



ひずみ速度に着目した大阪湾洪積粘土地盤の一次元 圧密特性に関する研究

藤原, 照幸

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2009-09-25

(Date of Publication)

2011-11-22

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲4762

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1004762>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博 士 論 文

ひずみ速度に着目した大阪湾洪積粘土地盤の
一次元圧密特性に関する研究

平成 21 年 7 月

神戸大学大学院自然科学研究科

藤 原 照 幸

目 次

第1章 序 論	1
1. 1 研究の背景と目的	1
1. 2 本論文の構成	3
参考文献（第1章）	
第2章 既往の研究	7
2. 1 地盤沈下問題の歴史	7
2. 2 埋立の歴史	17
2. 3 大阪湾堆積粘土の物理特性・力学特性	24
2. 4 粘土の擬似過圧密挙動に関する研究	29
2. 5 ひずみ速度依存性に関する研究	49
2. 6 Isotach 特性に関する研究	53
2. 7 年代効果と構造の定量化に関する研究	57
2. 8 実測沈下に基づく沈下予測手法	63
参考文献（第2章）	
第3章 神戸沖（神戸空港サイト）の地盤特性	77
3. 1 概 要	77
3. 2 神戸沖（神戸空港）サイトの地盤概要	77
3. 3 Ma12層の物理特性・圧密特性	99
3. 4 Ma12層の長期圧密特性	103
3. 5 本章のまとめ	111
参考文献（第3章）	

第 4 章 圧縮ひずみ速度に着目した沈下～時間関係の検討	113
4. 1 概 要	113
4. 2 原位置における Ma12 層洪積粘土の圧縮ひずみ速度と降伏挙動	114
4. 3 室内一次元圧密試験におけるひずみ速度と降伏挙動	123
4. 4 Ma12 層洪積粘土の Isotach 特性	126
4. 5 Ma12 層洪積粘土の圧縮ひずみ速度と圧密降伏応力の関係	127
4. 6 本章のまとめ	129
参考文献 (第 4 章)	
第 5 章 洪積粘土地盤の長期沈下予測法の提案－神戸空港の事例－	131
5. 1 概 要	131
5. 2 一次元圧密計算における過圧密比 (OCR) の設定と最終沈下量	131
5. 3 原位置における時間～圧縮量関係の予測	134
5. 4 本章のまとめ	149
参考文献 (第 5 章)	
第 6 章 結 論	151

謝 辞

第1章 序 論

1. 1 研究の背景と目的

神戸から泉南に至る大阪湾の沿岸域では、近年、水深 15m を超える大水深域において海上空港や海面型廃棄物最終処分場の建設、高規格コンテナターミナルの整備など、大規模な埋立事業が行われている。大水深域での埋立事業では必然的に埋立土量も増加することとなり、海底地盤に作用する載荷重も増大することから、軟弱な沖積粘土層の沈下のみならず、深部に堆積している洪積粘土層の沈下が顕在化し問題となってきた^{1),2)}。この洪積層における沈下の最大の問題は、地盤改良が困難なために埋立完了後も長期にわたってクリープ的に沈下が継続することである。

大阪湾海底に堆積している洪積粘土層は、過去に現在の上載荷重よりも大きな荷重を受けていない正規圧密粘土地盤であるにもかかわらず、実験室で圧密試験を行うと過圧密比 $OCR=1.1\sim 1.6$ 程度の軽い過圧密を示すことが知られており、擬似過圧密粘土と呼ばれている。神戸港・大阪港埋立地の現場観測データや長期圧密試験結果によると、埋立後の最終応力状態 p_f が、圧密降伏応力 p_c に達しないかまたは p_c 付近に来るような（土質力学的には過圧密地盤とみなされる）ケースについても、二次圧密的な変形が生じ、長期にわたって洪積粘土層の沈下が継続して発生している。大阪湾に堆積している洪積粘土が有するこのような特徴的な擬似過圧密挙動^{3)~6)}は、年代効果（エージングやセメンテーション）による「構造」の発達に起因すると考えられているが、その原位置・室内のいずれにおいてもその挙動については未解明な部分が多く残されている。

一般的には沈下予測方法として、事前の室内圧密試験で得られた圧密定数 ($e\text{-log}p$, m_v , c_v etc.) と粘土層厚から理論計算によって最終沈下量 S_f 、沈下量 S と時間 t の関係を予測する慣用法による沈下計算や弾粘塑性構成モデルを用いた一次元圧密計算が行われる。しかしながら、洪積粘土層の沈下予測に適用しようとする場合、高位の構造を有する洪積粘土では、圧密降伏応力 p_c 付近あるいは p_c 以下の過圧密領域においても顕著な時間依存性挙動を示すことが明らかになっており、過圧密領域では弾性的な即時沈下のみを考えるという

従来の予測方法では現実の挙動をうまく予測できない場合もあることも指摘されている⁷⁾。

本研究の目的は、神戸沖(神戸空港サイト)で採取した試料を用いた室内圧密試験結果と原位置での計測結果を整理し、神戸地域の上部洪積粘土(Ma12層)の圧密特性を明らかにするとともに、その一次元圧縮挙動におけるひずみ速度依存性に着目し洪積粘土の沈下挙動の法則性について検討し、原地盤における時間～沈下関係の予測への適用性を確認するものである。

1. 2 本論文の内容と構成

本論文は、6つの章から構成されている。本論文の概要は、図-1.1のフローチャートに示されている。

第1章は序論であり、研究の背景と目的について述べるとともに、本論文の内容および構成についてまとめる。

第2章では、はじめに、地盤沈下問題の歴史、大阪およびその周辺地域での埋立の歴史についてレビューし、洪積層粘土の沈下が問題となるに至る経緯について述べる。さらに大阪湾堆積粘土の物理特性・力学特性、粘土の擬似過圧密挙動に関する研究、実測沈下に基づく沈下予測手法についての既往の研究を述べる。

第3章では、神戸沖(神戸空港サイト)の原位置試験、室内土質試験、地質分析試験の結果について検討し、そのMa12~Ma9洪積粘土層の物理的特性・力学的特性の特徴を明らかにする。また、第4章、第5章における研究の対象であるMa12層洪積粘土の特徴についてまとめる。

第4章では、原位置におけるMa12層洪積粘土の圧縮ひずみ速度と降伏挙動、室内一次元圧密試験におけるMa12層洪積粘土の圧縮ひずみ速度と降伏挙動を整理・検討し、圧縮ひずみ速度に着目した沈下~時間関係についてまとめる。

第5章では、神戸空港の事例として、Ma12層洪積粘土の将来的な沈下~時間関係について予測法を提案する。

第6章では、本研究の総括と第1章から第5章までの各章で得られた結果をとりまとめて結論としている。

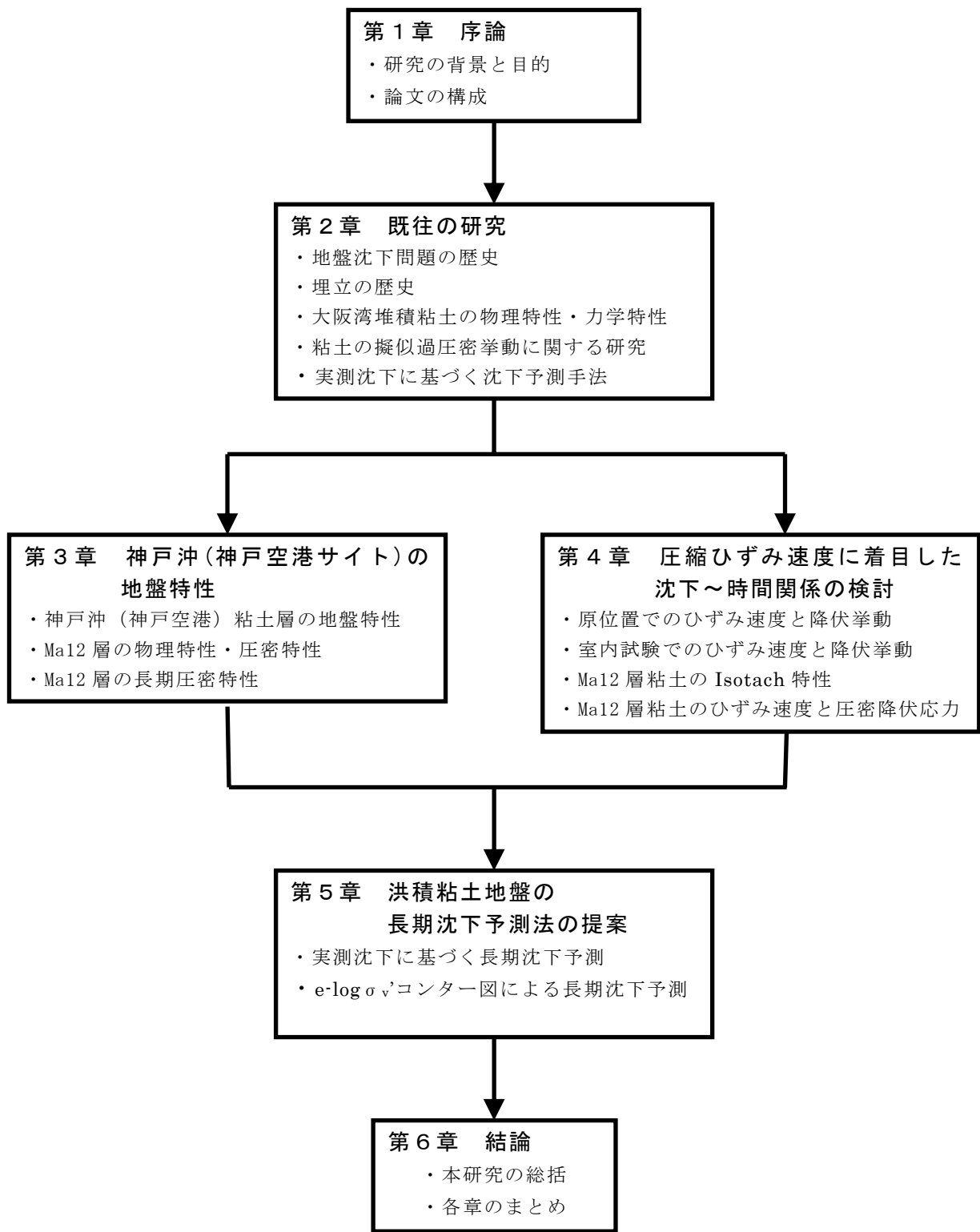


図-1.1 本論文のフローチャート

参考文献（第1章）

- 1) 三笠正人(2001): 近代地盤工学の歴史を語る－大阪地盤の沈下問題－, 地盤工学会関西支部講話会テキスト, pp.17-22.
- 2) Kiyama, M.(1991): Settlement of Reclaimed Land at the Coastal Area, Proc. I.C. Geo-Technical Engineering for Coastal Development (Yokohama) Vol1.1, pp.207-212.
- 3) 赤井浩一(1993): 大阪湾海底地盤の土質工学的諸問題, 土木学会論文集 No.463/III-22, pp.1-14.
- 4) K. Akai, M. Kamon, I. Sano and K. Soga(1991): Long-term Consolidation Characteristics of Diluvial Clay in Osaka Bay, Soils and Foundations, Vol.31, No.4, pp.61-74.
- 5) 土田孝(1999): 大深度の洪積粘土の e - $\log p$ 関係における構造の影響, 土木学会第51回年次学術講演会, pp.376-377.
- 6) 山本浩司, 本郷隆夫, 陳国華, 赤井俊文(2000): 大阪湾海成粘土の圧密降伏応力付近の長期圧密特性, 第35回地盤工学研究発表会, pp.721-722.
- 7) 三村衛, 長屋淳一(2002): 4.3 洪積層の沈下解析, ベイエリアの地盤と建設－大阪湾を例として－, 大阪湾地盤情報の研究協議会, pp.407-420.

第2章 既往の研究

2.1 地盤沈下問題の歴史

2.1.1 地下水汲み上げによる地盤沈下問題とその原因解明の歴史^{1)~5)}

地盤の沈下は、地下の粘土層に発生した過剰間隙水圧が消散することによって起こる。ここで、粘土層の過剰水圧とは、粘土層が接する粘土層の水圧を基準とした粘土層の水圧を指している。過剰水圧の消散過程とそれに伴う粘土層の圧縮の進行現象は圧密過程と呼ばれ、1923年に Terzaghi (テルツァーギ) が解明し、圧密基本方程式と典型的な条件下での解 (時間係数～圧密度関係) を発表している。ここで、地表面に新たに荷重をかけたために粘土層に過剰間隙水圧が発生し、その過剰水圧の消散に伴って進行する圧密は、直感的に理解しやすい。しかし、この頃のがわ国における理論の状況をみると、1931年(昭和6年)の土木学会誌⁶⁾に「水の逸流換言すれば空隙の減少による沈下量は、すでに C.Terzaghi 氏により求められしも、その算定法は幾多の疑問あり・・・」とある。したがって、地表面に新たに荷重をかけなくとも地盤が広範囲にわたってゆっくりと沈下するという「地盤沈下」は気づかれ難く、またその原因も一層推測し難いことであった。実際、粘土層が接している排水層の水圧が低下し、この間一定値を保っている粘土層の間隙水圧が相対的に過剰水圧化するために起こる圧密は、いささか理解し難い。このためもあって、わが国における地盤沈下現象に対する認識と理解は、地盤沈下が急速に進行しているもとので、遅々として進まなかった。

東京において地盤沈下が広く知れ渡ったのは、1923年(大正12年)の関東地震の直後に測量が行われたのを契機としており、東京において地盤沈下がさらに加速しているのは次の巨大地震の前兆であると恐れられた。中央気象台の職員であった和達清夫氏⁷⁾は、江東地区の浅い井戸構造物が地盤沈下量に近い抜け上がり量を示していたことから、地盤沈下は浅層の圧縮であり地震が関係するような地殻変動ではないと確信していたが、公言するのを控えたと後に反省している。

大阪においては、すでに1885年(明治18年)当時の陸軍陸地測量部(現・国土交通省

国土地理院)が行った水準測量により地盤沈下の徴候(一部の水準点の異常)がみられていた^{4),8)}が、当時、これは地震に伴う地殻変動が原因と考えられていた。大阪市域における地盤沈下は、ビルの抜け上がりなどによって一部の技術者の間では早くから認識されていたが、世間の注目を集めたのは、1925年(大正14年)と1927年(昭和2年)に続いて起こった北但馬、丹後両地震の後である。やはり、来るべき地震との関連を説く学者があった⁹⁾。

そうこうする内に、1934年(昭和9年)9月に室戸台風が阪神地方を襲い、地盤沈下が進んでいた臨海地域に大きな被害をもたらし、地盤沈下は大きな社会問題となった。大阪市土木部長 福留並喜氏¹⁰⁾は、1938年(昭和13年)の土木学会第2回年次学術講演会においてその被災状況を述べ、また、次のように報告している。「詳細な測量の結果、地盤沈下は御堂筋を境にして西方が格段に著しい事がわかった。最も沈下が著しい九条公園にロッド式層別沈下計(ロッド長さ、33m、62m、176m)を設置し、各深度における沈下量と水圧を測定中である。学者による地盤沈下の原因説は、地塊運動説、地下水減少説、軟質土層圧縮説、軟質泥土流動説など、いずれも研究中のものであって、早急に断定できない。したがって地盤沈下対策も、河岸道路の嵩上げ、防潮壁・水門の設置、排水施設の増強といった対策に限られてくる。」

この間、大阪に移った和達氏は、上記の大阪市とは別に、天保山において深さ36mにある砂礫層に届くロッドを設置し、1938年(昭和13年)から、その抜けあがり量(つまり砂礫層上にある粘土層の圧縮量)の自記記録を開始した。ただし、砂礫層の水圧は手動で測定された。1年間の測定記録を整理したところ、砂礫層の水圧と粘土層の圧縮速度がよく対応することが判った。これは粘土層が砂礫層の水圧変化に伴って圧密を起こしていることを表している。東京における測定資料からも同じ結論が得られた。和達氏と共同研究者は、この結果を「地下水主因説」として1939年(昭和14年)から順次論文発表¹¹⁾した。

しかし、地盤沈下の原因論争は、この一連の論文によって終止符が打たれたわけではなかった。翌1940年(昭和15年)の土木学会誌には、大阪から尼崎にわたる地域の地盤沈

下動向を詳細に検討した上で、地盤沈下を地下水圧の減少と大型建造物建設に伴う荷重増加に加えて、軟質粘土の大阪港・安治川・木津川方面からの流出の3つが複合した現象とする報文が掲載されている¹²⁾。一方、地下水主因説を地盤沈下の軽減・防止対策に生かすには、滞水砂礫層の水圧と揚水量の関係を推定する必要があった。しかし、揚水量に関する資料は全く入手できず、したがって揚水規制案まで進むことはできなかった。

戦争末期の空襲と戦後の混乱は研究活動を麻痺させたが、一方で、地下水主因説を見事に証明してみせた。すなわち、第二次世界大戦末期には工業が壊滅状態になったのに伴って汲み上げがほとんど止まり、昭和20年頃には地盤沈下はほとんど生じなくなった。しかし、昭和25年頃からの経済の復興に伴って地下水の需要が急増し、戦前を凌ぐ速度の地盤沈下が始まったのであった。

戦前・戦後において、揚水規制ができなかったことはもとより、揚水統計すらなかった理由は、従来わが国では揚水は土地所有者の自由に任せられていたためである¹³⁾。

地盤沈下は、一旦発生すれば回復することは不可能であること、また、それによって引き起こされる高潮、河川の氾濫等の災害による社会的損失は莫大なものとなることから、その対策として、既に進行している地盤沈下を終息させるべき努力をすることはいうまでもないが、将来その可能性のある地域についても事前に適正揚水量を把握する等により沈下を未然に防止することが必要となろう。

以下に、大阪およびその周辺地域での地下水汲み上げによる地盤沈下問題の歴史について年表の形に要約して示す。

明治18年(1885)：陸軍の陸地測量部が水準測量で初めて地盤沈下の徴候を認めたが、それほど問題にされなかった。(当時は地震に伴う地殻変動と考えられていた。)

明治から大正にかけて大阪の井戸は自噴するくらい水量が多かった。

昭和2年(1927)：沈下は次第に著しくなる。一方浅井戸の水位が低下し、つるべが手押しポンプ、電動ポンプに変わっていく。

昭和3年(1928)：水準測量の改測により西大阪の地盤変動判明。これを契機に、翌年から水準点の増設と年1回の水準測量が行われるようになった¹⁴⁾。

昭和9年(1934)：室戸台風による高潮の被害が甚大で、地盤沈下がその主たる原因では

ないかとの説が出される。

昭和 11 年 (1936) : 大阪市は災害科学研究所を設立し、水害対策基本調査として 149 点の水準測量と深井戸による地盤沈下と水位の測定を開始する。

昭和 14 年 (1939) : 和達清夫博士は地盤沈下の速度と地下水位との間に密接な関係があることを見出し、地下水の汲み上げが沈下の原因であると発表した¹¹⁾。

昭和 16 年 (1941) : 日本がアメリカ、イギリスと開戦。

昭和 19 年 (1944) : 空襲の被害、資材、動力の欠乏に伴って生産活動はほとんど停止し、地下水汲み上げもなくなって地盤沈下は止まる。

昭和 20 年 (1945) : 終戦。以後数年間の戦災復旧期間は地盤沈下はほとんどゼロとなり、大阪市の中央部は逆に 1 ~ 4 cm ほど隆起したところもある。

昭和 22 年 ~ 24 年 (1947-1949) :

石井靖丸らは大阪湾港湾技術調査会を発足させ、大阪港の沖積粘土を採取して圧密試験を行い、沖積層の圧密問題に初めて本格的に取り組んだ¹⁵⁾。

昭和 25 年 (1950) : 朝鮮戦争が勃発し、工業活動が再開されて地盤沈下も再びスタート。そこにジェーン台風が襲い、大阪市は大被害を受ける。

昭和 26 年 (1951) : 工業用水道の創設事業に着手。

昭和 27 年 (1952) : 国鉄は大阪駅の不同沈下対策について大阪市立大学と協力して調査研究を始めた。4 年後結局深い基礎を持たない部分にアンダーピニングを施工して不同沈下を止めた¹⁶⁾。

昭和 29 年 (1954) : 工業用水道通水開始。

昭和 31 年 (1956) : 工業用水法施行。

昭和 34 年 (1959) : 伊勢湾台風 (中部地方は大被害を受ける)。
大阪市は、地盤沈下防止条例を制定し建物用地下水汲み上げを規制。

昭和 36 年 (1961) : 第 2 室戸台風。大阪地盤沈下総合対策協議会が設立される。

昭和 37 年 (1962) : 大阪市は地下水汲み上げを全面規制 (ビル用水法制定と工業用水法改正)。その結果地盤沈下は激減し、地下水位は上昇に転じる。

また地下構造を明らかにするため港区で深層ボーリング (OD - 1¹⁷⁾) 907m を実施し、なお岩盤に達しないことに関係者は驚く。

昭和 39 年 (1964) : 東大阪地域で地盤沈下進む⁵⁾。

昭和 42 年 (1967) : 泉州地域で地盤沈下進む⁵⁾。

昭和 43 年 (1968) : 工業用水道完成。

昭和 50 年 (1975) : 新たな広域的地下水汲み上げ規制により、地盤沈下は大阪府の全域で終息に向かう。また大阪市の地盤沈下区域では地下水の汲み上げを禁止してから 13 年経って逆に 1 ~ 2 cm ほど隆起したところが多い。

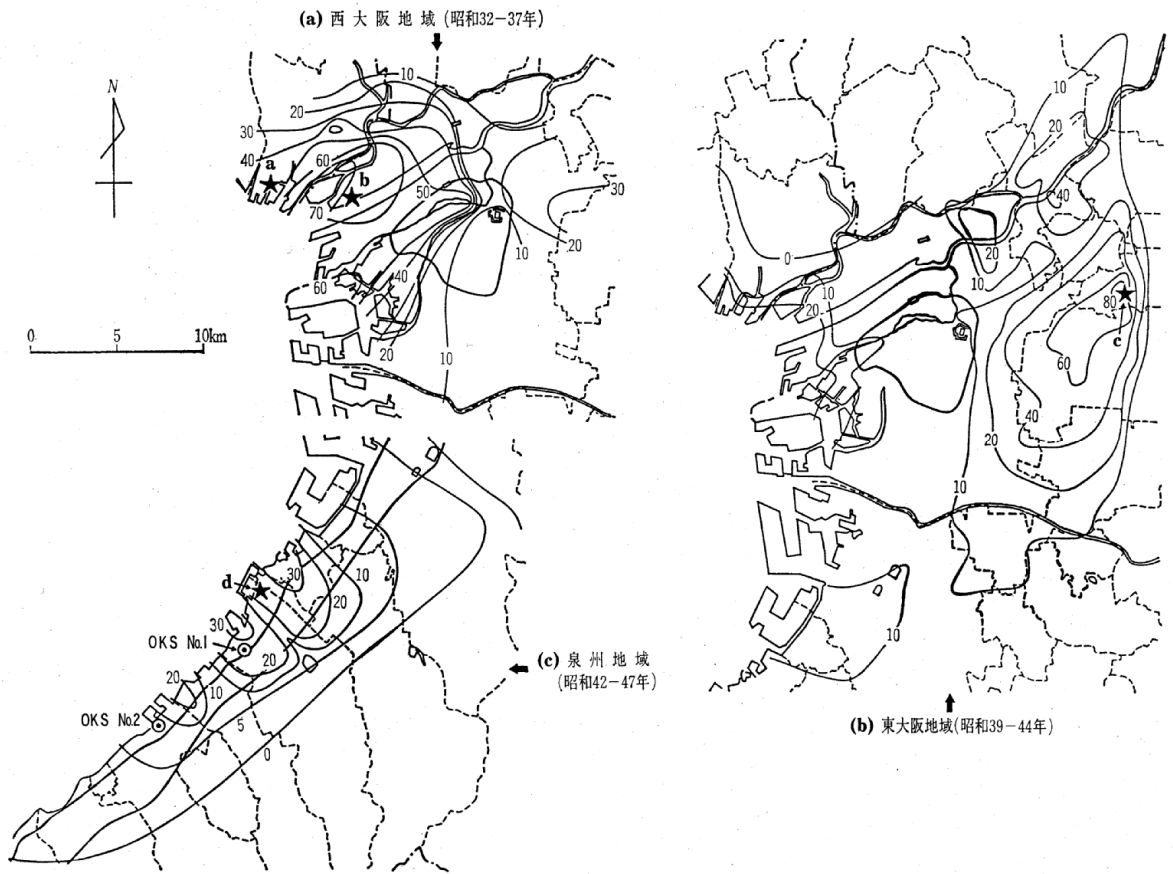


図-2.1 大阪府下3地域における最も沈下が激しかった5ヶ年の沈下量(単位: cm)⁵⁾

2.1.2 洪積粘土層の沈下

1934年（昭和9年）に来襲した室戸台風による大被害によって、地下水汲み上げによる大阪の地盤沈下が大きな社会問題となり、1938年（昭和13年）に大阪市西区の九条と港区の天保山に層別沈下計が設置されて以降、大阪市内各所の観測所で沈下が測定されてきた³⁾。OD調査の層別沈下データが集積されるにつれ、その沈下は沖積層だけでなく、その下部の洪積層においてもかなり見られ、図-2.2のように年数が経つにつれて洪積層の沈下比率が増大していることが明らかとなった。

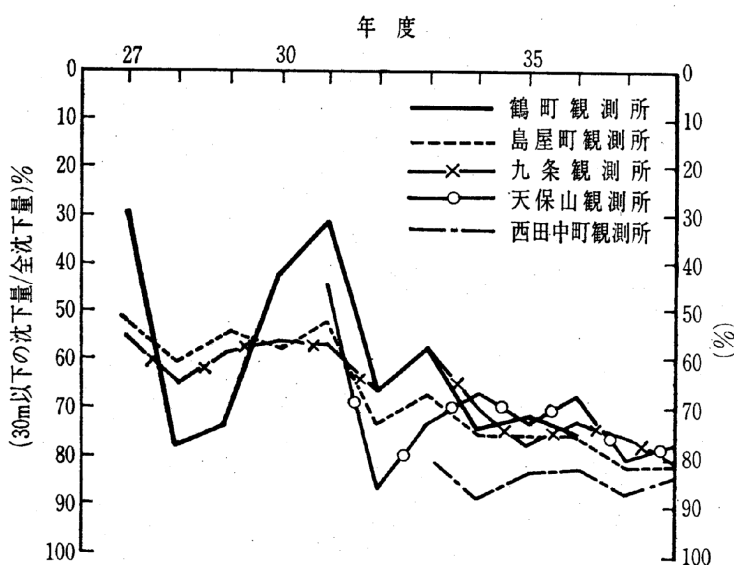


図-2.2 大阪市内各所の観測所における洪積層における沈下比率³⁾

戦後には、昭和35年に池田内閣が所得倍増計画を発表し、各地方自治体が工場誘致をはかり出したこともあり工業用地の造成を主体に埋立が次々に行われた。そして、昭和39年には工業整備特別地域促進法ができ、工業用地造成をさらに加速させた（図-2.3⁴⁾）。その頃、臨海埋立部における地盤沈下については、沖積粘土層で生じる圧密沈下が3～4mときわめて大きかったため、この層への関心が強かったこと、洪積粘土層については過圧密地盤であるという通念と、当初における埋立が比較的水深の浅い所で始められたことなどもあって軽視されていた。

しかし、昭和40年代に入り神戸ポートアイランドに代表される総合的な都市機能を備

えた海上都市の建設を目的とした埋立てが進行するなど、次第に大水深で埋立てが行われるようになり洪積層の沈下が着目されはじめた。

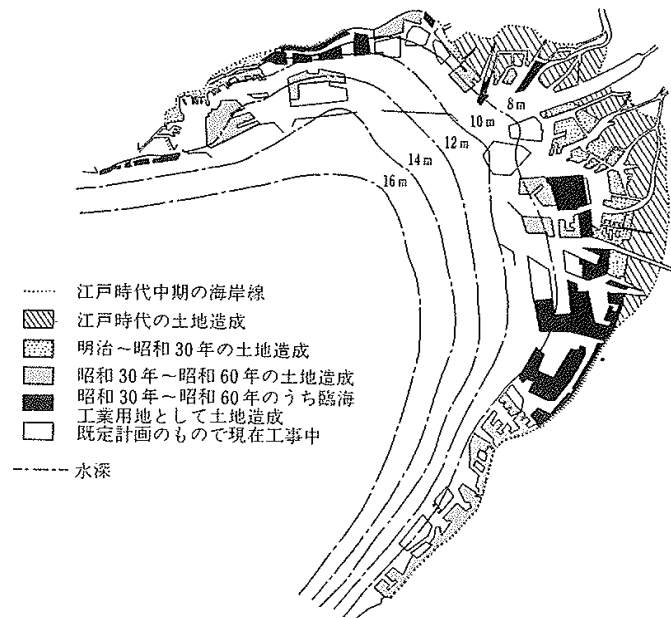


図-2.3 大阪湾における臨海部埋立ての経緯⁴⁾

1966年に着工された神戸ポートアイランド(平均水深12m)では、予測値と実測値の整合性確認のため1968年から埋立て前の海底に沈下盤を設置して埋立中の地盤の動きを追ってきた。当初は、沖積粘土層だけが沈下対象層と考えられており、実際海面下の埋立中においてはこの考え方に全く問題はなかった。ところが、図-2.4に示すように、埋立の一部(No.2地点)が海面上に姿を見せた1971年に沈下速度が急増した。三笠ら(大阪市立大学土質工学研究室)による検討の結果¹⁸⁾、予想外の沈下の原因は洪積層の沈下ではないかと推定された。その沈下の原因を確認するために1975年から1年間、調査区域でK.P+5mの盛土を載せた状態で沈下観測と各種調査が行われ、埋立による洪積粘土層の沈下が初めて確認されたのであった¹⁾、¹⁹⁾~²⁶⁾。

図-2.5は神戸ポートアイランドNo.2地点の沖積粘土と洪積粘土(Ma12)のf-logp曲線群であり、それぞれの粘土が受ける応力の範囲が記載されている。沖積層の埋立後の応力は

正規圧密領域に入っている ($p_0 + \Delta p \geq p_c$) ため大きな沈下を生じることが理解できるが、洪積層では(室内試験から得られた f - $\log p$ 曲線から計算すると)埋立後の応力がまだ過圧密領域にある ($p_0 + \Delta p < p_c$) ので計測されたような沈下 (図-2.4) はどうしても求まらないのである。

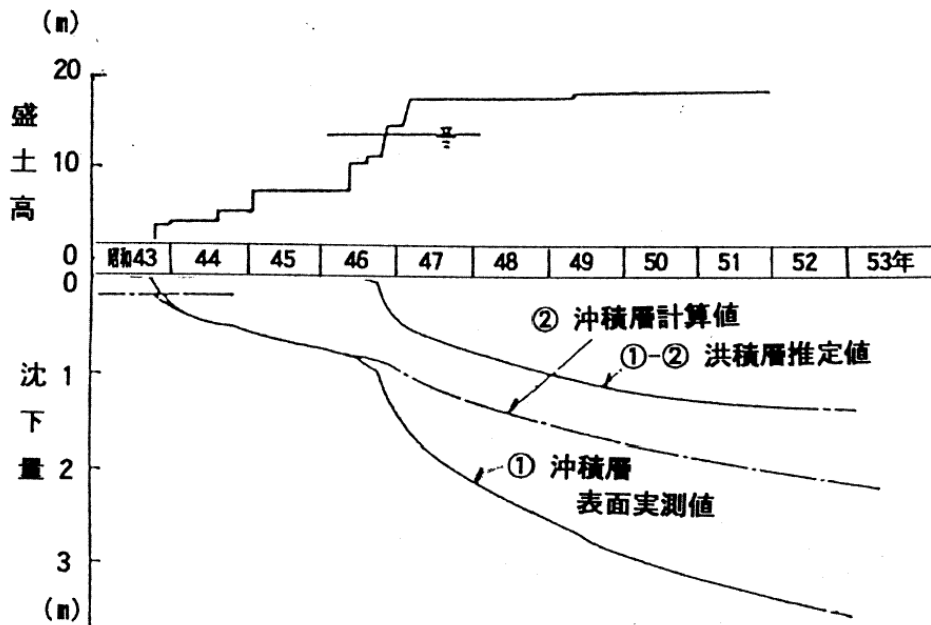


図-2.4 神戸ポートアイランド造成中の予想外の沈下²⁴⁾

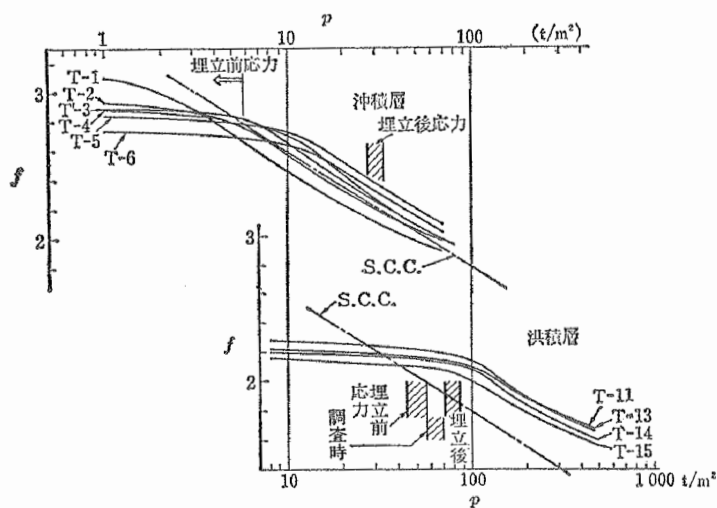


図-2.5 神戸ポートアイランド (No. 2) 粘土の f - $\log p$ 曲線群と埋立荷重の関係¹⁾

こうして、神戸ポートアイランドでは1975年ごろから層別沈下計を埋設し計測を続けるうちに、洪積層の沈下も無視することができないことが次第にわかってきた。なかでも、市民病院の建物建設前に実施された地盤改良工事（プレローディング工法）では、2年間の載荷盛土中に沖積粘土層とともに洪積層もかなり沈下する挙動が観測された（図-2.6, 図-2.7）。大きな載荷重のもとでは洪積層の沈下が増加し、しかも非常に深層まで影響が及ぶことがはっきりしてきたのであった²²⁾、^{27)~29)}。

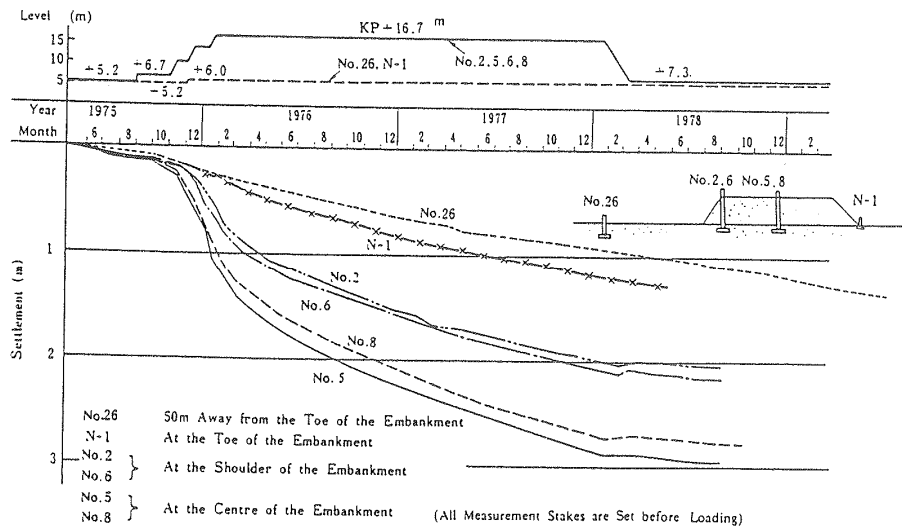


図-2.6 載荷盛土と撤去による地表面の動き（盛土部分とその周辺部の挙動を比較）²²⁾

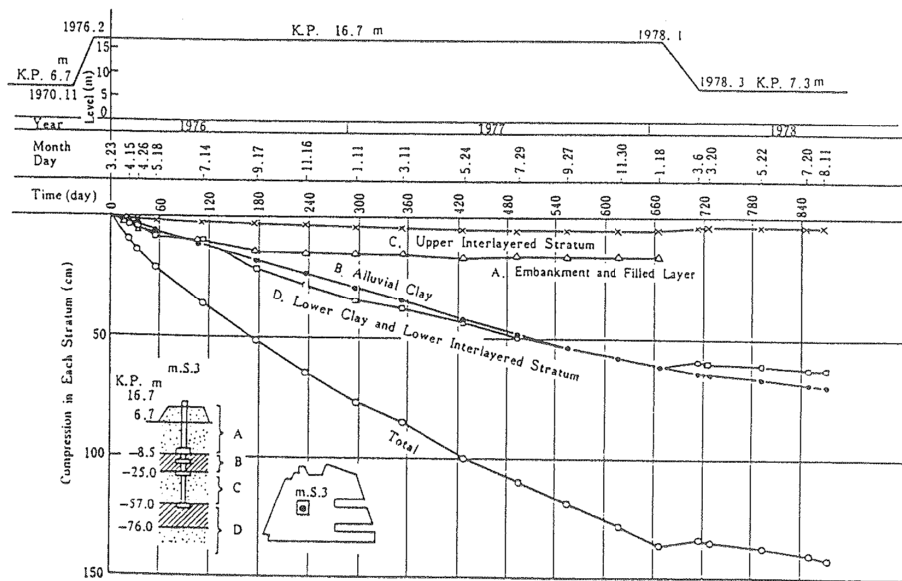


図-2.7 層別沈下計の測定結果の一例²²⁾

その後、沿岸地域の大規模な埋立造成工事に際しては、洪積層の沈下も考慮しなければならないということが認識され、大阪南港（咲洲）、六甲アイランドなどでも洪積粘土層の沈下が計測され、その挙動が報告されている³⁰⁾。

2. 2 埋立の歴史

2.2.1 大阪湾における埋立の歴史

図-2.8に大阪湾における埋立の変遷³¹⁾を、表-2.1に近年における大阪湾の埋立事業を示す。江戸時代～明治時代中期の埋立は淀川あるいは大和川の河川改修に伴う河口デルタ地帯に限定されたものであり、埋立地は新田開発として農耕地として利用された。明治時代中期以降、それらの埋立地域は商工業地帯の中心となっていた。当時の埋立事業は水深5m程度の浅海部でのものであった。その後、国策的な動き（昭和35年；池田内閣の所得倍増計画閣議決定、昭和39年；工業整備特別地域整備促進法）もあり、高度経済成長期には神戸～尼崎、堺～泉北地域を中心に水深5～10m範囲での埋立による臨海工業地帯の整備が急速に進められた。

その一方で、臨海工業地帯周辺に産業及び人口が集中し、昭和40年代に水質の汚濁と海岸線の改変が著しく進行した。昭和47年、播磨灘に発生した大規模な赤潮は養殖業を中心に総額71億円に及ぶ被害を生じ、翌年（昭和48年）には、瀬戸内海の環境保全を目的として、瀬戸内海環境保全臨時措置法が公布されるに至っている。

近年では、汀線における生態系の重要性の認識の高まりや海岸線の侵食防止等の観点から、岸から離れて建設される沖合人工島により土地を確保するようになってきており、最近では泉州沖5kmの関西国際空港に代表されるように、大水深域（水深15～20m）での埋立造成が実施され、その目的も港湾機能整備、都市機能整備が中心となっている。図-2.9～2.12に水深15mを超える沖合での埋立プロジェクトを示す。

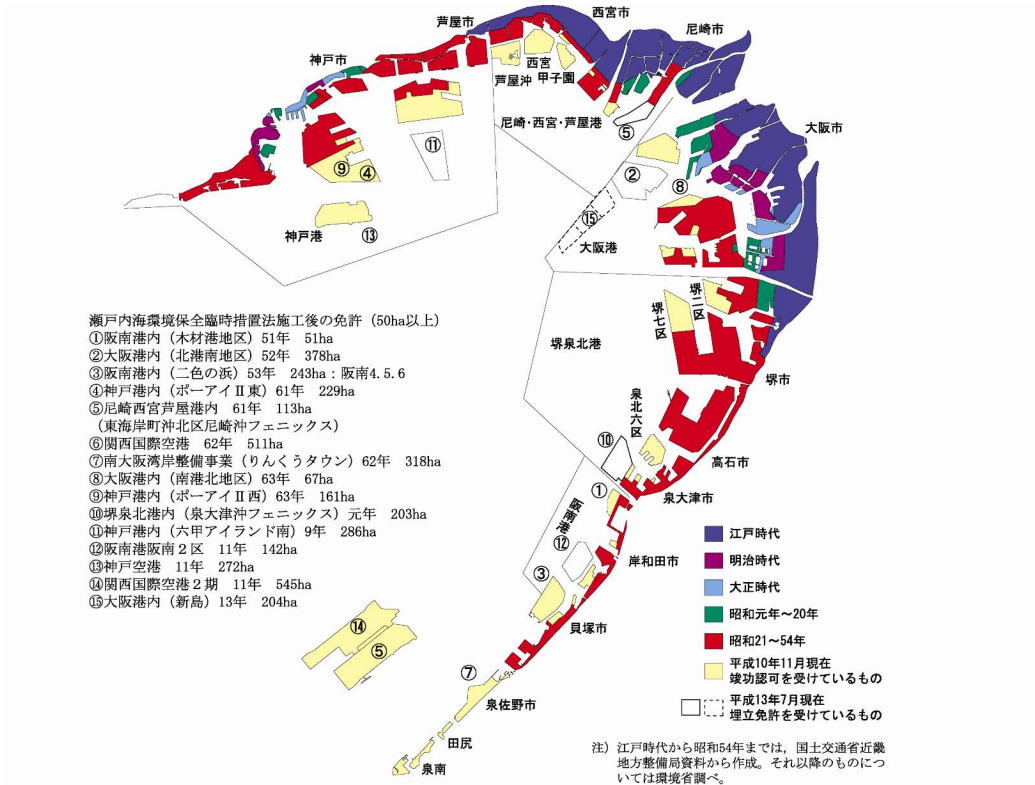


図-2.8 大阪湾における埋立の変遷³¹⁾に追記

表-2.1 近年における大阪湾の埋立事業

西暦 年代	1955 昭30	1960 昭35	1965 昭40	1970 昭45	1975 昭50	1980 昭55	1985 昭60	1990 平2	1995 平7	2000 平12	2005 平17
神戸	59 ← → 67 摩耶埠頭		72 ← → 81 六甲アイランド				92 ← → 97 震災復旧		95 ★ 97 99 ← → 神戸空港		
	66 ← → 81 ポートアイランド1期				87 ← → ポートアイランド2期						
尼崎 西宮 芦屋	69 ← → 82 芦屋浜地区				87 ← → フェニックス(尼崎処分場)						
	70 ← → 83 甲子園浜・西宮浜										
大阪	58 ← → 79 南港(咲洲)地区				85 ← → 北港南(夢洲)地区						
	71 ← → 86 北港北(舞洲)地区										
堺泉北 阪南	60 ← → 93 堺7区										
	62 ← → 67 泉北3区		78 ← → 88 阪南4区		99 ← → 阪南2区						
その他					87 ← → 92 関空1期		99 ← → 関空2期				

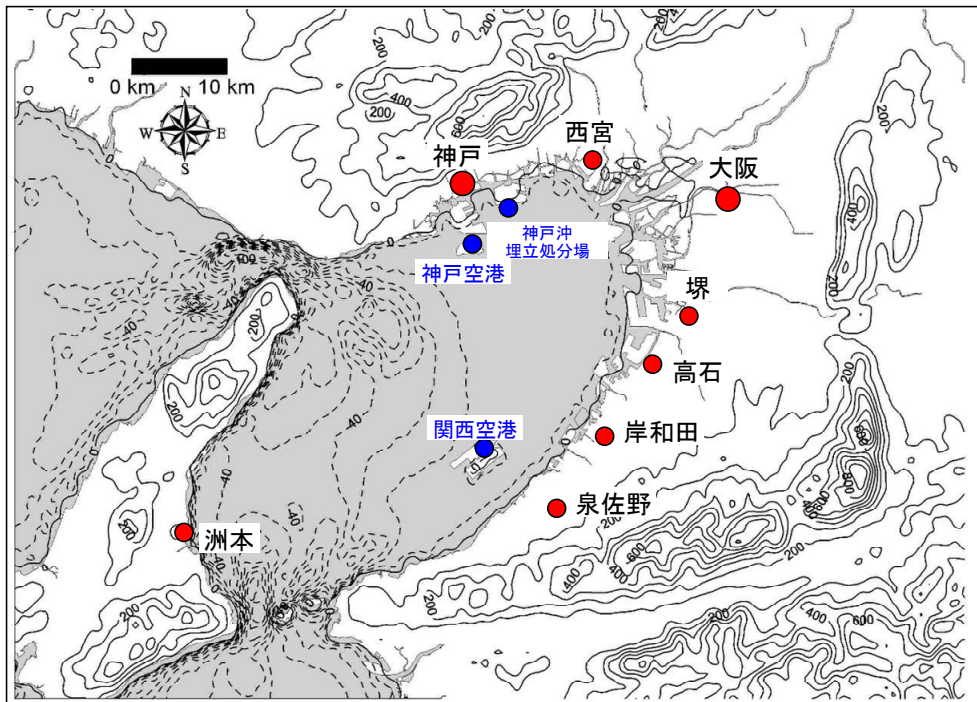


図-2.9 水深15mを超える沖合での埋立プロジェクト



図-2.10 神戸沖埋立処分場 水深15m (資料:神戸市みなと総局HP)

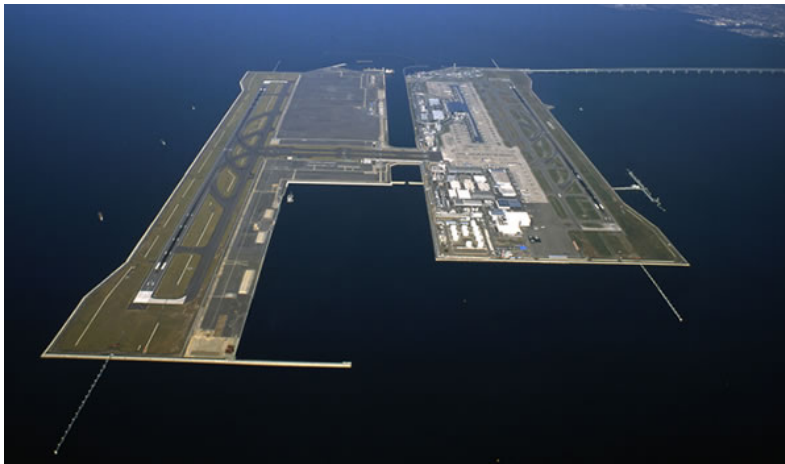


図-2.11 関西国際空港 水深18~20m (関西国際空港用地造成株式会社HP)



図-2.12 神戸空港 水深16m (資料:神戸市みなと総局HP)

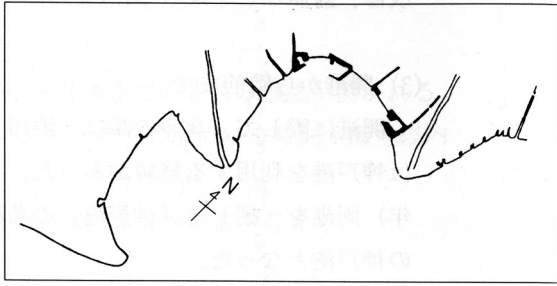
2.2.2 神戸港における埋立の歴史^{21),33)}

慶応3年(1867年)の開港以来、神戸港では小規模ながら埋立が行われてきた。戦後の日本経済の成長に伴い第1期埋立事業として臨海工業地帯の造成に着手し、昭和28年度から45年度にかけて神戸港の東西海面に543ha(埋立土量6,262万m³)の埋立地を造成した。埋立地前面法線の水深は、当時としては経済的限界を越えた10mという深さに設定された。これは、沿岸部の海岸勾配がきついで、従来のような水深5m位の埋立では十分な面積が確保できなかったためである。

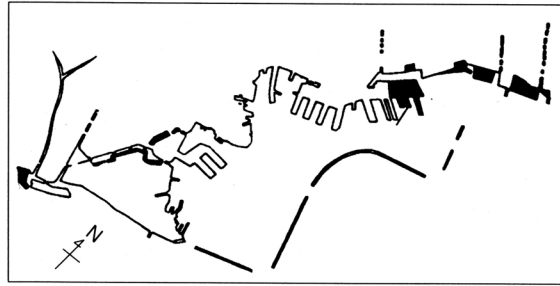
さらに、日本経済の飛躍的發展に伴い、国際港としての神戸港の拡充整備、国際港湾都市としての都市機能充実を図るために、第2期埋立事業として昭和41年からポートアイランド、昭和46年から六甲アイランドの埋立造成が行われた。

