

講座

地盤材料の室内せん断試験の基礎から応用まで

7. 実例から見た構造物の設計課題における
地盤材料の室内せん断試験の役割

龍岡 文夫 (たつおか ふみお)

東京理科大学教授

7.1 はじめに

地盤工学の役割は、出来るだけ低い費用で地盤・土構造物・上部構造物の出来るだけ高い機能を実現することであろう。この目的に対して、室内での地盤材料のせん断試験（以下、室内試験）は次の場合で貢献できる。

- 1) 個々の建設プロジェクトで、地盤材料の変形強度特性の精度が高い設計値を得る必要がある場合。
- 2) 様々な原位置試験の結果、設計値、原地盤での実挙動の間の関連をつける必要がある場合。
- 3) 土圧、斜面安定、基礎の支持力等の設計法（設計基準、指針、標準等々）の合理化のために、地盤材料の物性を従来よりも深く検討する必要がある場合。
- 4) 物性が良く理解されていないセメント改良土、破碎コンクリート、軽量盛土材料など新しい地盤材料を用いた工法（特に地盤改良工法）の開発・適用範囲を検討する必要がある場合。
- 5) 数値解析の高度化・合理化の目的で、地盤材料の構成モデルの研究をする必要がある場合。

これらの課題は相互に関連していて、地盤工学の本質に関わる。以下、これらの課題を若干考察する。

7.2 地盤物性の設計値を得る課題

7.2.1 根本矛盾

設計に関連して地盤材料の変形強度特性を知る必要がある場合において、次の四つの基本的な問いがある。

- a) 室内試験と、原位置試験（物理探査、弾性波速度測定、標準貫入試験等のサウンディング試験、プレッショメータ（孔内水平載荷）試験・平板載荷試験等の原位置載荷試験）のどちらが役に立つのか？
- b) 室内試験と原位置試験の両方を、合理的に相互補完的に実施するにはどうしたら良いのか？
- c) 意味のある室内試験を行うために必要な高い品質の不攪乱試料を得ることができるのか？
- d) 室内試験をどのように実施して、その結果からどのように設計値を決定して、設計するのか？

広い地盤・盛土が調査対象の場合にはサウンディングの意義は大きい、指標しか得られない。指標から変形強度特性の設計値を得るためには、何らかの経験式が必要である。典型的な例は、標準貫入試験による N 値に基づく地盤の液状化強度、地盤のヤング率、内部摩擦角の推定である。これらの経験式の確立には、室内試験が

貢献できる。また、サウンディングと弾性波速度測定を含む原位置載荷試験だけで設計する場合も多い。弾性波速度測定を含む原位置載荷試験では、直接地盤の剛性（一部では強度）が求まる。これらの測定値は、試験時の地盤条件での特定の載荷方向・ひずみ・圧力・載荷履歴等での値である。したがって、異なる原位置載荷試験で異なる値が得られ、また建設時の地盤条件での測定値や地盤・盛土の実挙動での値とも異なる。室内試験によって地盤・載荷条件の影響を評価することにより、これらの異なった値の間の橋渡しができる。

原位置試験と室内試験の両者が実施されることも多く、その場合の課題（a, b, d）には次の根本矛盾がある。

- 1) 動的応答解析では、等価線形化法により近似的に地盤材料の応力・ひずみ関係の非線形性を考慮することが多い。しかし、静的荷重による地盤・盛土の変形と構造物の変位を求める問題では、地盤材料を等方線形弾性体と仮定することが多い。また、弾性波測定・プレッショメータ試験・平板載荷試験によって地盤剛性を求める場合も、この仮定に基づくのが普通である。
- 2) 地盤・盛土の安定は、通常地盤材料は等方剛完全塑性体であり、ひずみが進行しても一定のピーク応力が維持され、またすべり面は厚さがないと仮定して、極限釣合ひ法で解析する。したがって、すべり面に沿ったそれぞれの場所でのピーク強度が同時に発揮される。実際は弾性は応力状態に依存して、圧力の増加によりヤング率は増加して応力状態が異方になると異方的になる（歪弾性）。また、ピーク前の応力・ひずみ関係は、圧力・ひずみの影響を受けて非線形である（図-7.1）。ピーク以降はひずみ軟化を示し、密な地盤材料ほどピーク強度と残留強度の差が大きい。すべり面は、地盤材料の粒径が大きく

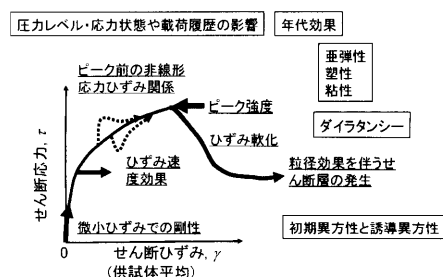


図-7.1 地盤の変形強度特性の模式図

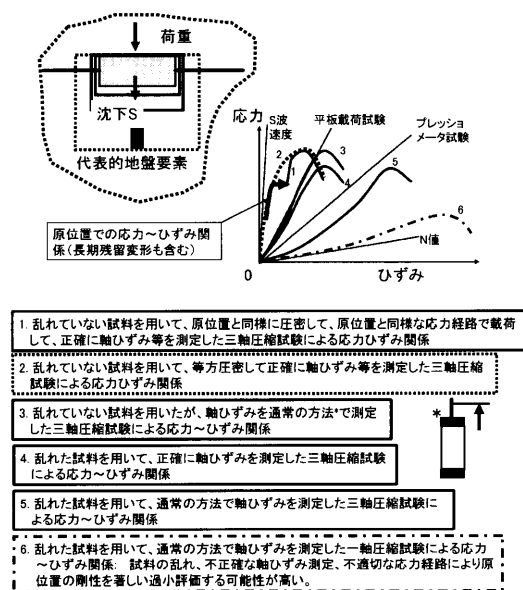
講 座

なると厚くなる「せん断層」である。また、変形強度特性は通常は異方的である。

- 3) 実地盤・盛土内の建設前・中・後の応力経路・応力履歴は複雑であり、その推定は通常は困難である。このため、仮に高品質の不攪乱試料を得ても、図—7.2での1の場合の「理想的室内試験」を行うのは困難である。例えば、小ひずみでの応力・ひずみ関係に大きな影響を与える過圧密・クリープ载荷等の応力履歴の再現は難しい。通常は、これら条件を単純化して室内試験を行い、試験結果を何らかの構成モデルを用いて整理してから設計に適用する。等方線形弾性、等方完全塑性仮定のモールクーロンの破壊規準は実務で用いられている構成モデルである。

