

飽和粘性土の変形特性に関する研究

昭和 54 年 6 月

大 槇 正 紀

飽和粘性土の変形特性に関する研究

昭和 54 年 6 月

大 槓 正 紀

目 次

第1章 緒 論	1
第2章 粘性土の一次元圧密特性	5
2.1 概 説	5
2.1.1 従来の研究	5
2.1.2 著者の観点と本章の概要	5
2.2 一次元圧密に関する基礎式	6
2.2.1 粘土の一次元圧縮モデル	6
2.2.2 二次圧縮のないときの圧密挙動	9
2.2.3 二次圧縮を考慮した一次元圧密理論	11
2.3 側方拘束圧密試験結果とその解析	13
2.3.1 試料および試験方法	13
2.3.2 試験結果	13
2.3.3 解析結果	17
2.4 均質粘性土の一次元圧密に関する考察	19
2.5 不均質粘土層の一次元圧密沈下特性	22
2.5.1 圧密理論式とその差分表示	22
2.5.2 圧密諸係数の一次元圧密特性に及ぼす影響	26
2.5.3 一次元圧密沈下解析例	33
2.6 まとめ	35
第3章 等方正規圧密粘性土の変形特性	37
3.1 概 説	37
3.1.1 著者の観点と本章の概要	37
3.1.2 試料および解析に用いるパラメーターの説明	38
3.2 等方圧密時の変形特性	40
3.3 三軸圧縮下の平均主応力一定経路上での変形特性	45
3.3.1 解析方法	45
3.3.2 試験結果	46
3.4 三軸圧縮下の一般応力経路上での変形特性	51
3.4.1 解析方法	51
3.4.2 試験結果	54

3.4.3	弾塑性理論による考察	59
3.5	三軸伸張下での変形特性	66
3.5.1	解析方法	66
3.5.2	平均主応力一定試験結果	68
3.5.3	一般応力経路上での試験結果	71
3.6	除荷時および再載荷時の変形特性	73
3.6.1	概説	73
3.6.2	平均主応力一定試験結果	73
3.6.3	一般応力経路上での試験結果	76
3.7	まとめ	82
第4章	異方正規圧密粘性土の変形特性	85
4.1	著者の観点と本章の概要	85
4.2	異方圧密時の変形特性	85
4.2.1	三軸圧縮下での変形特性	86
4.2.2	三軸伸張下での変形特性	94
4.2.3	静止土圧に関する研究の要約	98
4.3	平均主応力一定下での変形特性	106
4.3.1	解析方法	106
4.3.2	試験結果	108
4.4	一般応力経路上での変形特性	118
4.4.1	解析方法	118
4.4.2	試験結果	129
4.5	弾塑性理論による考察	138
4.5.1	異方圧密時の変形特性	138
4.5.2	平均主応力一定下での変形特性	139
4.5.3	一般応力経路上での変形特性	142
4.5.4	各条件下での変形特性の関連	147
4.6	まとめ	154
第5章	過圧密粘性土の変形特性	157
5.1	著者の観点と本章の概要	157
5.2	応力比一定経路上での変形特性	158
5.3	三軸圧縮下における平均主応力一定経路上での変形特性	162
5.3.1	解析方法	162

5.3.2	等方試料の試験結果	167
5.3.3	異方試料の試験結果	172
5.4	三軸圧縮下での一般応力経路上での変形特性	178
5.4.1	解析方法	178
5.4.2	等方試料の試験結果	181
5.4.3	異方試料の試験結果	186
5.4.4	非排水せん断試験結果と Hvorslev の強度パラメーター	187
5.5	三軸伸張条件下での変形特性	189
5.5.1	解析方法	189
5.5.2	平均主応力一定試験結果	192
5.5.3	一般応力経路上での変形特性	198
5.6	除荷時の変形特性	200
5.6.1	解析方法	200
5.6.2	平均主応力一定試験結果	203
5.6.3	一般応力経路上での変形特性	205
5.7	まとめ	208
第6章	正規圧密粘性土の応力～ひずみ関係	211
6.1	著者の観点と本章の概要	211
6.2	土の破壊条件	212
6.2.1	従来の実験的研究の要約	212
6.2.2	土の破壊基準に関する従来の研究の要約	216
6.2.3	土の主応力空間における破壊基準の表現	219
6.3	等方圧密粘性土の応力～ひずみ関係	224
6.3.1	一般化に用いる仮定と準備	224
6.3.2	弾性ひずみ	229
6.3.3	塑性ひずみ増分	232
6.4	提案モデルの応力～ひずみ挙動	238
6.4.1	概説	238
6.4.2	θ 一定応力経路上での挙動	240
6.4.3	p 一定で折れ線の応力経路上での挙動	242
6.5	まとめ	246
第7章	結論	248
	謝辞と結語	253
	参考文献	255

第 1 章 緒 論

史

人類は有史以来、主として沖積平野を中心として、その文明を発展させてきた。これらの地域には豊富な水と肥沃な土地があり、高い生産性を持った農耕文化に適している。古代から中世、近世にかけて人口は次第に増加し、多くはこれらの地域を中心として活動して来た。産業革命を契機とし、その後の科学、技術の進歩と社会体制の変化は、これらの傾向に一層拍車をかけ、人口の増加と平野部への集中は激化の一途をたどり、現在なおその傾向は続いている。我が国においてもこのような傾向は同じであり、明治以来、三大都市圏を中心としての沖積平野への人口、産業の集中は激化し、他地域に比べ高い文化、生活水準を維持するとともに、公害問題に象徴されるような多くの問題を提起するに至っている。

地盤沈下の問題もこの一つである。すなわち、昭和初期の水準測量によって、東京、大阪などの大都市において著しい地盤沈下が生じていることが見出され、これらの地域でこれを原因とした高潮、浸水などにより多大の被害をこうむってきた。昭和10年代より、沈下機構とその対策について研究が始まり、多くの説の中から原因として地下水説が提案され、対策として地下水の揚水規制がなされるまでには20年以上の歳月が経っている。(和達、1976)。現在、顕著な地盤沈下区域において、地下水の揚水規制により地盤沈下は収束または停止し、一部では膨潤回復すら生じている。これは、地盤沈下の対策を講ずるためにも、その機構を適確に解明することがいかに重要であるかを示す一例である。この中で、特にその圧縮量の大きな部分を占める圧縮性粘性土地盤の変形機構の解明が重要であることは言うまでもない。

前にも述べたように、世界的に河口部を中心とした沖積平野への人口、産業の集中、激化が生じている。特に日本においては、国土に占める平野部の面積が小さく、人口密度が高いこともあって、この傾向は顕著である。そのために、この地域に多くの土木、建築構造物が建設されており、それらは過密化と地域拡大の一途をたどっている。そのため、これらの各種構造物の建設条件は悪くなり、高度の設計、施工技術が要求されるようになってきた。最近の新幹線や高速道路の工事において、その高速性、土地取得難、環境条件などにより、軟弱地盤上を通過せざるを得なくなっている(進藤、森重、1974)のはその一例である。また、最近多く造られるようになって来たアースダムは、フィルダムに比較して都市周辺に近い軟弱な基礎地盤上に築造されており、築堤材料として高圧縮性の粘性土を使用する機会が多くなっている(宇梶、1972)。浅い基礎の設計においては、砂地盤ではごく小型のフーチングを除けば基礎の設計は沈下量で決まるし、粘土地盤でも沈下が設計の支配的要素になることが多い(山口、1974)。また、摩擦杭は支持力が小さいので一般に群杭として使用されることが多い。これらの打ち込まれる地盤は通常沖積粘土層であるから支持力とともに圧密沈下などの地盤の変形を考慮する必要がある。これらの各種構造物の設計、施工においては、地盤の支持力とともに、構造物自身や地盤の沈下や側方流動などの変形挙動を適確に把えることが重要となって来る。

以上、述べたように、地盤の沈下、変形機構を解明し、それをもとにして地盤災害の防止、軽減や、新しい構造物の設計、施工に対する指針や方法を打ち立てていくことは重要である。特に、地盤を構成し、変形に対して重要な役割を果たす粘性土の変形特性を究明することは、大きな意義がある。

土を工学の対象としてみると、他の土木工学材料と異なった種々の特徴を持っている。土は地球の地殻表面を覆い、隙からコロイドまでの広い範囲にわたる粒径の粒子で構成されている。そして河川水や海水などの浸蝕、運搬作用や火山活動、風化作用などにより形成された自然堆積物である。そのために、これらの土は一般に不均質であり、堆積作用による異方性を持っている。また、土粒子間の間げき中には間げき水や間げき空気などを含んでいる。すなわち、土は一般に固、液、気相の3相より構成されている。そして、これらの各相が土の変形挙動においてもそれぞれ重要な役割を果たしている。前にも述べたように、土は自然堆積物であるが、我々が工学材料としてそれを扱おうとき、それが堆積している現地に働きかけてこれを利用し、その上に構造物を築造したり、災害を防止したりするものである。このような材料の現地性あるいは現場性という特徴は、他の工学材料ではあまり見られない。また、土はそのときの環境や外力の作用の仕方などによって大きく影響を受け、強度や変形挙動は大きく異なった様相を呈する。

このような特徴を持った土をエレメントとして取り出して考えてみる。土は基本的に粒状材料であるが、これに微視的な粒子間力や、間げき水や間げき空気との相互作用力が働いて、種々の条件のもとに弾性的性質や粘性的あるいは塑性的性質を示す。また、前述したように、土の密度、過圧密比の相違や繰り返し作用によって、その応力～ひずみ関係は多価性を示す。さらに、ダイレタンスー挙動や応力～ひずみ関係の非線形性を示すと同時に、他の工学材料に比べほとんど引っ張り強度を持たない。

以上のように、土には他の工学材料と異なった種々の特徴をもっているが、この土の中で本論文で扱う粘性土の変形特性に関する特徴についてみる。粘性土も土の一部であり、土粒子実質部分とその間げき中の水や空気より成り立っている。従来の研究において、この土粒子間の間げきが水で飽和されている飽和粘性土とその間げきが水と空気より成っている不飽和粘性土では、その力学的挙動がかなり異なっていることが指摘されている。特に、不飽和粘性土では、その変形挙動を支配する応力パラメーターの取り方について多くの議論がなされている状態にあり、決定的な結論が得られていない(軽部他、1978)。本論文では、すべて飽和粘性土を取り扱っており、不飽和粘性土については考えていない。飽和粘性土の変形特性において、正規圧密、過圧密の影響や試料の異方性などの応力履歴の影響は重要であり、変形解析の際これらを十分考慮する必要がある。また、ダイレタンスー特性や圧密特性、応力～ひずみ関係の非線形性などの特性は飽和粘性土の変形を考える際には無視することのできないものである。粘性土は砂質土に比べ、圧密現象の他に構造骨格自身による構造粘性による時間効果もその変形に大きく影響する。さらに、粘性土を構成する粒子が細かいために、化学的環境変化に対しても敏感であり、温度変化の影響も大きく受ける。ま

た、圧縮性やせん断変形量は砂質土などに比べて非常に大きく、地盤の沈下や変形を解析するとき、特に注意を払う必要がある。

このような複雑な変形特性を持つ飽和粘性土の変形機構と現場の土構造物や地盤の変形特性の解明に関して、従来より多くの実験的、理論的研究がなされて来た。これらの研究において前にも述べたように、問題の解決に当っては常に現地の状況を基礎にしなければならない関係上、現場での現象の把握と現場実験結果の解析、検討は最も基本的に重要なものであろう。1900年代初頭より、多くの現場において種々の地盤や土木構造物の変形に関するデータが積み重ねられて来た。そして、その中から次第に特徴的な現象が整理され、経験法則が打ち立てられて来た。地盤沈下の予測に用いる双曲線法や $\log t$ 法はこの代表的なものであろう。その後、1920年代に入って、Terzaghiにより圧密の問題が理論的に取り扱われて以来、飽和粘性土の変形問題は圧密の問題を中心に現場と実験室において実験的、理論的研究が行なわれるとともに、設計などにもこの結果が取り入れられて行くようになった。しかし、これらの段階では、土の構造骨格の応力~ひずみ関係の線形性を仮定するなどいろいろの仮定のもとに理論が組み立てられていたため、解析結果と実験結果や実地盤の変形挙動との間にはまだ相当の差異がみられた。その後、これらのギャップを埋め、土に適合した構成関係や解析手法、諸概念などを確立するために、主として土要素による室内試験を中心として、多くの実験的研究が推し進められて来た。この中で多くの新しい実験事実が発見された。これらの諸事実を踏まえた上で飽和粘性土の構成関係の確立が1960年代に入って系統的に進められ、正規圧密飽和粘性土の構成関係は基本的にこの時期に確立されたと言ってよい。この後、これらの研究成果の上に立って、種々の状態のもとでの粘性土に、より適合した構成関係や解析手法を求めるための多くの研究がなされ、現在に至っている。また、この間に室内や現場において種々のモデル試験や実物試験が行なわれ、現場での直接測定技術の向上とも相まって、解析結果との比較検討がよい精度で行なわれて来ている。

従来より行なわれてきた土の変形機構の研究の中で、土の変形に関する幾つかの有効な概念が確立されて来た。この中でTerzaghiによる有効応力の概念は最も基本的となるものであり、飽和土の圧密、強度、変形などの解析において広く用いられ、その有効性を発揮して来た。また、Mohr-Coulombの破壊基準とこれに基づいた滑動面の概念(村山、1964)、ダイレタンシーの概念(Rowe、1962、柴田、1963)はいずれも土の粒状性に起因するものであるが、土の変形機構の解明に大きく貢献して来たと言える。また、状態境界面の概念(Roscoeら、1963a)とこれを利用した弾塑性理論の適用(Calladine、1963、Roscoeら、1963b)は、その後の飽和粘性土の変形特性の系統的な解明に画期的な役割を果たして来た。

また、1960年代以降の電子計算機の発達と普及、これに伴う有限要素法などの数値解析手法の発達は、複雑な変形特性を持つ地盤や土構造物の変形解析を可能にした。これによって、室内で行なわれる土のエLEMENT試験結果と現場の変形挙動を直接結びつける可能性が大きく開けたことは事実である。しかし、土は本来不均質であり、室内で行なわれるELEMENT試験や現場での現

位置試験をそのまま設計に使用することはできず、いくらかの安全率を見積る必要がある。この10数年来発展してきた信頼性設計の手法(松尾、1977)は、この意味で、室内や現場で行なわれる種々の試験結果を用い、上に述べた解析手法を用いた設計あるいは施工管理に対してより合理的な指針を与えてくれるであろう。

本論文は、上述した飽和粘性土を中心とした土の変形特性とその現場問題への適用に関する研究の経緯を踏まえながら、飽和粘性土の変形特性について、主として実験的な研究を中心に進めて来た結果をまとめたものである。この中で、圧密問題については、土の構成関係の非線形性や圧密層の不均質性に着目して、実験および解析を行なった。また、飽和粘性土の構造骨格の変形特性については、変形に及ぼす応力経路や異方性、過圧密比の影響に着目して研究を行なった。これらの実験結果の解析に当っては、上述の従来より得られている諸概念を用いるとともに、これを実験事実により適合するように発展させた。また、これらの実験事実をもとにして、弾塑性理論を用いて粘性土の応力～ひずみ関係の一般化を図った。本論文を章を追って概述すれば次のようである。

第2章では、飽和粘性土試料について、圧密圧力、圧力増分比を種々に変えた圧密試験結果を示すとともに、非線形粘弾性の構造骨格と間げき水より成る粘性土モデルを用いた圧密解析との比較検討を行なっている。また、不均一粘土層の圧密特性について検討している。

第3章では、正規圧密等方粘性土試料について種々の応力経路に対して行なわれた試験結果と解析結果を示すとともに、その変形特性について弾塑性理論を用いて検討を行なっている。

第4章では、異方圧密された飽和粘性土試料の正規圧密領域における種々の応力経路に沿う三軸試験結果と解析結果を示すとともに、その変形特性について弾塑性理論による検討を行なっている。

第5章では、等方または異方圧密された飽和粘性土試料について、過圧密領域での種々の応力経路での試験結果と解析結果を示している。

第6章では、第3章で求めた軸対称下での正規圧密等方粘性土の応力～ひずみ関係をもとにして、非線形弾性理論を用いて弾性成分を一般応力状態まで一般化した。また、松岡、中井(1974)の破壊基準をもとにした降伏曲面により、塑性成分の一般化を行なった。

第7章では、以上の研究で得られた結論を述べている。

第 2 章 粘性土の一次元圧密特性

2. 1 概 説

2. 1. 1 従来の研究

粘性土地盤の変形を考える上で、その一次的な変形特性は最も基本的なものである。この中で一次元圧密の理論は、地盤の変形解析の結果が実際の問題に適用されている唯一の例と言っても過言でない。このような粘性土地盤の変形解析の中で最も重要と思われる一次元圧密沈下に関する研究は、従来より多く行なわれて来た。

その中で、Terzaghi (1925)の一次元圧密理論、Taylor and Merchant (1940)の二次圧密理論はその端緒となるものである。その後、Northey(1956),Leonards and Ramiah(1959),Newland and Allely (1960),Leonards and Girault (1961),Leonards and Altschaeffl(1964),Crawford(1964),Raymond (1966)などにより詳細な粘土の一次元圧密特性の実験的研究がなされた。また、これらの研究と相まって、三笠(1963), Davis and Raymond(1965),Gibsonら(1967), Raymond(1969)などは、飽和粘土の一次元圧密理論に重大な貢献をした。さらに、村山と柴田(1956, 1964),柴田(1960),Gibson and Lo(1961),Lo(1961a, b),Cristensen and Wu(1964),Barden(1965), Wuら(1966)などは、粘土の二次圧縮変形の研究に重大な貢献をした。

これらの実験的、理論的研究をもとにして、一次圧密、二次圧縮を含め、圧密圧力による圧縮性の変化、圧密中の透水性の変化、過圧密の影響、二次圧縮中の非線型粘性、荷重増分比の圧密曲線への影響などを含め、一般的な粘土の一次元沈下解析を行なおうとする研究は、最近の電子計算機の進歩と計算技術の発展に伴ない、非常に盛んになって来た(Bjerrum, 1967, Barden, 1968, 1969, Hansen and Inan, 1969, Berry and Poskitt, 1972, Berre and Iversen, 1972, Garlanger, 1972, Mesri and Roksar, 1974, Low, 1974, Mesri and Godlewski, 1977)。

2. 1. 2 著者の観点と本章の概要

本章は正規圧密された飽和粘性土の一次元圧密沈下特性について述べている。粘性土の一次元圧密沈下においては、土の構造骨格の忘力 \sim ひずみ \sim 時間関係、透水係数と間げき比の関係は一般に非線形である。多くの場合、間げき比 e と圧密圧力 p の対数、および e と透水係数 k の対数の間には直線性が仮定されており、また、これらの関係は実験結果をよく説明している。また、圧密曲線の二次圧縮部分では、ひずみ ϵ は時間 t の対数に対し直線的に増加する。さらに粘性土の圧密挙動は圧密圧力の増分比などによってもかなり異なって来る。かなり広い範囲の圧密圧力、圧力増分

比にわたって、このような飽和粘性土の圧密挙動を説明できる圧密モデルを確立することは重要と思われる。また、このような圧密モデルが種々の載荷条件、モデルの持っている圧密諸係数を変化させたときに、どのように圧密沈下挙動に影響するかを調べる必要がある。

粘性土の一次元圧密沈下特性を考える場合、上述したような均質な粘性土の挙動を研究するとともに、不均質地盤の圧密沈下挙動の研究も必要である。これは、多くの場合、現場の圧密沈下解析が必要となるものであり、かなり実的な意味を持っている。このような問題が本章の後半において取り扱われている。本章の内容を節を追って説明すると次のようになる。

2. 2節では、正規圧密された飽和粘性土の一次元圧密モデルとこれに含まれる圧密諸係数の決定法について述べている。さらに、このモデルの二次圧縮のない場合の圧密挙動について述べた後、二次圧縮も含めた一次元圧密の基礎式を導びいている。

2. 3節では、正規圧密飽和粘性土について、圧密圧力、圧力増分比を種々に変えた長期の側方拘束圧密試験結果を示すと同時に、2. 2節で述べた圧密理論式により解析を行なっている。

2. 4節では、上に求めた二次圧縮を含めた圧密理論式を用いて、圧密諸係数を変えた圧密沈下の計算例を示し、これらの諸係数が圧密挙動に及ぼす影響を検討している。

2. 5節では、上に示した圧密モデルを不均質粘土層に適用し、圧密諸係数が深さ方向に変化する場合の圧密沈下挙動に及ぼす影響を調べている。また、不均質な実地盤での圧密沈下解析例を示した。

2. 6節では、本章のまとめを行なっている。

2. 2 一次元圧密に関する基礎式*

2. 2. 1 粘土の一次元圧縮モデル

図-2. 2. 1に粘土の構造骨格の圧縮モデルを示す。同図(a)は、Bjerrum(1967)により示されたもので載荷時間 $t_0 = 0$ (瞬時載荷)、 t_1 、 t_2 、……の試験の $e \sim \log p$ 関係を示したものである。ここで $e \sim \log p$ 関係は圧縮指数 C_c の傾きを持つ互いに平行な直線群とする。この図において試料は載荷時間 t_1 で圧密され点 $A (e_0, p_0)$ に達した後荷重増分 Δp_0 を加える。構造が同じで間けき水だけない仮想粘土を考えると、瞬時的に点 $C (\Delta p_0$ が小さいときは点 $B)$ に達し、 t_2 時間経過後点 $E (\Delta p_0$ が小さいときは点 $D)$ に達する。いま、 $A \rightarrow C \rightarrow E$ の場合について考えると、直線 AC 、 AE の勾配 C_{ci} 、 C_{ct} は次のように表わされる。

$$C_{ci} = C_c - \frac{\Delta e_i}{\log \{ (p_0 + \Delta p_0) / p_0 \}} \dots\dots\dots (2.2.1)$$

*本章2. 2節、2. 3節は大槓、清水(1975)、大槓(1976)に発表

$$\Delta e_t$$

$$C_{c t} = C_c + \frac{\Delta e_t}{\log \left\{ \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \right\}} \dots \dots \dots (2.2.2)$$

ここに、 C_c は圧縮指数、 Δe_i は t_0 - 線と t_1 - 線との縦距、 Δe_t は t_1 - 線と t_2 - 線との縦距で $t_1 \leqq t_2$ に対応して $\Delta e_t \leqq 0$ となる。この関係を $(1 + e_0) \epsilon \sim \log \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0}$ 図上に示すと同図(b)のようになり、同図(a)の点 A ~ F はそれぞれ点 A' ~ F' で表わされる。この図より任意の圧力 p_0 で一定時間 (t_1) 圧密された試料に任意の圧力増分 Δp_0 を加えて十分長い時間 (t_2) 圧密したときのひずみは、 Δe_t の切片を持ち勾配 C_c の一つの直線で示される。また ($-\Delta e_i$) はこの図において t_0 - 線を逆に延長したときの ($1 + e_0$) ϵ 軸の切片である。したがって、 Δe_t は載荷時間 t_1, t_2 に依存し、 Δe_i は載荷時間 t_1 に依存する。同図(c)はこのような圧縮特性を持つ粘性土の構造骨格のレオロジーモデルを示したものである。

ここでモデル中の瞬時ひずみ ϵ_i および平衡時 ($t \rightarrow \infty$) のひずみ ϵ_∞ は、次のように表わされるものとする。

$$\epsilon_i = \frac{C_{c i}}{1 + e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \dots \dots \dots (2.2.3)$$

$$\epsilon_\infty = \frac{C_{c \infty}}{1 + e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \dots \dots \dots (2.2.4)$$

$$\epsilon_s = \epsilon_\infty - \epsilon_i = \frac{C_{c \infty} - C_{c i}}{1 + e_0} \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \dots \dots \dots (2.2.5)$$

ここで、 $C_{c i}$ は式 (2.2.1) より、 $C_{c \infty}$ は式 (2.2.2) において $t \rightarrow \infty$ の値を用いる。モデル中のダッシュポットとして次のような村山、柴田 (1956) に由来のものを用いる。

$$\frac{d\epsilon_s}{dt} = \beta' (p_0 + \Delta p_0) \sinh \left(\alpha' \frac{\Delta p_2}{p_0 + \Delta p_0} \right) \dots \dots \dots (2.2.6)$$

いま、次のように置く。

$$s = \exp \left\{ \frac{(1 + e_0) \epsilon_s}{\lambda_\infty - \lambda_i} \right\} \dots \dots \dots (2.2.7)$$

ここに、 $\lambda_\infty = 0.434 C_{c \infty}$ 、 $\lambda_i = 0.434 \times C_{c i}$ である。このとき、式 (2.2.6) は次のように表わされる。

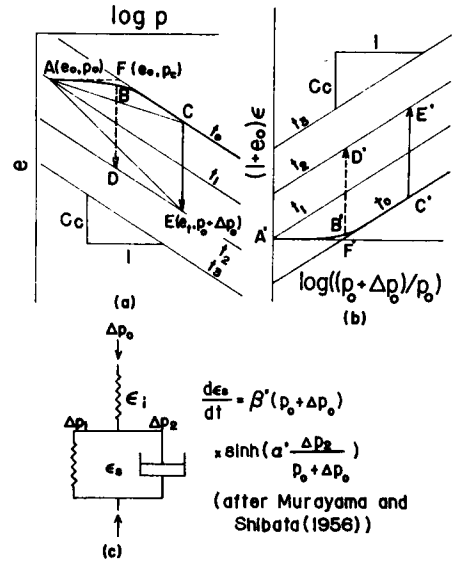


図-2.2.1 一次元圧縮モデルの説明

$$t = \frac{\lambda_{\infty} - \lambda_i}{(1 + e_0) \beta' (p_0 + \Delta p_0)} f\left(\alpha', \frac{\Delta p_0}{p_0}, s\right)$$

$$f\left(\alpha', \frac{\Delta p_0}{p_0}, s\right) = \int^s \frac{ds}{s \cdot \sinh\left\{\alpha' \left(1 - \frac{p_0 \cdot s}{p_0 + \Delta p_0}\right)\right\}}$$

} \dots\dots\dots (2.2.8)

ただし、 α' 、 β' はレオロジーパラメーターである。

図-2.2.2は、 $\epsilon = \epsilon_i + \epsilon_s$ として、式(2.2.7)、(2.2.8)より計算される $\epsilon \sim \log t$ 曲線を種々の α' 、 β' の値に対して示している。この図から分かるように、一般に、 $\epsilon \sim \log t$ 曲線は α' の増加とともに勾配が減少し、 β' の増加とともに $\log t$ の減少方向に平行移動する。この性質を利用して実験曲線より、レオロジーパラメーター α' 、 β' を図式的に決定することができる。すなわち、いま、 ϵ_i 、 ϵ_{∞} が既知として ϵ_1 、 ϵ_2 を次のように決める。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_1 &= \epsilon_i + 0.1(\epsilon_{\infty} - \epsilon_i) \\ \epsilon_2 &= \epsilon_i + 0.8(\epsilon_{\infty} - \epsilon_i) \end{aligned} \right\} \dots (2.2.9)$$

この ϵ_1 、 ϵ_2 に対応する時間を t_1 、 t_2 (図-2.2.1の t_1 、 t_2 とは別)、式(2.2.7)より求められる s を s_1 、 s_2 とすると

$$s_1 = \left(\frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0}\right)^{0.1},$$

$$s_2 = \left(\frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0}\right)^{0.8}$$

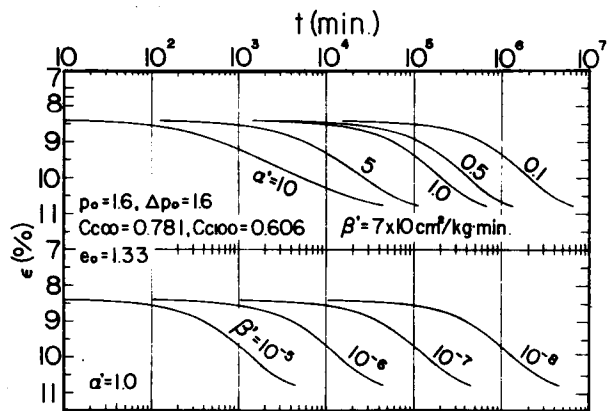


図-2.2.2 $\epsilon \sim \log t$ 曲線の係数 α' 、 β' による影響

このとき、式(2.2.8)より次式を得る。

$$\Delta \log t = \log \frac{t_2}{t_1} = \log \frac{f\left(\alpha', \frac{\Delta p_0}{p_0}, s_2\right)}{f\left(\alpha', \frac{\Delta p_0}{p_0}, s_1\right)} = F\left(\alpha', \frac{\Delta p_0}{p_0}\right) \dots\dots (2.2.10)$$

$$\frac{(1 + e_0) \beta' (p_0 + \Delta p_0) t_2}{\lambda_{\infty} - \lambda_i} = f\left(\alpha', \frac{\Delta p_0}{p_0}, s_2\right) = G\left(\Delta \log t, \frac{\Delta p_0}{p_0}\right) \dots (2.2.11)$$

したがって、式(2.2.10)、(2.2.11)よりレオロジーパラメーター α' 、 β' は、 $\Delta p_0/p_0$ をパラメーターとして、 $\Delta \log t (= \log(t_2/t_1))$ の関数として表わされる。

図-2.2.3(a)、(b)は、それぞれ式(2.2.10)、(2.2.11)の積分の数値計算結果である。この図より、 $\epsilon \sim \log t$ 曲線の二次圧縮部分から α' 、 β' を決定することができる。

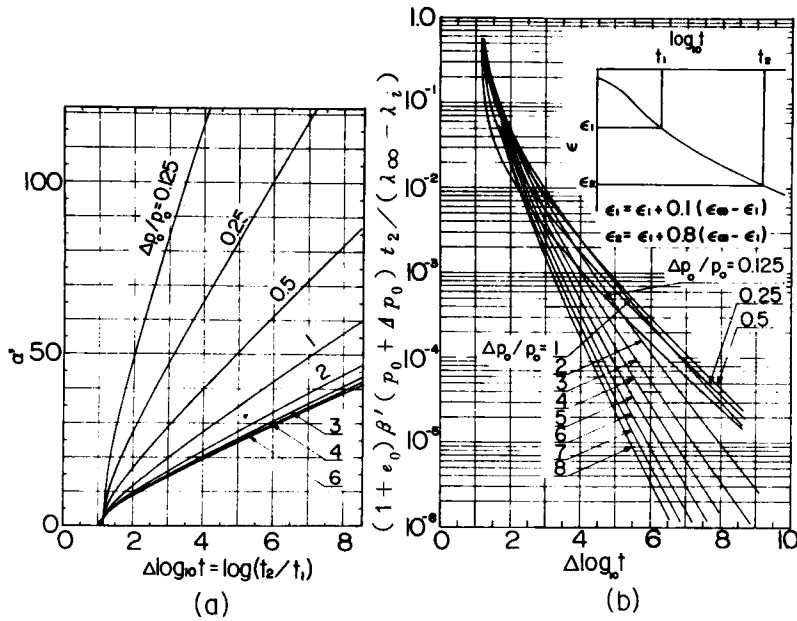


図-2.2.3 係数 α' , β' の決定に用いる図

2. 2. 2 二次圧縮のないときの圧密挙動

ここでは、一次圧密中の諸係数値を決定するために、図-2.2.1(c)のモデルで $\epsilon_s = 0$ の場合について考える。このとき、 $\epsilon = \epsilon_i$ だから、式(2.2.3)の Δp_0 を $(\Delta p_0 - u_e)$ (u_e : 過剰間げき水圧)に置き換えると次式を得る。

$$\epsilon = \frac{\lambda_i}{1 + e_0} \ln \frac{p_0 + \Delta p_0 - u_e}{p_0} \quad \dots \dots \dots (2.2.12)$$

土は均質で自重がなく、圧密中透水係数 k が一定とすると連続の式は次のようになる。

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad \dots \dots \dots (2.2.13)$$

ここで、次のように置く。

$$s = \exp \frac{(1 + e_0) \epsilon}{\lambda_i} \quad \dots \dots \dots (2.2.14)$$

このとき、式(2.2.12)、(2.2.13)より u_e を消去することにより次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial s}{\partial T v_1} &= s \frac{\partial^2 s}{\partial z^2} \\ u_e &= p_0 + \Delta p_0 - p_0 s \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2.2.15)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} Z &= \frac{z}{H}, T_{v1} = \frac{C_{v1} \cdot t}{H^2} \\ C_{v1} &= \frac{k}{r_w} \frac{1+e_0}{\lambda_i} p_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.2.16)$$

で、 H は最大透水距離を示す。式(2.2.15)から分かるように、透水境界面($u_e = 0$)では、 $s = (p_0 + \Delta p_0) / p_0$ となり、境界条件が $\Delta p_0 / p_0$ により異なる。したがって、得られた解も $\Delta p_0 / p_0$ により異なる。

図-2. 2. 4 (a), (b) は、式(2.2.15)より得られた圧縮度 μ と $\sqrt{T_{v1}}, \log T_{v1}$ の関係を $\Delta p_0 / p_0$ をパラメーターとして示したものである。ここに、圧縮度 μ は次のように定義している。

$$\mu = \frac{\int_0^1 \varepsilon(t, Z) dZ}{\varepsilon_\infty} = \frac{\int_0^1 \ln(s) dZ}{\ln(s_0)} \dots\dots\dots (2.2.17)$$

ここで、 s_0 は $t \rightarrow \infty$ での s の値であり、層全体にわたり一定としている。この図を用いると従来の \sqrt{t} 法または $\log t$ 法と同様にして透水係数 k を決定することができる。

図-2. 2. 5 は、式(2.2.15)を解いて、不透水面の過剰間げき水圧の圧力増分に対する比 $u_m / \Delta p_0$ をTerzaghiの時間係数 T_v に対して片対数紙上に示したものである。ここに、

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} = \frac{t}{H^2} \frac{k}{r_w} \frac{(1+e_0) \Delta p_0}{\lambda_i \ln \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0}} \dots\dots\dots (2.2.18)$$

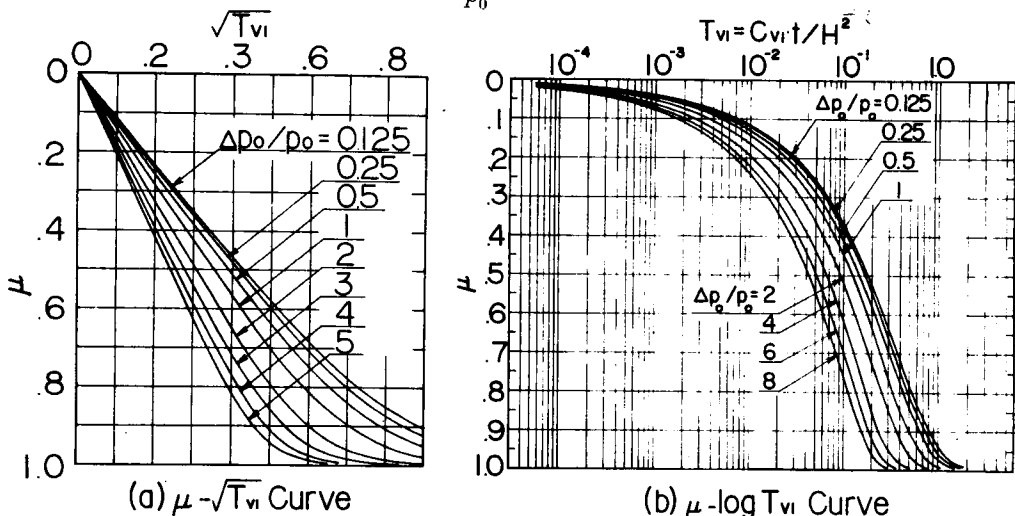


図-2. 2. 4 圧縮度 $\mu \sim T_{v1}$ 関係の圧力増分比 $\Delta p_0 / p_0$ による影響

この図はDavis and Raymond (1965), Simons and Beng (1969) の試験結果と同じ傾向を示しており、圧密においても粘土の応力～ひずみ関係に非線形性 ($e \sim \log p$ 関係) を考慮することが重要であることを示している。

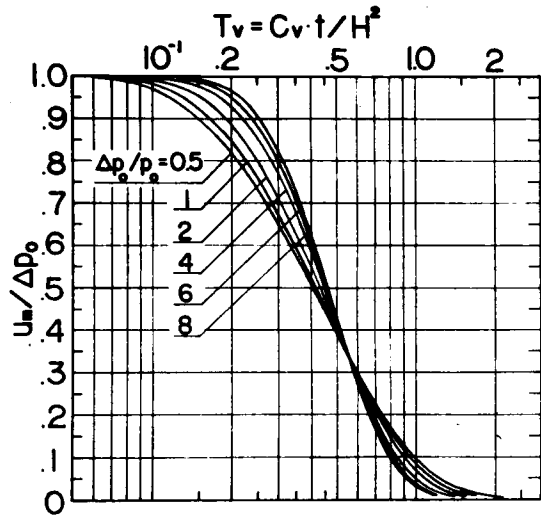


図- 2.2.5 圧力増分に対する試料中央での間げき水圧の比 $u_m / \Delta p_0$ と $\log T_v$ の関係

2. 2. 3 二次圧縮を考慮した一次元圧密理論

いま、図- 2. 2. 6 に示すように水で飽和された粘性土地盤上に一様に $\Delta p_0(t)$ の荷重が載荷される場合を考える。このとき、連続の式を次のように表わす。

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} = \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \dots\dots\dots (2.2.13 \text{ bis})$$

また、自重を考慮した力のつり合い式は、次のようになる。

$$\frac{\partial}{\partial z} (p_0 + \Delta p + u_e) = \frac{r_w (G_s - 1)}{1 + e} \dots\dots\dots (2.2.19)$$

ここに、 Δp は Δp_0 による有効応力増分を表わす。上式は、平衡時 ($\Delta p = u_e = 0$) には次のようになる。

$$\frac{\partial p_0}{\partial z} = \frac{r_w (G_s - 1)}{1 + e_0} \dots\dots\dots (2.2.20)$$

したがって、初期間げき比 e_0 の深さ方向の分布が求まる。式 (2.2.19), (2.2.20) で $e \approx e_0$ と置くと、次式を得る。

$$\frac{\partial}{\partial z} (\Delta p + u_e) = 0$$

すなわち、

$$\Delta p = \Delta p_0 - u_e \dots\dots\dots (2.2.21)$$

以後、この式を力のつり合い式として用いる。したがって、一次元圧密の解析においては、式 (2.2.13), (2.2.21) に土の構成骨格の構成関係を入れて解けばよい。ここでは、この構成関係

として、図-2.2.1(c)のレオロジーモデルを用いる。このモデルにおいて、 Δp_0 の代わりに $(\Delta p_0 - u_e)$ と置いて、式(2.2.3)、(2.2.6)より、 $\epsilon = \epsilon_i + \epsilon_s$ の関係を用いると

$$\frac{\partial \epsilon}{\partial t} + \frac{\lambda_i}{1+e_0} \frac{1}{p_0 + \Delta p_0 - u_e} \frac{\partial u_e}{\partial t} =$$

$$\frac{\lambda_i}{1+e_0} \frac{1}{p_0 + \Delta p_0 - u_e} \frac{\partial (\Delta p_0)}{\partial t} + \beta' (p_0 + \Delta p_0 - u_e) \sinh \left\{ \alpha' \left\{ 1 - \frac{p_0}{p_0 + \Delta p_0 - u_e} \exp \right. \right.$$

$$\left. \left. \frac{(1+e_0) \epsilon - \lambda_i \ln \frac{p_0 + \Delta p_0 - u_e}{p_0}}{\lambda_{c0} - \lambda_i} \right\} \right\} \dots \dots (2.2.22)$$

$\Delta p_0(t) =$ 一定のときは、上式の右辺第1項はゼロになる。

一方、 $e \sim \log k$ 関係を次のように仮定する。

$$e = e_e + C_k \log_{10} \frac{k}{k_e} \dots \dots \dots (2.2.23)$$

ここに、 e_e 、 C_k 、 k_e は定数である。ここで、上式の透水係数を計算するときの e として、図-2.2.7に示したように次式を仮定する。

$$e = e_0 - U \cdot \Delta e_z = e_0 - U \cdot \lambda_i \ln \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \dots \dots \dots (2.2.24)$$

ここに、 U は圧密度であり、 Δe_z は、一次圧密による間げき比の減少量である。これを式(2.2.23)に代入して、次式を得る。

$$k = k_e \exp \frac{e_0 - e_e - U \lambda_i \ln \{ (p_0 + \Delta p_0) / p_0 \}}{\lambda_k} \dots \dots \dots (2.2.25)$$

ここに、 $\lambda_k = 0.434 C_k$ である。ここでは、過剰間げき水圧の消散を伴う圧密沈下の解析においては、式(2.2.25)を考慮して、式(2.2.13)、(2.2.22)を解いている。

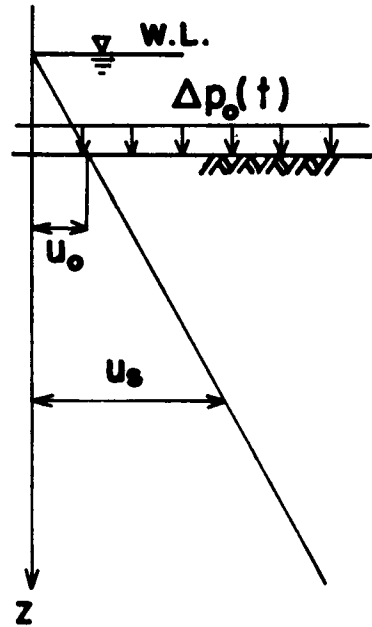


図-2.2.6 解析に用いた一次元地盤

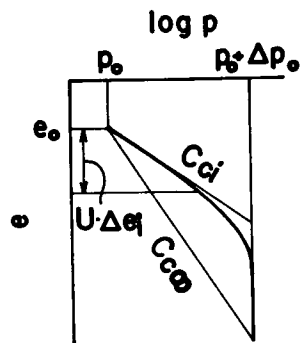


図-2.2.7 $e \sim \log p$ 関係(模式図)

2. 3 側方拘束圧密試験結果とその解析

2. 3. 1 試料および試験方法

3種類の粘土試料(試料No.1, No.2, No.3と称す)を用いて試験を行なった。試料No.1は兵庫県赤穂市の塩田跡地の深さ約10mの地点より採取した乱さない試料, 試料No.2は, 市販粉末粘土(藤森粘土)を約120%の含水比で練り返した後, 大型圧密リングで最大圧密圧力0.5kg/cm²まで圧密した練り返し再圧密試料, 試料No.3は岡山県倉敷市水島地区の深さ約12mより採取した乱さない試料である。これらの試料の物理的性質を表-2.3.1に示す。

試験は, 直径6.0cm, 高さ2.0cmの標準圧密試験用の固定リング型圧密試験機(両面排水)を用いて行なった。リングと試料の間の周面摩擦を軽減するためにリング内周面に薄くシリコングリスを塗った。

載荷方法は, 試料No.1では先行圧密圧力より大きい圧力 p_0 まで0.05kg/cm²より24時間毎に2倍ずつ圧力を増加して圧密を行ない, p_0 で24時間圧密した後, 圧力増分 Δp_0 を載荷して25~48日間圧密した(図-2.2.1の $t_1 \approx 1$ 日, $t_2 = 25 \sim 48$ 日)。試料No.2は, 圧力0.05kg/cm²から試料No.1と同様に載荷していき, 圧密圧力 p_0 を約16日間載荷した後, Δp_0 を加えて約16日間圧密を行なった($t_1 \approx t_2 \approx 16$ 日)。試料No.1, No.2は, いずれも新鮮試料によった。試料No.3は, 載荷方法は一定していないが, p_0 , Δp_0 の載荷期間は16~60日間である。試験はすべて室温 $20^\circ \pm 0.5^\circ \text{C}$ の恒温室で行なった。また, ここで用いるひずみ ϵ は, 圧力増分 Δp_0 による圧密沈下量を Δp_0 を載荷する直前の試料厚で除したものである。また, p_0 , Δp_0 は, 鉛直方向の圧密圧力, 圧力増分を示している。

表-2.3.1 試料の物理的性質

試料	LL	PL	PI	<5 μ	G _s
No.1	95.5	38.0	57.5	54.0%	2.673
No.2	44.0	26.0	18.0	18.0	2.648
No.3	37.6	21.4	16.2	22.2	2.753

2. 3. 2 試験結果

図-2.3.1(a), (b)に, 用いた試料の標準圧密試験より得られた $\epsilon \sim \log p$ 関係を示す。また, 同図中に, 圧密降伏応力 p_y , 圧縮指数 C_c を同時に示す。図-2.3.2は, 試料No.1の各試験の $\epsilon \sim \log t$ 曲線を示したものである。この図より, 載荷時間 t が十分に大きいところでは $\epsilon \sim \log t$ 曲線は直線となっており, また, 圧密曲線の形はLeonards and Girault(1961)により指摘されているように, $\Delta p_0/p_0$ が減少するに従いがい, いわゆるType I曲線からType III曲線に変化している。

図-2.3.3は, 図-2.2.1(b)に示した関係をプロットしたものである。この中で100%圧密時のひずみは $\Delta p_0/p_0 \geq 1$ の各試験では, いわゆる $\log t$ 法により決定し, $\Delta p_0/p_0 < 1$ の各試験に対しては, これらの試験の $k \cdot t_{100}/h_0^2$ の値が $\Delta p_0/p_0 \geq 1$ の各試験のその平均値に等しくなるように, t_{100} を決め, このときのひずみを100%圧密時のひずみとした。ここに, h_0 は試料層厚であり, k は, $\Delta p_0/p_0 \geq 1$ の各試験より図-2.2.4を用いて \log

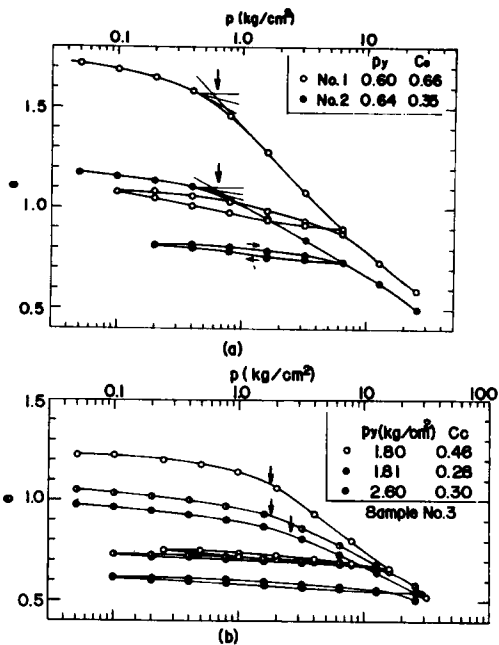


図-2.3.1 $e \sim \log p$ 関係

t 法により求めたものより得られた $e \sim \log k$ 関係を $\Delta p/p_0 < 1$ の各試験にも適用した。また、 $t = 10^5, 10^6, 10^7$ 分のみずみは、 $e \sim \log t$ 曲線の二次圧縮部分を直線的に各時間まで延長して求めた。図中の各実線は、図-2.3.1より求めた圧縮指数 C_0 の勾配を持つ直線である（試料No.3に対しては $C_0 = 0.30$ とした）。ここでは、100%圧密時のみずみより求めた $(1+e_0) e \sim \log \{(p_0 + \Delta p_0)/p_0\}$ 関係を図-2.2.1の t_0 -線とみなした。図より、100%圧密時および二次圧縮領域での各載荷時間におけるプロットは、各試料の圧縮指数 C_0 の勾配を持つ直線に平行

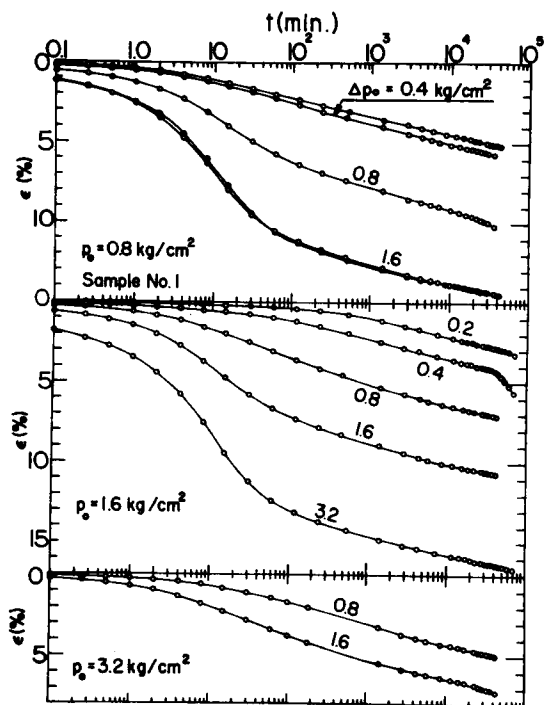


図-2.3.2 $\epsilon \sim \log t$ 曲線 (試料No.1)

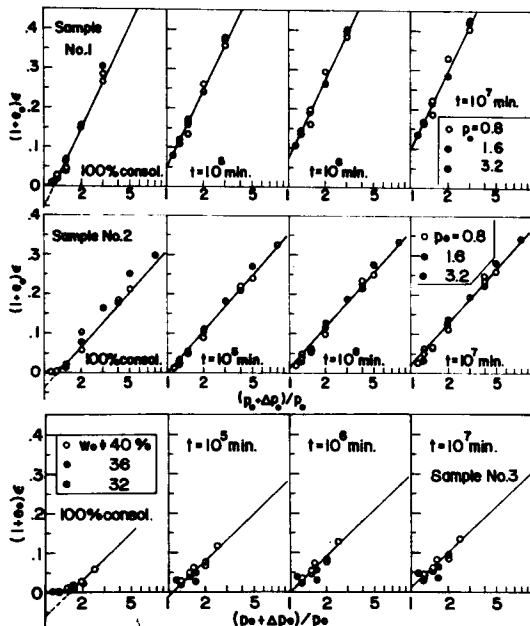


図-2.3.3 $(1+e_0) e \sim \log \left(\frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \right)$ 関係

になっており、荷重時間の経過とともに平行に上方に移動している。これらの傾向は、図-2.2.1で仮定した関係を満足している。

つきに、図-2.3.4は、試料No.2の試験終了時の含水比 w_f と $\log(p_0 + \Delta p_0)$ の関係を示している。 $e \sim \log p$ 直線が C_c の勾配を持つとき、飽和粘性土では $w \sim \log p$ 直線は C_c / G_s の勾配を持つ。ここに、 G_s は粒子の比重である。図-2.3.4中の破線は、試料No.2の C_c / G_s の勾配を持つ直線を示したものであるが、実験結果のプロットとわずかに異なる勾配を持っている。これは w_f の測定は試験終了後除荷した後に行っているが、この間の吸水膨潤による含水比の変化のためと思われる。したがって、この図より圧密圧力($p_0 + \Delta p_0$)が大きい程、吸水量が大きくなることを示している。

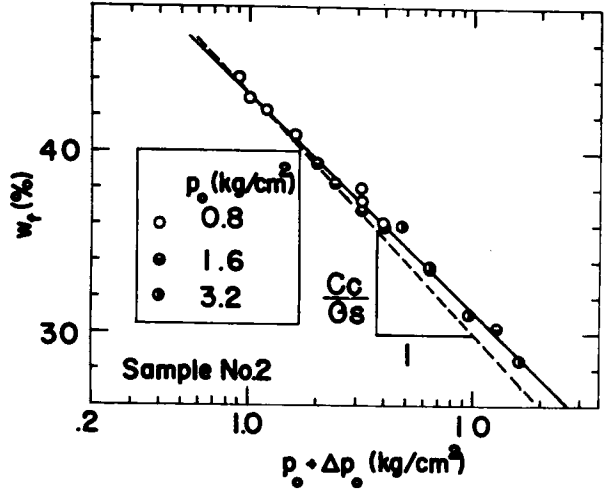


図-2.3.4 試験終了時の含水比 w_f と $\log(p_0 + \Delta p_0)$ との関係

図-2.3.5は、図-2.2.3に示した方法により各試験の α' 、 β' をそれぞれ $p_0 / \Delta p_0$ 、 $p_0 / (p_0 + \Delta p_0)^2$ に対してプロットしたものである。ここに、 ϵ_i としては100%圧密時のひずみ ϵ_{100} を用い、 ϵ_∞ は $t = 10^6$ 分の値を用いた。この図より、次のように仮定する。

$$\left. \begin{aligned} \alpha' &= \alpha_1 + \alpha_2 \frac{p_0}{\Delta p_0} \\ \beta' &= \beta \cdot \frac{p_0}{(p_0 + \Delta p_0)^2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2.3.1)$$

それぞれの試料の係数 α_1 、 α_2 、 β の値は図中に示している。

図-2.3.6は、図-2.2.4(b)を用いて $\log t$ 法により求めた透水係数 k を50%圧密時の間げき比 e_{50} に対して片対数紙上にプロットしたものである。以後の解析においては、図中の実線で示される直線関係を用いている。

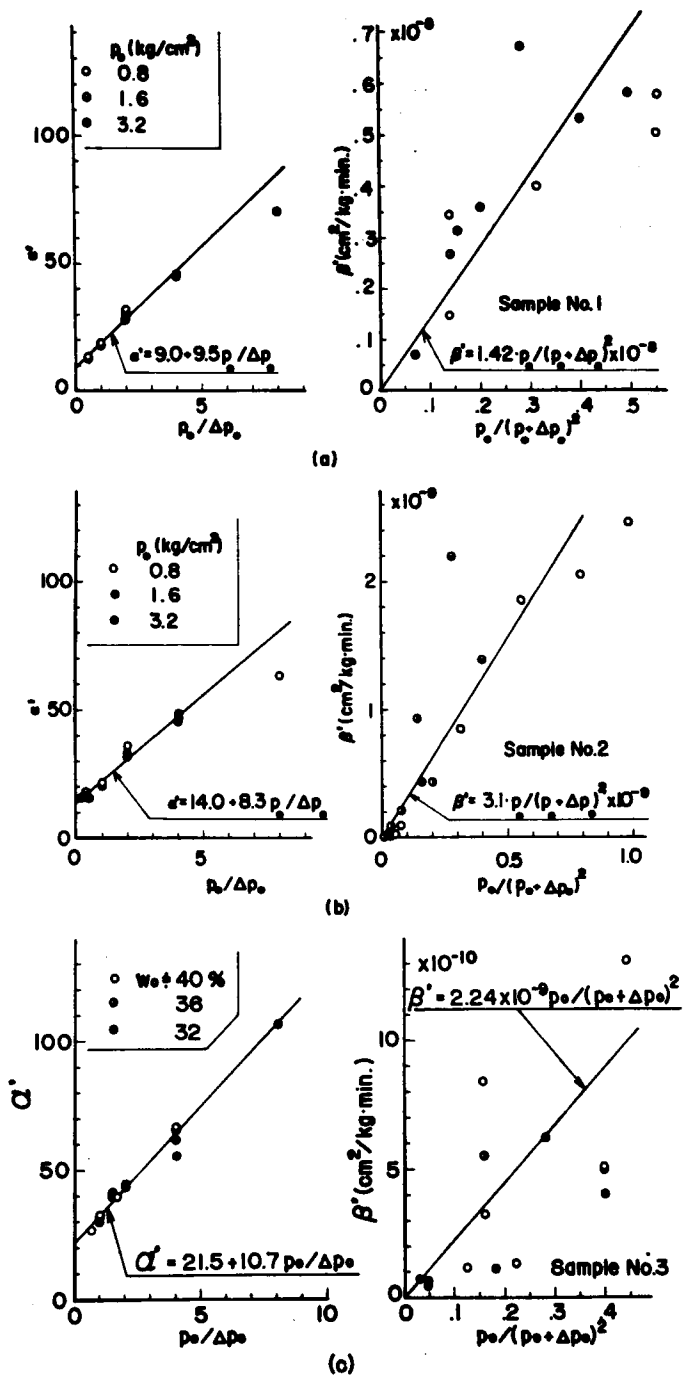


図-2, 3, 5 係数 α' , β' と圧力増分比の関係

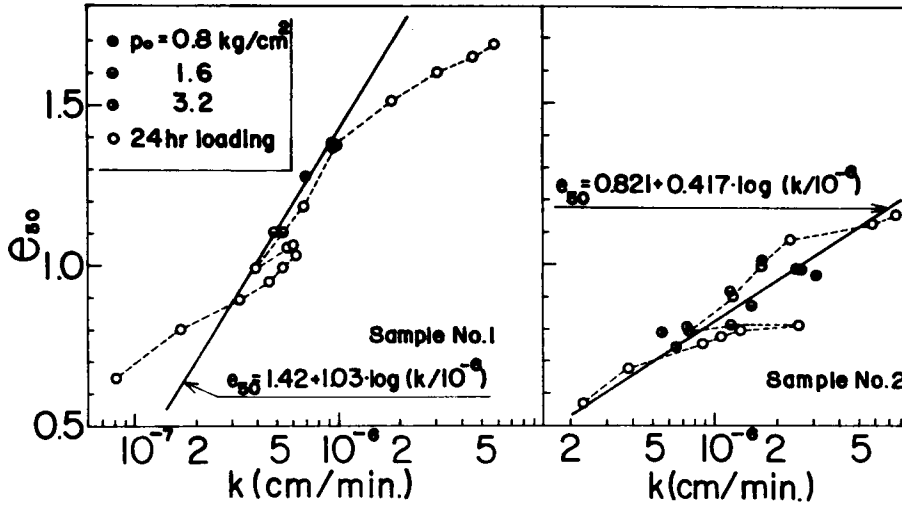


図-2.3.6 圧密度50%での間げき比 e_{50} と $\log k$ の関係

2.3.3 解析結果

ここでは、実験結果の解析として、上に述べた方法により決定した各係数値を用いて、式(2.2.13)、(2.2.22)を解いて得られた解析結果と試験結果の比較を示す。ここに解析では式(2.2.13)中の透水係数 k は式(2.2.25)で Δp_0 の代わりに $(\Delta p_0 - u_e)$ を代入した関係を用いている。また、式(2.2.22)中のレオロジーパラメータ α' 、 β' は式(2.3.1)中の Δp_0 の代わりに $(\Delta p_0 - u_e)$ を代入した関係を用いている。

図-2.3.7は、試料No.2に対する解析結果を試験結果とともに示している。解析は、式(2.2.13)、(2.2.22)を差分法を用いて数値計算により行なった。解析に用いた各係数値は、 $C_c = 0.35$ (図-2.3.1)、 $\Delta e_{t=\infty} = 0.01$ 、 $\Delta e_i = 0.04$ (図-2.3.3)、 $\alpha_1 = 14.0$ 、 $\alpha_2 = 8.3$ 、 $\beta = 0.31 \times 10^{-8} \text{ 1/min}$ (図-2.3.5)、 $k_e = 10^{-6} \text{ cm/min}$ 、 $C_k = 0.417$ 、 $e_e = 0.821$ (図-2.3.6)を用いた。 p_0 、 $\Delta p_0/p_0$ の広い範囲にわたり同じ係数値を用いて行なった解析結果が試験結果とよく一致している。

図-2.3.8は、試料No.2の $p_0 = 1.6 \text{ kg/cm}^2$ の種々の $\Delta p_0/p_0$ に対する構造骨格(図-2.2.1(c))のみの変形の解析結果を示したものである。解析に用いた諸係数値は、図-2.3.7で用いたものと同じである。この図において、 $t=0$ の曲線(即時圧縮線)は $\Delta p_0/p_0$ の小さい部分を除いて勾配 C_c の直線である。しかし、その後の $e \sim \log p$ の等時曲線は勾配 C_c の直線になっていず、 t が増加するに従って勾配 C_c の直線に近づいている。これは $e \sim \log t$ 曲線が $\Delta p_0/p_0$ の増加とともにType III \rightarrow Iの曲線に移行することを $e \sim \log p$ 図上で示すものである。

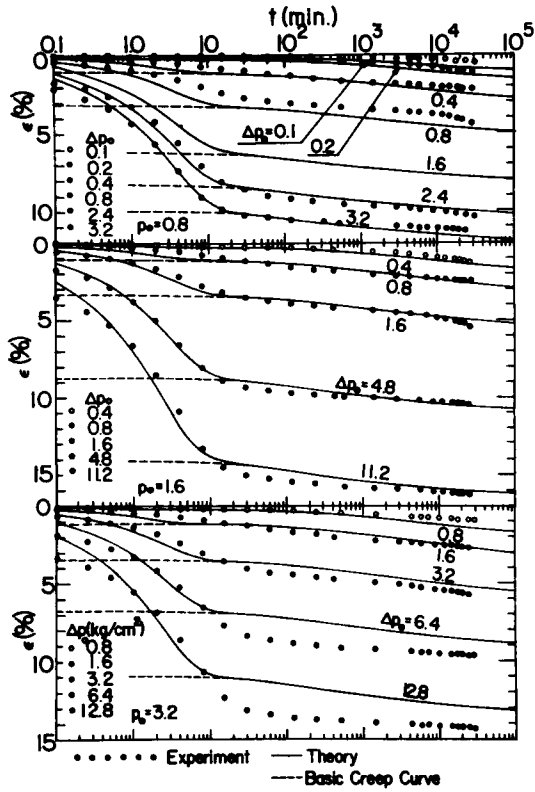


図-2.3.7 $\epsilon \sim \log t$ 関係の試験結果と解析結果の比較 (試料162)

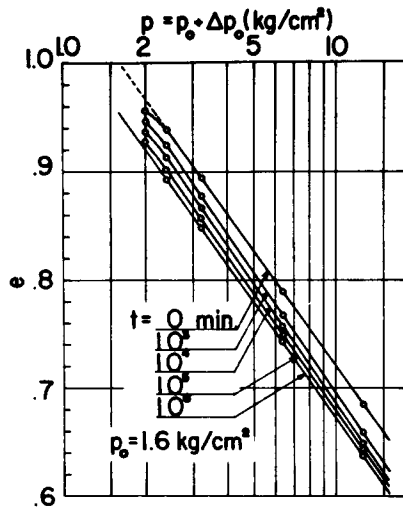


図-2.3.8 $\epsilon \sim \log (p_0 + \Delta p_0)$ 関係の等時曲線 (解析結果)

2. 4 均質粘性土の一次元圧密に関する考察

図-2. 4. 1は、 $e \sim \log p$ 関係で示した一次元圧縮モデルである。即時圧縮線 ACD 上の点 D より点 E に至るモデルは、Bjerrum (1967), Foss (1969), Garlanger (1972), Mesri and Rokhsar (1974), Sekiguchi and Toriihara (1976) などにより用いられている。一方、即時圧縮線 AB 上の点 B (点 A と点 B の間げき比は同じ) より点 E に至る、いわゆる“top spring”のないモデルは Barden (1969) により示されている。Berre and Iversen (1972) は 同じ試料で高さの異なる供試体に対して Barden (1965) のモデルを適用し、 $\epsilon \sim \log t$ 曲線の実測値と解析値が一致するように諸係数値を決めたとき、間げき水圧の解析値は実測値よりも速く消散することを示した。また、Berry and Poskitt (1972), Garlanger (1972) は“top spring”のある非線型モデルを用いてひずみおよび不透水面の過剰間げき水圧がともに実測値と解析値で一致することを示した。これらのことは粘性土の一次元変形に関する構造骨格のレオロジーモデルとしては、少なくとも直列に連結された非線形の“top spring”と非線形の Voigt モデルが必要であることを示している。また、同時に、このような二次圧縮を考慮に入れたレオロジーモデルによる一次元圧密においては、間

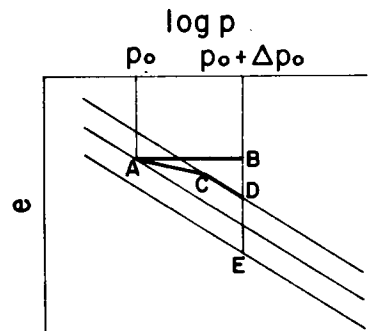


図-2. 4. 1 $e \sim \log p$ 関係

げき水圧の消散速度から計算される圧密度と土のひずみより求められる圧縮度の経時変化は一般に異なることを示すものである。

図-2. 4. 2 は式(2.2.13), (2.2.22)を用い C_{ci} のみ、すなわち“top spring”の圧縮性のみを変化させたときのひずみ ϵ , 圧縮度 μ , 不透水面の過剰間げき水圧の圧力増分に対する比 $u_m / \Delta p_0$, 圧密度 U を $\log t$ に対して示したものである。解析では、 $p_0 = 1.6 \text{ kg/cm}^2$, $\Delta p_0 = 1.6 \text{ kg/cm}^2$, $e_0 = 1.20$, $h_0 = 1.7 \text{ cm}$, $\alpha' = 2.0$, $\beta = 1.0 \cdot 10^{-9} \text{ min}$, $e_e = 1.5$, $C_k = 1.0$, $k_e = 1.0 \cdot 10^{-6} \text{ cm/min}$ を用いた。また、圧縮度 μ , 圧密度 U は次のように定義している。

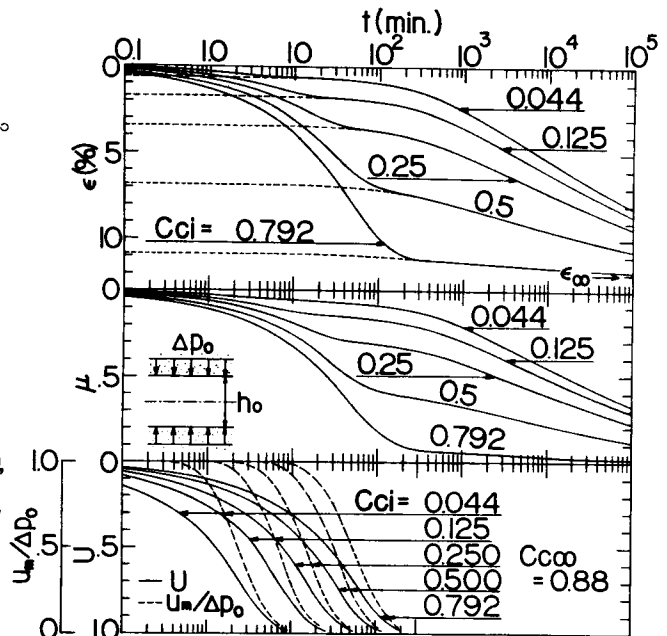


図-2. 4. 2 圧密挙動に及ぼす係数 C_{ci} の影響

$$\mu = \frac{1}{h_0 \varepsilon_{\infty}} \int_0^{h_0} \varepsilon(z, t) dz, U = \frac{1}{h_0 \Delta p_0} \int_0^{h_0} u_e(z, t) dz$$

ここに、 h_0 は層厚である。この図より、 C_{ci} が減少するに従い、圧縮度 μ の進行は遅れるが $u_m / \Delta p_0$, U の進行は逆に促進される。そして、 $C_{ci} = 0$ の場合が Barden (1969) に相当し、土が二次圧縮を示さないときは $C_c = C_{ci}$ である。このように、 C_{ci} の値の変化により土の圧密変形挙動に差異が出るのは次の理由によるものと思われる。すなわち、初期状態が同じとき、 C_{ci} を減少させていくと与えられた圧力増分に対する“top spring”の最終ひずみは小さくなり同じ速度で圧密が進行するとき速く“top spring”の最終ひずみに達する。このとき、直列に連結した非線型 Voigt モデルはまだあまり変形していないので与えられた圧力増分は速く構造骨格に伝播され、過剰間げき水圧の消散速度は速くなる。一方、このとき全ひずみに占める一次圧密量は小さいので圧縮度 μ の進行は遅れるようにみえる。

一般に \sqrt{t} 法または $\log t$ 法により 100% 圧密時のひずみ $\varepsilon_{100} = \varepsilon_i$ として C_{ci} を求めると、このときの ε_i , C_{ci} は粘土供試体の層厚により変化する。しかし、上に述べた性質を用いると層厚に影響されない値が求められる。

すなわち、はじめ \sqrt{t} 法または $\log t$ 法により圧密係数を決定しておき、他の値を一定にして C_{ci} を変化させて適当な時点で $u_m / \Delta p_0$ の計算値と実測値が一致するように C_{ci} を決定する。 C_{ci} が決まればもう一度この値を用いて他の係数を決め直して実測値と計算値の比較を行なう。この操作を 2~3 回繰り返すことにより C_{ci} およびその他の諸係数を正確に決定することができる。

つぎに、図-2. 4. 3 に $p_0 = 1.6 \text{ kg/cm}^2$ で $\Delta p_0 = 0.4, 1.6, 6.4 \text{ kg/cm}^2$ の場合の $\varepsilon, \mu, u_m / \Delta p_0, U \sim \log t$ 関係の解析結果を示す。解析に用いた各係数値は図中に示した。この図より圧力増分比 $\Delta p_0 / p_0$ が増加するに従い、圧縮度 μ の進行は速くなり、 $u_m / \Delta p_0$, U の進行は初め遅く後に速くなること分かる。

つぎにレオロジーパラメータ α', β' の

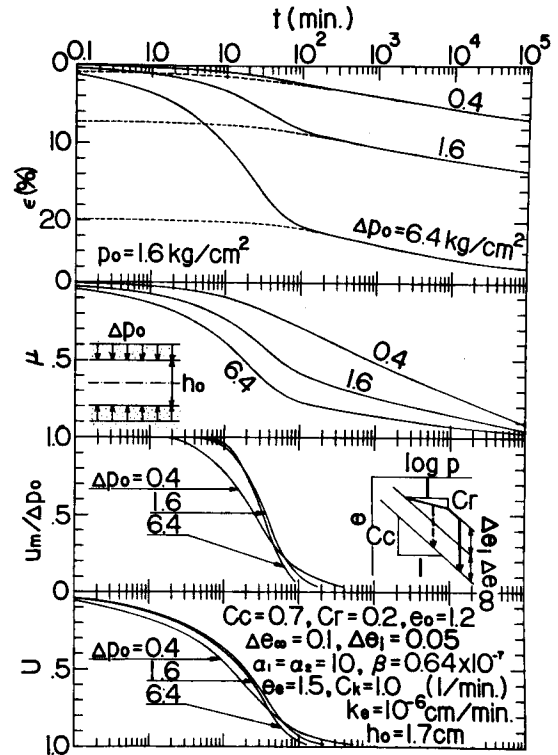


図-2. 4. 3 圧密挙動に及ぼす圧力増分 Δp_0 の影響

の圧密挙動に及ぼす影響について述べる。

図-2.4.4は2種類の α' の値に対して飽和粘土の圧密変形挙動を示したものである。 $\alpha' = 2$ のとき、100分ではまだほとんど二次圧縮を示していない。この図より α' の変化は初期の圧密挙動にはほとんど影響せず、二次圧縮部分に大きく影響する。また、 $u_m / \Delta p_0$ 、 U の進行は α' が減少する(構造骨格の粘性が増加する)に従がい速くなる。つぎにレオロジーパラメータ β' の影響であるが、ここでは β' の代わりに式(2.3.1)で定義される β をパラメータに用いた。図-2.4.5は β をパラメータとして ϵ 、 μ 、 $u_m / \Delta p_0$ 、 $U \sim \log t$ 関係の解析結果を示したものである。 $\epsilon \sim \log t$ 曲線の二次圧縮部分は図-2.2.2で示したように互いに平行になっている。また、 $u_m / \Delta p_0$ 、 U の進行は β が減少する(構造骨格の粘性が増加する)に従がい速くなることが分かる。このようにレオロジーパラメータ α' 、 β が減少することにより $u_m / \Delta p_0$ 、 U の進行が促進されるのは、次の理由によると思われる。すなわち、 α' 、 β が小さくなり、構造骨格の粘性が大きくなると、供試体内の過剰間げき水圧の消散が大部分終るときのみずみは小さくなり、透水性が同じであれば、構造骨格は速くこのみずみに達することになる。したがって、加えられた圧力増分は速く構造骨格に伝播され、過剰間げき水圧は速く消散する。

以上、レオロジーパラメータ α' 、 β の圧密変形挙動に及ぼす影響を調べた。

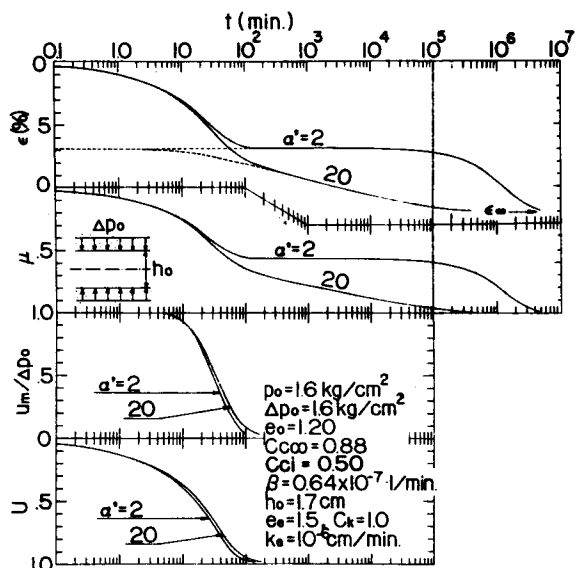


図-2.4.4 圧密挙動に及ぼす係数 α' の影響

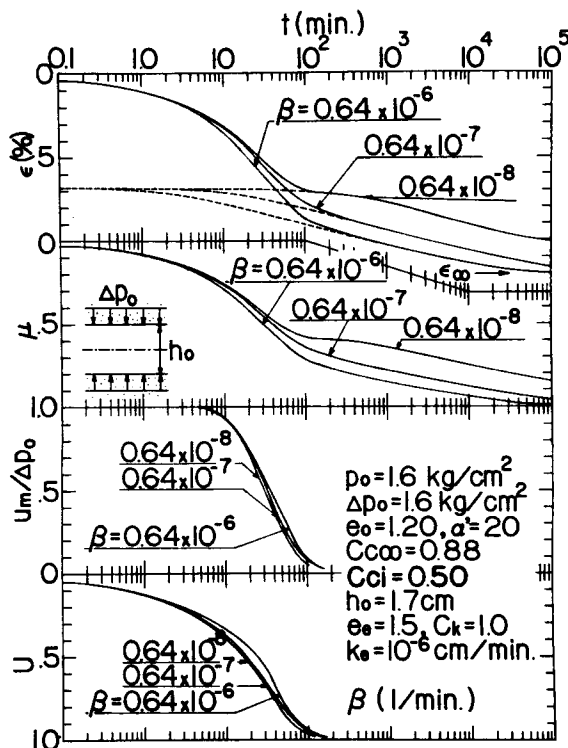


図-2.4.5 圧密挙動に及ぼす係数 β の影響

本文では α' 、 β' の決定方法として $\varepsilon \sim \log t$ 曲線の二次圧縮線上の2点が理論値と実験値で一致するようなカーブフィッティング法を用いている。この方法によると図-2. 2. 3からも分かるように、 $\varepsilon \sim \log t$ 曲線の二次圧縮部分を延長して ε_∞ を決定するときの時間 t を増加するとき $\Delta \log t (= \log t_2 / t_1)$ は増加するので、 α' は増加し、 β' は減少する。したがって、この方法により求めた α' 、 β' の絶対値の物理的意味は十分なものではないが、相対的關係を知ることができる。図-2. 4. 6は多くの研究者の側方拘束圧密試験結果から $t = 10^6$ 分のひずみを ε_∞ として求めた α' 、 β を自然間げき比 e_n に対してプロットしたものである。ここで α' は $\Delta p_0 / p_0 = 1$ の場合のみについて示した。この図より α' 、 β は一般の地盤($e_n < 4$)では大きく変化しないが非常に大きい e_n に対しては α' は減少し、 β は増加する傾向を示している。ここで示したように、自然間げき比が増加すると、二次圧縮速度が増加することはMesri (1973)によっても示されている。

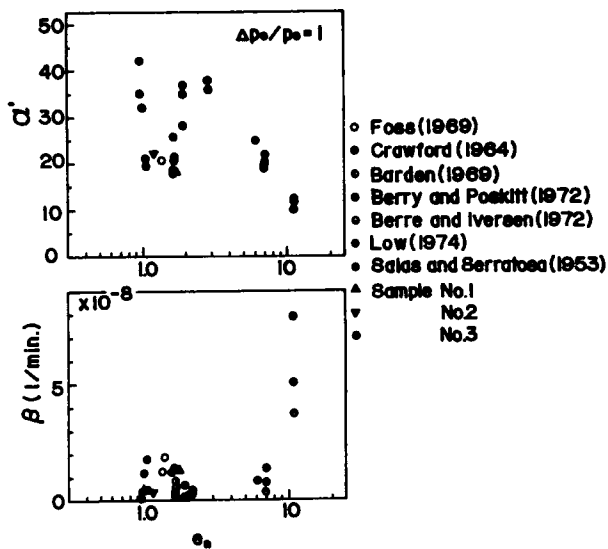


図-2. 4. 6 係数 α' 、 β と自然間げき比 e_n の關係

2. 5 不均質粘土層の一次元圧密沈下特性

2. 5. 1 圧密理論式とその差分表示

均質な飽和粘性土層の一次元圧密理論式については既に2. 2. 3で述べた。ここでは、圧密理論式に含まれる各係数值が地盤の深さとともに変化するときの圧密理論式を導びく。まず、粘性土上の構成關係と力のつり合式より求めた式(2.2.2.2)はここでも用いられる。ただし、式(2.3.1)の關係を導入すると次のように書ける。

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{\lambda_i}{1+e_0} \frac{1}{p_0 + \Delta p_0 - u_e} \frac{\partial u_e}{\partial t} = \frac{\lambda_i}{1+e_0} \frac{1}{p_0 + \Delta p_0 - u_e} \frac{\partial (\Delta p_0)}{\partial t}$$

$$+ \frac{\beta p_0}{p_0 + \Delta p_0 - u_e} \sinh \left[\left(\alpha_1 + \alpha_2 \frac{p_0}{\Delta p_0 - u_e} \right) \left\{ 1 - \frac{p_0}{p_0 + \Delta p_0 - u_e} \right\} \right]$$

$$\times \exp \left\{ \frac{(1 + e_0) \varepsilon - \lambda_i \ln \frac{p_0 + \Delta p_0 - u_e}{p_0}}{\lambda_\infty - \lambda_i} \right\} \dots\dots\dots (2.5.1)$$

つぎに、連続の式は一般に次のように書ける。

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{1}{r_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial u_e}{\partial z} \right) = 0 \dots\dots\dots (2.5.2)$$

いま、図-2.5.1に示したように、次の関係を用いる。

$$\left. \begin{aligned} e &= e_e - C_c \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_e} \\ e &= e_e + C_k \log \frac{k}{k_e} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.5.3)$$

両式より e を消去すると、次式を得る。

$$k = k_e \left(\frac{p_0 + \Delta p}{p_e} \right)^{-r} = k_e \left(\frac{p_0 + \Delta p_0 - u_e}{p_e} \right)^{-r} \dots\dots\dots (2.5.4)$$

ここに、

$$r = \frac{C_c}{C_k} \dots\dots\dots (2.5.5)$$

である。このとき、

$$\frac{\partial k}{\partial z} = h_1 \frac{\partial u_e}{\partial z} + h_2 \dots\dots\dots (2.5.6)$$

と置くと、 h_1, h_2 は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} h_1 &= \frac{r \cdot k}{p_0 + \Delta p_0 - u_e} \\ h_2 &= k \left(\frac{1}{k_e} \frac{\partial k_e}{\partial z} - \frac{r}{p_0 + \Delta p_0 - u_e} \right) \\ &\times \frac{\partial p_0}{\partial z} - \log \frac{p_0 + \Delta p_0 - u_e}{p_e} \\ &\times \frac{\partial r}{\partial z} \dots\dots\dots (2.5.7) \end{aligned}$$

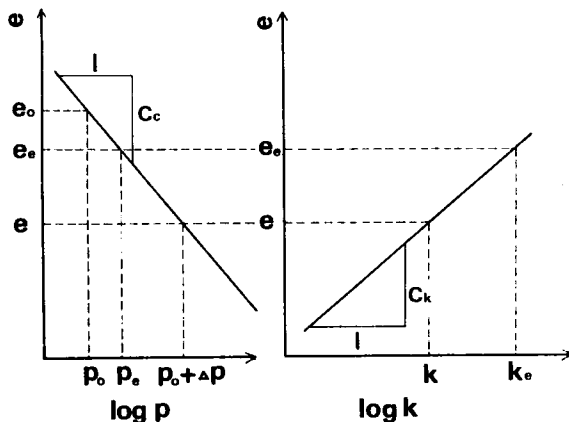


図-2.5.1 $e \sim \log p, e \sim \log k$ 関係

ここに、 p_e 、 Δp_0 は z に無関係に一定としており、式 (2.5.7) の第 2 式中の $\partial p_0 / \partial z$ は式 (2.2.20) を用いる (e_0 が深さ方向に変化する)。

$$\frac{\partial p_0}{\partial z} = \frac{r_w (G_s - 1)}{1 + e_0} \dots\dots\dots (2.2.20 \text{ bis})$$

式 (2.5.6) を用いると式 (2.5.2) は次のように書ける。

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{h_2}{r_w} \frac{\partial u_e}{\partial z} + \frac{h_1}{r_w} \left(\frac{\partial u_e}{\partial z} \right)^2 + \frac{k}{r_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = 0 \dots\dots\dots (2.5.8)$$

いま、式 (2.5.1)、(2.5.8) を次のように書き直す。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + f_1 \frac{\partial u_e}{\partial z} &= f_2 \\ \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + g_1 \frac{\partial u_e}{\partial z} + g_2 \left(\frac{\partial u_e}{\partial z} \right)^2 + g_3 \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.5.9)$$

このとき、

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= \frac{\lambda_i}{1 + e_0} \frac{1}{p_0 + \Delta p_0 - u_e} \\ f_2 &= \frac{\lambda_i}{1 + e_0} \frac{1}{p_0 + \Delta p_0 - u_e} \frac{\partial (\Delta p_0)}{\partial t} + \frac{\beta p_0}{p_0 + \Delta p_0 - u_e} \\ &\times \sinh \left[\left(\alpha_1 + \alpha_2 \frac{p_0}{\Delta p_0 - u_e} \right) \left\{ 1 - \frac{p_0}{p_0 + \Delta p_0 - u_e} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. (1 + e_0) \varepsilon - \lambda_i \ln \frac{p_0 + \Delta p_0 - u_e}{p_0} \right\} \right] \\ &\times \exp \frac{\lambda_i \infty - \lambda_i}{\lambda_i} \\ g_1 &= \frac{h_2}{r_w}, \quad g_2 = \frac{h_1}{r_w}, \quad g_3 = \frac{k}{r_w} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.5.10)$$

したがって、不均質粘性土地盤の一次元圧密沈下挙動を得るためには、式 (2.5.9)、(2.5.10) を与えられた境界条件、初期条件のもとに解けばよい。

つぎに、これらの式を解くため差分式に直す。式 (2.5.9) はさらに次のように書き直せる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u_e}{\partial t} &= C_{v1} \frac{\partial u_e}{\partial z} + C_{v2} \left(\frac{\partial u_e}{\partial z} \right)^2 \\ &+ C_{v3} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} + C_{vs} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.5.11)$$

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + f_1 \frac{\partial u_e}{\partial z} = f_2 \quad C_{vs}$$

ここに,

$$C_{v_1} = \frac{g_1}{f_1}, \quad C_{v_2} = \frac{g_2}{f_1}, \quad C_{v_3} = \frac{g_3}{f_1}, \quad C_{v_s} = \frac{f_2}{f_1} \dots\dots\dots (2.5.12)$$

ここで, 式(2.5.11)を差分化するために, 変数を次のように無次元化する。

$$\left. \begin{aligned} z &= H_0 \cdot Z, \quad p_0 = p_e P, \quad \xi = \frac{\Delta p_0}{p_0} \\ u_e &= \Delta p_0 U_e, \quad T = \frac{C_{v_{30}}}{H_0^2} t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.5.13)$$

ここに, $C_{v_{30}}$ は C_{v_3} の $t=0$ での深さ方向の平均値である。すなわち, $t=0$ で $\Delta p_0 = u_e$ とすると, 式(2.5.7), (2.5.10), (2.5.12)より

$$C_{v_3} \Big|_{t=0} = \frac{(1+e_0)}{r_w \lambda_i} p_0 \cdot k_e \left(\frac{p_0}{p_e} \right)^{-r}$$

よって,

$$C_{v_{30}} = \frac{1}{H_0} \int_0^{H_0} \frac{(1+e_0)}{r_w \lambda_i} p_0 k_e \left(\frac{p_0}{p_e} \right)^{-r} dz \dots\dots\dots (2.5.14)$$

このとき, 式(2.5.11)は次のように書ける。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial U_e}{\partial T} &= F_1 \frac{\partial U_e}{\partial Z} + F_2 \left(\frac{\partial U_e}{\partial Z} \right)^2 \\ &+ F_3 \frac{\partial^2 U_e}{\partial Z^2} + F_4 \\ \frac{\partial \varepsilon}{\partial T} &= -G_1 \frac{\partial U_e}{\partial Z} + G_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.5.15)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= H_0 \frac{C_{v_1}}{C_{v_{30}}}, \quad F_2 = p_e P \xi \frac{C_{v_2}}{C_{v_{30}}} \\ F_3 &= \frac{C_{v_3}}{C_{v_{30}}}, \quad F_4 = \frac{H_0^2}{p_e \cdot P \cdot \xi} \frac{C_{v_s}}{C_{v_{30}}} \\ G_1 &= f_1 \cdot p_e P \cdot \xi, \quad G_2 = f_1 \cdot H_0^2 \frac{C_{v_s}}{C_{v_{30}}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.5.16)$$

図-2. 5. 2に示すように, Z 軸方向に i 軸, T 軸方向に j 軸をとる。図中の (i, j) 点での各微係数の差分式を次のように表わす。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon}{\partial T} &= \frac{\varepsilon_{i, j+1} - \varepsilon_{i, j-1}}{2 \cdot \Delta T} \\ \frac{\partial U_e}{\partial T} &= \frac{U_{e i, j+1} - U_{e i, j-1}}{2 \cdot \Delta T} \end{aligned} \right\}$$

$$\frac{\partial U_e}{\partial Z} = \frac{U_{ei+1,j} - U_{ei-1,j}}{2 \cdot \Delta Z}$$

$$\frac{\partial^2 U_e}{\partial Z^2} = \frac{U_{ei+1,j} - 2U_{ei,j} + U_{ei-1,j}}{(\Delta Z)^2}$$

..... (2.5.17)

また,

$$U_{ei,j} = \frac{1}{2} (U_{ei,j+1} + U_{ei,j-1})$$

$$\lambda = \frac{\Delta T}{(\Delta Z)^2}$$

とすると, 式 (2.5.15) より次式を得る。

$$U_{ei,j+1} = \frac{1}{1+2\lambda F_3} \{ U_{ei,j-1} + \lambda \cdot \Delta Z \cdot F_1 (U_{ei+1,j} - U_{ei-1,j}) + \frac{\lambda}{2} F_2 (U_{ei+1,j} - U_{ei-1,j})^2 + 2\lambda F_3 (U_{ei+1,j} - U_{ei,j-1} + U_{ei-1,j}) + 2 \cdot \Delta T F_4 \}$$

..... (2.5.18)

$$\varepsilon_{i,j+1} = \varepsilon_{i,j-1} - G_1 (U_{ei,j+1} - U_{ei,j-1}) + 2 \cdot \Delta T \cdot G_2$$

..... (2.5.19)

ただし, $F_1, F_2, F_3, F_4, G_1, G_2$ はすべて点 (i, j) での値である。

ここで, 初期条件として, $T = 0$ で,

$$U_{ei,1} = U_{ei,2} = 1$$

$$\varepsilon_{i,1} = \varepsilon_{i,2} = 0 \quad (i = 1, 2, \dots, n)$$

境界条件としては, $Z = 0, 1$ で $U_e = 0$ として,

$$U_{e1,j} = U_{en,j} = 0$$

$$\varepsilon_{1,j} = \varepsilon_{n,j} = 0 \quad (j = 3, 4, \dots, m)$$

として計算した。

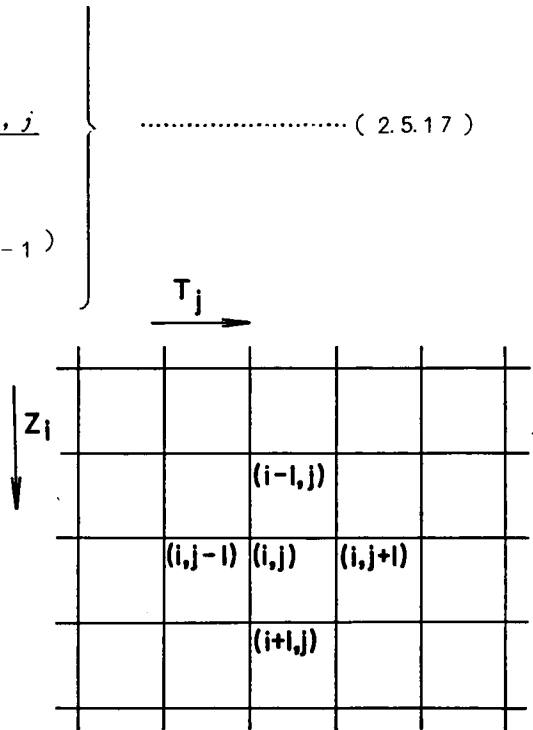


図-2.5.2 差分のメッシュ

2. 5. 2 圧密諸係数の一次元圧密特性に及ぼす影響

ここでは, 透水係数を表わすパラメータ k_e, C_k , 圧縮指数 C_c , 初期間げき比 e_0 などの土質パラメータが深さ方向に変化する場合の地盤の圧密, 沈下特性の影響を調べるために, 各パラメータの深さ方向の分布形を, 1) 定数型 2) 直線増加型 3) 放物線凸型 4) 放物線凹型

の4種類を用いて、2.5.1で示した差分式により解析した。また、自重の影響を調べるために、層厚の異なる地盤の圧密沈下の解析を行なった。これらの解析において、各パラメータの分布形の平均値は等しくなるようにしている。また、地盤のすべての係数が深さ方向に一樣の場合、すなわち、均質地盤に対する計算は表-2.5.1に示す諸数値を用いて行なっている。また、ここでは、二次圧縮の影響については考慮していないので、計算では式(2.5.9)の $f_2 = 0$ 、式(2.5.11)の $C_{v_g} = 0$ としている。また、ここで用いる圧密度 U 、粘土層全体のひずみ ϵ_g は次のように定義している。

表-2.5.1 均質地盤の解析に用いた諸係数値

$$U = 1 - \frac{\int_0^1 U_e(Z, T) dZ}{\int_0^1 U_{ei}(Z) dZ}$$

$$\epsilon_g = \int_0^1 \epsilon(Z, T) dZ$$

p_0	1.6 kg/cm ²	k_e	0.63×10^{-5} cm/min
p_e	0.1 kg/cm ²	C_c	0.350
Δp_0	1.6 kg/cm ²	C_k	0.417
e_0	1.2		

..... (2.5.20)

ここに、 U_{ei} は U_e の $t=0$ での値である。また、圧密度 $U \sim$ 時間係数 T の図において、Terzaghiの圧密理論による $U \sim T_v$ 関係も示している。しかし、両者の時間係数の定義は異なるので、直接の比較はできない(式(2.2.18)、(2.5.13)参照)。

以下、一次元圧密における各係数値の深さ方向の相違による粘土層の圧密沈下挙動の影響に関する解析例を示し、考察を行なう。

a) 透水係数による影響

式(2.5.4)は、透水係数 k と応力の関係を示している。この式において、応力状態が同じであれば、 k は k_e が大きい程大きくなる。また、 $(p_0 + \Delta p) > 1$ の場合を考えているので k_e 、 C_c が一定のとき、 C_k が大きい程、 k は大きくなる事が分かる。 k が大きくなれば圧密が速く進行することは明らかなのであるが、ここでは、 k_e 、 C_k が前に述べた1) ~ 4)の分布形のときの圧密沈下の進行状況についてみる。

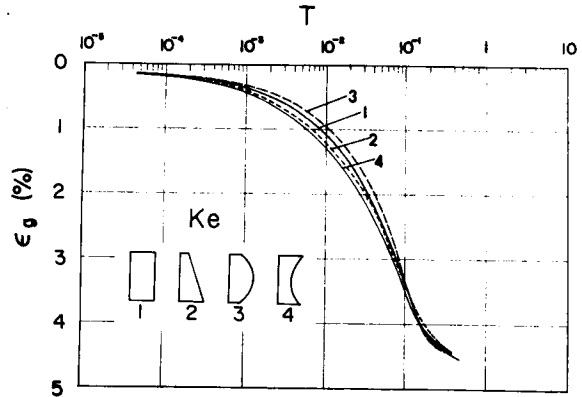
図-2.5.3(a)、(b)にそれぞれ k_e が4通りに変化したときの ϵ_g 、 $U \sim \log T$ 、 $\log T_v$ の関係を示している。ここに、 T は式(2.5.13)で示した時間係数であり、 T_v は式(2.2.18)で表わされるTerzaghiの圧密理論での時間係数である。(a)図より明らかなように、圧縮ひずみ ϵ_g は4)放物線凹型が最も進行が速く、3)放物線凸型が一番遅れている。

1)定数型、2)直線増加型は両者の中間となっているが、1)よりも2)の方が進行が速いのは注目される。また、3)の曲線では圧密の終期にその進行が最も速くなっているが、これは圧密の後半において、中央部の圧密に移るに従いがい、中央部で k_e の値が大きい3)の圧密が促進された結果である。(b)図の $U \sim \log T$ (または T_v)関係においても同様の傾向がみられる。

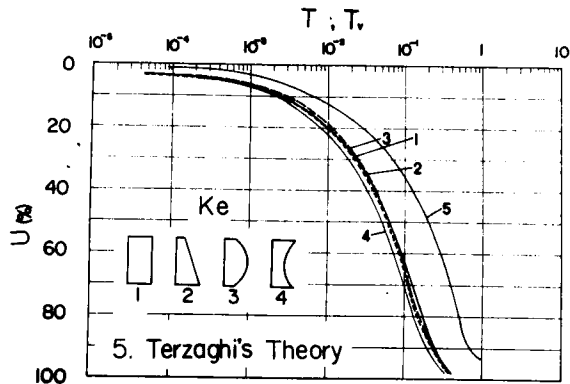
図-2.5.4は k_e の各分布形に対する間げき水圧の等時曲線の変化を示している。(b)図の直線増加型の場合に上部より下部の圧密の進行が速い事が分かる。また、(c)図と(d)図を見比べて、圧密の早い段階では、(c)図の方が中央部に比べ両端での圧密の進行が遅い傾向を示しており、 k_e

の分布形から予想せられる傾向と一致する。

つぎに、透水係数 k を表わすもう一つのパラメータ C_k の影響について考える。前にも述べたように、他の係数が同じであれば、 C_k が大きい程、透水係数 k は大きくなる。図-2.5.5 (a), (b) は、 C_k の深さ方向の各分布形に対する ε_g , $U \sim \log T$ (T_v) 曲線を示している。この図において、3) 放物線凸型は圧密初期において、その進行が最も遅く、後期に最も速く進行している。逆に4) 放物線凹型は初期に最も速く、後期に最も遅れており、1), 2) はこれらの中に入っている。これは k_e の場合と同様、圧密初期には圧密は主として排水層に近い両端面付近で生じ、後期には次第に中央部に至ることを考えれば当然の結果と言えよう。また、ここでも、 k_e の場合と同様に、1) と2)を比較した場合2)の方が初期

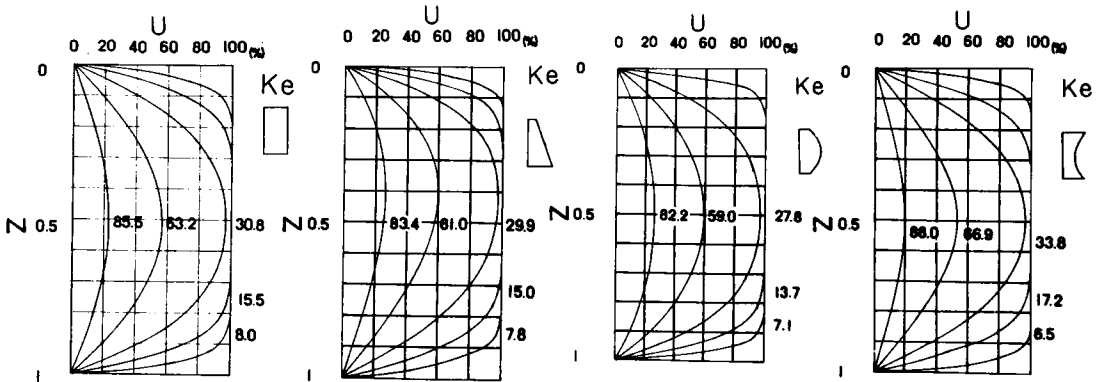


(a) $\varepsilon_g \sim \log T$ 関係



(b) $U \sim \log T$ 関係

図-2.5.3 圧密挙動に及ぼす係数 k_e の影深



(a)

(b)

(c)

(d)

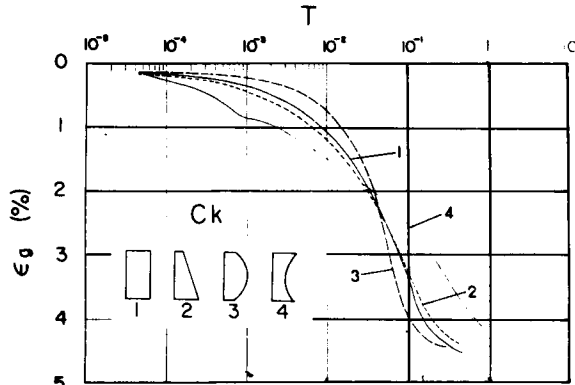
図-2.5.4 等時曲線の変化に及ぼす係数 k_e の影響

に速く圧密が進行し、後期に遅れる傾向がみられる。

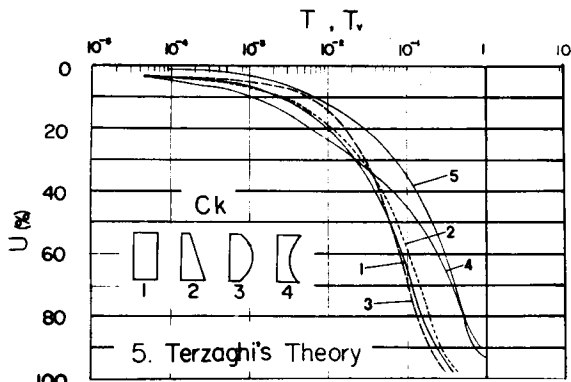
図-2.5.6は、 C_k の各分布形に対する等時曲線の変化を示している。 C_k の分布型の相違による等時曲線の特徴は k_e の場合に述べたのと同じ傾向を示している。

b) 圧縮性による影響

つぎに、粘土の構造骨格の圧縮性が圧密の進行に及ぼす影響について述べる。Terzaghiの一次元圧密理論において、圧密係数 C_v は、 $C_v = k / (\gamma_w \cdot m_v)$ と表わされる。これより、体積圧縮係数 m_v が増加すれば C_v は減少し、圧密の進行が遅れることが分かる。これは、粘土の構造骨格の圧縮性が増加すると、同じ荷重に対してその圧縮量は大きくなり、透水係数が同じであれば、それだけ多量の間げき水を排水するのに多くの時間がかかるためと解釈される。ここでは、粘土の圧縮性として、圧縮指数 C_c の影響について

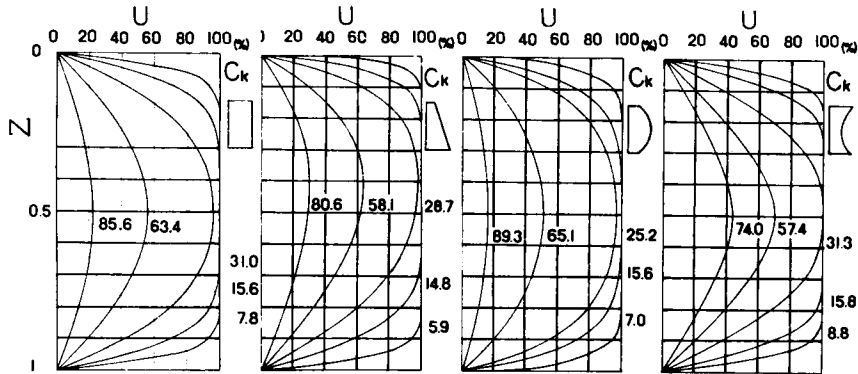


(a) $\epsilon_g \sim \log T$ 関係



(b) $U \sim \log T$ 関係

図-2.5.5 圧密挙動に及ぼす係数 C_k の影響

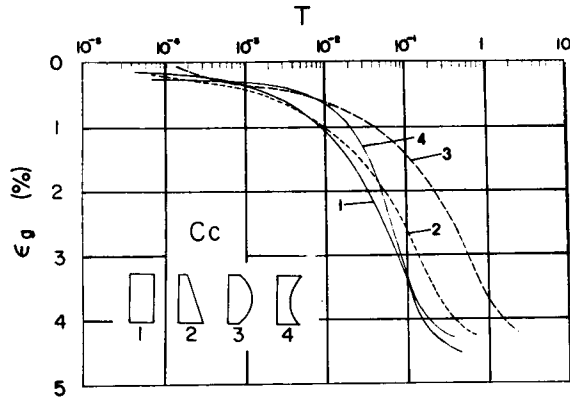


(a) (b) (c) (d)

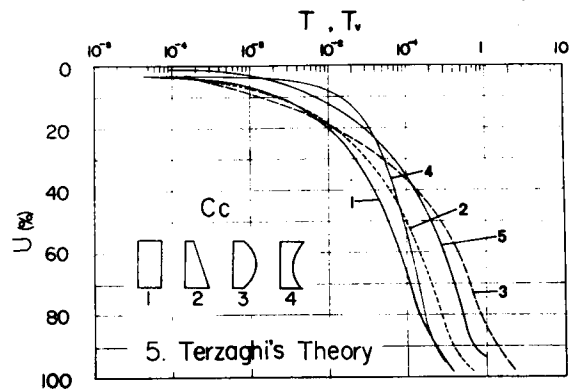
図-2.5.6 等時曲線の変化に及ぼす係数 C_k の影響

て述べる。

図-2.5.7 (a), (b)は、圧縮指数 C_c が深さ方向に4種類の分布をしているときの $\varepsilon_g, U \sim \log T (T_v)$ 曲線を示している。これらの図において、3)の放物線凸型では圧密初期に圧密は速く進行し、後半に遅れている。4)の放物線凹型はこの逆の傾向を示している。これは上に述べた C_c が大きい程、圧密の進行が遅れるという考えによって説明される。すなわち、圧密初期においては、排水層に近い粘土層の両端付近で主として圧密が進行するため、この部分の C_c の小さい3)が速く圧密することになる。後半においてはこの部分の圧密はほぼ終了し、中心部に移行する。このため、中央部の C_c の小さい4)の分布形で圧密が促進される。これらの図より分布形1)は、圧密期間全体にわたって圧密が速く進行しているようであり、分布形2)は、初期に最も速く進行しているが、



(a) $\varepsilon_g \sim \log T$ 関係



(b) $U \sim \log T$ 関係

図-2.5.7 圧密挙動に及ぼす圧縮指数の影響

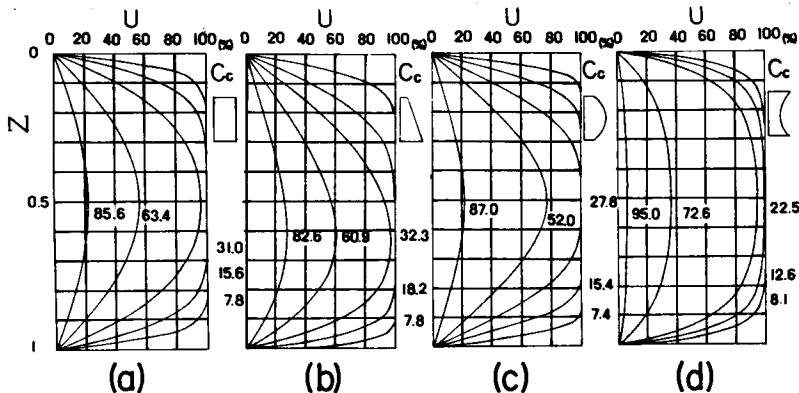


図-2.5.8 等時曲線の変化に及ぼす圧縮指数の影響

後半で1), 4)よりも若干遅れているのが注目される。

図-2.5.8は、 C_c の各分布形に対する等時曲線の変化を示している。(b)図より、直線増加型においては、 C_c の小さい上部が下部より圧密の進行が速いことが分かる。(c)図と(d)図を比較すると、圧密初期において、(d)図の分布形4)の場合が、両端の圧密が遅れていることが分かる。

