi-directional cyclic shear-induced pore water pressure and settlement on clays, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol.15, No.7, pp.2761-2784, 2017.

- 14) Yasuhara, K. and Andersen, K. H. : Recompression of normally consolidated clay after cyclic loading, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.1, pp.83-94, 1991.
- 15) 安原一哉, 村上哲, 豊田紀孝 : 繰返し荷重による粘土地盤の残留沈下に関する一つの考え方, 粘性土の動的性質に関するシンポジウム発表論文集, pp.215-220, 1995.
- 16) 松村康博, 安原一哉 : 粘土層を含む多層地盤の地震後沈下, 粘性土の動的性質に関するシンポジウム発表論文集, pp.169-176, 1995.
- 17) 安藤裕元, 今井五郎, 浜田達也 : 繰返しせん断を受けた粘土の圧密特性, 第 19 回土質工学研究発表会, pp.237-240, 1984.
- 18) 大西有三, 芦田徹也, 安川郁夫 : 繰返し載荷を受けた粘土の圧密特性 (その 1 : 圧密諸係数に関して) , 第 20 回土質工学研究発表会, pp.243-246, 1985.
- 19) Matsuda, H. : Rate of earthquake-induced settlement of level ground, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, VII, pp.321-328, 1995.
- 20) 奥村樹郎 : 粘土のかく乱とサンプリング方法の改善に関する研究, 運輸省港湾技術研究所港湾技研資料, No.193, 1974.
- 21) Mitchell, J. K., Houston, W. N. : Causes of clay sensitivity, *Proc. ASCE*, Vol.95, No.SM3, pp.845-871, 1969.
- 22) Schmertmann, J. H. : The undrained consolidation behavior of clays, *Trans. ASCE*, Vol.120, pp.1201-1233, 1955.
- 23) 姜敏秀, 土田孝, 渡部要一, 田中洋行, 宮島正悟 : 分割型圧密試験による構造を有する洪積粘性土の圧密挙動, 港湾技術研究所報告, 第 40 巻第 2 号, pp.39-40, 2001.

第4章 粘性土の繰返しせん断後沈下に及ぼす

地震動の不規則性の影響

地震によって生じる粘土地盤の過剰間隙水圧や沈下を規則波による繰返しせん断試験より推定する場合、実地震動の不規則波を等価な規則波へ変換する必要が生じる。本章では、実地震時の繰返しせん断の不規則性を想定し、物性の異なる3種類の粘土を対象として不規則波による多方向繰返しせん断試験を行い、地震動の不規則性が過剰間隙水圧の蓄積および沈下に及ぼす影響を検討した。そして、過剰間隙水圧の大きさに着目して、不規則波を等価な規則波へ変換する方法を示し、本手法および既往の沈下推定式を用いてその適用性を検証した。

4.1 試料およびせん断ひずみ

実験に用いた試料は第3章と同じカオリン粘土、東京湾粘土および北九州粘土の3種類である。試料の物性値は表-3.1に示したとおりである。用いた地震波は兵庫県南部地震の際にポートアイランドで観測された加速度時刻歴であって、応答計算によって得られるせん断ひずみ波形を3段階に振幅調整し供試体を与えた。地震観測地点およびポートアイランドの土質柱状図を図-4.1に示す¹⁾。地震観測地点は図中のBH1地点であり、地表面(K.P.+4.0m)、深さ16m(K.P.-12.0m)、深さ32m(K.P.-28.0m)、深さ83m(K.P.-79.0m)の4箇所が加速度時刻歴が得られており¹⁾、本実験においては、深さ83mの加速度時刻歴を用いて、SHAKEによる一次元の地震応答計算を行い、沖積粘土層(Ma13)において得られたせん断ひずみ波形を用いた^{2,3)}。東西方向および南北方向のせん断ひずみの時刻歴および軌跡を図-4.2に示す。同図において図-4.2(a)が地震応答計算によって得られたせん断ひずみの時刻歴であり、図-4.2(b)と(c)はその振幅を2倍、4倍としたものである。

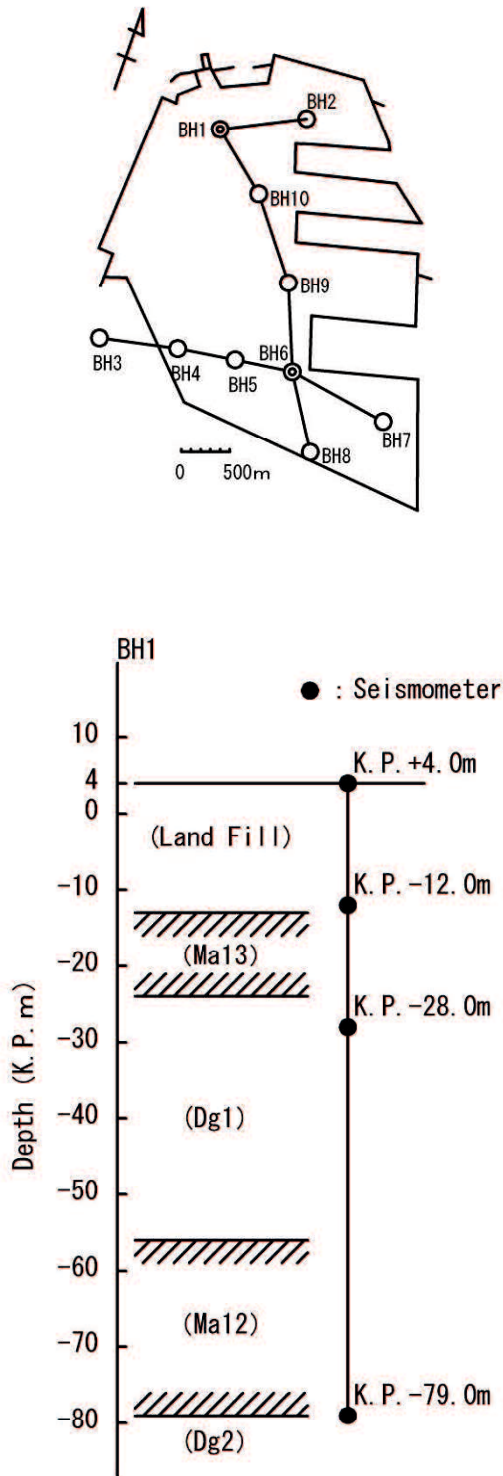


図-4.1 地震観測地点¹⁾

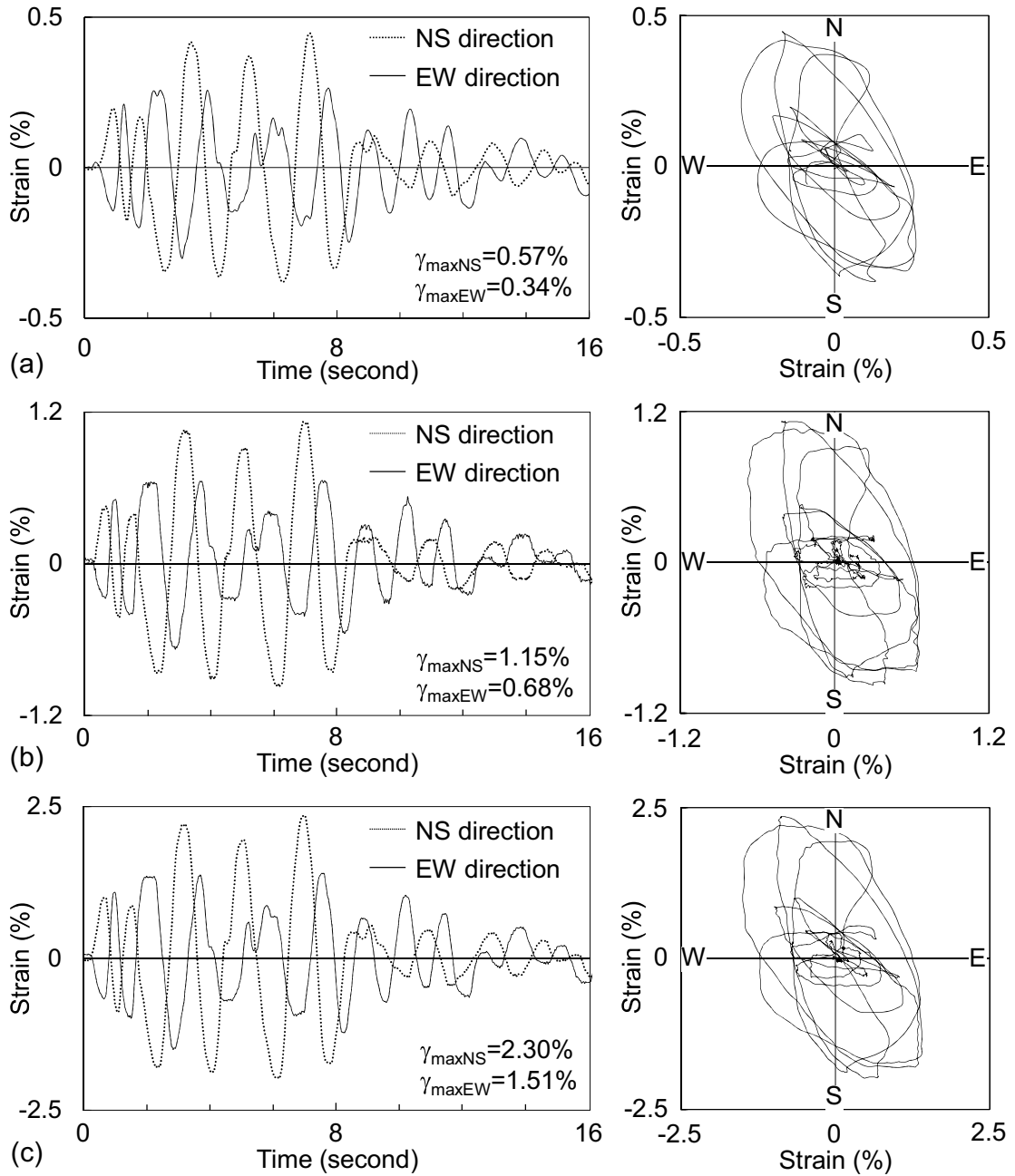


図-4.2 不規則波の実験に用いた $\gamma_{\max NS}$ と $\gamma_{\max EW}$ の振幅を調整したせん断ひずみの時刻歴と軌跡^{2,3)}

4.2 非排水繰返しせん断中の過剰間隙水圧の推移

図-4.3 は図-4.2(c)に示したせん断ひずみ波形によって得られた非排水繰返しせん断中の過剰間隙水圧比 U_{dyn}/σ'_{v0} の時刻歴を示したものである。図中には比較として、不規則波の最大せん断ひずみ振幅とほぼ同じ $\gamma=2.0\%$, $n=50$ とした規則波の結果も示している。図の上段は式(4.1)で定義される合せん断ひずみ Γ を示したものであり、せん断ひずみ軌跡における振幅を表している(図-3.8 参照)。

$$\Gamma = \sqrt{\gamma_x^2 + \gamma_y^2} \quad (4.1)$$

図-4.3 より, U_{dyn}/σ'_{v0} の初期の立ち上り勾配は不規則波よりも規則波の方が急であり、非排水繰返しせん断中の U_{dyn}/σ'_{v0} の推移も不規則波は地震動の不規則性の影響を受け規則波とは異なることが分かる。また、不規則波による繰返しせん断が終了する約 20 秒後の U_{dyn}/σ'_{v0} に着目すると、不規則波の規則波に対する比率は、カオリンで約 0.8 倍、東京湾粘土で約 1.0 倍、北九州粘土で約 1.5 倍となっており、塑性指数が大きい粘土ほど大きくなっている。

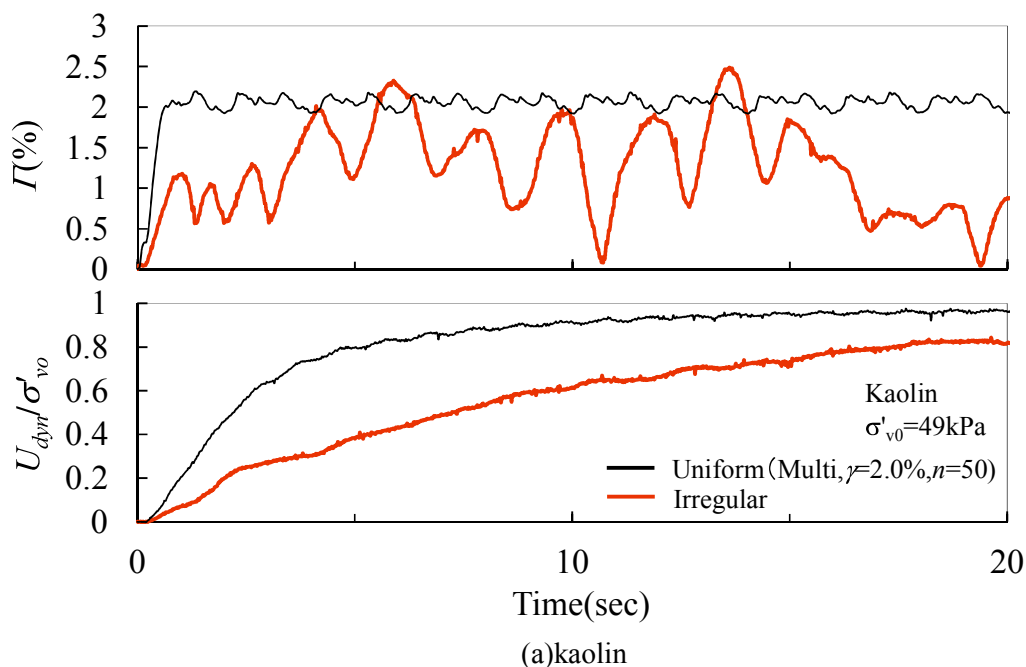
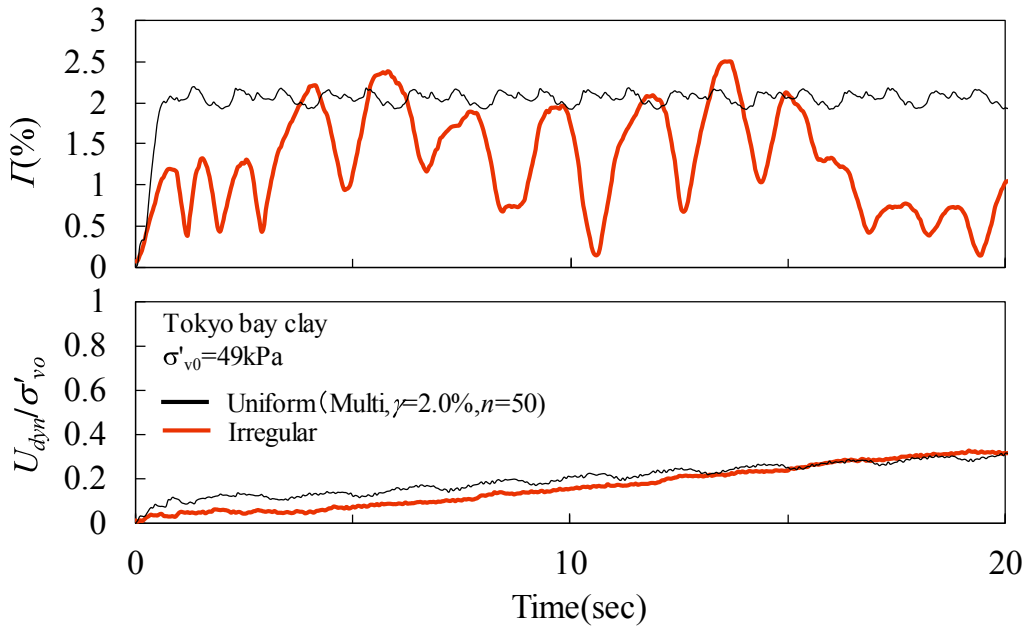
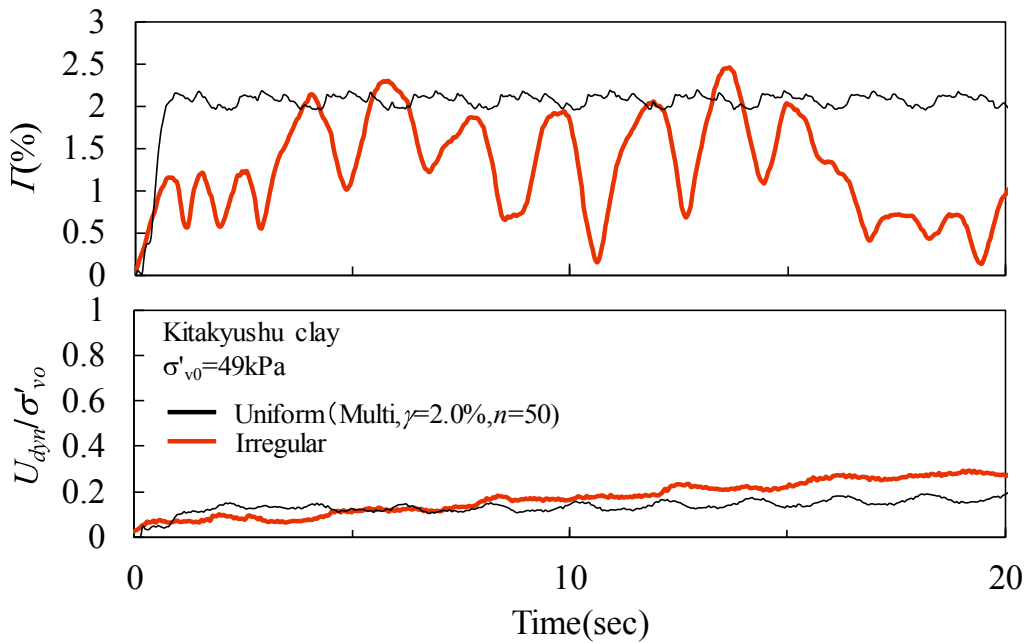


図-4.3(1) 過剰間隙水圧の時刻歴



(b)Tokyo bay clay



(c)Kitakyushu clay

図-4.3(2) 過剰間隙水圧の時刻歴

図-4.4は繰返しせん断中の過剰間隙水圧比 U_{dyn}/σ'_{v0} の推移を累積せん断ひずみ G^* で整理したものである。 U_{dyn}/σ'_{v0} は G^* の増加とともに上昇し、振幅が大きいケースほど U_{dyn}/σ'_{v0} は大きくなる。繰返しせん断終了後の U_{dyn}/σ'_{v0} はせん断ひずみ振幅調整前の不規則波の場合（図-4.2(a)）、カオリン粘土で0.3程度、東京湾粘土で0.1程度、北九州粘土で0.03程度である。また、せん断ひずみ振幅を4倍にした不規則波の場合（図-4.2(c)）、カオリン粘土で0.8程度、東京湾粘土で0.5程度、北九州粘土で0.4程度であり、規則波の結果と同様に塑性指数が大きい粘土ほど過剰間隙水圧比は小さくなる。しかしながら、この値をせん断ひずみ振幅調整前とを比較すると、カオリン粘土は約3倍、東京湾粘土は約5倍、北九州粘土は約10倍となっており、塑性指数が大きい粘土ほど振幅の増大によって U_{dyn}/σ'_{v0} が急激に大きくなる。