これらの根本的な矛盾のために、地盤材料の設計値を得るのは基本的には単純ではない。このため、従来は多くの場合、経験に基づいて意識的に、あるいは無意識的に、変形解析では等方線形弾性体仮定の上で剛性を過小評価し、極限釣合ひ法による安定解析では等方剛完全塑性・すべり面厚さゼロの仮定の上で、せん断強度を過小評価して(特に、良く締固めた良配合の礫質土に対して)、安全側の結果が得られるようにしていたと言える。

地盤剛性を評価する場合、図—7.2に模式的に示すように、より簡単な方法で評価すると一般に剛性は低く評価されて、安全側の(すなわち、非経済的な)結果が得られる。より費用が掛かるより詳細な室内試験の意義が出てくるのは、より正確な物性を明らかにできて、より経済的な設計がより確信をもって行える場合である。また、従来は建設不能と思われた基礎地盤が活用できたり、新しい地盤材料が利用できるようになる場合である。これらの場合、より詳細な室内試験による費用増加分よりもかなり大きく建設費を削減できる必要がある。以下に、そのような事例を示す。

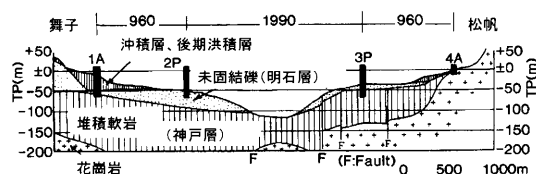


図—7.2 許容沈下量に基づいて設計する場合の異なる想定地盤剛性による異なる基礎寸法の模式図

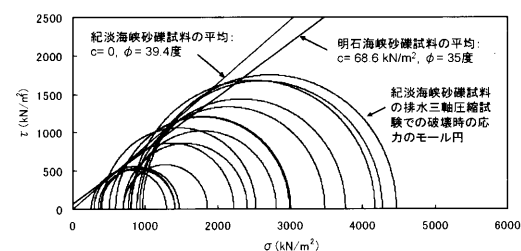
7.2.2 大型橋梁基礎の設計

長大つり橋である明石海峡大橋、レインボーブリッジ、東京湾口橋、紀淡海峡瀬戸由良大橋の設計事例から、基礎の設計における室内試験の意義を概観する。明石海峡大橋の中央径間は世界最大であるが、ピア 2P の支持地盤は未固結砂礫(明石層)で、アンカレッジ 1A とピア 3P の支持地盤は第三紀堆積軟岩(神戸層)であり、本四連絡橋の中で最も地盤条件が悪い(図—7.3)。このため、基礎の過大な沈下・傾斜(即時、残留、および地震時)が生じないことの確認と地盤破壊に対する十分大きな安全率の確保が重要な設計課題であった。この事例では、室内試験が設計に直接貢献した。すなわち、建設地点での海底の明石層から直径 30 cm の不攪乱試料がロータリーコアサンプリング(RCS)によって採取され、一連の CDCU 三軸圧縮試験が行われた。常時の設計排水せん断強度は、CD 三軸圧縮試験から求めた¹⁾。図—7.4に、明石層の CD 三軸圧縮試験の結果をモールクーロンの破壊規準の直線で示す。また、地震時の設計非排水せん断強度は常時の有効拘束圧の関数として、その値は CU 三軸圧縮試験によって求めた¹⁾。この方法は、橋梁基礎の設計では斬新なものであった。不攪乱試料のせん断強度は特に大きくはなかったが、予備調査で陸上の風化した明石層から得た試料よりも強く、この結果を用いて妥当な基礎設計を行えた。同様な砂礫の不攪乱試料は、現在計画中の由良瀬戸大橋アンカレッジ 1A の基礎地盤の大阪層群上部層中の砂礫層(図—7.5)からも採取されて、同様な三軸試験が行われた²⁾(図—7.4)。紀淡海峡の砂礫は、間隙比が明石海峡の砂礫よりも若干小さいため若干せん断強度が大きい。明石海峡大橋ピア 2P の常時・地震時実挙動は十分満足できるものだったので、大阪層群上部層中の砂礫層は由良瀬戸大橋アンカレッジ 1A の支持層となると推定できた。

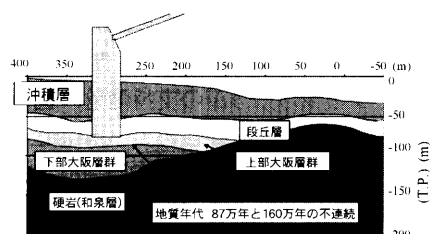
明石海峡大橋ピア 2P に関しては、地震時の砂礫地盤の変形による過大な沈下と傾斜が危惧された。そのため、不攪乱試料の系統的な非排水繰返し三軸試験が行われ



図—7.3 明石海峡大橋地盤条件(本四公団提供資料)



図—7.4 明石海峡と紀淡海峡砂礫の不攪乱砂礫試料の排水三軸圧縮強度の比較²⁾



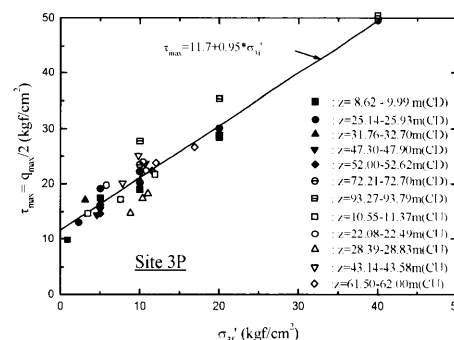
図一7.5 紀淡海峡由良瀬戸大橋淡路島側アンカレッジ1Aの地盤条件（近畿地方整備局提供）