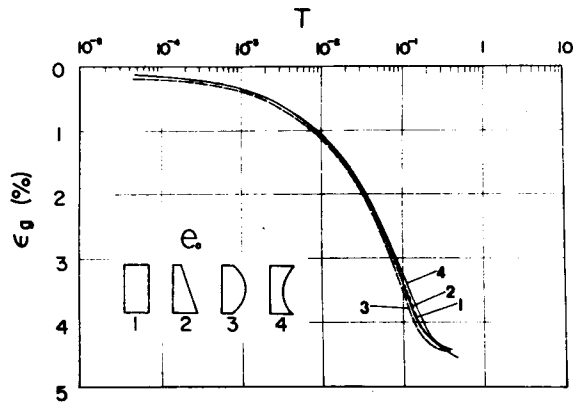
c) 初期間げき比 e_0 の影響

図-2.5.9は、地盤中の初期間げき比の深さ方向の分布を1)~4)の4種類に変えたときの ϵ_g , $U \sim \log T (T_v)$ 曲線を示している。図より、 e_0 の各分布形に対する各曲線の差異はほとんどないことが分かる。これは e_0 が減少することにより、粘土の圧縮性は減少し、これは圧密の進行を促進する要因となるが、他方 e_0 の減少により透水係数は減少するため、これにより圧密の進行を遅らせようとする。したがって、これらの両要因が相殺し合って、圧密の進行には e_0 の分布形の相違は影響を与えないものと思われる。

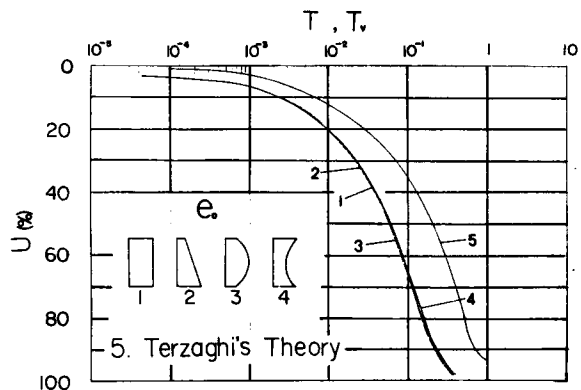
図-2.5.10は、 e_0 の各分布形に対する等時曲線の変化を示している。図(b)より分かるように、 e_0 の分布は直線増加型をしていながらもかかわらず等時曲線にはその影響はほとんど出ていない。また、(c)図、(d)図においてもその分布形の相違にかかわらず、ほぼ同じように圧密が進行している。これらの図より、図-2.5.9で述べた圧縮性の影響と透水係数の影響が消し合う効果は、地盤中の各深さの点においても生じていることが分かる。

d) 自重の影響

一般に、粘土地盤が深くなればなる程、載荷前の初期状態において、既に自重圧密により初期間げき比は減少し、圧縮性および透水係数は減少すると考えられる。ここでは、このような粘土層厚の差異が圧密特性に及ぼす影響について調べる。いま、自重による地



(a) $\epsilon_g \sim \log T$ 関係



(b) $U \sim \log T$ 関係

図-2.5.9 圧密挙動に及ぼす初期間げき比の影響

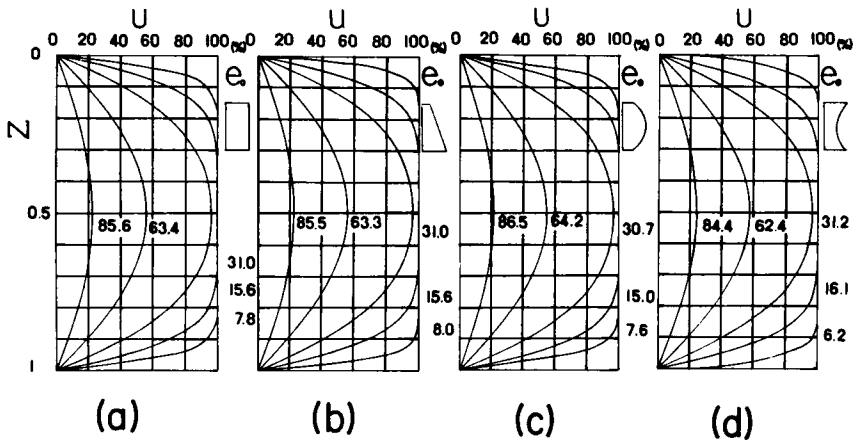


図-2.5.10 等時曲線の変化に及ぼす初期間けき比の影響

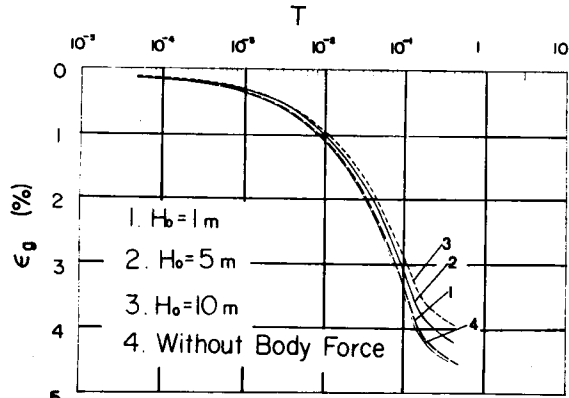
盤の初期状態は、式(2.2.20)

と

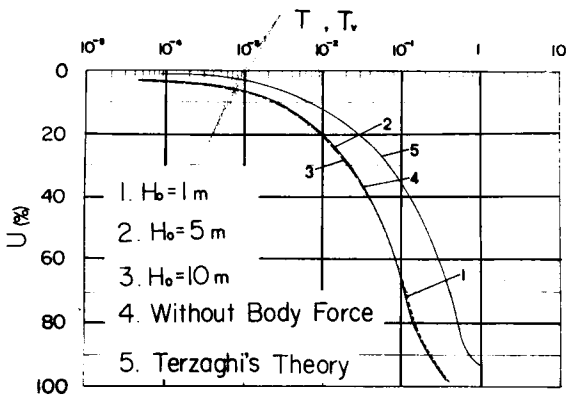
$$e_0 = e_e - C_c \log_{10} \frac{p_0}{p_e} \quad \dots\dots (2.5.21)$$

を解くことにより与えられるとする。したがって、この解析では種々の層厚の地盤に、式(2.2.20)(2.5.21)で計算される e_0 の分布形を持つ地盤の圧密挙動を論ずることになる。

図-2.5.11は、自重がある場合で層厚 H_0 が $1m$, $5m$, $10m$ の場合と自重のない場合および Terzaghi 理論による場合を示している。(a)図は、鉛直ひずみ $\epsilon_g \sim \log T$ 曲線を示しているが、自重のない場合が進行状態は最も速く、また、最終圧縮ひずみも最大になっている。他方、自重がある場合で層厚が一番厚い場合が、進行は一番遅く、最終圧縮ひずみも最も小さい。しか



(a) $\epsilon_g \sim \log T$ 関係



(b) $U \sim \log T$ 関係

図-2.5.11 圧密挙動に及ぼす粘土層厚の影響

し、これを圧縮度 μ と時間係数の関係でみると(c)図のようになり、各曲線の差異はほとんどない。ここに、圧縮度 μ は次のように定義される。

$$\mu = \frac{\int_0^{H_0} \varepsilon(z, t) dz}{\int_0^{H_0} \varepsilon(z, \infty) dz} \dots\dots (2.5.22)$$

したがって、(a)図の差異は各場合の最終圧縮ひずみの差異によるものである。(a)図に示したように、自重のない場合よりも自重のある場合が、さらに自重のある場合は層厚が厚い程、最終圧縮ひずみが小さいのは、前にも述べたように、自重圧密による圧縮性の減少によるものである。(b)図に各場合の $U \sim \log T (T_v)$ 曲線を示している。図から分かるように各曲線にはほとんど差異はみられない。これは、上に述べたように、ここで行った計算は、初期の e_0 の分布が自重により異なった場合を取り扱ったことになる。既に、(c)で e_0 の分布の相違は圧密の進行にはほとんど影響を及ぼさないことを示している。これはその一つの

場合なので、 $U \sim \log T$ 曲線はほとんど一致しているものと思われる。

図-2.5.12 は、上に述べた各場合について、等時曲線の変化を示している。図から分かるように、これらの間の差異はほとんどみられない。

2. 5. 3 一次元圧密沈下解析例

瀬戸内海沿岸の塩田跡地に広範囲(400m四方)にかなり一様な盛土が行なわれ、そこでの圧密沈下に関する現場データが得られている。現場では、2地点(161地点: $\Delta p_0 = 0.68 \text{ kg/cm}^2$)

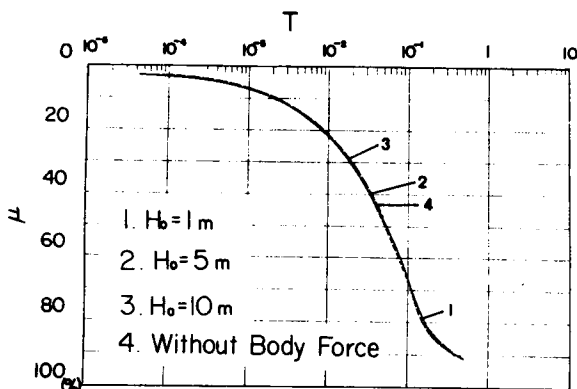


図-2.5.11 (c) $\mu \sim \log T$ 関係

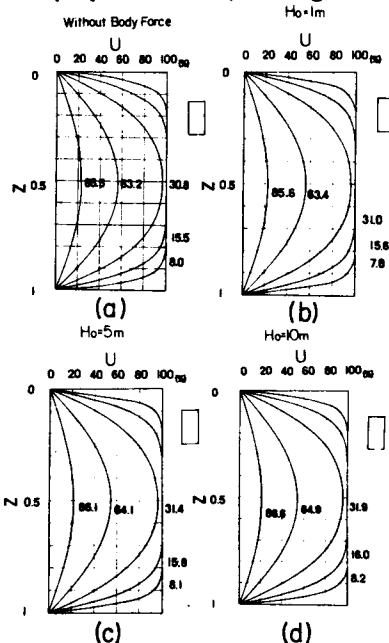


図-2.5.12 等時曲線に及ぼす自重の影響

162地点： $d p_0 = 0.50 \text{ kg/cm}^2$ ）で沈下観測データが得られている。地盤の概況は、図-2.5.13の土質柱状図に示すように、161、162地点とも表面下1~2mは砂層、深さ1.6mまでは貝殻、腐蝕土を含むシルト質粘土で、深さ1.6~1.8mに排水層とみられる砂層があり、それ以下は洪積粘土層となっている。したがって、ここでは地表面下2mから1.6mまでのシルト質粘土層を圧密沈下層とみなして解析を行なっている。

また、図-2.5.13には、初期間げき比 e_0 の深さ方向の分布も示しており、解析では図中の実線を用いた。図-2.5.14に、各深さの試料の標準圧密試験より得られた圧縮指数 C_c と e_0 の関係を示す。図中に示したように次式を仮定する。

$$C_c = -0.476 + 0.680 e_0 \quad \dots\dots (2.5.23)$$

ここで、長期圧密試験は深さ1.0~1.1mの試料についてしか得られていないので、他の深さの試料の $C_{c\infty}$ および C_{ci} は、この深さの $C_{c\infty}$ 、 C_{ci} の C_c に対する比が同じになるように決めた。このとき、 $C_{c\infty}$ 、 C_{ci} と e_0 の関係は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} C_{c\infty} &= -0.553 + 0.790 e_0 \\ C_{ci} &= -0.428 + 0.612 e_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots (2.5.24)$$

ただし、深さ1.0~1.1mでの C_{ci} は $\log t$ 法による100%圧密時のひずみより求め、 $C_{c\infty}$ は長期圧密試験での $\epsilon \sim \log t$ 曲線の二次圧縮部分を 10^5 分まで直線的に延長して、この点のひずみより求めた。

図-2.5.15は、2地点での各深さの試料の標準圧密試験から得られた $e \sim \log k$ 関係である。両地点の沈下解析は、図中の直線1、2、3について行なった。

以上、現場での間げき比 e_0 の深さ z 方向の変化、 $C_{c\infty}$ 、 C_{ci} の e_0 による変化および圧密中の透水係数 k の変化を考慮して、圧密理論式(2.5.1)、(2.5.8)を差分法により解いた。ただし、レオロジーパラメータ α' 、 β' としては、式(2.3.1)の関係は用いず、これらは圧密圧力、圧力増分比に対して一定としている($\alpha' = 9.76$ 、 $\beta' = 7.75 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg min}$)。また

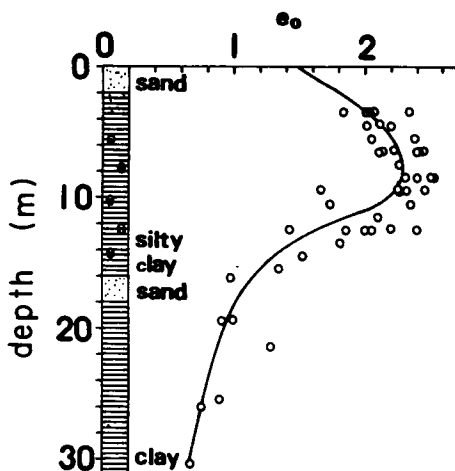


図-2.5.13 土質柱状図と初期間げき比の深さ方向分布

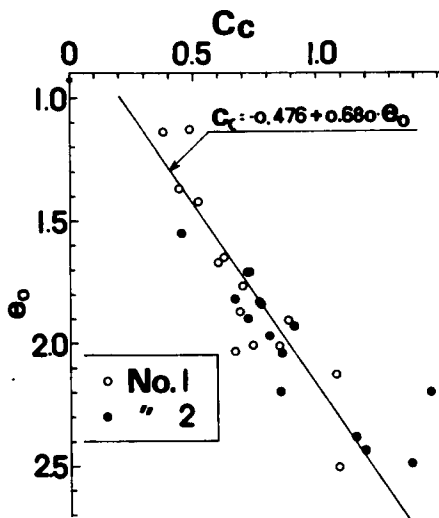


図-2.5.14 圧縮指数と初期間げき比の関係(末松直幹氏による)

解析に用いた層厚は前述したように両地点とも 1.4 m とし、両面排水としている。図-2.5.16 に解析結果を示す。解析による一次圧密沈下および最終沈下量は、No. 1 地点 ($\Delta p_0 = 0.68 \text{ kg/cm}^2$) でそれぞれ 15.6 cm, 20.1 cm, No. 2 地点 ($\Delta p_0 = 0.50 \text{ kg/cm}^2$) で 12.9 cm, 16.6 cm であった。この図より、沈下量の大きさはほぼ妥当と思われる。図中には、Terzaghi 理論による圧密曲線も同時に示している。図より分かるように、沈下速度に関しては、いずれの場合も実測値よりかなり遅れている。原因としては次の事が考えられる。

i) 透水距離；沈下層の上、下部分では砂分を多く含み、解析に用いた層厚より実際は短かい可能性がある。

ii) 透水係数；試験結果によれば、間げき比に対して透水係数は圧密層中央の試料が最も小さく、層の両端に行く程大きくなっているのがみられる。

iii) 盛土は広範囲に行なわれているが、測定箇所は盛土面の端に近く、側方流動の可能性が幾分考えられる。

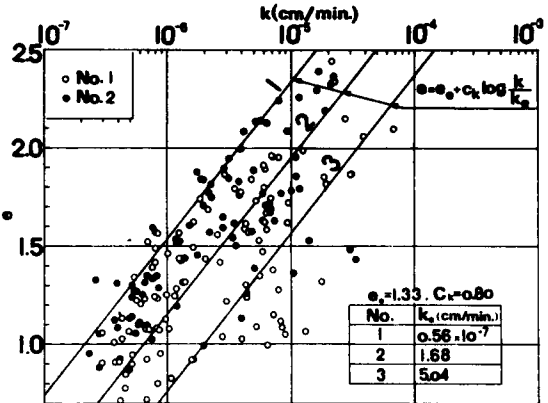


図-2.5.15 $e \sim \log k$ 関係

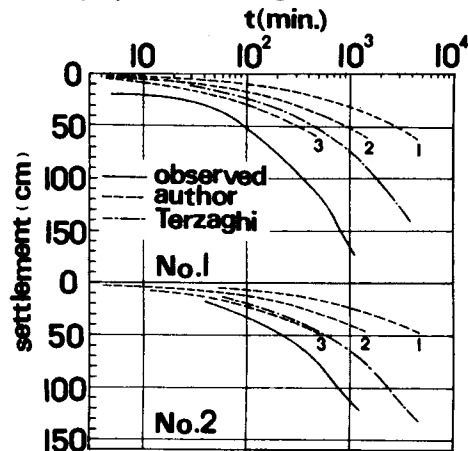


図-2.5.16 沈下量～時間曲線の比較

2.6 まとめ

圧密圧力、圧力増分比を種々に変えた粘性土の長期にわたる側方拘束圧密試験結果を解析して、粘性土の一般的な一次元圧密変形モデルを示した。また、このモデルを用いて、種々の条件のもとで数値計算を行なうことにより、モデルの各係数値が粘性土の圧密沈下に及ぼす影響を調べた。この結果、次の事が明きらかにされた。

1. 側方拘束圧密試験結果より得られたひずみを $(1 + e_0) \epsilon \sim \log \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0}$ 図上にプロットすると $\Delta p_0 / p_0$ の小さいところでは非線形になるが、 $\Delta p_0 / p_0$ の大きいところでは圧縮指数 C_c の勾配を持つ直線上にのる。
2. 圧密後十分に時間が経過した後のひずみを $(1 + e_0) \epsilon \sim \log \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0}$ 図上にプロットすると圧縮指数 C_c の勾配を持つ一つの直線上にのる。

3. 本文で示された粘土の構造骨格のレオロジーモデルを用いるとき、構造骨格のレオロジーパラメータ α' , β' を図式的に決定することができる。この方法により求めた α' , β' と p_0 , Δp_0 の関係は式(2.3.1)で示される。
4. 構造骨格の $e \sim \log p$ 関係を直線とし、圧密中透水係数 k を一定として計算した圧縮度 $\mu \sim \sqrt{T v_1}$ または $\mu \sim \log T v_1$ の理論曲線は圧力増分比 $\Delta p_0 / p_0$ により異なる。また、これより求めた $u_m / \Delta p_0 \sim \log T v_1$ 関係は $\Delta p_0 / p_0$ により異なり、これは他の研究者の実験結果と同じ傾向を示している。
5. 本文で示された変形モデルを用い、同じ係数値を用いて行なった圧密変形解析の解析結果は、広い範囲の p_0 , Δp_0 に対し実験値とよく一致する。

本章で示された土の構造骨格のレオロジーモデルによる圧密変形の解析結果より次の事が明きら became になった。

6. “top spring” の圧縮性を小さくすると、圧縮度 μ の進行は遅れ、 $u_m / \Delta p_0$, U の進行は促進される。
7. 同じ圧密圧力で圧密された粘性土では、圧力増分比が増加する程、圧縮度 μ の進行は促進され、 $u_m / \Delta p_0$, U の進行は初め遅れるが後に促進される。
8. レオロジーパラメータ α' , β が減少して構造骨格の粘性が増加すると圧縮度 μ の進行は遅れるが、 $u_m / \Delta p_0$, U の進行は促進される。
9. レオロジーパラメータ α' , β は普通の間げき比の粘土ではあまり大きく変化しないが、自然間げき比が非常に大きいとき、 α' は減少し、 β は増加する。

圧密諸係数が地盤の深さ方向に変化する不均質粘性土地盤の圧密沈下特性について次の事が明きら became になった。

10. 透水係数の変化は、圧密の進行速度に影響する。
11. 粘性土の圧縮性も圧密の進行速度に大きく影響し、圧縮性が大きい部分程圧密は遅れる。
12. 地盤内の初期間げき比の分布の変化は、圧密速度にも、間げき水圧の等時曲線にもほとんど影響を与えない。
13. 地盤の自重を考慮するとき、層厚が大きい程、圧縮ひずみは小さくなるが、圧密の進行にはあまり影響しない。
14. 現場の圧密沈下解析に関しては、さらに検討の必要がある。

第 3 章 等方正規圧密粘性土の変形特性

3.1 概 説

3.1.1 著者の観点と本章の概要

土の変形は、基本的にはそれらを構成している土粒子間の相互作用の集約された巨視的挙動である。多くの研究者により指摘されているように、ごく普通の応力範囲 ($p < 10 \text{ kg/cm}^2$) では、土粒子の相互作用の基本は摩擦であり、したがって、土の挙動のうち、特にせん断変形を取り扱う応力パラメーターとして応力比を用いるのが妥当であろう。また、体積変化に対しては、平均有効主応力 p を応力パラメーターとして用いるが、一般に土は p 一定の条件のもとにもせん断応力により体積変化を生ずる。これは、土の粒状性に起因するものであり、変形特性において重要な意味を持つ。

また、正規圧密領域での粘性土のせん断では、土は顕著な応力～ひずみ関係の非線形性を示し、また、弾性変形と塑性変形を生ずる。このような土の変形を取り扱うには弾塑性理論によるのが便利である。この際、塑性ひずみ増分ベクトルの方向は、そのときの応力状態とともに、応力増分ベクトルの方向および応力履歴にも依存することが著者および他の研究者により確かめられている。この点、従来の弾塑性理論では十分説明されているとは言えず、検討が必要と思われる。

さらに、粘性土の除荷時および再載荷時の変形挙動については、十分な試験結果が得られていない。これらの試験とその結果の解析が必要と思われる。

以上の観点のもとに、等方正規圧密粘性土の試験と解析を進めたが、内容を節を追って説明すれば次の通りである。

3.2 節は、等方圧密時の変形挙動について調べている。

3.3 節は、三軸圧縮下における平均有効主応力一定試験結果を示すと同時に、このときの応力～ひずみ関係を表わす実験式を示している。また、このときのひずみ増分と応力比の関係について検討している。

3.4 節では、三軸圧縮下の一般応力経路上での試験結果を示すと同時に、その解析を行なっている。解析では、試料の変形を間げき比変化と偏差ひずみ増分の弾性成分と塑性成分に分け、さらにこれを p 一定成分と η 一定成分に分けて、弾塑性理論によって行なった。また、このときの塑性ポテンシャル、硬化関数などを示すと同時に、塑性ひずみ増分の方向と応力増分の方向について検討した。

3.5 節では、三軸伸張下での変形特性として、平均有効主応力一定経路および一般応力経路上での試験結果を示している。また、三軸圧縮下での変形特性と対応させながらその解析を行なっている。

3.6節では、 p 一定下でせん断応力を減少させる場合と、 p を増加させながらせん断応力を減少させる場合の試験結果を示すとともに、その解析を行なっている。

3.7節では、この章のまとめを行なっている。

3.1.2 試料および解析に用いるパラメーターの説明

ここでは、第3, 4, 5章を通じて用いられる試料および解析に用いるパラメーターの説明を行なう。はじめに、これらの各章で用いた試料について述べる。試験に用いた試料は2種類であるが、ここでは、これらをF試料およびFB試料と呼ぶ。F試料は、2.3節で用いた試料No2であり、既に表-2.3.1にその物理的性質を示した。FB試料は、このF試料と市販ベントナイトを1:1の重量比で混合したものである。図-3.1.1に各試料の粒径加積曲線を示す。表-3.1.1には、表-2.3.1に示したのもも含めて、両試料の物理的性質を示している。表から分かるように、三角座標分類ではF試料はシルト質ロームであり、FB試料は粘土である。本論文では、FB資料は3.2節でその試験結果を示すのみであり、主としてF試料を用いて試験を行なっている。

F試料は、試料の購入時期などによりその力学特性が異なっているため、これをさらに3種類に分け、F-1, F-2, F-3と呼ぶことにする。各試料の力学特性の相違は表-3.1.2に示した通りである。表中、 C_c は圧縮指数であり、 M_C 、 M_E はそれぞれ三軸圧縮お

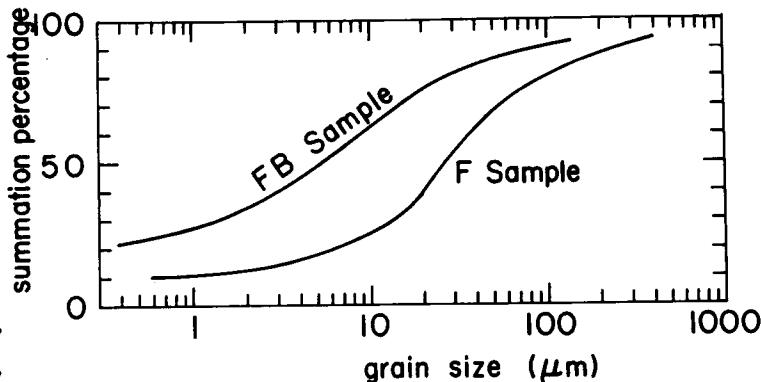


図-3.1.1 粒径加積曲線

表-3.1.1 試料の物理的性質

試料	LL %	PL %	PI %	G_s %	粘土分 ($d \leq 5 \mu$) %	シルト分 ($5 \mu < d \leq 50 \mu$) %	砂分 ($d > 50 \mu$) %	三角座標分類
F	44	26	18	2.648	18	50	32	シルト質ローム
FB	73	30	43	2.675	49	37	14	粘土

よび伸張下での破壊時の応力比 η ($=q/p$, 後述) である。F-2 試料の M_E ($=1.23$) は、実際にはこの試料について三軸伸張試験を行なっていないが、後の解析に必要なので、F-3 試料の M_C と M_E の割合と同じ割合としてこの試料の M_C ($=1.65$) より求めたものである。

F試料, FB試料とも高含水状態で十分練り返し後, 再圧密したものを試験に用いている。試料の作成方法については, 2.3.1で述べた試料No.2と同じである。再圧密時の最大圧密圧力は0.5 kg/cm²である。

つぎに, 以後の解析に用いる応力, ひずみの各パラメーターについて説明を行なう。

σ_1', σ_3' : 最大および最小有効主応力

σ_a', σ_r' : 軸方向および半径方向の有効主応力

p : 平均有効主応力 ($=(\sigma_a' + 2\sigma_r')/3$)

q : 軸差応力 ($=\sigma_1' - \sigma_3'$)

q_a : $\sigma_a' - \sigma_r'$

η : 応力比 ($=q/p$)

η_a : q_a/p

M : 破壊時(ピーク時)の η

M_C, M_E : 三軸圧縮下および伸張下での M

ϵ_1, ϵ_3 : 最大および最小主ひずみ

$\epsilon_{axis}, \epsilon_{rad}$: 軸方向および半径方向の主ひずみ

v : 体積ひずみ ($=\epsilon_{axis} + 2\epsilon_{rad}$)

ϵ_a, ϵ_r : 軸方向および半径方向の偏差ひずみ ($\epsilon_a = \epsilon_{axis} - \frac{1}{3}v, \epsilon_r = \epsilon_{rad} - \frac{1}{3}v$)

ϵ : 最大主ひずみ方向の偏差ひずみ ($=\epsilon_1 - \frac{1}{3}v$)

ここで, 第4章で扱うように, 応力経路が静水圧軸を横切る場合には, 最大および最小主応力方向は変化する。しかし, 本論文では σ_1', σ_3' の方向は供試体の破壊付近での最大および最小有効主応力方向と常に一致するように取っている。すなわち, 次のようになる。

三軸圧縮下で破壊する場合,

$$\sigma_1' = \sigma_a', \quad \sigma_3' = \sigma_r'$$

三軸伸張下で破壊する場合,

$$\sigma_1' = \sigma_r', \quad \sigma_3' = \sigma_a'$$

本論文では, 正規圧密粘性土と過圧密粘性土の挙動を取り扱っているが, ここで言う正規圧密粘性土あるいは正規圧密領域とは, その試料が過去に受けた最大の平均有効主応力に等しいか, それより大きい平均有効主応力を持つ粘性土または有効応力領域と言うように定義している。過圧密粘性土または過圧密領域は, その試料が過去に受けた最大の平均有効主応力よりも小さい平均有効主応力を持つ試料またはその有効応力の領域と定義される。いずれの場合も平均有効主応力 p を基準にしていることに注意を要する。

つぎに, 試験番号のつけ方について述べる。試験番号は, 初める文字のアルファベット文字の後, アラビア数字の番号をつける。初める3文字のアルファベットは表-3.1.3に示した領域, 応力履歴, 応力経路の順に示している。例えば, NAG3は, 正規圧密領域での異方圧密試料についての平均有効主応力と応力比が同時に変化する一般応力経路に沿う試験の3番目のものを示している。

表-3.1.2 F試料の種類

試料	C_c	M_C	M_E
F-1	0.350	1.50	
F-2	0.244	1.65	*1.23
F-3	0.244	1.50	1.12

(*は仮定した値)

なお、表中の一般応力経路とは、平均有効主応力と応力比が同時に変化する応力経路を表わしている。

表-3.1.3 試験番号の説明

領域	正 規 圧 密 過 圧 密	N O
応力履歴	等 方 異 方	I A
応力経路	平均有効主応力一定 応 力 比 一 定 一 般 応 力 経 路	P R G

3.2 等方圧密時の変形特性

ここでは、等方応力状態で圧密圧力、圧力増分比を種々に変えて行なった長期間の等方圧密試験結果について述べる。試料として、F試料とFB試料を用いた。試験は三軸セルを用いて円柱供試体（直径3.5cm、高さ7.9cm）で行なっており、三軸セル内の水圧により等方圧密圧力をかけている。試験中、供試体の周囲に巻いた短冊状の口紙により側方に排水された間げき水の体積をビューレット（精度1/100cm³）で測定し、供試体の体積変化を求めた。また、載荷用ピストンを通じてダイヤルゲージ（精度1/100mm）により供試体上端面の軸方向変位を測定した。供試体の上下両端面はシリコングリスを塗った薄いゴム膜のついたアクリル製の円板に接しており、供試体の端面拘束の軽減を図っている。

表-3.2.1(a)、(b)にそれぞれF試料、FB試料について行なった各試験の供試体設置直前および試験終了時の含水比 w_0 および w_f 、増分圧力載荷前後の圧密圧力 p_0 および $p_0 + \Delta p_0$ とそれ

表-3.2.1 等方圧密試験の概要

(a) F試料

試料	試験番号	w_0	w_f	p_0	載荷期間	$p_0 + \Delta p_0$	載荷期間	図中の番号
		%	%	kg/cm ²	日	kg/cm ²	日	
F	NIR 1	45.48	41.44	0.50	19.0	0.75	21.0	1
	NIR 2	44.59	40.09	0.50	17.0	1.00	17.0	2
	NIR 3	46.57	38.66	0.86	2.2	1.77	21.8	3
	NIR 4	47.89	35.27	0.85	2.1	2.73	15.1	4
	NIR 5	46.84	35.07	0.85	2.0	3.65	16.0	5
	NIR 6	44.95	—	1.00	18.0	1.25	14.0	6
	NIR 7	45.09	—	1.00	20.0	1.50	26.0	7
	NIR 8	44.86	37.30	1.00	18.0	2.00	21.0	8
	NIR 9	44.66	36.96	2.00	20.0	2.50	25.0	9
	NIR10	45.03	35.68	2.00	17.0	3.00	35.0	10
	NIR11	44.86	—	2.00	16.0	3.00	20.0	11
	NIR12	44.55	33.84	2.00	16.0	4.00	16.0	12
	NIR13	46.95	34.29	3.00	15.1	4.00	37.3	13

(b) F B 試料

試料	試験番号	w_0	w_f	p_0	載荷期間	$p_0 + \Delta p_0$	載荷期間	図中の番号
		%	%	kg/cm^2	日	kg/cm^2	日	
FB	NIR14	65.68	45.16	0.70	3.0	1.40	14.9	14
	NIR15	66.96	47.88	0.70	3.0	2.10	14.9	15
	NIR16	68.26	43.85	1.40	2.0	2.10	24.2	16
	NIR17	65.71	40.96	1.40	2.0	2.80	15.7	17
	NIR18	67.11	36.01	2.80	2.0	5.60	22.7	18
	NIR19	136.92	58.57	0.70	2.0	2.80	19.0	19
	NIR20	134.55	54.10	0.70	2.0	4.20	16.0	20
	NIR21	133.17	70.44	1.40	2.0	2.10	18.0	21
	NIR22	135.18	63.39	1.40	2.0	2.80	18.0	22
	NIR23	128.98	51.95	1.40	4.0	4.20	40.0	23

らの載荷期間を示している。表-3.2.1(b)に示したFB試料は、初期含水比が66~68% (NIR14~NIR18)と129~137% (NIR19~NIR23)の2つのグループに分かれているが、これは試料作成時のスラリーを練り返すときの含水比が大きく異なっていたことによるものである。等方圧密時の載荷方法は、F試料では、圧密圧力を0.5, 1.0, 2.0... kg/cm^2 と表-3.2.1(a)中の p_0 を載荷する前までは各載荷段階を約2日間ずつ圧密した後、表-3.2.1(a)で示すように等方圧 p_0 で15~20日間(NIR3~NIR5では約2日間)圧密する。この後所定の圧力増分 Δp_0 を加えて14~37日間等方圧密を行なう。また、FB試料では等方圧 p_0 までは0.7, 1.4 kg/cm^2 と各段階約2日間ずつ圧密した後、 $p_0 + \Delta p_0$ で15~40日間等方圧密を行なっている。

図-3.2.1(a)~(b)に、F試料の各試験の体積ひずみ v と載荷期間 t を片対数紙上に示す。これらの図より、体積ひずみ v は、

I) 圧力増分比 $\Delta p_0 / p_0$ が同じであれば、過剰間げき水圧消散後 p_0 には余り関係なく大体同じ値になる。

II) $\Delta p_0 / p_0$ が増加するに従いがい、過剰間げき水圧消散後の v は増加するとともに、その圧密曲線は明確な逆S字型になる。

III) 過剰間げき水圧消散後においては、 $v \sim \log t$ 曲線は直線とみなせる。

などの傾向が見られる。

図-3.2.2(a), (b)はそれぞれFB試料の初期含水比が66~68%と129~137%の各試験の $v \sim \log t$ プロットである。いずれの場合もF試料の場合と同様の傾向を示している。

図-3.2.3(a), (b)は、両試料について供試体の軸方向ひずみ ϵ_1 と体積ひずみ v の関係を示した。なお、ここに示した ϵ_1 , v の値はそれぞれ ϵ_1 , $v \sim \log t$ 曲線の二次圧縮部分を直線的

に 10^5 分まで延長して求めている。各プロットは圧力比 $(p_0 + \Delta p_0) / p_0$ により区別しており、また、各プロットの横の数字は圧密圧力 $(p_0 + \Delta p_0)$ を示している。図中の破線は $\epsilon_1 = v/3$ の直線であり、試料が等方的に変形すれば、この線上にプロットされる。同図(a)は、F 試料についての結果である。図より各プロットは圧力比 $(p_0 + \Delta p_0) / p_0$ にあまり関係なく、最終圧密圧力 $(p_0 + \Delta p_0)$ が大きい程破線上またはこの近くにあり、小さい $(p_0 + \Delta p_0)$ の試験では破線よりかなり下にある。すなわち、軸方向の圧縮性が半径方向に比べてかなり小さいことを示している。これは低圧力下では、供試体作成時の一次元圧密による異方性の影響が残っているが、等方的な圧密圧力の増加とともに少なくとも巨視的な変形挙動の観点からはこれらの影響は消えることを示している。(a)図より、F 試料では $(p_0 + \Delta p_0)$ が $2\text{kg}/\text{cm}^2$

以上であれば、十分等方的に挙動するとみなせる。(b)図は、同様の関係を F B 試料について示している。この試料では、 $w_0 = 66 \sim 68\%$ のものについてはほとんど等方変形状態を示す破線上またはこの近くにあり、 $w_0 = 129 \sim 137\%$ のものではこの破線より上にプロットされている。すなわち、前者では三軸セル内での等方圧密過程で試料作成時の一次元圧密時の履歴の影響は消滅したと考えることができる。後者では、軸方向ひずみが横方向ひずみよりも大きくなっており、また図から分かるようにひずみの値が非常に大きい。この試料についての ϵ_1 と v の傾向は、この試料の含水比が非常に高いため試験中のわずかの軸方向の偏差応力（供試体上端面のキャップの重量または載荷ピストンを供試体上端面の圧縮変位に追従させるためにかけるピストンの均衡荷重よりもわずかに多い軸荷重など）により生じたものと思われる。したがって、供試体自身は、ここに示した圧密圧力により等方状態になっていると推測される。

図-3.2.4 は、F 試料の代表的な4個の等方圧密試験について圧密中の $\epsilon_1 \sim v$ の経路を示している。図より、 $(p_0 + \Delta p_0)$ の小さい試料の $\epsilon_1 \sim v$ 曲線は、圧密の進行とともにその勾配が $1/3$ より小さい値から次第に増加して $1/3$ に近づいているが、 $(p_0 + \Delta p_0)$ の大きい試験で

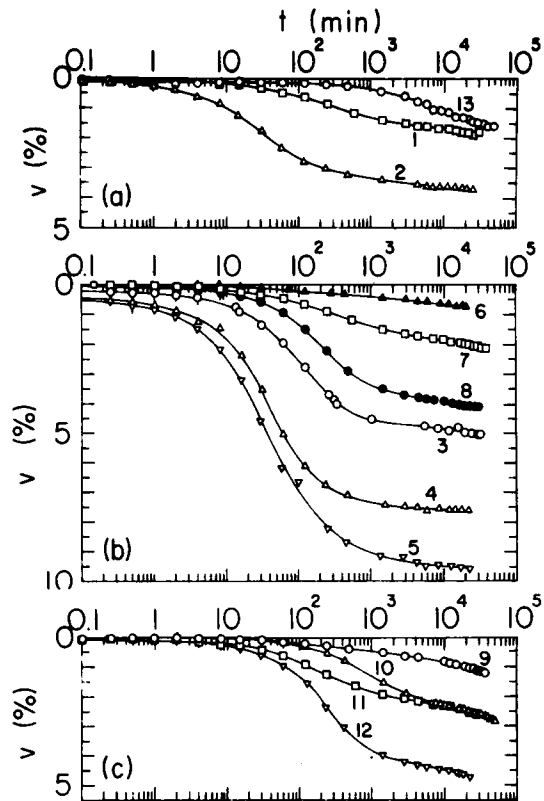


図-3.2.1 $v \sim \log t$ 関係 (F 試料)

は $\epsilon_1 \sim v$ 曲線は初めからはほとんど直線的に伸びている。村山ら(1968)は一次元圧密したカオリン粘土のV試料(供試体の長軸方向が試料作成時の鉛直方向に平行に切り出した試料)では等方圧密中 $\delta \epsilon_{axis} < \delta v/3$ であり、これと直角方向に切り出したH試料では $\delta \epsilon_{axis} > \delta v/3$ となることを示した。ここに、 $\delta \epsilon_{axis}$ 、 δv は等方圧密中の軸ひずみと体積ひずみの増分である。Mitchell(1972)は、一次的に圧密して作られた軽く過圧密したカオリンのV試料とH試料を等方的に圧密、膨潤、再圧密したデータを示している。この中で最初の等方圧密では $\delta \epsilon_{axis} \sim \delta \epsilon_{rad}$ 曲線は直線的に伸びているが、 $\delta \epsilon_{axis} > \delta \epsilon_{rad}$ となっており、H試料ではこの逆になっている。ここに、 $\delta \epsilon_{axis}$ 、 $\delta \epsilon_{rad}$ はそれぞれ供試体の軸方向と半径方向の圧密中のひずみ増分である。また、Wongら(1975)によるカナダの鋭敏なセメンテーション結合を持った粘土の等方圧密中のひずみ経路は、図-3.2.4と類似の傾向を示している。また、乱さないメキシコ市粘土は等方圧密中、圧密圧力の増加とともに $\delta \epsilon_{axis} < \delta \epsilon_{rad}$ の状態から、 $\delta \epsilon_{axis} > \delta \epsilon_{rad}$ の状態に変化している(Leonら,1977)。このように、等方圧密中のひずみ経路は、粘土の微視的構造、応力履歴と現在の応力状態、堆積環境などにより変化すると言える。

図-3.2.5(a),(b)に、それぞれF試料、FB試料の载荷期間が 10^5 分での $(1 + \epsilon_0)v$ と $\log \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0}$ の関係

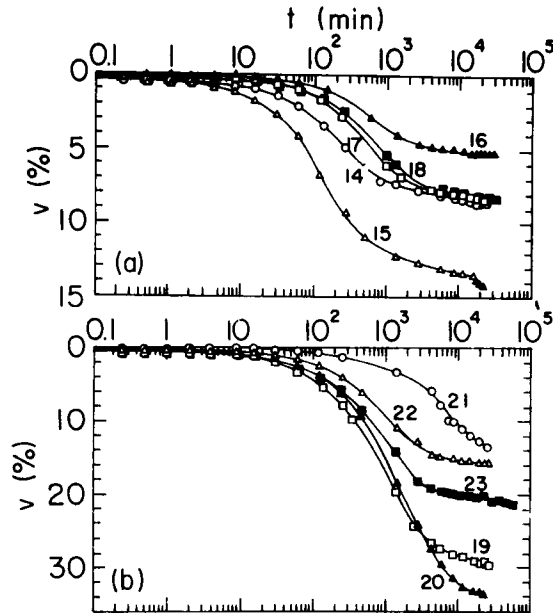


図-3.2.2 $v \sim \log t$ 関係 (FB試料)

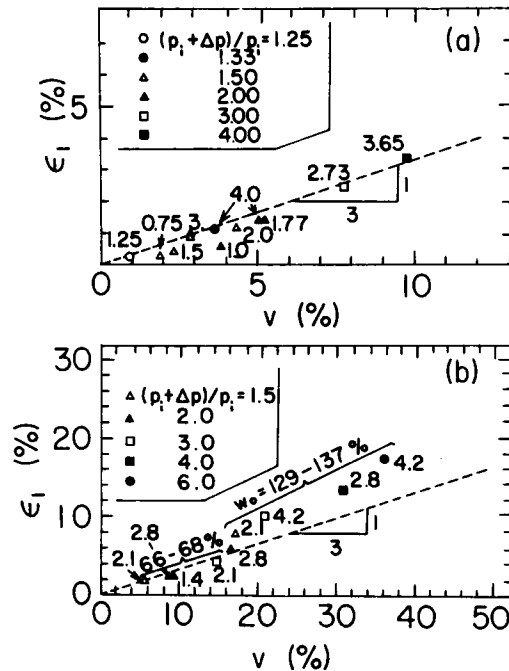


図-3.2.3 $\epsilon_1 \sim v$ 関係
(a) F試料 (b) FB試料

をプロットしている。図中には同じ試料について標準圧密試験より求めた圧縮指数 C_c の勾配を持ち、原点を通る直線を示している。(a)図において各プロットは圧力増分比 $\Delta p_0 / p_0$ に関係なく上述の直線よりわずかに下側でこの直線に平行にプロットされている。2. 3. 2 で示したように各プロットは二次圧縮の進行とともに上方に移動する。これらの関係は次のように表わされる。

$$(-\delta e) = (1 + e_0) v = \Delta e_t + C_c$$

$$\times \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \dots\dots\dots (3.2.1)$$

ここに、 Δe_t は図中の各プロットを表わす直線の縦軸切片であり、載荷時間とともに増加する。図(a)より、次の事が言える。すなわち、

I) 圧縮指数 C_c は三軸等方圧密と側方抱束の一次元圧密で同じである。

II) 十分時間が経過した後の同じ載荷期間での間げき比は圧密圧力、圧力増分比に関係なく同じ C_c の勾配をもつ $e \sim \log p$ 直線上に至る。

(a)図より式(3.2.1)の Δe_t は負となっている。ここに示した各試験の圧力増分 Δp_0 の載荷前後の載荷期間は、図-2.2.1のモデルにおいてはそれぞれ $t_1 = 2 \times 10^4$ 分、 $t_2 = 10^5$ 分であり、 $t_1 < t_2$ であるから、 $\Delta e_t > 0$ でなければならない。すなわち、ここに示した試験結果とは矛盾している。このようなモデルと試験結果の相違に関しては、一次元圧密に関して松尾ら(1974)が示したように、さらに詳細な検討が必要と思われる。図-3.2.5(b)には、初期含水比の異なる2種類のFB試料の試験結果を示している。各プロットは原点を通る直線上にのっているとみなすことができる。しかし、その勾配は初期含水比により大きく異なっている。

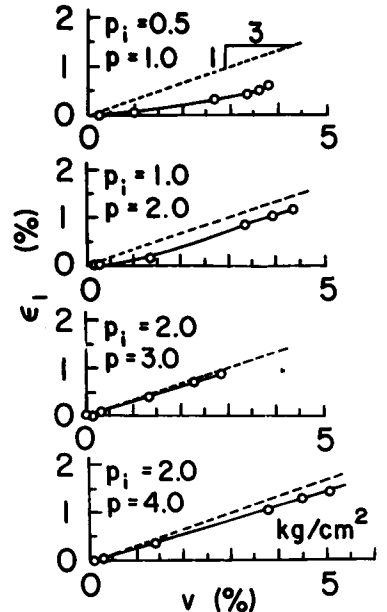


図-3.2.4 $\epsilon_1 \sim v$ 関係 (F試料)

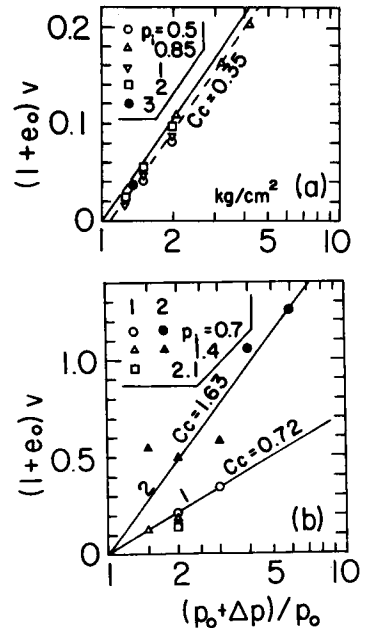


図-3.2.5 等方圧密時の $(1+e_0)v \sim \log \left\{ \frac{p_0 + \Delta p_0}{p_0} \right\}$ 関係
(a) F試料
(b) FB試料

3.3 三軸圧縮下の平均主応力一定経路上での変形特性

3.3.1 解析方法

ここでは、図-3.3.1 に示したように、飽和粘性土供試体のある平均有効主応力 p まで等方圧密した後、 p 一定のもとに三軸圧縮下でせん断するときの応力～ひずみ関係に関する簡単な実験式を与える。いま、等方応力状態から応力比 η までせん断したときの間げき比の減少量を $(-\delta e)$ 、偏差ひずみを ϵ として、これらを次のように表わす。

$$\eta = M \{ 1 - \exp(-A\epsilon) \} \dots\dots\dots (3.3.1)$$

$$(-\delta e) = \Delta e_f \{ 1 - \exp(-C\epsilon) \} \dots\dots\dots (3.3.2)$$

ここに、 M は応力比 η の破壊時の値、 Δe_f はせん断開始時（等方状態）から破壊時までせん断したときの間げき比の減少量である。また、 A 、 C は $\eta \sim \epsilon$ 曲線、 $(-\delta e) \sim \epsilon$ 曲線の形状を決める定数である。せん断開始時からの体積ひずみ v と間げき比の減少量 $(-\delta e)$ の間には次の関係がある。

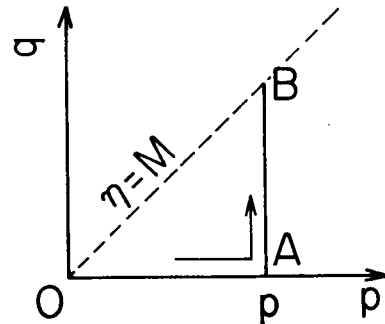


図-3.3.1 p 一定応力経路

$$v = \ln \frac{1 + e_i}{1 + e_i - (-\delta e)} \dots\dots\dots (3.3.3)$$

ここに、 e_i はせん断開始時の供試体の間げき比である。式(3.3.1)を書き直すと、

$$\epsilon = -\frac{1}{A} \ln \left(1 - \frac{\eta}{M} \right) \dots\dots\dots (3.3.4)$$

また、式(3.3.1)、(3.3.2)より ϵ を消去すると、

$$(-\delta e) = \Delta e_f \left\{ 1 - \left(1 - \frac{\eta}{M} \right)^m \right\} \dots\dots\dots (3.3.5)$$

ここに、

$$m = \frac{C}{A} \dots\dots\dots (3.3.6)$$

とする。 $m = 1$ ($A = C$) のとき

$$(-\delta e) = \frac{\Delta e_f}{M} \eta \dots\dots\dots (3.3.7)$$

となり、柴田(1963)の式と同様になる。また、式(3.3.4)、(3.3.5)を微分形で書くと次のようになる。

$$d\epsilon = \frac{1}{A} \frac{d\eta}{M - \eta} \dots\dots\dots (3.3.8)$$

$$(-d e) = m \cdot \frac{\Delta e_f}{M} \left(1 - \frac{\eta}{M} \right)^{(m-1)} d\eta \dots\dots\dots (3.3.9)$$

$m = 1$ のとき、式 (3.3.9) は、

$$(-de) = \frac{def}{M} d\eta \quad \dots\dots\dots (3.3.10)$$

これらの式を Roscoe ら (1963b) の式と比べると、

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{A} &= \frac{\lambda - \kappa}{(1+e)M} \\ def &= \lambda - \kappa \\ m &= 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.3.11)$$

他方、Roscoe ら (1968) の式と比べると、

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{A} &= \frac{(\lambda - \kappa) 4\eta^2}{(1+e)(M+\eta)(M^2 + \eta^2)} \\ def &= (\lambda - \kappa) \log(2) \quad (= 0.69(\lambda - \kappa)) \\ m &= 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.3.12)$$

となる。ここに、 $\lambda = 0.434 C_c$ 、 $\kappa = 0.434 C_s$ であり、 C_c 、 C_s はそれぞれ粘性土の圧縮指数、膨潤指数である。

3.3.2 試験結果

試験は、所定の平均有効主応力 p まで等方的に圧密した後、ペーパードレーンによる側方排水条件のもとに、 p を一定として所定のせん断応力を一定期間毎に加えていく応力制御の方法で行なった。

表-3.3.1 に行なった試験の条件を示している。F-1 試料 (表-3.1.2) に関する試験は、 $p = 0.5 \rightarrow 1.0 \rightarrow 2.0 \rightarrow 4.0 \text{ kg/cm}^2$ の順に約 2 日間ずつ所定の平均有効応力まで等方圧密するが、最後の段階では約 2 週間等方圧密している。その後、表-3.3.1 に示したせん断応力増分比 dq/p を加えながら各段階 2~3 週間載荷している。せん断時の平均主応力は 1, 2, 4 kg/cm^2 の 3 種類であるが、同じ平均主応力でもせん断応力増分比 dq/p を変えて行なっている。F-2 試料 (表-3.1.2) に関する試験は、載荷方法は F-1 試料と同じであるが、載荷期間が各段階 1 日となっている。また、せん断応力増分比は、 $dq/p = 0.125$ と小さい値を用いている。

図-3.3.2~3.3.4 に、F-1 試料の $p = 1, 2, 4 \text{ kg/cm}^2$ でせん断したときの試験結果をプロットで示している。図中の実線は後に述べる解析結果である。各図(a)には、 $\eta, v \sim \epsilon$ 関係を、各図(b)には $(-de) \sim \eta$ 関係を示している。これらの図に示した試験結果から次の事が分かる。

- 1) $\eta \sim \epsilon$ 関係においては、 dq/p が大きい程、同じ応力比 η に対して若干大きい ϵ を示す傾向がある。しかし、 $0 < \eta < 1$ ではこの影響は無視できる。
- 2) Duncan ら (1970) が σ_3 一定試験で指摘したと同様に、 $\eta \sim \epsilon$ 曲線の初期接線勾配は p が大きくなる程、小さくなる。

表-3.3.1 平均主応力一定試験の概要

試料	試験番号	w_0	w_f	p	$\Delta q/p$	各段階の 載荷時間	載荷 ステップ数
F-1 (長期間 載荷)	NIP 1	45.53	39.50	1.0	0.25	16~19	7
	NIP 2	45.71	39.40	1.0	0.50	16~18	4
	NIP 3	45.92	36.31	2.0	0.25	14~21	6
	NIP 4	47.55	36.15	2.0	0.25	16~20	6
	NIP 5	46.07	34.23	2.0	0.25	14	1
	NIP 6	47.39	36.41	2.0	0.50	18~21	3
	NIP 7	46.75	37.33	2.0	0.75	17	2
	NIP 8	47.40	32.02	4.0	0.25	17~29	5
	NIP 9	46.90	32.18	4.0	0.25	16~18	6
	NIP10	47.04	32.06	4.0	0.50	16	2
	NIP11	45.43	33.29	4.0	0.75	17	1
F-2 (短期間 載荷)	NIP12	42.67	36.63	1.0	0.125	1	14
	NIP13	42.59	34.12	2.0	0.125	1	14
	NIP14	42.67	30.42	4.0	0.125	1	12

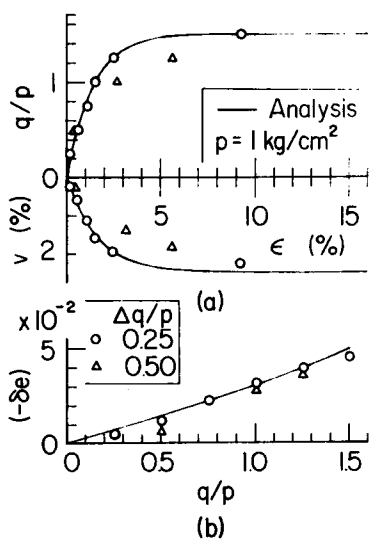


図-3.3.2 応力～ひずみ関係
(F-1 試料)

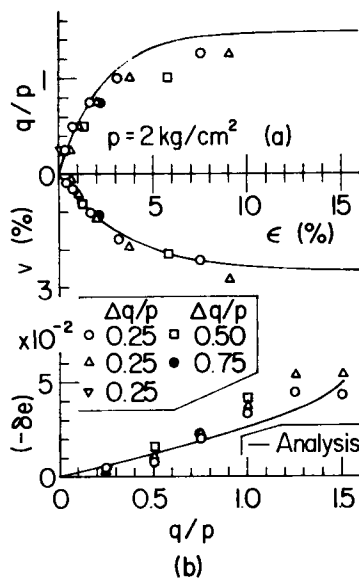


図-3.3.3 応力～ひずみ関係
(F-1 試料)

3) $v \sim \epsilon$ 関係および $(-\delta e) \sim \eta$ 関係では, dq/p の影響は小さい。

4) $v \sim \epsilon$ 曲線の初期接線勾配も, p の増加とともに減少する。

5) $(-\delta e) \sim \eta$ 曲線は η の小さい範囲では下に凸になり, η の大きいところでは上に凸になっている。破壊付近では圧縮から膨潤に転じる傾向がある。

6) $d\epsilon_f$ は p に関係なく一定とみなすことができる。

つぎに, これらの試験結果の解析について述べる。ここでは, $\eta \sim \epsilon$ 関係, $(-\delta e) \sim \epsilon$ 関係がそれぞれ式 (3.3.1) および式 (3.3.2) で表わされるとして議論を進める。このとき, これらの式より次式を得る。

$$\log_{10} \left(1 - \frac{\eta}{M}\right) = -0.434 A \epsilon \dots\dots (3.3.13)$$

$$\log_{10} \left\{1 - \frac{(-\delta e)}{d\epsilon_f}\right\} = -0.434 C \epsilon \dots\dots (3.3.14)$$

したがって, 実験結果の $(1 - \eta/M)$, $\{1 - (-\delta e)/d\epsilon_f\}$ を ϵ に対して片対数紙上にプロットすることにより, その勾配から係数 A , C を決定することができる。図-3.3.5 (a), (b) は, それぞれ各試験より求めたこれらの関係を示している。図中のプロットの凡例は図-3.3.2 ~ 3.3.4 に示したものと同一である。また, これらのプロットの計算に用いた, M , $d\epsilon_f$ は図-3.3.2 ~ 3.3.4 の応力~ひずみ関係の視察により $M=1.50$, $d\epsilon_f=0.050$ とした。 $\epsilon \leq 3.6\%$ の範囲で示した各プロット

はせん断応力増分比に関係なく (0, 1) を通る直線上にあるとみなせる。また, この直線の勾配は, 図(a), (b)ともに, p の増加とともに小さくなっており, η , $(-\delta e) \sim \epsilon$ 曲線の初期接線勾配が p とともに小さくなっていることを示している。

図-3.3.2 ~ 3.3.4 中の実際は, このようにして求めた各平均有効主応力 p での A , C

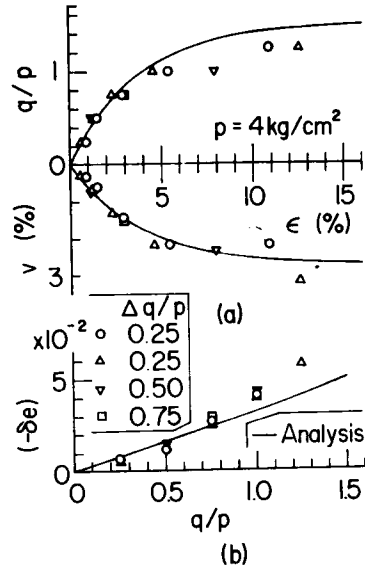


図-3.3.4 応力~ひずみ関係 (F-1 試料)

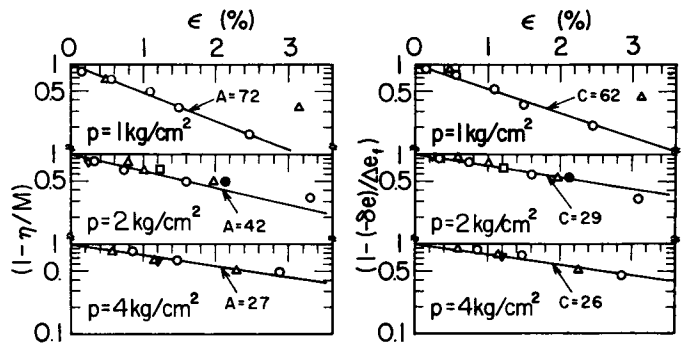


図-3.3.5 係数 A , C の決定 ($M=1.50$, $d\epsilon_f=0.050$)

の各値を用い、式(3.3.1)～(3.3.5)により計算した応力～ひずみ関係を示している。図より、これらの実験式を用いると $\eta \sim \epsilon$ 関係では $\eta \leq 1$ では計算曲線は実験結果と非常によく合っている。一方、 $\eta > 1$ では計算値が少し大き目の η を与えるようである。また $v \sim \epsilon$ 関係では計算曲線は最後まで実験結果によく合っている。また、 $(-\delta e) \sim \eta$ 関係では、 $\eta \leq 1$ では両者はよく合っているが、 $\eta > 1$ では実験結果が少し大きい $(-\delta e)$ を与える傾向がある。

つぎに、F-2試料の試験の結果を示す。表-3.3.1に各試験の概要を示している。試験は1日毎にせん断応力を増加しているため、F-1試料に比べ短期試験となっている。図-3.3.6に、プロットで試験結果を示す。図中の実線は、後に述べる計算曲線である。試験結果は、F-1試料の場合と同様の傾向を示している。図-3.3.7(a),(b)に、 $\log_{10}(1-\eta/M)$ 、 $\log_{10}\{1-(-\delta e)/\Delta e_f\} \sim \epsilon$ プロットを示す。ここで、図-3.3.6より $M=1.65$ とし、 Δe_f は同図(b)より $(-\delta e)$ の最大値を用いている。この図より求めた各平均有効主応力での係数 A 、 C の値を用いた応力～ひずみ関係の計算曲線は、図-3.3.6中に実線で示した通りである。F-1試料と同様の傾向が見られる。

図-3.3.8は、ここで行なったF-1、F-2、F-3の各試料の p 一定試験より得られた係数 A 、 C 、 $m(=C/A)$ の値を平均有効主応力 p に対してプロットしている。 A 、 C はともに p の増加とともに減少するが、その減少幅は p が大きくなるに従い小さくなるようである。他方、これらの係数の比 m は p の変化に対してはほとんど変化なく一定の傾向を示しており、 $m=1$ とみなしても実際上問題ないと思われる。

つぎに、 p 一定せん断時の応力比～ひずみ増分比の関係をみる。式(3.3.8)、(3.3.9)

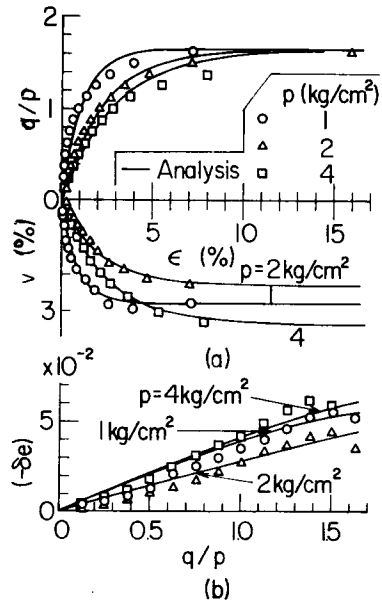


図-3.3.6 応力～ひずみ関係 (F-2試料)

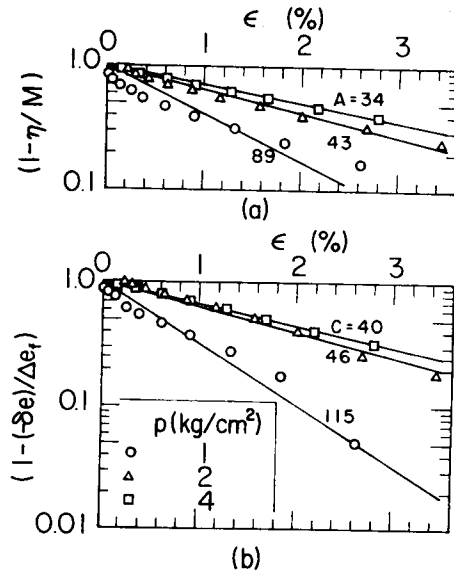


図-3.3.7 係数 A 、 C の決定

より,

$$\frac{dv}{d\epsilon} = C \cdot \frac{d\epsilon f}{1+\epsilon} \left(1 - \frac{\eta}{M}\right)^m \dots\dots\dots (3.3.15)$$

$m \simeq 1$ と考えると, $dv/d\epsilon \sim \eta$ 関係は $C \cdot \frac{d\epsilon f}{1+\epsilon}$ を切片とし,

勾配 $\left\{-\frac{C \cdot d\epsilon f}{M(1+\epsilon)}\right\}$ の直線となることが分かる。一方, この

ような応力比 \sim ひずみ増分比の関係は多くの研究者により示されている。

Rowe (1962, 1971) は次のような式を与えた。

$$\frac{\sigma_1'}{\sigma_3' (1 - dv/d\epsilon_1)} = \tan\left(45^\circ + \frac{\phi f}{2}\right) \dots\dots\dots (3.3.16)$$

Roscoe ら (1963b) の式は次のようである。

$$\frac{dv}{d\epsilon} = M - \eta \dots\dots\dots (3.3.17)$$

ここに, p 一定試験であるのでひずみ増分の弾性成分はゼロと考えている。

また, 後に Roscoe ら (1968) は次式を与えた。

$$\frac{dv}{d\epsilon} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \dots\dots\dots (3.3.18)$$

松岡 (1973) によれば次の通りである。

$$\frac{\tau}{\sigma_N} = \lambda' \left(-\frac{d\epsilon_N}{d\epsilon}\right) + \mu' \dots\dots\dots (3.3.19)$$

ここに, λ' , μ' は定数であり, $R = \sigma_1' / \sigma_3'$ とするとき, 三軸圧縮下では,

$$\frac{d\epsilon_3}{d\epsilon_1} = \frac{R - 2\mu' \sqrt{R} + (\lambda' - 1)}{2\{(1 - \lambda')R - 2\mu' \sqrt{R} - 1\}} \dots\dots\dots (3.3.20)$$

また, Frydman ら (1973) は次式を示した。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma}\right)_{oct} = \tan \phi_\mu - \frac{2}{3} \frac{dv}{dr_{oct}} \dots\dots\dots (3.3.21)$$

ここに ϕ_μ は材料の物理摩擦角である。これは次のように書き直せる。

$$\frac{dv}{d\epsilon} = \frac{3}{\sqrt{2}} \tan \phi_\mu - \eta \dots\dots\dots (3.3.22)$$

ここで, F-2 試料の $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ の試験に対応した各理論の $dv/d\epsilon \sim \eta$ 関係を示すと図-3.3.9 のようになる。各理論式の計算における定数は次のように決めた。式 (3.3.16) の Rowe の式では, $M = 1.65$ より $\phi_f = 40.3^\circ$ を得, これより計算した。Roscoe らの式 (3.3.17),

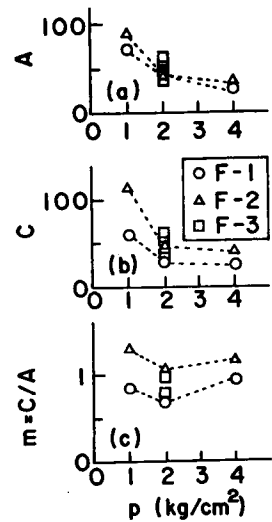


図-3.3.8 $A, C, m \sim p$ 関係

(3.3.18)では $M=1.65$ とした。式(3.3.20)の松岡の式では、F試料について松岡が求めた $\lambda'=1.20$ 、 $\mu'=0.30$ を用いた(松岡, 1973)。式(3.3.22)のFrydmanらの式では $\tan \phi_\mu$ はこの粘土に関して求まっていないが、松岡(1973)によれば $\mu' = \tan \phi_\mu$ の関係があるので、 $\tan \phi_\mu$ として松岡によるパラメーター μ' ($=0.30$)の値を用いた。図より、いずれの理論も η の増加とともに $dv/d\varepsilon$ は減少しており、実験結果の傾向と類似している。式(3.3.18)から分かるようにRoscoeら(1968)の理論では $\eta=0$ で $dv/d\varepsilon \rightarrow \infty$ となるので p 一定試験の $dv/d\varepsilon \sim \eta$ 関係には適さないことは明きらかである。この式は第4章で示すように応力比一定試験での $dv/d\varepsilon \sim \eta$ 関係に適する関係式である。また、式(3.3.22)のFrydmanらの式では、実験結果よりかなり小さい $dv/d\varepsilon$ の値を示しているが、これは式(3.3.22)において縦軸切片の計算に用いる ϕ_μ の値が小さいことによるものである。これらの理論を除く他の理論では、若干の差異はあるが、実験定数を適当に決めることにより試験結果を概ね説明できるようである。

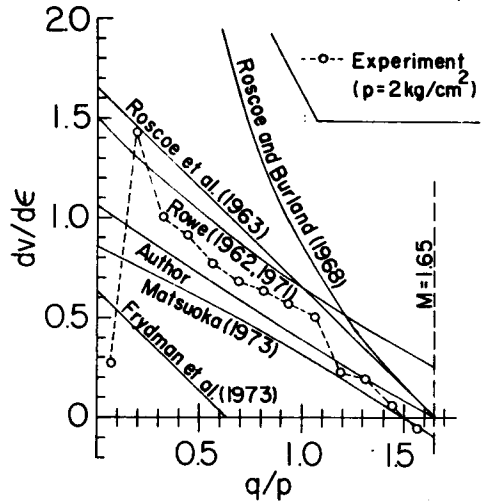


図-3.3.9 各理論の $dv/d\varepsilon \sim \eta$ 関係

3.4 三軸圧縮下の一般応力経路上での変形特性

3.4.1 解析方法

ここでは、図-3.4.1に示したように、粘性土供試体を平均有効主応力 p_i まで等方圧密した後、 p と η が同時に増加するような応力経路($dp > 0$, $d\eta > 0$)に沿ってせん断するときの変形特性について考える。 $dp \neq 0$, $d\eta \neq 0$ のような応力経路をここでは「一般応力経路」と称している。図-3.4.1の応力経路の微小な変化ABにより生じる間げき比の減少量($-de$)、偏差ひずみ増分 $d\varepsilon$ を次のように表わす。

$$(-de) = (-de)^e + (-de)^p \quad \dots\dots\dots (3.4.1)$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad \dots\dots\dots (3.4.2)$$

ここで、上添字の e および p はそれぞれ弾性成分、塑性成分であることを示している。いま、弾性成分について、次のように仮定する。

$$(-de)^e = (-de)_\eta^e = \kappa \frac{dp}{p} \quad \dots\dots\dots (3.4.3)$$

$$d\varepsilon^e = 0 \quad \dots\dots\dots (3.4.4)$$

また、式(3.4.1)、(3.4.2)の塑性成分を次のように分けて考える。

$$(-de)^P = (-de)_p^P + (-de)_\eta^P \quad \dots\dots\dots (3.4.5)$$

$$d\epsilon^P = d\epsilon_p^P + d\epsilon_\eta^P \quad \dots\dots\dots (3.4.6)$$

ここで、下添字 p , η を付したものをそれぞれ p 成分, η 成分と呼ぶことにする。これらの p 成分, η 成分は次のように決める。すなわち, p 成分は、

用いた一般応力経路付近での同じ試料の p 一定せん断試験より得られる間げき比および偏差ひずみ増分の塑性成分に等しいとする。つぎに η 成分は、一般応力経路上の応力変化 (dp , $d\eta$) による間げき比および偏差ひずみの変化から上に述べた p 成分を差し引いたものとして求める。

以上、述べたことにより $(-de)_p^P$ は式(3.3.9)のように表わされる。

$$(-de)_p^P = m \frac{de_f}{M} \left(1 - \frac{\eta}{M}\right)^{(m-1)} d\eta \quad \dots\dots\dots (3.3.9 \text{ bis})$$

ここに、係数 m , de_f , M は定数と考える。また、偏差ひずみ増分の p 成分は式(3.3.8)で表わされる。

$$d\epsilon_p = d\epsilon_p^P = \frac{1}{A} \frac{d\eta}{M - \eta} \quad \dots\dots\dots (3.3.8 \text{ bis})$$

このとき、塑性ひずみ増分比の p 成分は次のように表わされる。

$$\left(\frac{dv}{d\epsilon}\right)_p^P = \left(\frac{dv}{d\epsilon}\right)_p = \frac{C \cdot de_f}{1 + e} \left(1 - \frac{\eta}{M}\right)^m \quad \dots\dots\dots (3.3.15 \text{ bis})$$

つぎに、 η 成分について考える。はじめに、間げき比変化の塑性成分 $(-de)_\eta^P$ について考える。上に述べたように、 η 成分は一般応力経路上での間げき比変化より p 成分を差し引いて得られるものである。しかし、ここでは、多くの研究者により用いられているように、次のように表わす。

$$(-de)_\eta^P = (\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \quad \dots\dots\dots (3.4.7)$$

すなわち、一般応力経路上の2点の間げき比の変化は、初めに、応力比を一定として、 p のみを最終の応力状態の p まで増加したときの間げき比変化と、その応力状態から、 p を一定として応力比を増加させ最終応力状態に達したときの間げき比変化の単純な和と考え、応力経路履歴の影響は受けないとするものである。式(3.3.9)、(3.4.7)を式(3.4.5)に代入すると間げき比変化の塑性成分として次式を得る。

$$(-de)^P = m \frac{de_f}{M} \left(1 - \frac{\eta}{M}\right)^{(m-1)} d\eta + (\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \quad \dots\dots\dots (3.4.8)$$

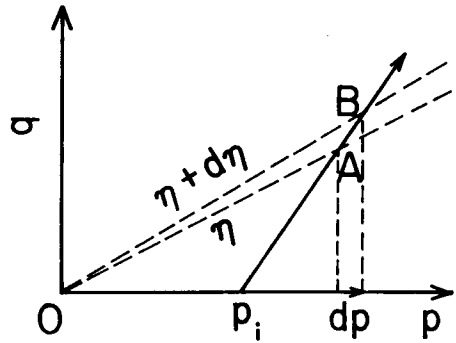


図-3.4.1 一般応力経路

つぎに、偏差ひずみ増分の η 成分について考えるが、はじめに、塑性ひずみ増分比の η 成分 $(dv/d\epsilon)_\eta^p$ について考える。 $(dv/d\epsilon)_\eta^p$ が応力の関数として求まれば式 (3.4.7) より $(dv)_\eta^p$ が求まるので $d\epsilon_\eta (=d\epsilon_\eta^p)$ を求めることができる。図-3.4.2には、等方圧密試料が、一般応力経路を経て応力状態 (p, η) に達した後の $dp=0, d\eta=0$ およびこの中間の $dp>0, d\eta>0$ の有効応力増分ベクトル方向とこれらの有効応力増分ベクトル方向に対応する塑性ひずみ増分ベクトルの方向を示している。ここで、いま、 $dp=0$ なる有効応力増分ベクトルに対する塑性ひずみ増分比は $(dv/d\epsilon)_p^p$ に、また、 $d\eta=0$ なる有効応力増分ベクトルに対する塑性ひずみ増分比は $(dv/d\epsilon)_\eta^p$ に等しいものとする。ここに、 $(dv/d\epsilon)_p^p$ は式 (3.3.15) で表わされるものである。また、 dv_η^p は塑性体積ひずみ増分の η 成分であり、式 (3.4.7) より求まる。図-3.4.2から分かるように、 $(dv/d\epsilon)_p^p$ と $(dv/d\epsilon)_\eta^p$ の間には一般に次の関係がある。

$$\left(\frac{dv}{d\epsilon}\right)_\eta^p \geq \left(\frac{dv}{d\epsilon}\right)_p^p \dots\dots\dots (3.4.9)$$

さらに、 $(dv/d\epsilon)_\eta^p$ は $\eta=0$ すなわち等方状態では $d\epsilon_\eta^p=0$ だから無限大となり、 $\eta=M$ では $d\epsilon_\eta^p \rightarrow \infty$ よりゼロとなると考えることができる。以上を考慮して、 $(dv/d\epsilon)_\eta^p$ を次のように表わす。

$$\begin{aligned} \left(\frac{dv}{d\epsilon}\right)_\eta^p &= \left(\frac{dv}{d\epsilon}\right)_p^p \cdot D \cdot \frac{M+\eta}{\eta} \\ &= \frac{C \cdot \Delta \epsilon_f}{1+e} \cdot D \left(1 - \frac{\eta}{M}\right)^m \frac{M+\eta}{\eta} \dots\dots\dots (3.4.10) \end{aligned}$$

ここに、 D は、 $(dv/d\epsilon)_p^p$ と $(dv/d\epsilon)_\eta^p$ の間の関係を決める一定の係数である。式 (3.4.9) より、

$$D \frac{M+\eta}{\eta} \geq 1 \dots\dots\dots (3.4.11)$$

が $0 \leq \eta \leq M$ なる任意の η に対し成立しなければならない。このためには、

$$D \geq 0.5 \dots\dots\dots (3.4.12)$$

が必要である。式 (3.4.10) は、 $m=1$ のとき、

$$\left(\frac{dv}{d\epsilon}\right)_\eta^p = \frac{C \cdot D \cdot \Delta \epsilon_f}{M(1+e)} \frac{M^2 - \eta^2}{\eta} \dots\dots\dots (3.4.13)$$

となり、Roscoeら (1968) による式 (3.3.18) と類似の関係式となる。式 (3.4.7) と式 (3.4.10) を用いると、

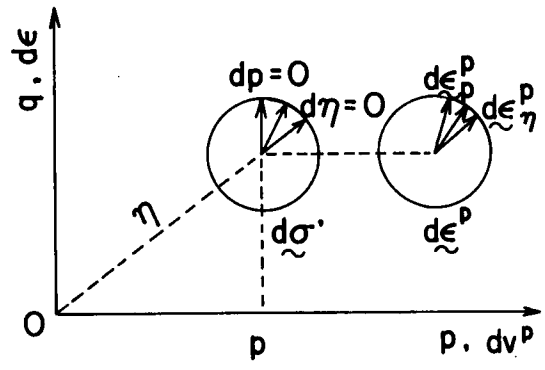


図-3.4.2 応力増分ベクトルの方向と塑性ひずみ増分ベクトルの方向の関係

$$d v \frac{p}{\eta} = \frac{(\lambda - \kappa)}{1 + e} \frac{d p}{p} \dots\dots\dots (3.4.14)$$

$$d \varepsilon \frac{p}{\eta} = d \varepsilon_{\eta} = \frac{1 + e}{C \cdot D \cdot \Delta e_f} \left(\frac{M}{M - \eta} \right)^m \frac{\eta}{M + \eta} d v \frac{p}{\eta}$$

$$= \frac{\lambda - \kappa}{C \cdot D \cdot \Delta e_f} \left(\frac{M}{M - \eta} \right)^m \frac{\eta}{M + \eta} \frac{d p}{p} \dots\dots\dots (3.4.15)$$

したがって、式(3.3.8)、(3.4.15)より、

$$d \varepsilon = d \varepsilon^p = \frac{1}{A} \frac{d \eta}{M - \eta} + \frac{\lambda - \kappa}{C \cdot D \cdot \Delta e_f} \left(\frac{M}{M - \eta} \right)^m \frac{\eta}{M + \eta} \frac{d p}{p} \dots\dots\dots (3.4.16)$$

を得る。

いま、式(3.4.8)、(3.4.16)より $d \varepsilon^p$ 、 $d \varepsilon$ を次のように表わす。

$$\left. \begin{aligned} d \varepsilon^p &= f_1(p) d p + f_2(\eta) d \eta \\ d \varepsilon &= g_1(\eta, p) d p + g_2(\eta) d \eta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.4.17)$$

このとき、 $\frac{\partial f_1}{\partial \eta} = \frac{\partial f_2}{\partial p} = 0$ であるから、間げき比 e は応力経路に無関係に決まる状態量となつて

いる。したがって、 $e \sim p \sim q$ 空間では式(3.4.8)は多くの研究者によって示されたように状態曲面を表わす(Roscoeら, 1963a, b, Schofieldら, 1968, Hataら, 1969)。

他方、 $\frac{\partial g_1}{\partial \eta} \neq \frac{\partial g_2}{\partial p}$ であるから偏差ひずみ ε は応力経路に依存しており、状態量とならない。

3.4.2 試験結果

つぎに試験結果について述べる。試験は表-3.4.1にその概要を示すように、F-2試料とF-3試料について行なっている。ここではこれらをそれぞれシリーズ1、シリーズ2と称す。表-3.4.1において、初期含水比 w_0 は、シリーズ1がシリーズ2よりわずかに小さい。試験NIP13、NIP15はいずれも p 一定せん断試験であり、前者はすでに表-3.3.1に示したものである。

はじめに、シリーズ1について述べる。図-3.4.3にシリーズ1の各試験の応力経路を示している。試験は $p = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ の順に、各段階2日間ずつ等方圧密を行なった後、図中の各応力経路上のプロットに従って1日毎に载荷している。図-3.4.4に、各試験の結果をプロットで示している。図中の実線は後に示す解析結果である。同図(a)の $\eta \sim \varepsilon$ 関係の試験結果についてみると、図-3.4.3に示した応力経路の勾配 $\frac{d q}{d p}$ が減少するに従いがい、同じ応力比 η に対する ε は大きい値を示している。また、(b)図の $v \sim \eta$ 関係においては、同じく応力経路の勾配 $\frac{d q}{d p}$ が減少するに従いがい、同じ応力比 η に対して大きい体積ひずみ v を示している。このように、応力比 η とともに p が増加するような応力経路上においては、 p 一定試験の変形挙動に比べ、 p が増加することによる影響が偏差ひずみ ε 、体積ひずみ v の両方に出ていることが分かる。これらの影響は、

表-3.4.1 各試験の概要

	試験番号	w_0 %	w_f %	$\frac{dq}{dp}$	図中の 番号
シリーズ1 (F-2 試料)	NIP13	42.59	34.12	∞	1
	NIG 1	43.29	32.25	4.50	2
	NIG 2	42.40	31.02	3.00	3
	NIG 3	43.47	30.12	2.00	4
	NIG 4	42.97	31.77	1.00	5
シリーズ2 (F-3 試料)	NIP15	43.42	36.16	∞	1
	NIG 5	44.87	32.51	3.00	2
	NIG 6	43.40	31.71	1.00	4
	NIG 7	44.43	31.44	0.75	3

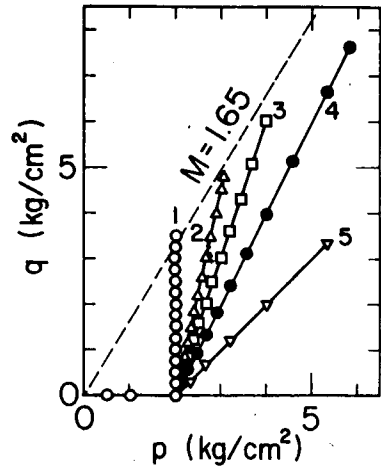


図-3.4.3 応力経路
(シリーズ1)

前に述べた式(3.4.8), (3.4.16)の第2項で表わされている。

図-3.4.5は、各試験のせん断開始時からの間げき比の減少量($-\delta e$)と平均有効主応力 p の経路を片対数紙上で示している。図中には処女圧縮曲線(V.C.L.)およびこれに平行な限界間げき比線(C.V.R.L.)を示している。試験1~4は図-3.4.3では応力経路が応力比のピーク線上またはこの近くに達しており、これに対応して図-3.4.5の状態経路は限界間げき比線上に達していることが分かる。

つぎに、図-3.4.6は、せん断開始時からの間げき比の減少量($-\delta e$)からこの応力比までの p 一定試験NIP13の間げき比の減少量($-\delta e$) $_p$ を差し引いた値を縦軸にとり、横軸にはこの間の平均有効主応力 p の増加による等方圧密時の間げき比の減少量($-\delta e$) $_\eta$ を示している。ここに、($-\delta e$) $_\eta$ は、

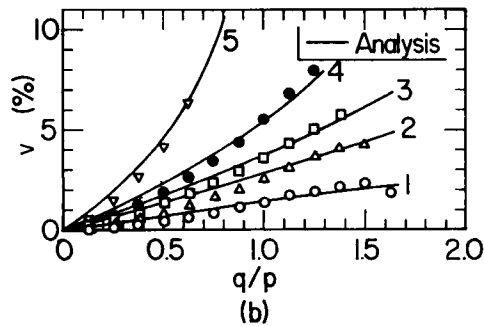
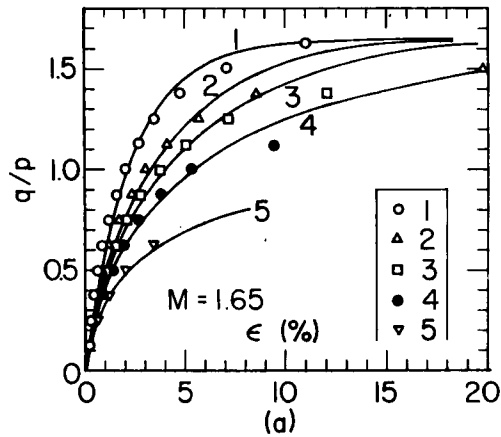


図-3.4.4 試験結果と解析結果の比較
(a) $\eta \sim \epsilon$ 関係, (b) $v \sim \eta$ 関係 (シリーズ1)

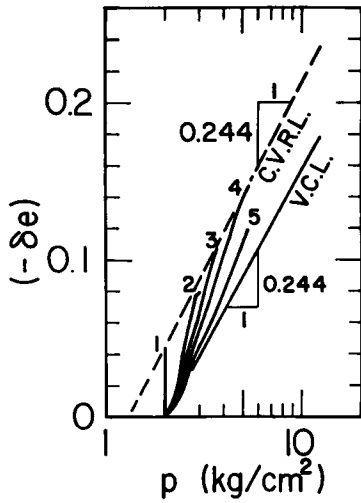


図-3.4.5 $(-\delta e) \sim \log p$ 経路
(シリーズ1)

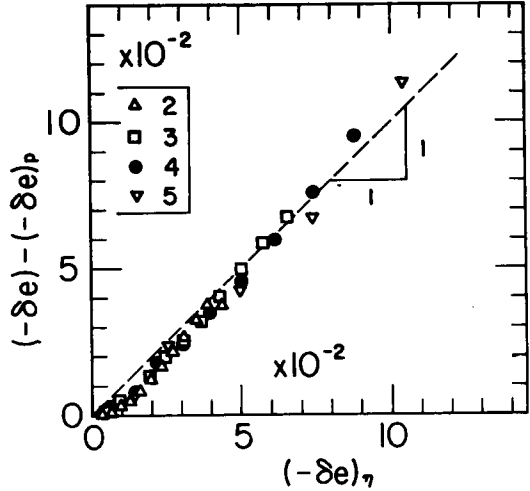


図-3.4.6 $\{(-\delta e) - (-\delta e)_p\} \sim (-\delta e)_\eta$ 関係 (シリーズ1)

$$(-\delta e)_\eta = \lambda \ln \frac{p}{p_i} \quad \dots\dots\dots (3.4.18)$$

より計算する。計算では、圧縮指数 $\lambda = 0.106$ ($C_c = 0.244$) を用いている。図より、各プロットは破線付近にあり、一般応力経路上の間げき比の減少量は次のように表わされる事が分かる。

$$(-\delta e) = (-\delta e)_p + (-\delta e)_\eta \quad \dots\dots\dots (3.4.19)$$

この両辺の微分形を取って、両辺より間げき比の弾性成分 $\kappa \frac{dp}{p}$ を差し引けば式 (3.4.8) に帰着される。すなわち、この図は式 (3.4.8) の成り立つことを示している。

つぎに、偏差ひずみ増分について検討する。既に、式 (3.4.6) で $d\epsilon$ は p 成分 $d\epsilon_p$ と η 成分 $d\epsilon_\eta$ に分けて考え、塑性ひずみ増分比の η 成分は式 (3.4.10) で表わせるとした。この式より次式を得る。

$$\left(-\frac{d\epsilon}{d\epsilon}\right)_\eta = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \frac{1}{C \cdot D \cdot \Delta e_f} \left(\frac{M}{M - \eta}\right)^m \frac{\eta}{M + \eta} \quad \dots\dots\dots (3.4.20)$$

この式は $(-d\epsilon/d\epsilon)_\eta \sim \left(\frac{M}{M - \eta}\right)^m \frac{\eta}{M + \eta}$ 関係は、原点を通る直線で表わされることを示している。

図-3.4.7は、シリーズ1の一般応力経路上の各試験に対して、この関係をプロットしたものである。ただし、

$$\left. \begin{aligned} d\epsilon_\eta &= d\epsilon - d\epsilon_p \\ (-d\epsilon)_\eta &= \lambda \frac{dp}{p} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.4.21)$$

より、 $d\epsilon_\eta$ 、 $(-d\epsilon)_\eta$ を求めた。ここに、 $d\epsilon$ は考えている応力増分での各試験の偏差ひずみ増分であり、 $d\epsilon_p$ は $d\epsilon$ に対応する応力比増分 $d\eta$ による p 一定試験 N I P 1 3 (図中の番号 1) より求めた偏差ひずみ増分である。 $(-d\epsilon)_\eta$ は等方圧密試験より得られている $\lambda = 0.106$ を用いて式 (3.4.21) の第 2 式より計算している。また、これらの計算に用いた応力増分は、図-3.4.3 の各プロット毎の応力変化を取っている。図より、各プロットは横軸座標がある値 ($\eta \leq 1.0$) までは式 (3.4.20) の関係が応力経路に関係なく成立していることを示している。横軸座標が大きくなるとプロットはこの直線関係より上にずれる傾向が見られる。図中の直線の勾配より式 (3.4.10) の関係を満足する D の値として、 $D = 0.5$ を得る。以上、等方圧密された供試体の $d_p > 0$ 、 $d\eta > 0$ なる一般応力経路上での粘性土のせん断時の応力～ひずみ関係はこれらの係数値を用いると式 (3.4.3)、(3.4.8)、(3.4.16) より計算することができる。

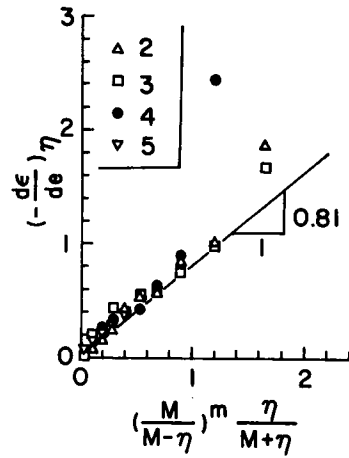


図-3.4.7 $(-\frac{d\epsilon}{d\epsilon})_\eta \sim (\frac{M}{M-\eta})^m \frac{\eta}{M+\eta}$
関係 (シリーズ 1)

図-3.4.4 中の実線はこのようにして求めた応力～ひずみ関係の解析結果である。なお、解析に用いた各係数値は後述するシリーズ 2 の場合も含めて表-3.4.2 に示している。表中、 e_a は $e \sim \ln p$ 図上での処女圧縮直線の $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ の間げき比であり、 Γ は表の中の注にしている。図-3.4.4(a)より、解析結果は $\eta \leq 1$ の範囲で試験結果とよく合っている。 $\eta > 1$ では ϵ は試験結果が解析結果より若干大きい値を与えている。これは、図-3.4.7で示したように、この範囲で各プロットが式 (3.4.20) の直線関係からずれるために生じるものである。しかし、全体的に解析結果は試験結果をよく説明している。同図(b)は、 $v \sim \eta$ 関係を比較したものであるが、解析結果は試験結果をよく説明している。

つぎに、表-3.4.1 に示したシリーズ 2 の試験結果について述べる。図-3.4.8 に行なった各試験の応力経路を示している。図中の試験 1 (N I P 1 5) は p 一定せん断試験であり、試験 2、4 (N I G 5、N I G 6) は一般応力経路の試験である。また、試験

表-3.4.2 解析に用いた各係数値

シリーズ 1			
e_a	0.9882	A	43.0
Γ^*	0.9452	m	1.07
λ	0.106	D	0.5
κ	0.0187		
M	1.65		
シリーズ 2			
e_a	0.9882	A	63.2
Γ^*	0.9634	m	1.0
λ	0.106	D	1.05
κ	0.0187		
M	1.50		

*) $\Delta e_f = e_a - \Gamma$

3 (NIG7) は試験1 (NIP15) と同じ p 一定でせん断した後、 $\eta = 0.75$ で応力比一定のもとに異方圧密を行なっている。各試験の荷重方法はシリーズ1と同じである。表-3.4.1に示した試験3 (NIG7) の dq/dp の値は異方圧密時のものである。

図-3.4.9(a)~(c)にプロットで各試験の結果を示している。各プロットは試験3を除き、シリーズ1と同じ傾向を示している。試験3は $\eta = 0.75$ に達した後、応力比が一定の応力経路に沿う試験であり、同図(c)から分かるように、この応力状態では $v \sim e$ 関係はほぼ直線関係になっている。

図-3.4.10には各試験の $\{(-\delta e) - (-\delta e)_p\}$ と $(-\delta e)_\eta$ の関係が示されている。 $(-\delta e)_p$ は p 一定せん断試験である試験1 (NIP15) より求めたものであり、 $(-\delta e)_\eta$ は $\lambda = 0.106$ として式(3.4.18)より計算したものである。図中には $(-\delta e) = (-\delta e)_p + (-\delta e)_\eta$ の関係を示す勾配1の直線が破線で示されている。各プロットは初期部分でこの破線より小さい勾配を持っており、ある一定値に達した後、破線に平行にプロットされている。これは同図中の模式図に示したように、 $e_\eta (= e - (-\delta e)_p) \sim \log p$ 関係で示せば、荷重増分比が小さいことによる擬似先行圧密の効果、いわゆる p_c -効果 (Leonardsら, 1959) と考えることができる。なお、同図中には後に示す除荷時の一般応力経路上での試験より得られた関係 (図-3.6.9) を破線で示している。荷重時の場合が除荷時に比べ、 p_c -効果による 45° 線からのずれはやや小さいことが分かる。ここではこの効果による 45° 線からのずれは全間げき比変化に比べ小さいので無視する。同図中の試験3は $\eta = 0.75$ に達した後異方圧密されたものであるが、図より他の試験と同じ傾向を示している。したがって、ここで示した p_c -効果 を無視するならば、応力経路が試験3のように急変する場合も (e, p, q) で表わされる状態点は同じ状態境界曲面上を移動することを示している。

図-3.4.11は、式(3.4.20)の関係をプロットしたものである。ここに、試験NIP15の結果より、 $m=1$ ($A=C$) としている。各プロットはかなりばらついている

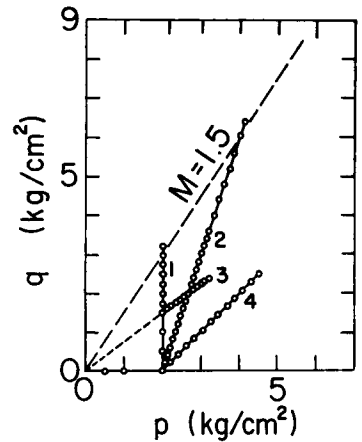
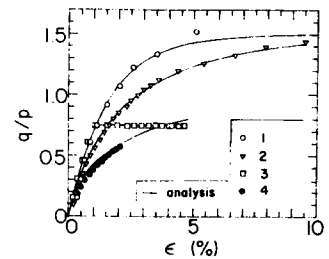
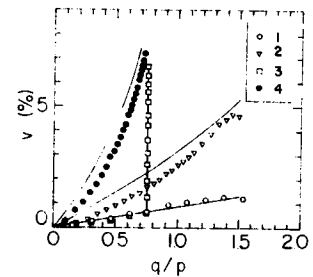


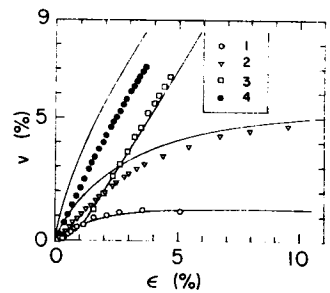
図-3.4.8 応力経路 (シリーズ2)



(a)



(b)



(c)

図-3.4.9 応力~ひずみ関係の比較 (シリーズ2)

が、これを原点を通る直線関係とみなして、この勾配より $D=1.05$ を得る。

図-3.4.9には、このようにして決定した各係数値を用い、式(3.4.3)、(3.4.8)、(3.4.16)より計算した解析結果を実線で示している。解析に用いた各係数値は表-3.4.2に示している。体積ひずみ v の解析結果が実測値より幾分大きくなっているが、これは図-3.4.10で説明したように、 p_c -効果を考えていないためである。しかし、一般に解析結果は試験結果をよく説明している。特に、試験3(NIG7)は応力経路が折れ曲がっている場合であるが、両者はよく合っている。

以上、シリーズ1, 2の一般応力経路上での試験を通じて、3.4.1で述べた解析方法の妥当性を検証するとともに、各係数値を試験結果より決定した。

3.4.3 弾塑性理論による考察

3.4.1で等方正規圧密粘性土の p 一定および一般応力経路上での変形特性を弾性成分と塑性成分に分けて解析した。後者はさらに p 成分と η 成分に分けた。そして、これらの各成分に対する実験式を与え、その妥当性を検討した。ここでは、はじめ、この解析方法より出てくる塑性ひずみ増分方向の応力増分ベクトルによる影響を検討する。その後、ここで用いた応力-ひずみ関係より求められる塑性ポテンシャル、硬化関数、降伏関数などについて述べる。

まず、塑性ひずみ増分ベクトルの方向について検討する。いま、三軸圧縮状態を考えているので、塑性ひずみ増分は $d\epsilon^p (=d\epsilon)$ と dv^p の2つである。式(3.4.8)、(3.4.16)より、 $(d\epsilon/dv)^p$ として次式を得る。

$$\left(\frac{d\epsilon}{dv}\right)^p = \frac{(1+e) \left[\frac{1}{A(M-\eta)} \frac{d\eta}{dp} + \frac{\lambda-\kappa}{C \cdot D \cdot \Delta e_f} \left(\frac{M}{M-\eta}\right)^m \frac{\eta}{M+\eta} \frac{1}{p} \right]}{\frac{m \cdot \Delta e_f}{M} \left(\frac{M-\eta}{M}\right)^{(m-1)} \frac{d\eta}{dp} + \frac{\lambda-\kappa}{p}} \quad \dots\dots\dots (3.4.22)$$

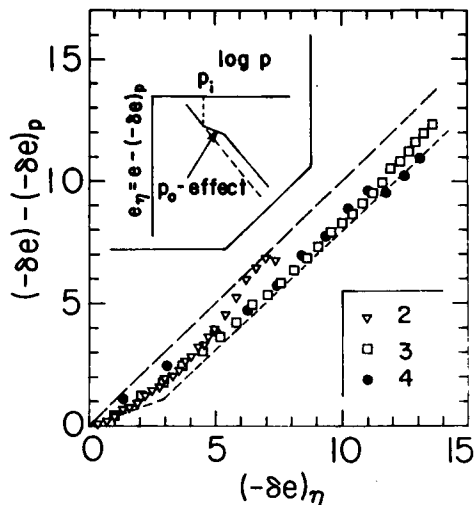


図-3.4.10 $\{(-\delta e) - (-\delta e)_p\} \sim (-\delta e)_\eta$ 関係 (シリーズ2)

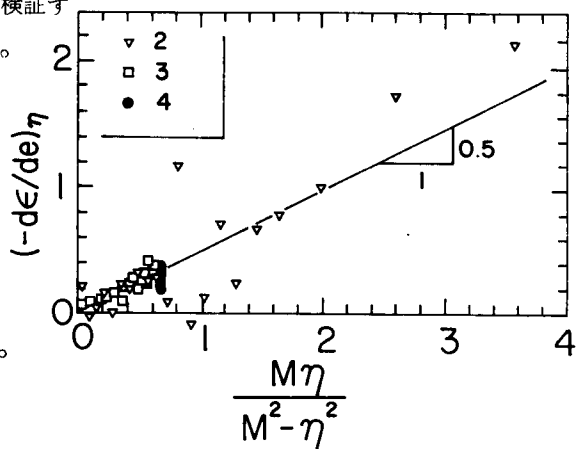


図-3.4.11 $(-d\epsilon/d e)_\eta \sim M\eta / (M^2 - \eta^2)$ 関係 (シリーズ2)

この式は、 p 一定試験では、 $d\eta/dp \rightarrow \infty$ であるから、

$$\left(\frac{d\varepsilon}{dv}\right)_p = \frac{1+e}{C \cdot D \cdot de_f} \left(\frac{M}{M-\eta}\right)^m \dots\dots\dots (3.4.23)$$

また、 η 一定試験では、 $d\eta/dp = 0$ だから、

$$\left(\frac{d\varepsilon}{dv}\right)_\eta = \frac{1+e}{C \cdot D \cdot de_f} \left(\frac{M}{M-\eta}\right)^m \frac{\eta}{M+\eta} \dots\dots\dots (3.4.24)$$

であり、式(3.4.12)条件を用いると $0 \leq \eta \leq M$ に対して、

$$\left(\frac{d\varepsilon}{dv}\right)_p \geq \left(\frac{d\varepsilon}{dv}\right)_\eta \dots\dots\dots (3.4.25)$$

である。また、上の2つの応力増分ベクトル方向の中間の応力増分方向では、式(3.4.22)で示される塑性ひずみ増分ベクトルの勾配は、式(3.4.23)、(3.4.24)で示されるそれらの中間の勾配を示すことになる。すなわち、ここに示した応力～ひずみ関係では、同じ応力履歴である応力状態までせん断した後、応力経路の勾配の異なる試験をしたときそのときに生ずる塑性ひずみ増分ベクトルの方向はそのときの応力状態とともに、応力増分ベクトルの方向によっても変わること示している。

図-3.4.12は、3.4.2のシリーズ1の各試験の塑性ひずみ増分ベクトルの方向の比較を示している。同図(a)は初期応力点A ($p=2 \text{ kg/cm}^2$, $q=0 \text{ kg/cm}^2$) 付近の応力経路方向を示している。同図(b)はA点付近での塑性ひずみ増分の方向を示している。試験3と試験4で応力経路とひずみ経路で方向が逆転しているがこれは実験のばらつきによるものである。同図(c)は、式(3.4.22)を用いて表-3.4.2の各定数を代入して求めたA点での塑性ひずみ増分ベクトルを示している。同図(b)と比べ、若干小さい傾きを示しているが、両者は同じ傾向を示している。

同じ応力履歴を受けた粘性土をある一応力点より異なった傾きを持つ応力増分ベクトルを与えてせん断する、いわゆる、Stress Probe試験はLewin and Burland(1970), Lade and Duncan(1976), 軽部(1974), Yudhbir and Mathur(1977)により行なわれている。彼らの実験結果もここに示したものと同様に、塑性ひずみ増分ベクトルの方向は、その点の応力状態とともに応力増分ベクトルの方向に依存することを示している。しかし、このような特性は、Roscoeら(1963b, 1968), 太田(1971), 橋口(1971), Frydman(1976)によって示された一つの塑性ポテンシャルを用いた応力～ひずみ関係式では表わすことはできない。他方、Calladine(1971)は多数の塑性ポテンシャルを用いることによりこのような特性が表わされることを示した。また、Pender(1977)は正規圧密と過圧密に対する2つのポテンシャル関数を用いて土の変形解析を行なっている。Matsuoka and Nakai(1977)は弾塑性論的立場ではないが、著者と同様の取り扱いをしている。

以上、塑性ひずみ成分を p 成分と η 成分の2つの成分に分けて解析することにより、塑性ひずみ増分ベクトル方向が、そのときの応力状態とともに応力増分ベクトル方向によっても変化し、試験結果をよりよく表わし得ることを述べた。

つぎに、ここに示した応力
 ~ひずみ関係に対する塑性ポ
 テンシャル，降伏関数などを
 求める。ここでは $m=1$ (A
 $=C$)とし， Δe_f は p によ
 らず一定 ($e \sim \log p$ 図上で
 処女圧密曲線と限界間げき比
 線が平行)とする。また，理
 論の整合性の観点より，

$$A' = \frac{A}{1+e} = \frac{C}{1+e}$$

..... (3.4.26)

として， A' を定数と考える。
 この条件は間げき比の変化が
 ($1+e$) に比べて十分小さ
 いときは満足される。いま，

$$A_p = \frac{A' \cdot \Delta e_f}{M}$$

$$A_\eta = \frac{A' \cdot \Delta e_f}{M} D = A_p \cdot D$$

..... (3.4.27)

とおくと，式 (3.4.23) ， (3.4.24) は次のように表わされる。

$$\left(\frac{dv}{d\varepsilon} \right)_p^p = A_p (M - \eta) \quad \text{..... (3.4.28)}$$

$$\left(\frac{dv}{d\varepsilon} \right)_\eta^p = A_\eta \cdot \frac{M^2 - \eta^2}{\eta} \quad \text{..... (3.4.29)}$$

つぎに，式 (3.4.28) で表わされる塑性ひずみ増分比の p 成分に対する塑性ポテンシャルを求
 める。

$$\left(\frac{dv}{d\varepsilon} \right)_p^p \frac{dp}{dq} = -1 \quad \text{..... (3.4.30)}$$

なる直交条件に式 (3.4.28) を代入して， $q=0$ のとき $p=p_p$ なる条件で解くと，次のような
 塑性ポテンシャル g_p を得る。

1) $A_p=1$ のとき

$$g_p = \eta - M \log \frac{p_p}{p} = 0 \quad \text{..... (3.4.31)}$$

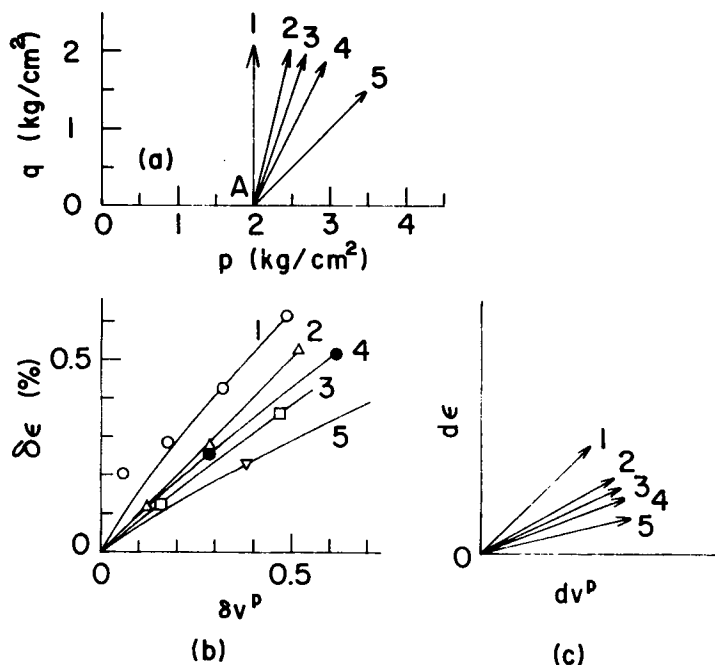


図-3.4.12 (a)応力増分ベクトル方向と塑性ひずみ
 増分ベクトル方向の (b)試験結果 (c)解析結果の
 比較

II) $A_p \neq 1$ のとき

$$g_p = \eta - \frac{A_p \cdot M}{A_p - 1} \left\{ 1 - \left(\frac{p}{p_0} \right)^{2(1-A_p)} \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.4.32)$$