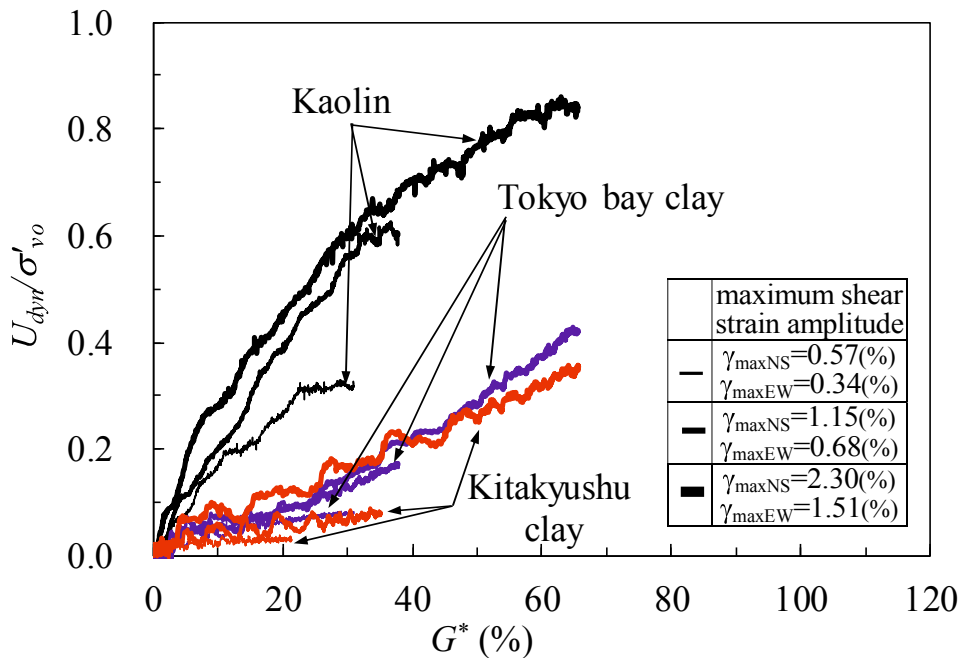


図-4.4 繰返しせん断中の過剰間隙水圧の推移

4.3 非排水繰返しせん断後の沈下ひずみの推移

図-4.5は繰返しせん断後の沈下ひずみと時間の関係を示したものである。いずれの粘土も振幅が大きいほど沈下量が大きくなっている。また、塑性指数が大きいほど圧密の進行が遅く、沈下量は小さくなる傾向が確認できる。これらの傾向は規則波の実験結果と同様である。沈下ひずみは図-4.2(a)のせん断ひずみ振幅調整を行わない場合、カオリン粘土で0.5%程度、東京湾粘土および北九州粘土で0.3%程度であり、せん断ひずみ振

幅を4倍にした場合(図-4.2(c)), カオリン粘土で1.5%程度, 東京湾粘土で1.3%程度, 北九州粘土で1.5%程度である。

図-4.6 は不規則な繰返しせん断後の排水過程で生じる間隙比変化量 Δe と SRR の関係を示したものである。不規則波の場合も規則波の実験結果と同様に Δe と SRR はほぼ線形関係にある。また, Δe と SRR の関係からその直線勾配である動的圧縮指数 C_{dyn} を算出するとカオリン粘土で0.066, 東京湾粘土で0.242, 北九州粘土で0.529となり, 塑性指数が大きいほど大きくなる結果となった。この値は, 規則波の繰返し回数 $n=10$ 回の C_{dyn} に近い値であり, 不規則波による過剰間隙水圧の蓄積および沈下ひずみは $n=10$ 回の規則波と類似の傾向を示すものと思われる。

図-4.7 は $\log SRR$ と c_{vd}/c_v の関係を示したものである。プロットが実験結果であり, 直線は規則波の実験によって得た $\log SRR$ と c_{vd}/c_v の関係である。少ない実験ケースではあるが, 規則波で得られた結果と同様に SRR が小さい場合には c_{vd} は c_v より大きい値を示し, SRR が大きくなると c_{vd} は減少する傾向を示している。

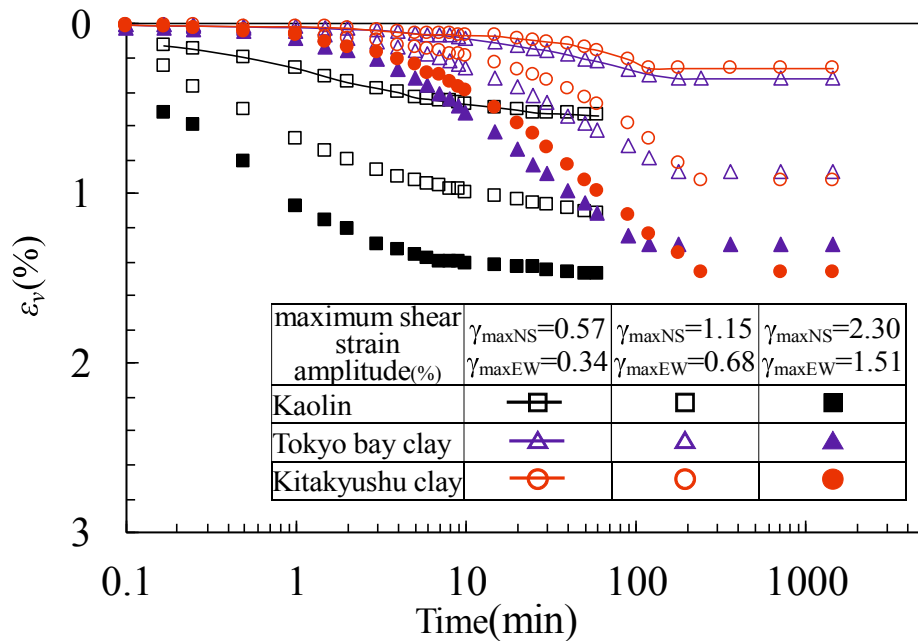


図-4.5 繰返しせん断後の沈下ひずみと時間の関係

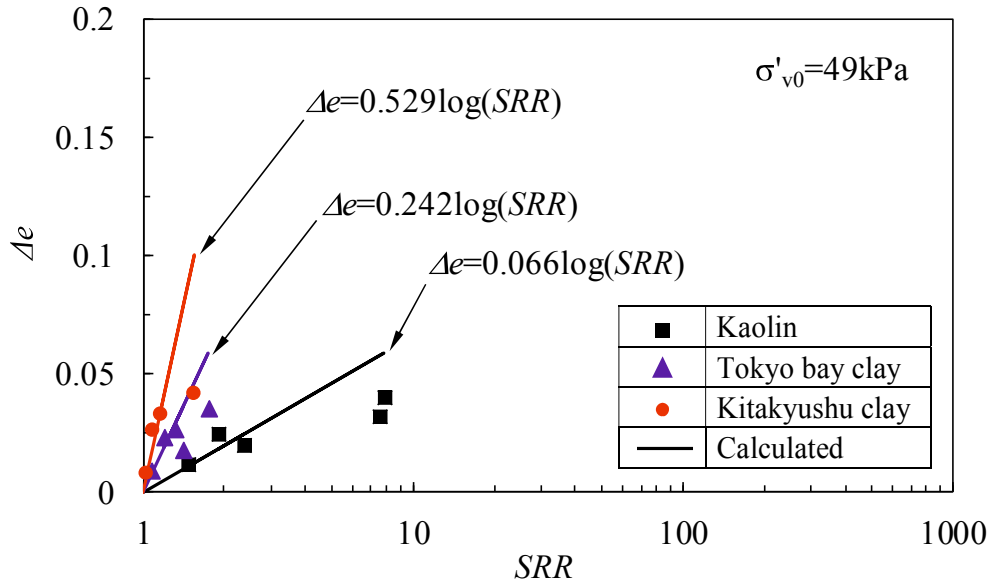


図-4.6 Δe と SRR の関係

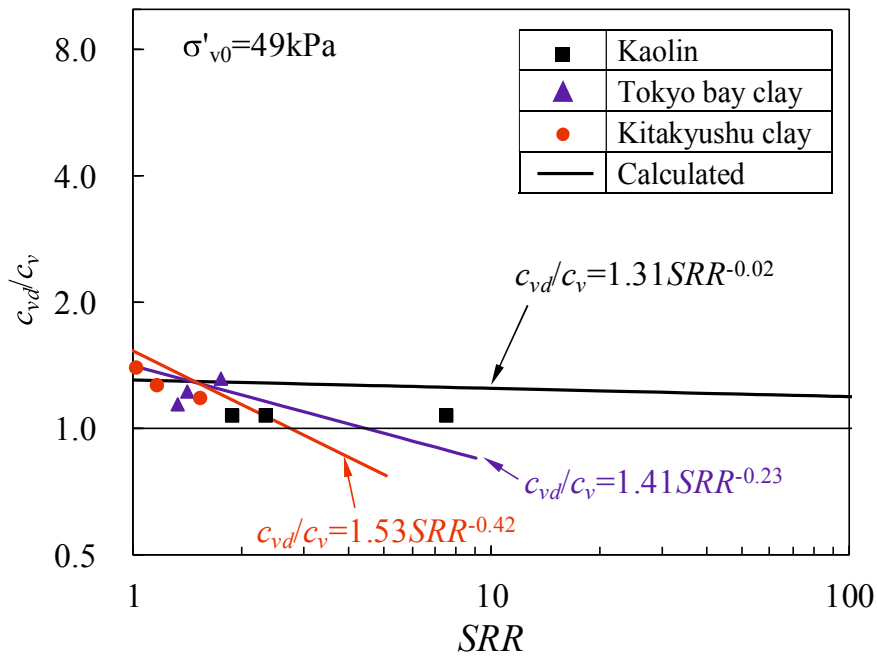


図-4.7 c_{vd}/c_v と SRR の関係

4.4 等価な規則波への変換方法

4.4.1 既往の方法

地震時に生じる不規則な繰返しせん断ひずみ-時間関係を等価な一様振幅の繰返しせん断ひずみ-時間関係に変換する方法に関しては、砂地盤の液状化に関連して多くの研究が行われており、Seed ら⁴⁾、石原ら⁵⁾、Lee ら⁶⁾によって以下のような方法が示されている。

Seed ら⁴⁾は、多くの地震動の加速度波形を検討し、不規則波を等価な一様振幅波形に変換した場合、地震動の強さが大きいほど等価繰返し回数 N_{eq} は多くなる傾向を認め、最大せん断応力 τ_{max} の不規則波形を τ_{max} の 65% の大きさを持つ一様振幅波形とした場合、等価繰返し回数 N_{eq} は地震マグニチュード M との間に表-4.1 のような関係があるとし、 $M \geq 6.5$ については $\log_{10} N_{eq} = 1 + 0.236(M - 6.75)$ なる関係があるとした。

表-4.1 0.65 τ_{max} に対応する等価繰返し回数⁴⁾

地震マグニチュード M	8-1/2	7-1/2	6-3/4	6	5-1/4
等価繰返し回数 N_{eq}	26	15	10	5	2~3

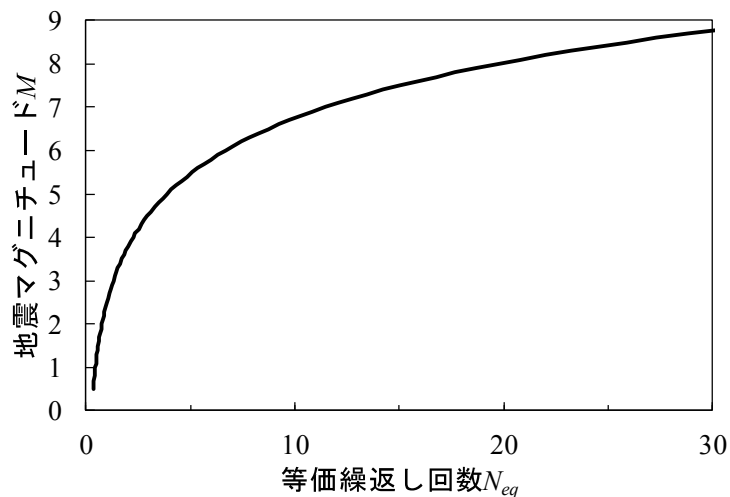


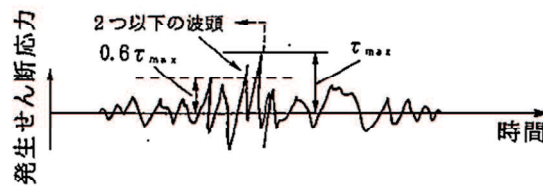
図-4.8 等価繰返し回数とマグニチュードの関係⁴⁾

また、石原ら⁵⁾は一様振幅波形と新潟地震(1964)および十勝沖地震(1968)の際に記録された6種類の地震波(不規則波形)を用いて中空ねじりせん断試験装置で繰返しせん断試験を実施し、繰返し回数20回で液状化するという条件の一様波のせん断応力振幅 τ_{e20} と不規則波のせん断応力振幅の最大値 τ_{max} には次のような関係があるとした。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{e20} &= 0.55\tau_{max} && \dots \text{衝撃型} \\ \tau_{e20} &= 0.70\tau_{max} && \dots \text{振動型} \end{aligned} \right\} \quad (4.2)$$

ここで、衝撃型は τ_{max} が出現する以前に $0.6\tau_{max}$ 以上の振幅を持つ波が出現する頻度が τ_{max} が起こる側で2つ以下のものであり、振動型はそのような波の出現頻度が3つ以上のものである。

(a) 衝撃型



(b) 振動型

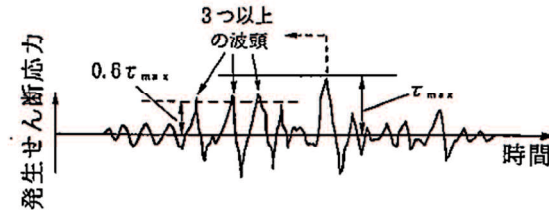


図-4.9 波形パターンのイメージ⁷⁾

また、Lee ら⁶⁾は金属材料の疲労破壊の分野で提案された累積損傷度なる概念を応用し、不規則波を等価な規則波に変換する方法を提案した。累積損傷度理論は応力レベル τ と破壊までの繰返し回数 N の関係を示す疲労曲線（S-N 曲線）を用い、不規則振幅の応力のうち、任意の振幅 τ_i をもつせん断応力が N_i 回作用するとすれば、それが破壊に寄与する程度は N_i/N_f で表され、不規則波全体による累積損傷度 D はその和によって与えられると仮定するものである。

この概念を応用して、図-4.10 のような一様波の載荷試験により液状化を起こす応力と繰返し回数の関係（S-N 曲線）を求めておき、この関係よりある応力 τ_i で液状化を起こす N_i を求めることができる。このとき、 τ_i の荷重が1波(1 サイクル)作用した場合の液状化に寄与する度合いは $1/N_f$ であると考えられる。地震波形の場合、1波中に含まれる逆位相の波形の振幅は異なっているため、これを半波(1/2 サイクル)ごとにカウントする。したがって、ある応力 τ_i の半波が N_i 回作用した時の寄与度は $N_i/(2 N_f)$ であり、地震波形

全体による累積損傷度 D はこれらの総和で次のようになる．この総和が $D=1$ となる場合に液状化が発生するものとした．

$$D = \sum \left(\frac{N_i}{2N_{if}} \right) \quad (4.3)$$

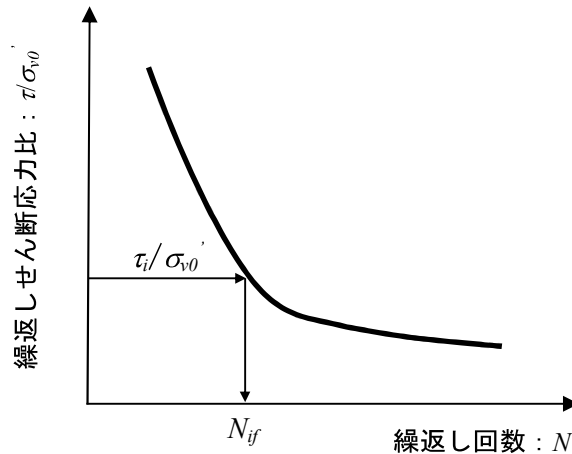


図-4.10 液状化抵抗曲線⁶⁾

4.4.2 等価な規則波への変換方法

上述の既往の方法は砂質土の液状化予測に関するものであるため、液状化が起こる前の粘性土の地震後沈下の推定には適用はできない。

そこで、粘性土の地震後沈下の推定に適用可能な不規則繰返しせん断ひずみ波を等価な一様振幅せん断ひずみ波に変換する手法について検討する。粘性土の地震後沈下は、既往研究^{8,9)}および本研究より繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧の蓄積量で一義的に決まる。そのため、不規則波から等価な一様振幅せん断ひずみ波への変換は不規則波と規則波の繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧比に着目して行うことができる。すなわち、図-4.11のように、繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧比が同値となる不規則波の累積せん断ひずみ G_i^* と規則波の累積せん断ひずみ G_r^* の関係を求めることによって、 G_i^* を G_r^* に変換するものである。そして、 G_r^* は式(3.3)のとおり規則波の繰返しせん断ひずみ振幅 γ_{dyn} と繰返し回数 n の関数で表されるため、規則波の繰返し回数 n を代入すれば、不規則波と等価な規則波の繰返しせん断ひずみ振幅 γ_{dyn} を求めることができる。

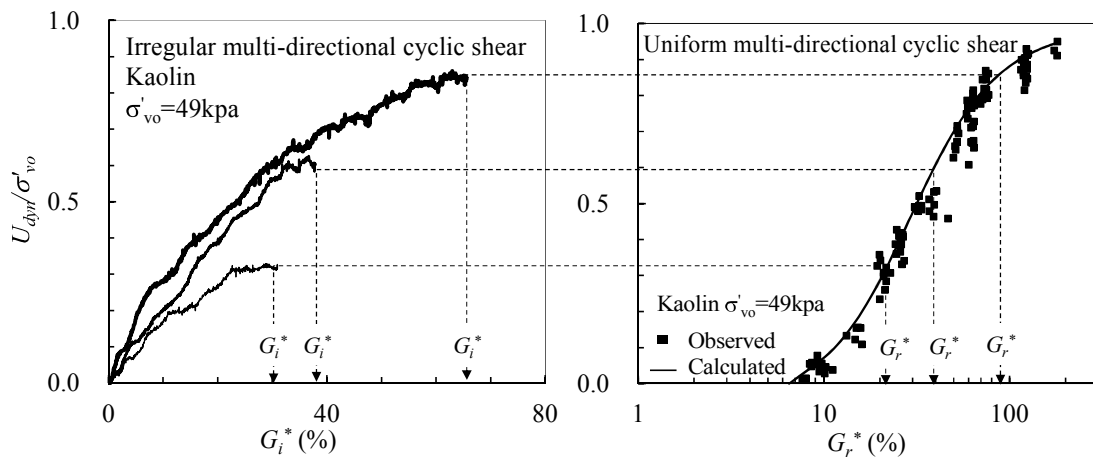


図-4.11 等価規則波への変換方法

本提案手法の適用にあたって、規則波の過剰間隙水圧の蓄積は繰返し回数 n の影響を強く受けるため、まず、図-4.11 の変換に用いる規則波の繰返し回数を決定する必要がある。本研究では、地震動の有効繰返し回数に関連した多くの研究¹¹⁻¹³⁾で用いられている Malhotra¹⁰⁾によって示された次式で表される等価有効繰返し回数 N_{cy} を用いることとした。

$$N_{cy} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^{2T_n} \left(\frac{u_i}{u_{max}} \right)^2 \quad (4.4)$$

ここに、 u_i は i 番目の半波の加速度または繰返しせん断ひずみ、 u_{max} は加速度または繰返しせん断ひずみの最大振幅、 T_n は繰返し回数である。

不規則な繰返しせん断ひずみ波において兵庫県南部地震の EW 波と NS 波の等価繰返し回数を式(4.4)によって計算すると、それぞれ 4.7 と 4.2 となり、EW 方向と NS 方向で等価繰返し回数は異なることが分かる。また、等価有効繰返し回数 N_{cy} は、直角 2 方向の等価繰返し回数を求め、それらを足し合わせて求める手法が提案されていることから^{11,14)}、本実験に用いた不規則波の等価有効繰返し回数 N_{cy} は 8.9 となる。Matsuda 等¹⁵⁾も同様の手法によって等価有効繰返し回数を算定している。これより、不規則波の等価有効繰返し回数 $N_{cy}=8.9$ に最も近い繰返し回数 $n=10$ の規則波の実験結果を用いて図-4.11 の変換を行うこととした。

図-4.12 は、カオリン粘土、東京湾粘土および北九州粘土について、繰返しせん断後の過剰間隙水圧比が同値となる不規則波と規則波の累積せん断ひずみの関係を示したものである。本図は、不規則波における繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧比 U_{dyn}/σ'_{v0}

を図-4.4 から読み取り、それと同値となる規則波における繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧比 U_{dyn}/σ'_{v0} に対する累積せん断ひずみ G_r^* を図-3.19 から読み取って、不規則波の累積せん断ひずみ G_i^* と規則波の累積せん断ひずみ G_r^* の関係をプロットしたものである。図より、いずれの粘土も G_i^* が小さい場合は G_r^* とほぼ同じであるが、 G_i^* が大きくなると G_r^* が大きくなる傾向が見られ、その傾向は塑性指数 I_p が大きい粘土ほど顕著になることが分かる。また、図中の曲線は次式で近似したものである。

$$G_r^* = F \cdot (G_i^*)^G \quad (4.5)$$

ここに、 F 、 G は実験定数であり、各粘土で得られた値を表-4.2 に示す。また、他の実験定数と同様に I_p との関係で整理した結果が図-4.13 および表-4.3 である。図-4.13 より、 F 、 G と I_p の相関は良く、本実験定数も I_p から推定可能と考えられる。

