



道路の耐久性向上に資する路床土の設計パラメータに関する研究

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2021-06-23 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 若月, 洋朗 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.15118/00010393

道路の耐久性向上に資する路床土の
設計パラメータに関する研究

令和 3 年 1 月

若月 洋朗

本研究の要旨

近年の地球規模の気候変動に具体的な対策を求めた SDGs や、2008 年をピークに減少に転じた人口問題などから、交通を支える重要インフラとしての道路の整備に数々の課題が生じてきている。たとえば、舗装分野への直接的および間接的な CO₂ 削減要求や、少子高齢化による地方の衰退に伴う地域交通の再生といった課題である。すなわち、地球環境および社会環境の変化に、舗装構造設計も追従し進化すべきであることが示唆される。一方、舗装構造設計に関する技術基準の整備に関しては、舗装設計方法の仕様規定から性能規定化への移行や、理論的設計法の適用の動きが進行しており、その合理化が着々と進んでいると言える。

本研究は、道路の耐久性の向上に資するために、土質条件や気象条件、荷重载荷条件の評価が可能な路床土の設計パラメータ設定方法の提案を目指したものである。設計パラメータの検討対象は、「応力依存性」、「排水条件の影響」を考慮した変形係数であり、その評価および提案を行うために、複数の異なる地盤材料を用いた室内土質試験を実施した。

「舗装設計に地盤工学の研究成果が十分に反映されていない。舗装下の有効応力状態の理解を深めるための更なる研究が、将来の舗装工学を改善させるための基礎となる可能性がある」との指摘 (Brown, S. F., 1996) を踏まえれば、道路の耐久性向上を目指すためには、設計パラメータ取得の手段に精度の高い室内土質試験を導入することが必要不可欠であると考えられる。そこで、本研究では、地盤工学会基準に定められている「繰返し三軸試験(JGS0542-2009)」(以下 CTX 試験) および「ベンダーエレメント試験(JGS0544-2011)」(以下 BE 試験) から得られるデータを用いるものとした。さらに、両試験の実施によって、変形係数 E の「応力依存性」と「排水条件の影響」を評価できることから、「ベンダーエレメント併用繰返し三軸試験 (以下 CTX-BE 試験と称す)」を新規に導入した。この試験により、ベンダーエレメントを取り付けた供試体で、排水条件を変えた CTX 試験の繰返し载荷の途中で、BE 試験を数回実施することにより、せん断剛性率 G と平均有効主応力 σ_m' の関係を評価することができる。

まず、地盤材料として、物理指標の異なる 9 種の試料を用いて CTX-BE 試験を行い、試験結果から得られたデータの傾向と既往研究の成果との比較により、試験方法の妥当性を検証した。つぎに、得られたデータをもとに、舗装設計に用いるための設計パラメータとなる非排水条件下の変形係数 E_u とポアソン比 ν_u および、排水条件下の変形係数 E_d とポアソン比 ν_d を求めた。さらに、 E_u および E_d それぞれについて、平均有効主応力 σ_m' と間隙比関数 $f(e)$ をパラメータとした推定式を導いた。以上の成果に基づき、舗装構造設計に必要な路床土の排水条件を考慮した変形係数とポアソン比を設定するための新しい手法を提案した。

本研究は、近年の環境問題や様々な社会的要請を踏まえ、舗装構造設計における環境問題解決型研究と理論的舗装設計を連携させた取組みに位置づけられる。そして、応力依存性と排水条件を考慮した路床土の設計パラメータとしての変形係数の設定方法を提案した研究成果は、その連携に大いに寄与するものと考えられる。

主な記号

A	:	材料係数
D_r	:	相対密度
D_{50}	:	平均粒径
e	:	間隙比
E	:	変形係数
E_{eq}	:	等価変形係数
E_{max}	:	初期変形係数
E_u	:	非排水条件下の変形係数
E_d	:	排水条件下の変形係数
E_{BE}	:	CTX-BE 試験から求めた変形係数
$(E_{u0})_{CTX}$:	非排水条件下の CTX 試験で得られる初期変形係数
$(E_{d0})_{CTX}$:	排水条件下の CTX 試験で得られる初期変形係数
F_c	:	試験試料の細粒分含有率
$f(e)$:	間隙比関数
G	:	せん断剛性率
G_{max}	:	初期せん断剛性率
G_u	:	非排水条件下のせん断剛性率
G_d	:	排水条件下のせん断剛性率
G_{BE}	:	CTX-BE 試験で得られたせん断剛性率
$(G_0)_{BE}$:	CTX-BE 試験の最初の繰返し载荷前の計測で得たせん断剛性率
$(G_{u0})_{BE}$:	非排水条件下の CTX-BE 試験の最初の繰返し载荷前の計測で得たせん断剛性率
$(G_u)_{BE}$:	非排水条件下の CTX-BE 試験の繰返し载荷途中の計測で得たせん断剛性率
$(G_{d0})_{BE}$:	排水条件下の CTX-BE 試験の最初の繰返し载荷前の計測で得たせん断剛性率
H_{vs}	:	BE 試験実施時の供試体の高さ
I_p	:	塑性指数
K_0	:	静止土圧係数
L	:	BE 試験におけるせん断波の伝播距離
l_{Tr}	:	送信用ベンダーエレメントの挿入長
l_{Re}	:	受信用ベンダーエレメントの挿入長
M_r	:	レジリエントモデュラス

p'	:	平均有効主応力(= σ_m')
q	:	軸差応力(= $\sigma_1 - \sigma_3$)
S_r	:	試験試料の飽和度
Δt	:	BE 試験におけるせん断波の伝播時間
Δt_s	:	BE 試験における送受信波の立ち上り点から求めた伝播時間
Δt_p	:	BE 試験における送受信波のピーク点から求めた伝播時間
Δt_d	:	BE 試験における計測装置全体の遅延時間
Δu	:	BE 試験直前の過剰間隙水圧
u	:	BE 試験直前の間隙水圧測定値
u_b	:	背圧
$(V_s)_{BE}$:	BE 試験で計測されたせん断波速度
γ	:	せん断ひずみ
$\Delta\gamma_{max}$:	最大せん断ひずみ増分
ε	:	軸ひずみ
$\Delta\varepsilon_a$:	円柱供試体による軸対称三軸圧縮試験における軸ひずみ増分
$\Delta\varepsilon_r$:	円柱供試体による軸対称三軸圧縮試験における側方ひずみ増分
ν	:	ポアソン比
ν_u	:	非排水条件のポアソン比
ν_d	:	排水条件のポアソン比
ρ_s	:	土粒子の密度
ρ_t	:	試験試料の湿潤密度
σ_c'	:	圧密応力
σ_d	:	軸差応力
σ_m'	:	平均有効主応力
σ_{v0}'	:	有効土被り圧
$\Delta\sigma_a'$:	軸方向有効応力増分
$\Delta\sigma_r'$:	側方向有効応力増分
$\Delta\tau_{max}$:	最大せん断応力増分

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	5
1.3 本論文の構成	7
参考文献	10
第2章 非排水・排水条件下の弾性諸定数の関係および本研究に関連する 既往の研究	12
2.1 等方弾性仮定下における非排水・排水条件下の弾性諸定数の関係	12
2.1.1 非排水条件下での変形係数 E_u とポアソン比 ν_u	13
2.1.2 排水条件下での変形係数 E_d とポアソン比 ν_d	13
2.2 舗装構造設計に用いる設計用値に関する研究	15
2.3 ベンダーエレメント試験に関する研究	21
2.4 変形特性の定式化に関する研究	28
2.4.1 変形特性に及ぼす圧密履歴・拘束圧の影響	28
2.4.2 変形特性に及ぼす載荷方法・速度の影響	33
2.4.3 せん断剛性率の定式化	35
参考文献	40
第3章 試験試料, 試験装置, 試験条件	47
3.1 本研究で使用した試験試料	47
3.2 試験方法と試験装置	49
3.2.1 繰返し三軸試験 (CTX 試験)	50
3.2.2 ベンダーエレメント試験 (BE 試験)	51

3.3	試験条件と試験手順	53
3.3.1	CTX-BE 試験で実施する BE 試験の実施条件	53
3.3.2	CTX 試験の排水条件	54
3.3.3	各試料に対する試験条件	56
3.3.4	CTX-BE 試験で得られる計測値	65
3.3.5	CTX-BE 試験による応力依存性の評価方法	66
3.3.6	CTX 試験とレジリエントモデュラス試験の比較	79
	参考文献	86
第 4 章	CTX-BE 試験による実験結果	88
4.1	BE 試験の測定値の評価	88
4.1.1	豊浦砂のせん断剛性率 G の一般値との比較	88
4.1.2	自然堆積地盤の PS 検層結果との比較	90
4.2	CTX 試験結果	92
4.3	BE 試験結果	98
4.3.1	せん断波速度 $(V_s)_{BE}$ の測定結果	99
4.3.2	非排水条件のせん断剛性率 $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE}$ と 平均有効主応力 σ_m' の関係	101
4.3.3	排水条件のせん断剛性率 $(G_{d0})_{BE}$ と圧密応力 σ_c' の関係	104
4.4	BE 試験による $(G_{u0})_{BE}$ と $(G_{d0})_{BE}$ の関係	106
4.5	CTXU-D と CTXU-U の比較	109
4.6	CTX 試験の $(E_{u0})_{CTX}$ と BE 試験から求めた $(E_{u0})_{BE}$ の関係	112
	参考文献	115

第5章 変形特性の応力依存性と排水条件の影響に関する考察	116
5.1 応力依存性	116
5.1.1 拘束圧依存性に関する評価	117
5.1.2 繰返し応力載荷履歴依存性に関する評価	121
5.2 排水条件の違いが変形特性に及ぼす影響	125
5.2.1 非排水条件の変形係数 $(E_{u0})_{BE}, (E_u)_{BE}$, ポアソン比 ν_u	125
5.2.2 排水条件の変形係数 $(E_{d0})_{BE}$, ポアソン比 ν_d	128
5.3 せん断剛性率 G , 間隙比 e および平均有効主応力 σ_m' の関係	135
5.3.1 間隙比関数 $f(e)$ の検討	135
5.3.2 指数 n の検討	136
参考文献	142
第6章 路床土の設計パラメータとしての変形係数設定法の提案	144
6.1 間隙比関数 $f(e)$ で補正した $G \sim \sigma_m'$ 関係式の計測データによる検証	144
6.1.1 計測データによる $f(e)$ と n の検証	144
6.1.2 非排水条件下の $(G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE}/(1+e)^{-3} \sim \sigma_m'$ 関係	146
6.1.3 排水条件下の $(G_{d0})_{BE}/(1+e)^{-3} \sim \sigma_c'$ 関係	147
6.2 路床土の設計パラメータとしての変形係数設定法の提案	149
6.3 既往の変形係数推定式との比較	152
6.4 実務への適用	154
6.4.1 設計パラメータを得るための提案手法のフロー	155
6.4.2 提案手法を用いた場合のメリット	156
6.4.3 環境問題, 社会問題への対応方針	156
6.4.4 設計基準等への適用に対する将来展望	157
参考文献	158

第7章 結論	159
7.1 変形特性の応力依存性と排水条件の影響	159
7.2 路床土の設計パラメータとしての変形係数設定法の提案と 実務への適用	160
7.3 今後の課題	161
参考文献	163
謝辞	164

第1章 序論

1.1 研究の背景

道路は、高度経済成長期以降、高速道路、幹線道路等の整備が着実に進み、我が国の経済発展に大きく貢献した。経済成長政策下においては、全国的な人口増加、東京・大阪などの大都市圏への人口集中により、人の輸送や物流システムを向上させることが、喫緊の課題であったことは言うに及ばない。しかし、昨今の地球規模の気候変動に具体的な対策を求めた SDGs¹⁾や、2008 年をピークに減少に転じた人口問題²⁾などから、交通を支える重要インフラとしての道路整備に数々の課題が生じてきている。

環境というキーワードに対しては、日本においても過去に経験したことがない記録的な集中豪雨の発生に伴い、持続可能な社会インフラの整備、維持という観点が重要視されている。また、2005 年京都議定書目標達成計画³⁾に基づき、舗装分野へも直接および間接的な CO₂ 削減対策が要求されている。さらに、人口減少というキーワードに対しては、少子高齢化による地方の衰退に伴う地域交通の再生に加え、人と環境に優しい新たなモビリティの開発および普及に大きな期待が持たれている。

以上のことに併行して、舗装構造設計に関する技術基準の整備も進行している。その動きとしては、舗装設計指針 2006⁴⁾では、環境負荷の少ない舗装、舗装構造の性能規定化が示され、舗装性能評価法 2013⁵⁾では、性能設計の推進に伴う使用材料の多様化が示され、舗装設計便覧 2006⁶⁾では、具体的な理論的設計手法が示されている。すなわち、舗装設計方法の仕様規定から性能規定化への移行、理論的設計法の適用の動きが整ってきている。このような状況下においては、環境問題解決型研究と理論的舗装設計の連携が、今後の舗装構造設計に必要な

可欠な取り組みと考えられる⁷⁾。さらに、安全・安心な国土、生活の質の向上、生産性向上効果を生み出すといった時代の要請に応えるためには、道路インフラのストック効果を最大限に発揮させる必要がある⁸⁾。すなわち、舗装された道路の大部分を占めるアスファルト舗装について、環境問題と理論的設計法を組み合わせた取り組みを進めていくことで、最大限のストック効果が得られると考えられる。

アスファルト舗装の性能照査型設計を限界状態設計法⁶⁾で行う際は、舗装の変形量を多層弾性解析によって求めることになる⁹⁾。多層弾性解析は、交通荷重によって各層に生じるひずみを多層弾性理論によって求める解析手法であり、各層の設計用値として設定される変形係数とポアソン比の与え方の違いが、ひずみ、変形量などの解析値の精度に大きく影響を及ぼす。また、舗装標準示方書に示される要求性能の一つである荷重支持性能においては、路床・路盤の応力とひずみ量が照査項目に示されており¹⁰⁾、この時に用いられる設計用値である変形係数とポアソン比が要求性能の照査を行う上での重要なパラメータになっている。特に路床については、計画路線の地形条件と道路のフォーメーションに応じて、地盤材料からなる素地を利用するケースが非常に多い。道路は、一般的に延長の長い構造物であるため、設計用値として用いる路床土の変形係数、ポアソン比は、様々に変化する地盤材料の土質条件や地下水の分布状態に応じて種々変化すると考えるべきである。しかし、舗装設計便覧2006⁶⁾に示されている舗装材料の弾性係数の標準値を見ると、数値の範囲がかなり広く限界状態設計法の考え方とはまったくかけ離れたものになっている。また、土質条件や地下水に関する点にも触れられていない。

変形係数には、応力依存性があることが広く知られており^{例えば11)}、設計指針に取り入れられた例もある¹²⁾。路床土が同一の地盤材料で構成されている場合でも、交通荷重の影響に加えて土被り圧の違いに応じて、変形特性が応力依存し変化するため、応力に依存しない一定値として設計用値を与えた場合は、変

形予測値が実際と乖離することが懸念される。この応力依存性を考慮した舗装設計に用いる設計用値としての変形係数は、現在、現場での輪荷重の影響を考慮したレジリエントモデュラス（以下 M_r と称す、もしくは試験方法を表す際は M_r 試験と略す）を用いることが望ましいとされている。これは、日本道路協会の「舗装調査・試験法便覧、第4分冊」に明記されており、米国の AASHTO による試験方法¹³⁾ (T307-99(2003)) に基づくものである。 M_r は、輪荷重などの作用を想定して測定された路床材料などの変形特性を表すものであり、復元弾性係数や復元変形係数と訳される。しかし、 M_r 試験は、非常に複雑な試験であることに加えて、一般的に剛性の低い傾向のある路床土に適用した場合は、予備荷重の段階で供試体が破壊に至ることも多く、いまだ適用にあたっては未解明な部分が多い状態にある。また、試験条件として、不飽和状態の供試体を圧密させず、非排水条件で荷重を載荷させることが前提となっており、実地盤の応力状態や地下水の状態を室内で再現することができない。

一方、近年の土地利用や環境対策を取り入れた設計思想の変化を踏まえれば、路床が水浸するケースについても留意するべきである。埋立てにより造成された地下水位の高い地盤上に空港が建設された場合や、近年の環境問題の一つであるヒートアイランド現象への対策として車道部に透水性舗装を適用する場合については、路盤および路床材料の支持力が水浸状態の進行に伴い低下することが考えられる。

また、交通荷重の載荷時間の状態に応じて、路床土の変形係数に及ぼす排水条件の違いによる影響を考慮することが、設計条件として重要であることが指摘されている。すなわち、車両等の低速走行時においては、路床が水浸状態もしくは不飽和状態から排水が可能な条件で変形することになるため、排水条件下の力学モデルの設定が必要になる。このような低速走行時の路床の材料特性に着目した研究はほとんど例がない。

以上のことより、様々な社会的要請を背景とすれば、舗装構造設計における

環境問題解決型研究と理論的舗装設計の連携は急務であり，応力依存性と排水条件を考慮した路床土の設計用値を検討した本研究の成果は，その連携に大いに寄与するものと考えられ，安全で持続可能な豊かな国土形成と利用を目指す上でも，その意義は大きい。

1.2 研究の目的

本研究は、道路の耐久性の向上に資するために、土質条件や気象条件、荷重・載荷条件の評価が可能な路床土の設計パラメータ設定方法の提案を目指したものである。前節に示した背景により、設計パラメータの検討対象は、「応力依存性」、「排水条件の影響」を考慮した変形係数であり、その評価および提案を行うために、5種の異なる地盤材料を用いた室内土質試験を実施した。

木幡らは、合理的な設計を行うためには、変形係数の「応力依存性」が重要になることと、その関係を把握する上で室内土質試験が有効な手段になり得ることを指摘している¹⁴⁾。また、室内土質試験を用いることについては、Brownの第36回ランキンレクチャ¹⁵⁾での「舗装設計に地盤工学の研究成果が十分に反映されていない。舗装下の有効応力状態の理解を深めるための更なる研究が、将来の舗装工学を改善させるための基礎となる可能性がある。」とのコメントを参照し、筆者は道路の耐久性向上を目指すためには、設計パラメータ取得の手段に精度の高い室内土質試験を導入することが必要不可欠であると考えた。

本研究では、地盤工学会基準（以下 JGS 基準と略す）に定められている「繰返し三軸試験(JGS0542-2009)¹⁶⁾」（以下 CTX 試験）および「ベンダーエレメント試験(JGS0544-2011)¹⁷⁾」（以下 BE 試験）から得られるデータを用いるものとした。さらに、両試験の実施によって、計測値であるせん断剛性率 G の「応力依存性」と変形係数 E に及ぼす「排水条件の違いの影響」を評価できることから「ベンダーエレメント併用繰返し三軸試験（以下 CTX-BE 試験と称す）」を導入した。この試験により、ベンダーエレメントを取り付けた供試体で、排水条件を変えた CTX 試験の繰返し载荷の途中で、BE 試験を数回実施してせん断剛性率 G と有効応力（本研究では、平均有効主応力 σ_m' とした）の関係を評価することができる。

対象とした地盤材料は、土質条件の異なる 5 種の試料（物理指標の違いで分

ければ9種類)とし, CTX-BE 試験結果から得られたデータと既往研究の成果との比較により, 試験結果の妥当性を評価する. つぎに得られたデータをもとに, 舗装設計に用いるための設計パラメータとなる, 非排水条件下の変形係数 E_u とポアソン比 ν_u および排水条件下の変形係数 E_d とポアソン比 ν_d を求める. さらに, E_u および E_d それぞれについて平均有効主応力 σ_m' と間隙比関数 $f(e)$ をパラメータとした推定式を求めることにより, 路床土の設計パラメータの設定手法を提案する.

最後に, 本研究の成果を実務に適用するために, 設計パラメータを得るための提案手法のフロー, 提案手法を用いた場合のメリット, 環境問題・社会問題への対応方針, 提案手法の基準等への適用に関する将来展望を整理し, 本研究の総括とする.