いま,

$$\left. \begin{aligned} d v_p^p &= A_p \frac{\partial g_p}{\partial p} \\ d \epsilon_p &= d \epsilon_p^p = A_p \frac{\partial g_p}{\partial q} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.4.33)$$

で表わされる硬化関数 A_p は式 (3.4.31), (3.4.32) で示される $g_p = 0$ に対して, $A_p = 1$ の場合も $A_p \neq 1$ の場合も次のように求められる。

$$A_p = \frac{\Delta e f}{(1 + \epsilon) M A_p} \frac{p}{M - \eta} d \eta \quad \dots\dots\dots (3.4.34)$$

同様にして塑性ひずみ増分の η 成分を次のように表わす。

$$\left. \begin{aligned} d v_\eta^p &= A_\eta \frac{\partial g_\eta}{\partial p} \\ d \epsilon_\eta &= d \epsilon_\eta^p = A_\eta \frac{\partial g_\eta}{\partial q} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.4.35)$$

このとき、塑性ポテンシャル g_η は、直交条件

$$\left(\frac{d v}{d \epsilon} \right)_\eta^p \cdot \frac{d p}{d q} = -1 \quad \dots\dots\dots (3.4.36)$$

に、式 (3.4.29) を代入して $\eta = 0$ のとき $p = p_\eta$ の条件で解くことにより、次のようになる。

I) $A_\eta = 1$ のとき

$$g_\eta = \eta^2 - 2 M^2 \log \frac{p_\eta}{p} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.4.37)$$

II) $A_\eta \neq 1$ のとき

$$g_\eta = \eta^2 - \frac{A_\eta \cdot M^2}{A_\eta - 1} \left\{ 1 - \left(\frac{p_\eta}{p} \right)^{2(1-A_\eta)} \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.4.38)$$

これらの $g_\eta = 0$ に対応した式 (3.4.35) 中の硬化関数 A_η は, $A_\eta = 1$ のときも $A_\eta \neq 1$ のときも次のように求められる。

$$A_\eta = \frac{\lambda - \kappa}{(1 + \epsilon) 2 \cdot A_\eta} \frac{d p}{M^2 - \eta^2} \quad \dots\dots\dots (3.4.39)$$

したがって、これらの塑性ポテンシャルと硬化関数を用いると $d \eta \geq 0$, $d p \geq 0$ の一般応力経路上での塑性ひずみ増分は次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} d v^p &= A_p \frac{\partial g^p}{\partial p} + A_\eta \frac{\partial g^\eta}{\partial p} \\ d \epsilon &= d \epsilon^p = A_p \frac{\partial g^p}{\partial q} + A_\eta \frac{\partial g^\eta}{\partial q} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.4.40)$$

式(3.4.40)は、後に示すように2つの塑性ポテンシャルを用いたひずみ硬化をする粘性土の応力～塑性ひずみ増分関係を示している。一つの応力点より相異なる方向にせん断したとき、それに対応して相異なる塑性ひずみ増分ベクトルの方向を与える。

いま、

$$\left. \begin{aligned} d e_f &= \lambda - \kappa \\ A' &= \frac{M}{\lambda - \kappa} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.4.41)$$

とすると、

$$A_p = 1, \quad A_\eta = D \quad \dots\dots\dots (3.4.42)$$

となり、 $g_p = 0$ はRoscoeら(1963b)のyield locusの式と一致する(式(3.3.11)参照)。すなわち、Roscoeら(1963b)の塑性ポテンシャルは前にも述べたように p 一定経路またはこれに近い応力経路の試験の解析に適することがここでも分かる。他方、式(3.4.41)の条件のもとに $A_\eta = D = 0.5$ とすると式(3.4.29)で表わされる塑性ひずみ増分比は、Roscoe and Burland(1968)の塑性ひずみ増分比の式(3.3.18)と一致する。すなわち、ここでも、式(3.3.18)で示されるRoscoe and Burland(1968)の式は η 一定試験またはこれに近い応力経路に沿う試験結果の解析に適していることが分かる。

つぎに、式(3.4.40)で表わされる応力～塑性ひずみ関係を用いた応力増分ベクトルと塑性ひずみ増分ベクトルの計算例を示す。ここでは、簡単な場合として式(3.4.41)が成立する場合について考える。このとき、塑性ひずみ増分比は次のように表わされる。

$$\left(\frac{d \epsilon}{d v} \right)^p = \frac{1}{M - \eta} \frac{\frac{1}{M} \frac{d \eta}{d p} + \frac{\eta}{D(M + \eta) p}}{\frac{1}{M} \frac{d \eta}{d p} + \frac{1}{p}} \quad \dots\dots\dots (3.4.43)$$

図-3.4.13に、 $M = 1.5$ 、 $D = 0.5$ 、 $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ の場合の各応力比 η で応力増分ベクトルの方向を種々に変えたときの式(3.4.43)より求めた塑性ひずみ増分ベクトルの方向を示している。図において、応力増分ベクトルの方向は p 一定方向と η 一定方向およびこれらのベクトルのなす角を3等分する方向の合計4本の応力増分ベクトル方向を示している。塑性ひずみ増分ベクトルの方向は、これらの応力増分ベクトル方向に対応して示している。図より次のことが分かる。

- 1) 応力増分ベクトル方向の変化に従って塑性ひずみ増分ベクトルの方向も変化する。
- 2) その応力点の η が増加するに従い、応力増分ベクトル方向の相違による塑性ひずみ増分ベクトル方向の変化の影響は小さくなる。

実際的には、ここに用いた M および D の値に対しては、 $\eta > 1.0$ ではこの差異は無視できる。しかし、応力比が小さくなるに従いその影響は次第に大きくなる。特に、 $\eta = 0$ 付近では、その影響は無視できず、式 (3.4.40) の形の応力～塑性ひずみ関係の表現の有効性を示している。同図中には式 (3.4.31)、(3.4.38) を用いて計算した $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ で $\eta = 0$ 、0.75 の各点を通る塑性ポテンシャル曲線 $g_p = 0$ 、 $g_\eta = 0$ を示している。図から分かるように、 $g_p = 0$ の曲線は原点を通り、 $p = p_p$ 、 $q = 0$ で p 軸と鋭角をなして交わっており、 $\eta = M$ で p 軸に平行な接線を持っている。他方、 $g_\eta = 0$ の曲線は、原点を通り、 $p = p_\eta$ 、 $q = 0$ で p 軸と直交し、 $\eta = M$ で p 軸に

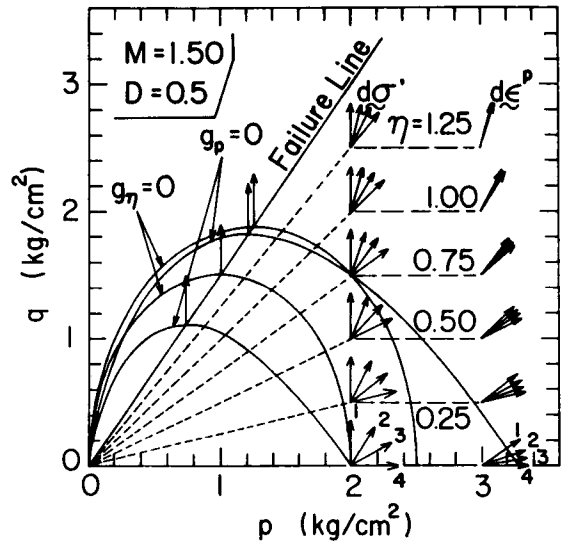


図-3.4.13 応力増分ベクトルとこれに対応した塑性ひずみ増分ベクトルの方向および塑性ポテンシャル曲線

平行な接線を持っている。 p_p 、 p_η を変化することにより、それぞれ $g_p = 0$ 、 $g_\eta = 0$ は相似な曲線群を示すことは明らかである。この図より、 $g_p = 0$ の曲線群は、 p 一定方向の応力増分ベクトルに対応する塑性ひずみ増分ベクトルと直交し、 $g_\eta = 0$ の曲線群は、 η 一定方向の応力増分ベクトルに対応する塑性ひずみ増分ベクトルと直交している。また、これらの中間の応力増分ベクトルに対応する塑性ひずみ増分ベクトルに対して直交するような塑性ポテンシャル曲線は存在しない。その勾配は、 $g_p = 0$ 、 $g_\eta = 0$ を用いて式 (3.4.43) を通じて計算され、前述した p 一定および η 一定条件に対応した塑性ひずみ増分ベクトルの中間に位置する。ここで、前にも述べたように、次の事が指摘できる。すなわち、図-3.4.13 から分かるように、等方圧密時には $d\epsilon^p = 0$ であり、Roscoeら(1963b)によって示された式 (3.4.31) で示される塑性ポテンシャル曲線は p 軸と鋭角で交わっているため、等方圧密時の塑性ひずみ増分方向を正しく表わすことができない。また、式 (3.4.37) または式 (3.4.38) で示される塑性ポテンシャル曲線、あるいは

$$\frac{M^2}{M^2 + \eta^2} = \frac{p}{p_0} \dots\dots\dots (3.4.44)$$

で示される Roscoe and Burland(1968) による yield locus は p 軸と直交するため、図-3.3.9 で示したように、 p 一定の応力経路に沿ってせん断するときのように、せん断開始時に $d\epsilon^p > 0$ となるような塑性ひずみ増分を示す場合に不適當である。したがって、前述したように、このような塑性ひずみ増分ベクトル方向の応力増分ベクトル方向への依存性を考慮するためには、ここで示したように2つ以上の塑性ポテンシャルが必要となる。

つぎに、塑性ひずみ増分を式(3.4.40)のように表わしたときの降伏関数について述べる。一般に弾塑性理論において、塑性ひずみ増分は次のように表わされる(Hill, 1950)。

$$d\epsilon_{ij}^p = h \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}'} df \quad \dots\dots\dots (3.4.45)$$

ここに、関数 g , h , f はそれぞれ塑性ポテンシャル, 硬化関数, 降伏関数である。他方, Koiter(1953)と同様にして, 2つの塑性ポテンシャルを用いて塑性ひずみ増分が次のように表わされるとする。

$$d\epsilon_{ij}^p = C_p h_p \frac{\partial g_p}{\partial \sigma_{ij}'} df_p + C_\eta h_\eta \frac{\partial g_\eta}{\partial \sigma_{ij}'} df_\eta \quad \dots\dots\dots (3.4.46)$$

ここに、 g_p , g_η はそれぞれ塑性ひずみ増分の p 成分, η 成分に対する塑性ポテンシャル, f_p , f_η はそれぞれの降伏関数, h_p , h_η は硬化関数である。 C_i ($i=p$ または η) は次のように定義される。

$$\left. \begin{array}{l} f_i < 0 \\ \text{または, } f_i = 0 \text{ で } df_i < 0 \\ f_i = 0 \text{ で } df_i \geq 0 \text{ のとき} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{のとき } C_i = 0 \\ \\ C_i = 1 \end{array} \quad \dots\dots\dots (3.4.47)$$

これを式(3.4.40)と比較すると、 g_i ($i=p, \eta$) はそれぞれ式(3.4.31), (3.4.32)および式(3.4.37), (3.4.38)で表わされる。

また、 f_i , h_i ($i=p$ または η) は式(3.4.34), (3.4.39)より次のように表わされる。

$$\left. \begin{array}{l} f_p = \eta - \eta_0 = 0 \\ f_\eta = p - p_0 = 0 \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.4.48)$$

$$\left. \begin{array}{l} h_p = \frac{\Delta e f}{(1+e)MA_p} \frac{p}{M-\eta} \\ h_\eta = \frac{\lambda - \kappa}{(1+e)2A_\eta} \frac{1}{M^2 - \eta^2} \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.4.49)$$

ここに、 η_0 , p_0 は硬化パラメーターである。これらの式から分かるように、 f_i と g_i ($i=p, \eta$) は一般に等しくなく、したがって、式(3.4.40)は non-associated flow rule を表わしている。なお、 $p = p_i$, $\eta = 0$ の応力状態を自然状態、すなわち、材料中のいたるところでひずみがゼロと考える。このときの間げき比を e_i とするとき、式(3.3.1)より式(3.4.48)の第1式の硬化パラメーター η_0 は塑性ひずみの p 一定成分により次のように表わされる。

$$\eta_0 = M \{ 1 - \exp(-A \epsilon_p) \} \quad \dots\dots\dots (3.4.50)$$

ただし、 $\epsilon_p = \epsilon_p^p$ と考えている。一方、式(3.4.7)を積分することにより、式(3.4.48)の第2式の硬化パラメーター p_0 は次のように表わされる。

$$p_0 = p_i \exp \left\{ -\frac{(-\delta e)_\eta^p}{\lambda - \kappa} \right\} \quad \dots\dots\dots (3.4.51)$$

ここに、 $(-\delta e)_\eta^p$ は、自然状態からの間げき比減少量の塑性成分のうちの η 成分である。

つぎに、ここで示した non-associated flow rule と Drucker の仮説 (Drucker, 1951) について検討する。Drucker (1951) は次の 2 つの条件

$$\left. \begin{array}{l} (1) \text{ 負荷のとき } d\sigma_{ij}' d\epsilon_{ij} > 0 \\ (2) \text{ サイクルの後 } d\sigma_{ij}' d\epsilon_{ij}^p \geq 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3.4.52)$$

が成り立つとき、材料は加工硬化すると定義した。これをここで考えている応力、ひずみパラメータで示すと次のようになる。

$$\left. \begin{array}{l} (1) \text{ 負荷するとき } dp dv + dq d\epsilon > 0 \\ (2) \text{ サイクルの後 } dp dv^p + dq d\epsilon \geq 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3.4.53)$$

ここでは、負荷の応力経路として、 $dp \geq 0$ 、 $d\eta \geq 0$ の場合のみを考えており、このときに限れば、 dv 、 $d\epsilon$ は負になることはない。また、 $dq > 0$ であるから式 (3.4.53) の第 1 式が成立することは明きらかである。また、式 (3.4.53) の第 2 式は応力増分ベクトルと塑性ひずみ増分ベクトルのなす角は常に直角または鋭角であることを意味しているが、これは図-3.4.13 から明きらかである。したがって、ここで対象としている応力経路 ($dp \geq 0$ 、 $d\eta \geq 0$) に限るならば、式 (3.4.40) で示される応力～ひずみ関係は式 (3.4.53) を満足し、加工硬化する材料であることを示している。式 (3.4.52) が成り立つと材料の応力～塑性ひずみ増分の関係として一般に、associated flow rule が導びかれている (Drucker, 1951)。しかし、応力増分方向のある範囲に限れば、ここに示したような non-associated flow rule でも加工硬化材料の応力～塑性ひずみ増分の関係が示されることが分かる。

3.5 三軸伸張下での変形特性

3.5.1 解析方法

先きに、3.2 節～3.4 節において三軸圧縮条件下での粘性土の変形挙動についてみて来た。ここでは、三軸伸張下の粘性土の変形挙動について、解析を行なう。解析においては、三軸圧縮条件下での変形挙動について得られた応力～ひずみ関係式との対比において行なうため、次のような仮定を行なう。

1) 応力パラメータとしては、 p 、 q 、 η を用いる。ただし、 σ_1' ($=\sigma_r'$)、 σ_3' ($=\sigma_a'$) をそれぞれ最大および最小有効主応力とするとき、

$$p = \frac{1}{3}(2\sigma_1' + \sigma_3') \quad , \quad q = \sigma_1' - \sigma_3' \quad , \quad \eta = \frac{q}{p} \quad \dots\dots\dots (3.5.1)$$

2) ひずみパラメータとしては、 ϵ 、 v を用いる。ただし、 ϵ_1 ($=\epsilon_{rad}$)、 ϵ_3 ($=\epsilon_{axis}$) をそれぞれ最大、最小主ひずみとするとき、

$$v = 2\epsilon_1 + \epsilon_3 = \ln \frac{1+\epsilon_i}{1+e} \quad \epsilon = \epsilon_1 - \frac{1}{3}v = \frac{1}{3}(\epsilon_1 - \epsilon_3) \quad \dots\dots\dots (3.5.2)$$

ここに、 e は間げき比である。

3) 三軸圧縮および伸張下での破壊時の応力比 η をそれぞれ M_C 、 M_E とするとき、三軸圧縮下での η/M_C が三軸伸張下での η/M_E に対応する。

4) 三軸圧縮下での正規化された応力比 η/M_C と三軸伸張下での η/M_E が等しいとき、それぞれの条件下における同じ応力比増分 $d(\eta/M_C)$ 、 $d(\eta/M_E)$ により生じる体積ひずみ増分は他の応力変化が同じならば等しい。すなわち、

$$dv_C = dv_E \quad \text{または} \quad de_C = de_E \quad \dots\dots\dots (3.5.3)$$

ここに、 dv 、 de はそれぞれ体積ひずみ増分、間げき比増分であり、下添字 C 、 E はそれぞれその量が三軸圧縮下および伸張下の値であることを示している。

5) 三軸圧縮下および伸張下での正規化された応力比 η/M_C 、 η/M_E が互いに等しく、かつ、各条件下での正規化された応力比増分 $d(\eta/M_C)$ 、 $d(\eta/M_E)$ が互いに等しいとき、これらの応力比増分による最大主応力方向の偏差ひずみ増分の間には、他の応力状態が同じならば次の関係が成り立つ。

$$de_C = 2 de_E \quad \dots\dots\dots (3.5.4)$$

ここに、 de_C 、 de_E は、三軸圧縮下および伸張下での最大主応力方向の偏差ひずみ増分である。式(3.5.4)の条件は、上の応力条件のもとで、八面体せん断ひずみ増分が等しくなることを示している。

6) 三軸圧縮および伸張下での正規化された応力比 η/M_C 、 η/M_E が等しいとき、両条件下で同じ平均有効主応力 p からの増分 dp による体積ひずみ増分および偏差ひずみ増分の間にはそれぞれ式(3.5.3)、(3.5.4)の関係が成り立つ。

これらの仮定に従うならば、三軸圧縮下で得られた応力～ひずみ関係を三軸伸張下のそれに拡張するとき、各関係式において、 η/M_C 、 de_C をそれぞれ η/M_E 、 $2de_E$ に変えればよい。すなわち、間げき比変化 $(-de)$ 、偏差ひずみ増分 de を三軸圧縮の場合と同様に次のように表わす。

$$(-de) = (-de)_\eta^e + (-de)_p^p + (-de)_\eta^p \quad \dots\dots\dots (3.5.5)$$

$$de = de^p = de_p^p + de_\eta^p \quad \dots\dots\dots (3.5.6)$$

ここに、各成分の添字は三軸圧縮の場合と同じである。ここで、三軸圧縮の場合と同様に p 一定下での間げき比変化と偏差ひずみ増分の弾性成分 $(-de)_p^e$ 、 de_p^e はいずれもゼロとし、応力比一定下での偏差ひずみ増分の弾性成分 de_η^e もゼロとしている。

いま、間げき比変化の弾性成分を三軸圧縮の場合と同様に次のように表わす。

$$(-de)^e = (-de)_\eta^e = \kappa \frac{dp}{p} \quad \dots\dots\dots (3.4.3 \text{ bis})$$

つぎに、各塑性成分を上仮定に従って次のように表わす。

$$(-d\epsilon)_p = m \frac{d\epsilon_f}{M_E} \left(1 - \frac{\eta}{M_E}\right)^{(m-1)} d\eta \quad \dots\dots\dots (3.5.7)$$

$$(-d\epsilon)_\eta = (\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \quad \dots\dots\dots (3.4.7 \text{ bis})$$

$$d\epsilon_p = d\epsilon_p^p = \frac{1}{2A} \frac{d\eta}{M_E - \eta} \quad \dots\dots\dots (3.5.8)$$

$$d\epsilon_\eta = d\epsilon_\eta^p = \frac{\lambda - \kappa}{2C \cdot D \cdot d\epsilon_f} \left(\frac{M_E}{M_E - \eta}\right)^m \frac{\eta}{M_E + \eta} \frac{dp}{p} \quad \dots\dots\dots (3.5.9)$$

つぎに、これらの応力～ひずみ関係と試験結果を比較し、その妥当性を検討する。

3.5.2 平均主応力一定試験結果

試験はF-3試料を用い、平均有効主応力 p が1, 2, 4 kg/cm²の3種類の試験を行なっている。試験方法は、初め、0.5, 1.0, 2.0, 4.0 kg/cm²の順に所定の p まで各段階2日間ずつ等方圧密した後、 p を一定として、側方排水条件のもとに破壊まで約15段階に分けて1日毎に載荷(各段階はさらに2段階に分け、30分毎に載荷)していく応力制御条件のもとに行なっている。表-3.5.1に試験の概要を示す。

表-3.5.1 各試験の概要

図-3.5.1は試験結

果である。(a)図は、応力比 η 、体積ひずみ v と偏差ひずみ ϵ との関係を示している。(b)図は、せん断開始時からの間げき比の減少量 $(-\delta\epsilon)$ と応力比 η の関係を示している。

試験番号	w_0	w_f	p_i	dq/dp	図中の番号
NIP16	45.22	39.00	1.0	∞	1
NIP17	46.07	36.17	2.0	∞	2
NIP18	46.05	—	4.0	∞	3
NIG 8	45.29	35.51	2.0	3.30	4
NIG 9	44.99	35.45	2.0	1.62	5

同図中には後に示す解析

結果を実線で示している。(a)図の $\eta \sim \epsilon$ プロットより、三軸伸張においても初期接線勾配は平均主応力 p が増加する程、小さくなっている。また、(a)図の $v \sim \epsilon$ プロットおよび(b)図より分かるように体積ひずみまたは間げき比の減少量は p に関係なく各試験ともほとんど同じになっている。

図-3.5.2(a), (b)に、各 p 一定試験の $\log(1 - \eta/M)$, $\log\{1 - (-\delta\epsilon)/d\epsilon_f\} \sim 2\epsilon$ の関係を示している。ここで、 $M = 1.12$, $d\epsilon_f$ は同じF-3試料の三軸圧縮試験NIP19(表-5.3.2参照)と同じ $d\epsilon_f = 0.0483$ を用いている。各プロットを原点を通る直線とみなすとき、その勾配より式(3.5.7), (3.5.8)中の係数 A , $C (=mA)$ を求めることができる。図中には、

実線で三軸圧縮試験NIP19 ($p=2 \text{ kg/cm}^2$)より求めた直線関係を示している。 $p=2 \text{ kg/cm}^2$ の三軸伸張試験2 (NIP17) と比較して、わずかに後者が大きい A , C の値を与えているが、両者は相等しいとみなしてもよい。

図-3.5.1中の実線は、三軸圧縮試験より得られた係数值を用いて解析した結果を示している。試験2 (NIP17, $p=2 \text{ kg/cm}^2$)の結果と比較して両者はよい対応を示している。

つぎに、ひずみ増分比と応力比の関係についてみる。三軸圧縮状態での p 一定下でのひずみ増分比は次のように表わされる。

$$\left(\frac{dv}{d\epsilon}\right)_p = \frac{C \cdot \Delta \epsilon_f}{1+e} \left(1 - \frac{\eta}{M}\right)^m \dots\dots\dots (3.5.15 \text{ bis})$$

このとき、3.5.1で述べた仮定により、三軸伸張下のひずみ増分比は、次のようになる。

$$\frac{1}{2} \left(\frac{dv}{d\epsilon}\right)_p = \frac{C \cdot \Delta \epsilon_f}{1+e} \left(1 - \frac{\eta}{M}\right)^m \dots\dots\dots (3.5.10)$$

ここで簡単のため $m=1$ とすると $(dv/d\epsilon)_C$ または、 $\frac{1}{2} (dv/d\epsilon)_E$ と η/M の間に両試験で同じ直線関係が成立しなければならない。

図-3.5.3は、ほぼ等しい2種類の含水比の試料の三軸圧縮と伸張試験結果を示している。対応する含水比では、両者の関係は等しいとみなせる。同図中には、 $m=1$ として式(3.5.15)、(3.5.10)より計算した解析結果が実線で示されている。解析結果は試験結果より若干下側にあるが、これは係数 A がせん断の初期部分 ($\epsilon_C \leq 3\%$)より決定されていることと、ひずみの増加とともに、応力~ひずみ曲線が実験式より若干ずれることによるものである。

最後に、 p 一定で等方状態からせん断したときの破壊時までの間げき比の減少量を比較する。図-3.5.4は、供試体を三軸セル内に設置するときの含水比 w_0 に対して、せん断開始時の等方応力状態から破壊時までの間げき比の減少量の最大値 $\Delta \epsilon_f$ をプロットしている。プロットは、 $p=1, 2, 4 \text{ kg/cm}^2$ の各場合を三軸圧縮と伸張の両試験結果について示している。図中で、破壊により囲まれた各プロットは同じ圧密リングより取り出した試料を示している。ブロック1では、データはかなりばらついているが、他の場合は、せん断時の平均有効主応力 p と三軸圧縮か、伸張かの

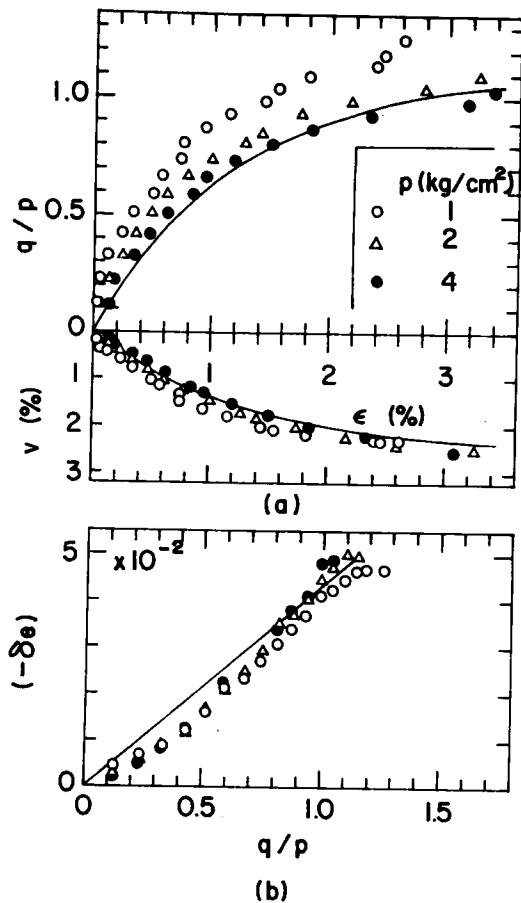


図-3.5.1 平均主応力一定試験結果

試験方法にはあまり関係なく、同じ圧密リングから取り出した試料であれば、 de_f はほぼ一定となっている。Roscoeら(1963b)によれば、 de_f は式(3.3.11)の第2式で示される。この粘土の $\lambda(=0.106)$ 、 $\kappa(=0.0187)$ を用いて計算した de_f の値が図中に破線で示されているが、実測値よりかなり大きい値を与えている。この実験事実は、少なくともここで扱った粘性土試料に対しては、Roscoeら(1963b)による応力～ひずみ関係式では定量的にダイレタンシー挙動を表わし得ないことを示すものである。すなわち、Roscoeら(1963b)の用い

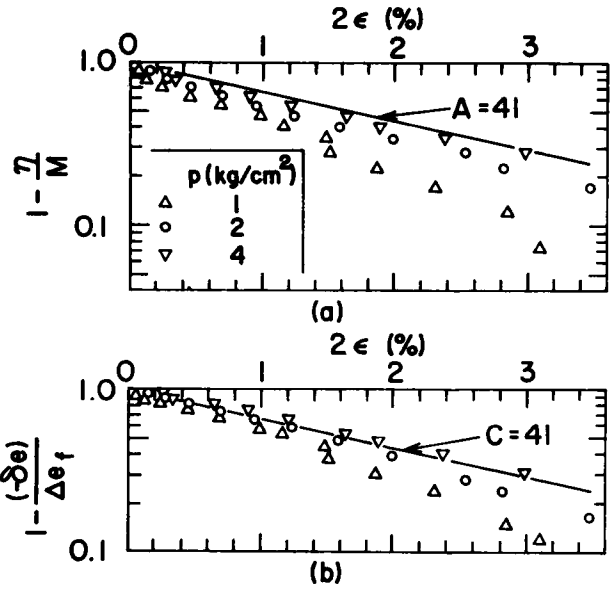


図-3.5.2 係数A, Cの決定

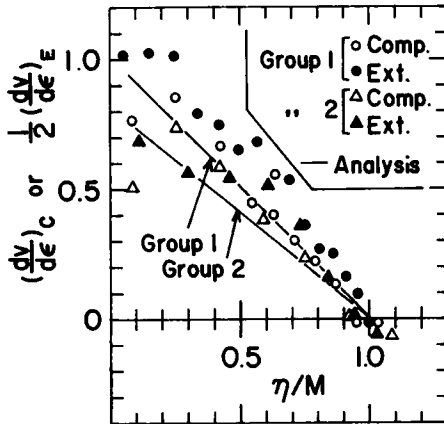


図-3.5.3 三軸圧縮と伸張試験でのひずみ増分比と正規化された応力比との関係

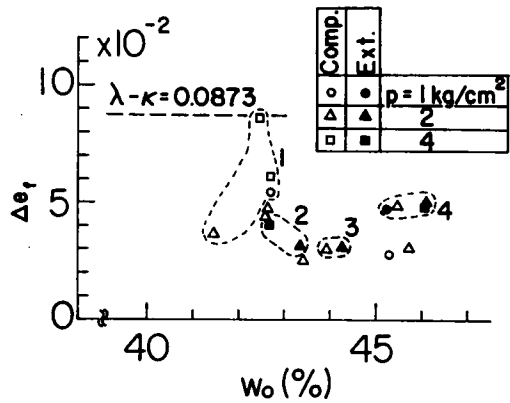


図-3.5.4 $de_f \sim w_0$ の関係

た係数の他にダイレタンシーの大きさを決める係数 de_f が必要であることを示している。 p 一定下での排水せん断試験による等方応力状態から破壊時までの間げき比変化を三軸圧縮と伸張条件下で比較した例はあまり多くない。砂、締め固め土で行なわれた p 一定せん断試験では、三軸圧縮と伸張下での de_f はかなり異なっているようである(軽部と栗原, 1966, Lomizeら, 1969,

Frydmanら, 1973, Matsuoka, 1974)。

3.5.3 一般応力経路上での試験結果

3.5.2で用いたと同じF-3試料を用い, 等方圧密後, p と η を同時に増加する応力経路に沿って三軸伸張試験を行なった。表-3.5.1に行なった試験NIG8, 9の概要を示している。図-3.5.5に行なった試験の応力経路を示している。

図中, 試験2(NIP17)は平均主応力一定試験(図-3.5.1, 3.5.2)で他の試験が $d p > 0, d \eta > 0$ の試験である。

図-3.5.6に試験結果をプロットで, 解析結果(後述)を実線で示している。図(a)より試験結果は, 三軸圧縮の場合と同様, 応力経路の勾配 $d q / d p$ が減少するに従いがい, 同じ応力比 η に対しては大きい ϵ を示す。また, 同じ ϵ に対しては大きい v を示す。一方, 図(b)において, $d q / d p$ が小さい応力経路程同じ応力比 η ではより大きい $(-\delta e)$ を示している。

図-3.5.7(a)は, 試験4, 5の $\{(-\delta e) - (-\delta e)_p\}$ と $(-\delta e)_\eta$ の関係を示している。ここに, $(-\delta e)$ は各試験のせん断開始時の等方状態から考えている応力比 η までの間げき比の減少量であり, $(-\delta e)_p$ は等方状態から同じ応力比までの p 一定試験2(NIP17)より求めた間げき比の減少量である($\lambda=0.106$ としている)。図より分かるように, 各プロットは勾配1の破線よりやや上にプロットされる傾向があるが, ほぼ破線で表わされるとみなせる。すなわち, 三軸伸張下の一般応力経路上でも,

$$(-\delta e) = (-\delta e)_p + (-\delta e)_\eta \quad \dots\dots (3.5.11)$$

の関係が成立しているとみなせる。したがって, 間げき比の弾性成分を式(3.4.3)のように表わせば, 間げき比の各塑性成分は式(3.5.7), (3.4.7)のように表わせる。つ

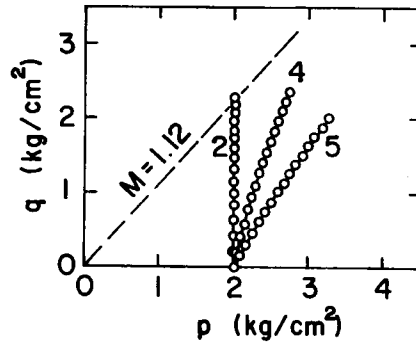


図-3.5.5 応力経路

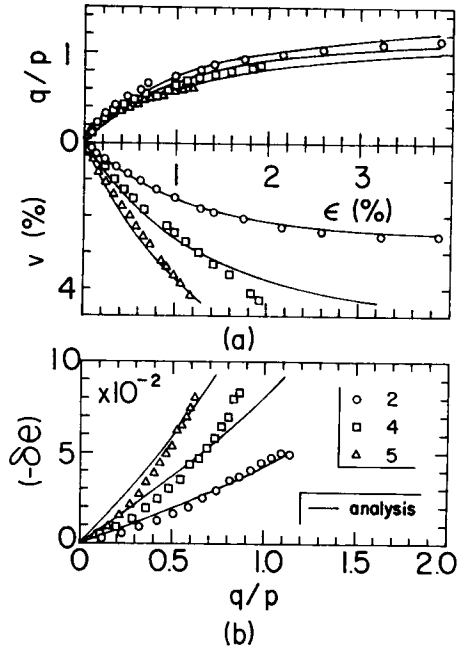


図-3.5.6 一般応力経路上での
応力~ひずみ関係

ぎに、三軸圧縮での式(3.4.20)の関係は、三軸伸張では、次のように書ける。

$$\left(\frac{d\epsilon}{d\sigma}\right)_\eta = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \frac{1}{2C \cdot D \cdot \Delta e_f} \left(\frac{M}{M-\eta}\right)^m \frac{\eta}{M+\eta} \dots\dots\dots (3.5.12)$$

この式は、三軸圧縮の場合と同様に $(-d\epsilon/d\sigma)_\eta \sim \{M/(M-\eta)\}^m \eta / (M+\eta)$ 関係が原点を通る直線で表わされることを示している。図-3.5.7(b)には、各試験からのこれらの関係を示している。図よりプロットはかなりばらついているが、これを勾配0.2の直線とすると、係数A、Cは試験2(NIP17)の値を用い、 $\lambda=0.106$ 、 $\kappa=0.0187$ を用いると $D=0.9$ を得る。

以上より得られた各係数値を用い、式(3.5.5)~(3.5.9)を用いて計算した応力~ひずみ関係の解析結果は、図-3.5.6に実線で示している。なお、解析に用いた各係数値は表-3.5.2にまとめて示している。図より解析結果は試験結果をよく説明している。最後に、三軸伸張試験より、求めた係数 $D (=0.90)$ は同じF-3試料の三軸圧縮試験(3.4.2のシリーズ2)より求めた $D (=1.05)$ にはほぼ等しい(表-3.4.2参照)。

以上、3.5.1の仮定1)~6)に従って、三軸圧縮下で得られた応力~ひずみ関係を三軸伸張下の関係に拡張し、試験結果がよく説明されることを示した。ここで、これらの応力~ひずみ関係に必要な係数を整理すると次のようになる。

1. 体積ひずみの計算に必要な係数

$$\lambda, \kappa, \Delta e_f, C$$

2. 偏差ひずみの計算に必要な係数

$$A, D$$

3. 強度定数

$$M_C, M_E$$

このうち、実際的には $A=C$ と考えてよい。また、破壊がMohr-Coulombの基準に従うときは、次の関係が成り立つ。

$$\frac{2M_C + 3}{3 - M_C} = \frac{M_E + 3}{3 - 2M_E} \dots\dots\dots (3.5.13)$$

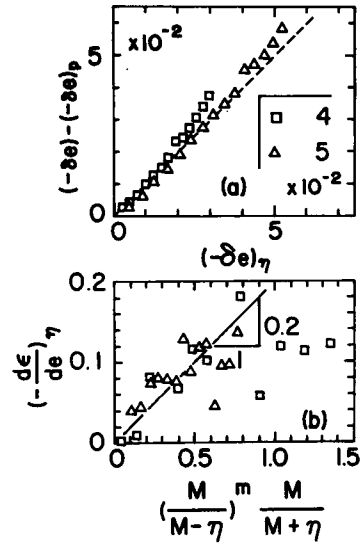


図-3.5.7 試験結果の解析

表-3.5.2 計算に用いた諸係数値

e_a	1.0496	M_E	1.12
$*\Gamma$	0.9997	A	54.7
λ	0.1060	m	0.843
κ	0.0187	D	0.90

$$* \Delta e_f = \Gamma - e_a$$

ここに示した係数を Roscoe ら (1963b) の関係式と比べると、 $d\epsilon_f$, A , $m (=C/A)$ は式 (3.3.11) の関係により λ , κ , M で表わされる。他方、係数 D は塑性ひずみ増分方向の有効応力増分方向への依存性を表わすために新しく導入したものであり、Roscoe ら (1963b) の関係式には見られないものである。

最後に、ここでは述べないが、三軸圧縮の場合に 3.4.3 で行なったのと同様の弾塑性理論による考察が、三軸伸張状態での応力～ひずみ関係に対しても全く同様に行なうことができることを付け加えておく。

3.6 除荷時および再載荷時の変形特性

3.6.1 概説

「除荷」とは、等方または異方応力状態である平均有効主応力 p まで圧密された粘性土がある大きさのせん断応力を受けた後、このせん断応力を取り除く過程と考えることができる。この際、せん断応力を加えた応力経路と同じ経路を逆にたどってせん断応力を取り除く過程が厳密な意味での除荷と定義できる。同様に、除荷時の応力経路に従って、除荷開始時の応力状態までせん断する過程を再載荷と呼ぶことができる。一般に、粘性土の変形を弾塑性理論の立場から取り扱うとき、除荷および再載荷過程で取り扱われるひずみは弾性ひずみとして取り扱われる。そして、これらの応力状態は常に降伏曲面内または降伏曲面上からその内方向に向かう応力変化として定義される。

ところで、正規圧密粘性土に排水条件のもとに載荷、除荷、再載荷の繰り返し荷重を加えるとき、せん断応力～せん断ひずみ関係は除荷、再載荷過程でほとんど同じ経路を示す。ところが、体積ひずみについては、たとえば、 p 一定での除荷、再載荷過程を考えても両過程では体積ひずみは常に増加（圧縮）する一方であり、除荷過程で体積ひずみが減少することはない。したがって、 p 一定試験に対する降伏曲面を考え、降伏曲面内の体積ひずみの弾性成分に対しては、除荷過程と再載荷過程で異なった応力～ひずみ関係が必要となる。

この節では、初めに p 一定載荷－除荷過程（厳密な意味での除荷過程）を取り扱った後、 p 一定で載荷した後、 $d p > 0$ で応力比 η を減少させる場合を取り扱う。後者の場合、降伏曲面を式 (3.4.48) で示したように p 一定成分に対するものと η 一定成分に対するものの 2 種類を考える。このとき、前者の降伏曲面に対しては弾性状態であり、後者の降伏曲面に対しては降伏を伴う載荷過程となる。すなわち、後者のひずみ成分に対しては、塑性ひずみ増分 $d\epsilon_{\eta}^p$, $d v_{\eta}^p$ が生じることになる。

3.6.2 平均主応力一定試験結果

はじめに、図－3.6.1 に示すような三軸圧縮載荷→除荷→三軸伸張載荷となる応力経路（図(a)）と三軸伸張載荷→除荷→三軸圧縮載荷となる応力経路（図(b)）、および p 一定の普通の三軸圧縮、伸張試験結果の比較を行なう。試験は F-3 試料を用い、三軸圧縮、伸張の両試験のできる載荷装置を持った三軸セルで、ペーパードレーンによる側方排水条件のもとに行なった。供試体は、

p を 0.5, 1.0, 2.0 kg/cm^2 の順に 2 日間ずつ等方圧密した後, 応力制御条件のもとに, 図-3.6.1 に示した各プロットを 1 日毎に載荷, 除荷, 再載荷していった。各試験の概要は表-3.6.1 に示している。

表-3.6.1 各試験の概要

試験番号	w_0	w_f	p	η_{ai}	d	G	図中の番号	備考
	%	%	kg/cm^2		$\times 10^{-2}$	$\times 10^{-2}$		
NIP19	45.41	35.96	2	0	-	-		三軸圧縮 (単調載荷)
NIP20	46.07	36.17	2	0	-	-		三軸伸張 (単調載荷)
NIP21	45.59	36.26	2	0.75	0.46	0.42		三軸圧縮 → 伸張
NIP22	44.64	36.11	2	-0.60	0.92	0.98		三軸伸張 → 圧縮
NIP23	45.73	40.57	1	0.75	0.42	0.46	1	三軸圧縮除荷
NIP24	45.61	38.13	2	0.25	0.42	0.30	2	〃
NIP25	45.29	37.35	2	0.50	0.72	0.63	3	〃
NIP26	44.60	37.27	2	0.75	0.44	0.58	4	〃
NIP27	45.95	36.29	2	1.00	0.75	0.78	5	〃
NIP28	45.59	36.03	2	1.25	0.76	0.90	6	〃
NIP29	45.20	33.60	4	0.75	1.14	0.80	7	〃
			平均		0.67	0.65		

図-3.6.2は, これらの試験の結果である。同図 (a) は, 応力比 $(\sigma_a - \sigma_r)/p$ と体積ひずみ v の関係を示している (σ_a : 軸圧, σ_r : 側圧)。三軸圧縮および三軸伸張のみの単調な載荷試験では, v は $(\sigma_a - \sigma_r)/p$ に対して直線的に増加し, v の最大値は両試験で同じとみなせる。他方, せん断応力の方向が逆転する試験 NIP21, NIP22 では, せん断方向の逆転とともに, v の出方はある応力比までは小さく, それを越えると大きくなっている。すなわち, p -一定試験に対する降伏曲面内では, 弾性成分で表わされ, 降伏曲面に達すると塑性成分も生じていると仮定することができる。しかし, 図より分かるように, 除荷と再載荷の両過程で v は増加する一方である。軽部ら (1966) はこのようなダイラタンシー挙動に対して考察を加え, ダイラタンシー d' を次のように表わした。

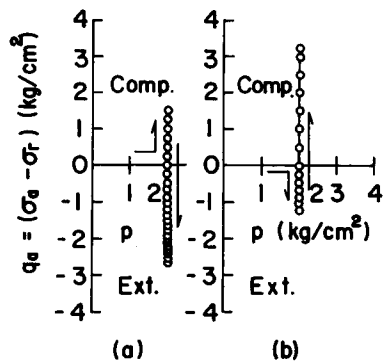


図-3.6.1 応力経路

$$d' = a' \left[\Delta \left(\frac{|\tau_{oct}|}{\sigma_m'} \right) - c \right] \dots\dots\dots (3.6.1)$$

ここに, $\Delta (|\tau_{oct}| / \sigma_m')$ は八面体面上のせん断応力の絶対値と垂直有効応力の比の変化量,

c はダイランシーが生じない限界の $(|\tau_{oct}|/\sigma'_m)$ であり、 a' は定数である。

つぎに、偏差ひずみの挙動についてみる。図-3.

6.2(b)は、 $(\sigma_a - \sigma_r)/p$ と等方圧密終了後のせん断開始時からの偏差ひずみ ϵ の関係を示している。ただし、 ϵ は三軸圧縮のときは軸方向の、三軸伸張では半径方向の偏差ひずみを用いている。図から分かるように、各プロットは除荷、再載荷時は大体直線的に変化しており、再載荷後ある応力比以上に達すると、繰り返しのない載荷曲線と同様に挙動していることが分かる。三軸伸張の場合でみると除荷曲線(NIP22)と再載荷曲線(試験NIP21)はある応力比までは平行とみなせる。三軸圧縮の場合の除荷曲線と再圧縮曲線は平行となっていない。これは、両者で応力増分が異なっていることによると思われる。他方、土の片振りの繰り返し試験での除荷-再載荷曲線が、ほとんど直線的に挙動することは多くの研究者により示されている(Roscoe and Burland, 1968, 村山, 1975)。

つぎに、除荷開始時の平均有効主応力 p_i 、応力比 η_i を種々に変えた場合の三軸圧縮状態での除荷試験結果について述べる。表-3.6.1に行なった各試験の概要を、図-3.6.3にそれらの応力経路を示している。試験は p を0.5, 1.0, 2.0, 4.0 kg/cm^2 の順に2日毎に所定の p_i まで等方圧密した後、 p 一定条件で図にプロットで示した応力状態まで $\Delta\eta = 0.25$ を1日毎に2段階に分けて載荷する。その後、 $\Delta\eta = 0.12$ で1日毎に除荷していった。

図-3.6.4は、 $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ で η_i を種々に変えた場合の試験結果をプロットで示している。図中には、除荷過程を含まない単調載荷の場合の結果(NIP19)も同時に示している。図から分かるように、 ϵ 、 v は除荷過程において η に対してほぼ直線的に変化しており、その勾配は η_i に無関係に平行とみなせる。図-3.6.4(c)は、同じ試験の等方圧密終了後のせん断開始時からの間げき比の減少量 $(-\delta e)$ と η の関係を示している。図-3.6.4(b)とはほぼ同様の関係を示している。図-

3.6.5は載荷、除荷時の平均有効主応力 p_i を種々に変えたときの応力~ひずみ関係をプロット

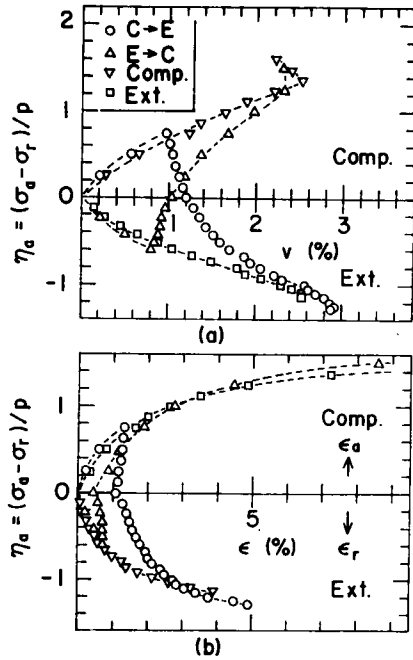


図-3.6.2 p 一定試験結果

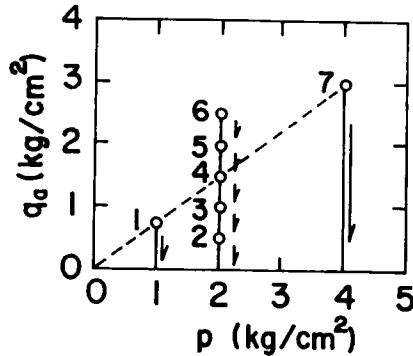


図-3.6.3 p 一定除荷試験の応力経路

で示している。図から分かるように、載荷時の応力～ひずみ関係は p_i により若干異なっているが、除荷時にはほぼ同じ傾向を示している。

以上述べたことより、ここでは除荷時および再載荷時のひずみ増分をひずみ増分の弾性成分と考えて次のように表わす。

$$d v_p^e = \frac{d}{M} |d \eta| \quad \dots\dots\dots (3.6.2)$$

$$d \epsilon_p^e = \frac{G}{M} d \eta \quad (\text{三軸圧縮}) \quad \dots\dots\dots (3.6.3)$$

$$d \epsilon_p^e = \frac{G}{2M} d \eta \quad (\text{三軸伸張}) \quad \dots\dots\dots (3.6.4)$$

ここに、 d 、 G は定数であり、 M は破壊時の η で、三軸圧縮と伸張ではそれぞれに対応した値をとるものとする。図-3.6.2, 3.6.4, 3.6.5の応力～ひずみ関係より除荷開始時のひずみと等方状態まで除荷したときのひずみより決定した式(3.6.2)～(3.6.4)の係数 d 、 G の値は各試験の場合に対し表-3.6.1に示している。値は若干ばらついてはいるが、ここではこれらの平均値をとって、 $d=0.67 \times 10^{-2}$ 、 $G=0.65 \times 10^{-2}$ とする。式(3.6.2)は除荷時または再載荷時にも p 一定条件のもとに体積ひずみが生じることを示している。また、式(3.6.3)、(3.6.4)は偏差ひずみ増分が応力比増分に比例することを示していて、応力～ひずみ関係の非線型性を示すものである。このように、弾性ひずみ成分がダイレタンシー挙動や非線型性を示すために、応力～弾性ひずみ関係については、非線型弾性理論を用いて一般化する必要がある。これについては第6章で検討する。

3.6.3 一般応力経路上での試験結果

ここでは、 $d \eta_a < 0$ 、 $d p > 0$ のような応力経路での試験結果について述べる。試験は2種類行なっているが、これらをシリーズ1、シリーズ2と称す。シリーズ1は、図-3.6.6(a), (b)にその応力経路を示すように、ある p_i まで等方圧密した後、 p 一定条件のもとにある応力比 η_{ai} までせん断し、この後、軸圧 σ_a' を一定とし、側圧 σ_r' を増加していくものである。シリーズ2は、図-3.6.11に示したよ

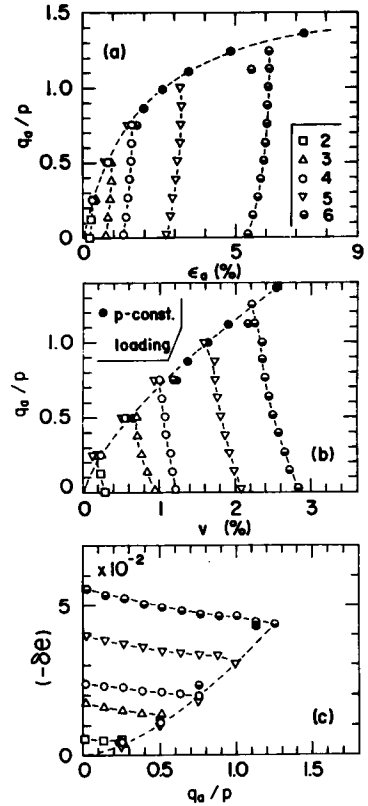


図-3.6.4 応力～ひずみ関係の η_i による影響

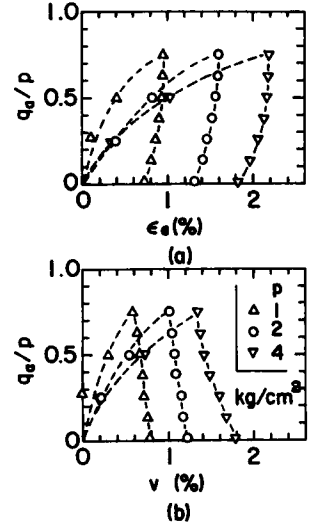


図-3.6.5 応力～ひずみ関係の p_i による影響

うに $p_i = 2 \text{ kg/cm}^2$ まで等方圧密した後、 p 一定で $\eta_{ai} = 0.75$ までせん断した後、 dq/dp を種々に変えて η_a を減少していくものである。シリーズ1, シリーズ2の各試験の概要は表-3.6.2に示している。

はじめに、シリーズ1の試験について述べる。図-3.6.6(a), (b)は行なった各試験の応力経路を示している。試料および除荷開始時の応力状態に至るまでの載荷方法は、前節で述べた p 一定除荷試験の場合と同じである。また、初期応力状態も図-3.6.3の試験1~7の初期応力状態に一致している。

図-3.6.7に、 $p_i = 2 \text{ kg/cm}^2$ で η_{ai} を種々に変えた σ_a' 一定除荷試験(図-3.6.6(a))の結果をプロットで示している。図中には実線で除荷開始時の応力状態が同じの p 一定試験結果(図-3.6.4)を、応力~ひずみ曲線の除荷開始時の点を一致させて示している。

同図(a)より、 σ_a' 一定除荷時の $\eta_a \sim \epsilon$

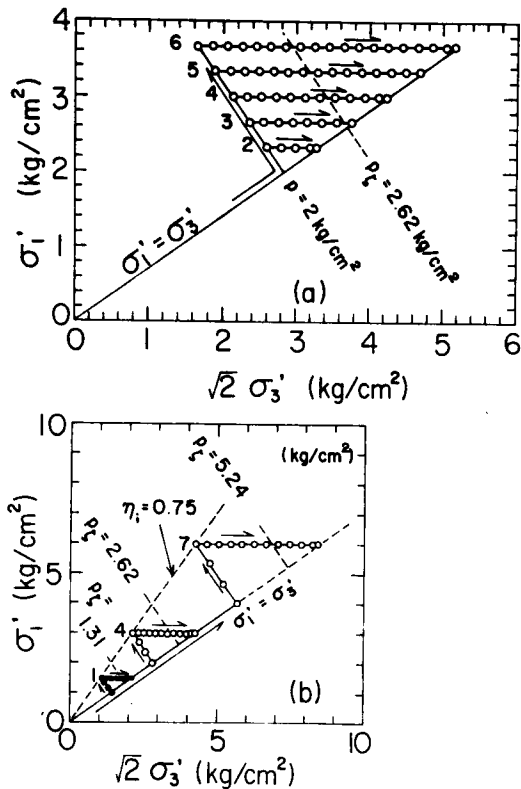


図-3.6.6 σ_a' 一定除荷試験の応力経路 (シリーズ1)

表-3.6.2 各試験の概要

	試験番号	w_0	w_f	p_i	η_{ai}	図中の番号	備考
シリーズ1	NIG10	44.83	39.15	1.0	0.75	1	σ_a' 一定
	NIG11	44.49	37.22	2.0	0.25	2	〃
	NIG12	44.64	37.15	2.0	0.50	3	〃
	NIG13	44.64	35.60	2.0	0.75	4	〃
	NIG14	44.70	35.18	2.0	1.00	5	〃
	NIG15	45.30	34.18	2.0	1.25	6	〃
	NIG16	44.30	32.53	4.0	0.75	7	〃
シリーズ2	NIG17	44.22	35.32	2.0	0.75	8	$dq/dp=0.54$
	NIG13	44.64	35.60	2.0	0.75	9	〃 = 1.50
	NIG18	44.54	36.83	2.0	0.75	10	〃 = 5.33
	NIP30	44.60	37.27	2.0	0.75	11	〃 = ∞

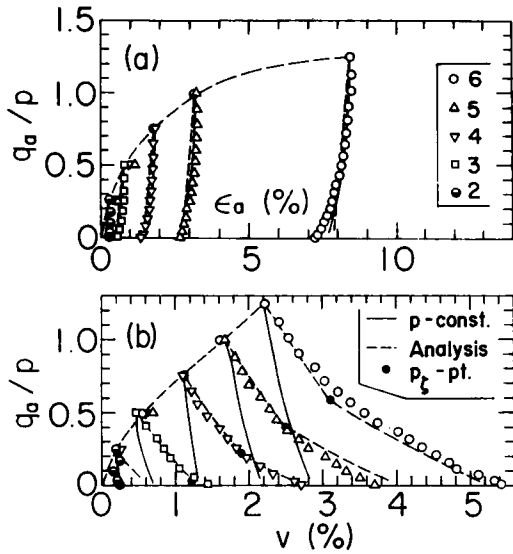


図-3.6.7 σ_a' 一定除荷試験結果
($p_i = 2 \text{ kg/cm}^2$, シリーズ1)

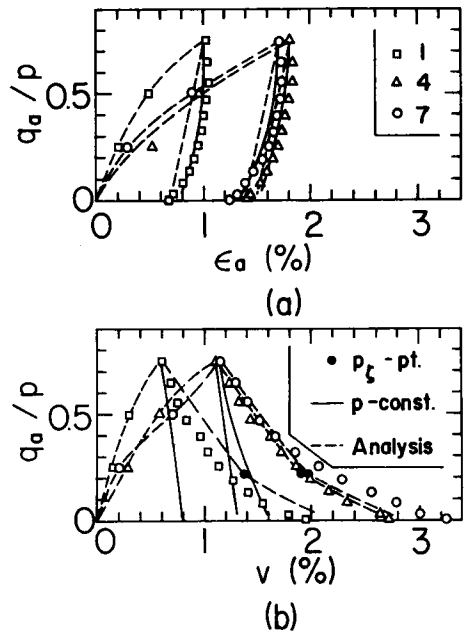


図-3.6.8 σ_a' 一定除荷試験結果
($\eta_{ai} = 0.75$ シリーズ1)

プロットは η_{ai} に無関係にほぼ平行な直線とみなすことができる。また、これらは、 p 一定除荷試験結果とほとんど一致している。同図(b)は、 $\eta_a \sim v$ プロットであるが、各試験の $\eta_a \sim v$ の載荷-除荷曲線は互いに相似形に近い。また、実線で示される p 一定除荷試験結果と大きく異なり、 σ_a' 一定除荷試験の体積ひずみの増加の仕方が大きい。

図-3.6.8は、同様の関係を $\eta_{ai} = 0.75$ で $p_i = 1, 2, 4 \text{ kg/cm}^2$ の場合に対して示している。同じく同図中には実線で除荷開始時の点を一致させて p 一定試験(図-3.6.5)の結果を示している。同図(a), (b)より明らかなように、除荷時の $\epsilon_a, v \sim \eta_a$ 曲線は、 p_i の影響をほとんど受けないことが分かる。また、 p 一定除荷試験結果との比較は、図-3.6.7の場合と同様、 $\eta_a \sim \epsilon_a$ 関係では両者はほとんど一致し、 $\eta_a \sim v$ 関係では σ_a' 一定除荷試験が大きい v を与えている。

つぎに、これらの試験結果の解析について述べる。3.6.1で指摘したように、ここでは $d\eta_a < 0$, $dp > 0$ なる応力経路を取り扱っているので、ひずみ増分のうち、 p 成分は弾性成分のみであるが、 η 成分は、弾性成分と塑性成分が生ずる。ここでも、間げき比の変化と偏差ひずみについて考える。図-3.6.7(a), 3.6.8(a)より、偏差ひずみは p 一定試験とほとんど一致しているので、 $d\eta_a < 0$ の応力経路では、 $d\epsilon_p = 0$ と考えることができる。このとき、偏差ひずみは式(3.6.3)で示される。つぎに、間げき比の変化についてみる。図-3.6.9(a), (b)はそれぞれ $p_i = 2 \text{ kg/cm}^2$ で η_{ai} が種々に異なる場合と、 $\eta_{ai} = 0.75$ で p_i が 1, 2, 4 kg/cm^2 の場合の試験結果について、 $\{(-\delta e) - (-\delta e)_p\}$ と $(-\delta e)_\eta$ の関係をプロットしている。ここに、 $(-\delta e)$ は図-3.6.7, 3.6.8に示した各試験の除荷開始時からの間げき比の減少量であり、 $(-\delta e)_p$ はこれらの各

試験と同じ初期応力状態をもつ p 一定除荷試験での同じ応力比の点の除荷開始時からの間げき比の減少量である(図-3.6.4(c), 図-3.6.5(b)参照)。また, $(-\delta e)_\eta$ は式(3.4.18)で計算される。

$$(-\delta e)_\eta = \lambda \ln \frac{p}{p_i} \quad \dots\dots\dots (3.4.18 \text{ bis})$$

実際の $(-\delta e)_\eta$ の計算では, $\lambda=0.106$ を用いている。図より分かるように, 各プロットは勾配1の破線付近に位置せず, これより下側にあって, η_{ai}, p_i に関係なく, 同一曲線上にあるとみなせる。このように $\{(-\delta e) - (-\delta e)_p\} \sim (-\delta e)_\eta$ の関係は, 載荷時の一般応力経路上での試験でも見られた(図-3.4.10)。しかし, そのときは解析において無視した。ここでは, 除荷中の全間げき比変化に対するこの影響は大きいので, これを考慮する。この関係を図-3.6.9(a), (b)中に示した2本の直線で近似し, この2本の直線の交点の $\{(-\delta e) - (-\delta e)_p\}$ の値(縦軸座標)を Δe_0 とする。この関係は前に図-3.4.10に示したものと同じであり, $e_\eta \sim \ln(p)$ 関係で示すと図-3.6.10のようになる。ここに, e_η は間げき比 e より p 一定除荷による間げき比変化 $(-\delta e)_p$ を差し引いたものである。いま, 図-3.6.9において, $\{(-\delta e) - (-\delta e)_p\}$ が Δe_0 より小さい部分の直線の勾配を i とする。このとき, 図-3.6.10におけるこの部分に相当する $e_\eta \sim \ln p$ 直線の勾配 ζ は, $\zeta = i\lambda$ より求まる。また, $e_\eta \sim \ln p$ 直線の折れ曲がり点の p を p_ζ とすると次式より p_ζ が求まる。

$$\Delta e_0 = \zeta \ln \frac{p_\zeta}{p_i} \quad \dots\dots\dots (3.6.5)$$

図-3.6.9より, Δe_0 が p_i, η_{ai} に無関係に一定とみなせるので, この $e_\eta \sim \log p$ 関係の折れ曲がり点の p と除荷開始時の p との比 (p_ζ/p_i) は一定とみなせる。このとき, $(-\delta e)_\eta$ は次のように表わせる。

$$(-\delta e)_\eta \leq \Delta e_0 \quad (p \leq p_\zeta) \text{ のとき,}$$

$$(-\delta e)_\eta = \zeta \frac{dp}{p} \quad \dots\dots\dots (3.6.6)$$

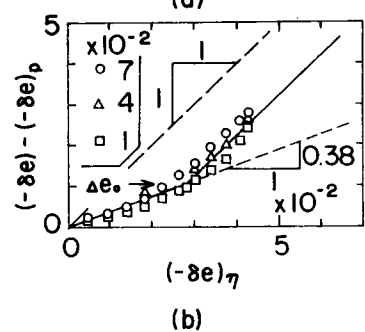
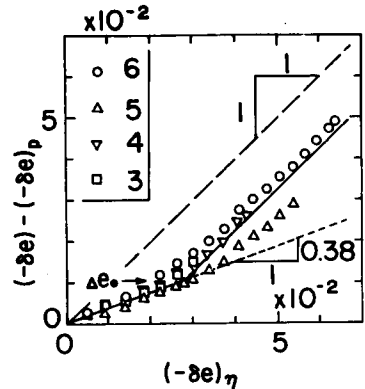


図-3.6.9 $\{(-\delta e) - (-\delta e)_p\} \sim (-\delta e)_\eta$ 関係(シリーズ1)

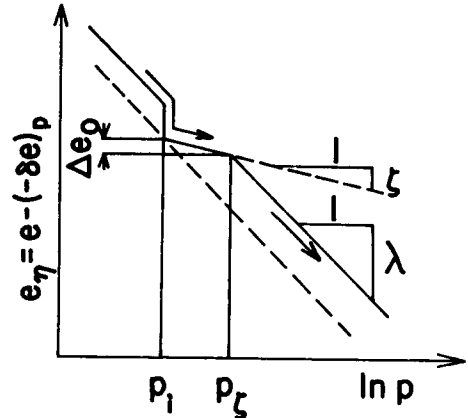


図-3.6.10 $e_\eta \sim \ln p$ 関係(模式図)

$(-\delta e)_\eta > \Delta e_0$ ($p > p_\zeta$) のとき,

$$(-\delta e)_\eta = \lambda \frac{dp}{p} \dots\dots\dots (3.6.7)$$

図-3.6.9(a), (b)より, $\Delta e_0 = 0.0106$, $p_\zeta/p_i = 1.31$, $\zeta = 0.040$ を得る。図-3.6.6. (a), (b)には $p = p_\zeta = 1.31 p_i$ で表わされる p_ζ 一定線を破線で示している。 η_{ai} が小さい場合は、除荷過程の大部分または全部が p_ζ に達していないことが分かる。式(3.6.6), (3.6.7)を用いることにより、除荷時の体積ひずみの変化を求めることができる。図-3.6.7, 3.6.8中には破線でこのようにして求めた ϵ_a , $v \sim \eta_a$ の関係を示している。ただし、計算曲線は除荷部分だけを示しており、実験結果と計算結果での ϵ_a , $v \sim \eta_a$ 関係の除荷開始時の点は両者で一致させている。計算に用いた各係数値はまとめて表-3.6.3に示した。ただし、式(3.6.2), (3.6.3)中の係数 d , G は表-3.6.1に示した p 一定除荷試験より求めた値の平均値を用いている。図-3.6.7, 3.6.8中には、 $e_\eta \sim \ln(p)$ 関係の折れ曲がり点に相当する点も p_ζ 点として示している。解析結果は実験結果をよく説明している。

表-3.6.3 除荷試験の解析に用いた係数値

e_a	1.0128	ζ	0.040
Γ	0.9645	Δe_0	0.0106
λ	0.106	d	0.67×10^{-2}
A	41.1	G	0.65×10^{-2}
m	0.993	$(p_\zeta/p_i = 1.31)$	
M	1.50		

つぎに、シリーズ2の試験結果について述べる。図-3.6.11に行なった試験の応力経路を $q_a \sim p$ 関係で示している。試料および荷重方法はシリーズ1と同じである。除荷開始時の応力状態は $p_i = 2 \text{ kg/cm}^2$, $\eta_{ai} = 0.75$ である。各試験の概要は表-3.6.2に示している。各試験結果を図-3.6.12にプロットで示す。図中のひずみ ϵ_a , v は等方圧密終了後の p 一定せん断開始時からのものを示しているため、除荷開始時の点に若干のばらつきがある。同図(a)より、除荷時の $\epsilon \sim \eta$ 関係はこのシリーズにおいてもほとんど応力経路に関係なく同じとみなせる。また、同図(b)からは、除荷時の体積ひずみ v は応力経路の勾配の絶対値 $|dq/dp|$ が小さい程、大きくなっている。図(a)より、 $\epsilon_a \sim \eta_a$ 関係は応力経路に関係なく式(3.6.3)で表わされる。

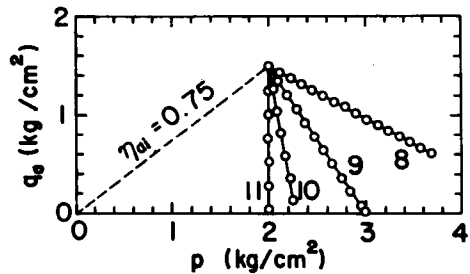


図-3.6.11 応力経路 (シリーズ2)

図-3.6.13は各試験の $\{(-\delta e) - (-\delta e)_p\} \sim (-\delta e)_\eta$ の関係を示している。 $(-\delta e)$, $(-\delta e)_p$, $(-\delta e)_\eta$ の決定法はシリーズ1の場合と同じである。図より明きらかなように、各プロットは勾配1の破線より下側に位置し、図-3.6.9で示したのと同じ2本の直線で示される

とみなせる。したがって、 $(-\delta e)_\eta$ は式 (3.6.6), (3.6.7) で表わされる。これらの関係を用いてシリーズ1の場合と同様に $\epsilon_a, v \sim \eta_a$ 関係を計算した結果を図-3.6.12中に破線で示している。計算に用いた各係数値はシリーズ1の場合と同じであり、表-3.6.3に示した各値を用いている。図(a)において、 $\epsilon_a \sim \eta_a$ 関係は計算ではすべて一致するので、 p 一定除荷試験11 (NIP30)の除荷開始時の点に計算曲線のそれを一致させて示している。図(b)は各試験とも実験結果と解析結果で除荷開始時の点を一致させて示している。各試験とも解析結果は実験結果をよく説明している。

つぎに、除荷時の一般応力経路上での変形特性について考察を行なう。間げき比の変化と偏差ひずみ増分は一般に次のように表わされる。

$$\begin{aligned} (-de) &= (-de)^e + (-de)^p \\ &= (-de)_p^e + (-de)_\eta^e + (-de)_p^p + (-de)_\eta^p \\ &\dots\dots\dots (3.6.8) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d\epsilon &= d\epsilon^e + d\epsilon^p = d\epsilon_p^e + d\epsilon_\eta^e + d\epsilon_p^p + d\epsilon_\eta^p \\ &\dots\dots\dots (3.6.9) \end{aligned}$$

ここで、いま、 η を減少させるような応力経路について考えているから $(-de)_p^p, d\epsilon_p^p$ はゼロである。

はじめに、偏差ひずみについて考える。後に5.2節で述べるように、 $d\epsilon_\eta^e = 0$ とする。このとき、式(3.6.8), (3.6.9)は次のようになる。

$$\begin{aligned} (-de) &= (-de)_p^e + (-de)_\eta^e + (-de)_\eta^p \\ &\dots\dots\dots (3.6.10) \end{aligned}$$

$$d\epsilon = d\epsilon_p^e + d\epsilon_\eta^p \dots\dots\dots (3.6.11)$$

式(3.6.10)において、 $(-de)_p^e$ は式(3.6.2)より求めることができる。また、 $(-de)_\eta^e$ は、

$$(-de)_\eta^e = \kappa \frac{dp}{p} \dots\dots\dots (3.6.12)$$

で表わされるとすると、 $(de)_\eta$ は式(3.6.6), (3.6.7)より、各場合に応じて、

$$(-de)_\eta^p = (\zeta - \kappa) \frac{dp}{p} \quad \text{または} \quad (-de)_\eta^p = (\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \dots\dots\dots (3.6.13)$$

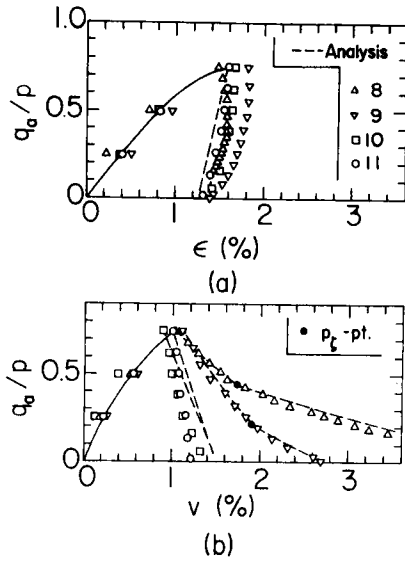


図-3.6.12 除荷時の応力～ひずみ関係 (シリーズ2)

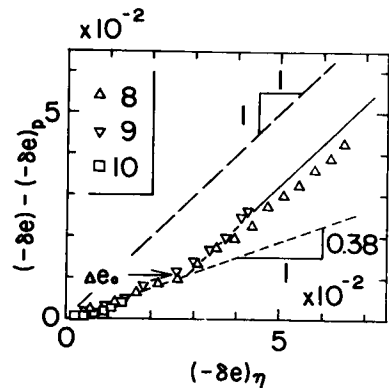


図-3.6.13 $\{(-\delta e)_\eta, (-\delta e)_p\} \sim (-\delta e)_\eta$ 関係 (シリーズ2)

で表わされる。

他方、偏差ひずみ増分について考えると、ここで示した一般応力経路の除荷試験では除荷開始時の応力状態 (p_i, η_{ai}) または経路の勾配 dq/dp に関係なく、 $\epsilon_a \sim \eta_a$ 関係は、 p 一定除荷試験でのそれと変わらないことを示している。したがって、式 (3.6.1.1) 中の $d\epsilon_{\eta}^p = 0$ とみなせる。3.4 節では、載荷過程での一般応力経路上の変形において

$$\left(\frac{d\epsilon}{dv}\right)_{\eta}^p = f(\eta) \quad \dots\dots\dots (3.6.1.4)$$

が成立し、 $f(\eta)$ は η の単調増加関数であることを示した。しかし、一般に異なった応力履歴を持った試料を同じ一つの応力点より η 一定試験するとき、 $(d\epsilon/dv)_{\eta}^p$ は応力履歴に依存すると考えられる。 $d\epsilon_{\eta}^p = 0$ という実験事実は図-3.6.14 に模式的に示したように、ここで示した除荷時の塑性ひずみ増分ベクトルが p 軸に平行に向いていることを示している。一方、除荷の応力履歴を持たない試料の塑性ひずみ増分ベクトルは p 軸と正の角度をなしており、 $d\epsilon_{\eta}^p > 0$ である。すなわち、粘性土が除荷という応力履歴を受けたとき、急速に $f(\eta) = 0$ になることを示すものであり、応力履歴の影響が重要であることを示している。最後に、ここに示した $dp > 0, d\eta < 0$ の応力経路では、間げき比の変化は図-3.6.9, 3.6.13 に示したように、 p 成分と η 成分の和として、 $dp > 0, d\eta > 0$ の一般応力経路上の場合と同様に表わされ、ここでも間げき比変化は応力経路の影響を受けない。また、偏差ひずみ増分は $d\eta_a < 0, dp > 0$ の任意の応力経路上で $d\epsilon_{\eta}^p = 0$ と考えられるので、式 (3.6.3) のみで表わされる。そして、 $d\eta_a > 0, dp > 0$ の応力経路上の場合と異なり応力経路によらず、そのときの応力状態のみにより決定されることが指摘できる。

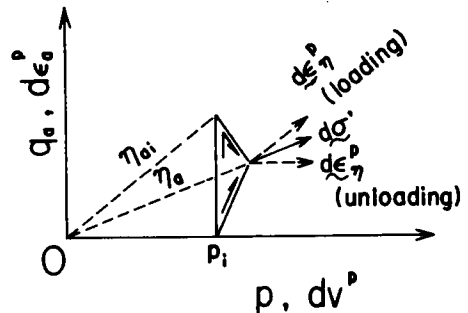


図-3.6.14 塑性ひずみ増分ベクトル方向の応力履歴による影響 (模式図)

3.7 まとめ

等方応力下で正規圧密された飽和粘性土の等方圧密時、せん断時、除荷時などの変形特性を三軸試験により調べた。これより、次のことが明きらになった。まず、等方圧密時の変形特性については、

1. 先行圧密圧力が 0.5 kg/cm^2 で一次元圧密された試料では、 p が 2 kg/cm^2 以上では等方的に変形するとみなせる。
2. 等方圧密時の $e \sim \log p$ 関係より得られる圧縮指数は、側方拘束圧密試験より得られるそれとほぼ等しい。

三軸圧縮下での p 一定経路および一般応力経路上での試験より、次のことが明きらかになった。

3. p 一定試験では、式 (3.3.1) , (3.3.2) 中の係数 A , C は、 p とともに減少する傾向があるが、その比はほぼ一定で 1 に等しいとみなせる。
4. p 一定試験中の応力 \sim ひずみ関係はここに示した関係式でよく表わされる。
5. p 一定試験中の $dv/d\varepsilon \sim \eta$ 関係において、Roscoeら(1968)の関係式は η の小さいところで実測値より大きい値を与え、Frydmanら(1973)の関係式では、小さい $dv/d\varepsilon$ を与える傾向がある。他の研究者の関係式は著者のものも含めて係数値を適当に選ぶことによりほぼ妥当な関係を与えている。
6. 一般応力経路上での間げき比の変化は、 p 一定成分と η 一定成分を単純に加えることにより得られる。
7. 一般応力経路上での偏差ひずみ増分は応力経路に依存し、ここでは、式 (3.4.16) のように表わした。これは、試験結果によく合う。
8. 体積ひずみ増分、偏差ひずみ増分の塑性成分を p 成分、 η 成分に分け、それぞれに対応した塑性ポテンシャル、硬化関数を用いることにより、塑性ひずみ増分ベクトル方向の応力増分ベクトル方向の変化による影響を考慮した応力 \sim ひずみ関係が得られる。

三軸伸張下での p 一定経路および一般応力経路上での試験結果より、次のことが明きらかになった。

9. 三軸圧縮下で得られている応力 \sim ひずみ関係において、 $d\varepsilon_C$ 、 η/M_C の代わりに $2d\varepsilon_E$ 、 η/M_E と置くことにより、三軸伸張下での p 一定経路および一般応力経路上での変形特性が説明される。
10. p 一定せん断試験での等方状態から破壊時までの間げき比変化は、三軸圧縮下と伸張下ではほぼ等しい。

除荷時および再載荷時の変形特性について、次のことが明きらかになった。

11. p 一定下での除荷 \sim 再載荷過程では、再載荷時に弾性領域から塑性領域に移る現象が見られる。また、これらの過程では間げき比は減少し続ける。
12. p 一定経路および p が増加しながら応力比が減少する場合の $\eta \sim \varepsilon$ 関係は応力経路によらず同じとみなせる。また、間げき比の変化は、 p 成分と η 成分の和として表わされる。

第 4 章 異方正規圧密粘性土の変形特性

4.1 著者の観点と本章の概要

自然地盤においては、土は一般に異方応力状態で圧密 (K_0 - 圧密) されている。したがって、このような地盤の変形問題を扱かうためには、異方圧密状態にある土の変形特性を知る必要がある。

すでに、等方圧密された粘性土の変形特性について述べた。異方圧密試料は、等方圧密試料と違って、変形、強度特性の異方性を有しており、これは土の堆積環境、せん断、圧密時の応力履歴などによる広い意味での土の構造 (soil structure) の異方性に起因すると思われる。ここでは、応力履歴によって生じた異方特性を持った粘性土の変形特性を扱かう。

このような異方正規圧密粘性土の変形特性を考えると、等方試料の変形特性はこの特殊な場合として、これに含ませるように異方圧密試料まで拡張することが必要である。ここでは、等方試料の変形特性は等方応力軸 (静水圧軸) を中心に考えたように、異方圧密試料の変形特性では、異方圧密時の応力軸を中心に考えることにより、異方試料まで拡張する。解析においては、弾塑性理論を用いているが、ここでも p 成分と q 成分に分けて考える。このとき、間げき比の変化は応力履歴に対して鈍感であり、等方試料の場合と同様、状態曲面の概念を用いることにより解析できる。しかし、せん断ひずみは応力履歴の影響を強く受け、等方試料の変形特性を単純に拡張することはできず、実験による検討が必要である。

以上の観点により、異方正規圧密粘性土の変形特性に関する試験と解析を行なったが、本章の内容を節を追って説明すると次の通りである。

4.2 節では、三軸圧縮および伸張下の応力比一定下での圧密時の変形特性を扱かっている。また、 K_0 - 圧密に関する研究の簡単な要約を行なっている。

4.3 節では、異方圧密粘性土の平均有効主応力一定下での変形特性に関して、三軸圧縮下で破壊する場合と三軸伸張下で破壊する場合に分けて試験を行なうとともに解析を行なっている。

4.4 節では、異方圧密粘性土の一般応力経路上での変形特性に関する解析方法を示す。この後、これらの応力経路上での試験結果を示し、解析結果との比較検討を行なっている。

4.5 節では、異方圧密時、平均有効主応力一定経路上および一般応力経路上でのせん断時の変形特性とそれらの関連について弾塑性理論により考察を行なっている。

4.6 節では、本章のまとめを行なっている。

4.2 異方圧密時の変形特性

4.2.1 三軸圧縮下での変形特性

ここでは、三軸圧縮下で応力比を一定として平均有効主応力 p を増加する異方圧密時の粘性土の変形特性について述べる。等方圧密時の変形特性については既に 3.2 で述べたが、これはここで述べる異方圧密の特殊な場合である。初めに実験結果を述べ、これを表わす簡単な実験式を示す。この後、 K_0 、圧密、応力履歴の影響について述べる。

まず、試験結果を示す。試験は F 試料を用い、ペーパードレーンによる側方排水条件のもとに、応力制御条件で行ない、供試体の排水量と頂端面の沈下量を測定した。各荷重段階での荷重期間により、長期試験 (LT と略称, F-1 試料使用) と短期試験 (ST, F-2 試料) に分けて述べる。

はじめに長期試験について述べる。粘性土の異方圧密試験を応力制御条件のもとに行なうとき、与えられた応力比 η に対して、平均主応力の増分が大き過ぎると、供試体中に発生する過剰間げき水圧の消散の遅れのため有効応力経路が η 一定経路よりずれ、理想的な η 一定試験のときの ϵ_1 より異なつた値を与える危険性がある。図-4.2.1 は、応力比 $\eta = 0.5$ で平均主応力を 1 kg/cm^2 から 2 kg/cm^2 まで、その増分幅を 3 種類に変えて行なつた応力比一定の試験結果を $\epsilon_1 \sim v$ 関係で示している。各試験の増分荷重の荷重時間と荷重圧などは表 4.2.1 に示した通りである。図より、平均主応力の増分幅が大きいく程、同じ v に対して ϵ_1 が大きくなる傾向がある。特にひずみが小さいところでその傾向が大きいようである。しかし、ひずみが大きくなり、十分変形が進行した段階では $\epsilon_1 \sim v$ 経路の差異はほとんどなくなつている。図-4.2.2 (a), (b) は、これらの試験の v, ϵ_1 と $\log t$ の関係を示している。荷重幅の小さいもの程、 v, ϵ_1 とともに圧密が初期に遅れ、後半促進される傾向を示している。また、最終ひずみ量は、荷重幅を小さくする程大きくなる傾向が見

られる。しかし、
 図-4.2.1、4.2.2 より言えることは、ここで示した程度の応力比レベル ($\eta/M=0.33$) では、 $p=1 \rightarrow 2 \text{ kg/cm}^2$ に至る際に生ずるひずみに与える荷重増分幅の影響は無視できるということである。しかし、応力比が増加して破壊に近

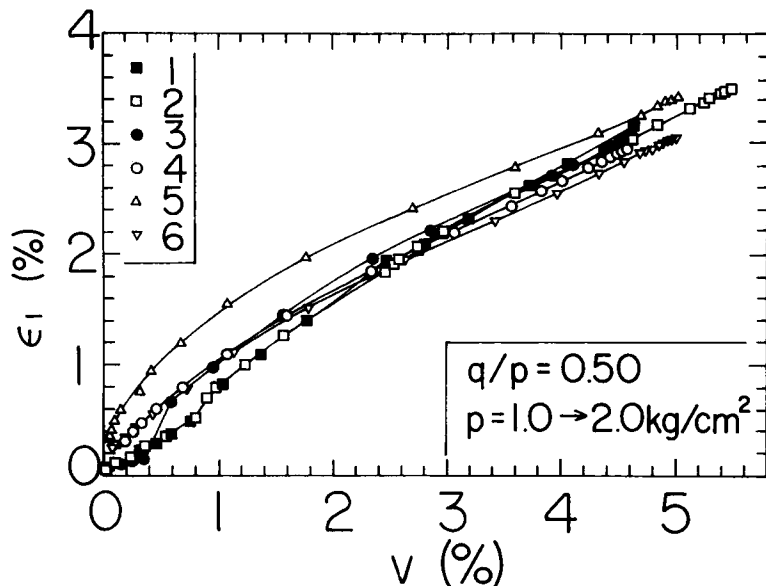


図-4.2.1 $\epsilon_1 \sim v$ 関係に及ぼす荷重方法の影響

表-4.2.1 試験の概要

図中の 番号	e_i	t_0 ※ min	1			2			3			Test No
			σ_1 kg/cm ²	σ_2 kg/cm ²	t min	σ_1 kg/cm ²	σ_2 kg/cm ²	t min	σ_1 kg/cm ²	σ_2 kg/cm ²	t min	
1	1,099	4,276	1,867	1,167	30	2,400	1,500	60	2,667	1,667	8,618	—
2	1,083	2,870	1,867	1,167	30	2,400	1,500	60	2,667	1,667	12,963	—
3	1,061	11,429	2,224	1,667	4	2,667	1,667	14,352				NAR2
4	1,071	5,730	2,094	1,667	1	2,667	1,667	12,947				NAR6
5	1,057	2,839	2,667	1,667	12,954							NAR5
6	1,088	14,349	2,667	1,667	24,467							NAR7

※) 前段階での載荷時間

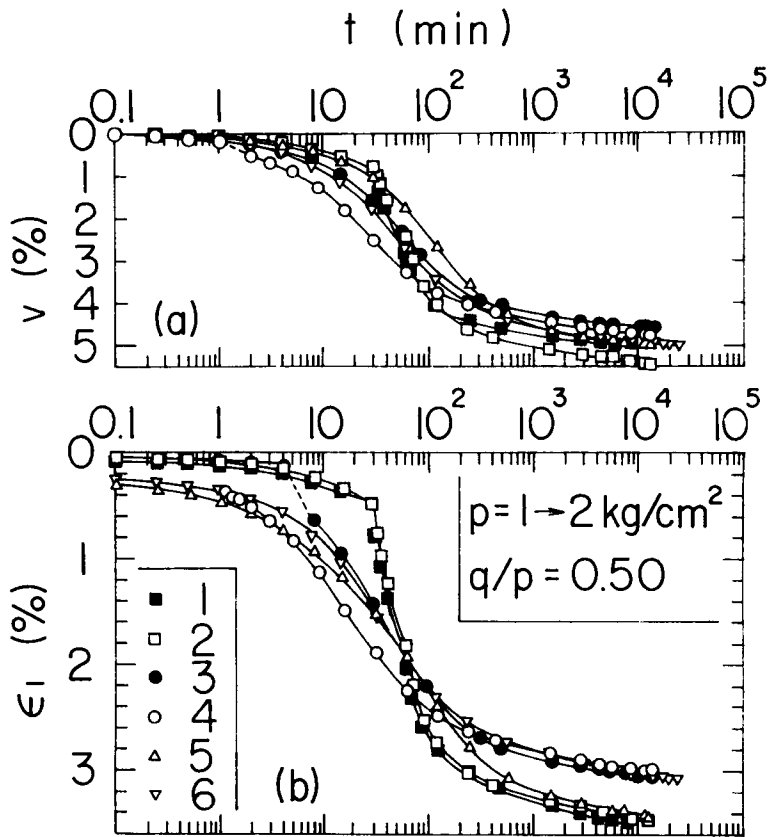


図-4.2.2 (a) $v \sim \log t$ 関係、(b) $\epsilon_1 \sim \log t$ 関係に及ぼす載荷方法の影響

づくに従い、その影響が大きくなることは十分考えられる。

つぎに、長期間の異方圧密試験結果を示す。各試験の概要を表-4.2.2に、その応力経路を図-4.2.3(a)に示している。試験は、所定の応力比のもとで平均主応力を0.3、0.5、1.0、2.0、4.0 kg/cm²の順に各段階7~13日間圧密している。ただし、試験4(NAR3)は応力比が大きいため図中に・印で示したように各段階をさらに細分してこの段階を30分間隔で載荷している。図-4.2.3(b)はこれらの試験の $e \sim \log p$ 関係のプロットである。各 $e \sim \log p$ 曲線は互いに平行となっており、正規圧密領域の直線部分より圧縮指数 $C_c = 0.35$ を得る。この C_c の値は、同じ試料について行なった標準圧密試験より得られたものと同じである(図-2.3.1(a)参照)。また、これらの各曲線の位置は初期含水比に影響されるが試験2(NAR1)を除き応力比の大きい順に下になっている。このように等方の場合も含めて粘性土の異方圧密中の $e \sim \log p$ 曲線が平行になることは、Henkel and Sowa(1963)、Roscoeら(1963a)、Mitchell(1970)、Lewin and Burland(1970)などにより

表-4.2.2 異方圧密試験の概要(LT)

Test No	w_0 (%)	w_f (%)	η	$\Delta p / p_i$	各荷重段階 での載荷期 間 (日)	図の番号
NIR24	47.38	34.59	0	1	7~12	1
NAR1	45.73	34.61	0.25	1	8~21	2
" 2	45.80	34.68	0.50	1	8~21	3
" 3	46.23	33.50	0.75	1	7~13	4
" 4	46.73	40.58	0.50	0.25	36	5
" 5	46.12	36.93	"	0.25	21	6
" 6	47.77	36.56	"	0.50	18	7
" 7	46.91	37.07	"	1.0	39	8
" 8	46.35	35.42	"	2.0	39	9
" 9	46.40	39.35	0.75	0.50	19	10
" 10	46.02	37.32	"	1.00	21	11

示されている。また、El-Sohby(1969)はゆるい砂ではこの関係は粘土と同じで大体平行であるが、密な砂では平行にならないことを示している。

図-4.2.4は、各試験の平均主応力を2 kg/cm²から4 kg/cm²に増加したときの v 、 ϵ_1 と $\log t$ の関係を示している。図より、 v の最終値は応力比にあまり関係なく一定であり、 ϵ_1 の最終値は応力比とともに増加している。

図-4.2.5は同じ各試験の $\epsilon_1 \sim v$ の関係を示している。平均主応力の小さいところで吸水膨

潤を起こしている部分もあるが、正規圧密領域では各段階の最終状態を結ぶ曲線はわずかに下に凸になっている。これは3.2でも述べたように、試料作成時の一次元圧密による試料異方性によるものである。この影響は平均主応力が2 kg/cm²以上では取り除かれていると

考えられる。また、試験3 (NAR 2、 $\eta = 0.5$) では、各荷重段階の中間のひずみ経路は上に凸になっており、

載荷直後に発生した過剰間げき水圧により有効応力経路が $\eta = 0.5$ の線より破壊側にずれていることを示している。試験4 (NAR 3、 $\eta = 0.75$) では試験3より応力比は大きい

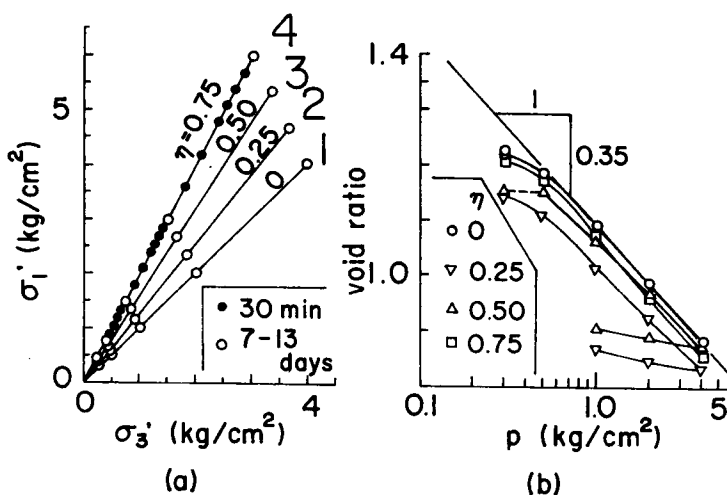


図-4.2.3 等方および異方圧密試験 (LT) の(a)広力経路, (b) $e \sim \log p$ 関係

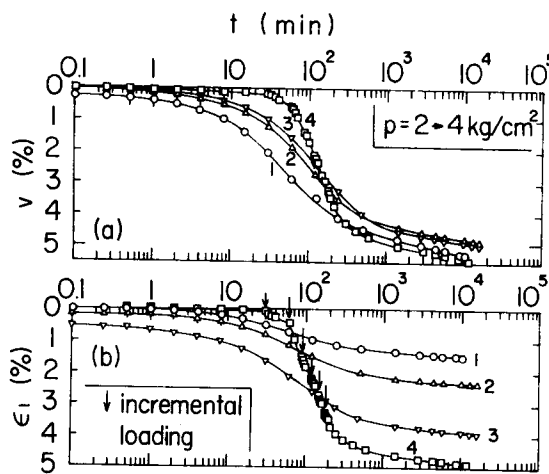


図-4.2.4 等方および異方圧密中の(a) $v \sim \log t$ 関係, (b) $\epsilon_1 \sim \log t$ 関係

が、平均主応力の増分幅を細分化しているため $\epsilon_1 \sim v$ 経路は直線に近くなっている。E1-Sohby (1969) や Andraws

ら (1973) によれば砂についても応力比一定下での ϵ_1 と v のひずみ経路は直線となり、その

勾配は応力比とともに増加するが、ゆるい砂と密な砂では同じ応力比に対してその勾配が異なることを示している。

図-4.2.6は応力比 η と図-4.2.5より求めたひずみ増分比 $d\varepsilon/dv$ のプロットである。ただし、ひずみ増分比 $d\varepsilon/dv$ は例えば、 $p = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ のときのプロットでは、 p を 0.3 kg/cm^2 から 0.5 kg/cm^2 まで増加したときの値を示している。

以下、1、2、 4 kg/cm^2 の場合は $p = 0.5 \rightarrow 1$ 、 $1 \rightarrow 2$ 、 $2 \rightarrow 4 \text{ kg/cm}^2$ でのひずみ増分比である。いま、 η と $d\varepsilon/dv$ の関係を次のように表わす。

$$\frac{d\varepsilon}{dv} = D' \frac{M\eta}{M^2 - \eta^2} \quad \dots\dots (4.2.1)$$

ここで、 M は p 一定試験より得られる η の破壊時の値、 D' は定係数である。いま、異方圧密時の特別の場合として、 K_0 -圧密時を考える。このとき $d\varepsilon/dv = \frac{2}{3}$ であり、このときの応力比を η_{K_0} 。とすると、 K_0 -値との関係は、

$$\eta_{K_0} = \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0} \quad \dots\dots (4.2.2)$$

となる。後に示すように、この試料の静止土

圧係数 K_0 は 0.43 である。したがって、 $\eta_{K_0} = 0.92$ を得る。 M は 3.32 で示した $M = 1.50$ を用いる。これらの値を用いると式(4.2.1)より $D' = 0.68$ を得る。図-4.2.6には、この D' の値を用いた $\eta \sim d\varepsilon/dv$ 関係の計算曲線を実線で示している。各異方圧密試験結果は、前に述べたように p の増加とともに $d\varepsilon/dv$ の値は増加しているが、 K_0 -値を用いた計算結果はこれらの試験結果と妥当な対応を示している。

図-4.2.7は著者の結果とE1-Sohby(1969)による砂、Wongら(1975)による鋭敏な粘土に関する応力比とひずみ増分比の関係を示している。Wongらはこの関係を直線および双曲線とみなしている。

つぎに、応力比 η を一定として、平均主応力の増分比を種々に変えたときの試験結果を示す。

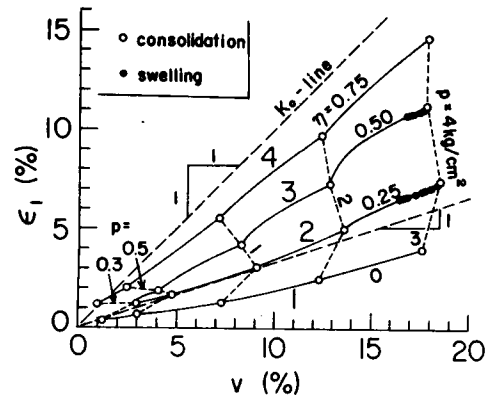


図-4.2.5 等方および異方圧密中の $\varepsilon_1 \sim v$ 関係(LT)

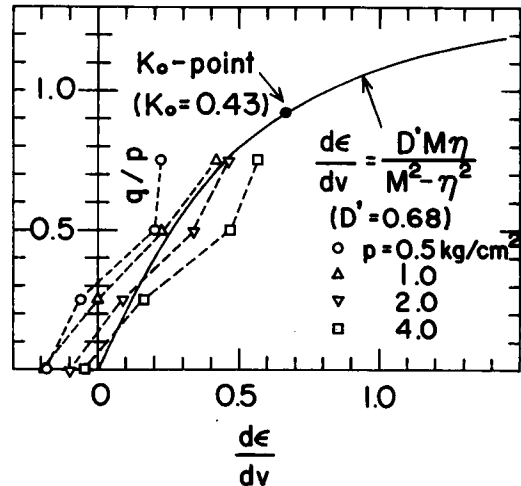


図-4.2.6 等方および異方圧密中の $\eta \sim d\varepsilon/dv$ 関係(LT)

各試験の概要は表-4.2.2に示している。試料はいずれもF-1である。図-4.2.8はこれらの試験結果の $(1+e_i)v$ と $\log\{(p_i+\Delta p)/p_i\}$ の関係を示している。ここに、 e_i 、 p_i は、平均主応力増分 Δp を加える直前の供試体の間げき比、平均有効主応力である。また、各試験は、すべて長期試験であり、体積ひずみ v は、平均主応力増分 Δp によるものであるが、 $v \sim \log t$ プロットの2次圧縮部分を 10^3 分まで直線的に延長して得た値を用いている。図中には、この試料の圧縮指数 $C_c = 0.35$ の勾配を持ち、 $(1, 0)$ を通る直線を示している。この図より次のことが分かる。

1) 各プロットは圧力増分比に関係なく、圧縮指数 $C_c = 0.35$ を持つ直線に平行にプロットされ、 $e \sim \log p$ 図上ではこの勾配の一つの直線上にのる。

2) 応力比が増加するに従い、各プロットは上方

に移行しており、 $e \sim \log p$ 図上で応力比が増加する程、 $e \sim \log p$ 曲線が下に平行移動する。これらの関係は、等方圧密の場合の式(3.2.1)で、係数 $d e_t$ を载荷時間とともに応力比の関数と考えることにより表わすことができる。すなわち、偏差ひずみ増分 δe は次のようになる。

$$\delta e = \frac{D'}{1+e_i} \frac{M\eta}{M^2 - \eta^2} \left\{ d e(t, \eta) + C_c \log_{10} \frac{p_i + \Delta p}{p_i} \right\} \dots (4.2.3)$$

つぎに、図-4.2.9は、応力比一定試験の試験終了時の含水比をそのときの平均主応力に対し、片対数紙上にプロットしている。同図中には平均主応力一定試験の最終含水比も示している。また、実線で同じ試料の側方拘束圧密試験より得られた最終含水比の平均値とそのときの鉛直圧密

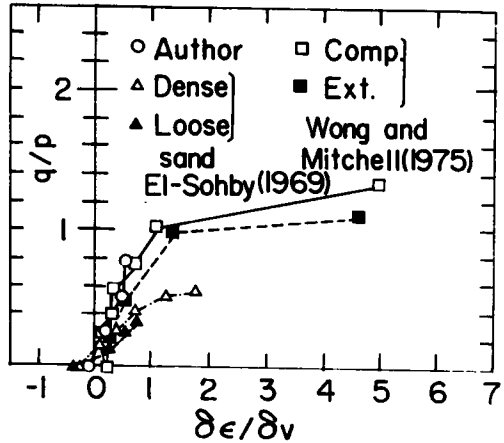


図-4.2.7 等方および異方圧密中の応力比～ひずみ増分比の関係

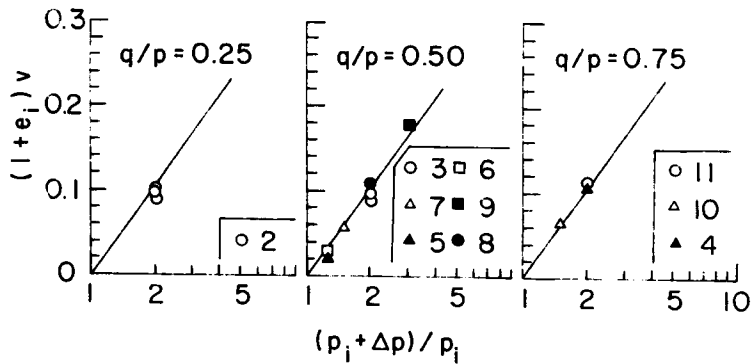


図-4.2.8 異方圧密中の $(1+e_i)v \sim \log\{(p_i+\Delta p)/p_i\}$ 関係

圧力 σ_v' の関係を示している。また、静止土圧係数を0.43として実線との関係を w と $\log p$ の関係で示すと図中の破線のようになる。破線が三軸圧縮試験結果の下限を与えていることは、側方拘束圧密試験の応力比がこれらの試験の中で最大であることを考えると妥当な結果と言える。Campanella and Vaid(1972)は、等方圧密試験と K_0 -圧密試験の $e \sim \log p$ 曲線を示し、等方圧密試験の $e \sim \log p$ 曲線が K_0 -圧密試験の $e \sim \log \sigma_v'$ 曲線と $e \sim \log p$ 曲線の間に来ることを示しているが、これと

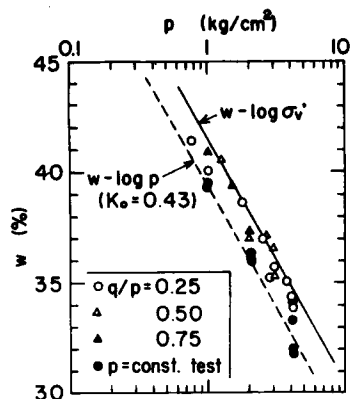


図-4.2.9 $w \sim \log p$ 関係

も同様の傾向である。応力比一定条件下での長期間の排水クリープ試験はMurayama and Shibata(1964)、Barden(1969)、Walker(1969)、Bishop and Lovenbury(1969)、Yamanouchi and Yasuhara(1975)などにより行なわれている。しかし、これらは主として時間効果を考慮しようとするものであり、ここではこれ以上述べない。

つぎに、短期間の応力比一定試験(ST)について述べる。用いた試料はF-2である。試験方法はF-1試料と同じであるが、各載荷段階での載荷期間は、等方圧密の場合は2日で、異方圧密($\eta = 0.75$)の場合は約1日としている。試料(NIR25、NAR11)の概要を表-4.2.3に、応力経路を図-4.2.10(b)中に示している。なお、各試験は図より分かるように η 一定での膨潤、再圧縮過程を含んでいる。図-4.2.10(a)より、両試験の $e \sim \log p$ 曲線は圧密、膨潤、再圧縮過程を通じて互いに平行とみなせる。これより圧縮指数 $C_c = 0.244$ 、膨潤指数 $C_s = 0.043$ を得る。同図(b)は $\epsilon_1 \sim v$ の関係を示している。いずれもわずかに下に凸の曲線となっているが、小さい応力範囲では直線とみなせる。図中には膨潤時のひずみ経路も示しているが、これはいずれも大体等方経路($v = 3\epsilon_1$)に平行な直線とみなせる。

つぎに、異なった応力履歴を受けた試料の応力比一定経路での変形特性を示す。表-4.2.3に各試験(NAR12~NAR15、OAR1)の概要を、図-4.2.11(c)に応力経路を示している。試験は図に示した種々の応力経路を経て、 $p_i = 2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\eta_i = 0.75$ の応力状態に達した後、 $\eta (= 0.75)$ 一定経路に沿って異方圧密している。同図(a)に $e \sim \log p$ プロットを示している。この図より初期含水比の相異によりプロットはかなり上下方向に平行移動している。しかし、過圧密試料である試験7(OAR1)を除いて各プロットは前に述べた圧縮指数 $C_c = 0.244$ の勾配を持った直線に平行である。すなわち、圧縮指数 C_c は、正規圧密領域での試験3~6(NAR12~NAR15)のような応力履歴の相違によつてはほとんど影響されないとと言える。また、試験7(OAR1)では、大体膨潤指数 $C_s = 0.043$ の直線に平行

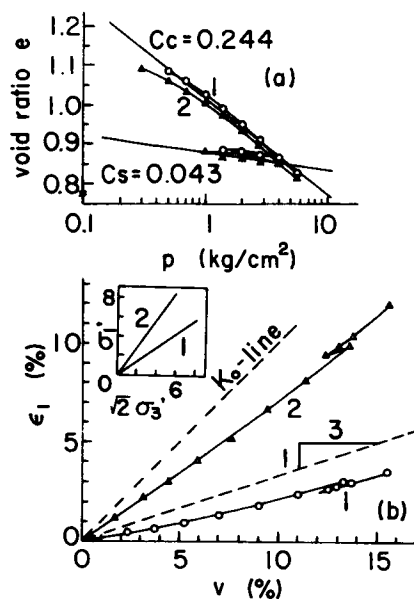
になつている。同図(b)は各試験の $\epsilon_1 \sim v$ の関係であるが、応力履歴の影響を受け、 $\epsilon_1 \sim v$ 経路は同図(c)の応力履歴の回転とは逆方向に回転している。すなわち、 p が小さいときからせん断応力を受ける程、同じ v に対して小さい ϵ_1 を示

表一 4.2.3 異方圧密試験の概要 (ST)

Test No.	w_o %	w_f %	η	異方圧密前の dq/dp	図中の 番号
NIR 25	42.94	31.91	0		1
NAR 11	42.61	31.31	0.75		2
NAR 12	42.28	33.71	0.75	0.75	3
" 13	45.11	35.51	0.75	1.50	4
" 14	46.02	35.23	0.75	∞	5
" 15	44.87	35.42	0.75	∞	6
OAR 1	44.61	34.81	0.75	-0.75	7