た¹⁾。せん断剛性率と減衰率のひずみレベル依存性を考慮した等価線形化法地震応答解析によって地盤内各点での地震時せん断応力の時刻歴を求めた。これとFEMで求めた各点での常時の有効応力状態で圧密した場合の非排水繰返し変形特性を組み合わせ、各点での地震応力による剛性低下を推定し、再びFEMによって地震時の基礎の変位を計算した。等価線形化法で非排水繰返し載荷による剛性低下の影響を考慮していないため、地震時せん断応力を過大評価しているおそれがあった。また、試料の乱れによって非排水繰返し変形性を過大評価しているおそれがあった。しかし、いずれも安全側の要因であり、基礎の推定地震時変位量が許容範囲内であったので、最終的に基礎の耐震性が確認された。

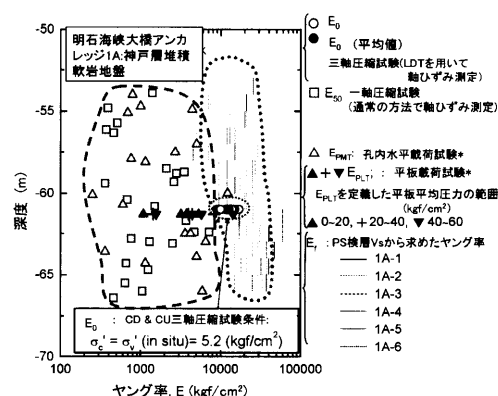
また、支持地盤が堆積軟岩層（神戸層）であるアンカレッジ1Aとピア3Pの極限支持力と沈下（即時、残留、地震時）を予測する必要があった。設計せん断強度は、当初RCSで得た“不攪乱”試料の一軸圧縮強度によって評価された。これは、当時の常識的な考え方であった。しかし、RCSでは試料がかなり乱れる場合が多く、無拘束である一軸圧縮試験では乱れの影響がそのまま残る。また、砂岩系になるほど堆積軟岩のせん断強度の拘束圧依存性が顕著になる。図一7.6に、その例を示す。したがって、地盤内の拘束圧が大きいほど一軸圧縮試験では原位置強度を過小評価する。この理由のため、神戸層堆積軟岩の一軸圧縮強度 q_u は、非常にばらついた。しかし、当初はこのばらつきの主因は地盤の非一様性であると考え、 q_u の下限値に近い値を使って支持力計算をしたところ、非経済な設計となった。その後、 q_u のばらつきの上限値は圧密三軸圧縮強度に近いことが分かり、最終的には不攪乱試料のCDCU三軸圧縮試験の結果に基づいて設計せん断強度が決定された。東京湾口橋の地盤調査でも、深くなるほど、砂質であるほど、 q_u は原位置強度を過小評価することが再確認された³⁾。

次に問題になったのは、基礎の沈下予測に必要な支持地盤の剛性の推定であった。当時の考え方は、次のようであった（現在でも、私拭きされていないが）。

- 1) 地盤材料の変形特性には動弾性係数（変形特性）と静弾性係数（変形特性）が別個に存在していて、前者は後者よりもはるかに大きい。
- 2) 弾性波速度から求まる動弾性係数は地震応答解析に適用するが、静的荷重による地盤変形の解析には静的試験による静弾性係数（変形特性）を用いる。
- 3) 基礎の沈下予測に必要な静弾性係数（変形特性）



図一7.6 東京湾口橋ピア3P位置の堆積軟岩不攪乱試料のCUUCD三軸圧縮試験による有効応力での破壊包絡線³⁾（1 kgf/cm²=98 kPa）



図一7.7 神戸層で測定した各種のヤング率の比較例（本四公団提供資料に基づく）⁴⁾（1 kgf/cm²=98 kPa）

は、載荷モードが似た平板載荷試験により測定するのが適切であるが、海底地盤では平板載荷試験を実施できないのでプレッショメータ試験を行い、その結果を平板載荷試験での値に変換して予測する。

1)に関しては、図一7.7に示す例でも動的試験法（この場合はサスペンション法による原位置弾性波速度測定）で求めたヤング率 E_t （図中点線内）は、原位置静的載荷試験で求めたヤング率（図中破線内：プレッショメータ試験 E_{PMT} 、平板載荷試験 E_{PLT} 、一軸圧縮試験 E_{50} ）よりもはるかに大きい。しかし、変形特性を動的応答値から求める動的試験と応力・ひずみ（荷重・変位）から求める静的試験は測定原理が異なるが、不連続性岩盤や大粒径礫質地盤を除くと、同一の応力状態で同一のひずみレベルで測定すれば、測定された弾性的変形特性には大差がないはずである。これは、図一5.18⁵⁾に示すように微小ひずみレベルでの剛性に対するひずみ速度と繰返し載荷の影響は小さいからである。図一7.7の例でも、乱れの少ないブロックサンプリング試料を用いて正確に軸ひずみを測定した三軸圧縮試験で求めた微小ひずみでのヤング率 E_0 は、 E_t とほぼ一致している。したがって、動弾性係数（変形特性）と静弾性係数（変形特性）の差は、応力状態とひずみレベルの差や室内試験での試料の乱れや軸ひずみの測定誤差等のための見かけ上の差である。

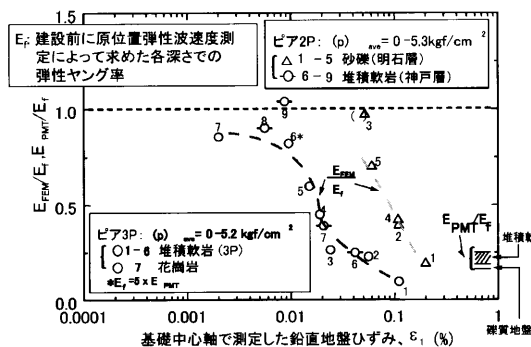
この場合の変形特性のひずみ・圧力レベルの依存性の

講 座

影響の重要性は、図—7.8に示す逆解析の結果からも分かる。 E_{FEM} は基礎中心軸に沿った支持地盤内の鉛直ひずみの深度分布と基礎荷重等の既知の境界条件から逆解析によって推定したヤング率であり、 E_i は建設前の原位置弾性波速度から求めた弾性ヤング率である。基礎底面に近いほど地盤掘削により拘束圧が低下し地盤内ひずみが大きくなるため、 E_{FEM}/E_i の値は1.0から大きく低下している。逆に、基礎底面から深くなるほど E_{FEM}/E_i は1.0に漸近する。また、プレッショメータ試験による E_{PMT} は孔壁に加えた拘束圧により増加し、ひずみが大きいことと孔壁の乱れの影響のために減少するが、通常は後者の要因の方が大きい⁴⁾。したがって、この場合 E_{PMT} を用いて基礎の沈下を等方線形弾性論で推定すると実測値を3倍以上過大評価する⁴⁾。また、一軸圧縮試験による E_{50} を用いると5倍以上過大評価する。一方、原位置弾性速度による E_i を基にして室内試験による剛性のひずみ・圧力レベル依存性を考慮したFEMによる非線形解析の結果は実測値に近い⁴⁾。