平成7年の阪神淡路大震災により、神戸港港湾施設と埋立地は甚大な被害を被ったが、その後、神戸空港の建設やポートアイランド第2期における医療産業都市構想が進められ、同埋立地に最先端医療に関する研究・産業施設が集積されるとともに、神戸空港という新たな航空輸送施設が整備されている。また現在、六甲アイランド南の一部がフェニックス事業として廃棄物を受け入れ中である。

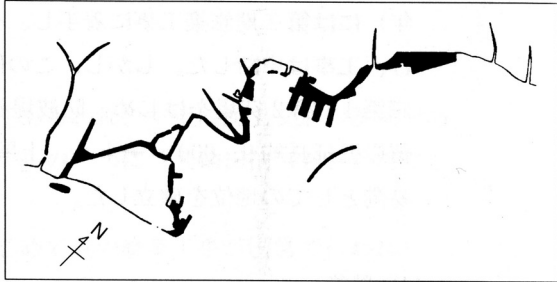
図-2.13に明治以降の神戸港の変遷³³⁾、図-2.14に昭和38年における神戸港海面埋立全体計画図を示す。表-2.2に戦後に行なわれた埋立事業一覧を示す。



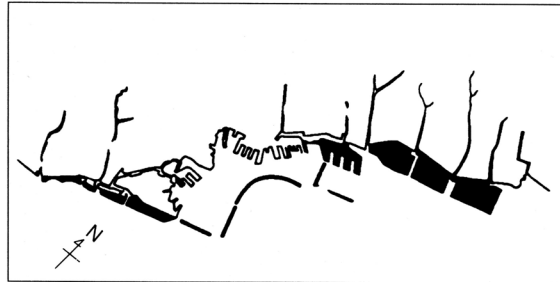
明治5年 (1872年)



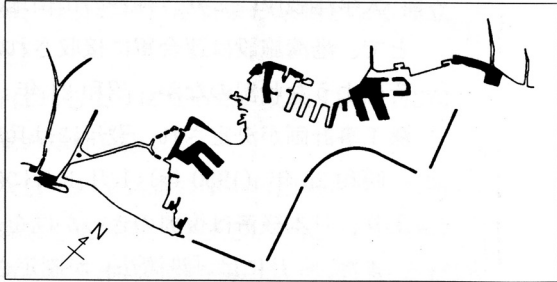
昭和34年 (1959年)



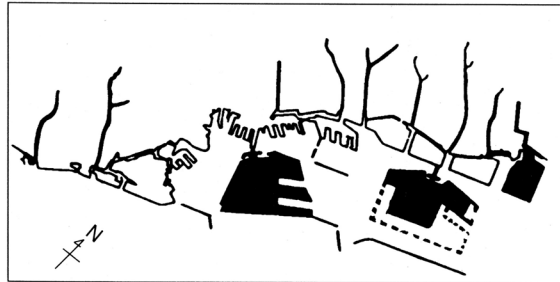
大正12年 (1923年)



昭和42年 (1967年)



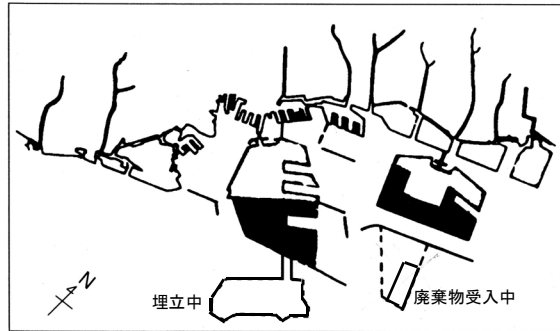
昭和15年 (1940年)



昭和58年 (1983年)



昭和15年 (1940年)



現在の神戸港

図-2.13 神戸港の変遷³³⁾

表-2.2 戦後の埋立事業

埋立事業	埋立面積	水深	着工年次	竣工年次
東部 1～4 工区	439 ha	10 m	昭和 28 年	昭和 45 年
西部 1～3 工区	104 ha	10 m	昭和 32 年	昭和 43 年
ポートアイランド I 期	436 ha	13 m	昭和 41 年	昭和 55 年
六甲アイランド	580 ha	14 m	昭和 46 年	平成 4 年
ポートアイランド II 期	390 ha	14 m	昭和 62 年	平成 17 年
神戸空港	272 ha	16 m	平成 11 年	平成 18 年

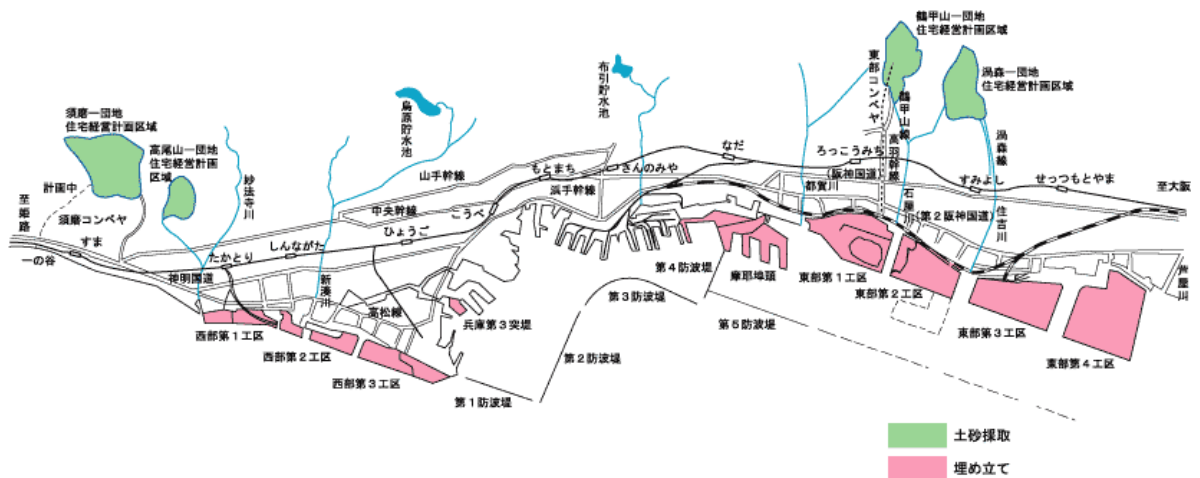


図-2.14 神戸港海面埋立全体計画図（昭和 38 年）

（資料：神戸市 <http://www.city.kobe.lg.jp> より）

2. 3 大阪湾堆積粘土の物理特性・力学特性

2.3.1 大阪における地盤研究とその歴史

大阪の地盤研究のはじまり⁴⁾は、1930年（昭和5年）に山根新次が地下鉄建設工事のために大阪市電気局（現・大阪市交通局）が実施した118本のボーリング資料を地質学的にまとめたことに始まる。その後、地下水汲み上げに伴う地盤沈下問題において大阪盆地の地質を明らかにする必要性が生じ、大阪市と大阪府では、昭和30年代後半～40年代前半にかけて地盤沈下計の設置を兼ねた深層ボーリングを実施した。この大阪深層（Osaka Deep；OD）ボーリングと呼ばれる深層ボーリングは計9本実施された（OD-1～OD-9、図-2.15・表-2.3）。すでに丘陵地などの盆地縁辺部で明らかにされていた層序との対比により、ODボーリングの層序が確立され、大阪地盤の地層層序や地質構造解明に大いに役立てられた。

図-2.16に大阪平野の標準層序となっているOD-1の層序区分図、表-2.4にOD-1の地層区分を示す。

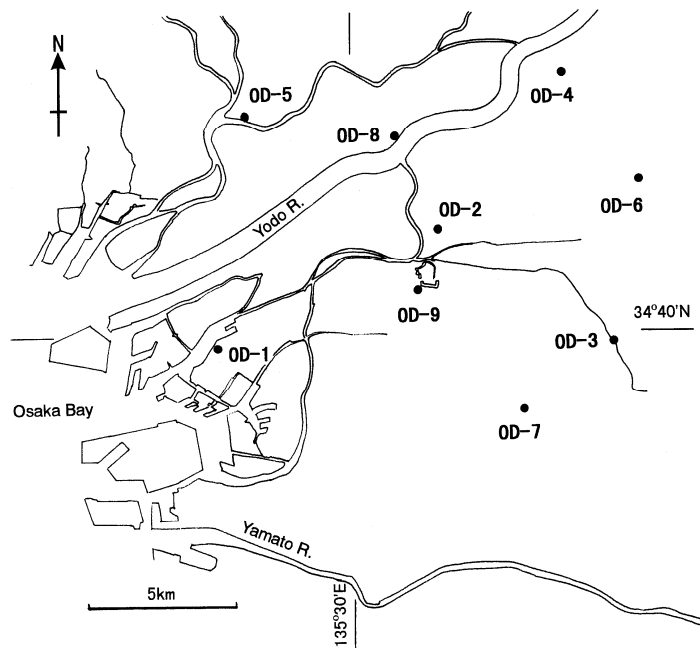


図-2.15 OD ボーリング位置図³⁵⁾

表-2.3 OD ボーリング諸元

記号	名称	掘削深度 (m)	緯度	経度
OD-1	港区田中元町	907.3	34° 39' 43"	135° 27' 4"
OD-2	都島区都島南通り	667.5	34° 41' 50"	135° 31' 55"
OD-3	東大阪市御厨	701.3	34° 39' 47"	135° 35' 45"
OD-4	守口市大庭	250.5	34° 44' 40"	135° 34' 42"
OD-5	尼崎市戸ノ内	701.2	34° 43' 44"	135° 27' 34"
OD-6	大東市新田	500.9	34° 42' 42"	135° 36' 21"
OD-7	生野区巽	200.1	34° 33' 33"	135° 33' 45"
OD-8	淀川区柴島	201.6	34° 43' 32"	135° 30' 59"
OD-9	中央区法円坂	204.7	34° 40' 44"	135° 31' 27"

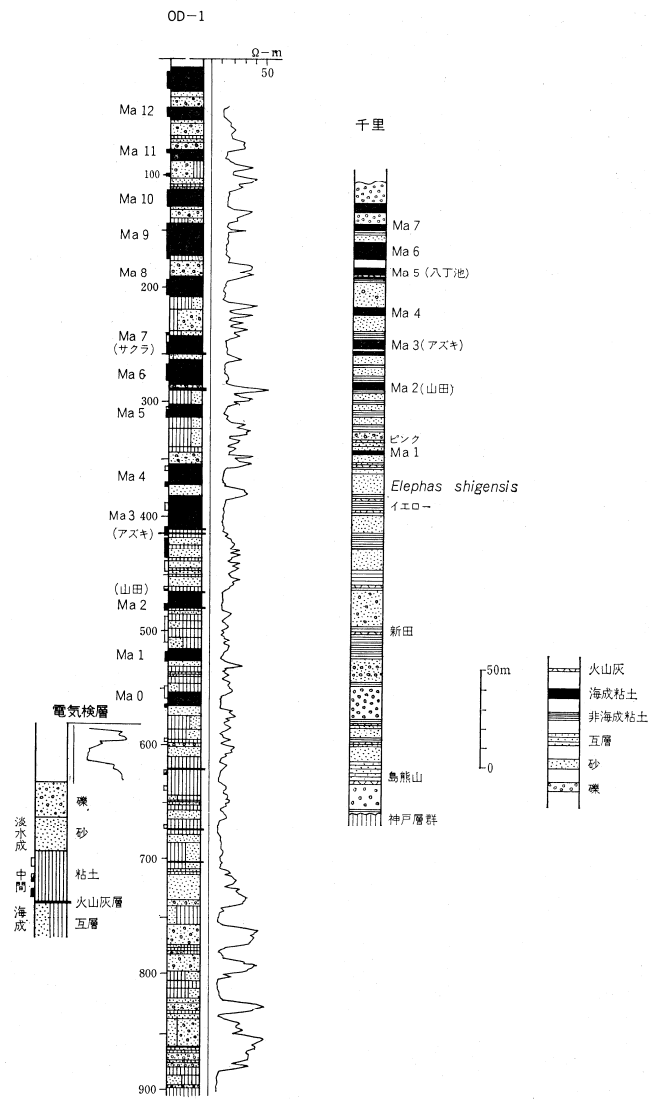


図-2.16 OD-1の層序区分図³⁵⁾

表-2.4 OD-1の地層区分

深度(m)	層序区分
0～30	沖積層
30～115	上部洪積層
115～690	大阪層群
690～907	下大阪層群

OD ボーリングと同じ頃には沖積層を中心とする軟弱層に関わる研究も果敢に行われ始め、地質学と土質工学の両方の視点から地盤を探求する取り組みがはじまり、1966年（昭和41年）には「大阪地盤図」³⁾が出版された。またそれ以後も、陸域での道路・鉄道の建設工事、沿岸域においては埋立工事に関して、大量のボーリング、サンプリング、土質試験が行われており、それらデータを研究し取りまとめた成果として、「大阪地盤－洪積層の研究」³⁷⁾（1977）、「新編大阪地盤図」⁴⁾（1987）、「関西地盤」³⁸⁾（1992）、「海底地盤」³⁹⁾（1995）等があげられる。

2.3.2 大阪湾海底地盤の土質特性³⁹⁾

大阪湾海底地盤（主に沿岸域の地盤）の土質特性を扱った研究としては、「大阪湾海底の地盤研究委員会」による成果^{41)～43)}がある。大阪湾海域の粘性土について地域比較が行われ、Ma13層とMa12層の物理・力学特性に神戸沖、大阪沖、泉南沖で顕著な差がみられることから、それぞれ以下の「神戸型」、「大阪型」、「泉南型」と名づけられた。図-2.17に神戸地域、大阪地域、泉南地域の液性限界の深度方向の分布を示すが、以下の特徴がみられる。

- ①神戸型：液性限界が深度方向に一定となる分布
- ②大阪型：液性限界が層中央で大きい弓形の分布
- ③泉南型：液性限界が深度方向に減少する分布

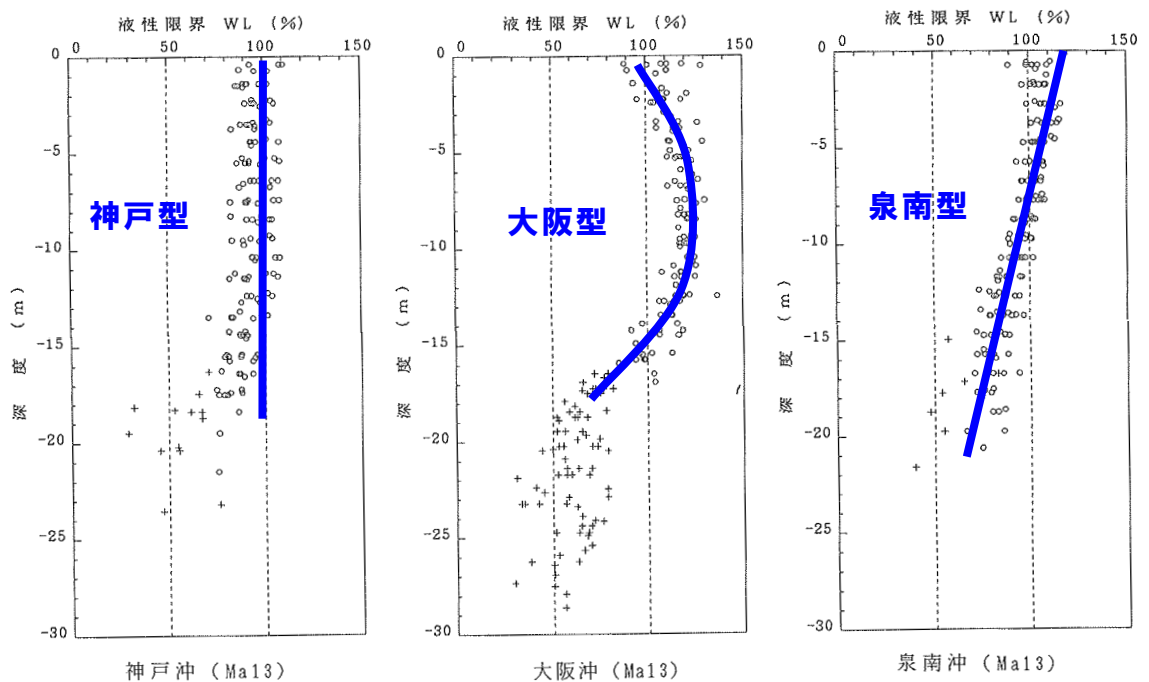


図-2.17 神戸地域、大阪地域、泉南地域の液性限界の深度方向分布の特徴⁴¹⁾

その後、「海底地盤」³⁹⁾ではさらに詳細な研究が進められ、大阪湾内の Ma13 層と Ma12 層の土質特性（神戸地域、大阪地域、泉南地域）の特徴について以下のようにまとめられている。

(1) 神戸地域

神戸地域では、Ma13、Ma12 層の土性の変化が比較的大きく、ポートアイランド西南部で最も塑性が低く、東にいくほど塑性は高くなる。ポートアイランド付近では、液性限界は低く、その深度分布は深度方向に一定となり、「神戸型」の特徴を示す。また非排水強度の深度方向の増加率は他地域よりも大きく、圧密降伏応力も擬似過圧密の傾向を示し、圧密係数も比較的大きい値を示す。

Ma13 層下部の洪積第 1 砂礫層は厚さが大きく、礫分が少なく砂分の多いことが特徴で、下部の Ma12 層の堆積深度は深く、強度は高い。

(2) 大阪地域

Ma13、Ma12層の液性限界は、「大阪型」の弓形の深度方向の変化を示し、中央部では約120～130%の高塑性を示し、上下方向に減少している。非排水強度の深度方向の増加率は他地域に比べて最も低く、ほぼ正規圧密粘土の強度特性を示す。これに対して圧縮特性はセメンテーション効果を受けた粘土のように、圧密降伏応力付近での圧縮指数は大きく、その後の圧縮性が減少するため、圧縮曲線は正規圧密領域で下に凸の形状を示すことが多い。圧密係数は他地域に比べて小さい値を示す。

Ma13層下部の洪積第1砂礫層の厚さが薄いため、Ma12層の堆積深度は比較的浅く、このため間隙比も大きく、圧縮指数も高い値を示す場合が多い。

(3) 泉南地域

Ma13、Ma12層の液性限界は、深さ方向にほぼ線形に減少する傾向を示す「泉南型」で、「神戸型」と「大阪型」の中間的な値を示す。非排水強度も「神戸型」と「大阪型」の中間的な値を示す。

Ma13層以深の砂層の厚さが薄く、粘土層が卓越した地盤構成していることが特徴である。Ma12層やそれ以深の粘土層は大きな土被り圧を受けていないため、間隙比は大きく、非排水強度や圧密降伏応力は比較的低い値を示すものが多い。また、地層は陸域から一定の傾きで沖合にかけて深くなり、地層の厚さも増加している。陸域から沖合域にかけてMa13層の液性限界は減少傾向を示しており、通常考えられる傾向と逆となっている。

2. 4 粘土の擬似過圧密挙動に関する研究⁴⁴⁾

大阪湾沿岸域では構造物の大型化、埋立造成の大規模化によって、沖積粘土層だけでなく深部の洪積粘土層まで無視し得ないほどの残留沈下が生じている。洪積層の沈下問題は、埋立の大規模化にともなって顕在化してきた問題ではあるが、地盤改良が困難なために埋立完了後も沈下が残留すること、さらに大阪湾洪積粘土は、メカニカルな過圧密履歴を受けていないにもかかわらず、年代効果による擬似的な過圧密性を有する粘土であることが沈下予測の問題をよりいっそう難しくしているといえる。

ここでは、大阪湾洪積粘土の擬似過圧密挙動に密接に関連する年代効果と構造に関わる既往の研究についてレビューする。

2.4.1 遅延圧密と擬似過圧密挙動

Terzaghiの一次元の圧密理論は、圧密現象を実務的にうまく説明する理論であるが、実際には、ほとんどすべての粘土において圧密が終了した後も圧密沈下は継続する。この現象を粘土骨格の粘弾性挙動によるものとして最初に理論的に解釈をおこなったのはTaylor and Merchant⁴⁵⁾である。

一般に、間隙水圧の消散に伴う沈下部分を一次圧密(Primary Consolidation)、過剰間隙水圧消散後の沈下部分を二次圧密(Secondary Compression)と呼ぶ。

Bjerrum⁴⁶⁾は、過剰間隙水圧の消散に必要とされる時間は層厚、透水係数および排水条件などによって異なるため、有効応力増加に伴う粘土の圧密挙動を一次圧密と二次圧密に分けることは適切ではないと考えた。そして、有効応力増加による粘土の一次元圧密挙動をわかりやすく説明する表現として即時圧密(Instant Compression)と遅延圧密(Delayed Compression)という用語を提案した。

図-2.18は、一次圧密・二次圧密と即時圧密・遅延圧密を対比して示している。実線は、一般的な圧密過程を示している。一次圧密では間隙水の排水による圧縮の時間的遅れにより粘土骨格に作用する有効応力が徐々に増加してゆく様子が示されている。一方、破線は時間的遅れを生じない(有効応力は瞬時に粘土骨格に作用する)という条件での圧縮挙動

を示している。そして、有効応力の増加に起因する圧縮成分を即時圧密 (Instant Compression)、有効応力の増加に起因しない圧縮成分を遅延圧密 (Delayed Compression) と定義している。

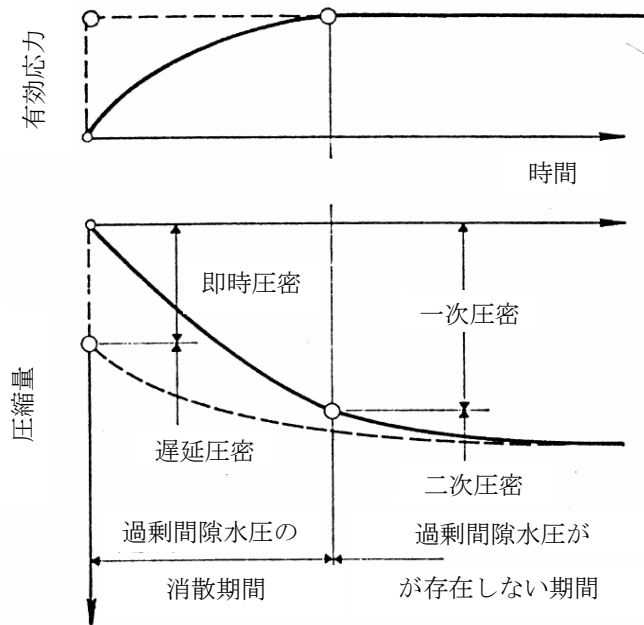


図-2.18 即時圧密・遅延圧密の定義と一次圧密・二次圧密の対比⁴⁶⁾

また、Bjerrum⁴⁷⁾は、遅延圧密過程とその後の载荷による e - $\log p$ 関係を図-2.19のように示している。堆積後、有効上載圧 p_0 を受けている粘土を正規圧密”young”粘土(young normally consolidated clay)と呼び、その乱さない試料に対して圧密試験を行うと、 e - $\log p$ 曲線は実線 $a \rightarrow b \rightarrow c$ となり、この曲線から求めた圧密降伏応力 p_c は、 p_0 と等しくなる。

この”young”粘土をそのままの有効上載圧 p_0 の下で100年、1000年、・・・と圧縮を続けると間隙比は二次圧密あるいは遅延圧密により減少する。結果として、粒子構造はより安定した状態へ変化し、強度の増加と圧縮性の減少を引き起こす。また、遅延圧密の効果により、圧密荷重载荷による圧縮変形に対して保留抵抗を発揮するようになる。この正規圧密”aged”粘土(aged normally consolidated clay)の圧密試験を行うと、その e - $\log p$ 曲線は実線 $f \rightarrow g \rightarrow h$ のようになり、 p_0 の点ではなく、それよりも大きな圧密圧力である $p_c (> p_0)$ を

越えてはじめて大きな圧縮性を示すようになる。Bjerrumは、このような遅延圧密を受けた粘土の特性を先行効果（ p_c -effect）と呼び、塑性指数 I_p が高いものほどこの効果が大きくなることを示している。

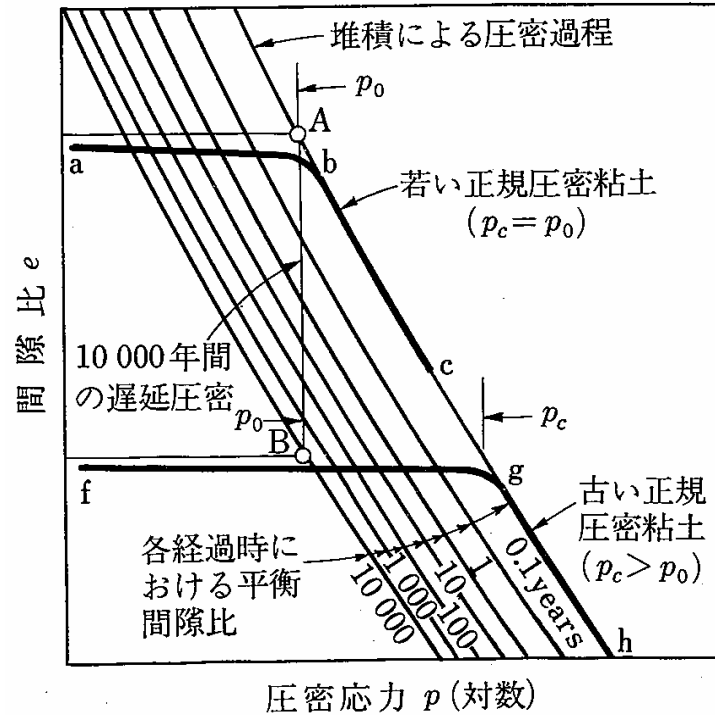


図-2.19 遅延圧密過程⁴⁷⁾

このように、上載圧一定条件下で長期間圧密された正規圧密”aged”粘土の挙動は、あたかも p_c を受けた過圧密比 p_c/p_0 の過圧密粘土を圧密試験したような挙動（擬似過圧密挙動）を示すのである。

2.4.2 年代効果による e - $\log p$ 曲線の突出現象

Bjerrumが文献⁴⁷⁾で示した遅延圧密の概念では遅延圧密後の e - $\log p$ 曲線は、堆積曲線より右には突出しない。しかし、agingを受けることによって e - $\log p$ 曲線が堆積曲線を越え、その後にもとの堆積曲線に漸近する挙動（圧密曲線の突出現象）を示すこともある。

Leonards and Altschaeffl⁴⁸⁾は、室内再構成試料に対して一定荷重で長期間agingさせた後

に圧密試験をおこない、擬似圧密挙動に及ぼす間隙水の種類やリーチングの影響、およびサンプリングの影響について検討している。Bjerrum⁴⁶⁾自身も、 e - $\log p$ 曲線の突出現象を報告しており、その原因として粒子接点へのミネラル分の低温溶結、イオン交換、セメンテーションなどを挙げている。Murakami⁴⁹⁾は、 e - $\log p$ 曲線の突出現象はagingの間に形成された吸着水膜の結合強度の増加であるとしている。これに対してMesri and Choi⁵⁰⁾は、一般的に圧密中に粒子相互の移動抵抗を増す要因として、粒子の再配列とそれに伴う粒子間力の変化、シキソトロピー、粒子界面におけるイオン交換などの化学的变化を挙げている。一方、赤井ら⁵¹⁾は、カオリン粘土を用いてaging後の e - $\log p$ 曲線の突出現象に関する実験をおこなった。その結果、図-2.20、2.21のように応力依存性と時間依存性のあることを報告している。

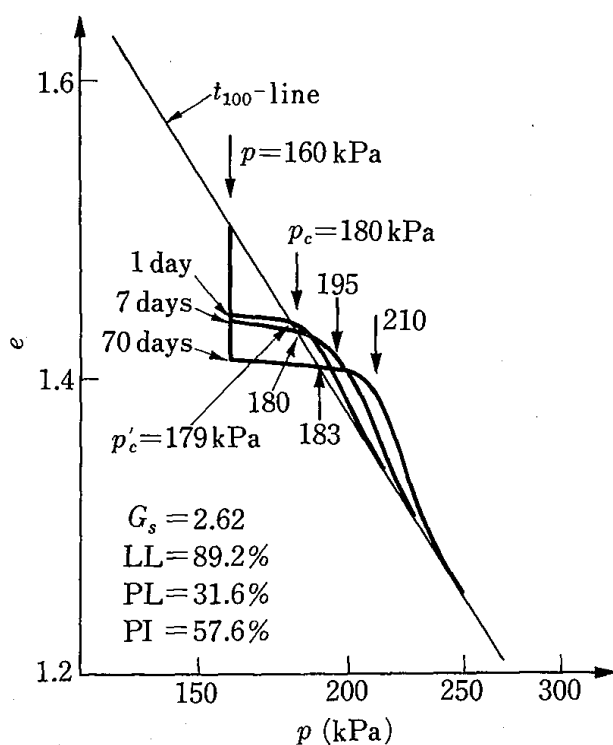


図-2.20 圧密時間の異なるaged粘土の e - $\log p$ 曲線⁵¹⁾

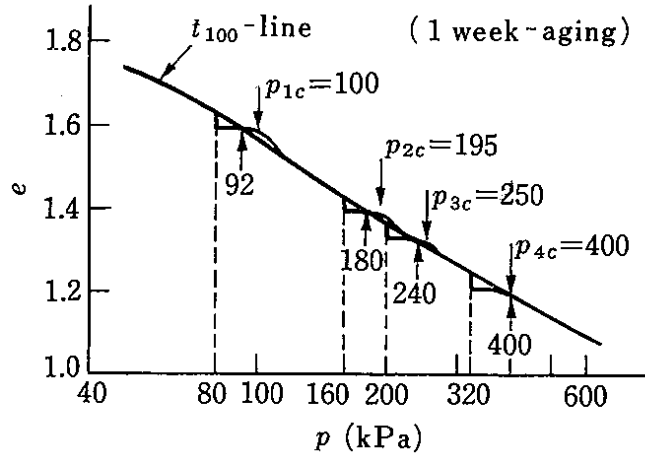


図-2.21 aged粘土(1週間)のe-logp曲線⁵¹⁾

2.4.3 大阪湾洪積粘土の構造形成要因

大阪湾の洪積粘土は、セメンテーションや年代効果により構造が発達しており、その圧縮曲線は沖積粘土のそれよりも上方に位置するという特徴を有する。

大阪湾海底地盤について、土の液性限界および堆積年代の異なる粘土層に対する圧縮曲線の比較がなされており³⁹⁾、その代表的な結果を図-2.22、2.23に示す。

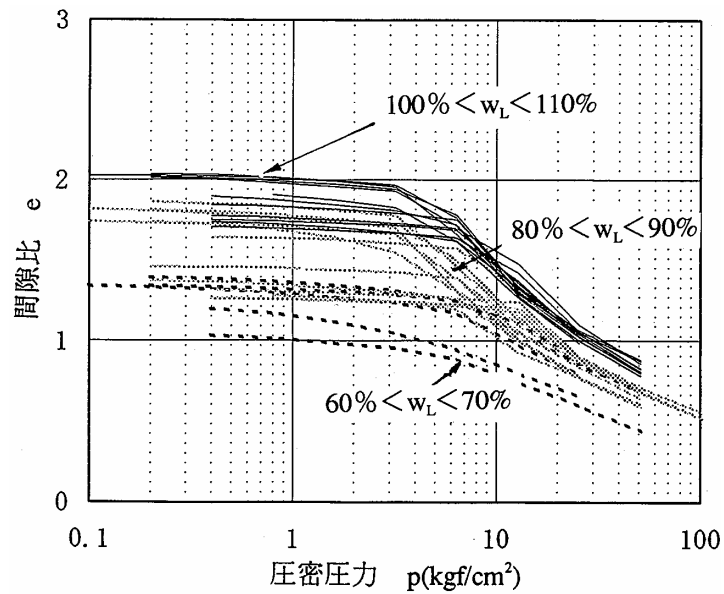
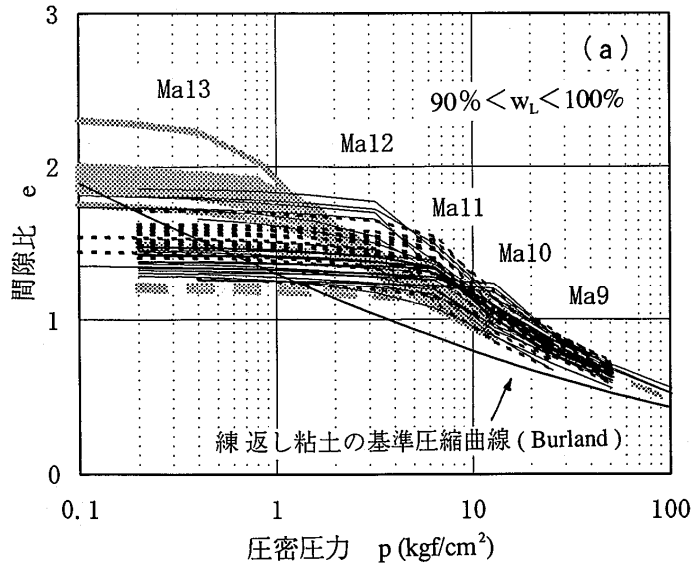
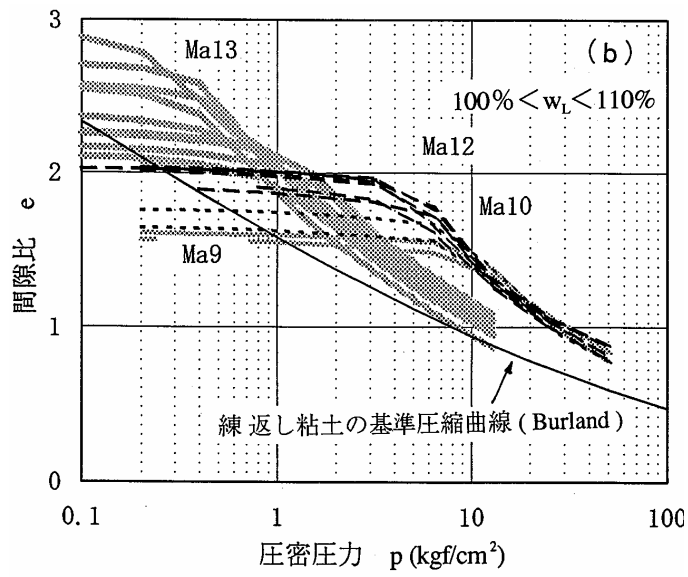


図-2.22 液性限界の違いによる圧縮曲線の比較 (Ma12)³⁹⁾



(a) $w_L=90\sim 100\%$



(b) $w_L=100\sim 110\%$

図-2.23 堆積年代の違いによる圧縮曲線の比較 ³⁹⁾

液性限界 w_L の異なる洪積粘土の圧縮曲線についての比較（図-2.22）では、 w_L が100～110%の範囲にある圧縮曲線は p_c 付近で急激に圧縮性が増大し、曲線が下に凸となる傾向が明瞭であるが、 w_L が小さい場合（ $w_L=60\sim70\%$ ）には、圧密降伏後、直線的に間隙比が減少しており、圧縮性の急変はほとんど見られなくなる。また、圧密圧力 p が大きくなると圧縮曲線はある特定の曲線に収束する傾向が見られる。

堆積年代の異なる洪積粘土についての圧縮曲線の比較では、図-2.23(a)に w_L が90～100%の範囲のものを、図-2.23(b)には w_L が100～110%の範囲のものを示している。堆積年代が古くなるにしたがって、圧縮曲線における p_c の位置が右上に移動しており、いわゆる年代効果による応力の飛び出し現象が顕著となること、塑性が高い試料ほど、練返し粘土の基準曲線からの距離が大きくなることが特徴として認められる。しかしながら、これらの特徴（いわゆる構造の高位・低位）をセメンテーションや年代効果のみで決定づけることはできず、さまざまな要因が複雑に関係している。

構造を決定づける要因⁵²⁾としては、土が堆積するときの条件（初期条件）によるものと、堆積後にその構造に変化を与えるものがある。堆積したばかりの若い堆積物では構造は初期条件によって支配されているが、間隙の少ない古い土になると堆積後の変化をより多く反映している。粘土の構造骨格の問題は、土被り圧に抵抗しつつ、どの程度空隙の大きい組織が発達できるかということであるが、その際には、粘土の種類とともに化学的、生物学的な環境が重要な要因になる。

水によって運ばれ、堆積した沖積粘土について、構造形成に及ぼす要因を考えてみる。沖積粘土は一般に海水、汽水あるいは淡水の水域に堆積し、綿毛化した土粒子の集団がさまざまな塩分濃度の水中で形成される。海域で堆積した粘土は綿毛化構造が発達するが、汽水、淡水の堆積物では綿毛化の程度は小さく分散構造に近くなるため、板状の土粒子の方向性は堆積後の圧密によって左右される。このほかに、水の流れや堆積・沈降速度などによっても堆積時の構造は大きく左右される。これらの初期の構造は堆積後の応力条件（載荷や除荷）、気象・環境条件（乾燥、海水面の変動、凍結、融解、浸透）、時間効果などの要因によって容易に変化する。

土田⁵³⁾は、実験室内で初期含水比を変化させた圧密試験を行い、 e - $\log p$ 曲線および $\log f$ - $\log p$ 関係の違いを調べた。その結果を図-2.24に示す。初期含水比が大きい場合には、 $\log f$ と $\log p$ の直線関係が認められる。また、初期含水比が大きいものほど同じ圧密圧力に対する間隙比が大きくなっている。しかし、圧密圧力が大きくなるにしたがっていずれの曲線も1本の曲線に漸近する傾向があることを明らかにした。

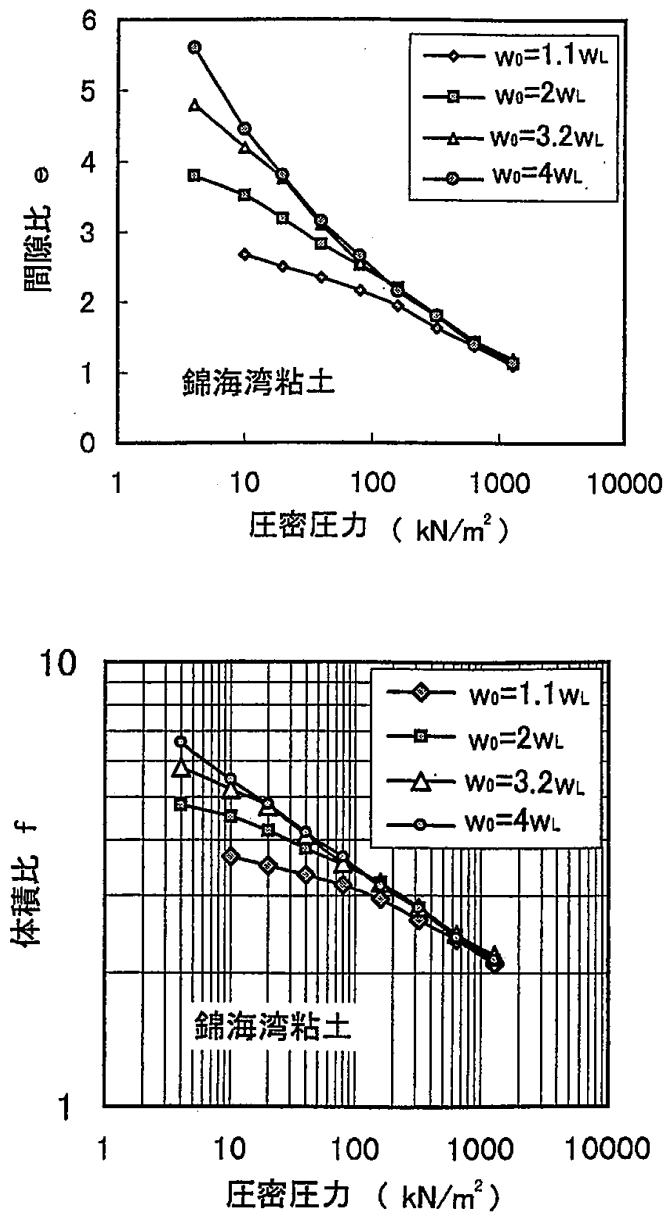


図-2.24 高含水粘土の圧密曲線⁵³⁾

嘉門ら^{54)、55)}は、大阪湾海成粘土層中に存在している、ナノプランクトや珪藻などの生物起源の糞石を主とする卵型の粘土塊（ペレット）の存在に着目した研究をおこない、その結果、沖積粘土層内のペレットが地盤改良による攪乱によって大きく減少すること、洪積粘土層に含まれるペレットは圧密降伏応力を越える圧密圧力の載荷をおこなっても存在割合に極端な減少はみられないことを明らかにした。これらの結果から、時間効果によるセメンテーションの発達したペレットが多く存在することにより、有効土被り圧を保持し空隙比の減少を抑制していると考察している。

この他に、構造形成要因としては、

- ① 堆積環境による構造形成
- ② 炭酸カルシウムによる構造形成
- ③ 高温再圧密による構造形成
- ④ 海底地盤（底泥）の構造形成

が挙げられており、文献⁵²⁾に詳しい。

2.4.4 粘土粒子の微視的構造

電子顕微鏡などによって土の微視的構造を観察し、粒子破碎など土の構造変化を定量的に評価しようとする試みは古くから行われている。

嘉門⁵⁶⁾は、これらの研究をとりまとめ、各種の試験・分析方法から微視的構造を表現する方法を分類している。

- ① Kozeny-Carmanの式を用いる方法
- ② 光学顕微鏡を用いる方法
- ③ 相対的粒子接触の方法
- ④ X線回折強度比を用いる方法
- ⑤ 極点図を用いる方法
- ⑥ 電子顕微鏡を用いる方法

近年、粘土の力学特性がその構造と深く関連しているものと考え、粘土の構造に起因す

る力学特性を微視的構造の面から把握しようとする研究が多くおこなわれるようになってきている。微視的構造に関する研究は、国内・海外で数多く行われているが、ここでは国内の洪積粘土に関する研究を紹介する。

八嶋ら⁵⁷⁾は、大阪湾上部洪積粘土(Ma12層)について、そのせん断特性と電子顕微鏡による微視的構造変化を検討した。不攪乱洪積粘土のせん断時の挙動は非常に脆性的であり、ピーク強度を超えてせん断を継続すると土の構造変化に伴って急激な強度低下を示すこと、圧密降伏応力よりも大きな圧力で圧密すると洪積粘土の発達したリンク構造が部分的に破壊され、せん断過程における挙動がかなり延性的になることを示している。Tanaka and Locat⁵⁸⁾は、大阪湾の深度70m~380mに及ぶ洪積粘土について不攪乱状態での間隙径分布を調べるとともに、電子顕微鏡により微視的構造の観察をおこなった。その結果、大阪湾海成粘土には多量の珪藻が含まれており、これが力学特性、特に圧密特性に顕著な影響を及ぼすこと、全間隙体積は深度方向に含水比が低下するのに対応して小さくなること、間隙径の分布曲線は浅い深度の時は一つのピークを示し曲線がシャープであるが、深度が深くなるとピークが不明瞭になり曲線全体がなだらかになることを示している。大向ら⁵⁹⁾は、大阪湾沖積粘土(Ma13層)と洪積粘土(Ma11層)の不攪乱・再構成試料を対象に間隙径分布の測定と電子顕微鏡による観察をおこなった。その結果、不攪乱沖積粘土と洪積粘土の初期状態における微視的構造は大きく異なっていること、不攪乱洪積粘土はペッド同士が密接しておりペッド間の間隙が極めて小さいことを示している。また、圧密に伴う間隙径分布の変化は沖積粘土の場合、攪乱・再構成が同様の挙動を示すのに対し、洪積粘土の場合は異なる挙動を示すことを明らかにした。

2.4.5 年代効果・構造の定量評価に関する試み

粘土の圧密特性には、堆積過程から現在に至るまでの応力履歴、二次圧密・セメンテーションなどの年代効果が大きな影響を及ぼしていることが知られている。そのため、従来から粘土の固有な e - $\log p$ 曲線(練返し粘土、あるいは自然堆積粘土の基準圧縮曲線)に基づいて構造の影響や年代効果を評価する研究^{60)、61)、62)}がなされてきた。

三笠⁶³⁾、⁶⁴⁾は、土粒子で構成する骨組構造のあり方のうち、密度以外の因子をひとまとめにして「構造」という名で呼び、土の工学的特性を高位、低位という構造の概念によって説明することを提案した。また、三笠⁶⁵⁾、⁶⁶⁾は、練返し試料のせん断強度を相対含水比（液性指数）の関数とみなし、状態図による自然堆積粘土の構造の評価を提案した。三笠⁶⁷⁾は、大阪南港埋立地の表面付近から採取した超軟弱粘土の平均的な f - $\log p$ 関係から、標準圧密曲線（図-2.25）として式(2.1)を提案し、自然堆積粘土の年代効果による構造の評価をおこなっている。

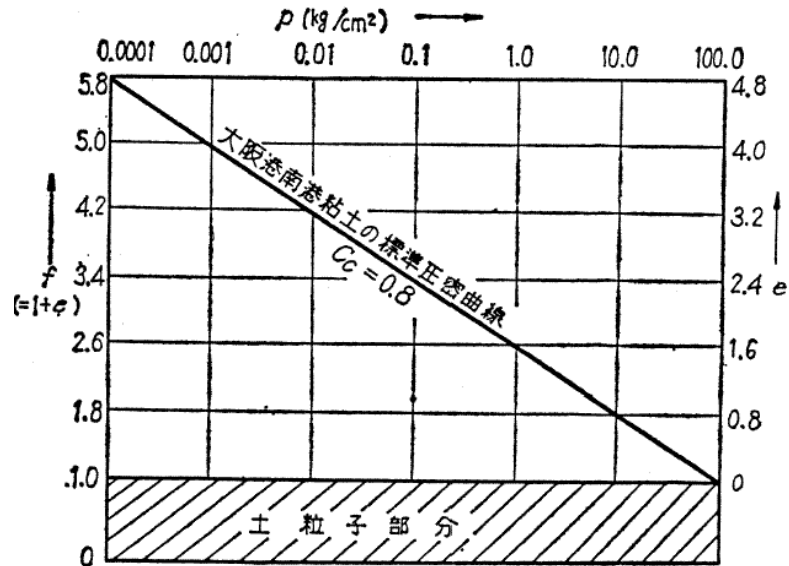


図-2.25 標準圧密曲線⁶⁷⁾

$$f = 1 + 0.8 \cdot \log_{10}(100/p) \quad (2.1)$$

ただし、 p の単位は kgf/cm^2 である。

Burland⁶¹⁾は、数多くの粘土について液性限界 w_L に近い初期含水比（平均的には w_L の1.25倍とされている）で練返した試料を圧密したときの e - $\log p$ 曲線の実験データを整理し、間隙比 e を式(2.2)で正規化した間隙指数(void index) I_v を提案し、 I_v と圧密圧力の関係が粘土によらずほぼ一致するとした。

$$I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e - e_{100}^*}{C_c^*} \quad (2.2)$$

ここに、 e_{100}^* と e_{1000}^* は、圧密圧力がそれぞれ 100kN/m^2 、 1000kN/m^2 であるときの間隙比である。

Burlandは粘土によらない I_v と土被り圧の関係を固有圧縮線（Intrinsic Compression Line、ICL）と呼び、粘土が堆積し圧密するときにセメンテーション等の年代効果による構造を形成しないときの固有の e - $\log p$ 関係であるとした。さらに、すでに述べた式(2.2)における C_c^* と e_{100}^* が液性限界での間隙比 e_L のみによってそれぞれ式(2.3)および式(2.4)のように与えられるとした。

$$C_c^* = 0.256e_L - 0.04 \quad (2.3)$$

$$e_{100}^* = 0.109 + 0.679e_L - 0.089e_L^2 + 0.016e_L^3 \quad (2.4)$$

また、Burlandは自然地盤における堆積圧縮線について調べ、間隙比を式(2.2)～(2.4)によって正規化した I_v と土被り圧の関係が地盤によらずほぼ一本の曲線で表されることを示した。図-2.26にはこれらの関係を示している。また、自然地盤の I_v と土被り圧の関係を堆積圧縮線（Sedimentary Compression Line、SCL）と呼び、ICLが粘土に固有の e - $\log p$ 関係であるのに対して、SCLがICLよりも I_v の値が大きいのは年代効果による構造が形成されていることによるものと考察とした。さらに、自然地盤において圧密降伏応力を大幅に上回る荷重で圧密がおこなわれれば e - $\log p$ 曲線は最終的にICLに収束すると述べている。