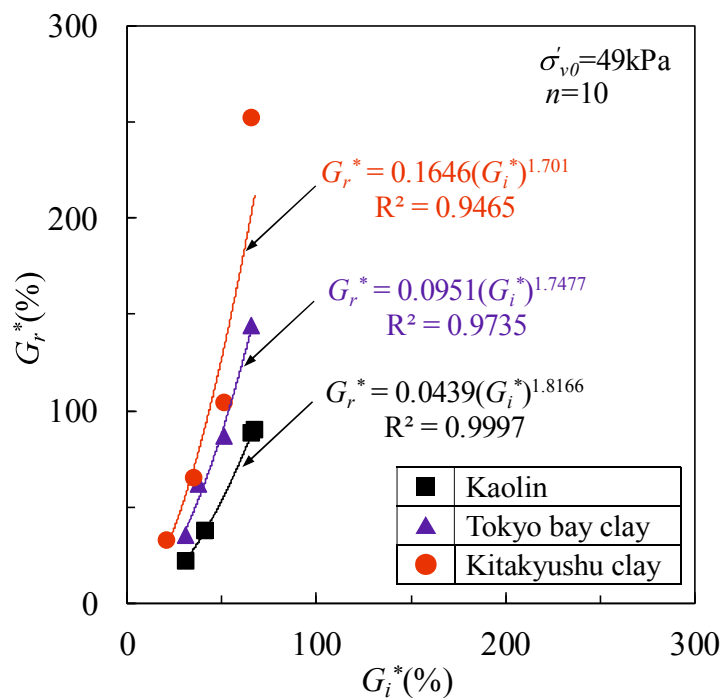


図-4.12 G_i^* と G_r^* の関係

表-4.2 実験定数 F 、 G の一覧

Experimental constants	Kaolin	Tokyo bay clay	Kitakyushu clay
F	0.044	0.095	0.165
G	1.817	1.748	1.701

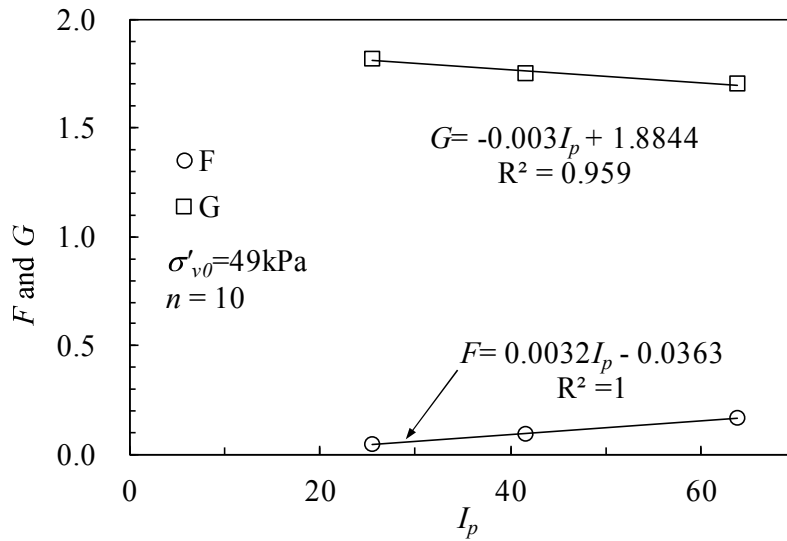


図-4.13 実験定数 F , G と I_p の関係

表-4.3 実験定数 F , G の一覧

Experimental constants	In relation to I_p
F	$F = 0.0032 I_p - 0.0363$
G	$G = -0.003 I_p + 1.8844$

したがって、不規則な繰返しせん断ひずみ波と等価な一樣振幅の繰返しせん断ひずみ波に対応した累積せん断ひずみ G_r^* を求めることができる。 G_r^* は前述のとおり式(3.3)によって繰返しせん断ひずみ振幅 γ と繰返し回数 n の関係として表されるため、式(4.6)へ先に求めた等価有効繰返し回数 $N_{cy} = 8.9$ を n に代入することによって、等価な規則波の繰返しせん断ひずみ振幅 γ_{eq} を求めることができる。以上により、不規則な繰返しせん断ひずみ波を等価繰返し回数 N_{cy} 、等価繰返しせん断ひずみ振幅 γ_{eq} の一樣振幅の繰返しせん断ひずみ波に変換することができ、これらを前述の沈下推定式に適用すれば、繰返しせん断後の沈下を推定することができる。

$$\gamma_{eq} = \frac{1}{5.995} \left(\frac{G_r^*}{N_{cy}} - 0.3510 \right) \quad (4.6)$$

4.5 過剰間隙水圧および沈下ひずみの推定手法の検証

本手法の妥当性を検証するため、不規則な繰返しせん断ひずみ波を前述の方法で変換した等価な一様振幅の繰返しせん断ひずみ波を用いて、不規則な繰返しせん断ひずみ波の実験による繰返しせん断後の過剰間隙水圧比および沈下ひずみの推定を行った。

推定にあたっては、前述の式(3.4)~(3.6), (3.10), (4.5), (4.6)および表-3.4, 3.6, 4.3に示す塑性指数 I_p から推定した実験定数を用いた。本推定に用いた実験定数算定式の一覧を表-4.4に示す。なお、実験定数は一方向繰返しせん断と多方向繰返しせん断に対応して算出できるが、いずれによっても同じ結果を与えるため、ここでは多方向繰返しせん断に対応した実験定数を用いて検証を行った。また、実験定数は等価有効繰返し回数 $N_{cy}=8.9$ に最も近い繰返し回数 $n=10$ を用いることとした。図-4.14に繰返しせん断後沈下の算定フローを示す。

図-4.15 および図-4.16 に不規則な繰返しせん断波によって得られた過剰間隙水圧比 U_{dyn}/σ'_{v0} および沈下ひずみ ϵ_v の推定値と実験値の比較を3種類の粘土それぞれについて示す。プロットが実験値であり、曲線が推定した結果である。図-4.16において、繰返しせん断ひずみ振幅が大きいケースでは ϵ_v にばらつきが見られるが、各粘土とも概ね一致していることが分かる。これより、本変換手法を用いれば、不規則波によって生じる過剰間隙水圧および沈下の推定が可能であることが確認できた。

表-4.4 実験定数 $A, B, C, m, C_{dyn}, F, G$ の推定式一覧

Constant and parameter	Equation	Constant and parameter	Equation
A	$A = 16.658 I_p - 412.87$	C_{dyn}	$C_{dyn} = 0.0125 I_p - 0.2617$
B	$B = -0.0018 I_p - 0.0386$	F	$F = 0.0032 I_p - 0.0363$
C	$C = -0.0023 I_p + 1.0544$	G	$G = -0.003 I_p + 1.8844$
m	$m = 0.0189 I_p - 1.4429$		

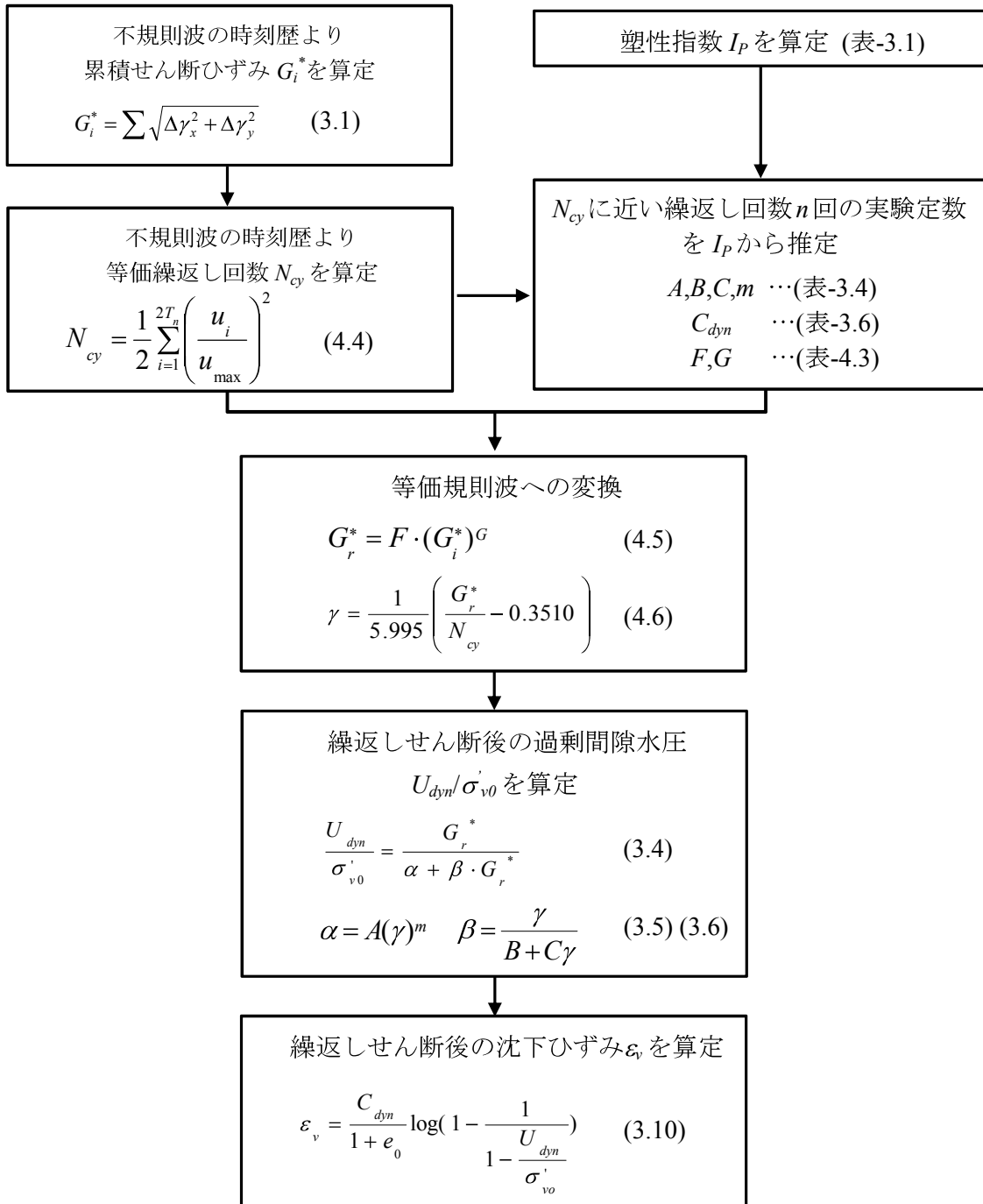
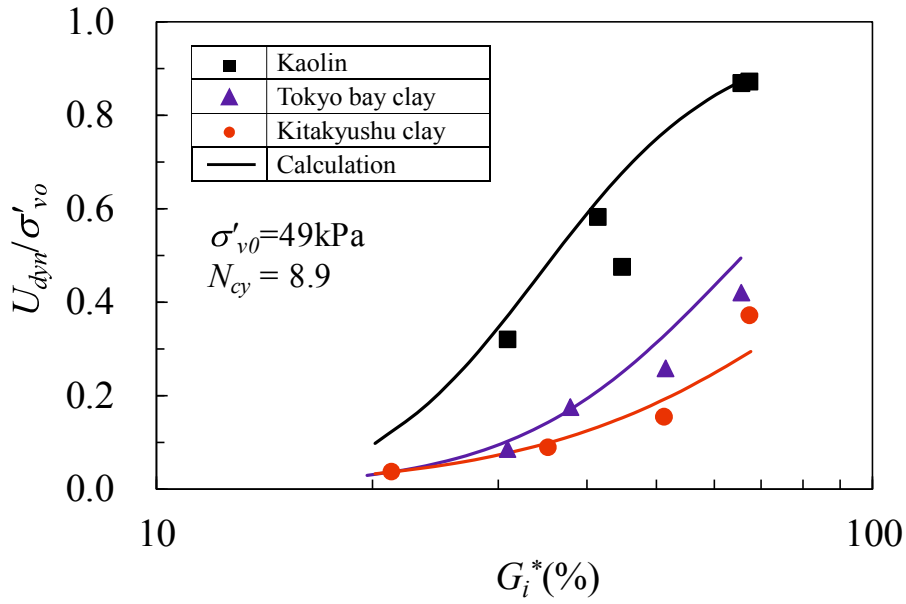
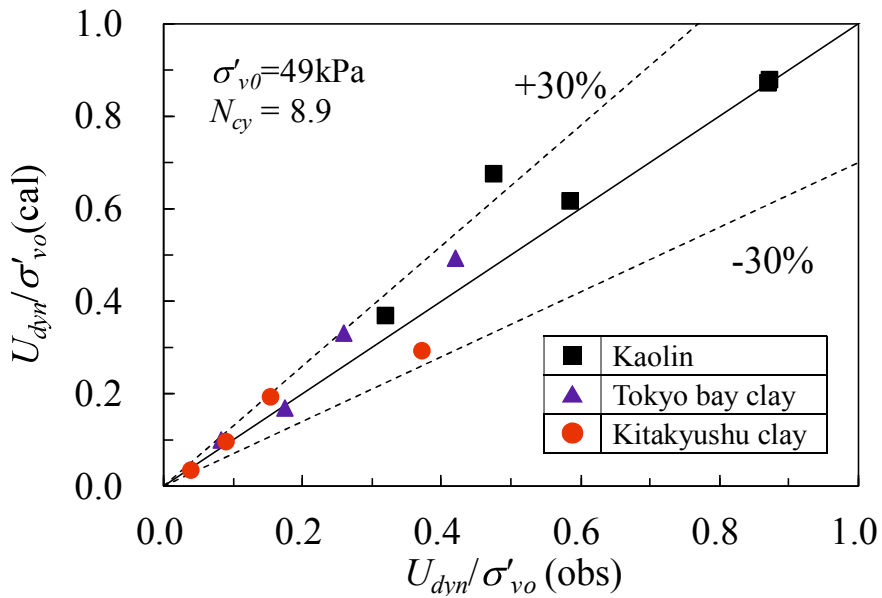


図-4.14 繰返しせん断後沈下の推定フロー

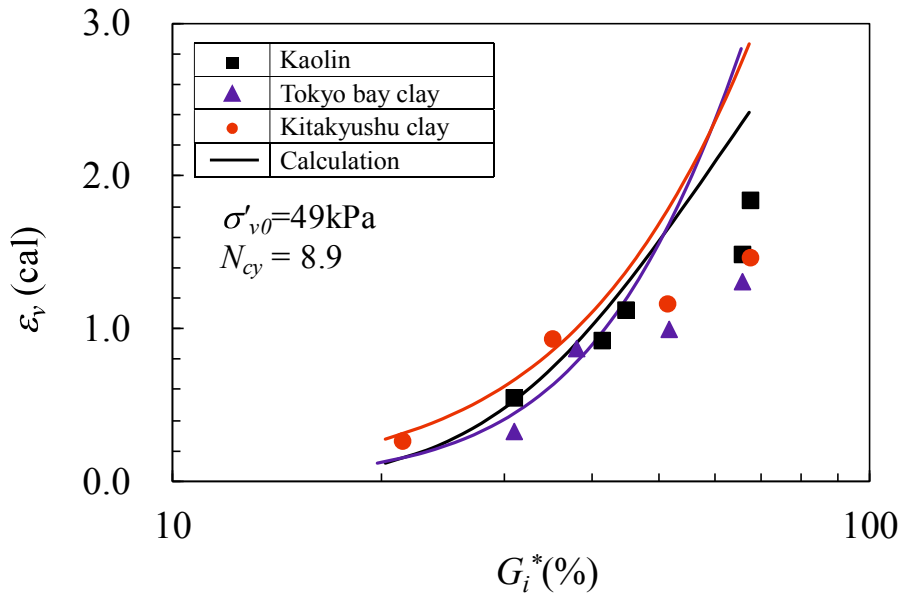


(a) G_i^* と U_{dyn}/σ'_{v0} の関係

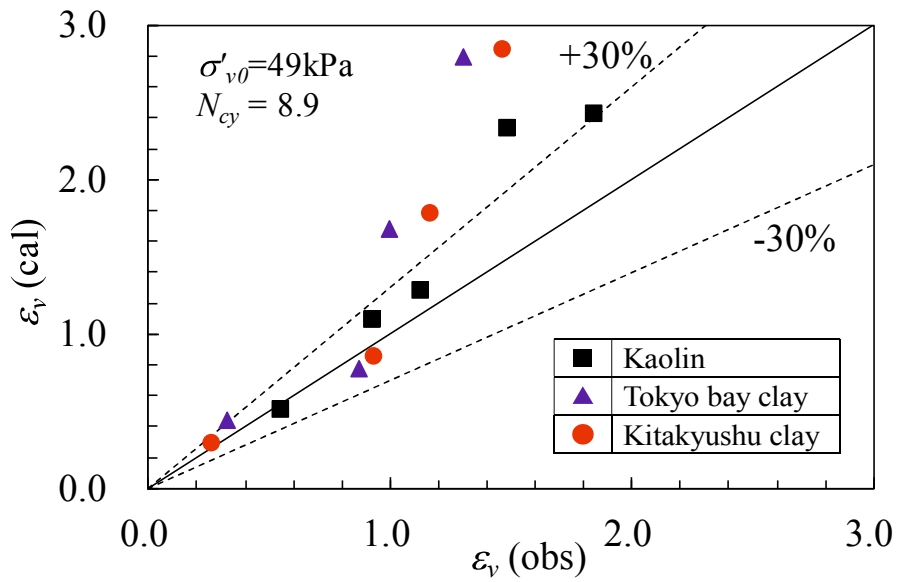


(b) U_{dyn}/σ'_{v0} の比較

図-4.15 実験値と推定値の比較(U_{dyn}/σ'_{v0})



(a) G_i^* と ε_v の関係



(b) ε_v の比較

図-4.16 実験値と推定値の比較(ε_v)

4.6 まとめ

本章において得られた主な知見は以下のとおりである。

- (1) 不規則な繰返しせん断ひずみ波においても過剰間隙水圧の蓄積は、塑性指数 I_p が大きい粘土ほど小さくなる。また、過剰間隙水圧の推移は、不規則性の影響を受けるとともに、その傾向は粘土によって異なる。
- (2) 不規則な繰返しせん断ひずみ波においても繰返しせん断後の沈下ひずみは、塑性指数 I_p が大きいほど小さく、圧密の進行も遅くなる。動的圧縮指数 C_{dyn} は、有効応力減少比 SRR の対数に比例する。また、動的圧密係数 C_{vd} は、 SRR が小さい場合には標準圧密試験で得られる圧密係数 C_v より大きい値を示す。さらに、一樣振幅の繰返しせん断と同様に、 SRR が大きくなると C_{vd} は減少し、 C_v に漸近する傾向を示す。
- (3) 繰返しせん断終了後の過剰間隙水圧の蓄積量が一致するときの累積せん断ひずみ G^* によって、不規則な繰返しせん断ひずみ波と等価な一樣振幅の繰返しせん断ひずみ波に変換する手法を示した。また、本変換に必要な実験定数 F , G を各粘土について算出するとともに、塑性指数 I_p との関係で整理した結果、塑性指数 I_p と線形関係にあることが分かった。
- (4) 不規則な繰返しせん断ひずみ波によって生じる過剰間隙水圧および沈下ひずみを塑性指数 I_p から推定した実験定数を用いて推定し、実測値と比較した結果、両者はよく一致することを確認した。

参考文献

- 1) 神戸市開発局：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，pp.4-6，1995.
- 2) 松田博：粘土層の地震後沈下過程の推定，土木学会論文集，No.568/III-39，pp.41-48，1997.
- 3) 松田博，柳楽英希：繰返しせん断によって生じる飽和粘土の有効応力減少と再圧密沈下特性，土木学会論文集，No.659/III-52，pp.63-75，2000.
- 4) Seed, H. B., I. M. Idriss, I. Arango : Evaluation of liquefaction potential using field performance data, J. GE, ASCE, Vol.109, No.3, pp.1249-1273, 1983.
- 5) Ishihara, K., Yasuda, S. : Sand liquefaction in hollow cylinder torsion under irregular excitation, Soils and Foundation, Vol.15, No.1, pp.45-59, 1975.
- 6) Lee, K. L., Chan, K. : Number of equivalent significant cycles in strong motion earthquake, Proc. of the Int. Conf. on Microzonation, Seattle, Wash., Vol. II, pp.609-627, 1972.
- 7) (財)沿岸開発技術研究センター：埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)，p.129，1997.
- 8) Ohara, S., Matsuda, H. : Study on the settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear, Soils and Foundations, 28(3), pp.103-113, 1988.
- 9) Matsuda, H., Hoshiyama, E. : Uniform strain series equivalent to seismic strain, Proc. of 10th World Conf. on Earthquake Engineering, Rotterdam, pp.1329-1334, 1992.
- 10) Malhotra, P. K. : Cyclic-demand spectrum, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, pp.1441-1457, 2002.
- 11) Hancock, J., Bommer, J. J. : The effective number of cycles of earthquake ground motion, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.34, pp. 637-664, 2005.
- 12) Bommer, J. J., Hancock, J., Alarcon, J. E. : Correlations between duration and number of effective cycles of earthquake ground motion, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.26, pp.1-13, 2006.
- 13) Stafford, P. J., Bommer, J. J. : Empirical equations for prediction of the equivalent number of cycles of earthquake ground motion, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.29, pp.1425-1436, 2009.
- 14) Seed, H. B., Idriss, I.M., Makdisi, F., Banerjee, J. : Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analysis, Earthquake engineering research centre report EERC 75-29, University of California, Berkeley, 1975.
- 15) Matsuda, H., Nhan, T. T., Ishikura, R. : Prediction of excess pore water pressure and post-cyclic settlement on soft clay induced by uni-directional and multi-directional cyclic shears as a function of strain path parameters, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 49, pp.75-88, 2013.