1.3 本論文の構成

本論文は7章から構成されている。

第1章 序論

第2章 非排水・排水条件下の弾性諸定数の関係および本研究に関連する
既往の研究

第3章 試験試料，試験装置，試験条件

第4章 CTX-BE 試験による実験結果

第5章 変形特性の応力依存性と排水条件の影響に関する考察

第6章 路床土の設計パラメータとしての変形係数設定法の提案

第7章 結論

第1章は序論とし，本論文の背景と研究目的を述べるとともに，論文全体の構成を示した。

第2章は非排水・排水条件下の弾性諸定数の関係および本研究に関連する既往の研究とし，本研究のテーマとした非排水および排水条件下の変形係数とポアソン比の関係を述べ，本研究に関連のある既往研究として，舗装構造設計に用いる設計用値に関する研究，ベンダーエレメント試験に関する研究，変形特性の定式化に関する研究の事例をまとめた。

第3章は試験試料，試験装置，試験条件とし，本研究で使用した試験試料の物理指標や採取場所の情報を説明し，試験装置と試験条件や試験手順について述べた。また，本研究で提案した CTX-BE 試験について，実施条件の詳細として，排水条件，各試料に対する個別の試験条件，CTX-BE 試験で得られる計測値，応力依存性の評価方法，舗装設計で用いられているレジリエントモデュラス試験との比較について説明した。

第4章は CTX-BE 試験による実験結果を示した。計測に先立って行った BE

試験による測定値の妥当性の評価を、同一の試料条件による既往研究データとの比較により実施し、問題のないことを確認した。つぎに CTX 試験の結果として、変形係数 $(E_{u0})_{CTX}, (E_{d0})_{CTX}$ と圧密応力 σ_c' および間隙比 e の関係を整理した。BE 試験の結果としては、せん断波速度 V_s の測定結果、非排水条件の $(G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係、排水条件の $(G_{d0})_{BE} \sim \sigma_c'$ 関係を整理した。結果の比較検討では、非排水条件の $(G_{u0})_{BE}$ と排水条件の $(G_{d0})_{BE}$ の比較、CTXU-D 条件と CTXU-U 条件の結果の比較、CTX 試験の $(E_{u0})_{CTX}$ と BE 試験から求めた $(E_{u0})_{BE}$ の比較による双方の試験データの関係について評価した。

第5章は変形特性の応力依存性と排水条件の影響に関する考察として、本研究のテーマである排水条件を考慮した路床土の変形係数の推定式を導くための基礎的な条件を検討した。まず、計測データによる応力依存性に関して、拘束圧依存性、繰返し応力載荷履歴依存性についてそれぞれ評価した。つぎに排水条件による比較として計測データを用いて非排水条件と排水条件下の変形係数とポアソン比を求めた。さらにせん断剛性率 G と間隙比 e および平均有効主応力 σ_m' の関係として、変形係数推定式を構成する間隙比関数 $f(e)$ および指数 n について検討した。

第6章は路床土の設計パラメータとしての変形係数設定法の提案として、まず第5章で検討し設定した $f(e)$ と n について計測データによる検証を行い、設定した $f(e)$ に問題がないことを確認した。つぎにここまでの計測結果と検討および検証結果をもとに、路床土の設計パラメータとしての変形係数設定法の提案を行った。さらに本研究の成果に基づき、設計パラメータを得るための実施提案と実務への適用方法を示した。

第7章は結論とし、本研究の成果の主体をなす第5章、第6章の内容を総括し、本研究で目指した路床土の耐久性向上に資する設計パラメータの設定手法を示し、最後に今後の課題について述べた。

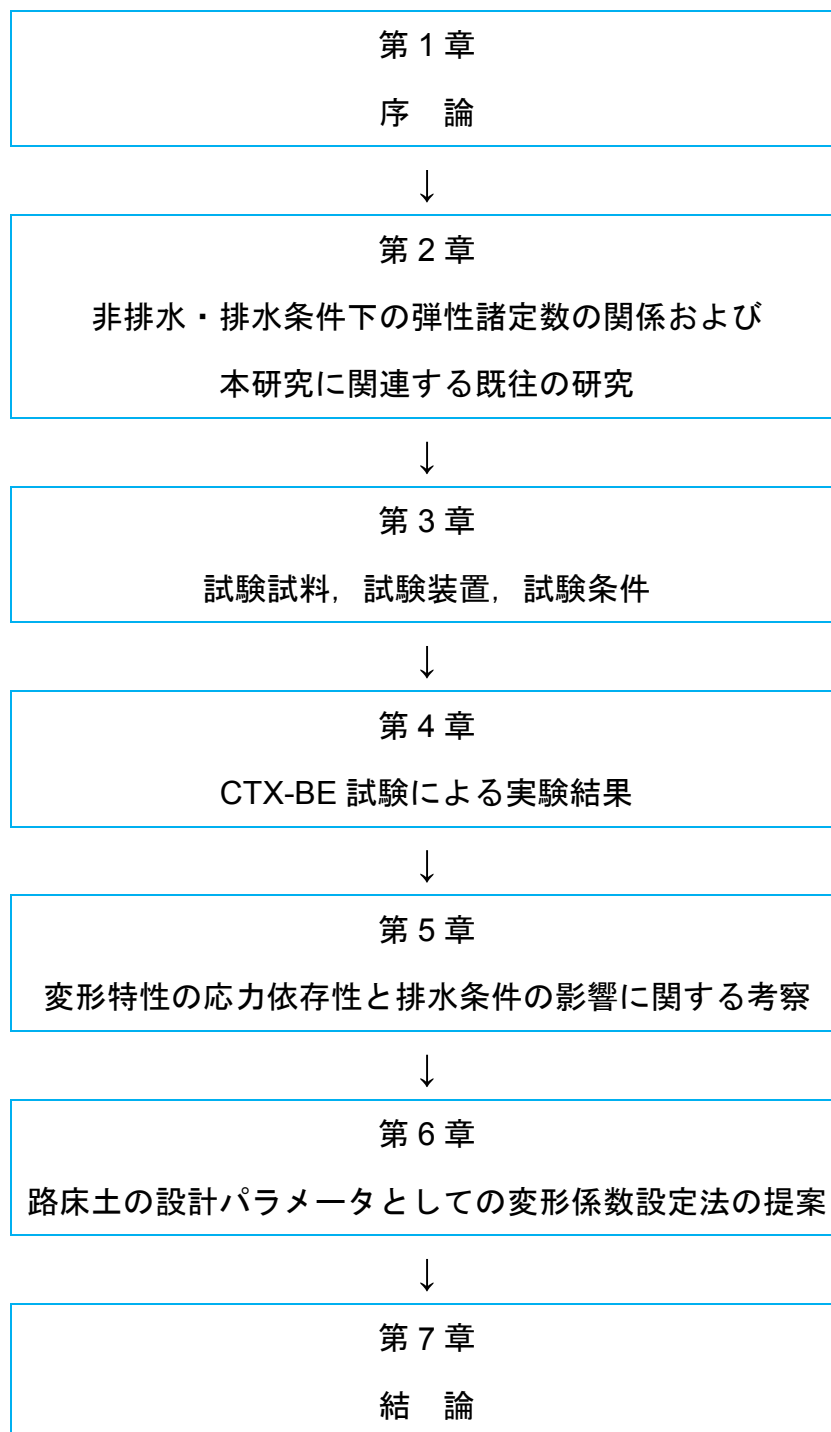


図-1.3.1 本研究のフロー

参考文献

- 1) 国際連合広報センターホームページ : <https://www.unic.or.jp/>
- 2) 総務省統計局ホームページ : <https://www.stat.go.jp/>
- 3) 日本国閣議決定 : 京都議定書目標達成計画, 2005(2008 改定)
- 4) (公社)日本道路協会 : 舗装設計施工指針, 2006.
- 5) (公社)日本道路協会 : 舗装性能評価法—必須および主要な性能指標編—, 丸善, pp.1-3, 2013.
- 6) (公社)日本道路協会 : 舗装設計便覧, 2006.
- 7) 佐藤研一, 木幡行宏, 竹内康, 平川大貴 : 講座, 舗装と交通荷重に関する地盤工学, 4.路床・路盤の材料・力学特性, 地盤工学会誌, Vol.56, No.12, pp.62-72, 2008.
- 8) 令和2年版国土交通白書, 2020
- 9) (公社)土木学会 : 多層弾性理論による舗装構造解析入門, 舗装工学ライブラリー3, 丸善, 2005.
- 10) (公社)土木学会 : 舗装標準示方書, 2014.
- 11) Whitman, R. V. : Some consolidations and data regarding the shear strength of clays, Proc. ASCE Reseach Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp.581-614, 1960.
- 12) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編 : 鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計, 2012.
- 13) AASHTO : Standard Specification for Transportation Material and Methods of Sampling and Testing, Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials, T307-99, 2003.
- 14) 木幡行宏, 山下聡, プラダンテージ : 地盤材料の小ひずみでの非線形性と地盤変形

問題への適用 2.室内試験法（その1），土と基礎，Vol.45，No.2，pp.61-66，1997.

15) Brown, S. F. : Soil mechanics in pavement engineering, *Geotechnique*, Vol.46, No.3, pp.383-426, 1996.

16) (公社)地盤工学会：地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法，JGS 0542：2009.

17) (公社)地盤工学会：ベンダーエレメント法による土のせん断波速度測定方法，JGS 0544：2011.

第2章 非排水・排水条件下の弾性諸定数の関係および本研究 に関連する既往の研究

2.1 等方弾性仮定下における非排水・排水条件下の弾性諸定数の関係

排水条件を考慮した舗装構造解析用変形係数の設計用値の設定方法を検討するためには、非排水・排水条件下での弾性諸定数の関係を確認しておく必要がある。

土の供試体を等方弾性体と仮定した場合、円柱供試体による軸対称三軸圧縮試験における軸ひずみ増分 $\Delta\varepsilon_a$ および側方ひずみ増分 $\Delta\varepsilon_r$ は、軸方向有効応力増分 $\Delta\sigma'_a$ 、側方向有効応力増分 $\Delta\sigma'_r$ および変形係数 E 、ポアソン比 ν を用いて式(2-1)、式(2-2)によって表される。

$$\Delta\varepsilon_a = (\Delta\sigma'_a - 2\nu \cdot \Delta\sigma'_r) / E \quad (2-1)$$

$$\Delta\varepsilon_r = \{(1 - \nu)\Delta\sigma'_r - \nu \cdot \Delta\sigma'_a\} / E \quad (2-2)$$

また、せん断剛性率 G と変形係数 E およびポアソン比 ν の関係は、最大せん断応力増分 $\Delta\tau_{\max}$ と最大せん断ひずみ増分 $\Delta\gamma_{\max}$ により式(2-3)の通りとなる。

$$G = \frac{\Delta\tau_{\max}}{\Delta\gamma_{\max}} = \frac{(\Delta\sigma'_a - \Delta\sigma'_r)/2}{\Delta\varepsilon_a - \Delta\varepsilon_r} = \frac{(\Delta\sigma'_a - \Delta\sigma'_r)/2}{(\Delta\sigma'_a - \Delta\sigma'_r)(1+\nu)/E} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2-3)$$

2.1.1 非排水条件下での変形係数 E_u とポアソン比 ν_u

飽和土についての非排水条件下での三軸圧縮試験の場合、

$$\Delta\varepsilon_a + 2\Delta\varepsilon_r = 0 \quad (2-4)$$

が成り立つことから、式(2-4)に式(2-1), (2-2)を代入することにより、
 $\nu_u = 0.5$ を得る。これを、式(2-1)に代入すると、非排水条件下における変形係数 E_u
 が式(2-5)で表される。

$$E_u = (\Delta\sigma'_a - \Delta\sigma'_r) / \Delta\varepsilon_a = (\Delta\sigma_a - \Delta\sigma_r) / \Delta\varepsilon_a \quad (2-5)$$

また、 $\nu_u = 0.5$ を式(2-3)に適用して、式(2-6)を得る。

$$G = E_u / 3 \quad (2-6)$$

2.1.2 排水条件下での変形係数 E_d とポアソン比 ν_d

排水条件下では、 $\Delta\sigma'_a = \Delta\sigma_a$, $\Delta\sigma'_r = \Delta\sigma_r$ であるから、側圧一定 ($\Delta\sigma_r = 0$) の排水
 三軸圧縮試験における変形係数 E_d は式(2-1)より、式(2-7)で表される。

$$E_d = \Delta\sigma_a / \Delta\varepsilon_a \quad (2-7)$$

せん断剛性率 G は排水条件によらないとの理論的な説明^{例えば1)}に加えて、実験

的にも確認されている^{例えば2)}から、式(2-3)に基づいて以下の式(2-8)の関係が得られる。

$$G = \frac{E_u}{2(1+\nu_u)} = \frac{E_d}{2(1+\nu_d)} \quad (2-8)$$

式(2-8)に $\nu_u=0.5$ を代入することで、排水条件のポアソン比 ν_d は、 E_d と E_u を用いて式(2-9)で表すことができる。

$$\nu_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{E_d}{E_u} - 1 \quad (2-9)$$

2.2 舗装構造設計に用いる設計用値に関する研究

図-2.2.1は、Towhata et al.による交通荷重が弾性体と仮定した地盤上を通過する場合の地盤内の応力状態であり、地盤内の主応力は、交通荷重の通過に伴い連続的に回転していることを示している³⁾。また、Towhataらはこのような繰返し荷重下での変形量は、繰返し三軸試験から得られる結果の2倍程度であると示している。しかし、路盤や路床の設計では、Towhataらの示した条件を考慮しておらず、CBR試験のような静的な荷重による材料の変形特性から路盤や路床の層厚を検討しているのが現状である⁴⁾。

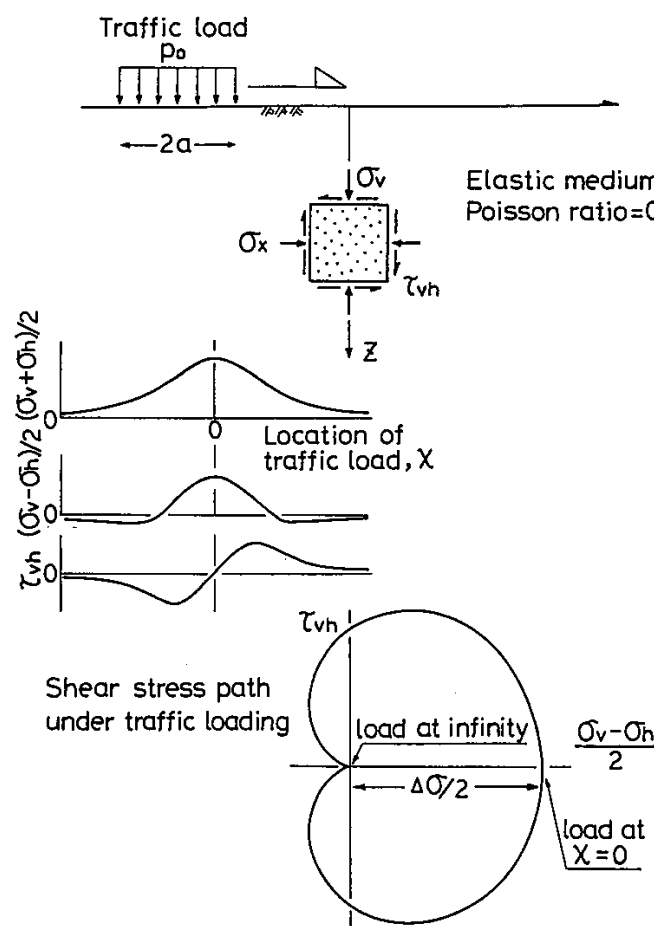


図-2.2.1 交通荷重による地盤内応力状態³⁾

舗装構造設計を性能照査型の限界状態設計法で行う場合を考えると、舗装各層をモデル化した多層弾性解析によって、応力計算、変形予測が行われる。多層弾性解析は、交通荷重が路盤、路床に伝わり舗装各層に生じるひずみを多層弾性理論によって予測するための解析手法であり、各層の変形係数とポアソン比を与えてひずみ、変形量を得るものである。

実務レベルでは、変形係数を室内 CBR 試験の結果から、材料によらず 10×設計 CBR (MPa) とした推定値を用いることが多い⁵⁾。また、材料によって与えられた一般値を用いることもできるが、個々の一般値はかなり幅が広い状態にある⁶⁾ (後述の表-2.2.1 を参照する)。ポアソン比についても、解析結果への影響が少ないとして一般値を用いることが多い⁶⁾。

室内土質試験によって直接的に変形係数を求める方法としては、現場での輪荷重の影響を考慮したレジリエントモデュラス (以下 M_r と称す、もしくは試験方法を表す際は M_r 試験と略す) が用いられている。これは、日本道路協会の「舗装調査・試験法便覧、第4分冊」に明記されており、米国の AASHTO による試験方法⁷⁾ (T307-99(2003)) に基づくものである。 M_r は、輪荷重などの作用を想定して測定された路床材料などの変形特性を表すものであり、復元弾性係数や復元変形係数と訳され、応力レベル依存性やひずみレベル依存性があることが知られている。

AASHTO の示す舗装構造に関する力学的経験的 (M-E) 設計ガイドによれば、舗装各層のモデル化について、室内試験によって得られた M_r が、レベル1～レベル3の3段階のうち最も信頼性の高いレベル1の入力値 (プロジェクトサイトでの試験、調査結果) であるとされている。なお、レベル2は統計データによる材料の一般値であり、レベル3は地域毎に整理されたデフォルト値として表-2.2.1の数値が推奨されている。

表-2.2.1 粒状地盤と路床材料の標準値(最適含水比によるモデュラス)(Level 3)

材料区分	M_r の範囲,psi	標準 M_r ,psi[MPa]	材料区分	M_r の範囲,psi	標準 M_r ,psi[MPa]
A-1-a	38,500~42,000	40,000[276]	SW	28,000~37,500	32,000[221]
A-1-b	35,500~40,000	38,000[262]	SP	24,000~33,000	28,000[193]
A-2-4	28,000~37,500	32,000[221]	SW-SC	21,500~31,000	25,500[176]
A-2-5	34,000~33,000	28,000[193]	SW-SM	24,000~33,000	28,000[193]
A-2-6	21,500~31,000	26,000[179]	SP-SC	21,500~31,000	25,500[176]
A-2-7	21,500~28,000	24,000[165]	SP-SM	24,000~33,000	28,000[193]
A-3	24,500~35,500	29,000[200]	SC	21,500~28,000	24,000[165]
A-4	21,500~29,000	24,000[165]	SM	28,000~37,500	32,000[221]
A-5	17,000~25,500	20,000[138]	GW	39,500~42,000	41,000[283]
A-6	13,500~24,000	17,000[117]	GP	35,500~40,000	38,000[262]
A-7-5	8,000~17,500	12,000[83]	GW-GC	28,000~40,000	34,500[238]
A-7-6	5,000~13,500	8,000[55]	GW-GM	35,500~40,500	38,500[265]
CH	5,000~13,500	8,000[55]	GP-GC	28,000~39,000	34,000[234]
MH	8,000~17,500	11,500[79]	GP-GM	31,000~40,000	36,000[248]
CL	13,500~24,000	17,000[117]	GC	24,000~37,500	31,000[214]
ML	17,000~25,500	20,000[138]	GM	33,000~42,000	38,500[265]

注) A-1-a~A-7-6 は AASHTO の土質分類表, CH~GM は土質材料の工学的分類による。

M_r の応力依存モデルの主要なものは、藤波らが示した式(2-10)、式(2-11)⁸⁾や、米国の力学的・経験的舗装設計ガイド（以下、MEPDG）に示されている非結合材料（Unbound material）の M_r を示す一般化モデルである式(2-13)がある。

$$\text{路盤材} \quad M_r = k_1 \cdot p_s (\theta / 3p_s)^{k_2} \quad (2-10)$$

$$\text{路床材} \quad M_r = k_3 \cdot p_s (\sigma_1 / p_s)^{k_4} \quad (2-11)$$

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \gamma \cdot z (1 + 2K_0) \quad (2-12)$$

ここに、 $k_1 \sim k_4$ は材料定数、 p_s は基準応力（100 kPa）、 θ は主応力和、 σ_1 は鉛直方向の垂直応力(kPa)、 σ_2, σ_3 は水平方向の垂直応力(kPa)、 γ は単位体積重量、 z は応力算出点までの深さ、 K_0 は土圧係数（路盤 0.6、路床 0.8）である。

$$M_r = k_1 \cdot p_a (\theta / p_a)^{k_2} (\tau_{oct} / p_a + 1)^{k_3} \quad (2-13)$$

ここに、 $k_1 \sim k_3$ は材料定数、 τ_{oct} は八面せん断応力(軸対称応力条件下では $\sqrt{2\sigma_d/3}$)、 p_a は大気圧 (101.3 kPa) である。また、 σ_d は式(2-14)により求める。

$$\sigma_d = \sigma_1 - 0.5(\sigma_2 + \sigma_3) + \gamma \cdot z(1 - K_0) \quad (2-14)$$

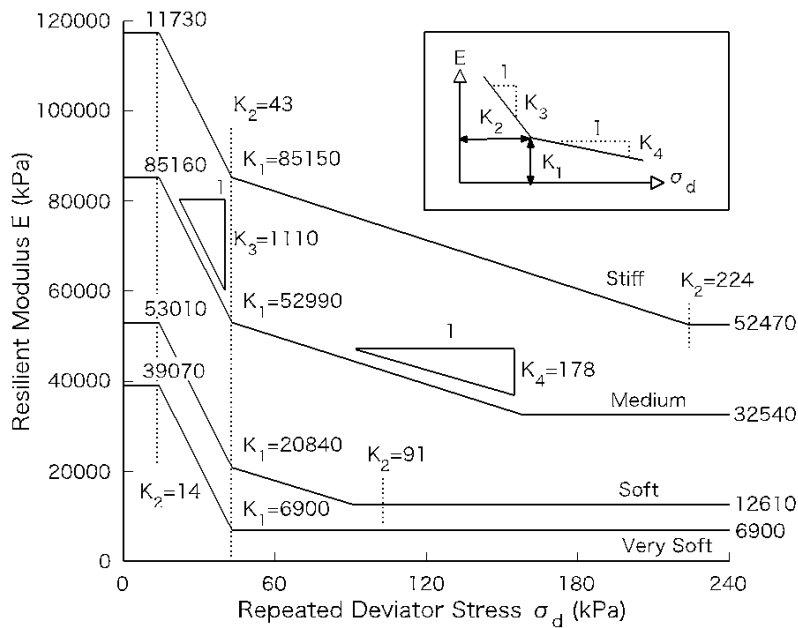


図-2.2.2 路床土の $M_r \sim \sigma_d$ の関係⁹⁾

図-2.2.2 は、Huang によって示された MLET プログラムによる非線形解析に用いる路床土の M_r である⁹⁾。ここに示された σ_d は、式(2-14)によって求めたものである。

M_r 試験の AASHTO 規格 (AASHTO T307) では、不飽和状態の試料を圧密せず、応力載荷時は非排水条件で実施する。地下水位の変動を考慮して飽和試料