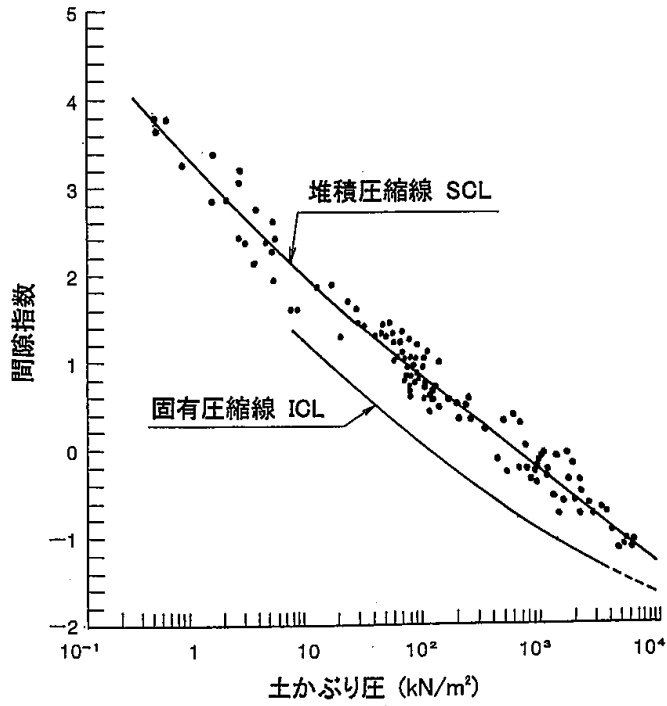


図-2.26 固有圧縮線と堆積圧縮線 ⁶¹⁾

図-2.27は、大阪湾粘土地盤に対してBurlandによるICLとSCLの適用性を土田⁶²⁾が検討したものである。大阪湾の海底地盤に対してはBurlandの主張するユニークな堆積圧縮線SCLの関係は成立しないようである。

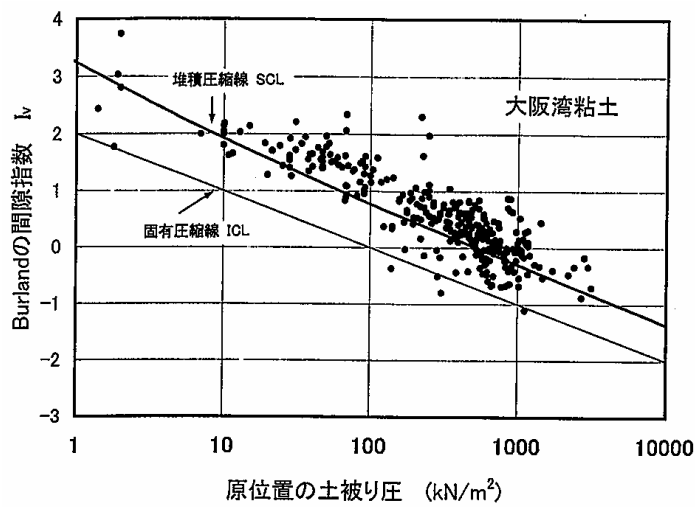


図-2.27 大阪湾粘土の間隙指数 I_v ⁶²⁾

土田⁵⁶⁾は多数の海成粘土の圧密試験結果から、特定の初期間隙比で練り返した状態から圧密を開始したときの間隙比と圧密圧力の関係を定式化し、これを基準圧縮曲線 (Standard Compression Curve、SCC) と呼んだ。基準圧縮曲線では、間隙比のかわりに体積比 f を液性限界における体積比 f_L で正規化した体積比指数 $I_{sv}=(\ln f / \ln f_L)$ を用いる。地盤が海底に堆積して圧密が始まったときの初期体積比を f_0^* とすると基準圧縮曲線は次式で表される。

$p < p_0 \cdot R^{2.5}$ のとき

$$I_{sv} = 1.47 - 0.27 \log p - 0.0186(\ln R) \left\{ \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) / \ln R - 2.5 \right\}^2 \quad (2.5)$$

$p \geq p_0 \cdot R^{2.5}$ のとき

$$I_{sv} = 1.47 - 0.27 \log p \quad (2.6)$$

ここに、 p は圧密圧力、 I_{sv0}^* は堆積時の初期体積比指数 ($= \ln f_0 / \ln f_L$) である。また、 R は正規圧密状態の粘土が十分な練返しを受けることによって有効応力が $1/R$ になることを意味するパラメータ (攪乱比) であり、概ね $R=40$ 程度である。さらに、 p_0 は海底地盤の堆積が初期体積比 f_0^* で開始するときの粘土が保持する有効応力であって、次式によって与えられる。

$$p_0 = \frac{10}{R^{5.4-3.7I_{sv0}^*}} \quad (2.7)$$

海底地盤表層の間隙比は、多くの場合、液性限界における間隙比の1.5～2.0倍になっているため、堆積時の初期間隙比 e_0^* を液性限界時の間隙比 e_L の1.5倍と2.0倍とした場合の基準圧縮曲線と自然粘土地盤の体積比指数 I_{sv} の比較結果を図-2.28および図-2.29に示す。国内

の沖積粘土地盤については初期間隙比 e_0^* が概ね $1.5e_L \sim 2.0e_L$ の基準圧縮曲線付近に分布している。一方、大阪湾粘土については、深度20m以浅の沖積粘土では同じ傾向を示すものの洪積粘土地盤では I_{sv} の値は基準圧縮曲線よりかなり大きくなっている。すなわち、大阪湾粘土は他地域の粘土に比して、年代効果によって高位の構造を有することが推論される。

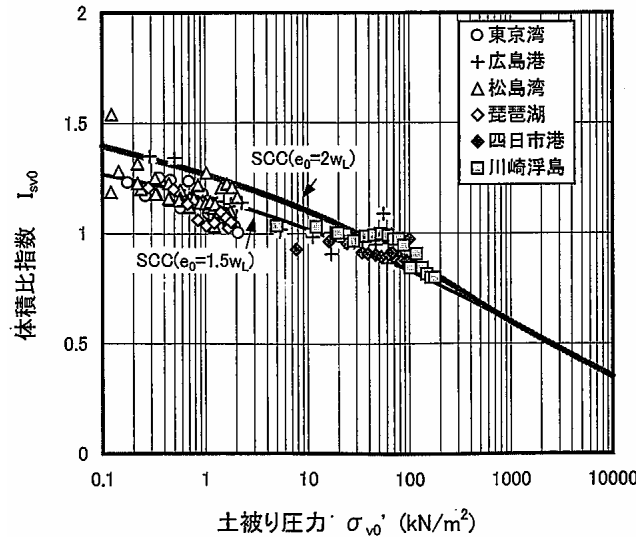


図-2.28 沖積粘土地盤における土被り圧と体積比指数の関係⁶²⁾

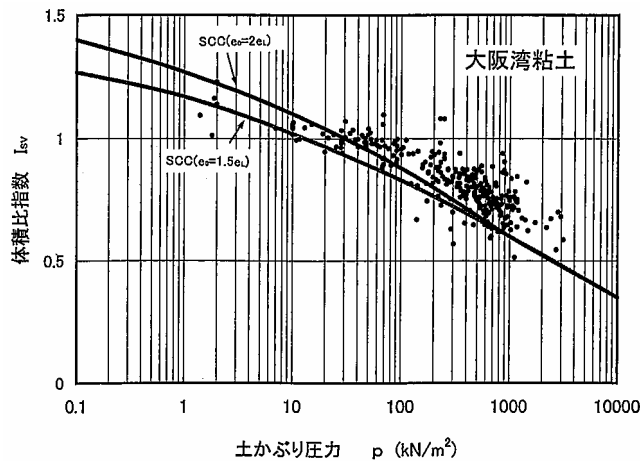


図-2.29 大阪湾粘土地盤における土被り圧と体積比指数の関係⁶²⁾

坂上ら⁶⁸⁾は、大阪湾岸域における洪積粘土について、図-2.30のように p_c を大きく超え圧縮指数 C_c がほぼ一定となる応力域での圧縮指数、すなわち基準圧縮指数 C_{cr} と w_L には、図-2.31に示すように $C_{cr}=0.008(w_L-10)$ の関係があること、基準圧密圧力 $p_{ref}(=9.8kPa)$ における基準圧縮曲線上の間隙比 e_{ref} と w_L には、 $e_{ref}=0.0265 \cdot w_L$ の関係があることを報告している。

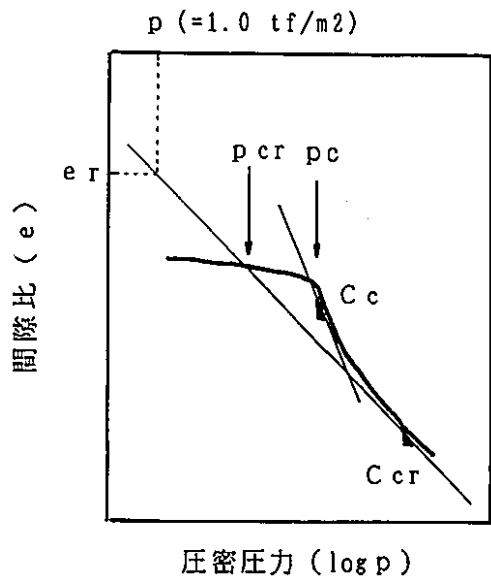


図-2.30 C_c 、 C_{cr} 、 P_{cr} および e_r の定義⁶⁸⁾

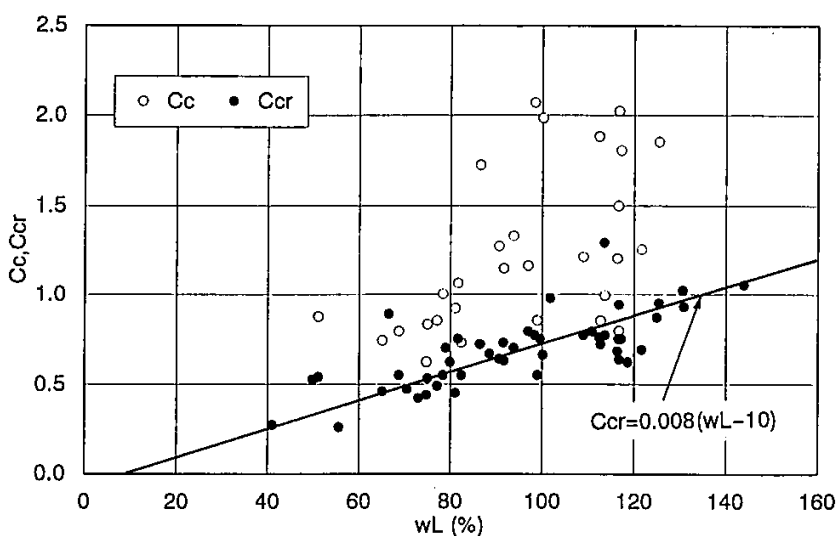


図-2.31 圧縮指数 C_c および基準圧縮指数 C_{cr} と液性限界 w_L の関係⁶⁸⁾

これらの関係から洪積粘土の基準圧縮曲線として

$$e = 0.0265w_L - 0.008(w_L - 10) \log \left(\frac{p}{p_{ref}} \right) \quad (2.8)$$

また、坂上ら⁶⁸⁾は、図-2.32に示す結果に基づいて年代効果を評価した。図中の実線は年代効果のないことを意味しており、実線から左側に離れるとともに年代効果の影響が顕著であることを示している。年代効果は、粘土の圧密降伏応力と堆積年代によって異なり、原地盤の土被り圧が大きくなるにしたがって、年代効果の影響は小さくなることを示している。

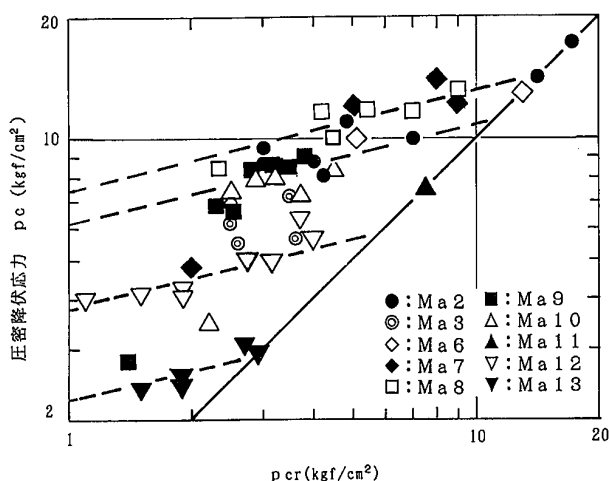


図-2.32 $\log p_{cr} \sim \log p_c$ 関係図⁶⁸⁾

三村ら⁶⁹⁾は、坂上ら⁶⁸⁾の提案する大阪湾洪積粘土の基準曲線に基づき、①セメンテーションと②堆積環境(初期構造、二次圧密、堆積速度など)の影響によるセメンテーションと構造の評価に関する考察をおこなっている。三村らは、圧密試験から得られた e - $\log p$ 曲線と基準圧縮曲線の差は図-2.33に示すように①セメンテーションによるものと②堆積環境(堆積時の含水比、塩分濃度、二次圧密、堆積速度など)の影響の2つから構成されるものとした。そして、①の効果は圧縮曲線を右側に Δp だけ移動し、②の効果はそれを上方に Δ

eだけ移動させることにより表現した。そして、圧密試験より得られる曲線は上記2つの影響因子が重ね合わさったものとみなした。

その結果、e-logp曲線は次式で表される。

$$e = 0.0265w_L - 0.008(w_L - 10) \log \left\{ \frac{(p - \Delta p)}{p_{ref}} \right\} + \Delta e \quad (2.9)$$

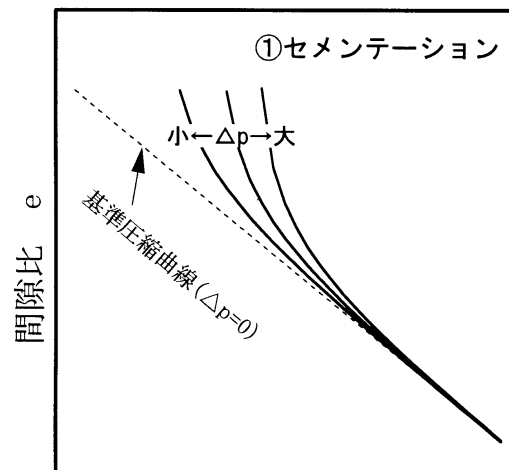
式(2.9)を各試料の定ひずみ速度圧密試験結果から得られたe-logp曲線にカーブフィッティングさせる。表-2.5はその際に用いた試料の物理的特性を、表-2.6はカーブフィッティングによって決定された Δe および Δp の適合値を示している。また、図-2.34(a)~(c)は大阪港、大阪港(埋立後)、泉南沖の粘土に対するカーブフィッティングの結果を示している。自然堆積地盤についてはMaナンバーに依らず大阪港では Δe の値がおよそ0.18、泉南沖では Δe の値がおよそ0.23となっている。結果から、地域によって堆積構造が異なることを示しており、泉南沖の方がやや間隙比の大きな構造を有している。一方、セメンテーションの影響を示す Δp の値は、地質年代が古くなるにしたがって大きくなっている。また、埋立地盤に対しては、載荷重の影響によって Δe 、 Δp ともに減少しており、人工的に行われる急速な載荷による年代効果および堆積構造の低位化がみられるとしている。

表-2.5 試料の物理的性質⁶⁹⁾

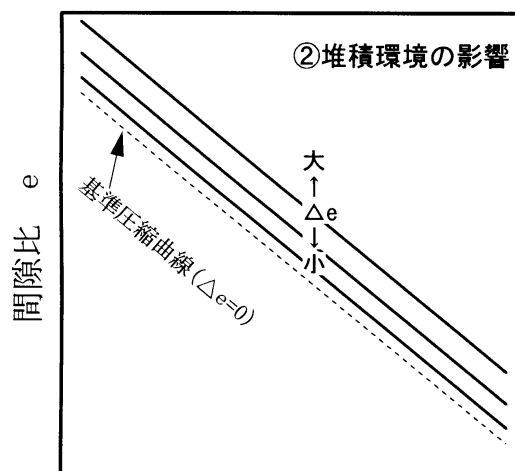
地 域・Maナンバー	w _L (%)	w _p (%)	ρ _s (g/cm ³)	C _{cr} =0.008(w _L -10)
大阪港・Ma12	108	44	2.592	0.784
大阪港・Ma10	111	52	2.606	0.808
大阪港・Ma11(埋立)	102	41	2.694	0.736
泉南沖・Ma10	102	32	2.664	0.736
泉南沖・Ma7	98	31	2.698	0.704
泉南沖・Ma3	68	28	2.692	0.464

表-2.6 各試料に対する Δe 、 Δp ⁶⁹⁾

地 域・Ma ナンバ -	地質年代	Δe	Δp (kPa)
大阪港・Ma12	約 13 万年	0.17	460
大阪港・Ma10	約 30 万年	0.20	980
大阪港・Ma11(埋立後)	約 25 万年	0.08	400
泉南沖・Ma10	約 30 万年	0.21	700
泉南沖・Ma7	約 60 万年	0.01	1750
泉南沖・Ma3	約 90 万年	0.26	2450

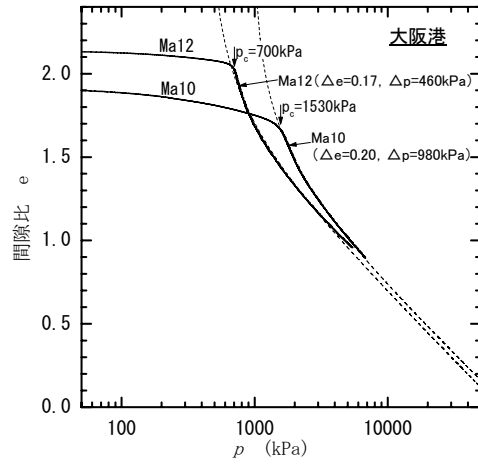


圧密圧力 $\log p$

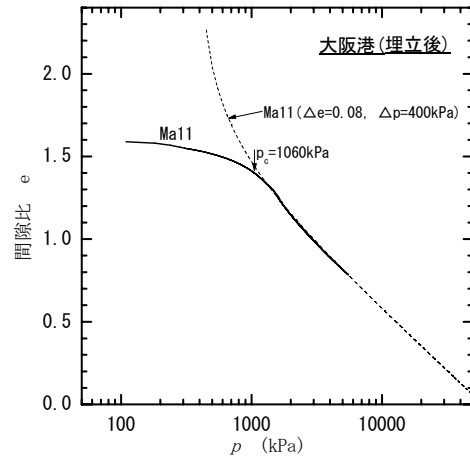


圧密圧力 $\log p$

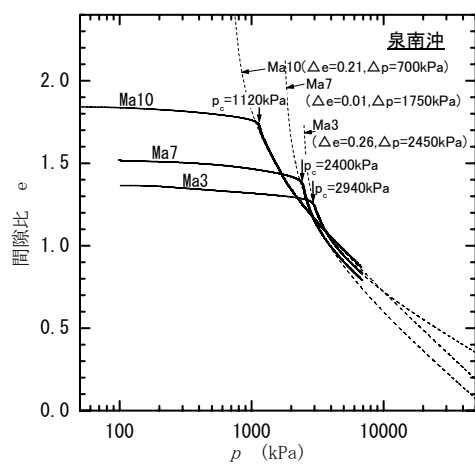
図-2.33 セメンテーションと構造の評価方法⁶⁹⁾



(a) 大阪港



(b) 大阪港(埋立後)



(c) 泉南沖

図-2.34 e-logp 曲線へのフィッティング⁶⁹⁾

2. 5 ひずみ速度依存性に関する研究

飽和粘土地盤の圧密は、図-2.35 のように地表面での広範囲の鉛直載荷によって地盤内の間隙水が上方に排水されるのに時間遅れが発生し、粘土層の圧縮に時間遅れが生じる現象である。図-2.36 は今井⁷⁰⁾の一次元圧密・圧縮を対象とした30年近くにわたる研究に基づき整理されたもので、龍岡ら⁷¹⁾は以下のようにまとめている。

- ① 図-2.36 において経路 A→B→C は IL 試験（段階載荷による圧密試験）時のある一段階における間隙比 e と有効上載圧 σ'_v の供試体内部での平均的な状態を表し、経路 $A_f \rightarrow B_f$ は現場の粘土地盤内での一次圧密過程の平均的な $e \sim \log \sigma'_v$ 関係を示している。ここで粘土地盤内部では σ'_v の増加速度に対し e の減少速度は一様ではなく、排水面までの距離によって $e \sim \log \sigma'_v$ 関係が異なるので、“平均的”としている。さて、図から、同じ圧密圧力 σ'_v の増加に対し粘土地盤での σ'_v の増加速度と e の減少速度が異なり $e \sim \log \sigma'_v$ 関係が粘土地盤と室内試験では大きく異なっていることが読み取れる。しかし、Terzaghi の一次元圧密理論によるとある粘土要素の $e \sim \log \sigma'_v$ 関係は1種類のみであり、IL 試験で得られた圧縮指数 C_c をもとに粘土地盤の最終沈下量を予測し、一次圧密に要する時間を計測し、粘土地盤の沈下～経過時間関係を予測することになる。これは、図-2.36 上での室内試験の経路と粘土地盤の経路の差を全く考慮していないことになる。今井⁷⁰⁾は Terzaghi 理論による圧密予測が不完全である理由は「粘土骨格に備わっている粘性が考慮されていないことに尽きる」と言っている。
- ② 粘土骨格の粘性は、図-2.36 のように $e \sim \log \sigma'_v$ 関係が鉛直ひずみ速度に依存することに特徴がある。今井⁷⁰⁾はこれを Isotach 則と呼んでいる。これによると、CRS 試験(定ひずみ速度載荷による圧密試験)の結果は図-2.36 上の3つの平行線のようなになる。一方 IL 試験ではひずみ速度が一定ではないために複雑な挙動を示す。IL 試験では図-2.37 に示すように A→B のように圧密が進行し、B 点で過剰間隙水圧 $\Delta u = 0$ となる。ここで B 点は一次圧密終了 (End of Primary Consolidation、EOP) の時点である。

さらに荷重開始後 24 時間後の C 点に向けてクリープ変形が進行する。一方、荷重開始後から一次圧密終了時までの時間は排水距離 H_d の 2 乗にほぼ比例するので、室内試験に比べ粘土地盤では一次圧密終了までの時間は非常に長くなる。そのため粘土地盤での平均的なひずみ速度は室内試験時に比べ極端に小さくなり、粘土地盤での挙動は $A_f \rightarrow B_f$ の経路をたどり、図-2.37 に示すように Δu が相対的に大きな状態で一次圧密が進行する。図-2.38 の $B_f \rightarrow C_f$ の過程ではクリープ変形が生じる。このように、IL 試験と粘土地盤では一次圧密過程の $e \sim \log \sigma'_v$ 関係が大きく異なるが、通常的设计では Terzaghi 理論に従い、二次圧密によるひずみ成分を大きく含む IL 試験の結果から粘土地盤の一次圧密過程の予測を行っている。

- ③ 粘土地盤で二次圧密が始まる B_f 点でのクリープひずみ速度は、IL 試験での二次圧密開始点 B でのクリープひずみ速度よりもはるかに小さい。このため B 点以降に測定されたクリープひずみ～クリープひずみ速度関係をそのまま粘土地盤の二次圧密の推定に適用することはできない。今井⁷¹⁾は「現場の粘土地盤の長期沈下予測には、IL 試験でも CRS 試験でも対応できない。そのためには、長期クリープ試験が別途必要である」としている。

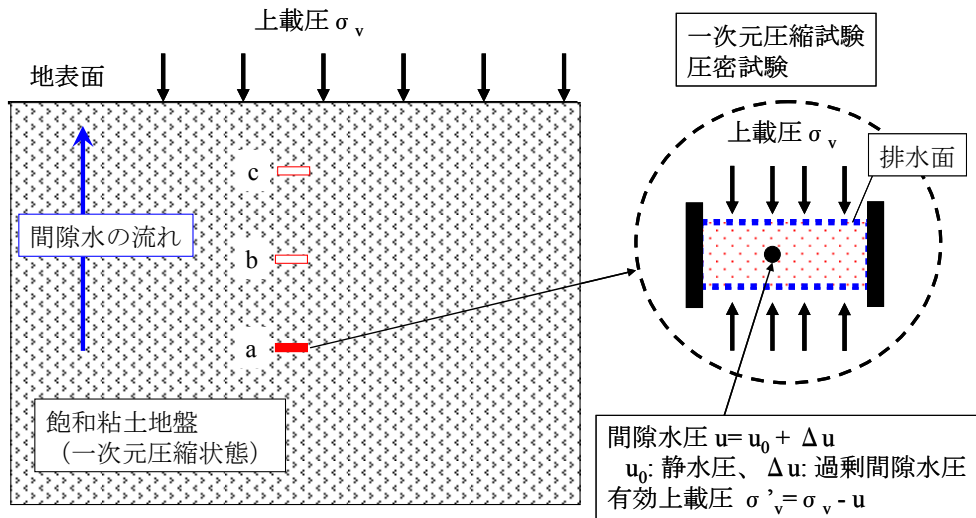


図-2.35 粘性土地盤の一次元圧縮と圧密試験 71)

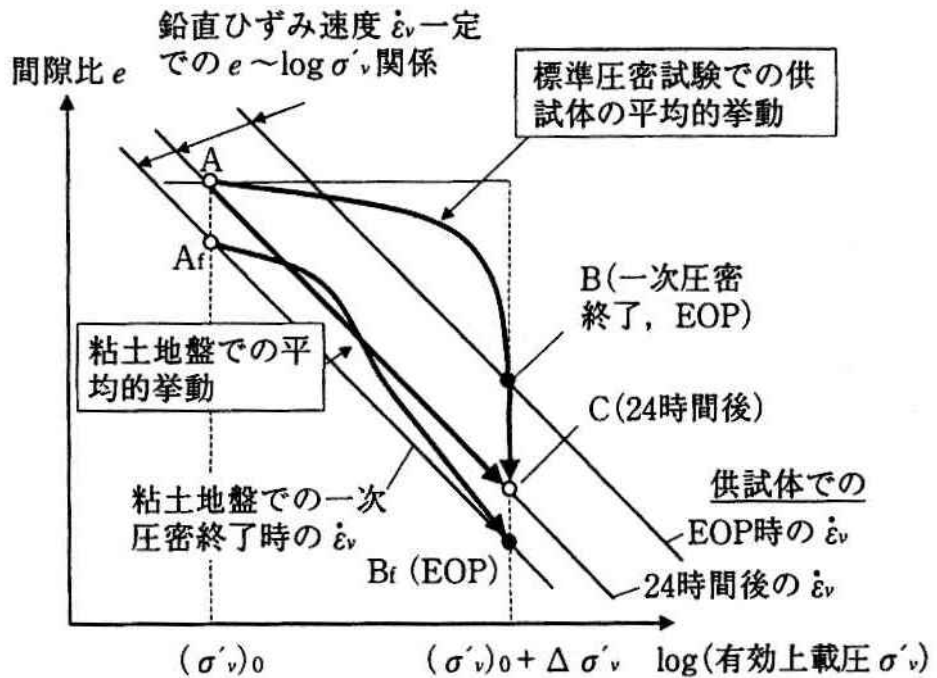


図-2.36 IL 試験と粘土地盤での $e \sim \log \sigma'_v$ 関係の比較 70), 71)

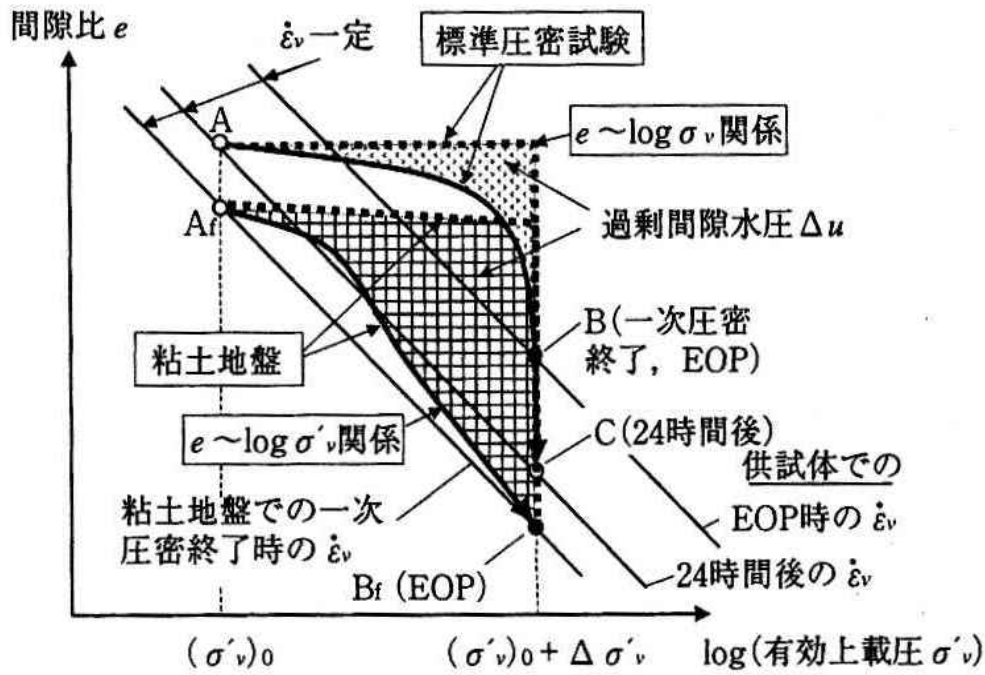


図-2.37 図-2.36 の説明⁷¹⁾

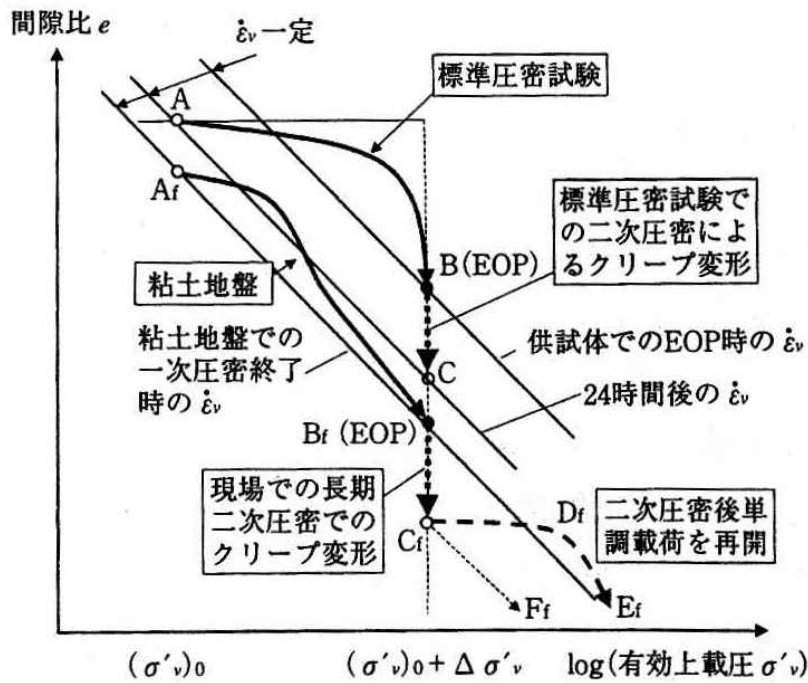


図-2.38 IL 試験と粘土地盤でのクリープ変形⁷¹⁾

2. 6 Isotach 特性に関する研究

今井⁷⁰⁾は軟弱粘土の一次元圧縮時の有効応力～ひずみ関係の特徴を適切に表現するのは Isotach 則であるとしている。”tach”はギリシャ語で速度のことであるが、速度計の意味を表す”tachometer”はこれに由来している。また”iso”は「同等の、等しい」を表す接頭語である。Isotach 則は、「ひずみ速度が同じであれば、同じ有効応力～ひずみ関係を、異なるひずみ速度であればことなる有効応力～ひずみ関係を得られる。載荷過程に限定すれば、所定のひずみとひずみ速度に対し、ひとつの有効応力の値しか存在しない」という法則性である。一次元圧密時では有効応力を鉛直有効応力 σ'_v 、ひずみは鉛直ひずみ ϵ_v または間隙比 e と捉えることができる。例えば図-2.36 において曲線 A→B→C または直線 A→C のどちらの経路をたどろうとも、C 点到達時の鉛直ひずみ速度が同じであれば、両者ともに C 点上に位置することになる。

今井⁷²⁾は、繰り返して予圧密した飽和藤森粘土を用いて異なる鉛直ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_v$ で CRS 試験を行った。図-2.39 はその結果を示したものである。異なる $\dot{\epsilon}_v$ に対し異なる $e \sim \log \sigma'_v$ 関係が得られている。また図-2.40 は同じ藤森粘土を用いて龍岡ら^{73),74)}が行った CRS 試験の結果であるが、試験中に $\dot{\epsilon}_v$ を変化させている。 $\dot{\epsilon}_v$ を変化させると σ'_v が $\dot{\epsilon}_v$ の変化率に応じた量だけ変化しており、そのときの $e \sim \log \sigma'_v$ 関係が $\dot{\epsilon}_v$ に支配されていることが読み取れる。このことから Isotach 則が成立しているといえる。

また、龍岡ら^{73),74)}は間隙水が存在しない乾燥粘土粉末を締固めた一次元圧縮試験を行い、飽和粘土と同様にクリープ変形が生じ、Isotach 則が成り立つことを確認している。図-2.41 はその結果を示したものである。そして飽和粘性土の圧密時における変形の時間遅れについては、過剰間隙水圧の時間遅れ消散に加えて粘土骨格の粘性が重要であるとしている。

粘土骨格にある粘性のために IL 試験時の挙動は 2.5 節でも述べたように複雑になるため、粘土地盤の挙動を予測する際に、IL 試験の結果を用いるのには注意が必要である。今井⁷⁰⁾は「Terzaghi 理論に従って、粘性を考慮せずに IL 試験結果から求めた圧縮指数 C_c は正規圧密粘土地盤の一次圧密量を推定するための C_c に偶然ほぼ一致する」ことを指摘

している。その理由として次の3点を述べている。

- ①IL試験の異なる载荷段階での载荷24時間経過後の $\dot{\epsilon}_v$ はほぼ一定であり、その値に等しい $\dot{\epsilon}_v$ で行ったCRS試験の応力～ひずみ関係とIL試験の载荷24時間経過後の点(図-2.38におけるC点)を連ねた応力～ひずみ関係はほぼ一致する(図-2.42)。またIL試験の载荷24時間経過後の点を連ねた応力～ひずみ関係は異なる速度のCRS試験結果とほぼ平行になる。
- ②実地盤での $\dot{\epsilon}_v$ は室内試験時に比べ非常に小さく、相対的に $\dot{\epsilon}_v$ はほぼ一定である。つまり実地盤の圧密過程は $\dot{\epsilon}_v$ の非常に小さいCRS試験の条件に近い。
- ③図-2.39のように、ひずみ速度が異なっても C_c の値は変わらない。しかし、 σ'_v の増加する割合を一定に保つと、 C_c の値を次第に増加させることになり、 C_c は粘性の影響を受けるために固定した物性とは言えない。^{70),71)}

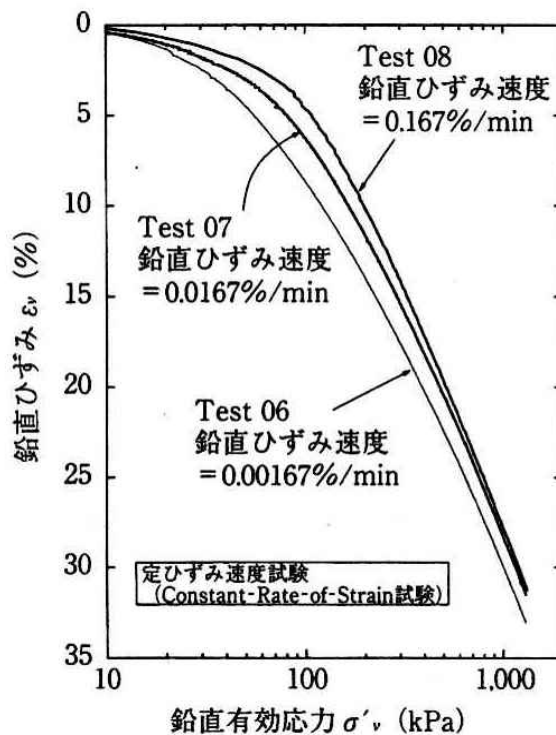


図-2.39 藤森粘土の異なるひずみ速度でのCRS試験⁷²⁾

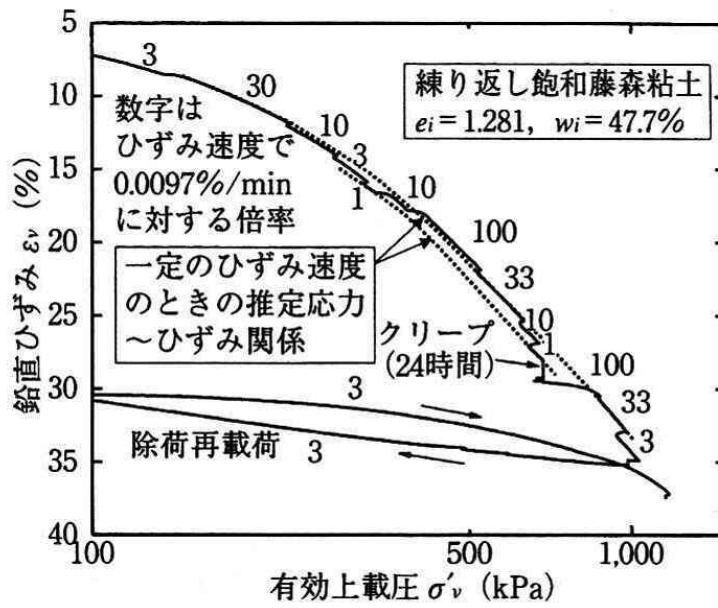


図-2.40 藤森粘土の一次元圧縮試験における Isotach 則 ^{73),74)}

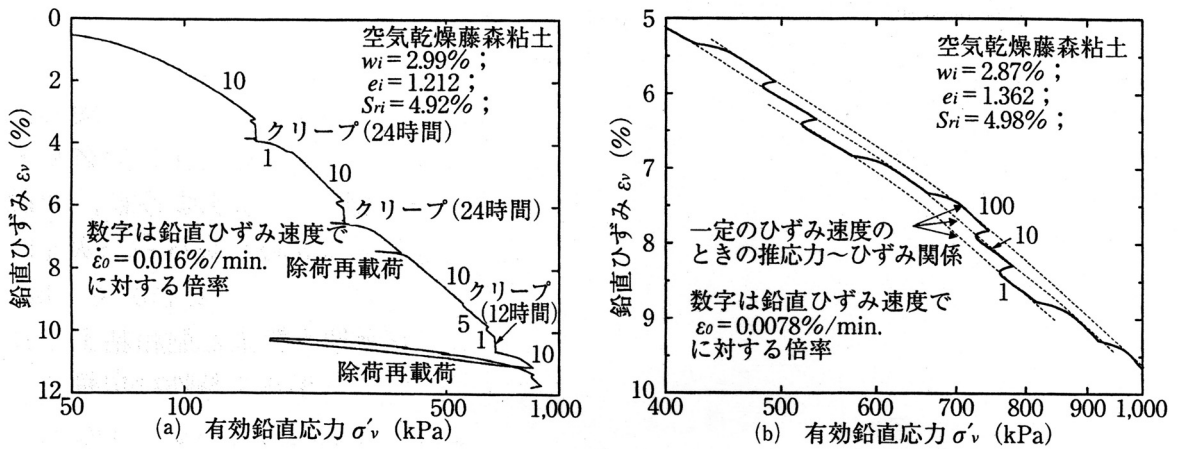


図-2.41 突固め空気乾燥藤森粘土粉末の一次元圧縮試験における Isotach 則 ^{73),74)}

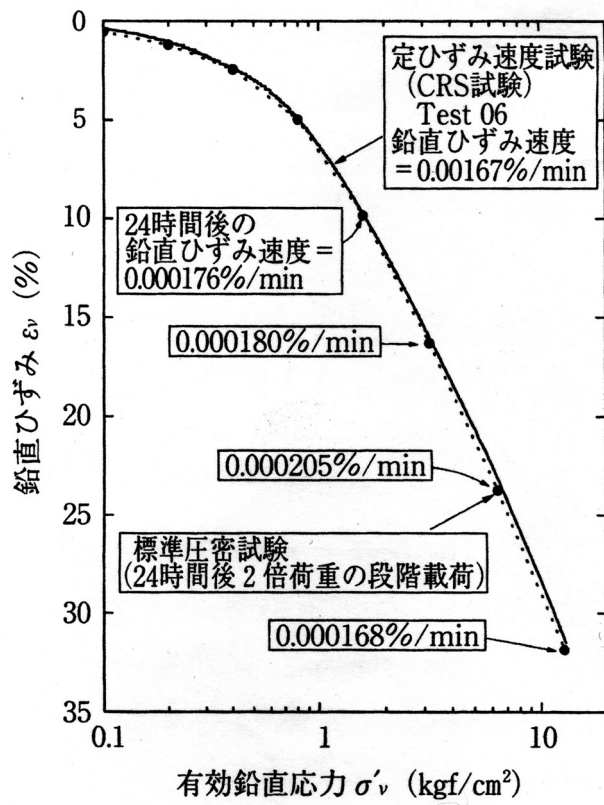


図-2.42 飽和練り返し藤森粘土の IL 試験と CRS 試験結果の比較 ⁷⁵⁾

2. 7 年代効果と構造の定量化に関する研究

年代効果とは時間の経過とともに物性が変化し、二次圧密された粘性土が見かけ上過圧密粘土と同様の挙動を示すことである。粘土粒子間にセメンテーションが発生し「構造」が発達することが主な例である。図-2.43 は構造の発達した粘性土の挙動を示したものである。図の斜線塗りつぶし部分は年代効果による構造の変化により新たに存在しうる構造の許容領域である。a)図は間隙比 e と鉛直有効応力 σ'_v の関係を、b)図はそのときの間隙比 e とせん断弾性係数 G の関係を示している。粘性土の「構造」を定量的に表す方法として、澁谷ら⁷⁶⁾は排水クリープ時の密度変化よりも弾性的な固さを表す G のほうが短期間での構造の変化をより敏感に反映すること、 G はせん断波速度の影響をほとんど受けないことから G の特性に着目することを提案している。

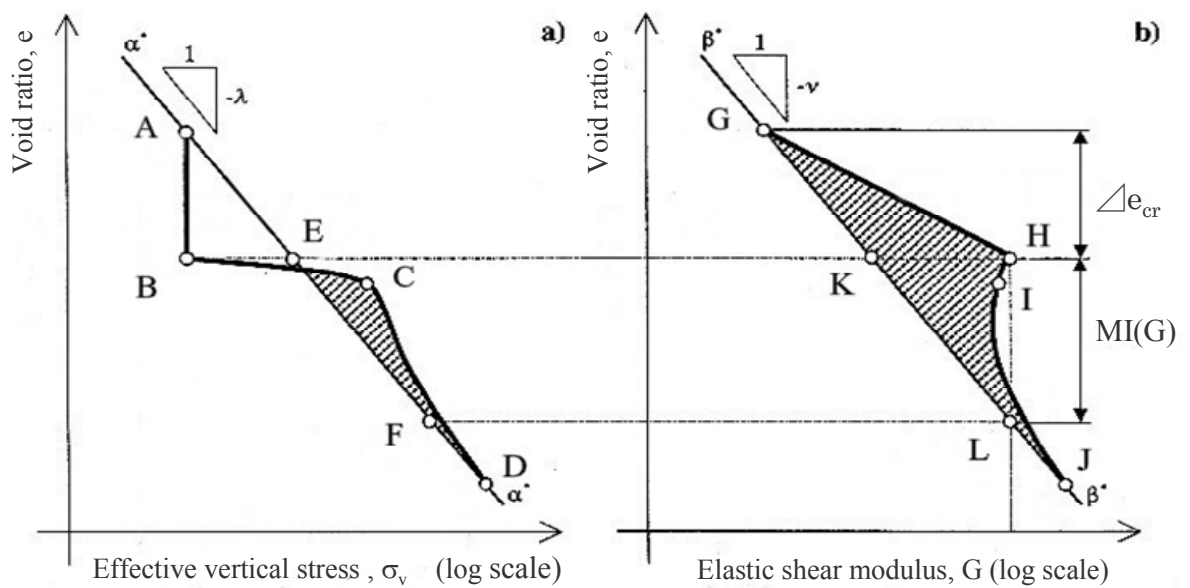


図-2.43 構造の発達した粘性土の一次元圧縮時の挙動⁷⁶⁾

あるとき、一定の圧密圧力を受けて堆積した粘土は図-2.43(a)において A 点の状態にある。そして長期間にわたる排水クリープを受けた状態が B 点である。同時にこのとき図-2.43(b) において G 点から H 点に移行しせん断弾性係数 G が増加する。この過程では堆積環境の影響からセメンテーションを形成し「構造」が発達する。構造の発達した粘性土にさらに大きな荷重を載荷すると、経路 $B \rightarrow C \rightarrow D$ をたどり $e \sim \log \sigma'_v$ 関係が一度堆積曲線 $\alpha - \alpha^*$ を超えて右に突出し、再び堆積曲線に漸近するというような挙動を示す。この現象についてはさまざまな説があるが、赤井ら⁵¹⁾はカオリン粘土を用いて Aging を受けさせた後の $e \sim \log \sigma'_v$ 関係の突出現象に関する実験を行い、応力依存性と時間依存性があることを報告している。そしてこのとき $e \sim \log G$ 関係は経路 $H \rightarrow I \rightarrow J$ をたどり、一度 G が減少して再び増加しながら直線 $\beta - \beta^*$ に漸近するという挙動を示す。結果として正規圧密状態における同一の G に対して異なる間隙比を有する状態が存在する⁷⁶⁾。年代効果による構造の発達を粘性土の粒子配列や接点の様子のミクロな観察に基づいて評価することは非常に難しい。そこで原位置や室内試験において比較的簡単に測定可能な何らかの力学的性質に着目した定量化手法が有望となりこれまでにいくつか提案されている。Mitchell^{77),78)}は自然粘土の練り返し試料が最も低位な構造を有するという考えに基づいて、自然粘土の圧密降伏応力における再構成試料との密度の差に着目しこれをメタ安定度指数 MI (Metastability index) とした。また澁谷⁷⁶⁾らは年代効果による構造を有する特定の粘性土試料とその再構成試料との等価な G の状態点における間隙比の差 (正の値) をメタ安定度指数 $MI(G)$ として提案した。

ここで、図-2.44 は桃谷⁷⁵⁾が飽和藤森粘土を用いて CRS 試験を行った際に途中で 30 日間クリープさせた後に、一定のひずみ速度で再載荷したときの結果を示している。クリープした後、再載荷すると明確な降伏を生じて、もとのひずみ速度で連続的に載荷したときの応力～ひずみ関係に復帰しており、あたかも過圧密粘土であるかのような挙動を示している。このような「擬似過圧密」を示すことは年代効果を受けた粘性土に見られるが、この実験では 30 日間のクリープ変形中に粘土粒子間にセメンテーションが形成されたとは考えにくい。