第5章 地震後沈下推定手法の事例への適用

本章では、前章までに述べた一連の地震後沈下推定手法の適用性を確認するため、1995年の兵庫県南部地震時にポートアイランドで観測された地震に起因した沖積粘土層の沈下の推定を行い、実測値との比較によって適用性の検証を行った。沈下計算にあたっては、第3章で示した塑性指数 I_p から実験定数を推定する手法および第4章で示した実地震動を等価な規則波に変換する手法を用いた。

5.1 兵庫県南部地震によって生じた粘土層の地震後沈下の推定

5.1.1 兵庫県南部地震の概要

兵庫県南部地震は1995年1月17日午前5時46分、淡路島北端を震源とするM7.2の地震であり、震源が浅く都市部の直下で起こったため、大きな被害をもたらした(図-5.1 参照)。地震の有感地域は鹿児島から福島県まで広い範囲に及び、神戸市三宮付近と淡路島北部で震度7が観測された。また、都市機能が集中する臨海部の埋立地や神戸ポートアイランドや六甲アイランド(北側)といった人工島においては液状化が発生し、社会生活に大きな影響を及ぼした¹⁾。

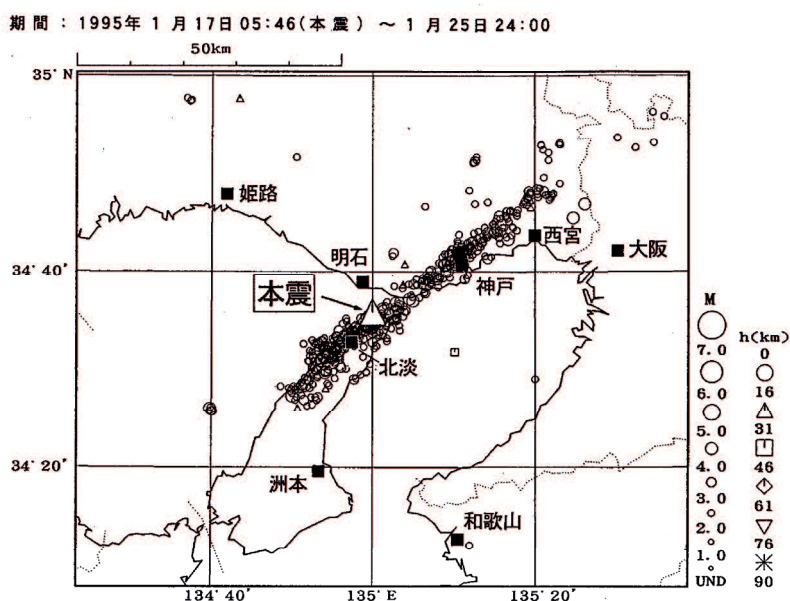


図-5.1 震央分布図¹⁾

神戸ポートアイランドでは重力式岸壁が海側へ最大 5.9m 変位すると同時に、天端が 2.8m 沈下し、岸壁周辺部を除いた内陸部でも概ね 0~40cm 程度の沈下が観測された。図-5.2 のとおり、沈下が大きいエリアと噴砂の発生に関連が見られることから、この沈下の大半は埋立土の液状化によって生じたものと考えられている。一方、ポートアイランド2期では、沖積粘土層において盛土による圧密によって埋立て途中から 1.2~3m の沈下が生じており、地震後にはこの定常的な圧密沈下よりも大きな沈下が観測された²⁾。

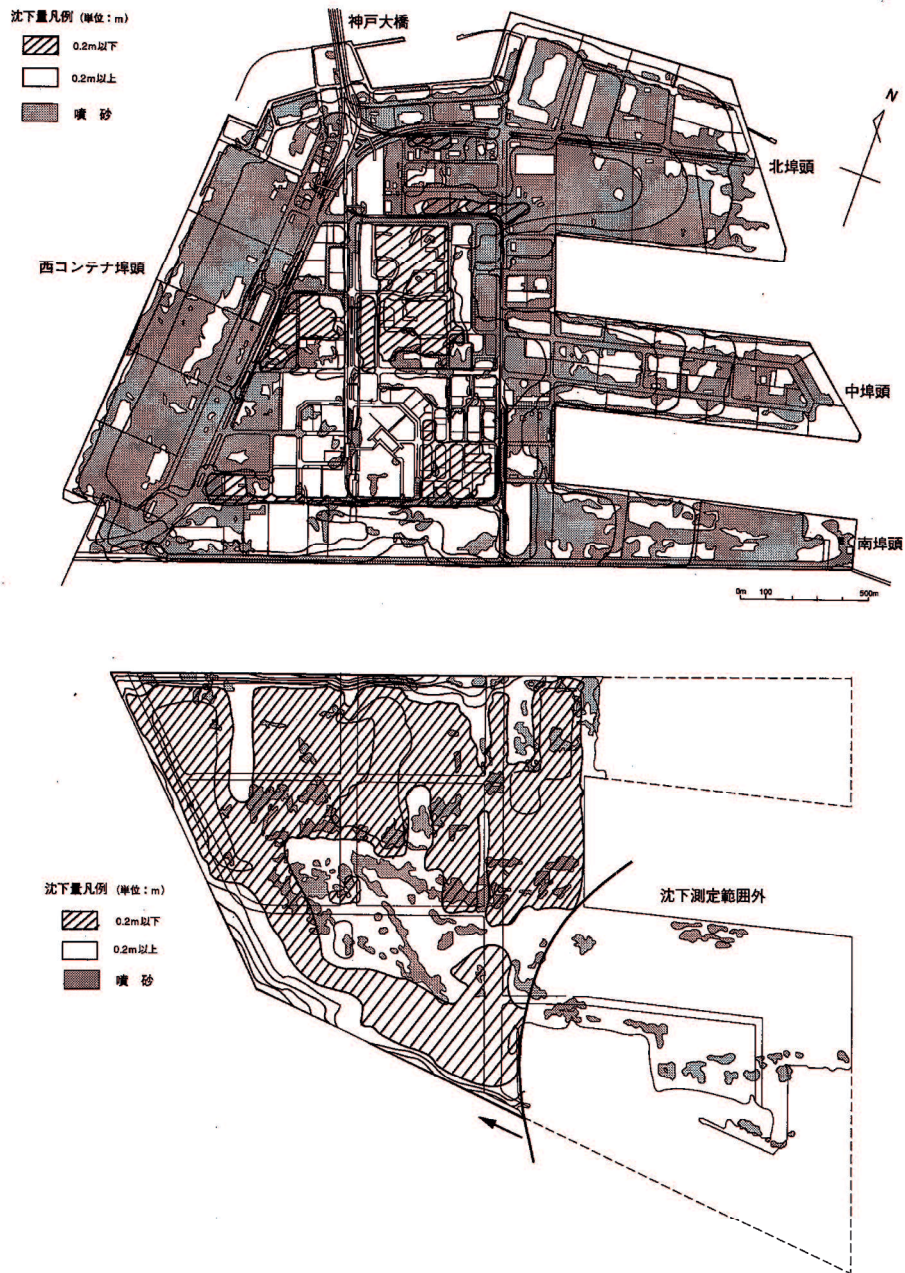


図-5.2 地盤沈下と噴砂の関係(上段1期, 下段2期)²⁾

5.1.2 ポートアイランドにおける沖積粘土層の地震後沈下

神戸ポートアイランドでは、図-5.3 に示す BH6 地点で層別沈下量の計測が行われていた²⁾。沈下の計測は、1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震が発生する約2年半前の1992年の7月から開始され、地震後も引き続き沈下計測が行われた。

当該地の地層は、表層から砂礫土主体の埋立土層、在来の沖積粘土層(Ma13)と続き、その下は上部洪積互層(Dg1)と下部洪積互層(Dg2)および洪積粘土層(Ma12~Ma9)となっており³⁾、沈下板は地表面(K.P.+5.5m)、Ma13層下端(K.P.-33.3m)、Ma12層下端(K.P.-87.1m)、Ma9層下端(K.P.-247.7m)に設置された。

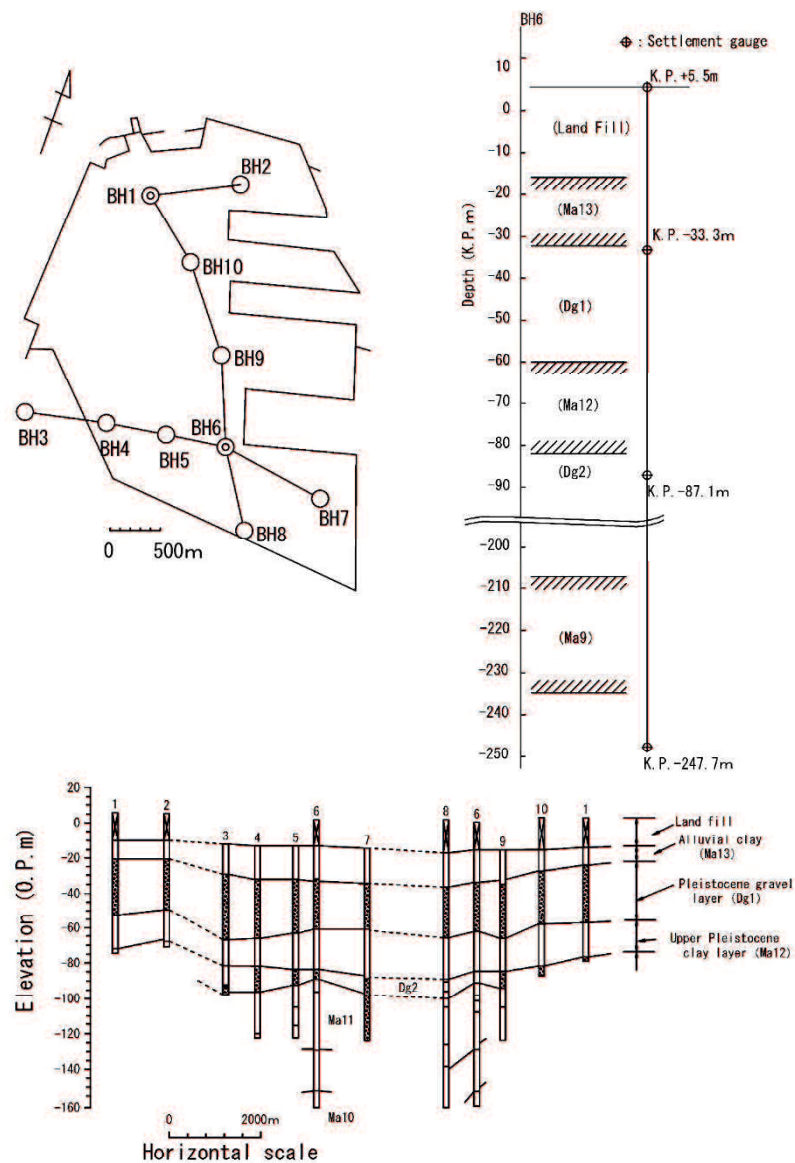


図-5.3 ポートアイランドにおける沈下計の設置位置および設置深度^{2,3)}

図-5.4 は、BH6 地点における地表面および Ma13 層下端(K.P.-33.3m)で観測された沈下を示したものであり、図中赤線は地表面から Ma13 層下端の沈下量を差し引いた埋土層と Ma13 層の合計沈下量を示したものである。

同図より、計測開始から約 800 日後までの埋立て途中から沈下が生じており、埋立て完了後も引き続き沈下が生じていることが分かる。これは、埋立土に透水性の高い砂礫土が使われていたことから埋立土を上載荷重とする Ma13 層の圧密沈下と考えられる。また、兵庫県南部地震直後の計測では地表面で 26.4cm 沈下しているが、埋土層と Ma13 層の合計沈下量とほぼ同じであることから、地震によって生じた沈下の大半は、埋立土の液状化によって発生したものであると考えられ、地震後に継続している長期間の沈下は Ma13 層によるものと推定できる。

そこで、図-5.4 において、埋立完了後から地震が起こるまでの計測結果(赤線で表示)を用いて、双曲線法によって Ma13 層の沈下予測を行ったものが曲線①(青線)である。地震前後で上載荷重の変化はないため、地震が起こらなかった場合の Ma13 層の沈下曲線は曲線①を進むと推定される。さらに、埋立土の地震に伴う液状化による沈下の影響を取り除くため、曲線①を地震後に計測された点まで下方に平行移動したものが曲線②である。したがって、曲線②と実測の曲線③(赤線で表示)の差が地震によって生じた Ma13 層の沈下と考えられる。地震後約 600 日以降はほとんど変化なく沈下量は $\Delta S=17\text{cm}$ となっている。なお、地震前の上載荷重による沈下は曲線②の中に反映されているため、 ΔS には含まれない。

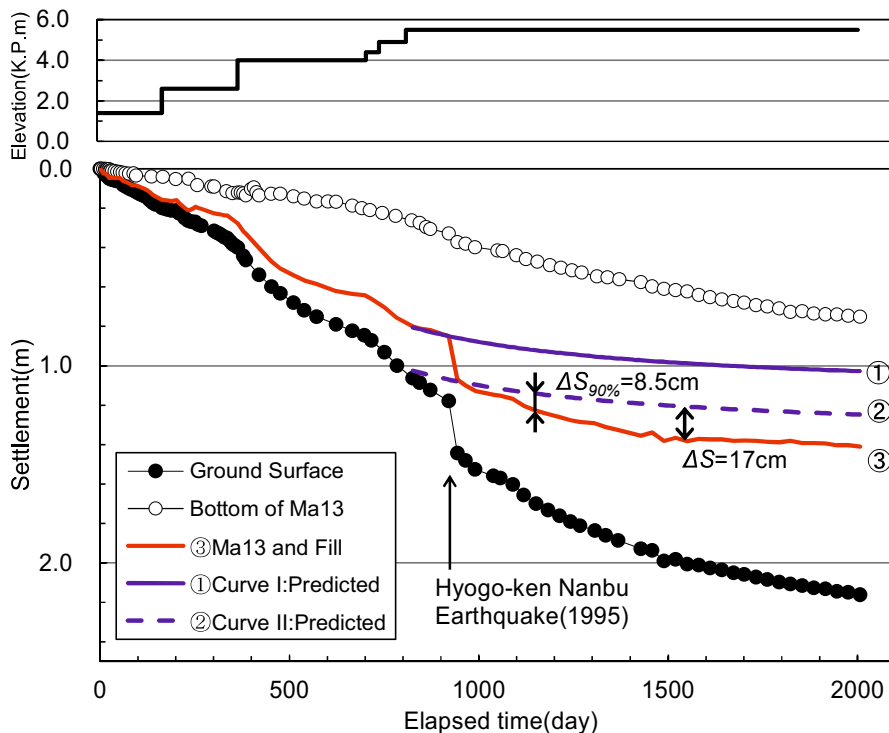


図-5.4 BH6 地点における沈下計測結果

また、Ma13層の圧密計算を行い、圧密度 U が 90% に達する時間および沈下量を求めると次のとおりとなる。Ma13層は周辺地盤の土質調査結果より、圧密係数 c_v は $100\text{cm}^2/\text{d}$ と分かっている³⁾。また、埋立てに際して、Ma13層はサンドドレーンによる地盤改良が行われ、図-5.5のとおり、ドレーンは直径 0.5m、2.5m および 3.0m 間隔の長方形配置である⁴⁾。そのため、圧密計算は Barron⁵⁾の式を用いて、水平方向のドレーンの排水による圧密のみを考えて圧密計算を行った。Barron の式の適用にあたっては、水平方向の圧密係数 c_h が必要となるが、一般に水平方向の圧密係数 c_h は c_v より若干大きいですが、ドレーン打設時の攪乱帯等の影響によって低下するため、 $c_h = c_v$ としても現場の圧密沈下を説明できるとの報告⁶⁾があることから、ここでも Ma13層の c_h は $c_h = c_v$ とした。そこで、後述のとおり式(3.12)を用いて地震後の動的圧密係数 c_{vd} を求め、Barron の式を用いて $U=90\%$ に達する日数を求めると地震後約 200 日となり、その時の $\Delta S_{90\%} = 8.5\text{cm}$ となった(図-5.4 参照)。先述の $\Delta S = 17\text{cm}$ は地震によって生じる沈下の二次圧密分も含めた沈下量であり、本研究では過剰間隙水圧の消散に伴う一次圧密沈下を対象としているため後述する沈下予測の検証においては $\Delta S_{90\%} = 8.5\text{cm}$ で行うものとする。

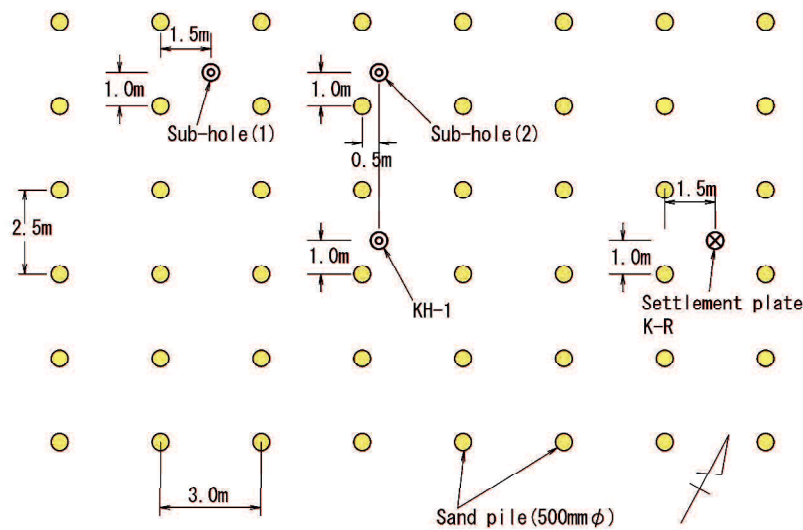


図-5.5 サンドドレーンの配置⁴⁾

5.1.3 ポートアイランドにおける地震動

ポートアイランドでは、鉛直アレー観測が図-5.3のBH1地点において行われており、地表面、埋立土層最下部(G.L.-16m)、洪積互層上部(G.L.-32m)、第2洪積砂礫層最上部(G.L.-83m)の4深度で加速度記録が得られている⁷⁾。図-5.6にBH1地点の地盤特性と地震計の設置状況を、図-5.7に得られた加速度記録を示す。

地表面の加速度記録より、埋立土層の液状化により動的特性が変化し、下部で得られた加速度記録より振幅が大きく減衰していることが分かる。また、軌跡図をみると、地震動が多方向から作用していることが分かる。振幅の強軸方向はNE-SW方向となっているが、これは海岸線に沿ってのびる余震域の方向とほぼ直交するものとなっている。フーリエスペクトルはG.L.-83m～G.L.-16mまでピーク周波数は3.0Hz前後にあるが、地表面では1.0Hz付近となっている。これも埋立土層の液状化によって地盤剛性が低下し、卓越周期が長くなったためと考えられる。