以上の教訓は、上総層（堆積軟岩）地盤上のレインボーブリッジの基礎の沈下特性の解析によっても確認された。特に、上総層堆積軟岩の剛性は従来採用されていた設計値よりも相当大きいと言う教訓が得られた。この場合は、剛性に対する圧力の影響は小さく、基礎の建設に伴う地盤変形から逆算したせん断剛性率、原位置弾性波速度とプレッショメータ試験から求めたせん断剛性率は、CD三軸圧縮試験から求めた接線せん断剛性率～ひずみ関係によって関連付けられた（図—7.9）。また、堆積軟岩地盤内の縦坑・空洞の掘削問題でも、同様な教訓が得られている⁷⁾。図—7.10は、多くの建設プロジェクトに関連して得られた「原位置弾性波速度から求めた弾性せん断剛性率 G_i 」と「三軸圧縮試験から求めた微小ひずみレベルでのせん断剛性率 G_0 」の比較の総括である。RCSで得られた一部の乱れの影響が大きい試料の G_0 は G_i よりもかなり小さいが、他のデータでは両者の対応は良い。

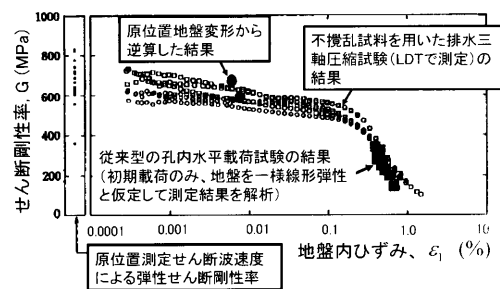
なお、図—7.8, 7.9, 7.10で示した原位置試験・実地盤挙動・室内試験の比較は、前述のように原位置試験のデータ解析では地盤材料を等方線形弾性体として仮定していることから、その意味で近似的なものである。



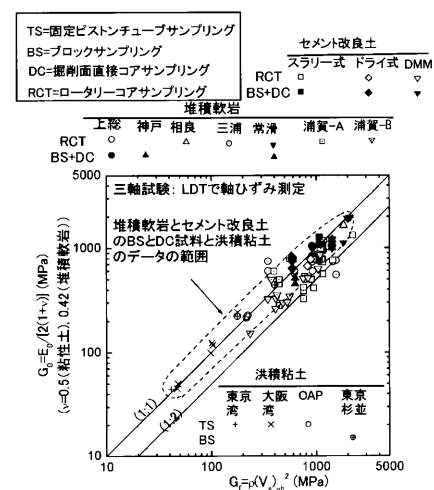
図—7.8 明石海峡大橋ピア2, 3の中心軸に沿った地盤内鉛直ひずみから逆算したヤング率 E_{FEM} の非線形性（本四公団提供資料による⁴⁾）

これらの経験は、堆積軟岩上に基礎が建設される東京湾口橋の地盤調査³⁾に引き継がれた。更に、紀淡海峡由良瀬戸大橋アンカレッジ1Aの支持地盤（図—7.5）の調査では、新たな教訓が得られた。すなわち、図—7.11aに示すように密度 ρ_t は短い深度間隔で変化しているが、これは砂礫層と粘土層の薄層が交互に複雑に存在しているためである。このため、粘土層の即時・残留圧縮の評価が重要となる。岩盤まで非常に深いため、基礎が深いほど基礎沈下量は減るが、経済的には成り立たなくなる。したがって、基礎沈下量を出来るだけ正確に評価し、著しく過大評価しない必要がある。大阪層群上部層と最下部層の境界は地質年代で87万年と160万年の不整合面なので、まず大阪層最下部層を確実な支持地盤と判定できるかが課題となった。図—7.11aにおいて ρ_t の下限値は粘土層の値であり、深くなるほど次第に増加して、それに対応して含水比の上限値は低下している。また、弾性ヤング率 $E_i = E_0$ の下限値も増加している（図—7.11b）。しかし、これらの物性値には不整合面（深度82 m付近）で明確な不連続性は見られない。

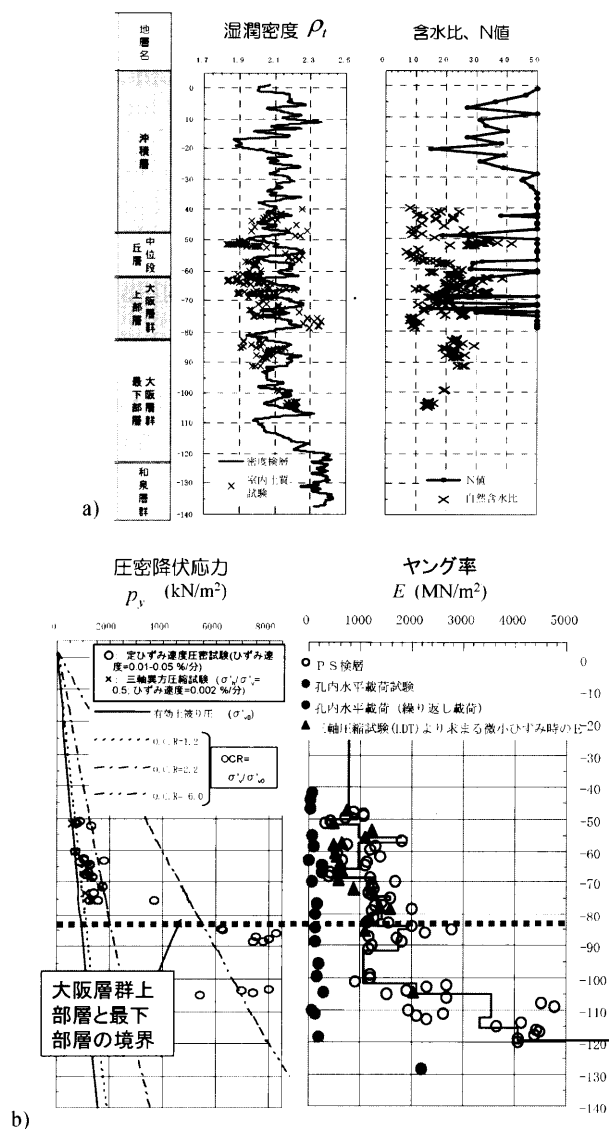
そこで、不攪乱試料を用いた詳細な定ひずみ速度一次元圧縮試験を行ったところ、この不整合面で圧密降伏応力 p_y が不連続的に急増していることが判明した（図—7.11b）。この情報と粘土層の圧縮性・二次圧密特性か