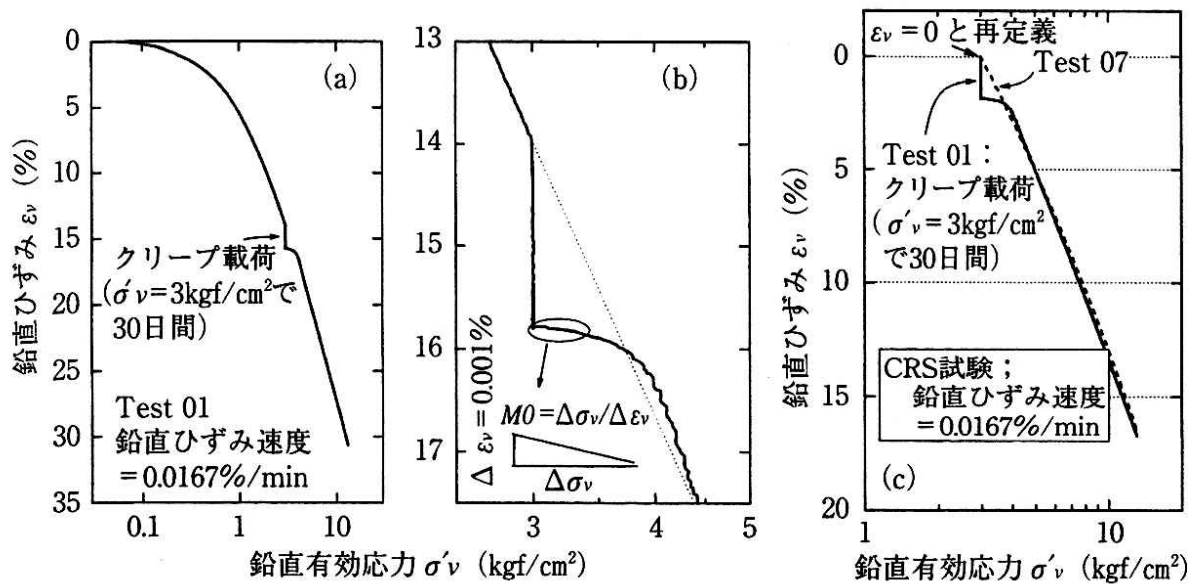


図-2.44 飽和練り返し藤森粘土の CRS 試験の途中でのクリープ試験と単調载荷再開後の挙動⁷⁵⁾

図-2.45 (a)はこの現象を Isotach 則に従って解釈したものであり、龍岡ら⁷¹⁾はすべての過程は粘塑性ひずみ速度の変化で説明され、この実験では二次圧密中に物性の変化はないので、この現象は粘性によるものであり、「見かけの年代効果」と呼ぶべきであるとしている。一方、図-2.45 (b)は粒子間にセメンテーションが形成されるなどで、変形強度特性が変化したときの圧縮特性を模式的に表したものである。今、非常にゆっくりとした単調载荷で点 1 に達した後、二次圧密過程で点 1→点 3 に移行したとする。二次圧密過程で年代効果を受けると、年代効果を受けない場合に比べクリープひずみの量は小さくなる。次にもとのひずみ速度で再び単調载荷を受けると、点 3→点 4→点 5 のような経路をたどり、二次圧密を受けずに連続载荷した場合の応力～ひずみ関係点 1→点 2 を飛び越す⁷⁹⁾。これは二次圧密中に年代効果を受け、異なった物質になったと考えられる。

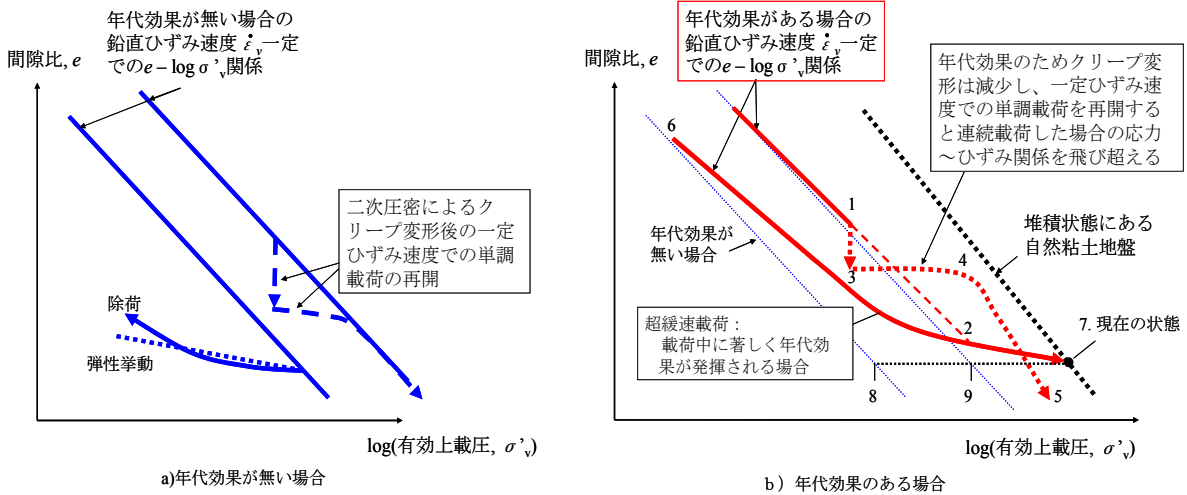


図-2.45 飽和粘性土の Isotach 則⁷¹⁾

図-2.46 は Deng・龍岡⁸⁰⁾ がセメント混合カオリンの一次元圧縮試験を行った際の結果の一部である。この実験では途中でひずみ速度を変化させているが、ひずみ速度が急激に減少すると、粘性の影響により応力が一時的に減少している。その後応力は増加しているが、これはひずみ速度が低いほどセメント水和反応による年代効果がより多く発揮されるので、やがてひずみ速度が高い場合よりも応力が大きくなるためである。ひずみ速度を急激に増加させた場合は逆の現象が生じている。

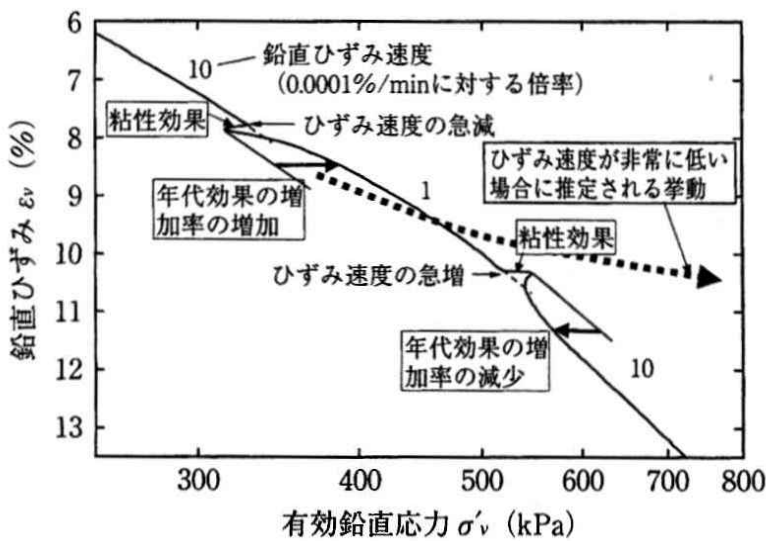


図-2.46 飽和セメント混合カオリンの一次元圧縮試験での年代効果⁸⁰⁾

このような挙動を示すのは、粘性の影響と年代効果が同時に発揮されているからである⁷¹⁾。そして龍岡ら⁷¹⁾は図-2.46の結果をもとに、粘土地盤の堆積過程は図-2.45(b)の点6→点7の経路をたどるであろうと考えた。つまり自然地盤での現在の状態点7での応力 σ'_v は練返し再圧密した試料での圧密試験での点8, 9での応力 σ'_v よりもはるかに大きくなる。また同一の粘土地盤でのある深度での点7を深度方向に連ねると破線の関係となり、練り返した粘土での圧密試験で得られる関係とは全く異なるものになる⁸¹⁾。この差は、「構造」によるものと説明されることが多いが、図-2.47のように Isotach 則に従うと、「同一の粘塑性ひずみ速度に対して同一の間隙比 e における応力 σ'_v の差」として観察される。

また、図-2.48は Sugai ら⁸²⁾が海成粘土の練返し飽和粘土にセメントを混合させた試料での CRS 試験を行った際の結果である。試験中（ひずみ速度：セメント改良土 0.0055%/min, 未改良土 0.015%/min）の供試体の過剰間隙水圧 Δu はほぼ0であり、セメントの水和反応により「構造」を表現している。セメントを混合した試料の挙動は、セメントを混合していないものと大きく異なっており、同一の間隙比 e に対する有効応力 σ'_v がセメントを混合していないもののそれに比べかなり大きくなっている。これを模式的に表現したのが図-2.47の“10.”の挙動である。このような場合、「構造」はセメンテーションのように明確に定義でき、その時間的変化によって年代効果が説明できるとされている⁷¹⁾。

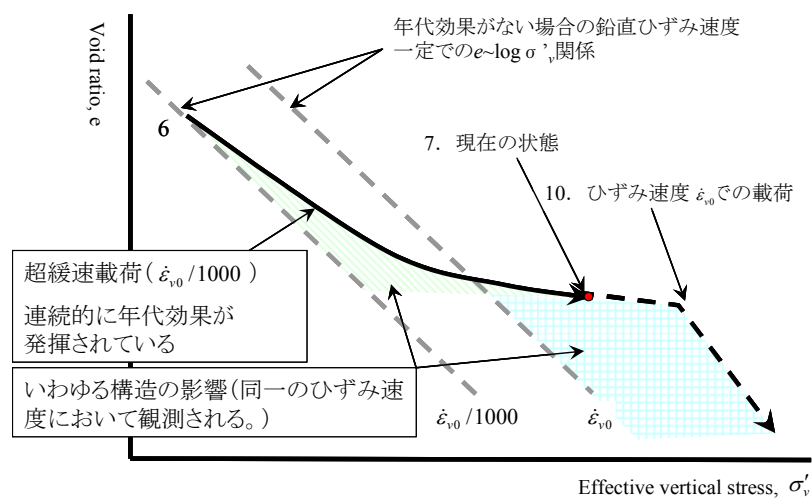


図-2.47 飽和粘性土における「構造」の定義

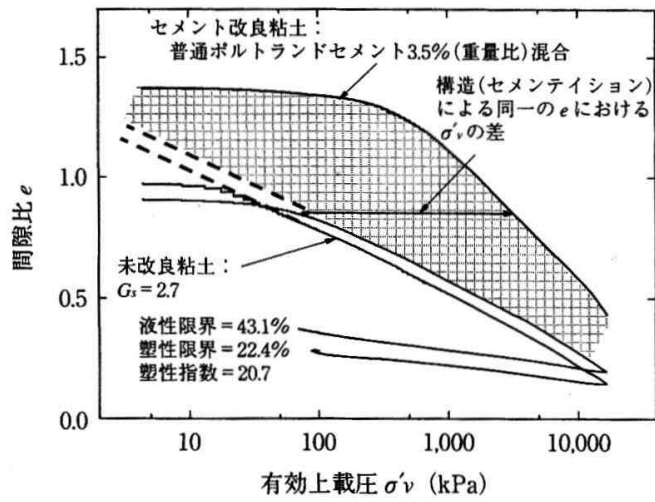


図-2.48 未改良粘性土とセメント改良粘性土のGRS一次元圧縮試験での応力～ひずみ関係⁸²⁾

2. 8 実測沈下に基づく沈下予測手法

現場において生じる粘土層の圧密挙動は、地盤構成の複雑さや土質定数選定の困難さの問題から圧密試験結果をもとに推定した沈下量や沈下速度とは一致しないこともあり、現場で実測された沈下～時間関係を用いた圧密沈下予測手法が提案されている。ここでは、実務的に多く用いられている予測方法について示す。

(1) 曲線定規法

これは、現場での実測沈下曲線に対して、段階載荷試験による圧密試験（いわゆる標準圧密試験）で圧密係数を算出する際の曲線定規法を適用するものである。

最終沈下量 S_f と圧密係数 c_v を仮定し、実測沈下曲線に最もよく一致する理論曲線を試行錯誤的に見出す。原始的ではあるが、基本的で現状把握をする上での最終的よりどころとなる。

(2) 双曲線法（宮川法）⁸³⁾

この方法は、宮川が北海道の泥炭地盤上の盛土による沈下挙動が Terzaghi(テルツァーギ)の圧密理論で説明できないため、沈下～時間関係に双曲線関数が当てはまることを見出したものである。

$$S = S_0 + \frac{t - t_0}{\alpha + \beta(t - t_0)} \quad (2.10)$$

ここに、 α , β : 定数

t_0 : 漸増載荷の影響がなくなった任意の時間

S_0 : t_0 における沈下量

ここで $t \rightarrow \infty$ とすれば式 (2.11) に示す最終沈下量 S_f が得られる。

$$S_f = S_0 + \frac{1}{\beta} \quad (2.11)$$

式 (2.10) は変形すると次式のように表すことができる。

$$\frac{t-t_0}{S-S_0} = \alpha + \beta(t-t_0) \quad (2.12)$$

この式は、 $(t-t_0)/(S-S_0)$ と $(t-t_0)$ が切片 α と勾配 β にとる一次関数であることがわかる。したがって、盛土後の沈下～時間関係をこの式に代入して α と β を決定すれば任意の時刻の沈下量が求められ、また式 (2.11) に β を代入して最終沈下量 S_f が求まる。

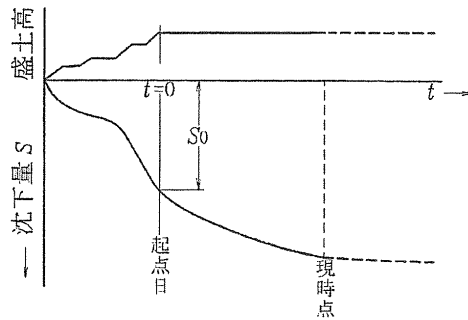


図-2.49 漸増载荷の影響がなくなった時間（起点日）の取り方

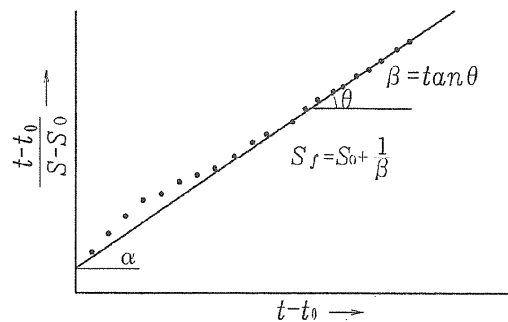


図-2.50 パラメータ α 、 β の決定グラフ

(3) 浅岡法⁸⁴⁾

浅岡法は、熱伝導型の圧密方程式を次式で近似している。

$$S + a \left(\frac{dS}{dt} \right) = C \quad (2.13)$$

ここに、 a 、 C ：定数

式(2.13)を一次近似の差分形で示すと式(2.14)のようになる。

$$S_j + a \frac{(S_j, S_{j-1})}{\Delta t} = C \quad (2.13)$$

ここに、 $S_j : t_j = \Delta t \times j (j=1,2,3,\dots)$ における沈下量、式(2.13)について変形すると Δt 前後の沈下量の関係を表す一次式となり式(2.14)を得る。

$$S_j = \alpha + \beta \cdot S_{j-1} \quad (2.14)$$

ここに、 α 、 β ：定数

具体的には、以下の手順による

- ① 図-2.51 の実測時間－沈下曲線からある一定時間間隔 Δt で沈下量を読み取り、図-2.52 のように (S_j, S_{j-1}) 座標上にプロットする。

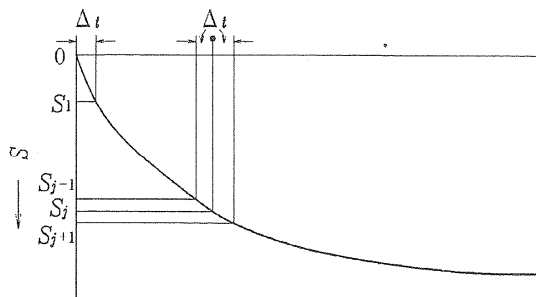


図-2.51 実測沈下曲線の読みとり

② これらの点は直線上にのるので、 $t \rightarrow \infty$ では $S_j = S_{j-1}$ であるから図-2.52に示すように、この直線は 45 度線と交わる点が最終沈下量 S_f として求まる。

また、浅岡法では図-2.52 の直線勾配 β から圧密係数 c_v が次式により算出できる。

$$\left. \begin{aligned} c_v &= -\frac{\bar{H}^2}{12 \cdot \Delta t} \ln(\beta) && \text{(両面排水)} \\ &= -5 \frac{\bar{H}^2}{12 \cdot \Delta t} \ln(\beta) && \text{(片面排水)} \end{aligned} \right\} \quad (2.15)$$

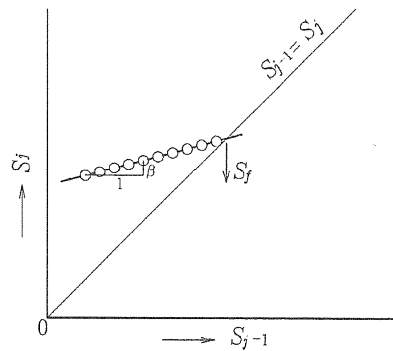


図-2.52 $S_j \sim S_{j-1}$ 座標へのプロットと S_f の決定

(4) ^{もんでん}門田法⁸⁵⁾

バーチカルドレーンによる水平放射流に対する Barron の近似解(2.16)を変形すると式(2.17)となる。この式は $\log(1-U)$ と T_h または t が直線関係にあることを示していることから、ある時刻での圧密度を仮定して、①～⑤の手順を行い最終沈下量を求める。

$$U = 1 - \exp\left(-\frac{8T_h}{F(n)}\right) \quad (2.16)$$

ここに、

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

n : 有効径(de)とドレーン径(dw)の比

T_h : 時間係数

$$\log(1 - U) = -\frac{0.4343 \times 8}{F(n)} \cdot T_h \quad (2.17)$$

さらに変形すると、圧密度 U の対数と時間 t との線形式となる。

$$\log\left(\frac{S_f - S_t}{S_f}\right) = -\frac{0.4343 \times 8c_h}{F(n) \cdot de^2} \cdot t \quad (2.18)$$

式 (2.18) から c_h について変形すると、次式となる。

$$c_h = -\frac{mF(n) \cdot de^2}{0.4343 \times 8} \quad (2.19)$$

ここに、m=log(1-U)/t<0 は直線勾配であり、片対数グラフから求める。

具体的には、以下の手順による

- ① 図-2.53 の実測沈下-沈下曲線から、ある時刻 t_i の沈下量 S_i の圧密度 U_i を仮定する。

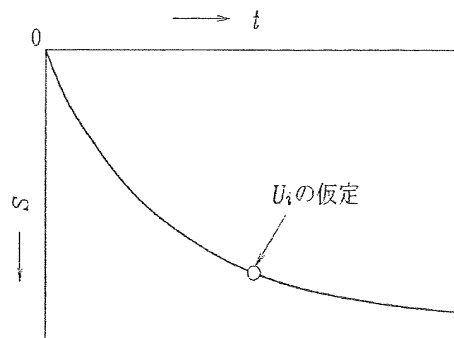


図-2.53 実測沈下曲線

- ② 仮定した U_i から最終沈下量が $S_{fi} = S_i/U_i$ を仮定する。
- ③ 仮定した S_{fi} を用いて実測沈下量の $U_{ij} = S_{ij}/S_{fi}$ を算出し、**図-2.54** のグラフに $(1-U_{ij}) \sim t_j$ の関係をプロットする。

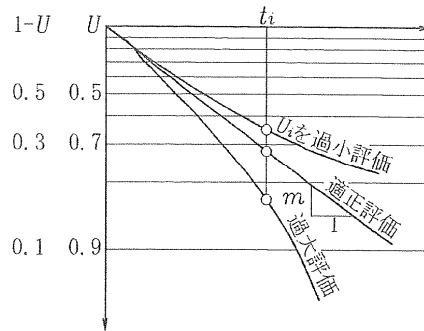


図-2.54 $\log(1-U) \sim t$ 関係

- ④ $\log(1-U) \sim t$ のグラフに直線関係が得られるまで圧密度 U_i を仮定して、①～③の操作を繰り返す。
- ⑤ 最も直線性を示した仮定の圧密度 U_i に対して、最終沈下量 $S_{fij} = S_{ij}/U_{ij}$ を採用する。

(5) 星莖法 ⁸⁶⁾

星莖法は、せん断による側方流動のような影響も含め、時間 t において生じる全沈下量は、载荷によって瞬時的に発生する沈下 S_i と時間の平方根に比例する沈下 S_t との和で与えられるとするものであり、次式で表される。

$$S = S_i + S_t = S_i + \frac{AK\sqrt{t}}{\sqrt{1+K^2t}} \quad (2.19)$$

これを变形すると

$$\frac{t}{(S-S_i)^2} = \alpha + \beta \cdot t \quad (2.20)$$

ここに、 $\alpha = \frac{1}{(A \cdot K)^2}$ 、 $\beta = \frac{1}{A^2}$

となり、実測沈下曲線・図-2.55 が図-2.56 に示す座標軸上において一次関数となることを示している。

ここで $t \rightarrow \infty$ とすれば式 (2.20) に示す最終沈下量 S_f が得られる。

$$S_f = S_i + \sqrt{\frac{l}{\beta}} \quad (2.21)$$

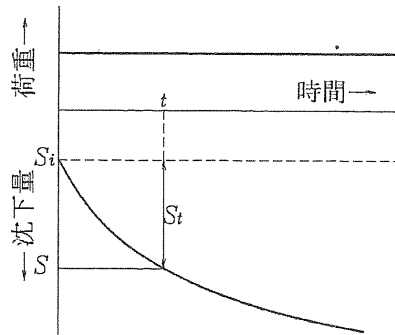


図-2.55 実測沈下曲線

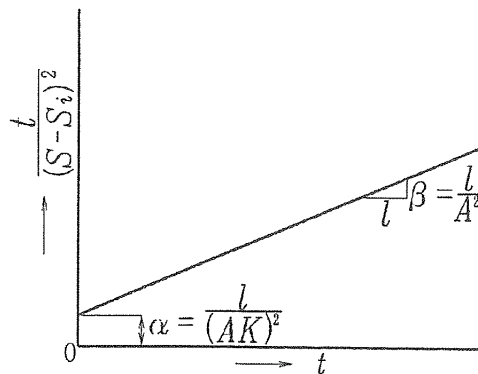


図-2.56 パラメータ α 、 β の決定グラフ

参考文献（第2章）

- 1) 三笠正人(2001): 近代地盤工学の歴史を語る－大阪地盤の沈下問題－、地盤工学会関西支部講話会テキスト。
- 2) 軽部大蔵(2003): 地盤沈下の原因解明の歴史、地盤災害研究委員会・地下水の適正揚水に関する作業部会報告、地下水地盤環境に関するシンポジウム2003発表論文集、地下水地盤環境に関する研究協議会、pp.121-123.
- 3) 日本建築学会近畿支部、土質工学会関西支部(1966): 大阪地盤図、コロナ社。
- 4) 土質工学会関西支部、関西地質調査業協会(1987): 新編大阪地盤図、コロナ社。
- 5) 西垣好彦(1988): 地盤沈下、土と基礎 36(11)、pp.27-32.
- 6) 松村孫治(1931): 弾性地盤における基礎の沈下に関する理論的研究、土木学会誌 17(9)、pp.813-819.
- 7) 和達清夫(1976): 地盤沈下研究の回顧、土と基礎 24(11)、pp.87-92.
- 8) 中町弘伸(1977): 大阪平野の地盤沈下、土と基礎 25(6)、pp.61-67.
- 9) 杉村 新(1973): 大阪の動きをさぐる、岩波書店、p.26.
- 10) 福留並喜(1938): 大阪市内地盤沈下及其の対策、土木学会誌 24(11)、pp.1197-1199.
- 11) 和達清夫・広野卓蔵(1939): 西大阪の地盤沈下の第1報、災害科学研究所報告、第2号。
- 12) 岡部三郎(1940): 大阪の地盤沈下に就いて、土木学会誌 26(3)、pp.355-358.
- 13) 安芸皎一・丸山文行(1961): 地盤沈下にもなう諸問題、土木学会誌 46(6)、pp.25-30.
- 14) 国土地理院(2003): 国土地理院時報、No.100、pp.1-5.
- 15) 大阪市港湾技術調査会(1949): 大阪の地盤沈下に関する研究、大阪市港湾局。
- 16) 藤井松太郎(1958): 大阪駅の沈下およびこれに伴う被害に関する研究並びにその対策について、土木学会論文集 58号、pp.63-75.
- 17) 大阪市総合計画局(1964): 大阪市地盤沈下調査報告書、OD-1調査報告。
- 18) 大阪市立大学土質研究室(1976): 神戸ポートアイランドの地盤沈下について、神戸市委託研究報告書。
- 19) 三笠正人・高田直俊(1977): 埋立地盤の挙動観測、土木学会第32回年次学術講演会、pp.184-185.
- 20) 軟弱地盤ハンドブック編集委員会(1981): 11.1 神戸ポートアイランド、土木・建設技術者のための最新軟弱地盤ハンドブック、pp.949-963.
- 21) 渡辺嘉道・水間収三・田中伸佳(1983): 神戸港の洪積粘土について、土と基礎、

Vol.31、No.6、pp.45-49.

- 22) 中北保次・渡辺嘉道 (1983) : ケース 2 神戸ポートアイランド (プレローディング工法による地盤改良)、土質工学ケースヒストリー 第 1 集、土質工学会、pp.430-441.
- 23) Mikasa & Takada(1984) : Investigation of Settlement of Kobe Port Island、 Proc. Symposium "Sedimentation/Consolidation Models、 Prediction and Validation.
- 24) 高田直俊(1986) : 粘土の一次元圧密に関する研究、大阪市立大学学位請求論文.
- 25) 谷本喜一 (1987) : 兵庫県の地盤特性と基礎、基礎工、6月号、pp.28-37.
- 26) 谷本喜一 (1989) : 臨海埋立地盤の沈下性状について、(財)建設工学研究所報告、第 31 号、pp.229-243.
- 27) 本田周二・堯天義久・福井實 (1993) : 埋立地盤に建設した支持杭基礎をもつ高層建物の長期沈下観測、第 28 回土質工学研究発表会、pp.225-228.
- 28) 福井實・小堀隆治・田中幹夫・伊東公・本田周二 (1998) : 神戸ポートアイランドにおける建物の長期沈下挙動 (その 2 沈下測定結果)、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1 構造 I、pp.813-814.
- 29) 幸繁宜弘・小堀隆治・吉田博充・岡本昌和・本田周二 (1998) : 神戸ポートアイランドにおける建物の長期沈下挙動 (その 3 洪積層の沈下)、日本建築学会大会学術講演梗概集 B-1 構造 I、pp.815-816.
- 30) Kiyama、M.(1991) : Settlement of Reclaimed Land at the Coastal Area、 Proc. Of I.C. Geo-Technical Engineering for Coastal Development (Yokohama)、 Vol.1、pp.207-212.
- 31) 運輸省第三港湾建設局(1996) : 大阪湾環境図説、pp.1-2.
- 32) 渡辺嘉道・水間収三・田中伸佳(1983) : 神戸港の洪積層について、土と基礎 31(6)、pp.45-49.
- 33) 神戸市港湾整備局管理部企画情報化(2001) : 神戸港大観一平成 12 年港湾統計一
- 34) 長谷川憲孝(2008) : 神戸空港島建設における地盤工学的諸問題に関する研究、神戸大学学位請求論文.
- 35) 三田村宗樹・吉川周作・石井陽子・貝戸俊一・長橋良隆 (1998) : 大阪平野 OD ボーリングコアの岩相、大阪市立自然史博物館研究報告、52、1-20.
- 36) Ikebe、N.、Iwatsu、J.and Takenaka、J.(1970) : Quaternary geology of Osaka with special reference to land subsidence、 J. Geosci. Osaka City Univ.、 13、39-98.
- 37) 土質工学会(1977) : 大阪地盤 一洪積層の研究一.
- 38) (社)土質工学会関西支部 関西の大深度地盤の地質構造とその特性の研究委員会・地

- 下空間の活用と技術に関する研究協議会（1992）：関西地盤、土質工学会関西支部。
- 39) (社)土質工学会関西支部 大阪湾海底地盤情報の活用に関する研究委員会（1995）：
海底地盤－大阪湾を例として－、土質工学会関西支部。
- 40) KG-NET・関西圏地盤研究会(2007)：新関西地盤－大阪平野から大阪湾－
- 41) 土質工学会関西支部・大阪湾海底の地盤研究委員会(1987)：海底地盤に関するシン
ポジウム論文集。
- 42) 土質工学会関西支部・大阪湾海底の地盤研究委員会(1990)：大阪湾海底地盤。
- 43) 土質工学会関西支部・大阪湾海底の地盤研究委員会(1990)：海底地盤調査指針－大
阪湾海底地盤を対象にして－。
- 44) 大阪湾地盤情報の研究協議会（2002）：ベイエリアの地盤と建設－大阪湾を例とし
て－。
- 45) Taylor, D.W. and W. Merchant(1940) : A theory of clay consolidation accounting
for secondary compression、 Jour. Math. & Phys.、 Vol.19、 pp.167-185.
- 46) Bjerrum, L.(1967) : Enginerring Geology of Norwegian Normally-Consolidated
Marine Clays as Related to Settlements of Buildings、 Seventh Rankine Lecture、
Geotechnique、 17、 pp.81-118.
- 47) Bjerrum, L.(1973) : Problem of soil mechanics and construction on soft clays、
State-of-the-Art Report to Session 4、 Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. and Found.
Eng.、 Vol.3、 pp.111-159.
- 48) Leonards, G. A. and A.G. Altschaeffl(1964) : Compressibility of clay、 Proc. ASCE、
Vol.90、 No.SM5、 pp.133-156.
- 49) Murakami, Y.(1979) : Excess pore-water pressure and reconsolidation effect
developed in normally consolidated clays of some age、 Soils and Foundations、
Vol19、 No.4、 pp.17-26.
- 50) Mesri, G. and Y. K. Choi(1980) : Discussion on Murakami' s paper、 Soils and
Foundations、 Vol20、 No.4、 pp.143-148.
- 51) 赤井浩一・佐野郁雄・馬時冬・石黒 健：遅延圧密に関する実験的研究、京大防災
研究所年報、No.27、B-2、pp.49-63.
- 52) 自然堆積土の微視的構造と力学特性に関する研究委員会（2002）：「土の構造と力学
特性との関連性に関する検討」ワーキンググループ報告」、地盤工学会、粘土地盤に
おける最新の研究と実際に関するシンポジウム、pp.371-413.
- 53) 土田 孝（1999）：海成粘土地盤の間隙比－有効土被り圧関係に関する統一的な解
釈、港湾技術研究所報告、第38巻、第3号、pp.153-179.
- 54) 嘉門雅史・曾我健一・木山正明（1987）：海成粘土中のペレットの存在割合と土質

- 特性、土木学会第42回年次学術講演会、第Ⅲ部門、pp.276-277.
- 55) 嘉門雅史・曾我健一・木山正明・井上啓司(1987):大阪湾沖積粘土と洪積粘土の堆積特性と間隙比異常について、第23回土質工学研究発表会、pp.257-258.
- 56) 嘉門雅史(1978):土の構成式に関する現況総括-2.粘性土の微視的構造について、土質工学会論文報告集、Vol.18、No.2、pp.73-79.
- 57) 八嶋 厚・重松宏明・岡二三生・長屋淳一(1999):上部大阪洪積粘土の力学特性と構造変化、土木学会論文集、No.624/Ⅲ-47、pp.217-229.
- 58) Tanaka, H. and Locat, J. (1999): A microstructure investigation of Osaka Bay clay: the impact of microfossils on its mechanical behavior、Canadian Geotech. J.、Vol.36、 pp.493-508.
- 59) 大向直樹・利藤房男・田中洋行・田中政典(2002):大阪湾沖積粘土および洪積粘土の圧密に伴う微視的構造変化、地盤工学会、粘土地盤における最新の研究と実際に関するシンポジウム、pp.29-36.
- 60) 三笠正人(1988):練り返し圧密による液性限界試験(第1報)、第23回土質工学研究発表会、 pp.195-196.
- 61) Burland, J.B.(1990): On the compressibility and shear strength of natural clays、Geotechnique、 Vol.40、 No.3、 pp.329-378.
- 62) 土田 孝(2001):海成粘土地盤の自然間隙比と土被り圧の関係に関する統一的な解釈、地盤工学会論文報告集、Vol.41、 No.1、 pp.127-143.
- 63) 三笠正人(1962):土の力学における構造の概念の意義について、第17回土木学会年次学術講演会概要集.
- 64) 三笠正人(1964):土の工学的性質の分類表とその意義、土と基礎、Vol12、No.4、pp.17-24.
- 65) 三笠正人(1967):粘性土の状態図について、第22回土木学会年次学術講演会概要集
- 66) 三笠正人(1979):3.5 鋭敏比について、土質試験法-第2回改訂版-、土質工学会、p.6-3-20~22.
- 67) 三笠正人(1963):5.4 ヘドロの圧密試験、軟弱粘土の圧密、鹿島出版会、pp.51-53.
- 68) 坂上敏彦・古谷正和・松本雅治・中村忠春・中林正司・幸佐賢二(1992):湾岸線南伸部の土質特性、土質工学会関西支部、関西地盤の地質構造と土質特性に関する最近の知見シンポジウム、pp.85-90.
- 69) 三村 衛・小田和広・大島昭彦・山本浩司・長屋淳一・藤原照幸(2002):大阪湾擬似過圧密洪積粘土の時間依存性挙動と長期沈下について、粘土地盤における最新の研究と実際に関するシンポジウム、pp.151-158.
- 70) 今井五郎(2006):実務における標準的な圧密試験-その目的・役割・今後-、土と基

- 礎、52(2)、pp.18~21.
- 71) 龍岡文夫・谷和夫(2006) : 粘土の圧密における基本問題、基礎工、34(6)、pp. 12~22.
- 72) Imai, G(1981) : Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials, Soil and Foundations, 21 (1), pp7~20.
- 73) Li, J. -Z., Acosta-Martinez, H., Tatsuoka, F. and Deng, J.-L.(2004) : Viscous property of soft clay and its modeling, Engineering Practice and Performance of Soft Deposits, Proc. of IS Osaka 2004, pp. 1~6.
- 74) Tatsuoka, F. (1996) : Effects of viscous properties and aging on the stress-strain behavior of geomaterials. Geomechanics-Testing, Modeling and Simulation, Proceedings of the GI-JGS workshop, Boston, ASCE Geotech. Special Publication 61 : pp.1~60.
- 75) 桃谷尚嗣(1998) : 粘土の変形特性に対する時間効果と圧密応力経路の影響、東京大学大学院社会基盤工学科修士論文.
- 76) 澁谷啓・三田地利之・荻野俊之・川口貴之(1999) : 排水クリープによる粘性土のメタ安定化現象、土と基礎、Vol. 47、No.8、pp.21-24.
- 77) Mitchell, J. K(1993) : Fundamentals of Soil Behavior, 2nd ed., John Wiley & Sons, New York.
- 78) Soga, K., Mitchell, J. K and Hon, M.(1996) : Rate-dependent deformation of structured natural clays, Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior , ASCE, GSP, No.61, pp.243-257.
- 79) Tatsuoka, F., Di Benedetto, H. and Nishi, T. (2003) : A framework for modeling of the time effects on the stress-strain behavior of geomaterials, Proc. 3rd Int. Symp. on Deformation characteristics of Geomaterials, IS Lyon 03 (Di Benedetto et al. eds) Balkema, September, 2003, pp.1135-1143.
- 80) Deng, J. and Tatsuoka, F. (2004): Ageing and viscous effects on the deformation of clay in 1D compression, Proc. of Geofrontier 2005 Congress, GeoInstitute, ASCE, Austin, Texas, GSP 138, Site characterization and modeling (Mayne et al. eds).
- 81) Burland, J.B. (1990): On the compressibility and shear strength of natural clays, Rankine Lecture, Geotechnique, 40(3), pp.329-378.
- 82) Sugai, M., Tatsuoka, F., Kuwabara, M. and Sugo, K.(2000): Strength and Deformation Characteristics of Cement-Mixed Soft Clay, Coastal Geotechnical Engineering in Practice, Proc. IS Yokohama(Nakase & Tsuchida eds.), Balkema, 1, pp.521-552.
- 83) 宮川 勇 (1962) : 泥炭地における土質工学上の 2、3 の問題、昭和 36 年度土木学会北海道支部、支部講習会.

- 84) 浅岡 顕 (1978) : 沈下-時間関係予測の信頼性解析、第 13 回土質工学研究発表会、
pp.277-280.
- 85) Monden.H (1963) : A New Time Fitting Method for the Settlement Analysis of
Foundation on Soft Clays、Memoirs of Fac.、Eng.、Hiroshima Univ.、 Vol.2、 No.1、
p21.
- 86) 星 埜 和 (1962) : 最近の基礎の諸問題、土木学会、47(7)、 pp.63-67.

第3章 神戸沖（神戸空港サイト）の地盤特性

3.1 概要

大阪湾海底に堆積している洪積粘土層は擬似過圧密粘土と呼ばれており、過去に現在の
上載荷重よりも大きな荷重を受けていない正規圧密粘土地盤であるにもかかわらず、実験
室で圧密試験を行うと過圧密比 $OCR=1.1\sim 1.6$ 程度の軽い過圧密を示すことが知られてい
る。本研究では、神戸市の中心地・三宮から南へ約 8km の沖合（水深およそ 16m）の神
戸空港サイトで実施された空港造成前の事前ボーリング調査より不かく乱試料を入手し各
種試験を実施した。

本章では、はじめに神戸空港サイトの地盤概要、洪積粘土層の物理特性・力学特性を種々
の観点（粘土層ごと、液性限界ごと、等）から分類して比較した結果について述べる。続
いて、洪積層の最上部にある海成粘土層（Ma12 層）に着目して、一次元圧縮挙動に関す
る実験結果について述べ、最後に本章で得られた結果についてまとめる。

3.2 神戸沖（神戸空港サイト）の地盤概要

3.2.1 神戸空港の概要

図-3.1 は大阪湾全体の概観と神戸空港サイトの位置を示している。

神戸空港は、神戸市の中心部から南へ約 8km の沖合に建設された海上空港（面積 272 ha、
埋立土量約 66 百万 m^3 ）であり、2.5km 滑走路 1 本を有している。この人工空港島は 1999
年 9 月に護岸工事に着手し、わずか 7 年余りで工事完了（2006 年 2 月 16 日開港）し現在
に至っている。

3.2.2 空港島の地盤概要

図-3.2 には空港島の平面図と事前ボーリング（B-1, B-2）の調査位置を示している。空
港島周辺の地層構成および土質特性を把握するため、B-1 および B-2 地点において原位置
試験（PS 検層、 γ 線を用いた密度検層、孔内水平載荷試験）と固定ピストンサンプラー

およびロータリー式二重管サンプラーでの不かく乱試料採取による各種室内土質試験（土粒子密度、粒度、含水比、液性・塑性限界、一軸圧縮、一次元圧密、動的変形、長期圧密）が実施されている^{1),2)}。また、埋立造成に伴う地盤の挙動（地表面変位、粘土層内の過剰間隙水圧、層別沈下、など）のモニタリングが空港島北東部で実施されている^{3),4)}。

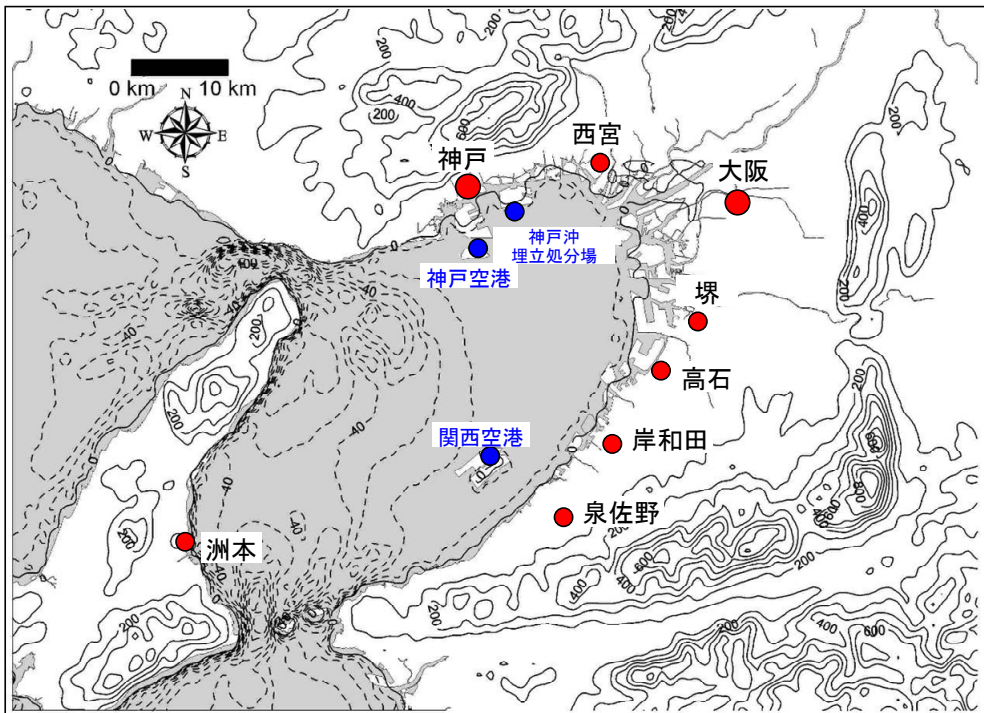


図-3.1 大阪湾全体の概観

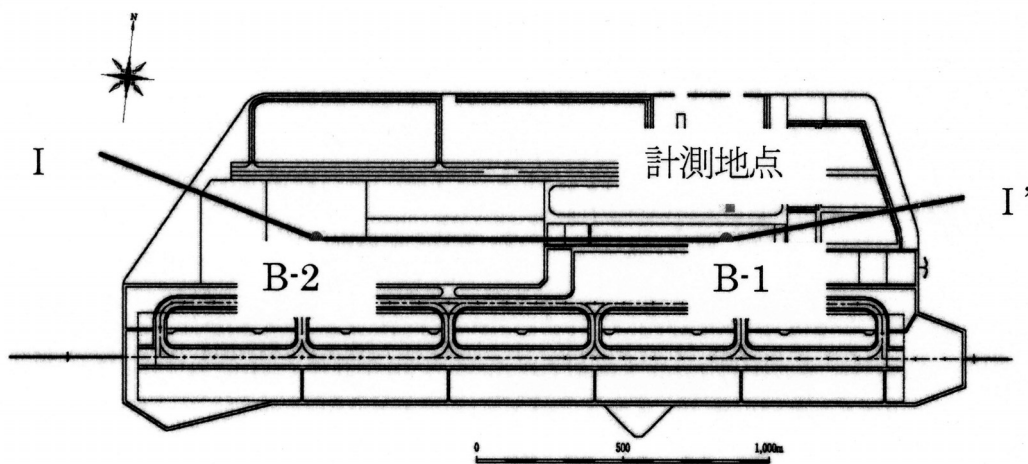


図-3.2 神戸空港島の平面図および調査位置

図-3.3は、東西方向（図-3.2; I-I' ライン）の地層構成断面図⁶⁾を示している。海成粘土層(Ma層; Marine clay)とその間に分布する砂礫・砂・粘土の互層(Ds層; Diluvial sand)が交互に分布しており東側に向かって地層は傾斜している。さらに、空港島周辺における既存のボーリングと音波探査の結果からは、地層は北西方向から南東方向に緩やかに傾斜し、各層の層厚も南東側ほど厚くなっていることが明らかとなっている⁷⁾。

表-3.1は層序区分と各層の層厚を示している。上位より軟弱な沖積層であるAc層、Asc層、その下に洪積層である砂礫・砂・粘土の互層(Ds1~11)と海成粘土層(Ma12~Ma9)が交互に堆積している。洪積粘土層の層厚はMa12が20~30m、Ma11層は(1)(2)(3)の3つに分かれており、足しあわせると33~45m、Ma10が30m程度、Ma9層が40m余りで粘土層としては最も厚く堆積している。洪積粘土層のうちMa12層、Ma11層は上部洪積層に、Ma10層、Ma9層は大阪層群に分類される。

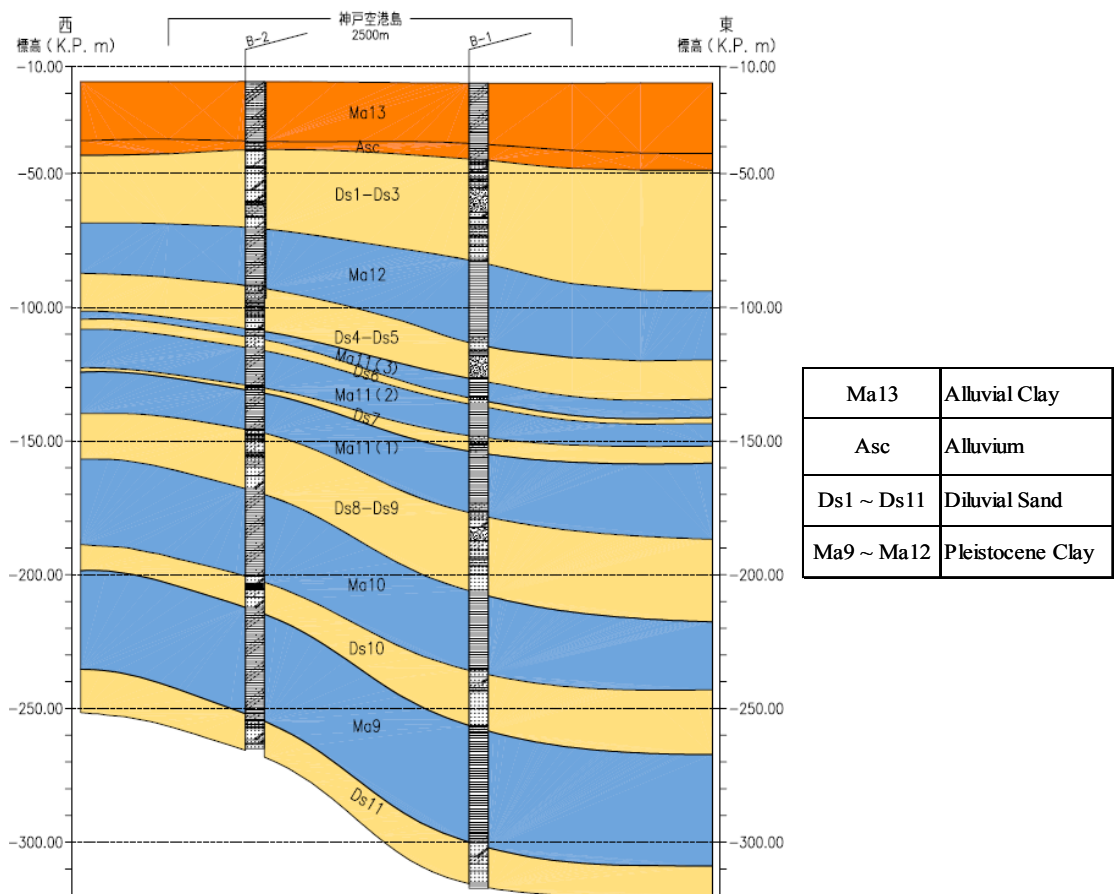


図-3.3 神戸空港サイトの地層構成断面図³⁾

表-3.1 層序区分と各層の層厚

地質年代	層序区分		地質記号	B-1 (空港島東) 層厚(m)	B-2 (空港島西) 層厚(m)	特 徴	
完 新 世	沖積層	難波累層	Ac	24.20	22.00	海成粘土層	
			Asc	4.20	3.30	沖積粘土層	
後 期 更 新 世	低位段丘相当層		Ds1	27.75	19.30	砂・砂礫・粘土互層部	
	低位段丘堆積層	富田累層	Ds2	3.70	6.00	粘土優勢砂礫・粘土互層	
	中位段丘堆積層	上町累層	Ds3	6.35	3.85	砂質土層	
			Ma12	30.60	21.75	海成粘土層	
			Ds4	5.00	7.90	粘土優勢砂・粘土互層	
	中 期 更 新 世	上部洪積層		Ds5	8.40	8.15	砂礫優勢砂・粘土互層
Ma11(3)				8.10	3.75	海成粘土層	
Ds6				1.60	2.75	砂質土層	
Ma11(2)				14.20	14.65	海成粘土層	
Ds7				0.60	1.85	砂優勢砂・粘土互層	
Ma11(1)				22.20	14.70	海成粘土層	
Ds8				14.10	14.05	粘土優勢砂・粘土互層	
Ds9		17.80	8.20	砂質土層			
大阪層群		大阪層群 上部	Ma10	30.30	32.70	海成粘土層	
			Ds10	20.80	11.40	砂優勢砂礫・粘土互層	
			Ma9	43.10	42.20	海成粘土層	
			Ds11	10.00	12.30	砂優勢砂・粘土互層	

3.2.3 空港島基礎地盤の土質特性

B-1 地点、B-2 地点について、原位置試験と室内土質試験から求めた土質諸特性の深度分布をそれぞれ図-3.4、図-3.5に示している。以下には土質諸特性の特徴について述べている。

(1) 湿潤密度

湿潤密度 ρ_t は、原位置で実施した密度検層から得られた湿潤密度と不かく乱試料による室内湿潤密度試験結果を比較して示している。粘土層、砂礫・砂・粘土互層いずれにおいても両者の値はよく整合している。