沈下計測が行われたBH6地点と地震観測が行われたBH1地点は位置的に異なるが、図-5.3に示したとおり概ね似た地層を成している。これより、本観測記録について再現解析を実施し、地震観測記録の再現性を確認するとともに、沈下量の推定に必要なMa13層のせん断ひずみを求めることとした。

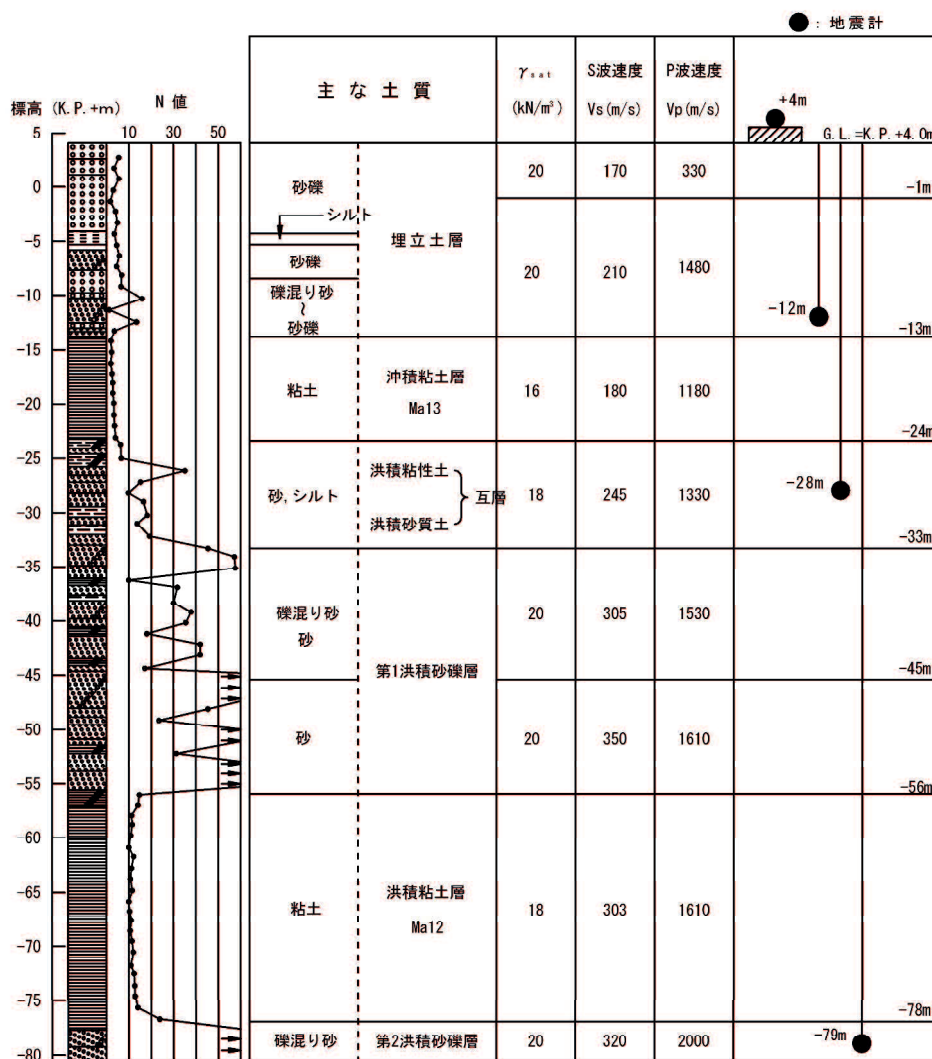
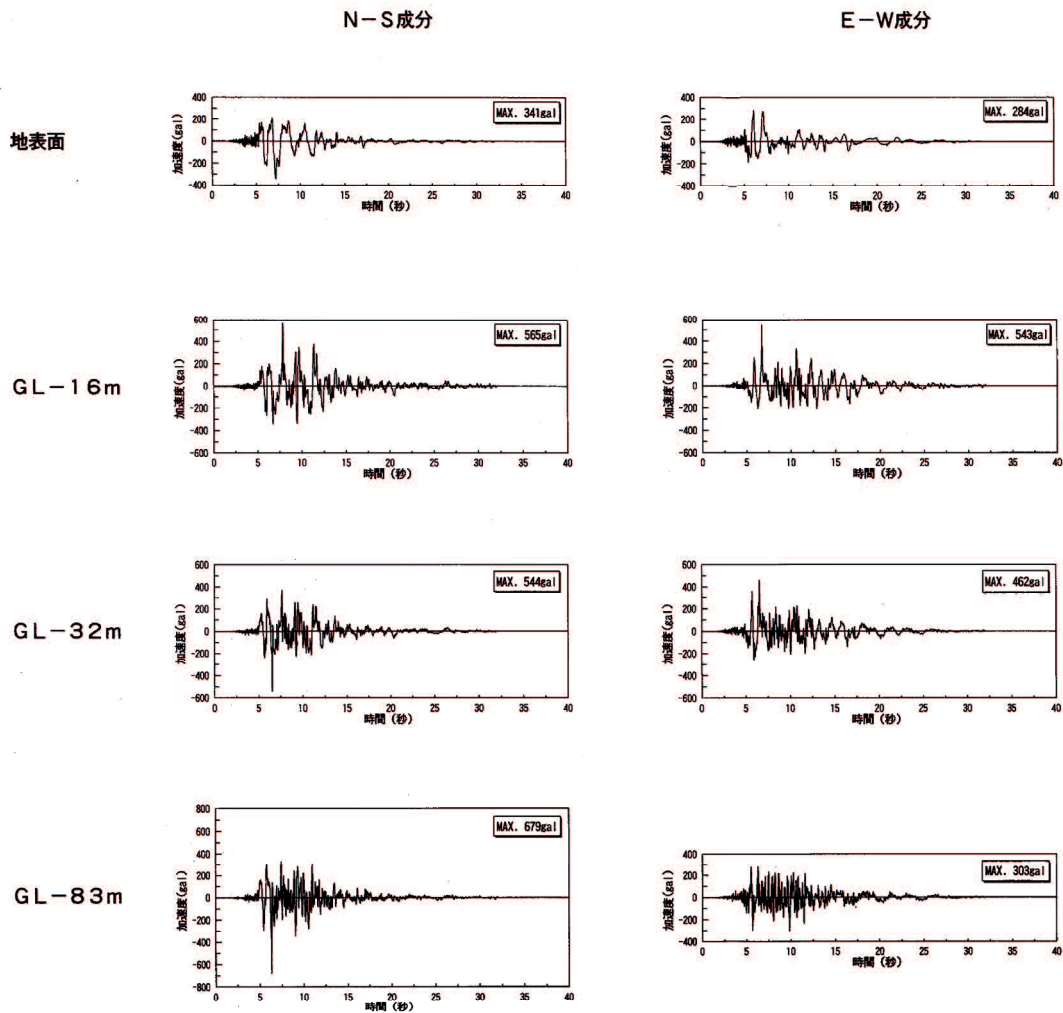
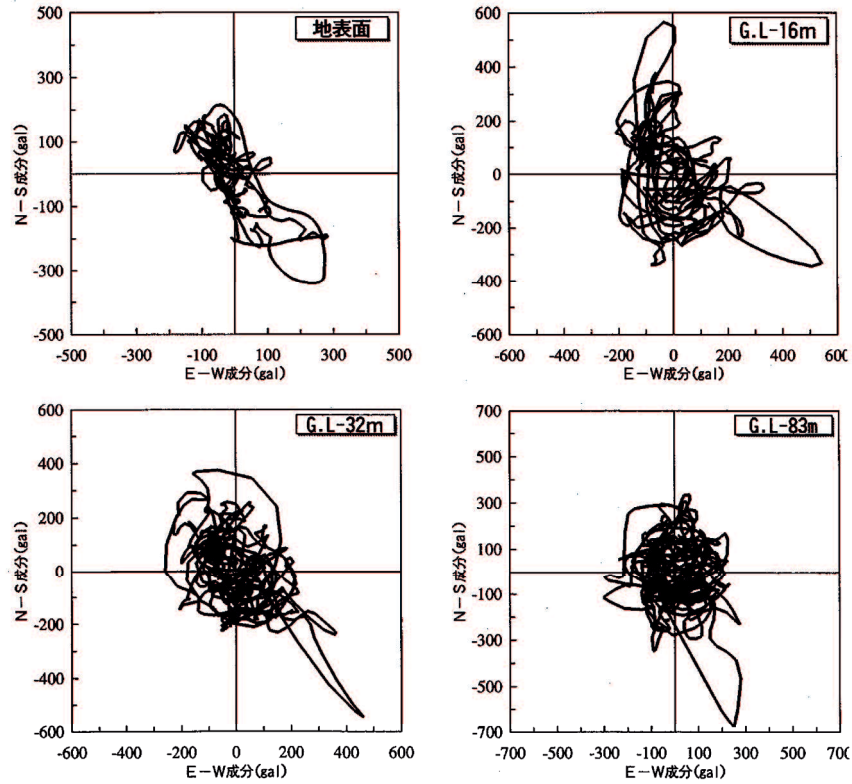


図-5.6 BH1地点の地盤特性と地震計の設置状況⁷⁾

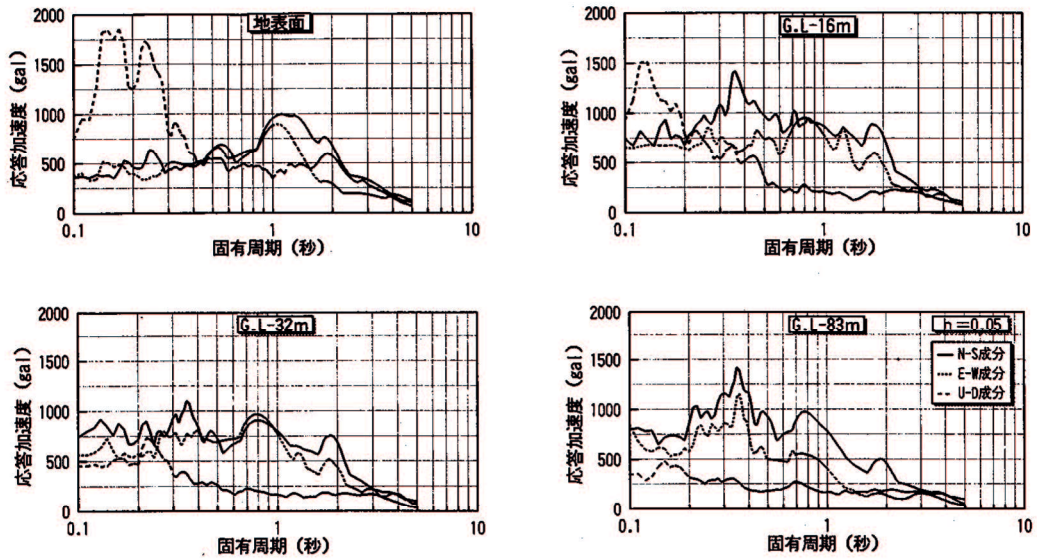


(加速度時刻歴)

図-5.7(1) ポートアイランドにおける鉛直アレーの観測記録⁷⁾



(加速度の軌跡図)



(加速度フーリエスペクトル)

図-5.7(2) ポートアイランドにおける鉛直アレーの観測記録⁷⁾

再現解析には、地表面の観測記録より埋立土に液状化が発生していることから有効応力解析であるFLIP⁸⁾を用いて実施することとした。再現解析では、G.L.-32mの観測記録をDg層の最上部に入力し、地表面およびG.L.-16mの応答値を求め、観測記録との比較を行った。解析に用いた地盤定数は、BH1地点で実施されたPS検層結果⁹⁾および既往の再現解析¹⁰⁾に用いられた定数を参考に設定した。解析定数の一覧を表-5.1に示す。また、図-5.8に一次元地震応答解析モデルを示す。

表-5.1 FLIP解析定数一覧表

Soil classification	Top elevation of layer K.P. (m)	Unit weight		Friction angle ϕ_f (°)	Velocity of S-wave V_s (m/s)	Mean effective stress σ_{ma} (kN/m ²)	Shear modulus G_{ma} (kN/m ²)
		γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)				
1 Landfill-1	4.00	18.0	20.0	41	170	22.95	52,020
2 Landfill-1	0.60	18.0	20.0	39	170	51.90	52,020
3 Landfill-2	-1.00	18.0	20.0	40	210	102.90	79,380
4 Ma13	-13.00	16.0	16.0	30	180	172.65	51,840
5 Dg1	-24.00	18.0	20.0	39	245	231.15	108,045

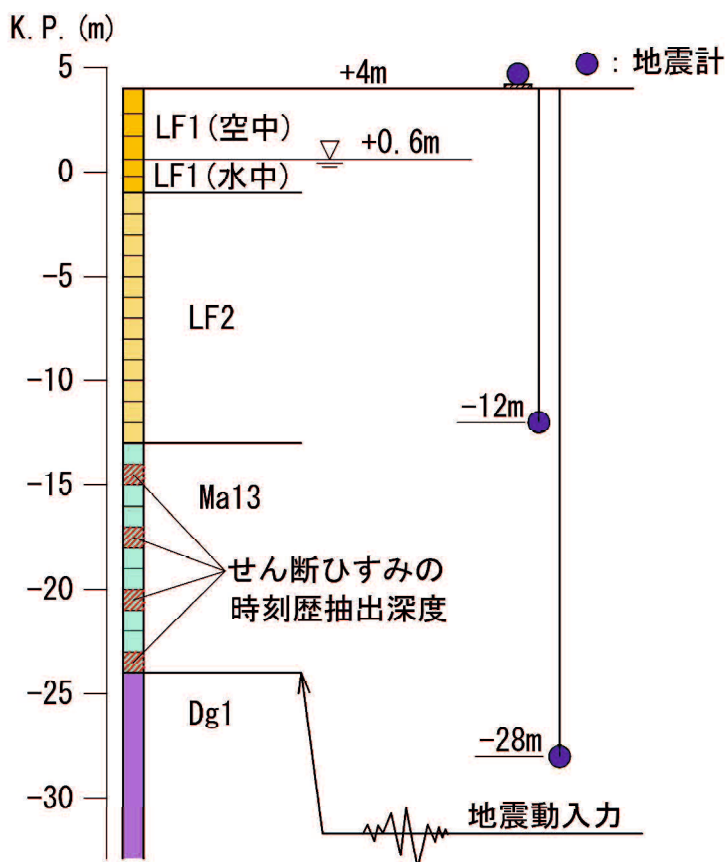
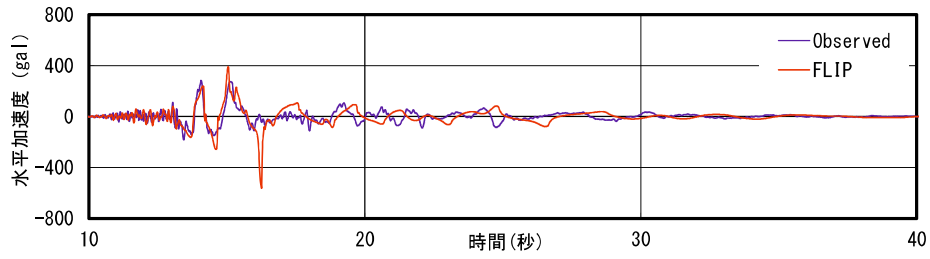
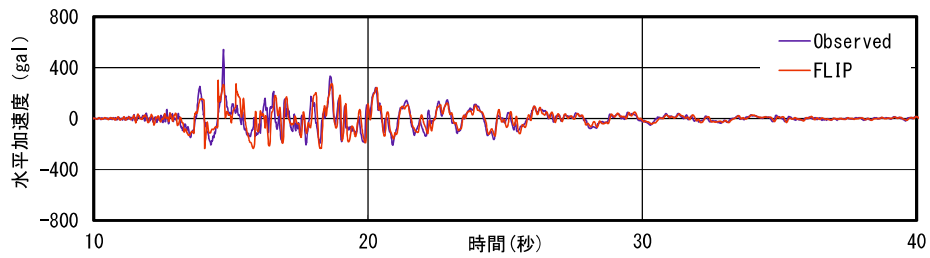


図-5.8 一次元地震応答解析モデル

図-5.9に地表面およびG.L.-16mの観測波形と解析により得られた加速度波形の比較を示す。これより、解析により得られた結果と観測結果は良く一致しており、本解析条件で観測記録の再現性を確認することができた。これより、本解析によって得られたMa13層のせん断ひずみを用いて沈下量の推定を行うこととした。

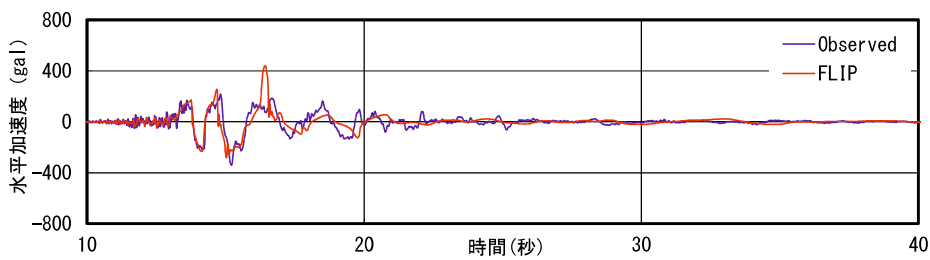


(地表面)

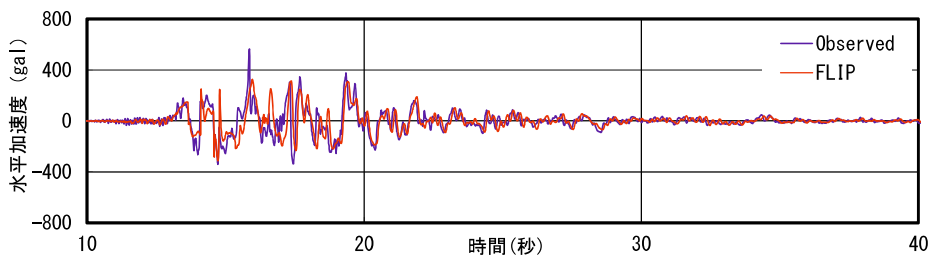


(GL-16m)

図-5.9(1) ポートアイランドにおける観測記録と解析結果 (EW 波)



(地表面)



(GL-16m)

図-5.9(2) ポートアイランドにおける観測記録と解析結果 (NS 波)

図-5.10 に最大せん断ひずみの深度分布図を示す．ここに，最大せん断ひずみは，要素高を 1.0m とし，地震中に得られるせん断ひずみの最大値である．Ma13 層のせん断ひずみの最大振幅は，EW 波で 0.7～0.9%，NS 波で 1.2～1.6% となり，深度方向には大差ない結果であった．これより，Ma13 層を 4 等分し各層中央の位置におけるせん断ひずみの時刻歴から累積せん断ひずみ G^* を求めることとした．得られた Ma13 層のせん断ひずみの時刻歴を図-5.11 に示す．得られたせん断ひずみ時刻歴から累積せん断ひずみ G^* を計算すると表-5.2 のとおりとなり， G^* は 23.82～28.46 となった．