による実験も推奨されているが¹⁰⁾、詳細な研究成果は発展途上の段階にある。また、応力載荷時に排水条件にて実施した事例はわずかである¹¹⁾。

水浸により飽和した路床の力学モデルについては、深刻化する環境問題との関係からも、活発に研究が行われている。空港舗装を検討した例では、立地条件の悪化から、埋立てにより造成された地下水位の高い地盤上に空港が建設された場合は、路床のみならず路盤までも地下水面下となるケースがあるとされ、路盤および路床材料の支持力が水浸状態の進行に伴い低下することが指摘されている¹²⁾。また、近年の環境問題の一つであるヒートアイランド現象への対策として、透水性舗装が注目されている¹³⁾。背景として、都市河川流域の浸水被害の軽減のために、舗装表面からの雨水流出抑制対策が求められるようになってきたことが挙げられる¹⁴⁾。透水性舗装については、雨水浸透によって路盤・路床の強度が低下するとして、歩道や駐車場での利用がほとんどで車道への利用が少ない状況にあった。しかし昨今、種々の路床土の耐久性や流出抑制機能についての研究¹⁵⁾や、浸透メカニズムの解明のために路盤材・路床材の不飽和浸透特性の検討¹⁶⁾が行われ、車道部への適用に向けて各分野において成果が得られている。また、環境省から透水性舗装の活用促進が具体的に発信されていることから^{17), 18)}、深刻化する環境問題への解決策の一つとして期待が持たれている。

一方、交通荷重の載荷時間の状態に応じて、路床土の変形係数に及ぼす排水条件の違いの影響を考慮することも重要である。交通荷重の載荷時間の違いに関しては、航空機の走行速度と空港舗装のひずみとの関係の研究¹⁹⁾や、鉄道貨物駅などのコンテナヤードで10 km/h程度の低速で走行する大型荷役機械によるアスファルト混合物層のひずみを推定した研究²⁰⁾および、同一の交通量であっても渋滞による走行速度の低下でアスファルト舗装のダメージが異なること

を明らかにした研究²¹⁾によって設計条件としての重要性が指摘されている。すなわち、車両等が低速走行時においては、路床が水浸状態もしくは不飽和状態から排水が可能な条件で変形することになるため、排水条件下の力学モデルの設定が必要になる。

2.3 ベンダーエレメント試験に関する研究

ベンダーエレメント（以下、BE）とは、圧電セラミックの薄板を通常2枚張り合わせたバイモルフ型振動子の呼称であり、分極処理を施されたセラミックは、応力を加えると電気分極を生じ電界が発生し（正効果）、逆に電界を加えて電気分極を起させるとひずみを生じる（逆効果）特性を有している。他の圧電材料や水晶を用いた同様の方法はいくつか存在したが、圧電セラミックを用いたBE試験方法を最初に提案したのは Shirley and Hampton²²⁾である。これによって振幅が小さいために受信がうまく行えないなどの問題が解決された。

図-2.3.1は、ベンダーエレメントの一例を示したものである²³⁾。このように二枚張り付けた圧電セラミック板を片持ち梁にしたものを、試験機のキャップとペDESTALに取り付けて、供試体の上下端面に挿入し、土供試体内に伝播するせん断弾性波速度（以下、せん断波速度）を測定し、せん断弾性係数 G を求めることを目的としている²⁴⁾。

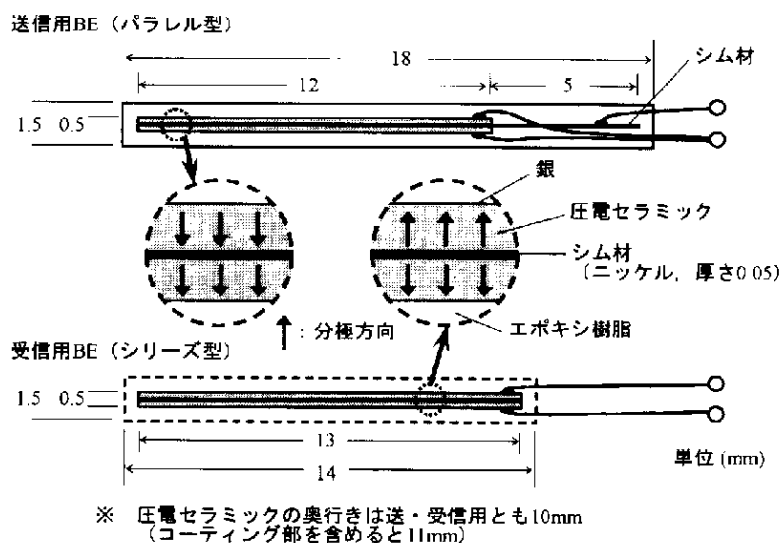


図-2.3.1 ベンダーエレメントの一例²³⁾

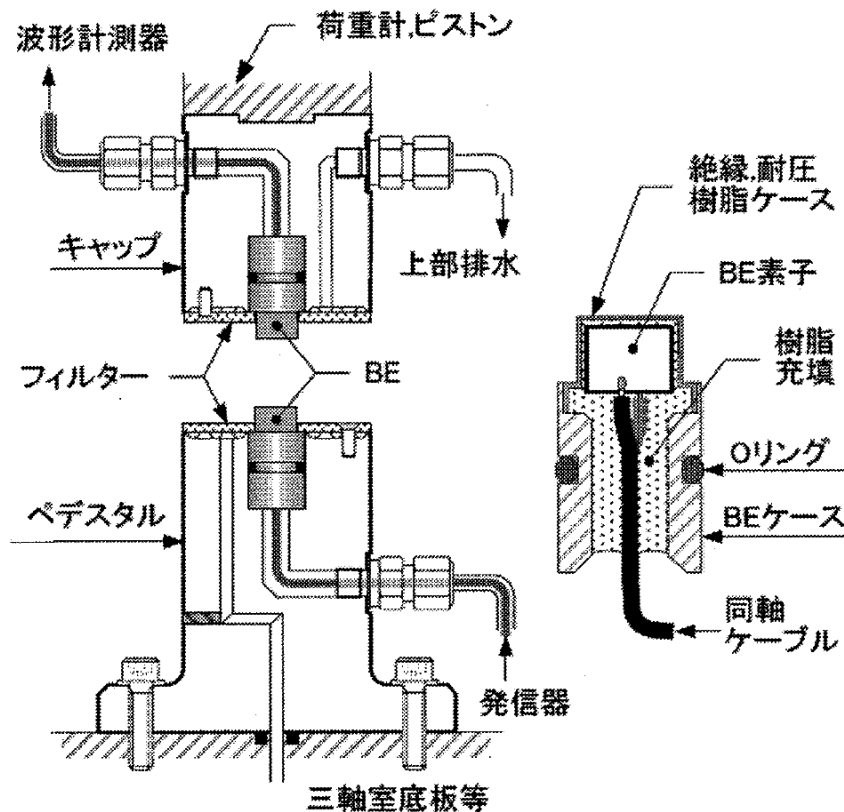


図-2.3.2 着脱式ベンダーエレメントの例²⁵⁾

図-2.3.2 は着脱式ベンダーエレメントの例である²⁵⁾。この方式であると、破損等により交換することが容易である。本研究においてもこの方式を用いた。

図-2.3.3 はせん断波の伝播とベンダーエレメントの初動の向きに関する概略図である²⁶⁾。信号発生器から供給された電圧信号によって送信用ベンダーエレメントが振動し、これによって生じたせん断波が土供試体中を伝播して受信用ベンダーエレメントに到達した際、受信用ベンダーエレメントが最初に振動する方向は送信用ベンダーエレメントが最初に振動した方向と一致、すなわち両者の初動の向きは一致するはずである。

しかし、ベンダーエレメント間距離が小さい場合、主として P 波によって引き起こされる near-field-effect と呼ばれる現象や、電氣的な雑音、境界面での反

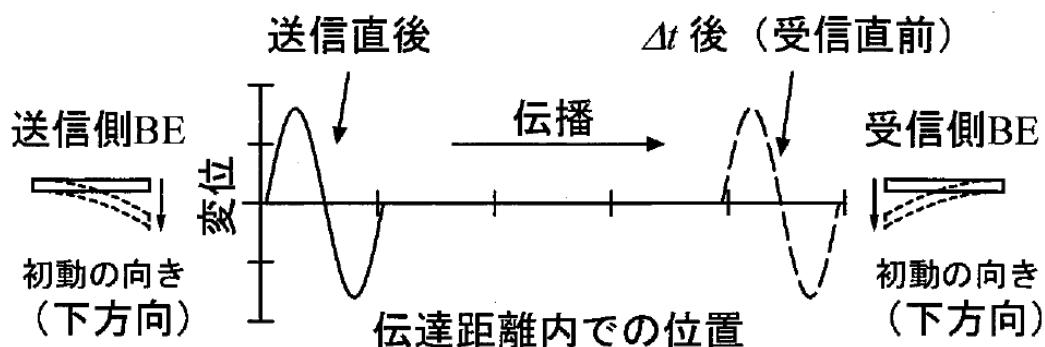


図-2.3.3 せん断波の伝播とベンダーエレメントの初動の向きに関する概略図²⁶⁾

射等の影響によって、せん断波の到達以前に初動の向きが一致しない方向で、振動に伴う電圧変化が見られることがある。この点は、JGS 基準において、ベンダーエレメントを直接密着させた状態で電圧波形を与えることで、初動の向きが一致する際の送信電圧の極性を把握するよう定めている。

ベンダーエレメントの供試体との密着性についても重要である。ベンダーエレメントの供試体への挿入において、わずかではあるが供試体を損傷させてしまい、局部的に不均一な状態になる懸念があるが、これを軽減するために、予め供試体にベンダーエレメントと同程度の溝を掘っておき、そこにベンダーエレメントを挿入する方式も行われている²⁷⁾。

ベンダーエレメントを用いたせん断波速度の測定法が提案された当初は、送信用ベンダーエレメントに与える電圧波形は矩形波であることが多かったが²⁴⁾、JGS 基準では1波長の正弦波としている。図-2.3.4 に示すように、矩形波では多様な周波数のせん断波が送受信されることになり、場合によっては伝播時間の同定が困難になるためである²⁸⁾。

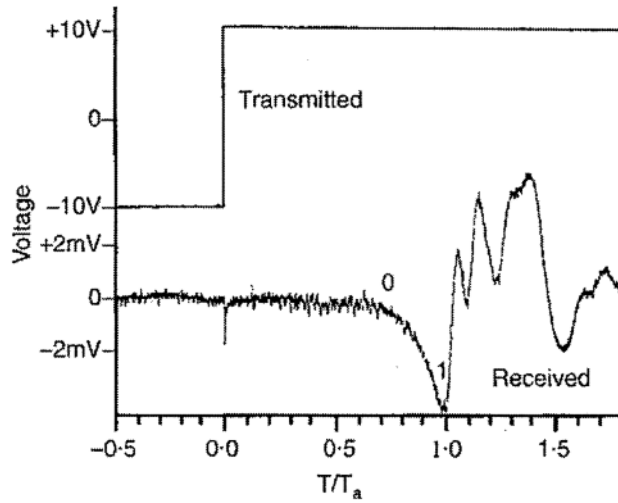


図-2.3.4 送信波に矩形波を用いたバンダーエレメント試験結果の例²⁸⁾

図-2.3.5 は、供試体のせん断波速度と伝播時間の同定に用いた周波数帯域をまとめたものである^{29), 30)}。この関係から、全体的に硬質な状態ほど周波数も大きくなり、最大でも 50 kHz 程度であることから、JGS 基準においては、粘性土では 2 kHz~20 kHz、砂質土では 5 kHz~50 kHz を目安とし、この中から 5 種類程度の異なる周波数で試験を行うことが推奨されている。

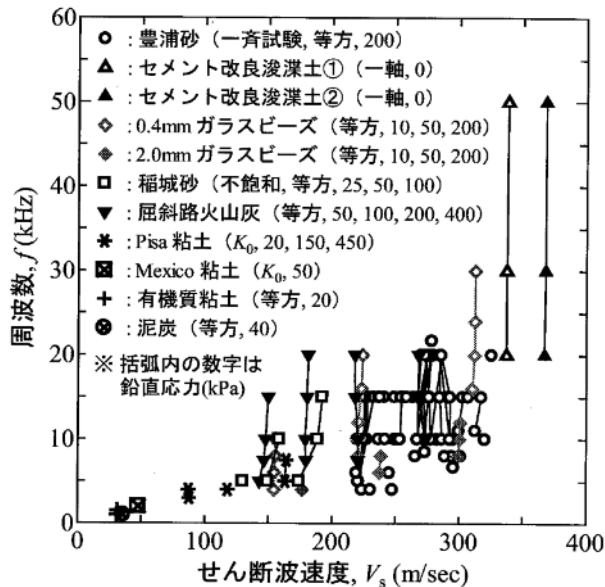


図-2.3.5 供試体のせん断波速度と伝播時間の同定に用いた周波数帯域^{29), 30)}

ベンダーエレメント試験の結果に対して、伝播時間の算定には大きく分けて3つの方法が提案されているが、JGS基準では、T.D.法 (time domain technique) と呼ばれる手法が採用されている。これは、実際の電圧波形からせん断波の送信時間と到達時間を読み取り、その差を伝播時間とする方法である。送信波と受信波の立ち上がり点の時間差 (start-to-start) を伝播時間とする方法と、送信波と受信波のピーク点の時間差 (peak-to-peak) を伝播時間とする方法がある³¹⁾。JGS基準では、双方の同定法による数値を用いて、信頼性のある試験結果を得るものとしている。

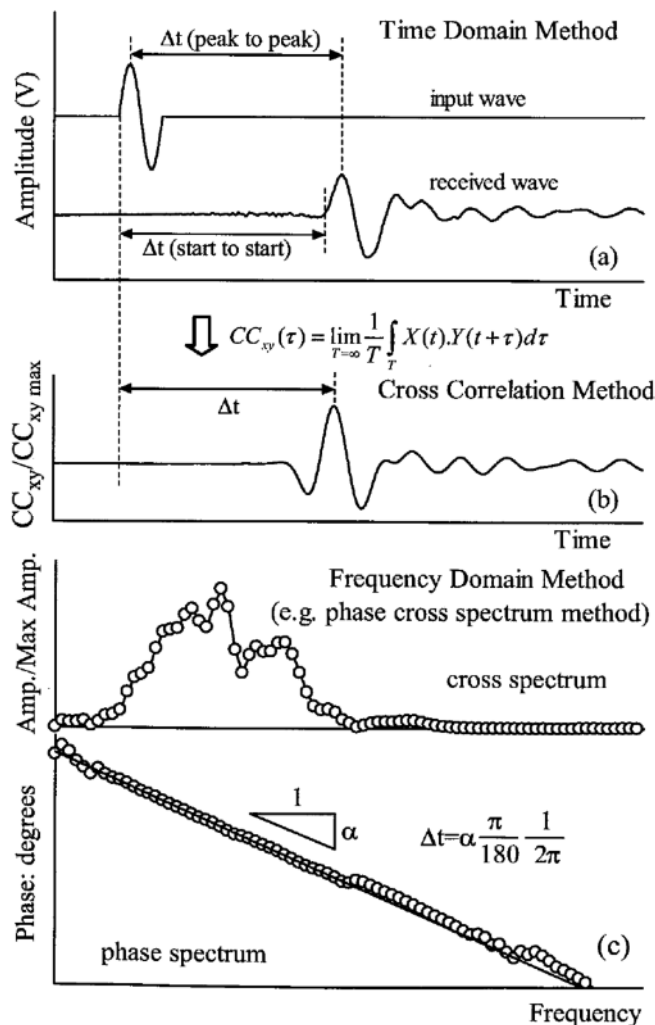


図-2.3.6 伝播時間の同定方法の例³¹⁾

田中らによれば、土質材料の粒度分布によっては、粒径が大きい砂礫の場合は、供試体全体の平均的な剛性が求められる繰返し三軸試験のような静的試験に比べて、せん断波が礫の硬い部分を通過しやすいことにより、BE試験（動的試験）から求めたせん断弾性係数が過大評価される場合があることが指摘されている³²⁾。

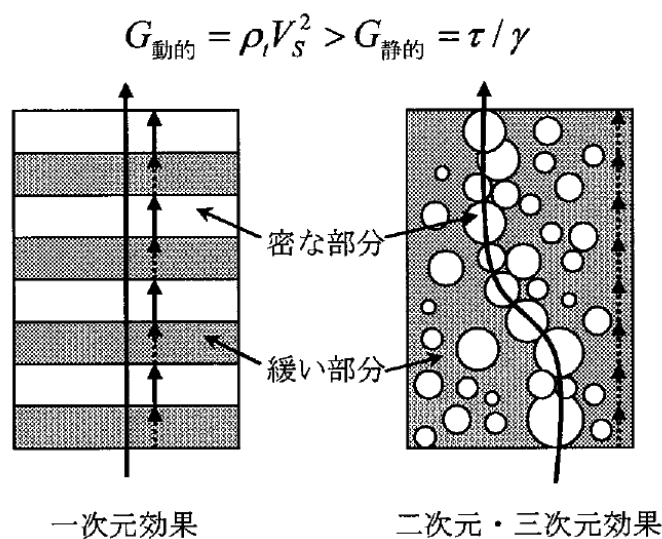


図-2.3.7 試料の粒度分布の違いによる影響³²⁾

ベンダーエレメントは、各種室内土質試験装置に取り付けることが可能であり、圧密や三軸せん断試験にほとんど影響を与えずに、試験の途中段階の任意の時点で試験を実施しデータを得ることができる。研究例を以下に示した。

菅野らは、非排水繰返し三軸試験の事前と事後においてBE試験によりVsを測定し³³⁾、過剰間隙水圧比の増加とともにせん断剛性率が低下する傾向を把握している。

Viggianiらは、BEを取り付けた供試体に対して三軸セル内で圧密と除荷を行い、各圧密応力状態のBE試験で測定したせん断波速度Vsから、G~p'関係と過

圧密比 R_0 (=OCR : Over consolidation ratio) を導入した関係を示している³⁴⁾.

川口らは、圧密試験機と一面せん断試験機を用いて、BE を取り付けた有明粘土供試体の圧密・膨潤に伴うせん断剛性率 G の変化を把握している³⁵⁾.

荻野らは、一面せん断試験機を用いて、BE を取り付けた NSF 粘土供試体の圧密・除荷の過程とせん断過程で BE 試験を行い、変形係数と平均有効主応力の関係を求めている³⁶⁾.

2.4 変形特性の定式化に関する研究

舗装構造設計に用いる材料パラメータの検討を行うにあたり、主に地盤工学分野において研究されてきた微小ひずみ領域での変形特性の定式化に関する研究成果について、項目を分けてここに整理した。

2.4.1 変形特性に及ぼす圧密履歴・拘束圧の影響

一般に、地盤材料の変形特性 (E, G) は拘束圧 (圧密応力) の増大に従って増加することが知られている。図-2.4.1 は Kohata et al.による各種堆積軟岩の三軸圧縮試験結果である³⁷⁾。この図より、微小ひずみ領域における E は拘束圧依存性を示すことがわかる。ただし、一般に E は拘束圧の増大に従って大きくなるものの、セメンテーションの程度が極めて大きい場合において、必ずしも拘束圧に依存しないことが示されている。

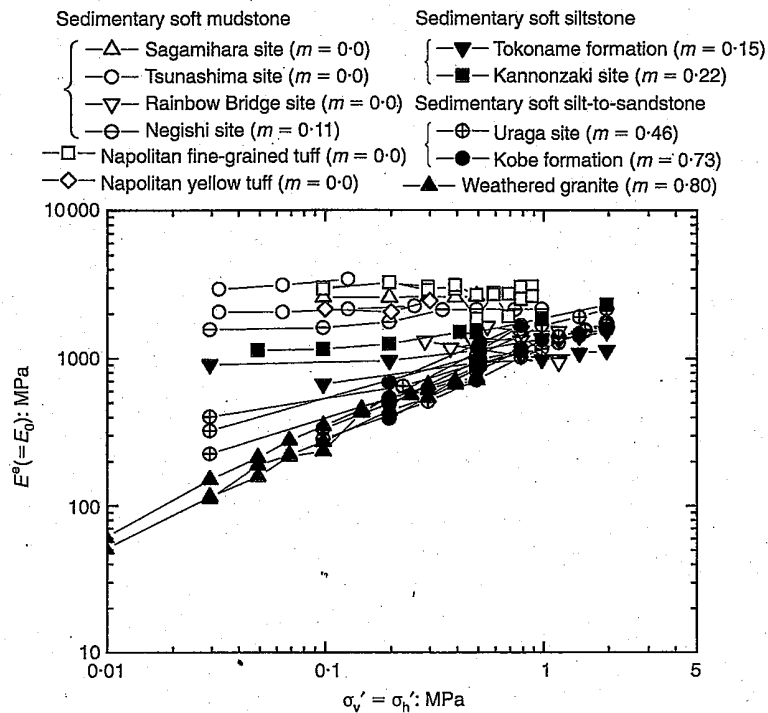


図-2.4.1 堆積軟岩の微小ひずみ域のヤング率における拘束圧依存性³⁷⁾

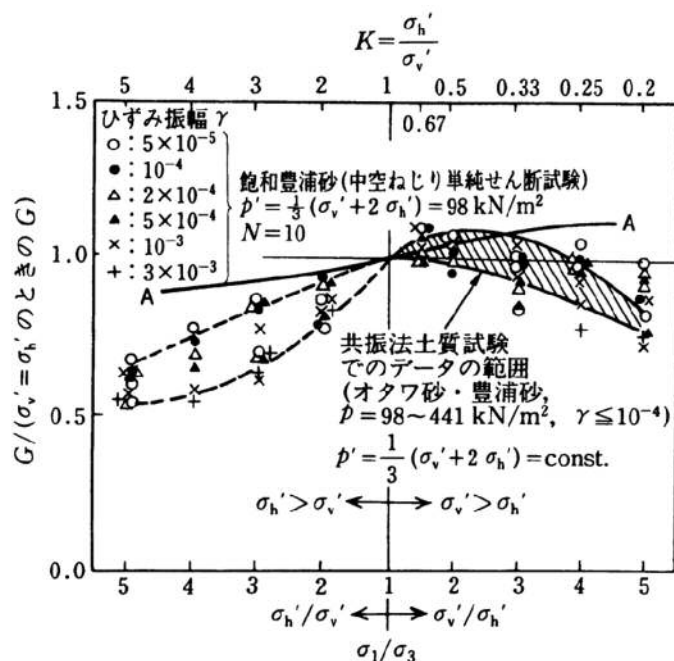


図-2.4.2 応力比に伴うせん断弾性係数の変化³⁸⁾

図-2.4.2 は Tatsuoka et al.による飽和砂の繰返し中空ねじり試験結果である³⁸⁾。この試験では、所定の応力比 $K (=σ_r' / σ_a')$ で異方圧密した後に排水条件下で G を測定しており、 G を測定した際の p' は全て等しい。この結果から、 K が 0.25 ~ 1.0 の範囲内において、 G は K にほとんどよらないとしている。