(2) せん断弾性係数

せん断弾性係数 G_0 は、S波速度検層、室内動的変形試験（せん断ひずみレベル $\gamma=10^{-6}$ ）、ベンダーエレメント(BE)試験、孔内水平載荷試験 [LLT] から求めた値を比較して示している。S波速度検層、室内動的変形試験（ $\gamma=10^{-6}$ ）、ベンダーエレメント(BE)試験から求めた G_0 は概ね一致するが LLT 結果から求めた値だけはやや小さめであった。これは Shibuya らが指摘しているように LLT では孔壁の乱れ等により大きなひずみレベルでの値が測定されているものと考えられる。一方、高品質の不かく乱試料を使って測定した G_0 は、原位置と遜色ない適切な結果を与えることを示唆している。全体として同一層内で G_0 はほぼ一定というわけではなく、特に粘土層内では、層上部にくらべて層下部で G_0 が大きくなっている様子が伺える。これは、有効土被り圧の増加による圧力依存性を反映しているものと考えられる。

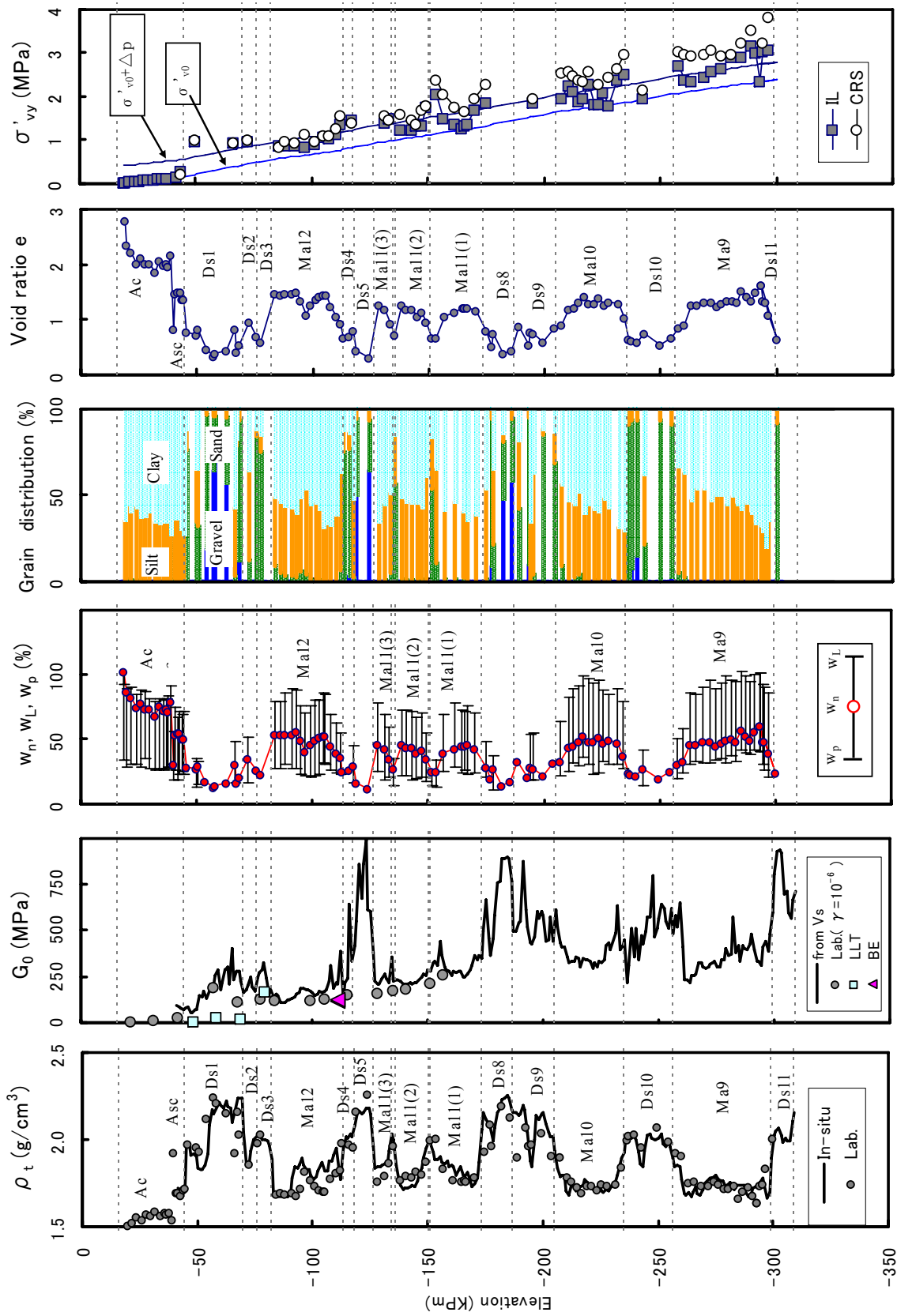


図-3.4 土質特性の深度分布 (B-1 地点 ; 空港島東側)

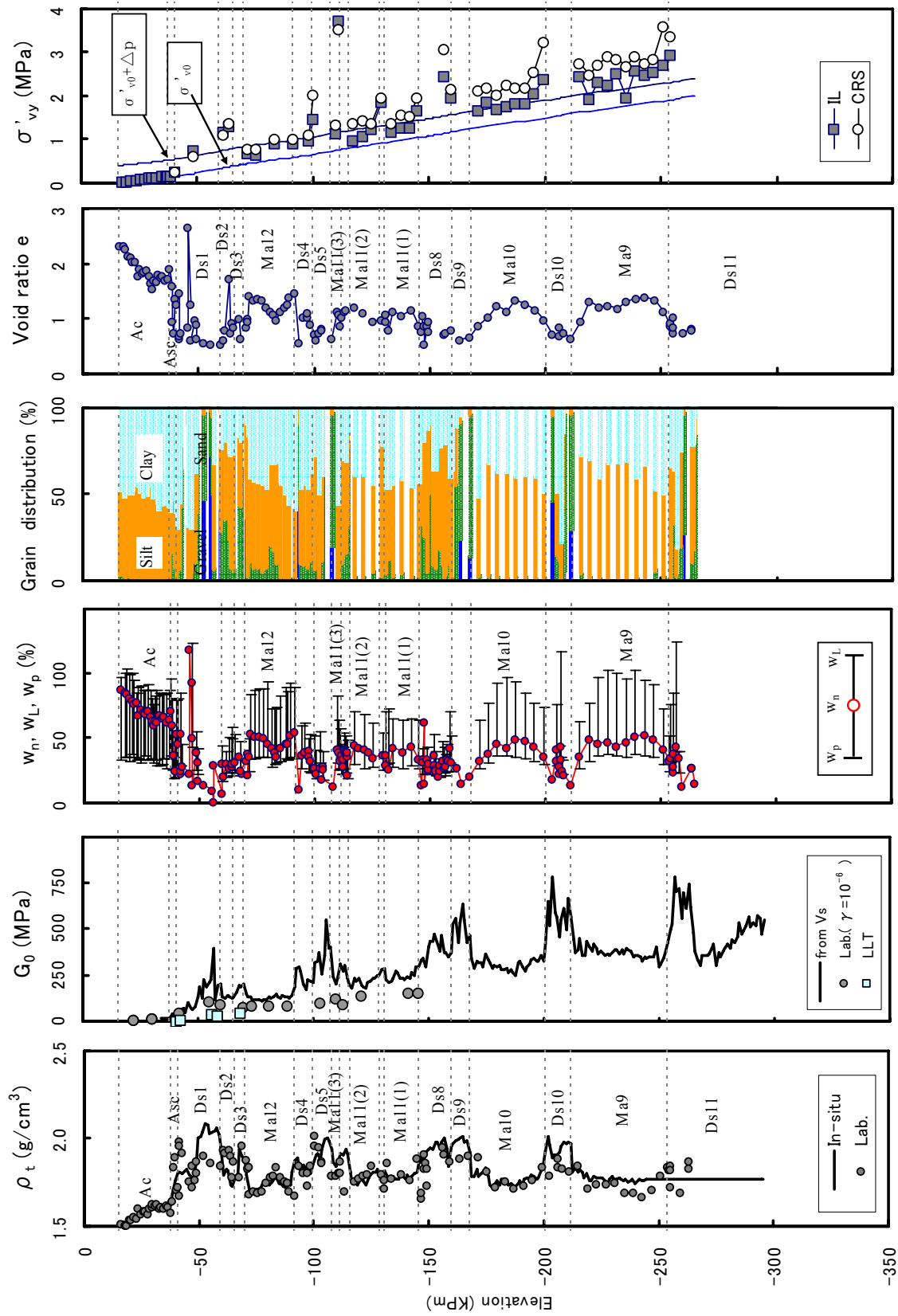


図-3.5 土質特性の深度分布 (B-2 地点 ; 空港島西側)

(3) コンシステンシー特性

一般に大阪湾に堆積する粘土層は、堆積時に海進海退の影響を受けるためコンシステンシーの深度分布が弓形形状を示し、層中央部で塑性が高く、層上下部で塑性が低くなる傾向がある。しかしながら、神戸地域での沖積粘土層のコンシステンシーの深度分布は、2.3節で示したように深度方向に一定の傾向を示すことが知られている。

神戸空港サイトについてその特性は、Ac(Ma13)~Ma11層は、液性限界が深度方向に一定となる典型的な「神戸型」を示すが、Ma10、Ma9層では弓形の分布を示している。なお、Ma12層については層上部で最も塑性が高く、海退時における後背山地からの土砂供給により上端部が削剥された可能性もある。

各粘土層の液性限界は、大阪地域や泉南地域と比べるとやや小さめであり、神戸地域では背後に急峻な六甲山が位置しており、花崗岩質からなる六甲山より流れる小河川から供給されるシルト質の流出物が堆積しやすい環境にあるためと考えられる。

(4) 液性限界と塑性指数の関係

液性限界と塑性指数の関係を図-3.6の塑性図に示している。

粘土層ごとに液性限界に大まかな違いがあるが、Ac(Ma13)~Ma9層のいずれの粘土層もA線よりもやや上位に分布していることがわかる。洪積粘土層のうちMa12上部、Ma10、Ma9層の液性限界が $w_L=80\sim 100\%$ と他の粘土層よりも大きい。

(5) せん断弾性係数と圧密降伏応力の関係

せん断弾性係数と圧密降伏応力の関係を図-3.7に示している。図は、粘土層(Maナンバー)の違いが判別できるよう分類して示している。Ma12~Ma10層は概ね $G_0=150\sim 200p_c$ 程度の範囲に分布しているのに対して、Ma9層は概ね $G_0=100\sim 150p_c$ 程度の範囲に分布している。

(6) せん断弾性係数と液性限界

図-3.8 はせん断弾性係数 G_0 、土被り圧 σ'_{v0} 、圧密降伏応力 p_c の深度分布を示している。図中「+」記号は、液性限界・塑性限界試験実施深度について液性限界を指標「LL=90%以上」「LL=90~80%」「LL=80~65%」「LL=65%未満」として G_0 を分類して示している。 G_0 は全体として $G_0=150\sim 250\sigma'_{v0}$ 程度の範囲に分布しているが、液性限界が大きいほどやや G_0 が小さい傾向がある。これについては、液性限界が大きいほど自然堆積状態の間隙比 e が大きいためと考えている（間隙比 e が小さいほど G_0 が大きくなる）。

(7) e-logp 曲線と液性限界

B-1 地点における Ma12~Ma9 層の e-logp 曲線をそれぞれ図-3.9~3.12 に示している。各図では液性限界を指標として分類して e-logp 曲線を示している。また、正規圧密領域における e-logp 曲線の相対的な位置関係を比較するため、すなわち構造の発達程度を比較できるように、Ac、Asc 層の e-logp 曲線もあわせて示した。e-logp 曲線の正規圧密部は、堆積してから現在に至るまでの年代効果(Aging effect)によって、「構造」がより発達し右上に位置する傾向が認められ、液性限界が大きな試料ほどその程度は大きいことがわかる。

図-3.13~3.16 には B-1 地点におけるそれぞれ「(液性限界)LL=90%以上」「LL=90~80%」「LL=80~65%」「LL=65%未満」の e-logp 曲線を示している。各図では Ma ナンバーを指標として分類して示している。

液性限界(LL)が 80%以上の e-logp 曲線では、Ma ナンバーにかかわらず年代効果による p_c 付近での飛び出し現象が見られる。一方で、液性限界(LL)が 80%未満の試料では p_c 付近での飛び出し現象はほとんどみられなくなり、正規圧密領域では沖積粘土層・Ac 層の正規圧密ラインと同じライン上を辿るといえそうである。

また、同じ液性限界の e-logp 曲線を比較した場合、堆積年代が古い粘土層 (Ma ナンバーの小さな粘土層) ほど p_c 付近での飛び出し現象が大きくなることが予想されたが、本サイトでは、飛出し量 (言い換えれば過圧密比 OCR) は Ma ナンバーによらず同程度となっている。

(8) 圧密降伏応力

図-3.4, 図-3.5 の右端図には圧密降伏応力 $\sigma'_{vy}(=p_c)$ の深度分布を示している。図中には、埋立前の有効土被り圧ラインとそれに埋立荷重 ($\Delta\sigma_v = 400\text{kN/m}^2$) を足し合わせた応力ラインを示している。埋立荷重によって Ma12 層、Ma11 層はほぼ正規圧密領域に、また圧密完了時には Ma10 層、Ma9 層の一部が正規圧密領域となる。圧密降伏応力 σ'_{vy} を求めるための圧密試験は、小載荷幅の段階載荷圧密試験 (IL) と定ひずみ速度載荷圧密試験 (CRS) (ひずみ速度 0.01%/min, 0.001%/min) を実施している。CRS 試験から得られた σ'_{vy} は IL 試験に比べてやや大きめの値を与える。圧密降伏応力の値は沖積層 (Ac, Asc) では、 $\sigma'_{vy} \doteq \sigma'_{v0}$ (有効土被り圧)、すなわち $\text{OCR} \doteq 1$ 、である。一方、洪積粘土層 (Ma12, Ma11, など) では過去にメカニカルな過圧密履歴を受けていないにもかかわらず擬似的な過圧密状態^{6),7),8)}にあり、 σ'_{vy} から σ'_{v0} を差し引いた過圧密量は、深度が深くなるにしたがって大きくなる傾向を示している。なお層上下端部の砂礫層 (Ds 層) との境界部で大きな σ'_{vy} を示しているが、これは堆積時の乾燥や砂分含有によるものと推察される。

(9) 圧縮指数

図-3.17 に段階載荷圧密試験 (IL) より求めた圧縮指数 C_c と液性限界 w_L の関係を示している。一方で、図-3.18 には高応力域 ($p=5\sim 7\text{MPa}$; p_c の 5 倍程度の応力域) での圧縮指数 C_{cr} と液性限界 w_L の関係を示している。それぞれ図-3.19 に示す C_c 、 C_{cr} を求めた応力域のイメージの箇所を求めている。圧縮指数 C_c は一般的な求め方により、すなわち p_c 直後における $e\text{-log}$ 曲線の最急勾配を、一方、 C_{cr} は高応力域で $e\text{-log}p$ 曲線の勾配が概ね一定となったところを採用して求めている。

粘性土の圧縮指数と液性限界の関係については、Skempton (スケンプトン) が示した次の関係式が広く知られている。

$$C_c = 0.009(w_L - 10) \quad (3.1)$$

図-3.18 に示した C_c の値は、Skempton の示した関係式よりもかなり大きな値（1.5～4.5 倍程度）を示しており、概ね式（3.2）の範囲の値となっていることがわかった。

$$C_c = 0.014(w_L - 50) + 0.36$$

$$\sim 0.042(w_L - 50) + 0.36 \quad (3.2)$$

一方で、図-3.19 に示した高応力域での e - $\log p$ 曲線の勾配 C_{cr} は、Skempton の示した関係式（式（3.1））であらわすことができるといえる。液性限界の大きな粘土ほど堆積してから現在に至るまでに形成された年代効果等の要因による過圧密的な構造は、 p_c を超える圧密荷重が載荷されると、急激に破壊されるため大きな圧縮性を示すものと推察される。

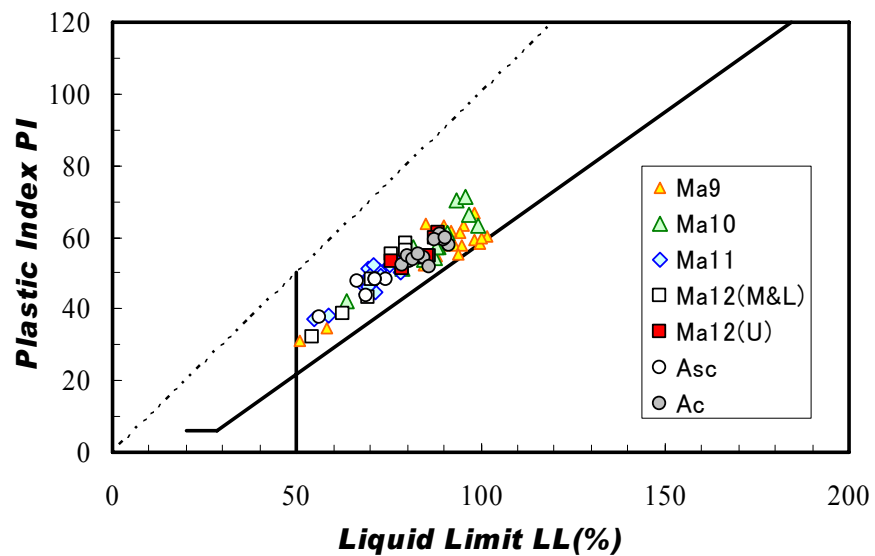


図-3.6 塑性図（B-1 地点）

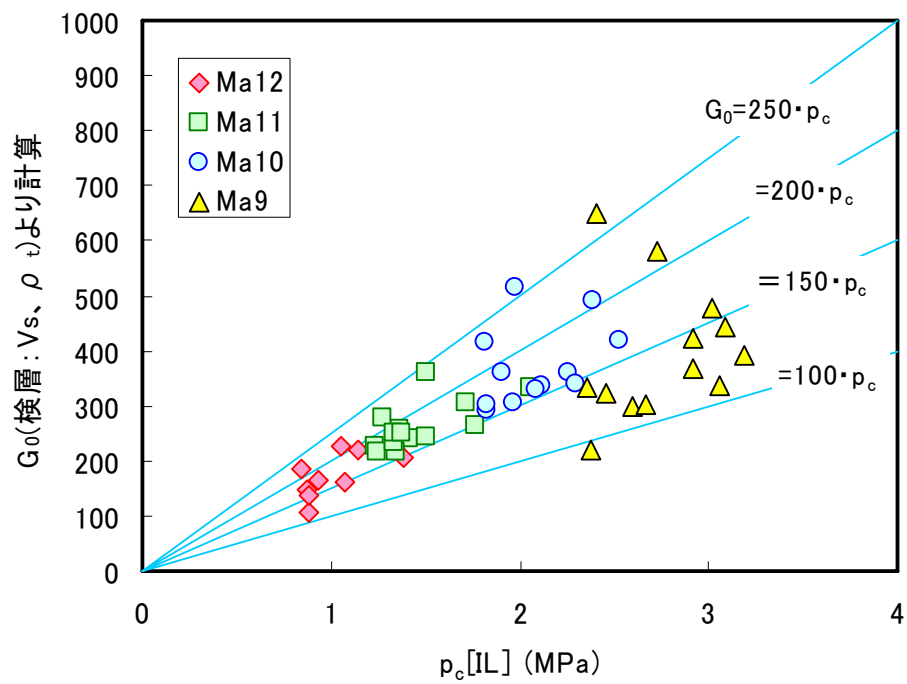


図-3.7 G_0 と p_c の関係 (B-1 地点)

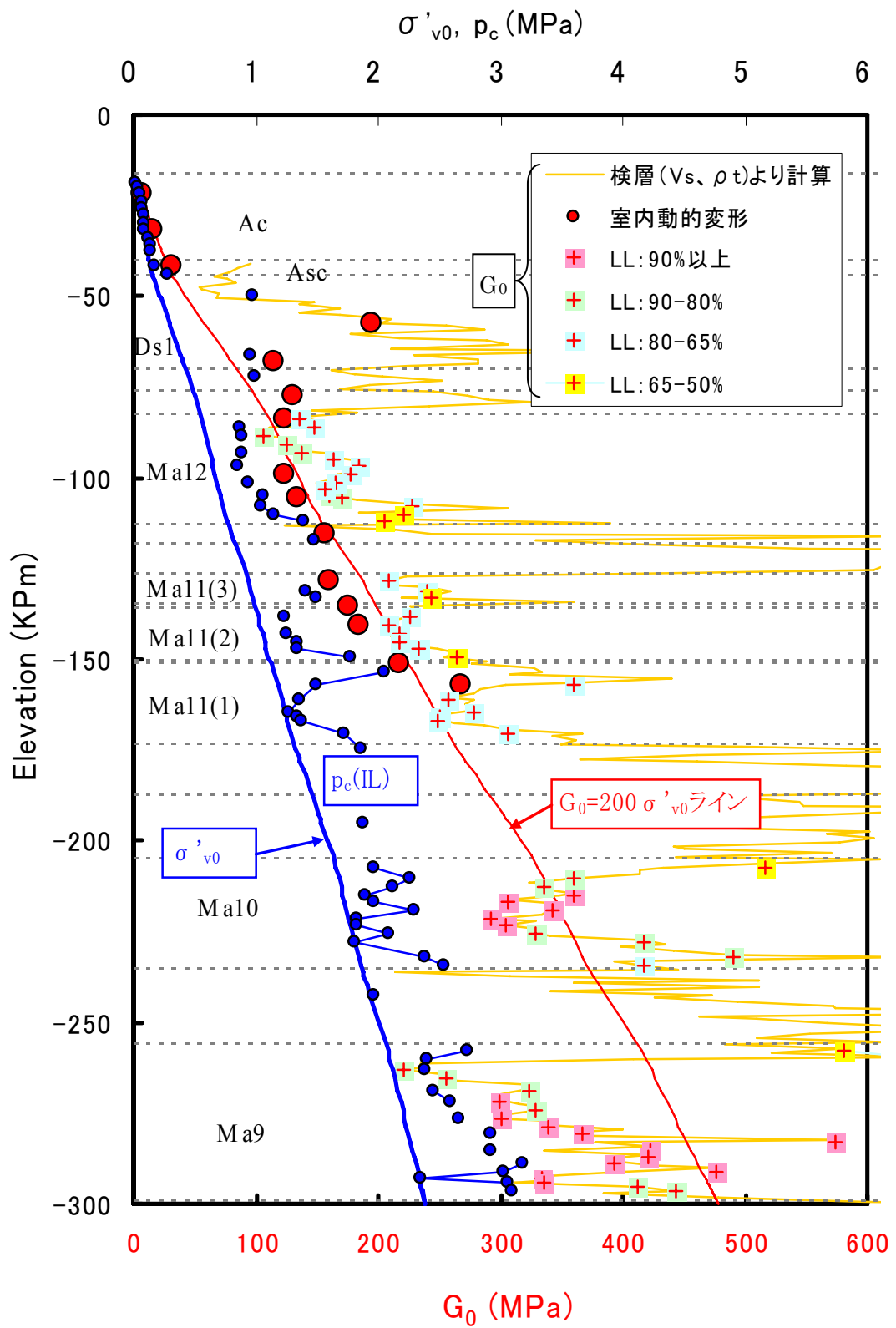


図-3.8 G_0 、 σ'_{v0} 、 p_c の深度分布 (B-1 地点)

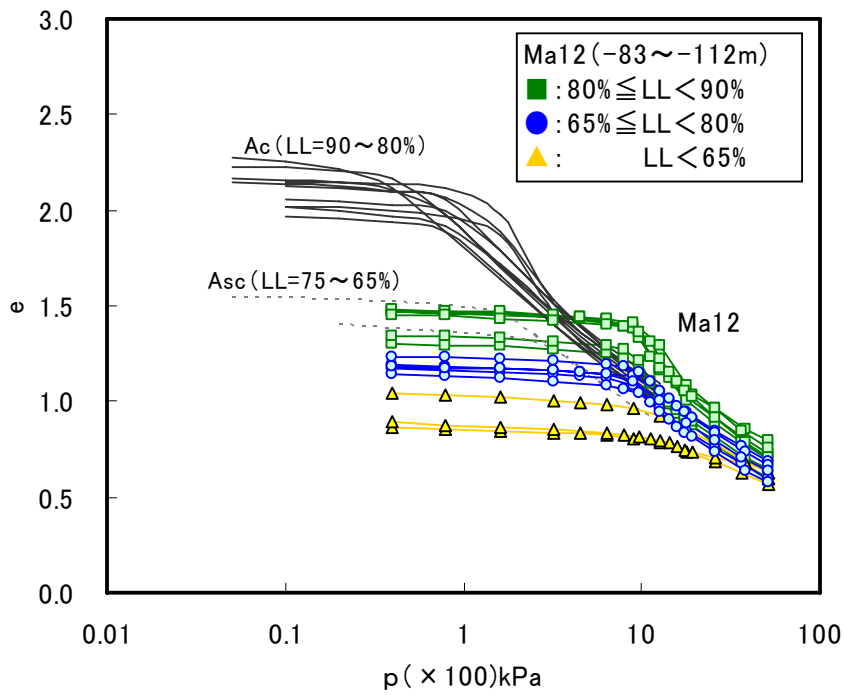


図-3.9 Ma12層の e-logp 曲線（液性限界を指標として分類）

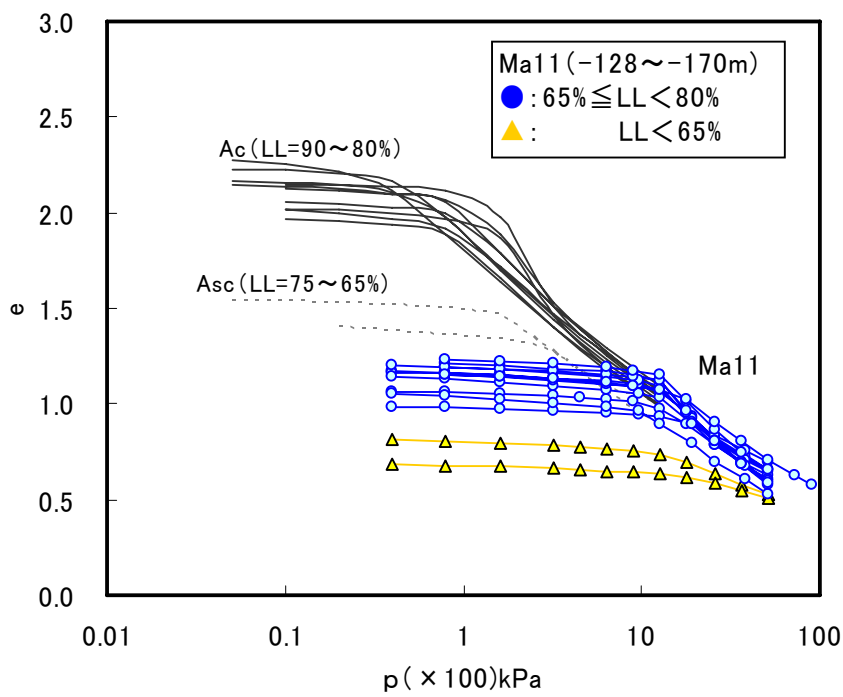


図-3.10 Ma11層の e-logp 曲線（液性限界を指標として分類）

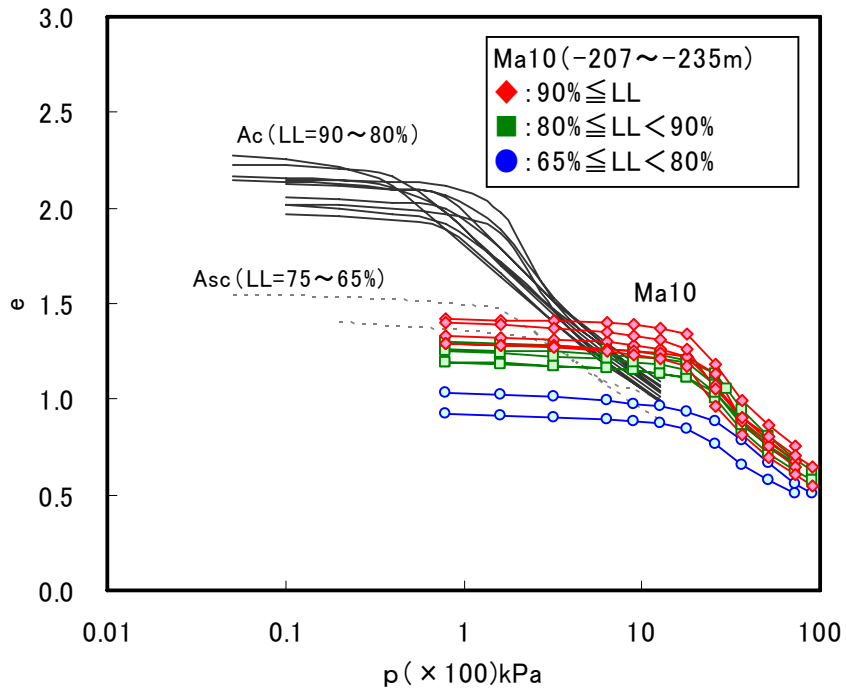


図-3.11 Ma10層の e-logp 曲線（液性限界を指標として分類）

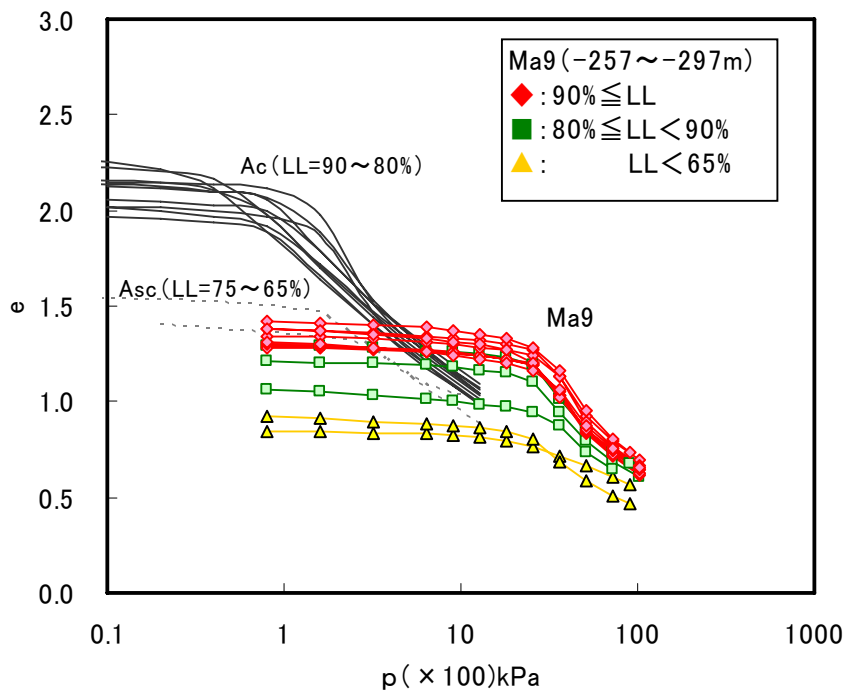


図-3.12 Ma9層の e-logp 曲線（液性限界を指標として分類）

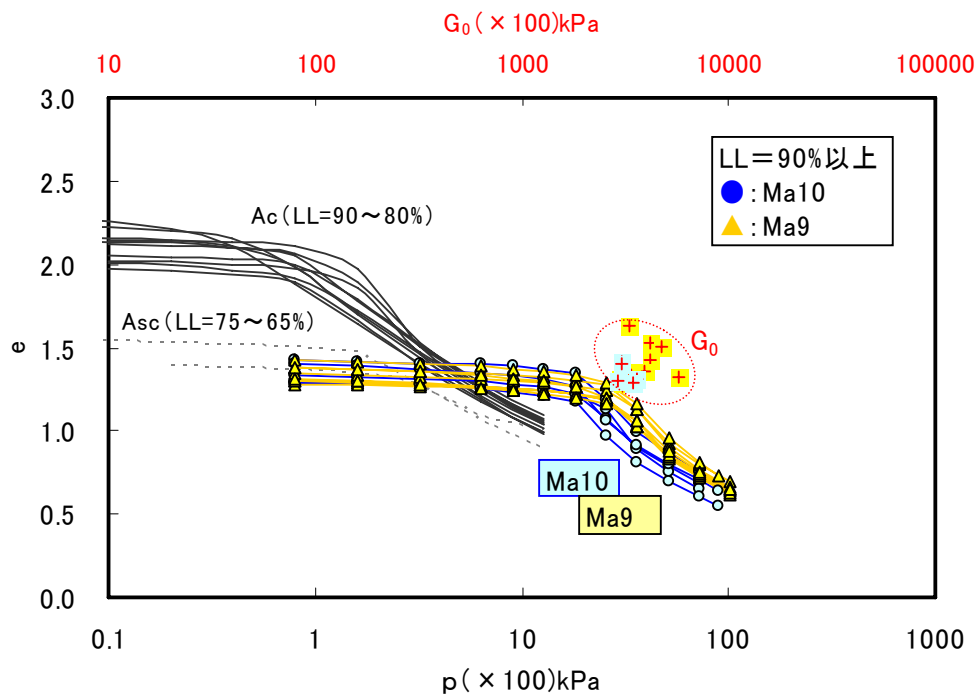


図-3.13 液性限界 $w_L=90\%$ 以上の $e-\log p$ 曲線 (Ma ナンバ-を指標として分類)

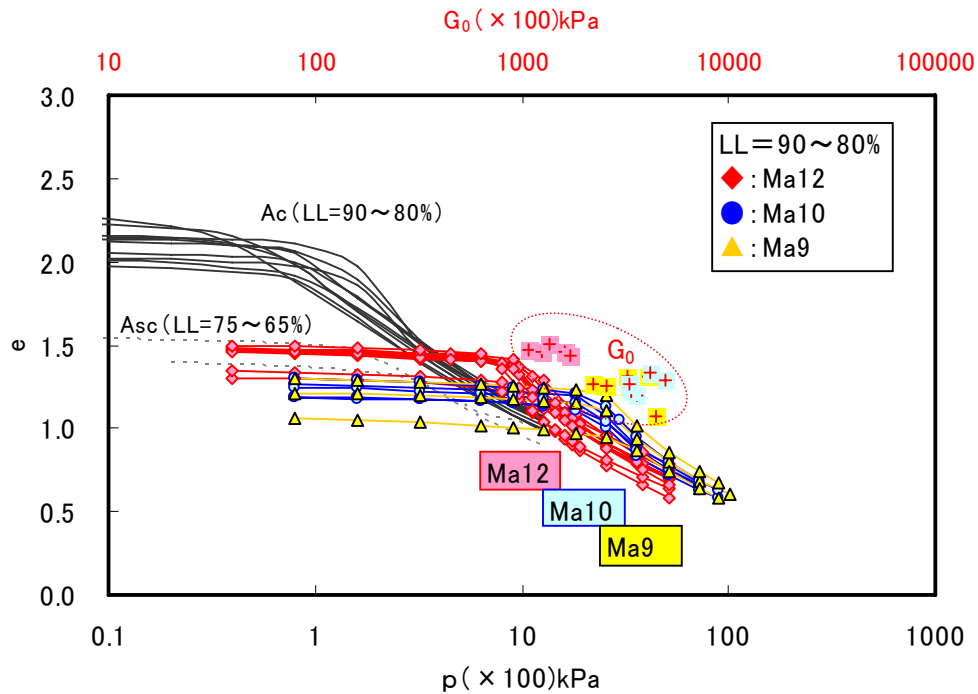


図-3.14 液性限界 $w_L=90\sim 80\%$ の $e-\log p$ 曲線 (Ma ナンバ-を指標として分類)

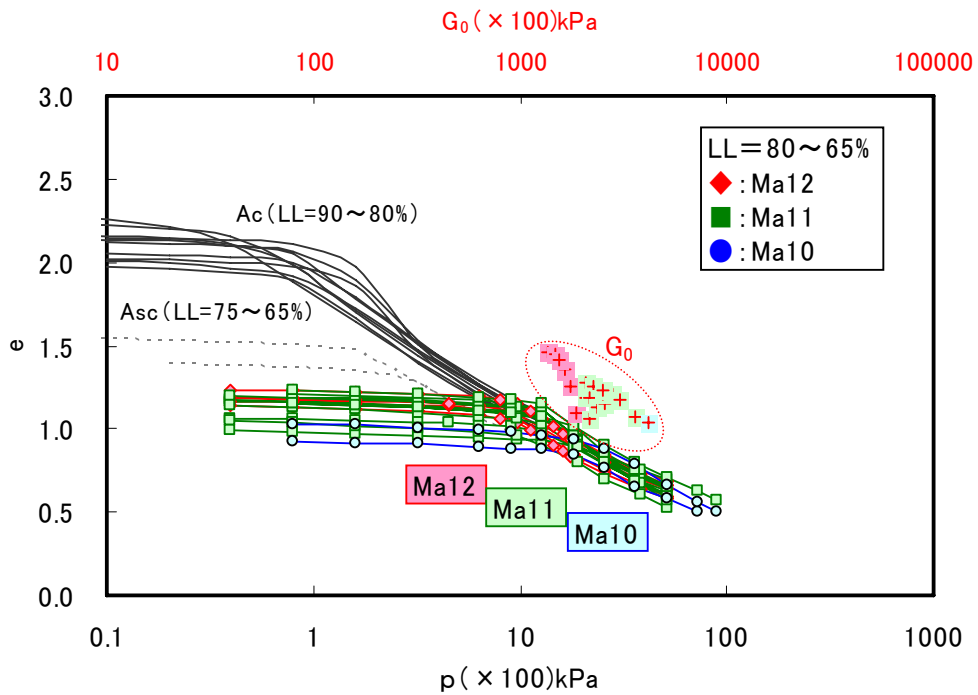


図-3.15 液性限界 $w_L=80\sim65\%$ の $e-\log p$ 曲線 (Ma ナンバ-を指標として分類)

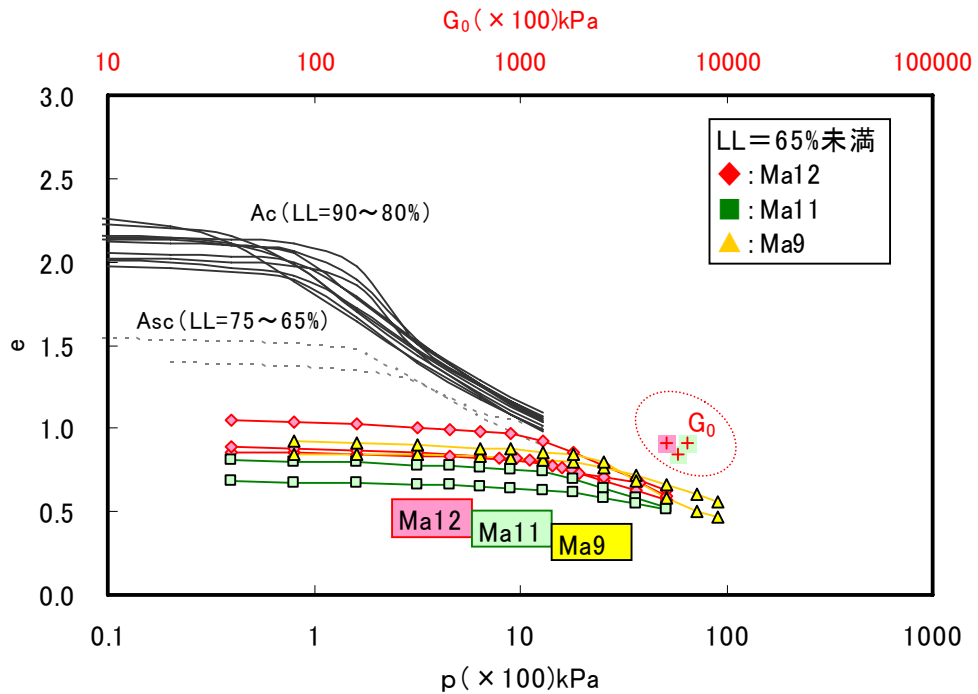


図-3.16 液性限界 $w_L=65\%$ 未満の $e-\log p$ 曲線 (Ma ナンバ-を指標として分類)

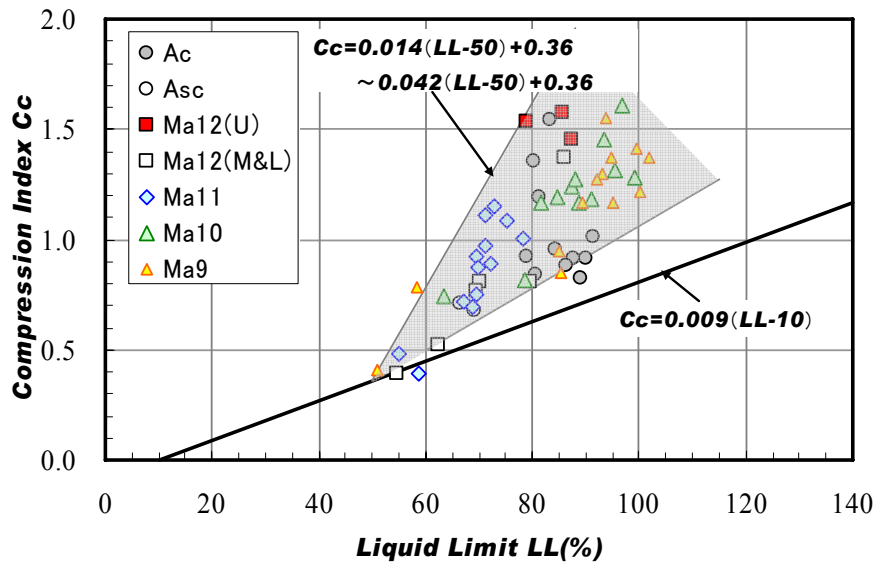


図-3.17 圧縮指数 C_c と液性限界 w_L

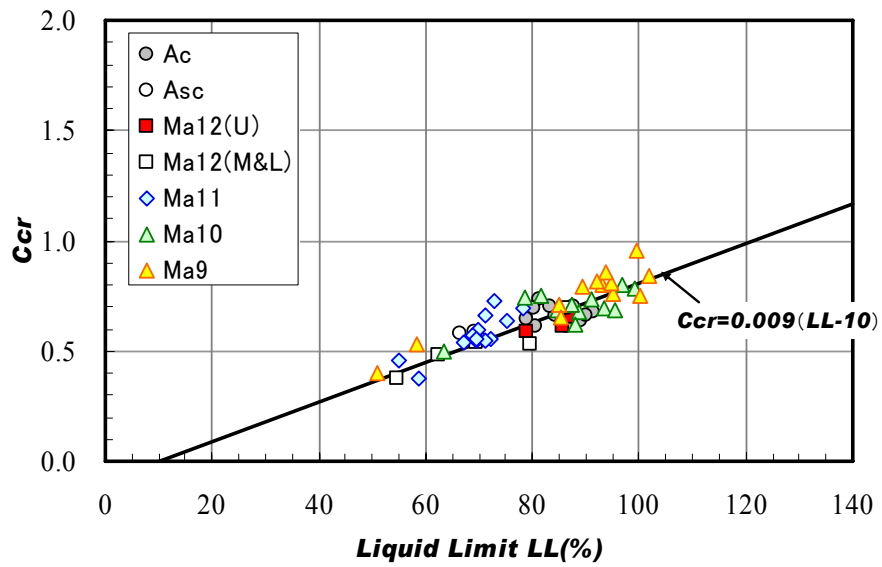


図-3.18 C_{cr} と液性限界 w_L の関係

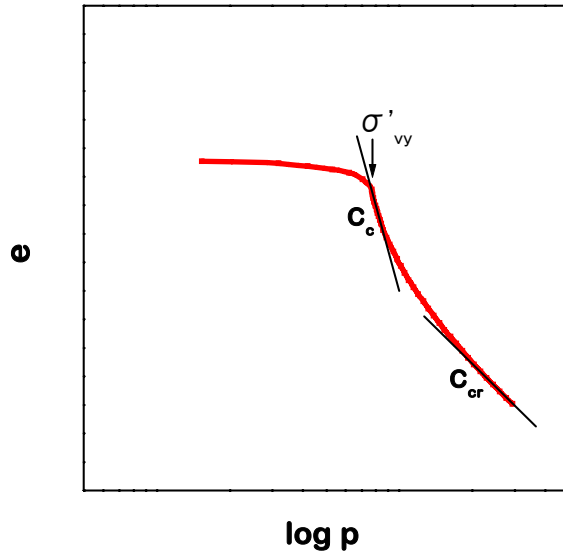


図-3.19 圧縮指数 C_c と C_{cr} ($p=5\sim 7\text{MPa}$ の圧縮指数)の求め方(定義)

(10) 地質分析（堆積環境調査）と液性限界の関係

地質学的な地盤調査法の一つとして、地層中に含有している各種微化石類・火山ガラスなどを抽出・検討することにより、その地層の堆積環境（淡水成層か海成層かの判定等）を判断することが可能となる。B-1 地点で実施された微化石等分析結果に基づいて、土質特性（液性限界）と対比を行った結果を図-3.20、3.21 に示している。

海の指標となる微化石類（ナノ化石、貝殻片、貝形虫、有孔虫、ウニ片、海生種の珪藻類）が多く検出されている箇所ほど液性限界が高く、陸の指標となる植物片(有機物)や淡水生の珪藻が多い箇所ほど液性限界が低いあるいは NP（非塑性）となっていることがわかる。

また、一般的には海域のボーリングでは有機物をほとんど含まないことが多いが当サイトではやや多く含まれており、コンシステンシー特性でも言及したように花崗岩質からなる六甲山より流れる小河川から供給される流出物が堆積しやすい環境にあったためと考えられる。

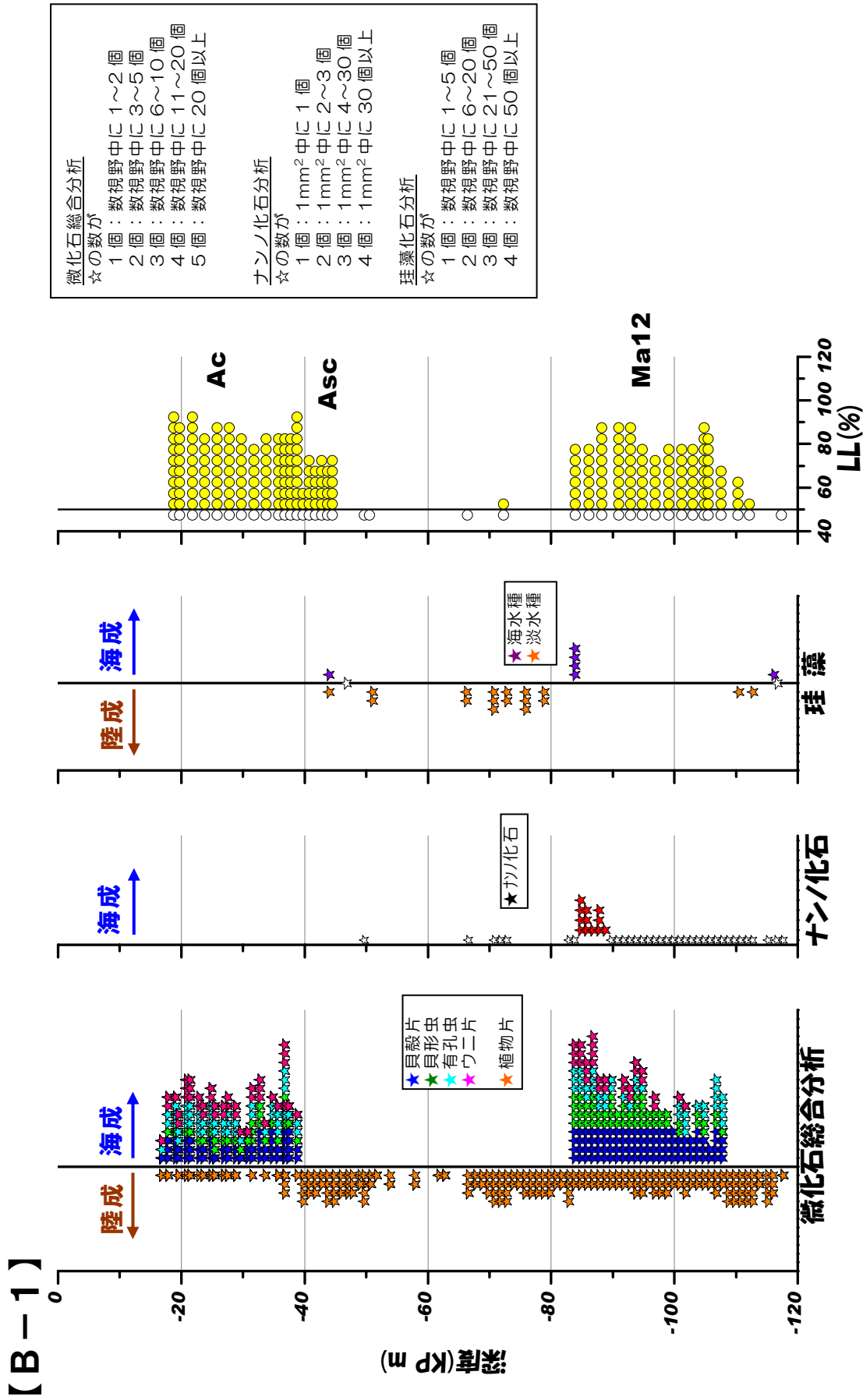


図-3.21 微化石等分析結果と液性限界 (B-1地点; KP-120mまで)