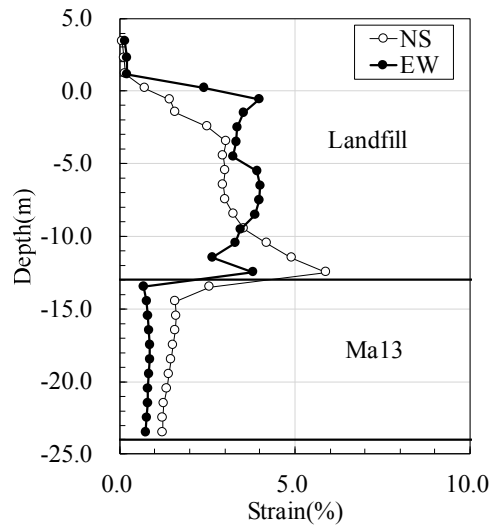


図-5.10 最大せん断ひずみの深度分布図

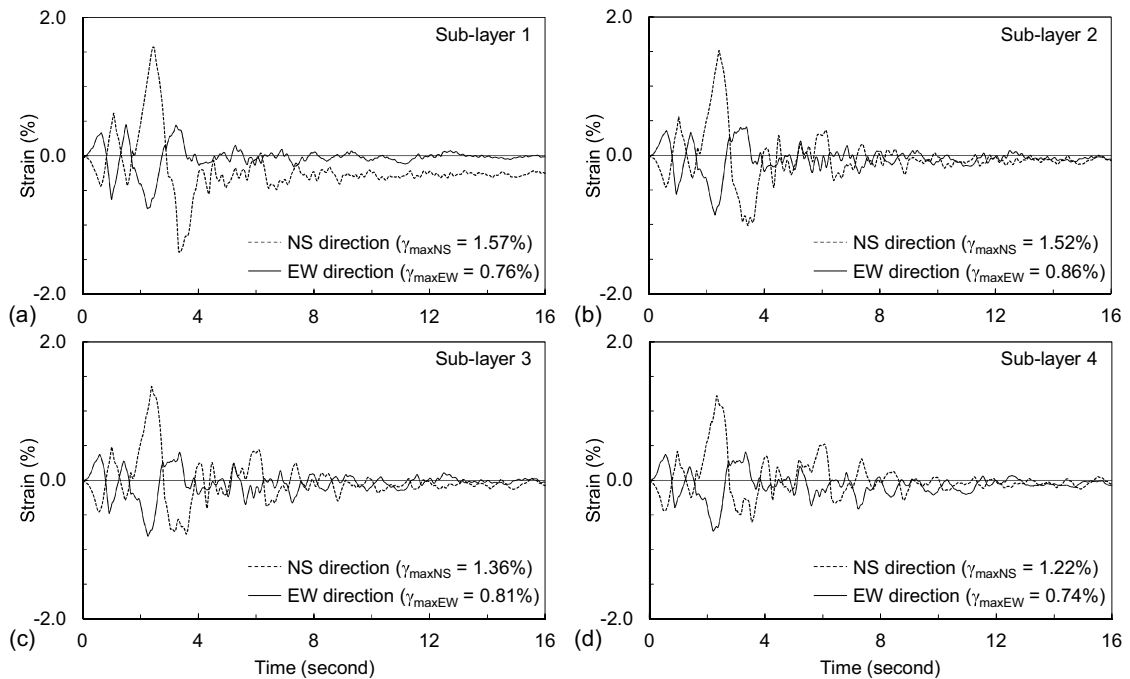


図-5.11 FLIP 解析による Ma13 層内の各分割層におけるせん断ひずみの時刻歴

表-5.2 Ma13層内の各分割層における γ_{maxNS} , γ_{maxEW} および G_i^*

No. sub-layer	γ_{maxNS}	γ_{maxEW}	G_i^*
1	1.57	0.76	23.82
2	1.51	0.86	28.46
3	1.35	0.81	26.31
4	1.22	0.74	24.26

5.1.4 沖積粘土層の地震後沈下の推定

第3章で示した一連の過剰間隙水圧及び繰返しせん断後の沈下の推定式および第4章で示した不規則な繰返しせん断波を一樣振幅のせん断ひずみ波へ変換する方法を用いて、図-5.4に示したBH6地点におけるMa13層の地震後沈下を推定した。必要となる実験定数は、第3章および第4章で示した手法によって塑性指数 I_p によって決定した。粘土層の地震後沈下算定フローを図-5.12に示す。

まず、沈下の推定にあたっては、粘土層に作用する繰返しせん断ひずみと対象とする粘土の実験定数を決定するための塑性指数 I_p が必要である。粘土層に作用する繰返しせん断ひずみは、一次元の地震応答計算によって求めることができ、本推定においては表-5.2のせん断ひずみを用いた。本波形による等価有効繰返し回数 N_{cy} は、第4章で述べたとおり、式(4.4)によって $N_{cy}=8.9$ と求められている。また、Ma13層の I_p は周辺の土質調査結果から $I_p=65.7$ と分っている¹¹⁾。これより、前述の表-4.4に示した等価有効繰返し回数 N_{cy} に最も近い繰返し回数 $n=10$ 回の I_p による推定式を用いて、Ma13層の実験定数を求めると表-5.3のとおりとなる。

そして、一樣振幅のせん断ひずみ波への変換式を用いて等価せん断ひずみ振幅 γ_{eq} を求めれば、これを用いて既往推定式によって地震によって生じる過剰間隙水圧 U_{dyn}/σ'_{v0} および沈下ひずみ ϵ_v を算定することができ、沈下ひずみ ϵ_v に粘土層の層厚 H を乗ずれば沈下量 ΔS を算定することができる。ここでは、実測値と比較するため $U=90\%$ における沈下量 $\Delta S_{90\%}$ を求めた。

また、Ma13層の圧密係数 c_v は $c_v=100\text{cm}^2/\text{d}$ と分かっているため⁴⁾、 I_p から推定した実験定数を用いて動的圧密係数 c_{vd} を推定すると $c_{vd}=152\text{cm}^2/\text{d}$ となる。埋め立てに際してMa13層はサンドドレーンによる地盤改良が行われているため、以下のサンドドレーンに対する圧密計算式のBarronの式よりMa13層の地震後の沈下-時間関係を推定した。

$$U_t = 1 - \exp\left(-\frac{8T_h}{F(n)}\right) \quad (5.1)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \log_e n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (5.2)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w}$$

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2} \quad (5.3)$$

ここに、 d_e は等価有効円の直径で $d_e=1.13d$ (m), d はドレーンの打設間隔(m), d_w はドレーンの直径(m), c_h は水平方向の圧密係数(cm²/d)で $c_h=c_v$ とした。

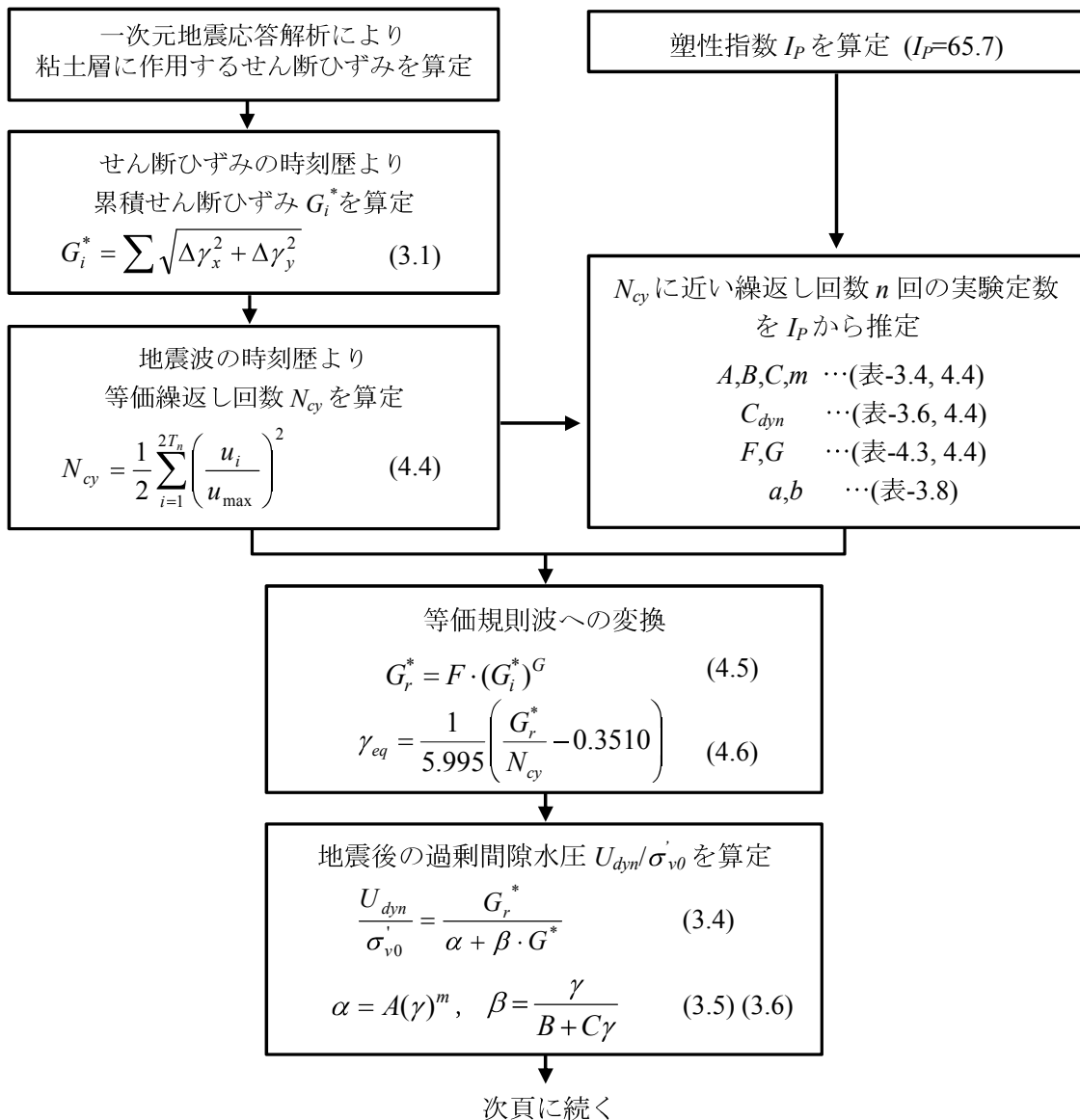


図-5.12(1) 粘土層の地震後沈下算定フロー

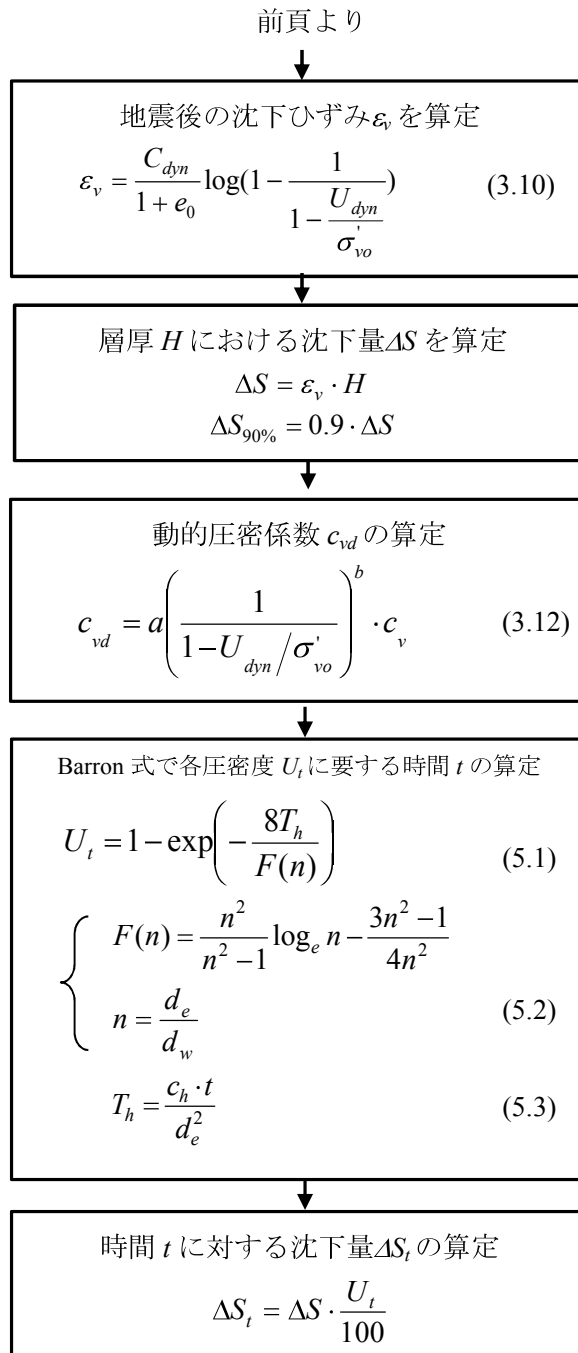


図-5.12(2) 粘土層の地震後沈下算定フロー

表-5.3 Ma13層($I_p=65.7$)の実験定数およびパラメータ一覧

<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>m</i>	C_{dyn}	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>F</i>	<i>G</i>
682	-0.16	0.90	-0.20	0.56	1.21	-0.45	0.18	1.69

上述の計算に用いたパラメータおよび Ma13 層の沈下量の推定結果を表-5.4 に示す。推定沈下量は $\Delta S_{90\%}=9.2\text{cm}$ となり、実測沈下量の $\Delta S_{90\%}=8.5\text{cm}$ とほぼ同じになり、本手法の妥当性が確認された。また、Barron の式より推定した Ma13 層の地震によって生じた沈下の沈下-時間関係を示したものが図-5.13 である。そして、この沈下曲線に地震前の上載荷重による沈下曲線(曲線②)を足し合わせると図-5.14 の曲線④のとおりとなる。図-5.14 より、圧密度 90%までの実測値と推定値の沈下-時間関係はよく一致していることが分かる。

以上のとおり、本試算では推定値と実測値がよく一致する結果となったが、繰返しせん断によって生じる粘土層の過剰間隙水圧および沈下は、乱れや応力履歴、年代効果、鋭敏性等^{12,13)}にも強く影響をされる。したがって、粘土の I_p のみから推定する本手法はある程度の誤差は含むものと考えられる。また、本推定は繰返しせん断によって生じた過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の推定であって、二次圧密を含んだ最終沈下量 ΔS の推定については今後の検討課題である。

表-5.4 地震によって生じたMa13層の沈下量の推定結果

Sub-layer No.	1	2	3	4	Total
Thickness (cm)	420	420	420	420	1680
e_0	1.30	1.30	1.30	1.30	
G_i^* (%)	23.8	28.5	26.3	24.3	
G_r^* (%)	38.3	51.7	45.3	39.5	
N_{cy}	8.9	8.9	8.9	8.9	
γ_{eq} (%)	0.70	0.92	0.80	0.69	
α	732	693	713	734	
β	1.47	1.36	1.41	1.47	
U_{dyn}/σ'_{v0}	0.049	0.068	0.058	0.050	
<i>SRR</i>	1.051	1.073	1.062	1.052	
Δe	0.012	0.017	0.015	0.012	
ε_v (%)	0.53	0.74	0.64	0.54	
ΔS (cm)	2.2	3.1	2.7	2.3	10.3
$\Delta S_{90\%}$ (cm)					9.2

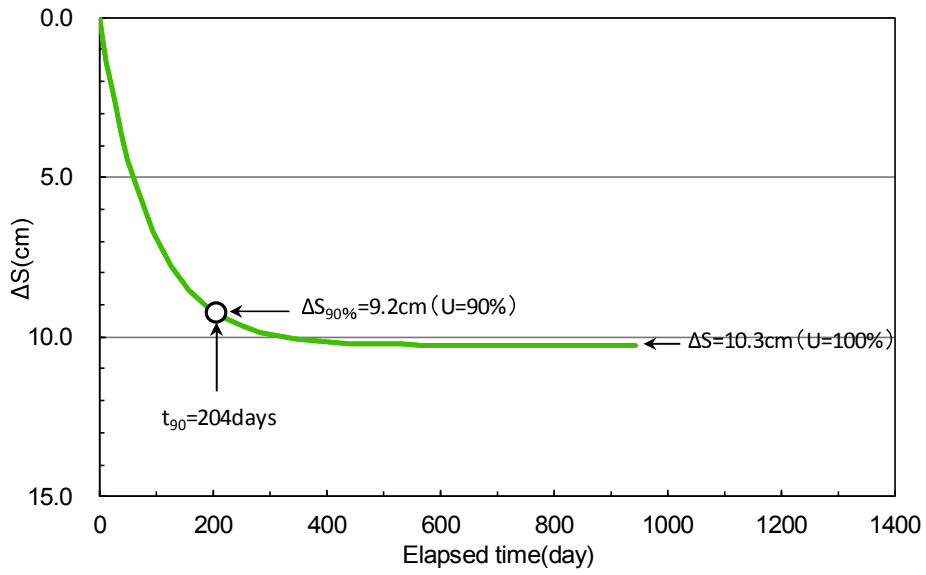


図-5.13 地震によって生じた Ma13 層の沈下時間関係の推定結果

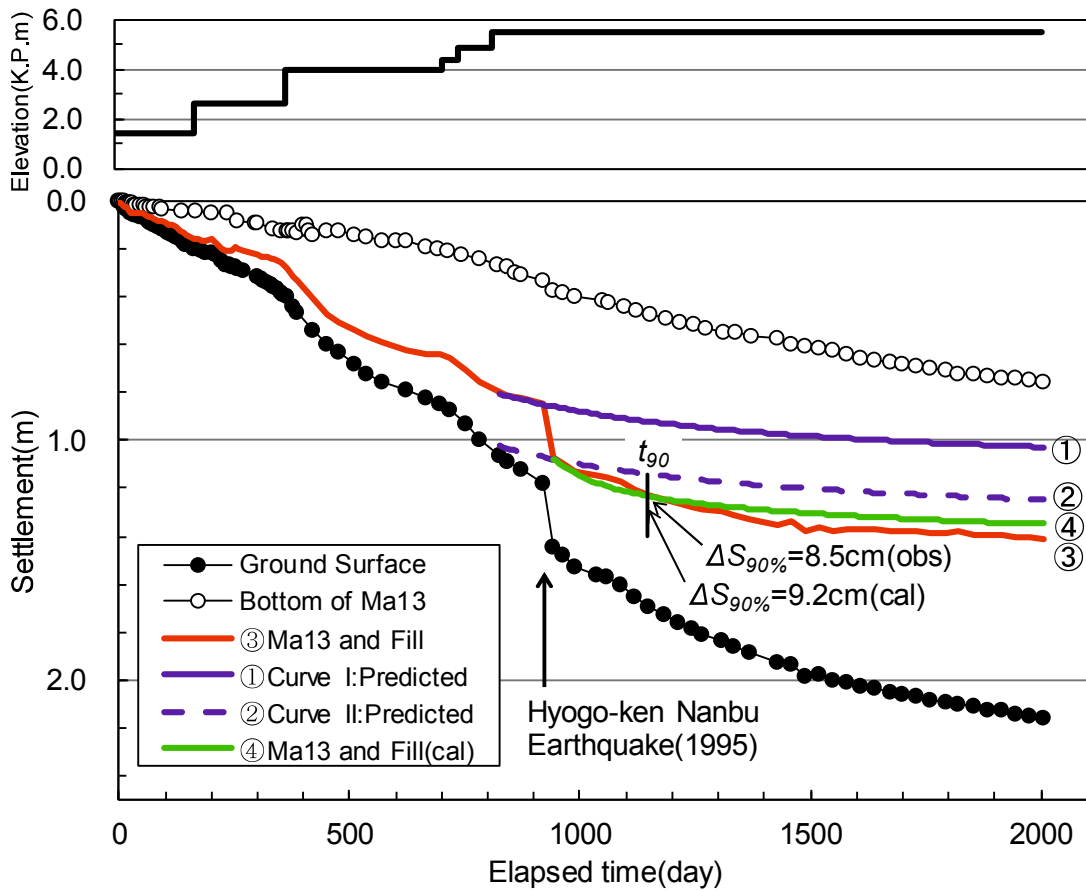


図-5.14 Ma13 層の地震後沈下の推定結果

5.2 地震後沈下の簡便推定法

5.2.1 沖積粘土層の過剰間隙水圧および沈下

前節においては、第4章で示した不規則な繰返しせん断ひずみ波を一様振幅の繰返しせん断ひずみ波に変換する手法を用いて、兵庫県南部地震に起因した沖積粘土層の沈下の推定を行った。当該手法においては、図-5.12に示したフローにしたがって推定が行われる。ここでは、繰返しせん断ひずみの変換方法についてより簡便な手法を見出し、継続時間が比較的長い東北地方太平洋沖地震時の記録波形に対してその適用性を検証した。

ここでは地震波として、図-5.15 に示す宮城県石巻漁港で推定された東北地方太平洋沖地震時の加速度時刻歴を用いた。同地震によって推定された石巻漁港の工学的基盤における地震波が図-5.16 である¹⁴⁾。本波形は、K-NET 石巻の観測記録を元に地震動推定地点(石巻漁港)とのサイト増幅特性の相違、位相特性を考慮して補正したものである。

簡便手法の適用性の検証にあたっては、室内試験によって現場の挙動を再現し、推定結果との比較を行った。実験に用いたせん断ひずみ波形は、図-5.16 の地震波を用いて一次元地震応答計算によって求めたが、不攪乱試料が採取された地点の土質情報が不足していたため、本検討では試料採取地点との距離が比較的近く、比較的類似した土層構成を示す図-5.17 に示した石巻漁港における地盤モデルを用いて、不攪乱試料が採取された深度-20.0m の沖積粘土層のせん断ひずみの時刻歴を求めることとした。