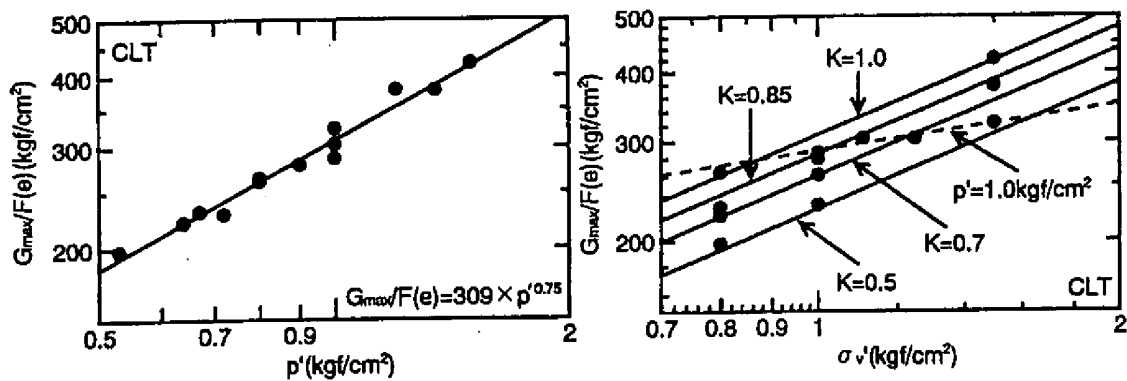
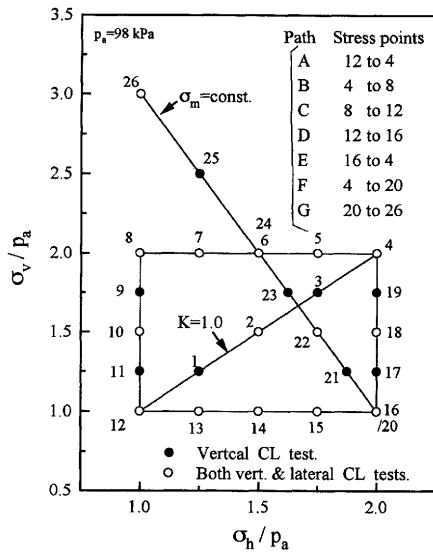
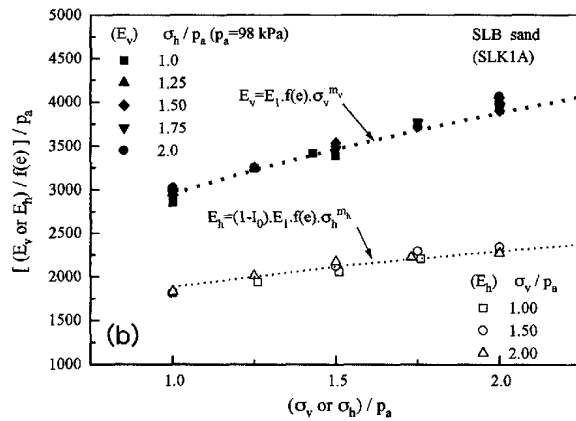


図-2.4.3 異なる応力比で異方圧密された供試体のせん断弾性係数の比較³⁹⁾

図-2.4.3は、上野・プラダンが行った東京湾海成粘土を用いた非排水繰返し三軸試験結果である³⁹⁾。この試験では、所定の p' あるいは σ_v' まで K 値一定($K=0.5, 0.7, 0.85, 1.0$)の条件で圧密した後に、 G_{max} ($=E_{max}/3$)を測定している。この結果から、 G_{max} は p' に強く依存し K 値の影響は小さいとし、 G_{max} は p' の0.75乗に比例するとしている。ただし、 G_{max} は等方弾性体を仮定し、非排水条件下の E_{max} から計算されている。



(a) 応力経路



(b) SLB 砂の鉛直・水平方向のヤング率の比較

図-2.4.4 角柱砂質土供試体を用いた三軸試験結果

((a) 応力経路, (b) SLB 砂における鉛直・水平方向のヤング率の比較)⁴⁰⁾

図-2.4.4(a)は Hoque and Tatsuoka が行った乾燥砂の三軸試験における応力経路図である⁴⁰⁾。粒径や粒子形状が異なる5種類の砂質土を使用し、供試体は直方体としている。図中の黒丸の応力点において、鉛直および水平方向に微小ひずみの繰返し载荷を実施して、両方向の E (E_v, E_h)を測定している。なお、繰返し载荷は排気条件としている。図-2.4.4(b)は SLB 砂における試験結果であり、鉛直・水平それぞれの方向の応力とヤング率を比較している。この結果から、 E は

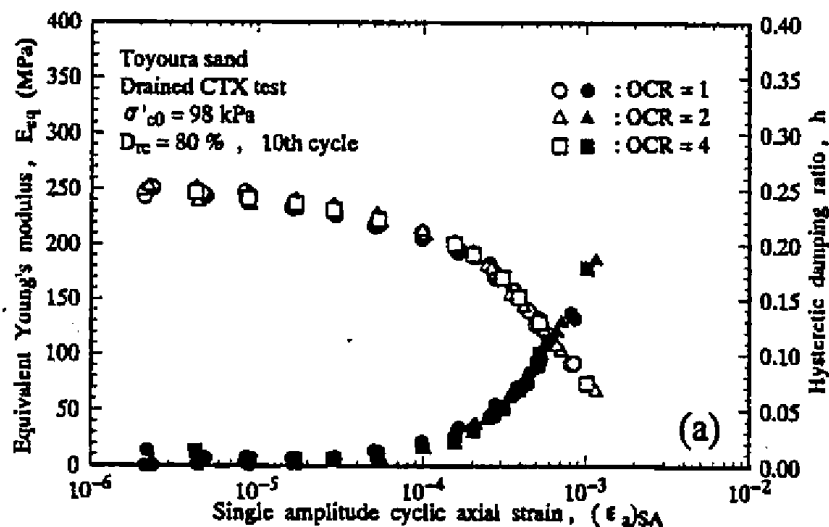


図-2.4.5 過圧密比の異なる豊浦砂供試体を用いたステージ載荷試験結果⁴⁴⁾

その面に作用する直応力のみ依存するとしている。同様のことは、Hardin による粘着力のない土のヤング率は直応力のみ依存するとした報告^{41), 42)}, Bellotti et al.による砂の圧縮波速度測定による報告⁴³⁾で示されている。

図-2.4.5 は山下らによる飽和させた豊浦砂の繰返し三軸試験結果である⁴⁴⁾。繰返し載荷はステージ載荷とし、排水条件で実施している。載荷開始時の p' ($K=1$) は全ての試験で一定としているが、過圧密比 OCR はそれぞれで異なった状態としている。この結果から、 E_{eq} に及ぼす過圧密履歴の影響はほとんどないとしている。ただし、弾性領域に関しては過圧密履歴によって拡大するという報告がある^{45), 46)}。

一方、図-2.4.6 は Jamiolkowski et al.による Pisa 粘土の BE 試験結果である⁴⁷⁾。ベンダーエレメントを圧密容器内に取り付け、鉛直方向に伝播するせん断波より G_{vh} を測定している。この結果を含む計 6 種類のイタリア粘土の試験結果から、 σ'_v, σ'_h が等しい場合は、過圧密状態にある方が G_{vh} が大きいことを示している。

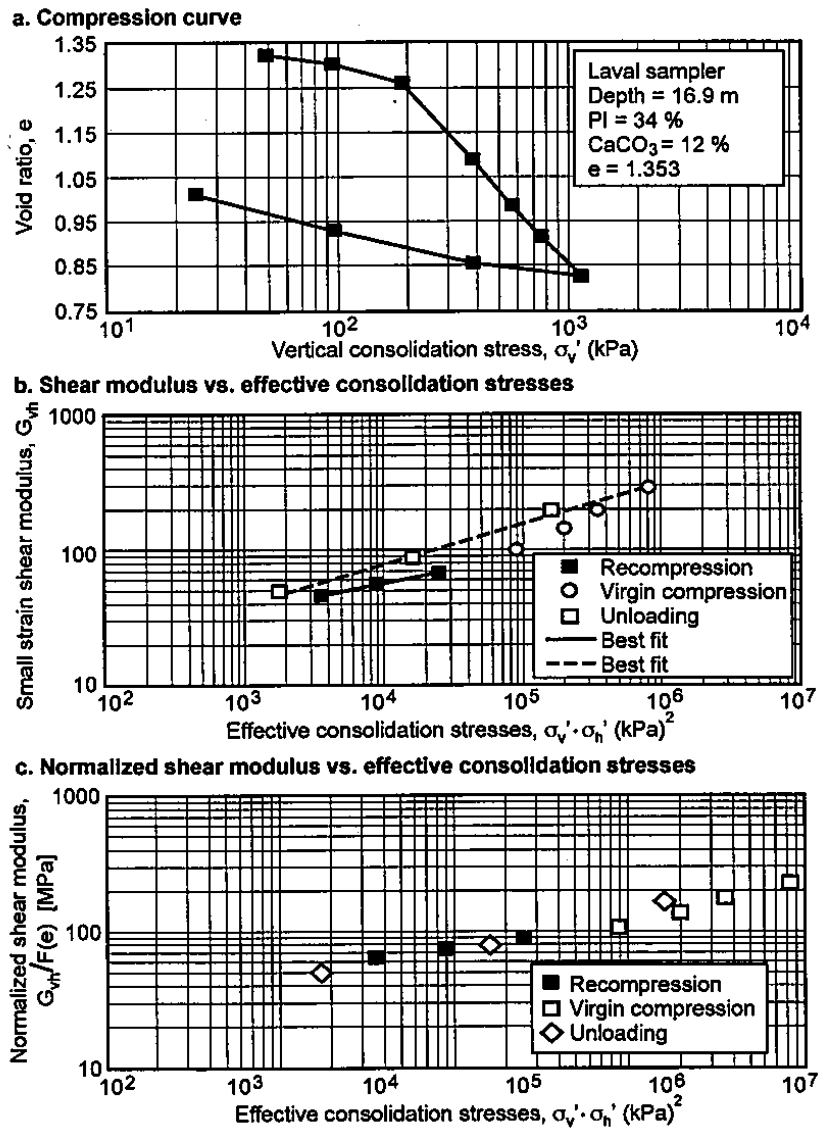


図-2.4.6 Pisa 粘土の圧密・膨張過程におけるせん断弾性係数の変化⁴⁷⁾

2.4.2 変形特性に及ぼす載荷方法・速度の影響

図-2.4.7は載荷速度の影響に関する過去の研究成果を Tatsuoka et al.がまとめたものである⁴⁸⁾。ほぼすべての地盤材料において、載荷初期の E に及ぼす載荷速度の影響（ひずみ速度依存性）はないとしている。また、図-2.4.8 は Tatsuoka et al.による載荷速度・応力比が異なる Kaolin 粘土の三軸試験結果であり、同様に載荷速度の影響はほとんどないことが示されている⁴⁵⁾。なお、図中には載荷開始時の K 値が異なる試験結果も示している。

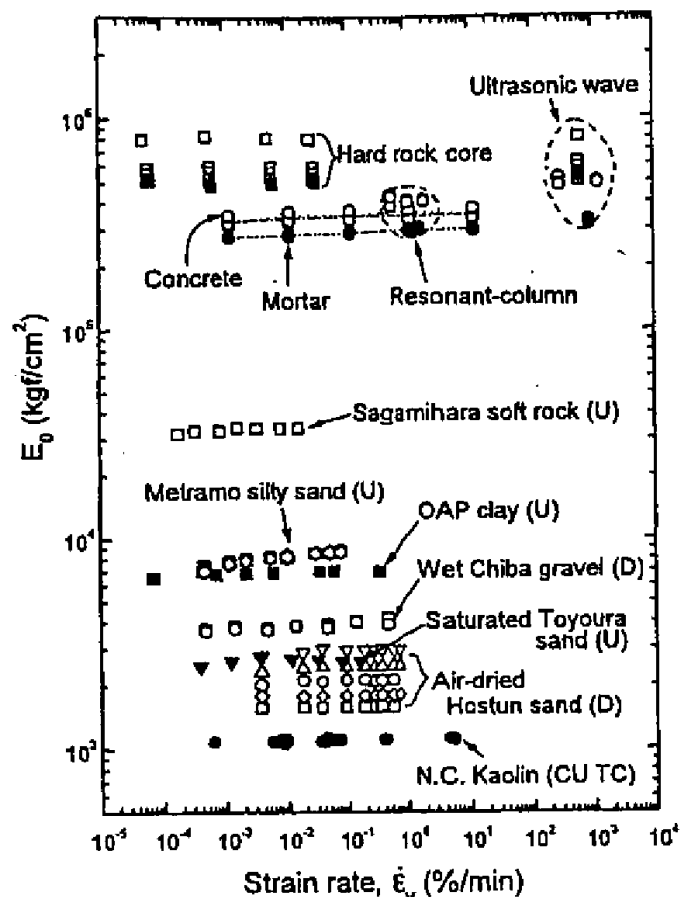


図-2.4.7 各種地盤材料の微小ひずみ域におけるヤング率のひずみ速度依存性⁴⁸⁾

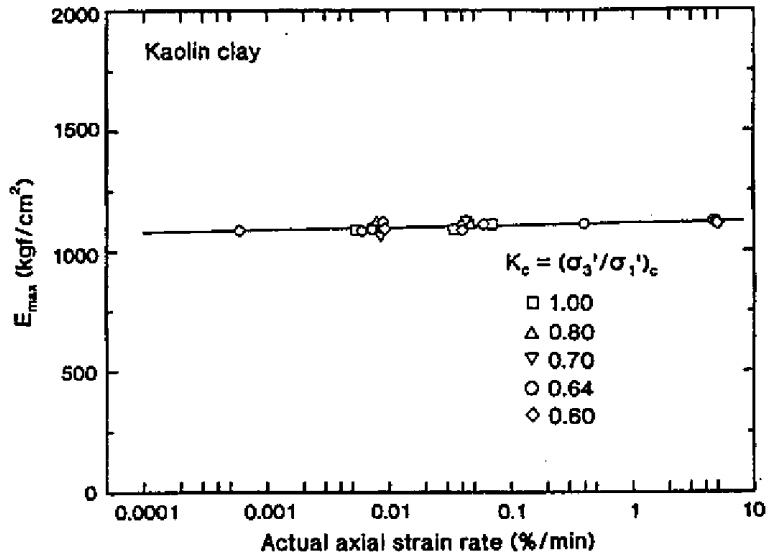


図-2.4.8 载荷速度・応力比が異なる Kaolin 粘土の三軸試験結果より得られたヤング率のまとめ⁴⁵⁾

図-2.4.9 は試験結果をもとにして、Tatsuoka and Shibuya が提案した微小ひずみ領域の変形挙動に関するモデル図である⁴⁹⁾。この図から、ある程度以上の载荷速度とすれば载荷初期の E がほぼ等しくなることと、载荷速度が大きいほど弾性的な挙動を示す領域が拡大することがわかる。

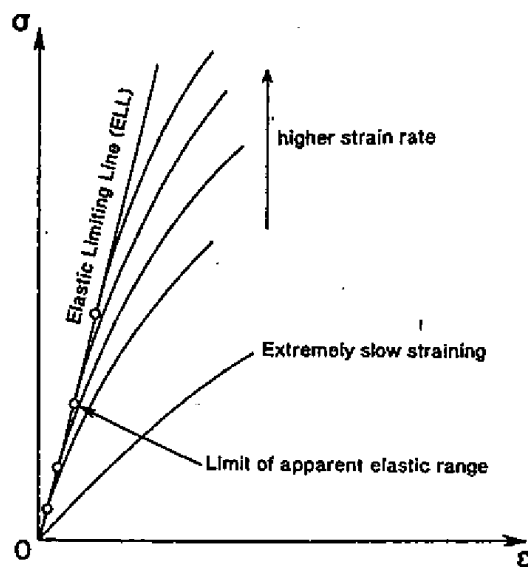


図-2.4.9 微小ひずみ領域の変形挙動に関するモデル図⁴⁹⁾

2.4.3 せん断剛性率の定式化

微小ひずみ領域でのせん断剛性率は、拘束圧と間隙比の影響を考慮した経験式として、今まで数多く提案されてきている。一般的には、Hardin & Richart が示した砂を対象とした式(2-15)、式(2-16)、式(2-17)として表すことができるとされている⁵⁰⁾。

$$G = A \cdot f(e) \cdot \sigma_0'^n \quad (2-15)$$

$$f(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e) \quad (2-16)$$

$$f(e) = (2.97 - e)^2 / (1 + e) \quad (2-17)$$

ここに、 A と n は材料定数、 σ_0' は平均有効主応力、 $f(e)$ は間隙比関数、式(2-16)、式(2-17)にある 2.17 および 2.97 の数値は、実験結果から得られた経験的な定数である。

砂質土に関する経験式は、この他に多数提案されており、表-2.4.1 は、これらをまとめて示したものである。表中の $f(e)$ の中には、 $(2.17 - e)$ が多く現れるが、最初の論文を踏襲したことに加えて、砂について e が 2 以上となるとせん断波を通さなくなるとした報告⁵¹⁾とも整合があると考えられる。

表-2.4.1 砂質土のせん断剛性率の経験式

文献名	A	$f(e)$	n	試料	試験方法
Hardin & Richart (1963) ⁵⁰⁾	7000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5	粒子の丸い オタワ砂	共
	3300	$(2.97-e)^2/(1+e)$	0.5	粒子の角張った 石英砂	共
柴田& Soelarno (1975) ⁵²⁾	42000	$0.67-e/(1+e)$	0.5	3種のきれいな砂	パルス
岩崎&龍岡ら (1978) ⁵³⁾	9000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.38	11種のきれいな砂	共
國生 (1980) ⁵⁴⁾	8400	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5	豊浦砂	三軸
Yu & Richart (1984) ⁵⁵⁾	7000	$(2.17-e)^2/(1+e)$	0.5	3種のきれいな砂	共
Lo Presti et al. (1997) ⁵⁶⁾	9014	$e^{-1.3}$	0.45	豊浦砂	三軸 中空 共
沼田&國生ら (2000) ⁵⁷⁾	29718	$(0.79-e)/(1+e)$	0.55	不攪乱まさ土	三軸
阿曾沼&三浦ら (2002) ⁵⁸⁾	10276	$e^{-2.46}$	0.52	再構成しらす	三軸

試験方法) 共...共振柱試験, パルス...超音波パルス法, 三軸...繰返し三軸試験, 中空...中空ねじり試験

粘性土に関しては、Hardin & Black は、先に示した式(2-15)が正規圧密粘土に対しても適用できるとしている⁵⁹⁾。また、粘性土のせん断剛性率 G と平均有効主応力 σ_m' の関係においては、砂質土に比べて圧縮性に富み、間隙比も大きいことから、粘性土には過圧密履歴の影響や粘性に起因する時間効果があることが特徴と言われている。過圧密履歴を考慮した $G \sim \sigma_m'$ 関係を表す一般式は、式(2-18)の形として提案され^{50), 60), 61)}、式中の各パラメータについても検討が行われた事例が多数ある^{62), 63)}。

$$G_0 = A(t) \cdot \text{OCR}^k \cdot f(e) \cdot \sigma_m'^n \quad (2-18)$$

ここに、 $A(t)$ は時間 t の関数、OCR は過圧密比、 $f(e)$ は間隙比関数、 k と n は係数である。

この式には、過圧密比が含まれていることから、間隙比が減少しなくても、過圧密の効果によって G が増加する特徴があるといえる。また、式中の間隙比関数 $f(e)$ を適切に選定することにより、係数 k は 1 に等しくなるとした研究成果もある^{64), 65)}。

Marcuson et al.⁶⁶⁾ は、式(2-18)のパラメータの決定のために、粘性土の過圧密度と時間効果に着目し、カオリナイト試料 ($I_p=60$) を用いた実験成果から、 $A(t)$ 、 $f(e)$ 、係数 k と n を提案している。 G_0 の提案式は式(2-19)、 $f(e)$ は式(2-20)の通りである。

$$G_0 = 450 \cdot f(e) \cdot \text{OCR}^{0.5} \cdot \sigma_m'^{0.5} \quad \text{式(2-19)}$$

$$f(e) = (4.4 + e)^2 / (1 + e) \quad \text{式(2-20)}$$

Viggiani et al.⁶⁷⁾は、再構成粘土を用いて、三軸セルにセットした供試体を圧密により応力制御し、様々な圧密応力の状態と過圧密比の条件でベンダーエレメント試験によりせん断剛性率を測定した。再構成した過圧密比 OCR=1.0 の粘性土と、乱れの少ない状態で採取したある過圧密比の試料で得られた $G_0 \sim \sigma'_m$ の関係を比較して、式(2-18)の係数 k を 0.25 とすれば、両者のプロットがほぼ一致するとしている。