3. 3 Ma12層の物理特性・圧密特性

図-3.22にはB-1地点・Ma12層(採取深度; K.P -80~-110m)の自然状態、物理特性、有効土被り圧等の深度分布を示している。

湿潤密度 ρ_t は1.7~1.8(g/cm³)、土粒子密度 ρ_s は2.70~2.75(g/cm³)、間隙比 e は1.0~1.5、液性限界 w_L は70~80%の範囲であった。深度方向の分布形状は図-3.4に示したシルト分・粘土分の構成比率と概ね対応しており、 ρ_t はK.P-97m付近とMa12層最下層部で若干大きく、また e 、 w_L はその逆で若干小さくなっている。図-3.22(e)には段階載荷による圧密試験(以下、II試験)から得られた圧密降伏応力 p_c の深度分布とともに埋立前の有効土被り圧 σ'_{v0} 、埋立荷重による圧密終了後の圧密圧力 σ'_{vf} ($\approx \sigma'_{v0}+400\text{kPa}$)を示している。下層ほど σ'_{vf} の値が p_c に近い応力状態となっている。

Ma12層は深度方向に均質なわけではなく、層中央で液性限界がやや小さいこと、またその部分では砂分が10%程度含まれることからその層を中層として、図-3.23のように細区分層(上層・中層・下層)に分割してデータ分析等を行った。

図-3.24にはMa12層の粒度分布を示している。Ma12層は細粒分含有率90%以上の粘性土であり、上層・中層・下層で粒径加積曲線を比較する限り大きな違いはみられない。

図-3.25には $e\text{-log}p$ 曲線を細区分層ごとに□○△印に区分して示している。Ma12上層の液性限界はほぼ $w_L \geq 80\%$ であり、中層・下層の液性限界と比較すると大きいため、より「構造」が発達し $e\text{-log}p$ 曲線の正規圧密部は右上に位置する傾向が見られる。

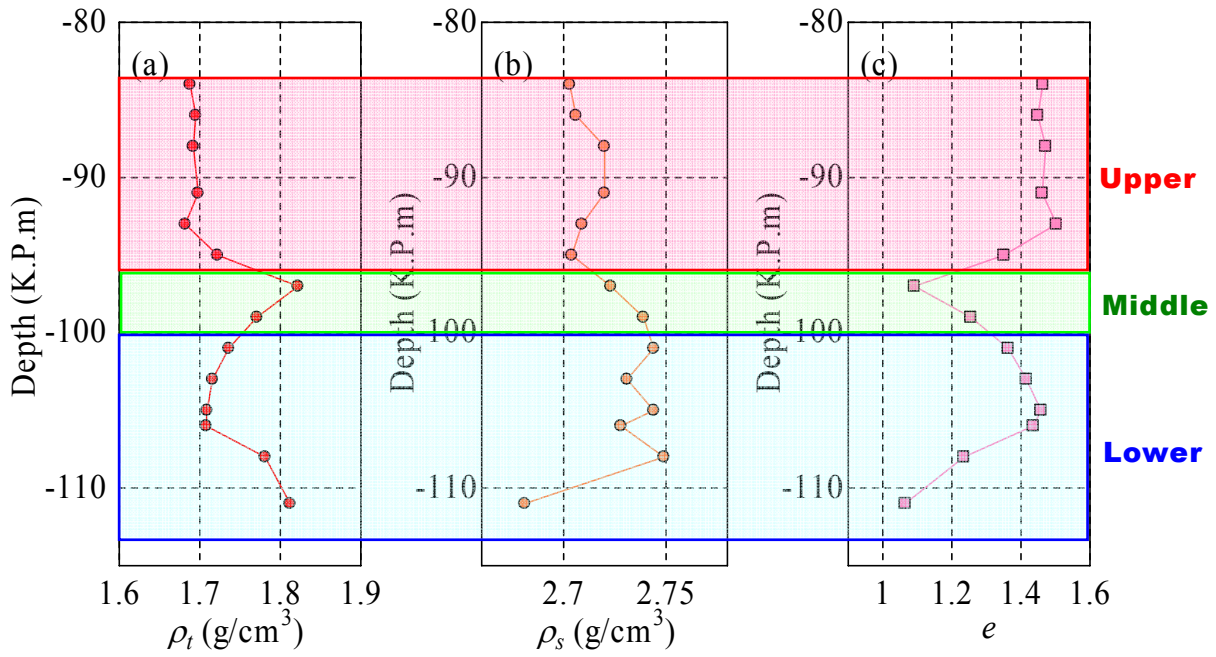


図-3.22 (a)～(c) Ma 1 2層の物理特性等の深度分布

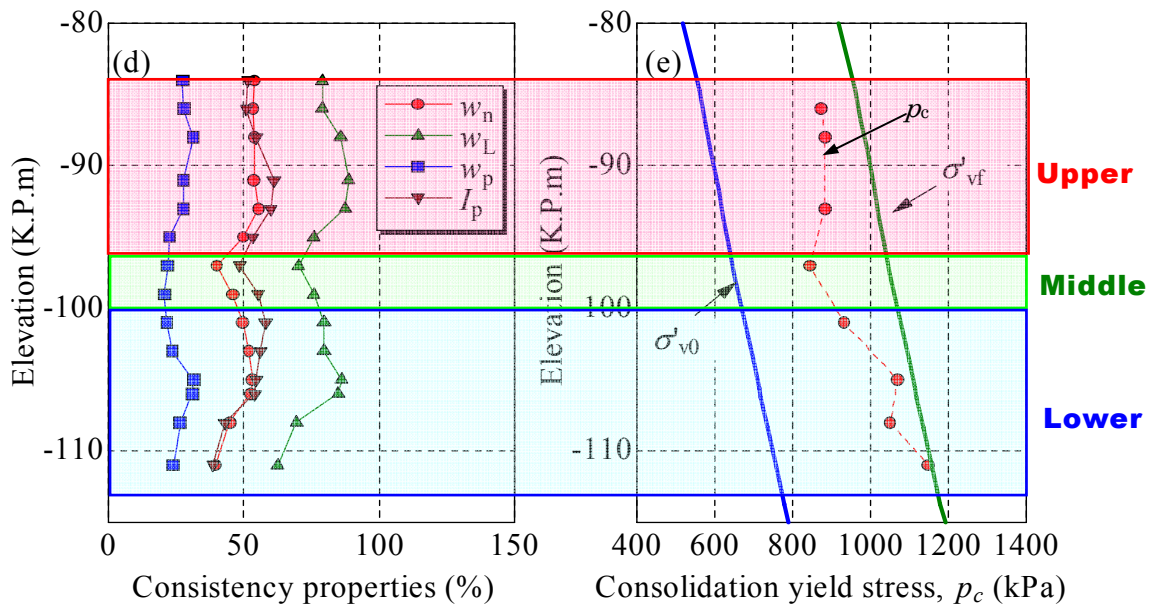


図-3.22 (d) (e) Ma 1 2層の物理特性等の深度分布

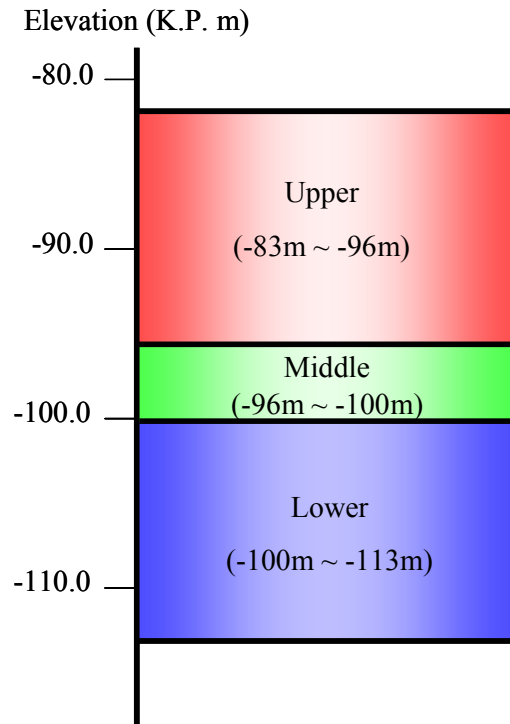


図-3.23 Ma12層の細区分

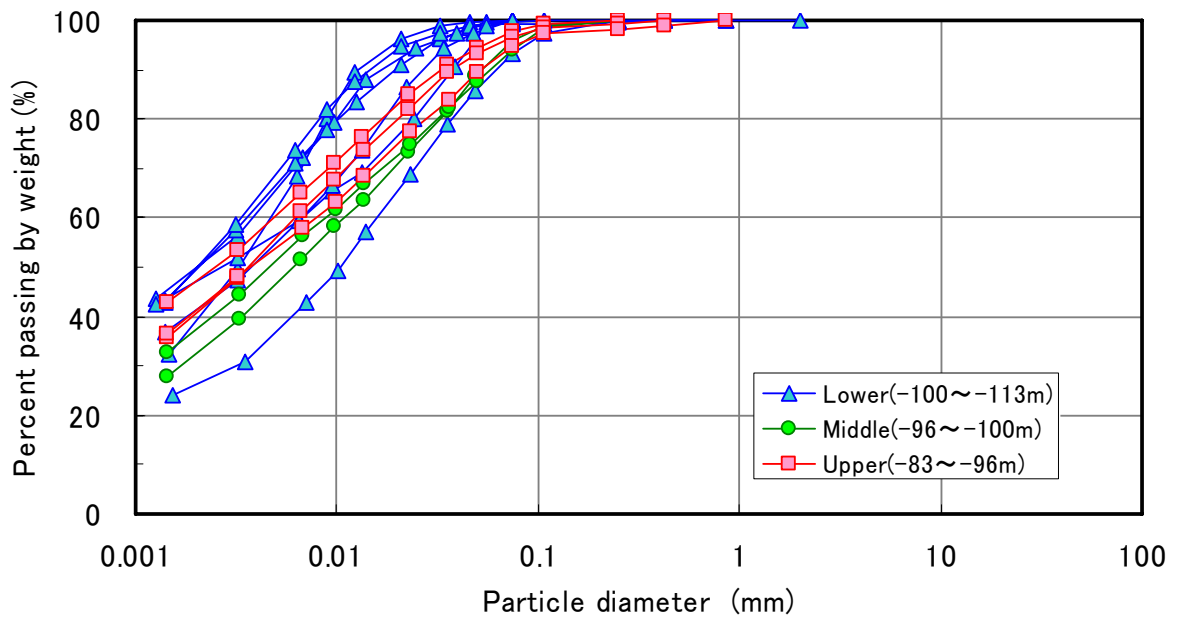


図-3.24 粒径加積曲線 (M a 1 2 層)

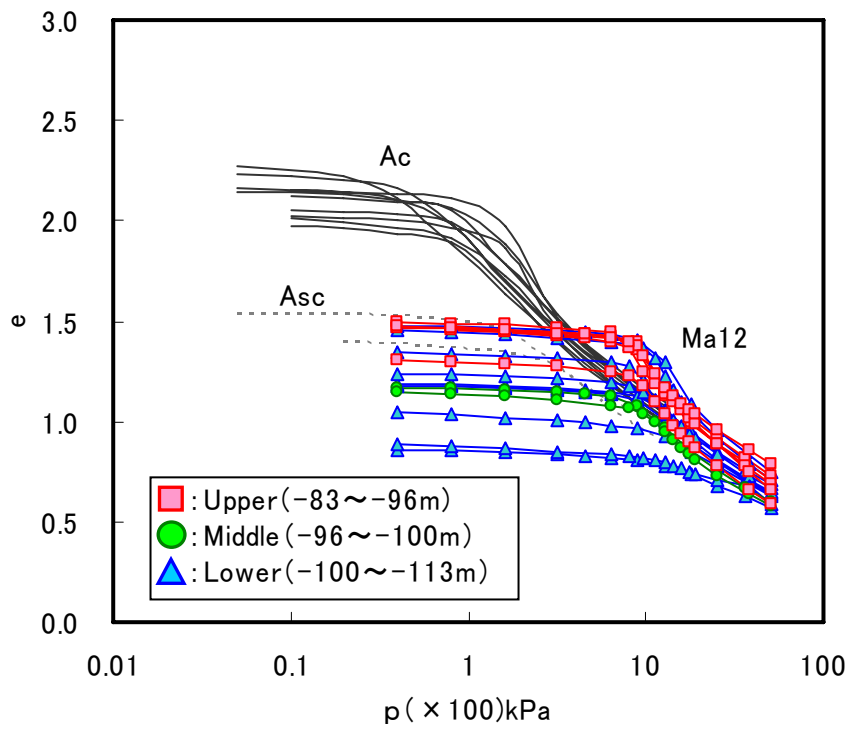


図-3.25 e-logp 曲線 (IL 試験)

3.4 Ma12層の長期圧密特性

神戸～泉南に至る大阪湾沿岸に開発された大規模埋立地では長期間に渡って沈下が継続することから、社会基盤として安定的な供用を継続していくうえで、洪積粘土の長期沈下のメカニズム解明と沈下予測精度の向上が課題となっている。

本節では、神戸沖洪積粘土の沈下予測 Ma12 洪積粘土の圧密降伏応力 p_c 付近、すなわち擬似的な過圧密状態での時間依存性を調べることを目的として、長期圧密試験を行った。

3.4.1 実験装置

長期圧密試験は、直径 6cm×高さ 4cm の円盤状供試体を用いて行った。試験は 3 試料について実施したが、その内の 1 試料については、ベンダーエレメントにより供試体内のせん断波速度の伝播速度を測定することによって長期圧密中のせん断弾性係数 G の変化を把握する実験も行った。

図-3.26 にはベンダーエレメントを内蔵した圧密容器、せん断波速度測定システムの模式図を示している。

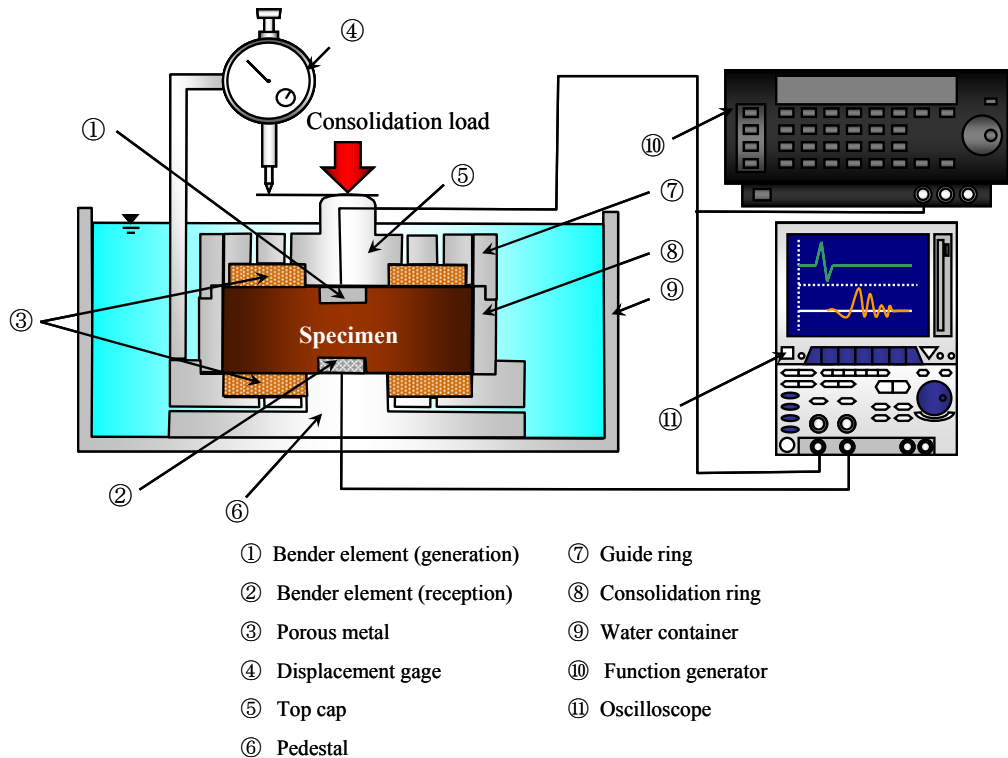


図-3.26 試験装置の概略図

圧密容器は、一般的な段階载荷圧密試験に用いられているものと同じであるが、供試体内のせん断波の伝播速度が測定できるよう加圧盤および底盤の中心部にベンダーエレメントと呼ばれるせん断波発振・受振用の圧電素子が組み込まれているのが特徴である。ベンダーエレメントは、2枚の圧電素子を貼り合わせ片持ち梁にしたものである。圧電素子は電圧を加えると変形し、逆に強制的に変形させると電圧を生じる性質がある。

ファンクションジェネレーターから送信された電気(電圧)信号により、送信側のベンダーエレメントが発振、その発振波は供試体を伝播、受信側ベンダーエレメントで受振した振動を再び電気(電圧)信号に変換しオシロスコープで測定・記録するものである。

測定したせん断波の伝達時間と、そのときの伝達距離から供試体を伝播するせん断波速度 V_s を求め、この V_s と供試体の湿潤密度 ρ_t からせん断弾性係数 G を算出している。

3.4.2 実験方法

(1) 長期圧密試験

Ma12層を上層・下層・下層(低液性限界)の代表的な試料を選定し長期圧密試験を実施した。供試体寸法は、直径6cm×高さ4cmのものを用いた。試験方法は、埋立前の有効土被り圧 σ'_{v0} まで段階载荷で圧密後、 $\sigma'_{v0} + 1/3\Delta\sigma_v$ と $\sigma'_{v0} + 2/3\Delta\sigma_v$ (ここで $\Delta\sigma_v$ は埋立荷重; 400kPaである)で21日間の長期圧密を行うものである。図-3.27には長期圧密試験の载荷段階、载荷時間を模式的に示している。また、表-3.2に各長期圧密試験における圧密圧力を示す。 $\sigma'_{v0} + 1/3\Delta\sigma_v$ 、 $\sigma'_{v0} + 2/3\Delta\sigma_v$ は、いずれも通常の1段階24時間载荷の圧密試験から得られた圧密降伏応力 p_c よりやや小さい圧密圧力範囲に相当する。

表-3.2 長期圧密試験時の設定圧密圧力

層区分	試料番号	深度 K.P.(m)	圧密圧力, σ_v (kPa)			
			σ_{v0}	$\sigma_{v0} + 1/3\Delta\sigma_v$	$\sigma_{v0} + 2/3\Delta\sigma_v$	$\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v$
Ma12上層	Tr-53	94	630	755	892	1030
Ma12下層	Tr-63	102	690	815	948	1090
Ma12下層 (低液性限界)	Tr-71	108	737	863	996	1137

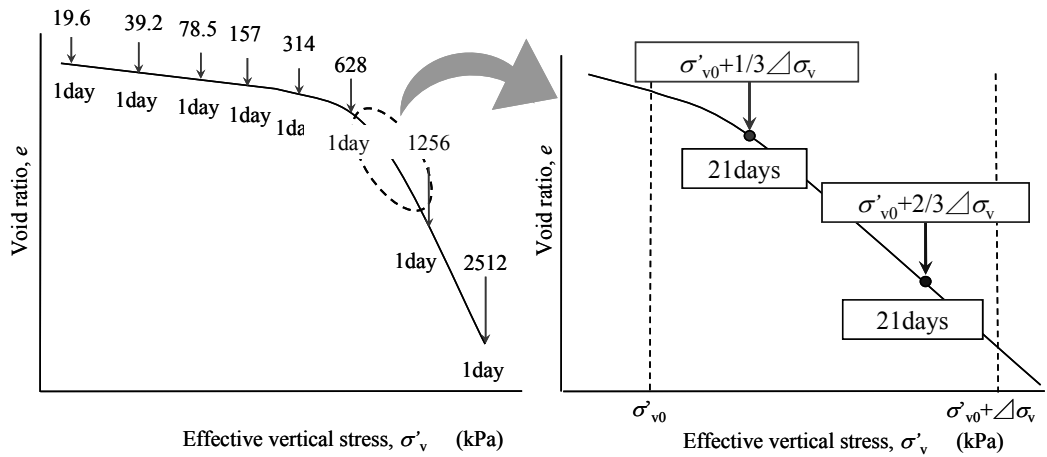


図-3.27 長期圧密試験の荷重段階、荷重時間（模式図）

(2) 長期圧密中のせん断弾性係数の変化を求める試験

長期圧密中のせん断弾性係数の変化を求める試験は、試料番号 Tr-66 (K.P.-105m、 $\sigma'_{v0} = 713\text{kPa}$ 、 $p_c \doteq 1000\text{kPa}$) でおこなった。ほぼ原位置における有効土被り圧 σ'_{v0} である圧密圧力 $p=628\text{kPa}$ までは、通常の段階荷重圧密と同様に、荷重増分比 $\Delta p/p=1$ で 24 時間荷重とし、圧密降伏応力付近から正規圧密領域 ($p=1256、2512\text{kPa}$) では 6~14 日間継続して圧密を行った。それぞれの荷重段階での圧密中には、荷重後 1、2、4、6、24 時間経過後とその後おおよそ 3 日経過ごとに、ベンダーエレメントにより供試体内のせん断波の伝播速度を測定することとし、せん断弾性係数 G は、式 (3.3) により算出した。

$$G = \rho_t \cdot V_s^2 \tag{3.3}$$

ここに、

ρ_t : V_s 測定時における供試体の湿潤密度

V_s : せん断波速度

3.4.3 実験結果

(1) 長期圧密試験

図-3.28 は圧密中の圧縮ひずみ ε ~ 時間 t の関係を示している。いずれも過圧密領域にもかかわらず、圧縮ひずみ曲線は時間の対数軸に対して右肩下りの傾向を示し、圧縮ひずみは時間の経過に伴って無視できないほどのひずみが生じていることがわかる。ここで、下層 [低液性限界] (Tr-71) のひずみが比較的小さい原因としては下層ほど過圧密量 ($= p_c - \sigma'_{v0}$) が大きいことや、上層・下層試料に比べ、非塑性なシルト分の割合が多かったことが影響しているものと考えられる。

図-3.29 はひずみ速度 $\dot{\varepsilon}$ (%/min) と経過時間 t (year) の関係を整理したものである。図中には載荷 7 日経過時以降のデータから一次近似した予測線もあわせて示している。上層 (Tr-53) と中層 (Tr-63) の $\dot{\varepsilon} \sim t$ 関係は 10^{-2} (year)[およそ 4 日]以降ほぼ同じライン上を推移している。一方、下層 (Tr-71) の同じ経過時間に対する $\dot{\varepsilon}$ の値は上層・中層よりも約 1 オーダー小さな値で推移している。上層・下層、下層(低液性限界)のそれぞれで室内圧密試験における平均的な近似線は、それぞれ式 (3.4)、式 (3.5) となる。

$$\text{室内試験 (上層・下層)} \quad \log \dot{\varepsilon} = -1.08 \cdot \log t + \log(8.3 \times 10^{-7}) \quad (3.4)$$

$$\text{室内試験 (下層(低液性限界))} \quad \log \dot{\varepsilon} = -1.07 \cdot \log t + \log(2.2 \times 10^{-7}) \quad (3.5)$$

ここに、

t : 経過時間 (year)

$\dot{\varepsilon}$: ひずみ速度 (%/min)

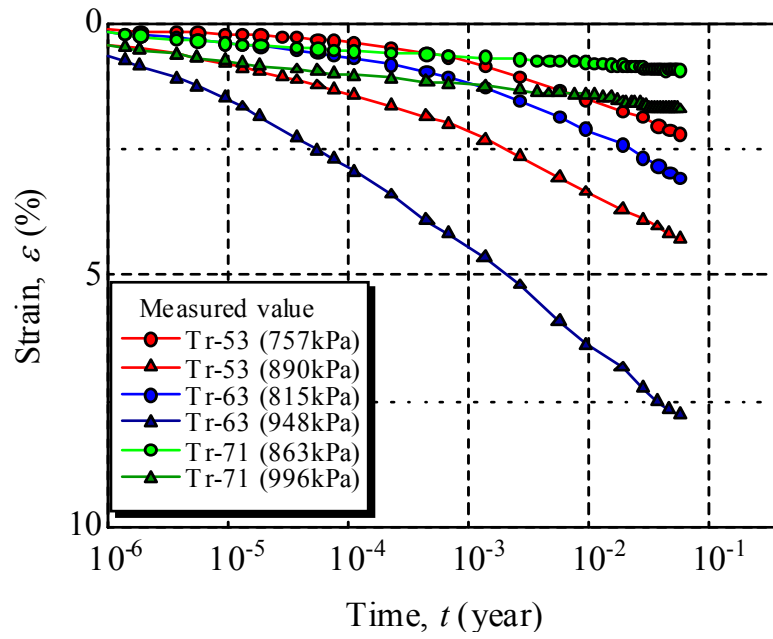


図-3.28 圧縮ひずみ ε と経過時間 t の関係

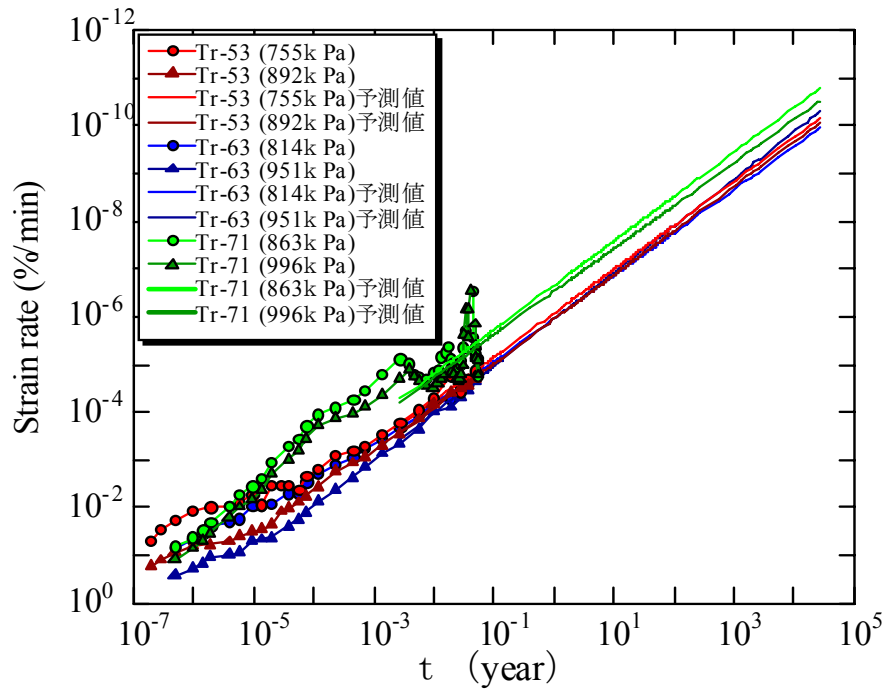


図-3.29 長期圧密試験時の $\dot{\varepsilon} \sim \log t$ 関係

(2) 長期圧密中のせん断弾性係数の変化を求める試験

図-3.30、図-3.31 は圧密中の各段階に間隙比 e あるいはせん断弾性係数 G の経時変化を示している。過圧密領域 ($\sigma_v < 1000\text{kPa}$) では、間隙比 e 、せん断弾性係数 G はほとんど変化が見られない、しかしながら正規圧密領域の圧密圧力 ($\sigma_v = 1256、2512\text{kPa}$) では圧密の進行に伴って e は減少し、 G は上昇する傾向を示している。

図-3.32 は、圧密圧力 σ_v とせん断弾性係数 G の関係を、二次圧密進行中の圧縮ひずみ速度 ($1/\text{sec}$) をパラメータとして ($\square \circ \triangle \diamond$ の記号) で示している。図中には $\dot{\epsilon} = 1 \times 10^{-6}(1/\text{sec})$ におけるラインを示している。正規圧密領域では、圧縮ひずみ $\dot{\epsilon} = 1 \times 10^{-6}(1/\text{sec})$ に対して、せん断弾性係数 G が式 (3.6) で近似、また過圧密領域ではせん断弾性係数 G が式 (3.7) で近似できることがわかる。

$$G = 100 \cdot \sigma'_v \quad [\text{正規圧密}] \quad (3.6)$$

$$G = 85000 + 35 \cdot \sigma'_v \quad [\text{過圧密}] \quad (3.7)$$

ここに、

G : せん断弾性係数 (kPa)

σ'_v : 有効上載圧 (kPa)

一方、原位置の S 波速度検層で得られたせん断波速度 V_s 、密度検層で得られた湿潤密度 ρ のデータを用い、式 (3.3) から Ma12 層の原位置におけるせん断弾性係数 G_0 を算出した結果を図-3.33 に示している。Ma12 層の原位置におけるせん断弾性係数 G_0 は、式 (3.6) により推定されるものよりもかなり大きい。これは、粘土が堆積してから現在に至るまでの年代効果等、いわゆる擬似的な過圧密の影響が大きいと考えられる。

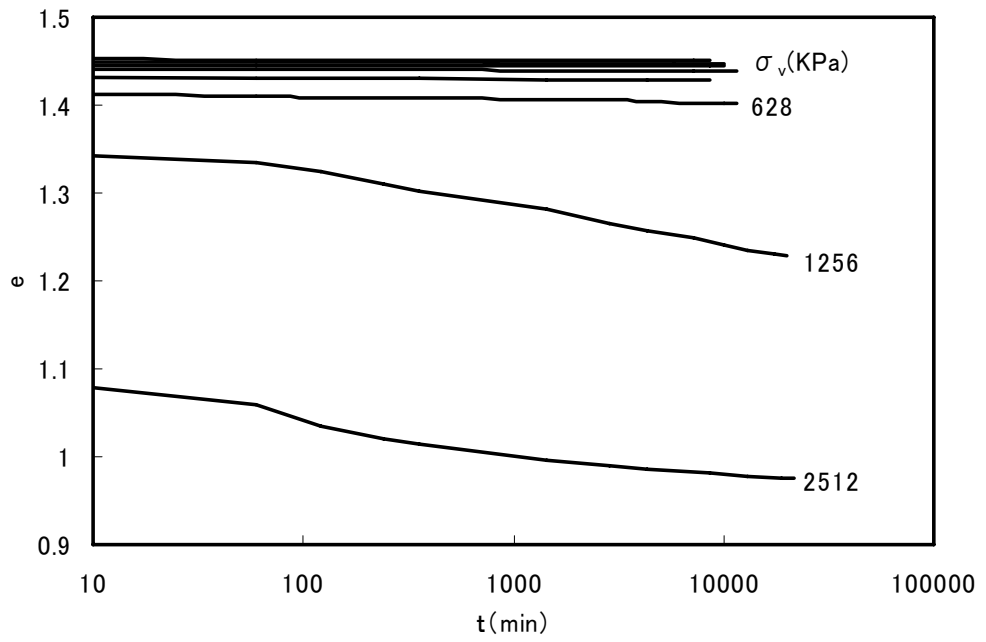


図-3.30 $e \sim \log t$ 関係

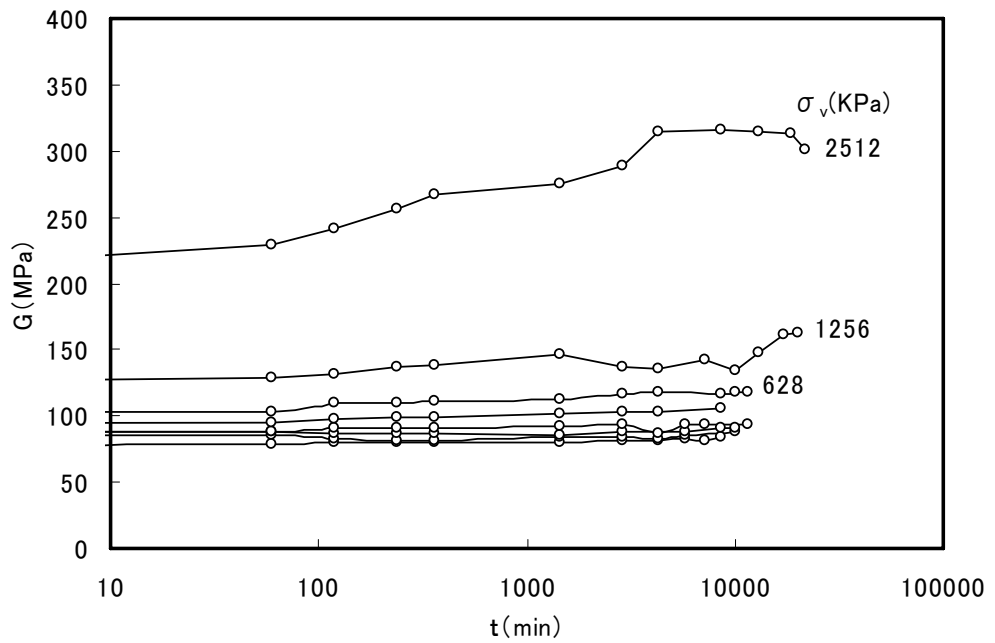


図-3.31 $G \sim \log t$ 関係

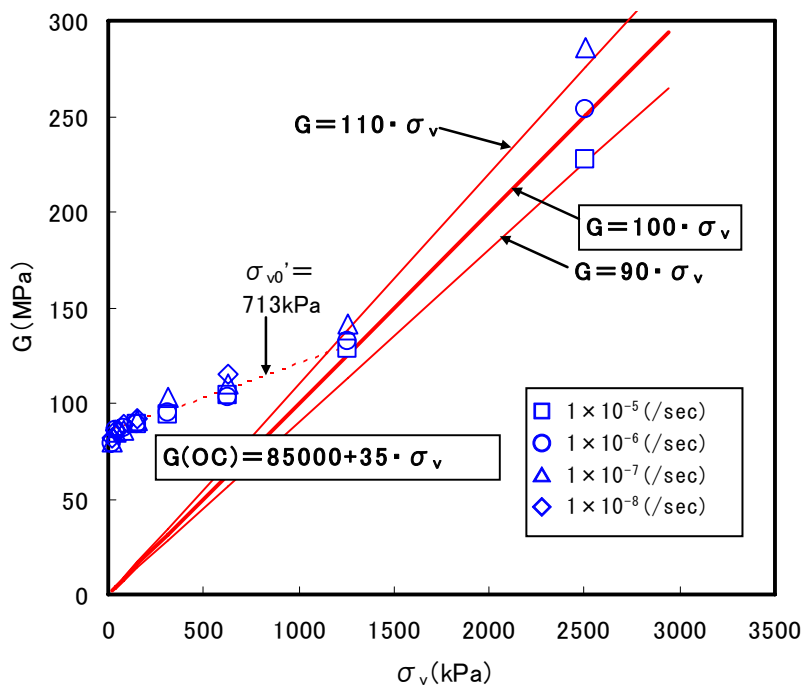


図-3.32 $G \sim \sigma_v$ 関係

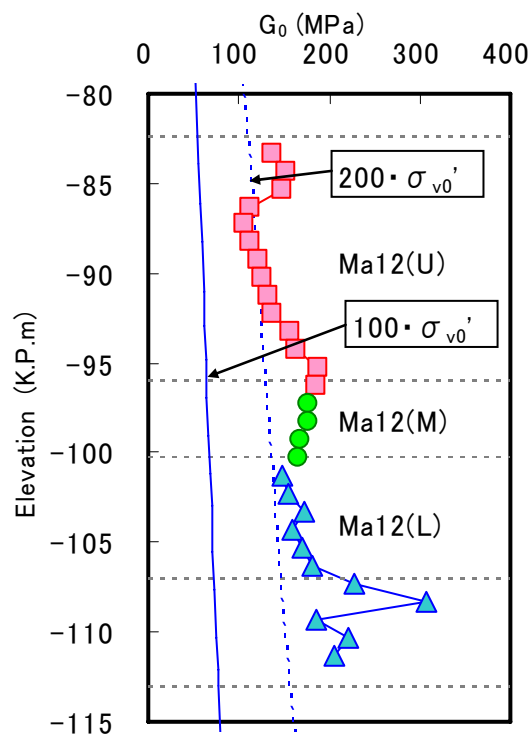


図-3.33 速度検層・密度検層結果¹⁾から算出したせん断弾性係数 G_0

3. 5 本章のまとめ

本章では、神戸空港サイトの地盤概要、洪積粘土層の物理特性・力学特性を種々の観点（粘土層ごと、液性限界ごと、等）から分類して比較検討するとともに、洪積層の最上部にある海成粘土層（Ma12層）に着目して、一次元圧縮挙動に関する実験的検討を行った。

本章で得られた結論は、以下のようにまとめられる。

- 1) 神戸空港サイトのコンシステンシー特性について検討した。Ac(Ma13)～Ma11層は、液性限界が深度方向に一定となる典型的な「神戸型」を示すが、Ma10、Ma9層では弓形の分布を示している。なお、Ma12層については層上部で最も塑性が高く、海退時における後背山地からの土砂供給により上端部が削剥された可能性もある。
- 2) 洪積粘土層のうちMa12上部、Ma10、Ma9層の液性限界が $w_L=80\sim 100\%$ と他の粘土層よりも大きい。逆に、Ma11層は液性限界が他の粘土層に比べやや低い。
- 3) 神戸空港サイトの洪積粘土層の $e\text{-log}p$ 曲線を液性限界で分類して比較検討した。液性限界(LL)が80%以上の $e\text{-log}p$ 曲線では、Maナンバーにかかわらず年代効果による p_c 付近での飛び出し現象が見られる。一方で、液性限界(LL)が80%未満の試料では p_c 付近での飛び出し現象はほとんどみられず、正規圧密領域では沖積粘土層・Ac層の正規圧密ラインと同じライン上を辿る。

また、同じ液性限界の $e\text{-log}p$ 曲線では、堆積年代が古い粘土層（Maナンバーの小さな粘土層）ほど p_c 付近での飛び出し現象が大きくなることが予想されたが、本サイトでは、飛び出し量（言い換えれば過圧密比OCR）はMaナンバーによらず同程度であった。
- 4) 洪積粘土層の圧縮指数 C_c の値は、Skempton示した関係式の1.5～4.5倍程度の値を示す。しかしながら、高応力域での $e\text{-log}p$ 曲線の勾配 C_{er} は、Skemptonの関係式であらわすことができる。
- 5) 地質分析（堆積環境調査）と液性限界の深度分布を対比した。海の指標を示す微化石類の検出個数と液性限界は調和的である。
- 6) Ma12層洪積粘土について圧密降伏応力付近の挙動に着目して長期圧密試験を行った。

p_c 以下の過圧密領域においても時間の経過に伴ってクリープ的沈下が進行する、いわゆる擬似過圧密的な挙動が本サイトの洪積粘土でも確認できた。

- 7) Ma12層洪積粘土の圧密中のせん断弾性係数 G の変化を調べる実験をおこなった。正規圧密領域での G の値は概ね $G = 100 \cdot \sigma'_v$ で近似できること、二次圧密の進行に伴って G はわずかずつ大きくなることが明らかとなった。ただし、今回の実験結果は、比較的粘土分が多い試料のものであるので、シルト分や砂分が多い粘土試料については $G \sim \sigma'_v$ 関係が異なることも予想される。今後さらに研究を進めることが必要となろう。
- 8) 埋立前の堆積地盤における Ma12層洪積粘土のせん断弾性係数 G_0 は、 $G_0 > 200 \cdot \sigma'_v$ を示し、室内試験の正規圧密範囲から得られた値よりもかなり大きい。これについては、粘土が堆積してから現在に至るまでの年代効果等、いわゆる擬似的な過圧密の影響が大きいと考えられる。

参考文献（第3章）

- 1) 基礎地盤コンサルタンツ株式会社(2001): ポートアイランド沖土質調査業務(その1) 報告書.
- 2) 応用地質株式会社(2001): ポートアイランド沖土質調査業務(その2) 報告書.
- 3) 長谷川憲孝・松井保・田中泰雄・高橋嘉樹・南部光広(2006): 神戸空港海底地盤における洪積粘土層の原位置圧密挙動、土木学会論文集C、Vol. 62、No. 4、pp.780-792.
- 4) 長谷川 憲孝(2008): 神戸空港島建設における地盤工学的諸問題に関する研究、神戸大学博士請求論文.
- 5) Shibuya, S., Mitachi, T., Tanaka, H., Kawaguchi, T. & Lee, I-M. (1999): Measurement and application of quasi-elastic properties in geotechnical site characterization, Theme Lecture for Plenary Session 1, Proc. of 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, Vol.2, pp.639-710.
- 6) Akai, K., Kamon, M., Sano, I. & Soga, K. (1991): Long-term consolidation characteristic of diluvial clay in Osaka bay, Soils&Foundations, 31(4), pp.61-74.
- 7) 赤井浩一・佐野郁雄(1981): 大阪上部洪積層粘土の長期圧密特性、土と基礎、29(3), pp.43-47.
- 8) Leonards, G. A. & Altschaeffl, A.G. (1964): Time effect in the consolidation of clays, J. of the soil Mech. and Found. Div., ASCE, 90(SM5), pp.133-155.