す。すなわち、粘土は試験初期から偏差応力を受けることによりその方向へ変形していくように配向されると考えられる。

図一 4.2.1 2 は応力比一定と p 一定の応力履歴を受けた後の $p_i = 2 \text{ kg/cm}^2$ からの等方および異方圧密時の応力比 η とひずみ増分比 $\delta \epsilon / \delta v$ の関係を示している。図から分かるように、 p 一定の応力履歴を受けたものが、同じ η での $\delta \epsilon / \delta v$ は大きくなっている。これは図一 4.2.1 1 の傾向と同じであり、そのような傾向が η の種々の値に対しても生じていることを示すものである。ここに示した応力履歴の相違によるひずみ増分比の変化については、4.4 節、4.5 節でさらに詳細に取り扱かう。



図一 4.2.1 0 等方および異方圧密、膨潤時の(a) $e \sim \log p$ 関係、(b) $\epsilon_1 \sim v$ 関係

つぎに、 K_o -圧密試験結果について述べる。図一 4.2.1 3 は、F-1 試料について行なつた K_o 圧密試験より得られた $\sigma_1' \sim \sigma_3'$ の関係を示したものである。試験は三軸セルにより円柱供試体について側方排水条件のもとに行なつた。図中のプロットで示した順に側圧 σ_3 を増加し、供試体の軸方向変位と排水量より K_o 条件を満足するように σ_1 を変化させていったものである。図より K_o -圧密中の応力比は大体一定になつており、これより静止土圧係数 $K_o = 0.43$ を得る。

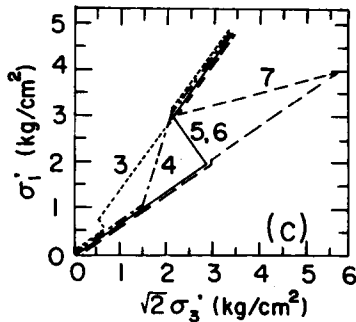
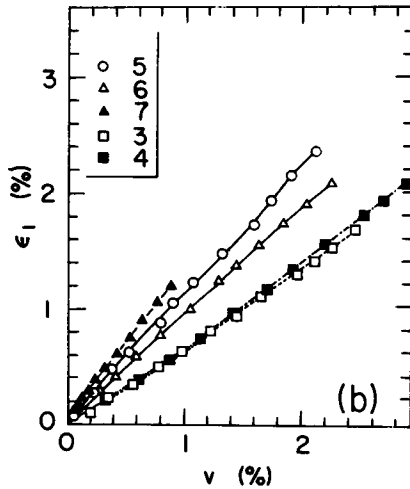
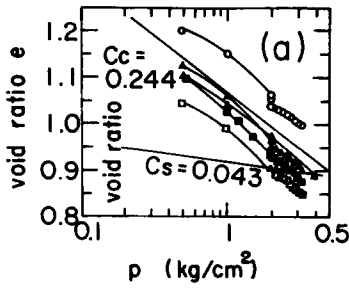


図-4.2.11 異方圧密試験結果に及ぼす応力履歴の影響(a) $e \sim \log p$ 関係、(b) $\epsilon_1 \sim v$ 関係、(c) 応力経路

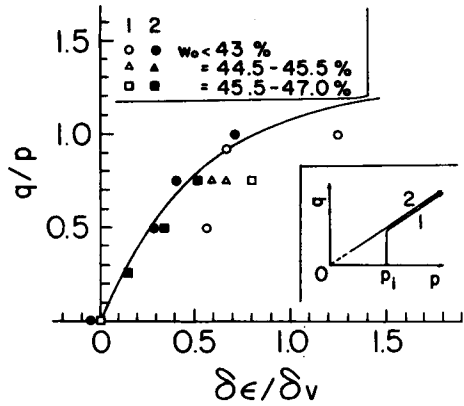


図-4.2.12 等方および異方圧密時の $\eta \sim \delta e / \delta v$ 関係に及ぼす応力履歴の影響

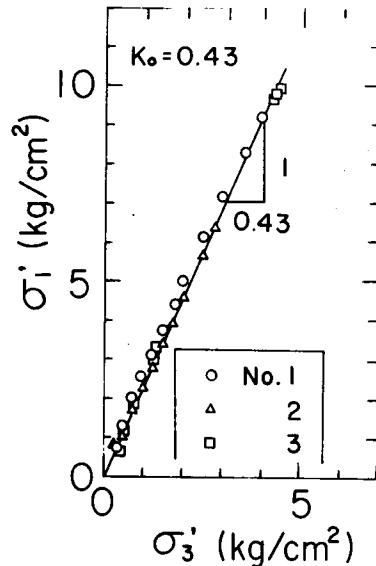


図-4.2.13 K_0 -圧密中の $\sigma'_1 \sim \sigma'_3$ 関係

4.2.2 三軸伸張下での変形特性

はじめに、解析方法について述べた後、試験結果を示す。解析においては、3.5.1で述べた仮定1)~6)をここでも用いる。すなわち、三軸圧縮下のひずみ増分比として式(4.2.1)を示した。これより、三軸伸張下では次のように書ける。

$$\frac{d\varepsilon}{d\nu} = \frac{D'}{2} \frac{M_E \cdot \eta}{M_E^2 - \eta^2} \dots\dots\dots (4.2.4)$$

いま、三軸伸張時の異方圧密においても $e \sim \log p$ 曲線は三軸圧縮と同じ圧縮指数を持つ直線で示されているとすると、体積ひずみ増分は次のように書ける。

$$d\nu = \frac{\lambda}{1+e} \frac{dp}{p} \dots\dots\dots (4.2.5)$$

これを式(4.2.4)に代入すると偏差ひずみ増分は次のように表わされる。

$$d\varepsilon = \frac{\lambda D'}{2(1+e)} \frac{M_E \cdot \eta}{M_E^2 - \eta^2} \frac{dp}{p} \dots\dots\dots (4.2.6)$$

つぎに、試験結果を示す。試験は、F-3 試料を用いて行なっている。試験は排水条件のもとに初め $p = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ で等方圧密した後、 p を一定として、所定の応力比まで応力比増分を少しずつ増加しながら 2~4 日間で段階的にせん断する。その後、応力比を一定として平均有効主応力 p を $0.2 \sim 0.6 \text{ kg/cm}^2$ ずつ 1 日毎に増加する。その際、各段階での応力の増加は載荷初期の過剰間げき水圧による破壊を防ぐために、さらに 2~3 段階に分け、この間 30 分毎に載荷している。各試験の概要を表-4.2.4 に、応

力経路を図-4.2.14 に示す。同図中には、3.5 で示した p 一定試験より得られる破壊時の応力比 $M_E = 1.12$ の勾配の破壊包絡線を破線で示している。図-4.2.15 は、これらの各試験の $e \sim \log p$ 関係のプロットを示している。図から分かるように、各試験の $e \sim \log p$ プロットは互いに平行とみ

表-4.2.4 各試験の概要

試験番号	w_0 %	w_f %	η (一定)	図中の 番号
NAR16	44.36	33.50	0.43	1
NAR17	44.29	—	0.60	2
NAR18	44.97	—	0.75	3
NAR19	44.38	—	0.88	4

なせる。同図中には、破線で三軸圧縮下での異方圧密時に得られた(図-4.2.10(a)) 圧縮指数 C_c の勾配を持つ直線を示している。各プロットは、 $p \geq 2 \text{ kg/cm}^2$ ではほぼこの直線に平行とみなせ、式(4.2.5)の妥当性が裏づけられる。しかし、各応力比でのプロットの位置は必ずしも η の大きい試料程下に来ていない。これは、各プロットが大体平行であることを考えれば、初期含水比の相違、圧密初期の含水状態の相違などによるものと思われる。

図-4.2.16(a)は各試験の異方圧密時からの $e \sim \nu$ プロットを示している。図より各応力比での $e \sim \nu$ 関係はわずかに下に凸になっているものもあるが、直線関係とみてよい。同図(b)は参考のため $e \sim (-\delta e)$ 関係のプロットを示しているが、同図(a)と同様の傾向を示している。

図-4.2.17は図-4.2.16(a)の各応力比の直線部分より得られたひずみ増分比 $d\epsilon/dv$ を η/M に対してプロットしている。同図には図-4.2.6の $p=2$ 、 4 kg/cm^2 での関係、図-4.2.10の $p \geq 2 \text{ kg/cm}^2$ での関係および後に図-4.4.7で示す関係のプロットも同時に示している。また、同図中には実線で図-4.2.6に示した計算曲線も同時に示している。これらの計算において M の値は三軸圧縮と伸張ではそれぞれに対応した値を用いている。図から分かるように、同じ η/M では三軸伸張の $d\epsilon/dv$ が三軸圧縮のひずみ増分比 $\frac{1}{2}(d\epsilon/dv)$ よりやや小さい値を与えているようであるが、ほぼ同じとみることができる。また、計算曲線は三軸圧縮に対しては妥当な近似を与えている。しかし、三軸伸張に対しては、応力比の大きいところでやや過大な $d\epsilon/dv$ を与えるようである。 η/M と $(d\epsilon/dv)_E$ または $\frac{1}{2}(d\epsilon/dv)_C$ の関係は、この図および図-4.2.7の Wong ら (1975) のデータ、軽部ら (1974) のデータから分かるように、かなり大きい応力レベルまでは原点を通る直線関係を示す傾向がある。この傾向は三軸伸張においてより顕著のようである。

最後に、Lewin (1973) は、異方圧密中の応力ベクトルおよびひずみ増分ベクトルの主応力空間での静水圧軸となす角 α 、 β (図-4.2.18中の説明図参照) の関係を示している。式(4.2.1)、(4.2.4)とこの α 、 β の関係は次のように表わされる。

$$\tan \alpha = \frac{\sqrt{2}}{3} \eta \quad \dots\dots\dots (4.2.7)$$

$$\tan \beta = \frac{3}{\sqrt{2}} \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} D' \frac{\eta}{M^2 - \eta^2} \quad \dots\dots\dots (4.2.8)$$

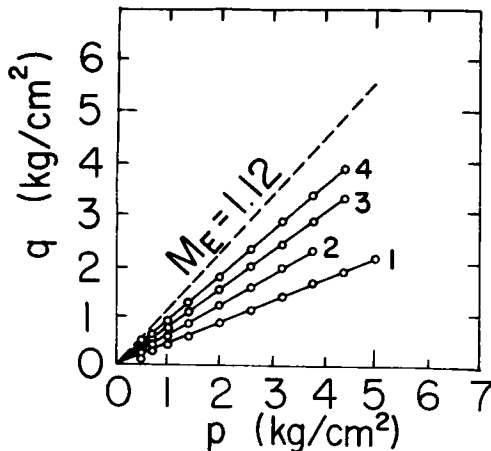


図-4.2.14 応力比一定応力経路

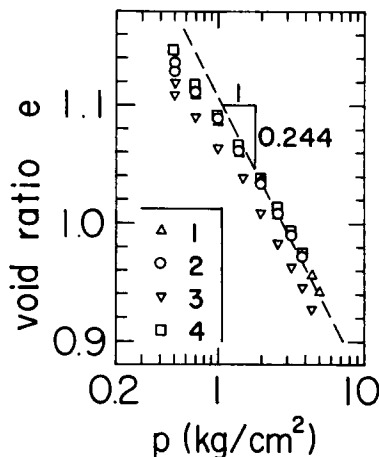


図-4.2.15 異方圧密時 $e \sim \log p$ 関係

式(4.2.7)、(4.2.8)は三軸圧縮と伸張の両方に成り立つが、 M はそれぞれの場合の値をとるものとする。図-4.2.16に式(4.2.7)、(4.2.8)による $\alpha \sim \beta$ の関係が示されている。 M の値が両試験で異なるため、両者は一致していない。 β は α とともにわずかに下に凸か直線的に増加している。Lewin(1973)によっても異方圧密試験では、 $\alpha \sim \beta$ 関係は直線に近くなっている。

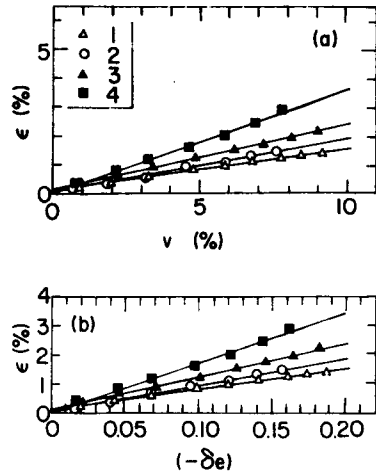


図-4.2.16 異方圧密中の(a) $\epsilon \sim v$ 関係、(b)

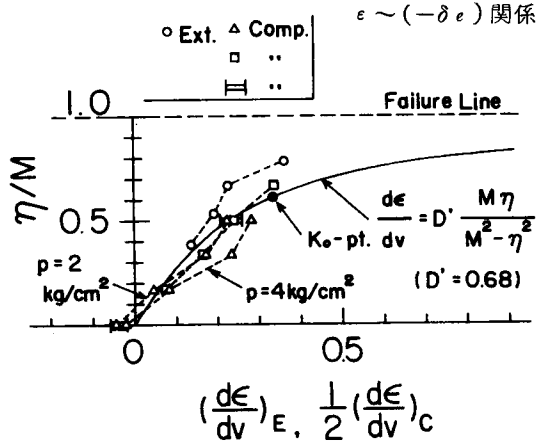


図-4.2.17 正規化された応力比とひずみ増分比の比較

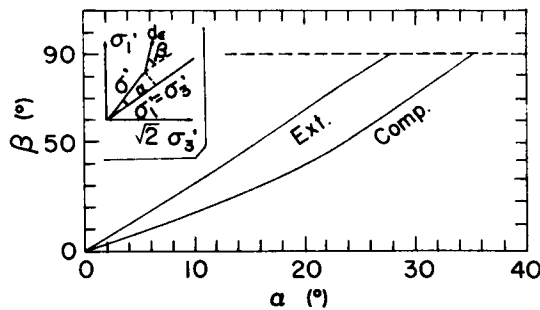


図-4.2.18 $\alpha \sim \beta$ 関係(解析結果)

4.2.3 静止土圧に関する研究の要約

地盤内の土が水平方向に変位またはひずみを受けない状態での土圧は、静止土圧と呼ばれる。このような地盤内の静止時の土圧を正確に知ることは、土質工学上重要である。いま、水平地盤内の鉛直および水平方向の有効主応力を σ_v' 、 σ_h' とする。正規圧密粘性土および砂の側方ひずみをゼロとした室内試験においては、4.2.1でも示したように、 p を増加する載荷過程では、 σ_h' と σ_v' の比は一般に一定になることが知られており、この場合は一種の応力比一定試験である。 p を減少する場合または過圧密粘土においては、一般にこの比は一定とならない。ここでは、これらも含めて、応力比一定下での土の変形特性に関連するものとして、静止土圧に関する研究の要約を行なう。

一般に、静止時の水平地盤内の鉛直有効主応力 σ_v' は、その点での有効土かぶり圧に等しいと考え、土の単位体積重量 r または r' より求める。これに対して、水平方向の有効主応力 σ_h' は簡単に求めることができず、これを求めるために種々の方々が提案されている。 σ_h' と σ_v' の比である静止土圧係数 K_0 は次のように定義される。

$$K_0 = \frac{\sigma_h'}{\sigma_v'} = \frac{\sigma_h - u}{\sigma_v - u} \dots\dots\dots (4.2.9)$$

ここに、 σ_h 、 σ_v はそれぞれ土中の水平方向および鉛直方向の全応力であり、 u はこの点の間げき水圧である。式(4.2.9)より、 σ_v' は一般に求めることができるので、 K_0 の値を求めれば σ_h' は求まる。このようにして、静止土圧係数 K_0 の値を求める方法が、実験的、理論的に研究されており、これらの研究の要約が、室内試験および理論的研究に関しては、Bishop(1958)、Brooker and Ireland(1965)、Broms(1971)、Moore(1971)、Myslivec(1972)、Kezdi(1974)、山内と中原(1974)、落合(1976)などにより、現場試験に関しては、Massarschら(1975)、Tavenasら(1975)、Wroth(1975)、Massarsch and Broms(1976)などにより行なわれている。実験的に K_0 値を求める方法は、室内試験と現場試験がある。前者は、

- I) 土槽などを用いた模型実験による方法、
 - II) 三軸セルを用いて K_0 条件を満足するよう側圧と軸圧を変化させる方法、
 - III) 側方拘束の圧密リングを用いて、鉛直圧とリング壁面での水平圧を測定する方法、
- に大きく分けることができる。

I)の方法は、Tschebotarioff and Welch(1948)、Moore and Spencer(1972)、Jedrzejewski and Serafin(1976)、などにより行なわれている。

II)の三軸セルによる方法は、室内試験のうちでは最も多くの研究者により用いられているものである。その方法には、研究者により若干の相違がある。最も基本的な方法は、飽和土について供試体上端面の鉛直方向の変位と排水量を測定しながら、軸圧、側圧を K_0 -条件を満足するよう調整するものである。これは、Bishop and Eldin(1953)、Bishop and

Henkel (1957)、Skempton and Sowa (1963)、Andrawes and El-Sohby (1973) などにより用いられている。また、供試体の側方変位を測定しながら K_0 -圧密を行なう装置は、赤井と足立 (1965)、Moore (1971)、Menziesら (1977) などにより用いられている。また、Bishopら (1965) は、供試体周辺に水銀槽を設けて、水銀の上面を一定に保つように K_0 -圧密試験を行なっている。また、三軸セルを用いて、自動的に圧力を変えながら K_0 -圧密を行なうものとして、Saada (1970)、Lewin (1971)、Moore (1971)、Mitachi and Kitago (1976) などによるものがある。

Ⅲ) の側方拘束の圧密リングを使用した K_0 圧密試験は、Komornik and Zeitlen (1965)、Brooker and Ireland (1965)、Singhら (1973) などにより行なわれている。

ここに示したⅠ)～Ⅲ) の試験方法では、一般に K_0 -圧密中の $\sigma_v' \sim \sigma_h'$ 曲線の勾配より K_0 一値を求めるものである。

これに対して、乱さない試料の K_0 一値を求める方法として、Poulos and Davis (1972) は、三軸室内での水平応力の降伏値より求める方法を示し、また、Tavenasら (1975) は、擬似先行圧密された粘土に対して、水平方向と鉛直方向の先行圧密圧力の比 σ_h' / σ_v' が、 K_0 一値を与えることを示している。また、 $K_0 > 1$ の過圧密の London clay に対し、Skempton (1961) は次式より K_0 値を求めている。

$$p_k = \sigma_v' [K_0 - A_s (K_0 - 1)] \dots\dots\dots (4. 2. 10)$$

ここに、 p_k は粘土の毛管圧、 σ_v' は有効土かぶり圧、 A_s は間げき圧係数である。

以上、模型実験および室内試験による K_0 値の決定法について述べたが、これらの試験より得られた K_0 値の特性は次のように要約される。

1) K_0 -圧密、膨潤過程での $\sigma_v' \sim \sigma_h'$ 関係は図-4.2.19 に示すように、圧密時は原点を通る直線となり、膨潤時には、下に凸の曲線となる (Kjellman, 1936, Bishop and Henkel, 1957, Henkel and Sowa, 1963, Skempton and Sowa, 1963, Brooker and Ireland, 1965, Campanella and Vaid, 1972, 山口, 1972, Singhら, 1973, Andrawes and El-Sohby, 1973, Parry and Nadarajah, 1974, Abdelhamid and Krizek, 1976)。そして、図-4.2.20 に示すように、 K_0 -膨潤時の $\sigma_v' \sim \sigma_h'$ 曲線が静水圧軸 ($\sigma_v' = \sigma_h'$) と交わる点の過圧密比は 2～5 である。

2) 正規圧密領域での K_0 値は、土のせん断強度と関係がある。Jaky (1944, 1948) は次式を与えた。

$$K_0 = 1 - \sin \phi \dots\dots\dots (4. 2. 11)$$

また、Brooker and Ireland (1965)は、粘性土に対してこの式を修正して次式を与えた。

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi' \quad \dots\dots\dots (4. 2. 12)$$

K_0 と内部摩擦角の関係は、種々の土に対して、Bishop (1958)、Simons (1958)、Kenney (1959)、赤井と足立 (1965)、Roscoe and Burland (1968)、Moore (1971)、Myslivec (1972)、山内と安原 (1974) などにより与えられている。これらはプロットにかなりのばらつきがあるが、ほぼ式 (4. 2. 11) または式 (4. 2. 12) で表わされるようである。

3) K_0 。一膨潤時の K_0 値を K_{0R} とすると、これを過圧密比 n の関係は、次のように表わされる。

I) Alpan (1967)、Schmidt (1967)

$$K_{0R} = K_0 \cdot n^\alpha \quad (\alpha: \text{定数}) \quad \dots\dots\dots (4. 2. 13)$$

ここに、 K_0 は圧密時の K_0 一値である。Alpan (1967) によれば、砂では式 (4. 2. 13) 中の α は砂の内部摩擦角 ϕ' とともに減少し、粘土の場合は塑性指数 I_p とともに減少することを示している。 α と I_p の関係として次式を与えている。

$$I_p = -281 \log_{10}(1.85 \alpha) \quad \dots\dots\dots (4. 2. 14)$$

式 (4. 2. 13) で $K_{0R} = 1$ のとき、次のようになる。

$$\log K_0 = -\alpha \log n \quad \dots\dots\dots (4. 2. 15)$$

図-4.2.20(c)には、式 (4. 2. 14)、(4. 2. 15) を用いた計算曲線を種々の I_p に対して示している。

II) 山内と安原 (1974)

$$K_{0R} = \frac{f}{2} n^\alpha - 0.5 \quad (\alpha: \text{定数})$$

$$\dots\dots\dots (4. 2. 16)$$

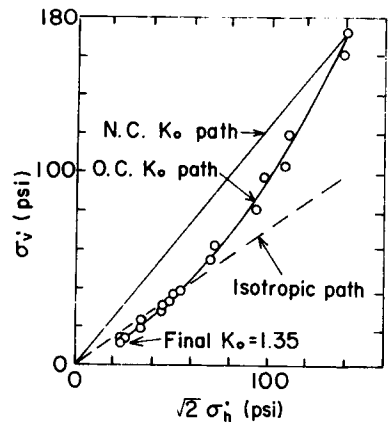


図-4.2.19 K_0 -圧密中の応力経路 (Henkel and Sowa, 1963)

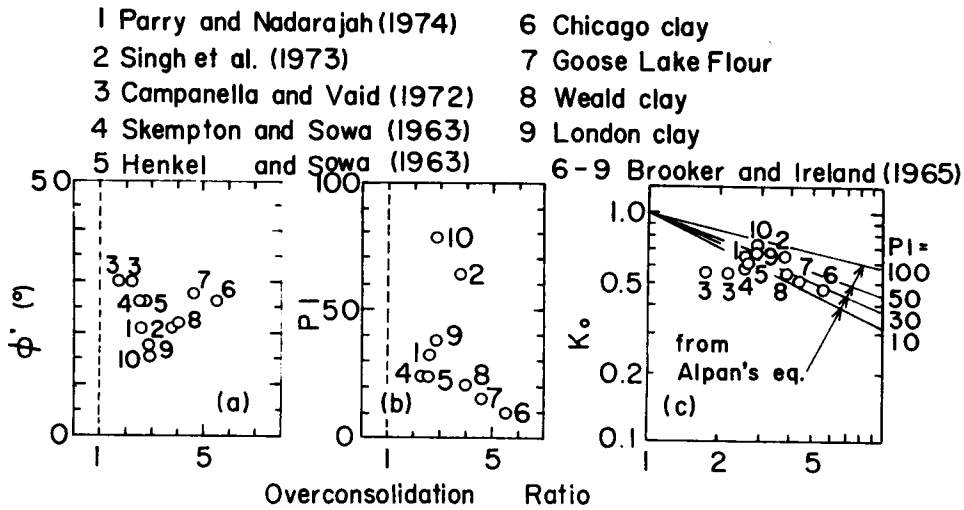


図-4.2.20 K_0 - 膨潤経路が静水圧軸と交わる点の(a) ϕ' 、(b) PI 、
(c) K_0 と過圧密比との関係

ここに

$$f = \frac{(\sqrt{2} - \mu_{e,m}) - (\sqrt{2} + 2\mu_{e,m}) K_0}{\kappa_m}$$

で、 $\mu_{e,m}$ 、 κ_m はそれぞれ、圧密平衡時に動員される有効内部摩擦係数、有効粘着力係数である。

III) Mitach and Kitago (1976)

$$1 + 2K_0 R = (1 + 2K_0) n^\alpha \quad \dots\dots\dots (4.2.17)$$

ここに、 $\alpha = - \frac{\log\{(1 + 2K_0)/3\}}{\log n_0}$ で n_0 は、 K_0 膨潤中の $w \sim \log \sigma_v'$ 曲線と

$w \sim \log p$ 曲線の交点の過密比である。

III) Wroth (1975)

$K_0 \leq K_0 R \leq 1$ のとき、

$$K_0 R = K_0 \cdot n - \frac{\nu'}{1-\nu'} (n-1) \quad \dots\dots\dots (4.2.18)$$

$K_0 R > 1$ のとき、

$$m \left\{ \frac{3(1-K_0)}{1+2K_0} - \frac{3(1-K_0 R)}{1+2K_0 R} \right\}$$

$$= \ln \left\{ \frac{n(1+2K_{nc})}{1+2K_0} \right\} \dots\dots\dots (4. 2. 19)$$

ここに、 ν' は有効応力で表わしたときの土のポアソン比、 m は K_0 一膨潤中の有効応力経路を $\eta \sim \log(1/n)$ 直線で表わしたときの勾配の逆数である。

ここで示したように、 K_0 膨潤時の静止土圧係数 K_{0R} は過圧密比 n と関係がある。Ladd (1965) は種々の粘土について、 K_0 と $\log(n)$ の関係を、また、Nakase and Kobayashi (1971) は乱さない名古屋粘土について $\log K_0$ と $\log(n)$ の試験結果を示している。

4) K_{0R} は最大圧密圧力が異なっても過圧密比が同じであれば、ほぼ同じになる (Campanella and Vaid, 1972)。

5) 過圧密粘土の K_0 一圧密時の $\sigma_p' \sim \sigma_h'$ 経路は上に凸になる。したがって、 K_0 一膨潤、再圧密時の K_0 値を考えると、同じ過圧密比では膨潤時が再圧密時より大きい K_0 値を与える (Bishopら、1965、Campanella and Vaid, 1972)。

6) 式(4. 2. 11)、(4. 2. 12)から分かるように K_0 は土の内部摩擦角 ϕ' と関係しているが、この ϕ' は土の初期間げき率 n_i または塑性指数 I_p と関係がある。したがって、 K_0 は n_i または I_p とも関係づけることができる。Bishop and Eldin (1953)、Bjerrumら(1961)によれば、 K_0 は n_i の増加とともに増加する。しかし、Moore (1971)、落合(1976)は、 K_0 値は初期間げき比 e_0 が変化してもあまり変化しない結果を示している。Brooker and Ireland (1965) は、正規圧密および軽く過圧密された粘性土では K_0 値は塑性指数 I_p とともに増加するが、過圧密比の大きい ($n \geq 8$) 粘土では K_0 値はある I_p で最大になった後、 I_p の増加とともに減少することを示している。Alpan (1967) は、Kenney (1959) のデータをもとにして次の関係を示した。

$$K_0 = 0.19 + 0.233 \log I_p \dots\dots\dots (4. 2. 20)$$

7) Singh ら(1973)によれば、 K_0 条件のもとに応力を減少させていくと、最終的に三軸伸張破壊包絡線上を応力状態が移動する。

以上、主として室内試験より得られた K_0 値の特性をみたが、これらの K_0 値に関する理論的研究も多く研究者により行なわれている。

I) Rowe (1957) は、次式を示した。

$$K_0 = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi_{em}}{2}\right) \dots\dots\dots (4. 2. 21)$$

ここに、 ϕ_{em} は静止時に動員されている土の内部摩擦角であり、 $\phi_{em} \simeq \phi_e$ (ϕ_e : Hvorslevの有効内部摩擦角)とした。後に、 $\phi_{em} = 0.75 \phi_e$ としている (Rowe、1958)。他方、Abdelhamid and Krizek (1976)は、Gibson (1953)、Bjerrum (1954)、Holtz and Krizek (1971)のデータをもとにして、

$$\phi_e = 1.15 (\phi' - 9) \dots\dots\dots (4. 2. 22)$$

の関係を示し、式(4. 2. 21)で $\phi_{em} = \phi_e$ とし ϕ_e を式(4. 2. 22)で表わすことを示している。

II) Schofield and Wroth (1968)によれば、 K_0 は次のように表わされる。

$$K_0 = \frac{3 - \eta K_0}{3 + \eta K_0}$$

$$= \begin{cases} 1 & (M \leq \frac{3}{2} A \text{ のとき}) \\ \frac{6 - 2M + 3A}{6 + 4M - 6A} & (M > \frac{3}{2} A \text{ のとき}) \end{cases}$$

\dots\dots\dots (4. 2. 23)

ここに、 $A = 1 - \kappa / \lambda$ で、 λ 、 κ は $e \sim \log(p)$ 関係で表わしたときの圧縮指数および膨潤指数である。この式による計算値は実測値より大きい値を与えることを著者は述べている。

III) Roscoe and Burland (1968)によれば、 K_0 値は次のように表わされる。

$$K_0 = \frac{3 - \eta K_0}{2\eta K_0 + 3} \dots\dots\dots (4. 2. 24)$$

ただし、 ηK_0 は次式を満足する。

$$\eta K_0^2 + 3(1 - \kappa / \lambda) \eta K_0 - M^2 = 0 \dots\dots\dots (4. 2. 25)$$

III) 山口(1972)によれば次のようになる。

$$K_0 = \frac{1 - (2/\pi) \tan \phi_\mu}{1 + (\pi/2) \tan \phi_\mu} = \frac{1 - 0.404 \cdot \tan \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad \dots\dots\dots (4. 2. 26)$$

ここに、 ϕ_μ は土粒子の物理摩擦角であり、第2項から第3項への展開は、Cauquot and Kerisel (1966)による次式を用いている。

$$\tan \phi_\mu = \frac{2}{\pi} \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (4. 2. 27)$$

V) 山内と安原(1974)によれば、次のようになる。

K_0 - 圧密時:

$$K_0 = \frac{\sqrt{2} - (2/\pi) \tan \phi' - \kappa_m}{\sqrt{2} + (4/\pi) \tan \phi' + 2\kappa_m} \quad \dots\dots\dots (4. 2. 28)$$

ここに、 κ_m は式(4. 2. 16)で述べたものと同じであり、 K_0 膨潤時には式(4. 2. 16)で表わされるとしている。

VI) 落合(1976)によれば、次のようである。

$$K_0 = \frac{\sqrt{(\pi/2)^2 + \tan^2 \phi'} - \tan \phi'}{\sqrt{(\pi/2)^2 + \tan^2 \phi'} + \tan \phi'} \quad \dots\dots\dots (4. 2. 29)$$

以上、各研究者による K_0 の理論式はMyslivec(1972)、山口(1972)、山内と安原(1974)、落合(1976)によつて示されているように、Jakyの式(4. 2. 11)、Brooker and Irelandの式(4. 2. 12)とあまり大きな相違はないようである。

つぎに、現場での静止土圧に関する研究についてみる。前にも述べたように、鉛直方向の静止土圧は地盤の単位体積重量より求めることができるので、ここでは、静止時の水平土圧または、 K_0 値についてみる。Massarsch and Broms(1976)によれば、現場での静止時の水平土圧また K_0 値を測定する方法は次の5つに分けられる。

- I) 水圧亀裂法 (Hydraulic Fracturing Method)
- II) 全応力セル法 (Total Stress Cell Method)
- III) 普通のプレッシャメーターによる方法
- III) 自掘式プレッシャメーター (Self-Boring Pressuremeter) による方法
- V) 自掘式全応力セル法

I)の方法は、Bjerrum and Andersen(1972)により始められたもので、地盤に打ち込んだピエゾメーターの水圧の測定より静止時の水平圧を測定するものである。一般に $K_0 < 1$ で透水係数の小さい地盤に適用される。Bjerrumら(1972)により理論的考察が行なわれており、Wilkes(1974)は σ_h' の決定法について議論している。この他、Vaughan

(1972)、Andersenら(1972)、Massarschら(1975)、Tavenas(1975)などによっても測定結果と解析について議論がなされている。

Ⅱ)の方法は、Massarsch(1974)により開発されたもので、薄肉の土圧セル(Grotzl型)を土中にそう入して、これにより水平方向の全応力を測定する。この方法による結果および議論は、Massarschら(1975)、Tavenasら(1975)、Massarsch and Broms(1976)により示されている。

Ⅲ)の方法は、土中に普通のプレッシャーメーターをそう入し、プレッシャーメーターの体積変化と水圧の関係より静止時水平土圧を求めようとするものである。Penman(1972)、Royら(1975)、Tavenasら(1975)、Marsland and Randolph(1977)などにより用いられている。

Ⅳ)の方法は、プレッシャーメーターの先端に独自にボーリング孔の掘削ができるカッターを取りつけたものである。これにより、原地盤へのプレッシャーメーターそう入による土の乱れを少なくしようとするものである。Jezequel(1972)などにより用いられている。

V)の方法は、Wroth and Hughes(1973)により開発されたもので、'Kamometer'と名づけられている。Ⅲ)と同様に先端にボーリング孔掘削用のカッターを有しており、その上に、水平方向の全応力測定装置およびプレッシャーメーターを有している。水平土圧は可動式の受圧面よりロードセルで測定するようになってい。この方法による結果および解析は、その後、Wroth(1975)、Wroth and Windle(1977)、Windle and Wroth(1977)、Hughesら(1977)により示されている。

これらの方法の他に、Kenney(1967)は、鋼管杭に土圧計を取り付けて現場 K_0 値を測定している。

各研究者はこれらの方法により測定した静止時の水平有効応力および K_0 値の深さ方向の分布を示している。これらの研究より、現場での K_0 値の測定方法および結果について次のように要約できる。

1) 現場では、表面付近は自然乾燥により過圧密状態になっているため、 K_0 値はその下の部分より大きい(Bjerrum and Andersen, 1972、Jezequel, 1972、Massarsch and Broms, 1976)。

2) ボーリング孔の掘削時の土の乱れは、 σ_h' または K_0 値に影響を与え、これを増加させる。この影響は深い所程大きい(Kenney, 1967、Royら, 1975、Massarsch and Broms, 1976)。

3) I)の水圧亀裂法による σ_h' は他の試験法に比べ K_0 値の大きい値を与える傾向がある。(Penman, 1972、Massarschら, 1975、Massarsch and Broms, 1976)。

4) Ⅱ)、Ⅲ)、V)の方法が安定した K_0 値の測定値を与える(Massarsch, 1975、Tavenasら, 1975、Massarsch and Broms, 1976)。

以上、現場の σ_h' 、 K_0 値の測定、解析に関する研究をみた。Massarschら(1975)に

よつても示されたように、 σ_h' 、 K_0 値の現場測定には種々の誤差が含まれており、今後さらにこれらを研究していく必要があると思われる。

4.3 平均主応力一定下での変形特性

4.3.1 解析方法

ここでは、異方圧密された粘性土の平均有効主応力一定試験結果について述べる。はじめ、簡単な解析方法を示した後、試験結果について述べる。試験は、

I) 三軸圧縮下で等方または異方圧密した後、三軸圧縮条件下で破壊に至らしめるもの(グループAと称す)、

II) 等方または三軸伸張下で異方圧密した後、応力経路が静水圧軸を横切つて三軸圧縮下で破壊に至らしめるもの(グループC)、

III) 等方または三軸圧縮下で異方圧密した後、応力経路が静水圧軸を横切つて三軸伸張下で破壊に至らしめるもの(グループE)、

の3種類を行なっている。このため、解析においては軸差応力 q および偏差ひずみ ϵ を次のように定義する。

I) グループAおよびC(三軸圧縮下で破壊)、

$$\left. \begin{aligned} q &= \sigma_a - \sigma_r = \sigma_a' - \sigma_r' \\ \epsilon &= \epsilon_{\text{axis}} - \frac{1}{3}v = \frac{2}{3}(\epsilon_{\text{axis}} - \epsilon_{\text{rad}}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.3.1)$$

II) グループE(三軸伸張下で破壊)、

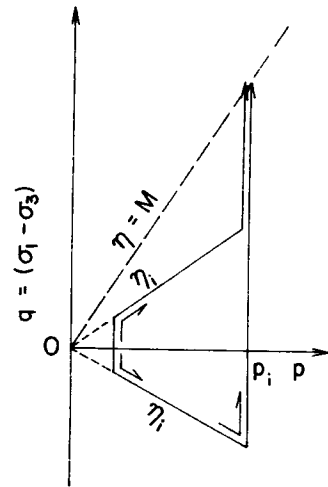
$$\left. \begin{aligned} q &= \sigma_r - \sigma_a = \sigma_r' - \sigma_a' \\ \epsilon &= \epsilon_{\text{rad}} - \frac{1}{3}v = \frac{1}{3}(\epsilon_{\text{rad}} - \epsilon_{\text{axis}}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.3.2)$$

ここに、 σ_a' 、 σ_r' はそれぞれ円柱供試体の軸方向および半径方向の有効主応力であり、 ϵ_{axis} 、 ϵ_{rad} は対応する各方向の主ひずみである。ここに、平均有効主応力 p 、応力比 η および体積ひずみ v は次のように表わす。

$$\left. \begin{aligned}
 p &= \frac{1}{3} (\sigma_a' + 2 \sigma_r') \\
 \eta &= q/p \\
 v &= \epsilon_{axis} + 2 \epsilon_{rad}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.3.3)$$

したがって、グループCおよびEでは $\eta = q/p$ はゼロまたは負の値から始まって、正の値で破壊に至ることが分かる。

図-4.3.1に、ここで取り扱う試験の応力経路を示している。ここでは、三軸圧縮条件下で破壊に至るグループAおよびCの場合について解析方法を述べる。グループEの場合は、これらの場合の ϵ を 2ϵ と置き換えることにより全く同じ関係が得られる。異方圧密終了後のせん断開始時からの間げき比の減少量を $(-\delta e)$ 、偏差ひずみを ϵ とすると、三軸圧縮下で破壊する場合に対しては、 η 、 $(-\delta e)$ と ϵ の関係は次のように表わす。



$$\eta - \eta_i = (M - \eta_i) \{ 1 - \exp(-A\epsilon) \} \dots\dots\dots (4.3.4)$$

図-4.3.1 異方圧密試料のp一定せん断応力経路(模式図)

$$(-\delta e) = \Delta e_f \eta_i \{ 1 - \exp(-C\epsilon) \} \dots\dots\dots (4.3.5)$$

ここに、 $\Delta e_f \eta_i$ は、せん断開始時から破壊時までの間げき比の減少量である。式(4.3.4)、(4.3.5)より ϵ を消去すると、

$$(-\delta e) = \Delta e_f \eta_i \left\{ 1 - \left(\frac{M - \eta}{M - \eta_i} \right)^m \right\} \dots\dots\dots (4.3.6)$$

ここに、

$$m = \frac{C}{A} \dots\dots\dots (4.3.7)$$

$m = 1 (A = C)$ のとき、式(4. 3. 6)は次のようになる。

$$(-\delta e) = \Delta e f \eta_i \frac{\eta - \eta_i}{M - \eta_i} \dots\dots\dots (4. 3. 8)$$

式(4. 3. 4)、(4. 3. 5)より、

$$\epsilon = -\frac{1}{A} \ln \frac{M - \eta}{M - \eta_i} \dots\dots\dots (4. 3. 9)$$

$$\epsilon = -\frac{1}{C} \ln \left\{ 1 - \frac{(-\delta e)}{\Delta e f \eta_i} \right\} \dots\dots\dots (4. 3. 10)$$

式(4. 3. 6)、(4. 3. 9)は微分形で示すと、

$$(-de) = m \frac{\Delta e f \eta_i}{M - \eta_i} \left(\frac{M - \eta}{M - \eta_i} \right)^{(m-1)} d\eta \dots\dots\dots (4. 3. 11)$$

$$de = \frac{1}{A} \frac{d\eta}{M - \eta} \dots\dots\dots (4. 3. 12)$$

$m = 1$ のとき、式(4. 3. 11)は次のようになる。

$$(-de) = \frac{\Delta e f \eta_i}{M - \eta_i} d\eta \dots\dots\dots (4. 3. 13)$$

これらの各式において、三軸伸張下で破壊する場合には ϵ の代わりに 2ϵ を用い、 M はそれぞれに対応したものをを用いるものとする。

4. 3. 2 試験結果

つぎに、試験結果とその解析について述べる。試験はF-3 試料を用いて行なっている。表-4.3.1に行なつた各試験の概要を示している。試験1~5(NIP31、NAP1~4)の試料と試験6~13(NIP32、33、NAP5~10)の試料は繰り返し前の粉末試料は同じであるが、試料作成時の圧密リングが異なっており、そのため、表より分かるように初期含水比 w_0 は前者が若干高くなっている。ここで、表に示したように、試験1~5(NIP31、NAP1~4)をグループA、試験6~8(NIP32、NAP5、6)をグループC、試験9~13(NIP33、NAP7~10)をグループEと称す。図-4.3.2(a)、(b)に、それぞれグループAおよびグループC、Eの応力経路を示す。各試験は、 $p = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ で約1日間等方圧密した後、 p を一定に保ちながら所定の応力比 η_i まで三軸圧縮または三軸伸張下で適当な応力比

表一 4.3.1 各試験の概要

試験番号	w_0 %	w_f %	η_i	M	$Def\eta_i$	$(M-\eta_i)Def$	グル ープ	図中 の番 号	備 考
						$M \cdot Def\eta_i$			
NIP 3 1	45.71	36.98	0	1.50	0.0306	0.99	A	1	三軸圧縮 (単調載荷)
NAP 1	46.21	37.12	0.25	1.50	0.0340	0.74	A	2	"
NAP 2	45.45	37.46	0.50	1.50	0.0254	0.80	A	3	"
NAP 3	46.10	37.20	0.75	1.50	0.0207	0.73	A	4	"
NAP 4	44.88	38.41	1.00	1.50	0.0129	0.78	A	5	"
NIP 3 2	43.93	36.52	0	1.50	0.0297	1.02	C	6	"
NAP 5	43.84	36.48	-0.23	1.50	0.0303	1.15	C	7	三軸伸張 → 圧縮
NAP 6	43.95	36.46	-0.43	1.50	0.0352	1.11	C	8	"
NIP 3 3	44.26	35.95	0	1.12	0.0307	0.99	E	9	三軸伸張 (単調載荷)
NAP 7	44.15	35.81	-0.25	1.12	0.0349	1.06	E	10	三軸圧縮 → 伸張
NAP 8	43.59	—	-0.50	1.12	0.0408	1.07	E	11	"
NAP 9	43.89	—	-1.00	1.12	0.0455	1.26	E	12	"
NAP 10	43.67	36.03	-1.25	1.12	0.0657	0.98	E	13	"

増分 $d\eta$ を 30 分毎に加えながらせん断した後、1 日間圧密する。図一 4.3.2 から分かるように、試験 1～6 はすべて三軸圧縮下での試験であり、試験 9 は三軸伸張下でのせん断試験である。また、試験 7～13 は三軸圧縮または三軸伸張下で異方圧密された後、 p 一定せん断で応力経路が静水圧軸 ($\sigma_1' = \sigma_3'$) を横切るように行なわれている。試験はベーパードレーンによる側方排水条件の下に行なわれており、試験中供試体の排水量と供試体上端面の沈下量が測定される。

図一 4.3.3 に、試験 1～5 の試験結果を示す。図中の u 、 e 、 $(-\delta e)$ は、異方圧密終了後のせん断開始時からの値を用いている。図(a)において、 $\eta \sim e$ 関係は、初期応力比 η_i にはほとんど関係なく、 η のピーク値はほぼ一定となっている。また、 $u \sim e$ 関係では e が 5% を越えると u は圧縮から膨張に転ずる傾向がある。同図(b)の $(-\delta e) \sim \eta$ 関係において、試験 2 を除けば $(-\delta e) \sim \eta$ 関係は $(-\delta e)$ のピーク値までは η_i に無関係にほぼ平行とみることができる。

($-\delta e$)はピークに達した後、破壊付近で急速に減少する傾向がある。($-\delta e$)がピークに達するときの応力比 η は η のピーク値よりも若干小さい値を示しており、 η がピークに達したときは($-\delta e$)は既に膨張に転じている。

図-4.3.4は、グループCの各試験の結果である。このときの q 、 ϵ は式(4.3.1)で示したものをを用いている。図(a)よりこの場合もAと同様、 η のピーク値は η_i に無関係

に一定とみなせる。同図(b)において、 u は ϵ が8%を越えると膨張に転じている。図-4.3.5は、グループEの試験結果である。 q 、 ϵ は式(4.3.2)で定義されるものをを用いている。この場合の試験結果も、図-4.3.3、4.3.4と同様の傾向を示しているが、 η のピーク値は三軸圧縮下で破壊する場合よりも小さくなっており、 u は ϵ が3%を越えると膨張に転じている。

図-4.3.3~4.3.5を通じて、ここで用いた試料については、 η のピーク値 M は η_i の影響をほとんど受けないことが示された。正規圧密粘土の圧密非排水試験で、等方圧密粘土と異方圧密粘土の破壊時の応力比 M ((σ_1' / σ_3') max 基準による)が等しくなることは多くの研究者により示されている(Whitmanら、1960、Skemptonら、1963、Henkelら、1963、Ladd、1965、Leeら、1970)。これは、破壊時においては、供試体の変形は非常に大きく既に異方圧密時の構造の

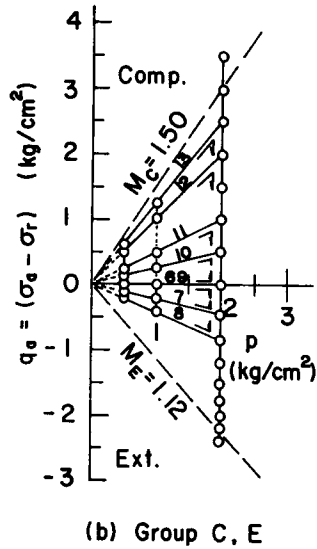
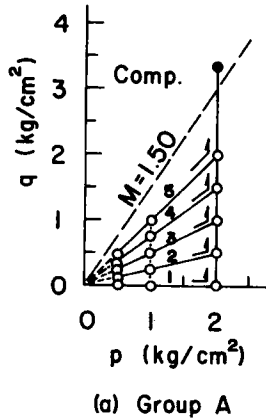


図-4.3.2 応力経路

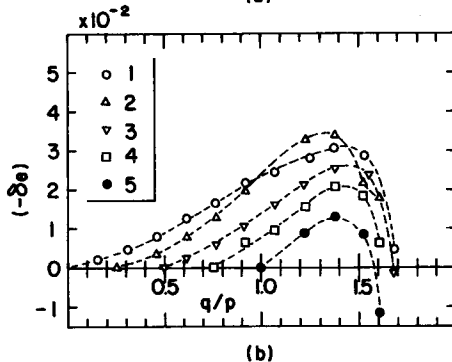
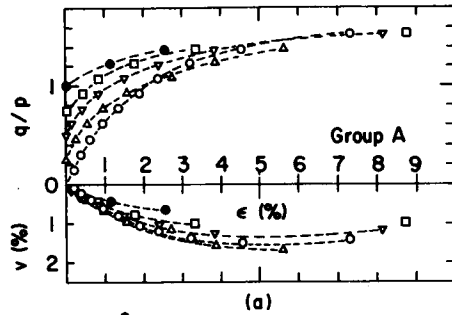


図-4.3.3 p一定せん断中の(a) η 、 $u \sim \epsilon$ 関係、(b) $(-\delta e) \sim \eta$ 関係

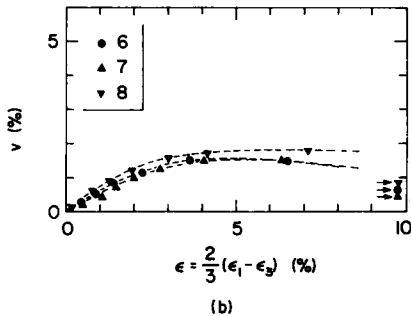
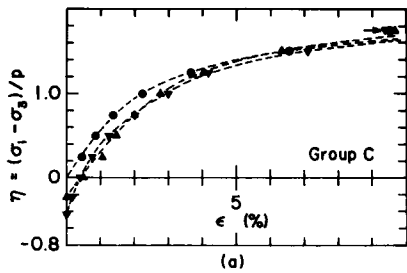


図-4.3.4 p 一定せん断中の(a) $\eta \sim \epsilon$ 関係、(b) $\nu \sim \epsilon$ 関係

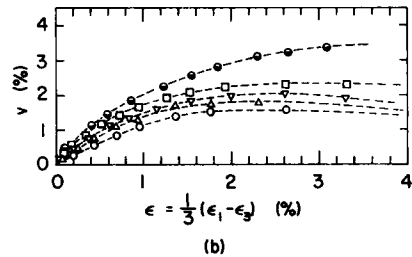
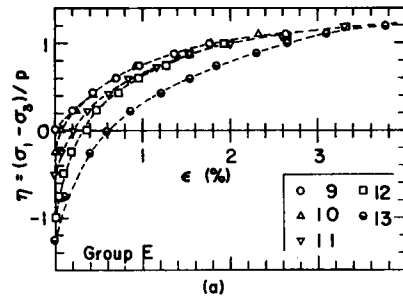


図-4.3.5 p 一定せん断中の(a) $\eta \sim \epsilon$ 関係、(b) $\nu \sim \epsilon$ 関係

影響はほとんどなくなるためと一般に考えられている。

図-4.3.6は、図-4.3.4、4.3.5で示した試験6～13のせん断開始時からの間げき比の減少量 $(-\delta e)$ と $(\sigma_a - \sigma_r)/p$ の関係を示している。図より次の事が言える。

1) グループCおよびEに属する各試験の $(-\delta e) \sim (\sigma_a - \sigma_r)/p$ 曲線は互いに平行で、 $(-\delta e)$ が最大になるときの $(\sigma_a - \sigma_r)/p$ はそれぞれのグループで η_i に無関係に一定とみなせる。

2) $(-\delta e)$ が最大になるときの $(\sigma_a - \sigma_r)/p$ は松岡(1974)が指摘するように、グループCとグループEでは異なり、グループCの方がかなり大きい。

3) 等方応力状態からの三軸圧縮試験6と伸張試験9での $(-\delta e)$ のピーク値はほぼ等しいとみなせる。これはすでに、3.5.2で指摘している。

ここで、興味深いのは、 $(-\delta e) \sim (\sigma_a - \sigma_r)/p$ 関係の各グループでの平行性である。図

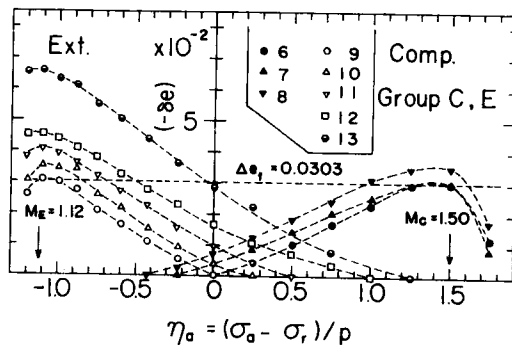


図-4.3.6 $(-\delta e) \sim \eta_a$ 関係(グループC, E)

一 3.6.2 (a)には、 p 一定でせん断→除荷→再せん断の場合の $(\sigma_a - \sigma_r) / p \sim \nu$ 関係が、三軸圧縮または三軸伸張での単純なせん断の場合と比較して示されている。この図より分かるように p 一定での繰り返しせん断の場合には単純なせん断と比較して、 $(\sigma_a - \sigma_r) / p \sim \nu$ 関係の平行性は示されてなく、前に述べたように、ある応力比までせん断が進んだ後は、単純なせん断の場合の $(\sigma_a - \sigma_r) / p \sim \nu$ 関係に一致するとみなした。この点ここで示した異方圧密試料のダイレタンシー挙動とかなり異なっており三軸条件下での挙動に限って言うならば、関口、太田(1977)が示唆したように材料はそのせん断方向に関係なく降伏過程にあるとみなすことができる。いま、図-4.3.3(b)および図-4.3.6に示される $(-\partial e) \sim \eta$ 関係が、同じグループでは互いに平行であり、等方応力状態からの p 一定の三軸圧縮と三軸伸張試験より得られる Δe_f が等しいとするとき、 $\eta = \eta_i$ からせん断したときの間げき比の全減少量の最大値 $\Delta e_f \eta_i$ は次のように表わされる。

$$\Delta e_f \eta_i = \frac{M - \eta_i}{M} \Delta e_f \quad \dots\dots\dots (4.3.14)$$

表-4.3.1の等方状態からのせん断試験1、6、9の Δe_f の平均値として、 $\Delta e_f = 0.0303$ を得る。図-4.3.7は、この Δe_f を用いて計算した各試験の $(M - \eta_i) \cdot \Delta e_f / (M \cdot \Delta e_f \eta_i)$ の値を η_i に対してプロットしている。ここで、 M の値は、グループAおよびCでは $M = 1.50$ 、グループEでは $M = 1.12$ を用いている。式(4.3.14)の関係が各試験で正しければ、図-4.3.7において破線で示したように、 η_i に関係なく、

$$\frac{M - \eta_i}{M} \frac{\Delta e_f}{\Delta e_f \eta_i} = 1$$

となる。図から分かるように、各試験のプロットは、 $\eta_i > 0$ の部分ではこの破線より下に、また、 $\eta_i < 0$ の部分ではわずかに上にある。すなわち、グループAのようにその応力経路が p 一定せん断中に静水圧軸を横切らないものでは、式(4.3.14)で与えられる $\Delta e_f \eta_i$ よりも実験値が少し大きい値を示し、グループCおよびEのように p 一定せん断中に応力経路が

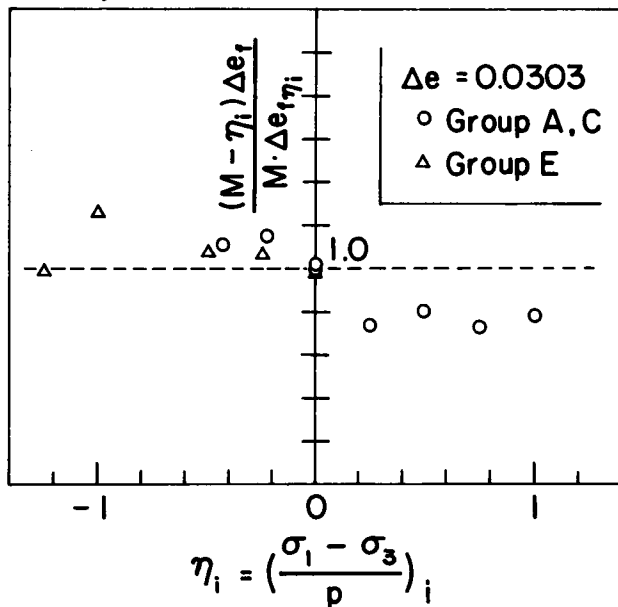


図-4.3.7 $(M - \eta_i) \cdot \Delta e_f / (M \cdot \Delta e_f \eta_i) \sim \eta_i$ 関係

静水圧軸を横切る場合は式(4.3.14)より求められる $\Delta e f \eta_i$ よりも実験値が小さい値を示すことを示している。しかし、その差異は十分小さいとして、以後は、式(4.3.14)を用いて解析を行なう。式(4.3.14)の関係をを用いると、式(4.3.8)、(4.3.13)は次のように書ける。

$$(-\delta e) = \frac{\Delta e f}{M} (\eta - \eta_i) \quad \dots\dots\dots (4.3.15)$$

$$(-\delta e) = \frac{\Delta e f}{M} d \eta \quad \dots\dots\dots (4.3.16)$$

つぎに、式(4.3.4)、(4.3.5)中の係数A、Cについて述べる。式(4.3.9)、(4.3.10)を用いると、

$$\log\left(\frac{M-\eta}{M-\eta_i}\right), \log\left\{1 - \frac{(-\delta e)}{\Delta e f \eta_i}\right\}$$

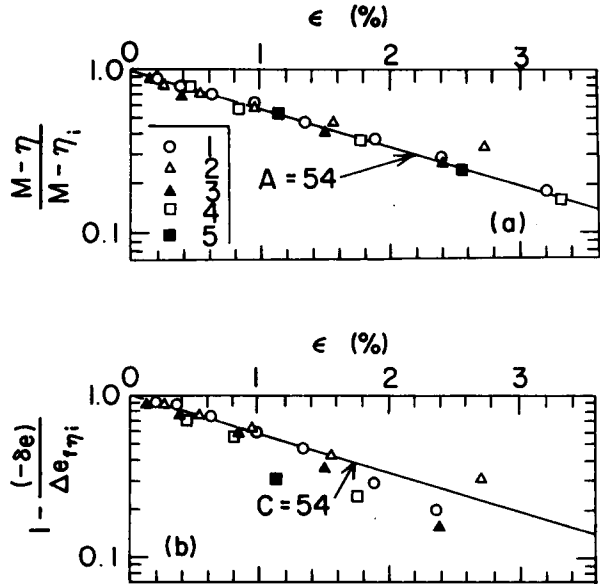


図-4.3.8 係数A、Cの決定

$\frac{(-\delta e)}{\Delta e f \eta_i}$ } $\sim \epsilon$ プロットより、係数A、Cを決定することができる。図-4.3.8は、グループAについてこれらの関係を示している。ここで、 $M = 1.50$ とし、 $\Delta e f \eta_i$ は各試験での $(-\delta e)$ の最大値を用いている。図(a)より $\log \frac{M-\eta}{M-\eta_i} \sim \epsilon$ 関係はここに

示した ϵ の範囲において、 η_i に関係なく原点を通る一つの直線で表わされる。これらのプロットより、 $A=54$ を得る。同図(b)は $\log\left\{1 - \frac{(-\delta e)}{\Delta e f \eta_i}\right\} \sim \epsilon$ 関係を示している。プロットに若干のばらつきが見られるが、これをここでは図(a)と同じ勾配を持つ原点を通る直線で表わされるとする。すなわち、 $A=C=54$ 、 $m=1$ である。図-4.3.9は、グループCの試験結果を示している。同図(a)において、各プロットは η_i に関係なく原点を通る直線上にあるとみなすことができる。同図中には、図-4.3.8(a)で示した同じ直線を実線で示している。プロットはこの実線よりやや上にプロットされる傾向があるがほぼ同じ関係とみなすことができる。同図(b)は、グループCの各試験の $\log\left\{1 - \frac{(-\delta e)}{\Delta e f \eta_i}\right\} \sim \epsilon$ 関係をプロットで示してお

り、同図(a)の実線と同じ勾配を持ち、原点を通る直線を実線で示している。図より、各プロットは η_i に無関係に一定の傾向を持ち、これを図中の実線で代表させてもよいと思われる。図-4.3.10は、グループEの各試験の結果を図-4.3.9と同じ関係で示している。同図中の直線も、図-4.3.8、4.3.9に示したものと同じである。ただし、 ϵ は式(4.3.2)の第2式で示したように、供試体の半径方向の偏差ひずみなので、各図の横軸は 2ϵ を用いている。なお、同図(a)では $M = 1.12$ を用いている。図(a)、(b)より、各プロットは η_i に無関係に一定の関係とみなすことができる。各プロットは図中の実線よりやや下側にプロットされているが、この直線で近似させても大きな誤差はないと思われる。以上、図-4.3.8~4.3.10よりグループAおよびCの $\eta \sim \epsilon$ 関係および $(-\delta\epsilon) \sim \epsilon$ 関係は式(4.3.4)、(4.3.5)で、また、グループEでのこれらの関係はこれらの式で ϵ を 2ϵ に、 M を三軸伸張時のものに変えることにより η_i に無関係に同じ係数 A 、 C を用いて表わされることが分かった。また、これらの式を用いて応力~ひずみ関係を求めるときの各係数値も求めた。

図-4.3.11は、これらの係数値を用いて、グループAの各試験に対応する応力~ひずみ関係の解析結果を示している。解析に用いた各係数値はまとめて表-4.3.2に示している。図-4.3.3の各試験の結果と比較して、 σ ま

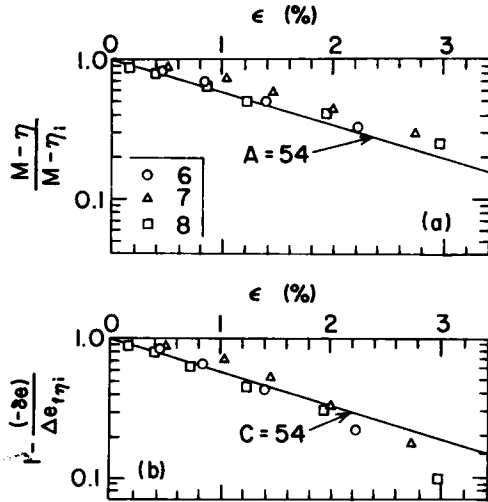


図-4.3.9 係数 A 、 C の決定

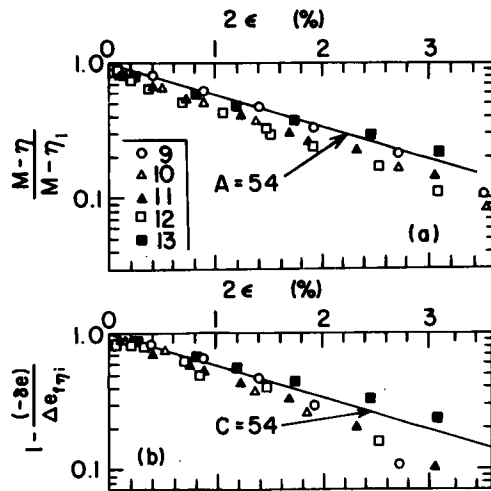


図-4.3.10 係数 A 、 C の決定

たは $(-\delta e)$ が最大値に達した後、膨張する部分を除けば、解析結果は試験結果によく合っていると思われる。図-4.3.12は、グループCおよびEの各試験に対応した $\eta, v \sim \epsilon$ 関係を示している。図-4.3.4(a)、4.3.5(a)の各試験結果と比較して、グループAと同様の傾向を示しており、妥当な結果と思われる。図-4.3.13は、グループCおよびEの各試験に対応した $(-\delta e) \sim (\sigma_a - \sigma_r)/p$ 関係の解析結果である。前に述べたように、この関係は直線関係である。図-4.3.6の試験結果と比較して、 $(-\delta e)$ のピーク以後の膨張部分を除けば、解析結果は試験結果と同様の傾向を示している。

つぎに、 p 一定せん断中のひずみ増分比についてみる。式(4.3.12)、(4.3.16)よりひずみ増分比は三軸圧縮下および三軸伸張下で破壊する場合に対してそれぞれ次のように書ける。

I) 三軸圧縮に対しては、

$$\frac{dv}{d\epsilon} = \frac{A \cdot \Delta \epsilon_f}{1+e} \left(1 - \frac{\eta}{M}\right)$$

II) 三軸伸張に対しては、

$$\frac{dv}{2d\epsilon} = \frac{A \cdot \Delta \epsilon_f}{1+e} \left(1 - \frac{\eta}{M}\right)$$

……………(4.3.17)

この式において $e \approx e_i$ とすると $dv/d\epsilon$ (または $dv/2d\epsilon$) と η の関係は、切片が $A \cdot \Delta \epsilon_f / (1+e_i)$ を持ち、勾配が $-A \cdot \Delta \epsilon_f / \{M(1+e_i)\}$ の直線で表わされる。図-4.3.14は、これらのひずみ増分比と応力比の関係を示している。また、図中には、破線で $e \approx e_i = 1.0105$ とし、

$A=54, \Delta \epsilon_f=0.0303$ (表-4.3.1) を用いた式(4.3.17)の関係も示している。プロットにはかなりのばらつきが見られるが、ほぼ η_i に無関係な一つの関係と見ることができ。また、破線はこれらのプロットより小さい勾配を示しているが、これは係数 A を $\eta \sim \epsilon$ (または 2ϵ) 関係の初期部分 ($\epsilon \leq 3\%$) で決定していることによるためである。同図(a)には矢印で各試験の $(\sigma_a - \sigma_r)/p$ のせん断開始直後の点を示している。これらの点は $\eta_i \geq 0.5$ の試験では、他のプロットよりやや大きい $dv/d\epsilon$ を与えている。これは、応力経路が η 一定から p 一定に急変することによる影響を示している。しかし、この点を除けば、 p 一定試験でのひずみ増分比の

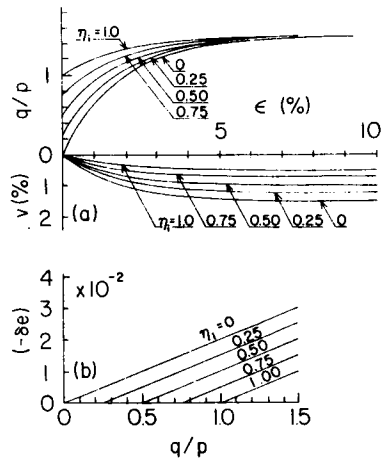


図-4.3.11 応力~ひずみ関係の解析結果 (グループA)

表-4.3.2 異方圧密試料の解析に用いた係数値

A	54	M_C	1.50
$(=C)$			
$\Delta \epsilon_f$	0.0303	M_E	1.12

の異方圧密による影響はほとんどないと見られる。

つぎに、上で指摘した応力経路が急変した後のひずみ増分比について検討する。ここでは、グループAについて、図-4.3.15(a)に示したように、各異方圧密試料について、 η 一定経路から p 一定経路に変わる点をAとし、A点以後の異方圧密試料と等方圧密試料のひずみ経路についてみる。図-4.3.

16は、グループAについて、各 η_i の試験と等方圧密試料の試験の応力経路が急変後のひずみ経路を示している。図から分かるように、 $v \sim \epsilon$ 関係の初期勾配はいずれも異方試料の場合が等方試料に比べて大きく、その差は η_i が大きい試料程大きくなっている。しかし、ある程度ひずみが増加した後では、両ひずみ経路は平行に近づき、ひずみ増分比の応力履歴による影響は無くなっている。これは、図-4.3.14(a)で示したように、 dv/de がせん断開始時においてはそれ以後に比べて大きい値を示し、以後は他と同様の値にもどることに一致する。つぎに、グループCおよびEの場合についてみる。ここでは、図-4.3.15(b)の点Aで示した

等方応力状態からのひずみ経路を比較する。図-4.3.17(a)、(b)はそれぞれグループC、Eに対してこのようなひずみ経路を示している。図から分かるように、ひずみ経路には応力履歴の影響はほとんど見られない。これは、図-4.3.14(a)、(b)からも伺える。以上により、異方圧密試料の p 一定せん断時のひずみ増分比について次の事が言える。

1) 異方圧密時の応力比がある程度大きく(ここでは $\eta_i \geq 0.5$)、応力経路が静水圧軸を横切らないときに、せん断直後の dv/de は他に比べて大きくなる。しかし、せん断の進行とともに急速にこの影響は消える。

2) 異方圧密時の応力比が小さい場合には、応力経路が静水圧軸を横切る場合もそうでない場合も、 dv/de に与える異方圧密の影響は無視してもよい。

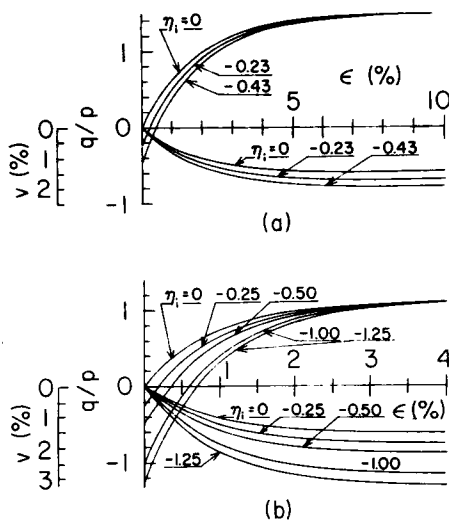


図-4.3.12 応力～ひずみ関係の解析結果(a)グループC、(b)グループE

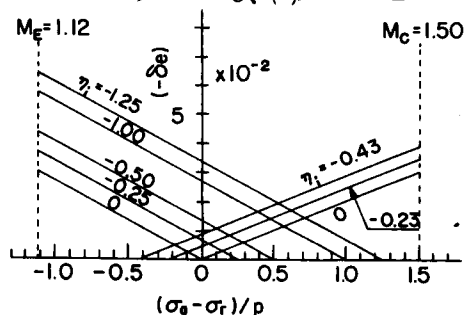
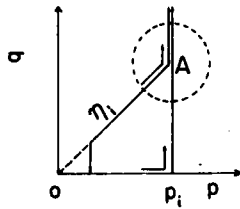
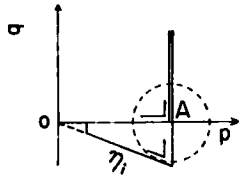


図-4.3.13 $(-\delta \epsilon) \sim \eta_a$ 関係の解析結果(グループC、E)

3) 1) で述べたせん断開始直後の影響を無視すれば、異方圧密粘性土の p -一定せん断中のひずみ増分比は、異方圧密時の応力比 η_i に関係なく式(4.3.17)で表わされる。



(a) Group A



(b) Group C, E

図-4.3.15 応力経路

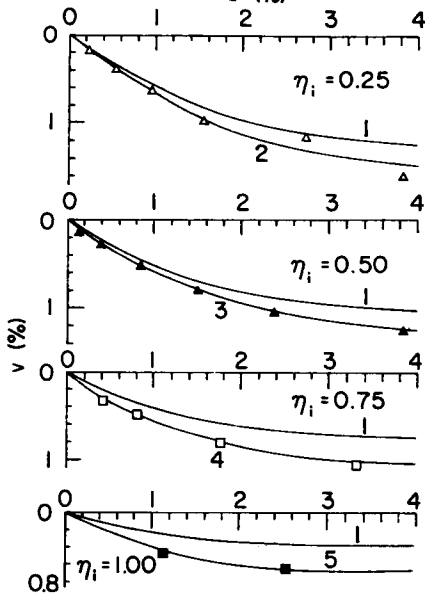


図-4.3.16 ひずみ経路の応力履歴による影響(グループA)

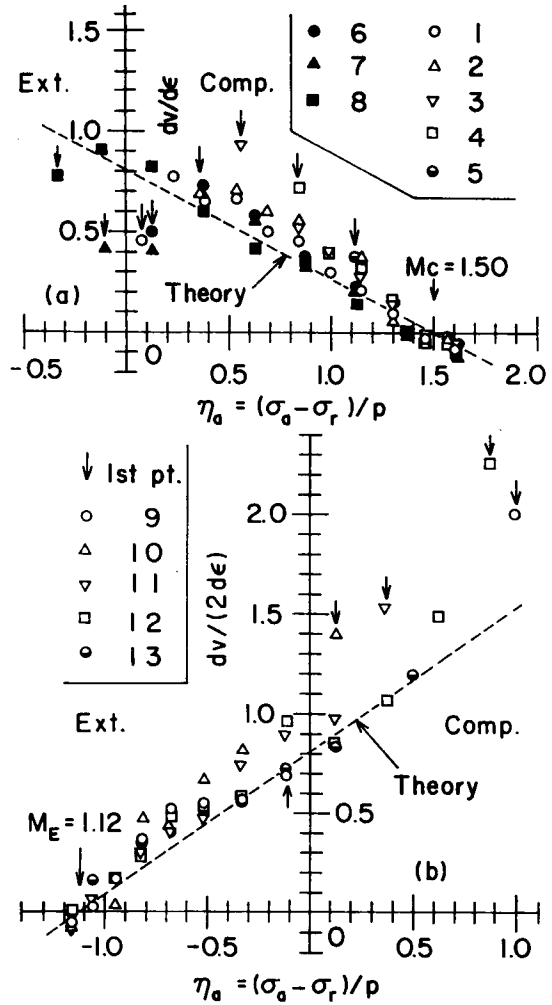


図-4.3.14 ひずみ増分比と応力比の関係(a)グループA、C、(b)グループE

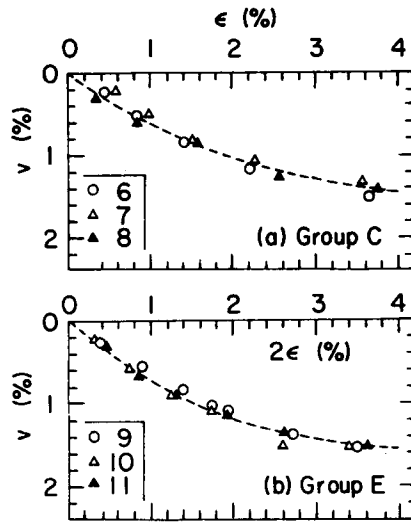


図-4.3.17 ひずみ経路の応力履歴による影響

4.4 一般応力経路上での変形特性

4.4.1 解析方法

異方圧密試料の一般応力経路上での応力～ひずみ関係は、3.4で述べた等方圧密試料の一般応力経路上での変形特性をその特殊な場合として含むものである。ここでは、等方試料の場合と同様に、間げき比変化と偏差ひずみ変化に分けて考え、これらを次のように表わす。

$$\begin{aligned}
 (-de) &= (-de)^e + (-de)^p \\
 &= (-de)^e + (-de)^p_p + (-de)^p_\eta \quad \dots\dots\dots (4.4.1)
 \end{aligned}$$

$$d\epsilon = d\epsilon^p = d\epsilon^p_p + d\epsilon^p_\eta \quad \dots\dots\dots (4.4.2)$$

ここで、 $(-de)^e_p = 0$ として、 $(-de)^e$ を次のように表わす。

$$(-de)^e = (-de)^e_\eta = \kappa \frac{dp}{p} \quad \dots\dots\dots (3.4.3 \text{ bis})$$

一方、 $(-de)^p_p$ 、 $d\epsilon^p_p$ は $m=1$ として、式(4.3.16)、(4.3.12)で表わせるとする。すなわち、

$$(-de)_p^p = \frac{\Delta e f}{M} d\eta \quad \dots\dots\dots (4. 3. 16 \text{ bis})$$

三軸圧縮に対しては、

$$\left. \begin{aligned} d\epsilon_p^p &= \frac{1}{A} \frac{d\eta}{M-\eta} \\ \text{三軸伸張に対しては、} & \dots\dots\dots (4. 3. 12 \text{ bis}) \\ d\epsilon_p^p &= \frac{1}{2A} \frac{d\eta}{M-\eta} \end{aligned} \right\}$$

他方、 $(-de)_\eta^p$ は式(3. 6. 13)で表わす。

$$\left. \begin{aligned} (-\delta e)_\eta &\leq \Delta e_0 \quad (p \leq p_c) \text{ のとき、} \\ (-de)_\eta^p &= (\zeta - \kappa) \frac{dp}{p} \\ (-\delta e)_\eta &> \Delta e_0 \quad (p > p_c) \text{ のとき、} \\ (-de)_\eta^p &= (\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3. 6. 13 \text{ bis})$$

このとき、異方圧密粘性土の一搬応力経路上での間げき比の減少 $(-de)$ は等方圧密試料の場合と同様、式(4. 4. 1)、(3. 4. 3)、(4. 3. 16)、(3. 6. 13)より求めることができる。

つぎに、一般応力経路上での偏差ひずみ増分について考える。まず、ある応力点まで異方圧密された供試体がさらに同じ応力比で異方圧密されるときの塑性ひずみ増分比と応力比の関係を、式(4. 2. 1)、(4. 2. 4)より次のように表わす。

三軸圧縮に対しては、

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{d\epsilon}{dv}\right)_\eta^p &= \frac{1}{D_a} \frac{M\eta}{M^2 - \eta^2} \\ \text{三軸伸張に対しては、} & \dots\dots\dots (4. 4. 3) \\ \left(\frac{d\epsilon}{dv}\right)_\eta^p &= \frac{1}{2D_a} \frac{M\eta}{M^2 - \eta^2} \end{aligned} \right\}$$

ここに、 D_a は定数である。 $d\epsilon_\eta = d\epsilon_\eta^p$ と

$$(-d\epsilon)_\eta = \frac{\lambda}{\lambda - \kappa} (-d\epsilon)_\eta^p \quad \dots\dots\dots (4.4.4)$$

の関係を用いると、式(4.4.3)中の係数 D_a と式(4.2.1)または式(4.2.4)中の係数 D' の間には次の関係がある。

$$D' = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \frac{1}{D_a} \quad \dots\dots\dots (4.4.5)$$

このとき、式(3.6.13)より $(-d\epsilon)_\eta^p$ が分かっているのので、式(4.4.3)を用いれば式(4.2.3)で示したのと同様にして異方圧密時の塑性ひずみ増分 $d\epsilon_\eta^p (= d\epsilon_\eta)$ を求めることができる。

つぎに、図-4.4.1に示したように、異方圧密試料の一般応力経路上での偏差ひずみ増分について考える。式(4.4.2)に示したように、これを p 成分と η 成分に分ける。この中で p 成分は4.3節で示した異方圧密試料の p 一定試験より得られた式(4.3.12)で表わせるとした。これは、4.3節で示したように、異方圧密試料の p 一定せん断時のひずみ増分比 $(dv/d\epsilon)_p$ はせん断開始時を

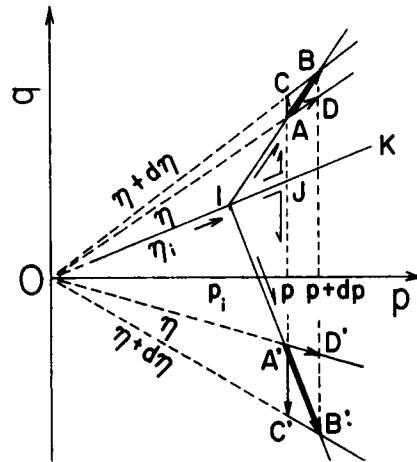


図-4.4.1 一般応力経路

除きほとんど異方圧密時の応力比 η_i の影響を受けないことと、体積ひずみ増分 dv_p も応力履歴に対し鈍感であることによっている。図-4.4.1においては、一般応力経路の微小な変化 AB (または $A'B'$)による偏差ひずみ増分 $d\epsilon$ の p 成分は、異方圧密時と同じ応力比 η_i で点 A (A')と同じ平均有効主応力 p を持つ点 J まで異方圧密した後、 p 一定せん断したときの p 一定経路の微小な変化 AC ($A'C'$)による偏差ひずみ増分に等しくしたことになる。このとき、塑性ひずみ増分比の p 成分は式(4.3.17)で表わされる。

三軸圧縮下で破壊するとき、

$$\left. \left(\frac{dv}{d\epsilon} \right)_p^p = \frac{A \cdot d\epsilon_f}{1 + e} \left(1 - \frac{\eta}{M} \right) \right\} \dots\dots\dots (4.3.17 \text{ bis})$$

三軸伸張下で破壊するとき、

$$\left. \frac{1}{2} \left(\frac{dv}{d\epsilon} \right)_p^p = \frac{A \cdot D \epsilon_f}{1 + e} \left(1 - \frac{\eta}{M} \right) \right\}$$

つぎに、一般応力経路上での偏差ひずみ増分の η 成分 $d\epsilon_\eta$ について考える。このときの間引き比減少量の η 成分のうちの塑性成分 $(-d\epsilon)_\eta^p$ は式(3.6.13)で表わせるとした。したがって、このときの塑性体積ひずみ増分 dv_η^p はこれより求めることができる。したがって、 dv_η^p が分かっているので、ここでは偏差ひずみ増分の η 成分 $d\epsilon_\eta$ を直接求める代わりに、このときの塑性ひずみ増分比 $(dv/d\epsilon)_\eta^p$ の関数形を求め、これと dv_η^p から $d\epsilon_\eta^p$ を求めることにする。したがって、ここでは $(dv/d\epsilon)_\eta^p$ について考える。微小な応力経路変化 $AB(A'B')$ による塑性ひずみ増分の η 成分 $d\epsilon_\eta^p (=d\epsilon_\eta)$ を実験的に求めるには、 $d\epsilon_p^p (=d\epsilon_p)$ を式(4.3.12)のように決めたことから次のようにすればよい。すなわち、微小な応力経路変化 $AB(A'B')$ による塑性ひずみ増分 $d\epsilon$ から、応力経路 OIJ と異方圧密された後 p 一定せん断された試料の p 一定経路の微小変化 $AC(A'C')$ による塑性ひずみ増分 $d\epsilon_p^p (=d\epsilon_p)$ をさし引いたものを $d\epsilon_\eta^p (=d\epsilon_\eta)$ とすることになる。しかし、ここではこれは図-4.4.1において応力履歴 $OIJ A(OIJ A')$ を受けた試料が η 一定応力経路の微小変化 $AD(A'D')$ により生じる塑性ひずみ増分と同じとする。異方圧密時の応力比 η_i で応力経路 OIJ に沿って異方圧密した後応力経路 $JA(JA')$ に沿って p 一定せん断し、その後再び応力経路 $AD(A'D')$ に沿って応力比一定で異方圧密するような試験はLewin(1973)によつて行なわれている。この結果からも分かるように、このような応力履歴を持った試料の異方圧密時の塑性ひずみ増分比は、そのときの応力比 η だけでは決まらず、異方圧密時の応力比 η_i を含む関数で表わされる。いま、これを $\eta_i \geq 0$ の場合と $\eta_i < 0$ の場合に分けて考える。ただし、ここでは $\eta_i \geq 0$ とは微小な応力経路 $AB(A'B')$ の p 一定成分 $AC(A'C')$ をこの方向に p 一定せん断したとき、破壊に達するまでに静水圧軸を横切らない場合と定義できる。また、 $\eta_i < 0$ の場合とは、 $AC(A'C')$ が破壊に達するまでに静水圧軸を横切する場合と定義できる(4.3.1参照)。

ここではまず三軸圧縮状態で異方圧密された場合について考える。これを次の2つの場合に分けて考える。

a) $\eta_i \geq 0$ のとき(図-4.4.1の応力経路の微小変化 AB による塑性ひずみ増分比)

3.4.1で行なった等方試料の一般応力経路上でのひずみ増分比について考えたのと同様にして $(d\epsilon/dv)_\eta^p$ を $(d\epsilon/dv)_p^p$ との関連で次のように表わす。

$$\begin{aligned} \left(\frac{d\epsilon}{dv} \right)_\eta^p &= \left(\frac{d\epsilon}{dv} \right)_p^p \frac{1}{D} \frac{\eta - \eta_0}{M + \eta - \eta_0} \\ &= \frac{1 + e}{A \cdot D \cdot D \epsilon_f} \frac{M}{M - \eta} \frac{\eta - \eta_0}{M + \eta - \eta_0} \dots\dots\dots (4.4.6) \end{aligned}$$

ここに、 D は異方圧密時の応力比 η_i に無関係な定数とする。このとき、式(4.4.6)の関係は異方圧密の特別な場合としての等方圧密の場合($\eta_i = 0$)も同じ定数 D のもとに成立しなければならない。すなわち、式(4.4.6)で用いた D は、等方試料の場合の式(3.4.10)中の係数 D と同じであることが分かる。つぎに、式(4.4.6)中の η_0 は η_i に依存する係数とする。等方試料の場合と同様に、一般に $(d\varepsilon/dv)_\eta^p \leq (d\varepsilon/dv)_p^p$ であるから、

$$\frac{1}{D} \frac{\eta - \eta_0}{M + \eta - \eta_0} \leq 1$$

が $\eta \geq \eta_i$ のすべての η に対して成立しなければならない。すなわち、

$$D \geq \frac{M - \eta_0}{2M - \eta_0} \dots\dots\dots (4.4.7)$$

が必要となる。 D は定数としているので、 $0 \leq \eta_0 \leq M$ の任意の η_0 に対して式(4.4.7)が成立しなければならない。結局、 D は3.4節で求めたと同じ関係、

$$D \geq 0.5 \dots\dots\dots (3.4.12 \text{ bis})$$

を満足しなければならない。いま、

$$\eta_0 = r\eta_i \dots\dots\dots (4.4.8)$$

とおく。式(4.4.6)で示される塑性ひずみ増分比は、 $p = p_i$ より異方圧密時の応力比 η_i に等しい応力比 η で異方圧密されるときは、式(4.4.3)で示される異方圧密時の塑性ひずみ増分比に一致しなければならない。これより次の関係を得る。

$$\frac{A \cdot \Delta e_f}{1 + e} \frac{D}{D_a} = \frac{(1 - r)(M + \eta_i)}{M + (1 - r)\eta_i} \dots\dots\dots (4.4.9)$$

$1 + e \simeq 1 + e_i$ (一定)と考えると、式(4.4.9)の左辺は一定となり、式(4.4.9)の右辺より、係数 r は η_i の関数となる。いま、

$$r_D = \frac{A \cdot \Delta e_f}{1 + e} \frac{D}{D_a} \dots\dots\dots (4.4.10)$$

と置くと、 r_D は一定とみなせる。式(4.4.9)、(4.4.10)より、

$$r = \frac{(1-r_D)(M+\eta_i)}{M+(1-r_D)\eta_i} \quad \dots\dots\dots (4.4.11)$$

を得る。図-4.4.2に $r_D = 0.52$ のときの $r \sim \eta_i$ の関係を示している。図より、 r は η_i の増加とともに漸増する傾向にある。式(4.4.10)を用いると式(4.4.6)は次のようになる。

$$\left(\frac{d\epsilon}{dv}\right) \frac{p}{\eta} = \frac{1}{r_D \cdot D_a} \frac{M(\eta - r\eta_i)}{(M-\eta)(M+\eta-r\eta_i)} \quad \dots\dots\dots (4.4.12)$$

この式において、 r_D 、 D_a は定数であり、 r が η_i の関数となつている。

b) $\eta_i < 0$ のとき、

このときは応力経路の p -一定成分は静水圧軸を横切つて $\eta = M$ で破壊に至るが、 p -一定経路上をこれと逆方向にせん断したときの破壊時の応力比を M_r とする。ここでは、三軸圧縮状態で異方圧密されている場合を考えているので、 $M = M_E$ 、 $M_r = M_C$ である。ここに、 M_E 、 M_C はそれぞれ三軸伸張下および三軸圧縮下での破壊時の η である。ここで、4.3.1で述べたように、応力、ひずみなどのパラメーターの定義が異なつていることに注意する必要がある。すなわち、図-4.4.1の点Aでの応力比はa)で扱つた応力経路に対しては $q (= \sigma_a - \sigma_r)$ は正であるが、ここで述べる応力経路に対するパラメーターとして用いるときは負($= \sigma_r - \sigma_a$)となる。すなわち、式(4.4.11)で表わしたパラメーター r は、ここで用いる q のパラメーターを用いると式(4.4.11)の η_i 、 M の代わりに $-\eta_i$ 、 $M_r (= M_C)$ を代入して次のように表わす必要がある。

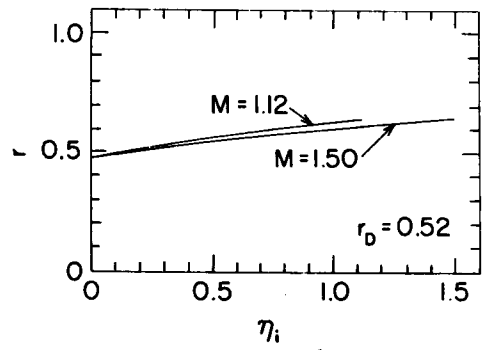


図-4.4.2 $r \sim \eta_i$ 関係

$$r = \frac{(1-r_D)(M_r - \eta_i)}{M_r - (1-r_D)\eta_i} \quad \dots\dots\dots (4.4.13)$$

このとき、塑性ひずみ増分比 $(d\epsilon/dv) \frac{p}{\eta}$ を次の2つに分けて考える。

b-1) $\eta_i \leq \eta \leq r\eta_i$ のとき、

このときの $(d\epsilon/dv) \frac{p}{\eta}$ は式(4.4.12)の関係を内そうすることによつて同じように表わされるものとする。すなわち、a)の場合とb)の場合の応力、ひずみパラメーターの定義の相違から、式(4.4.12)中の η 、 η_i 、 $d\epsilon$ 、 M の代わりに $(-\eta)$ 、 $(-\eta_i)$ 、 $(-2d\epsilon)$ 、 M_r を代入して次式を得る。

$$2 \left(\frac{d\epsilon}{dv} \right)_\eta^p = \frac{1}{r_D \cdot D_a} \frac{M_r (\eta - r \eta_i)}{(M_r + \eta)(M_r - \eta + r \eta_i)} \dots\dots\dots (4. 4. 14)$$

式(4. 4. 14)から分かるように、 $\eta = r \cdot \eta_i$ のとき、 $(d\epsilon/dv)_\eta^p = 0$ であり、 $\eta_i \leq \eta \leq r \cdot \eta_i$ では、 $(d\epsilon/dv) \leq 0$ である。

b-2) $\eta \geq r \cdot \eta_i$ のとき、

このときは、a)の場合と同様にして、塑性ひずみ増分比を次のように表わす。

$$2 \left(\frac{d\epsilon}{dv} \right)_\eta^p = 2 \left(\frac{d\epsilon}{dv} \right)^p \frac{1}{\bar{D}} \frac{(\eta - r \cdot \eta_i)}{(M + \eta - r \cdot \eta_i)}$$

式(4. 3. 17)の第2式を用いると、

$$2 \left(\frac{d\epsilon}{dv} \right)_\eta^p = \frac{1 + e}{A \cdot \bar{D} \cdot d\epsilon_f} \frac{M(\eta - r \cdot \eta_i)}{(M - \eta)(M + \eta - r \cdot \eta_i)} \dots\dots\dots (4. 4. 15)$$

$(d\epsilon/dv)_\eta^p \leq (d\epsilon/dv)_p^p$ であるから、

$$\bar{D} \geq \frac{\eta - r \cdot \eta_i}{M + \eta - r \cdot \eta_i}$$

これは $M \geq \eta \geq r \cdot \eta_i$ のすべての値に対して成り立たなければならない。したがって、

$$\bar{D} \geq \frac{M - r \cdot \eta_i}{2M - r \cdot \eta_i} \dots\dots\dots (4. 4. 16)$$

式(4. 4. 12)、(4. 4. 14)、(4. 4. 15)より $(d\epsilon/dv)_\eta^p$ が求まったので、式(3. 6. 13)を用いることにより、 $d\epsilon_\eta$ を次のように求めることができる。

$$\begin{aligned} d\epsilon_\eta &= d\epsilon_\eta^p = \left(\frac{d\epsilon}{dv} \right)_\eta^p dv_\eta^p \\ &= \left(\frac{d\epsilon}{dv} \right)_\eta^p \frac{(-d\epsilon)_\eta^p}{1 + e} \dots\dots\dots (4. 4. 17) \end{aligned}$$

したがって、偏差ひずみ増分 $d\epsilon$ は式(4. 3. 12)、(4. 4. 17)を式(4. 4. 2)に代入することにより求まる。なお、三軸伸張状態で異方圧密された場合には、前に求めた塑性ひずみ増分比において、 $\eta_i \geq 0$ のときは、 $d\epsilon$ を $2d\epsilon$ に、また、 $\eta_i < 0$ のときは $2d\epsilon$ を $d\epsilon$ に変えることにより同様の関係式が得られる。いま、求めた塑性ひずみ増分比と η の関係を次のようなパラメーターを用いて書き直す。

$$\left. \begin{aligned}
 d\varepsilon_a &= \frac{2}{3}(d\varepsilon_{\text{axis}} - d\varepsilon_{\text{rad}}) \\
 dv &= d\varepsilon_{\text{axis}} + 2d\varepsilon_{\text{rad}} \\
 \eta_a &= \frac{\sigma_a - \sigma_r}{p} \\
 p &= \frac{1}{3}(\sigma_a' + 2\sigma_r')
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.4.18)$$

ここに、 $d\varepsilon_{\text{axis}}$ 、 $d\varepsilon_{\text{rad}}$ はそれぞれ供試体の軸方向および半径方向の主ひずみ増分である。
 このとき、式(4.3.17)より、

a) 三軸圧縮下で破壊するとき、

$$\left(\frac{d\varepsilon_a}{dv} \right) \frac{p}{p} = \frac{1+e}{A \cdot \Delta e_f} \frac{M_C}{M_C - \eta_a} \left. \dots\dots\dots (4.4.19) \right.$$

b) 三軸伸張下で破壊するとき、

$$\left(\frac{d\varepsilon_a}{dv} \right) \frac{p}{p} = - \frac{1+e}{A \cdot \Delta e_f} \frac{M_E}{M_E + \eta_a} \left. \dots\dots\dots (4.4.19) \right.$$

また、異方圧密時の塑性ひずみ増分比は、式(4.4.3)より次のようになる。

a) 三軸圧縮側では、

$$\left(\frac{d\varepsilon_a}{dv} \right) \frac{p}{\eta} = \frac{1}{D_a} \frac{M_C \eta_a}{M_C^2 - \eta_a^2} \left. \dots\dots\dots (4.4.20) \right.$$

b) 三軸伸張側では、

$$\left(\frac{d\varepsilon_a}{dv} \right) \frac{p}{\eta} = \frac{1}{D_a} \frac{M_E \eta_a}{M_E^2 - \eta_a^2} \left. \dots\dots\dots (4.4.20) \right.$$

他方、 $(d\varepsilon/dv)_\eta^p$ は、 η_{ai} を η_i に対応する η_a の値とすると、次のようになる。

a) $\eta_{ai} \geq 0$ のとき(三軸圧縮下で異方圧密)、

I) $\eta_a \geq r \cdot \eta_{ai}$ のとき、

$$\left(\frac{d\varepsilon_a}{dv} \right) \frac{p}{\eta} = \frac{1}{r D \cdot D_a} \frac{M_C (\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{(M_C - \eta_a)(M_C + \eta_a - r \cdot \eta_{ai})} \left. \dots\dots\dots \right.$$

II) $\eta_a < r \cdot \eta_{ai}$ のとき、

$$\left. \left(\frac{d\varepsilon_a}{dv} \right)^\eta = \frac{1}{r_D' \cdot D_a} \frac{M_E(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{(M_E + \eta_a)(M_E - \eta_a + r \cdot \eta_{ai})} \right\}$$

..... (4. 4. 21)

ここに、式(4. 4. 11)より、

$$r = \frac{(1-r_D)(M_C + \eta_{ai})}{M_C + (1-r_D)\eta_{ai}} \quad \text{..... (4. 4. 22)}$$

である。ここで、式(4. 4. 15)より式(4. 4. 21)₂ の係数 $r_D' \cdot D_a$ は次のように置いている。

$$\frac{1}{r_D' \cdot D_a} = \frac{1+e}{A \cdot \bar{D} \cdot \Delta e_f} \quad \text{..... (4. 4. 23)}$$

ここで、 \bar{D} あるいは、 r_D' と D の関係について述べる。 D は式(3. 4. 12)の制約があり、また、

$$D \geq 0.5 \quad \text{..... (3. 4. 12 bis)}$$

\bar{D} は式(4. 4. 16)より、次の制約がある。

$$\bar{D} \geq \frac{M_E + r \cdot \eta_{ai}}{2M_E + r \cdot \eta_{ai}} \quad \text{..... (4. 4. 24)}$$

いま、 D と \bar{D} の関係として次式を仮定する。

$$\bar{D} = \frac{2(M_E + r \cdot \eta_{ai})}{2M_E + r \cdot \eta_{ai}} \cdot D \quad \text{..... (4. 4. 25)}$$

このとき、式(3. 4. 12)が成立すれば、自動的に式(4. 4. 24)は満足される。また、 $\eta_i = 0$ のとき、すなわち、等方圧密のときは $\bar{D} = D$ となつて、式(3. 4. 13)の関係に帰着せられる。すなわち、等方圧密の塑性ひずみ増分をその特殊な場合として含むことになる。このとき、式(4. 4. 10)、(4. 4. 23)より次式を得る。

$$\frac{1}{r_D' \cdot D_a} = \frac{2M_E + r \cdot \eta_{ai}}{2(M_E + r \cdot \eta_{ai})} \frac{1}{r_D \cdot D_a} \quad \text{..... (4. 4. 26)}$$

b) $\eta_{ai} \leq 0$ のとき(三軸伸張状態で異方圧密)、

I) $\eta_a \geq r \cdot \eta_{ai}$ のとき、

$$\left(\frac{d\epsilon_a}{dv}\right)^p = \frac{1}{r_D' \cdot D_a} \frac{M_C(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{(M_C - \eta_a)(M_C + \eta_a - r \cdot \eta_{ai})}$$

II) $\eta_a < r \cdot \eta_{ai}$ のとき、

$$\left(\frac{d\epsilon_a}{dv}\right)^p = \frac{1}{r_D \cdot D_a} \frac{M_E(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{(M_E + r \cdot \eta_{ai})(M_E - \eta_a + r \cdot \eta_{ai})}$$

... (4.4.27)

ここに、式(4.4.11)より、

$$r = \frac{(1-r_D)(M_E - \eta_{ai})}{M_E - (1-r_D)\eta_{ai}} \dots\dots\dots (4.4.28)$$

ここで、 r_D は式(4.4.10)で与えられる。一方、 $r_D' \cdot D_a$ は $\eta_{ai} \geq 0$ の場合と同様に考えて次の関係がある。

$$\frac{1}{r_D' \cdot D_a} = \frac{2M_C - r \cdot \eta_{ai}}{2(M_C - r \cdot \eta_{ai})} \frac{1}{r_D \cdot D_a} \dots\dots\dots (4.4.29)$$

式(4.4.26)、(4.4.29)から分かるように、 $r_D' \geq r_D$ である。

図-4.4.3は、これらの式を用いて計算した応力比 η_a と塑性ひずみ増分比 $(d\epsilon/dv)^p$ の各成分の比較である。これらの計算に用いた各係数値は表-4.4.1に示している。図において、曲線PC、PEは三軸圧縮下および伸張下で破壊する p 一定下での η_a と $(d\epsilon_a/dv)^p$ の関係であり、式(4.4.

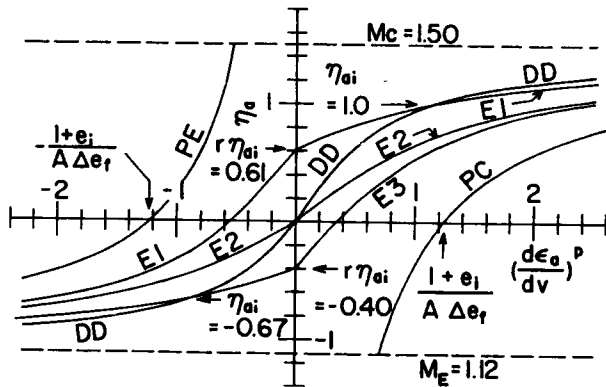


図-4.4.3 $\eta_a \sim (d\epsilon_a/dv)^p$ 関係の比較 (解析結果)

19)より計算したものである。4.3.2で述べたように、 p 一定下での $\eta_a \sim (d\epsilon_a/dv)^p$ 関

係は、異方圧密時の応力比 η_{ai} に無関係に同じ関係で表わされるとしている。したがって、三軸圧縮下で破壊する場合は η_{ai} に関係なく曲線PCで示される関係として与えられる。三軸伸張下で破壊する場合は同様に曲線PEで示される一つの関係で与えられる。なお、計算では、 $(1+e) \simeq (1+e_i)$ としている (e_i :せん断開始時の間げき比)。曲線DDは式(4.