Kawaguchi et al.⁶⁸⁾は、15種の再構成試料による既往研究データを用いて、せん断剛性率の定式化から間隙比関数を除外した成果を得ている。また、求めた算定式による推定値と原位置計測データとの比較により、適用性の確認を行い満足な結果を得ている。 G_0 の提案式は式(2-21)、式(2-22)の通りである。

$$G_0 = 20000 \cdot w_L^{-0.8} \cdot f(\text{OCR}) \cdot \sigma'_{v0}{}^{0.8} \quad \text{式(2-21)}$$

ここに、 w_L は液性限界(%), $f(\text{OCR})$ は過圧密比関数で式(2-22)によって求め、 σ'_{v0} は試料土の有効土被り圧(kPa)である。

$$f(\text{OCR}) = (2 \cdot \text{OCR} / 3)^{0.2} \cdot (1 + \text{OCR}^{0.5} / 3)^{0.6} \quad \text{式(2-22)}$$

ここに、OCRは過圧密比を表す。

Bui et al.は、経験的に得られた既往研究の間隙比関数 $f(e)$ は、これらが適用できる間隙比の範囲でしか使用できないことが課題であるとし、広範囲の間隙比にわたるすべての地盤材料に適用できる $f(e)$ を提案している⁶⁹⁾。せん断波の移動長が間隙比に比例することに基づき式(2-23)に示す $f(e)$ を提案し、粘土および砂両方の既往の実験データを用いてこの式の妥当性を検証している(図-2.4.10)。

$$f(e) = A \cdot (1 + e)^{-3} \quad \text{(2-23)}$$

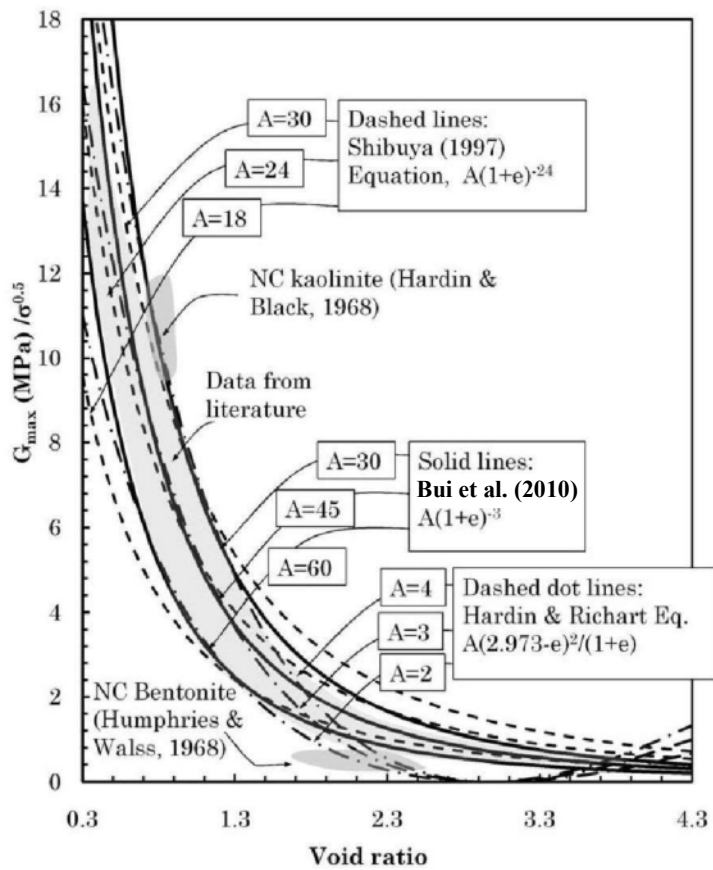


図-2.4.10 間隙比関数 $f(e) = A \cdot (1 + e)^{-3}$ と既往データの比較 ⁶⁹⁾に一部加筆

参考文献

- 1) Wood, D. M. : Soil behavior and critical state soil mechanics, Cambridge University Press, pp.37-46, 1990.
- 2) Toki, S. , Shibuya, S. , and Yamashita, S. : Standardization of laboratory test methods to determine the cyclic deformation properties of geomaterials in Japan, Pre-failure Deformation of Geomaterials, Balkema, pp.741-784, 1995.
- 3) Towhata, I. , Kawasaki, Y. , Harada, N. and Sunaga, M. : Contraction of soil subjected to traffic-type stress application, Proc. of International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, pp.305-310, 1994.
- 4) 佐藤研一, 木幡行宏, 竹内康, 平川大貴 : 講座, 舗装と交通荷重に関する地盤工学, 4.路床・路盤の材料・力学特性, 地盤工学会誌, Vol.56, No.12, pp.62-72, 2008.
- 5) 竹内康, 毛世華, 岡澤宏, 木幡行宏, 西澤辰男 : 信頼性を考慮した路床弾性係数の簡易算出式の提案, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.67, No.3, pp. I_95- I_101, 2011.
- 6) (公社)土木学会 : 舗装工学ライブラリー13b 路床・路盤材料の特性と評価, p.54, 2015.
- 7) AASHTO : Standard Specification for Transportation Material and Methods of Sampling and Testing, Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials, T307-99, 2003.
- 8) 藤波潔, James MINA, 井上武美, 松井邦人, 菊田征勇 : 粒状材層の弾性係数の応力依存性を考慮した舗装の構造解析, 土木学会舗装工学論文集, Vol.9, pp.201-207, 2004.
- 9) Huang, Y. H. : Pavement Analysis and Design, 2nd edition, Pearson Education, Ins., 2004.
- 10) 竹内康, 木幡行宏, 関根悦夫 : 室内実験結果を用いたアスファルト舗装の路床の弾性係数算出法の検討, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.68, No.2, pp.45-53, 2012.
- 11) 石川達也, 張媛, 川端伸一郎, 亀山修一, 所哲也 : 不飽和粒状路盤材のレジリエントモデュラスに及ぼす凍結融解作用の影響評価, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.69, No.3 (舗装工学論文集第18巻), pp. I_207- I_214, 2013.

- 12) 八谷好高, 中村健, 梅野修一, 野田工, 工藤隆志: 高地下水位下における空港アスファルト舗装の構造設計, 港湾技研資料, No.875, 1997.
- 13) 木内豪, 小林裕明: 快適な都市熱環境創造のための舗装の高温化抑制策に関する検討, 土木学会論文集, No.622/VII-11, pp.23-33, 1999.
- 14) 特定都市河川浸水被害対策法 (平成十五年六月十一日法律第七十七号), 2004.
- 15) 伊藤正秀, 綾部孝之, 久保和幸: 試験舗装による車道用透水性舗装の性能に関する検討, 土木学会舗装工学論文集, Vol.12, pp.91-98, 2007.
- 16) 矢野隆夫, 西山哲, 中島伸一郎, 森石一志, 大西有三: 粒状路盤材および路床材の不飽和浸透特性, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.67, No.2, pp.120-130, 2011.
- 17) 環境省: ヒートアイランド対策大綱, 2005.
- 18) 環境省: 令和2年版 環境白書, 2019/20.
- 19) 坪川将丈, 八谷好高, 董勤喜: 航空機走行速度を考慮した空港アスファルト舗装の疲労寿命, 土木学会第57回年次学術講演会, V-439, pp.877-878, 2002.
- 20) 桃谷尚嗣, 関根悦夫, 真鍋和則, 中園裕: 重荷重の低速走行によるアスファルト混合物層のひずみ推定方法, 土木学会舗装工学論文集, Vol.11, pp.1-8, 2006.
- 21) 金井利浩, 遠藤哲雄, 富澤健, 加形護, 西成活裕: 渋滞による交通荷重の変化がアスファルト舗装のダメージに及ぼす影響, 土木学会第65回年次学術講演会, V-032, pp.63-64, 2010.
- 22) Shirley, D. J. and Hampton, L. D. : Shear-wave measurements in laboratory sediments, Journal of the Acoustical Society of America, Vol.63, No.2, pp.607-613, 1977.
- 23) 澁谷啓, 古関潤一, 川口貴之, 加藤正司: 地盤材料の室内せん断試験の基礎から応用まで—3.室内せん断試験装置・方法の最近の進展—, 土と基礎, Vol.53, No.5, pp.37-44, 2005.
- 24) Dyvik, R. and Madshus, C. : Laboratory measurements of G_{max} using bender elements, Proc.

Of ASCE Annual Convention, Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, Detroit, 1985.

- 25) (公社)地盤工学会：ベンダーエレメント法による土のせん断波速度測定方法，JGS 0544：2011.
- 26) 川口貴之，三田地利之，澁谷啓，佐野信房：室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数 G の評価，土木学会論文集，No.694，III-57，pp.195-1207，2001.
- 27) Yamashita, S. , Hori, T. and Suzuki, T. : Effects of initial and indeed anisotropy on initial stiffness of sand by triaxial and bender elements tests, *Geomechanics : Testing, Modelling, and Simulation*, ASCE GSP, No.143, pp350-369, 2005.
- 28) Jovicic, V. , Coop, M .R. and Simic, M. : Objective criteria for determining G_{max} from bender element tests, *Geotechnique*, Vol.46, No.2, pp.357-362, 1996.
- 29) 山下聡，喜多川俊介，堀智仁，鈴木輝之：堆積構造と応力の異方性が砂質土の初期せん断剛性に及ぼす影響，土木学会論文集，No.694，III-57，pp.319-329，2001.
- 30) 荻野俊寛，高橋貴之，及川洋，三田地利之，対馬雅己：ベンダーエレメント試験および繰返し載荷試験による高有機質土のせん断弾性係数，地盤工学ジャーナル，Vol.4，No.1，pp.125-133，2009.
- 31) Yamashita, S. , Kawaguchi, T. , Nakata, Y. , Mikami, T. , Fujiwara, T. and Shibuya, S. : Interpretation of international parallel test on the measurement of G_{max} using bender elements, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.4, pp.631-650, 2009.
- 32) Tanaka, Y. , Kudo, K. , Nishi, K. and Okamoto, T. :Shear modulus and damping ratio of gravelly soils measured by several methods, *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Vol.1, Balkema, pp.47-53, 1994.
- 33) 菅野高弘，中澤博志，池野勝哉，三藤正明：溶液型薬液注入工法を用いた滑走路地盤の液状化対策に関する研究，港湾空港技術研究所資料，No.1206，March，2010.
- 34) Viggiani, G. and Atkinson, J. H. : Stiffness of fine-grained soil at very small strains, *Geotechnique*, Vol.45, No.2, pp.249-265, 1995.

- 35) 川口貴之, 三田地利之, 澁谷啓, 佐野信房: 室内ベンダーエレメント試験によるせん断弾性係数 G の評価, 土木学会論文集, No.694, III-57, pp.195-1207, 2001.
- 36) 荻野俊寛, 三田地利之, 澁谷啓, 及川洋: 圧密定体積一面せん断試験による粘性土の変形・強度特性—ベンダーエレメントによるせん断弾性係数の測定—, 土木学会論文集, No.673/III-54, pp-15-26, 2001.
- 37) Kohata, Y., Tatsuoka, F., Wang, L., Jiang, G.L., Hoque, E. and Kodaka, T.: Modelling the non-linear deformation properties of stiff geomaterials, *Geotechnique*, Vol.47. No.3, pp.563-580, 1997.
- 38) Tatsuoka, F., Iwasaki, S., Fukushima, S. and Sudo, H.: Stress conditions and stress histories affecting shear modulus and damping of sand under cyclic loading, *Soils and Foundations*, Vol.19, No.2, pp.29-43, 1979.
- 39) 上野恭宏, プラダンテージ: 粘性土の繰返し変形特性に及ぼす圧密条件の影響, 第30回土質工学研究発表会講演概要集, 3分冊の2, pp.915-918, 1995.
- 40) Hoque, E. and Tatsuoka, F.: Anisotropy in elastic deformation of granular materials, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.1, pp.163-179, 1998.
- 41) Hardin, B. O.: The nature of stress-strain behavior for soils, Proc. Geotechnical Div. Specialty Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol.1, pp.3-90, 1978.
- 42) Hardin, B. O. and Bladford, G. E.: Elasticity of particulate materials, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.89, No.6, pp.788-805, 1989.
- 43) Bellotti, R., Jamiolkowski, M., Lo Presti, D. C. F. and O'Neill, D. A.: Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand, *Geotechnique* Vol.46, No.1, pp.115-131, 1996.
- 44) 山下聡, 成田純, 鈴木輝之: 種々の砂試料の繰返しせん断特性に及ぼす過圧密履歴の影響, 第32回地盤工学研究発表会講演概要集, 2分冊の1, pp.713-714, 1997.
- 45) Tatsuoka, F., Sato, T., Park, C.-S., Kim, Y.-S., Mukabi, J.N. and Kohata, Y.: Measurements of elastic properties of geomaterials in laboratory compression tests, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol.17, pp.80-94, 1994.

- 46) Yamashita, S. , Jamiolkowski, M. and Lo Presti, D. C. F. : Stiffness nonlinearity of three sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.126, No.10, pp.929-938, 2000.
- 47) Jamiolkowski, M. , Lancellotta, R. and Lo Presti, D. C. F. : Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays, *Pre-failure Deformation of Geomaterials*, Balkema, Vol.2, pp.817-836, 1994.
- 48) Tatsuoka, F. , Jardine, R. J. , Lo Presti, D. C. F. , Di Benedetto, H. and Kodaka, T. : Characterizing the pre-failure properties of geomaterials, *Proc. of 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.4, pp.2129-2164, 1997.
- 49) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. : Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, *Keynote Paper, Proc. Of 9th Asian Regional Conf. on SMFE*, Vol.2, pp.101-170, 1992.
- 50) Hardin, B. O. and Richart, E. F. Jr. : Elastic wave velocities in granular soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.33-65, 1963.
- 51) Iida, K. : Velocity of elastic waves in granular substance, *Bull. Earthquake Res. Inst.*, Vol.17, pp.189-199, 1939
- 52) 柴田徹, Soelarno, D.S. : 繰返し载荷を受ける砂質土の応力・ひずみ特性, *土木学会論文集*, No.239, pp.57-65, 1975.
- 53) Iwasaki, T. , Tatsuoka, F. and Takagi, Y. : Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.1, pp.39-56, 1978.
- 54) Kokusho, T. : Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2 pp.45-60, 1980.
- 55) Yu, P. and Richart, F. E. Jr. : Stress ratio effects on shear modulus of dry sands, *Journal of geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.110, No.3, pp.331-345, 1984.
- 56) Lo Presti, D. C. , Jamiolkowski, M. , Pallara, O. , Cavallaro, A. and Pedroni, S. : Shear modulus and damping of soils, *Geotechnique*, Vol.47, No.3, pp.603-617, 1997.

- 57) 沼田淳記, 須田嘉彦, 國生剛治, 吉田保夫, 諏訪正博, 佐藤正行: まさ土の初期せん断剛性推定式の検討, 土木学会第55回学術講演会講演概要集, pp.144-145, 2000.
- 58) 阿曾沼剛, 三浦清一, 八木一善, 田中洋行: 火山灰性粗粒土の動的変形特性とその評価法, 土木学会論文集, No.708, III-59, pp.161-173, 2002.
- 59) Hardin, B. O. and Black, W. L. : Vibration modulus of normally consolidated clay, Journal of SMF Div. , ASCE, Vol.94, No.SM2, pp.353-369, 1968.
- 60) Hardin, B. O. and Black, W. L. : Vibration modulus of normally consolidated clay, Journal of SMF Div., ASCE, Vol.95, No.SM6, pp.1531-1537, 1969.
- 61) Houlsby, G. T. & Wroth, C. P. : The variation of shear modulus of a clay with pressure and over-consolidation ratio. Soils and Foundations 31, No.3, 138-143, 1991.
- 62) Shibuya, S. and Tanaka, H. : Estimate of elastic shear modulus of Holocene soil deposit, Soils and Foundations, Vol.22, No.4, pp.45-55, 1996.
- 63) Shibuya, S. , Hwang, S. C. and Mitachi, T. : Elastic shear modulus of soft clays from shear wave velocity measurement, *Geotechnique*, Vol.47, No.3, pp-593-601, 1997.
- 64) Shibuya, S. , Tatsuoka, F. , Teachavorasinskun, S. , Kong, X. J. ,Abe, F. , Kim, Y. -S. and Park, C. -S. : Elastic deformation properties of geomaterials, Soils and Foundations, Vol.32, No.3 ,pp.26-46, 1992.
- 65) Jamiolkowski, M. , Lancellotta, R. and Lo Presti, D. C. F. : Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays, Pre-failure Deformation of Geomaterials, Balkema, Vol.2, pp.817-836, 1994.
- 66) Marcuson, W. F. and Wahls, H. E. : Time effects on dynamic shear modulus of clays, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.98, No.SM12, pp.1359-1373, 1972.
- 67) Viggiani, G. and Atkinson, H. : Stiffness of fine-grained soil at very small strains, *Geotechnique*, Vol.45, No.2, pp249-265, 1995.
- 68) Kawaguchi, T. and Tanaka, H. : Formulation of G_{max} from reconstituted clayey soils and its

application to G_{\max} measured in the field, Soils and Foundations, Vol.48, No.6, pp.821-831, 2008.

- 69) Man T. Bui, C. R. I. Clayton and Jeffrey A. Priest : The universal void ratio function for small strain shear modulus, Proc. of 5th international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, May 24th–29th, Paper No.1.24a, San Diego, California, 2010.

第3章 試験試料, 試験装置, 試験条件

3.1 本研究で使用した試験試料

本研究で導入した CTX-BE 試験による計測データから路床土の設計用値としての変形係数, ポアソン比の評価を行うために, 以下に示す試験試料を用いた.

試験試料は, 再構成試料 (R : Reconstituted sample) からなる「豊浦砂」, 「まさ土」と, 現地盤から乱れの少ない状態で採取した試料 (U : Undisturbed sample) の「洪積砂」, 「沖積粘土」, 「火山灰質粘性土」を用いた. なお, 沖積粘土については, 塑性指数 I_p の違いにより, 東京湾内で採取した「沖積粘土(I_p54)」, 「沖積粘土(I_p40)」と, 東京都台東区で採取した「沖積粘土(I_p26)」の3種とした. また, 火山灰質粘性土については, 採取地の違いによって東京都清瀬市採取の「清瀬ローム」, 千葉県市原市採取の「市原ローム」, 千葉県印西市採取の「印西ローム」の3種とした. 各試料の主要な物理指標と試験条件を表-3.1.1 に, 粒径加積曲線を図-3.1.1 にそれぞれ示した.

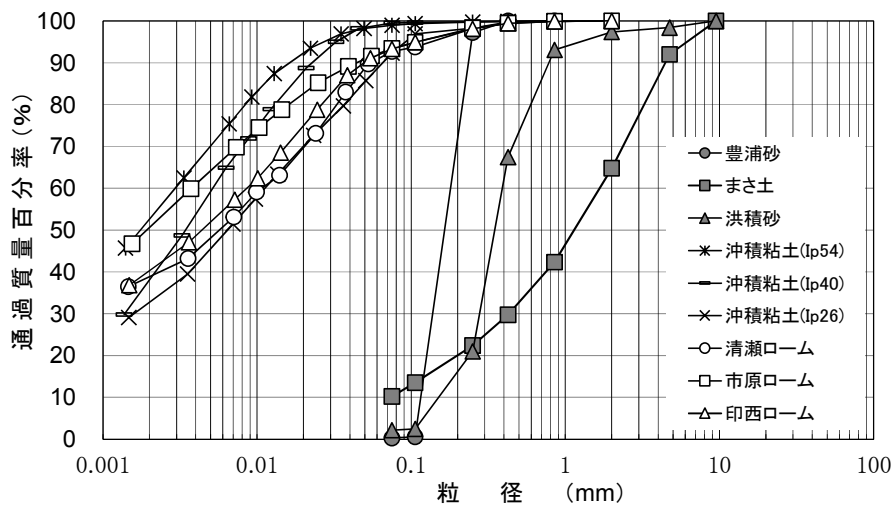


図-3.1.1 使用材料の粒径加積曲線

表-3.1.1 各試料の主要な物理指標

物理指標	豊浦砂 (R) [※]	まさ土 (R)	洪積砂 (U) [※]	沖積粘土 ($I_p=54$) (U)	沖積粘土 ($I_p=40$) (U)	沖積粘土 ($I_p=26$) (U)	清瀬ローム (U)	市原ローム (U)	印西ローム (U)
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.654	2.667	2.680	2.652~2.691	2.705	2.655	2.650	2.722	2.718
平均粒径 D_{50} (mm)	0.168	1.17	0.347	0.00177~ 0.00313	0.00138	0.00642	0.00582	0.00390	0.00289
細粒分含有率 FC (%)	0.30	10.2	2.20	94.4~98.2	98.2	92.3	92.7	92.5	93.4
塑性指数 I_p	—	—	—	53.8	39.6	26.3	68.8	50.2	71.3
採取深度 GL- (m)	—	—	9~10	24~25 29~30 39~40	49~50	9~10	5~6	2~3	1.5~2
密度条件 D_r (%) or ρ_t (g/cm ³)	$D_r=20,50,80$	$\rho_t=2.010$	$\rho_t=1.729$	$\rho_t=1.526$	$\rho_t=1.656$	$\rho_t=1.552$	$\rho_t=1.382$	$\rho_t=1.279$	$\rho_t=1.265$
圧密応力 σ_c' (kPa)	13.8, 27.6, 41.4, 100, 200, 400	13.8, 27.6, 41.4	100, 400	200, 230, 300	360	50, 100, 200, 400	75, 150, 300	50, 150, 300	21.8, 50, 100, 200
飽和条件	すべての試験において圧密前に飽和 (B 値 ≥ 0.95)						CTXU-D は圧密前に飽和 (B 値 ≥ 0.95) CTXD-D は不飽和 (採取時の飽和度: S_r 清瀬ローム=89.6%, S_r 市原ローム=89.2%, S_r 印西ローム=88.0%)		
排水条件	CTXU-D, CTXU-U, CTXD-D (ただし豊浦砂の CTXU-U は $D_r=80\%$ のみ 洪積砂の CTXU-U は $\sigma_c'=400$ kPa のみ)			CTXU-D			CTXU-D, CTXD-D (ただし清瀬ロームと市原ロームの CTXD-D は それぞれ $\sigma_c'=75, 50$ kPa で実施)		