図—7.9 レインボーブリッジ、アンカレッジ4Aの建設に伴う地盤変形から逆算した剛性と各種地盤調査から求めた割線せん断剛性率の比較（深度—54～—74 m）^{4), 6)}



図—7.10 原位置弾性せん断波速度と不攪乱試料を用いた三軸試験から求めた弾性せん断剛性率、 G_i と G_0 の比較⁷⁾

図—7.11 由良瀬戸大橋アンカレッジ 1A の支持地盤⁸⁾～10)

ら、未固結粘土層を含んでいても大阪層群最下部層は確実な支持地盤となると判定できた。この事例は、地質的に古くなるほど応力履歴と年代効果の影響のため応力ひずみ関係はより線形になるが、この性質は弾性変形特性とは別個に評価する必要があることを示している。なお、この事例でも不攪乱試料を用いた三軸試験による E_0 は E_t とほぼ一致している一方、プレッショメータ試験(単調載荷)による E_{PMT} は大変小さいことに加えて、不整合面で不連続性を示さない。一方、セルフボーリングで繰返し載荷を与えたプレッショメータ試験による値はかなり大きい、多数のデータを得るには適さない。

上記のこの20年あまりの経験を総括すると、基礎の実挙動の経験に加えて、詳細な室内試験によるより正確な地盤物性の評価によって、長大橋梁の基礎の支持地盤が、硬岩地盤から堆積軟岩地盤・密な砂礫地盤へ、更に硬質粘性土層を含む地盤へ拡大してきたことが分かる。

7.3 セン断強度の設計値と室内試験

7.3.1 課題

地盤材料のせん断強度の設計値を評価する際にも、

7.2.1で述べた根本矛盾2)に加えて、様々な課題がある。

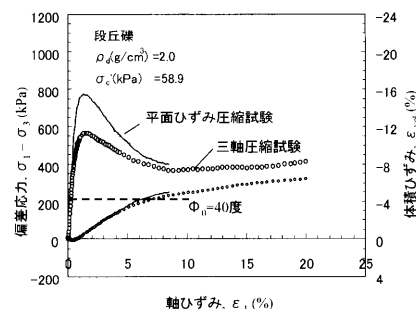
- 1) 地盤液状化を検討する場合を除くと、飽和砂礫地盤・盛土の地震時の設計せん断強度を排水条件を想定して決める場合が多い。上記の明石海峡大橋ピア2Pの例は、現在でも例外的なものであろう。
- 2) 盛土の設計せん断強度と締固め管理は、別個に行われる傾向にある。このため、設計せん断強度と盛土の実際の値が直接には連動していない。これらの課題に対しても、室内試験は貢献できる。

7.3.2 砂礫の非排水せん断強度

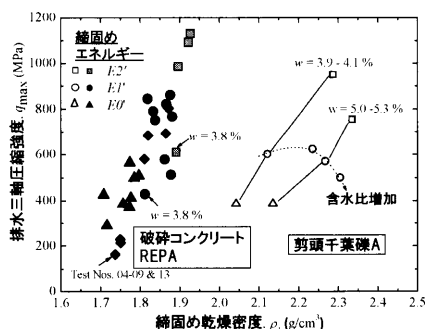
飽和砂礫地盤やフィルダム上流部等の地震時安定性は、従来は排水せん断強度を用いた極限釣合い法による安全率で評価する場合が多い。しかし、ある程度規模が大きいと地震時に非排水状態に近くなり、ある程度以上密だと排水せん断強度以上のせん断応力を繰返し加えても限定的なひずみしか出ない。また、乾燥密度の増加に伴う繰返し非排水せん断強度の増加率は、排水せん断強度の場合よりも著しくなることから、耐震設計で非排水繰返しせん断強度を用いると締固めの意義が明確になる。礫質土の非排水繰返し載荷試験は、通常の排水三軸圧縮試験よりもはるかに手間がかかるが、上記の事実を設計に生かすことが出来れば、その意義が生まれてくる。ロックフィルダムの設計では、この例が出てきている。

7.3.3 盛土の設計せん断強度

道路・鉄道の盛土の安定計算は、従来は標準的排水せん断強度(例えば、砂質土で内部摩擦角 $\phi=35$ 度、 $c=0$ 、礫質土では $\phi=40$ 度、 $c=0$)を用いて行ってきた。これは、長距離にわたり様々に変わる盛土材料の設計値を、詳細な地盤調査を多数行って決定することが現実的にはできないことから、最低保障値を示していると理解すべきであろう。一方、盛土の締固め管理では、締固め度 D_c (=所定の締固めエネルギーでの最大乾燥密度に対する乾燥密度の比)が例えば90%以上であることを規定する。しかし、良配合であるほど、粒径が大きいほど同一の D_c に対する乾燥密度は大きくなり、せん断強度は増加する傾向にある。図—7.12の例では、現場密度で締固めた良配合砂礫の供試体のCD三軸圧縮試験によるせん断強度は、設計値($\phi_0=40$ 度)よりもはるかに大きい。また、 $D_c=90\%$ と100%でのせん断強度の差は非常に大きい。図—7.13に示す例では、粒度調整碎石の $D_c=90\%$ の時の排水三軸圧縮強度は $D_c=100\%$ の時の約半分である。 $D_c=90\%$ と100%での盛土の残留沈下特性・地震時変形性の差は、更に大きい。したがって、なるべく良い盛土材を用いてなるべく良く締固めた場合は、そのことを設計に反映できる必要がある。すなわち、室内試験等によってせん断強度が標準的設計値よりも大きいことが確認できれば、その値を用いて設計できるようにすべきである。なお、平面ひずみ条件に近い状態にある現場に対しては、三軸圧縮強度は実際の平面ひずみ圧縮強度を過小評価する(図—7.12)。しかし、同時に異方性と破壊の進行性の影響を考慮する必要がある。斜面安定問題ではこの二つの要因が相殺すると考えて、三軸