4. 20) で示される異方圧密時の $\eta_a \sim (d\epsilon_a/dv)^P$ 関係である。ある応力比 $\eta_a (= \eta_{ai})$ で異方圧密するときの塑性ひずみ増分比 $(d\epsilon_a/dv)^P$ は一定であり、ここに示した一つの曲線関係にあることを示すものである。 $M_C = M_E$ のとき、この曲線は原点に関して点対象となるが、ここでは $M_C \neq M_E$ としているのでそのようになっていない。つぎに、曲線 E_1 、 E_2 、 E_3 はそれぞれ

表-4.4.1 $\eta_a \sim (d\epsilon_a/dv)^P$ 関係の計算に用いた係数值

A ($=C$)	54	$1+e_i$	20105
def	0.0303	M_C	1.50
D_a	1.04	M_E	1.12
D	0.65		

$\eta_{ai} = 1.0, 0, -0.67$ で異方圧密された試料の応力比 η_a と塑性ひずみ増分比の η 成分 $(d\epsilon_a/dv)_\eta^P$ の関係を示しており、式(4.4.21)、(4.4.27)より計算されるものである。図から分かるように、 $\eta_{ai} = 1.0, 0, -0.67$ で異方圧密された試料の $\eta_a \sim (d\epsilon_a/dv)_\eta^P$ 曲線は、それぞれこれらの $\eta_a = \eta_{ai}$ で異方圧密の曲線 DD と交わっている。式(4.4.21)、(4.4.27)より分かるように、これらの曲線は、 $\eta_a = r \cdot \eta_{ai}$ で $(d\epsilon_a/dv)_\eta^P = 0$ となり、この点を境としてこれらの関係を表わす式は異なっている。図より、各曲線は $\eta_a = r \cdot \eta_{ai}$ で η_a 軸と交わっており、この点で折れ線になっていて、この関係を示している。また、等方圧密後、 p 一定下である応力比 η までせん断した後、 η 一定試験を行なう場合(曲線 E_2)の $(d\epsilon_a/dv)_\eta^P$ は、初めからその応力比 η で異方圧密したとき(曲線 DD)の $(d\epsilon_a/dv)_\eta^P$ より大きい絶対値を示している。この傾向は図-4.2.11、4.2.12で示した実験事実と一致している。また、ここに示した各条件下での塑性ひずみ増分比 $(d\epsilon_a/dv)^P$ の中で、同じ η_a に対して p 一定せん断(曲線 PC 、 PE)で生ずる $(d\epsilon_a/dv)^P$ が最大の絶対値を示しており、これも実験事実および理論構成での仮定から当然の結果と言える。

図-4.4.4は、Lewin(1973)により示された種々の η_{ai} を持った試料の η 一定試験結果(Lewin(1973)の図-2)を式(4.2.7)、(4.2.8)を用いて、 $\eta_a \sim (d\epsilon_a/dv)_\eta$ の関係に整理し直したものである。ここで、横軸は全ひずみ増分比になっているが、

$$\left(\frac{d\epsilon_a}{dv}\right)_\eta = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \left(\frac{d\epsilon_a}{dv}\right)_\eta^P \dots\dots\dots (4.4.30)$$

の関係があるので、塑性ひずみ増分比 $(d\epsilon_a/dv)_\eta^P$ の定数倍と考えることができる。図において曲線 DD は図-4.4.3の場合と同様、等方および異方圧密時の $\eta_a \sim (d\epsilon_a/dv)$ 関係である。曲線 AA 、 BB 、 CC はそれぞれ $p = 1.4 \text{ kg/cm}^2$ まで等方圧密、 K_0 -圧密($d\epsilon_{rad} = 0$)および $d\epsilon_{axis} = 0$ の条件で圧密した後、 p 一定でそれぞれの応力比までせん断した後の η 一定試験での η_a と $(d\epsilon_a/dv)_\eta$ の関係を示している。曲線 AA 、 BB 、 CC と曲線 DD の各交点の η_a が η_{ai} を与えるが、図より曲線 BB 、 CC と曲線 DD との交点は、それぞれ K_0 -圧密($d\epsilon_a/dv = 2/3$)、 $d\epsilon_{axis} = 0$ 圧密($d\epsilon_a/dv = -1/3$)の点とずれている。これ

は実験のばらつきによるものであろう。また、曲線AA、DDが原点を通っていないのは、試料作成時の供試体の異方性が残っているためである。図-4.4.3の $\eta_a \sim (d\epsilon_a/dv) \frac{p}{\eta}$ の各曲線は図-4.4.4の試験結果と類似の傾向を示している。なお、図において、曲線BB、CCが η_a 軸と交わる点の η は、弾性ひずみ成分を無視すれば式(4.4.6)中の $\eta_0 (=r \cdot \eta_i)$ を与え、これらの曲線と曲線DDの交点の η は η_i を与える。したがって、式(4.4.8)より、係数 r を求めることができる。図より r を求めると K_0 -圧密を受けた試料(曲線BB)では $r=0.75$ 、 $d\epsilon_{axis}=0$ の圧密と受けた試料(曲線CC)では $r=0.55$ となる。図-4.4.4のような関係はカオリンの平面ひずみ試験に対してHamblly(1972)も示している。

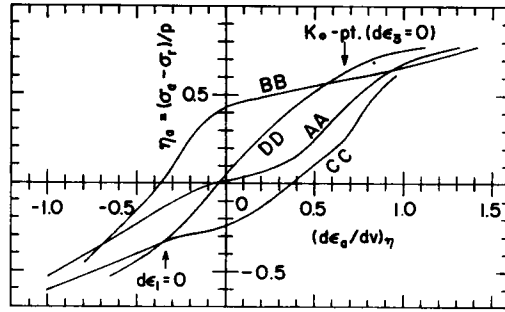


図-4.4.4 $\eta_a \sim (d\epsilon_a/dv)_\eta$ 関係
(Lewin, 1973)

以上、異方圧密粘性土の応力~ひずみ関係の解析方法を述べるとともに、若干の定性的傾向を示した。

4.4.2 試験結果

異方圧密粘性土の一般応力経路上での試験結果を示す。試験は2種類行なっており、これらをシリーズ1、シリーズ2と称す。シリーズ1は、種々の応力比 η_i で p_i まで異方圧密した後、 p 一定下、 η 一定下および一般応力経路上で試験したものであり、シリーズ2は、 $\eta_i = 0.75$ で $p_i = 2 \text{ kg/cm}^2$ まで異方圧密した後、応力経路の勾配 dq/dp を種々に変えて行なつた試験である。

はじめに、シリーズ1の試験結果について述べる。各試験の概要を表-4.4.2に示す。図-4.4.5にシリーズ1の各試験の応力経路を示す。これらの試験のうち、各 η_i での p 一定試験は、4.3.2のグループAの各試験と同じであるが、まとめてここに示した。また、 η 一定試験のひずみ増分比と応力比の関係は、図-4.2.17に示している。試験は、F-3試料を用いて行なっており、 $p = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ で約1日間等方圧密した後、 p 一定で所定の応力比 η_i まで η を段階的に載荷し、1日間圧密する。この後、 $\eta (= \eta_i)$ を一定として p を 1 kg/cm^2 、 2 kg/cm^2 で各1日ずつ圧密し、その後、各 η_i に対して、 η 一定、 p 一定とこれらの中間の応力経路の試験を行なう。試験はペーパードレーンによる側方排水条件のもとに、応力制御で行なっている。はじめに、応力比一定試験結果を示す。図-4.4.6は、ここで行なつた等方および異方圧密試験の $e \sim \log p$ 関係を示している。 $\eta = 0, 1.0$ の場合は圧密時と同じ応力比で膨潤させている。図中には、 $C_c = 0.244$ の直線を示している。プロットはこの直線よりやや大きい勾配を示しているが、こ

こでも従来通り $C_c=0.244$ を用いる。また、同時に $C_s=0.043$ の膨潤時の $\epsilon \sim \log p$ 関係に対応する直線を示している。こでも膨潤指数 $C_s=0.043$ を用いる。図-4.4.7は、これらの応力比一定試験の $\epsilon \sim v$ 関係を示している。各プロットは初めやや下に凸の傾向があるが、ほぼ直線上にある。図中の各プロットの直線部分より勾配 ($d\epsilon/dv$) を求め、これより得られる $\eta/M \sim \frac{1}{2}(d\epsilon/dv)_c$ の関係は図-4.2.17に示している ($M=1.50$)。図より、この関係もほぼ他の試験結果と同様の傾向を示しており、 $K_0=0.43$ としたときの式(4.2.1)に

表-4.4.2 各試験の概要

試験番号	w_0 %	w_f %	p_i kg/cm ²	η_i	dq/dp	図中の番号
NIR26	46.78	35.05	2.0	0	0	1
NIG19	45.48	32.42	2.0	0	1.0	2
NIP31	45.71	36.98	2.0	0	∞	3
NAR20	45.05	33.39	2.0	0.25	0.25	4
NAG1	45.27	32.44	2.0	0.25	0.68	5
NAP1	46.21	37.12	2.0	0.25	∞	6
NAR21	45.76	32.81	2.0	0.50	0.50	7
NAG2	45.26	31.74	2.0	0.50	1.20	8
NAP2	45.45	37.46	2.0	0.50	∞	9
NAR22	46.09	32.11	2.0	0.75	0.75	10
NAG3	45.96	34.18	2.0	0.75	2.00	11
NAP3	46.10	37.20	2.0	0.75	∞	12
NAR23	44.83	35.95	2.0	1.00	1.00	13
NAG4	45.18	35.87	2.0	1.00	2.50	14
NAP4	44.88	38.41	2.0	1.00	∞	15

よる計算曲線とも類似の傾向を示している。したがって、こでも、式(4.2.1)の係数 D' を 0.68 とし、式(4.4.5)より、 $\lambda=0.106$ 、 $\kappa=0.0187$ として $D_a=1.21$ とする。

つぎに、一般応力経路上での試験結果について述べる。図-4.4.8は、各試験の応力 \sim ひずみ関係を示している。同図(a)は、 $\eta \sim \epsilon$ 関係であり、偏差ひずみ ϵ は、異方圧密後のせん断開始時からの値である。試験結果の傾向は、等方圧密試料の場合(図-3.4.4, 3.4.9)と同じであり、同じ η_i の試験では、同じ η に対して、応力経路の勾配 dq/dp が小さい程大きい ϵ を与える。同図(b)は $v \sim \eta$ 関係の試験結果である。体積ひずみ v は異方圧密後のせん断開始時からの値を示している。この場合も等方試料のときに示したのと同じで、同じ η_i の試験では、同じ η に対して $dq/$

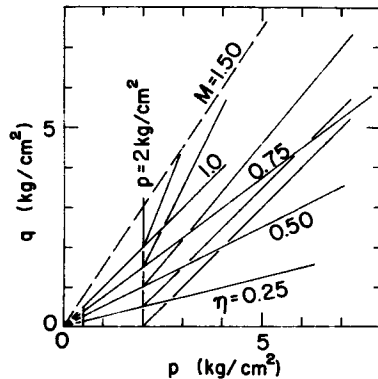


図-4.4.5 応力経路

$d p$ が小さい程大きい v を示している。

つぎに解析結果を示す。図-4.4.9は、各 η_i の試験に対して、 $\{(-\delta e)-(-\delta e)_p\} \sim (-\delta e)_\eta$ 関係を示している。各間げき比変化の取り方は3.4.2で示したのと同じである。各プロットは η_i に関係なくほぼ勾配1の破線付近にあるが、せん断の進行とともに $(-\delta e)_\eta$ がやや小さい値を示している。これは図-4.4.6で示したように、圧縮指数 C_c の値を実験値よりやや小さ目を取っていることによると思われる。この図より、間げき比変化は異方圧密時の応力比 η_i にはほとんど影響されず、式(4.4.1)、(3.4.3)、(3.6.13)₂のように表わされる($d e_0 = 0$)ことが分かる。すなわち、

圧縮指数 C_c (または λ)は一般応力経路上でも異方圧密による影響はほとんど受けないとみなせ、Roscoeら(1958, 1963 a, b)によつて示された $e \sim p \sim q$ 空間での状態境界曲面の概念は実験的に見てかなり安定な概念と思われる。

つぎに、図-4.4.10は各 η_i の試験での $(-d e / d e)_\eta \sim M \eta / (M - \eta^2)$ 関係を示している。図中の各プロットは $d \eta > 0, d p >$

0の一般応力経路の試験結果を3.4.2で述べたと同じ方法で求めたものである。また図中には η 一定試験におけるこの関係の範囲を示している。各プロットはかなりばらついているが、同じ η_i のプロットでは両者の関係は、原点を通る直線関係または上に凸の曲線関係とみなせる。また、同じ横軸座標に対しては、 η_i が大きくなる程小さい $(-d e / d e)$ を示している。この図の縦軸の増分比は全量の増分比で示しているので、式(4.4.21)の関係を式(4.4.10)、(4.4.30)の关系を用いて書き直す($\eta_{ai} \geq 0$)と次のようになる。

$$\left(\frac{d e}{d e}\right)_\eta = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \frac{1}{A \cdot D \cdot \Delta e_f} \frac{M_C (\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{(M_C - \eta_a)(M_C + \eta_a - r \cdot \eta_{ai})} \quad \dots (4.4.31)$$

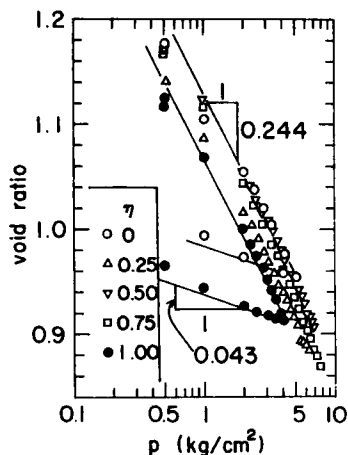


図-4.4.6 等方および異方圧密試料の $e \sim \log p$ 関係

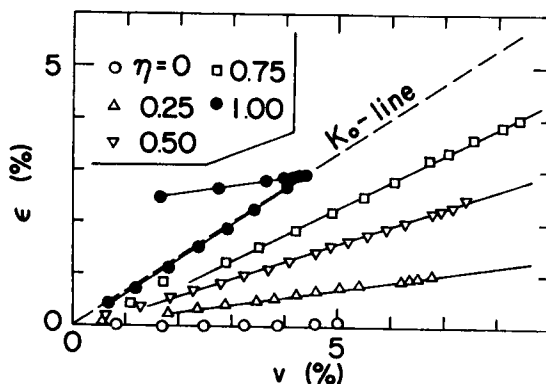


図-4.4.7 等方および異方圧密時の $e \sim v$ 関係 (シリーズ1)

ここに、

$$r = \frac{(1-r_D)(M_C + \eta_{ai})}{M_C + (1-r_D)\eta_{ai}} \dots\dots\dots (4.4.22 \text{ bis})$$

$$r_D = \frac{A \cdot \Delta e_f}{1+e} \frac{D}{D_a} \dots (4.4.10 \text{ bis})$$

式(4.4.31)は、等方圧密($\eta_{ai} = 0$)試料に対しては次のようになる。

$$\left(-\frac{d\epsilon}{d\epsilon}\right)_\eta = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \frac{1}{A \cdot D \cdot \Delta e_f} \frac{M_C \cdot \eta_a}{M_C^2 - \eta_a^2} \dots\dots\dots (4.4.32)$$

これは、等方圧密試料の変形特性のときに述べた式(3.4.20)の $m=1$ の場合に一致する。3.4.2で述べたと同様の方法により式(4.4.32)中の係数 D を求めることができる。図-4.4.10の等方圧密試料のプロットの勾配の平均値は図より、

$$\frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \frac{1}{A \cdot D \cdot \Delta e_f} = 0.76$$

であり、これより、 $\lambda = 0.106$ 、 $\kappa = 0.0187$ 、 $A = 54$ 、 $\Delta e_f = 0.0303$ (表-4.3.2参照)を用いると、 $D = 0.66$ を得る。ここでも、簡単のため、 $1+e \approx 2.0105$ とすると式(4.4.10)より、 $r_D = 0.44$ を得る。この r_D の値を用い、式(4.4.22)から各 η_{ai} に対して係数 r を求め、式(4.4.31)に代入して求めた $\left(-\frac{d\epsilon}{d\epsilon}\right)_\eta$ と $M\eta / (M^2 - \eta^2)$ の関係を図中に破線で示している。また、式(4.2.1)より、異方圧密時の関係として次式を得る。

$$\left(-\frac{d\epsilon}{d\epsilon}\right)_\eta = \frac{D'}{1+e} \frac{M\eta}{M^2 - \eta^2} \dots\dots\dots (4.4.33)$$

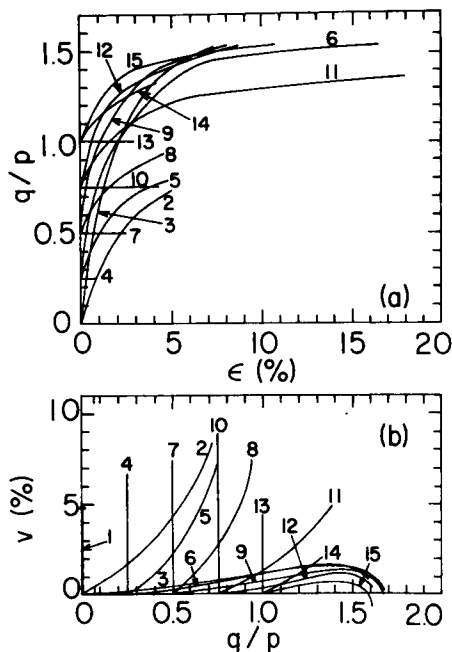


図-4.4.8 応力~ひずみ関係の試験結果(シリーズ1)

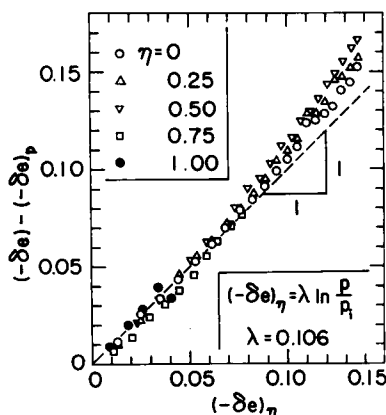


図-4.4.9 $\{(-\delta e)_p\} \sim (-\delta e)_\eta$ 関係

この式において、 $(1 + e) \approx (1 + e_i) = 2.0105$ とすると $(-d\epsilon/d\epsilon)_\eta \sim M\eta / (M^2 - \eta^2)$ 関係は原点を通る直線関係として示されるが、これも図中に破線で示している。図中の計算曲線のうち、上に述べたように、 $\eta_{ai} = 0$ の場合と異方圧密時の関係は原点を通る直線で示されており、 $\eta_{ai} > 0$ の各曲線は異方圧密時の直線上の点より始まって、わずかに上に凸の曲線である。図から分かるように、各試験のプロットは、せん断が進行するにつれてばらつきが大きくなる傾向にある。しかし、破線で示される解析結果とほぼ同様の傾向を示している。また、図中に示した異方圧密試験の結果もほぼ解析結果に合致している。

図-4.4.11に上で求めた各係数値を用い、4.4.1で示した方法により計算した解析結果を示す。なお、解析に用いた各係数値はまとめて表-4.4.3に示している。図-4.4.8に示した試験結果と比較して、両者はよく合っている。

表-4.4.3 解析に用いた諸係数値

M_C	1.50	Δe_f	0.0303
M_E	1.12	λ	0.106
$A (=C)$	54	κ	0.0187
D	0.66	$\zeta^{※)}$	0.0634
D_a	1.21	$\Delta e_o^{※)}$	0.0225

※) $d\eta_a < 0$ の応力経路に対して使用

つぎに、シリーズ2の試験結果について述べる。試験はシリーズ1の場合と同様F-3試料を用いて行なっている。各試験の概要を表-4.4.4に、応力経路を図-4.4.12に示す。試験はp

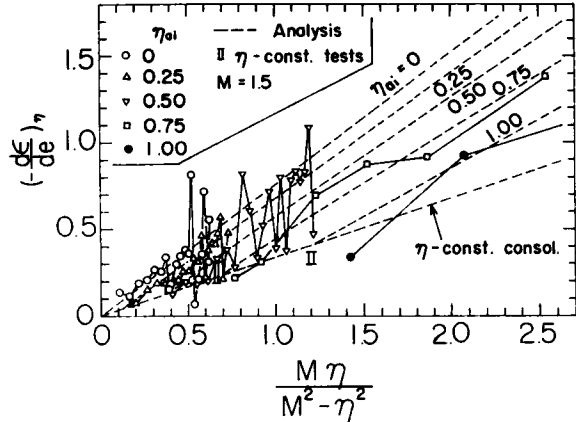


図-4.4.10 $(-d\epsilon/d\epsilon)_\eta \sim M\eta / (M^2 - \eta^2)$ 関係の比較

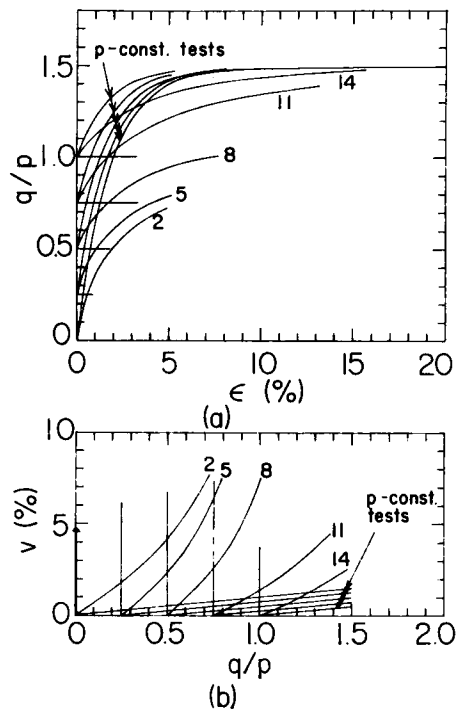


図-4.4.11 応力~ひずみ関係の解析結果(シリーズ1)

$= 0.5 \text{ kg/cm}^2$ で約2日間等方
 圧密した後、 p を一定として η_i
 $= 0.75$ まで応力比を上げて2
 日間放置する。この後、応力比
 $\eta (= \eta_i)$ を一定として $p =$
 $1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ の順に各段
 階約2日間ずつ異方圧密し、こ
 の後、図中の各プロットを1日
 毎に載荷していくものである。
 試験は応力制御で行なっており、
 ペーパードレーンによる側方排
 水の排水量と供試体上端面の変
 位量を測定している。図-4.4.

表-4.4.4 各試験の概要

試験番号	w_0 %	w_f %	η_{ai}	dq_a/dp	図中の 番号
NAP 1 1	42.39	35.12	0.75	∞	1
NAP 1 2	44.09	36.96	0.75	∞	2
NAG 5	42.80	33.41	0.75	3.0	3
NAG 6	41.93	33.71	0.75	2.0	4
NAG 7	42.28	33.71	0.75	0.75	5
NAG 8	42.32	34.17	0.75	0	6
NAG 9	42.53	34.93	0.75	-2.0	7
NAG 1 0	43.01	35.16	0.75	-5.26	8
NAP 1 3	42.43	35.79	0.75	$-\infty$	9

1 3は、ここで示した試験のう
 ち、 $d\eta_a \geq 0$ の各試験の結果を示してい
 る。図より、応力 \sim ひずみ関係の傾向は、
 既に述べた等方圧密試験の場合と同様であ
 る。図-4.4.1 4は、 $d\eta_a < 0$ の各試験
 の結果を示している。ここでは偏差ひずみ
 $\epsilon = \frac{1}{3} (\epsilon_{rad} - \epsilon_{axis})$ で表わされる
 供試体の半径方向の偏差ひずみを用いてい
 る。図より、 η_a 、 $v \sim \epsilon$ 関係は、 $dq/dp = 0$
 の試験6 (NAG 8) では $\epsilon < 0$
 となっており、他の試験では $\epsilon > 0$ で、3.
 6.3で示した除荷時の場合と同様には
 ほとんど同じ関係を示している。同図(b)には
 $(-\delta e) \sim \eta_a$ 関係を示している。図より
 応力経路の勾配 dq_a/dp が増加する程、同じ η_a で
 は大きい $(-\delta e)$ を示している。

つぎに、解析結果について述べる。図-4.4.1 5は、ここで示した p 一定試験(NAP 1 1、
 NAP 1 2、NAP 1 3)について、式(4.3.4)、(4.3.5)中の係数 A 、 C を決定
 するために示したものである。ただし、横軸は $d\eta_a > 0$ の試験では供試体の軸方向の偏差ひず
 み ϵ_C を、 $d\eta_a < 0$ の試験では半径方向の偏差ひずみの2倍 $2\epsilon_E$ を用いている。また、同図
 (b)の $de_f \eta_i$ は表-4.4.3に示した $de_f = 0.0303$ 、 $M_C = 1.50$ 、 $M_E = 1.12$ を用いて計
 算した(NAP 1 1、1 2では $de_f \eta_i = 0.0152$ 、NAP 1 3では、 $de_f \eta_i = 0.0510$)。図中
 には、シリーズ1と同じ $A = C = 54$ に対応する直線が実線で示されている。図(b)で、十分

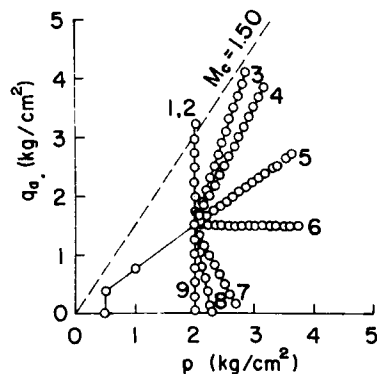


図-4.4.1 2 異方圧密試験の応力経路
(シリーズ2)

合っていないが、以後の解析では $A=C=54$ を用いる。図-4.4.16は、 $\eta_a = 0.75$ (一定)の試験5 (NAG7)の $\epsilon \sim \nu$ 関係を示している。プロットはやや下に凸の曲線になっているが、図中に示した直線関係とみなし、シリーズ1と同じ、 $D' = 0.68$ 、 $D_a = 1.21$ を得る。図-4.4.17は、一般応力経路の各試験の $\{(-\delta e) - (-\delta e)_p\} \sim (-\delta e)_\eta$ 関係を示している。同図(a)は $d\eta_a \geq 0$ の試験結果であり、同図(b)は $d\eta_a < 0$ の試験結果である。なお、各間げき比変化の求め方は、3.4.2で示したのと同じである。図より、 $d\eta_a > 0$ の場合は各プロットは試験によつてばらつているが、ほぼ勾配1の破線付近にあるとみなせる。一方、図(b)に示しているように、 $d\eta_a < 0$ の各試験では、各プロットは破線よりかなり下に来ており、3.4.2および3.6.3で示したように、これを2本の直線で表わす。図より、式(3.6.13)の $d\epsilon_0$ 、 ζ として、それぞれ $d\epsilon_0 = 0.0225$ 、 $\zeta = 0.0634$ を得る。つぎに、図-4.4.18に η と $(-d\epsilon_a/d\epsilon)_\eta$ の関係を示している。図中の実線で示される計算曲線は式(4.2.1)によるものである。また、破線で示される計算曲線の $\eta_a \geq r \cdot \eta_{ai}$ ($= 0.494$) の部分は式(4.4.31)によるものであり、 $\eta_a < r \cdot \eta_{ai}$ の部分は次式で計算した(式(4.4.21)参照)。

$$\left(-\frac{d\epsilon_a}{d\epsilon}\right)_\eta = \frac{\lambda - \kappa}{\lambda} \frac{1}{A \cdot \bar{D} \cdot d\epsilon_f}$$

$$\times \frac{M_E(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{(M_E + \eta_a)(M_E - \eta_a + r \cdot \eta_{ai})}$$

……………(4.4.34)

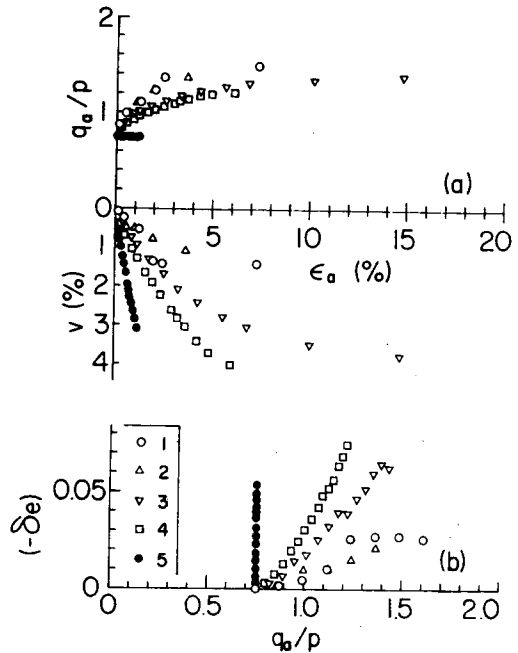


図-4.4.13 異方圧密試験の(a) $\eta_a, \nu \sim \epsilon_a$ 関係、(b) $(-\delta e) \sim \eta_a$ 関係

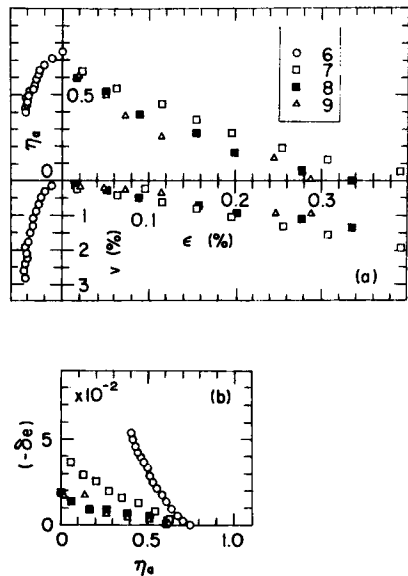


図-4.4.14 異方圧密試験の(a) $\eta_a, \nu \sim \epsilon$ 関係、(b) $(-\delta e) \sim \eta_a$ 関係 (シリーズ2)

計算には表-4.4.3に示した諸係数值を用いている。両計算曲線は $\eta (= \eta_i) = 0.75$ で交わっている。また、式(4.4.31)、(4.4.34)で示される破線は $\eta (= r \cdot \eta_{ai}) = 0.494$ で縦軸と交わっている。図より、プロットにはかなりのばらつきがあるが、同様の傾向を示している。

図-4.4.19は、ここに示した解析方法により求めた各試験の応力~ひずみ関係の解析結果である。同図(a)は、 $d\eta_a \geq 0$ の各試験に対して、また、同図(b)は、 $d\eta_a < 0$ の各試験に対して示している。解析では、図-4.4.17の特性により、 $d\eta_a \geq 0$ の各試験に対しては $\Delta e_0 = 0$ 、 $d\eta_a < 0$ の各試験に対しては、 $\Delta e_0 = 0.0225$ としている。図-4.4.13、4.4.14に示した試験結果と比べて、 $d\eta_a \geq 0$ の各試験に対してはよく合っている。しかし、 $d\eta_a < 0$ の各試験に対しては、同様の傾向を示しているが、十分合っているとは言えない。これは、これらの試験ではひずみ量が小さいことと、図-4.4.18に示した関係の実験値と計算値のずれによるものと思われる。図-4.4.20は、初期応力状態($p_i = 2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\eta_{ai} = 0.75$)からの間げき比の減少量と η_a の関係を示している。図-4.4.13、4.4.14に示した試験結果と比べ、ほぼ妥当な結果を与えている。

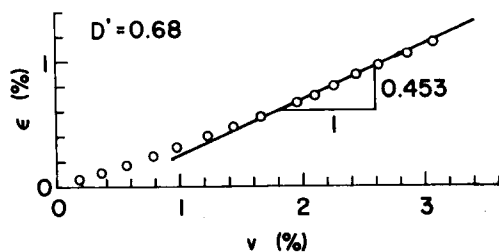


図-4.4.16 異方圧密試験の $\epsilon \sim v$ 関係
(シリーズ2、NAG7)

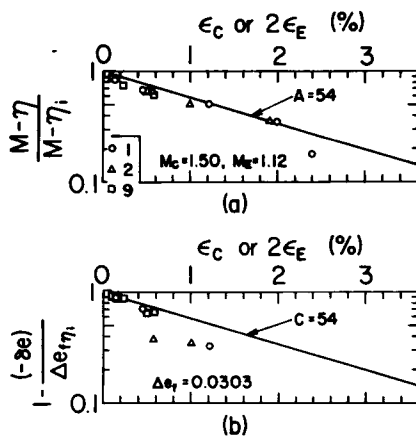


図-4.4.15 係数A、Cの決定
(シリーズ2)

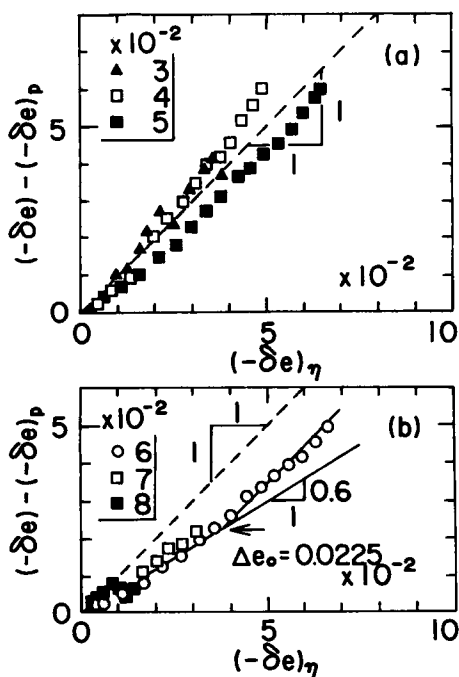


図-4.4.17 $\{(-\delta e) - (-\delta e)_p\} \sim (-\delta e)_\eta$ 関係

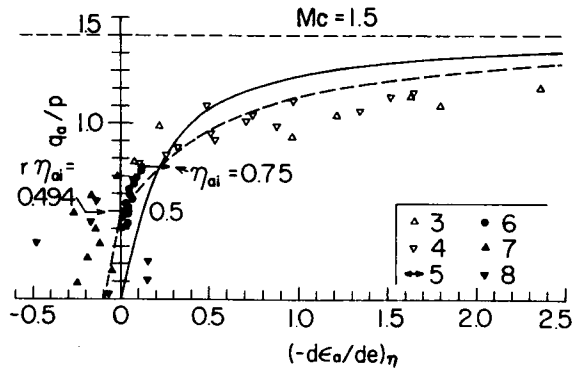


図-4.4.18. $\eta_a \sim (-d\epsilon_a/d\epsilon)_\eta$ 関係の比較
(シリーズ2)

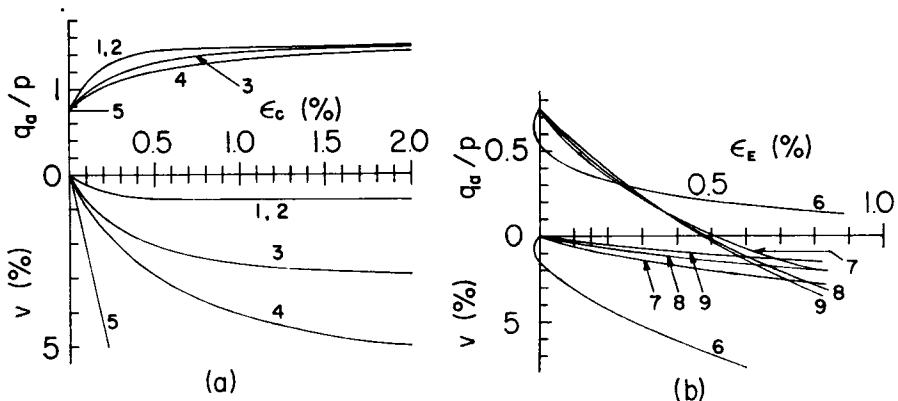


図-4.4.19 異方圧密試料の η_a 、 $v \sim \epsilon$ 関係 (解析結果)、(a)試験1~5、(b)試験6~9

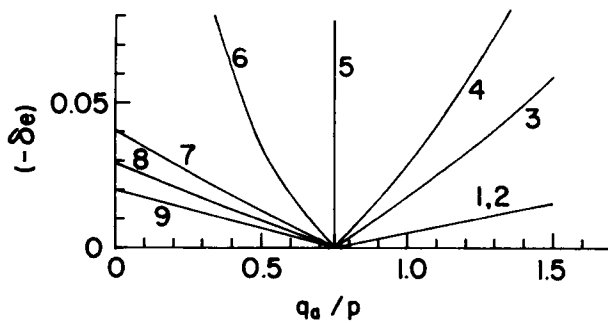


図-4.4.20 $(-\delta \epsilon) \sim \eta_a$ 関係 (シリーズ2)

4.5 弾塑性理論による考察

4.5.1 異方圧密時の変形特性

4.2～4.4の各節において、異方圧密粘性土の異方圧密時、 p 一定せん断時および一般応力経路上でのせん断時の応力～ひずみ関係式を求め、試験結果と比較検討を行なった。ここでは、これらの各場合に対して等方圧密試料の場合に3.4.3で行なったと同様の弾塑性理論による考察を行なう。考察においては、弾性ひずみ成分は簡単に式(3.4.3)より、

$$d v^e = \frac{\kappa}{1 + e} \frac{d p}{p} \dots\dots\dots (4.5.1)$$

のみを考える。したがって、考察ではもっぱら塑性ひずみ成分の挙動について考える。

はじめに、異方圧密時の塑性ひずみ増分について考える。まず、塑性ポテンシャル、硬化関数などを求める。異方圧密時の塑性ひずみ増分比は式(4.4.3)より、次のように書ける

$$\left(\frac{d v}{d \epsilon_a} \right)^P = B_a \frac{M^2 - \eta_a^2}{\eta_a} \dots\dots\dots (4.5.2)$$

ここに、

$$B_a = \frac{D_a}{M} \dots\dots\dots (4.5.3)$$

ただし、 M は三軸圧縮下および伸張下においてはそれぞれ M_C 、 M_E を用いるものとする。ここで、異方圧密時の塑性ひずみ増分が次のように書けるものとする。

$$\left. \begin{aligned} d v^P &= A_a \frac{\partial g_a}{\partial p} \\ d \epsilon_a^P &= A_a \frac{\partial g_a}{\partial q_a} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.4)$$

ここに、 g_a 、 A_a は異方圧密時の塑性ひずみ増分に対する塑性ポテンシャルおよび硬化関数である。このとき、等方圧密試料に対して3.4.3で行なったと同様にして、式(3.4.36)の直交条件を用いると式(4.5.2)より次式を得る。

$$\frac{d p}{p} = - \frac{\eta_a \cdot d \eta_a}{B_a M^2 + (1 - B_a) \eta_a^2}$$

この式を $\eta_a = 0$ で $p = p_a$ の条件で解くと、

a) $B_a = 1$ のとき、

$$g_a = \eta_a^2 - 2M^2 \log \frac{p_a}{p} = 0 \quad \dots\dots\dots (4.5.5)$$

b) $B_a \neq 1$ のとき、

$$g_a = \eta_a^2 - \frac{B_a \cdot M^2}{B_a - 1} \left\{ 1 - \left(\frac{p_a}{p} \right)^{2(1-B_a)} \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (4.5.6)$$

このとき、硬化関数 A_a は両方の場合とも次のようになる。

$$A_a = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \frac{dp}{2 B_a (M^2 - \eta_a^2)} \quad \dots\dots\dots (4.5.7)$$

このとき、塑性ひずみ増分は両方の場合とも次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} d v p &= \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \frac{dp}{p} \\ d \epsilon_a &= d \epsilon_a^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \frac{\eta_a}{B_a (M^2 - \eta_a^2)} \frac{dp}{p} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.8)$$

また、式(4.5.7)より、式(3.4.45)で表わしたときの降伏関数を f_a とすると、

$$f_a = p - p_0 = 0 \quad \dots\dots\dots (4.5.9)$$

であり、硬化パラメーター p_0 は次のようになる。

$$p_0 = p_i \exp \frac{(-\delta e)^p}{\lambda - \kappa} \quad \dots\dots\dots (4.5.10)$$

ここに、 $(-\delta e)^p$ は、異方圧密開始時からの間げき比の減少量の塑性成分である。

4.5.2 平均主応力一定下での変形特性

ここでは、平均有効主応力一定下での塑性ひずみ増分に対して、4.5.1に示したと同様の塑性ポテンシャル、硬化関数などを求める。理論の整合性のため、

$$A' = \frac{A}{1 + e} = \frac{C}{1 + e} \quad \dots\dots\dots (3.4.26 \text{ bis})$$

として、 A' を定数と考える。 p 一定下での塑性ひずみ増分比は、異方圧密時の応力比 η_i に無関係に式(4.4.19)で表わされるとした。これをここでは、次のように書く。

a) 三軸圧縮下で破壊するとき、

$$\left(\frac{dv}{d\epsilon_a}\right)_p^p = A_{pC} (M_C - \eta_a) \dots\dots\dots (4.5.11)$$

b) 三軸伸張下で破壊するとき、

$$\left(\frac{dv}{d\epsilon_a}\right) = -A_{pE} (M_E + \eta_a) \dots\dots\dots (4.5.12)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} A_{pC} &= \frac{A' \cdot \Delta e_f}{M_C} \\ A_{pE} &= \frac{A' \cdot \Delta e_f}{M_E} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.13)$$

ここで、 p 一定せん断での塑性ひずみ増分に対する塑性ポテンシャル、硬化関数をそれぞれ、 g_p 、 A_p とする。式(4.5.11)は、等方試料の場合の式(3.4.28)と全く同様である。また、三軸伸張状態で破壊する場合の式(4.5.12)も三軸圧縮で破壊する場合の式(4.5.11)と類似であり、これらより、次のような g_p 、 A_p を得る。

a) 三軸圧縮下で破壊に至るとき、

I) $A_{pC} = 1$ のとき、

$$g_p = \eta_a - M_C \log \frac{p_p}{p} = 0 \dots\dots\dots (4.5.14)$$

II) $A_{pC} \neq 1$ のとき、

$$g_p = \eta_a - \frac{A_{pC} \cdot M_C}{A_{pC} - 1} \left\{ 1 - \left(\frac{p_p}{p}\right)^{(1-A_{pC})} \right\} = 0 \dots\dots\dots (4.5.15)$$

硬化関数 A_p は、 A_{pC} がいずれの場合も、

$$A_p = \frac{1}{(1+e)} \frac{\Delta e_f}{M_C \cdot A_{pC}} \frac{p}{M_C - \eta_a} d\eta_a \dots\dots\dots (4.5.16)$$

このとき、

$$\left. \begin{aligned} dv_p^p &= A_p \frac{\partial g_p}{\partial p} \\ (d\varepsilon_a)_p^p &= (d\varepsilon_a)_p = A_p \frac{\partial g_p}{\partial q_a} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.17)$$

より、

$$\left. \begin{aligned} dv_p^p &= \frac{1}{1+e} \frac{\Delta e f}{M_C} d\eta_a \\ (d\varepsilon_a)_p &= \frac{1}{1+e} \frac{\Delta e f}{A_{pC} \cdot M_C} \frac{d\eta_a}{(M_C - \eta_a)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.18)$$

b) 三軸伸張下で破壊に至るとき、

I) $A_{pE} = 1$ のとき、

$$g_p = \eta_a + M_E \log \frac{p_p}{p} = 0 \dots\dots\dots (4.5.19)$$

II) $A_{pE} \neq 1$ のとき、

$$g_p = \eta_a + \frac{A_{pE} M_E}{A_{pE} - 1} \left\{ 1 - \left(\frac{p_p}{p} \right)^{1 - A_{pE}} \right\} = 0 \dots\dots (4.5.20)$$

硬化関数はいずれの場合も、

$$A_p = \frac{1}{(1+e)} \frac{\Delta e f}{M_E \cdot A_{pE}} \frac{p}{(M_E + \eta_a)} d\eta_a \dots\dots\dots (4.5.21)$$

このとき、塑性ひずみ増分は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} dv_p^p &= -\frac{1}{1+e} \frac{\Delta e f}{M_E} d\eta_a \\ (d\varepsilon_a)_p &= \frac{1}{(1+e)} \frac{\Delta e f}{A_{pE} \cdot M_E} \frac{d\eta_a}{(M_E + \eta_a)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.22)$$

このとき、式(4.5.16)、(4.5.21)より、降伏関数 f_p は次のように表わされる。

$$f_p = \eta_a - \eta_{a_0} = 0 \dots\dots\dots (4.5.23)$$

ここで、 η_{a_0} は硬化パラメータであり、式(4.5.18)₂、(4.5.22)₂より次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \eta_{a_0} &= M_C \left[1 - \frac{M_C - \eta_{ai}}{M_C} \exp \{ (1+e) A' \epsilon_a \} \right] \\ \eta_{a_0} &= -M_E \left[1 - \frac{M_E + \eta_{ai}}{M_E} \exp \{ (1+e) A' \epsilon_a \} \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.24)$$

ここに、 ϵ_a は $\eta_a = \eta_{ai}$ でのせん断開始時からの軸方向の偏差ひずみであり、 η_{a_0} を求める計算の過程で簡単のため、 $(1+e) = (1+e_i)$ (一定)としている。

以上で、 p 成分に関する塑性ポテンシャル、硬化関数および降伏関数を求め、塑性ひずみ増分を示した。

4.5.3 一般応力経路上での変形特性

4.4.1において、一般応力経路上での間げき比および偏差ひずみの変化の塑性成分をそれぞれの p 成分と η 成分の和として解析を行なった。したがって、ここでも各ひずみ増分の塑性成分を p 成分と η 成分の和とおく。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} dv^p &= dv_p^p + dv_\eta^p \\ d\epsilon_a &= d\epsilon_a^p = d\epsilon_{ap}^p + d\epsilon_{a\eta}^p \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.25)$$

ここに、各添字は3.4で述べたのと同じである。ここで、 p 成分は、4.5.2で述べた。すなわち、各塑性ひずみ増分は式(4.5.17)で与えられる。同様に、 η 成分についても次のように与えられるとする。

$$\left. \begin{aligned} dv_\eta^p &= A_\eta \frac{\partial g_\eta}{\partial p} \\ (d\epsilon_a)_\eta^p &= (d\epsilon_a)_\eta = A_\eta \frac{\partial g_\eta}{\partial q_a} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.26)$$

ここに、 g_η 、 A_η は塑性ひずみ増分の η 成分に対する塑性ポテンシャルおよび硬化関数である。このとき、各塑性ひずみ増分は、等方試料の場合の式(3.4.40)と全く同様に表わされる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} dv^p &= A_p \frac{\partial g_p}{\partial p} + A_\eta \frac{\partial g_\eta}{\partial p} \\ d\epsilon_a &= A_p \frac{\partial g_p}{\partial q_a} + A_\eta \frac{\partial g_\eta}{\partial q_a} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.27)$$

つぎに、塑性ひずみ増分の η 成分に対する塑性ポテンシャル、硬化関数などを求める。はじめに、三軸圧縮下で異方圧密された場合($\eta_{ai} \geq 0$)を考える。

a) 三軸圧縮下で異方圧密されたとき($\eta_{ai} \geq 0$)、式(4.4.21)より、

I) $\eta_a \geq r \cdot \eta_{ai}$ のとき、

$$\left(\frac{dv}{d\epsilon_a} \right)_\eta^p = B_C \frac{(M_C - \eta_a)(M_C + \eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{\eta_a - r \cdot \eta_{ai}} \dots\dots\dots (4.5.28)$$

ここに、

$$B_C = \frac{r D \cdot D_a}{M_C}$$

式(4.5.28)を、

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{dv}{d\epsilon_a} \right)_\eta^p \frac{dp}{dq_a} &= -1 \\ \frac{dq_a}{dp} &= \eta_a + p \frac{d\eta_a}{dp} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.29)$$

の関係を用いて書き直すと、次のようになる。

$$\frac{dp}{p} = \frac{-(\eta_a - r \cdot \eta_{ai}) d\eta_a}{(1 - B_C) \eta_a^2 - (1 - B_C) r \cdot \eta_{ai} \cdot \eta_a + B_C \cdot M_C (M_C - r \cdot \eta_{ai})} \dots\dots\dots (4.5.30)$$

次の2つの場合に分けて、式(4.5.30)を $\eta_a = r \cdot \eta_{ai}$ で $p = p_\eta$ の条件で解く。

I)-1 $B_C = 1$ のとき、

$$g_\eta = \frac{(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})^2}{2M_C(M_C - r \cdot \eta_{ai})} - \log \frac{P\eta}{p} = 0 \quad \dots\dots\dots(4.5.31)$$

I)-2 $B_C \neq 1$ のとき、

$$g_\eta = \frac{1}{2(1-B_C)} \log \left| \frac{(1-B_C)\eta_a(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{B_C \cdot M_C (M_C - r \cdot \eta_{ai})} + 1 \right|$$

$$- \frac{r \cdot \eta_{ai}}{2} (I_B - I_{B_0}) - \log \frac{P\eta}{p} = 0 \quad \dots\dots\dots(4.5.32)$$

ここに、式(4.5.30)の分母の判別式を f_D とする、すなわち、

$$f_D = (1-B_C) \{ (1-B_C) r^2 \cdot \eta_{ai}^2$$

$$- 4 B_C \cdot M_C (M_C - r \cdot \eta_{ai}) \} \quad \dots\dots\dots(4.5.33)$$

このとき、 $(I_B - I_{B_0})$ は次のようになる。

$f_D > 0$ のとき、

$$I_B - I_{B_0} = \frac{1}{\sqrt{f_D}} \log \left| \frac{(1-B_C) r \cdot \eta_{ai} + \sqrt{f_D}}{(1-B_C) r \cdot \eta_{ai} - \sqrt{f_D}} \right|$$

$$\times \frac{(1-B_C)(2\eta_a - r \cdot \eta_{ai}) - \sqrt{f_D}}{(1-B_C)(2\eta_a - r \cdot \eta_{ai}) + \sqrt{f_D}} \Big|$$

$f_D < 0$ のとき、

$$I_B - I_{B_0} = \frac{2}{\sqrt{-f_D}} \left[\arctan \left\{ \frac{1-B_C}{\sqrt{-f_D}} (2\eta_a - r \cdot \eta_{ai}) \right\} \right.$$

$$\left. - \arctan \left\{ \frac{1-B_C}{\sqrt{-f_D}} r \cdot \eta_{ai} \right\} \right]$$

$f_D = 0$ のとき、

$$I_B - I_{B_0} = - \frac{2}{1-B_C} \left(\frac{1}{2\eta_a - r \cdot \eta_{ai}} - \frac{1}{r \cdot \eta_{ai}} \right)$$

} $\dots\dots\dots(4.5.34)$

このとき、いずれの場合も、硬化関数 A_η は次のようになる。

$$A_\eta = \frac{\lambda - \kappa}{B_C(1 + \epsilon)} \left\{ \frac{\eta_a(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{(M_C - \eta_a)(M_C + \eta_a - r \cdot \eta_{ai})} + B_C \right\} dp \quad \dots\dots (4.5.35)$$

塑性ひずみ増分は、式(4.5.26)より、次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} dv_\eta^p &= \frac{\lambda - \kappa}{1 + \epsilon} \frac{dp}{p} \\ (d\epsilon_a)_\eta &= \frac{\lambda - \kappa}{B_C(1 + \epsilon)} \frac{\eta_a - r \cdot \eta_{ai}}{(M_C - \eta_a)(M_C + \eta_a - r \cdot \eta_{ai})} \frac{dp}{p} \end{aligned} \right\} \dots\dots (4.5.36)$$

これらの式中の係数 r は(4.4.22)で、 r_D は式(4.4.10)でそれぞれ表わされる。

II) $\eta_a < r \cdot \eta_{ai}$ のとき、
式(4.4.21)₂より、

$$\left(\frac{dv}{d\epsilon_a} \right)_\eta^p = B_C' \frac{(M_E + \eta_a)(M_E - \eta_a + r \cdot \eta_{ai})}{\eta_a - r \cdot \eta_{ai}} \quad \dots\dots (4.5.37)$$

ここで、

$$B_C' = \frac{r_D' \cdot D_a}{M_E} \quad \dots\dots (4.5.38)$$

このとき、式(4.5.29)の関係を用いると、式(4.5.37)は次のようになる。

$$\frac{dp}{p} = - \frac{(\eta_a - r \cdot \eta_{ai}) d\eta_a}{(1 - B_C') \eta_a^2 - (1 - B_C') r \cdot \eta_{ai} \cdot \eta_a + B_C' \cdot M_E (M_E + r \cdot \eta_{ai})} \quad \dots\dots (4.5.39)$$

この式を $\eta_a = r \cdot \eta_{ai}$ で $p = p_\eta$ の条件で解く。

II)-1 $B_C' = 1$ のとき、

$$g_\eta = \frac{(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})^2}{2 M_E (M_E + r \cdot \eta_{ai})} - \log \frac{p_\eta}{p} = 0 \quad \dots\dots (4.5.40)$$

II)-2 $B_C' \neq 1$ のとき、

$$g_{\eta} = \frac{1}{2(1-B_C')} \log \left| \frac{(1-B_C') \eta_a (\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{B_C' M_E (M_E + r \cdot \eta_{ai})} + 1 \right|$$

$$- \frac{r \cdot \eta_{ai}}{2} (I_{B'} - I_{B_0'}) - \log \frac{p_{\eta}}{p} = 0 \dots\dots\dots (4.5.41)$$

ここに、式(4.5.39)の分母の判別式を f_D として次のように表わす。

$$f_D = (1-B_C') \{ (1-B_C') r^2 \eta_{ai}^2 - 4 B_C' M_E (M_E + r \cdot \eta_{ai}) \} \dots\dots\dots (4.5.42)$$

このとき、 $(I_{B'} - I_{B_0'})$ は、 $f_D \geq 0$ の各場合に対して、式(4.5.34)の B_C の代わりに B_C' で置き換えることにより、全く同じに表わされる。いずれの場合も硬化関数は次のように表わされる。

$$A_{\eta} = \frac{\lambda - \kappa}{B_C' (1 + \epsilon)} \left\{ \frac{\eta_a (\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{(M_E + \eta_a)(M_E - \eta_a + r \cdot \eta_{ai})} + B_C' \right\} dp$$

$$\dots\dots\dots (4.5.43)$$

式(4.5.26)の関係より塑性ひずみ増分は次のようになる。

$$dv_{\eta}^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + \epsilon} \frac{dp}{p}$$

$$(d\epsilon_a)_{\eta} = \frac{\lambda - \kappa}{B_C' (1 + \epsilon)} \frac{\eta_a - r \cdot \eta_{ai}}{(M_E + \eta_a)(M_E - \eta_a + r \cdot \eta_{ai})} \frac{dp}{p} \dots\dots\dots (4.5.44)$$

ここで、係数 r は式(4.4.22)で、また、 r_D' は式(4.4.26)で表わされる。このときの降伏関数(式(3.4.45)参照)を f_{η} とすると、等方圧密時の場合と全く同様にして次のようになる。

$$f_{\eta} = p - p_0 = 0 \dots\dots\dots (3.4.48 \text{ bis})$$

$$p_0 = p_i \exp \left\{ \frac{(-\delta \epsilon)^P}{\lambda - \kappa} \right\} \dots\dots\dots (3.4.51 \text{ bis})$$

b) 三軸伸張下で異方圧密される時 ($\eta_{ai} < 0$)

I) $\eta_a \geq r \cdot \eta_{ai}$ のとき、

式(4.4.27)の第1式より、

$$\left(\frac{dv}{d\epsilon_a}\right)_\eta^p = B_E' \frac{(M_C - \eta_a)(M_C + \eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{\eta_a - \eta_{ai}} \quad \dots (4.5.45)$$

ここに、

$$B_E' = \frac{\tau_{D'} \cdot D_a}{M_C} \quad \dots (4.5.46)$$

この式は B_E' を B_C に置き換えると式(4.5.28)と同一になる。したがって、式(4.5.30)～式(4.5.36)において、 B_C を B_E' で置き換えることにより、 g_η 、 f_η 、 A_η 、 dv_η^p 、 $(d\epsilon_a)_\eta$ などを得ることができる。ただし、これらの式中の係数 r は式(4.4.28)で計算され、 $\tau_{D'}$ は式(4.4.29)より計算される。

II) $\eta_a < r \cdot \eta_{ai}$ のとき、

式(4.4.27)の第2式より、

$$\left(\frac{dv}{d\epsilon_a}\right)_\eta^p = B_E \frac{(M_E + \eta_a)(M_E - \eta_a + r \cdot \eta_{ai})}{\eta_a - r \cdot \eta_{ai}} \quad \dots (4.5.47)$$

ここに、

$$B_E = \frac{\tau_D \cdot D_a}{M_E} \quad \dots (4.5.48)$$

この式は、式(4.5.37)の B_C' の代わりに B_E と置いたものと同一である。したがって、 g_η 、 f_η 、 A_η 、 dv_η^p 、 $(d\epsilon_a)_\eta$ などは式(4.5.39)～(4.5.44)で B_C' の代わりに B_E と置き換えることにより得られる。ただし、 τ_D は式(4.4.10)で求め、 r は式(4.4.28)より求めるものとする。ここでは、これらの記述を省略する。

4.5.4 各条件下での変形特性の関連

ここでは、異方圧密粘性土の塑性ひずみ増分ベクトルの方向と応力増分ベクトルの方向の関連や各塑性ポテンシャルの示す曲線の間の関連などについて、計算結果を中心に示す。まず、初めに、一般応力経路上での塑性ひずみ増分比について考える。塑性ひずみ増分比は各場合に対して次のようになる。

a) 三軸圧縮下で異方圧密されたとき ($\eta_{ai} \geq 0$)、

I) $\eta_a \geq \eta_{ai}$ のとき、

このときは、それぞれの塑性ひずみ増分式(4.5.18)、(4.5.36)より、次式で示される。

$$\left. \begin{aligned}
 dv^p &= \frac{1}{1+e} \left\{ \frac{\Delta e f}{M_C} d\eta_a + (\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \right\} \\
 d\epsilon_a^p = d\epsilon_a &= \frac{1}{(1+e)(M_C - \eta_a)} \left\{ \frac{\Delta e f}{A_{pC} M_C} d\eta_a \right. \\
 &+ \left. \frac{\lambda - \kappa}{B_C} \frac{\eta_a - r \cdot \eta_{ai}}{M_C + \eta_a - r \cdot \eta_{ai}} \frac{dp}{p} \right\}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots (4.5.49)$$

したがって、塑性ひずみ増分比は次のようになる。

$$\left(\frac{d\epsilon_a}{dv} \right)^p = \frac{1}{M_C - \eta_a} \frac{\frac{\Delta e f}{A_{pC} M_C} \frac{d\eta_a}{dp} + \frac{\lambda - \kappa}{B_C \cdot p} \frac{\eta_a - r \cdot \eta_{ai}}{M_C + \eta_a - r \cdot \eta_{ai}}}{\frac{\Delta e f}{M_C} \frac{d\eta_a}{dp} + \frac{\lambda - \kappa}{p}}$$

\dots\dots\dots (4.5.50)

II) $\eta_{ai} > \eta_a \geq r \cdot \eta_{ai}$ のとき、塑性ひずみ増分は式(4.5.22)、(4.5.36)より次のように示される。

$$\left. \begin{aligned}
 dv^p &= \frac{1}{1+e} \left\{ - \frac{\Delta e f}{M_E} d\eta_a + (\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \right\} \\
 d\epsilon_a &= \frac{1}{1+e} \left\{ \frac{\Delta e f}{M_E \cdot A_{pE}} \frac{d\eta_a}{(M_E + \eta_a)} \right. \\
 &+ \left. \frac{(\lambda - \kappa)(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{B_C (M_C - \eta_a)(M_C + \eta_a - r \cdot \eta_{ai})} \frac{dp}{p} \right\}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.51)$$

したがって、塑性ひずみ増分比は、次のようになる。

$$\left(\frac{d\epsilon_a}{dv}\right)^p = \frac{\frac{\Delta ef}{M_E A_{pE}} \frac{1}{(M_E + \eta_a)} \frac{d\eta_a}{dp} + \frac{(\lambda - \kappa)(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{B_C \cdot p (M_C - \eta_a)(M_C + \eta_a - r \cdot \eta_{ai})}}{-\frac{\Delta ef}{M_E} \frac{d\eta_a}{dp} + \frac{\lambda - \kappa}{p}} \dots\dots\dots (4.5.52)$$

Ⅲ) $\eta_a < r \cdot \eta_{ai}$ のとき、

各塑性ひずみ増分は式(4.5.22)、(4.5.44)で示されているから、これらより次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} dv^p &= \frac{1}{1+e} \left\{ -\frac{\Delta ef}{M_E} \frac{d\eta_a}{dp} + (\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \right\} \\ d\epsilon_a &= \frac{1}{(1+e)(M_E + \eta_a)} \left\{ \frac{\Delta ef}{M_E \cdot A_{pE}} \frac{d\eta_a}{dp} \right. \\ &\quad \left. + \frac{(\lambda - \kappa)(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{B'_C (M_E - \eta_a + r \cdot \eta_{ai})} \frac{dp}{p} \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.53)$$

これより、塑性ひずみ増分比は次のようになる。

$$\left(\frac{d\epsilon_a}{dv}\right)^p = \frac{1}{M_E + \eta_a} \frac{\frac{\Delta ef}{M_E A_{pE}} \frac{d\eta_a}{dp} + \frac{(\lambda - \kappa)(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{B'_C \cdot p \cdot (M_E - \eta_a + r \cdot \eta_{ai})}}{-\frac{\Delta ef}{M_E} \frac{d\eta_a}{dp} + \frac{\lambda - \kappa}{p}} \dots\dots\dots (4.5.54)$$

b) 三軸伸張下で異方圧密されたとき ($\eta_{ai} \leq 0$)、

I) $\eta_a \geq r \cdot \eta_{ai}$ のとき、

p 成分は、式(4.5.18)より、また η 成分は、式(4.5.36)で係数 B_C を B_E' (式(4.5.46))に換えることにより示される。結局、 dv^p 、 $d\epsilon_a$ および $(d\epsilon_a/dv)^p$ は、式(4.5.49)、(4.5.50)で B_C を B_E' に換えることにより求められる。

II) $r \cdot \eta_{ai} > \eta_a \geq \eta_{ai}$ のとき、

このときは、 p 成分は式(4.5.18)で、 η 成分は式(4.5.44)で係数 B_C'

を B_E (式(4.5.48)) に置き換えることにより示される。したがって、 dv^P 、 $d\epsilon_a$ は、

$$\left. \begin{aligned} dv^P &= \frac{1}{1+e} \left\{ \frac{\Delta e f}{M_C} d\eta_a + (\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \right\} \\ d\epsilon_a &= \frac{1}{1+e} \left\{ \frac{\Delta e f}{A_p C M_C} \frac{d\eta_a}{(M_C - \eta_a)} \right. \\ &\quad \left. + \frac{(\lambda - \kappa)(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{B_E (M_E + \eta_a)(M_E - \eta_a + r \cdot \eta_{ai})} \frac{dp}{p} \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.5.55)$$

このとき、塑性ひずみ増分比は次のようになる。

$$\left(\frac{d\epsilon_a}{dv} \right)^P = \frac{\frac{\Delta e f}{A_p C M_C} \frac{1}{(M_C - \eta_a)} \frac{d\eta_a}{dp} + \frac{(\lambda - \kappa)(\eta_a - r \cdot \eta_{ai})}{B_E \cdot (M_E + \eta_a)(M_E - \eta_a + r \cdot \eta_{ai})}}{\frac{\Delta e f}{M_C} \frac{d\eta_a}{dp} + \frac{\lambda - \kappa}{p}} \dots\dots\dots (4.5.56)$$

Ⅲ) $\eta_a < \eta_{ai}$ のとき、

各塑性ひずみ増分は、式(4.5.22)、(4.5.44)で B_C' を B_E に換えることにより表わされる。したがって、 dv^P 、 $d\epsilon_a$ は式(4.5.53)で、また、 $(d\epsilon_a/dv)^P$ は式(4.5.54)で、それぞれ係数 B_C' を B_E に換えることにより示される。

以上、各場合について、 dv^P 、 $d\epsilon_a$ 、 $(d\epsilon_a/dv)^P$ を示した。つぎに、これらの塑性ひずみ増分方向と応力増分ベクトルの方向の関係、各場合の塑性ポテンシャルの $q_a \sim p$ 図上での形などについて解析結果を示す。はじめに、塑性ひずみ増分ベクトルの方向と応力増分ベクトルの方向の関係についてみる。 $(d\epsilon_a/dv)^P$ を表わしている式(4.5.50)、(4.5.52)、(4.5.54)、(4.5.56)は、塑性ひずみ増分比が応力増分ベクトルの方向 dq_a/dp の変化とともに変化していることを示している。図-4.5.1は、 $\eta_{ai} = 1.0$ で $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ まで異方圧密した後、 p 一定である応力比 η_a までせん断した後の応力増分ベクトル方向とそれに対応する塑性ひずみ増分ベクトルの方向を示している。解析に用いた各係数値は表-4.5.1の実験結果を用いている。ただし、 $e \approx e_i = 0.9164$ 、 $A' = 24$ としている。ここに示した塑性ひずみ増分比は、 $\eta_{ai} > 0$ であるので各場合に対して式(4.5.50)、(4.5.52)および式(4.5.54)で計算される。これらの計算に直接用いられる係数値を表-4.5.2に示している。これらは表-4.5.1の各係数値より求められるものである。同図中には $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ で、 $q_a = 3, 2, 0, -1, -2 \text{ kg/cm}^2$ の点を通る塑性ポテンシャル曲線 $g_p = 0$ 、 $g_\eta = 0$ も同時に示している。図

において、応力増分ベクトルは、各応力比で p 一定方向と η 一定方向およびこれらの両方向を3等分する2本のベクトル方向を示している。これらの各応力増分ベクトルに対応してその横に塑性ひずみ増分ベクトルの方向を示している。表-4.5.2において、 A_{pC} 、 A_{pE} はいずれも1に等しくないから、 $g_p = 0$ の計算においては式(4.5.15)、(4.5.20)を用いている。また、 B_C 、 B_C' も1に等しくなく、いずれの場合も $f_D < 0$ であるから、 $g_\eta = 0$ の計算においては、 $\eta_a \geq r \cdot \eta_{ai}$ では式(4.5.32)、(4.5.34)₂を用い、 $\eta_a < r \cdot \eta_{ai}$ では式(4.5.41)および式(4.5.34)₂の B_C の代わりに B_C' を代入した式を用いている。前にも述べたように、塑性ひずみ増分ベクトルの方向は応力増分ベクトルの方向とともに変化するが、その変化の仕方は初期の異方圧密時の応力比 η_{ai} および三軸圧縮、伸張下での破壊時の応力比 M_C 、 M_E によっても異なる。ここで考えている応力増分ベクトルの方向の範囲は p 一定方向と η 一定方向およびこれらの中間であるが、 $\eta_a = \eta_{ai}$ からのベクトルの方向は、 p 一定方向として三軸圧縮で破壊する場合と三軸伸張で破壊する場合があるので、応力増分ベクトルの方向の範囲は 180° になっている。したがって、これに対応する塑性ひずみ増分ベクトルの方向もかなり広範囲になっているが、

表-4.5.1 解析に用いた諸係数値

M_C	1.65	D_a	1.13
M_E	1.23	Δe_f	0.0273
$A(=C)$	4.6	λ	0.106
D	0.5	κ	0.0187

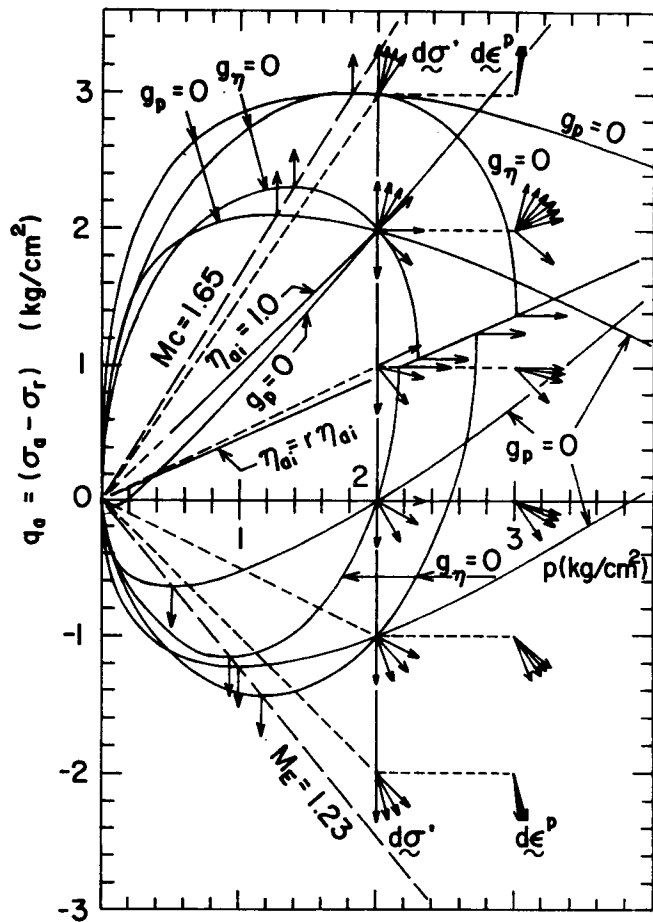


図-4.5.1 応力増分ベクトルと塑性ひずみ増分ベクトルの方向の比較および塑性ポテンシャル (解析結果)

各ひずみ増分方向は正の勾配の方向に偏よっている。これは異方圧密の影響を示すものである。 p 一定と η 一定の両応力増分ベクトル方向に対応する塑性ひずみ増分方向のなす角は η_a が η_{ai} より増加するとともに急速に小さくなっている。 η_a が η_{ai} より減少する場合にはその減少の仕方はゆっくりしている。この傾向は、図-4.4.3からも容易に分かる(前者の場合は曲線E1とPCを比較することにより、後者の場合は曲線E1とPEを比較することにより分かる)。また、ここに示した応力増分ベクトルと塑性ひずみ増分ベクトルは常に鋭角をなしている。弾性ひずみ増分としては、式(4.5.1)で表わされるものを考えているから、ここで示した応力増分方向の範囲に限るならば、変形に関して式(3.4.52)で示されるDruckerの仮説が満足され、式(4.5.27)は加工硬化する材料の応力~塑性ひずみ増分関係を与えていることになる。

つぎに、塑性ポテンシャル曲線をみる。まず、 p 成分に対する塑性ポテンシャル $g_p = 0$ の曲線をみる。この曲線の形は、 η_{ai} および M の影響を受ける。図から分かるように、原点を通り、 $\eta = M$ 線との交点で p 軸に直角な法線を持ち、 p 軸および $\eta_a = \eta_{ai}$ 線と鋭角で交わる。なお、 $\eta_a = \eta_{ai}$ ($= 1.0$) では、 $d\eta_a > 0$ に対する $g_p = 0$ 曲線と $d\eta_a < 0$ に対する $g_p = 0$ 曲線の2つが存在し、図に示しているが、これらの曲線は $\eta_a = \eta_{ai}$ 軸に関して対称となっていない。ここでは、 η_{ai} がかなり大きいためかなりの非対称を示している。図から分かるように、これらの各 $g_p = 0$ の曲線に対しては、 p 一定の応力増分ベクトルに対応する塑性ひずみ増分ベクトルが直交している。

つぎに、 η 成分に対する塑性ポテンシャル $g_\eta = 0$ の曲線をみる。これは、原点を通り、破壊線($\eta = M$)との交点で p 軸に直角な法線を持ち、式(4.5.28)、(4.5.37)より分かるように $\eta_a = r \cdot \eta_{ai}$ では $(d\epsilon_a/dv)_\eta^p = 0$ となり、したがって、 $\eta_a = r \cdot \eta_{ai}$ 線との交点でのこれらの曲線の法線は p 軸に平行になる。また、 $\eta_a = r \cdot \eta_{ai}$ 線を境として、 η_a がこれより大きい場合と小さい場合で異なった式で示される。 $g_p = 0$ の曲線の場合と異なつて $\eta_a = \eta_{ai}$ で $p = p_i$ を通る $g_\eta = 0$ 曲線は一つである。図から分かるように、 η 一定方向の応力増分ベクトルに対応する塑性ひずみ増分ベクトルは各 $g_\eta = 0$ の曲線に直交している。これらの塑性ひずみ増分ベクトルの勾配は、 $\eta_a = r \cdot \eta_{ai}$ 線を境として、 η_a の減少とともに正から負に転ずる。これは図-4.4.3からも容易に分かる。

以上、応力増分ベクトルの方向と塑性ひずみ増分ベクトルの方向およびそれらに対応した塑

表-4.5.2 塑性ひずみ増分比などの計算に用いた主要な係数値

η_{ai}	1.0	B_{aC} ※)	0.685
r_D	0.655	B_{aE} ※)	0.919
r	0.458	$f_D =$	-1.883
A_{pC}	0.397	$(\eta_a \geq r \cdot \eta_{ai})$	
A_{pE}	0.533	$f_D =$	-1.738
B_C	0.449	$(\eta_a < r \cdot \eta_{ai})$	
B_C'	0.696		

※) B_{aC} 、 B_{aE} はそれぞれ三軸圧縮および伸張下での B_a の値を示す。

性ポテンシャルの計算例を示した。

つぎに、これらの塑性ポテンシャル曲線と異方圧密時のそれとの間の関係の検討を行なう。図-4.5.2は、 $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ で $q_a = 3, 2, 1, 0, -1, -2 \text{ kg/cm}^2$ の各点での異方圧密時の塑性ひずみ増分ベクトルの方向およびこれらの点を通る塑性ポテンシャル $g_a = 0$ の曲線を示している。計算に用いた各係数値は、表-4.5.1のものを用いており、これより式(4.5.2)中の係数 B_a の値は表-4.5.2のようになる(B_{aC} 、 B_{aE} は、それぞれ三軸圧縮側および伸張側での B_a の値を示す)。いずれの場合も、 $B_a \neq 1$ なので、 $g_a = 0$ 曲線の計算は式(4.5.6)を用いて行なっている。各 $g_a = 0$ の曲線は原点を通り、 $\eta_a = M_C, -M_E$ 線との交点で p 軸に直角な法線を持ち、原点に関して互いに相似になつている。 $M_C = M_E$ のとき、これらの曲線は p 軸に関して対称となるが、こ

こでは $M_C \neq M_E$ なのでそのようになつていない。図から分かるように、このときの各塑性ひずみ増分ベクトルは対応する塑性ポテンシャル線と直交しており、 $\eta_a = 0$ のときは $d\epsilon_a = 0$ を示している。同図中には、せん断開始時の点D($\eta_{ai} = 1.0$ 、 $p_i = 2 \text{ kg/cm}^2$)を通る $g_p = 0$ および $g_\eta = 0$ の両曲線も示している。これらは、図-4.5.1に示したものと同じである。点Dより異方圧密時と同じ応力比 $\eta_a (= \eta_{ai})$ でさらに異方圧密するときの塑性ひずみ増分比は $(d\epsilon_a/dv)_\eta^p$ で示されるが、これは異方圧密時のそれと同じでなければならない(図-4.4.3参照)。すなわち、 $g_\eta = 0$ 曲線と $g_a = 0$ 曲線は点Dで接しなければならない。図から分かるように、 $g_\eta = 0$ 曲線は点Dで $g_a = 0$ 曲線に内接しており、この条件を満足している。

以上、塑性ひずみ増分ベクトルの方向と応力増分ベクトルの方向

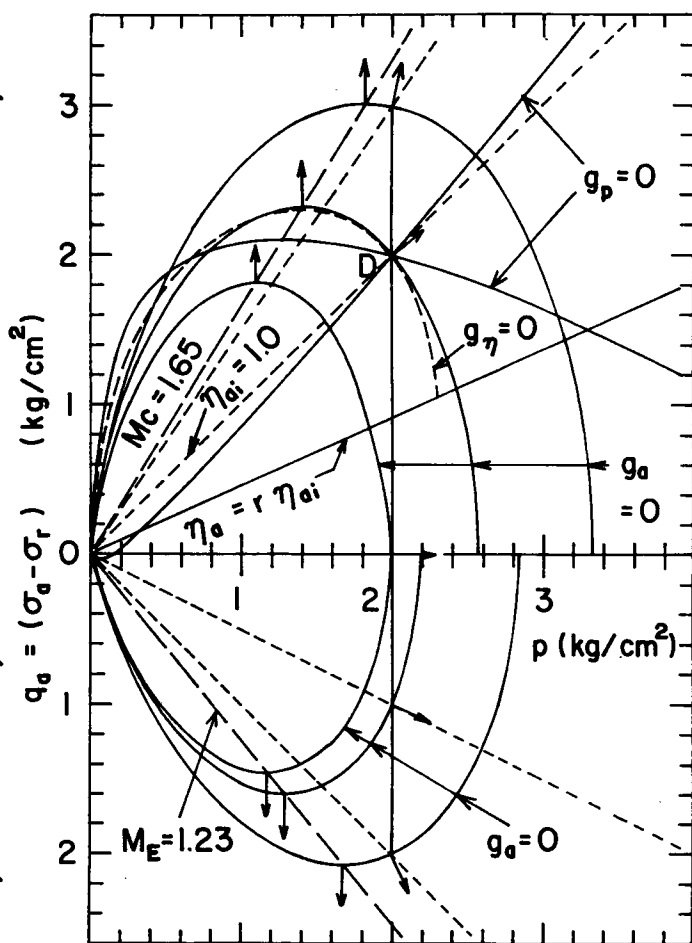


図-4.5.2 各塑性ポテンシャル曲線の関係
(解析結果)

の関係および各塑性ポテンシャルの $q_a \sim p$ 図上での解析例を示すととも、これらの相互関係について比較検討した。

4.6 ま と め

本章では、繰り返し再圧密の飽和粘性土を用いて、応力比一定圧密時および異方圧密後の p 一定経路および一般応力経路上での試験結果を示すととも、解析方法について述べた。また、これらの特性に関して弾塑性理論による考察を行なった。本章で述べたことより、次の事が明らかになった。

まず、応力比一定下での圧密試験においては、

1. $e \sim \log p$ 関係は、三軸圧縮下および伸張下ともにはほぼ平行な直線となり、圧縮指数 C_c は等しい。
2. $\epsilon_v \sim v$ 関係は正規圧密領域ではほぼ直線となり、その勾配は応力比の増加とともに増加する。
3. ひずみ増分比 $d\epsilon_a/dv$ と η_a の関係は、三軸圧縮、伸張とも、次式で表わせる。

$$\frac{d\epsilon_a}{dv} = D' \frac{M\eta}{M^2 - \eta^2}$$

ここに、 M は三軸圧縮と伸張でそれぞれに対応した値を取るものとする。このとき、 D' は K_0 圧密時の応力比より決定される。

4. 多くの土の正規圧密領域での K_0 値は Jaky の式 (4.2.11)、または Brooker and Ireland の式 (4.2.12) で表わされる。
- つぎに、 p 一定下および一般応力経路上での変形特性について、次の事が明らかになった。
5. p 一定下での異方圧密終了時より破壊時までの間げき比の減少量は、式 (4.3.14) に示したように $(M - \eta_i)/M$ に比例するとみなせる。
 6. p 一定下でのひずみ増分比 $(d\epsilon/dv)_p$ は、せん断直後を除きほとんど応力履歴の影響を受けず、式 (4.3.17) で表わされる。
 7. 一般応力経路上でのひずみ増分を弾性成分と塑性成分に分けて考えるとき、塑性成分は p 成分と η 成分で表わされる。
 8. 一般応力経路上での塑性ひずみ増分比の η 成分 $(d\epsilon_a/dv)_\eta^p$ は、異方圧密時の応力比により大きく影響され、図-4.4.3 に示したように表わされる。

つぎに、これらの試験結果および解析結果を弾塑性理論により考察することにより、次の事が明らかになった。

9. 異方圧密時、 p 一定せん断時および一般応力経路上での η 成分に対して、それぞれ異なつ

た塑性ポテンシャル、硬化関数、降伏関数を考えることができる。

10. 塑性ポテンシャル、硬化関数、降伏関数、硬化パラメーターは、異方圧密時の場合は式(4.5.5)～(4.5.10)のように、 p 一定せん断時に対しては、式(4.5.14)～(4.5.24)のように、一般応力経路上での η 成分に対しては、式(4.5.31)～(4.5.43)などにより表わされる。
11. 各塑性ポテンシャル曲線は、 $p \sim q_a$ 面上では、いずれも原点を通り、破壊線($\eta = M$)との交点で p 軸に直角な法線を持つ。
12. 異方圧密時の塑性ポテンシャル $g_a = 0$ は、 p 軸と直交し、一般応力経路上での塑性ひずみのうち、 η 成分に対する塑性ポテンシャル $g_\eta = 0$ は、直線 $\eta_a = r \cdot \eta_{a_i}$ との交点で q_a 軸に平行な接線を持つ。 p 一定せん断時の塑性ポテンシャル曲線 $g_p = 0$ は、直線 $\eta_a = r \cdot \eta_{a_i}$ と鋭角に交わる。
13. 異方圧密終了後のせん断開始時の点において、塑性ポテンシャル曲線 $g_\eta = 0$ は曲線 $g_a = 0$ に内接する。

第 5 章 過圧密粘性土の変形特性

5.1 著者の観点と本章の概要

一般に過圧密粘性土とは、過去において、現在受けている以上の圧密圧力で圧密を受けたことのある粘性土と定義される。そして、圧密圧力としては一般に有効土かぶり圧が取られているようである。ここで、Roscoeら(1963a)によって示された状態境界曲面の概念によれば、この曲面内での変形特性は、この曲面上のそれとかなり異なり、せん断ひずみは非常に小さい。他方、過圧密粘性土でも、せん断によりこの状態境界曲面に達すると正規圧密試料と同様に挙動することが多くの研究者により示されている。したがって、このような粘性土の圧密、せん断時の挙動を扱おうとき、その時の試料中の有効応力状態が重要となる。ここでは、その粘性土試料の圧密またはせん断中の平均有効主応力が、その試料が過去に受けた平均有効主応力よりも小さい場合を扱うことにする。したがって、正規圧密粘性土でも、せん断中にその平均有効主応力が減少するような有効応力経路上にあるものもここで取り扱われている。このような場合は、過圧密領域での変形特性と言った方がより妥当と思われる。また、Henkel(1956, 1959)は、Weald clayとLondon clayの繰り返し再圧密の過圧密試料について多数の非排水および排水せん断試験を行なっている。この中で破壊時の応力比、体積ひずみ、間げき圧係数などは、拘束圧に関係なく過圧密比に対して一意的に決まることを示した。したがって、ここでも過圧密粘性土のせん断変形、強度の解析においては、過圧密比を基本的なパラメーターの一つと考える。

前述したように、このような過圧密領域での粘性土は、大きな塑性変形や応力経路依存変形特性を示さない。また、過圧密領域においても正規圧密領域の場合と同様、同じ等方または異方膨潤曲線からのせん断においては、 $e \sim p \sim q$ 空間においてこの膨潤曲線に対応する一つの状態曲面を形成するとみなすことができる。また、過圧密領域での粘性土は、前述したように、過圧密比が同じであれば同じように挙動するとみなすことができる。これらの事実を用いると過圧密粘土の変形挙動は、異なった過圧密比のもとでの類似の応力経路(例えば平均有効応力一定経路)上の挙動よりその他の応力経路での挙動も近似的に求めることができる。また、過圧密粘土の強度特性を三軸圧縮と伸張状態で比較するならば、Mohr-Coulombまたは松岡、中井の基準と拡張されたvon Misesまたは拡張されたTrescaの基準の中間にあり、過圧密比の増加とともに後者の方に近づいているとみなすことができる。したがって、これらを考慮した変形挙動の解析を行なう必要がある。本章はこのような観点のもとに研究を進めたものである。本章の内容を節を追って述べると次のようである。

5.2節では、過圧密領域で応力比を一定として平均有効主応力 p を増加する異方圧密および p を減少する異方膨潤時の変形特性について述べている。

5.3節は、三軸圧縮下での等方および異方試料の平均有効主応力一定条件下での挙動について述べている。

5.4節は、三軸圧縮下での等方および異方試料の一般応力条件下での変形挙動について述べている。また、正規圧密粘性土および過圧密粘性土の非排水せん断下での変形挙動と Hvorslev の強度パラメータについて述べている。

5.5節は、三軸伸張下での変形特性について、平均有効主応力一定条件および一般応力経路上の場合につき、三軸圧縮下での挙動と比較しながら述べている。

5.6節では、除荷時の変形特性について、平均有効主応力一定条件および一般応力経路上の場合について述べている。

5.7節では、過圧密領域での飽和粘性土の変形特性に関するまとめを行なっている。

5.2 応力比一定経路上での変形特性

ここでは、中圧三軸セル ($\sigma_r \leq 25 \text{ kg/cm}^2$) 内であらかじめ最大圧密圧力 $p_p = 16 \text{ kg/cm}^2$ で等方圧密した試料についての応力比を一定とした等方および異方再圧密試験と等方膨潤試験結果、および正規圧密試料の異方膨潤試験結果を示している。試験は、F 試料を用いて行なっているが、今までの各章と独立して行なっているため、解析では各特性値に若干の相違のあるものを用いている。ここで示す各試験の概要は表-5.2.1 にまとめて示した。

図-5.2.1は、中圧三軸セルよりあらかじめ最大圧密圧力 $p_p = 16 \text{ kg/cm}^2$ まで等方圧密して作成した過圧密試料を用い、これを普通のセルにセットして等方的に再圧密した試験 (O I R 1) と、 $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ まで再圧密した後、等方膨潤した試験 (O I R 2) の $e \sim \log p$ 関係を示している。図中に示したように $e \sim \log p$ プロットはほぼ直線となり、これらの直線の勾配より再圧縮指数

表-5.2.1 異方圧密試験の概要

Test No.	w_o %	w_f %	p_p kg/cm^2	η	図中の番号
O I R 1	35.67	31.30	16	0	1
O I R 2	35.30	33.76	16	0	2
O A R 2	34.89	32.90	16	0.5	3
O A R 3	35.21	29.25	16	1.0	—
O A R 4	35.07	34.25	16	1.5	—
O A R 5	44.25	38.91	2	0.25	4
O A R 6	43.47	38.70	2	0.50	5
O A R 7	43.15	37.92	2	0.75	6
O A R 8	43.34	37.21	2	1.00	7
O A R 9	43.95	36.73	2	1.25	8

C_r と膨潤指数 C_s が得られ、これらの値は図中に示している。この試料では C_r は C_s の約4倍になっている。

つぎに、同じ $p_p = 16 \text{ kg/cm}^2$ の過圧密試料の応力比一定での再圧密試験結果を示す。図-5.2.1はここで行なった異方圧密試験(OAR 2, OAR 3, OAR 4)の応力経路を示している。各試験の概要は表-5.2.1に示している。試験は $p = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ まで約2日間等方圧密した後、 $p (= 0.5 \text{ kg/cm}^2)$ を一定として図中の各プロットを1日毎に所定の応力比まで載荷する。その後、応力比を一定として、図中の各プロットを1日毎に載荷しながら p を増加していく。載荷に際しては、発生する過剰間げき水圧の消散の遅れによる有効応力経路のずれを防ぐため、各段階をさらに2~3段階に分けて、この間を30分毎に載荷している。図-5.2.3に、これらの試験結果を示す。同図(a)は各試験の $e \sim \log p$ 関係である。この図には、図-5.2.1に示した等方再圧密試験の結果も同時に示している。等方再圧密試験結果と異方再圧密試験結果の位置がずれているのは、等方圧密の場合の $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ での圧密時の排水量が他の試験に比べ大き過ぎることによるものである。図より、異方再圧密試験結果は、応

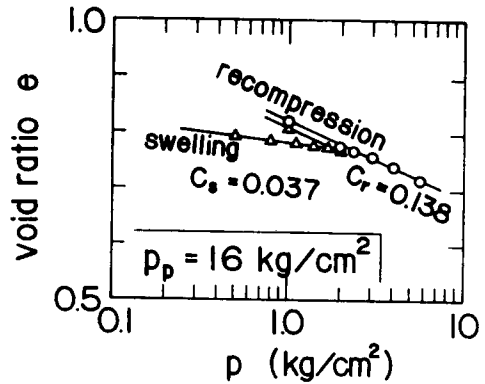


図-5.2.1 $e \sim \log p$ 関係

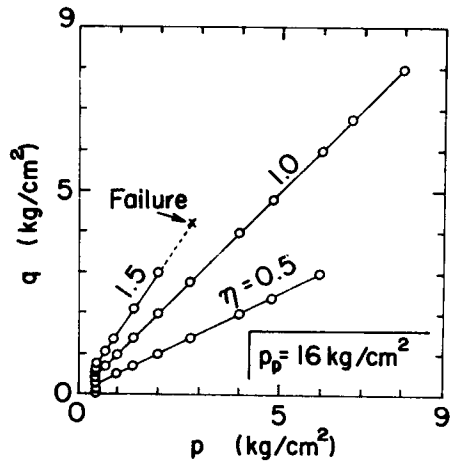


図-5.2.2 異方再圧密試験の応力経路

力比の相違に関係なくほとんど同じ挙動を示している。これは等方再圧密試験から求めた再圧縮指数 C_r に等しいとみなせる。図-5.2.3(b)は、同じ試験結果を $p = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ での等方圧密終了時からの偏差ひずみ e と体積ひずみ v の関係で示している。図より応力比が小さく、かつ過圧密比 n が十分大きい($n > 4$)場合は、異方圧密中の偏差ひずみ増分 de はほとんどゼロで、供試体は等方的に変形しているとみなせる。しかし、応力比が増加して破壊に近くなるか、過圧密比が減少して正規圧密状態に近づくに従って、 de も生じ増加する傾向にある。

つぎに、正規圧密試料の応力比一定で p を減少させる異方膨潤試験結果を示す。図-5.2.4は行なった各試験の応力経路を示している。各試験の概要は、表-5.2.1に示している。試験は、初め等方応力状態で $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ まで、 $p = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ の順に各段階2日間圧密し

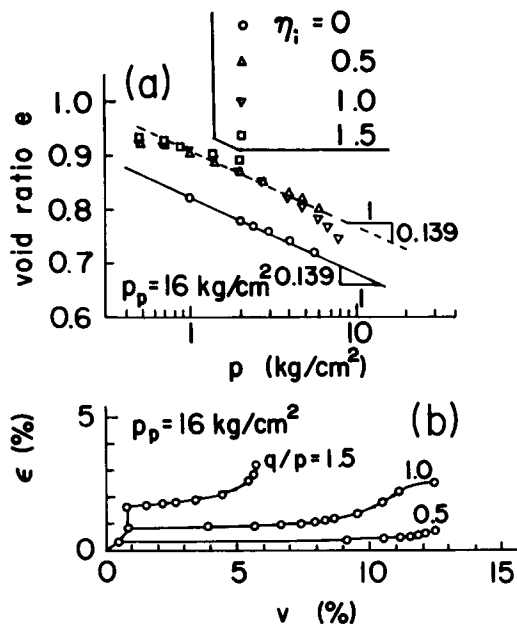


図-5.2.3 異方再圧密試験結果(a) $e \sim \log p$ 関係, (b) $\epsilon \sim v$ 関係

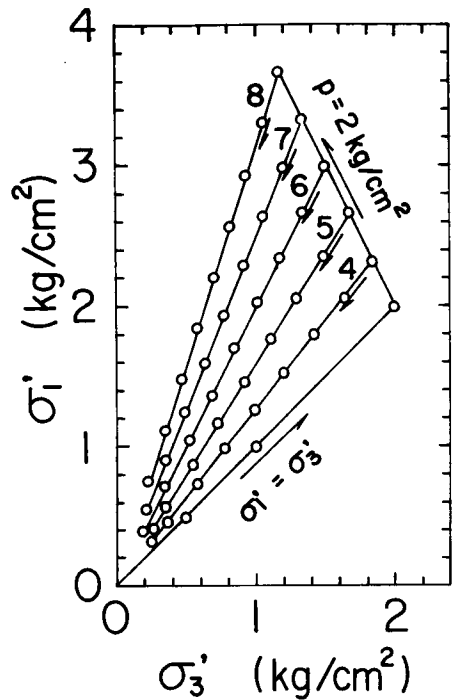


図-5.2.4 異方膨潤試験の応力経路

た。その後、 $p (= 2 \text{ kg/cm}^2)$ を一定として、図の各プロットを1日毎に載荷して所定の応力比までせん断する。この後、図中のプロットに従って各段階を1日毎に p を減少させていく。せん断、膨潤の各過程における各プロット間の載荷はすべて2段階に分けて行ない、これらの間は30分毎に載荷している。図-5.2.5は、各試験の $e \sim \log p$ 曲線を示している。図より、いずれの $e \sim \log p$ 曲線も互いに平行になっている。したがって、異方膨潤時の膨潤指数 C_s は、そのときの応力比の影響を受けず一定で、等方膨潤試験より得られる膨潤指数 C_s ($= 0.043$) に等しいとみなせる。図-5.2.6は、同じ試験の偏差ひずみ ϵ と体積ひずみ v の関係を示している。ただし、い

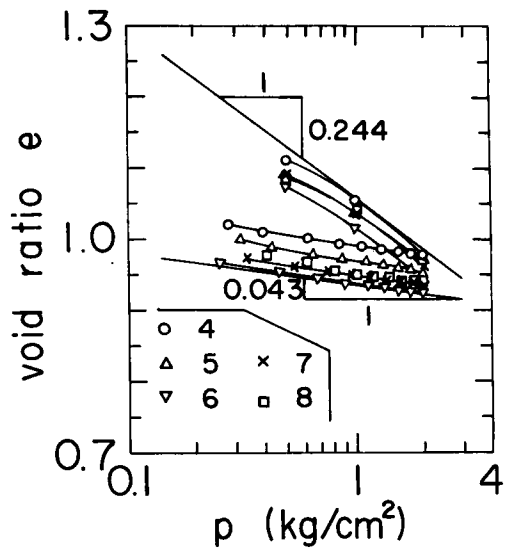


図-5.2.5 $e \sim \log p$ 関係

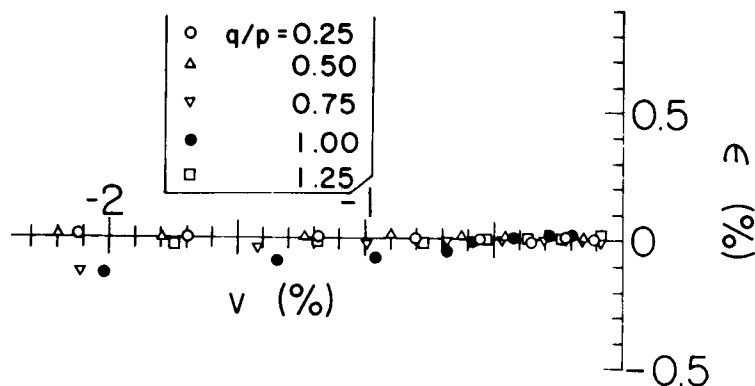


図-5.2.6 異方膨潤中の $\epsilon \sim v$ 関係

れのひずみも平均有効主応力 $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ より膨潤し始める点をゼロとしている。図より、 v が単調に減少するのに対し、 ϵ はほとんど変化なくゼロに近い。すなわち、異方膨潤時には広い応力比の範囲にわたり偏差ひずみ増分はゼロとみなしてもよいと思われる。

ここで、このような実験的傾向を示すもう一つのデータを示す。図-5.2.7 は、 $p = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\eta = 0.75$ の初期応力状態より放射状に伸びた応力経路を示している。ここでは、このような各応力経路に沿う試験結果のひずみ経路 ($v \sim \epsilon$ 関係) について検討する。試験は初期含水比 $w_0 = 44.2 \sim 45.4\%$ のものを用い、図-5.2.4 の試験6 (OAR7) と同じ条件で初期応力状態 ($p = 2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\eta = 0.75$) まで等方圧密、 p 一定せん断した後、図-5.2.7 の各応力経路のプロットを排水条件のもとに1日毎に荷重を変化させて行く応力制御試験である。

図-5.2.8は、各試験の結果のうち、初期応力状態 ($p = 2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\eta = 0.75$) からの体積ひずみ v と偏差ひずみ ϵ の関係を示している。同図(a)は、同図(b)の原点付近を拡大して示したものである。図から分かるように一般に応力比 η が減少する試験4~9、または平均有効主応力 p が減少する試験8~13では偏差ひずみ ϵ は小さい。しかし、これらの試験のうちでも、 v が増加する試験では試験4が、また、 v が減少する試験では試験10の応力比一定の膨潤試験が最も ϵ の変化が小さくほぼゼロに等しいことを示して

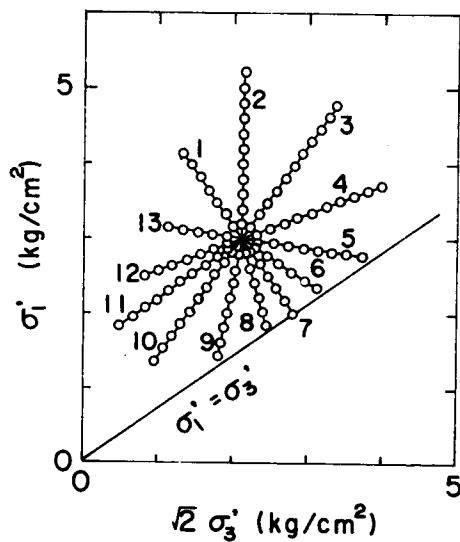


図-5.2.7 応力経路

いる。他方、 p 一定除荷試験である試験7では、これらの両試験よりもかなり大きい負の ϵ を示している。この図からも分かるように、 v が減少する各試験では、 η 一定経路に沿う試験の ϵ をゼロとみなすことができる。このように、異方膨潤時に偏差ひずみ増分がほとんどゼロとなっていることはEl-Sohby (1969)、Lewin and Burland (1970)のデータからも伺える。また、軽部ら(1974)は、三軸伸張下での異方膨潤時の $e \sim \log p$ 曲線が互いに平行になること、および偏差ひずみ増分がほとんどゼロであることを示している。したがって、ここに述べたことは、三軸圧縮および伸張の両条件で言えるものと思われる。

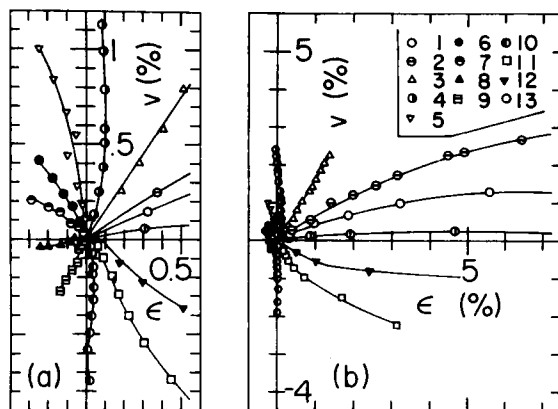


図-5.2.8 $v \sim \epsilon$ 関係, (a)原点付近での $v \sim \epsilon$ 関係, (b) $v \sim \epsilon$ 関係

平行になること、および偏差ひずみ増分がほとんどゼロであることを示している。したがって、ここに述べたことは、三軸圧縮および伸張の両条件で言えるものと思われる。

5.3 三軸圧縮下における平均主応力一定経路上での変形特性

5.3.1 解析方法

ここでは、はじめに、等方的に膨潤または再圧縮した過圧密粘性土について、三軸圧縮下で平均有効主応力を一定としてせん断するときの変形特性について考える。その後、異方応力状態で膨潤した供試体の平均有効主応力一定せん断時の変形特性について考える。

図-5.3.1は、最大圧密圧力 p_p (点P)まで等方圧密した供試体を図中の点Cまたは点Dまで等方膨潤した後、平均有効主応力 p を一定として三軸圧縮下でせん断したときの $e \sim \log p$ 関係を模式的に示している。図において、勾配 λ の処女圧縮線 (V.C.L.) に平行な限界間げき比線 (C.V.R.L.) と勾配 κ の等方膨潤線 PCD との交点をQ (平均有効主応力を p_q) とする。いま、 p_q より大きい p でせん断したとき、残留時の間げき比は勾配 λ の限界間げき比線 (湿潤側限界間げき比線と称す) QE 上に至るが、 p_q より小さい p (乾燥側) でせん断したときは、Q点を通り、勾配 ξ ($< \lambda$) の別の限界間げき比線上に至るとする。ここで、

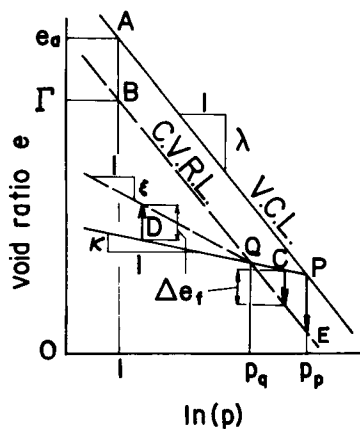


図-5.3.1 $e \sim \log p$ 関係 (模式図)

この新しい限界間げき比線を乾燥側限界間げき比線と称す。このとき、等方状態のせん断開始時から残留状態までの間げき比の減少量 Δe_f は次のように表わされる。

$p_p \geq p \geq p_q$ のとき、

$$\Delta e_f = (e_a - \Gamma) - (\lambda - \kappa) \ln(n)$$

$p < p_q$ のとき、

$$\Delta e_f = \frac{\xi - \kappa}{\lambda - \kappa} \left\{ (e_a - \Gamma) - (\lambda - \kappa) \ln(n) \right\}$$

} (5.3.1)

ここに、

$$p_q = p_p \exp\left(-\frac{e_a - \Gamma}{\lambda - \kappa}\right) \dots\dots\dots (5.3.2)$$

$n = \frac{p_p}{p}$ は過圧密比、 e_a, Γ は処女圧縮線および湿潤側限界間げき比線の $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ における間げき比である。

図-5.3.2は、正規圧密状態 ($n=1$) と過圧密状態 ($n=n$) での応力比 $\eta (= q/p)$, せん断開始時からの間げき比の減少量 ($-\delta e$) を偏差ひずみ ϵ に対して示した模式図である。ここで、正規圧密状態 ($n=1$) での応力~ひずみ関係としては、次式を用いる。

$$\eta_{n=1} = M \left\{ 1 - \exp(-A\epsilon) \right\} \dots\dots (5.3.3)$$

$$(-\delta e)_{n=1} = (e_a - \Gamma) \left\{ 1 - \exp(-C\epsilon) \right\} \dots\dots (5.3.4)$$

ここに、 M は残留時の応力比、 A, C は定数である。つぎに、過圧密比 n の試料では、図に示したように、ある ϵ における $\eta, (-\delta e)$ を次のように表わす。

$$\eta_{n=n} = \eta_{n=1} + G(\epsilon, n) \dots\dots\dots (5.3.5)$$

$$(-\delta e)_{n=n} = (-\delta e)_{n=1} - H(\epsilon, n) \dots\dots\dots (5.3.6)$$

ここに、 $G(\epsilon, n), H(\epsilon, n)$ は、過圧密粘性土の $\eta, (-\delta e)$ の正規圧密粘性土からのずれを表わす関数で、偏差ひずみと過圧密比で表わされる。つぎに、これらの $G(\epsilon, n),$

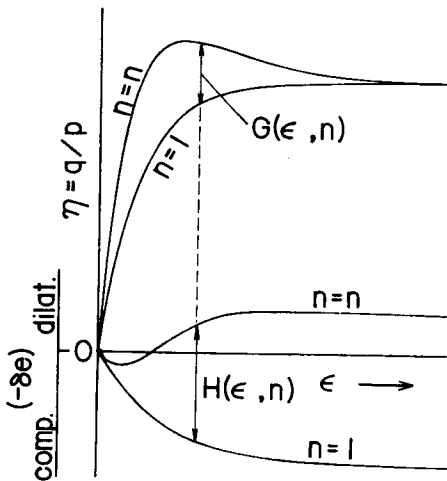


図-5.3.2 $\eta, (-\delta e) \sim \epsilon$ 関係 (模式図)

$H(\epsilon, n)$ について考える。いま、 $G(\epsilon, n)$ は、図-5.3.3に示したように、各過圧密比 n に対して $G(\epsilon, n)$ の最大の点は、原点を通り勾配 b の直線上にあるとして、次のように表わす。

$$G(\epsilon, n) = a_1 \epsilon \exp(-a_2 \epsilon^\alpha) \dots\dots\dots (5.3.7)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= b \exp\left(\frac{1}{\alpha}\right) \\ a_2 &= \frac{1}{\alpha} \left(\frac{1}{G_{\max}}\right)^\alpha \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.3.8)$$

ここに、 G_{\max} は $G(\epsilon, n)$ の最大値であり、この点の ϵ を ϵ_{\max} とすると

$$\epsilon_{\max} = \frac{G_{\max}}{b} \dots\dots\dots (5.3.9)$$

このとき、試験結果より次のように仮定する。

$$G_{\max} = M G_0 \ln(n) \dots\dots\dots (5.3.10)$$

$$\alpha = \begin{cases} \alpha_1 & (\text{一定}) & \text{for } \epsilon \leq \epsilon_{\max} \\ \alpha_2 \ln(n) & & \text{for } \epsilon > \epsilon_{\max} \end{cases} \dots\dots\dots (5.3.11)$$

ここで、 $b, G_0, \alpha_1, \alpha_2$ は実験より決まる定数である。つぎに、式(5.3.6)中の $H(\epsilon, n)$ は次のように表わす。

$$H(\epsilon, n) = (e_a - \Gamma - \Delta e_f) \{1 - \exp(-B\epsilon^\beta)\} \dots\dots\dots (5.3.12)$$

ここで、 B, β は定数であり、 Δe_f は、式(5.3.1)で表わしたように、過圧密比 n の関数である。

つぎに、ある応力比で異方膨潤された過圧密粘性土の p 一定せん断時の変形特性について考える。図-5.3.4に、ここで取り扱う試験の応力経路を示している。図において、点 P まで等方圧密した後、ある応力比の点 R まで p 一定条件のもとにせん断する。その後、応

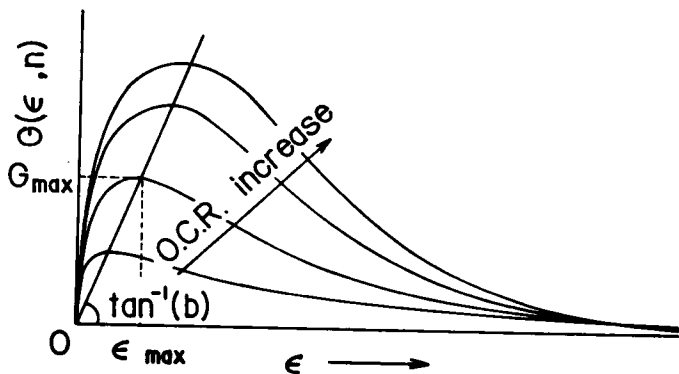


図-5.3.3 $G(\epsilon, n) \sim \epsilon$ 関係

ここに、 p_s は式 (5.3.13) と式 (5.3.14) より、

$$p_s = p_p \exp \left\{ - \frac{e_a - \Gamma}{\lambda - \kappa} \left(1 - \frac{\eta_i}{M} \right)^m \right\} \dots\dots\dots (5.3.16)$$

したがって、 $\eta = \eta_i$ で異方膨潤後のせん断開始時から残留時までの間げき比の減少量を $\Delta e_{f\eta_i}$ とすると、次式で表わされる。

$p_p \geq p \geq p_s$ のとき、

$$\Delta e_{f\eta_i} = (\lambda - \kappa) \ln \frac{p}{p_p} + (e_a - \Gamma) \left(1 - \frac{\eta_i}{M} \right)^m \dots\dots\dots (5.3.17)$$

$p < p_s$ のとき、

$$\Delta e_{f\eta_i} = \frac{\xi - \kappa}{\lambda - \kappa} \left\{ (\lambda - \kappa) \ln \frac{p}{p_p} + (e_a - \Gamma) \left(1 - \frac{\eta_i}{M} \right)^m \right\} \dots\dots (5.3.18)$$

つぎに、異方膨潤後のせん断時の応力比 η とせん断開始時からの間げき比の減少量 $(-\delta e)$ は等方状態からのせん断の場合と同様、次のように表わす。

$$\eta_{n=n} - \eta_i = (\eta_{n=1} - \eta_i) + G(\epsilon, n) \dots\dots\dots (5.3.19)$$

$$(-\delta e)_{n=n, \eta_i} = (-\delta e)_{n=1, \eta_i} - H(\epsilon, n) \dots\dots\dots (5.3.20)$$

ここに、 ϵ は異方膨潤後のせん断開始時からの偏差ひずみであり、 $G(\epsilon, n)$ は等方膨潤からのせん断の場合の式 (5.3.7) ~ 式 (5.3.11) と同じであるが、式 (5.3.10) の G_{\max} は次式のようになる。

$$G_{\max} = (M - \eta_i) G_0 \cdot \ln(n) \dots\dots\dots (5.3.21)$$

また、 $(-\delta e)_{n=1, \eta_i}$ は、正規圧密試料での $\eta = \eta_i$ から $\eta = \eta$ までの間げき比の減少量で式 (5.3.4) を用いると、次のように表わされる。

$$(-\delta e)_{n=1, \eta_i} = (e_a - \Gamma) \left(1 - \frac{\eta_i}{M} \right)^m \left\{ 1 - \exp(-C \cdot \epsilon) \right\} \dots\dots\dots (5.3.22)$$

したがって、正規圧密試料の $\eta = \eta_i$ から最終状態までの間げき比の減少量 $\Delta e_{fn=1, \eta_i}$ は、

$$\Delta e_{fn=1, \eta_i} = (e_a - \Gamma) \left(1 - \frac{\eta_i}{M} \right)^m \dots\dots\dots (5.3.23)$$

これらを用いて、 $H(\epsilon, n)$ を式 (5.3.12) にならって次のように表わす。

$$H(\epsilon, n) = (\Delta e_{fn=1, \eta_i} - \Delta e_{f\eta_i}) \left\{ 1 - \exp(-B \epsilon^\beta) \right\} \dots\dots (5.3.24)$$