※(R) : 再構成試料, (U) : 乱れの少ない状態で採取された試料

3.2 試験方法と試験装置

CTX-BE 試験は、CTX 試験¹⁾の繰返し载荷ステージ間の複数の段階において BE 試験²⁾によりせん断波速度 V_s を計測するもので、これにより後述の方法でせん断剛性率 G と、繰返し载荷によって変化する供試体の有効応力の値との関係を得ることができる。以下、CTX-BE 試験の構成要素である CTX 試験および BE 試験の概要について説明する。

3.2.1 繰返し三軸試験（CTX 試験）

CTX 試験は、砂質土、粘性土、礫質土、軟岩、改良土などを対象とし、飽和供試体では排水または非排水条件で、不飽和・空気乾燥供試体では排水あるいは排気条件で実施することと JGS 基準に規定されている。試験は等方あるいは異方応力状態にある地盤材料に対して、一定セル圧で排水または非排水条件のもとで一定振幅かつ対称な繰返し軸荷重あるいは繰返し軸変位を一定の周期で加えるものである。

本研究における CTX 試験は基本的に JGS 基準に従っており、繰返し軸荷重を周波数 0.2 Hz のサイン波で与えるものとした。圧密応力の大きさによって繰返し载荷時に加える軸差応力レベルは異なるが、応力制御にて軸ひずみ $\varepsilon \doteq 5 \times 10^{-4}$ %程度となる繰返し軸差応力の片振幅 σ_d を初期ステージに設定し、その後はステージ毎に 2 倍程度の σ_d を与えた。さらに、 $\varepsilon \doteq 5 \times 10^{-3}$ %程度となった時点でひずみ制御に切り替え、最終 14 ステージまで計測を行った。

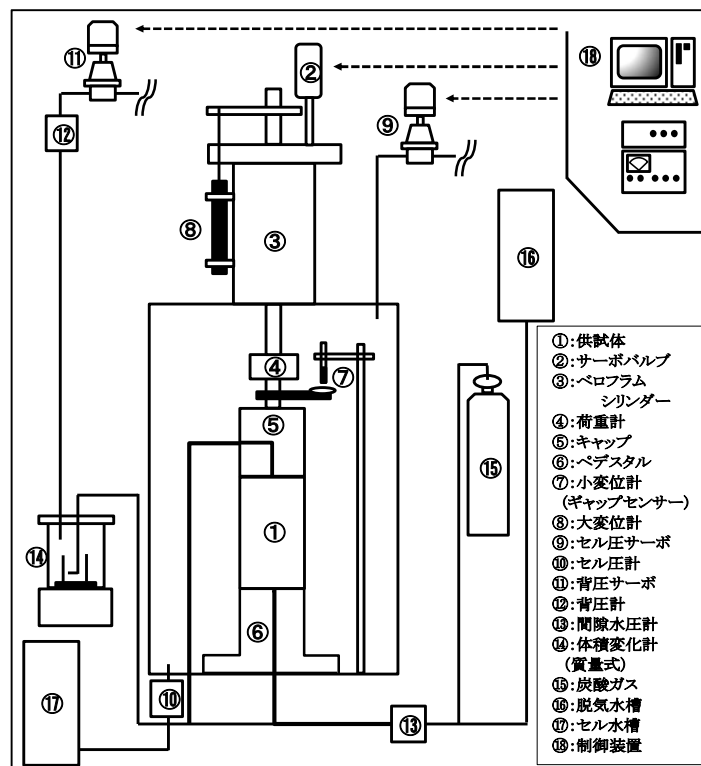


図-3.2.1 CTX 試験機の構成図

3.2.2 ベンダーエレメント試験 (BE 試験)

BE 試験は、粘性土と砂質土を対象とし、供試体の両端に設置したベンダーエレメント（電圧を加えると変形する振動子、絶縁・防水のためにコーティングされている）を用いて、せん断波を供試体端で送信し他端で伝播したせん断波を受信する方法で、拘束圧を受けない状態で自立する供試体、もしくは三軸試験用に設置された供試体に対して、土のせん断波速度 V_s (m/s) を求めると JGS 基準に規定されている。

送信用ベンダーエレメントに与える周波数は、粘性土では 2 kHz～20 kHz、砂質土では 5 kHz～50 kHz を目安とすると規定されているが、本研究では 5～30 kHz の正弦波を用いた。

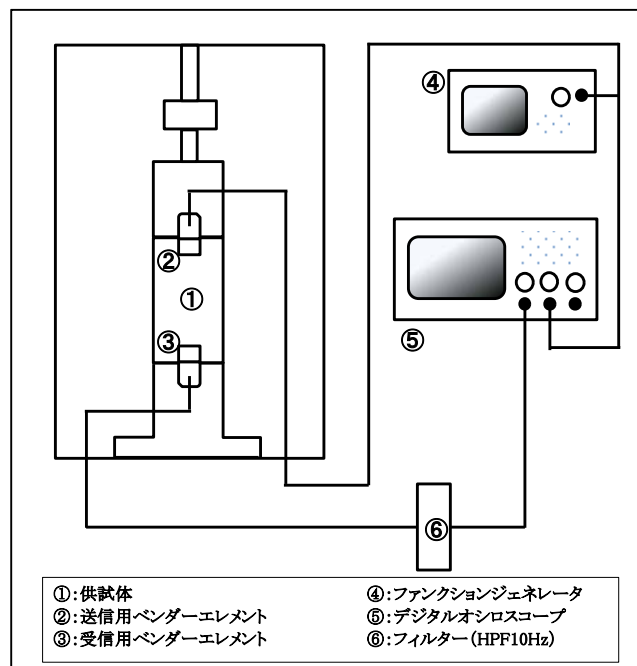


図-3.2.2 BE 試験システムの構成図

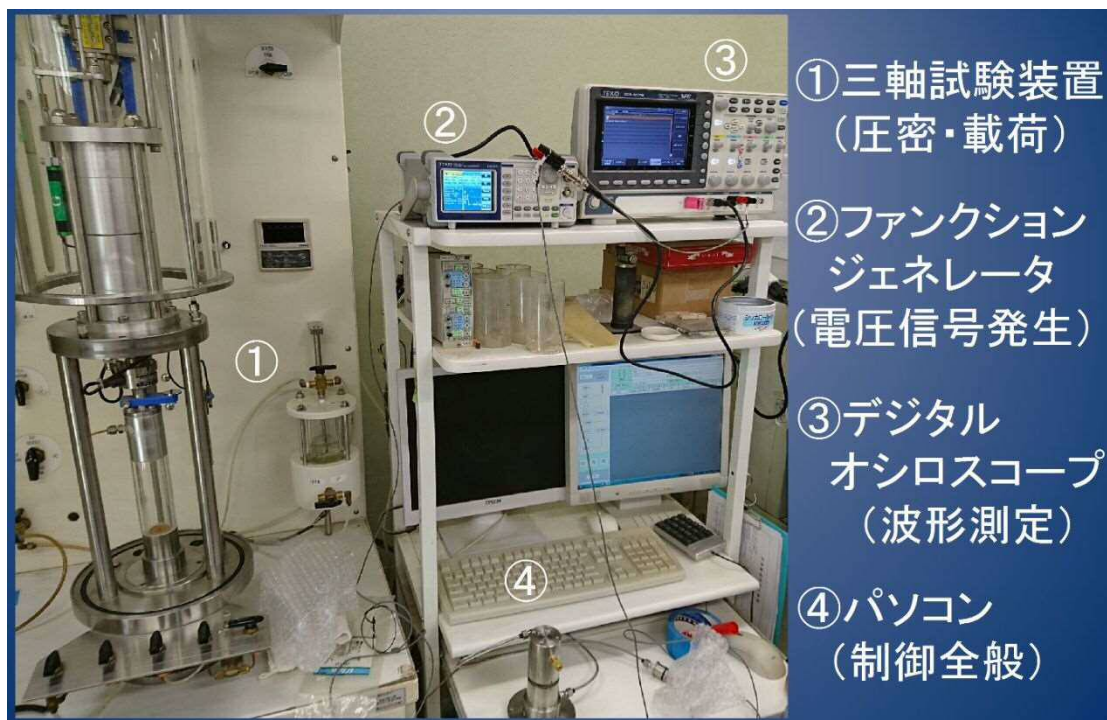


写真-3.2.1 CTX-BE 試験装置の全体



写真-3.2.2 受信側 BE の設置状況



写真-3.2.3 供試体設置状況

3.3 試験条件と試験手順

3.3.1 CTX-BE 試験で実施する BE 試験の実施条件

BE 試験による計測は、最初の繰返し载荷前（圧密終了後）と最終の繰返し载荷（第 14 ステージ）後には必ず実施し、中間の繰返し载荷後では、軸ひずみレベルに応じて 3 回実施した。すなわち、一つの CTX-BE 試験で 5 回の BE 試験を実施し、 V_s を計測し G を求めた。せん断剛性率 G (MPa) は、測定された V_s (m/s) から、式(3-1)により算定される。

$$G = \rho_t \cdot V_s^2 \quad (3-1)$$

ここに、 ρ_t (g/cm^3) は供試体の湿潤密度である。

CTX-BE 試験から得られるデータは、任意の圧密応力 σ_c' で圧密後の供試体のせん断剛性率 G と平均有効主応力 σ_m' の関係 ($G \sim \sigma_m'$) である。

繰返し三軸(CTX)試験と BE 試験を併用することについては、過去の研究において数例を確認している^{例えば3)}。なお、CTX 試験の途中で BE 計測を行うことについては、JGS 基準等に特段定められてはいない。

表-3.3.1 一つの CTX-BE 試験で実施する BE 試験の実施条件

BE 試験の実施タイミング	せん断剛性率 G (MPa)
最初の繰返し载荷前（第 1 ステージ前）に 1 回	$(G_0)_{BE}$
途中の繰返し载荷後 (軸ひずみレベルに応じて 3 回)	$(G)_{BE}$
最終の繰返し载荷後（第 14 ステージ後）に 1 回	

図-3.3.1 は, CTX 試験による繰返し載荷ステージ間で BE 試験を 5 回実施した例を示している. このデータは, 豊浦砂 $D_r=80\%$ の非排水条件 (後述の CTXU-D) で圧密応力 $\sigma_c'=100, 200, 400$ kPa の $E \sim \varepsilon_a$ 関係である. BE 試験を実施したタイミングを $\sigma_c'=100$ kPa のデータで例示すると, 繰返し載荷前の計測 (●の箇所) と繰返し載荷ステージ 5, 9, 12, および最終 14 ステージ後の計測 (○の箇所) の計 5 回となる.

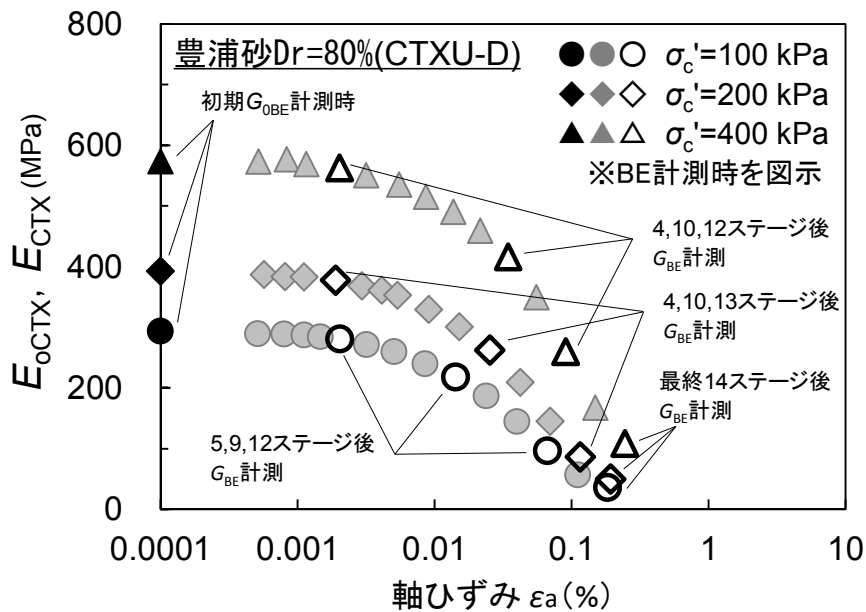


図-3.3.1 CTX 試験による繰返し載荷途中で BE 試験を実施した例

3.3.2 CTX 試験の排水条件

試験中の排水条件は, 繰返し載荷中と繰返し載荷ステージ間の排水バルブの操作によって制御した. 本研究では, 3 つの条件を用いた. なお, 表-3.3.2 は, 排水条件とその呼称を整理したものである.

表-3.3.2 CTX 試験の排水条件と呼称

排水条件		呼称
繰返し载荷中	ステージ間	
非排水： <u>U</u> ndrained	排水： <u>D</u> rained	CTXU-D
	非排水： <u>U</u> ndrained	CTXU-U
排水： <u>D</u> rained	排水： <u>D</u> rained	CTXD-D

1) CTXU-D 条件

CTXU-D は、JGS 基準によって規定されているもので、供試体を圧密応力 σ_c' で等方圧密した後、繰返し载荷を非排水条件で行い次の载荷ステージとの間で排水を行う。条件の呼び方は、繰返し载荷中の排水条件にもとづき、“非排水”としているが、ステージ間での排水と間隙水圧の消散を伴うものである。排水手順は、①供試体の圧密後、非排水にて初期繰返し载荷を行う、②次段階繰返し载荷前に排水バルブを開放する、③軸ひずみ変化率が 0.01 %/min 以下となったことを確認しバルブを閉じる、④非排水で次段階の繰返し载荷を行う、⑤最終の 14 ステージまで②～④を繰返す。

2) CTXU-U 条件（全過程で非排水）

CTXU-U は、供試体の圧密後の全過程で排水を許さない、すなわち CTX 試験の繰返し载荷中およびステージ間ともに非排水条件で試験を行うものである。

3) CTXD-D 条件（全過程で排水）

CTXD-D は、試験中の全過程で排水を許した状態で実施するもの、すなわち CTX 試験の繰返し载荷中およびステージ間ともに排水条件で試験を行うものである。

3.3.3 各試料に対する試験条件

1) 豊浦砂の試験条件

豊浦砂は、物理的指標のばらつきが少なく扱い易いこと、従来様々な実験に供されていることから、結果の比較・検討に好都合である。このため、再構成試料であることから、本研究では最も多くの試験条件でデータを得ている。

供試体の密度は、相対密度 $D_r=20\%$ 、 50% 、 80% の3ケースとして、幅広い密度状態の違いを把握することとした。なお、相対密度 20% については、一般的な舗装の設計条件として必ずしも適当ではないと考えられるが、本研究では、変形係数と相対密度の関係をよりの確に評価するために、相対密度の下限值として $D_r=20\%$ を用いている。また、排水および非排水の単調載荷三軸圧縮試験で、同レベルの低い密度状態にて試験を行った既往研究例も確認されている⁴⁾。

供試体の作製は、密度状態のばらつきが極力少なくなるように、供試体（体積 $V=196.3\text{ cm}^3$ 、寸法 $\phi 5\text{ cm}\times H10\text{ cm}$ ）を上・中・下の3層に分け、所定の質量となる試料を投入しモールド内で静的に締固めた。ベンダーエレメントの挿入に際しては、ベンダーエレメントの大きさよりも若干小さな溝を作成した。土試料部分とベンダーエレメントの密着度が、計測値に影響があることから、溝が大きくならないようにした。特にベンダーエレメントの先端部と土試料の間に隙間ができないことに留意した。

排水条件は、CTXU-D（繰返し載荷ステージ中は非排水、ステージ間に排水）、CTXU-U（全過程で非排水）、CTXD-D（全過程で排水）の3ケースすべてを実施した。圧密応力 σ_c' は 13.8 、 27.6 、 41.4 、 100 、 200 、 400 kPa の6ケースを排水条件に応じて設定した。 $\sigma_c'=400\text{ kPa}$ については、土被り圧が高くかなり深い位置に相当する応力条件となるが、数多くの既往研究の成果との比較も含め、幅広い応力レベルでの変形係数を把握する目的からこの値を採用した。

整理すると、CTXU-D と CTXD-D は、相対密度条件3ケース ($D_r=20\%$ 、 50% 、 80%) で、圧密応力条件6ケース ($\sigma_c'=13.8$ 、 27.6 、 41.4 、 100 、 200 、 400 kPa) のそれ

ぞれ計 18 ケースとした。CTXU-U については、CTXU-D との比較が主目的であることから、供試体が比較的安定して作製可能な $D_r=80\%$ の $\sigma_c'=100, 200, 400$ kPa の計 3 ケースで実施した。

2) まさ土の試験条件

まさ土は、粗粒材料の代表データとしての位置付けで、砂質土とのデータの比較が主な目的である。豊砂砂とまさ土が、再構成試料による試験となる。

密度条件は $\rho_t = 2.010$ g/cm³ の 1 ケースとした。本試料は、土木学会舗装工学委員会主催による一斉試験用に提供されたものであるため、指定された密度条件にて試験を実施している。

供試体の作製方法は、豊浦砂と同様とした。ただし、粗粒土であることから、密度のばらつきに注意して静的な締固めを慎重に行った。ベンダーエレメントの挿入においては、粗粒材料の特性から静定な締固め後に供試体を削る手法では、供試体が崩れて溝が大きくなりすぎる傾向があったことから、静的締固め用モールドにベンダーエレメントより若干小さな突起を取り付けた治具を用いて、ベンダーエレメントと供試体の密着度の低下を防止した。

排水条件は、3 ケースすべてを実施した。圧密応力 σ_c' は 13.8 , 27.6 , 41.4 kPa の 3 ケースとした。圧密応力の数値は、豊浦砂の低応力レベル条件と同様であるが、数値の設定は M_r 試験の路床土用の試験条件にある圧密応力値を用いている⁵⁾。

3) 洪積砂の試験条件

洪積砂は、千葉県印西市の洪積台地から、トリプルチューブサンプラー(JGS 1223-2012)によって乱れの少ない状態で採取した試料を用いた。当該箇所は、GL-5m までが火山灰質粘性土のローム(単位体積重量 $\gamma_t=12.5$ kN/m³) からなり、以深は洪積砂(単位体積重量 $\gamma_t=19$ kN/m³) が分布する。採取深度は、N 値 40 を

示す GL-9~10 m とした. 有効土被り圧 σ_{v0}' は, 分布する地層の単位体積重量と層厚に加えて地下水位が GL-4 m に分布する条件から 100 kPa と算出した. 図-3.3.1 に採取地の地盤の分布状況を示した. なお, 採取深度を交通荷重の影響の少ない深い深度に設定したが, サンプリングした砂試料で CTX-BE 試験を初めて行ったケースであったため, 実験データの安定度を確保する目的から, 物性値のばらつきが比較的少ない箇所を選定したことがその理由である.

供試体の作製は, サンプルチューブに入ったサンプリング試料をキャッピングせず立てかけて 1 日間放置して脱水させ, 試験室内のフリーザーで凍結させた. その後, 凍結試料をチューブから抜き, 融解させながらトリミングを行った. ベンダーエレメントの挿入については, 豊浦砂とほぼ同じ状況で実施した. 排水条件は, CTXU-D, CTXU-U, CTXD-D の 3 ケースすべてを実施したが, 試料数の制約から, 各条件とも 1~2 供試体による実施に留まっている. 圧密応力 σ_c' は 100 kPa, 400 kPa の 2 ケースとし, CTXU-D と CTXD-D ではそれぞれを実施し, CTXU-U については $\sigma_c'=400$ kPa の 1 ケースとした.