出典：国土地理院 地理院地図(電子国土 Web)に加筆

図-5.15 試料採取位置と地震応答計算位置の関係

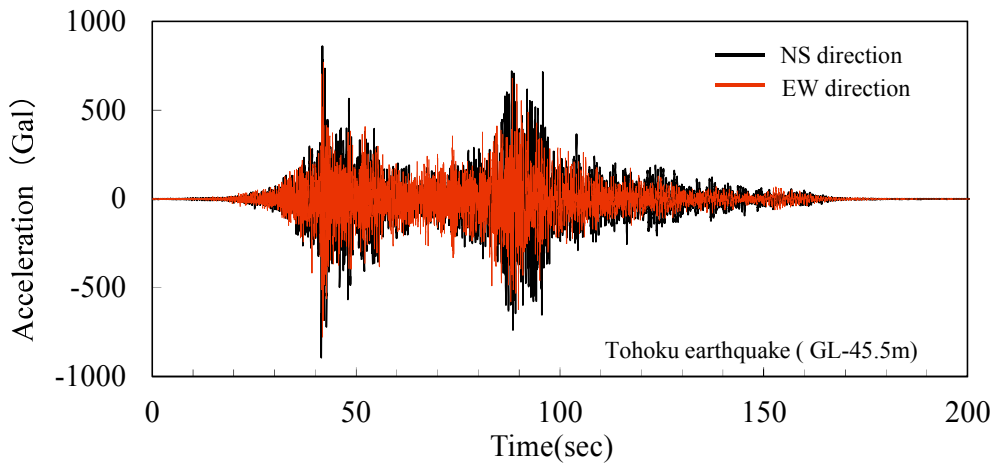


図-5.16 東北地方太平洋沖地震における工学的基盤の加速度時刻歴¹⁴⁾

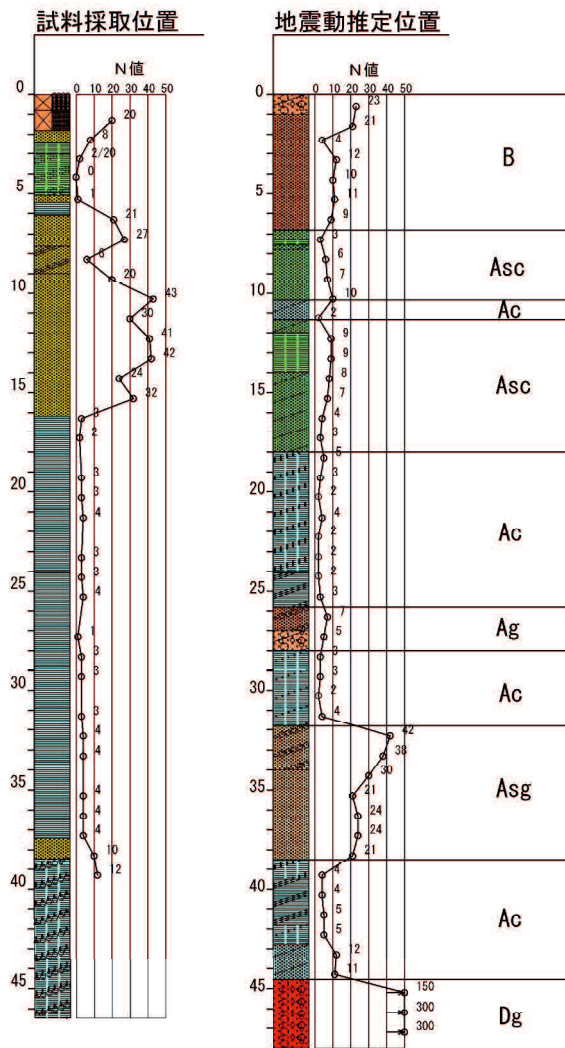


図-5.17 地震動算定位置の成層図

表-5.5 地震応答解析(FLIP)の入力パラメータ

層名	分類	層上面 標高 (m)	単位体 積重量 γ_b, γ_{sat} (kN/m ³)	せん断 抵抗角 ϕ (°)	基準有効 拘束圧 σ'_{ma} (kN/m ²)	基準せん 断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	最大減衰 h_{max}
B(空中)	砂質土	2.70	17.7	43.0	98.00	91,261	237,994	0.24
B(水中)	砂質土	1.13	18.1	43.0	98.00	91,261	237,994	0.24
Asc1	砂質土	-1.00	17.3	38.0	98.00	77,481	202,057	0.24
Ac1	粘性土	-8.20	15.9	30.0	75.41	12,820	33,434	0.20
Asc2-1	砂質土	-9.20	16.6	35.0	98.00	51,220	133,573	0.24
Asc2-2	砂質土	-12.00	16.6	35.0	98.00	41,849	109,136	0.24
Ac2	粘性土	-15.20	15.5	30.0	123.41	20,980	54,714	0.20
Ag	砂質土	-23.00	20.0	38.2	98.00	37,006	96,505	0.24
Ac3	粘性土	-25.20	15.5	30.0	164.05	27,888	72,727	0.20
Asg	砂質土	-29.10	20.0	40.0	98.00	85,114	221,965	0.24
Ac4	粘性土	-35.70	15.5	30.0	234.17	39,809	103,815	0.20
Dg	基盤	-41.80	20.0	45.0	189.35	499,772	1,303,326	0.24

一次元地震応答計算には FLIP⁸⁾を用いた。表-5.5 に FLIP の入力パラメータの一覧を示す。FLIP は地盤の非線形を考慮した有効応力解析であり、砂質土は地震時の繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧の影響が取り入れられているが、粘性土については地震時の動的挙動が不明な点が多いため、現状では全応力解析が行われている。しかしながら、本波形および入力パラメータを用いた解析によって、石巻漁港の岸壁の被災状況を再現できている¹⁴⁾ことから、本解析によって得られる沖積粘土層のせん断ひずみも概ね妥当なものと考えられる。

図-5.18 に深度-20.0m の沖積粘土層で得られたせん断ひずみの時刻歴を示す。東北地方太平洋沖地震の震源域は2つの領域からなり、ふた山の波形が観測されている地点が多く、本地点においても同様な波形となっている。せん断ひずみ振幅の最大値は、NS方向においては $\gamma_{maxNS}=1.0\%$ 程度、EW方向では $\gamma_{maxEW}=0.5\%$ 程度である。

図-5.19は不規則波による繰返しせん断中の過剰間隙水圧比 U_{dyn}/σ'_{v0} の変化を示したものであって、図の上段は多方向繰返しせん断試験中のせん断ひずみの記録波形を示している。なお、試験装置の都合上、実験時の供試体へのせん断ひずみの入力時間は2倍とした。EW波のせん断ひずみ振幅が若干小さいが、概ね図-5.18のせん断ひずみを再現できていることが分かる。 U_{dyn}/σ'_{v0} はひと山目ではほとんど上昇していないが、ふた山目で0.13まで上昇していることが分かる。これより、東北地方太平洋沖地震の際にも本沖積粘土層では過剰間隙水圧の上昇があった可能性があるものと推察される。

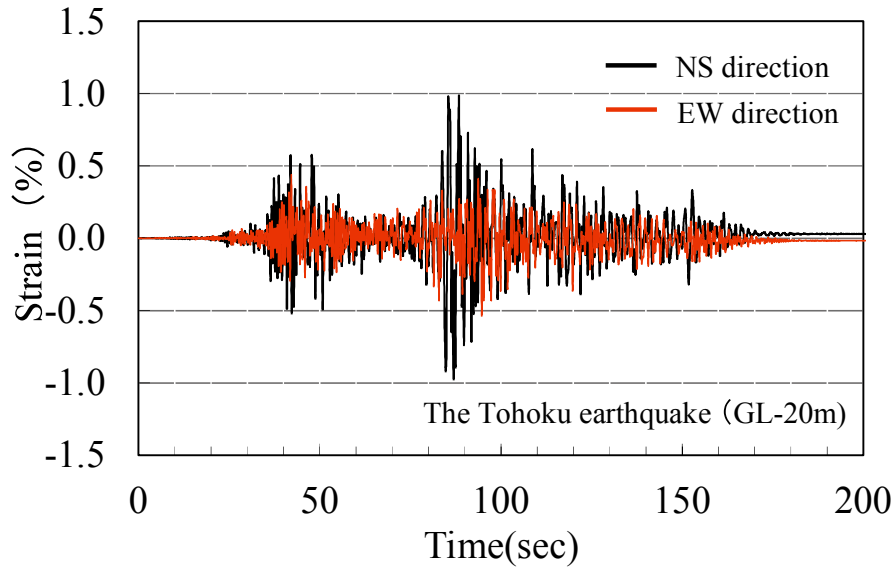


図-5.18 沖積粘土層でのせん断ひずみ

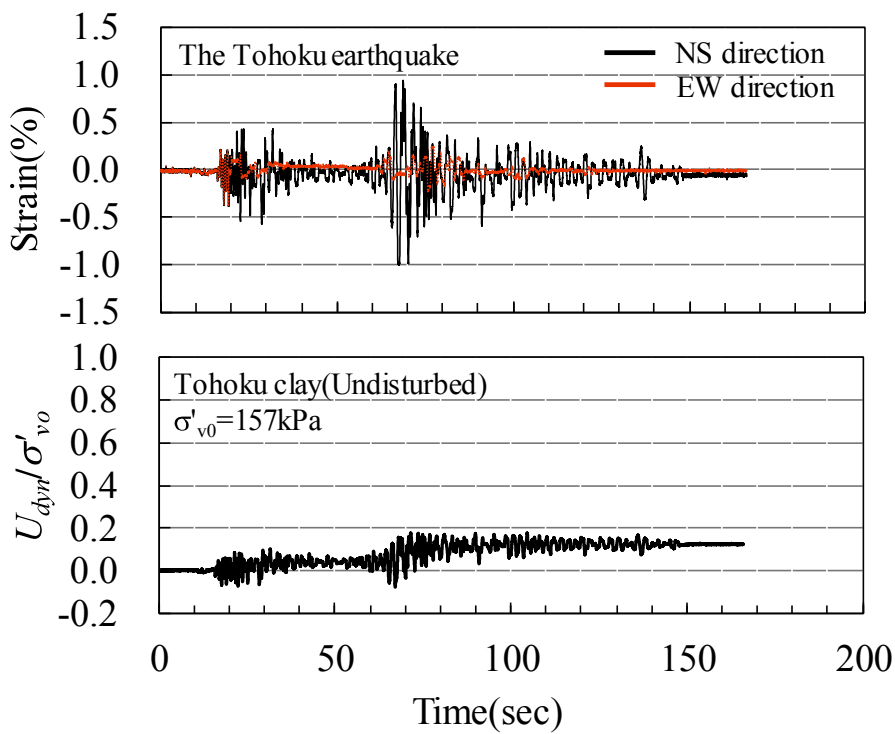


図-5.19 繰返しせん断中の過剰間隙水圧の推移

図-5.20は繰返しせん断後の沈下の経時変化を示したものである。最終沈下ひずみは0.61%であり、本沖積粘土層の層厚が20m程度であることから、実験結果がそのまま当てはまれば東北地方太平洋沖地震後には最大で10cm程度の沈下が生じた可能性があると推察される。

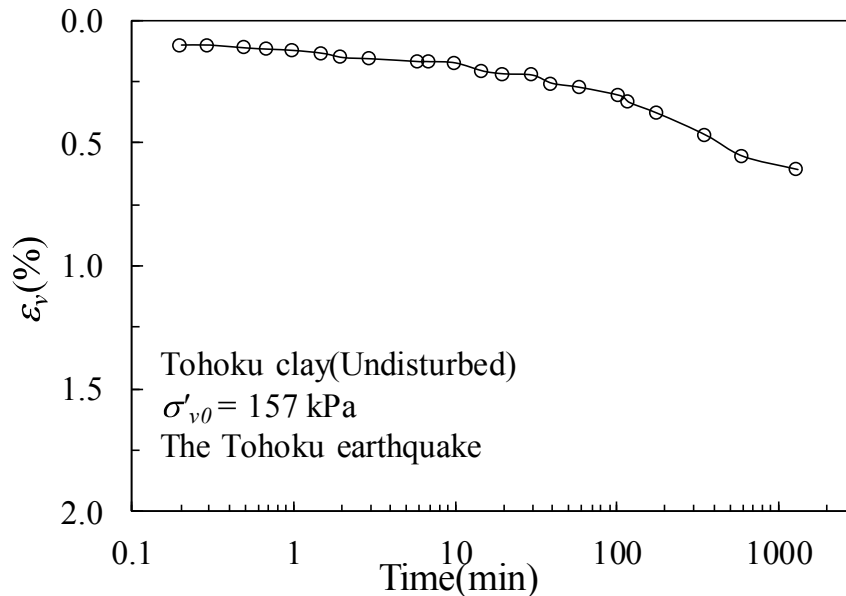


図-5.20 繰返しせん断後の沈下-時間関係

5.2.2 簡便法による地震後沈下の推定

不規則な繰返しせん断ひずみ波によって生じる沈下の推定に先述の推定手法を適用するためには、まず一様振幅のせん断ひずみ波に変換する必要がある。第4章において、不規則な繰返しせん断ひずみ波を一様振幅の繰返しせん断ひずみ波に変換する手法を示したが、その変換式および実験定数は兵庫県南部地震におけるポートアイランド波に対するもので、地震動特性が異なる東北地方太平洋沖地震波にはそのまま適用することができない。

そこで、第4章で示した変換手法と同様に、一様振幅のせん断ひずみ波への変換を両者の繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧比に着目して行った^{15,16)}。すなわち、図-5.21のとおり、繰返しせん断終了時の過剰間隙水圧比が同値となる不規則なせん断ひずみ波による累積せん断ひずみ G_i^* と一様振幅のせん断ひずみ波による累積せん断ひずみ G_r^* の関係を求めることによって、 G_i^* を G_r^* に変換した。また、 G_r^* は図-5.21のとおり、繰返しせん断ひずみ振幅 γ_{dn} と繰返し回数 n の関数で表されるため、 n に等価繰返し回数 N_{cy} を代入すれば、等価な一様振幅の繰返しせん断ひずみ振幅 γ_{eq} を求めることができる。

等価繰返し回数 N_{cy} は、一次元地震応答計算によって得られた図-5.18に示す沖積粘土層におけるせん断ひずみの時刻歴から式(4.4)によって計算することができ、EW波で14回、NS波で10回となる。前述のとおり、等価繰返し回数 N_{cy} は直角2方向の N_{cy} を足し合わせて求めることができるため、本実験に用いた不規則な繰返しせん断ひずみ波の等価繰返し回数は24回となる。したがって、図-5.21中の変換に用いる一様振幅のせん断ひずみ波の実験結果には繰返し回数 $n=24$ の実験結果を用いればよいが、3.5章で述べたとおり、現時点では不攪乱試料の東北粘土に対する実験結果は $n=200$ 回のみである。そこで、簡便的に $n=200$ 回の実験結果から繰返しせん断中の $n=24$ 回における過剰間隙水圧比 U_{dyn}/σ'_{v0} を読み取り、その U_{dyn}/σ'_{v0} に対応する一様振幅のせん断ひずみ波による累積せん断ひずみ G_r^* を求めることとした。

表-5.6に等価な一様振幅のせん断ひずみ波への変換結果を示す。繰返しせん断後の過剰間隙水圧比が同値となる累積せん断ひずみの比 G_r^*/G_i^* は0.57となる。また、 $N_{cy}=24$ 回として式(4.6)から繰返しせん断ひずみ振幅 γ_{eq} を求めると $\gamma_{eq}=0.64\%$ が得られる。

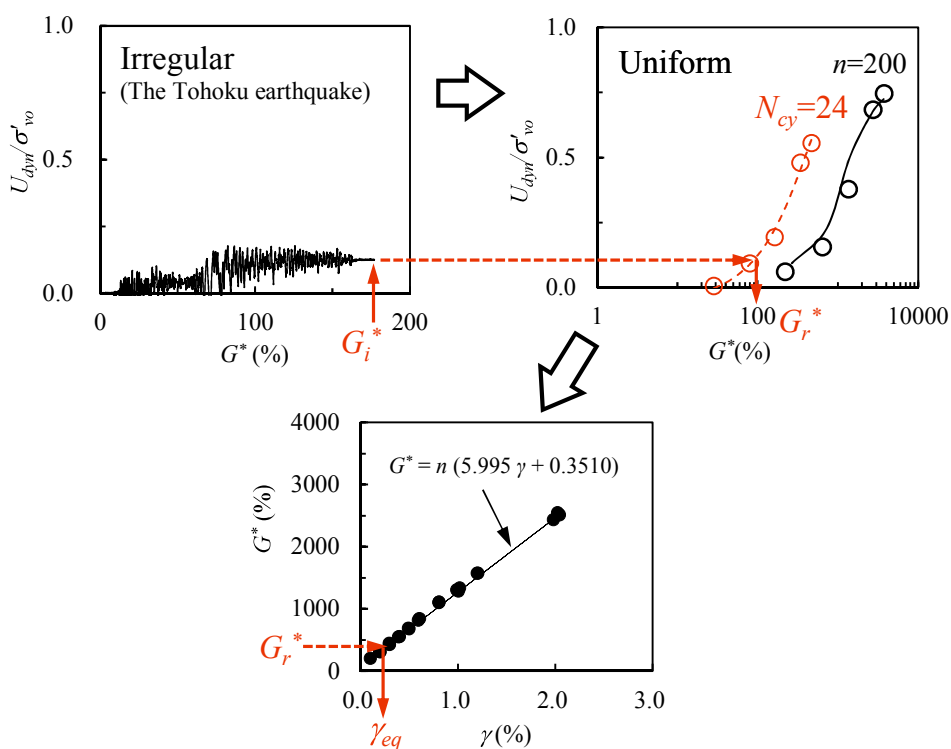


図-5.21 等価規則波への変換方法

表-5.6 等価規則波への変換

G_i^* (%)	G_r^* (%)	G_r^*/G_i^*	γ_{eq} (%)
177.0	100.6	0.57	0.64

等価な一様な繰返しせん断ひずみ振幅 γ_{eq} を用いて、式(3.4)~(3.6), (3.10)によって繰返しせん断後の沈下ひずみを推定した。推定式に用いる実験定数は、東北粘土の塑性指数が $I_p=84.2$ であることから、第3章で示した I_p との関係から推定することとした。ただ、実験定数と I_p の関係は繰返し回数 n によって異なり、本推定における等価繰返し回数 $N_{cy}=24$ 回に対する関係式は得られていない。そこで、まず、第3章で得られている繰返し回数 $n=10, 50$ 回の関係式によって実験定数を求め、その $n=10, 50$ 回の実験定数を内挿することによって、簡便的に等価繰返し回数 $N_{cy}=24$ 回の実験定数を推定した。そして、その実験定数を用いて、 $N_{cy}=24$ 回の繰返しせん断後沈下を試算した。表-5.7に、本試算に用いた繰返し回数 $n=10, 50$ 回の実験定数の推定式一覧を示す。また、表-5.8に繰返しせん断後の沈下ひずみの試算結果を、図-5.22に繰返しせん断後の沈下-時間関係を示す。

同図より、繰返しせん断後の沈下ひずみの推定値は $\varepsilon_v=0.93\%$ となり、実験値の $\varepsilon_v=0.61\%$ よりやや大きな値となった。また、推定値の方が実験値よりも圧密が早く進行する結果となった。これらの原因は、不規則な繰返しせん断ひずみ波を一様振幅の繰返しせん断ひずみ波への変換する際、および実験定数を推定する際に簡便手法を用いたこと、また不攪乱試料であることによる試料のばらつき等が原因として考えられるが、本簡便手法によっても繰返しせん断後沈下を概ね推定できることを示した。

不規則なせん断ひずみについての検証の一例ではあるが、繰返しせん断後の過剰間隙水圧比に着目して G_r^* と G_i^* の関係が求まれば、不規則なせん断ひずみ波を等価な一様振幅のせん断ひずみ波に変換でき、既往推定式を用いて繰返しせん断後の沈下ひずみを推定することができることを示した。本簡便手法は、地震時の繰返しせん断ひずみの時刻歴、粘土の塑性指数、初期間隙比および層厚が与えられれば、地震後沈下が推定可能であり、粘土地盤の簡易な被害推定や対策の立案において有用な方法であると考えられる。