ここに、 B, β は定数であり、 $\Delta e_{f\eta_i}, \Delta e_{n=1, \eta_i}$ は式 (5.3.17), (5.3.18) と式 (5.3.24) により

求められる。異方膨潤後のせん断開始時の間げき比を e_i とすると式 (5.3.13) より、

$$e_i = e_a - \lambda \ln p_p - (e_a - \Gamma) \left\{ 1 - \left(1 - \frac{\eta_i}{M} \right)^m \right\} - \kappa \ln \frac{p_i}{p_p} \dots\dots (5.3.25)$$

これを用いると、せん断時の間げき比は、

$$\begin{aligned} e &= e_i - (-\delta e)_{n=n, \eta_i} \\ &= e_i - (-\delta e)_{n=1, \eta_i} + H(\epsilon, n) \dots\dots\dots (5.3.26) \end{aligned}$$

より計算される。

5.3.2 等方試料の試験結果

ここでは、練り返し過圧密試料を用いた平均有効主応力一定の排水三軸圧縮試験結果を示す。過圧密試料の p 一定せん断においては過圧密比が増加するに従いが、ピーク時の応力比は増加するが、ピーク以後の残留時の応力比はほぼ一定になることが多くの研究者により示されている。しかし、一般に応力制御試験においては、このようなピーク以後の応力～ひずみ関係を得ることはできない。ここでは、ピーク以後の挙動も把握できるひずみ制御の試験結果を初めに示し、この後、応力制御の試験結果を示す。前者をシリーズ1、後者をシリーズ2と称す。

まず、シリーズ1のひずみ制御試験結果について述べる。試料は液性限界の約2倍の含水比で練り返した後、大型圧密リング（直径25cm、高さ15cm）で最大圧密圧力 0.5 kg/cm^2 で約40日間圧密、膨潤したもの（ $w_0 \approx 46\%$ ）を用いた。試験は予備圧密試験と本試験より成る。予備圧密試験は、大型圧密リングより取り出した試料を中圧用三軸セルにセットして、所定の最大圧密圧力まで等方圧密することにより、あらかじめ過圧密供試体を作成するものである。本試験では、この過圧密試料を普通の三軸セルにセットし直して、 $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ まで等方的に再圧密した後、ベアードレーンによる側方排水条件のもとに、 p 一定でせん断（軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{\text{axis}} = 0.7 \sim 0.9 \times 10^{-3} \%/\text{min}$ ）するものである。各試験の概要を表-5.3.1に示す。

図-5.3.6は、正規圧密試料の $p (= 2 \text{ kg/cm}^2)$ 一定せん断試験結果と、式(5.3.3)、(5.3.4)による解析結果を示している。式(5.3.3)、(5.3.4)中の係数 A 、 C は、3.3.2で述べた方法により求めている。これらの係数値は表-5.3.2に示している。図-5.3.7は、図-5.3.3に示したように、各 ϵ での過圧密試料の応力比 η から正規圧密試料の η を差し引いた $G(\epsilon, n)$ を ϵ に対してプロットしている。各過圧密比に対する $G(\epsilon, n) \sim \epsilon$ 関係は、過圧密比 n の増加とともにそのピークは増加しており、そのピーク時の ϵ も増加している。ここでは、この各ピーク点を連ねる点は原点を通る直線上にあるとして、この直線の勾配より、式(5.3.9)の係数の値として、 $b = 2.4$ を得る。図-5.3.8(a)は、各試験結果より求めた G_{max}/M と過圧密比 n の関係を片対数紙上に示している。図中の直線の勾配より、式(5.3.10)中の係数 G_0 の値として $G_0 = 0.17$ を得る。また、同図(b)は、各試験での $\epsilon > \epsilon_{\text{max}}$ での $G(\epsilon, n) \sim \epsilon$

表-5.3.1 各試験の概要

	Test No.	w_0 %	w_f %	p_p kg/cm ²	p kg/cm ²	O.C.R. (n)	図中の 番号
シリーズ1	NIP 34	44.78	35.87	2	2	1	
	OIP 1	38.88	34.87	4	2	2	1
	ク 2	36.45	34.12	8	2	4	2
	ク 3	35.75	32.65	16	2	8	3
	ク 4	33.95	31.86	24	2	12	4
シリーズ2	NIP 19	45.41	35.96	2	2	1	
	OIP 5	46.04	37.26	2	1.5	1.33	
	ク 6	45.46	39.03	2	1.0	2	
	ク 7	46.08	38.97	2	0.5	4	

プロットより最小2乗法により求めた式(5.3.7), (5.3.8)中の係数 α と n の関係を片対数紙上に示している。これより, 式(5.3.1.1)中の係数 α_2 の値として, $\alpha_2 = 0.47$ を得る。 α_1 も同様にして求まるが, 省略する。つぎに, 間げき比の変化についてみる。式(5.3.1.2)は次のように書ける。

$$-\ln \left\{ 1 - \frac{H(\epsilon, n)}{e_a - \Gamma - \Delta e_f} \right\} = B \epsilon \beta \dots (5.3.27)$$

この式は, 図-5.3.2に模式的に示したように各 ϵ での正規圧密粘性土と過圧密粘性土の間げき比減少量の差 $H(\epsilon, n)$ を求め, これを用いて, $-\ln \left\{ 1 - H(\epsilon, n) / (e_a - \Gamma - \Delta e_f) \right\} \sim \epsilon$ 関係を両対数紙上に示せば, 直線関係を示し, この直線の勾配と $\epsilon = 1$ での値より係数 B, β が求まることを示している。図-5.3.9は, 各試験結果より求めたこの関係をプロットしている。図より, 各プロットは過圧密比に関係なく一本の直線で表わせるとみなせ, これより, $B = 1.31, \beta = 1.5$ を得る。以上により求めた各係数値はまとめて, 表-5.3.2に示している。

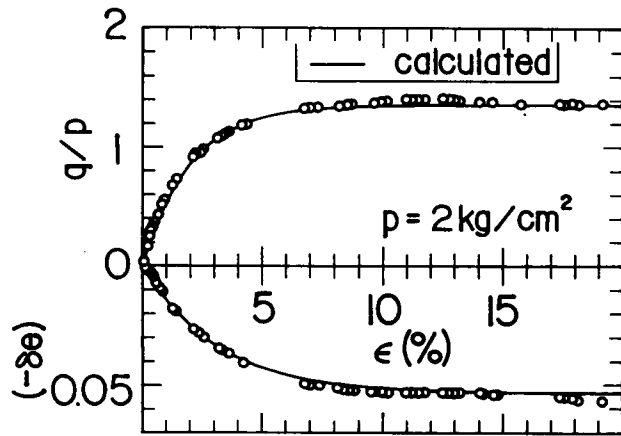


図-5.3.6 正規圧密試料の q 一定せん断試験結果(シリーズ1)

表-5.3.2 解析に用いた各係数值

	ひずみ制御試験	応力制御試験		ひずみ制御試験	応力制御試験
e_a	1.0373	1.0128	A	5.0	41.1
Γ^*	0.9838	0.9645	B	13.1	40.8
λ	0.123	0.106	C	3.1	40.8
κ_r	0.063	—	b	2.4	84.0
κ_s	0.0161	0.0187	G_0	0.17	0.49
ξ	0.079	0.079	α_1	0.30	0.30
M	1.36	1.50	α_2	0.47	0.47
			β	1.5	1.0

*) $\Delta e_{f,n=1} = e_a - \Gamma$

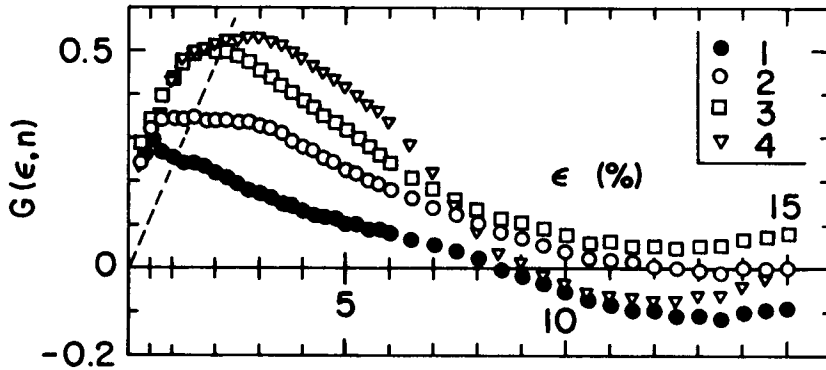


図-5.3.7 $G(\epsilon, n) \sim \epsilon$ 関係
(シリーズ1)

図-5.3.10は、ここで行なった各試験結果と、式(5.3.1)～式(5.3.12)を用いた解析結果を示したものである。解析に用いた各係数值は、表-5.3.2のひずみ制御の欄に示したものをを用いている。同図(a)において残留時の $\eta \sim \epsilon$ の試験結果に若干のばらつきがあるが、解析結果は、試験結果とよく合っている。また、 $\epsilon > 10\%$ では、体積ひずみ v の試験結果はほぼ一定となっており、このとき、試料は限界間げき比状態にあると思われる。 v の解析結果も試験結果とよく

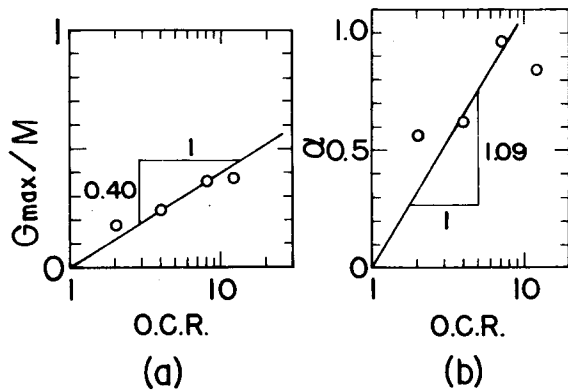


図-5.3.8 各係数值と過圧密比の関係(a) $G_{max}/M \sim n$ 関係, (b) $\alpha \sim n$ 関係(シリーズ1)

合っており、特に残留時で両者がよく合っていることは、前に示した湿潤側および乾燥側限界間げき比線の考え方が妥当であることを示している。図-5.3.10(b)は、同じ結果をせん断開始時の等方応力状態からの間げき比の減少量 $(-\delta e)$ と応力比 η の関係で示したものである。解析結果は試験結果とよく合っている。

つぎに、応力制御条件のもとに行なったシリーズ2の試験結果について述べる。試験は繰り返して再圧密した正規圧密試料(F試料)を普通の三軸セルで等方的に圧密、膨潤した後、 p 一定でせん断している。各試験の概要を表-5.3.1に、応力経路を図-5.3.11に示している。試験は最大圧密圧力 $p_p = 2 \text{ kg/cm}^2$ まで等方的に $p = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ と2日毎に圧密した後、所定の平均有効主応力まで等方膨潤する。その後、この図に示したように、各プロットを1日毎に载荷していくものである。载荷においては、各プロット間は2段階に分けて、30分間隔で载荷した。図には、 $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ の正規圧密状態でせん断した試験NIP 19も示しているが、これより、破壊時の応力比として、 $M = 1.50$ を得る。過圧密試料の各試験も大体この応力比で破壊しているが、これは、载荷方法が応力制御であることと、過圧密比が小さいことによるものと思われる。図-5.2.12(a)は、各試験結果から求めた $G(\epsilon, n)$ を偏差ひずみ ϵ に対してプロットしたものである。各曲線のピークを連ねる点は原点を通る直線上にあり、この直線の勾配が、式(5.3.9)中の b 値を与える。同図(b)は、図-5.3.8(a)と同様の関係を応力制御試験に対

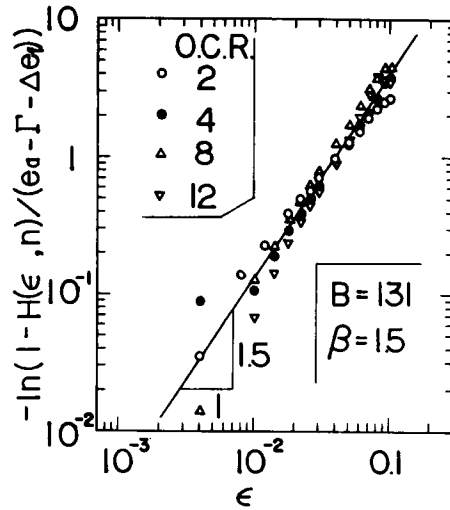


図-5.3.9 係数 B, β の決定(シリーズ1)

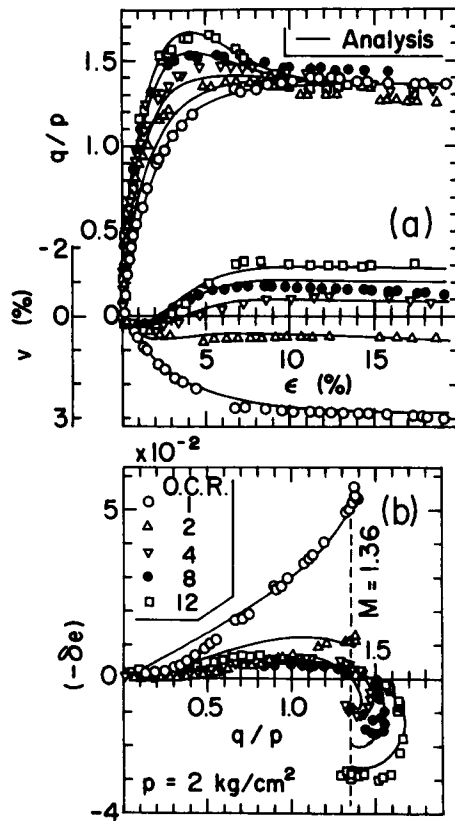


図-5.3.10 試験結果と解析結果の比較(a) $\eta, v \sim \epsilon$ 関係, (b) $(-\delta e) \sim \eta$ 関係(シリーズ1)

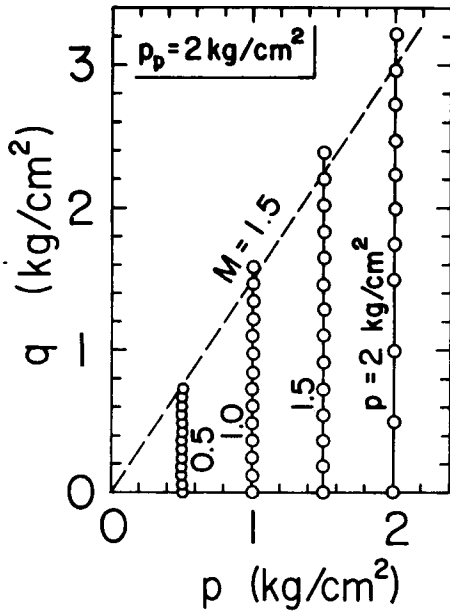


図-5.3.11 応力経路
(シリーズ2)

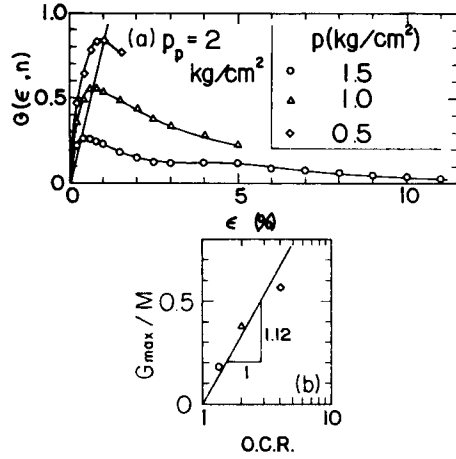


図-5.3.12 各係数値の決定, (a) $G(\epsilon, n) \sim \epsilon$ 関係, (b) $G_{max}/M \sim n$ 関係
(シリーズ2)

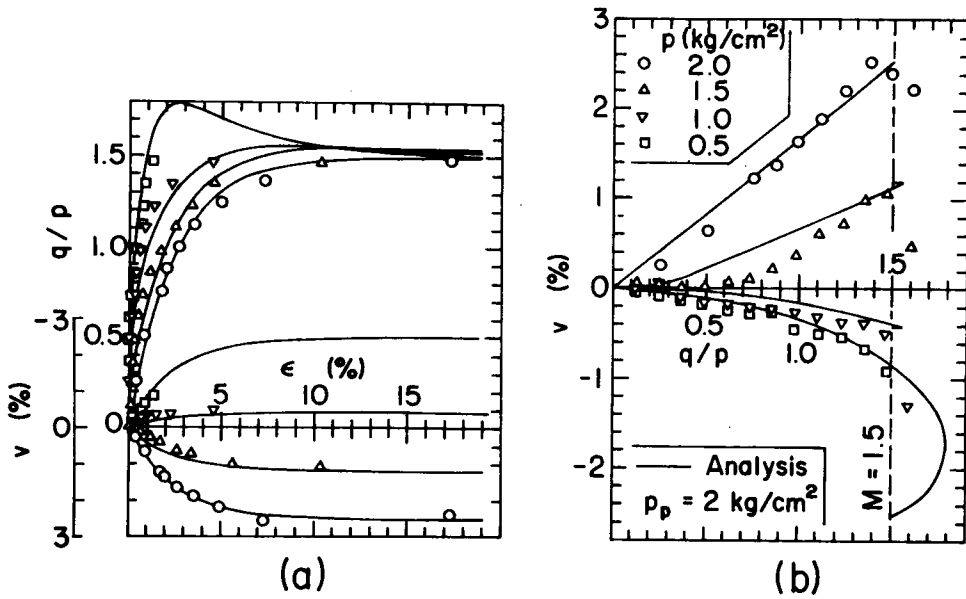


図-5.3.13 試験結果と解析結果の比較(a) v, ϵ 関係, (b) $v \sim q/p$ 関係
(シリーズ2)

して示したものである。これより、式(5.3.1.0)中の G_0 が求まる。図-5.3.13(a)は、各試験の η 、 $v \sim \epsilon$ 関係の試験関係および解析結果を示している。解析に用いた各係数値は、まとめて、表-5.3.2の応力制御試験の欄に示している。 α_1 、 α_2 、 ξ の値は、ひずみ制御試験の場合と同じ値を用いている。図において、計算より求めた $\eta \sim \epsilon$ 関係は過圧密比が大きい場合($n=4$)は、試験結果よりかなり大きいピーク値を示しており、試験を十分準静的に行なうことにより試験においてもっと大きいピーク値が得られることが予想できる。また、 $v \sim \epsilon$ 関係では、 v は ϵ に対して単調に増加または減少しており、ひずみ制御試験の場合と異なる。これは、載荷方法の相異に起因すると思われるが、その原因についてはよく分からない。このため、解析では、 $B=C$ 、 $\beta=1$ としている。図-5.3.13(b)は、同じ関係を $v \sim \eta$ 関係で示したダイラタンシ-曲線である。解析結果は、試験結果によく合っている。

5.3.3 異方試料の試験結果

ここで言う異方試料とは、せん断開始前に三軸セル内で異方膨潤を受けているものである。ここでは、最大圧密圧力 p_p および異方膨潤時の応力比 η_i が同じで、せん断時の平均有効主応力が種々に異なる試験結果と、 p_p およびせん断時の平均有効主応力 p を同じにして η_i を種々に変えた場合の試験結果を示す。前者をシリーズ1、後者をシリーズ2と称す。

まず、シリーズ1の試験結果について述べる。表-5.3.3に各試験の概要を、図-5.3.14にその応力経路を示す。各試料は、 $p=2 \text{ kg/cm}^2$ まで等方応力状態で $p=0.5, 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$

表-5.3.3 各試験の概要(異方膨潤試料)

	試験番号	w_0 %	w_f %	p_p kg/cm^2	η_i	p kg/cm^2	O.C.R (n)	図中の 番号
シリーズ1	NIP 19	45.41	35.96	2	—	2	1	1
	OAP 1	43.53	36.93	2	0.75	1.5	1.33	2
	OAP 2	45.37	39.11	2	0.75	1.0	2	3
	OAP 3	44.60	38.77	2	0.75	0.75	2.67	4
	OAP 4	44.99	40.71	2	0.75	0.5	4	5
	OAR 10	44.20	37.98	2	0.75	—	—	6
シリーズ2	OIP 8	45.46	39.03	2	0	1	2	7
	OAP 5	44.32	38.14	2	0.25	1	2	8
	OAP 6	44.71	38.37	2	0.50	1	2	9
	OAP 7	45.37	39.11	2	0.75	1	2	10
	OAP 8	44.86	37.40	2	1.00	1	2	11

の順に2日間ずつ圧密した後、図のプロットに従って、1日毎に $\eta = 0.75$ までせん断し、その後、 $\eta (= 0.75)$ 一定で所定の p まで異方膨潤する。その後、 p 一定で図中の各プロットを1日毎にせん断していったものである。各プロット間はさらに2段階に分けて、30分毎に载荷している。なお、図中の試験OAR10は $p_p = 2 \text{ kg/cm}^2$, $\eta = 0.75$ の異方膨潤試験であり、せん断は行なっていない。図-5.3.15は、各試験の $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ で $\eta = 0.75$ の応力状態からの間げき比の減少量 $(-\delta e)$ と p の関係を片対数紙上にプロットしたものである。図中に、等方圧密、膨潤試験より得られた処女圧密線および膨潤線を示している。また、異方膨潤試験OAR10の結果も同時に示している。図から分かるように、試験OAR10の各プロットおよびその他の試験のせん断開始時の値は、この等方膨潤線と同じ勾配の直線上に沿ってある。この

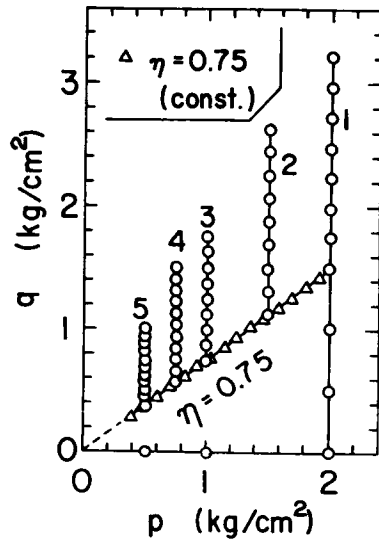


図-5.3.14 応力経路

図においては、試験は残留時まで行なわれていないので、この点での間げき比の挙動を議論することはできない。図中には、5.3.2に示した等方状態からせん断したときに得られる定数を用いて計算したときの処女圧密線、湿潤側(いづれも勾配 λ)および乾燥側(勾配 δ)限界間げき比線を示している。図-5.3.16(a)は、各 ϵ での過圧密試料の $(\eta - \eta_i)$ から正規圧密試料の $(\eta - \eta_i)$ を差し引いた値、すなわち、式(5.3.19)の $G(\epsilon, n)$ をこのときの偏差ひずみ ϵ に対してプロットしている。図より、各過圧密比の試験のプロットの頂点を連ねる点は原点を通る直線上にあるとして、

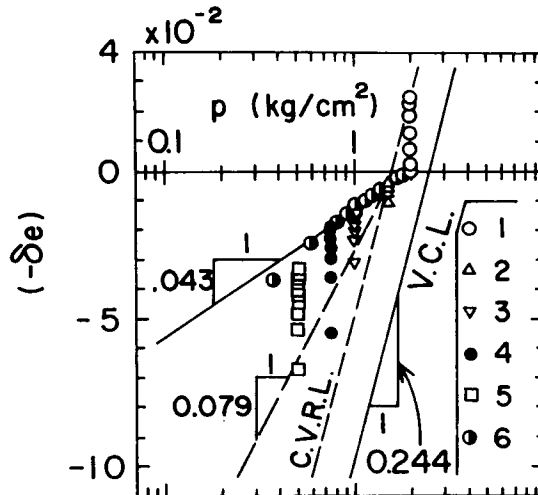


図-5.3.15 $(-\delta e) \sim \log p$ 関係 (シリーズ1)

これより式(5.3.9)中の b の値を得る。同図(b)は、これらのプロットの頂点の値から求めた G_{max} を $(M - \eta_i)$ で除した値を過圧密比 n に対してプロットしている。これより、式(5.3.21)中の G_0 を得る。図-5.3.17は、ここに求めた新しい $b (= 5.3)$, $G_0 (= 0.94)$ の値を用い、他の定数は、5.3.2の等方状態からの応力制御せん断試験より求めたものを用いて計算し

た応力～ひずみ関係を示している。解析結果は、試験結果によく合っており、解析の妥当性が裏づけられている。特に、同図(b), (c)において、体積変形の挙動がよく合っていることは、図-5.3.5に示した等方膨潤線および湿潤側、乾燥側限界間けき比線の仮定が妥当であることを示している。

また、同図(a)において、 $(\eta - \eta_i) \sim \epsilon$ 関係も両者はよく一致していると思わ

れる。この計算に用いた定数 G_0 、 b は等方応力状態からのせん断の場合に比べ異なっており、これはせん断開始時の応力比の関数となると考えらる。

つぎに、シリーズ2の試験結果を示す。5.3.1の異方試料について述べたこと、および、ここで示した試験結果と解析結果の比較から、異方膨潤を受けた供試体に関する変形挙動は等方試料の場合の応力比 η を $(\eta - \eta_i)$ に置き換えれば、等方試料の場合と同様の式を用いて取り扱えることを示した。しかし、この際、せん断変形(式(5.3.19)の $G(\epsilon, n)$)の解析で用いた係数 G_0 、 b や、異方膨潤後のせん断時のダイレタンシーの大きさ(式(5.3.17)または式(5.3.18))などは当然、初期応力比 η_i とともに異なってくる。ここでは、このような異方膨潤された試料のせん断変形に及ぼす η_i の影響を調べるために、同じ過圧密比で η_i を種々に変えた平均有効主応力一定せん断試験を行なった。図-5.3.18に各試験の応力経路を、また、その概要を表-5.3.3に示している。試験は $p_p = 2 \text{ kg/cm}^2$ で等方圧密した

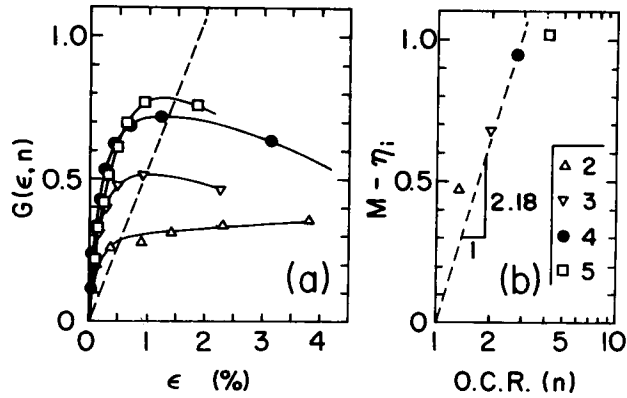


図-5.3.16 各係数値の決定 (a) $G(\epsilon, n) \sim \epsilon$ 関係, (b) $(M - \eta_i) \sim n$ 関係(シリーズ1)

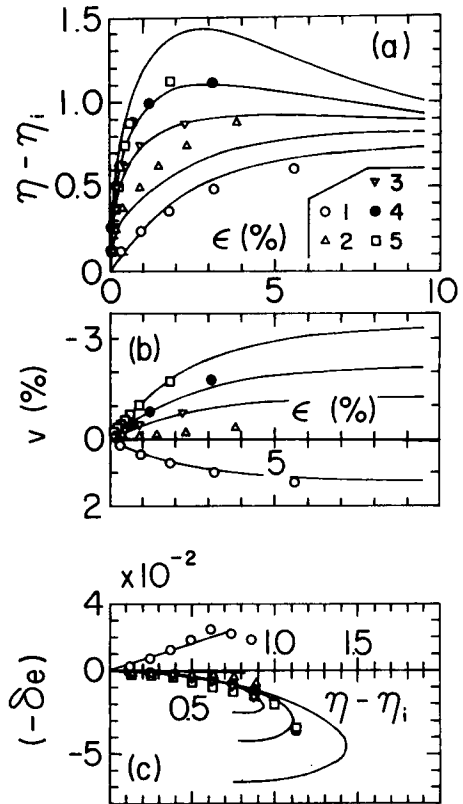


図-5.3.17 試験結果(プロット)と解析結果(実線)の比較

後、 p 一定で所定の応力比 η_i までせん断し、その後、応力比を一定として $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ ($n = 2$)まで等方または異方膨潤した後、 p 一定でせん断している。図-5.3.19は行なった試験の $\eta \sim \epsilon$ 関係を示している。ただし、 $\eta_i > 0$ の各試験のプロットは、その異方膨潤後のせん断開始時の点を $\eta_i = 0$ の試験OIP8の $\eta \sim \epsilon$ 曲線上の対応する点に一致させている。同図中には、 $p (= 1 \text{ kg/cm}^2)$ を一定として行なった正規圧密試料の結果も同時に示している。図において、 $\eta_i > 0$ の各試験のプロットは、 $\eta = 0$ の試験の $\eta \sim \epsilon$ 曲線から大きく離れ、より大きい応力比 η を示している。そして、初期応力比 η_i が大きくなる程、特にせん断初期において $\eta_i = 0$ の $\eta \sim \epsilon$ 曲線からの立

ち上がりが大きくなる傾向にある。また、図より各異方膨潤試料のピーク強度は、等方試料に比べ大きくなっている。図-5.3.20(a), (b)の各プロットは、各試験の $v \sim \epsilon$ 関係および $(-\delta e) \sim (\eta - \eta_i)$ 関係を示している。図中の実線は、後に述べる解析結果である。図より、

体積ひずみまたは、間げき比の減少量は η_i の増加とともに大きくなっており、解析結果とも同様の傾向を示している。

つぎに、今までに述べてきた異方膨潤試料の応力 \sim ひずみ関係に関する解析結果について述べる。図-5.3.21は、5.3.1で述べた仮定にもとづき、各試験の $e \sim \log p$ 図上で得られる状態経路を示している。すなわち、 $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ まで等方圧密後、 p 一定で各応力比までせん断した後、

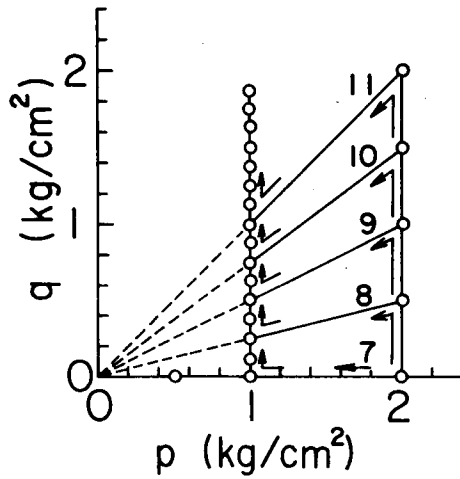


図-5.3.18 応力経路 (シリーズ2)

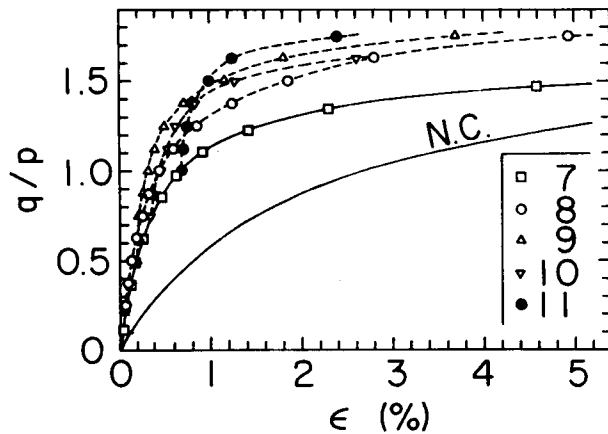


図-5.3.19 異方圧密粘性土の p 一定せん断試験結果 ($n = 2$, シリーズ2)

$p = 1 \text{ kg/cm}^2$ まで応力比一定で膨潤する。このときの状態経路は等方膨潤線と平行な勾配 C_s の直線となる。そして、異方膨潤後、 $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ ($n = 2$)一定でせん断するとき、最終的には、各膨潤線と処女圧縮線に平行な限界間げき比線との交点を通って、勾配 C_ξ の乾燥側限界間げき比線上に至る。つぎに、せん断変形について考える。式(5.3.19)から、 $\{(\eta - \eta_i) - (\eta - \eta_i)_{n=1}\} \sim \epsilon$ プロットのピーク点より G_{\max} , ϵ_{\max} が求まるので、式(5.3.21)などより、次式を得る。

$$G_0 = \frac{G_{\max}}{(M - \eta_i) \ln(n)}$$

$$b = \frac{G_{\max}}{\epsilon_{\max}}$$

..... (5.3.28)

これより、各 η_i での係数 G_0 , b を求めることができる。ここでは残留時における応力比 M を実験より求めることができないので、 M は、 $\eta_i = 0$ の場合と同じ ($M = 1.5$) とし、各試験から G_0 , b を求めた。図-5.3.22は、このようにして求めた G_0 , $b \sim \eta_i$ 関係である。図より、 G_0 は η_i とともに増加する傾向があり、他方 b は減少の傾向がある。ここでは、

$$G_0 = G_1 + G_2 \eta_i$$

$$b = b_1 - b_2 \eta_i$$

..... (5.3.29)

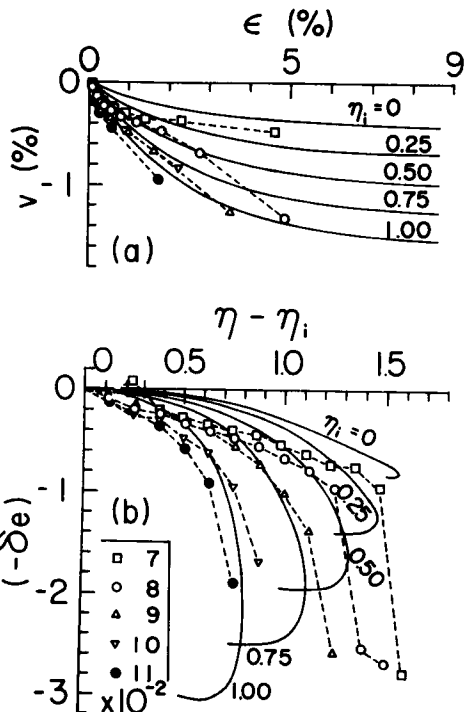


図-5.3.20 試験結果と解析結果の比較(a) $v \sim \epsilon$ 関係, (b) $(-\delta e) \sim (\eta - \eta_i)$ 関係 (シリーズ2)

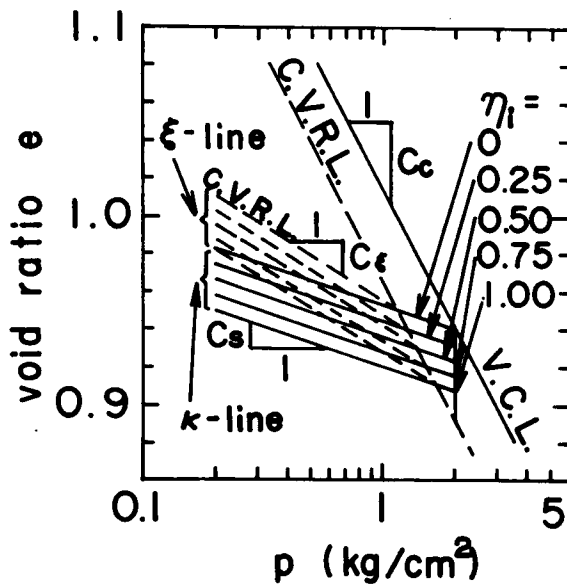


図-5.3.21 $e \sim \log p$ 関係

とおく。図より、 G_1 、 G_2 、 b_1 、 b_2 の値として表-5.3.4に示した値を得る。図-5.3.23は式(5.3.29)の関係を新しく用いて、5.3.1で述べた方法により求めた $\eta \sim \epsilon$ 曲線である。各係数値は表-5.3.2、5.3.4に示したものをを用いている。 $\eta_i > 0$ の各曲線は図-5.3.19で示したと同様に、その始点を $\eta_i = 0$ 、 $n = 2$ の曲線上においている。同図中には、 $\eta_i = 0$ 、 $n = 1$ の正規圧密試験料に対する解析結果も同時に示している。図-5.3.19の試験結果とはほぼ同様の傾向を示している。また、図-5.3.20には、試験結果とともにここで求めた解析結果を実線で示している。ほぼ試験結果と同様の傾向を示している。

表-5.3.4 各係数値

G_1	0.49	b_1	82
G_2	1.1	b_2	31

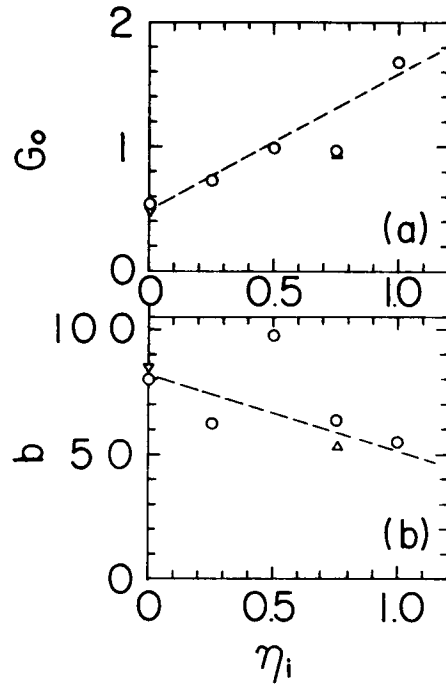


図-5.3.22 各係数値を η_i の関係
(a) $G_0 \sim \eta_i$ 関係、(b) $b \sim \eta_i$ 関係

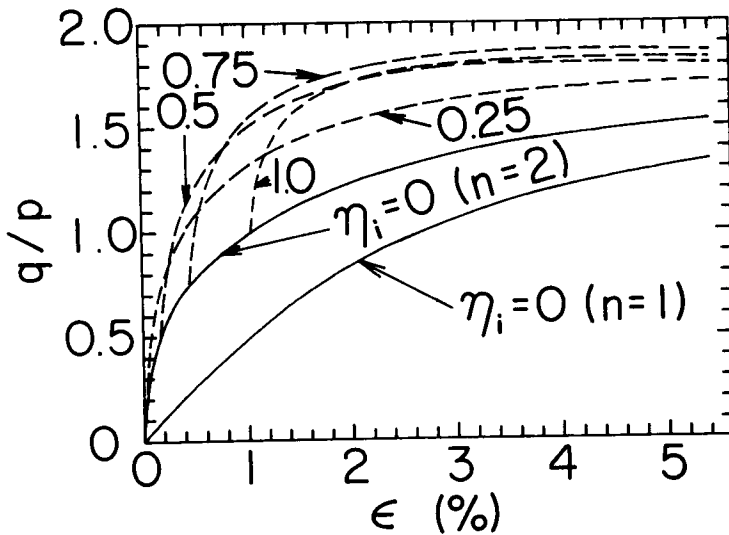


図-5.3.23 $\eta - \epsilon$ 関係の解析結果

5.4 三軸圧縮下での一般応力経路上での変形特性

5.4.1 解析方法

5.3で種々の過圧密比の粘性土試料について、 p 一定せん断時の変形特性について考えて来た。ここでは、これをもとにして、応力比 η とともに平均有効主応力 p が同時に変化するときの過圧密粘性土の変形特性について考える。

図-5.4.1は、等方応力状態で処女圧縮曲線に沿って点 P (平均有効主応力 p_p)まで等方圧密した後、任意の平均有効主応力 p ($< p_p$)まで等方膨潤して、その点から p 一定でせん断したときの状態経路を $e \sim p \sim q$ 空間で示している。なお、図中で等方膨潤線と限界間げき比線の $e \sim p$ 面への投影との交点を Q (平均有効主応力 p_q)、湿潤側限界間げき比線($p_p \geq p \geq p_q$)を ST 、乾燥側限界間げき比線($p \leq p_q$)を TU としている。いま、 p_p を一定として、過圧密比 n を種々に変えることにより、式(5.3.1)～(5.3.12)は、図-5.4.1の曲面 $PQRUTS$ のような等方膨潤

線と湿潤側および乾燥側限界間げき比線に囲まれた一つの曲面を与る。そして、この曲面上に破線で示した等 e 線が書ける。ここで、この曲面を膨潤状態曲面(曲線 PQR が再圧縮曲線の場合は、再圧縮状態曲面)と定義する。ここで分かるように、このような膨潤状

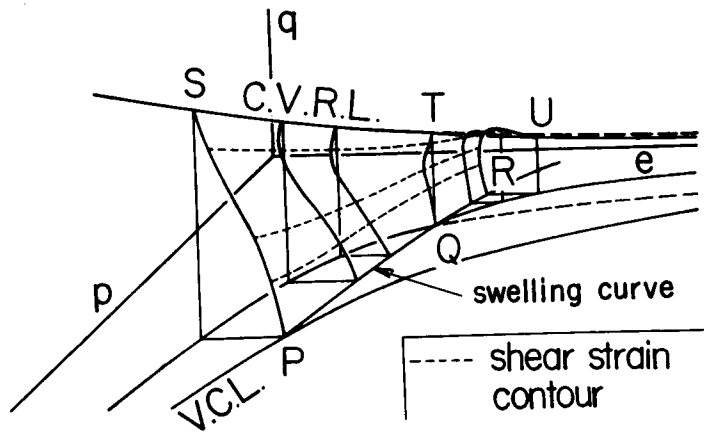


図-5.4.1 膨潤状態曲面

態曲面は、処女圧縮曲線上の p_p に対応して無数に存在し、それらと状態境界曲面との交線が、 p_p に等しい p でせん断したときの $e \sim p \sim q$ 空間での状態経路に一致することは容易に分かる。図-5.4.2は、表-5.3.2のひずみ制御試験より求めた各係数値を用いて計算した再圧縮状態曲面の $\eta \sim e$ 面への投影である。図中には各過圧密比 n での状態経路を示すとともに、等 e 線も示している。

つぎに、等方膨潤線 PQR 上の一点より、 p を変化させながら、 η も増加させるような一般的な応力経路を考える。そして、このような応力経路に沿ったせん断においても、そのときの p がその試料の持つ p_p を越えない限り、その供試体の $e \sim p \sim q$ 空間での状態点は、この p_p に対応した一つの膨潤状態曲面上を移動して、限界間げき比線上に達するとする。すなわち、任意の応力経路に沿ったせん断時の応力比 η は、式(5.3.5)でそのまま計算され、正規圧密試料の場

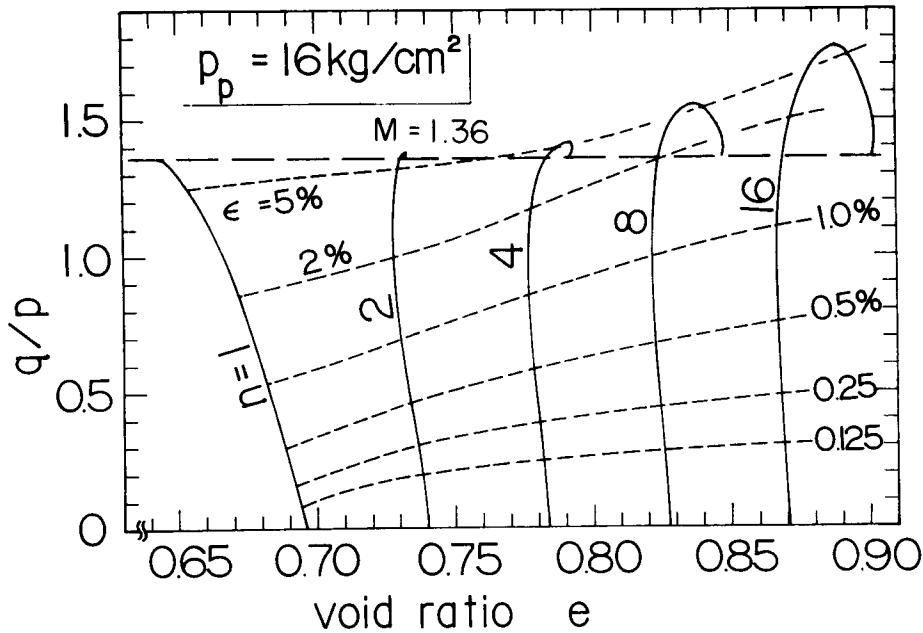


図-5.4.2 $\eta \sim e$ 面上での状態経路

合のように、応力経路の影響を受けないとするものである。また、間げき比は次式より求められるとする。

$$e = e_i - (-\delta e)_{n=n} - \kappa \ln \left(\frac{p}{p_i} \right) \dots \dots \dots (5.4.1)$$

ここに、 e_i 、 p_i はそれぞれせん断開始時の間げき比および平均有効主応力である。また、 $(-\delta e)_{n=n}$ は、式(5.3.6)より計算される間げき比の減少量である。式(5.3.5)、(5.4.1)は ϵ と p または過圧密比 $n (= p_p / p)$ を独立変数とすると、応力比と間げき比は一意的に決定されることを示すものであり、間げき比と偏差ひずみが応力経路によらない状態量であることを示している。

つぎに、異方試料の一般応力経路上でのせん断挙動について調べる。5.3.1および5.3.3において、異方膨潤試料の平均有効主応力一定せん断試験の解析方法とその結果について述べた。この中で、このような異方試料の変形挙動は、等方試料の場合の応力比 η を $(\eta - \eta_i)$ に変え、異方膨潤による係数への影響を考慮に入れることにより、同様に取り扱えることを示した。異方試料の一般応力経路上でのせん断においてもこれと同様の考えに基づき、ここで述べた膨潤状態曲面の概念を導入して解析を行なう。

図-5.4.3(a)、(b)は、それぞれ異方試料の一般応力経路上での状態経路を $e \sim \log p$ 面上お

ここに、 e_i はせん断開始時の点Cでの間げき比であり、 $(-\delta e)_{n=n}, \eta_i$ は式(5.3.20)により示される応力比 η_i からの過圧密比 $n (= p_p / p)$ での p -一定試験より得られる間げき比の減少量である。以上示したように異方試料の一般応力経路上での $\eta \sim \epsilon$ 関係は式(5.3.19)で、間げき比は式(5.4.5)(5.3.20)で表わされる。

ここで述べた過圧密粘性土の変形特性の解析方法と関連して次のような研究が挙げられる。まず、同じ最大圧密圧力を持つ粘性土の等せん断ひずみ線を示したものとして、三軸圧縮試験に関して、Henkel and Sowa (1963), Wroth and Loudon (1967), Balasubramaniam (1975)などの研究がある。また、Parry and Nadarajah (1974)は等方圧密粘土および K_0 -圧密粘土の三軸圧縮と伸張条件下での非排水試験結果に対して、Sketchley and Bransby (1973)は平面ひずみ試験結果について等 ϵ 線を示している。また、龍岡, 石原 (1974)は、多数の状態曲面を用いて、砂の繰り返し応力下での変形挙動を解析している。他方状態境界曲面内から非排水せん断するとき、状態境界曲面上に達すると正規圧密試料と同様の応力経路に移ることは、Mitchell (1972), Parry and Nadarajah (1974)などにより示されている。

5.4.2 等方試料の試験結果

試験は、5.3.2で述べた p -一定試験に対応して、ひずみ制御試験結果と応力制御試験結果の2種類を示す。ここでもひずみ制御試験をシリーズ1、応力制御試験をシリーズ2と称す。はじめに、シリーズ1の試験結果を述べた後、シリーズ2について述べる。

まず、シリーズ1のひずみ制御試験結果について述べる。用いた試料は、5.3.2のシリーズ1に用いたものと同じF試料である。試験は、普通の三軸セルにより三軸圧縮条件下で行なっている。試料はあらかじめ別の中圧三軸セルで最大圧密圧力 $p_p = 1.6 \text{ kg/cm}^2$ まで等方的に予備圧密した試料を用い、ペーパードレーンによる周面排水条件のもとにせん断($\dot{\epsilon}_1 \approx 1.8 \times 10^{-3} \%/\text{min}$)したものである。各試験の概要を表5.4.1に、また、応力経路を図5.4.4に示している。いずれの経路の p も $p_p (= 1.6 \text{ kg/cm}^2)$ より小さいので、せん断中はこの p_p に対応した一つの状態曲面内にあることになる。図5.4.5は、各試験のせん断中の状態経路を $(-\delta e) \sim \log p$ 関係で示している。図中、試験3~7はいずれも p -一定試験の場合と同じ勾配 C_ϵ ($e \sim \ln p$ 図上では $\dot{\epsilon}$)

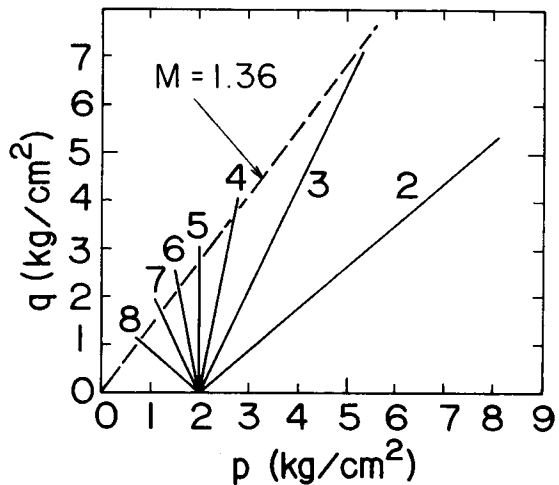


図-5.4.4 応力経路
(シリーズ1)

表-5.4.1 各試験の概要

	Test No.	w_0 %	w_f %	p_p kg/cm ²	$d q_a / d p$	図中の番号
シリーズ1	O I G 1	—	—	1.6	1.31	2
	〃 2	35.37	29.83	1.6	2.12	3
	〃 3	34.97	—	1.6	5.12	4
	O I P 3	35.75	32.65	1.6	∞	5
	O I G 4	35.66	34.12	1.6	-5.12	6
	〃 5	35.67	34.14	1.6	-2.12	7
	〃 6	—	—	1.6	-0.88	8
シリーズ2	N I P 19	45.41	35.96	2	∞	1
	O I G 7	45.27	37.66	2	-2.44	2
	〃 8	45.32	38.30	2	-1.49	3
	〃 9	45.17	37.74	2	-0.90	4
	〃 10	45.87	38.50	2	-0.45	5

を持つ乾燥側限界間げき比線上に達している。なお、試験2, 8はまだ残留状態に達していない(図-5.4.6参照)。図-5.4.6(a), (b)は、各試験の $q, v \sim \varepsilon$ 関係を解析結果とともに示している。図-5.4.6(c)は、同じ結果を $(-\delta e) \sim \eta$ の関係で示している。試験は過圧密状態で p が増加する場合と減少する場合を含んでいる。したがって、式(5.4.1)を用いて行なう間げき比の計算に用いる膨潤指数 κ は、それぞれに対応して再圧縮指数 κ_r と膨潤指数 κ_s を用いる必要がある。図-5.2.1に示したように、この試料では、これらの係数は約4倍異なっており、ここで示した試験結果をすべて κ_r を用いて解析を行なうと v は p の減少する試験では実際と大きく異なる。そこで、 v または $(-\delta e)$ を求める計算では、図-5.4.7を参照して、 p が p_i より増

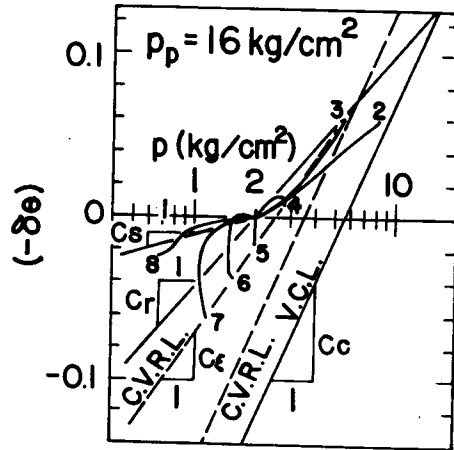


図-5.4.5 $(-\delta e) \sim \log p$ 関係 (シリーズ1)

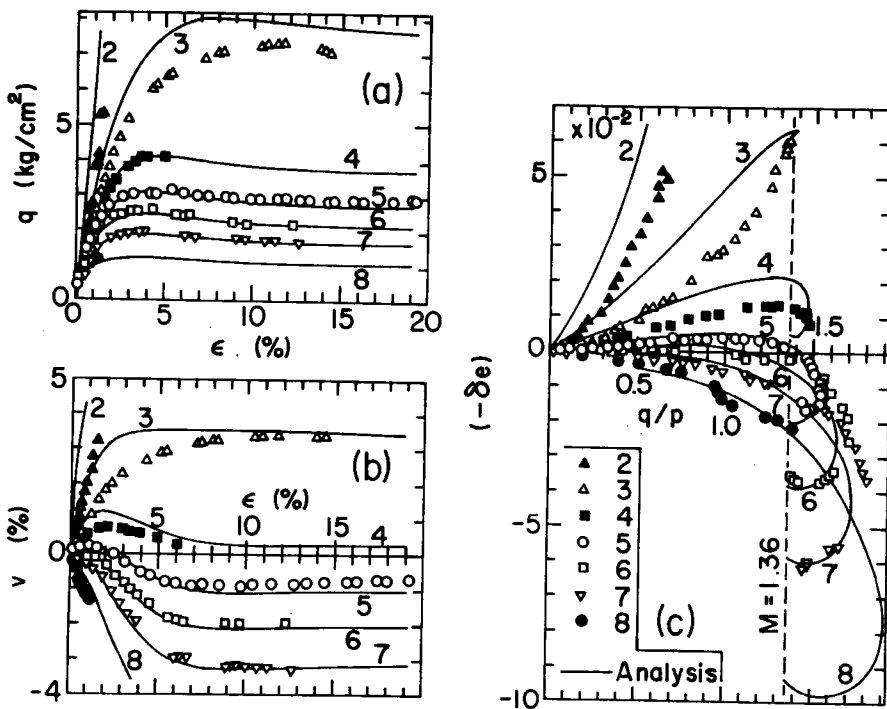


図-5.4.6 試験結果と解析結果の比較 (a) $q \sim \epsilon$ 関係, (b) $v \sim \epsilon$ 関係, (c) $(-\delta e) \sim \eta$ 関係

加するときは, 式(5.3.1), (5.4.1)の κ として κ_r を用いる。 p が減少する場合は, 式(5.4.1)の κ としては κ_s を用い, Δe_f は式(5.3.1)の代わりに次式を用いている。

$$\Delta e_f = \frac{\xi - \kappa_r}{\lambda - \kappa_r} (e_a - \Gamma) + (\kappa_r - \kappa_s) \ln(n_i) - (\xi - \kappa_s) \ln(n) \quad \dots\dots (5.4.6)$$

ここに, $n_i = p_p / p_i$ はせん断開始時の試料の過圧密比である。図-5.4.6(a), (b), (c)の解析に用いた各定数値は, 表-5.3.2に示したものである。これらは等方圧密および膨潤試験と p 一定せん断試験より求められたものである。これらの図より, 試験結果と解析結果はよく合っており, 上に述べた解析の仮定の妥当性が立証されている。

つぎに, シリーズ2の試験結果を示す。各試験の概要は, 表-5.4.1に示す。また, 図-5.4.8に, 各試験の応力経路と試験番号を示している。試験は, 正規圧密試料を三軸セルにセットして $p_p = 2 \text{ kg/cm}^2$ まで等方圧密した後, p を減少させながら応力比を増加させる応力経路に沿うものである。図中の各プロットを1日毎に载荷させながら, 周面排水条件のもとにせん断して

いる。したがって、各試験の状態経路は、この $p_p = 2 \text{ kg/cm}^2$ に対応した一つの膨潤状態曲面内を移動していると考えることができる。図-5.4.9は、ここに示した試験1~5と、5.3.2で示した p 一定試験結果の $\eta \sim (-\delta e)$ 経路を示している。ただし、 $(-\delta e)$ は最大圧密圧力 p_p で等方圧密が終了した時点からの間げき比の減少量を示している。また、各経路には、プロットで偏差ひずみの各値を示している。図より、各プロットは応力履歴に関係なく一つの曲線上にあるとみなせる。図中には、破線で等 ϵ 線の解析結果も同時に示しているが、実験結果によく合っている。なお、解析は表-5.3.2の応力制御試験よりの各係数值を用いて行なっている。この図は、間げき比 e の原点を $p = 2 \text{ kg/cm}^2$, $q = 0 \text{ kg/cm}^2$ の点に平行移動したときの一つの膨潤状態曲面の $e \sim \eta$ 面への投影を示すものであり、せん断ひずみに関する膨潤状態曲面の仮定が妥当であることを示している。図-5.4.10は、同じ試験結果を $\eta, v \sim e$ の関係で示している。解析では前と同様、表-5.3.2の応力制御試験からの各係数值を用いている。試験は残留状態まで行なっていないが両者は良い対応を示している。

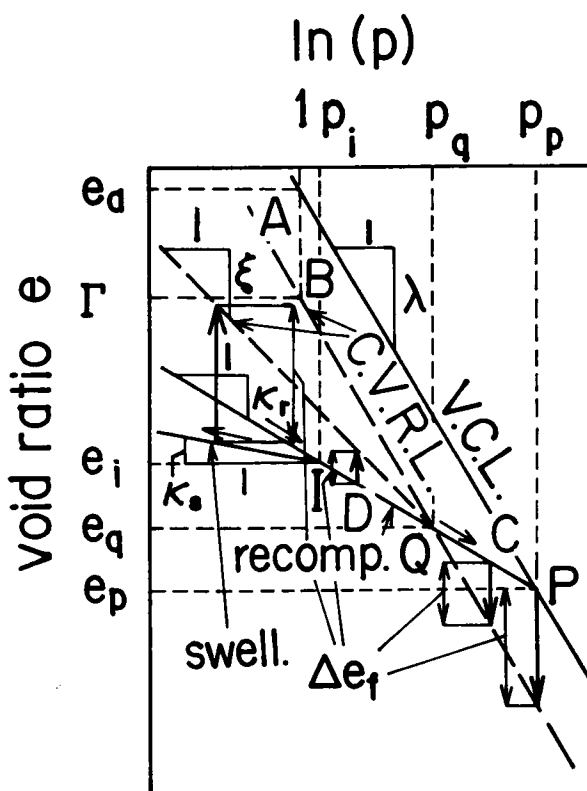


図-5.4.7 $e \sim \log p$ 関係

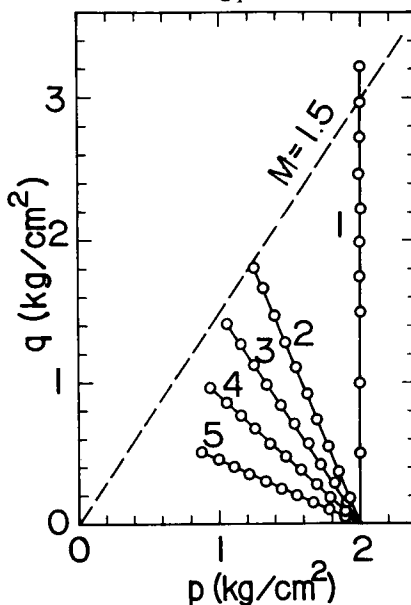


図-5.4.8 応力経路 (シリーズ2)

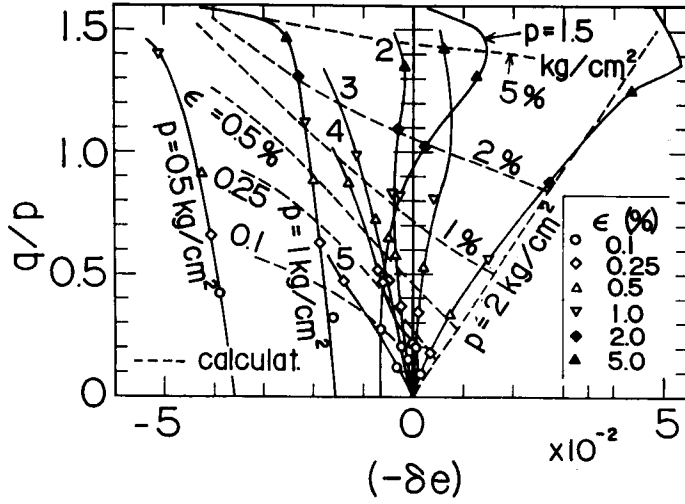


図-5.4.9 $\eta \sim (-\delta e)$ 関係の比較 (シリーズ2)

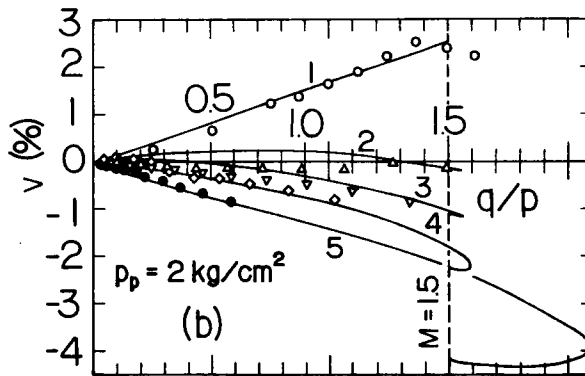
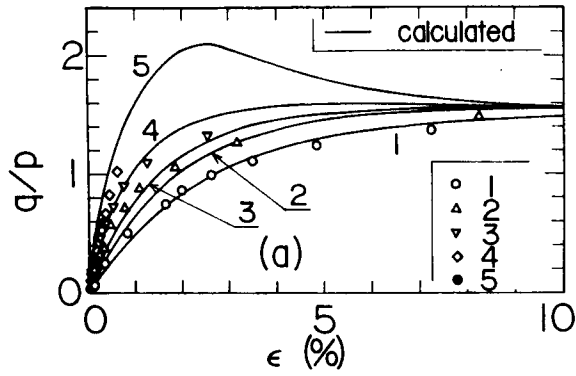


図-5.4.10 試験結果と解析結果の比較 (a) $\eta \sim \epsilon$ 関係, (b) $v \sim \eta$ 関係 (シリーズ2)

5.4.3 異方試料の試験結果

行なった各試験の概要を、表-5.4.2に、また、それらの応力経路を図-5.4.11(a)に示す。図から分かるように、試験は、等方圧密後、 $p (= 2 \text{ kg/cm}^2)$ 一定で初期応力比 $\eta_i = 0.75$ まで3段階に分けてせん断した後、 p を減少させながら、 η を増加させている。図中の各プロットは1日毎に載荷している。なお、図中には、正規圧密試料の $p (= p_p)$ 一定せん断試験の応力経路も示している。ここに示している応力経路では、試料は、異方膨潤を受けていないが、図-5.4.11(b)に示すように、経路BDでのひずみは経路BCと経路CDでのひずみの重ね合わせと考へて解析を行なうことができるので、5.4.1の異方試料について述べた場合の特殊な例と考へることができる。図-5.4.12は、各試験結果および5.4.1で述べた異方試料に関する解析方法を用いて行なった解析結果を同時に示したものである。解析に用いた各係数値は、5.3.3の

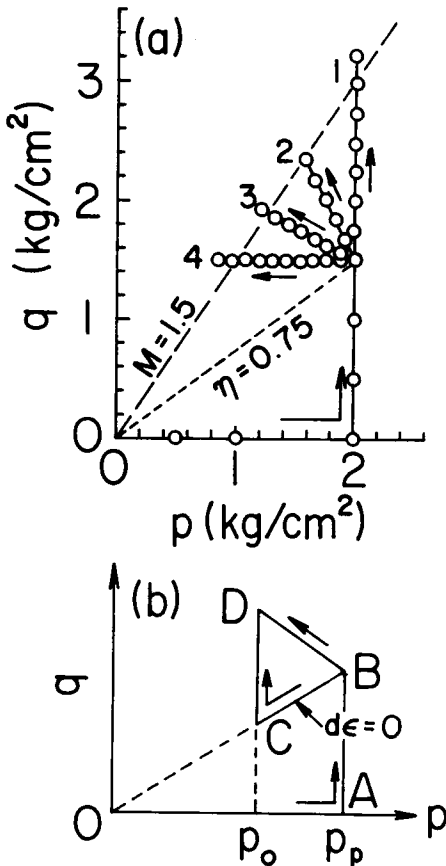


図-5.4.11 応力経路と解析に用いる仮定 (a)応力経路, (b) $q \sim p$ 経路

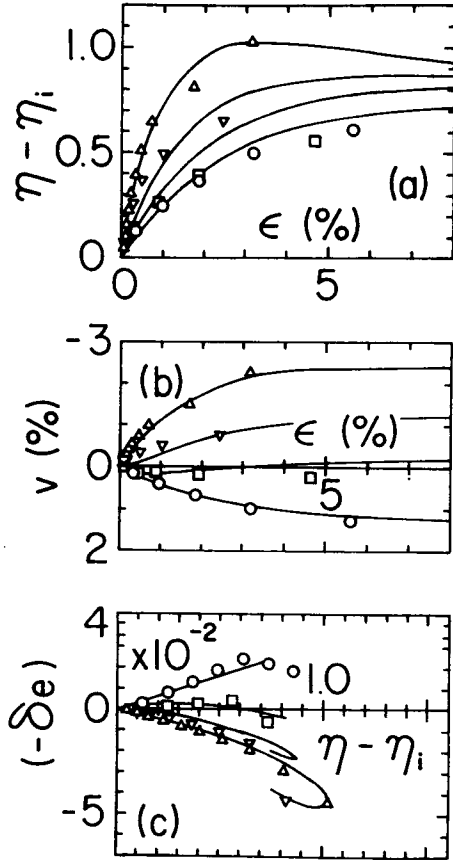


図-5.4.12 試験結果と解析結果の比較 (a) $(\eta - \eta_i) \sim \epsilon$ 関係, (b) $v \sim \epsilon$ 関係, (c) $(-\delta e) \sim (\eta - \eta_i)$ 関係

表-5.4.2 各試験の概要 (異方圧密試料)

Test No	w_0 (%)	w_f (%)	p_p (kg/cm ²)	dq/dp	図中の番号
NIP9	45.41	35.96	2	∞	1
OAG 1	45.74	36.93	2	-5.57	2
〃 2	46.17	38.97	2	-2.45	3
〃 3	44.84	38.31	2	-1.30	4

異方試料の p 一定試験で用いたものと同じである。これらの図より解析結果は試験結果に非常によく合っており、異方試料についての膨潤状態曲面の仮定の妥当性が立証されている。

5.4.4 非排水せん断試験結果と Hvorslev の強度パラメーター

非排水試験に用いた試料は、5.3.2および5.4.2で用いたものと同じで、あらかじめ別の中圧三軸セルで $p_p = 16 \text{ kg/cm}^2$ まで等方的に予備圧密したものである。これを三軸セルにセットし直して、所定の平均有効主応力まで等方圧密する。その後、非排水状態にして、 1.5 kg/cm^2 のバックプレッシャーをかけて約1時間放置後、側圧一定で非排水せん断 ($\dot{\epsilon}_1 \approx 0.8 \times 10^{-2} \%/\text{min}$) している。

図-5.4.13(a), (b)に試験結果と解析結果を示している。解析では、式(5.4.1)において、 $e = e_i$ の条件から

$$(-\delta e) + \kappa_r \ln \left(\frac{p}{p_i} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (5.4.7)$$

として、式(5.3.1)~(5.3.12)を用いて解いた。解析に用いた各係数値は、表-5.3.2のひずみ制御試験からのものを用いている。図-5.4.13(b)の各試験の平均有効応力経路において、試験中の平均有効主応力 p は、初めわずかに減少した後、増加して残留状態に至っている。すなわち、式(5.4.7)の第2項の圧密項に関しては、膨潤過程と再圧縮過程が起っており、式(5.4.7)の κ もそれぞれに対応した値を使う必要がある。しかし、図から分かるように p の減少量は小さいことから計算の複雑さを避けるために、ここでは、式(5.4.7)に示したように、全せん断過程にわたって、再圧縮指数 κ_r を使用している。図-5.4.13(b)から分かるように、試験中の平均有効主応力 p は、最大圧密圧力 $p_p (= 16 \text{ kg/cm}^2)$ よりも常に小さいので、これらの試験の状態経路は、この p_p に対応した一つの再圧縮状態曲面上を移動していることになる。解析結果と試験結果に若干の差異は見られるが、妥当な対応を示していると考えられる。

つぎに、ひずみ制御試験からの各係数値を用いて計算した Hvorslev のパラメーターについて

て述べる。図-5.2.14 (b) は、同図(a)に示したように、 p_p を種々に変え、間げき比が同じになるようにして、非排水条件のもとに計算した有効応力経路を示している。解析に用いた各係数値は、表-5.3.2のひずみ制御試験からのものを用い、膨潤指数 κ としては簡単のためすべて κ_r を用いている。図において、有効応力経路のピークを連ねる点は、近似的に直線上に乗っており、この直線の切片 c_e 、勾配 ϕ_e が求まる。また、理論の仮定上、残留時の点は、原点を通る直線上にある。図-5.4.14に示したように、ここで用いた間げき比に対する等価圧密圧力を σ_{Ne} とする。等価圧密圧力を種々に変えた場合に得られる各応力経路は、図-5.4.14 (b)の各応力経路に相似になる。したがって、

$$c_e = \kappa_e \cdot \sigma_{Ne} \dots \dots (5.4.8)$$

とおくと、Hvorslev の定義した強度パラメーター κ_e 、 ϕ_e が得られ、これらは過圧密比、等価圧密圧力に無関係な定数となる。

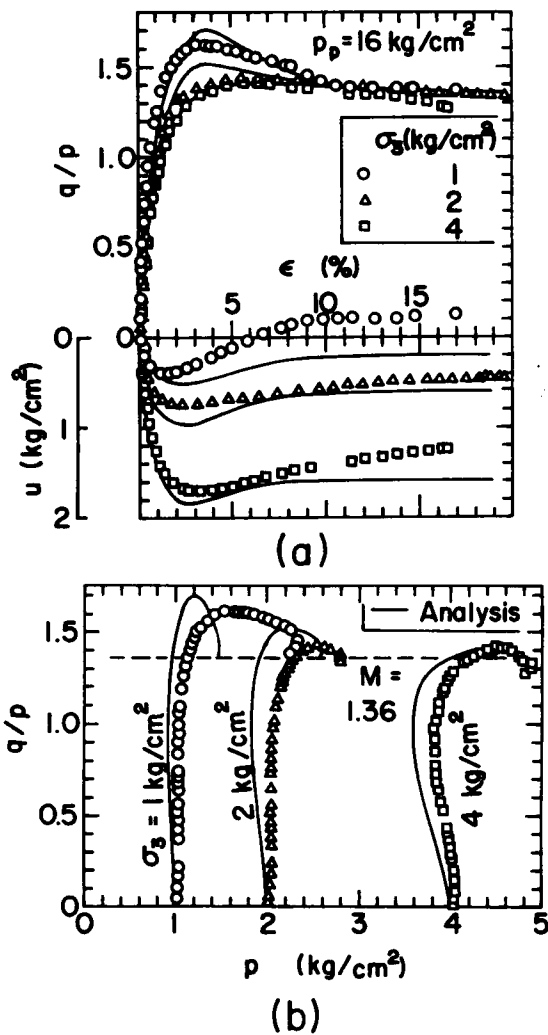


図-5.4.13 非排水せん断試験結果の比較
(a) η , $u \sim \epsilon$ 関係 (b) $\eta \sim p$ 関係

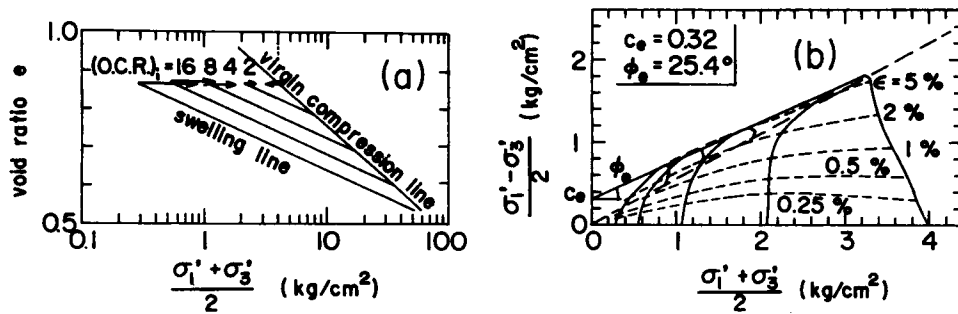


図-5.4.14 Hvorslev の強度定数の決定 (a) $e \sim \log \left\{ (\sigma_1' + \sigma_3') / 2 \right\}$ 関係, (b) $(\sigma_1' - \sigma_3') / 2 \sim (\sigma_1' + \sigma_3') / 2$ 関係 (解析結果)

5.5 三軸伸張条件下での変形特性

5.5.1 解析方法

松岡, 中井 (1974) は, 砂および正規圧密粘土の三軸圧縮, 伸張, 平面ひずみ試験などの一般的な応力条件下での変形を説明するために, 空間滑動面 (SMP) の概念を導入した。この概念を用いることにより, 摩擦性材料である砂, 粘土などの変形, 強度特性がよく説明されている。ここでは, この概念を拡張して, 過圧密粘性土の変形, 強度特性の説明を試みる。

図-5.5.1は一般応力状態下でのMohrの応力円を示している。いま, (τ, σ') 図上で σ' 軸上の $\sigma' = -\sigma_0$ より (σ_i', σ_j') ($\sigma_i' \geq \sigma_j'$) の各応力円に接線を引き, この接線が σ' 軸となす角を $\phi_{m o i j}$ とすると, 松岡らと同様に, して,

$$\tan \left(45^\circ + \frac{\phi_{m o i j}}{2} \right) = \sqrt{\frac{1 + \sin \phi_{m o i j}}{1 - \sin \phi_{m o i j}}} = \sqrt{\frac{\sigma_i' + \sigma_0}{\sigma_j' + \sigma_0}}$$

したがって, いま, 図-5.5.1(b)に示したように, 各軸を $\sqrt{\sigma_i' + \sigma_0}$ ($i = 1, 2, 3$) で切るような平面を考えると, これは, 図-5.5.1(a)において原点を $(-\sigma_0)$ だけ σ' 軸に沿って平行移動したときの空間滑動面となる。いま, これを中間 (Intermediate) 空間滑動面 (ISMP) と称す。中間という意味は後に説明する。この中間空間滑動面の法線方向余弦を (a_1, a_2, a_3) とすると,

$$a_1 = \sqrt{\frac{I_3 + \sigma_0 I_2 + \sigma_0^2 I_1 + \sigma_0^3}{I_2 + 2\sigma_0 I_1 + 3\sigma_0^2} \cdot \frac{1}{\sigma_1' + \sigma_0}}$$

$$a_2 = \sqrt{\frac{I_3 + \sigma_0 I_2 + \sigma_0^2 I_1 + \sigma_0^3}{I_2 + 2\sigma_0 I_1 + 3\sigma_0^2}} \frac{1}{\sigma_2' + \sigma_0}$$

$$a_3 = \sqrt{\frac{\quad}{\quad}} \frac{1}{\sigma_3' + \sigma_0}$$

ここに、 I_1, I_2, I_3 は有効応力の第1次、第2次、第3次不変量で、有効主応力で表わすと、

$$I_1 = \sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3'$$

$$I_2 = \sigma_1'\sigma_2' + \sigma_2'\sigma_3' + \sigma_3'\sigma_1'$$

$$I_3 = \sigma_1'\sigma_2'\sigma_3'$$

ISMP上の有効垂直応力 σ_N' 、せん断応力 τ は次のように表わされる。

$$\sigma_N' = \frac{3I_3 + 2\sigma_0 I_2 + \sigma_0^2 I_1}{I_2 + 2\sigma_0 I_1 + 3\sigma_0^2} \dots (5.5.1)$$

$$\tau^2 = \frac{(I_3 + \sigma_0 I_2 + \sigma_0^2 I_1 + \sigma_0^3) \{ 2\sigma_0 (I_1^2 - 3I_2) + I_1 I_2 - 9I_3 \}}{(I_2 + 2\sigma_0 I_1 + 3\sigma_0^2)^2} \dots (5.5.2)$$

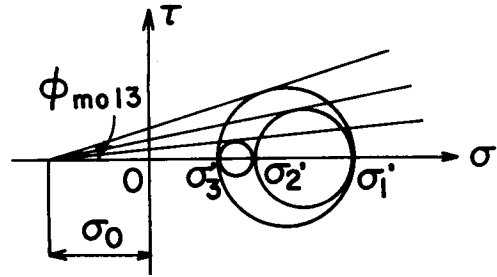
したがって、

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_N'}\right)^2 = \frac{(I_3 + \sigma_0 I_2 + \sigma_0^2 I_1 + \sigma_0^3)}{(3I_3 + 2\sigma_0 I_2 + \sigma_0^2 I_1)^2}$$

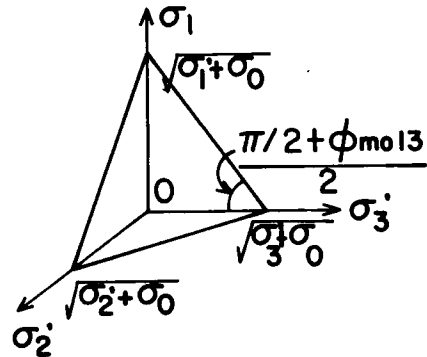
$$\frac{\{ 2\sigma_0 (I_1^2 - 3I_2) + I_1 I_2 - 9I_3 \}}{\dots} \dots (5.5.3)$$

また、ここでは、三軸圧縮と三軸伸張を考えるので、主応力軸と主ひずみ軸は常に一致している。このとき、この面上の垂直ひずみ ϵ_N 、せん断ひずみ $\gamma/2$ は、

$$\epsilon_N = \frac{(\sigma_2' + \sigma_0)(\sigma_3' + \sigma_0)\epsilon_1 + (\sigma_3' + \sigma_0)(\sigma_1' + \sigma_0)\epsilon_2 + (\sigma_1' + \sigma_0)(\sigma_2' + \sigma_0)\epsilon_3}{I_2 + 2\sigma_0 I_1 + 3\sigma_0^2} \dots (5.5.4)$$



(a) Mohr's stress diagram



(b) Intermediate spatial mobilized plane (ISMP)

図-5.5.1 過圧密粘性土の強度特性 (a)モールの応力円, (b)中間空間滑動面

$$\left(\frac{r}{2}\right)^2 = \left(\frac{I_3 + \sigma_0 I_2 + \sigma_0^2 I_1 + \sigma_0^3}{I_2 + 2\sigma_0 I_1 + 3\sigma_0^2}\right)^2 \left\{ \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2}{(\sigma_1' + \sigma_0)(\sigma_2' + \sigma_0)} + \frac{(\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2}{(\sigma_2' + \sigma_0)(\sigma_3' + \sigma_0)} \right. \\ \left. + \frac{(\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}{(\sigma_3' + \sigma_0)(\sigma_1' + \sigma_0)} \right\} \dots\dots\dots (5.5.5)$$

これらの各式において、 $\sigma_0 = 0$ とすると当然のことながら、I SMPは松岡らのSMPと一致するので、各有効応力、ひずみも、SMP上のものと一致する。また、 $\sigma_0 \rightarrow \infty$ とすると、I SMPは、正八面体面と平行な面となり、各有効応力、ひずみは正八面体面上の応力、ひずみと一致する。すなわち、I SMPは、 σ_0 の値を変えることにより、SMPと正八面体面上の応力、ひずみの中間の値を表わすことができる。この意味において、ここでこの面を中間空間滑動面と名づけた。

つぎに、I SMPの概念を三軸圧縮と三軸伸張の場合に限って用いる。

三軸圧縮では、

$$\frac{\tau}{\sigma_{N'}} = \frac{\eta \sqrt{2(N-\eta)(N+2\eta)}}{3N + 3\eta - 2\eta^2} \dots\dots\dots (5.5.6)$$

$$\varepsilon_N = \frac{(N-\eta)\varepsilon_1 + 2(N+2\eta)\varepsilon_3}{3(N+\eta)} \dots\dots\dots (5.5.7)$$

$$\frac{r}{2} = \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{\sqrt{(N-\eta)(N+2\eta)}}{N+\eta} (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \dots\dots\dots (5.5.8)$$

三軸伸張では、

$$\frac{\tau}{\sigma_{N'}} = \frac{\eta \sqrt{2(N+\eta)(N-2\eta)}}{3N - 3\eta - 2\eta^2} \dots\dots\dots (5.5.9)$$

$$\varepsilon_N = \frac{2(N-2\eta)\varepsilon_1 + (N+\eta)\varepsilon_3}{3(N-\eta)} \dots\dots\dots (5.5.10)$$

$$\frac{r}{2} = \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{\sqrt{(N+\eta)(N-2\eta)}}{N-\eta} (\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \dots\dots\dots (5.5.11)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned}
 N &= 3 \left(1 + \frac{\sigma_0}{p} \right) \\
 \eta &= \frac{q}{p}, \quad q = \sigma_1 - \sigma_3 \\
 p &= \begin{cases} \frac{1}{3} (\sigma_1' + 2\sigma_3') & \text{(三軸圧縮)} \\ \frac{1}{3} (2\sigma_1' + \sigma_3') & \text{(三軸伸張)} \end{cases}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.5.12)$$

ただし、 σ_1' 、 σ_3' はそれぞれ最大、最小有効主応力である。

いま、ここで、三軸圧縮と三軸伸張において同じ $\tau / \sigma_{N'}$ のときは、同じ ϵ_N および $\tau / 2$ を持つと仮定する。このような仮定を置くことにより、三軸圧縮下で求められた応力～ひずみ関係から三軸伸張下での応力～ひずみ関係を求めることができる。すなわち、いま、三軸圧縮、伸張の場合の各値にそれぞれサフィックス C 、 E を用いて表わす。このとき、式(5.5.6)～(5.5.11)を用いて、

$$\frac{\epsilon_C}{\epsilon_E} = 2 \cdot \frac{N + \eta_C}{\sqrt{(N + 2\eta_C)(N - \eta_C)}} \cdot \frac{\sqrt{(N - 2\eta_E)(N + \eta_E)}}{N - \eta_E} \dots\dots\dots (5.5.13)$$

$$v_E = v_C - \frac{3}{N + \eta_C} \left\{ \eta_C - \frac{\eta_E \sqrt{(N + 2\eta_C)(N - \eta_C)}}{\sqrt{(N - 2\eta_E)(N + \eta_E)}} \right\} \epsilon_C \dots\dots\dots (5.5.14)$$

三軸圧縮条件下で η_C 、 $v_C \sim \epsilon_C$ の関係が求まっているから、上式により ϵ_E 、 v_E は、 ϵ_C 、 v_C 、 η_C 、 η_E より変換される。 η_C と η_E の関係は、式(5.5.6)と式(5.5.9)を等しくおくことにより求めることができる。

5.5.2 平均主応力一定試験結果

行なった各試験の概要を表5.5.1に示している。図5.5.2 (a)～(d)は、同じ過圧密比の三軸圧縮試験結果と三軸伸張試験結果の比較を示している。用いた試料およびその作成方法は5.3.2に示したものと同一である。また、試験方法は、三軸圧縮の場合は、5.3.2で述べたものと同じであり、三軸伸張の場合も同じ軸ひずみ速度で、周面排水条件のもとに行なっている。なお、図中のパラメーター $\eta (= q/p)$ は式(5.5.12)で示したものであり、偏差ひずみ ϵ は、三軸圧縮、伸張とも最大主応力方向のもの($= \epsilon_1 - \frac{1}{3} v$)を用いている。これらの図から分かるように、 η のピーク値は、いずれも過圧密比が増加するとともに増加している。また、三軸圧縮の場合が伸張の場合より大きくなっている。また、 η は三軸圧縮の場合より伸張の場合が、ピークに達した後急激に減少している。特に、図(a)の正規圧密の場合も三軸伸張試験ではかなり減

表-5.5.1 平均主応力一定試験の概要

Test No.	w_0 %	w_f %	p_p kg/cm ²	p kg/cm ²	O.C.R (n)	図中の番号	備考
NIP 34	44.78	35.87	2	2	1		三軸圧縮
OIP 9	36.80	32.22	16	4	4		〃
OIP 3	35.75	32.65	16	2	8		〃
OIP 10	35.49	34.65	16	1	16		〃
NIP 35	44.65	37.36	2	2	1		三軸伸張
OIP 11	35.56	30.58	16	4	4	3	〃
OIP 12	35.02	32.45	16	2	8	2	〃
OIP 13	35.65	33.84	16	1	16	1	〃

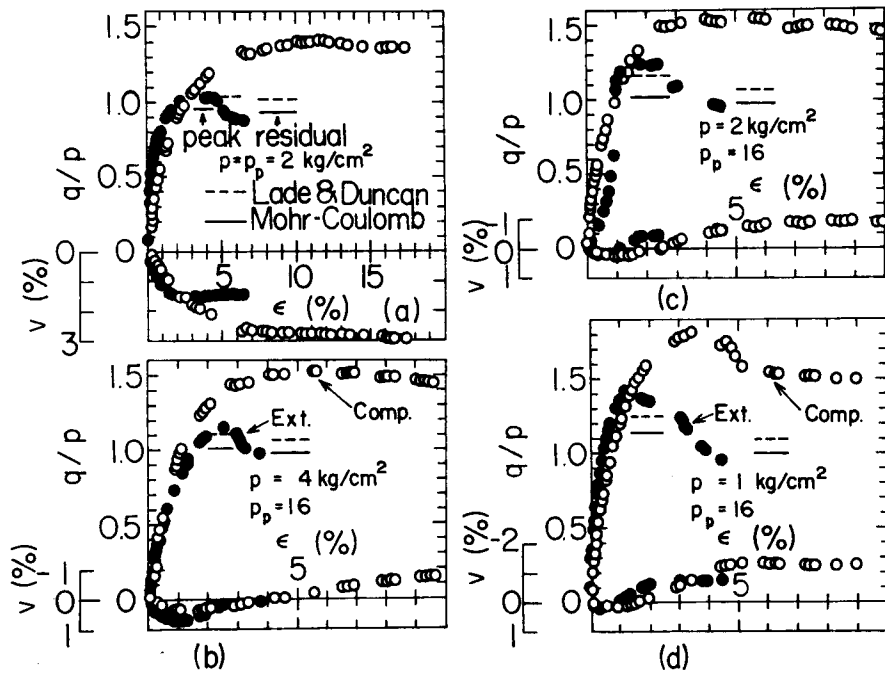


図-5.5.2 p一定下での三軸圧縮と伸張試験結果の比較

少している。三軸伸張試験では、 ϵ が5%を越えると供試体には局部的なくびれ(necking)が発生し、もはや一様な変形とみなすことができなくなる。三軸圧縮の場合も $\epsilon > 5\%$ では、供試体は不均一な変形になるが、三軸伸張の場合はその影響はより大きいと思われる。したがって、

円柱供試体を用いた試験により三軸伸張条件下の大変形時の挙動を議論するにはかなりの無理がある。図-5.5.2 (a)~(d) 中には、実線および破線でMohr-CoulombおよびLade and Duncan (1975) の基準を用いたときの、三軸圧縮試験結果の η のピーク値および残留値に対応する三軸伸張下での η の値を示している。ただし、Mohr-Coulombの基準の場合には、両者の応力比の間には次の関係がある。

$$\eta_E = \frac{3\eta_C}{\eta_C + 3} \dots\dots\dots (5.5.15)$$

Lade and Duncan (1975) の基準によれば次の関係がある。

$$(2\eta_C + 3)(3 - \eta_C)^2 = (3 - 2\eta_E)(\eta_E + 3)^2 \dots\dots\dots (5.5.16)$$

図-5.5.2 から分かるように、Mohr-Coulomb の基準では、三軸圧縮と伸張の残留時の η 値はよく合っているが、ピーク時はあまり合わず、特に過圧密比が増加するに従いがい、その差異は増大する。一方、Ladeらの基準では残留時は合っていない。また、正規圧密および過圧密比の小さい試料のピーク値をよく説明する。これは、Ladeらの基準が三軸伸張状態で三軸圧縮状態よりわずかに大きい内部摩擦角 ϕ を与えるためである。しかし、この基準では、過圧密比が増加するに従いがい合わなくなる。ここでは、残留時については、三軸伸張供試体の不均一変形のため、議論はあまり行わず、ピーク時に着目する。両試験の η のピーク値は、これらの図より正規圧密状態ではMohr-Coulombの破壊基準(三軸圧縮と伸張状態に限れば、松岡、中井(1974)の基準とも一致)に近く、過圧密比が増加するに従いがい、次第にこれを離れて、拡張されたvon Misesの基準、

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_N}\right)_{\text{oct}} = \frac{\sqrt{2}}{3} \frac{q}{p} = \text{一定} \dots\dots\dots (5.5.17)$$

に近づいて行くと見ることができる。これは、ゆるい砂の内部摩擦角 ϕ' は、三軸圧縮と伸張下でほとんど同じであるが、初期間げき率の減少とともに、三軸伸張下の ϕ' が三軸圧縮下の ϕ' よりも次第に大きくなっていく(Barden and Khayatt, 1966, Thurairajah and Sithamparaphillai, 1971, Reades and Green, 1976)ことと同様の傾向である。いま、ここに示した過圧密比による破壊基準の変化を考慮するために、5.5.1で導入した中間空間滑動面(I SMP)の概念を用いる。これによれば、過圧密比の変化による破壊基準の変化は、図-5.5.1の σ_0 。または式(5.5.12)の N の変化とみなすことができる。いま、同じ過圧密比での三軸圧縮と伸張試験結果からそれぞれのピーク時の応力比 η_C, η_E を求め、これを用いて式(5.5.6)および式(5.5.9)より計算される τ/σ'_N が両者で一致するように N を決定することができる。図-5.5.3は、このようにして図-5.5.2の各試験の η のピーク値より求めた N の値を過圧密比 n に対してプロットしたものである。図において、 $n=1$ のとき $N=$

3であれば $\sigma_0=0$ となり、松岡、中井の基準またはMohr-Coulombの基準になる。しかし、実際には $N>3$ となっており、三軸伸張下での内部摩擦角 ϕ_{dE} が三軸圧縮下のそれ ϕ_{dC} より大きいことを示している。図より、

$$N = 3 \{ N_0 + N_s (n - 1) \} \dots (4.3.18)$$

とする。ここに、 N_0 、 N_s は定数であり、 n は過圧密比である。このとき、式(5.5.12)の第一式は次のように書ける。

$$\frac{\sigma_0}{p} = N_0 - 1 + N_s (n - 1) \dots (5.5.19)$$

ここで、Henkel(1959)の試験結果からの N と n の関係を示す。Henkel(1959)は、繰り返しWeald粘土を用いて、過圧密比の種々に異なる試料による三軸圧縮および伸張試験を行なっている。図-5.5.4は、Henkel(1959)の図-5、6より求めた内部摩擦角 ϕ 、破壊時の応力比 M およびここに示した N と過圧密比 n の関係を示している。同図(a)、(b)より、 $n=1$ の正規圧密状態では、三軸圧縮と伸張下での ϕ はほぼ等しくMohr-Coulombの破壊条件を満足している。 n が増加するに従って ϕ および M は増加しているが、 $\phi_C < \phi_E$ 、 $M_C > M_E$ となっている。同図(c)は、これらのデータより、図-5.5.3で求めたと同様にして求めた N と n の関係である。図から分かるように、 $n=1$ で、 $N \approx 3$ となっており、 n の増加とともに初め増加するが、 n がある値以上になるとほぼ一定またはわずかに減少する傾向が見られる。

つぎに、図-5.5.5(a)、(b)は、それぞれ正規圧密と過圧密試料についての試験結果(図-5.5.2)を $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ 図上にプロットしている。同じ過圧密比の三軸圧縮および伸張試験結果の各プロットを結ぶ直線は $(0, -\sigma_0)$ を通る。ただし、 σ_0 は式(5.5.19)より計算されるものである。この図より、過圧密比が増大して σ_0/p が大きくなると両試験で同じ過圧密比の点を結ぶ直線(破線)は σ 軸に平行に近づき、拡

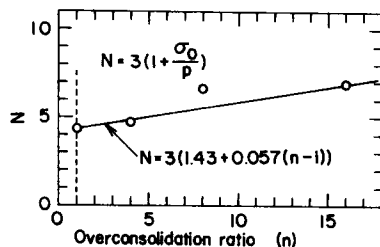


図-5.5.3 係数 N と過圧密比の関係

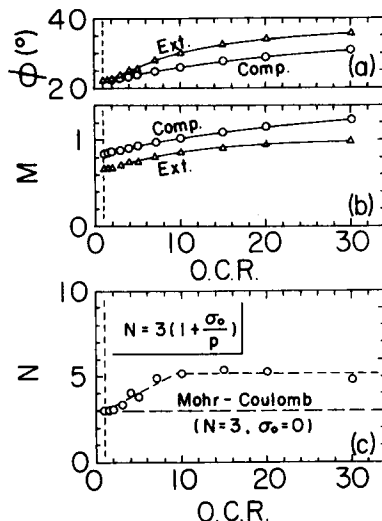


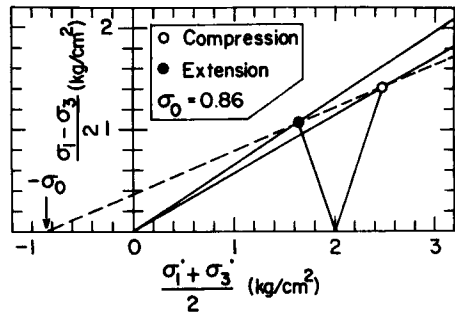
図-5.5.4 強度パラメーターと過圧密比の関係、(a) $\phi \sim n$ 関係、(b) $M \sim n$ 関係、(c) $N \sim n$ 関係(Henkel(1959)より)

張された von Mises の基準に近づいていくことが分かる。また、三軸圧縮試験の各ピーク値のプロットまたは三軸伸張試験の同様の各プロットは一直線上にある。これらは、三軸圧縮と伸張試験の $p_p = 1.6 \text{ kg/cm}^2$ に対する破壊包絡線とみなすことができる。このように $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ 図上で過圧密粘土の破壊包絡線が両試験で異なることは Amerasinghe and Parry (1975) によっても示されている。

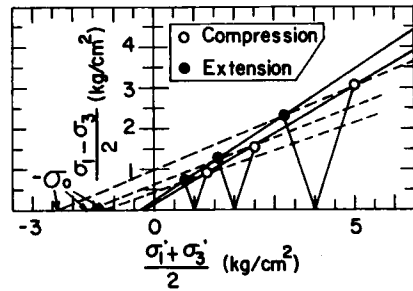
図-5.5.6 は、5.3 節で求めた三軸圧縮条件下での応力～ひずみ関係をもとにして、式(5.5.6)～(5.5.12)の関係を用いて解析した有効応力経路とそのピーク値を示している。この図より、各過圧密比に対応した三軸圧縮と伸張試験のピーク値を結ぶ破線は、それぞれに対応した $(0, -\sigma_0)$ 上を通っていることが分かる。また、上で述べたように、各過圧密比の三軸圧縮または伸張試験のピーク値は、それぞれ一直線上にあり、この2本の直線は $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ 軸の同じ点で交わることが分かる。図-5.