図—7.12 高速道路盛土砂礫材料（最大粒径53 mm）の室内締固め供試体の三軸・平面ひずみ圧縮試験結果の比較例¹¹⁾



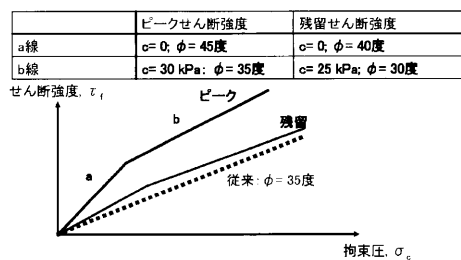
図—7.13 異なるエネルギー ($E_0' = 0.506 \text{ Nm/cm}^3$, $E_1' = 2.53 \text{ Nm/cm}^3$, $E_2' = 5.06 \text{ Nm/cm}^3$) を用いて異なる含水比で締固められた砕砕コンクリート REPA とせん頭干葉礫 A の拘束圧 30 kPa の排水三軸圧縮試験での圧縮強度～乾燥密度関係¹²⁾

圧縮強度を用いる方が妥当であろう。

7.3.4 ひずみ軟化現象と粒径効果

せん断応力がピーク値に達しても、地盤・盛土が直ちに崩壊するわけではない。特に、レベルⅡ設計地震動に対しては、盛土に若干の変形が生じて一時的に機能が停止しても短期間に復旧できる程度ならば許容すべきであろう。図—7.12に示すように、ピーク強度発揮後に残留強度に低下する。したがって、すべり面に沿った地震時すべり量を Newmark 法で計算する場合、完全塑性を仮定した上で各点でのピーク強度を用いると、すべり量を過小評価する。一方、残留強度を用いるとすべり量を過大評価する。より現実的な値を得るためには、すべり変位に伴ってピーク強度が残留強度に低下することを考慮する必要がある。図—7.14に示すのは、高速道路盛土の地震時すべり変位を求めるための盛土材のせん断強度の目安（下限値）である。ピーク強度と残留強度を別個に規定したことが、画期的である。ピーク強度は盛土材の種類や締固め密度に左右されるので、室内試験で測定する意義が出てくる。また、本講座第6回ではピーク強度と残留強度の両方を考慮する新しい動土圧計算法が紹介されている。

図—7.12に示す軸ひずみは、供試体の平均値である。実際はピーク値から残留値への応力の低下率はせん断層のすべり変位の関数であり、大粒径ほど強度低下に必要なすべり変位が大きい。この特性のため、同一のすべり



図—7.14 高速道路盛土の耐震性能照査に用いる盛土材の設計強度特性の目安¹³⁾

変位に対するせん断応力の低下は、大粒径ほど小さくなる。また、同一の地震入力に対するすべり変位は大粒径ほど小さくなる（本講座第6回）。このような粒径効果を考慮する意義は、ロックフィルダムの安定計算では大きくなる。また、砂礫質地盤上の帯基礎の支持力にも粒径効果が現れ、大粒径ほど支持力は大きくなる^{14), 15)}。

7.4 地盤改良技術のための室内試験

7.4.1 室内試験の意義

新しい地盤改良工法や新しい材料を用いた盛土工法などによって地盤・盛土の合理的な設計をするためには、施工法の検討に加えて盛土材の物性を室内試験によって理解する必要がある。図—7.13にその一例を示す。同一の締固めエネルギーで締固めた場合、粒度調整砕石と全く同一の粒度分布を持つ砕砕コンクリートの締固め後の乾燥密度は粒度調整砕石よりもかなり小さいが、排水せん断強度は同等か、より大きい。また、砕砕コンクリートの圧縮強度に対する締固め密度の影響は、極めて大きいことが分かる。したがって、良く締固めれば、砕砕コンクリートは粒度調整砕石と同等か、それ以上の良い盛土材になることを示している。これと同様に室内試験が地盤改良技術に貢献した事例を、以下に示す。

7.4.2 東京湾横断道路

このプロジェクトでは4種類のセメント混合地盤改良工法（軟弱粘土層での従来型深層混合工法、同じく低強度深層混合工法、スラリーセメント混合砂質土盛土工法、ドライ式セメント混合砂質土盛土工法）が重要な役割を果たした。そのセメント混合・材料配合設計には室内試験が当然必要であった。それに加えて、すべての工法で、セメント改良土の剛性とそのひずみレベル・圧力レベル依存性の評価と地盤・盛土の安定解析のための設計強度値の決定に、室内試験が重要な役割を果たした。

設計調査が開始された当初、スラリー式セメント改良砂質土の剛性は30 MPa（せん断剛性率で10 MPa）程度と報告されていた。深層混合工法によって改良された軟弱粘性土についても、同様の値が設計値とされていた。しかし、この値は軸ひずみを載荷軸の変位から求めた一軸圧縮試験によるものであった。その後行われた「供試体側面で正確に軸ひずみを測定する三軸圧縮試験」で得られた微小ひずみでのせん断剛性率 G_0 の値はその10倍以上であり、その値は実規模試験盛土と実地盤・盛土での原位置弾性波速度から求めた弾性せん断剛性率 G_f と

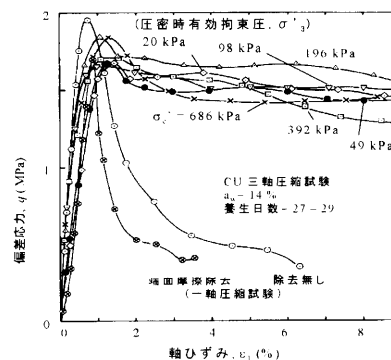
ほぼ一致した（図—7.10）。また、設計地震動によって盛土内に生じるひずみレベルの範囲では、ほぼ線形挙動であることも室内試験によって確認された¹⁶⁾。