表-5.7 実験定数 $A, B, C, m, C_{dyn}, a, b$ の推定式一覧

parameter	n	Equation	parameter	n	Equation
A	10	$A = 16.658 I_p - 412.87$	C_{dyn}	10	$C_{dyn} = 0.0125 I_p - 0.2617$
	50	$A = 14.574 I_p - 363.90$		50	$C_{dyn} = 0.0048 I_p - 0.0455$
B	10	$B = -0.0018 I_p - 0.0386$	a	$a = 0.006 I_p + 1.167$	
	50	$B = -0.0004 I_p - 0.0801$			
C	10	$C = -0.0023 I_p + 1.0544$	b	$b = -0.010 I_p + 0.227$	
	50	$C = -0.0112 I_p + 1.2779$			
m	10	$m = 0.0189 I_p - 1.4429$			
	50	$m = 0.0226 I_p - 1.7043$			

表-5.8 繰返しせん断後の沈下ひずみの試算結果

n, N_{cy} (回)	10	50	24
γ_{dyn} (%)	0.64	0.64	0.64
G_r^* (%)	100.6	100.6	100.6
A	990	863	945
B	-0.19	-0.05	-0.14
C	0.86	0.33	0.68
m	0.15	0.20	0.17
a	1.67	1.67	1.67
b	-0.62	-0.62	-0.62
U_{dyn}/σ'_{v0}	0.09	0.09	0.09
SRR	1.10	1.10	1.10
C_{dyn}	0.79	0.36	0.64
e_0	1.86	1.86	1.86
c_{vd} (cm ² /d)	79	79	79
ε_v (%)	1.1	0.5	0.9

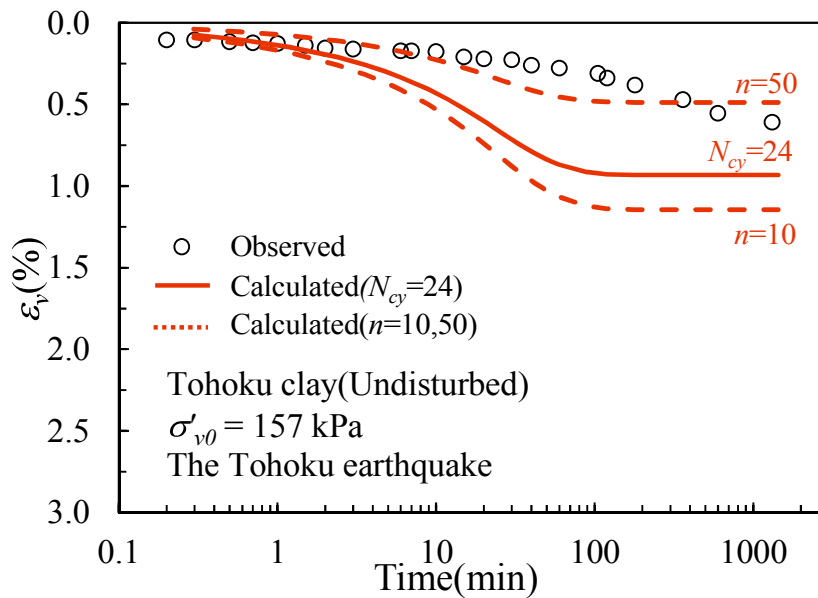


図-5.22 繰返しせん断後の沈下-時間関係の試算結果

5.3 まとめ

本章において得られた主な知見は以下のとおりである。

- (1) 1995年の兵庫県南部地震時にポートアイランドで観測された地震に起因した沖積粘土層の沈下の推定を試みた。まず、地震前の沈下計測結果を用いて地震が起こらなかった場合の沈下曲線を双曲線法で推定し、これと実測沈下曲線を比較し、地震によって生じた粘土層の沈下の存在を明らかにするとともに、粘土層の地震後沈下は、圧密度90%に達する地震後260日で $\Delta S_{90\%}=8.5\text{cm}$ に達することを示した。
- (2) 沈下計測地点近傍の地震計で得られた加速度記録を用いて、埋立土の液状化を考慮した次元の有効応力解析(FLIP)を行い、沖積粘土層に作用した繰返しせん断ひずみを推定するとともに、沖積粘土層の塑性指数 I_p を用いて、沈下推定にあたって必要となる実験定数を第3章および第4章で示した近似式から求めた。そして、一連の既往推定式および第4章で示した等価な一様繰返しせん断ひずみ波への変換式を用いて、沖積粘土層の地震後沈下を推定した。その結果、推定沈下量 $\Delta S_{90\%}=9.2\text{cm}$ となり、実測沈下量の $\Delta S_{90\%}=8.5\text{cm}$ によく一致する結果を得た。また、沈下-時間関係についても圧密度90%までの推定曲線と実測曲線はよく一致する結果を得た。

本推定は、繰返しせん断によって生じた過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量を推定したものであって、二次圧密を含んだ最終沈下量 $\Delta S=17\text{cm}$ の推定については今後の検討課題である。

- (3) 繰返しせん断ひずみ波の変換方法について、より簡便な手法を見出し、継続時間が比較的長い東北地方太平洋沖地震時の記録波形に対してその適用性を検証した。まず、東北地方太平洋沖地震による多方向繰返しせん断試験を行い、過剰間隙水圧の上昇および沈下ひずみとして0.6%を確認した。この結果を本論文で示した推定法によって予測するにあたり、不規則な繰返しせん断ひずみ波を一様振幅の繰返しせん断ひずみに変換する際、および実験定数を推定する際に簡便手法を用いた結果、沈下ひずみとして0.9%が得られた。

本簡便手法は、沈下ひずみを若干過大に評価する傾向はみられるが、地震時の繰返しせん断ひずみの時刻歴、粘土層の塑性指数、初期間隙比、層厚が与えられれば地震後沈下をより容易に推定することが可能で、粘土地盤の簡易な被害推定や、対策の立案において有用と考えられる。

参考文献

- 1) 気象庁：災害時地震・津波速報 平成7年(1995年)兵庫県南部地震, 1995.
- 2) 神戸市開発局：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, pp.88-105, 1995.
- 3) 海底地盤-大阪湾を例として-土質工学会関西支部, pp.146-156, 1995.
- 4) 松田博, 柳楽英希：繰返しせん断によって生じる飽和粘土の有効応力減少と再圧密沈下特性, 土木学会論文集, No.659/III-52, pp.63-75, 2000.
- 5) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.686-689, 2007.
- 6) 小林正樹・水上純一・土田孝：粘性土の水平方向圧密係数の決定法, 港湾技研資料, Vol.29 No.2, pp.63-83, 1990.
- 7) 神戸市開発局：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, pp.4-8, 1995.
- 8) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- 9) 神戸市開発局：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, pp.37, 1995.
- 10) FLIP 研究会：FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ, pp.2-3-12 - 2-3-17, 2011.
- 11) 谷本喜一・田村健一郎：臨海埋立地盤の沈下性状について, 建設工学研究所報告, 第 31 号, pp.229-243, 1989.
- 12) 甲本達也, 朴鐘華:不攪乱粘土の圧縮指数式について, 農業土木学会論文集, No.194, pp.59-63, 1998.
- 13) 北田奈緒子, 伊藤浩子, 三田村宗樹, 大島昭彦, 竹村恵二：大阪平野：東大阪地域の沖積層と沖積粘土の物理特性, 第 41 回地盤工学研究発表会技術交流セッション, pp.12-14, 2006.
- 14) 佐伯公康, 佐藤秀政, 西本敦範, 藤井照久, 梅津健夫, 浅川典敬, 三上信雄：東北地方太平洋沖地震における地震動による漁港施設の被害の事後推定, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.69, No.2, pp.I_281-I_286, 2013.
- 15) Matsuda, H., Hoshiyama, E.:Uniform strain series equivalent to seismic strain, Proceeding of 10th world conference on earthquake engineering, pp.1329-1334, 1992.
- 16) Sato, H., Nhan, T. T., Matsuda, H. : Earthquake-induced settlement of a clay layer, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.104, pp.418-431, 2018.

第6章 結論

本論文では、物性が異なる数種類の粘土について、規則波および不規則波を用いた多方向繰返しせん断試験を行い、粘土のコンシステンシーや地震動の不規則性が過剰間隙水圧の蓄積および沈下に及ぼす影響について調べた。そして、既往研究においてカオリン粘土を対象に構築された地震後沈下推定手法が種々の粘土、実地震動に対しても適用できるように発展させることを目的とした。また、一連の地震後沈下推定手法について、実際の地震に起因した沖積粘土層の沈下推定を行い、本手法の適用性を検証した。

得られた成果を統括すると以下のとおりである。

第3章では、カオリン粘土、東京湾粘土、北九州粘土の物性が異なる3種類の再構成粘土を用いて多方向繰返しせん断試験を行い、試料のコンシステンシーと非排水繰返しせん断による過剰間隙水圧の蓄積および繰返しせん断後の沈下の関係について調べた。

また、自然地盤から採取した東北粘土の不攪乱試料とこれを練り返して作成した攪乱試料を用いて同様の実験を行い、試料の乱れによる影響を調べた。得られた成果は以下のとおりである。

- (1) 一方向と多方向繰返しせん断では過剰間隙水圧の蓄積は異なり、一方向よりも多方向繰返しせん断の方が大きくなる。繰返しせん断方向の影響は既往研究と同様に累積せん断ひずみ G^* で整理することによって低減できる。
- (2) 繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧の蓄積は、塑性指数 I_p が大きい粘土ほど小さくなる。
- (3) 沈下ひずみは繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧が大きいほど大きくなる。また、沈下ひずみは有効応力減少量 SRR の対数に概ね比例し、この直線勾配である動的圧縮指数 C_{dyn} は、繰返しせん断ひずみ振幅およびせん断方向には依存しないが、塑性指数および繰返し回数によって異なり、塑性指数が大きく、繰返し回数が小さいほど大きくなる。また、動的圧縮指数 C_{dyn} は、標準圧密試験における圧縮指数 C_c よりも小さく、膨張指数 C_s よりも大きい。
- (4) 繰返しせん断後の圧密係数 c_{vd} も繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧と密接に関係し、有効応力減少量 SRR が小さい場合には繰返しせん断後の圧密係数 c_{vd} は標準圧密試験における圧密係数 c_v より大きい。また、有効応力減少量 SRR が大きくなると繰返しせん断後の圧密係数 c_{vd} は減少し標準圧密試験における圧密係数 c_v に漸近する傾向を示す。これより、地震時の繰返しせん断による乱れが小さい場合

には、静的荷重による圧密沈下よりも圧密沈下が早く進行する可能性がある。

- (5) カオリン粘土の実験結果から導かれた既往の推定式は、物性が異なる東京湾粘土、北九州粘土についても適用可能である。また、各粘土について、繰返しせん断方向、繰返し回数毎に既往推定式に含まれる実験定数 $A, B, C, m, C_{dyn}, a, b$ を算出し、実験定数と塑性指数 I_p との関係を整理した結果、両者には直線関係があることを示した。
- (6) 繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧および沈下ひずみについて、塑性指数 I_p から推定した実験定数を用いて得られる値は実験値と概ね一致することを示した。これより、本手法を用いることによって、粘土の塑性指数 I_p が分かれば、種々の粘土に対する繰返しせん断後沈下を推定することが可能である。
- (7) 繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧は、東北粘土の不攪乱試料においても、繰返し回数の増加とともに上昇し、ひずみ振幅が大きいほど大きくなる。また、繰返しせん断中の過剰間隙水圧と累積せん断ひずみ G^* の間には攪乱試料と同様に双曲線関係が成立する。東北粘土の不攪乱試料と攪乱試料の過剰間隙水圧の上昇過程および蓄積量を比較すると、攪乱試料の方が若干大きい。
- (8) 繰返しせん断後の沈下は、不攪乱試料および攪乱試料のいずれにおいても、ひずみ振幅が大きいほど大きくなる。また、攪乱試料に比べて不攪乱試料の方が沈下は早く進行する。一次圧密終了後、沈下曲線はいずれの試料でも直線的になり二次圧密的な沈下が生じる。繰返しせん断後の圧密過程における二次圧密係数は、正規圧密時の二次圧密係数より小さく、繰返しせん断ひずみ振幅が大きくなると増加する傾向がみられる。また、不攪乱試料と攪乱試料の最終的な沈下ひずみの相違は小さく、一試料についての実験結果ではあるが、繰返しせん断後沈下に及ぼす攪乱の影響は小さいといえる。
- (9) 東北粘土の不攪乱試料および攪乱試料について、実験定数 A, B, C, m, C_{dyn} を算出し、一連の推定式で繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧および繰返しせん断後沈下の推定を行い、実測値と比較し、両者はよく一致することを示した。これより、東北粘土の不攪乱試料および攪乱試料についても既往推定式は適用可能である。

第4章では、実地震時の繰返しせん断の不規則性を想定し、第3章で用いた試料と同じカオリン粘土、東京湾粘土、北九州粘土の3種類の再構成試料を対象として、兵庫県南部地震の際に観測された加速度記録にもとづく不規則波による多方向繰返しせん断試験を行い、地震動の不規則性が過剰間隙水圧の蓄積および沈下に及ぼす影響を調べるとともに、不規則波を等価な規則波へ変換する方法を検討した。得られた成果は以下のとおりである。

- (1) 不規則な繰返しせん断ひずみ波においても過剰間隙水圧の蓄積は、塑性指数 I_p が大きい粘土ほど小さくなる。また、過剰間隙水圧の推移は、不規則性の影響を受けるとともに、その傾向は粘土によって異なる。
- (2) 不規則な繰返しせん断ひずみ波においても繰返しせん断後の沈下ひずみは、塑性指数 I_p が大きいほど小さく、圧密の進行も遅くなる。動的圧縮指数 C_{dyn} は、有効応力減少比 SRR の対数に比例する。また、動的圧密係数 c_{vd} は、 SRR が小さい場合には標準圧密試験で得られる圧密係数 c_v より大きい値を示す。さらに、一樣振幅の繰返しせん断と同様に、 SRR が大きくなると c_{vd} は減少し、 c_v に漸近する傾向を示す。
- (3) 繰返しせん断終了後の過剰間隙水圧の蓄積量が一致するときの累積せん断ひずみ G^* によって、不規則な繰返しせん断ひずみ波と等価な一樣振幅の繰返しせん断ひずみ波に変換する手法を示した。また、本変換に必要な実験定数 F, G を各粘土について算出するとともに、塑性指数 I_p との関係で整理した結果、塑性指数 I_p と線形関係にあることが分かった。
- (4) 不規則な繰返しせん断ひずみ波によって生じる過剰間隙水圧および沈下ひずみを塑性指数 I_p から推定した実験定数を用いて推定し、実測値と比較した結果、両者はよく一致することを確認した。

第5章では、第3章および第4章で示した一連の地震後沈下推定手法の適用性を確認するため、実事例での適用性を検証した。得られた成果は以下のとおりである。

- (1) 1995年の兵庫県南部地震時にポートアイランドで観測された地震に起因した沖積粘土層の沈下の推定を試みた。まず、地震前の沈下計測結果を用いて地震が起こらなかった場合の沈下曲線を双曲線法で推定し、これと実測沈下曲線を比較し、地震によって生じた粘土層の沈下の存在を明らかにするとともに、粘土層の地震後沈下は、圧密度90%に達する地震後260日で $\Delta S_{90\%}=8.5\text{cm}$ に達することを示した。
- (2) 沈下計測地点近傍の地震計で得られた加速度記録を用いて、埋立土の液状化を考慮した一次元の有効応力解析(FLIP)を行い、沖積粘土層に作用した繰返しせん断ひずみを推定するとともに、沖積粘土層の塑性指数 I_p を用いて、沈下推定にあたって必要となる実験定数を第3章および第4章で示した近似式から求めた。そして、一連の既往推定式および第4章で示した等価な一樣繰返しせん断ひずみ波への変換式を用いて、沖積粘土層の地震後沈下を推定した。その結果、推定沈下量 $\Delta S_{90\%}=9.2\text{cm}$ となり、実測沈下量の $\Delta S_{90\%}=8.5\text{cm}$ によく一致する結果を得た。また、沈下-時間関係についても圧密度90%までの推定曲線と実測曲線はよく一致する結果を得た。本推定は、繰返しせん断によって生じた過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量を推定した

ものであって、二次圧密を含んだ最終沈下量 $\Delta S=17\text{cm}$ の推定については今後の検討課題である。

- (3) 繰返しせん断ひずみ波の変換方法について、より簡便な手法を見出し、継続時間が比較的長い東北地方太平洋沖地震時の記録波形に対してその適用性を検証した。まず、東北地方太平洋沖地震による多方向繰返しせん断試験を行い、過剰間隙水圧の上昇および沈下ひずみとして 0.6%を確認した。この結果を本論文で示した推定法によって予測するにあたり、不規則な繰返しせん断ひずみ波を一様振幅の繰返しせん断ひずみに変換する際、および実験定数を推定する際に簡便手法を用いた結果、沈下ひずみとして 0.9%が得られた。本簡便手法は、沈下ひずみを若干過大に評価する傾向はみられるが、地震時の繰返しせん断ひずみの時刻歴、粘土層の塑性指数、初期間隙比、層厚が与えられれば地震後沈下をより容易に推定することが可能で、粘土地盤の簡易な被害推定や、対策の立案において有用と考えられる。

謝 辞

本論文をまとめるにあたり、ご指導頂いた山口大学大学院創成科学研究科教授(特命)の松田博名誉教授には終始懇切なご指導を賜り、ここに深甚な感謝の意を表するとともに厚く御礼申し上げます。

松田博名誉教授には、ご定年退職前にも関わらず著者を博士後期課程に受け入れて頂き、ご退職されても本研究の遂行にあたって多大なるご助力を頂きました。また、研究に対する姿勢や研究を継続することの大切さを教えて頂きました。深く感謝いたします。

鈴木素之教授には、本論文の審査にあたって主査を引き受けて頂き、審査が円滑に進むようにご配慮頂くとともに、論文の構成や内容について多大なるご助言を頂きました。心より御礼申し上げます。

清水則一教授、中田幸男教授、吉本憲正准教授、原弘行講師には、副査として、論文完成度の向上および論文内容の充実のため多大なるご助言を頂きました。心より御礼申し上げます。

山口大学大学院助教の Dr. Tran Thanh Nhan 氏(現 Hue University)には、本研究における実験データの取得に関して多大なるご支援を頂きました。また、本研究の遂行にあたって多大なるご助言を頂きました。議論を交わし、ともに研究を深めることができたことは、著者にとって大変有益なものとなりました。深く感謝いたします。

平成 26 年度修論生の末吉祐樹氏、平成 26 年度卒論生の園山周平氏、平成 27 年度卒論生の槇野峻也氏、平成 28 年度卒論生の稗田拓郎氏には、本論文の貴重な実験データの取得および提供に関して多大なご支援を頂きました。深く感謝いたします。

原弘行講師をはじめ、原研究室の学生の皆様にも多くの場面でご支援を頂きました。原弘行講師には、研究活動について様々なご相談にのって頂くとともに、ご協力を頂きました。心より御礼申し上げます。

国立研究開発法人 水産研究・教育機構 水産工学研究所 主任研究員 佐伯公康博士には、研究を始めるにあたって有益なご助言と温かい励ましの言葉を頂くとともに、本論文の申請にあたって関連論文の使用にご快諾頂きました。心より御礼申し上げます。

復建調査設計株式会社 小田秀樹社長、吉浪康行顧問、向井雅司本部長、來山尚義副本部長、三重野秀信九州支社長には、山口大学大学院博士後期課程に入学する機会を与えて頂くとともに、研究と業務の両立を許可して頂きました。心より御礼申し上げます。

復建調査設計株式会社 地盤環境部 西田宣一部長、古賀正宏室長には、実験試料の提供および土質試験に関して多大なご支援を頂きました。心より感謝いたします。

復建調査設計株式会社 東京支社 第一技術部 清水豊上席、渡邊真悟博士には、研究の進め方や解析について多大なご助言とご協力を頂きました。心より感謝いたします。

復建調査設計株式会社 沿岸・地震防災部 藤井照久部長，室田博文副部長，南本浩一上席，若槻好孝課長，河川砂防部 木村雄二部長，栗原崇課長には，直属の上司として本研究に対してご理解頂き，多大なるご配慮を頂きました。また，研究活動中，同じチームであった佐貫哲朗氏，松本謙氏，井後寛太氏には研究と業務の両立に多大なるご協力とご支援を頂きました。また，木村康隆氏，金子智之氏をはじめ沿岸・地震防災部の同僚各位には温かいご支援を頂きました。心より感謝いたします。

最後に，著者の研究活動を支えてくれた妻 智子，息子 秀祐，孝祐に心より感謝します。