第4章 圧縮ひずみ速度に着目した沈下～時間関係の検討

4.1 概要

Terzaghi (テルツァーギ) の圧密理論が確立されて以降においても、長きにわたって多くの研究者によって粘土地盤の圧密に関する研究がおこなわれてきた。この理由は、工学的必要性もさることながら、粘土地盤の圧密過程には異なる3つのメカニズムによる時間依存性現象が内在しているためと考えられる。

- ①過剰間隙水圧消散の時間遅れ
- ②粘土骨格の粘性効果 (載荷速度効果)
- ③粘土骨格の年代効果

自然堆積粘土地盤の圧密現象には、これら3つのメカニズム全てが内在しており、さらには異なる時間依存関係にあることが、実現象の解釈を難しくしているといえる。

本章では、神戸沖 (神戸空港) サイトの Ma12 洪積粘土層を用いた種々の一次元圧密試験データと現場での Ma12 洪積粘土層の時間～沈下関係の計測結果から、圧縮挙動のひずみ速度依存性に着目して整理し検討結果について述べる。

4.2 原位置における Ma12 層洪積粘土の圧縮ひずみ速度と降伏挙動

4.2.1 計測装置と計測方法

原位置計測は、3章・図-3.2中に示した『計測地点』で実施されている。計測対象層は、埋立による荷重 ($\Delta\sigma_v = 400\text{kN/m}^2$) によって正規圧密となることが予想される深度 140m までの上部洪積層 (Ds1~Ds3、Ma12、Ma11(3)) を対象に実施した。特に Ma12 層と Ma11(3)層の海成粘土層は埋立荷重によって大きな圧縮が生じることが予想される層である。大規模埋立地における沈下計測手法として、沈下板設置による地表面沈下測定、ロード式沈下計や層別沈下計設置による圧縮量測定が行われるが、層内部の経時的な圧密進行の推移を詳細に計測した事例は皆無である。神戸空港における空港島造成工事では、動態観測データに基づいて事前予測と実際の地盤挙動の相違を把握し、埋立施工へのフィードバックする必要があったことから、ロード式沈下計によって各粘土層全体の圧縮量を把握することに加え、地盤中の区間変位を 1m ごとに連続的に測定できる区間変位測定器と多深度で同時測定可能な間隙水圧計を設置し、粘土層内部におけるひずみ分布と有効応力の変化を捉えるための計測が行われた。測定計器の詳細および測定原理等については文献 1),2) に詳しく述べられている。

(1) 区間圧縮量

圧密の進行状況を詳細に把握するためには、各粘土層全体の圧縮量を把握するだけでは不十分であり、可能な限り細かな区間ごとの変位量(圧縮量)を捉えることが重要である。そこで、粘土地盤中の 1 m ごとの変位量を測定可能な区間変位測定器を用いて圧縮量の測定をおこなった。図-4.1には、区間変位測定器の設置深度を示している。

区間変位測定器による計測対象層は、沖積粘土層の下位に堆積する洪積砂層 (Ds1~Ds3)、洪積粘土層 (Ma12)、洪積砂層 (Ds4) 上端部とし、地盤中の区間変位を 1m 間隔で連続的に計測した。

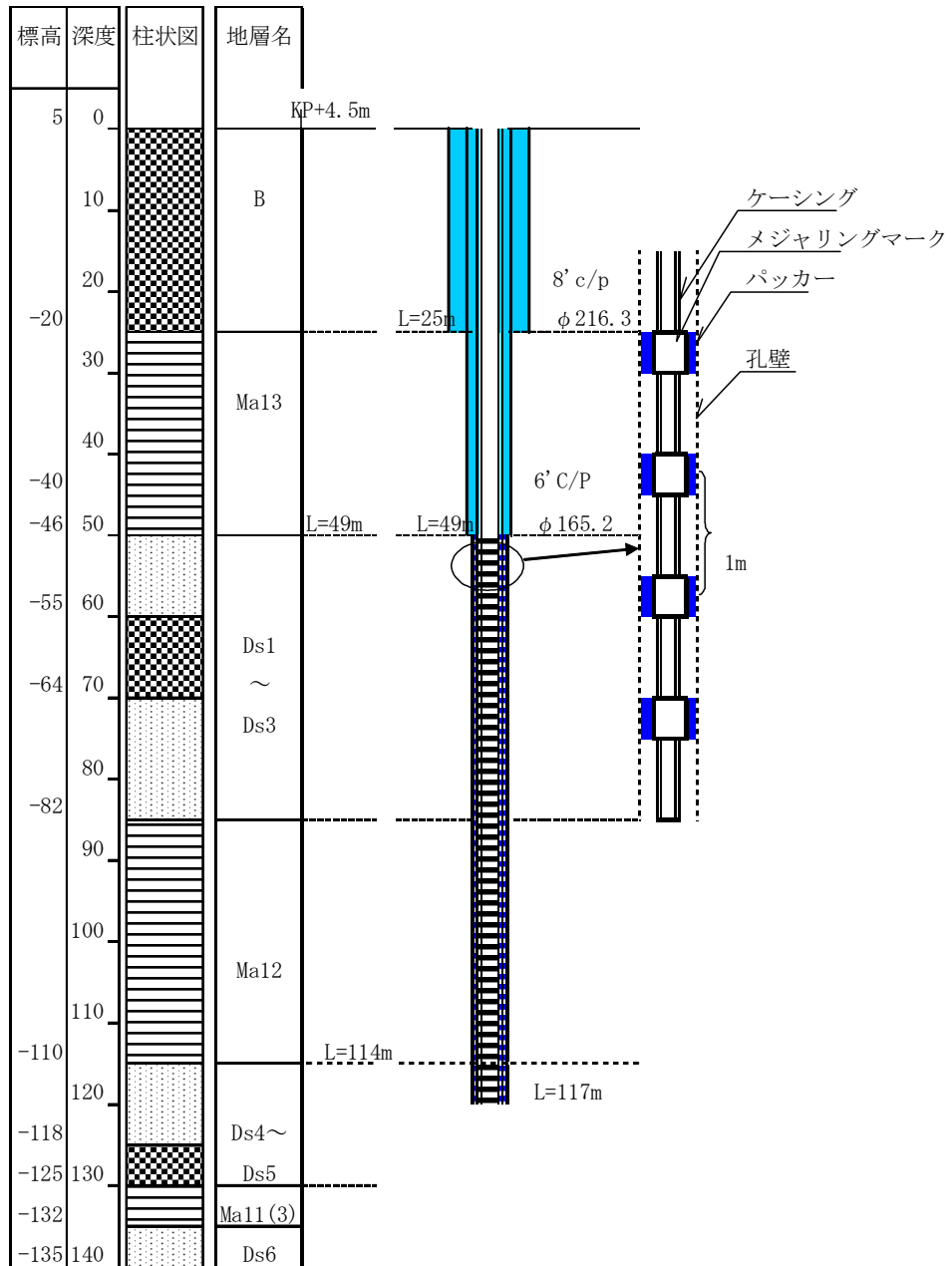


図-4.1 区間変位測定器の設置深度 1),2)

(2) 間隙水圧

区間変位量と同様、圧密の進行状況を詳細に把握するためには、間隙水圧についても多深度で同時に測定することが重要となる。そこで、多深度間隙水圧計を用い Ds1~Ma11(2) の約 90m の区間について間隙水圧の測定を行った。図-4.2 には多深度間隙水圧計による測定深度を示している。埋立造成による間隙水圧の上昇、埋立完了後の間隙水圧消散状況を詳細に把握できるよう、特に Ma12 層の上部・下部には数多くの観測ポイント（観測ポイント）を設けて計測をおこなった。

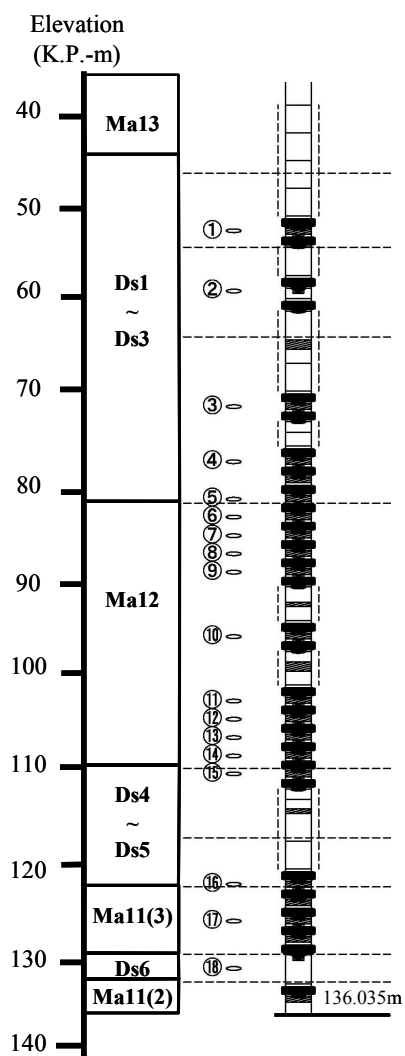


図-4.2 多深度間隙水圧計による測定深度^{1),2)}

4.2.2 原位置計測結果

図-4.3は、詳細計測工区における埋立履歴とMa12層（層厚29m）全体の圧縮量の経時変化を示している。また、図-4.4は、区間変位測定器によって測定された1mごとの圧縮量測定結果を示している。Ma12層については、上部のDs1～Ds3層との境界付近で圧縮量が急増している。あわせて時間の経過とともにそれらがMa12層の内部にまで及んでいく様子が見受けられる。これに対してMa12層の下部では、さほど圧縮が進んでいない。特に下端部においては、後述する多深度間隙水圧計による測定結果から判断する限り、Ma12層上部の間隙水圧挙動と同様に、一旦間隙水圧が上昇した後に消散しているにも関わらず、圧縮はあまり生じていない。これは第3章・図-3.4、3.5に基づいて考察すると、下端部においては深い部分ほど過圧密度が大きいことから、埋立荷重を加えても応力状態が正規圧密領域に達していないことによるものと思われる。

砂礫、砂、粘土の互層部であるDs1～Ds3層の圧縮量はMa12層に比べて小さいが、局部的に圧縮量が大きくなっている部分がある。これらは主として粘土層に相当するところが多く、互層部でも細粒分が多くなっている所では、圧縮量が大きくなる傾向が認められる。

次に、多深度間隙水圧計の測定結果を図-4.5に示している。砂礫、砂、粘土の互層部のうちDs1～3層やDs4～5層において過剰間隙水圧はほとんど発生しておらず、高い排水能力を有する層であることを示している。それに対してDs6層の間隙水圧は、埋立荷重の増加に伴ってわずかに上昇傾向にあり、排水能力が低いといえる。

粘土層については、Ma12層では σ'_{vy} を大きく超える荷重が載荷されているため過剰間隙水圧が上昇しており、その水圧は層中央部ほど大きい。なお、盛土荷重が増加していない期間には、間隙水圧の値は徐々にではあるが減少している。Ma11(3)層についても過剰間隙水圧の上昇は見られるが、Ma12層ほど顕著ではない。

原位置計測結果から、上部洪積層（Ds1～Ds3、Ma12、Ma11(3)）の挙動について明らかになった事項を列挙すると次のようになる。

- i) 上部洪積層の圧縮は、Ma12層上部に集中して生じている。

- ii) Ma12層内における間隙水圧消散挙動は、両面排水時のTerzaghi圧密理論に基づいたアイソクロン形状を示す。
- iii) Ma12層の上下に堆積する砂層は、過剰間隙水圧がほとんど残留しておらず、良好な排水層として機能している。

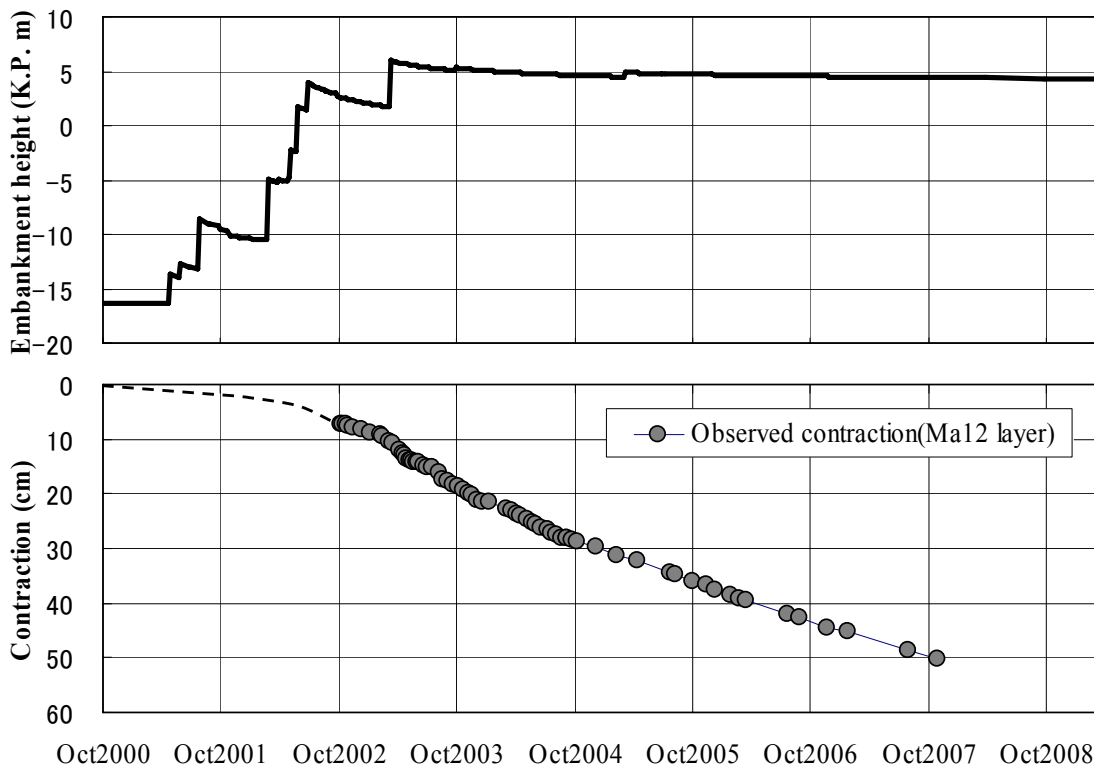


図-4.3 埋立履歴と Ma12 層全体の圧縮量の経時変化

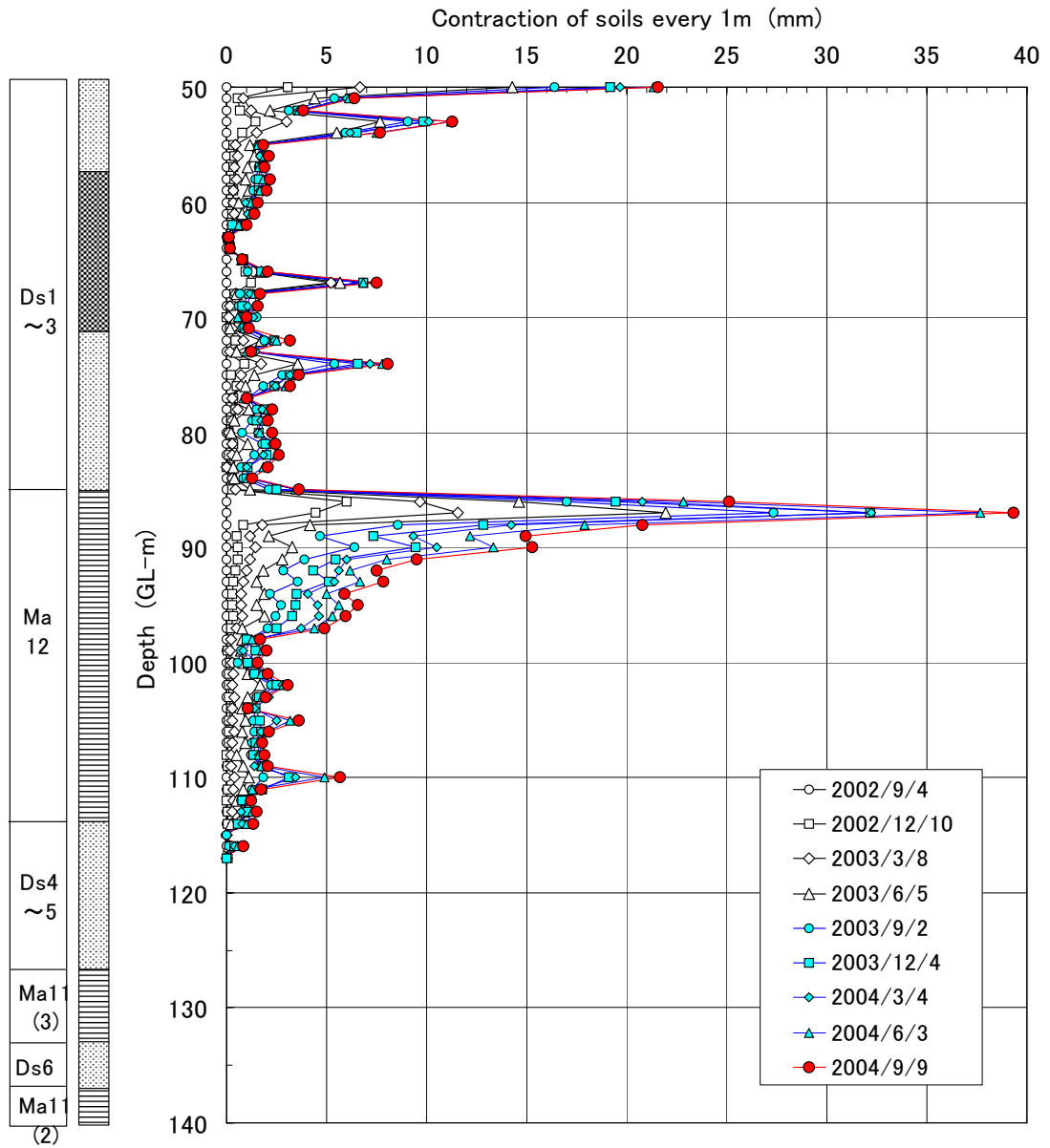


図-4.4 上部洪積層 (Ds1~Ds3、Ma12) における 1m 区間ごとの圧縮量 ^{1),2)}

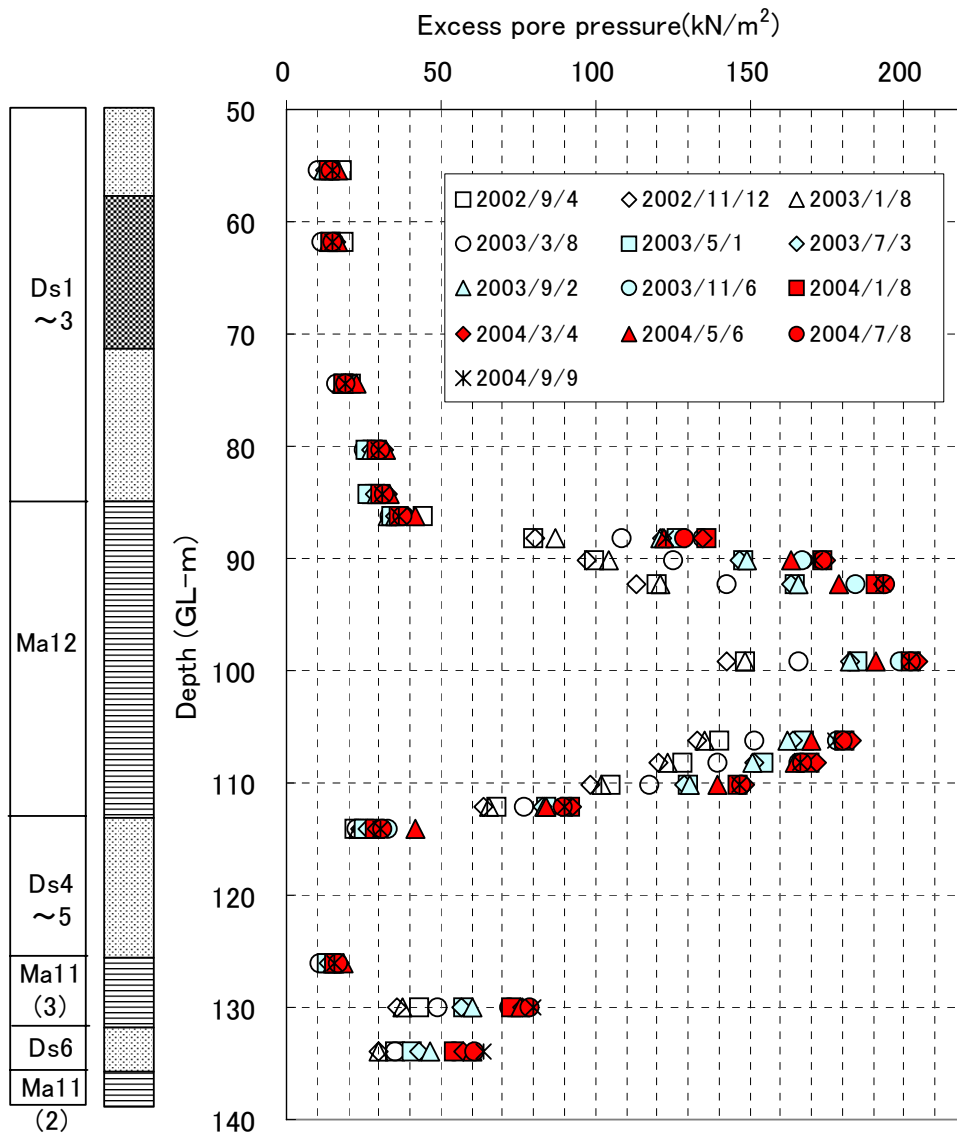


図-4.5 多深度間隙水圧計による間隙水圧測定結果^{1),2)}

4.2.3 原位置におけるひずみ速度と降伏挙動

図-4.6 は、Ma12 層について層厚 1m ごとの詳細計測データ（圧縮量および間隙水圧）から求めた $e - \log \sigma'_v$ 関係であり、代表的な 3 つの深度での結果を示している。ここで、有効鉛直応力は各盛土時点での地中応力をブーシネスクの方法で求め、多深度間隙水圧計から得られた過剰間隙水圧を差し引いて求めた。一方間隙比は、埋立前に採取した不かく乱試料から得た該当深度の平均間隙比を初期値とし、原位置で測定された圧縮量より得られる間隙比減少量を差し引いて求めたものである。図中には原位置 $e - \log \sigma'_v$ 曲線から求めた圧密降伏応力 σ'_{vy} を矢印で、また σ'_{vy} 到達前の約 3 ヶ月間の平均的なひずみ速度を記載している。洪積粘土 Ma12 層の 1m 区間ごとの圧縮挙動から求めた原位置 σ'_{vy} に対応するひずみ速度は $10^{-7} \sim 10^{-5}$ (%/min)であった。

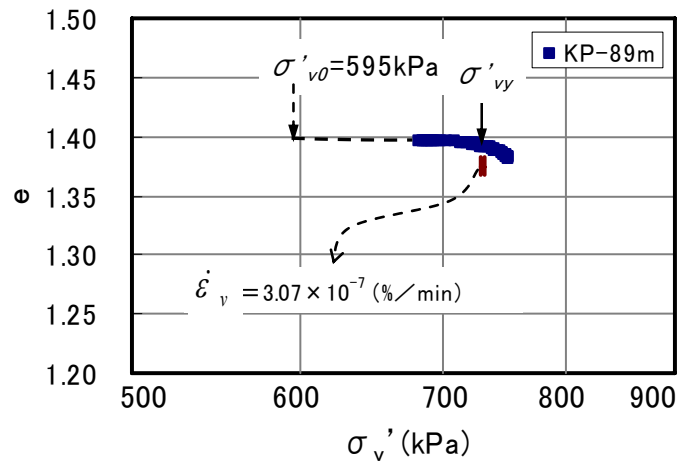
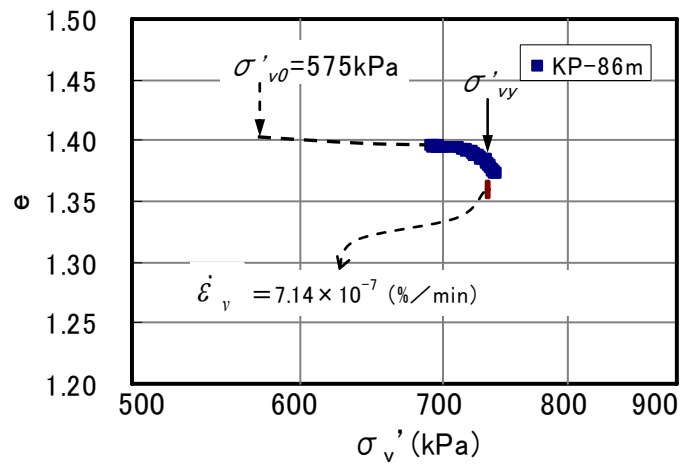
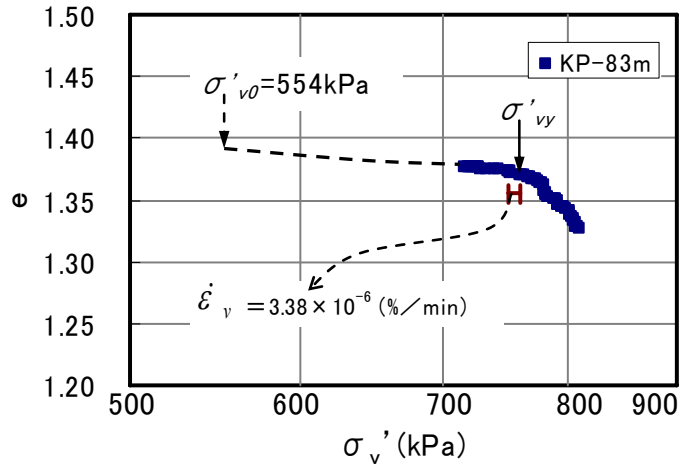


図-4.6 原位置における e - $\log \sigma'_v$ 曲線

4.3 室内一次元圧密試験におけるひずみ速度と降伏挙動

4.3.1 室内一次元圧密試験における降伏応力のひずみ速度依存性

図-4.7は、異なるひずみ速度で実施した定ひずみ速度載荷による圧密試験の結果を示している。図-4.7(a)は $e-\log \sigma'_v$ 曲線で、また図-4.7(b)は $\Delta \varepsilon-\log \sigma'_v$ 曲線で両者を比較したものである。ひずみ速度 0.01%/min で実施した供試体の圧密降伏応力は、明らかにひずみ速度 0.002%/min で実施したものよりも大きくなっており、ひずみ速度効果によって圧密降伏特性が異なっているといえる。

図-4.8には、洪積粘土 Ma12 層について実施した室内圧密 [IL&CRS] 試験結果（圧密降伏応力 σ'_{vy} 、圧縮指数 C_c 、過圧密比 OCR）を示している。図中には、比較のため先に述べた原位置 $e-\log \sigma'_v$ 曲線から求めた圧密降伏応力 σ'_{vy} もあわせてプロットしている。原位置における圧縮は、ほとんどが Ma12 層上部でしか生じていないため測定点は少ないが、深さに対して両者の σ'_{vy} の分布形状はよく整合している。一方で原位置 σ'_{vy} は、24 時間載荷の IL 圧密試験 ($\dot{\varepsilon} \approx 10^{-3} \text{ %/min}$) から求めた σ'_{vy} の 0.8~1.0 倍となっていることがわかる。

図-4.9には、段階載荷圧密(IL)試験データについて各応力段階における等ひずみ速度の点を結んで描いた $e-\log \sigma'_v$ 曲線を示している。図中には、ひずみ速度 10^{-1} 、 10^{-2} 、 10^{-3} (%/min)での $e-\log \sigma'_v$ 曲線を描くとともに、それぞれのひずみ速度に対応する圧密降伏応力 σ'_{vy} を矢印で示している。 σ'_{vy} の値は、ひずみ速度の減少によって小さくなっていく様子が伺える。

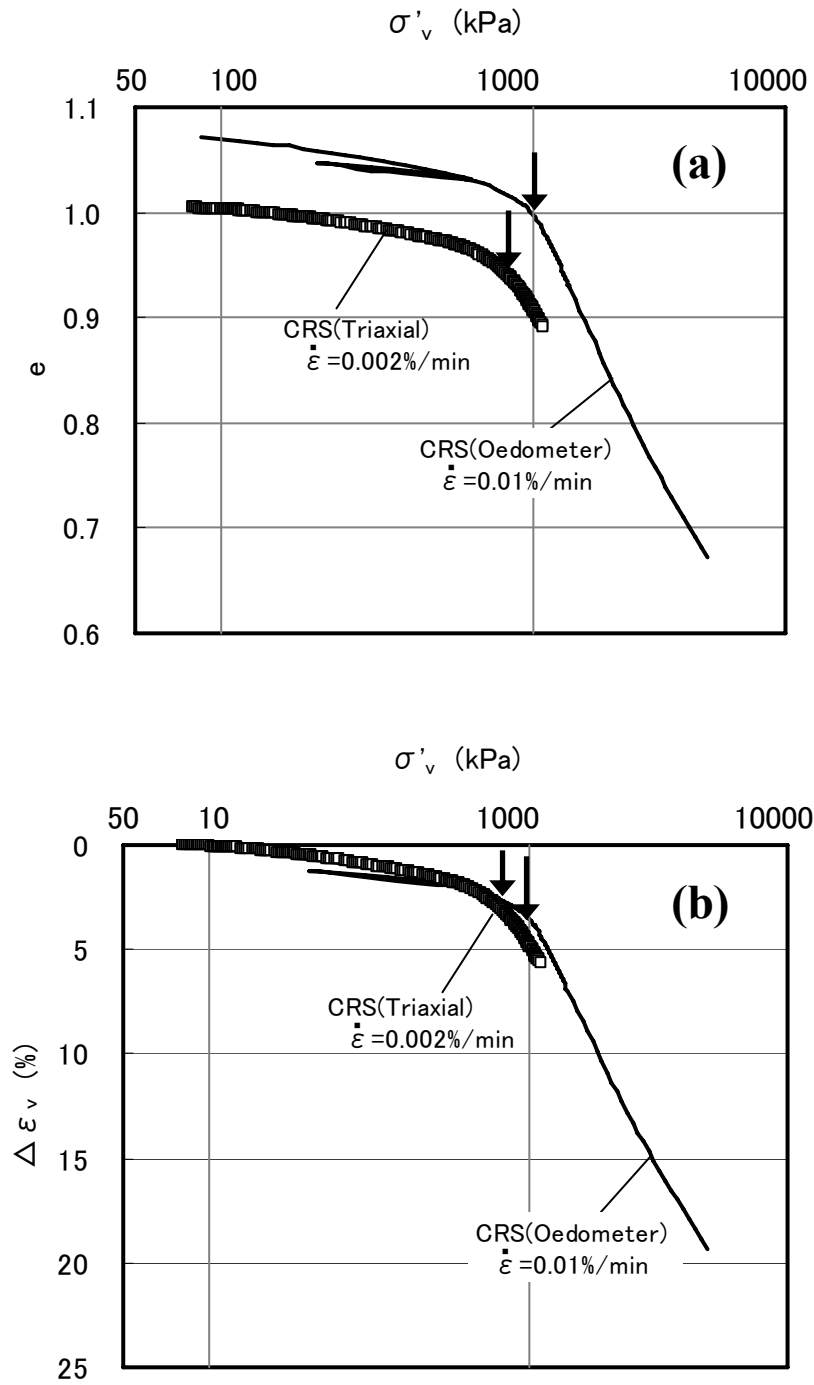


図-4.7 ひずみ速度の違いによる圧縮曲線の比較

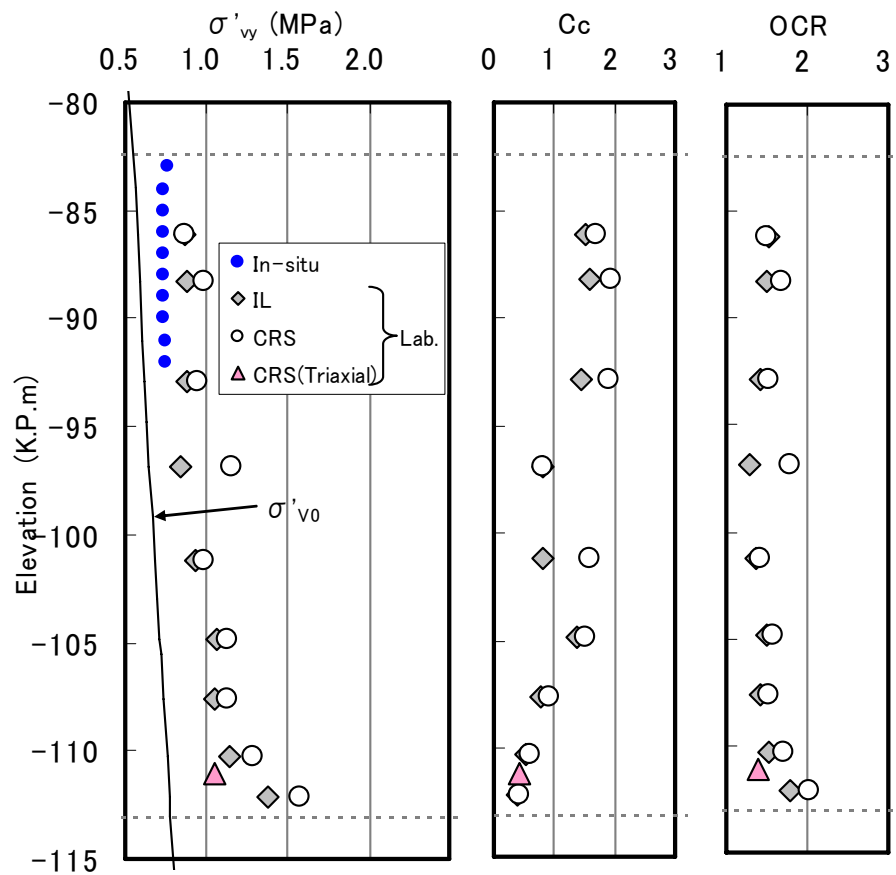


図-4.8 Ma12層試料の圧密試験結果

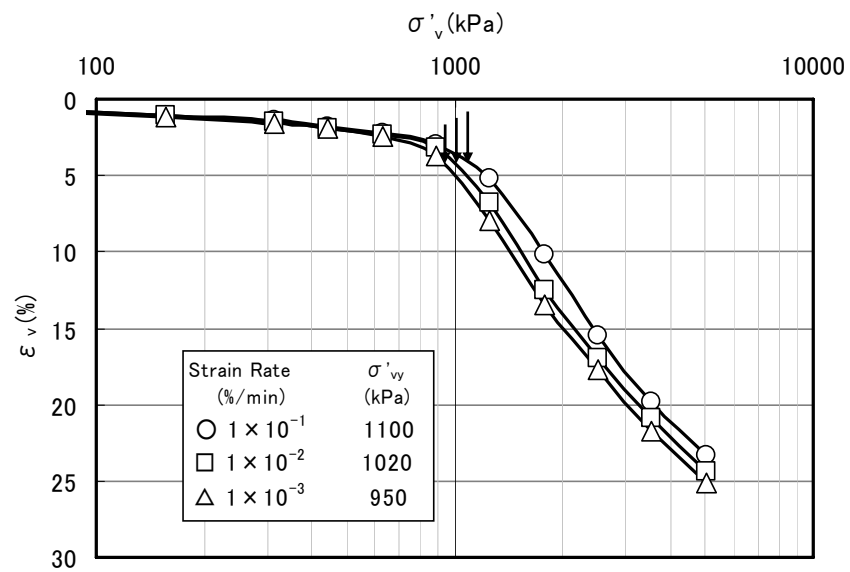


図-4.9 圧縮曲線におけるひずみ速度効果

4.4 Ma12層洪積粘土の Isotach 特性

図-4.10 には、 $\dot{\epsilon}_0 = 0.02\%/min$ の単調荷重の CRS 圧密試験に対して、 $\dot{\epsilon} = 10 \cdot \dot{\epsilon}_0 \sim 0.1 \cdot \dot{\epsilon}_0$ の範囲でひずみ速度を急変させた CRS 圧密試験（供試体寸法は、直径 6cm、高さ 2cm）を実施し、Ma12 層粘土の Isotach 性を確認した試験の結果を示している。試料は、Ma12 層の中では液性限界の大きな部分である Ma12 層上層（K.P.-85.6～-86.7m）のものをを用いた。

試験の結果、正規圧密領域についてはひずみ速度の変化に対してもそれぞれのひずみ速度に固有の $e - \log \sigma'_v$ 曲線上を推移しており、CRS 荷重における応力ひずみ関係は Isotach 性を有しているといえる。

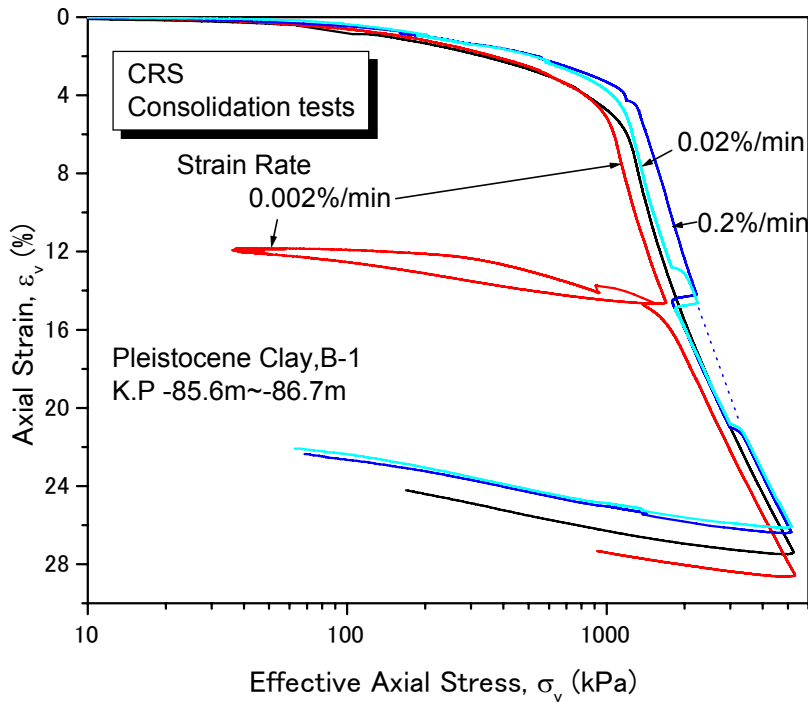


図-4.10 神戸沖 Ma12 層粘土の Isotach 特性

4.5 Ma12層洪積粘土の圧縮ひずみ速度と圧密降伏応力の関係

図-4.11には、Ma12層に関する室内試験(段階載荷圧密[IL]、定ひずみ速度圧密[CRS])、三軸 K_0 圧密)および原位置計測結果データから得られた圧密降伏応力について、過圧密比 $OCR (= p_c/\sigma'_{v0})$ とひずみ速度の関係プロットした図を示している。

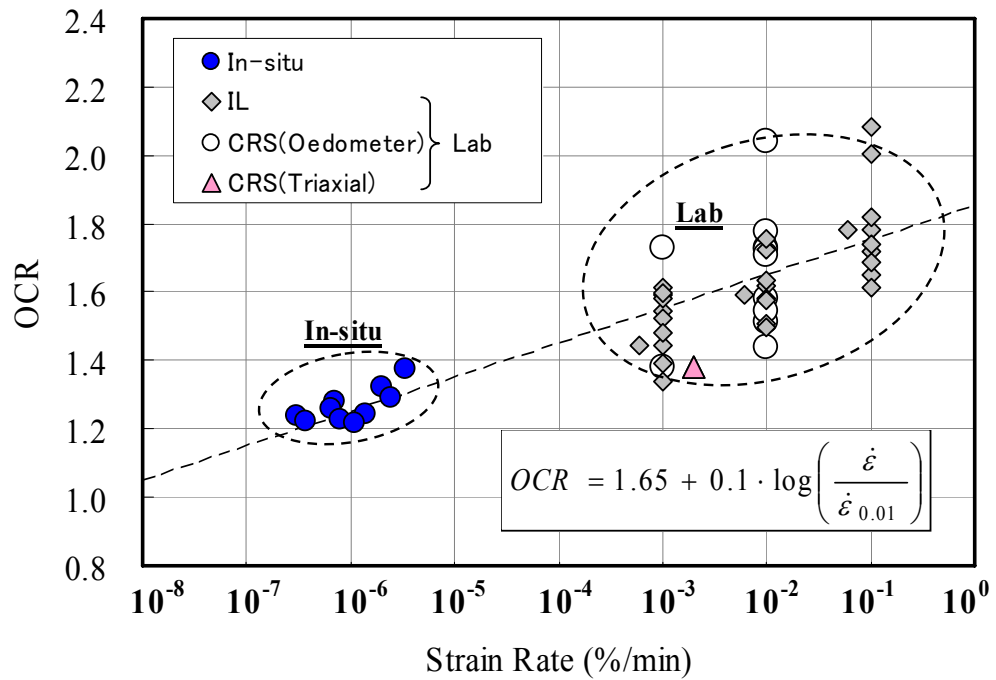


図-4.11 ひずみ速度と過圧密比(OCR)の関係

原位置計測結果データからは、現状では Ma12 層上層部のみ原位置圧密降伏応力が得られており、中層・下層については未だ過圧密状態にあることから、ここでは Ma12 層全体の圧縮挙動が上部層の計測結果で代表されると仮定して整理を行っている。

OCR~ひずみ速度の関係は、概ね直線的に変化していることから、洪積粘土層の定ひずみ速度圧密試験でよく用いられる、ひずみ速度 0.01%/min を基準ひずみ速度として整理すると、洪積粘土 Ma12 層の p_c のひずみ速度依存性は次式で近似的に表される。

$$p_c/\sigma'_{v0} = 1.65 + 0.1 \cdot \log\left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{0.01}}\right) \quad (4.1)$$

ここに、

σ'_{v0} : 埋立前の有効土被り圧

p_c : 圧密降伏応力

$\dot{\epsilon}$: 任意のひずみ速度 (%/min)

$\dot{\epsilon}_{0.01}$: 基準ひずみ速度 ; 0.01%/min

すなわち、原位置における圧密挙動から室内圧密試験における広範なひずみ速度領域に対して、ひずみ速度に応じた圧密降伏応力の値がユニークな関係で表現できるといえる。

4.6 本章のまとめ

本章では、神戸沖（神戸空港）サイトの Ma12 洪積粘土層を用いた種々の一次元圧密試験データと現場での Ma12 洪積粘土層の時間～沈下関係の計測結果から、圧縮挙動のひずみ速度依存性に着目して整理し検討した。

本章で得られた結論は、以下のようにまとめられる。

- 1) Ma12 洪積粘土層は、ひずみ速度効果によってひずみ速度に応じて圧密降伏特性が異なる。
- 2) Ma12 洪積粘土層は、正規圧密領域で、ひずみ速度に固有の $e - \log \sigma'_v$ 曲線上を推移する挙動を示すことから応力ひずみ関係は **Isotach** 性を有しているといえる。
- 3) Ma12 層に関する室内試験（段階載荷圧密 [IL]、定ひずみ速度圧密 [CRS]）、三軸 K_0 圧密および原位置計測結果から得られた圧密降伏応力について、過圧密比 $OCR (= p_c/\sigma'_{v0})$ とひずみ速度の関係を整理した。Ma12 層全体の圧縮挙動が上部層の計測結果で代表されると仮定すると、洪積粘土 Ma12 層の p_c のひずみ速度依存性は次の式で表されるといえる。

$$p_c/\sigma'_{v0} = 1.65 + 0.1 \cdot \log \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{0.01}} \right)$$

- 4) 原位置における圧密挙動から室内圧密試験における広範なひずみ速度領域に対して、ひずみ速度に応じた圧密降伏応力の値がユニークな関係で表現できることが明らかとなった。

参考文献（第4章）

- 1) 長谷川憲孝・松井保・田中泰雄・高橋嘉樹・南部光広(2006)：神戸空港海底地盤における洪積粘土層の原位置圧密挙動、土木学会論文集C、Vol. 62、No. 4、pp.780-792.
- 2) 長谷川 憲孝(2008)：神戸空港島建設における地盤工学的諸問題に関する研究、神戸大学博士請求論文.

第5章 洪積粘土地盤の長期沈下予測法の提案－神戸空港の事例－

5.1 概要

神戸から泉南に至る大阪湾の沿岸域では、近年、水深 15m を超える大水深域において大規模な埋立事業が行われており、これら事業では、深部に堆積する洪積粘土層の沈下量とその時間的推移を限られた地盤調査データから如何に精度よく予測するかが課題となっている。

第3章では、Ma12～Ma9 洪積粘土層の物理特性・圧密特性についてその特徴を明らかにした。第4章では、Ma12 洪積粘土層について、その圧密挙動についてひずみ速度に大きく依存した挙動を示すことを明らかにした。

本章では、第3章、第4章での検討結果から得られた知見に基づいて、神戸空港 B-1 地点の計測データに基づいて、Ma12 層洪積粘土の将来的な沈下～時間関係を予測した。

5.2 一次元圧密計算における過圧密比(OCR)の設定と最終沈下量

第4章・図4.11のひずみ速度と過圧密比の関係で表したように、神戸空港サイト Ma12 層洪積粘土(層厚≒30m)の原位置での圧密降伏時のひずみ速度は $\dot{\varepsilon} = 10^{-6}\%/min$ 前後であり、室内圧密試験から得られるそれ($\dot{\varepsilon} = 10^{-3} \sim 10^{-2}\%/min$)に比べ概ね2～3オーダー程度小さい。

圧密によって生じる最終的な(過剰間隙水圧が完全に消散したときの)沈下ひずみ量は、式(5.1)であらわされる。ここで、過圧密比 OCR は重要なファクターであることから、大阪湾に堆積する洪積粘土のように擬似的な過圧密挙動を示す粘土地盤の一次元圧密計算を実施するにあたっては、原位置におけるひずみ速度を考慮して圧密降伏応力 p_c (あるいは過圧密比 OCR)、圧縮指数 C_c などのパラメータを設定することが重要となる。

$$\varepsilon = \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{vy}} = \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0} \times OCR} \quad (5.1)$$

ここでは、第 3 章に示した試験データから表-5.1 のようにパラメータを設定して、設定 OCR が異なるケースについて Ma12 層の最終沈下量を概算している。

表-5.1 圧密計算に用いたパラメータ

	層厚 (m)	初期間隙比 e ₀	圧縮指数 C _c	膨張指数 C _s	埋立前の 有効土被り圧 σ'_{v0} (tf/m ²)	圧密完了後の 有効土被り圧 $\sigma'_{v0} + 40$ (tf/m ²)
Ma12(U)	13	1.4	1.25	0.125	61.0	101.0
Ma12(M)	4	1.2	0.95	0.095	67.4	107.4
Ma12(L)	13	1.4	1.1	0.11	74.1	114.1

図-5.1 には、OCR 条件と Ma12 層全体の最終沈下量の関係図を示している。室内試験のひずみレベル ($10^{-3} \sim 10^{-2} \%$ /min) において予測する場合、OCR $\approx 1.5 \sim 1.7$ に相当し Ma12 層全体の最終沈下量は 0.3~0.4m と算定される。ここで注目すべきは、実際に計測された Ma12 層の沈下量を図-5.2 に示しているが、2007 年 10 月時点において、すでに 0.5m を超過していることである。一方、現場におけるひずみ速度条件 ($=10^{-6} \%$ /min) を考慮 (OCR = 1.25 と設定) した場合には概ね 1.7m となる。

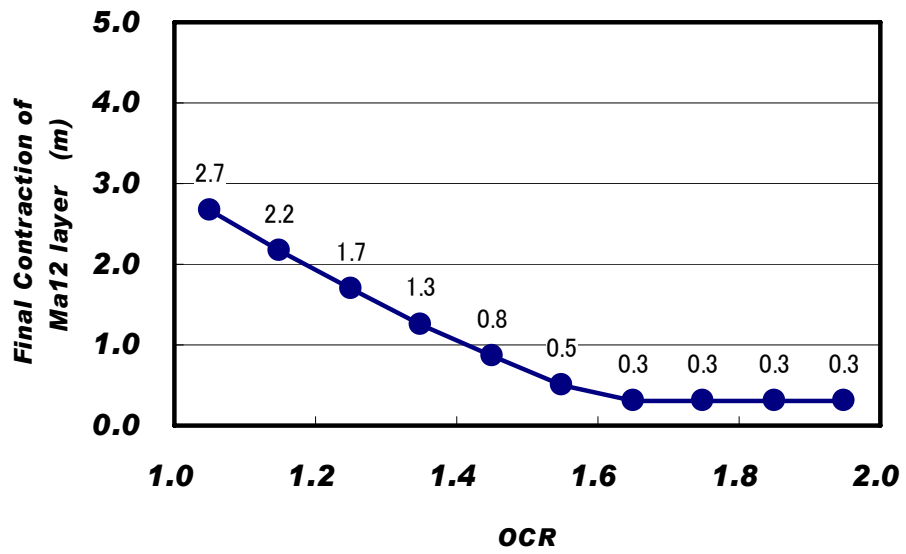


図-5.1 Ma12層の最終沈下量と過圧密比(OCR)の関係

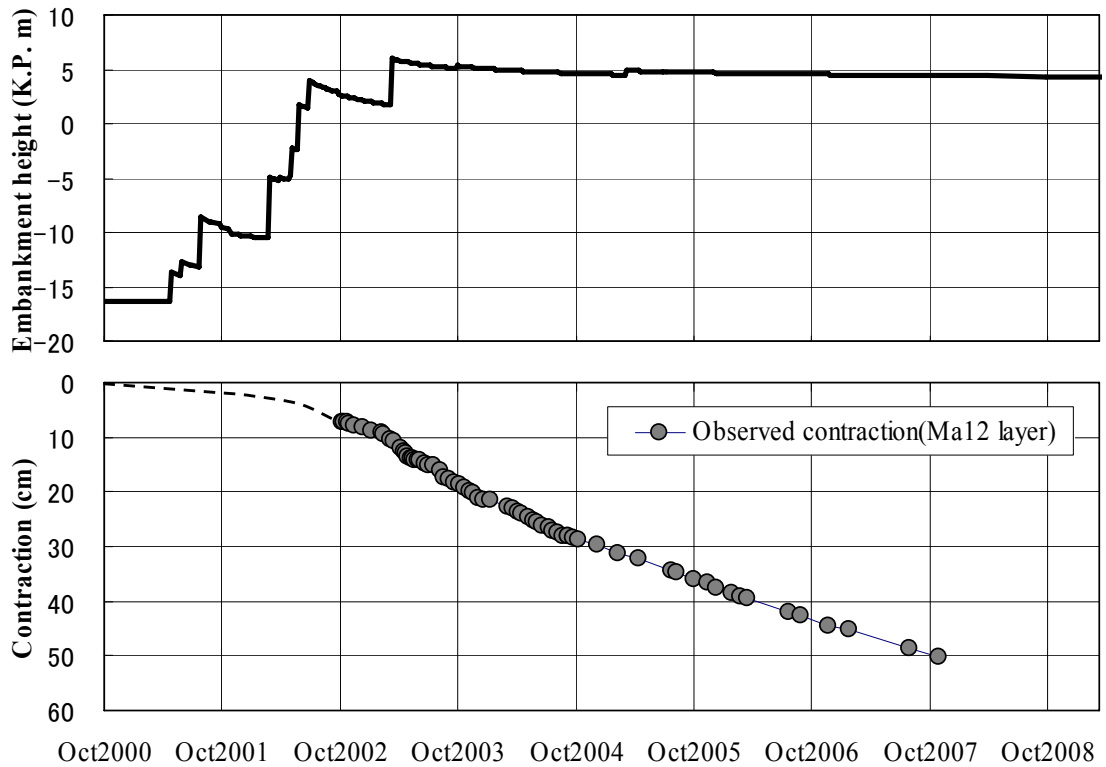


図-5.2 埋立履歴と Ma12層全体の圧縮量の経時変化

5. 3 原位置における時間～圧縮量関係の予測

5.3.1 双曲線近似法による時間～圧縮量関係の予測

原位置における Ma12 粘土層の時間～圧縮量関係（図-5.2）を双曲線近似し、Ma12 粘土層の将来的な沈下予測を行う。ここで、 $t=0$ は、最終の大規模な盛土が終了した時点（2003 年 4 月）としている。双曲線近似では、一般に原地盤の $\varepsilon \sim t$ 関係を $t / \varepsilon \sim t$ 関係として整理する。一方澁谷ら¹⁾は、 \sqrt{t} 目盛りによる双曲線近似の方法について報告している。以下、 t (year) / ε (%) $\sim t$ (year) 関係から計算したものを“Hyperbolic①”、 \sqrt{t} (year) / ε (%) $\sim \sqrt{t}$ (year) 関係から計算したものを“Hyperbolic②”とする。それぞれの $t / \varepsilon \sim t$ 関係および $\sqrt{t} / \varepsilon \sim \sqrt{t}$ 関係からほぼ直線になっていると考えられる部分を線形近似して近似式を求めた。それぞれの近似式は以下のようにあらわすことができる。

$$\text{Hyperbolic①} : t/\varepsilon = 0.31t + 1.45 \quad (5.2)$$

$$\text{Hyperbolic②} : \sqrt{t}/\varepsilon = 0.10\sqrt{t} + 1.23 \quad (5.3)$$

それぞれの式を変形すると、 $\varepsilon \sim t$ 関係の予測式を得る。

$$\text{Hyperbolic①} : \varepsilon(\%) = \frac{t(\text{year})}{0.31 \cdot t(\text{year}) + 1.45} \quad (5.4)$$

$$\text{Hyperbolic②} : \varepsilon(\%) = \frac{\sqrt{t(\text{year})}}{0.10\sqrt{t(\text{year})} + 1.23} \quad (5.5)$$

図-5.3 には双曲線近似による予測結果を示している。Hyperbolic①に比べ Hyperbolic②による予測の方が時間の経過とともにひずみが大きくなる結果となった。表-5.2 には、100 年後の西暦 2100 年における Ma12 層の圧縮ひずみと圧縮量の予測値を示している。通常

の双曲線近似による 100 年後の Ma12 層圧縮量の予測値は 0.88m であった。一方、 \sqrt{t} での双曲線近似による 100 年後の Ma12 層圧縮量の予測値は 1.30m であった

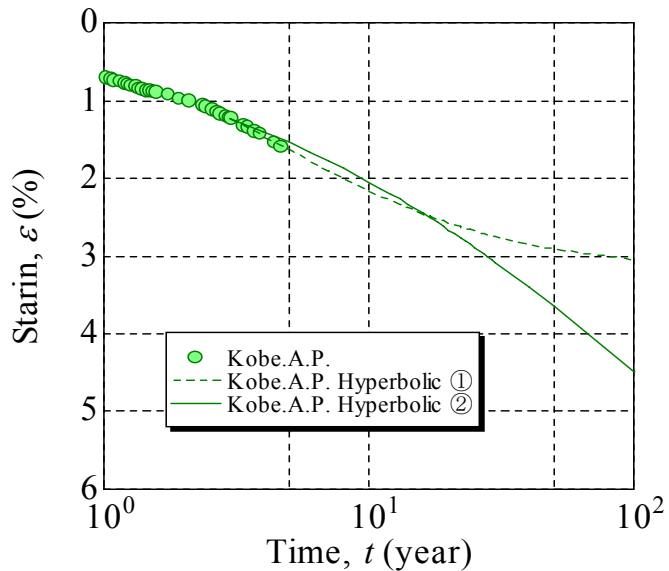


図-5.3 双曲線法による圧縮ひずみの予測

表-5.2 双曲線近似から予測される Ma12 層(層厚 29m)の圧縮量

	100 年後 (2100 年時点)		予測最終沈下量	
	圧縮ひずみ ε (%)	圧縮量 (m)	圧縮ひずみ ε (%)	圧縮量 (m)
Hyperbolic ①	3.05	0.88	3.34	0.97
Hyperbolic ②	4.48	1.30	10.34	3.0