深度 GL-m	地下水位 m	下端深さ m	土層厚 m	土層区分	N値				湿潤単位体積重量 $\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	有効土被り圧 $\sigma_{v'}(\text{kPa})$	試料採取位置
					10	20	30	40			
2	▽ =	5.3	5.3	火山灰質粘性土 印西ローム		12.5	19.0	19.0	21.8	GL-1.5~2.0m □	
4											
6			2.7	洪積砂 (シルト混じり)					19.0		
8											
10			2.7	洪積砂						91.0	GL-9~10m ■
12											

図-3.3.1 洪積砂の採取地の地盤状況

4) 沖積粘土の試験条件

沖積粘土は、塑性指数 I_p の違いにより、東京湾内で採取した「沖積粘土(I_p54)」、
「沖積粘土(I_p40)」と、東京都台東区で採取した「沖積粘土(I_p26)」の3種とした。

①沖積粘土(I_p54 , I_p40)

東京湾岸地域の埋立て地盤から、シンウォールサンプラー (JGS 1221-2012) によって乱れの少ない状態で採取した4試料を用いた。室内試験の対象箇所は、GL-19 m～-52 m に分布する層厚 33 m の軟弱な沖積粘土である。

この沖積粘土は路床とはなり得ない程の深い位置にあるが、応力依存性の評価のために“自然地盤のサンプルを用いる”，“土性がほぼ同一で拘束圧が異なるサンプルで実験データを取得する”といった目的から、データ取得の対象とした。

N値および塑性指数 I_p の傾向から GL-19 m～-42 m の上部 (平均 $N \doteq 2.4$, $I_p \doteq 54$) と GL-42 m～-52 m の下部 (平均 $N \doteq 3.4$, $I_p \doteq 40$) に区分される。地盤構成と PS 検層によるせん断波速度 V_s 及び、サンプリング位置 (GL-25,-30,-40,-50m) を図-3.3.2 の模式柱状図に示した。

供試体は、チューブから抜き出したサンプルをトリミングし成形した。ベンダーエレメントの挿入は、事前に BE よりやや小さなサイズの溝を設けた。透水性の極めて低い粘性土であることから、排水条件として CTXU-D のみを実施した。圧密応力 σ_c' は各試料の土被り圧に設定し、上部よりそれぞれ $\sigma_c' = 200, 230, 300, 360$ kPa とした。

深度 GL-m	地下水位 m	下端深さ m	土層厚 m	土層区分	N値				湿潤単位 体積重量 $\gamma_s(\text{kN/m}^3)$	PS 検層 結果 Vs (m/s)	試料採取 位置
					10	20	30	40			
5	1.5	1.0	1.0	アスファルト					22.5		
5		4.5	3.5	埋土(砂)					17.6	300	
10		8.0	3.5	埋土(砂)					17.6	250	
15		15.0	7.0	埋土(粘土)					16.7	120	
20		19.0	4.0	沖積砂層					17.6	120	
25				沖積粘土層					14.8	140	GL-24~25m
30											GL-29~30m
35											
40											GL-39~40m
45		42.0	23.0	沖積粘土層					16.3	200	GL-49~50m
50		52.0	10.0	沖積粘土層							
55		54	1.5	沖積礫層					18.6	540	
60		59.0	5.5	洪積粘土層					17.4	310	
65		64.0	5.0	洪積砂層					17.4	310	
70		68.5	4.5	洪積粘土層					16.7	260	
75		75.0	6.5	洪積砂層					19.6	330	
80				洪積砂層 (工学基盤)					19.6	390	

図-3.3.2 沖積粘土 (I_p54, I_p40) の採取地の地盤状況

②沖積粘土(I_p26)

東京都台東区の沖積地盤から, シンウォールサンプラー(JGS 1221-2012)によつて乱れの少ない状態で採取した 1 試料を用いた. 室内試験の対象箇所は, 層厚 16 m の軟弱な沖積粘土内の GL-9 m~-10 m の箇所とした. N 値は 0 を示し, 塑性指数 I_p は 26.3 である. サンプリング位置を図-3.3.3 の模式柱状図に示した. この沖積粘土についても, 路床とはなり得ない程の深い位置に分布するが, 比較

的均一な自然地盤から採取した試料のデータを得るために実施した。

供試体およびベンダーエレメント挿入の条件は、沖積粘土(I_p54, I_p40)と同様である。この試料も透水性の極めて低い粘性土であることから、CTXU-Dのみを実施した。圧密応力 σ_c' は土被り圧 $\sigma_{v0}'=63.8$ kPa に対して、 $\sigma_c'=50, 100, 200, 400$ kPa とした。

深度 GL-m	地下水位 m	下端深さ m	土層厚 m	土層区分	N値				湿潤単位 体積重量 $\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	有効土 被り圧 $\sigma_v'(\text{kPa})$	試料採取 位置
					10	20	30	40			
2	▽ =	1.0		埋土 (粘土)					16.0	63.8	GL-9~10m
4		2.8	2.8	沖積砂					16.0		
6		4.7	1.9	沖積シルト					15.5		
8		7.0	2.3	沖積粘土 ($I_p=26$)					15.2		
10											
12											
14											

図-3.3.3 沖積粘土 (I_p26) の採取地の地盤状況

5) 火山灰質粘性土の試験条件

火山灰質粘性土は、採取地の違いで東京都清瀬市採取の「清瀬ローム」、千葉県市原市採取の「市原ローム」、千葉県印西市採取の「印西ローム」の3種とした。

①清瀬ローム

東京都清瀬市で採取した火山灰質粘性土を用いた。試料は、デニソンサンプラー(JGS 1222-2012)によって乱れの少ない状態で採取した。室内試験の対象箇所は、層厚 4.7 m で分布する火山灰質粘性土の GL-5 m～6 m の箇所とした。N 値は 4 を示し、塑性指数 I_p は 68.8 である。サンプリング位置を図-3.3.4 の模式柱状図に示した。採取地点の地下水位は GL-10m にあり、採取箇所は地下水位以浅である。採取深度の有効土被り圧 σ_{v0}' は 80 kPa である。排水条件は、CTXU-D, CTXD-D とした。なお CTXU-D の場合、供試体を飽和させたのちに試験を実施したが、CTXD-D の場合は飽和させず採取した状態で試験を実施した。圧密応力 σ_c' は 75, 150, 300 kPa として、CTXU-D は σ_c' 3 ケースとし、最も低い $\sigma_c' = 75$ kPa において CTXD-D を 1 ケース実施した。

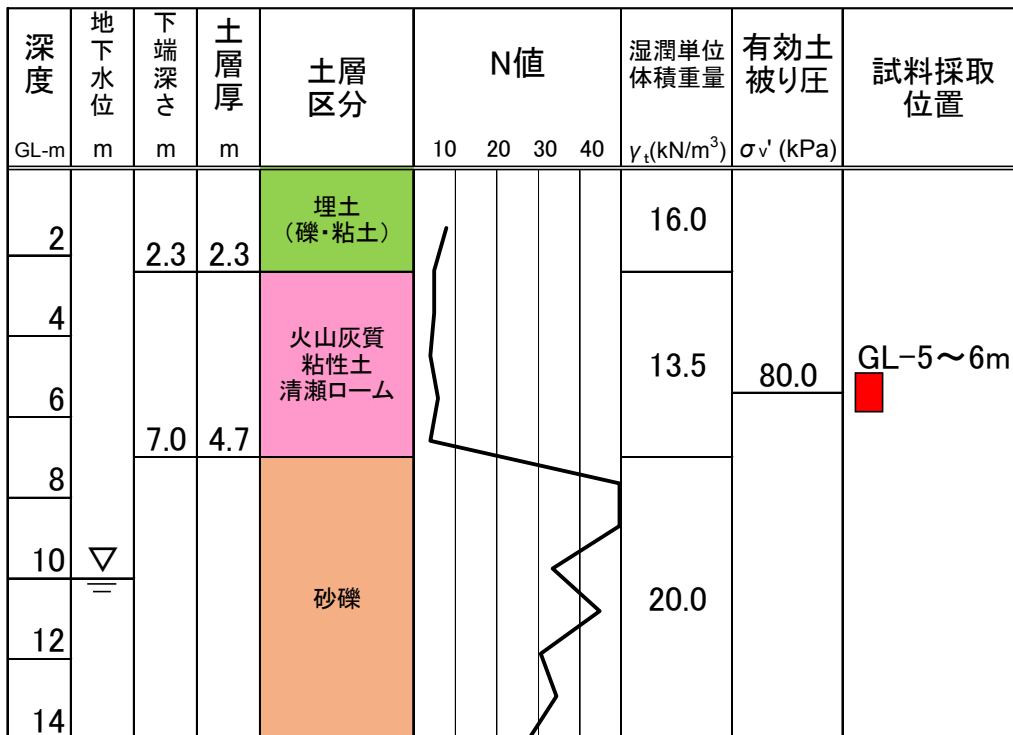


図-3.3.4 清瀬ロームの採取地の地盤状況

②市原ローム

千葉県市原市で採取した火山灰質粘性土を用いた。デニソンサンプラー(JGS 1222-2012)によって乱れの少ない状態で採取した。室内試験の対象箇所は、層厚 4.9 m で分布する火山灰質粘性土の GL-2 m~3 m の箇所とした。N 値は 5 を示し、塑性指数 I_p は 50.2 である。サンプリング位置を図-3.3.5 の模式柱状図に示した。採取地点の地下水位は GL-3m にあり、採取箇所は地下水位以浅である。採取深度の有効土被り圧 σ_v' は 31.3 kPa である。排水条件は、CTXU-D, CTXD-D とした。CTXD-D については、清瀬ロームと同様に飽和させず試験を実施した。圧密応力 σ_c' は 50, 150, 300 kPa として、CTXU-D は σ_c' 3 ケースとし、最も低い σ_c' = 50 kPa において CTXD-D を 1 ケース実施した。

深度 GL-m	地下水位 m	下端深さ m	土層厚 m	土層区分	N値				湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	有効土 被り圧 σ_v' (kPa)	試料採取 位置
					10	20	30	40			
2	▽ =	5.0	5.0	火山灰質 粘性土 市原ローム					12.5	31.3	GL-2~3m ■
4											
6		7.0	2.0	凝灰質粘土					15.0		
8		9.5	2.5	洪積砂							
10				洪積粘土					17.0		
12											
14									16.0		

図-3.3.5 市原ロームの採取地の地盤状況

③印西ローム

千葉県印西市で採取した火山灰質粘性土を用いた。デニソンサンプラー(JGS 1222-2012)によって乱れの少ない状態で採取した。採取地は、前出の「洪積砂」と同一地点である。室内試験の対象箇所は、層厚 5.3m で分布する火山灰質粘性土の GL-1.0 m~-2.5 m の箇所とした。N 値は計測しておらず、PS 検層にて $V_s=140$ m/s を得ている。塑性指数 I_p は 71.5 である。サンプリング位置を図-3.3.6 の模式柱状図に示した。採取地点の地下水位は GL-4m にあり、採取箇所は地下水位以浅である。採取深度の有効土被り圧 σ_{v0}' は 21.8 kPa である。排水条件は、CTXU-D, CTXD-D とした。先の 2 試料と同様に、CTXD-D は不飽和で試験を実施した。圧密応力 σ_c' は、CTXU-D, CTXD-D とともに $\sigma_c'=21.8, 50, 100, 200$ kPa とした。

深度 GL-m	地下水位 m	下端深さ m	土層厚 m	土層区分	N値				湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	有効土 被り圧 $\sigma_{v'}$ (kPa)	試料採取 位置
					10	20	30	40			
2	▽ =	5.3	5.3	火山灰質 粘性土 印西ローム					12.5	21.8	GL-1.5~2.0m ■
4											
6											
8											
10	8.0	2.7	洪積砂 (シルト混じり)					19.0	91.0	GL-9~10m □	
12											洪積砂

図-3.3.6 印西ロームの採取地の地盤状況

3.3.4 CTX-BE 試験で得られる計測値

一連の CTX-BE 試験から得られる計測値の説明として、非排水条件で得られる E_u , G_u ならびに排水条件で得られる E_d , G_d について表-3.3.3 に示した。

表-3.3.3 CTX-BE 試験の計測値

試験条件		計測値
非排水 CTXU-D CTXU-U	CTX 試験	$(E_{u0})_{CTX}$
	BE 試験	$(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE}$
排水 CTXD-D	CTX 試験	$(E_{d0})_{CTX}$
	BE 試験	$(G_{d0})_{BE}$

(注) BE 試験から得られたせん断剛性率全般を指す
場合は“ G_{BE} ”と表記する

3.3.5 CTX-BE 試験による応力依存性の評価方法

1) 応力依存性の評価に平均有効主応力 σ_m' を用いた理由

§2.2 に示した通り、舗装設計で使われている変形係数の応力依存モデルは、式(3-2)、式(3-3)、式(3-5)が代表的なものである。路床土に適用される式(3-3)では鉛直応力 σ_1 が用いられ、式(3-5)においては軸差応力 σ_d が用いられており、何れも鉛直方向の応力がパラメータとなっている。

$$\text{路盤材} \quad M_r = k_1 \cdot p_s (\theta / 3p_s)^{k_2} \quad (3-2)$$

$$\text{路床材} \quad M_r = k_3 \cdot p_s (\sigma_1 / p_s)^{k_4} \quad (3-3)$$

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \gamma \cdot z (1 + 2K_0) \quad (3-4)$$

ここに、 $k_1 \sim k_4$ は材料定数、 p_s は基準応力 (100 kPa)、 θ は主応力和、 σ_1 は鉛直方向の垂直応力(kPa)、 σ_2, σ_3 は水平方向の垂直応力(kPa)、 γ は単位体積重量、 z は応力算出点までの深さ、 K_0 は土圧係数 (路盤 0.6, 路床 0.8) である。

$$M_r = k_1 \cdot p_a (\theta / p_a)^{k_2} (\tau_{oct} / p_a + 1)^{k_3} \quad (3-5)$$

$$\sigma_d = \sigma_1 - 0.5 (\sigma_2 + \sigma_3) + \gamma \cdot z (1 - K_0) \quad (3-6)$$

ここに、 $k_1 \sim k_3$ は材料定数、 τ_{oct} は八面せん断応力(軸対称応力条件下では $\sqrt{2\sigma_d/3}$)、 p_a は大気圧 (101.3 kPa) である。

以上のように、舗装構造解析モデルにおいては、変形係数の応力依存モデルとして、鉛直一方向の応力が用いられている。しかし、§2.4 に示した数多くの

微小ひずみ時のせん断剛性率 G の関数式のほとんどが、間隙比 e と平均有効主応力 σ_m' で表されている。また、粘性土の三軸試験によって、 10^{-5} 程度のひずみ領域における変形係数を疑似弾性変形係数としたときの $E \sim \sigma'$ 関係を評価した研究⁶⁾では、 σ_m' が疑似弾性変形係数の支配要因の一つであり、評価する上で妥当であるとしている。以上のことから、本研究では G および E を平均有効主応力 σ_m' の関数で評価した。

2) CTX-BE 試験中の平均有効主応力 σ_m' の変化

CTX-BE 試験では、CTX 試験の初期～途中～最終ステージの BE 試験によって計測された微小ひずみ時のせん断剛性率 G と、繰返し応力载荷によって変化した供試体の平均有効主応力 σ_m' の関係が求まる。繰返し载荷を非排水条件で実施する CTXU-D と CTXU-U は、载荷ステージ中に供試体内で間隙水圧が蓄積することで有効応力が低下して σ_m' が小さくなる。ステージ間で排水を許さない CTXU-U については、終始間隙水圧の消散が許されないことにより σ_m' がより大きく低下し、それに伴って G も減少する。また、CTXD-D では、間隙水圧の変化はなく、理論上 σ_m' は変化しないが繰返し軸差応力の载荷によるダイレイタンシーの発生によって間隙比 e はわずかに変化し、 G も変化する。

一方、Viggiani et al.の研究では、BE 試験による G の計測に先立ち、供試体の応力を圧密応力 σ_c' の制御によって変化させている⁷⁾。川口らの研究⁶⁾や荻野らの研究⁸⁾も、同様の方法としており、既往研究と本研究では応力変化の手法が異なっている。

図-3.3.7、図-3.3.8 は供試体の応力変化を σ_c' の制御によって発生させた既往研究のケースと、本研究で用いた繰返し応力载荷による CTXU-D 条件のケースとの違いを整理したものである。なお、両ケースともに圧密時の応力条件は等方状態としている。

	初期圧密時 (正規圧密状態)	圧密による応力載荷時 (正規圧密状態)	応力除荷時 (過圧密状態)
供試体変形 模式図			
圧密応力 σ'_c	σ'_c 等方状態	$\Delta\sigma_{c1}'$ 等方載荷	$-\Delta\sigma_{c2}'$ 等方載荷
排水条件	排水	排水	排水
軸差応力 σ_d	—	—	—
軸ひずみ ε	—	圧縮側に増加	膨張側に増加
間隙水圧 u	—	—	—
間隙比 e	—	圧縮により減少	膨張により増加
平均有効主応力 σ'_m	σ'_c	$\Delta\sigma_{c1}'$ の増加	$\Delta\sigma_{c2}'$ の減少

図-3.3.7 圧密応力 σ'_c を制御して変化した供試体の応力等(既往研究)

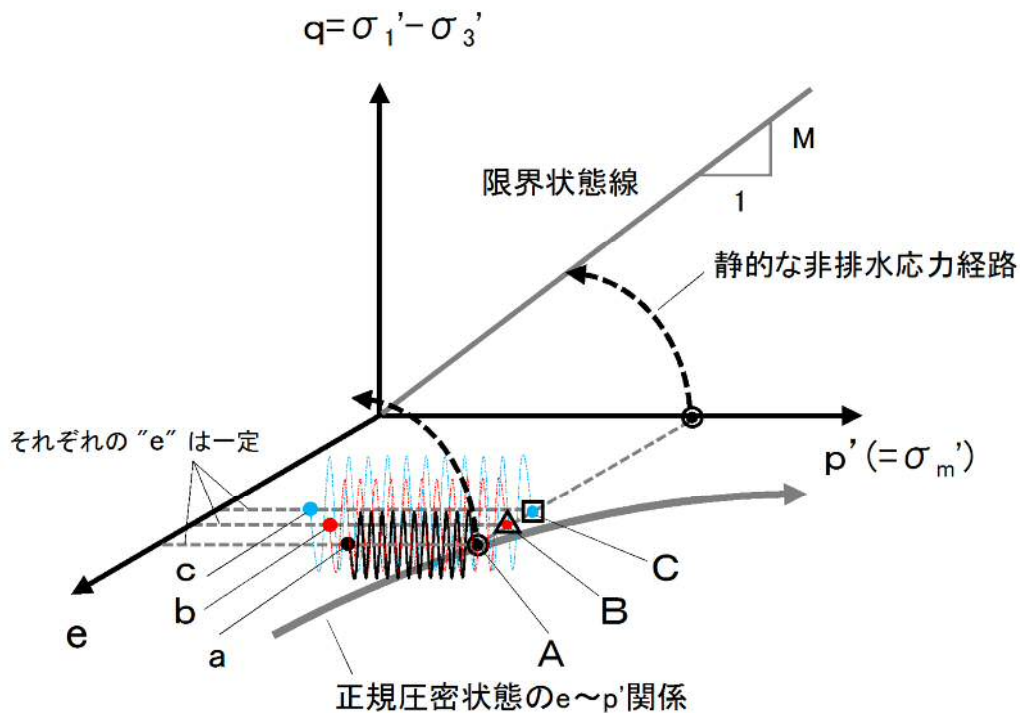
	初期圧密時	繰返し応力載荷時 (載荷後BE試験を実施)	ステージ間 (最終ステージ後はなし)
供試体変形 模式図			
圧密応力 σ_c'	σ_c' 等方状態	σ_c' 等方状態	σ_c' 等方状態
排水条件	排水	非排水	排水
軸差応力 σ_d	—	繰返し軸応力載荷 0.2Hzのサイン波	荷重載荷なし
軸ひずみ ε	—	非排水により体積変化なし	間隙水圧の消散に伴い 圧縮側に増加
間隙水圧 u	—	プラス側に発生し蓄積	消散しほぼ0になる
間隙比 e	—	非排水により変化なし	排水による間隙水圧 の消散により減少
平均有効主応力 σ_m'	σ_c'	間隙水圧の上昇により σ_m' は低下	排水により間隙水圧が 消散し σ_c' に戻る

図-3.3.8 繰返し応力載荷で変化する供試体の応力等(CTXU-D)

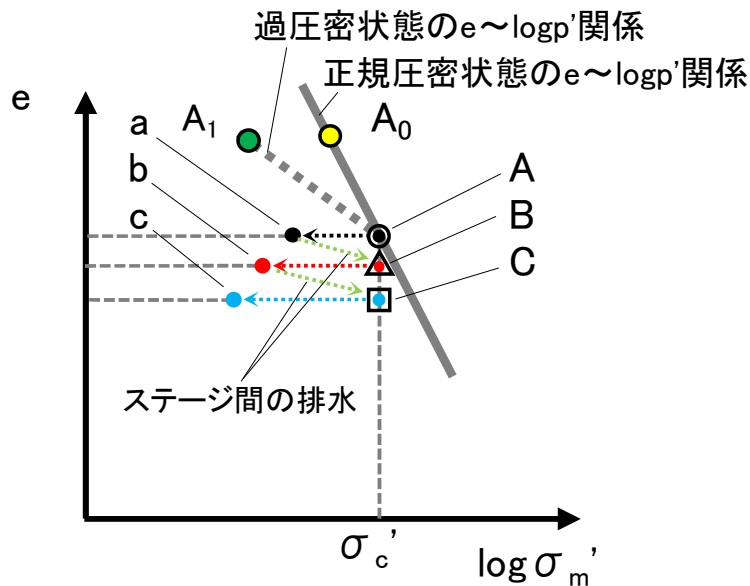
また、図-3.3.9 は、CTXU-D 条件での繰返し応力载荷に伴う平均有効主応力 $p' (= \sigma_m')$ 、軸差応力 $q (= \sigma_1 - \sigma_3)$ 、間隙比 e の関係を模式的に示したものである。同図(a)は繰返し応力载荷による応力経路と間隙比の関係を $p'-q-e$ 図上に表したものであり、(b)は縦軸を e 、横軸を $\log \sigma_m'$ として、繰返し载荷ステージが進むときの $e \sim \sigma_m'$ 関係を表したものである。なお、(b)には既往研究で取り扱われている σ_c' を制御した場合の $e \sim \sigma_m'$ 関係を併記している。

図-3.3.9(a)では、 $p'q$ 面上に勾配 M の限界状態線と静的な非排水応力経路を表し、 $e p'(\sigma_m')$ 面上には正規圧密状態の $e \sim p'$ 関係を表している⁹⁾。試験開始時を点 A とすれば、CTXU-D は载荷中非排水状態にあり体積変化がなく間隙比は一定となる。同時に非排水であることから間隙水圧が発生および蓄積し、この影響で繰返し载荷に伴い有効応力が低下する。初期载荷は黒色の波形であり、縦方向の軸差応力 q が繰返し载荷される様子がわかる。横軸の有効応力は、繰返し载荷に伴い減少し、初期ステージ終了時は点 a に到達する。CTXU-D では、一つの繰返し载荷が終了し次のステージに進む途中で排水を許すため、間隙水圧の消散と同時に間隙比が若干減少する。そして、有効応力は一旦もとの圧密応力 σ_c' に戻り点 B の状態となる。この状態は、図-3.3.9(b)の $e \sim \log \sigma_m'$ 図でも同様である。CTXU-D ではこのサイクルで繰返し载荷ステージの進行とともに e と σ_m' が変化する。