深層混合工法により改良された地盤の従来からの安定解析法は、セメント改良地盤を無筋コンクリート構造物として扱い、構造物の剛体としての滑り出し・転倒に対する安定性と構造物の支持地盤の支持力を検討するとともに、構造物内部の作用応力を許容応力度と比較する「構造物式設計法」であった。許容応力度は、一軸圧縮強度を大きく逓減して求める。この設計法は、本来一軸圧縮試験のようにピーク強度に対して残留強度が非常に小さくて脆性破壊をする場合に妥当である。本プロジェクトにこの方法を適用したところ、強度逓減率が高いことから、かなりセメント量を増加しても、大規模なセメント改良地盤・盛土内部のすべての場所で地震時作用応力度が許容応力度以下になるように設計できなかった。

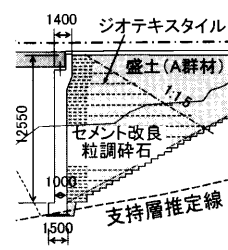
しかし、拘束圧がない一軸圧縮試験では残留強度がゼロになるが、地盤内では拘束圧にほぼ比例した排水残留強度が期待できる。また、静水圧が十分高い状態での非排水三軸圧縮試験では、残留強度は非常に大きくて破壊は延性的である（図—7.15）。本プロジェクトではセメント改良地盤と盛土の規模が大きく、すべり面を伴うせん断破壊が主要な破壊モードであると推定された。このことから、地盤・盛土全体の安定性を円弧すべり計算法のような極限釣合い法で検討し、全体の安定に対する安全率が1.0以上の所定の値以上であることを確認する「地盤式設計法」の方が妥当であると判断された。この場合、構造物が大規模であることに加えてセメント改良土は破壊ひずみが小さいことから、すべり面に沿って同時にピーク強度が発揮されるとは期待できない。この進行性破壊の要因を考慮すれば、極限釣合い安定解析に用いる設計せん断強度としては、残留せん断強度が妥当であると判断された¹⁸⁾。

7.4.3 永久重要構造物としてのセメント改良盛土

九州新幹線の高田で、2003年に新しい形式の橋台が建設された（図—7.16）。この橋台では、常時と地震時にセメント混合礫質土を締固めた盛土から鉄筋コンクリート擁壁構造物（パラペット）に土圧が作用するのではなく、盛土が薄いパラペットを水平方向に保持する。この新しい橋台形式の開発にも、室内試験が重要な貢献をした。まず、セメント改良礫質土を最適含水比で締固めると締固め密度が極大になるが、圧縮強度がそれにも増して明確な極大値を示すことが判明した（図—7.17）。この結果に基づいて、現場の盛土施工では最適含水比で締固めた。また、セメント改良土はコンクリートと比較するとはるかに剛性が低く、繰返し载荷によって大きな残留ひずみが発生する可能性が危惧された。しかし、図—7.18に示すように、一定の偏差応力の持続载荷の下では粘性のためにクリープ変形するが、セメントの水和反応のために時間経過とともに硬化・強化する。このため、短時間経過後にクリープ変形はほぼ完全に停止する。次に一定のひずみ速度で繰返し载荷を加えて次に単調载荷



図—7.15 セメント添加率 $a_w = 14\%$ の軟弱粘土の一軸圧縮試験とCU三軸圧縮試験による q - ε_1 関係¹⁷⁾。



図—7.16 九州新幹線高田に建設されたセメント混合礫質土盛土からなる新しい橋台（単位 mm）¹⁸⁾

を加えると、非常に大きな応力範囲で弾性的な変形特性を示す。このことから、図—7.16に示すような場合、建設後一定の期間が経過した後は、列車荷重に対して弾性変形しか示さないことが予測できる。

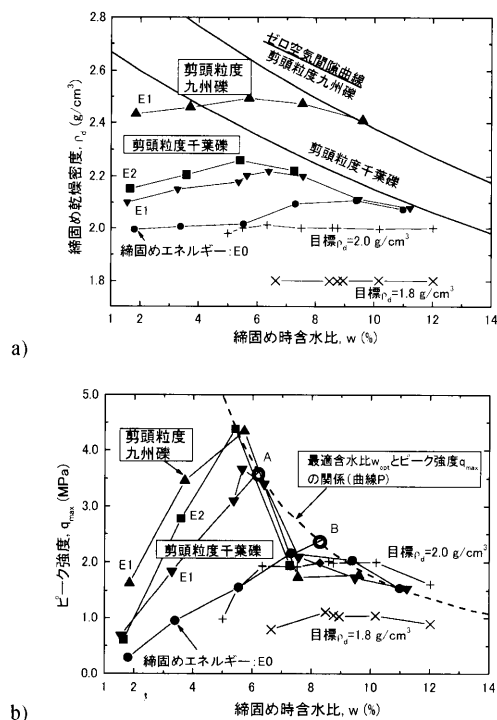
7.5 構成モデルの研究のための室内試験

個々の構成モデルが変形強度特性の高い予測能力があることを示すための室内試験は、かなり多い。しかし、構成モデルの基本（例えば、弾粘塑性モデルでは降伏曲線の形や流動則、間隙比の応力経路依存性、粘性等）を直接検証しようとした室内試験は、意外に少ない。今後、この点で室内試験が貢献できる。

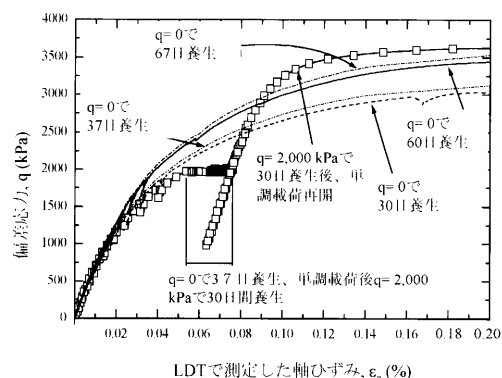
図—7.16に示す「一定偏差応力での養生により高剛性を示す大きな応力範囲が発達する現象」は、セメント混合礫質土盛土を広く永久重要構造物に用いるためには重要な知見である。また、この現象は自然地盤において、長期にわたり粘性によるクリープ変形が生じる同時に、粒子間のセメンテーションによる年代効果が発揮される現象を類推させる。セメント改良土に加えて、このようなクリープ変形と年代効果を受けた自然地盤の挙動（特に小ひずみでの変形挙動）を予測するためには、粘性と年代効果を同時に考慮する構成モデルが必要である¹⁹⁾。