5.3.2 $\dot{\epsilon} \sim t$ 関係を用いた沈下～時間関係の予測

原位置における Ma12 粘土層の時間～圧縮量関係（図-5.2）から $\dot{\epsilon} \sim t$ 関係を整理した上で、その $\dot{\epsilon} \sim t$ 関係を積分することで、Ma12 粘土層の将来的な沈下予測を行う。

図-5.4 には、4.2 節に述べた B-1 地点の Ma12 層全体の圧縮量と、同じく 4.2 節に述べた区間変位測定器による Ma12 層上部・中央部・下部を代表する次の測定箇所

- ・ Ma12 層上部（K.P.-94～-95m、室内試験試料番号 Tr-53 相当）
- ・ Ma12 層中央部（K.P.-102～-103m、室内試験試料番号 Tr-63 相当）
- ・ Ma12 層下部（K.P.-108～-109m、室内試験試料番号 Tr-71 相当）

の区間変位量を $\log \dot{\epsilon} \sim \log t$ の関係に整理したものである。ここで、 $t=0$ は、最終の大規模な盛土が終了した時点（2003 年 4 月）としている。比較のため、図中には、3.4 節に述べた Ma12 層の長期圧密試験データから得られた $\log \dot{\epsilon} \sim \log t$ 関係の近似線（ $\log \dot{\epsilon} = -1.08 \times \log t + \log(8.3 \times 10^{-7})$ ）と原位置での Ma12 層全体の圧縮量データから得られた $\log \dot{\epsilon} \sim \log t$ 関係の近似線（ $\log \dot{\epsilon} = -0.36 \times \log t + \log(5.9 \times 10^{-7})$ ）もあわせて示している。

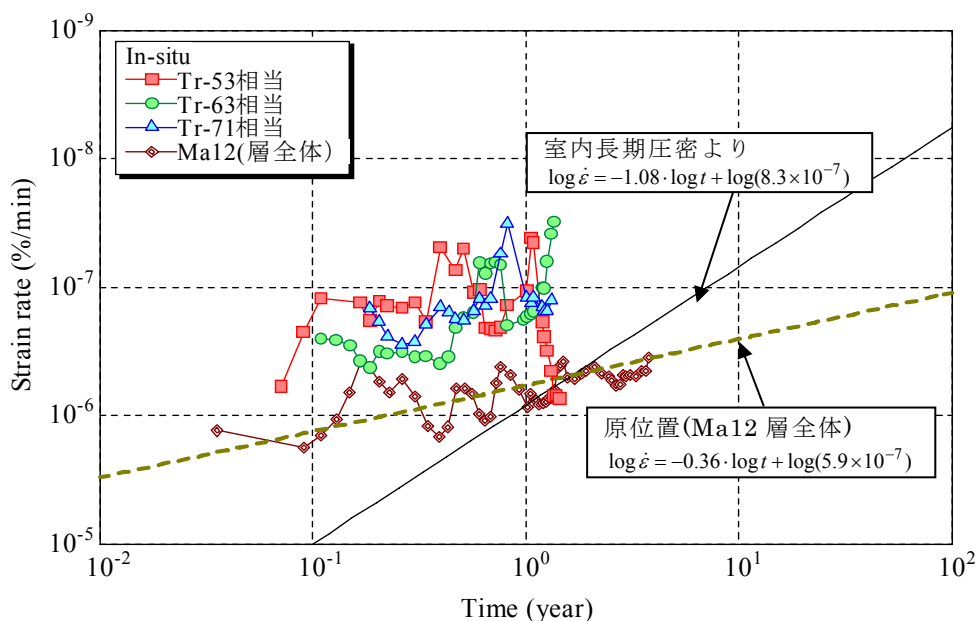


図-5.4 $\log \dot{\epsilon} \sim \log t$ の関係

$\dot{\varepsilon} \sim t$ 関係を用いた沈下～時間関係の予測は以下の手順で行う。

原位置における Ma12 粘土層の時間 $t(\text{year})$ ～ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}(\%/min)$ の関係は、式 (5.6) であらわされる。

$$\log \dot{\varepsilon} = -0.36 \times \log t + \log(5.9 \times 10^{-7}) \quad (5.6)$$

ここで、ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}$ の単位は "%/min"、時間 t の単位は "year" である。

さらに、ひずみ速度 $\dot{\varepsilon}$ に関する式に変形し時間 t の単位を $t(\text{year})$ から $t'(\text{min})$ に読み替えると式(5.7)のようにあらわすことができる。

$$\dot{\varepsilon} = 5.9 \times 10^{-7} \times \left(\frac{t'}{1440 \times 365} \right)^{-0.36} \quad (5.7)$$

つぎに、 $a=5.9 \times 10^{-7}$ 、 $b=-0.36$ 、 $c=1440 \times 365$ とすると、式(5.7)は

$$\dot{\varepsilon} = a \times \left(\frac{t'}{c} \right)^b \quad (5.8)$$

と表され、 $\dot{\varepsilon}(\%/min)$ と $t'(\text{min})$ の関係になる。これを t' で積分して、

$$\varepsilon = \frac{a}{c^b(b+1)} \times t'^{(b+1)} + C \quad (C: \text{積分定数}) \quad (5.9)$$

ひずみ ε と $t(\text{year})$ の関係に直して、

$$\varepsilon = \frac{a}{c^b(b+1)} \times (c \times t)^{(b+1)} + C \quad (5.10)$$

式(5.10)に、 $t=0(\text{year})$ のときの (t, ε) 代入することにより積分定数 C を求めれば、 $\varepsilon \sim t$ 関係の予測式 (5.11) を得る。

$$\begin{aligned}\varepsilon &= \frac{5.9 \times 10^{-7}}{(1440 \times 365)^{-0.36} \times (-0.36 + 1)} \times (1440 \times 365 \times t)^{(-0.36+1)} + 0.45 \\ &= (1.05 \times 10^{-4}) \times (1440 \times 365 \times t)^{0.44} + 0.45\end{aligned}\tag{5.11}$$

図-5.5、図-5.6にはそれぞれ式(5.11)より予測される時間 $t(\text{year})$ ～ひずみ ε (%)の関係、時間 $t(\text{year})$ ～Ma12層の圧縮量 $D(\text{cm})$ の関係を計測値とあわせて示している。

$\dot{\varepsilon} \sim t$ 関係を積分することによって求めた100年後(2100年時点)の沈下予測値は、Ma12層全体の圧縮ひずみ量は9.7% [圧縮量2.8m]となった。

$\dot{\varepsilon} \sim t$ 関係を積分することによる将来沈下予測方法では、双曲線法②で求めた場合よりも、100年後に予測される沈下量はかなり大きくなる。これは、B-1のMa12層における $\varepsilon \sim t$ 関係の実測値がこれまでのところ、傾きにほとんど変化がなく、ひずみの発生が収束する方向へあまり変化していないために、既存の実測値を用いて将来の予測を行うと、ひずみの発生がなかなか収束しないような予測にならざるを得ないからではないかと考えられる。

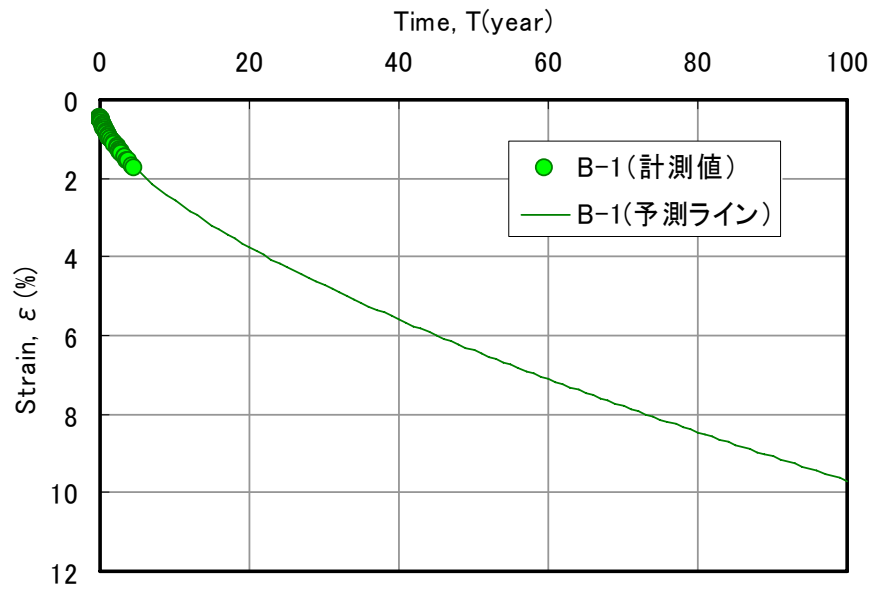


図-5.5 $\dot{\epsilon} \sim t$ 関係を積分することによるひずみの予測

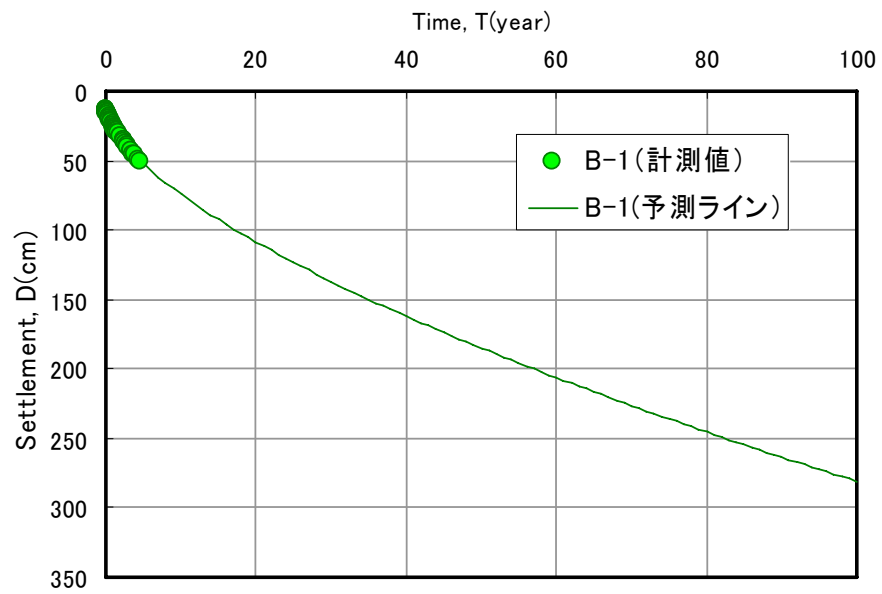


図-5.6 $\dot{\epsilon} \sim t$ 関係を積分することによる Ma12 層圧縮量の予測

5.3.3 $e \sim \log \sigma'_v$ 関係のコンター図を利用した時間～圧縮量関係の予測

原位置における Ma12 粘土層の時間～沈下量関係を室内圧密試験結果から $e \sim \log \sigma'_v$ 関係コンター図利用して予測する方法について述べる。

p_c のひずみ速度依存性については、4.5節で得られた p_c と $\dot{\epsilon}$ の関係式 (5.12) を用いることとした。

$$p_c / \sigma'_{v0} = 1.65 + 0.1 \cdot \log \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{0.01}} \right) \quad (5.12)$$

ここに、

σ'_{v0} : 埋立前の有効土被り圧

p_c : 圧密降伏応力

$\dot{\epsilon}$: 任意のひずみ速度 (%/min)

$\dot{\epsilon}_{0.01}$: 基準ひずみ速度 ; 0.01%/min

C_c のひずみ速度依存性について、龍岡ら²⁾ は練返し藤の森粘土の一次元圧縮挙動について実験を行った結果、異なる $\dot{\epsilon}$ に対する $e \sim \log \sigma'_v$ 関係は完全ではないものの正規圧密領域では平行 ($\dot{\epsilon}$ によらず C_c の値は一定) であると報告している。また、今井³⁾ は、段階載荷の 24 時間時点での $\dot{\epsilon}$ は荷重レベルによらずほぼ同じ大きさになっているので、ひずみ速度一定の圧密曲線 $e \sim \log \sigma'_v$ が 24 時間段階載荷圧密試験で得られるものとほぼ平行であり、得られる C_c も両者でほぼ一致すると述べている。

図-5.7 は、原位置での圧縮指数 C_c を室内試験 (定ひずみ速度圧密試験と 24 時間段階載荷圧密試験) から求めた値と比較して示したものである。原位置(In-situ)の C_c は区間変位測定器による測定結果を $e \sim \log \sigma'_v$ 関係に整理した結果から求めたものである。図より原位置の C_c は、室内圧密試験から求めた C_c と良い一致を示していることわかる。現場の厚い粘土層では、室内での瞬時載荷の段階圧密試験に比べて圧密がゆっくりと進行するので $\dot{\epsilon}$ の変動が極めて小さく、相対的には $\dot{\epsilon}$ ほぼ一定のままで圧密が進行 (室内試験の $e \sim \log \sigma'_v$ 曲線と平行な圧縮曲線上を推移) していると考えて予測を行う。

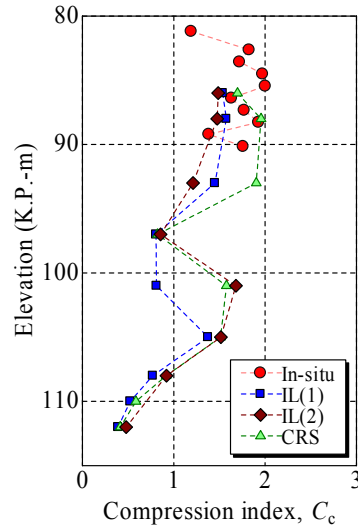


図-5.7 圧縮指数の深度分布

(1) 予測手順の概要

上で述べたように p_c 、 C_c および ε を考慮し、以下の手順で室内圧密試験結果から原位置の $e \sim \log \sigma'_v$ 関係を予測する。

- ① 1段階あたり24時間荷の段階荷による圧密試験（IL試験）の結果を用いる。
- ② ①より各応力段階におけるひずみ速度 $10^{-3}(\%/min)$ での $e \sim \log \sigma'_v$ 線を描く（図-5.8参照）。
- ③ ひずみ速度によらず圧縮指数 C_c 、膨張指数 C_s はほぼ等しいと仮定し(5.12)式を利用して等ひずみ速度コンター線を作成する。
- ④ 一次元線形弾性理論による圧密方程式により、盛土の荷履歴を考慮した過剰間隙水圧の消散計算（有効応力の時間的な変化を求める計算）を行う。
- ⑤ 原地盤における圧縮ひずみ速度を考慮して圧縮量の時間的な推移を予測する。
- ⑥ 各深度について求めた圧縮ひずみ ε からMa12層1mごとの圧縮量を求め、これを足し合わせることで層全体の圧縮量を求める。

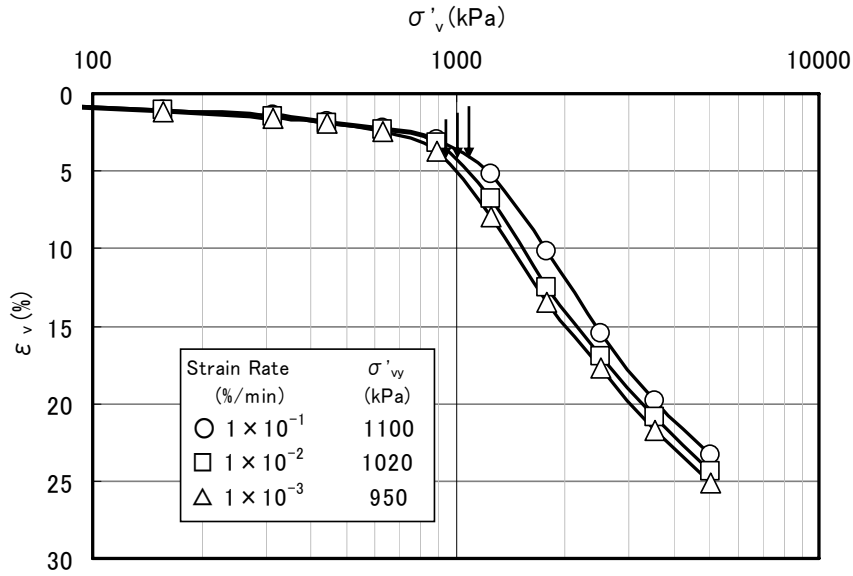


図-5.8 等ひずみ速度 $e-\log \sigma'_v$ 線の作図の一例

(2) 応力~ひずみ関係の設定

まず、各層(1m ごと)の $e \sim \log \sigma'_v$ カーブの設定は、以下の方法のようにおこなった。ここでは K.P-86m の $e-\sigma$ 関係 (図-5.10) を例としてその方法について説明する。

- ① IL 試験あるいは CRS 試験から図-5.9 のように圧縮指数および膨張指数 C_c 、 C_s を求める。

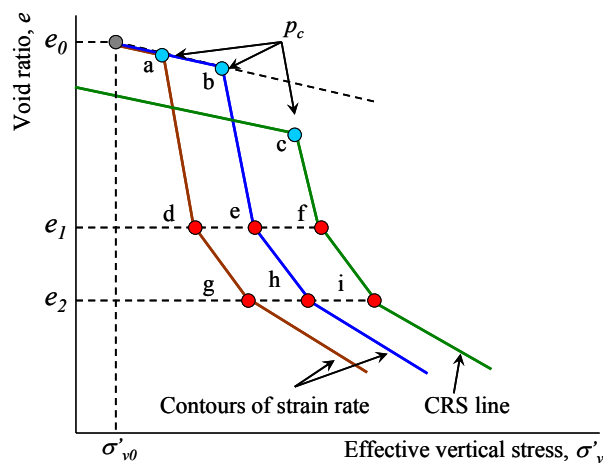


図-5.9 C_c の設定方法

- ② 自然地盤（埋立前）における土被り圧 σ'_{v0} と式(5.12)から各ひずみ速度条件における圧密降伏応力 σ'_{vy} を推定する。
- ③ パラメータ C_c 、 C_s は、ひずみ速度非依存性とし、式(5.12)（OCR とひずみ速度の関係）を利用して各ひずみ速度に対応する応力～ひずみ関係を求める。
- ④ 原位置で測定されたひずみ速度から対応する応力～ひずみ関係を設定し、ひずみ速度一定のままで圧密が進行すると仮定する。（なお、原位置でひずみ速度が計測されていない場合には、地盤技術者の工学的（経験的）判断により応力～ひずみ関係を設定することとなる。）

なお、原位置で測定された 1m ごとのひずみ速度は以下のような範囲であった。

Upper(K.P.-83~-96m) $\dot{\epsilon}_v = 2 \times 10^{-6} \sim 2 \times 10^{-7} \text{ %/min}$

Middle(K.P.-96~-100m) $\dot{\epsilon}_v = 3 \times 10^{-7} \sim 2 \times 10^{-7} \text{ %/min}$

Lower(K.P.-100~-112m) $\dot{\epsilon}_v = 3 \times 10^{-7} \sim 3 \times 10^{-8} \text{ %/min}$

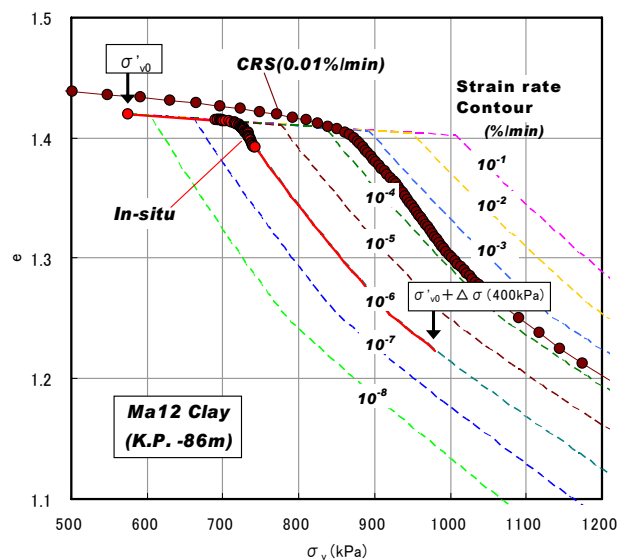


図-5.10 応力～ひずみ関係の設定方法の一例

(3) 過剰間隙水圧の消散予測

過剰間隙水圧の消散予測は、現場での载荷履歴と室内圧密試験から得られた粘土層の圧密係数 c_v (表-5.3) を用いて Terzaghi の理論式により計算する。過剰間隙水圧の消散計算結果から粘土層内の有効応力の時間的変化を予測する。

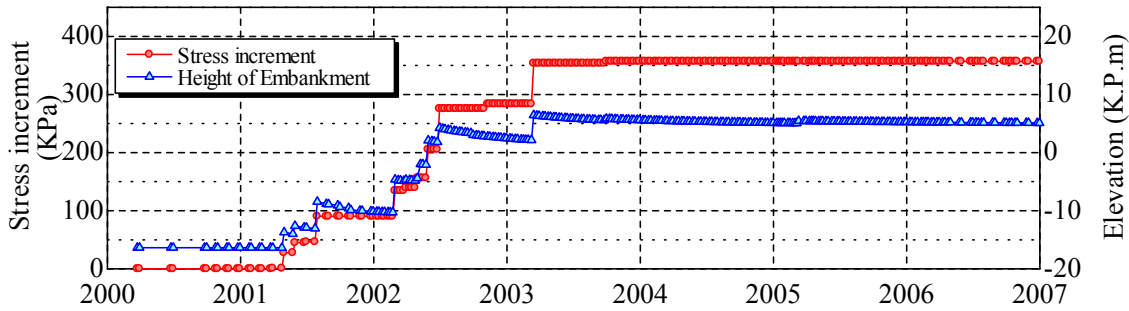


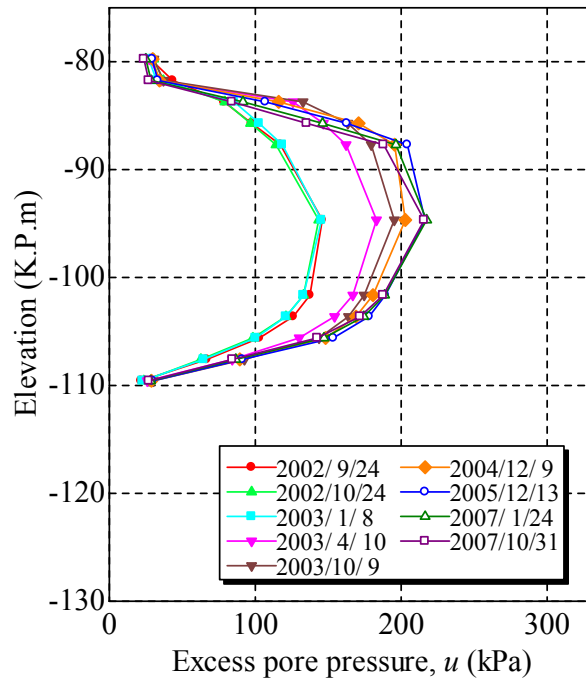
図-5.11 現場での载荷履歴

表-5.3 過剰間隙水圧の消散予測に用いた C_v , OCR の値

	過圧密比 OCR	圧密係数 c_v (cm ² /d)	
		過圧密	正規圧密
Ma12 層 Upper	1.35	1800	110
Ma12 層 Middle	1.35	1500	110
Ma12 層 Lower	1.45	1300	90

図-5.12 に過剰間隙水圧の変化の(a)測定値、(b)予測計算値を示す。全体的には、(a)測定値と(b)予測計算値は、同じ時刻で比較すると u の大きさに差があるが、2002年9月24日～2002年10月24日の間や2007年1月24日～2007年10月31日の間における u の変化量に着目すると、測定値に比べ予測計算値の方がやや大きい程度であった。 u の測定値は2007年1月24日以降減少しているのので、今後は一方的に減少するであろうと仮定し、2007年1月24日における測定値に予測計算値を大まかにあわせることで、それ以後の実

際の値に近い u の経時変化を再現できるのではないかと考えた。そこで、**図-5.13** に示すように 2007 年 1 月 24 日における各深度における予測計算値を 0.82 倍することで、測定値のラインと値がほぼ同じになるように調整し、計算で求められた 2007 年 1 月 24 日以降の予測値についても同様に u を 0.82 倍することで、予測計算値を補正した。**図-5.14** に補正後の予測過剰間隙水圧を示す。



(a) Measured value

図-5.12 (a) Ma12層の過剰間隙水圧の変化（測定値）

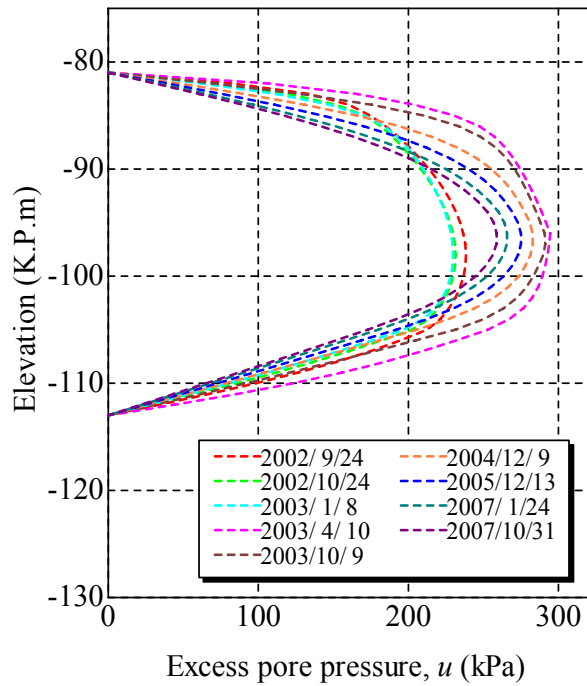


図-5.12 (b) Ma12層の過剰間隙水圧の変化

(室内圧密試験から得られた C_v による水圧消散計算値)

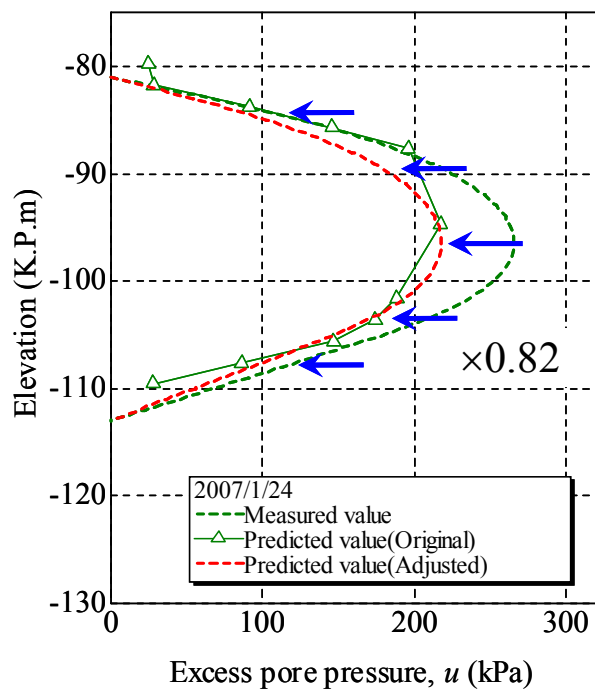


図-5.13 予測過剰間隙水圧の補正方法

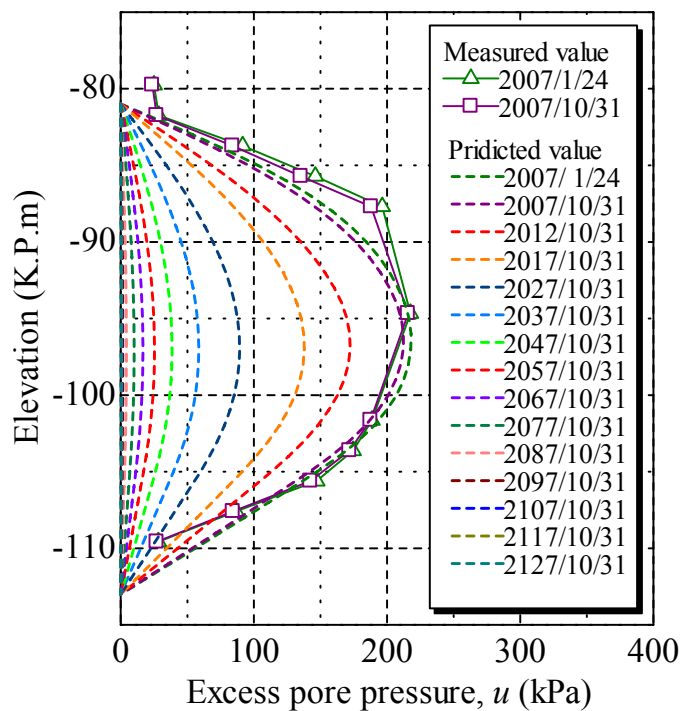


図-5.14 予測過剰間隙水圧（補正後）

(4) 時間～沈下量関係の予測結果

図-5.15 に 2100 年まで予測した Ma12 層の沈下量 D ～時間 t 関係を、また図-5.16 に圧縮ひずみ ε ～時間 t 関係を示す。それぞれの図には、5.3.1 に示した双曲線法②による予測ラインもあわせて示した。

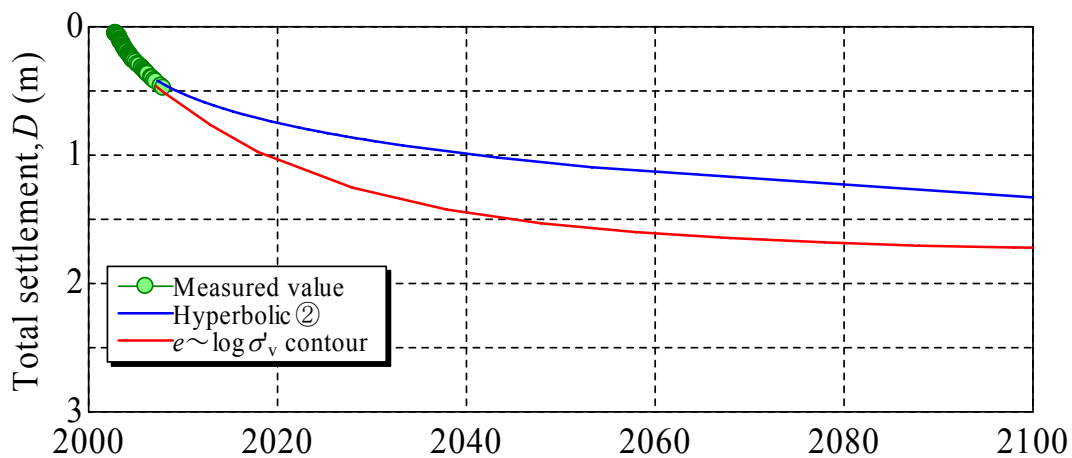


図-5.15 $e\sim\log\sigma_v$ コンター図を利用した沈下量の予測

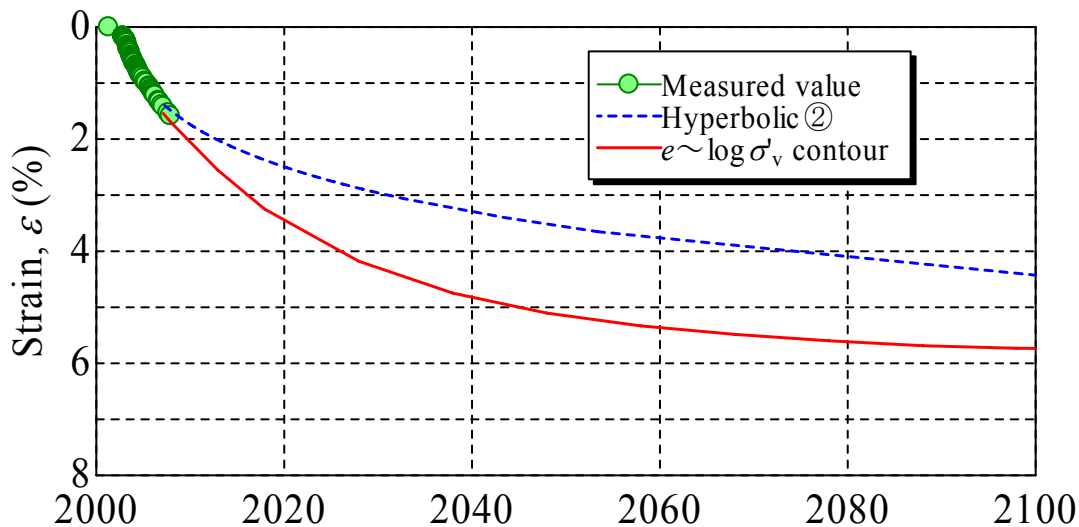


図-5.16 $e \sim \log \sigma'_v$ コンター図を利用したひずみ量の予測

$e \sim \log \sigma'_v$ 関係のコンターを利用する方法で求めた 2100 年時点における予想沈下量は Ma12 層全体の圧縮挙動が上部層の計測結果で代表されると仮定すると、2100 年時点に予想される Ma12 層全体の圧縮ひずみ量は 5.9% [圧縮量 1.7m] の予想結果となった。

なお、 $e \sim \log \sigma'_v$ 関係のコンターを利用する上での今後の課題として、現状では原位置計測結果データは Ma12 層上層部のみしか圧密降伏応力が得られておらず、そのデータから Ma12 層全体の OCR～ひずみ速度の関係を直線的に変化するものと仮定している。今後、引き続き計測されている原位置計測データから得られる知見も踏まえてその妥当性を確認することが必要となろう。

5. 4 本章のまとめ

本章では、第3章・神戸沖（神戸空港サイト）の地盤特性、第4章・圧縮ひずみ速度に着目した沈下～時間関係での検討結果から得られた知見に基づいて、神戸空港 B-1 地点について、異なる3つの手法により Ma12 層洪積粘土の将来的な沈下～時間関係を予測した。

本章で得られた結論は次のようにまとめられる。

- 1) 2種類の双曲線法により Ma12 層全体の時間～沈下関係を予測した。

通常の変位対数関係による100年後の Ma12 層圧縮量の予測値は 0.88m であった。一方、 \sqrt{t} での双曲線近似による100年後の Ma12 層圧縮量の予測値は 1.3m であった。

- 2) 原位置における Ma12 粘土層の時間～圧縮量関係から $\dot{\epsilon} \sim t$ 関係を整理し、その $\dot{\epsilon} \sim t$ 関係を積分することで、Ma12 層全体の時間～沈下関係を予測した。

$\dot{\epsilon} \sim t$ 関係を積分することによって求めた100年後（2100年時点）の沈下予測値は、Ma12 層全体の圧縮ひずみ量は 9.7% [圧縮量 2.8m] となった。

- 3) ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ 一定の $e \sim \log \sigma'_v$ 曲線群は正規圧密領域で平行であるとの経験則と、 $p_c / \sigma'_{v0} \sim \dot{\epsilon}$ 関係からひずみ速度が異なる場合の圧縮曲線の位置 ($e \sim \log \sigma'_v$ 関係のコンター) を予測した。

$e \sim \log \sigma'_v$ 関係のコンター図を利用した沈下量の予測によると、Ma12 層全体の圧縮挙動が上部層の計測結果で代表されると仮定すれば、2100年時点における Ma12 層全体の圧縮ひずみは 5.9%、また圧縮量は 1.7m であった。

参考文献（第5章）

- 1) 澁谷啓・大豊康臣・軽部大蔵(1979)：標準圧密試験における二次圧密速度について、土木学会第34回年次学術講演会講演概要集、第3部、pp. 92-93.
- 2) 龍岡文夫・谷和夫(2006)：粘土の圧密における基本問題、基礎工、34(6)、pp. 12~22.
- 3) 今井五郎(2006)：実務における標準的な圧密試験—その目的・役割・今後—、土と基礎、52(2)、pp.18~21.

第6章 結 論

神戸から泉南に至る大阪湾の沿岸域では、近年、水深 15m を超える大水深域において海上空港や海面型廃棄物最終処分場の建設、高規格コンテナターミナルの整備など、大規模な埋立事業が行われている。大水深域での埋立事業では必然的に埋立土量も増加し、海底地盤に作用する載荷重も増大することから、軟弱な沖積粘土層の沈下のみならず、深部に堆積している洪積粘土層の沈下問題が顕在化してきている。

大阪湾海底に堆積している洪積粘土層は、過去に現在の上載荷重よりも大きな荷重を受けていない正規圧密粘土地盤であるにもかかわらず、実験室で圧密試験を行うと過圧密比 $OCR=1.1\sim 1.6$ 程度の軽い過圧密を示すため、過去において神戸港や大阪港の埋立地では当初の予想をはるかに上回る沈下が発生する観測されていた。

特に、地盤工学に関わる技術者・研究者を悩ませるのは、埋立後の最終応力状態 p_f が、圧密降伏応力 p_c に達しないかまたは p_c 付近に最終応力状態がある（土質力学的には過圧密地盤とみなされる）ケースについても、二次圧密的な変形が生じ、長期にわたって洪積粘土層の沈下が継続して発生してしまうことにある。

大阪湾に堆積している洪積粘土が有するこのような特徴的な圧密挙動は、年代効果（エージングやセメンテーション）による「構造」の発達に起因すると考えられているが、その原位置・室内のいずれにおいてもその挙動については未解明な部分が多く残されている。

本研究は、以上のような状況を踏まえ、神戸沖(神戸空港サイト)で採取した試料を用いた室内圧密試験結果と原位置での計測結果を整理し、神戸地域の上部洪積粘土 (Ma12 層) の一次元圧密特性を明らかにするとともに、その一次元圧縮挙動におけるひずみ速度依存性に着目し洪積粘土の沈下挙動の法則性について考察したものである。

以下に、本論文で得られた結果を各章ごとに要約し、結論とする。

第1章では、本研究の背景・目的について述べ、本論文の構成について述べた。

第2章では、はじめに、地盤沈下問題の歴史（地下水汲み上げによる地盤沈下問題とその原因解明の歴史、洪積粘土層の沈下）と大阪およびその周辺地域と神戸港における埋立の歴史についてレビューし、洪積層粘土の沈下が問題となるに至る経緯について述べた。さらに大阪湾堆積粘土の物理特性・力学特性、粘土の擬似過圧密挙動、ひずみ速度依存性、Isotach 特性、年代効果と構造の定量化、実測沈下に基づく沈下予測手法に関する既往の研究について詳しくまとめた。

第3章では、神戸空港サイトの地盤概要、洪積粘土層の物理特性・力学特性を種々の観点（粘土層ごと、液性限界ごと、等）に立って検討するとともに、洪積層の最上部にある海成粘土層（Ma12 層）に着目して、一次元圧縮挙動に関する実験的検討を行った。検討の結果、次に示す事項が明らかとなった。

- 1) 神戸空港サイトのコンシステンシー特性について、Ac(Ma13)～Ma11 層は、液性限界が深度方向に一定となる典型的な「神戸型」を示すが、Ma10、Ma9 層では弓形の分布を示している。なお、Ma12 層については層上部で最も塑性が高く、海退時における後背山地からの土砂供給により上端部が削剥された可能性もある。
- 2) 洪積粘土層のうち Ma12 上部、Ma10、Ma9 層の液性限界が $w_L=80\sim 100\%$ と他の粘土層よりも大きい。逆に、Ma11 層は液性限界が他の粘土層に比べやや低い。
- 3) 神戸空港サイトの洪積粘土層の $e\text{-log}p$ 曲線を液性限界で分類して比較検討した。液性限界(LL)が 80%以上の $e\text{-log}p$ 曲線では、Ma ナンバーにかかわらず年代効果による p_c 付近での飛び出し現象が見られる。一方で、液性限界(LL)が 80%未満の試料では p_c 付近での飛び出し現象はほとんどみられず、正規圧密領域では沖積粘土層・Ac 層の正規圧密ラインと同じライン上を辿る。

また、同じ液性限界の $e\text{-log}p$ 曲線では、堆積年代が古い粘土層（Ma ナンバーの小さな粘土層）ほど p_c 付近での飛び出し現象が大きくなることが予想されたが、本

サイトでは、飛出し量（言い換えれば過圧密比 OCR）は Ma ナンバーによらず同程度であった。

- 4) 洪積粘土層の圧縮指数 C_c の値は、Skempton が提唱した関係式の 1.5～4.5 倍程度の値を示す。しかしながら、高応力域での e - $\log p$ 曲線の勾配 C_{cr} は、Skempton の関係式であらわすことができる。
- 5) 地質分析（堆積環境調査）と液性限界の深度分布を対比した。海の指標を示す微化石類の検出個数と液性限界は調和的である。
- 6) Ma12 層洪積粘土について圧密降伏応力付近の挙動に着目して長期圧密試験を行った結果、 p_c 以下の過圧密領域においても時間の経過に伴ってクリープ的沈下が進行する、いわゆる擬似過圧密的な挙動が本サイトの洪積粘土でも確認できた。
- 7) Ma12 層洪積粘土の圧密中のせん断弾性係数 G の変化を調べる実験を実施し、正規圧密領域での G の値は概ね $G = 100 \cdot \sigma'_v$ (σ'_v : 有効土被り圧) で近似できること、二次圧密の進行に伴って G は微増することが明らかとなった。
- 8) 埋立前の堆積地盤における Ma12 層洪積粘土のせん断弾性係数 G_0 は、 $G_0 > 200 \cdot \sigma'_v$ を示し、室内試験の正規圧密範囲から得られた値よりもかなり大きい。これについては、粘土が堆積してから現在に至るまでの年代効果等いわゆる擬似的な過圧密の影響が大きいと考えられる。

第4章では、神戸沖（神戸空港）サイトの Ma12 洪積粘土層を用いた種々の一次元圧密試験データと現場での Ma12 洪積粘土層の時間～沈下関係の計測結果から、圧縮挙動のひずみ速度依存性に着目して整理し検討した。検討の結果、次に示す事項が明らかとなった。

- 1) Ma12 洪積粘土層は、ひずみ速度に応じて圧密降伏特性が異なる。
- 2) Ma12 洪積粘土層は、正規圧密領域で、ひずみ速度に固有の $e - \log \sigma'_v$ 曲線上を推移する挙動を示すことから、応力～ひずみ関係は Isotach 性を有しているといえる。
- 3) Ma12 層に関する室内試験（段階載荷圧密 [IL]、定ひずみ速度圧密 [CRS]）、三軸 K_0 圧密)および原位置計測結果から得られた圧密降伏応力について、過圧密比

OCR ($=p_c/\sigma'_{v0}$) とひずみ速度の関係を整理した結果、洪積粘土 Ma12 層の p_c のひずみ速度依存性は次の式で表される。

$$p_c/\sigma'_{v0} = 1.65 + 0.1 \cdot \log\left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{0.01}}\right)$$

- 4) 原位置における圧密挙動から室内圧密試験における広範なひずみ速度領域に対して、ひずみ速度に応じた圧密降伏応力の値がユニークな関係で表現できることが明らかとなった。

第5章では、第3章・神戸沖（神戸空港サイト）の地盤特性、第4章・圧縮ひずみ速度に着目した沈下～時間関係での検討結果から得られた知見に基づいて、神戸空港 B-1 地点について3つの手法により Ma12 層洪積粘土の将来的な沈下～時間関係の予測方法を提案した。検討の結果から次に示す事項が明らかとなった。

- 1) 2種類の双曲線法により Ma12 層全体の時間～沈下関係を予測した。

通常の変曲線近似による 100 年後の Ma12 層圧縮量の予測値は 0.88m であった。一方、 \sqrt{t} での変曲線近似による 100 年後の Ma12 層圧縮量の予測値は 1.3m であった。

- 2) 原位置における Ma12 粘土層の時間～圧縮量関係から $\dot{\epsilon} \sim t$ 関係を整理し、その $\dot{\epsilon} \sim t$ 関係を積分することで、Ma12 層全体の時間～沈下関係を予測した。

$\dot{\epsilon} \sim t$ 関係を積分することによって求めた 100 年後（2100 年時点）の沈下予測値は、Ma12 層全体の圧縮ひずみ量は 9.7% [圧縮量 2.8m] となった。

- 3) ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ 一定の $e \sim \log \sigma'_v$ 曲線群は正規圧密領域で平行であるとの経験則と、 $p_c/\sigma'_{v0} \sim \dot{\epsilon}$ 関係からひずみ速度が異なる場合の圧縮曲線の位置 ($e \sim \log \sigma'_v$ 関係のコンター) を予測した。

$e \sim \log \sigma'_v$ 関係のコンター図を利用した沈下量の予測によると、Ma12 層全体の圧縮挙動が上部層の計測結果で代表されると仮定すれば、2100 年時点における Ma12 層全体の圧縮ひずみは 5.9%、また圧縮量は 1.7m であった。

今後の課題として、現状では原位置計測結果データは Ma12 層上層部のみしか圧密降伏応力が得られておらず、そのデータから Ma12 層全体の OCR～ひずみ速度の関係を直線的に変化するものと仮定している。今後、引き続き計測されている Ma12 層中層、下層部についての原位置計測データから得られる知見も踏まえた上で、提案した予測手法の妥当性を確認することが必要となろう。

さらには、原位置計測がなされている Ma11 層についても Ma12 粘土層と同様の OCR～ひずみ速度の関係が得られるかどうかも追求していくことが重要となろう。

謝 辞

本論文をまとめるにあたり、その機会を与えて下さるとともに、終始懇切丁寧な御指導と御鞭撻賜りました神戸大学大学院工学研究科 澁谷啓教授に心から感謝申し上げます。

また、本論文の作成において、適切なる御助言を頂きました神戸大学都市安全研究センター 田中泰雄教授、神戸大学都市安全研究センター 飯塚敦教授に深く感謝致します。

本研究の遂行にあたり、神戸大学大学院工学研究科 加藤正司博士、神戸大学大学院工学研究科 鳥居宣之博士、神戸大学都市安全研究センター 河井克之博士、函館工業高等専門学校 川口貴之博士には地盤工学全般および実験装置の製作に関して適切にご指導していただきました。

さらに、実験・データ整理に際して多大なるご協力を頂いた高山晃平氏（当時大学院生、現・(株)建設技術研究所）、蔡鍾吉博士、鄭珉守博士をはじめ神戸大学工学部地盤系研究室の方々、同卒業生の皆様、神戸空港建設にかかわる貴重なデータをご提供いただきました神戸市みなと総局および調査・工事関係者各位に感謝の意を表します。

大阪市立大学名誉教授 三笠正人博士には、摂南大学の卒業研究ならびに修士の1年間を直接ご指導いただき、その間、土質工学のおもしろさや難しさを教えて下さり、筆者が地盤工学の道を志すきっかけとなりました。また、神戸大学名誉教授 軽部大蔵博士には、神戸大学工学部に教務職員ならびに助手として在職した7年間、研究内容、室内土質試験に係る細かなノウハウ等について懇切丁寧にご指導頂きました。また、当時、神戸大学工学部地盤基礎工学研究室に在籍していた、鶴ヶ崎和博博士（当時・神戸大学工学部助手、現・東洋建設(株)総合技術研究所 鳴尾研究所）、大久保高志博士（現・(株)島津テクノリサーチ）、白川和靖博士（前・(株)阪神コンサルタンツ）をはじめと研究室のメンバーには共に研究する中で大いに刺激を受けるとともに大変お世話になりました。

大阪大学名誉教授 松井保博士、大阪市立大学名誉教授 中川康一博士、神戸大学大学院

農学研究科 内田一徳博士、京都大学防災研究所 三村衛博士、大阪市立大学大学院工学研究科 大島昭彦博士、大阪市立大学大学院理学研究科 三田村宗樹博士、大阪大学大学院工学研究科 小田和広博士、名城大学理工学部 小高猛司博士、京都大学大学院工学研究科 肥後陽介博士、北海道大学大学院工学研究科 田中洋行博士、諏訪技術士事務所 諏訪靖二氏（元・地域地盤環境研究所）、肥後地質調査(株) 福田光治博士（元・地域地盤環境研究所）、応用地質(株) 南部光広博士、野並賢博士、塚本登士氏、基礎地盤コンサルタンツ(株) 柳浦良行氏、(株)不動テトラ 高橋嘉樹氏、川崎地質(株) 坂上敏彦博士、(株)大林組 清水厚延氏、地域地盤環境研究所 山本浩司博士、長屋淳一氏、北田奈緒子博士、ロハニ タラ ニディ博士 には、関西圏における地盤研究や神戸港の地盤に関するワーキングや委員会等の活動の中で多方面にわたるご助言いただくとともに、さまざま視点から地盤情報あるいは観測データを眺め、吟味することの重要性をご教示頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

(財)地域地盤環境研究所 岩崎好規専務理事、橋本正事業統括兼研究長、本郷隆夫神戸御影研究所所長をはじめとする所員の皆様には学位取得に関して御理解と御支援を頂きましたことに深く感謝いたします。

最後に、終始暖かく見守ってくれた両親、妻 敬子、2人の娘 彩風 凜風に感謝します。