5.5 (b) に示した2本の破壊包絡線は、 $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ 軸上の同じ点で交わっていない。しかし、その差異は小さく、解析結果と同様一点で交わるとみなしてもよい。図-5.5.6 で、この2本の破壊包絡線が $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ 軸と交わる点での

$(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ の値を $(-\sigma_b)$ とすると、この σ_b は過圧密粘性土の見かけの粒子間結合力とみなすことができる。図から類推されるように、この σ_b の値は最大圧密圧力 p_p に対応して与



(a) N.C. clay



(b) O.C. clay

図-5.5.5 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ 関係 (a) 正規圧密試料, (b) 過圧密試料 (試験結果)

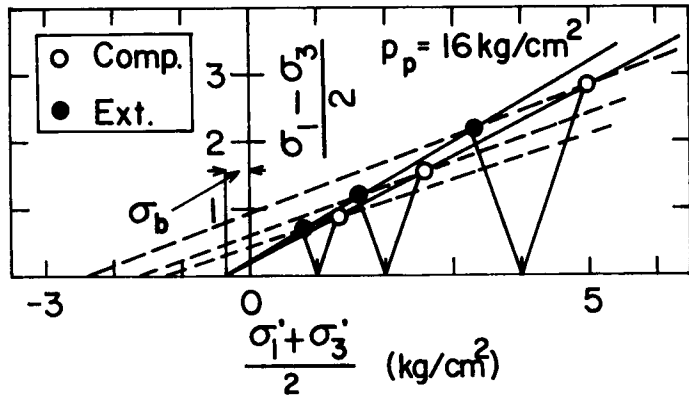


図-5.5.6 $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ 関係 (解析結果)

えられるものであり、この p_p で圧密される時に形成されると考えることができる。 σ_b は最大圧密圧力 p_p の増加とともに増加する。

図-5.5.7 は、5.3 節で求めた三軸圧縮下での応力～ひずみ関係と 5.5.1 で求めた諸関係を用いて計算した三軸圧縮下と伸張下での p 一定応力経路に沿ってせん断したときの応力～ひずみ関係の解析結果である。解析に用いた各係数値は、5.3 節のひずみ制御試験結果より求められた各値 (表-5.3.2) に加えて、図-5.5.3 に示したように、

$$N_0 = 1.43, \quad N_s = 0.057$$

を用いている。図において、三軸伸張下での各過圧密比での η のピーク値は、対応する三軸圧縮下での解析結果 (破線) に比べ小さく なっており、また、ピーク以後、 η は急速に減少して残留状態に達している。これらは、図-5.5.2 に示した試験結果の傾向をよく示している。しかし、三軸伸張下での各計算曲線の残留時の η は一定値に達してなく、過圧密比の増大とともに増加している。これは、ここで用いた I SMP による破壊基準が、過圧密比の増大とともに松岡、中井の基準から拡張された von Mises の基準に変化する という性質を持っており、これが残留時の応力比に対しても示されているものである。つぎに、 $v \sim \epsilon$ 関係でも三軸伸張の方が急激に残留状態に達している。また、同じ過圧密比を持つ試料の残留時の体積ひずみは、両者で一致している。ここに示した解析結果を 図-5.5.2 (b)～(d) の試験結果と比較すると、 $\eta \sim \epsilon$ 関係では残留時を除いてよく合っている。また、 $v \sim \epsilon$ 関係では試験結果が解析結果よりも残留時の膨潤量は小さい。図-5.5.8 は、せん断開始時からの間げき比の減少量

($-\delta e$) と η の関係の試験結果と解析結果の比較である。両者は三軸圧縮の場合と同様、はじめ圧縮した後膨潤し、最終的にわずかに圧縮して破壊に至っている。試験結果と解析結果は同じ

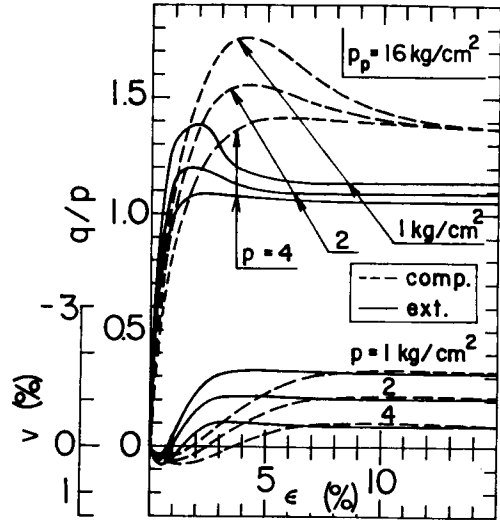


図-5.5.7 p 一定下での三軸圧縮と伸張せん断試験での $\eta, v \sim \epsilon$ 関係の比較 (解析結果)

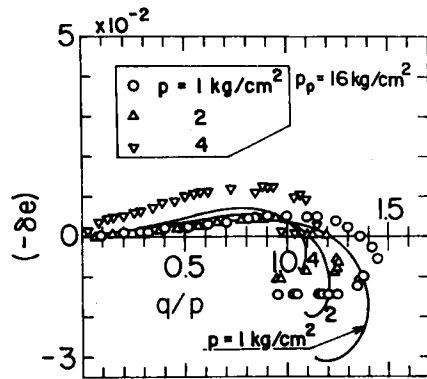


図-5.5.8 ($-\delta e$)～ η 関係の試験結果と解析結果の比較

傾向を示しているが、残留時において試験結果は解析結果程十分に膨潤していないようである。

5.5.3 一般応力経路上での変形特性

各試験の概要を表-5.5.2に、また、応力経路を図-5.5.9に示している。同図中には、5.5.2に示した p 一定試験の応力経路も同時に示している。試験に用いた試料は、5.5.2で用いたものと同じであり、試験も5.5.2の各試験と同じ軸ひずみ速度により、排水条件のもとに行なっている。図-5.5.9(b)には、図-5.5.5(b)に示した $(0, -\sigma_0)$ を通り、三軸圧縮と伸張試験の $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ の場合の p 一定試験のピーク値を結ぶ直線、および両試験の破壊包絡線も同時に示している。図において、一般応力経路上の試験でも $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ が減少する試験では p

表-5.5.2 一般応力経路上での各試験の概要

Test No.	w_0 %	w_f %	p_p kg/cm^2	dq/dp	図中の番号
OIG 11	34.70	33.05	1.6	-0.75	4
〃 12	34.26	33.21	1.6	-3.00	5
〃 13	34.87	32.26	1.6	3.00	6
〃 14	35.82	31.59	1.6	1.50	7
〃 15	36.48	32.04	1.6	0.60	8

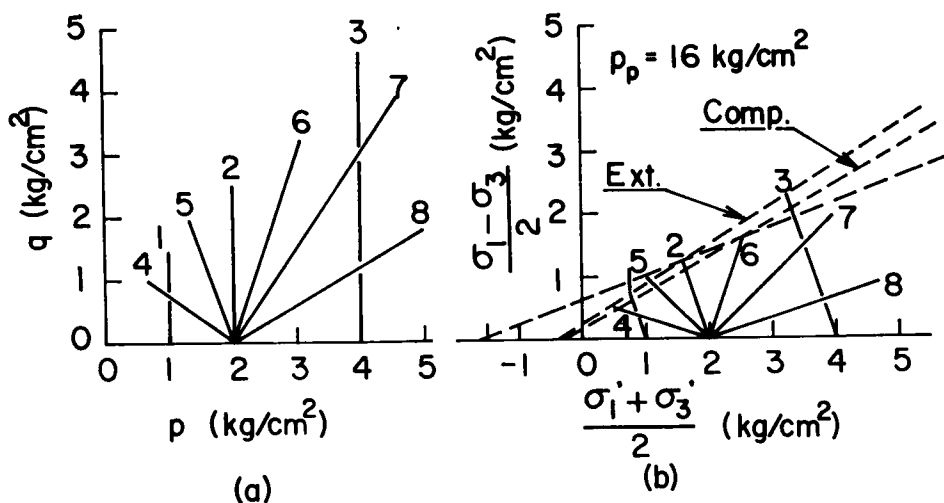


図-5.5.9 三軸伸張試験の応力経路 (a) $q \sim p$ 関係,
(b) $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ 関係

一定試験からの三軸伸張に対する破壊包絡線上に達しており、一般応力経路上の試験においても、この破線が破壊包絡線になると考えられる。なお、 $(\sigma_1' + \sigma_3')/2$ が増加する場合の試験7, 8 (OIG14, 15)ではまだピークに達していない(図-5.5.12参照)。図-5.5.10は、5.3節に示した三軸圧縮下での p 一定せん断試験および一般応力経路上での試験の有効応力経路を $(\sigma_1 - \sigma_3)/2 \sim (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ 図上で示している。同図には、三軸伸張の場合と同様にして $(0, -\sigma_0)$ を通って $p (= 2 \text{ kg/cm}^2)$ 一定下での両試験のピークを結ぶ直線および2本の破壊包絡線を示している。図より、一般応力経路上の大部分の試験の応力経路も三軸圧縮に対する破壊包絡線上に達しており、三軸伸張の場合と同様この直線が一般応力経路上の試験に対する破壊包絡線になることが分かる。

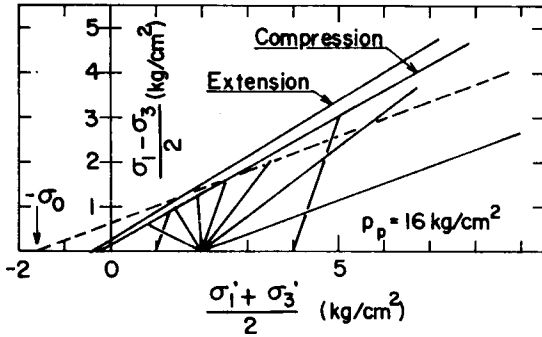
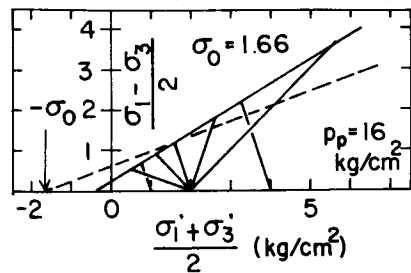


図-5.5.10 三軸圧縮試験の応力経路

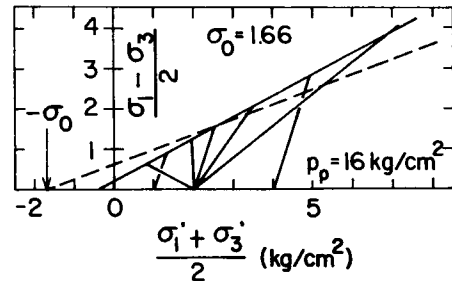
図-5.5.11(a), (b)にそれぞれ三軸伸張

および圧縮下での p 一定および一般応力経路上での試験結果に対する応力経路の解析結果を示している。解析は5.3で述べた応力~ひずみ関係および式(5.5.6)~(5.5.14)を用いて行なったものである。解析に用いた各係数値は p 一定試験の解析に用いたものと同じである。(表-5.3.2および $N_0 = 1.43$, $N_s = 0.057$)。図より、三軸圧縮、伸張ともにそれぞれの破壊

包絡線上に達していることが示されている。図-5.5.12は、一般応力経路上の応力~ひずみ関係の試験結果と解析結果を示している。解析は p 一定試験の場合と同様、5.3節で示した三軸圧縮下での応力~ひずみ関係と式(5.5.6)~(5.5.14)の関係をを用いて行なった。また、用いた係数値も p 一定試験の場合に用いたと同じ値(表-5.3.2および $N_0 = 1.43$, $N_s = 0.057$)を用いている。同図(a)には、 $q \sim \epsilon$ 関係を示している。残留時で合っていない部分もあるが解析結果は全般的には試験結果によく合っていると思われる。同図(b)は、 $v \sim \epsilon$ の関係を示しているが、両者は、同様の傾向を示している。同図(c)は、せん断開始時からの間げき比の減少量 $(-\delta e)$ と η の関係を示している。ピーク以後において両者は若干はずれているが、ピークまではよく合っている。



(a) Triaxial Extension



(b) Triaxial Compression

図-5.5.11 応力経路の解析結果
(a)三軸伸張, (b)三軸圧縮

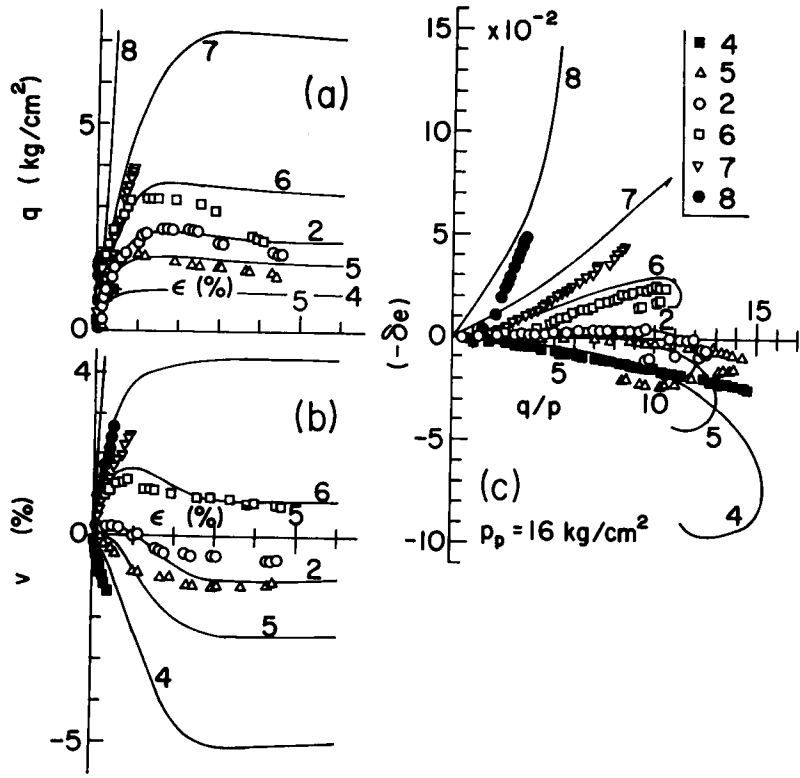


図-5.5.12 一般応力経路上での試験結果と解析結果の比較
 (a) $q \sim \epsilon$ 関係, (b) $v \sim \epsilon$ 関係, (c) $(-\delta e) \sim \eta$ 関係

5.6 除荷時の変形特性

5.6.1 解析方法

ここでは、図-5.6.1に示したように、ある最大圧密圧力 p_p で等方圧密した後、 p 一定で応力比 η_i までせん断する。その後、 η 一定として p を p_i まで減少させた後、 $p (= p_i)$ 一定で応力比を減少させる(応力経路 $ABCD$) 場合と、図-5.6.1の点 B より p と η を同時に減少させる(応力経路 ABG) 場合の試験結果を解析する。ここで行なう試験の応力経路はその p 一定成分(図-4.4.1参照)が三軸伸張状態で破壊するような経路になっているため、3.3.4で示したように応力およびひずみパラメータは、これに対応したものをを用いている。特に、 q 、 $d\epsilon$ は次のように定義されていることに注意を要する。

$$q = \sigma_r - \sigma_a \quad , \quad \eta = q/p$$

$$de = d\epsilon_{rad} - \frac{1}{3} dv = \frac{1}{3} (d\epsilon_{rad} - d\epsilon_{axis})$$

はじめに、応力経路 $ABCD$ のうち、 p 一定除荷試験である経路 CD での供試体の挙動について考える。経路 BC での変形挙動についてはすでに5.2で述べている。点 C での間げき比 e_i は、式(5.3.25)で次のように示される。

$$e_i = e_a - \lambda \ln p_p - (e_a - \Gamma) \left\{ 1 - \left(1 - \frac{\eta_i}{M_C}\right)^m \right\} - \kappa \ln \frac{p_i}{p_p} \quad \dots (5.3.25bis)$$

ここに、 M_C は三軸圧縮下での破壊時の η である。つぎに、図-5.6.1において、経路 CF での間げき比の減少量 $\Delta e_f \eta_i$ は5.3節より、

$p_p \cong p \cong p_s$ のとき、

$$\Delta e_f \eta_i = (\lambda - \kappa) \ln \frac{p}{p_p} + (e_a - \Gamma) \left(1 - \frac{\eta_i}{M_C}\right)^m \quad \dots (5.3.17bis)$$

$p < p_s$ のとき、

$$\Delta e_f \eta_i = \frac{\xi - \kappa}{\lambda - \kappa} \left\{ (\lambda - \kappa) \ln \frac{p}{p_p} + (e_a - \Gamma) \left(1 - \frac{\eta_i}{M_C}\right)^m \right\} \quad \dots (5.3.18bis)$$

ここに、 p_s は、次のように表わされる。

$$p_s = p_p \exp \left\{ - \frac{e_a - \Gamma}{\lambda - \kappa} \left(1 - \frac{\eta_i}{M_C}\right)^m \right\} \quad \dots (5.3.16bis)$$

ここで、応力経路 CDE の間げき比の減少量 $(-\delta e)_{CDE}$ は、経路 CF のそれ $(-\delta e)_{CF}$ に等しいと仮定する。すなわち、

$$(-\delta e)_{CDE} = (-\delta e)_{CF} = \Delta e_f \eta_i \quad \dots (5.6.1)$$

このとき、 $(-\delta e)_{CDF}$ は式(5.3.17)または式(5.3.18)より求まる。以下の解析では、三軸圧縮下での応力 \sim ひずみ関係で、3章、4章で行なったように、 ϵ の代わりに 2ϵ を用いる。すなわち、点 C からの p 一定除荷時の間げき比の減少量 $(-\delta e)_{n=n, \eta_i}$ を式(5.3.20)と

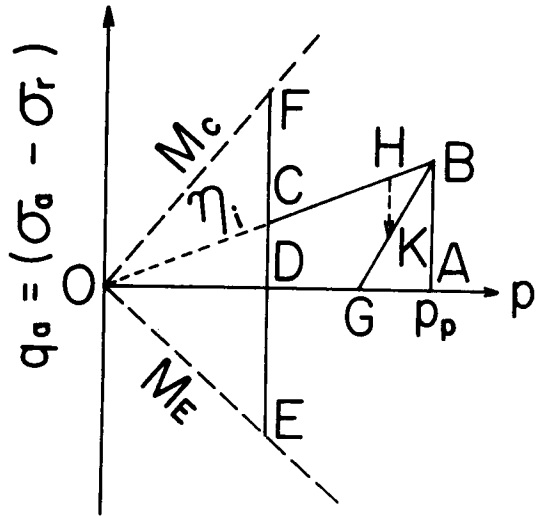


図-5.6.1 応力経路(模式図)

同様に次のように表わす。

$$(-\delta e)_{n=n}, \eta_i = (-\delta e)_{n=1}, \eta_i - H(2\epsilon, n) \dots\dots\dots (5.6.2)$$

ここに、 $(-\delta e)_{n=1}, \eta_i$ は、次のように表わされるものと仮定する。

$$(-\delta e)_{n=1}, \eta_i = \Delta e f \eta_i, n=1 \{1 - \exp(-2C_u \epsilon)\} \dots\dots\dots (5.6.3)$$

ここに、 C_u は定数であり、 $\Delta e f \eta_i, n=1$ は、点Bよりp一定で三軸伸張破壊するまでの間げき比の減少量である。これを次のように仮定する。

$$\Delta e f \eta_i, n=1 = \Delta e f \left(1 - \frac{\eta_i}{M_C}\right) \dots\dots\dots (5.6.4)$$

これは、正規圧密状態の点Bよりp一定条件下で三軸圧縮下で破壊に至るときの間げき比の変化は、同じ点Bより三軸伸張下で破壊に至るまでの間げき比の変化に等しいことを示している。したがって36で述べたのと若干異なっているが、ここではこの関係を用いる。また、式(5.6.2)中の $H(2\epsilon, n)$ は、式(5.3.24)を参照して次のように表わす。

$$H(2\epsilon, n) = (\Delta e f \eta_i, n=1 - \Delta e f \eta_i) \{1 - \exp\{-B_u(2\epsilon)^\beta\}\} \dots\dots\dots (5.6.5)$$

つぎに、経路CDでの応力比 η は、式(5.3.19)と同様に次のように表わす。

$$\eta = \eta_{n=1} + G(2\epsilon, n) \dots\dots\dots (5.6.6)$$

ここで、正規圧密試料に対して次のように置く。

$$\eta_{n=1} = \eta_i + (M_E - \eta_i) \{1 - \exp(-2A_u \epsilon)\} \dots\dots\dots (5.6.7)$$

ここに、 A_u は定数である。この式も、36で示したものと若干異なっているが、ここではこれを用いる。ここに、 $G(2\epsilon, n)$ は、式(5.3.7)～(5.3.11)と同様にして次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} G(2\epsilon, n) &= 2a_1 \epsilon \exp\{-a_2(2\epsilon)^\alpha\} \\ a_1 &= b \exp\left(\frac{1}{\alpha}\right) \\ a_2 &= \frac{1}{\alpha} \left(\frac{1}{G_{\max}}\right)^\alpha \\ G_{\max} &= (M_E - \eta_i) G_0 \cdot \ln(n) \\ \alpha &= \begin{cases} \alpha_1 (\text{一定}) & \text{for } \epsilon \leq \epsilon_{\max} \\ \alpha_2 \cdot \ln(n) & \text{for } \epsilon > \epsilon_{\max} \end{cases} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.6.8)$$

ここに、 $2\epsilon_{\max} = G_{\max} / b$

ただし、 G_0, b は式 (5.3.29) のように η_i と 関係がある。

つぎに、図-5.6.1 の経路 BG のように、 p と η_a が同時に減少する場合の変形について考える。このような応力経路上の変形は、5.4 で述べたように、応力経路に関係なく、間げき比と応力比はいずれも状態量として計算できるものとする。すなわち、応力経路 BG 上の一点を K とするとき、応力経路 BG に沿って状態が変化したときの点 K での応力比および間げき比は、応力経路 BHK に沿って変化したときのそれらに等しいと仮定する。応力経路 BH, HK での間げき比の減少量をそれぞれ $(-\delta e)_{BH}, (-\delta e)_{HK}$ とすると、

$$(-\delta e)_{BH} = \kappa \ln \frac{P}{pp} = -\kappa \ln(n)$$

また、 $(-\delta e)_{HK}$ は、式 (5.6.2) より、

$$(-\delta e)_{HK} = (-\delta e)_{n=1, \eta_i} - H(2\varepsilon, n)$$

したがって、応力経路 BK での間げき比の減少量 $(-\delta e)_{BK}$ は、

$$\begin{aligned} (-\delta e)_{BK} &= (-\delta e)_{n=1, \eta_i} - H(2\varepsilon, n) - \kappa \ln(n) \\ &= \Delta e_{\eta_i, n=1} \{1 - \exp(-2C_u \varepsilon)\} - (\Delta e_{f\eta_i, n=1} - \Delta e_{f\eta_i}) \\ &\quad \times \left[1 - \exp\{-B_u(2\varepsilon)^\beta\} \right] - \kappa \ln(n) \dots\dots\dots (5.6.9) \end{aligned}$$

ただし、 $\Delta e_{f\eta_i, n=1}, \Delta e_{f\eta_i}$ は、それぞれ式 (5.6.4), (5.3.17) または (5.3.18) により与えられる。他方、応力比と偏差ひずみの関係は、次のように考える。すなわち、応力経路 BH は異方膨潤経路であり、5.2 で述べたように、 $d\varepsilon = 0$ とする。応力経路 HK で応力比と偏差ひずみの関係は、式 (5.6.6) で表わされるが、これは、応力経路 BK での応力比と同じとなる。すなわち、点 K での応力比は、

$$\eta = \eta_{n=1} + G(2\varepsilon, n) \dots\dots\dots (5.6.6 \text{ bis})$$

ここに、 $\eta_{n=1}, G(2\varepsilon, n)$ はそれぞれ式 (5.6.7), (5.6.8) で表わされる。

5.6.2 平均主応力一定試験結果

ここでは、図-5.6.1 中の有効応力経路 CD のような平均有効主応力一定の除荷試験結果を示す。各試験の概要を表-5.6.1 に示している。各試験の応力経路は、図-5.6.2 の通りである。供試体は、はじめ、 $p = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ の順に約 2 日間ずつ等方圧密した後、 $p (= 2 \text{ kg/cm}^2)$ を一定として $\eta = 0.25, 0.50, 0.75$ と各段階を 2 段階に分けて 1 日毎にせん断した。その後、応力比 $\eta (= \eta_i)$ を一定として 2 日または 4 日で所定の平均有効主応力 p_i まで膨潤した後、図中のプロットに従って 1 日毎に除荷していった。試験は等方応力状態付近に達した後、終了している。

図-5.6.3 にこれらの試験結果と解析結果を示している。解析は、5.6.1 で述べた方法により行なっているが、解析に用いた各係数値は表-5.6.2 に示している。表の第1列の係数および α_1 , α_2 , β は表-5.3.2 に示したものと同一である。なお、式(5.6.5)中の係数 B_u は、 C_u に等

表-5.6.1 各試験の概要

Test No.	w_0 %	w_f %	p_i kg/cm ²	η_i	p_p kg/cm ²	O.C.R (n)	図中の番号
NIP 30	44.60	37.27	2.0	0.75	2.0	1.00	1
OAP 9	44.40	37.28	1.5	〃	〃	1.33	2
〃 10	43.83	38.37	1.0	〃	〃	2.00	3
〃 11	44.04	38.01	0.5	〃	〃	4.00	4

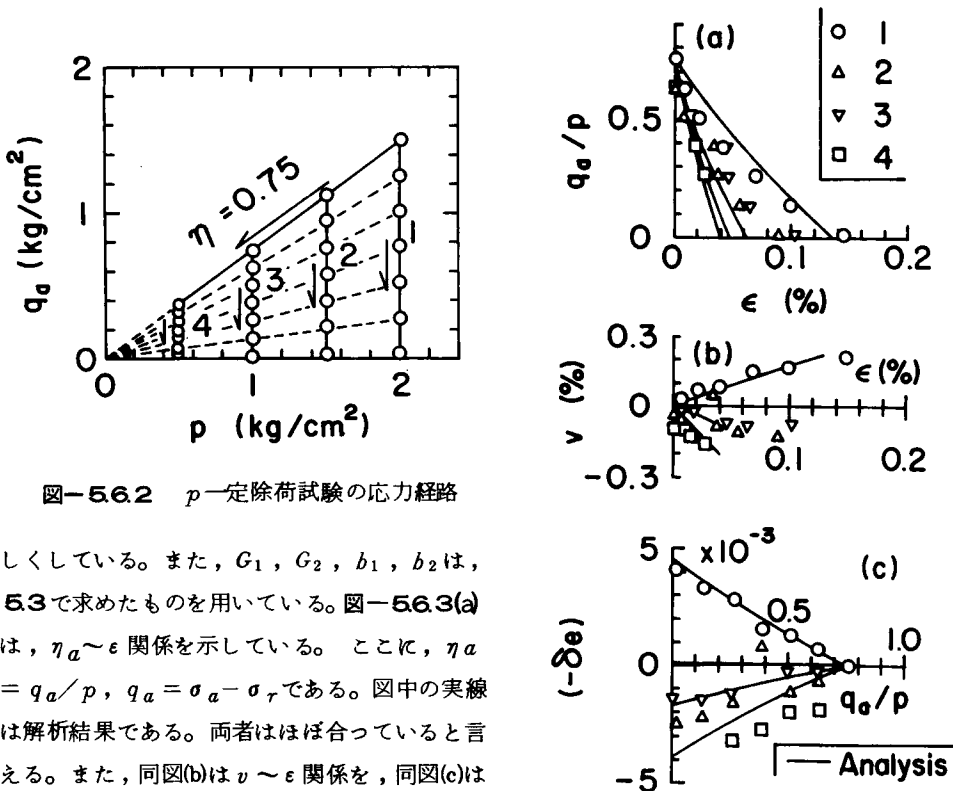


図-5.6.2 p 一定除荷試験の応力経路

しくしている。また、 G_1 , G_2 , b_1 , b_2 は、5.3で求めたものを用いている。図-5.6.3(a)は、 $\eta_a \sim \epsilon$ 関係を示している。ここに、 $\eta_a = q_a/p$, $q_a = \sigma_a - \sigma_r$ である。図中の実線は解析結果である。両者はほぼ合っていると言える。また、同図(b)は $v \sim \epsilon$ 関係を、同図(c)は $(-\delta e) \sim \eta_a$ 関係を示している。試験結果と解析結果はほぼ合っている。

図-5.6.3 p 一定除荷試験結果の比較
(a) $\eta_a \sim \epsilon$ 関係, (b) $v \sim \epsilon$ 関係,
(c) $(-\delta e) \sim \eta_a$ 関係

表-5.6.2 各係数值

e_a	1.0128	A_u	188	b_1	82
Γ	0.9645	B_u	75.1	b_2	31
λ	0.106	C_u	75.1	M_E	1.12
κ	0.0187	α_1	0.30		
ξ	0.079	α_2	0.47		
A	41.1	β	1		
C	40.8	G_1	0.486		
M_C	1.50	G_2	1.10		

5.6.3 一般応力経路上での変形特性

ここでは、図-5.6.1の応力経路BGに相当する試験として、 σ_3' を一定として、 σ_1' を減少する試験(シリーズ1と称す)および $p_i = 2 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\eta_i = 0.75$ から応力経路を放射状に除荷する試験(シリーズ2と称す)の結果を示す。

はじめに、シリーズ1の試験について述べる。表-5.6.3に各試験の概要を、図-5.6.4に応力経路を示している。試験は、 $p = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ の順に2日間ずつ等方圧密した後、 $\Delta\eta = 0.25$ を2段階に分けて、1日毎に増加させ、所定の応力比 η_i までせん断する。この後、図中のプロットに従って等方応力状態になるまで1日毎に除荷する。

図-5.6.5に、各試験の結果と解析結果を示している。解析に用いた各係数值は、表-5.6.2

表-5.6.3 各試験の概要

	試験番号	w_0 %	w_f %	p_i kg/cm^2	η_i	p_p	図中の 番号	備考
シリーズ1	OIG16	44.55	36.00	2.0	1.00	2.0	1	σ_3' 一定経路
	OIG17	44.04	36.48	2.0	0.75	2.0	2	〃
	OIG18	45.17	37.34	2.0	0.50	2.0	3	〃
	OIG19	45.32	37.59	2.0	0.25	2.0	4	〃
シリーズ2	NIP30	44.60	37.27	2.0	0.75	2.0	5	p 一定経路
	OIG20	44.52	36.86	2.0	0.75	2.0	6	
	OIG21	45.06	36.74	2.0	0.75	2.0	7	

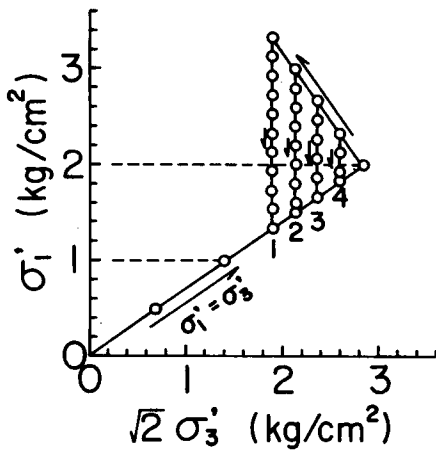


図-5.6.4 応力経路(シリーズ1)

に示したものと同一である。同図(a)は、 $\eta_a (= q_a / p)$ 、ここに、 $q_a = \sigma_a - \sigma_r$ と ϵ の関係である。解析結果は、 η_{ai} の大きい試験に対しては十分に合っていない。同図(b)に、 $v \sim \epsilon$ 関係の比較を同図(c)に $(-\delta e) \sim \eta_a$ の比較を示している。いずれも解析結果がかなり大きく膨潤側にずれているが、この原因は後に述べる。

つぎに、シリーズ2の試験結果について述べる。各試験の概要を表-5.6.3に、応力経路を図-5.6.6に示す。なお、試験5(NIP30)は正規圧密状態での除荷試験である。図-5.6.7に試験結果と解析結果の比較を示す。同図(a)は、 $\eta_a \sim \epsilon$ 関係の比較であるが、図より、応力経路が過圧密領域に入るに従いが、同じ ϵ に対して計算値が試験値より小さい η_a を示す傾向がある。同図(b)は、 $v \sim \epsilon$ 関係を示している。試験7(OIG21)は除荷が進むに従いが、 v の計算値が試験値より大きい膨潤量を示しており、これは図-5.6.5(b)の傾向と同じである。同図(c)は $(-\delta e) \sim \eta_a$ 関係の比較である。両者はほぼ合っているが、試験7(OIG21)ではやや解析結果が試験結果より大きい膨潤量を与える傾向がある。

以上、シリーズ1とシリーズ2の各試験について、試験結果と解析結果を比較した。この中で、

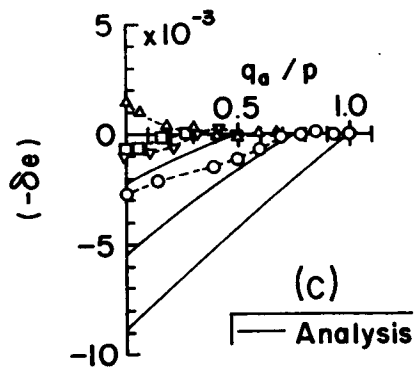
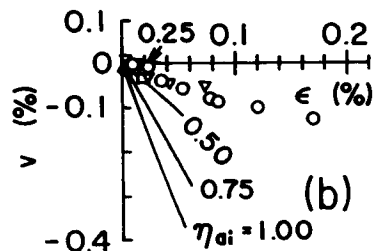
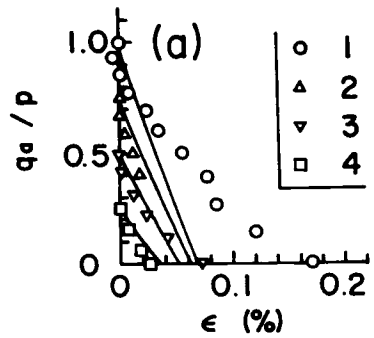


図-5.6.5 除荷時の応力～ひずみ関係の試験結果と解析結果の比較
(a) $\eta_a \sim \epsilon$ 関係、(b) $v \sim \epsilon$ 関係、
(c) $(-\delta e) \sim \eta_a$ 関係(シリーズ1)

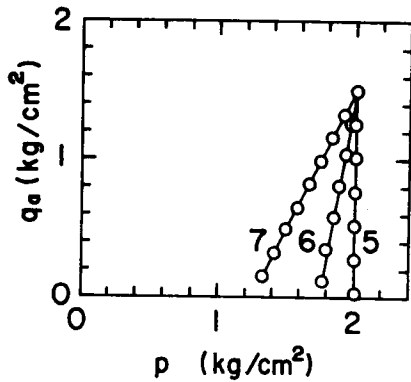


図-5.6.6 応力経路(シリーズ2)

$\eta_a \sim \epsilon$ 関係では、 η_a の計算値が実験値より若干小さい値を示し、 $v \sim \epsilon$ 関係では、 v の計算値が、過圧密比が増加するに従い実験値よりも大きい膨潤側の値を示すことが分かった。ここでは、後者の差異について検討する。図-5.6.3 (b) に示したように、過圧密比 n を種々に変えた p 一定試験では両者はよく合っているにもかかわらず、一般応力経路上で計算値が膨潤側に大きくなりすぎているということは、図-5.6.1 を参照して、解析で用いた仮定、

$$(-\delta e)_{BK} = (-\delta e)_{BH} + (-\delta e)_{HK}$$

のうち、異方膨潤の項である $(-\delta e)_{BH}$ の項が試験値より小さい値を示していることになる。すなわち、

$$(-\delta e)_{BH} = -\kappa \ln(n)$$

であるから膨潤指数 κ の値が大き過ぎると考えられる。実際の異方膨潤試験の $e \sim \log p$ 曲線は下に凸の形をしており、正規圧密領域近くの $e \sim \log p$ の勾配は、これより離れた部分のそれより小さいのが普通である。したがって、ここで解析したような正規圧密に近い領域での κ は普通に用いられているものよりも小さい値を用いる必要がある。ここでは、 κ の値をどれ程、減少させれば良いかについては十分なデータがないので、3.6.3, 4.4.2 で λ を λ' に減少させたと同じ比率で減少させた場合の解析結果を示す。このときの κ を κ' とすると、表-3.6.3 より、

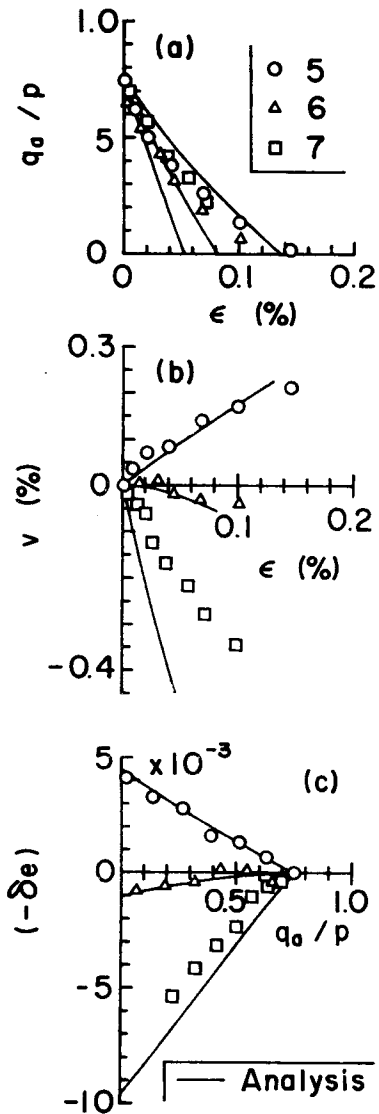


図-5.6.7 一般応力経路上での除荷試験結果と解析結果の比較 (a) $\eta_a \sim \epsilon$ 関係, (b) $v \sim \epsilon$ 関係, (c) $(-\delta e) \sim \eta_a$ 関係(シリーズ2)

$$\kappa' = \kappa \cdot \frac{c}{\lambda} = 0.0187 \times \frac{0.040}{0.106} = 0.0071$$

図-5.6.8は、シリーズ1の場合に対して、 κ の代わりに κ' を用いたときの解析結果と試験結果と比較している。両者は十分合っているとは言えないが、 κ を用いた場合よりは良い傾向を示している。図-5.6.9は、シリーズ2の各試験について、 κ' を用いた解析結果と比較している。同図(a)の $v \sim \epsilon$ 関係は良く合っている。同図(b)はやゝ解析結果が圧縮側にずれているが、まず妥当な結果と思われる。

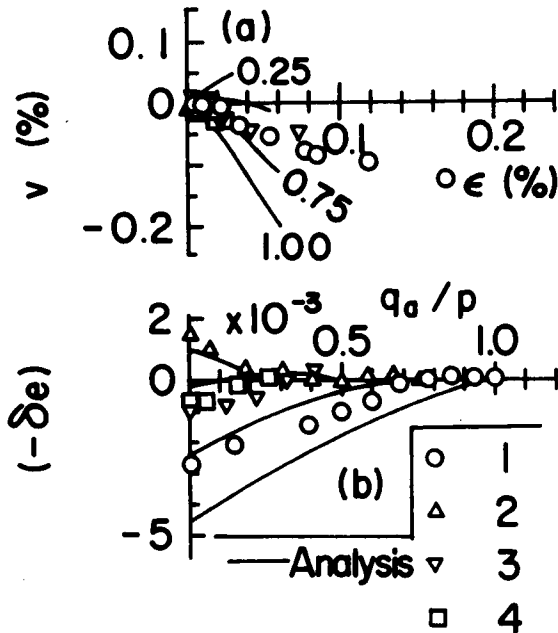


図-5.6.8 κ' を用いたときの試験結果と解析結果の比較 (a) $v \sim \epsilon$ 関係, (b) $(-\delta e) \sim \eta_a$ 関係 (シリーズ1)

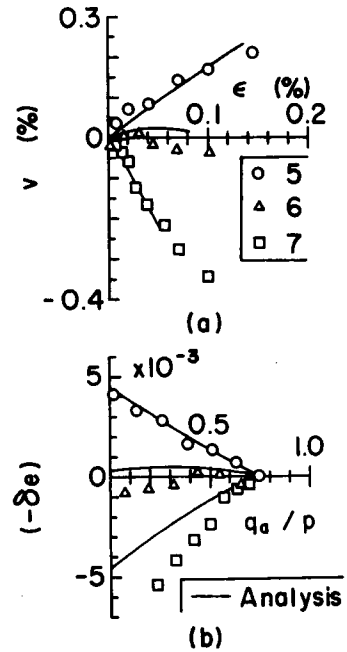


図-5.6.9 κ' を用いたときの試験結果と解析結果の比較 (a) $v \sim \epsilon$ 関係, (b) $(-\delta e) \sim \eta_a$ 関係 (シリーズ2)

5.7 ま と め

本章では、繰り返し再圧密の飽和粘性土を用いて、三軸圧縮および伸張条件下で、過圧密領域での種々の応力経路に沿う圧密、せん断試験結果を示した。また、これらの試験結果に対する解析方法を示し、解析結果との比較検討を行なった。この中で、まず、応力比一定試験結果より

次のことが明きらかになった。

1. 等方圧密，膨潤試験において，再圧縮指数 C_r と膨潤指数 C_s の間にはかなりの差異がある（本章の試料では， $n = 4$ 付近で $C_r \approx 4 C_s$ ）
2. 等方および異方応力状態での再圧密中および膨潤中の $e \sim \log p$ 曲線は互いに平行になる。
3. 応力比一定で p を減少させるとき，および，高い過圧密比（ $n > 4$ ）の試料を応力比一定で再圧密するときの偏差ひずみ増分はゼロとみなせる。

つぎに，三軸圧縮下での p 一定経路および一般応力経路上でのせん断試験結果および非排水せん断試験結果より次のことが明きらかになった。

4. p 一定試験中の体積変化は，湿潤側および膨潤側限界間げき比線概念を用い，ここに示した関係式を用いることにより，等方試料および異方試料に対してよく説明される。
5. p 一定試験中のせん断ひずみは，ここに示した関係式を用いることにより，等方試料および異方試料に対して残留状態までよく説明される。
6. 過圧密領域での一般応力経路上での変形は，等方または異方膨潤（または再圧縮）線に沿う状態曲面概念によりよく説明される。この中で，間げき比およびせん断ひずみは，応力経路に関係しない状態量と考えている。
7. 過圧密粘性土の非排水試験結果も，上の膨潤（または再圧縮）状態曲面概念によりほぼ説明され，これより Hvorslev の強度パラメータ概念もほぼ満足される。

つぎに，三軸伸張下での p 一定経路および一般応力経路上での試験結果より，次のことが明きらかになった。

8. p 一定試験より得られる破壊時の応力比 M を三軸圧縮と伸張試験で比較するとき，過圧密比の増加とともに Mohr-Coulomb の基準から拡張された von Mises の基準に移行するとみなすことができる。
9. 上のことを考慮した中間空間滑動面概念を用いることにより，三軸圧縮下で求めた応力～ひずみ関係より三軸伸張下でのそれを求めることができ，これは試験結果とよく合う。過圧密領域において，三軸圧縮のもとに応力比を減少させる試験結果より次のことが明きらかになった。

10. 間げき比およびせん断ひずみは応力経路によらない状態量とみなすことができる。

第6章 正規圧密粘性土の応力～ひずみ関係

6.1 著者の観点と本章の概要

本章では、軸対称下で得られている土の応力～ひずみ関係を三次元応力状態に一般化することを試みている。土の応力～ひずみ関係を一般化する際、弾塑性理論を用いると一般化を容易に行なうことができる。弾塑性理論ではひずみを弾性成分と塑性成分に分け、前者はひずみの主軸方向と、後者はひずみ増分の主軸方向と応力の主軸方向が一致すると仮定している。ここでもこの仮定を用いる。

正規圧密粘性土の破壊は、一般にMohr-Coulombの破壊基準に近い基準で生ずると考えられる。ここでは、このような基準に最もよく適合していると思われる松岡、中井(1974)の基準を主として用いた。

第3章では、軸対称条件下でのひずみを弾塑性理論で表わし、この際、各ひずみ成分をさらに p 成分と η 成分に分けて考えた。このような考え方を三次元応力下の変形挙動に拡張する際、 p 成分、 η 成分に加えて、後に示す π 面上での応力の偏角 θ の変化による θ 成分とも言うべきものを考える必要がある。しかし、ここでは変形挙動に及ぼす θ の影響は小さいとしてこの成分は無視する。

一方、前述したように、軸対称下ではひずみを弾性成分と塑性成分に分けて考えた。この中で、ひずみの弾性成分は p 一定下での体積変化、すなわち、ダイレタンスーを含み、また、応力～ひずみ関係は非線形となっていた。したがって、一般化に当たってもこのような変形特性を考慮するため等方非線形弾性理論を用いている。

また、第3章では塑性ひずみ増分を表わすために、塑性ポテンシャル、硬化関数、降伏関数などを求めた。従来より得られている実験結果より、塑性ひずみ増分ベクトルの π 面への投影は、せん断応力が小さい範囲では静水圧軸を中心とする円に近いものに直交する。しかし、せん断の進行とともにこれはMohr-Coulombの破壊基準の π 面への投影に外接するようなゆがんだ円に直交するとみなすことができる。一方、体積ひずみ増分についてみると、これは第3章で示したようにその p 成分(ダイレタンスー)は三軸圧縮と伸張下で対応する応力状態ではほぼ等しいとみなせた。同様に、体積ひずみ増分の η 成分についても、三軸圧縮と伸張下で $e_\eta (= e - (\partial e)_p)$ ～ $\log p$ プロットは同じ勾配 C_0 の直線関係とみなせた。したがって、ここでは、一般応力下での体積ひずみ増分は対応する応力状態(本文では等価な応力状態と呼んでいる)では同じとする。

ここでは、これらの事を考慮して、松岡、中井(1974)の破壊基準および破壊前の空間滑動面の概念を適用して応力～ひずみ関係の一般化を行なった。

また、土の応力～ひずみ関係の一般化に際しては、土の破壊基準の取り方が大きく影響を与え

るので、これに関する研究も重要と思われる。

本章では、以上述べた観点のもとに、正規圧密粘性土の応力～ひずみ関係の一般化について述べているが、節を追って説明すると以下のようなになる。

6.2節では、土の破壊条件に関して、従来より得られている実験的研究の要約、および破壊基準の要約を示している。また、著者による破壊基準を中心として、3主応力空間での破壊基準の計算例を示している。

6.3節では、第3章で求めた軸対称条件下での等方正規圧密粘性土の応力～ひずみ関係を一般応力状態での関係に一般化している。

6.4節では、上で得られた一般化された応力～ひずみ関係を用いて、3主応力下での種々の応力経路に沿うひずみを計算した結果を示している。

6.5節では、本章で得られた結果のまとめを行なっている。

6.2 土の破壊条件

6.2.1 従来の実験的研究の要約

土要素にせん断力を加えていくと、要素の中に不連続な面または層が発生したり、せん断力の増加なしにひずみが増大する状態に至る。ここでは、このような状態を土の破壊状態と考える(中瀬, 1969)。このような土のせん断破壊は、その土の構成物質とその特性、構造、応力履歴などによって変わるが、一般には、三次元的な応力条件のもとである応力状態に達したときに生じる。すなわち、土の破壊基準は第一義的に土に作用している有効応力の関数と考えることができる。そして、土の変形特性もこの破壊基準と密接な関係を持っており、破壊条件による制約を受けながら変形が生じていると思われる。また、軸対称下での応力～ひずみ関係を一般応力状態での関係に拡張する際、破壊基準の設定が必要となる。この意味において、ここでは、粘性土の応力～ひずみ関係の一般化を行なう前に、土の破壊条件に関する従来の研究の要約を行なう。

1950年代から1960年代前半にかけて、砂および粘性土に関する三軸圧縮試験が多くの研究者により行なわれた。三軸圧縮下での土の破壊の定義としては $(\sigma_1' - \sigma_3')$ が最大になったときを破壊とするもの $((\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ 基準)と (σ_1'/σ_3') が最大となったときを破壊とするもの $((\sigma_1'/\sigma_3')_{\max}$ 基準)があり、非排水試験においては一般に両者は異なる。三軸圧縮条件において、Mohr-Coulombの破壊基準は次式で表わされる。

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{2} = c' \cos \phi' + \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \sin \phi' \dots\dots\dots (6.2.1)$$

ここに、 c' 、 ϕ' はそれぞれ土の粘着力、内部摩擦角である。水で飽和した正規圧密粘性土および砂の破壊条件は、次のように要約される。

- 1) 排水、非排水条件に限らず、式(6.2.1)において、 $c' \cong 0$ 、 $\phi' =$ 一定で示される。

(Cooling and Smith, 1936, Bishop, 1948, 1953, Golder and Skempton, 1948, Skempton and Bishop, 1950, Casagrande, 1953, Gibson, 1953, Nash, 1953, Vargas, 1953, Henkel, 1959, Bjerrum and Simons, 1960, Gibbs ら, 1960, Henkel, 1960, Simons, 1960, Whitman, 1960, Olson, 1962, Simons, 1963, Insley and Hillis, 1965, Wissa ら, 1965, Hanrahan, 1967, Schultze and Odendahl, 1967, Croce ら, 1969)。

2) $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ 基準による内部摩擦角 ϕ' は $(\sigma'_1 - \sigma'_3)_{\max}$ 基準による ϕ' よりも大きい (Bishop and Eldin, 1953, Bjerrum and Simons, 1960, Simons, 1960, Bjerrum and Landua, 1966)。

3) $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ 基準による非排水試験からの内部摩擦角 ϕ' は, 排水試験からの ϕ_d にほぼ等しい (Bjerrum and Simons, 1960)。

4) 砂および粘土の ϕ' は初期または破壊時の間げき率の増加とともに減少する (Bishop and Eldin, 1953, Nash, 1953, Penman, 1953, Bjerrum ら, 1961, Bishop and Green, 1965, Skinner, 1969)。

5) 締め固め粘性土, 種々のイオンを含み活性の高い粘性土, 砂およびロックフィル材について, 高い側圧まで行なった三軸圧縮試験のモールの応力図上での破壊包絡線は上に凸の曲線となる (Casagrande and Hirschfeld, 1960, Hirschfeld and Poulos, 1963, Hall and Gordon, 1963, Bishop and Lewin, 1965, Bishop ら, 1965, Insley and Hillis, 1965, Lee and Seed, 1967, Seed and Lee, 1967, Lee and Haley, 1968, Vesic and Clough, 1968, Brown and Trollope, 1970, Leps, 1970, Lee and Morrison, 1970, Mesri and Olson, 1970, Olson, 1974)。

6) 異方圧密された土の $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ 基準での ϕ' は, 等方圧密された土のそれにほぼ等しい (Whitman and Ladd, 1960, Henkel and Sowa, 1963, Skempton and Sowa, 1963, Akai and Adachi, 1965, Bishop ら, 1965, Ladd, 1965, Lee and Morrison, 1970, Mitchell, 1972, Sangrey, 1972)。しかし, 異方圧密粘性土の $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ 基準での ϕ' が等方圧密粘性土のそれに等しくならないデータもある (Arthur and Menzies, 1972, Parry, 1972, Calabresi and Manfredini, 1973)。また, 非排水強度 c_u は, 正規圧密土の場合, 鉛直方向 (堆積方向) の強度が最も大きく, 水平に近くなるに従がい漸減するが, 水平方向が必ずしも最小の c_u を示すとは限らない (Seed and Lee, 1967, Duncan, 1967, Lo and Milligan, 1967, Davis and Christian, 1971, Mitchell, 1972, Sangrey, 1972, Krizek, 1977)。

7) ピーク時の内部摩擦角 ϕ' および残留時の内部摩擦角 ϕ_r' は, 塑性指数 PI の増加とともに

漸減する (Gibson, 1953, Kenney, 1959, Bjerrum and Simons, 1960, Brooker and Ireland, 1965, Voight, 1973, Kanji, 1974, Humphreys, 1975, Kanji and Wolle, 1977, Wesley, 1977)。

8) Hvorslev (1936, 1960)は、次式で示される正規圧密、過圧密両領域で共通に適用される破壊基準を示した。

$$\left. \begin{aligned} \tau_f &= c_e + \sigma' \tan \phi_e \\ c_e &= \kappa \cdot \sigma_e' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2.2)$$

ここに、 c_e 、 ϕ_e はそれぞれ有効粘着力、有効内部摩擦角、 σ_e' は等価圧密圧力、 κ は粘着力係数である。この基準は三軸試験に対しては次のように書き直せる (Bishop and Henkel, 1957)。

$$\frac{(\sigma_1' - \sigma_3')f}{2pe} = \frac{c_e \cos \phi_e + \sigma_3' \sin \phi_e}{pe(1 - \sin \phi_e)} \dots\dots\dots (6.2.3)$$

この破壊基準による c_e 、 ϕ_e の決定は多くの粘性土について行なわれた (Bjerrum, 1951, Gibson, 1953, Trollope and Zafar, 1956, Bjerrum and Wu, 1960, Bjerrum and Simons, 1960, Schmertman and Osterberg, 1960, Simons, 1960, Whitman, 1960, Wuら, 1962, Noorany and Seed, 1965, Chandler, 1967, Karrlson and Pusch, 1967, Shibata and Karube, 1969, Abdelhamid and Krizek, 1976)。これらの研究において、 ϕ_e は初期間げき比 e_i または、破壊時の間げき比 e_f の増加とともに減少すること (Trollope and Zafar, 1956)、 ϕ' の増加とともに増加すること (Abdelhamid and Krizek, 1976)、 PI の増加とともに漸減すること (Bjerrum and Simons, 1960, Lo, 1962) などが示されている。

つぎに、三軸圧縮、伸張、平面ひずみおよび一般の多軸応力下での土の破壊条件は、次のように要約される。

1) 三軸伸張下での破壊時の内部摩擦角 ϕ_E' は、三軸圧縮下での内部摩擦角 ϕ_C' にはほぼ等しいか、やや大きい (Bishop and Eldin, 1953, Jakobson, 1957, Kirkpatrick, 1957, Henkel, 1960, Parry, 1960, Wuら, 1963, Broms and Casbarian, 1965, Shibata and Karube, 1965, Barden and Khayatt, 1966, Ko and Scott, 1968, Green and Bishop, 1969, Proctor and Barden, 1969, Sutherland and Mesdary, 1969, Parry, 1971, Thurairajah and Sithamparapillai, 1971, Green, 1971, Pearce, 1971, Yong and McKyes, 1971, Lade and Duncan, 1973, Ramamurthy and Rawat, 1973, Nagaraj and Somashekar, 1974, 宮森, 1976)。

2) 砂質土の ϕ_C' と ϕ_E' は、初期間げき比 n_i が大きいときは、その差は小さいが、 n_i が減少して、土が密になるに従って、 $(\phi_E' - \phi_C')$ (> 0) は大きくなる傾向にある (Barden and Khayatt, 1966, Thurairajah and Sithamparaphillai, 1971, Reades and Green, 1976)。このような実験事実は、破壊基準が土の間げき率の増加とともに、Mohr-Coulomb の基準、または 3 有効主応力空間でこれに外接する破壊包絡面で表わされる破壊基準から拡張された von Mises の基準に移行していくとみなすこともできる (大槓, 1977)。しかし、Ko and Scott (1968) は砂の多軸試験で、 $\phi_E' > \phi_C'$ であるが、 $(\phi_E' - \phi_C')$ は初期間げき率 n_i にあまり影響されないことを示している。また、Wu ら (1963), Cornforth (1964), Ramamurthy and Rawat (1973) は排水下で、Bishop (1966), Sutherland and Mesdary (1969) は非排水下でのせん断試験で、 $\phi_E' \sim \phi_C'$ で、 ϕ_C' , ϕ_E' はともに、 n_i の減少とともに増加することを示している。また、Barden and Khayatt (1966) は、砂の排水試験で破壊時の平均有効主応力 p の同じ試料について同様の結果を得ている。

3) 三軸圧縮、伸張、平面ひずみおよび一般の多軸応力状態での土の試験では、3 有効主応力空間に示された破壊包絡曲面は、Mohr-Coulomb の破壊面にはほぼ外接することは、多くの研究者により示されている (Kirkpatrick, 1957, Wu ら, 1963, Cornforth, 1964, Shibata and Karube, 1965, Ko and Scott, 1968, Green and Bishop, 1969, Sutherland and Mesdary, 1969, Lee, 1970, Green, 1971, Lade and Duncan, 1973, Ramamurthy and Rawat, 1973, 宮森, 1976)。これは、土の破壊基準が中間主応力 σ_2' に影響されることを示すものである。一方、Yong and McKyes (1971), Pearce (1971) は、土の破壊基準が Mohr-Coulomb のそれにほぼ一致するデータを示している。

4) 平面ひずみ条件下での土の内部摩擦角を ϕ_p' 、三軸圧縮下でのそれを ϕ_C' とするとき、Lee (1970), Parry (1971) によって要約されているように、 $(\phi_p' - \phi_C')$ は $0^\circ \sim 8^\circ$ でほとんどの場合、 $2^\circ \sim 5^\circ$ だけ ϕ_p' が大きくなっている (Kjellman, 1936, Bishop, 1954, 1957, 1961, Kirkpatrick, 1957, Bjerrum and Kummeneje, 1961, Selig and Mckee, 1961, Whitman and Luscher, 1962, Cornforth, 1964, Finn and Mittal, 1964, Leussink and Wittke, 1964, Leussink, 1965, Shibata and Karube, 1965, Duncan and Seed, 1966 (a, b), Henkel and Wade, 1966, 軽部と原田, 1967, Sultan and Seed, 1967, Green and Bishop, 1969, Proctor and Barden, 1969, Rowe, 1969, Green, 1971, Ichihara and Matsuzawa, 1973, Lade and Duncan, 1973, 宮森, 1976)。 ϕ_p' と初期間げき率 n_i との関係では、Cornforth (1964), Bishop (1966), Green (1971), Ichihara and Matsuzawa (1973), Lade and Duncan (1973) は、 ϕ_p' は n_i の減少とともに増加し、 $(\phi_p' - \phi_C')$ も n_i の減少とと

も増加することを示している。これは、 $(\phi'_i - \phi'_c)$ が n_i の減少とともに増加することに対応している。また、 b を、

$$b = \frac{\sigma'_2 - \sigma'_3}{\sigma'_1 - \sigma'_3} \dots\dots\dots (6.2.4)$$

と定義するとき、平面ひずみ条件下での破壊時の b 値は n_i の減少とともに減少する (Green, 1971, Lade and Duncan, 1973)。

5) Bishop (1966) によれば、Wood (1958) は平面ひずみ条件下での破壊時の σ'_2 と σ'_1 との間には次の関係があることを示した。

$$\sigma'_2 = K_0 \sigma'_1 \dots\dots\dots (6.2.5)$$

Bishop (1966) は、この式と Jaky の式、

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \dots\dots\dots (6.2.6)$$

を組み合わせて次式を導びいた。

$$\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{1}{2} \cos^2 \phi' \dots\dots\dots (6.2.7)$$

式 (6.2.5) または式 (6.2.7) の関係が成立することは、Cornforth (1964), Bishop (1966), Green (1971), Hambly (1972) により示されている。式 (6.2.5), (6.2.6) の関係を用いると、4) で述べた n_i の減少とともに b 値が減少することは説明される。

6.2.2 土の破壊基準に関する従来の研究の要約

前節でみたように、種々の応力条件下での土のせん断試験により、土の破壊条件が研究されて来ている。ここでは、このような土の破壊条件を有効応力の関数として表わした土の破壊基準について、従来より多くの研究者により提案されているものを要約する。

はじめに、これらの破壊基準を表わす準備として、有効応力とその不変量について述べる。全応力および有効応力のテンソルをそれぞれ σ_{ij} , σ'_{ij} , 間げき水圧を u とするとき、有効応力の定義より、

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u \delta_{ij} \dots\dots\dots (6.2.8)$$

また、 σ'_{ij} の偏差応力成分を s_{ij} とすると、

$$s_{ij} = \sigma'_{ij} - \frac{1}{3} \sigma'_{kk} \delta_{ij} \dots\dots\dots (6.2.9)$$

ここに、 σ'_{kk} はテンソルの総和規約に従うものとする。いま、 σ'_{ij} の第1次、第2次、第3次不変量を I_1, I_2, I_3 , また、 s_{ij} の第1次、第2次、第3次不変量を J_1, J_2, J_3 とすると、

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= \sigma_{kk}' = 3p \\ I_2 &= \frac{1}{2} \delta_{rs}^{pq} \sigma_{pr}' \sigma_{qs}' \\ I_3 &= \frac{1}{6} \delta_{stuv}^{pqrs} \sigma_{ps}' \sigma_{qt}' \sigma_{ru}' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2.10)$$

$$\left. \begin{aligned} J_1 &= s_{kk} = 0 \\ J_2 &= -\frac{1}{2} \delta_{rs}^{pq} s_{pr} s_{qs} = \frac{1}{2} s_{pr} s_{pr} \\ J_3 &= \frac{1}{6} \delta_{stuv}^{pqrs} s_{ps} s_{qt} s_{ru} \\ &= \frac{1}{3} s_{pq} s_{qs} s_{sp} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2.11)$$

ここに、 δ_{rs}^{pq} 、 δ_{stuv}^{pqrs} は一般化Kroneckerデルタで、上添字と下添字のそれぞれの数字がすべて異なっていて、上添字が下添字の偶置換のとき1、奇置換のとき-1、その他のときはゼロである。普通のKroneckerのデルタ δ_j^i と次の関係がある(Sokolnikoff 1964)。

$$\left. \begin{aligned} \delta_{\alpha\beta}^{ij} &= \begin{vmatrix} \delta_\alpha^i & \delta_\beta^i \\ \delta_\alpha^j & \delta_\beta^j \end{vmatrix} \\ \delta_{\alpha\beta\gamma}^{ijk} &= \begin{vmatrix} \delta_\alpha^i & \delta_\beta^i & \delta_\gamma^i \\ \delta_\alpha^j & \delta_\beta^j & \delta_\gamma^j \\ \delta_\alpha^k & \delta_\beta^k & \delta_\gamma^k \end{vmatrix} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2.12)$$

また、 I_i 、 J_i ($i = 1, 2, 3$)の間には次の関係がある。

$$\left. \begin{aligned} J_2 &= 3p^2 - I_2 \\ J_3 &= I_3 - p I_2 + 2p^3 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2.13)$$

ここに、 $p = \frac{1}{3} I_1$ は平均有効主応力である。

ここで、破壊基準を考えると、最も有名なものとして次の3つの基準が挙げられる(Bishop, 1971)。

1) Mohr-Coulomb;

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} = \sin \phi' \dots\dots\dots (6.2.14)$$

2) 拡張されたTresca;

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{p} = \alpha \quad (\alpha: \text{定数}) \dots\dots\dots (6.2.15)$$

3) 拡張されたvon Mises;

$$\frac{J_2}{p} = \frac{\alpha^2}{3} \dots\dots\dots (6.2.16)$$

一方、松岡(1975)により要約されたものなどにより、最近多くの土に関する破壊基準が提案されている。

4) Bishop(1966);

$$\frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} = \frac{K_1}{1 - K_2 \sqrt{b(1-b)}} \dots\dots\dots (6.2.17)$$

ここに、 b は式(6.2.4)で定義されるものであり、 K_1, K_2 は定数である。

5) Lomize and Kryzhanovsky(1967);

$$\sqrt{J_2} = \pi_0^* I_1 \left(\frac{J_3}{I_1^3}\right)^\alpha \dots\dots\dots (6.2.18)$$

ここに、 π_0^*, α は定数である。

6) 佐武(1971);

$$\sqrt{2} J_2 = \sqrt{3} \sin \phi_0 \left(p + \frac{3}{4} \frac{J_3}{J_2}\right) \dots\dots\dots (6.2.19)$$

7) Goldscheider and Gudehus(1973);

$$f = c_1 \frac{J_2}{p^2} + c_2 \frac{J_3}{(J_2)^{3/2}} = 0 \dots\dots\dots (6.2.20)$$

c_1, c_2 : 定数

8) Matsuoka and Nakai(1974);

$$\frac{I_1 I_2}{I_3} = c \quad (\text{一定}) \dots\dots\dots (6.2.21)$$

9) Nagaraj and Somashekar(1974);

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{p} = \beta_1 \dots\dots\dots (6.2.22)$$

または、

$$\frac{J_2}{p^2} = \frac{\beta_2^2}{6} \dots\dots\dots (6.2.23)$$

ここに、

$$\beta_i = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi' + 2 b^m \sin \phi'} \quad (i = 1 \text{ or } 2) \dots\dots\dots (6.2.24)$$

10) 小川, 三井, 竹牟礼(1974);

$$-\frac{J_2}{p^2} = m + n \frac{J_3}{p^3} \dots\dots\dots (6.2.25)$$

m, n : 定数

11) Lade and Duncan(1975), Lade and Musante(1977);

$$\frac{I_1^3}{I_3} = k_1 \quad (= \text{一定}) \dots\dots\dots (6.2.26)$$

12) 著者(1977);

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_N}\right)^2 = \frac{(I_3 + \sigma_0 I_2 + \sigma_0^2 I_1 + \sigma_0^3) \{2\sigma_0(I_1^2 - 3I_2) + I_1 I_2 - 9I_3\}}{(3I_3 + 2\sigma_0 I_2 + \sigma_0^2 I_1)^2}$$

$$= c^2 \text{ (一定) } \dots\dots\dots (6.2.27)$$

σ_0 : 定数

これらの破壊基準のうち, Bishop(1966), 佐武(1971), 松岡, 中井(1974), Nagaraj and Somashekar(1974)のものは, 三軸圧縮と伸張に限るとMohr-Coulombの基準に一致する。また, Lomizeら(1967)の基準は $\alpha=0$ のとき, 拡張されたvon Misesの基準に一致する。また, 著者のものは, $\sigma_0=0$ のとき松岡, 中井(1974)の基準に一致し, $\sigma_0 \rightarrow \infty$ では拡張されたvon Misesの基準と同じになる。また, Lade and Duncan(1974)の基準では, $\phi_E > \phi_C$ となる。

6.2.3 土の主応力空間における破壊基準の表現

土の破壊基準は3つの有効主応力を軸とする直交座標系の π 面上に投影して表わすと便利である。このためには, 図-6.2.1に示す(p, τ_0, θ)座標で表わす。ここに, p は平均有効主応力, τ_0 は八面体面上のせん断応力, θ は同図(b)に示すように, σ'_1 軸の π 面上への投影と($\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$)で表わされる応力ベクトルの π 面上への投影のなす角度である。有効応力の不変量との間に次の関係がある。

$$\left. \begin{aligned} \tau_0^2 &= \frac{2}{3} J_2 = \frac{1}{9} (2I_1^2 - 6I_2) \\ \cos 3\theta &= \frac{\sqrt{2} J_3}{\tau_0^3} = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2.28)$$

各有効主応力は, これらのパラメータにより次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_1 &= p + \sqrt{2} \tau_0 \cos \theta \\ \sigma'_2 &= p + \sqrt{2} \tau_0 \cos \left(\theta - \frac{2}{3} \pi\right) \\ \sigma'_3 &= p + \sqrt{2} \tau_0 \cos \left(\theta + \frac{2}{3} \pi\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2.29)$$

ここで、式(6.2.27)で示される著者の破壊基準の計算例を示す。

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= I_3 + \sigma_0 I_2 + \sigma_0^2 I_1 + \sigma_0^3 \\ A_2 &= 2\sigma_0(I_1^2 - 3I_2) + I_1 I_2 \\ &\quad - 9I_3 \\ A_3 &= 3I_3 + 2\sigma_0 I_2 + \sigma_0^2 I_1 \end{aligned} \right\} \dots (6.2.30)$$

と置くと、式(6.2.27)は次のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{\tau}{\sigma_N} &= F_1(\sigma_1', \sigma_2', \sigma_3') \\ &= \frac{\sqrt{A_1 A_2}}{A_3} \dots \dots \dots (6.2.31) \end{aligned}$$

いま、

$$\frac{\tau}{\sigma_N} = c \dots \dots \dots (6.2.32)$$

とおいて、 c を一定と考える。ここで、

$$\sigma_0 = N_n \cdot p \dots \dots \dots (6.2.33)$$

で定義されるパラメータ N_n を用いると式(6.2.30)に示した A_1, A_2, A_3 はそれぞれ次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{\sqrt{2}}{2} \tau_0^3 \cos 3\theta - \frac{3}{2} (1 + N_n) p \tau_0^2 \\ &\quad + (1 + N_n)^3 p^3 \\ A_2 &= -9 \tau_0^2 \left\{ \frac{\sqrt{2}}{2} \tau_0 \cos 3\theta - (1 + N_n) p \right\} \\ A_3 &= \frac{3\sqrt{2}}{2} \tau_0^3 \cos 3\theta - \frac{3}{2} (3 + 2N_n) p \tau_0^2 \\ &\quad + 3 (1 + N_n)^2 p^3 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6.2.34)$$

したがって、これらの関係を用いると応力比 τ/σ_N は (p, τ_0, θ) により表わされる。いま、八面体面上での応力比を、

$$E = \frac{\tau_0}{p} \dots \dots \dots (6.2.35)$$

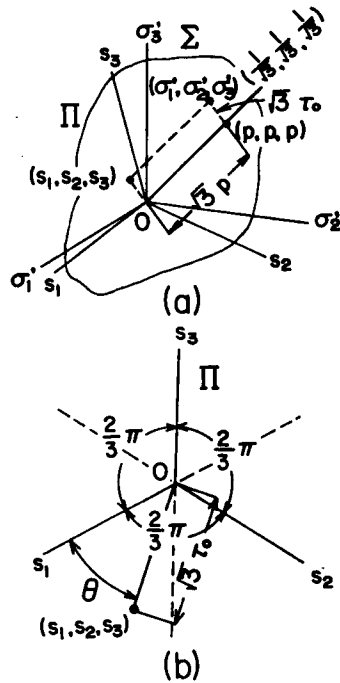


図-6.2.1 (p, τ_0, θ) の定義 (a) 有効主応力空間, (b) 偏差応力を表わす π 面

と置くと，式 (6.2.31)，(6.2.34) より τ/σ'_N と E の間に次の関係が得られる。

$$\frac{\tau}{\sigma'_N} = \frac{E \left\{ (1+N_n) - \frac{\sqrt{2}}{2} E \cos 3\theta \right\}^{\frac{1}{2}} \left\{ \frac{\sqrt{2}}{2} E^3 \cos 3\theta - \frac{\sqrt{2}}{2} E^3 \cos 3\theta - \frac{1}{2} (3+2N_n) E^2 - \frac{3}{2} (1+N_n) E^2 + (1+N_n)^3 \right\}^{\frac{1}{2}}}{\left\{ \frac{\sqrt{2}}{2} E^3 \cos 3\theta - \frac{1}{2} (3+2N_n) E^2 - \frac{3}{2} (1+N_n) E^2 + (1+N_n)^3 \right\}^{\frac{1}{2}} + (1+N_n)^2} \dots\dots\dots (6.2.36)$$

この式は，三軸圧縮 ($\theta = 0$) のとき，次のようになる。

$$\frac{\tau}{\sigma'_N} = \frac{E \left\{ (1+N_n) - \frac{\sqrt{2}}{2} E \right\}^{\frac{1}{2}} \left\{ \frac{\sqrt{2}}{2} E^3 - \frac{3}{2} (1+N_n) E^2 - \frac{\sqrt{2}}{2} E^3 - \frac{1}{2} (3+2N_n) E^2 + (1+N_n)^2 + (1+N_n)^3 \right\}^{\frac{1}{2}}}{\left\{ \frac{\sqrt{2}}{2} E^3 - \frac{1}{2} (3+2N_n) E^2 + (1+N_n)^2 + (1+N_n)^3 \right\}^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots (6.2.37)$$

三軸伸張 ($\theta = \pi/3$) のときは，

$$\frac{\tau}{\sigma'_N} = \frac{E \left\{ (1+N_n) + \frac{\sqrt{2}}{2} E \right\}^{\frac{1}{2}} \left\{ -\frac{\sqrt{2}}{2} E^3 - \frac{3}{2} (1+N_n) E^2 - \frac{\sqrt{2}}{2} E^3 - \frac{1}{2} (3+2N_n) E^2 + (1+N_n)^2 + (1+N_n)^3 \right\}^{\frac{1}{2}}}{\left\{ -\frac{\sqrt{2}}{2} E^3 - \frac{1}{2} (3+2N_n) E^2 + (1+N_n)^2 + (1+N_n)^3 \right\}^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots (6.2.38)$$

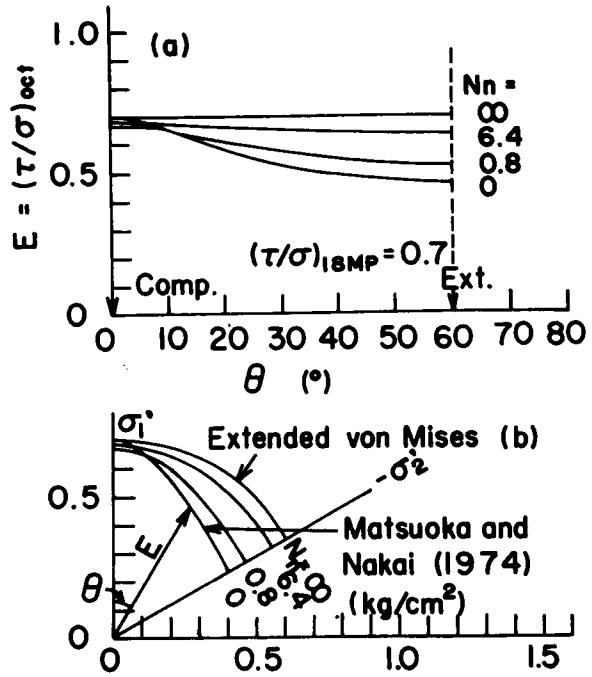


図-6.2.2 I SMP上の応力比の $N_n (= \sigma_o/p)$ による影響(a) $E \sim \theta$ 関係, (b) π 面上での破壊包絡線

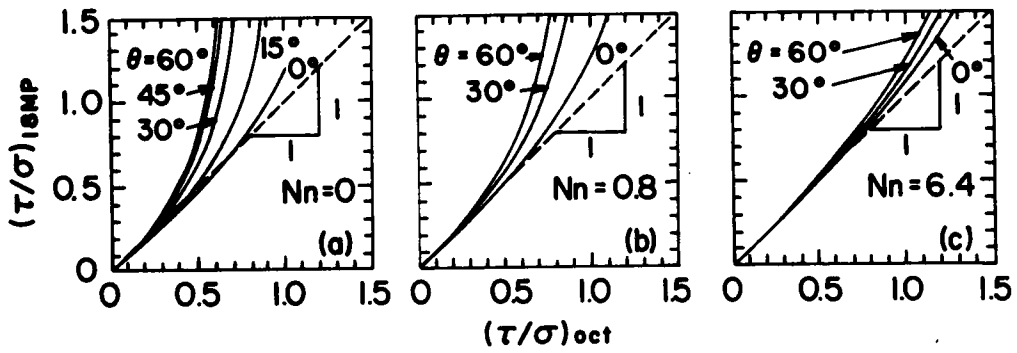


図-6.2.3 $(\tau/\sigma)_{ISMP}$ と $(\tau/\sigma)_{oct}$ の関係

図-6.2.2(a)は応力比 $\tau/\sigma_N = 0.7$ の場合の種々の N_n に対する E と θ の関係を示している。図から分かるように、 $N_n = 0$ では θ が 0° から 60° まで増加するに従い E は減少している。そして、松岡、中井(1974)の基準に一致している。この減少の割合は N_n が増加するに従い小さくなり、 $N_n \rightarrow \infty$ では E は θ に無関係に一定となっており、拡張されたvon Misesの基準を示し

ている。同図(b)は、同じ計算結果を $0^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ の区間で π 面上への投影として示している。 N_n がゼロから増加するに従がい計算曲線はゆがんだ円の一部から真円の一部に移行している。つぎに、式(6.2.36)で θ を一定としたときの τ/σ'_N と八面体面上での応力比 (τ_0/p) の関係を示す。図-6.2.3(a), (b), (c)は、それぞれ $N_n = 0, 0.8, 6.4$ の場合について図中に示した各 θ の一定値に対する τ/σ'_N と E の関係について示している。これらの図より各曲線は、下に凸の形をしており ($N_n \rightarrow \infty$ では勾配1の直線になる)、 θ が増加するに従がい同じ E に対する τ/σ'_N の値は大きくなっている。一方、同じ θ では N_n の増加とともに $\tau/\sigma'_N \sim E$ 関係は次第に勾配1の直線に近くなっている。 $N_n \rightarrow \infty$ では τ/σ'_N は E に等しくなっており、 θ に関係なく勾配1の直線となる。

つぎに、軸対称下で用いた応力パラメーター p, q, η を次のように、有効応力テンソルを用いて一般化する。

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{1}{3} (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) = \frac{1}{3} I_1 = \frac{1}{3} \sigma_{kk} \\ q^2 &= \frac{1}{2} \{ (\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2 \} \dots\dots\dots (6.2.39) \\ &= 3J_2 = \frac{9}{2} \tau_0^2 = \frac{3}{2} s_{pr} s_{pr} \end{aligned} \right\}$$

$$\eta = q/p$$

このとき、三軸圧縮と伸張では従来より用いてきた、 p, q, η と一致する。これらのパラメーターを用いて、有効応力の不変量を表わすと次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= 3p \\ I_2 &= 3p^2 - \frac{1}{3} q^2 \\ I_3 &= \frac{2}{27} q^3 \cos 3\theta - \frac{1}{3} pq^2 + p^3 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2.40)$$

今後、用いるために、松岡, 中井(1974)の基準を式(6.2.40)を用いて表わす。空間滑動面上の応力比 (τ/σ'_N) は次のように表わされる。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma'_N} \right)^2 = \frac{I_1 I_2 - 9 I_3}{9 I_3} = K^2 \dots\dots\dots (6.2.41)$$

式(6.2.40)を代入して、 $\eta = q/p = M$ と置くと次式を得る。

$$\begin{aligned} f(M, \theta) &= 2(K^2 + 1)M^3 \cos 3\theta - 3(3K^2 + 2)M^2 \\ &\quad + 27K^2 = 0 \dots\dots\dots (6.2.42) \end{aligned}$$

この式より、与えられた K に対して M は θ の関数となる。

6.3 等方圧密粘性土の応力～ひずみ関係

6.3.1 一般化に用いる仮定と準備

ここでは、第3章で求めた等方圧密粘性土の軸対称条件下での応力～ひずみ関係を3次元のな有効応力～ひずみ関係に拡張することを試みる。一般化に当っては弾塑性理論を用いるが、中間主応力の影響を考慮した破壊基準を用いることにより、応力～ひずみ関係にもこの影響を考慮する。一般化した応力～ひずみ関係の応力パラメーターとしては、式(6.2.39)で定義した p 、 q 、 η と式(6.2.28)₂で定義した $\cos 3\theta$ を主として用いる。ここで、応力～ひずみ関係を一般化する際、次のことを仮定する。

- 1) 弾性ひずみは、3.6.3で行なったように、 p 成分と η 成分に分けることができ、それぞれの弾性ひずみの主軸の方向は有効応力の主軸方向に一致する。
- 2) 塑性ひずみ増分も、 p 成分と η 成分に分けることができ、各塑性ひずみ増分の主軸方向は有効応力の主軸の方向と一致する。
- 3) 圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ は θ に無関係に一定とする。
- 4) 3.6で得られた弾性ひずみの p 成分に対する係数 d 、 G は θ に無関係に一定とする。
- 5) p 一定せん断時の等方応力状態から破壊時までの間げき比の減少量 Δe_f は、 θ に無関係に一定とする。また、軸対称条件下で得られた塑性ひずみ増分に対する係数 A (= C と仮定)、 D も θ に無関係に一定とする。
- 6) 破壊基準としては、式(6.2.42)で示される松岡、中井(1974)の基準を用いる。

$$f(M) = 2(K^2 + 1)M^3 \cos 3\theta - 3(3K^2 + 2)M^2 + 27K^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (6.2.42 \text{ bis})$$

この基準は、三軸圧縮と伸張では、Mohr-Coulombの基準と一致する。このときの内部摩擦角を ϕ とすると、 K との間に次の関係がある。

$$K = \frac{2\sqrt{2}}{3} \tan \phi \quad \dots\dots\dots (6.3.1)$$

また、式(6.2.42)で三軸圧縮のときの M を M_C と置くと、これは $\theta = 0$ ($\cos 3\theta = 1$)と置くことにより得られる。すなわち、 K と M_C の間に次の関係がある。

$$f(M_C) = 2(K^2 + 1)M_C^3 - 3(3K^2 + 2)M_C^2 + 27K^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (6.3.2)$$

これより、

$$K^2 = \frac{2M_C^2}{(2M_C + 3)(3 - M_C)} \quad \dots\dots\dots (6.3.3)$$

この式より、 $M_C > 0$ だから $M_C < 3$ すなわち

$$0 < M_C < 3 \quad \dots\dots\dots (6.3.4)$$

である。このとき、 M_C が与えられると K が求まり、この K に対して式 (6.2.42) より各 θ に対する M の値を求めることができる。図-6.3.1 中の実線は、式 (6.2.42) より計算される破壊基準と p -一定平面との交線の π 面への投影を、種々の K の値に対して示している。図中の ϕ は、この K より式 (6.3.1)

を用いて求めたものである。同図中には、同時に、破壊で Mohr-Coulomb の基準も示している。図より分かるように、松岡らの基準は、 K の増加とともに円 ($K \rightarrow 0$ では円となる) から正三角形に近づいており、いずれも対応する Mohr-Coulomb の基準に外接している。

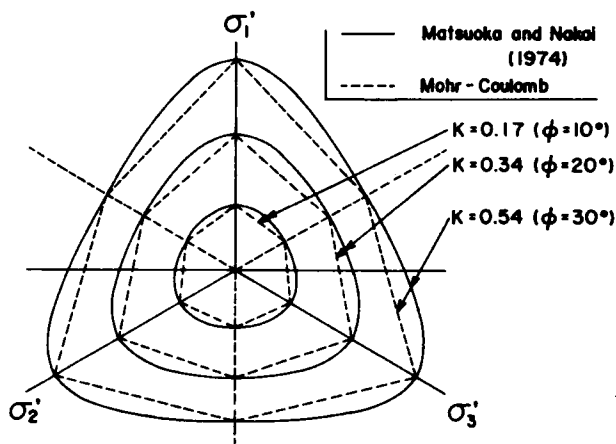


図-6.3.1 破壊基準の π 面への投影

7) 一般応力状態での応力パラメーターとしては、

式 (6.2.39) で定義した p, q, η と式 (6.2.28) の第2式で定義した $\cos 3\theta$ を主として用いる。ここで、三軸圧縮下での応力比を η_C とし、この η_C と一般応力下での応力比 η の関係についてみる。破壊時の K 値に対して、式 (6.2.42) より、各 θ に対して M が求まることを述べた。これは、三軸圧縮下での破壊時の応力比 M_C が与えられると、ある θ でのこの M_C に対応する M が求まることを意味している。いま、三軸圧縮下での応力比 η_C とこれに対応するある θ での応力比 η も、これと同様に表わせるものとする。すなわち、式 (6.2.42) で M の代わりに η を代入し、この η に対する K を K_{mob} とする。このとき、

$$f(\eta, \theta, \psi) = 2(\psi + 1)\eta^3 \cos 3\theta - 3(3\psi + 2)\eta^2 + 27\psi = 0 \quad \dots\dots\dots (6.3.5)$$

ここに、

$$\psi = K_{mob}^2 \leq K^2 \quad \dots\dots\dots (6.3.6)$$

式 (6.3.5) より、

$$\psi = \frac{2\eta^2(3 - \eta \cos 3\theta)}{2\eta^3 \cos 3\theta - 9\eta^2 + 27} \quad \dots\dots\dots (6.3.7)$$

式(6.3.5)で $\theta = 0$ ($\cos 3\theta = 1$)とすると η は η_C となり, この η_C と ψ の関係が次のように得られる。

$$f(\eta_C, \psi) = 2(\psi + 1)\eta_C^3 - 3(3\psi + 2)\eta_C^2 + 27\psi = 0 \quad \dots\dots\dots (6.3.8)$$

これより, 式(6.3.3)と同様に,

$$\psi = \frac{2\eta_C^2}{(2\eta_C + 3)(3 - \eta_C)} \quad \dots\dots\dots (6.3.9)$$

$0 \leq \eta_C < 3$ のもとに式(6.3.8)を解くと,

$$\eta_C = \frac{3}{4} \frac{\psi + \sqrt{\psi(9\psi + 8)}}{\psi + 1} \quad \dots\dots\dots (6.3.10)$$

したがって, η_C とこれに対応する η の関係は式(6.3.8), (6.3.9)で η_C が与えられると ψ が求まり, この ψ を用いることにより, 式(6.3.5)より各 θ に対して η が求まることになる。式(6.3.9), (6.3.10)から分かるように, η_C と ψ は1:1対応をしている。ここで, 式(6.3.5)で ψ を一定とすると, これは有効主応力空間で静水圧軸を軸とし, その p 一定平面との交線が図-6.3.1の実線で示されるような錐面を与える。ここでは, この錐面を「 ψ 一定曲面」と呼ぶことにする。また, この ψ 一定曲面と p 一定平面の交線上の点で表わされる応力状態は, (p, ψ)によって表わされる。ここでは, (p, ψ)で表わされる任意の2つの応力状態を互いに「等価な応力状態」と呼ぶ。

8) 三軸圧縮下で各ひずみ増分の塑性成分を p 成分と η 成分に分けたが, 後者は3次元的一般応力条件下では η_C 成分, すなわち, η_C (したがって ψ)と $\cos 3\theta$ を一定として p のみを変化させるときに生じるひずみ成分とみることができる。同様に, p 成分は, p と θ を一定として $\eta_C(\psi)$ を変化させるときのひずみ成分とみなせる。このとき, 一般応力下では $p, \eta_C(\psi)$ を一定として θ のみを変化させるときのひずみ成分(θ 成分)も考えることができる。しかし, ここではこのようなひずみ成分は無視できるものとする。

以上の仮定のもとに応力~ひずみ関係の一般化を行なう。つぎに, これらの一般化のときに用いられる関係式について述べる。まず, 式(6.3.5)より,

$$d\psi = \frac{6\eta \{ (3\psi + 2) - (\psi + 1)\eta \cos 3\theta \} d\eta}{2\eta^3 \cos 3\theta - 9\eta^2 + 27} - 2(\psi + 1)\eta^3 d(\cos 3\theta) \quad \dots\dots\dots (6.3.11)$$

これより,

$$\frac{\partial \psi}{\partial \eta} = \frac{6\eta \{ (3\psi + 2) - (\psi + 1)\eta \cos 3\theta \}}{2\eta^3 \cos 3\theta - 9\eta^2 + 27} \quad \Bigg\}$$

$$\frac{\partial \psi}{\partial (\cos 3\theta)} = \frac{-2(\psi + 1)\eta^3}{2\eta^3 \cos 3\theta - 9\eta^2 + 27} \quad \left. \vphantom{\frac{\partial \psi}{\partial (\cos 3\theta)}} \right\} \dots\dots\dots (6.3.12)$$

他方、式(6.3.8)より、

$$\frac{d\eta_C}{d\psi} = \frac{2\eta_C^3 - 9\eta_C^2 + 27}{6\eta_C \{ (3\psi + 2) - (\psi + 1)\eta_C \}} \quad \dots\dots\dots (6.3.13)$$

このとき、いま、有効応力 σ_{ij}' の関数 $g(\sigma_{ij}')$ があるとき、 $g(\sigma_{ij}')$ の σ_{ij}' に関する偏導関数は2階のテンソルを表わす。これを μ_{ij} で表わすと、これは次のようになる。

$$\begin{aligned} \mu_{ij} = & \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}'} = \frac{\partial g}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \sigma_{ij}'} + \frac{\partial g}{\partial \eta_C} \frac{d\eta_C}{d\psi} \left\{ \frac{\partial \psi}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial \sigma_{ij}'} \right. \\ & \left. + \frac{\partial \psi}{\partial (\cos 3\theta)} \frac{\partial (\cos 3\theta)}{\partial \sigma_{ij}'} \right\} \quad \dots\dots\dots (6.3.14) \end{aligned}$$

ここに $p, \eta, q, \cos 3\theta$ の σ_{ij}' に関する偏導関数は次のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial \sigma_{ij}'} &= \frac{1}{3} \delta_{ij} \\ \frac{\partial \eta}{\partial \sigma_{ij}'} &= \frac{1}{p} \left(\frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}'} - \eta \frac{\partial p}{\partial \sigma_{ij}'} \right) \\ \frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}'} &= \frac{3}{2q} s_{ij} \\ \frac{\partial (\cos 3\theta)}{\partial \sigma_{ij}'} &= \frac{9}{2q^3} (3t_{ij} - q \cos 3\theta s_{ij}) \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\frac{\partial p}{\partial \sigma_{ij}'}} \right\} \dots\dots\dots (6.3.15)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \frac{\partial J_2}{\partial \sigma_{ij}'} &= s_{ij} \\ \frac{\partial J_3}{\partial \sigma_{ij}'} &= t_{ij} = s_{ik} s_{kj} - \frac{1}{3} s_{pq} s_{pq} \delta_{ij} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\frac{\partial J_2}{\partial \sigma_{ij}'}} \right\} \dots\dots\dots (6.3.16)$$

の関係を用いており、 s_{ij} は σ_{ij}' の偏差応力テンソル、 t_{ij} は s_{ij} の2乗を表わすテンソルである。

いま、 μ_{ij} ($=\partial g/\partial \sigma_{ij}'$)の偏差成分を ν_{ij} とすると、

$$\begin{aligned} \nu_{ij} = & \mu_{ij} - \frac{1}{3} \mu_{kk} \delta_{ij} \\ = & \frac{\partial g}{\partial \eta_C} \frac{d\eta_C}{d\psi} \left\{ \frac{\partial \psi}{\partial \eta} \frac{1}{p} \frac{\partial q}{\partial \sigma_{ij}'} \right. \\ & \left. + \frac{\partial \psi}{\partial (\cos 3\theta)} \frac{\partial (\cos 3\theta)}{\partial \sigma_{ij}'} \right\} \quad \dots\dots\dots (6.3.17) \end{aligned}$$

一方、 μ_{ij} の等方成分 μ_{kk} は次のようになる。

$$\mu_{kk} = \frac{\partial g}{\partial p} - \frac{\partial g}{\partial \eta_C} \frac{d\eta_C}{d\psi} \frac{\partial \psi}{\partial \eta} \frac{\eta}{p} \dots\dots\dots (6.3.18)$$

式(6.3.18)において、 $\partial \psi / \partial \eta$ は η 、 $\cos 3\theta$ の関数であり、 $0^\circ < \theta \leq 60^\circ$ では、一般に、

$$\eta \frac{d\eta_C}{d\psi} \frac{\partial \psi}{\partial \eta} \approx \eta_C$$

である。したがって、式(6.3.18)で表わされる μ_{kk} の一般応力下での値とこれと等価な三軸圧縮下での値は一般に異なる。ひずみを表わすのに、 μ_{ij} を用いると、 μ_{kk} は体積ひずみに比例する量を表わすが、第3章でみたように等価な応力状態では体積ひずみはほぼ等しいとみなせた。しかし、式(6.3.14)による一般化ではこのような挙動を表わすことができない。このため、以後の解析では μ_{ij} を等方成分 μ_{kk} と偏差成分 ν_{ij} に分けて、偏差成分の一般化については式(6.3.17)を用いる。他方、等方成分に関しては三軸圧縮下で得られたものをそのまま用いる。すなわち、体積ひずみについて考えると、一般応力下での体積ひずみはこれと等価な三軸圧縮下での応力状態での体積ひずみに等しいと考える。偏差応力テンソル ν_{ij} は3有効主応力空間において p 一定平面内にあつて、ポテンシャル曲面 $g(\sigma_{ij}) = 0$ と p 一定平面との交線に垂直なベクトルで表わされることは容易に分かる。

つぎに、硬化関数に出て来る三軸圧縮下での応力比増分 $d\eta_C$ とこれに等価な一般応力下での有効応力増分との関係は次式で与えられる。

$$d\eta_C = \frac{d\eta_C}{d\psi} \left\{ \frac{\partial \psi}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial \sigma_{ij}'} + \frac{\partial \psi}{\partial (\cos 3\theta)} \frac{\partial (\cos 3\theta)}{\partial \sigma_{ij}'} \right\} d\sigma_{ij}', \dots\dots\dots (6.3.19)$$

ここに、右辺の各導関数は式(6.3.12)、(6.3.13)、(6.3.15)で与える。また、式(6.3.7)、(6.3.10)より、ある任意の一般応力状態での $(\eta, \cos 3\theta)$ より、これに等価な三軸圧縮下での応力比 η_C が求まる。すなわち、

$$\eta_C = \eta_C(\eta, \cos 3\theta) \dots\dots\dots (6.3.20)$$

以上、軸対称条件下の応力～ひずみ関係を3次元的な関係に拡張する際に必要な関係式を導びいた。この中で、導関数 $d\eta_C/d\psi$ 、 $\partial \psi / \partial \eta$ 、 $\partial \psi / \partial (\cos 3\theta)$ は式(6.2.42)で表わされる松岡、中井(1974)の破壊基準をもとにした式(6.3.5)の関係から導びかれている。すなわち、これらの項で破壊基準をもとにした ψ 一定曲面(式(6.3.5))の影響を考慮していることになる。

以上の仮定および諸関係を用いて、応力～ひずみ関係の一般化を行なう。弾塑性理論によると、ひずみ増分は次のように弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の和として表わされる。

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \dots\dots\dots (6.3.21)$$

ここでは、初めに弾性ひずみについて述べた後、塑性ひずみ増分について述べる。

6.3.2 弾性ひずみ

ここでは、ダイラテンシーを伴うような弾性ひずみに関する理論的な考察を行なう。弾性理論の最も基本的な仮定の一つは、応力とひずみの主軸の方向が一致することである。式(3.6.2)～(3.6.4)で表わされた関係は、 p 一定せん断において体積ひずみが発生しており、また、偏差ひずみが応力比の関数となっているため、次式で示される線形弾性理論では表わされない。

$$\epsilon_{ij}^e = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{\alpha\alpha} \delta_{ij} \quad \dots\dots\dots (6.3.22)$$

ここに、 E 、 ν は、ヤング率およびポアソン比である。ここでは、材料を等方体と考え、ひずみの弾性成分を p 成分 $\epsilon_{ij}^e{}_p$ と η 成分 $\epsilon_{ij}^e{}_\eta$ に分ける。すなわち、

$$\epsilon_{ij}^e = \epsilon_{ij}^e{}_p + \epsilon_{ij}^e{}_\eta \quad \dots\dots\dots (6.3.23)$$

いま、 $\epsilon_{ij}^e{}_\eta$ を次のように表わす。

$$\epsilon_{ij}^e{}_\eta = \frac{\kappa}{3} \int_{p_i}^p \frac{1}{1+e} \frac{dp}{p} \delta_{ij} \quad \dots\dots\dots (6.3.24)$$

または、

$$d\epsilon_{ij}^e{}_\eta = \frac{1}{3} \frac{\kappa}{1+e} \frac{dp}{p} \delta_{ij} \quad \dots\dots\dots (6.3.25)$$

すなわち、5.2でみたように、 η 一定では弾性領域では偏差ひずみは生じないと仮定している。つぎに、6.3.1の仮定1)より、 $\epsilon_{ij}^e{}_p$ の主軸方向と有効応力の主軸の方向は一致するから、これを次のように表わす。

$$\epsilon_{ij}^e{}_p = A_p^e \frac{\partial g_p^e}{\partial \sigma_{ij}} \quad \dots\dots\dots (6.3.26)$$

ここで、 g_p^e 、 A_p^e を弾性ひずみの p 成分に対する弾性ポテンシャル、係数関数と呼ぶことにする。ここでは、等方材料を扱っているので、 g_p^e 、 A_p^e は有効応力 σ_{ij} の不変量の関数とみることができる。

ここで、軸対称条件下で得られた弾性ひずみの関係式から A_p^e 、 g_p^e を求める。式(3.6.2)、(3.6.3)より、三軸圧縮下の弾性領域で応力比を η_i から η まで増加(再載荷)するときの体積ひずみ、偏差ひずみは次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} v_p^e &= \frac{d}{M_C} (\eta_C - \eta_{Ci}) \\ \epsilon_p^e &= \frac{G}{M_C} (\eta_C - \eta_{Ci}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3.27)$$

ここに、 η_C 、 M_C は三軸圧縮下での η 、 M であり、 η_{Ci} は η_i に対応する三軸圧縮下での応力比である。式(6.3.26)より、

$$\left. \begin{aligned} \nu_p^e &= A_p^e \frac{\partial g_p^e}{\partial p} \\ \varepsilon_p^e &= A_p^e \frac{\partial g_p^e}{\partial q} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3.28)$$

とおく。直交条件，

$$\left(\frac{\varepsilon}{\nu}\right)_p^e \frac{dq}{dp} = -1 \dots\dots\dots (6.3.29)$$

を $p = p_0$ で $q = 0$ の条件で積分することにより，

$$g_p^e = \eta_C + \frac{d}{G} \left(1 - \frac{p_0}{p}\right) = 0 \dots\dots\dots (6.3.30)$$

を得る。これを式 (6.3.28) に代入して式 (6.3.27) と比較することにより，

$$A_p^e = \frac{G}{M_C} p (\eta_C - \eta_{C_i}) \dots\dots\dots (6.3.31)$$

つぎに，これらの軸対称下での関係と 6.3.1 で求めた関係を用いて応力～ひずみ関係の一般化を行なう。ここで，式 (6.3.27) の第 1 式で示される体積ひずみは，一般応力下ではこれに等価な応力状態の三軸圧縮下でのひずみに等しいとする。すなわち，一般応力下でも次式が成立する。

$$\varepsilon_{kkp}^e = \nu_p^e = \frac{d}{M_C} (\eta_C - \eta_{C_i}) \dots\dots\dots (6.3.32)$$

ただし， η_C ， η_{C_i} は式 (6.3.20) より，一般応力下でのパラメーター η ， $\cos 3\theta$ の関数と考える。つぎに，偏差ひずみについては 6.3.1 で述べたように，式 (6.3.17) を用いて一般化する。いま，偏差ひずみを e_{ijp}^e とすると，これは次のように表わされる。

$$e_{ijp}^e = \varepsilon_{ijp}^e - \frac{1}{3} \varepsilon_{kkp}^e \delta_{ij} = A_p^e \nu_{ij}^e \dots\dots\dots (6.3.33)$$

ここに， ν_{ij}^e は式 (6.3.17) において g が g_p^e のときの ν_{ij} である。したがって，式 (6.3.30) より，

$$\frac{\partial g_p^e}{\partial \eta_C} = 1 \dots\dots\dots (6.3.34)$$

を考慮すると，これは次のように表わされる。

$$\nu_{ij}^e = C_1 s_{ij} + C_2 (3t_{ij} - q \cos 3\theta s_{ij}) \dots\dots\dots (6.3.35)$$

ここに，

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{3}{2pq} \frac{d\eta_C}{d\psi} \frac{\partial\psi}{\partial\eta} \\ C_2 &= \frac{9}{2q^3} \frac{d\eta_C}{d\psi} \frac{\partial\psi}{\partial(\cos 3\theta)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3.36)$$

ここで、 C_1, C_2 は式(6.3.12), (6.3.13)より計算され、いずれも σ_{ij}' の不変量の関数である。このとき、式(6.3.24), (6.3.32), (6.3.33)より、弾性ひずみは次のように表わされる。

$$\epsilon_{ij}^e = \Phi_0 \delta_{ij} + \Phi_1 s_{ij} + \Phi_2 t_{ij} \quad \dots\dots\dots (6.3.37)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \Phi_0 &= \frac{1}{3} \int_{p_i}^p \frac{\kappa}{1+e} \frac{dp}{p} + \frac{d}{3M_C} (\eta_C - \eta_{C_i}) \\ \Phi_1 &= A_p^e (C_1 - C_2 \cdot q \cdot \cos 3\theta) \\ \Phi_2 &= 3 A_p^e C_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3.38)$$

ここで、 A_p^e は式(6.3.31)で、 C_1, C_2 は式(6.3.36)で表わされ、いずれも σ_{ij}' の不変量の関数となっている。したがって、 Φ_0, Φ_1, Φ_2 はいずれも σ_{ij}' の不変量の関数となっており、式(6.3.37)は非線形等方弾性体の応力～ひずみ関係を表していることになる(Leigh, 1968)。

いま、

$$s_{kk} = 0, \quad t_{kk} = 0 \quad \dots\dots\dots (6.3.39)$$

を用いると式(6.3.37)より、弾性体積ひずみ v^e は次のようになる。

$$v^e = 3\Phi_0 = \int_{p_i}^p \frac{\kappa}{1+e} \frac{dp}{p} + \frac{d}{M_C} (\eta_C - \eta_{C_i}) \quad \dots\dots\dots (6.3.40)$$

これは式(6.3.20)の関係より一般応力条件下での体積ひずみを表わしているが、三軸圧縮下においては従来より求められている関係式と一致することは当然である。いま、 p 一定下でのせん断の場合を考えると v^e は式(6.3.40)の第2項のみで表わされ、一般応力下でも(6.3.40)はダイラタンシー挙動を表わしている。

つぎに、偏差ひずみ e_{ij}^e は式(6.3.33), (6.3.35)より次のようになる。

$$\begin{aligned} e_{ij}^e &= e_{ij}^e p = A_p^e \nu_{ij}^e \\ &= A_p^e \{ C_1 s_{ij} + C_2 (3 t_{ij} - q \cdot \cos 3\theta \cdot s_{ij}) \} \end{aligned}$$

三軸圧縮下($\sigma_2' = \sigma_3'$)では式(6.3.15)において、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial (\cos 3\theta)}{\partial \sigma_1'} &= \frac{q}{2q^3} (3t_1 - q \cdot \cos 3\theta \cdot s_1) = 0 \\ \frac{\partial q}{\partial \sigma_1'} &= 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3.41)$$

が成り立つ。したがって、 σ_1' 方向の偏差ひずみ ϵ_1^e は三軸圧縮下での式(6.3.27)の第2式に一致することが分かる。

以上、軸対称下の弾性領域での応力～ひずみ関係をもとにして、松岡、中井(1974)による破壊基準を利用して、一般応力下での有効応力～弾性ひずみの関係を非線形等方弾性理論をもとに導びいた。しかし、ここで導びいたのは式(6.3.27)から分かるように、応力比を η_i (三軸圧縮下の等価な応力比 η_{Ci})から η (同じく η_C)まで増加するときのダイレタンシーを考慮したものである。ダイレタンシーは、弾性領域で η を増加する場合と減少する場合で増加する一方である。したがって、3.6でも述べたように応力比を η_i から η まで減少するときには形式的に係数 $d (>0)$ の代わりに $(-d)$ を用いることにより、 η が増加する場合と同様に応力～ひずみ関係を求めることができる。しかし、このような弾性領域で p 一定のもとに η を増加、減少させるような繰り返し载荷による体積ひずみは、圧縮一方であり、非可逆なので、これを弾性ひずみとして取り扱うのは形式的なものと言わざるを得ない。

ここで、弾性ひずみの p 一定成分の弾性ポテンシャルの形について考える。この弾性ポテンシャルは式(6.3.30)で表わされており、これより次式を得る。

$$q_C = p \cdot \eta_C = -\frac{d}{G} (p - p_0) \dots\dots\dots (6.3.42)$$

この関係、および d を $(-d)$ に換えたときの q_C と p の関係は、各 p_0 に対して図-6.3.2のようになる。ここで、弾性ひずみの p 成分の一般化に当っては、体積ひずみと偏差ひずみに分けて行ない、後者は式(6.3.17)を用いた。 ϵ_{ij}^e は式(6.3.14)の関係をを用いて一般化していないので、3有効主応力空間において式(6.3.42)で表わされる曲面と弾性ひずみベクトルの p 成分 ϵ_{ij}^e は直交していないことが指摘できる。一般化の際に生じるこのような問題点については、後の6.3.3で述べる。

つぎに、式(6.3.37)で表わされる弾性ひずみの増分形は、この式を微分することにより得られる。しかし、式(6.3.37)の係数 ϕ_0, ϕ_1, ϕ_2 は有効応力の不変量の関数となっており、その微分はかなり複雑になるのでここでは省略する。

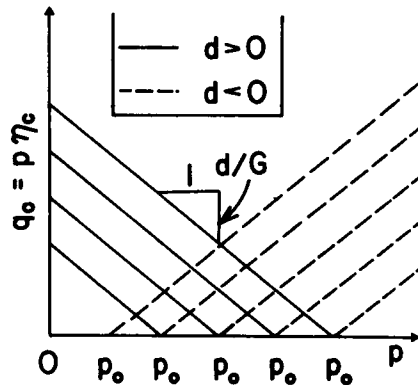


図-6.3.2 弾性ひずみの p 一定成分の弾性ポテンシャル線

6.3.3 塑性ひずみ増分

3.3節で、軸対称条件下の試験より、等方圧密粘性土に対する塑性ポテンシャル、硬化関数

などを求めた。ここでは、これらの関数を 6.3.1 で述べた仮定を用いて、3次元空間での有効応力～塑性ひずみ増分関係に拡張する。3.3 節より、三軸圧縮下での塑性ひずみ増分は次のように表わせた。

$$\left. \begin{aligned} dv^p &= C_p A_p^p \frac{\partial g^p}{\partial p} + C_\eta A_\eta^p \frac{\partial g^p}{\partial \eta} \\ d\varepsilon &= d\varepsilon^p = C_p A_p^p \frac{\partial g^p}{\partial q} + C_\eta A_\eta^p \frac{\partial g^p}{\partial q} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3.43)$$

この式において、式(3.4.40)と比べ、塑性ポテンシャル g 、硬化関数 A に上添字 p を付しているのは、これらを 6.3.2 で示した弾性ひずみに対するものと区別するためである。また、 C_p 、 C_η は式(3.4.47)に示したように 1 または 0 である。したがって、式(6.3.43)は $C_p = 1$ 、 $C_\eta = 1$ のとき式(3.4.40)と同一である。ここに、3.3 節より塑性ひずみ増分の p 成分に対する塑性ポテンシャルは次のようになる。

i) $A_p = 1$ のとき、

$$g^p = \eta_C - M_C \log \frac{p}{p_0} = 0 \dots\dots\dots (3.4.31 \text{ bis})$$

ii) $A_p \neq 1$ のとき、

$$g^p = \eta_C - \frac{A_p M_C}{A_p - 1} \left\{ 1 - \left(\frac{p}{p_0} \right)^{1 - A_p} \right\} = 0 \dots\dots\dots (3.4.32 \text{ bis})$$

硬化関数 A_p は A_p の値にかかわらず、式(3.4.34)のように書ける。

$$A_p^p = \frac{d e f}{(1+e) A_p M_C} \frac{p}{(M_C - \eta_C)} d\eta_C = h_p d\eta_C \dots\dots\dots (3.4.34 \text{ bis})$$

ここに、

$$h_p = \frac{d e f}{(1+e) A_p M_C} \frac{p}{(M_C - \eta_C)} \dots\dots\dots (6.3.44)$$

また、 η 成分に対しては、

i) $A_\eta = 1$ のとき、

$$g^p = \eta_C^2 - 2M_C^2 \log \frac{p}{p_0} = 0 \dots\dots\dots (3.4.37 \text{ bis})$$

ii) $A_\eta \neq 1$ のとき、

$$g^p = \eta_C^2 - \frac{A_\eta M_C^2}{A_\eta - 1} \left\{ 1 - \left(\frac{p}{p_0} \right)^{2(1 - A_\eta)} \right\} = 0 \dots\dots\dots (3.4.38 \text{ bis})$$

硬化関数は、 A_η の値にかかわらず、

$$A_\eta^p = \frac{\lambda - \kappa}{2(1+e) A_\eta} \frac{d p}{M_C^2 - \eta_C^2} = h_\eta d p \dots\dots\dots (3.4.39 \text{ bis})$$

$$h_{\eta} = \frac{\lambda - \kappa}{2(1+e) A_{\eta}} \frac{1}{(M_C^2 - \eta_C^2)} \dots\dots\dots (6.3.45)$$

ここに,

$$A_p = \frac{A' \Delta e f}{M_C}, \quad A_{\eta} = A_p \cdot D \dots\dots\dots (3.4.27 \text{ bis})$$

ここで、これらの関係を3次元応力下での関係に一般化する。弾性ひずみの場合と同様に、一般化に当っては体積ひずみ増分と偏差ひずみ増分に分けて考える。体積ひずみ増分は三軸圧縮の場合と同様の式(3.3.10), (3.4.7)で表わせるものとする。すなわち,

$$d\varepsilon_{kk}^p = dv^p = dv_p^p + dv_{\eta}^p = \frac{1}{1+e} \left\{ C_p \frac{\Delta e f}{M_C} d\eta_C + C_{\eta} (\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \right\} \dots\dots\dots (6.3.46)$$

ここに、応力比 η_C は式(6.3.20)に示したように一般応力下での応力の関数と考える。したがって、一般応力下での体積ひずみ増分とこれと等価な三軸応力下での体積ひずみ増分は常に同じになる。

つぎに、偏差ひずみ増分について考える。塑性ポテンシャル g_p^p, g_{η}^p に対応する式(6.3.17)で求められるテンソル ν_{ij} をそれぞれ $\nu_{ij}^p, \nu_{ij}^{\eta}$ で表わす。このとき、偏差ひずみ増分の塑性成分 de_{ij}^p は次のようになる。

$$de_{ij}^p = d\varepsilon_{ij}^p - \frac{1}{3} dv^p \delta_{ij} \\ = C_p A_p^p \nu_{ij}^p + C_{\eta} A_{\eta}^p \nu_{ij}^{\eta} \dots\dots\dots (6.3.47)$$

式(3.4.31)または式(3.4.32)および式(3.4.37)または式(3.4.38)より、次式を得る。

$$\frac{\partial g_p^p}{\partial \eta_C} = 1, \quad \frac{\partial g_{\eta}^p}{\partial \eta_C} = 2\eta_C \dots\dots\dots (6.3.48)$$

この関係と式(6.3.12)~(6.3.17)の関係を用いると、 $\nu_{ij}^p, \nu_{ij}^{\eta}$ は次のように書ける。

$$\left. \begin{aligned} \nu_{ij}^p &= C_1 s_{ij} + C_2 (3 t_{ij} - q \cos 3\theta s_{ij}) \\ \nu_{ij}^{\eta} &= D_1 s_{ij} + D_2 (3 t_{ij} - q \cos 3\theta \cdot s_{ij}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3.49)$$

ここに、 C_1, C_2 は式(6.3.36)で表わされており、 D_1, D_2 は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} D_1 &= \frac{3\eta_C}{pq} \frac{d\eta_C}{d\psi} \frac{\partial \psi}{\partial \eta} \\ D_2 &= \frac{9\eta_C}{q^3} \frac{d\eta_C}{d\psi} \frac{\partial \psi}{\partial (\cos 3\theta)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3.50)$$

他方、硬化関数 A_p^P , A_η^P は、弾性ひずみの場合と同様に 6.3.1 の諸関係を用い、 M_C , η_C を一般応力状態での M , η , $\cos 3\theta$ に変換し、 $d\eta_C$ は式 (6.3.19) の関係式を用いることにより一般化できる。このとき、一般応力下での塑性ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}^P$ は、式 (6.3.46), (6.3.47) を用いると次のように書ける。

$$d\epsilon_{ij}^P = Q_0 \delta_{ij} + Q_1 s_{ij} + Q_2 t_{ij} \quad \dots\dots\dots (6.3.51)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} Q_0 &= \frac{1}{3} dv^P = \frac{1}{3(1+e)} \left\{ C_p \frac{def}{M_C} d\eta_C \right. \\ &\quad \left. + C_\eta (\lambda - \kappa) \frac{dp}{p} \right\} \\ Q_1 &= C_p A_p^P (C_1 - C_2 q \cos 3\theta) \\ &\quad + C_\eta A_\eta^P (D_1 - D_2 q \cos 3\theta) \\ Q_2 &= 3 (C_p A_p^P C_2 + C_\eta A_\eta^P D_2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3.52)$$

式 (6.3.51) より、体積ひずみ増分の塑性成分は式 (6.3.39) の関係を用いると三軸圧縮下では式 (6.3.46) に一致することは明らかである。他方、偏差ひずみ増分の塑性成分 $d\epsilon_{ij}^P$ は式 (6.3.47) で求めたように次のようになる。

$$d\epsilon_{ij}^P = Q_1 s_{ij} + Q_2 t_{ij} \quad \dots\dots\dots (6.3.53)$$

これは、三軸圧縮下では式 (6.3.41) の関係があるので、三軸圧縮下での関係である式 (3.4.16) に一致することは、弾性ひずみの場合と同様にすれば容易に確かめられる (ただし、 $m=1$)。

つぎに、降伏関数は三軸圧縮の場合と同様に、式 (3.4.48) より p 成分と η 成分に対し次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} f_p &= \eta_C - \eta_{C_0} = 0 \\ f_\eta &= p - p_0 = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3.54)$$

ここに、 η_{C_0} , p_0 は硬化パラメーターであり、第3章で述べたように塑性ひずみの関数である。降伏曲面 $f_p = 0$ は有効主応力空間では ψ 一定曲面を表わし、塑性ひずみの p 成分の増加とともに、静水圧軸を軸として等方的に拡大していく。他方、 $f_\eta = 0$ は有効主応力空間では静水圧軸に直角な平面を表わす。これは塑性ひずみの η 成分の増加とともに原点から遠ざかる。

以上により、一般応力条件下での塑性ひずみ増分を軸対称下の関係式より導びいた。一般化の過程においては弾性ひずみの場合も塑性ひずみ増分の場合も体積成分と偏差成分に分けて行なっ

た。このうち、体積成分は三軸圧縮下と同じ表現を行ない、一般応力下での体積ひずみはこれと等価な応力状態にある三軸圧縮下での体積ひずみに等しいと置いた。一方、偏差ひずみに関しては、硬化関数 A については一般応力下の値はこれと等価な応力状態にある三軸圧縮下の値に等しいとし、塑性ポテンシャルに関しては式(6.3.17)を用いて一般化した。このように、体積成分と偏差成分に分けて一般化を行なったのは一般応力下での体積ひずみがこれと等価な応力状態にある三軸圧縮下の体積ひずみに等しくなるようにしたためである。これは、また、前述したように、式(6.3.18)において、

$$\eta \frac{d\eta_C}{d\psi} \frac{\partial \psi}{\partial \eta} = \eta_C \dots\dots\dots (6.3.55)$$