7.6 まとめ

室内地盤材料試験は、地盤工学の設計調査・研究の一手段にしかすぎない。しかし、設計に対して直接的、間接的に貢献できる。したがって、室内試験が主体の研究の場合でも、常に設計を念頭におくことが研究の健全さのために必要であろう。一方、地盤工学の設計・施工・



図一7.17 セメント混合礫質土のa)縦固め曲線とb)排水三軸圧縮強度 ($\sigma'_3 = 19.8 \text{ kPa}$)¹⁸⁾



図一7.18 セメント混合礫質土盛土の排水三軸圧縮試験 ($\sigma'_3 = 19.8 \text{ kPa}$) での偏差応力を受けた状態での長期養生が与える影響¹⁸⁾

管理に従事する技術者は、設計値は設計法と関連していることに注意を払う必要がある。例えば、地盤材料を一定の剛性を持つ等方線形弾性体や等方剛完全塑性体と単純化した理論に基づいて設計する場合、設計値と実際の物性が異なることに注意を払い、より複雑な地盤材料の物性を理解する努力が必要である。その場合も、室内試験は貢献できる。

参考文献

- 1) Tatsuoka, F., Yamada, K., Yasuda, M., Yamada, S. and Manabe, S.: Cyclic undrained behaviour of an undisturbed gravel for aseismic design of a bridge foundation, *Proc. of the Second Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St Louis (Prakash eds.), Vol. 1, pp. 141~148, 1991.
- 2) 佐古康廣・若杉 護・山田眞一・中島 啓・龍岡文夫：砂礫薄層からの不攪乱試料の三軸圧縮試験による強度・変形特性，第39回地盤工学研究発表会，新潟，2004.
- 3) Tatsuoka, F., Hayano, K. and Koseki, J.: Strength and

deformation characteristics of sedimentary soft rock in the Tokyo metropolitan area, *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils* (Tan et al. eds.), Swets & Zeitlinger, pp.1461~1525, 2002.

- 4) Tatsuoka, F. and Kohata, Y.: Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, *Proc. of Int. Symposium Pre-Failure Deformation of Geomaterials*, Balkema, Vol. 2, pp. 947~1063, 1995.
- 5) 山下 聡・古関潤一・早野公敏：本講座第5回，最近の室内せん断試験における新発見—小ひずみ挙動—，土と基礎，Vol. 53, No. 7, pp. 37~44, 2005.
- 6) Izumi, K., Ogiwara, M. and Kameya, H.: Displacements of bridge foundations on sedimentary soft rock: A case study on small-strain stiffness, *Geotechnique* 47, No.3, pp.619~632, 1977.
- 7) 龍岡文夫・小高猛司・王 林・早野公敏・古関潤一：堆積軟岩の変形特性，研究展望，土木学会論文集，No. 561/Ⅲ-38, pp. 1~17, 1977.
- 8) 東岡正樹・山田眞一・林 三男・龍岡文夫：長大吊橋の基礎の沈下予測のための地盤の変形特性調査，第57回土木学会年次学術講演会Ⅲ，pp. 1363~1364, 2002.
- 9) Yamamoto, T., Miyagawa, H., Yamada, S. and Nakajima, H., Tatsuoka, F. and Kuwano, R.: Compression characteristics of stiff clay to support a bridge foundation evaluated by field and laboratory tests, *Proc. 3rd Int. Sym. on Deformation Characteristics of Geomaterials*, IS Lyon 03, (Di Benedetto et al. eds.), Balkema, September, pp. 1363~1371, 2003.
- 10) 宮川 久・東岡正樹・林 三男・中島 啓・龍岡文夫：硬質粘土の一次元圧縮における変形降伏特性，第38回地盤工学研究発表会概要集，pp. 273~274, 2003.
- 11) 緒方健治・山田眞一・酒井運雄・龍岡文夫：礫質盛土材料の平面ひずみ・三軸圧縮試験による強度・変形特性，第38回地盤工学研究発表会，秋田，2003.
- 12) 富田佑一・山田康裕・Lovati Luca・龍岡文夫・平川大貴・松島健一：盛土材としての破碎コンクリートの変形強度特性に及ぼす縦固め密度の影響，第40回地盤工学研究発表会（函館），2005.
- 13) 大窪克己・浜崎智洋・北村佳則・稲垣太浩・佐伯宗大・濱野雅裕・龍岡文夫：高速道路盛土の大規模地震時の耐震性検討（その1）—盛土材のせん断強度の検討—，第38回地盤工学研究発表会，秋田，2003.
- 14) 龍岡文夫：古典理論の今昔—土圧・支持力，土木学会誌，2001.
- 15) 龍岡文夫・岡原美智夫・Siddiquee, M.S.A.: 模型実験・材料実験・数値解析による砂地盤上の帯基礎の支持力の研究，土と基礎，Vol. 40, No. 5, pp. 11~16, 1992.
- 16) Tatsuoka, F., Uchida, K., Imai, K., Ouchi, T. and Kohata, Y.: Properties of cement-treated soils in Trans-Tokyo Bay Highway project, *Ground Improvement*, Thomas Telford, Vol. 1, No. 1, pp. 37~58, 1997.
- 17) Tatsuoka, F. and Kobayashi, A.: Triaxial strength characteristics of cement-treated clay, *Proc. the 8th European Conf. on SMFE*, Vol. 8, No.1, pp. 421~426, 1983.
- 18) Tatsuoka, F.: Cement-mixed soil for Trans-Tokyo Bay Highway and railway bridge abutments, *Geotechnical Engineering for Transportation Projects*, Proc. of Geo-Trans 04, GI, ASCE, Los Angeles, ASCE Special Geotechnical SPT, No. 126 (Yegian and Kavazanjian eds.), pp. 18~76, 2004.
- 19) Tatsuoka, F., Di Benedetto, H. and Nishi, T.: A framework for modelling of the time effects on the stress-strain behaviour of geomaterials, *Proc. 3rd Int. Sym. on Deformation Characteristics of Geomaterials*, IS Lyon 03 (Di Benedetto et al. eds.), Balkema, September, 2003, pp. 1135~1143, 2003.