が一般に成立しないことよっている。しかし、一般化に当って式(6.3.17)を用いているため、塑性ひずみ増分ベクトル $d\epsilon_{ij}^P$ は有効主応力空間においてこれに対応する塑性ポテンシャル曲面(式(3.4.31)または式(3.4.32)と式(6.3.5)、(6.3.7)~(6.3.10)で表わされる)には直交しない。 $d\epsilon_{ij}^P$ および弾性ひずみ ϵ_{ij}^e についても同様のことが言える。

ここで、塑性ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}^P$ がこれに対応する塑性ポテンシャル曲面に直交するような普通の意味でのポテンシャル理論によって応力~塑性ひずみ増分関係を一般化した場合の問題点について検討する。ここで、塑性ひずみ増分の p 成分 $d\epsilon_{ij}^P$ について検討しているが、他の場合も同様に議論できる。このとき、 $d\epsilon_{ij}^P$ は次のように表わされる。

$$d\epsilon_{ij}^P = A_p^P \mu_{ij}^P \dots\dots\dots (6.3.56)$$

ここに、

$$A_p^P = \frac{\Delta e_f}{(1+e)A_p M_C} \cdot \frac{p}{(M_C - \eta_C)} d\eta_C \dots\dots\dots (3.4.34 \text{ bis})$$

$$\mu_{ij}^P = \frac{\partial g_p^P}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \sigma_{ij}'} + \frac{\partial g_p^P}{\partial \eta_C} \frac{d\eta_C}{d\psi} \left\{ \frac{\partial \psi}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial \sigma_{ij}'} + \frac{\partial \psi}{\partial (\cos 3\theta)} \frac{\partial (\cos 3\theta)}{\partial \sigma_{ij}'} \right\} \dots\dots\dots (6.3.14 \text{ bis})$$

ただし、

$$\frac{\partial g_p^P}{\partial p} = \frac{1}{p} \{ A_p M_C - (A_p - 1) \eta_C \} \dots\dots\dots (6.3.57)$$

である。他の導関数については既に示した。図-6.3.3は、式(6.3.56)による塑性体積ひずみの p 成分 v_p^P と正規化された応力比 η/M の関係を示している。計算に用いた諸係数値は、後の6.4節の表-6.4.1に示したものをを用いており、 $p (= 2 \text{ kg/cm}^2)$ を一定としてせん断したときの計算結果である。図から分かるように、 $\theta = 0^\circ$ (三軸圧縮)では $v \sim \eta/M$ 関係は直線関係になっている。しかし、 θ の増加とともに v は η/M の増加に従って、ある点まで増加した後、

減少している。これは式(6.3.55)が一般に成立しないことによっている。これを塑性ポテンシャルの形状からみると次のようになる。

図-6.3.4は、塑性ポテンシャル曲面 $g_p^p = 0$ および $g_\eta^p = 0$ と θ 一定平面との交線を $q \sim p$ 図上に示した計算例である。計算は表-6.4.1の諸係数値を用いて行なっている。図中には $\theta = 0^\circ$ の各塑性ポテンシャルの頂点を通る p 一定線と各塑性ポテンシャル曲線との交線を黒丸で示している。各 θ でのこれらの点と原点を結ぶ直線は破壊時の応力比 $\eta = M$ の勾配の直線である。図から分かるように、これらの黒丸の点は $\theta = 0^\circ$ 以外の塑性ポテンシャル曲線では頂点に一致していない。すなわち、各塑性ポテンシャル曲線の頂点での p の値は θ が大きいく程大きくなっている。これは次の理由による。

この図において同じ p に対する η は各 θ に対して式(6.3.5)で示される。その断面は図-6.3.1中に実線で示されている。図-6.3.4中の塑性ポテンシャル曲線上の同じ p に対する点の η は、 θ ($0^\circ \leq 60^\circ$)が大きいく程小さくなる。したがって、 $\theta = 0^\circ$ の曲線で q がゼロ($p = p_p$ または p_η)からピークに至る間に $0^\circ < \theta \leq 60^\circ$ の塑性ポテンシャル曲線上の点の縦軸座標 $q = \eta p$ は、ピークに達した後、減少に転じる。これは p の減少に対して η の増加の仕方が $\theta = 0^\circ$ の場合が最も大きく、 θ が大きいく程その増加の仕方は小さくなるためである。すなわち、図-6.3.4に示したように、各塑性ポテンシャル曲線のピーク点の p の値は θ が大きいく程大きくなる。塑性体積ひずみ増分は塑性ポテンシャル曲線のピーク点より大きい p の部分では圧縮であり、ピーク点でゼロとなる。ピーク点より小さい p の範囲では膨張になる。したがって、図-6.3.3に示したように、 $0^\circ < \theta \leq 60^\circ$ では塑性体積ひずみ増分は破壊に近づくに従い必ず膨張に転ず

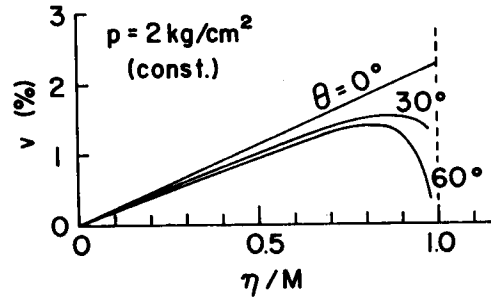


図-6.3.3 ポテンシャル理論により計算した $v \sim \eta/M$ 関係

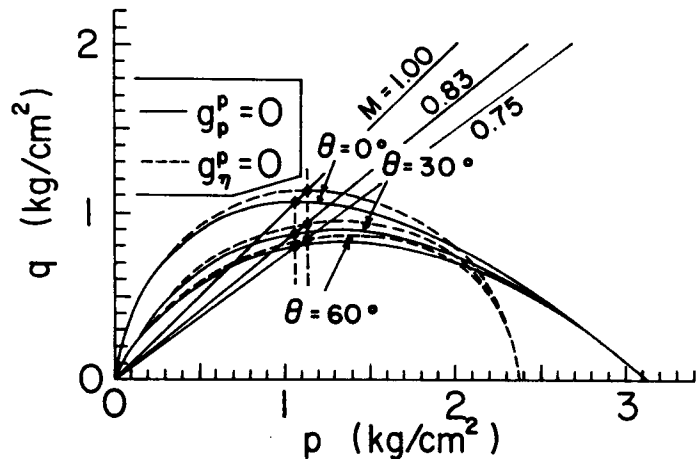


図-6.3.4 塑性ポテンシャル曲面と θ 一定平面の交線の $q \sim p$ 関係

ることになる。

以上により、式(6.3.56)によるような塑性ひずみ増分の一般化では v_p^p 、すなわち、ダイレタンシーは応力経路の偏角 θ により異なった傾向を示すことが分かった。この議論は塑性体積ひずみの η 成分についても同様に言えることである。このときは、第3章で述べたように三軸圧縮下でも伸張下でも $e_\eta \{ = e - (-\delta e)_p \} \sim \log p$ 関係がほぼ同じ勾配 C_c の直線上にのる(図-3.4.6, 3.4.10, 3.5.7)という実験事実と反することになる。したがって、 μ_{ij} を用いた式(6.3.56)の形の一般化は実験事実を説明するには不相当と思われる。

以上、議論したような問題点は、塑性ポテンシャル曲面の形状に式(6.3.5)で示されるような θ の影響を加味し、しかも、その p 一定平面による切断面が図-6.3.1に示したようにせん断の進行とともに相似形に拡大せず、 θ の値によって η の増加の仕方が異なるような場合には常に生じるものである。すなわち、ここに用いた松岡、中井(1974)による ψ 一定曲面の概念を用いる場合に限らず、その形状が応力の偏角 θ により変化するようなポテンシャル曲面を用いて、ポテンシャル理論により応力 \sim ひずみ関係を一般化する場合には常に生ずる問題点であることが指摘できる。

6.4 提案モデルの応力 \sim ひずみ挙動

6.4.1 概 説

ここでは、6.3節で求めた一般化された応力 \sim ひずみ関係を用いて、3有効主応力条件下の種々の応力経路に沿うひずみの解析結果を示す。解析では主として塑性ひずみ増分の挙動に重点を置くため、弾性ひずみ増分としては式(6.3.25)のみを用いる。すなわち、

$$d\varepsilon_i^e = \frac{1}{3} \frac{\kappa}{1+e} \frac{dp}{p} \quad (i = x, y, z) \quad \dots\dots\dots (6.4.1)$$

他方、塑性ひずみ増分は式(6.3.51)より、

$$d\varepsilon_i^e = \varrho_0 + \varrho_1 s_i + \varrho_2 t_i \quad \dots\dots\dots (6.4.2)$$

ここに、いまは主応力状態を考えているので $i = x, y, z$ とする。 s_i, t_i は i 軸方向の偏差応力および偏差応力の2乗の偏差である。全ひずみ増分は、次式より求まる。

$$d\varepsilon_i = d\varepsilon_i^e + d\varepsilon_i^p \quad \dots\dots\dots (6.4.3)$$

つぎに、解析に用いた応力経路の π 面上での表現について述べる。解析は、応力経路が有効主応力空間で直線または2本の直線より成る折れ線に対して行なっている。図-6.4.1に、折れ線の応力経路の π 面への投影を示している。ここで図のように、等方応力状態からせん断するとき、最初の直線の応力経路の $\sigma_{x'}$ 軸からの偏角 θ を θ_1 、第2の直線の応力経路のそれを θ_2 とする。

また、最初の直線の応力経路の長さを r_1 とする。このとき、応力経路の折れ曲がり点での正八面体せん断応力を $(\tau_o)_1$ 、そのときの q を q_1 とすると、次の関係がある。

$$r_1 = \sqrt{3} (\tau_o)_1 = \frac{2\sqrt{6}}{3} q_1 \dots\dots\dots (6.4.4)$$

つぎに、解析に用いた各係数値を表-6.4.1に示す。表中、 e_a は等方圧密に対する $e \sim \log p$ 直線の $p = 1$ での間げき比である。また、 A' は式(3.4.27)の係数 A_p, A_η を計算するときの係数である。 ϕ' は土の内部摩擦角であり、三軸圧縮と伸張では、次式で表わされる。

$$\sin \phi' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} \dots\dots (6.4.5)$$

解析では、この ϕ' より式(6.3.1)を用いて K を求め、この K を一定として計算を行なっている。 $\phi' = 25.4^\circ$ のとき $K = 0.45, M_C = 1.0$ である。

最後に、解析により得られたひずみの3主ひずみ空間での表現について述べる。正八面体せん断ひずみを r_{oct} とすると、

$$\left(\frac{r}{2}\right)_{oct} = \frac{1}{3} \left\{ (\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (\epsilon_y - \epsilon_z)^2 + (\epsilon_z - \epsilon_x)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (6.4.6)$$

いま、有効主応力空間での π 面に対応して、主ひずみ空間で原点を通り、 $\epsilon_x = \epsilon_y = \epsilon_z$ 軸に直交する平面をここで π_ϵ 面と呼ぶことにする。 ϵ_x 軸の π_ϵ 面への投影とひずみ点 $(\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z)$ と原点を結ぶ直線のこの面への投影のなす角を θ とする。応力の場合(式(6.2.28))と同様にして、次式を得る。

$$\cos 3\theta = \frac{8\sqrt{2} e_x e_y e_z}{r_{oct}^3} \dots\dots\dots (6.4.7)$$

ここに、 e_x, e_y, e_z は偏差ひずみであり、 v を体積ひずみとすると、次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} e_i &= \epsilon_i - \frac{1}{3} v \\ v &= \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.4.8)$$

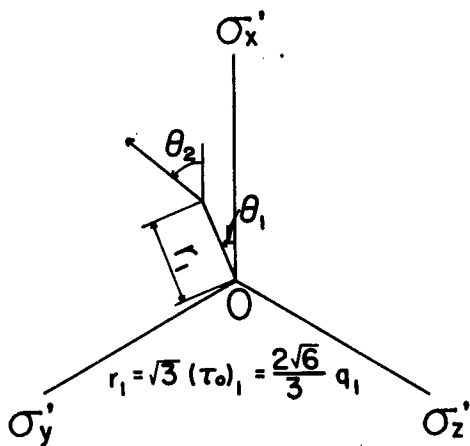


図-6.4.1 π 面上での応力経路の表現

表-6.4.1 解析に用いた各係数値

e_a	0.9882
Δe_f	0.0430
λ	0.106
κ	0.0187
A'	21
D	0.50
ϕ'	25.4°

6.4.2 θ 一定応力経路上での挙動

ここでは、等方応力状態から θ 一定で、種々の dq/dp を持った応力経路に沿って計算した応力へひずみ関係を示す。図-6.4.2に解析に用いた応力経路を示している。同図(a)は各応力経路の π 面上への投影である。ここでは、土は等方と仮定しているので、 θ' を 0° から 60° まで 15° おきにとった5種類の応力経路について計算している。なお、同図中には $\phi' = 25.4^\circ$ より計算した $K = 0.45$ に対する破壊曲線も示している。図(b)は応力経路を $q \sim p$ 関係で示している。破壊時の応力比 M の値は θ により

異なるので、破壊線は図に破壊線で示したように θ により相異なる勾配を持っている。解析に用いた応力経路は p 一定($= 2 \text{ kg/cm}^2$)経路、および、 $p = 2 \text{ kg/cm}^2$, $q = 0$ を通り、 dq/dp が $0.5, 1$ の各場合について、 $\theta = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ のものを扱っている。図-6.4.3に、それぞれ $\theta = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ の場合の $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ と η ($= q/p$)の解析結果を示している。

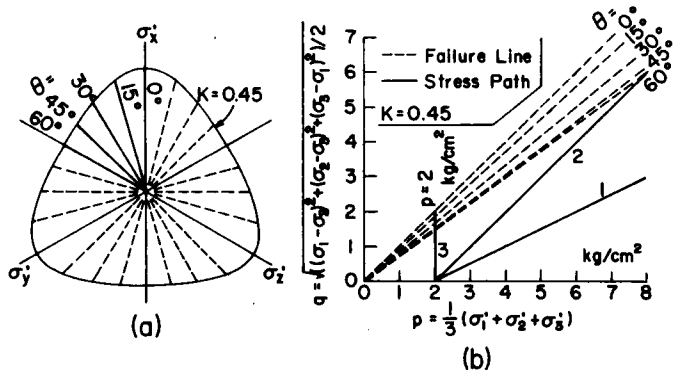


図-6.4.2 θ 一定経路 (a)応力経路の π 面への投影、
(b) $q \sim p$ 関係

る。ここでは、 ϵ_x, ϵ_z がそれぞれ最大主ひずみ、最小主ひずみとなっており、 ϵ_y が中間の主ひずみである。図中には同時に破壊線で破壊時の応力比 M も示している。最大主ひずみ ϵ_x と η の関係をみると各 θ の場合とも、同じ η では、応力経路の勾配 dq/dp が大きい程、 ϵ_x は小さくなっている。また、各 θ での最小主ひずみ ϵ_z と η の関係では、 η が小さいところでは、 dq/dp が大きい程、同じ η に対する ϵ_z の値は小さくなっている。 η が増加するに従い、この傾向は逆転して、同じ η では dq/dp が大きい程、 ϵ_z は大きくなっている。つぎに中間主ひずみ ϵ_y と η の関係についてみる。三軸圧縮下($\theta = 0^\circ$)では $\epsilon_y = \epsilon_z$ である。このとき、経路1, 2の ϵ_y は初め圧縮側にあり、ある応力比以上になると膨張側に至っている。経路3の ϵ_y ($= \epsilon_z$)は初めから膨張のみである。 $\theta = 15^\circ$ では経路1, 2, 3ともに ϵ_y はいずれも圧縮側にある。これより、この材料の平面ひずみ下での変形は θ が 0° と 15° の間で生じることが予測せられる。 $\theta \geq 15^\circ$ では $\eta \sim \epsilon_y$ 曲線の初期接線勾配は dq/dp が大きい程大きくなっている。

つぎに、これらのひずみの π_ϵ 面上での経路についてみる。図-6.4.4(a)は、 p および θ が一定の応力経路(図-6.4.2)上でせん断したときのひずみ経路を示している。図中には、 $\theta = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ の場合が示されている。 $\theta = 0^\circ$ (三軸圧縮)と 60° (三軸伸張)の場合はひずみに関する偏角 θ と応力に関する偏角 θ は等しい。図より、各ひずみ経路は、原点(等方応力状態)で

破線で示される応力経路に接しており、応力比 η の増加とともに次第にこれと離れて θ は増加している。これは前節で述べたように、塑性ひずみ増分ベクトルの偏差成分（これは全ひずみ増分の偏差成分に等しい）が p 一定平面内で図-6.3.1で示した ψ 一定曲面と p 一定平面との交線に垂直になっており、この交線はせん断の進行とともに円から三角形に近いひずんだ円に変化していくことによっている。同図(b)は $\theta = 15^\circ, 45^\circ$ の場合の、また、同図(c)は $\theta = 30^\circ$ の場合の、いずれも応力経路の勾配 dq/dp を種々に変えたときのひずみ経路の π_e 面への投影を示している。これらの図より、 p 一定経路の場合と同様、各ひずみ経路はいずれも等方応力状態に対応する応力経路に接し、 η の増加とともに次第にこれと離れる傾向がある。しかし、応力経路の偏角 θ が同じで、その勾配 dq/dp が異なる場合のひずみ経路を比較すると、勾配 dq/dp が小さくなる程、ひずみ経路は破線で示される応力経路に近くなっている。これは塑性ひずみ増分の η 成分による効果を示している。

Yong and McKyes (1971)は粘土で、Lade and Duncan (1973)は砂でそれぞれ σ_3 一定のもとで θ を一定とした多軸せん断試験を行っており、宮森

(1976)は、 p 一定のもとに種々の θ に対しこれを一定とした砂のせん断試験を行なっている。

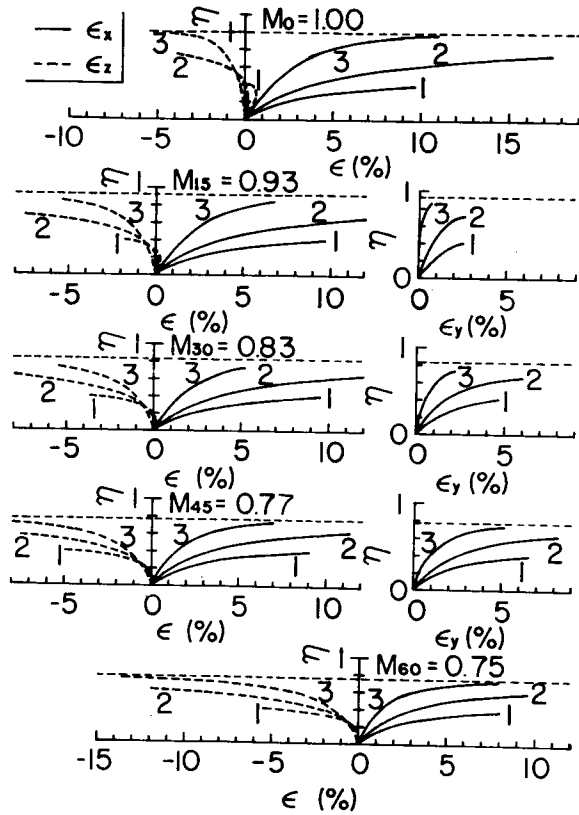


図-6.4.3 θ 一定経路に沿う応力~ひずみ関係

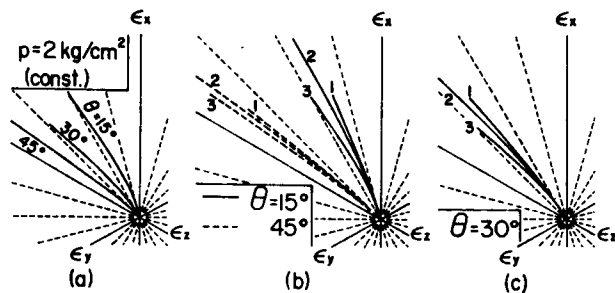


図-6.4.4 ひずみ経路の π_e 面への投影, (a) p 一定経路, (b) $\theta = 15^\circ, 45^\circ$ の経路, (c) $\theta = 30^\circ$ の経路

これらの研究者の試験結果のひずみ増分の π_ϵ 面への投影はせん断応力が原点に近い場合はほぼ応力経路 (θ 一定) と平行になっており、せん断応力の増加とともに応力経路方向と異なり、その $d\epsilon_x$ 軸からの偏角は増加する傾向にある。図-6.4.5は、前に示した p 一定、 θ 一定の応力経路上でのひずみの解析結果を各点でのひずみ増分ベクトルの π_ϵ 面への投影で示したものである。各ひずみ増分ベクトルの長さはそのベクトルの始点と応力経路の次の点まで応力が変化するときが発生するひずみ増分に比例するように取ってある。解析で扱ったひずみ増分のうち、弾性成分は式(6.4.1)で示される等方成分のみであるから、図-6.4.5の π_ϵ 面上には現われず、全ひずみ増分と塑性ひずみ増分が一致している。すなわち、この図に示したひずみ増分は全ひずみ増分ベクトルの π_ϵ 面への投影とみなしてもよく、塑性ひずみ増分ベクトルの π_ϵ 面への投影とみなしてもよい。図より、ひずみ増分ベクトルは $\theta = 0^\circ, 60^\circ$ では応力経路方向と一致することは明きらかである。 $\theta = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ の応力経路に対しては、原点付近では対応する応力経路方向に向いているが、せん断の進行とともに次第にこれと離れ、 $d\epsilon_x$ 軸からの偏角は増加している。これは前述したように、塑性ひずみ増分ベクトルが p 一定平面内で ψ 一定平面に直交しているためである。前述したように、Yong and McKyes(1971), Lade and Duncan(1973), 宮森(1976)はこの解析結果と定性的に一致する試験結果を示している。

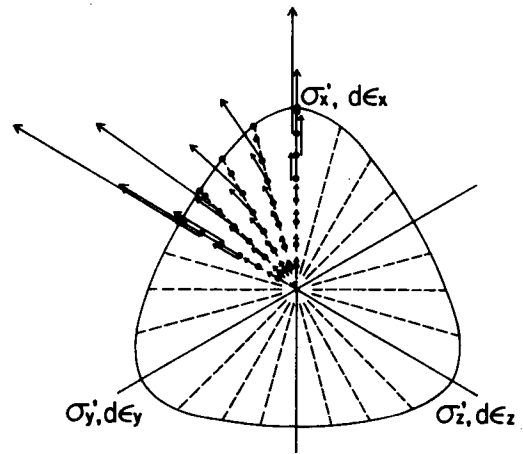


図-6.4.5 ひずみ増分ベクトルの π_ϵ 面への投影

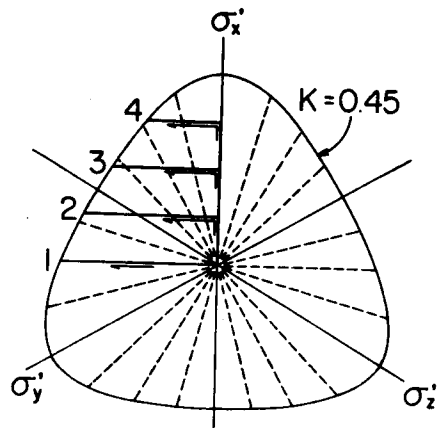
6.4.3 p 一定で折れ線の応力経路上での挙動

ここでは有効主応力空間で p 一定の静水圧軸に垂直な平面上のいろいろの応力経路に沿うひずみの解析結果を示す。

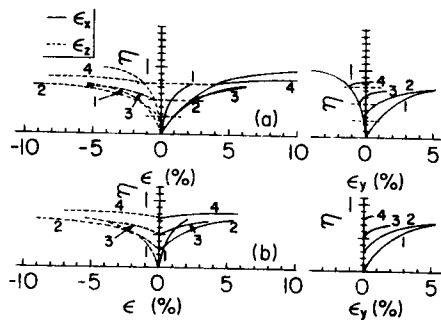
はじめに、図-6.4.6に示した応力経路1~4に沿うひずみの解析結果を示す。これらの応力経路の中で、経路1は等方応力状態から $\theta = 90^\circ$ の直線上をせん断するものであり、これは前節で示した $\theta = 30^\circ$ の場合の結果の ϵ_x と ϵ_y を入れ換えた場合と同じである。応力経路2~4は等方応力状態から三軸圧縮条件のもとに $q_1 = 0.5, 1.0, 1.5 \text{ k g/cm}^2$ までせん断した後、応力経路を 90° 曲げて、 $\theta_2 = 90^\circ$ の応力経路に沿って破壊までせん断するものである。図-6.4.7に各応力経路上のひずみと応力比の関係を示す。同図(a)は等方応力状態からのひずみであり、同図(b)は応力経路の折れ曲がり点からのものである(応力経路1のひずみは等方応力状態からのもの)。

これらの中で、応力経路1のひずみは ϵ_y が最大主ひずみ、 ϵ_x が中間主ひずみとなっている。この図で特徴的なことは ϵ_y の挙動である。同図(a)から分かるように ϵ_y ははじめ負であるが、応力経路の折れ曲がりとともに圧縮側に転じている。これは応力経路の折れ曲がり後、 σ_y' が急激に増加しているためである。図一6.4.8は、これらの各経路上で発生するひずみ経路の π_ϵ 面への投影を示している。応力経路2, 3, 4より生ずるひずみ経路は、応力経路の折れ曲がり後、急速に ϵ_x 軸から離れて($-\epsilon_z$)軸方向に伸びている。

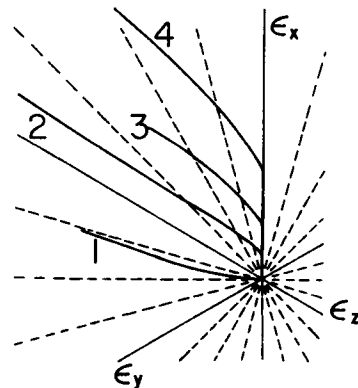
つぎに、図一6.4.9に示したように、 $\theta_1 = 0^\circ$ で $q_1 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ まで三軸圧縮下でせん断した後、 θ_2 を種々に変えて破壊に至らしめるような折れ線の応力経路に沿うひずみの解析結果を示す。図中、応力経路1は、前節で示した $\theta = 0^\circ$ の応力経路と同じであり、経路4は図一6.4.6の応力経路3と同じである。図一6.4.10に、これらの各応力経路に沿うひずみと応力比 η の関係を示している。図より、 $\eta \sim \epsilon_x, \epsilon_z$ 関係では応力経路が1から4に変化するに従いがい、同じ応力比での接線勾配の絶対値は減少している。これは応力経路が1から4に行くに従いがい、破壊時の応力比 M が減少していることによると思われる。 $\eta \sim \epsilon_y$ 関係では、 θ_2 の増加とともに、 ϵ_y は圧縮側に転ずる傾向がある。これは同じ



図一6.4.6 応力経路の π 面への投影



図一6.4.7 応力～ひずみ関係、(a)等方応力状態からのひずみ、(b)応力経路の折れ曲がり点からのひずみ



図一6.4.8 ひずみ経路の π_ϵ 面への投影

η では、 θ_2 が大きい程、 σ_y' も大きくなっているためと思われる。図-6.4.11に、これらひずみ経路の π_ϵ 面上への投影を示す。応力経路の折れ曲がり後、対応するひずみ経路も ϵ_x 軸から次第に離れているが、ひずみ経路が ϵ_x 軸から離れる割合は経路4, 3, 2の順に大きくなっている。これは、図-6.4.10で示した ϵ_y の影響によるものである。

最後に、図-6.4.12に示したように、等方応力状態 ($p = 2\text{kg/cm}^2$) から、はじめ $\theta_1 = 60^\circ$ (三軸伸張) で $q_1 = 1\text{kg/cm}^2$ までせん断 ($p = 2\text{kg/cm}^2$: 一定) した後、 θ_2 を3種類に変えた応力経路に沿うひずみの解析結果を示す。これらの中で、応力経路1は、前節で述べた $\theta = 60^\circ$ の場合と同じである。図-6.4.13に、各応力経路に沿うひずみと η の関係を示す。図中、同じ応力比での $\eta \sim \epsilon_x$, ϵ_z 関係の接線勾配の絶対値は θ_2 が大きい程、小さくなっている。これは θ_2 の大きい応力経路程、破壊時の M が小さくなっているためと思われる。また、 $\eta \sim \epsilon_y$ 関係では、同じ応力比で比較すると θ_2 が小さくなる程、 ϵ_y は膨張側に転じている。これは、 θ_2 が小さい程、同じ応力比では σ_y' が小さくなっていることによるものと思われる。図-6.4.14は、各応力経路に沿うひずみ経路の π_ϵ 面への投影を示している。応力経路の折れ曲がり後、ひずみ経路も急速に($-\epsilon_z$)軸を離れている。しかし、応力経路3では、三軸圧縮状態 ($\theta = 0^\circ$) で破壊に至るがひずみ状態の偏角 θ は 0° よりもかなり大きくなっている。これは応力増分方向と塑性ポテンシャルに立てた法線の方向がこの応力経路ではかなり離れていることによるものである。

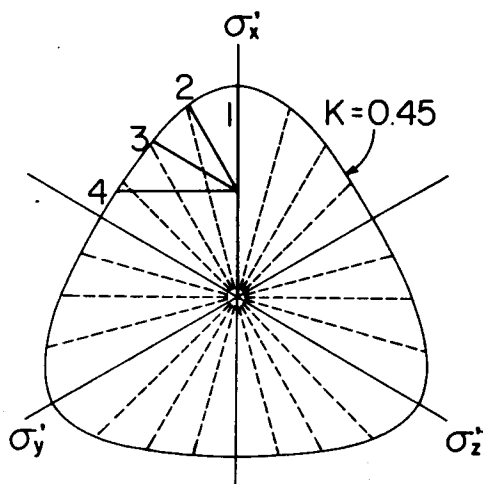


図-6.4.9 応力経路の π 面への投影

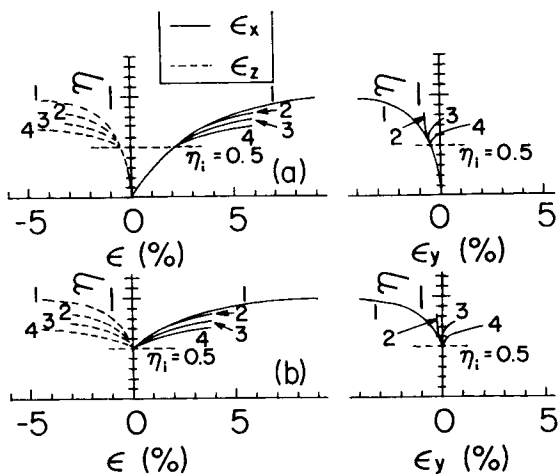


図-6.4.10 応力~ひずみ関係 (a)等方応力状態からのひずみ, (b)応力経路の折れ曲がり点からのひずみ

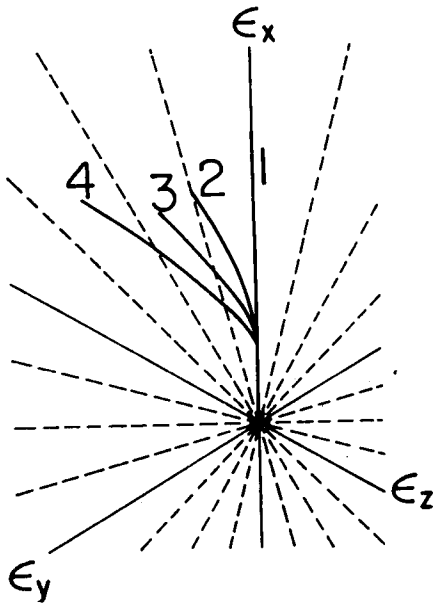


図- 6.4.11 ひずみ経路の π_ϵ 面への投影

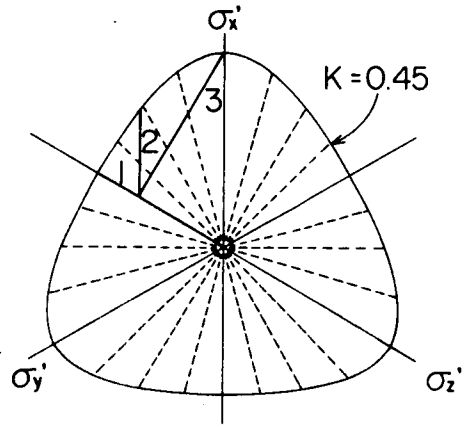


図- 6.4.12 応力経路の π 面への投影

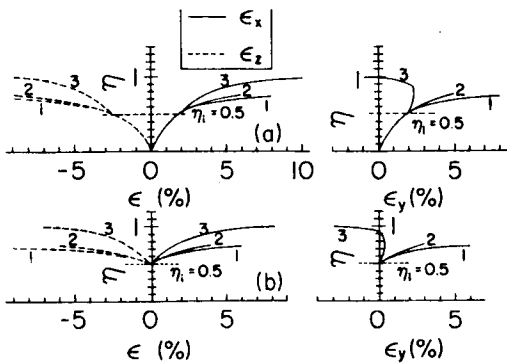


図- 6.4.13 応力～ひずみ関係, (a)等方応力状態からのひずみ, (b)応力経路の折れ曲がり点からのひずみ

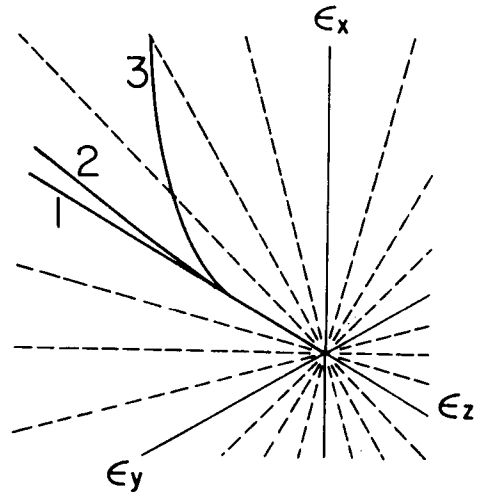


図- 6.4.14 ひずみ経路の π_ϵ 面への投影

以上、有効主応力空間の p 一定平面上で2本の直線より成る折れ線の有効応力経路に沿うひずみの解析結果を示した。これらの解析結果において、一般に有効応力経路の急変に対して、これに対応するひずみ経路の変化はかなりゆるやかである。これは、 π 面上での応力増分ベクトル方

向とこの応力点の塑性ポテンシャル曲線の法線の方向がかなり異なっていることによるものである。このような応力経路とひずみ経路の相違はWood (1975) の試験結果からもうかがえる。

6.5 まとめ

ここでは、土の変形挙動は破壊基準により影響されるという観点から、はじめ、土の破壊条件に関する従来より行なわれている試験結果を要約するとともに、土の破壊基準に関する要約を行なった。この後、第3章で得られた軸対称状態で等方圧密された粘性土の応力～ひずみ関係の一般化を行なった。最後に、この関係式を用いて、有効主応力空間での θ 一定応力経路、 p 一定応力経路に沿うひずみの解析結果を示した。この章では次のことが明きらかにされた。

1. 土の破壊条件に関する従来より行なわれている実験的研究より、6.2.1に示した各項目のことが言える。
2. 土の破壊基準に関しては、従来の研究より、6.2.2の1)～12)が得られている。
3. 中間空間滑動面の概念により、松岡、中井(1974)の基準から拡張された von Mises の基準までの広い範囲の破壊基準を表わすことができる。
4. 6.3.1に示した仮定1)～8)のもとに、第3章で得られた等方圧密粘性土の軸対称応力下での応力～ひずみ関係を、松岡、中井(1974)の破壊基準をもとにして、3次元的な一般応力状態での関係に一般化した。
5. このとき、弾性ひずみは、ダイラタンシーを含んだ非線形等方弾性理論により、式(6.3.37)で表わされる。一般化に当っては弾性ひずみを p 成分と η 成分に分けて行なった。弾性成分の p 成分は体積成分と偏差成分に分け、前者は一般応力状態と等価な応力状態における三軸圧縮下での体積ひずみに等しいとし、後者はそのベクトルが ψ 一定曲面と p 一定平面の交線に直交するようにした。 η 成分は式(6.3.24)で示されるように等方成分のみとした。
6. 塑性ひずみ増分は式(6.3.51)で表わされる。一般化に当っては、弾性ひずみの場合と同様に p 成分および η 成分を等方成分(体積成分)と偏差成分に分けた。前者は、一般応力状態と等価な応力状態にある三軸圧縮下の塑性ひずみ増分に等しいとしている。また、後者に関しては、その偏差ひずみ増分ベクトルが有効主応力空間において ψ 一定曲面と p 一定平面の交線に直行するとしている。また、降伏曲面 $f_p = 0$ は ψ 一定曲面になっており、 $f_\eta = 0$ は有効主応力空間で静水圧軸に直交する平面になっている。
7. 得られた一般化応力～ひずみ関係を用いて、有効主応力状態の種々の応力経路に沿う応力～ひずみ関係の解析結果を示した。これらの解析結果は6.4節の各図中に示した通りであるが、特徴的なこととして次のことが言える。

i) p と θ の両方を一定とする応力経路のうち、 $\theta = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ の経路に沿うひずみ

経路の π_ϵ 面への投影は，原点で有効応力経路に接し，せん断の進行とともに次第にこれと離れて偏角 θ は増加する。

ii) θ 一定で dq/dp が異なる応力経路に沿うひずみ経路の π_ϵ 面への投影は， $\theta = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$ に対しては， dq/dp が小さくなる程，ひずみの偏角 θ は小さくなり，有効応力の偏角 θ に近くなる。

iii) p 一定， θ 一定経路に沿う有効応力経路上のひずみ増分ベクトルの π_ϵ 面への投影は，従来より得られている試験結果と定性的に一致する。

iv) p 一定で， π 面上で折れ曲がった2本の直線より成る応力経路に沿うせん断によるひずみ経路の π_ϵ 面への投影は π 面上での応力経路とかなり異なっている。 π_ϵ 面上でのひずみ経路は π 面上での有効応力経路の急変に対して，漸次的にゆるやかに変化している。

第7章 結 論

飽和粘性土の一次元圧密沈下特性，正規および過圧密領域での等方試料と異方試料の種々の応力条件下での変形特性について実験的研究を中心として諸特性を明きらかにするとともに，若干の理論的考察を行なって来た。各章で得られた結論については，各章の終節の「まとめ」で詳述して来た。ここでは，これらを要約して本論文の結論とする。

(1) 一次元圧密沈下特性

種々の载荷条件のもとに行なわれた試験結果をもとにして，粘性土の $e \sim \log p$ 関係，非線形粘弾性， $e \sim \log k$ 関係などを考慮に入れた一次元圧密モデル（図-2.2.1）を示した。また，このモデルによる解析結果と試験結果を比較検討して，この圧密モデルの妥当性を検討した。また，この一次元圧密モデルの数値解析により，いわゆる“top spring”の圧縮性の減少，荷重増分比 $\Delta p_0/p_0$ の減少，構造粘性の増加（係数 α' ， β の減少）は，粘性土の圧縮度の進行を遅らせるが，圧密度（間げき水圧の消散）の進行は促進させる効果があることを示した（2.4節）。また，この一次元圧密モデルを用いた不均一粘土層の圧密沈下の数値解析より，透水係数や圧縮性の分布の相違は層全体としての圧密沈下挙動や各深さでの挙動に影響を与えるが，初期間げき比の分布や自重の相違はこれらのいずれにもほとんど影響を及ぼさないことを示した（2.5節）。

(2) $e \sim \log p$ 関係

等方および異方圧密時の圧縮指数 C_c は応力比 η に関係なくほぼ平行となり，これは三軸圧縮と伸張の場合でも互いにはほぼ等しい。また，側方拘束圧密試験より得られる C_c も等しい。つぎに，長期間载荷での100%圧密時，軸対称下での荷重増分比を小さくしたとき，および $dp > 0$ ， $d\eta < 0$ の応力経路での $e_\eta (= e - (-\delta e)_p) \sim \log p$ 関係は擬似先行圧密現象を示す。等方および異方膨潤時の $e \sim \log p$ 曲線は応力比 η に関係なく互いに平行になる。また，膨潤指数 C_s と再圧縮指数 C_r は一般に異なり，ここで用いた試料では過圧密比が4付近で $C_r/C_s \approx 4$ 程度である。

(3) ダイランシー特性

p 一定せん断時の体積変化特性をダイランシー特性と呼ぶことにすると，これに関してつぎのような結論が得られた。等方正規圧密粘性土の三軸圧縮下と伸張下での等方応力状態から破壊時までの体積変化 v_f または間げき比の減少量 Δe_{ef} はほぼ等しい（図-3.5.4）。また，異方正規圧密粘性土では，せん断開始時から破壊時までの間げき比の減少量 Δe_{ef} は $(M - \eta_i)/M$ に比例すると考えることができる（図-4.3.7）。正規圧密粘性土を p 一定下でせん断するとき，体積は破壊までほぼ減少し続けるが，破壊付近から膨張に転ずる傾向がある。また，正規圧密粘性

土の p 一定除荷時にも体積は減少し続ける。過圧密粘性土の p 一定せん断において破壊時の間げき比は、 $e \sim \log p$ 図上において、湿潤側では正規圧密粘性土の p 一定せん断より得られる処女圧縮線に平行な限界間げき比線（湿潤側限界間げき比線）上に至るが、乾燥側ではこれより異なったより小さい勾配を持った乾燥側限界間げき比線上に至ると考えることができる（図-5.3.1）。過圧密粘性土の異方圧密試料のダイレタンシーは、図-5.3.5 に示したように間げき比が挙動するとして解析することができる。また、等方圧密試料の間げき比の挙動は、正規圧密および過圧密試料に対してそれぞれ式（3.3.2）、（5.3.6）のように表わされ、異方圧密試料の正規および過圧密試料に対しては、式（4.3.5）、（5.3.20）のように表わされる。

(4) $dv/d\varepsilon \sim \eta$ 関係

ひずみ増分比 $dv/d\varepsilon$ と応力比 η の関係は、一般に応力経路履歴や応力増分ベクトル方向により異なる。 p 一定せん断時の $dv/d\varepsilon$ は $\eta = 0$ で正の一定値を持ち、 $\eta = M$ でゼロとなる。これは定性的に Roscoe ら（1963b）、Rowe（1962, 1971）、松岡（1973）、ここで示した著者の式などにより表わされる（3.3.2）。このときの $dv/d\varepsilon \sim \eta$ 関係はせん断開始直後を除いてほとんど異方圧密時の応力比 η_i の影響を受けない（図-4.3.14）。他方、 η 一定下での圧密時の $(dv/d\varepsilon)^P$ は $\eta = 0$ で無限大となり、 $\eta = M$ でゼロとなる。このときの $(dv/d\varepsilon)^P$ と η の関係は、定性的に Roscoe ら（1968）、ここに示した著者の式（4.4.20）で表わされる（4.2節）。また、塑性ひずみ増分比の η 成分 $(dv/d\varepsilon)^P_\eta$ と η の関係は異方圧密時の応力比 η_i の影響を大きく受け、式（4.4.21）、（4.4.27）のように表わされる。三軸圧縮下での p 一定、 η 一定、および一般応力経路上での $dv/d\varepsilon \sim \eta$ 関係は、三軸圧縮下での $d\varepsilon_C$ 、 η/M_C を三軸伸張下で $2d\varepsilon_E$ 、 η/M_E にかえることにより三軸伸張にまで拡張することができる（3.5節）。また、 p 一定、 η 一定経路上での塑性ひずみ増分比 $(d\varepsilon_a/dv)^P$ 、および一般応力経路上での塑性ひずみ増分比の η 成分 $(d\varepsilon_a/dv)^P_\eta$ と応力比 η_a との関係については、その解析例を図-4.4.3 に示した通りである。また、正規圧密領域で同じ応力履歴を持った粘性土試料に異なった方向の応力増分ベクトルを与えると異なった塑性ひずみ増分ベクトル方向を生じ、一つの塑性ポテンシャルではこの特性を表わすことができない。この特性は、塑性ひずみ増分を p 成分と η 成分に分けて解析することにより表わすことができる（3.4.3、4.5.4）。

(5) 応力経路履歴の影響

体積ひずみまたは間げき比の変化は、応力経路履歴によってほとんど影響を受けず、Roscoe（1963a）による状態境界曲面の概念は正規圧密粘性土の体積変化の解析において、等方圧密試料および異方圧密試料に対し、有効である。また、過圧密領域での等方および異方圧密試料の体積変化は、5.4.1 で示した膨潤（または再圧縮）状態曲面の概念によりよく説明される。正規圧密および過圧密領域を通じて、一般応力経路上での間げき比の変化は、対応する p 一定経路上での変化と η 一定経路上での変化の単純な和として与えることができる。一方これに対し偏差ひ

ずみの変化は、正規圧密領域では応力経路履歴の影響を受け、等方試料に対しては式(3.4.16)のように、また、異方圧密試料に対しては、式(4.4.2)、(4.3.12)、(4.4.21)、(4.4.27)などで表わされる。しかし、偏差ひずみの変化も過圧密領域では、応力経路履歴の影響を受けない状態量として解析することができる(5.4.1)。また、除荷時の体積ひずみ、偏差ひずみの変化は応力経路履歴の影響はあまり受けない(3.6節、5.6節)。また、異なった応力履歴を持った正規圧密試料に同じ応力点より同じ方向の応力増分ベクトルを与えるとき、応力経路履歴の相違により異なった方向のひずみ増分ベクトル方向を示す(図-4.2.11)。正規圧密領域での $dp > 0$ 、 $d\eta > 0$ の応力経路上での偏差ひずみ増分の η 成分 $d\epsilon_\eta$ は正で、 η の増加とともに $(d\epsilon/dv)^p_\eta$ は増加するが、 $dp > 0$ 、 $d\eta < 0$ の除荷時の応力経路では $d\epsilon_\eta \approx 0$ と考えられる。等方および異方圧密時の $\epsilon \sim v$ 関係はほぼ直線となり、その勾配は η の増加とともに増加する。しかし、等方および異方膨潤時、または応力比があまり大きくなく過圧密化が4程度以上での再圧縮時には $d\epsilon \approx 0$ と考えることができる。

(6) 塑性ポテンシャル、硬化関数、降伏関数、硬化パラメーター

等方および異方正規圧密粘性土の変形特性を弾塑性理論を用いて解析した。この中で各塑性ひずみ増分を p 成分と η 成分に分けた。等方試料の各塑性ひずみ増分の p 成分に対し、塑性ポテンシャル、硬化関数、降伏関数、硬化パラメーターがそれぞれ式(3.4.31)また(3.4.32)、(3.4.49)₁、(3.4.48)₁、(3.4.50)のように、また、 η 成分に対しては同様にそれぞれ式(3.4.37)または(3.4.38)、(3.4.49)₂、(3.4.48)₂、(3.4.51)のように表わされる。異方圧密粘性土に対しては、塑性ひずみ増分の p 成分に対する塑性ポテンシャルは、三軸圧縮下で破壊する場合は式(4.5.14)または式(4.5.15)で、また三軸伸張下で破壊する場合は式(4.5.19)または式(4.5.20)で表わされる。三軸圧縮下および伸張下で破壊するときの硬化関数は、それぞれ式(4.5.16)、(4.5.21)で、また、降伏関数、硬化パラメーターはそれぞれ式(4.5.23)、(4.5.24)で表わされる。また、異方圧密粘性土の η 成分に対する塑性ポテンシャルは、三軸圧縮、三軸伸張に対してそれぞれ式(4.5.31)または式(4.5.32)および式(4.5.40)または式(4.5.41)により表わされる。また、硬化関数は三軸圧縮および伸張に対してそれぞれ式(4.5.35)、(4.5.43)のように表わされ、降伏関数および硬化パラメーターはそれぞれ式(3.4.48)、(3.4.51)のように表わされる。また、異方圧密時の塑性ポテンシャル、硬化関数、降伏関数、硬化パラメーターは、それぞれ式(4.5.5)または式(4.5.6)、(4.5.7)、(4.5.9)、(4.5.10)のように表わされる。各塑性ポテンシャル曲線の形状および相互関係については、図-3.4.13、4.5.1、4.5.2に示した。これらの図において、有効応力増分ベクトル方向の変化による塑性ひずみ増分ベクトル方向の変化の傾向も同時に示している。

(7) 除荷時の挙動

正規圧密粘性土の除荷時の体積ひずみ増分、偏差ひずみ増分はそれぞれ式(3.6.2)および

式(3.6.3)または式(3.6.4)で表わされる。また、 $dp > 0$ 、 $d\eta < 0$ の一般応力経路上では、体積ひずみは、 p 成分と η 成分の単純な重ね合わせとして示される。このうち、間げき比変化の η 成分、 $(-de)_{\eta}$ は、いわゆる p_c 効果のため、式(3.6.6)、(3.6.7)のように2つの部分に分けて表わされる。偏差ひずみは応力経路の相違にほとんど関係なく p 一定経路での式(3.6.3)、(3.6.4)で表わされる。過圧密粘性土の除荷時の間げき比変化は p 一定経路に対しては式(5.6.2)～(5.6.5)で、一般応力経路に対しては式(5.6.9)で表わされる。他方、応力比 η と偏差ひずみの関係は p 一定経路、一般応力経路ともに式(5.6.6)～(5.6.8)のように表わされる。

(8) 過圧密比の影響

過圧密粘性土の変形、強度解析においては過圧密比を一つの独立変数と考え、他の条件が同じであれば同じ過圧密比を持つ粘性土は同じ変形挙動と強度特性を持つと考えることができる。また、過圧密比の増加とともにピーク時の応力比 M は増加するが、三軸圧縮と伸張下での M を比較することにより、過圧密粘性土の破壊基準は過圧密比の増加とともにMohr-Coulombまたは松岡、中井(1974)の基準から拡張されたvon Misesの基準に変化していくとみなすことができる。これは中間空間滑動面の概念により説明される(5.5.1)。応力比 η のピーク後の残留時の値は、過圧密比にあまり関係なくほぼ一定値になるとみることができる。また、等方圧密試料の等方応力状態から破壊時までの間げき比の減少量 d_{ef} は過圧密比の関数として式(5.3.1)のように表わされる。異方圧密試料に対しては式(5.3.17)、(5.3.18)のように表わされる。また、過圧密粘性土の応力比 η は、偏差ひずみ ϵ とともに、過圧密比 n を用いて、等方圧密試料、異方圧密試料に対してそれぞれ式(5.3.5)、(5.3.7)～(5.3.11)および式(5.3.19)、(5.3.21)のように表わされる。

(9) 等方正規圧密粘性土の応力～ひずみ関係の一般化

等方正規圧密粘性土の三軸圧縮および伸張下での種々の応力経路に沿う圧密、せん断試験より得られた軸対称下での応力～ひずみ関係を、6.3.1の仮定1)～8)を用いて弾塑性理論により3次元応力下での関係に一般化した。この中で、弾性ひずみは非線形の等方弾性理論を用いることにより、ダイラタンシー挙動をも含めた非線形の応力～ひずみ関係を導びいた。

塑性ひずみ増分については、松岡、中井(1974)による空間滑動面上の応力比より求めた ψ 一定曲面の概念を用いて一般化を行なった。一般化に当っては、軸対称下で得られた塑性ひずみ増分の p 成分、 η 成分について行なった。各塑性ひずみ増分は等方成分(体積成分)と偏差成分に分け、前者は一般応力状態と等価な応力状態の三軸圧縮下のそれに等しいとした。偏差成分については、有効主応力空間で各塑性ひずみ増分ベクトルが、 ψ 一定曲面と p 一定平面の交線に直交するように一般化した。ここで、塑性ポテンシャル曲面が応力の偏角 θ の関数となるような場合、偏差成分だけでなく全塑性ひずみ増分ベクトルがこの塑性ポテンシャル曲面に直交するよう

な仮定のもとに一般化を行なうと、塑性体積ひずみ増分は θ により異なることになり、実験事実
に合わなくなることを指摘した。

得られた応力～ひずみ関係を用いて、有効主応力下の種々の有効応力経路に沿うひずみの解析
結果を示した。この中で、 p 一定下で種々の θ 一定経路に沿ってせん断したときのひずみ増分ベ
クトルの方向は、 $0^\circ < \theta < 60^\circ$ では π_e 面上において有効応力経路方向より次第に離れてこれよ
り大きい偏角を持つ傾向を示すなど、従来より得られている多軸試験結果を定性的に説明するも
のとなっている。

謝 辞 と 結 語

本論文は、京都大学防災研究所教授柴田徹博士の御指導のもとに、著者がこの数年来同研究所で行なってきたものを取りまとめたものである。著者は、同教授および京都大学名誉教授村山朔郎博士、同教授赤井浩一博士には、土質力学の基本的な考え方から始まってあらゆる面での御教示、御指導を賜わった。また、京都大学教授土岐憲三博士、愛媛大学教授八木則男博士、京都大学助教授足立紀尚博士、名古屋工業大学助教授松岡元博士には日頃から研究室、実験室において心暖まる激励と御指導を頂いた。また、本研究の実験は京都大学防災研究所の実験室で行なったものである。実験に際しては同技官清水博樹氏に負うところが非常に大きい。また、本研究の一部は京都大学工学部土木工学科の卒業生ならびに在校生とともに行なったものである。また、本研究遂行中多くの先輩、同輩、後輩から有益な御示唆を頂いた。小論をまとめるに当り、各位に対して心からの謝意を表する次第である。

本論文において、飽和粘性土の変形特性に関して、主として実験的研究を中心に解明を行ってきた。著者は、現場での粘性土地盤の変形挙動の解明を念頭に置きながら本研究を進めて来たものであるが、本論文で得られた結論をこれらの問題に適用するまでにはなお多くの問題が残されていると考えられる。今後、土の統一的な構成式の確立と現場問題への適用性の解明に関してなお一層努力していきたいと思っている。本論文がこの方面での研究推進にながしかの貢献ができるならば著者の大きな喜びとするところである。

参 考 文 献

- 1) Abdelhamid, M.S. and R.J. Krizek(1976), "At-Rest Lateral Earth Pressure of Consolidating Clay," Proc. ASCE, Vol.102, No. GT7, pp.721 - 738.
- 2) Akai, K. and T. Adachi (1965), "Study on the One-Dimensional Consolidation and the Shear Strength Characteristics of Fully Saturated Clay, In Terms of Effective Stress," Proc. 6th ICSMFE, Vol.1, pp.146 - 150.
- 3) 赤井浩一, 足立紀尚 (1965), 「有効応力よりみた飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究」, 土木学会論文集, 第113号, pp. 11 ~ 27.
- 4) Alpan, I. (1967), "The Empirical Evaluation of the Coefficient K_0 and K_{0R} ," Soil and Foundation, Vol.7, No.1, pp.31 - 40.
- 5) Amerasinghe, S.F. and R.H.G. Parry (1975), "Anisotropy in Heavily Overconsolidated Kaolin," ASCE, Vol.101, No. GT12, pp.1277 - 1293.
- 6) Andersen, K.H., E. Dibiagio and L. Bjerrum (1972), "Discussion," Proc. 5th Europ. Conf. SMFE, Vol.2, pp.97 and 98.
- 7) Andrawes, K.Z. and M.A. El-Sohby (1973), "Factors Affecting Coefficient of Earth Pressure K_0 ," Proc. ASCE, Vol.99, No. SM7, pp.527 - 539.
- 8) Arthur, J.R.F. and B.K. Menzies (1972), "Inherent Anisotropy in a Sand," Geotech., Vol.22, pp.115 - 128.
- 9) Balasubramaniam, A.S. (1975), "Stress-Strain Behaviour of a Saturated Clay for States below the State Boundary Surface," Soils and Foundations, Vol.15, pp.13 - 26.
- 10) Barden, L. (1965), "Consolidation of Clay with Nonlinear Viscosity," Geotech., Vol.15, pp.345 - 362.

- 11) Barden, L. and A.J. Khayatt (1966), "Incremental Strain Rate Ratio and Strength of Sand in the Triaxial Tests," *Geotech.*, Vol. 16, No. 4, pp. 338 - 357.
- 12) Barden, L. (1968), "Primary and Secondary Consolidation of Clay and Peat," *Geotech.*, Vol. 18, pp. 1 - 24.
- 13) Barden, L. (1969), "Time Dependent Deformation of Normally Consolidated Clays and Peats," *Proc. ASCE*, Vol. 95, No. SMI, pp. 1 - 32.
- 14) Berre, T. and K. Iversen (1972), "Oedometer tests with Different Specimen heights on a clay exhibiting large secondary compression," *Geotech.*, Vol. 22, pp. 53 - 70.
- 15) Berry, P.L. and T.J. Poskitt (1972), "The Consolidation of Peat," *Geotech.*, Vol. 22, pp. 27 - 52.
- 16) Bishop, A.W. (1948), "A Large Shear Box for Testing Sands and Gravels," *Proc. 2nd ICSMFE*, Vol. 1, pp. 207 - 211.
- 17) Bishop, A.W. and A.K.G. Eldin (1953), "The Effect of Stress History on the Relation between ϕ and Porosity in Sand," *Proc. 3rd ICSMFE*, Vol. 1, pp. 100 - 105.
- 18) Bishop, A.W. (1954), "Correspondence on 'Shear Characteristics of Saturated Silt, Measured in Triaxial Compression', by A.D.M. Penman," *Geotech.*, Vol. 4, pp. 43 - 55.
- 19) Bishop, A.W. and D.J. Henkel (1957), "The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test," *Edw. Arnold Pub., London*, pp. 140 - 144.
- 20) Bishop, A.W. (1957), "Discussion on Soil Properties and Their Measurement," *Proc. 4th ICSMFE*, Vol. 3, pp. 103 and 104.
- 21) Bishop, A.W. (1958), "Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest," *Proc. Brussels Conf. on Earth Pressure Problems*, Vol. 1, pp. 2 - 24.

- 22) Bishop,A.W.(1961),"Discussion on Soil Properties and Their Measurement," Proc. 5th ICSMFE, Vol.3, pp.92 - 100.
- 23) Bishop,A.W. and G.E.Green(1965),"The Influence of End Restraint on the Compression Strength of a Cohesionless Soil," Geotech., Vol.15, pp.243 - 261.
- 24) Bishop,A.W. and P.I.Lewin(1965),"Undisturbed Samples of London Clay from the Ashford Common Shaft: Strength-Effective Stress Relationships," Geotech., Vol.15, pp.1 - 31.
- 25) Bishop,A.W., D.L.Webb and A.E.Skinner(1965),"Triaxial Tests on Soil at Elevated Cell Pressure," Proc. 6th ICSMFE, Vol.1, pp. 170 - 174.
- 26) Bishop,A.W.(1966),"The Strength of Soil as Engineering Materials," Geotech., Vol.16, No.2, pp.91 - 130.
- 27) Bishop,A.W. and H.T.Lovenbury(1969),"Creep Characteristics of Two Undisturbed Clays," Proc. 7th ICSMFE, Vol.1, pp.29 - 38.
- 28) Bishop,A.W.(1971),"Shear Strength Parameters for Undisturbed and Remoulded Soil Specimens," Stress-Strain Behaviour of Soils, Proc. Roscoe Mem. Symp., Foulis and Co. Ltd., pp.3 - 58.
- 29) Bjerrum,L.(1951),"Fundamental Consideration on the Shear Strength of Soil," Geotech., Vol.2, pp.209 - 218.
- 30) Bjerrum,L.(1954),"Theoretical and Experimental Investigation on the Shear Strength of Soils," N.G.I.Pub., No.5.
- 31) Bjerrum,L. and N.E.Simons(1960),"Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays," Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp.711 - 726.
- 32) Bjerrum,L. and T.-H.Wu(1960),"Fundamental Shear Strength Properties of the Lilla Edet Clay," Geotech., Vol.10, pp.101 - 109.

- 33) Bjerrum, L., S. Kringstad and O. Kummeneje (1961), "The Shear Strength of a Fine Sand," Proc. 5th ICSMFE, Vol.1, pp.29 - 37.
- 34) Bjerrum, L. and O. Kummeneje (1961), "Shearing Resistance of Sand Sample," N.G.I. Pub., No.44, pp.1 - 7.
- 35) Bjerrum, L. and A. Landua (1966), "Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian Quick Clay," Geotech., No.1.16, pp.1 - 20.
- 36) Bjerrum, L. (1967), "Engineering Geology of Norwegian Normally-Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings," Geotech., Vol.17, pp.81 - 118.
- 37) Bjerrum, L. and K.H. Andersen (1972), "In-Situ Measurement of Lateral Pressure in Clay," Proc. 5th Europ. Conf., Vol.1, pp.11 - 20.
- 38) Bjerrum, L., J.K.T.L. Nash, R.M. Kennard and R.E. Gibson (1972), "Hydraulic Fracturing in Field Permeability Testing," Geotech., Vol.22, No.2, pp.319 - 332.
- 39) Broms, B.B. and A.O. Casbarian (1965), "Effects of Rotation of Principal Stress Axes and of the Intermediate Principal Stress on the Shear Strength," Proc. 6th ICSMFE, Vol.1, pp.179 - 183.
- 40) Broms, B. (1971), "Lateral Earth Pressure due to Compaction of Cohesionless Soils," Proc. 4th Budapest Conf. SMFE, pp.373 - 384.
- 41) Brooker, E.W. and H.O. Ireland (1965), "Earth Pressure at Rest Related to Stress History," Can. Geotech.J., Vol.2, No.1, pp.1 - 5.
- 42) Brown, E.T. and D.H. Trollope (1970), "Strength of a Model of Jointed Rock," Proc. ASCE, Vol.96, No.SM2, pp.685 - 704.
- 43) Calabresi, G. and G. Manfredini (1973), "Shear Strength Characteristics of the Jointed Clay of S. Barbara," Geotech., Vol.23, pp.233 - 244.

- 44) Calladine, C.R. (1963), "Correspondence on a Paper by Roscoe and Poorooshasb 'A Theoretical and Experimental Study of Strains in Triaxial Tests on Normally Consolidated Clays'," *Geotech.*, Vol.13, pp.250 - 255.
- 45) Calladine, C.R. (1971), "A Microstructural View of the Mechanical Properties of Saturated Clay," *Geotech.*, Vol.21, No.4, pp.391 - 415.
- 46) Campanella, R.G. and Y.P.Vaid (1972), "A Simple K_0 Triaxial Cell," *Can. Geotech.J.*, Vol.9, pp.249 - 260.
- 47) Casagrande, A. (1953), "Prestress Induced in Consolidated-Quick Triaxial Tests," *Proc. 3rd ICSMFE*, Vol.1, pp.106 - 110.
- 48) Casagrande, A. and R.C.Hilschfeld (1960), "Stress-Deformation Characteristics of a Clay Compacted to a Constant Dry Limit Weight," *Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soil*, ASCE, pp.359 - 417.
- 49) Cauquot, A. and J.Kerisel (1966), "Traite de Mecanique des Sols," 藤田亀太郎, 最上武雄監訳, 技報堂, 1975, p.160
- 50) Chandler, R.J. (1967), "The Strength of Stiff Silty Clay," *Proc. Geotech. Conf. Oslo*, Vol.1, pp.103 - 108.
- 51) Christensen, R.W. and T.H.Wu (1964), "Analysis of Clay Deformation as a Rate Process," *Proc. ASCE*, Vol.90, No.SM6, pp.125 - 157.
- 52) Conforth, D.H. (1964), "Some Experiments on the Influence of Strain Conditions on the Strength of Sand," *Geotech.*, Vol.14, pp.143 - 167.
- 53) Cooling, L.F. and D.B.Smith (1936), "The Shear Resistance of Soils," *Proc. 1st ICSMFE*, Vol.1, pp.37 - 41.
- 54) Crawford, C.B. (1964), "Investigation of the Consolidation Tests," *Proc. ASCE*, Vol.90, No.SM5, pp.87 - 102.

- 55) Croce, A., R. Jappell, A. Pellegrino and C. Viggiani (1969),
"Compressibility and Strength of Stiff Intact Clays," Proc. 7th
ICSMFE, Vol. 1, pp. 81 - 89.
- 56) Davis, E.H. and G.P. Raymond (1965), "A Non-Linear Theory of
Consolidation," Geotech., Vol. 15, pp. 161 - 173.
- 57) Davis, E.H. and J.T. Christian (1971), "Bearing Capacity of
Anisotropic Cohesive Soil," Proc. ASCE, Vol. 97, No. SM5,
pp. 753 - 769.
- 58) Drucker, D.C. (1951), "A More Fundamental Approach to Plastic
Stress-Strain Relations," Proc. 1st U.S. National Cong. Appl.
Mech. ASME, pp. 487 - 491.
- 59) Duncan, J.M. and H.B. Seed (1966), "Anisotropy and Stress Re-
orientation in Clay," Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM5, pp. 21 - 50.
- 60) Duncan, J.M. and H.B. Seed (1966), "Strength Variation along
Failure Surface in Clay," Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM6, pp. 81 -
104.
- 61) Duncan, J.M. (1967), "Undrained Strength and Pore-Water Pressures
in Anisotropic Clays," Proc. 4th A.N. Conf. SMFE, pp. 68 - 71.
- 62) Duncan, J.M. and C.-Y. Chang (1970), "Non-linear Analysis of Stress
and Strain in Soils," Proc. ASCE, Vol. 96, No. SM5, pp. 1629 - 1653.
- 63) El-Sohby (1969), "Deformation of Sands under Constant Stress
Ratios," Proc. 7th ICSMFE, Vol. 1, pp. 111 - 119.
- 64) Finn, W.D. and H.K. Mittal (1964), "Shear Strength in a General
Stress Field," Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM,
STP No. 361, pp. 42 - 51.
- 65) Foss, I. (1969), "Secondary Settlements of Buildings in Drammen,
Norway," Proc. ICSMFE, Vol. 2, pp. 99 - 106.
- 66) Frydman, S., J.G. Zeitlen and I. Alpan (1973), "The Yielding
Behaviour of Particulate Media," Can. Geotech. J., Vol. 10,

pp.341 - 362.

- 67) Frydman, S. (1976), "The Strain Hardening Behaviour of Particulate Media," Can. Geotech. J., Vol.13, pp. 311 - 323.
- 68) Garlanger, J.E. (1972), "The Consolidation of Soils Exhibiting Creep under Constant Effective Stresses," Geotech., Vol.22, pp.71 - 78.
- 69) Gibbs, H.J., J.W.Hilf, W.G.Holtz and F.C.Walker (1960), "Shear Strength of Cohesive Soils," Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp.33 - 162.
- 70) Gibson, R.E. (1953), "Experimental Determination of the True Cohesion and True Angle of Internal Friction in Clays," Proc. 3rd ICSMFE, Vol.1, pp.126 - 131.
- 71) Gibson, R.E. and K.Y.Lo (1961), "A Theory of Consolidation for Soils Exhibiting Secondary Compression," N.G.I. Pub., No.41, pp.1 - 16.
- 72) Gibson, R.E., G.L.England and J.L.Hussey (1967), "The Theory of One-dimensional Consolidation of Saturated Clays," Geotech., Vol.17, pp.261 - 273.
- 73) Golder, H.Q. and A.W.Skempton (1948), "The Angle of Shearing Resistance in Cohesive Soils," Proc. 2nd ICSMFE, Vol.1, pp.185 - 192.
- 74) Goldscheider, M and Gudehus (1973), "Rectilinear Extension of Dry Sand-Testing Apparatus and Experimental Results," Proc. 8th ICSMFE, Vol.1, pp.143 - 149.
- 75) Green, G.E. and A.W.Bishop (1969), "A Note on the Drained Strength of Sand under Generalized Strain Conditions," Geotech., Vol.19, pp.144 - 149.
- 76) Green, G.E. (1971), "Strength and Deformation of Sand Measured in an Independent Stress Control Cell," Stress-Strain Behaviour

- of Soils, Proc. Roscoe Mem. Symp., Cambridge, pp.285 - 323.
- 77) Hall, E.B. and B.B. Gordon (1963), "Triaxial Testing Using Large Scale High Pressure Equipment," Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP No. 361, pp.315 - 328.
- 78) Hambly, E.C. (1972), "Plane Strain Behaviour of Remoulded Normally Consolidated Kaolin," Geotech., Vol.22, pp.301 - 317.
- 79) Hanrahan, E.T., J.M. Dunne and V.G. Sodha (1967), "Shear Strength of Peat," Proc. Geotech. Conf. Oslo, Vol.1, pp.193 - 198.
- 80) Hansen, H.B. and S. Inan (1969), "Tests and Formulas Concerning Secondary Consolidation," Proc. 7th ICSMFE, Vol.1 pp.45 - 53.
- 81) 橋口公一 (1972) 「摩擦性塑性体の降伏について—硬化塑性法則—」, 土木学会第27回年次学術講演会講演集, 第3部, pp. 105-108
- 82) Hata, S., H. Ohta and S. Yoshitani (1969), "On the State Surface of Soils," Proc. JSCE, No.172, pp.97 - 117.
- 83) Henkel, D.J. (1956), "The Effect of Over-Consolidation on the Behaviour of Clays During Shear," Geotech., Vol.6, pp.139 - 150.
- 84) Henkel, D.J. (1959), "The Relationships between the Strength, Pore Water Pressure, and Volume Change Characteristics of Saturated Clays," Geotech., Vol.9, pp.119 - 135.
- 85) Henkel, D.J. (1960), "The Relationships between the Effective Stresses and Water Content in Saturated Clays," Geotech., Vol.10, pp.41 - 54.
- 86) Henkel, D.J. (1960), "The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays," Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp.533 - 554.
- 87) Henkel, D.J. and V.A. Sowa (1963), "The Influence of Stress History on Stress Paths in Undrained Triaxial Tests on Clay," Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP No. 361, pp.280 - 291.

- 88) Henkel, D.J. and N.H.Wade(1966), "Plane Strain Tests on a Saturated Remoulded Clay," Proc. ASCE, Vol.92, No.SM6, pp.67 - 80.
- 89) Hill, R(1950), "The Mathematical Theory of Plasticity, 鷺津, 山田, 工藤共訳, 培風館
- 90) Hirschfeld, R.S. and S.J.Poulos(1963), "High Pressure Triaxial Tests on a Compacted Sand and an Undisturbed Silt," Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP No.361, pp.169 - 273.
- 91) Holtz, R.D. and R.J.Krizek(1971), "Effects of Stress Path and Over-Consolidation Ratio on the Shear Strength of a Kaolin Clay," Proc. 5th Res. Conf. Africa SMFE, Vol.1, Part 3, pp.17 - 25.
- 92) Hughes, J.M.O., C.P.Wroth and D.Windle(1977), "Pressuremeter Tests in Sands," Geotech., Vol.27, No.4, pp.455 - 477.
- 93) Humphreys, J.D.(1975), "Some Empirical Relationships between Drained Friction Angles, Mechanical Analyses and Atterberg Limits of Natural Soils at Kainji Dam, Nigeria," Geotech., Vol.25, pp.581 - 585.
- 94) Hvorslev, M.J.(1936), "Conditions of Failure for Remoulded Cohesive Soils.," Proc. 1st ICSMFE, Vol.3, pp.51 - 53.
- 95) Hvorslev, M.J.(1960), "Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays," Proc. Res. Conf. Shear Strength Cohesive Soils, ASCE, pp.169 - 273.
- 96) Ishihara, M, and H.Matsuzawa(1973), "Application of Plane Strain Test to Earth Pressure," Proc. 8th ICSMFE, Vol.1, pp.185 - 190.
- 97) Insley, A.E. and S.F.Hillis(1965), "Triaxial Shear Characteristics of a Compacted Glacial Till under Usually High Confining Pressures," Proc. 6th ICSMFE, Vol.1, pp.244 - 248.

- 98) Jacobson, B. (1957), "Some Fundamental Properties of Sand," Proc. 4th ICSMFE, Vol.1, pp.167 - 171.
- 99) Jaky, J. (1944), "The Coefficient of Earth Pressure at Rest," Magyar Mernok es Epitesz Egylet Kozlonye.
- 100) Jaky, J. (1948), "Pressure in Soils," Proc. 2nd ICSMFE, Vol.1, pp.103 - 107.
- 101) Jedrzejewski, W. and B. Serafin (1976), "Model Investigations of the Earth Pressure at Rest of Cohesionless Soils," Proc. 5th Budapest Conf. SMFE, (ed. A. Kezdi and I. Lazanyi), pp.459 - 465.
- 102) Jezequel, J.F. (1972), "Discussion," Proc. 5th Europ. Conf. SMFE, Vol.2, pp.84 - 86.
- 103) Kanji, M.A. (1974), "The Relationship between Drained Friction Angles and Atterberg Limits of Natural Soils," Geotech., Vol.24, pp.671 - 673.
- 104) Kanji, M.A. and C.M. Wolle (1977), "Residual Strength - New Testing and Microstructure," Proc. 9th ICSMFE, Vol.1, pp.153 and 154.
- 105) Karrlsson, R. and R. Pusch (1967), "Shear Strength Parameters and Microstructure Characteristics of a Quick Clay of Extremely High Water Content," Proc. Geotech., Conf. Oslo, Vol.1, pp. 35 - 42.
- 106) 軽部大蔵, 栗原則夫 (1966), 「繰り返し粘土のダイレイタンスとせん断強度について」, 土木学会論文集, 第135号, pp. 10 - 24.
- 107) 軽部大蔵, 原田征四郎 (1967), 「繰り返し粘土の平面変形条件について」, 土木学会論文報告集, No.147, pp. 1 - 9.
- 108) 軽部大蔵 (1974), 「粘性土の力学的挙動と安定解析への適用性に関する研究」, 京都大学博士学位申請論文。
- 109) 軽部大蔵, 玉井達郎, 河井寛一 (1974), 「Extension 状態を主とした飽和粘土の力学的諸特性」, 第9回土質工学研究発表会講演集, pp. 255 - 258.
- 110) 軽部大蔵, 苗村康造, 森田登, 岩崎哲雄 (1978), 「不飽和土の力学的性質に関する

る基礎的研究」, 土木学会論文報告集, No. 269, pp. 105 - 119.

- 111) Kenney, T.C. (1959), "Discussion on Proc. Paper 1732 (Wu, 1958)," Proc. ASCE, Vol.85, No.SM3, pp.67 - 79.
- 112) Kenney, T.C. (1967), "Field Measurement of In Situ Stresses in Quick Clays," Proc. Geotech., Conf. Oslo, Vol.1, pp.49 - 55.
- 113) Kezdi, A. (1974), "Handbook of Soil Mechanics," Elsevier Scientific Pub. Comp., pp.249 - 252.
- 114) Kirkpatrick, W.M. (1957), "The Condition of Failure for Sands," Proc. 4th ICSMFE, Vol.1, pp.172 - 178.
- 115) Kjellman, W. (1936), "Report on an Apparatus for the Consummate Investigation of the Mechanical Properties of Soils," Proc. 1st ICSMFE, Vol.2, pp.16 - 20.
- 116) Ko, H.Y. and R.F.Scott (1968), "Deformation of Sand at Failure," Proc. ASCE, No.SM4, pp.883 - 898.
- 117) Koiter, W.T. (1953), "Stress-Strain Relations, Uniqueness and Variational Theorems for Elastic-Plastic Materials with a Singular Yield Surface," Quart. J. Appl. Math., Vol.11, pp. 350 - 354.
- 118) Komornic, A. and J.G.Zeitlen (1965), "An Apparatus for Measuring Lateral Soil Swelling Pressure in the Laboratory," Proc. 6th ICSMFE, Vol.1, pp.278 - 281.
- 119) Krizek, R.J. (1977), "Fabric Effects on Strength and Deformation of Kaolin Clay," Proc. 9th ICSMFE, Vol.1, pp.169 - 176.
- 120) Ladd, C.C. (1965), "Stress-Strain Behaviour of Anisotropically Consolidated Clays during Undrained Shear," Proc. 6th ICSMFE, Vol.1, pp.282 - 286.
- 121) Lade, P.V. and J.M.Duncan (1973), "Cubical Triaxial Tests on Cohesionless Soil," Proc. ASCE, Vol.99, No.SM10, pp.793 - 812.

- 122) Lade, P.V. and J.M.Duncan(1975), "Elasto-Plastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil," Proc. ASCE, Vol.101, No.GT10, pp.1037 - 1054.
- 123) Lade, P.V. and J.M.Duncan(1976), "Stress-Path Dependent Behavior of Cohesionless Soil," Proc. ASCE, Vol.102, No.GT1, pp.51 - 68.
- 124) Lade, P.V. and H.M.Musante(1977), "Failure Conditions in Sand and Remoulded Clay," Proc. 9th ICSMFE, Vol.1, pp.181 - 186.
- 125) Lee, K.L. and H.B.Seed(1967), "Drained Strength Characteristics of Sands," Proc. ASCE, Vol.93, No.SM6, pp.117 - 141.
- 126) Lee, K.L. and S.C.Haley(1968), "Strength of Compacted Clay at High Pressure," Proc. ASCE, Vol.94, No.SM6, pp.1303 - 1332.
- 127) Lee, K.L. and R.A.Morrison(1970), "Strength of Anisotropically Consolidated Compacted Clay," Proc. ASCE, Vol.96, No.SM6, pp. 2025 - 2043.
- 128) Lee, K.L.(1970), "Comparison of Plane Strain and Triaxial Tests on Sand," Proc. ASCE, No.SM3, pp.901 - 923.
- 129) Leigh, D.C.(1968), "Nonlinear Continuum Mechanics," 村上澄男訳, 「非線形連続体力学」, 共立出版
- 130) Leon, J.L. and J.Alberro(1977), "Extension and Compression Tests on Mexico City Clay," Proc. 9th ICSMFE, Vol.1, pp.193 - 196.
- 131) Leonards, G.A. and B.K.Ramiah(1959), "Time Effect in the Consolidation of Clays," ASTM. STP No.254, pp.116 - 130.
- 132) Leonards, G.A. and P.Girault(1961), "A Study of the One-Dimensional Consolidation Test," Proc. 5th ICSMFE, Vol.1, pp.213 - 218.
- 133) Leonards, G.A. and A.G.Altshaeffl(1964), "Compressibility of Clay," Proc. ASCE, Vol.90, No.SM5, pp.133 - 155.
- 134) Leps, T.M.(1970), "Review of Shearing Strength of Rockfill," Proc. ASCE, No.SM4, pp.1159 - 1170.

- 135) Leussink, H. and W. Wittke (1964), "Difference in Triaxial and Plane Strain Shear Strength," Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP No. 361, pp. 77 - 89.
- 136) Leussink, H. (1965), "Discussion," Proc. 6th ICSMFE, Vol. 3, p. 302.
- 137) Lewin, P. I. and J. B. Burland (1970), "Stress-Probe Experiments on Saturated Normally Consolidated Clay," Geotech., Vol. 20, No. 1, pp. 38 - 56.
- 138) Lewin, P. I. (1971), "Use of Servo Mechanisms for Volume Change Measurement and K_0 Consolidation," Geotech., Vol. 21, No. 3, pp. 259 - 262.
- 139) Lewin, P. I. (1973), "The Influence of Stress History on the Plastic Potential," Proc. Symp. Plasticity and Soil Mech., Cambridge, pp. 96 - 107.
- 140) Lo, K. Y. (1961a), "Secondary Compression of Clay," Proc. ASCE, Vol. 87, No. SM4, pp. 61 - 87.
- 141) Lo, K. Y. (1961b), "Stress-Strain Relationship and Pore Water Pressure Characteristics of a Normally-Consolidated Clay," Proc. 5th ICSMFE, Vol. 1, pp. 219 - 224.
- 142) Lo, K. Y. (1962), "Shear Strength Properties of a Sample of Volcanic Materials of the Vally of Mexico," Geotech., Vol. 12, No. 3, pp. 303 - 318.
- 143) Lo, K. Y. and V. Milligan (1967), "Shear Strength Properties of Two Stratified Clays," Proc. ASCE, Vol. 93, No. SM1, PP. 1 - 15.
- 144) Lomize, G. M. and A. L. Kryzhanovsky (1967), "On the Strength of Sand," Geotech. Conf., Oslo, Vol. 1, pp. 215 - 219.
- 145) Lomize, G. M., E. I. Vorontsov and A. L. Goldin (1969), "Study on Deformation of Soils under Three-Dimensional State of Stress," Proc. 7th ICSMFE, Vol. 1, pp. 257 - 265.

- 146) Low III, J. (1974), "New Concepts in Consolidation and Settlement Analysis," Proc. ASCE, Vol.100, No.GT6, pp.574 - 612.
- 147) Marsland, A. and M.F.Randolph (1977), "Comparisons of the Results from Pressuremeter Tests and Large In Situ Plate Tests in London Clay," Geotech., Vol.27, No.2, pp.217 - 243.
- 148) Massarsch, K.R. (1974), "Discussion," Proc. Symp. Field Instrumentation in Geotechnical Engineering, Part 2, pp.546 - 548, 647 - 649.
- 149) Massarsch, K.R., R.D.Holtz, B.G.Holm and A.Fredriksson (1975), "Measurement of Horizontal In Situ Stresses," Proc. ASCE, Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C., Vol.1, pp.266 - 286.
- 150) Massarsch, K.R. and B.B.Broms (1976), "Lateral Earth Pressure at Rest in Soft Clay," Proc. ASCE, Vol.102, No.GT10, pp.1041 - 1047.
- 151) 松尾稔 (1977), 「信頼性設計の考え方と問題点」, 土と基礎, Vol.25, No.11 pp.3 - 10.
- 152) 松尾新一郎, 嘉門雅史 (1974), 「粘性土の圧縮・収縮性における土構造の変化」, 第9回土質工学研究発表会講演集, pp.81 - 84.
- 153) 松岡元 (1973), 「3主応力下の土の応力-ひずみ関係について」京都大学防災研究所年報第16号B, pp.711 - 733.
- 154) Matsuoka, H. and T.Nakai (1974), "Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soil under Three Different Principal Stresses," Proc. JSCE, No.232, pp.59 - 70.
- 155) Matsuoka, H. (1974), "Dilatancy Characteristics of Soil," Soils and Foundations, Vol.14, No.3, pp.13 - 24.
- 156) 松岡元 (1975), 「土の応力-ひずみ関係と降伏条件」, 京都大学防災研究所年報第18号B, pp.323 - 331.
- 157) Matsuoka, H. and T.Nakai (1977), "Stress-Strain Relationship of Soil Based on the 'SMP'," Proc. 9 Session, 9th ICSMFE, pp.153 - 162.

- 158) Menzies, B.K., H. Sutton and R.E. Davies (1977), "A New System for Automatically Simulating K_0 Consolidation and K_0 Swelling in the Conventional Triaxial Cell," *Geotech.*, Vol. 27, No. 4, pp. 593 - 596.
- 159) Mesri, G. and R.E. Olson (1970), "Shear Strength of Montmorillonite," *Geotech.*, Vol. 20, pp. 261 - 270.
- 160) Mesri, G. (1973), "Coefficient of Secondary Compression," *Proc. ASCE*, No. SM1, pp. 123 - 137.
- 161) Mesri, G. and A. Rokhsar (1974), "Theory of Consolidation for Clays," *Proc. ASCE*, Vol. 100, No. GT8, pp. 889 - 904.
- 162) Mesri, G. and P.M. Godlewski (1977), "Time- and Stress-Compressibility Interrelationship," *Proc. ASCE*, Vol. 103, No. GT5, pp. 417 - 430.
- 163) 三笠正人 (1963), 「軟弱粘土の圧密」, 鹿島出版会
- 164) Mitachi, T. and S. Kitago (1976), "Change in Undrained Shear Strength Characteristics of Saturated Remoulded Clay due to Swelling," *Soils and Foundations*, Vol. 16, No. 1, pp. 45 - 58.
- 165) Mitchell, R.J. (1970), "On the Yielding and Mechanical Strength of Leda Clay," *Can. Geotech. J.*, Vol. 7, pp. 297 - 312.
- 166) Mitchell, R.J. (1972), "Some Deviations from Isotropy in a Lightly Overconsolidated Clay," *Geotech.*, Vol. 22, No. 3, pp. 459 - 467.
- 167) 宮森建樹 (1976), 「多軸応力状態における砂のせん断強さと変形特性」, 土木学会論文報告集, No. 255, pp. 81 - 92.
- 168) Moore, C.A. (1971), "Effect of Mica on K_0 Compressibility of Two Soils," *Proc. ASCE*, Vol. 97, No. SM9, pp. 1275 - 1291.
- 169) Moore, P.J. and G.K. Spencer (1972), "Lateral Pressures from Soft Clay," *Proc. ASCE*, Vol. 98, No. SM11, pp. 1225 - 1244.
- 170) 村山朔郎, 柴田徹 (1956), 「粘土のレオロジー的特性について」, 土木学会論文集 第40号, pp. 1 - 31.
- 171) Murayama, S. (1964), "A Theoretical Consideration on a Behaviour

- of Sand," Rheology and Soil Mech., IUTAM, pp.146 - 159.
- 172) Murayama, S. and T. Shibata (1964), "Flow and Stress Relaxation of Clays," IUTAM, Rheology and Soil Mech. Symp., pp.99 - 129.
- 173) 村山朔郎, 栗原則夫 (1968), 「異方性粘土の二、三の力学的特性について」, 京都大学防災研究所年報第11号B, pp. 511 - 522.
- 174) 村山朔郎 (1975), 「弾性状態にある砂の構成式」, 土木学会論文報告集, 第236号, pp. 125 - 137.
- 175) Myslivec, A. (1972), "Pressure at Rest of Cohesive Soils," Proc. 5th Europ. Conf. SMFE, Vol.1, pp.63 - 67.
- 176) Nagaraj, T.S. and B.V. Somashekar (1974), "The Failure Criteria for Soils," Can. Geotech. J., Vol.11, pp.628 - 632.
- 177) Nagaraj, T.S. and B.V. Somashekar (1977), "Shear Strength under General Stress Field," Proc. 9th ICSMFE, Vol.1, pp.225 - 228.
- 178) 中瀬明男 (1969), 「土質力学」, 最上武雄編著, 第5章, P. 492.
- 179) Nakase, A. and M. Kobayashi (1971), "Change in Undrained Shear Strength of Saturated Clay due to Rebound," Proc. 4th Asian Reg. Conf. SMFE, Vol.1, pp.147 - 150.
- 180) Nash, K.L. (1953), "The Shearing Resistance of a Fine Closely Graded Sand," Proc. 3rd ICSMFE, Vol.1, pp.160 - 164.
- 181) Newland, P.L. and B.H. Allely (1960), "A Study of the Consolidation Characteristics of a Clay," Geotech., Vol.10, pp.62 - 74.
- 182) Noorany, I. and H.B. Seed (1965), "A New Experimental Method for the Determination of Hvorslev Strength Parameters for Sensitive Clays," Proc. 6th ICSMFE, Vol.1, pp.318 - 322.
- 183) Northey, R.D. (1956), "Rapid Consolidation Tests for Routine Investigation," Proc. 2nd Aust.-New Z. Conf. SMFE, pp.20 - 40.
- 184) 落合英俊 (1976), 「砂の静止土圧係数」, 土質工学会論文報告集, Vol.16, No. 2 pp. 105 - 111.

- 185) 小川正二, 三井澄夫, 竹牟礼修 (1974), 「砂の力学特性の中間主応力の影響に関する実験的研究」, 第29回土木学会学術講演会概要集, 第3部, pp. 49-50.
- 186) 大槇正紀, 清水博樹 (1975), 「正規圧密粘土の1次元圧縮特性」, 京都大学防災研究所年報第18号B, pp. 333-348.
- 187) Ohmaki, S. (1976), "Analysis of Long Term Oedometer Test Results," Proc. 2nd Int. Symp. on Land Subsidence, pp.223-232.
- 188) 大槇正紀 (1977), 「過圧密粘土の三軸圧縮と伸張試験結果の比較」, 第32回土木学会年次学術講演会概要集, 第3部, pp. 122-123.
- 189) Ohta, H. (1971), "Analysis of Deformation of Soils Based on the Theory of Plasticity and its Application to Settlement of Embankments," 京都大学博士学位申請論文
- 190) Olson, R.E. (1962), "The Shear Strength Properties of Calcium Illite," Geotech., Vol.12, pp.23-43.
- 191) Olson, R.E. (1974), "Shearing Strengths of Kaolinite, Illite and Montmorillonite," Proc. ASCE, Vol.100, No.GT11, pp.1215-1229.
- 192) Parry, R.H.G. (1960), "Triaxial Compression and Extension Tests on Remoulded Saturated Clay," Geotech., Vol.10, pp.166-180.
- 193) Parry, R.H.G. (1971), "A Study of the Influence of Intermediate Principal Stress on ϕ' Value Using a Critical State Theory," Proc. 4th Asian Reg. Conf. SMFE, Vol.1, pp.159-165.
- 194) Parry, R.H.G. (1972), "Some Properties of Heavily Overconsolidated Oxford Clay at a Site near Bedford," Geotech., Vol.22, pp.485-507.
- 195) Parry, R.H.G. and V.Nadarajah (1974), "Observations on Laboratory Prepared, Lightly Overconsolidated Specimens of Kaolin," Geotech., Vol.24, No.3, pp.345-358.
- 196) Pearce, J.A. (1971), "A New True Triaxial Apparatus," Stress-Strain Behaviour of Soils, Proc. Roscoe Mem. Symp., Cambridge, pp.330-339.

- 197) Pender, M.J. (1977), "A Unified Model for Soil Stress-Strain Behaviour," Proc. 9 Session, 9th ICSMFE, pp.213 - 222.
- 198) Penman, A.D.M. (1953), "Shear Characteristics of a Saturated Silt Measured in Triaxial Compression," Geotech., Vol.3, pp.312 - 328.
- 199) Penman, A.D.M. (1972), "Discussion," Proc. 5th Europ. Conf. SMFE, Vol.2, p.87.
- 200) Poulos, H.G. and E.H. Davis (1972), "Laboratory Determination of In Situ Horizontal Stress in Soil Masses," Geotech., Vol.22, No.1, pp.177 - 182.
- 201) Procter, D.C. and L. Barden (1969), "Correspondence," Geotech., Vol.19, pp.424 - 426.
- 202) Ramamurthy, T. and P.C. Rawat (1973), "Shear Strength of Sand under Stress System," Proc. 8th ICSMFE, Vol.1, pp.339 - 342.
- 203) Raymond, G.P. (1966), "Consolidation of Slightly Overconsolidated Soils," Proc. ASCE, Vol.92, No.SM5, pp.1 - 19.
- 204) Raymond, G.P. (1969), "Consolidation of Deep Deposits of Homogeneous Clays," Geotech., Vol.19, pp.478 - 494.
- 205) Reads, D.W. and G.E. Green (1976), "Independent Stress Control and Triaxial Extension Tests on Sand," Geotech., Vol.26, No.4, pp.551 - 576.
- 206) Roscoe, K.H., A.N. Schofield and C.P. Wroth (1958), "On the Yielding of Soils," Geotech., Vol.8, pp.22 - 53.
- 207) Roscoe, K.H. and H.B. Poorooshasb (1963a), "A Theoretical and Experimental Study of Strains in Triaxial Compression Tests on Normally Consolidated Clays," Geotech., Vol.13, pp.12 - 38.
- 208) Roscoe, K.H., A.N. Schofield and A. Thurairajah (1963b), "Yielding of Clays in States Wetter than Critical," Geotech., Vol.13, pp.211 - 240.
- 209) Roscoe, K.H. and J.B. Burland (1968), "On the Generalized Stress-

- Strain Behaviour of 'Wet' Clay," Engineering Plasticity (ed. J.Heyman and F.A.Leckie), Cambridge Univ., pp.535 - 609.
- 210) Rowe,P.W.(1957)," $C_e = 0$ Hypothesis for Normally Loaded Clays at Equilibrium," Proc. 4th ICSMFE, Vol.1, pp.189 - 192.
- 211) Rowe,P.W.(1958),"General Report on Papers in Section 1," Proc. Brussels Conf. on Earth Pressure Problems, Vol.3, pp.25 - 30.
- 212) Rowe,P.W.(1962),"The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assemblage of Particles in Contact," Proc. Roy. Soc. London, Ser. A, Vol.269, pp.500 - 527.
- 213) Rowe,P.W.(1969),"The Relation between the Shear Strength of Sands in Triaxial Compression, Plane Strain and Direct Shear," Geotech., Vol.19, pp.75 - 86.
- 214) Rowe,P.W.(1971),"Theoretical Meaning and Observed Values of Deformation Parameters for Soil," Proc. Roscoe Mem. Symp., Foulis and Co. Ltd, pp.143 - 194.
- 215) Roy,M., P.Juneau, L.Rochelle and F.A.Tavenas(1975),"In-Situ Measurement of the Properties of Sensitive Clays by Pressure-meter Tests," Proc. ASCE Specialty Conf. on In-Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C., Vol.1, pp.350 - 372.
- 216) Saada,A.S.(1970),"One-Dimensional Consolidation in Triaxial Cell," Proc. ASCE, Vol.96, No.SM3, pp.1085 - 1089.
- 217) Salas,J.A.J. and J.M.Serratos(1953),"Compressibility of Clays," Proc. 3rd ICSMFE, Vol.1, pp.192 - 198.
- 218) Sangrey,D.A.(1972),"Naturally Cemented Sensitive Clay," Geotech., Vol.22, pp.139 - 152.
- 219) 佐武正雄(1971),「土の降伏条件に関する一試案とその考察」, 土木学会論文報告集, 第189号 pp. 79 - 88.
- 220) Schmertman,J.H. and J.O.Osterberg(1960),"An Experimental Study of the Development of Cohesion and Friction with Axial Strain

- in Saturated Cohesive Soils," Proc. Res. Conf. Shear Strength Cohesive Soils, ASCE, pp.643 - 694.
- 221) Schmidt, B. (1967), "Lateral Stresses in Uniàxial Strain," Danish Geotech. Inst. Bul., No.23, pp.5 - 12.
- 222) Schofield, A.N. and C.P.Wroth (1968), "Critical State Soil Mechanics," McGraw-Hill, London.
- 223) Seed, H.B. and K.L.Lee (1967), "Undrained Strength Characteristics of Cohesionless Soils," Proc. ASCE, Vol.93, No.SM6, pp.333 - 360.
- 224) Sekiguchi, H. and M. Toriihara (1976), "Theory of One-Dimensional Consolidation of Clays with Consideration of their Rheological Properties," Soils and Foundations, Vol.16, No.1, pp.27 - 44.
- 225) Sekiguchi, H. and H.Ohta (1977), "Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays," Proc. Session 9, 9th ICSMFE, pp.229 - 238.
- 226) Selig, E.T. and K.E.McKee (1961), "Static and Dynamic Behavior of Small Footings," Proc. ASCE, Vol.87, No.SM6, pp.29 - 47.
- 227) 柴田徹 (1960), 「粘土の圧密に関するレオロジー的考察」, 土木学会論文集, 第69号, pp. 29 - 37.
- 228) 柴田徹 (1963), 「粘土のダイヤタンシーについて」, 京都大学防災研究所年報, 第6号. pp128 - 134.
- 229) Shibata, T. and D.Karube (1965), "Influence of the Variation of the Intermediate Principal Stress on the Mechanical Properties of Normally Consolidated Clays," Proc. 6th ICSMFE, Vol.1, pp. 359 - 363.
- 230) Shibata, T. and D.Karube (1969), "Creep Rate and Creep Strength of Clays," Proc. 7th ICSMFE, Vol.1, pp.361 - 367.
- 231) 進藤卓, 森重龍馬 (1974), 「鉄道構造物の変位」, 土と基礎, Vol. 22, No. 12, pp. 13 - 20.
- 232) Schultze, E. and R.Odendahl (1967), "The Shear Strength of Undisturbed Rhineland Silts," Proc. Geotech. Conf., Oslo, Vol.1,

pp.239 - 242.

- 233) Simons,N.E.(1958),"Laboratory Determinations of the Coefficient of Earth Pressure at Rest," Proc. Brussels Conf. on Earth Pressure Problems, Vol.3, pp.50 - 53.
- 234) Simons,N.E.(1960),"Comprehensive Investigations of the Shear Strength of an Undisturbed Drammen Clay," Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp.725 - 745.
- 235) Simons,N.E.(1963),"The Influence of Stress Path on Triaxial Tests Results," Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM, STP No. 361, pp.270 - 279.
- 236) Simons,N.E. and T.S.Beng(1969),"A note on the One Dimensional Consolidation of Saturated Clays," Geotech., Vol.19, pp.140 - 144
- 237) Singh,R., D.J.Henkel and D.A.Sangrey(1973),"Shear and K_0 Swelling of Overconsolidated Clay," Proc. 8th ICSMFE, Vol.1, Part 2, pp.367 - 376.
- 238) Skempton,A.W. and A.W,Bishop(1950),"The Measurement of the Shear Strength of Soils," Geotech., Vol.2, pp.90 - 108.
- 239) Skempton,A.W.(1961),"Horizontal Stresses in an Over-Consolidated Eocene Clay," Proc. 5th ICSMFE, Vol.1, pp.351 - 357.
- 240) Skempton,A.W. and V.A.Sowa(1963),"The Behaviour of Saturated Clays during Sampling and Testing," Geotech., Vol.13, pp.269 - 290.
- 241) Sketchley,C.J. and P.L.Bransby(1973),"The Behaviour of an Over-consolidated Clay in Plane Strain," Proc. 8th ICSMFE, Vol.1, pp.377 - 384.
- 242) Skinner,A.E.(1969),"A Note on the Influence of Interparticle Friction on the Shearing Strength of a Random Assembly of Spherical Particles," Geotech., Vol.19, pp.150 - 157.
- 243) Sokolnikoff,I.S.(1964),"Tensor Analysis, Theory and Application

to Geometry and Mechanics of Continua," John and Wileys and Sons, New York, p.100.

- 244) Sultan, H.A. and H.B. Seed (1967), "Stability of Sloping Core Earth Dams," Proc. ASCE, Vol. 93, No. SM4, pp. 45 - 67.
- 245) Sutherland, H.B. and M.S. Mesdary (1969), "The Influence of the Intermediate Principal Stress on the Strength of Sand," Proc. 7th ICSMFE, Vol. 1, pp. 391 - 399.
- 246) Tatsuoka, F. and K. Ishihara (1974), "Drained Deformation of Sand under Cyclic Stresses Reversing Direction," Soils and Foundations, Vol. 14, pp. 51 - 65.
- 247) Tavenas, F.A., G. Blanchette, S. Leroveil and M. Roy (1975), "Difficulties in the In Situ Determination of K_0 in Soft Sensitive Clays," Proc. ASCE, Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C., Vol. 1, pp. 450 - 476.
- 248) Taylor, D.W. and W. Merchant (1940), "A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compression," Jour. Math. and Phys., 19-3-167.
- 249) Terzaghi, K. (1924), "Die Theorie der Hydrodynamischer Spannungserscheinungen und Ihr Erdbautechnisches Anwendungsgebiet," Proc. Int. Conf. Appl. Mech., Vol. 1, p. 288.
- 250) Thurairajah, A. and Sithamparaphillai (1971), "Strength-Deformation of Sand during Drained Triaxial Tests," Proc. 4th Asian Reg. Conf. SMFE, Vol. 1, pp. 178 - 182.
- 251) Trollope, D.H. and S.M. Zafar (1956), "A Study of the Shear Strength of Saturated Sand, and Sand/Clay Mixtures, in Triaxial Compression," Proc. 2nd Aust.-New Z. Conf. SMFE, pp. 7 - 14.
- 252) Tschebotarioff, G.P. and J.D. Welch (1948), "Effect of Boundary Conditions on Lateral Earth Pressures," Proc. 2nd ICSMFE, Vol. 3, pp. 308 - 313.

- 253) 宇梶文雄(1979),「アースダムの変形と対策」, 土と基礎, Vol. 20, No. 12, pp. 17-24.
- 254) Vargas, M(1953), "Correlation between Angle of Internal Friction and Angle of Shearing Resistance in Consolidated Quick Triaxial Compression Tests on Residual Clays," Proc. 3rd ICSMFE, Vol.1, pp.72 - 75.
- 255) Vaughan, P.R. (1972), "Discussion," Proc. 5th Europ. Conf. SMFE, Vol.2, 72 - 75.
- 256) Vesic, A.B. and G.W. Clough (1968), "Behaviour of Granular Materials under High Stresses," Proc. ASCE, Vol.94, No. SM3, pp.661 - 688.
- 257) Voight, B. (1973), "Correlation between Atterberg Plasticity Limits and Residual Shear Strength of Natural Soils," Geotech., Vol.23, pp.265 - 267.
- 258) 和達清夫(1976),「地盤沈下研究の回顧」, 土と基礎, Vol. 24, No. 11, pp. 87-92.
- 259) Walker, L.K. (1969), "Secondary Compression in the Shear of Clays," Proc. ASCE, Vol.95, No. SM1, pp.167 - 188.
- 260) Wesley, L.D. (1977), "Shear Strength Properties of Halloysite and Allophane Clays in Java, Indonesia," Geotech., Vol.27, pp.125 - 136.
- 261) Whitman, R.V. (1960), "Some Considerations and Data Regarding the Shear Strength of Clays," Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp.581 - 614.
- 262) Whitman, R.V. and C.C. Ladd (1960), "Discussion," Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, pp.1049 - 1056.
- 263) Whitman, R.V. and W. Luscher (1962), "Basic Experiment into Soil Structure Interaction," Proc. ASCE, Vol.88, No. SM6, pp.135 - 167.
- 264) Wilkes, P.F. (1974), "Permeability Tests in Alluvial Deposits and

- the Determination of K_0 ," Geotech., Vol.24, No.1, pp.1 - 11.
- 265) Windle,D. and C.P.Wroth(1977),"In Situ Measurement of the Properties of Stiff Clays," Proc. 9th ICSMFE, Vol.1, pp.347 - 352.
- 266) Wissa,A.E.Z., C.C.Ladd and T.W.Lambe(1965),"Effective Stress Strength Parameters of Stabilized Soils," Proc. 6th ICSMFE, Vol. 1, pp.412 - 416.
- 267) Wong,P.K.K. and R.J.Mitchell(1975),"Yielding and Plastic Flow of Sensitive Cemented Clay," Geotech., Vol.25, No.4, pp.763 - 782.
- 268) Wood,C.C.(1958),"Shear Strength and Volume Change Characteristics of Compacted Soil under Conditions of Plane Strain," Ph.D Thesis, London.
- 269) Wroth,C.P. and P.A.Loudon(1967),"The Correlation of Strains within a Family of Triaxial Tests on Overconsolidated Samples of Kaolin," Proc. Geotech. Conf., Oslo, Vol.1, pp.163 - 189.
- 270) Wroth,C.P. and J.M.O.Hughes(1973),"An Instrument for the In-Situ Measurement of the Properties of Soft Clays," Proc. 8th ICSMFE, Vol.1, Part 2, pp.487 - 494.
- 271) Wroth,C.P.(1975),"In Situ Measurement of Initial Stresses and Deformation Characteristics," Proc. ASCE Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C., Vol.2, pp. 181 - 230.
- 272) Wroth,C.P. and D.Windle(1977),"Discussion," Proc. ASCE, Vol.103, No.GT9, pp.1031 - 1033.
- 273) Wu,T.-H., A.G.Douglas and R.D.Goughnour(1962),"Friction and Cohesion of Saturated Clays," Proc. ASCE, Vol.88, No.SM3, pp.1 - 32.
- 274) Wu,T.-H., A.K.Loh and L.E.Malvern(1963),"Study of Failure Envelopes of Soils," Proc. ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.145 - 181.
- 275) Wu, T.-H., D.Resendiz and R.J.Neukircher(1966),"Analysis of Consolidation by Rate Process Theory," Proc. ASCE, Vol.92, No.

SM6, pp.229 - 248.

- 276) 山口 柏樹 (1972), 「静止土圧に関する二、三の考察」, 土木学会第27回年次学術講演会講演集, 第3部, pp. 109 - 110.
- 277) 山口 柏樹 (1974), 「浅基礎の沈下量予測法とその精度について」, 土と基礎, Vol. 22, No. 12, pp. 1 - 6
- 278) 山内 豊聡, 安原一哉 (1974), 「粘性土の静止土圧係数に関する一考察」, 土質工学会論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 113 - 118.
- 279) Yamanouchi, T. and K. Yasuhara (1975), "Secondary Compression of Organic Clays," Soils and Foundations, Vol.15, No.1, pp.69 - 79.
- 280) Yong, R.N. and E. Mckey (1971), "Yield and Failure of a Clay under Triaxial Stresses," Proc. ASCE, Vol.97, No.SM1, pp.159 - 176.
- 281) Yudhbir and S.K. Mathur (1977), "Path Dependent Drained Creep of Clays," Proc. 9th ICSMFE, Vol.1, pp.353 - 358.