また、図-3.3.9(b)に示した既往研究で行われている σ_c' 制御による $e \sim \sigma_m'$ の関係では、正規圧密状態の A_0 から試験をスタートさせ、圧密応力を増加させたときに A になる。その後、圧密応力を除荷することで、 e と p' の関係は点 A_1 に到達する。このとき A_0-A が正規圧密状態の $e \sim \log p'$ 関係、 $A-A_1$ が過圧密状態の $e \sim \log p'$ 関係として得られる。本研究と既往研究の実験時の有効応力の挙動には、以上のような違いがあると理解される。



(a) $p' \sim q \sim e$ 空間を用いた繰返し応力載荷時の応力と間隙比



(b) 繰返し載荷ステージが進むときの供試体の σ_m' と e が変化

図-3.3.9 繰返し応力載荷時の供試体の応力と間隙比 e の関係(CTXU-D)

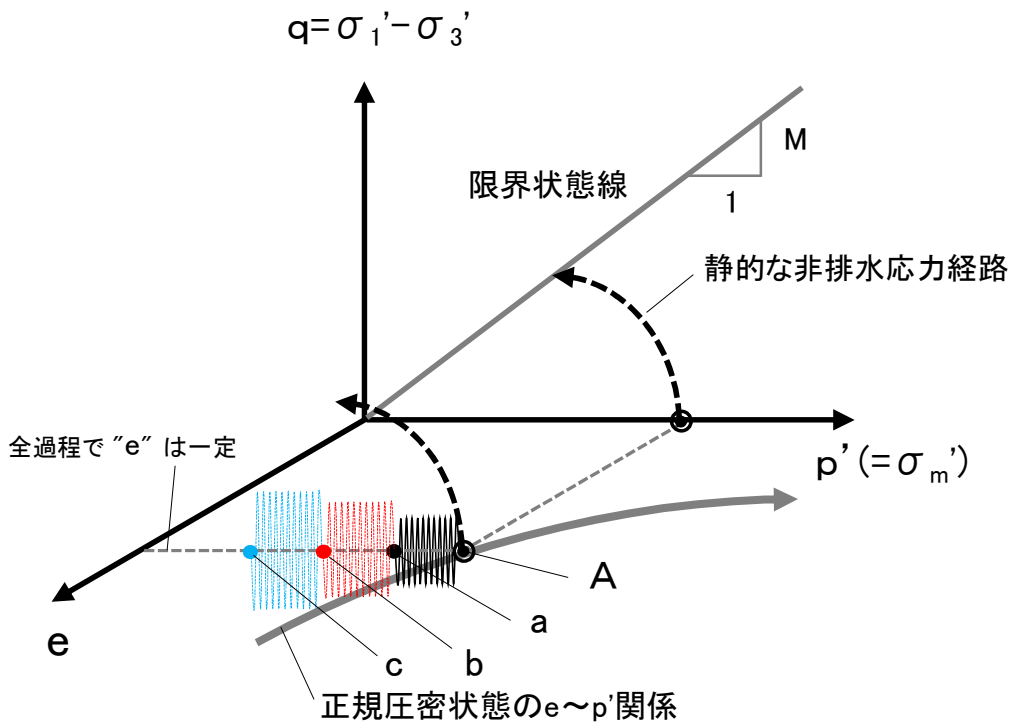
図-3.3.10 と図-3.3.11 は、全過程非排水とした CTXU-U について、同様の方法で整理した模式図である。CTXU-D と CTXU-U(図-3.3.10)との違いは、ステージ間を非排水としたことで、供試体の有効応力が σ_c' に戻らず低下した状態を保持して次のステージが始まることと、非排水であるため体積変化が一切なく全過程で間隙比が変化しないことである。図-3.3.11 によれば、ステージ間は CTXU-D と同様に有効応力が低下する。ただし、CTXU-U は、ステージ間を非排水とするため、この間の有効応力および間隙比は変化しない。すなわち、 $e \sim \log \sigma_m'$ の変化は、点 A \Rightarrow 点 a \Rightarrow 点 b \Rightarrow 点 c となり、以下 14 ステージ目まで横軸と平行にマイナス側に向かって移動する。

また、図-3.3.12 と図-3.3.13 は、全過程排水とした CTXD-D について説明した模式図である。CTXU-D および CTXU-U と CTXD-D(図-3.3.12)との違いは、全過程排水を許した状態であるため、試験中の間隙水圧がほぼ 0 であることである。このため、平均有効主応力 σ_m' は σ_c' のまま変化せず一定となる。なお、排水による体積変化に伴う負のダイレイタンスの影響により、軸ひずみ ε は圧縮側に発生し、間隙比 e はステージの進行に伴いわずかに減少していく。図-3.3.13 は $e \sim \log \sigma_m'$ 関係図でこれを説明したもので、初期の点 A から終始 σ_c' を保持したままステージ進行に伴い e が低下していく。

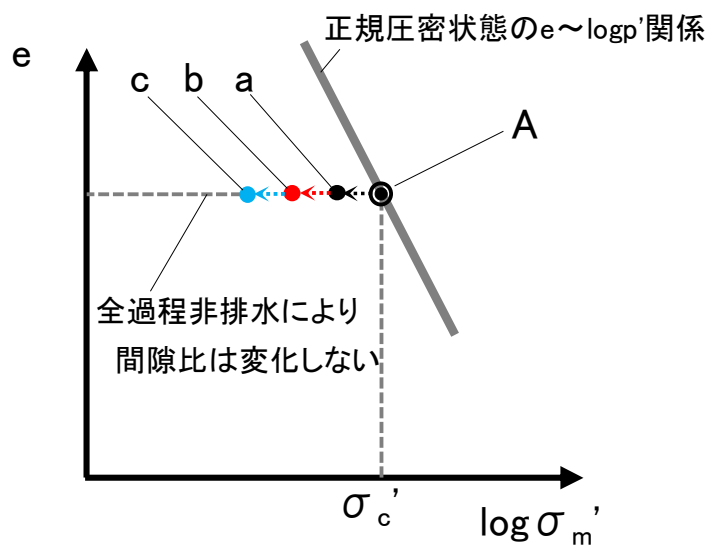
以上の検討により、CTXU-D, CTXU-U, CTXD-D の各条件における試験中の繰返し軸差応力载荷に伴う試験試料の σ_m' と e の挙動を把握した。ここに示した通り、本研究で用いた応力依存性を評価するための σ_m' の計測手法は、既往研究で用いられた圧密応力 σ_c' を数種設定する手法とは明らかに異なっている。1 つの供試体で数点の σ_m' が得られる点を考慮すれば、本研究の手法がよりリーズナブルに実験データが得られると考えられる。

	初期圧密時	繰返し応力載荷時 (載荷後BE試験を実施)	ステージ間 (最終ステージ後はなし)
供試体変形 模式図			
圧密応力 σ_c'	σ_c' 等方状態	σ_c' 等方状態	σ_c' 等方状態
排水条件	排水	非排水	非排水
軸差応力 σ_d	—	繰返し軸応力載荷 0.2Hzのサイン波	荷重載荷なし
軸ひずみ ε	—	非排水により体積変化なし	非排水により体積変化なし
間隙水圧 u	—	プラス側に発生し蓄積	非排水により保持される
間隙比 e	—	非排水により変化なし	
平均有効主応力 σ_m'	σ_c'	間隙水圧の上昇により σ_m' は低下	非排水により低下したまま 保持される

図-3.3.10 繰返し応力載荷で変化する供試体の応力等(CTXU-U)



(a) $p' \sim q \sim e$ 空間を用いた繰返し応力載荷時の応力と間隙比

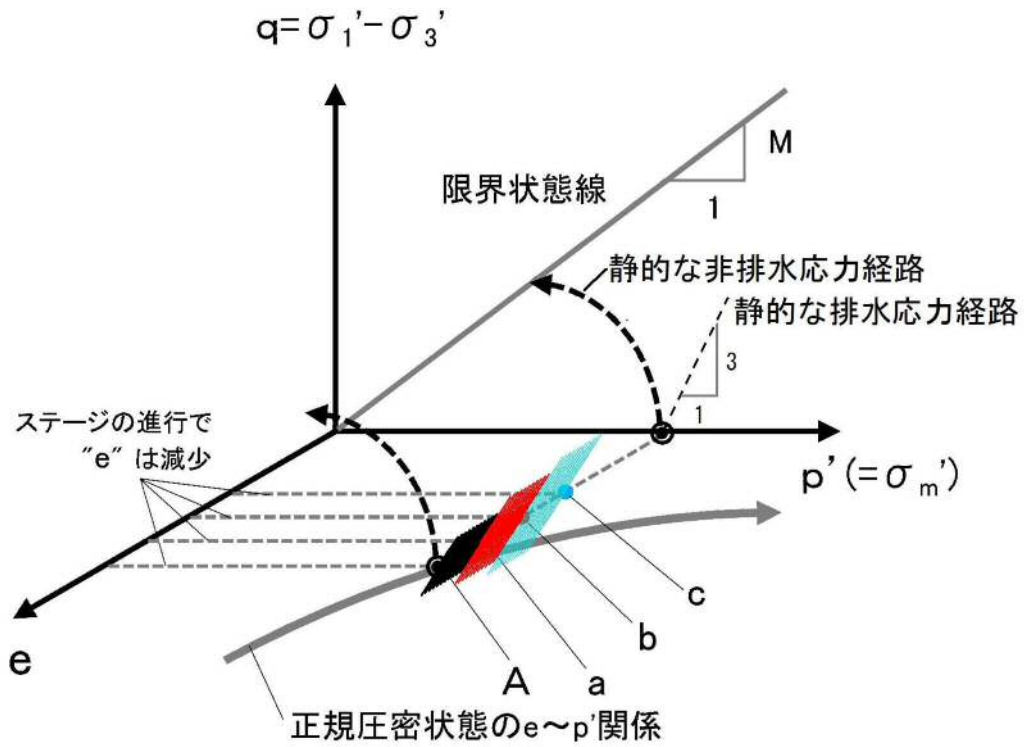


(b) 繰返し載荷ステージが進むときの供試体の σ_m' の変化

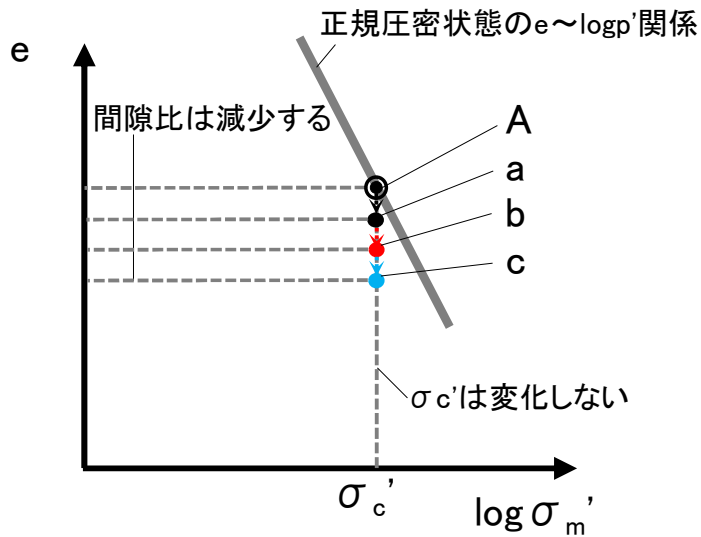
図-3.3.11 繰返し応力載荷時の供試体の応力と間隙比 e の関係(CTXU-U)

	初期圧密時	繰返し応力荷重時 (荷重後BE試験を実施)	ステージ間 (最終ステージ後はなし)
供試体変形 模式図			
圧密応力 σ_c'	σ_c' 等方状態	σ_c' 等方状態	σ_c' 等方状態
排水条件	排水	排水	排水
軸差応力 σ_d	—	繰返し軸応力荷重 0.2Hzのサイン波	荷重荷重なし
軸ひずみ ε	—	負のダイレイタンシー により圧縮側に発生	荷重荷重がないため 保持される
間隙水圧 u	—	排水条件により発生しない	排水条件により発生しない
間隙比 e	—	負のダイレイタンシー により減少	荷重荷重がないため 保持される
平均有効主応力 σ_m'	σ_c'	間隙水圧が発生しないため 理論上 σ_c' のまま変化しない	

図-3.3.12 繰返し応力荷重で変化する供試体の応力等(CTXD-D)



(a) $p' \sim q \sim e$ 空間を用いた繰返し応力載荷時の応力と間隙比



(b) 繰返し載荷ステージが進むときの供試体の e の変化

図-3.3.13 繰返し応力載荷時の供試体の応力と間隙比 e の関係(CTXD-D)

3) $(G_u)_{BE}$, $(G_d)_{BE}$ に対応する σ_m' の求め方

繰返し載荷後に BE 試験を実施した際の平均有効主応力 σ_m' の数値は、計測時の応力状態をもとに式(3-7)、式(3-8)、式(3-9)により求めた。

$$\sigma_m' = (\sigma_a' + 2\sigma_r') / 3 \quad (3-7)$$

$$\sigma_a' = \sigma_c' + \sigma_d - \Delta u \quad (3-8)$$

$$\sigma_r' = \sigma_c' - \Delta u \quad (3-9)$$

ここで、 σ_m' は BE 試験時の平均有効主応力(kPa)、 σ_a' は BE 試験時の軸方向有効応力(kPa)、 σ_r' は BE 試験時の側方向有効応力(kPa)、 σ_c' は供試体の圧密応力(kPa)、 σ_d は BE 試験直前に残留する軸差応力(kPa)、 $\Delta u (=u - u_b)$ は BE 試験直前の過剰間隙水圧(kPa)、 u は BE 試験直前の供試体の水圧測定値(kPa)、 u_b は供試体の背圧(=100kPa)である。

上記計算に使用した繰返し載荷後に実施した BE 試験直前に残留する軸差応力 σ_d と、BE 試験直前の供試体の水圧測定値 u については、計測したデジタルデータの読み取りによって求めた。図-3.3.14 は、CTX 試験の一つの繰返し載荷ステージの計測で得られる「軸差応力 σ_d (kPa)」、「軸ひずみ ε (%)」、「間隙水圧 u (kPa)」の計測データの例をグラフ化したもので、試験後に残留する σ_d と u の読み取り箇所をマークした。なお、最初の繰返し載荷前に実施される BE 試験では、 $\sigma_d=0$, $\Delta u=0$ であるため $\sigma_m'=\sigma_c'$ となる。

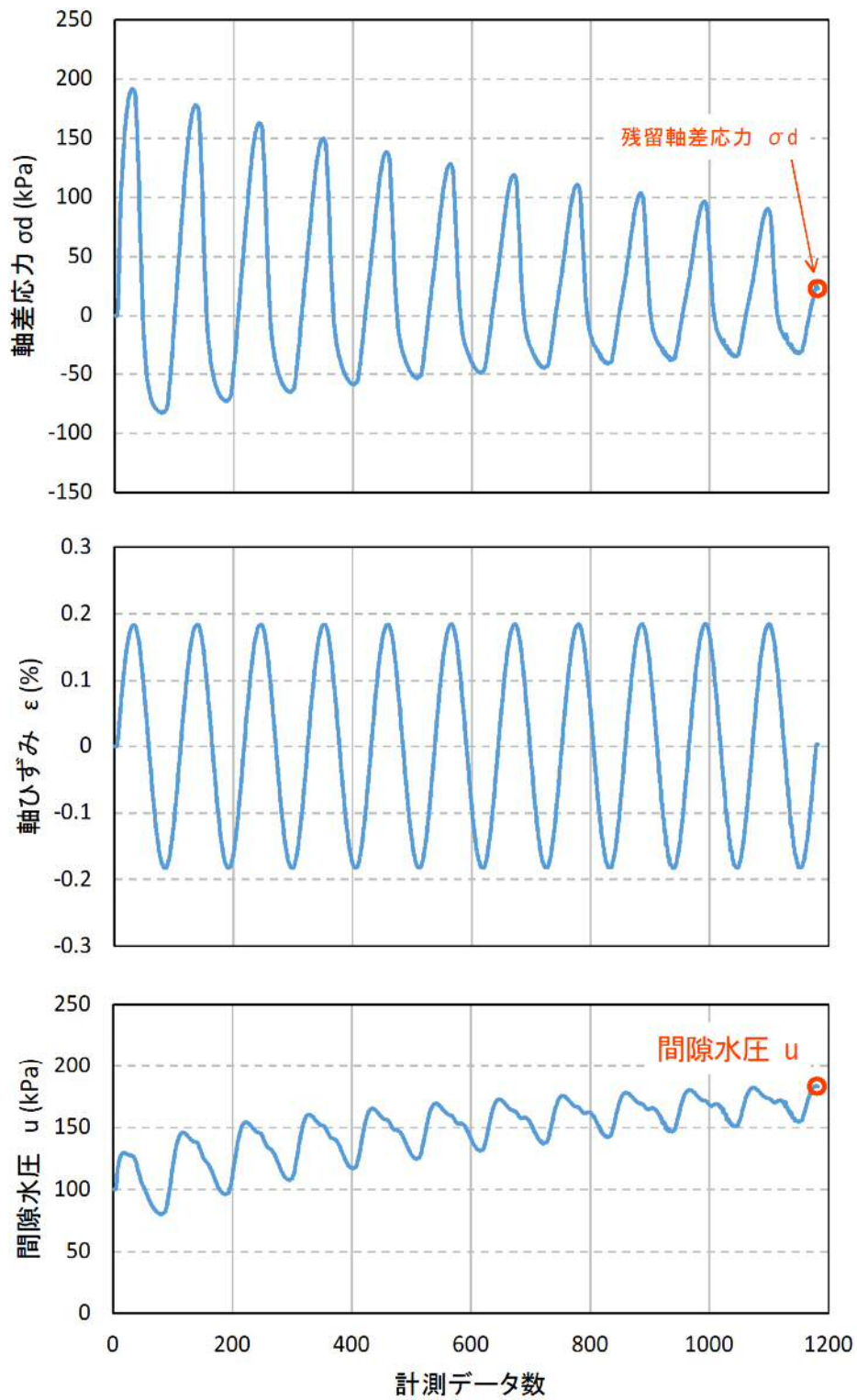


図-3.3.14 CTX 試験の一つのステージでの計測データ例
— 豊浦砂, CTXU-D, $D_r=80\%$, $\sigma'_c=100$ kPa, ステージ 14 —

3.3.6 CTX 試験とレジリエントモデュラス試験の比較

変形係数を求める試験としての Mr 試験と CTX 試験の主な違いは、試験装置、繰返し載荷波形、繰返し載荷前の圧密の有無、繰返し載荷時の排水条件であり、試験装置以外の項目についての概要が、表-3.3.4 のように示される¹⁰⁾。

表-3.3.4 Mr 試験と CTX 試験の相違点¹⁰⁾

試験条件	Mr 試験 舗装調査・試験法便覧 E016 ¹¹⁾	CTX 試験 地盤工学会基準 JGS0542 ¹⁾
試験の目的	レジリエントモデュラスの測定	繰返し載荷中の変形特性
対象とする地盤材料	路盤材，路床土	砂質土，粘性土，礫，軟岩，改良土等の地盤材料
供試体作製方法	乱さない試料・トリミング法 乱した試料・静的締固め，振動締固め	JGS0520「土の三軸試験の供試体作製・設置方法」 ・トリミング法，・負圧法
供試体の状態	不飽和または飽和状態	不飽和または飽和状態
排水条件	非排水	非排水または排水
圧密条件	非圧密，ただし予備載荷あり	等方圧密または異方圧密
応力条件	全応力	有効応力
試験装置	三軸試験装置	三軸試験装置
載荷波形	ハーバーサイン波	サイン波，三角波
載荷条件	<p>➤予備載荷(1000回)後に本試験</p> <p>本試験は，所定の拘束圧下で等方応力状態から所定の偏差応力まで片振りで繰返し載荷（1回100波，全15回）</p> <p>➤載荷段階</p> <p>路床土は，3種類の拘束圧と5種類の偏差応力による組合せ</p> <p>路盤材は，5種類の拘束圧と3種類の偏差応力による組合せ</p>	<p>➤圧密後に繰返し載荷</p> <p>第1回目は，片振幅軸ひずみが0.001%程度以下となるように等方応力状態または異方応力状態から両振りで11波の繰返し載荷</p> <p>第2回目は，第1回目載荷での片振幅軸ひずみの2倍程度になるように両振りで同様な繰返し載荷</p> <p>第3回目以降は，第2回目載荷と同様に載荷．載荷が可能な限り繰返し載荷段階を繰り返す</p>
載荷速度	載荷時間0.1秒，休止時間0.9秒 周期1秒	0.05～1.0Hzの間の一定周波数
各載荷段階の採用データ	最後の5波の平均鉛直復元変位	5波目と10波目の軸差応力と軸ひずみの履歴曲線
得られる結果	レジリエントモデュラス	等価ヤング率，履歴減衰率，片振幅軸ひずみ，履歴曲線

以下に両試験の主な違いについて若干の説明を加え、いくつかの実務上の問題点について触れる。

1) 試験装置

舗装調査・試験法便覧(2007)による Mr 試験 (E016) は, AASHTO の Mr 試験方法 T307-99(2003)⁵⁾に準拠している. AASHTO の T307-99(2003)では, 一般的に使用される三軸試験装置を図-3.3.15 のように示している. 試験装置の特徴として軸変位量の測定を外部変位計のみとしているが, これ以前の試験法基準 (T274-82(1986)¹²⁾ からの改訂において, 試験時間の短縮や試験方法の簡便化のため, ベディングエラーの影響を考慮した供試体側面での軸変位量測定の記載が削除された. しかし, 現在の外部変位計による軸変位量測定では, ベディングエラーの影響によって, 変形係数を過小評価することが指摘されており¹³⁾, T307-99(2003)による試験方法で得られる M_r は, 実際の剛性を過小評価したものとなり不適切な値になると考えられている¹⁴⁾.

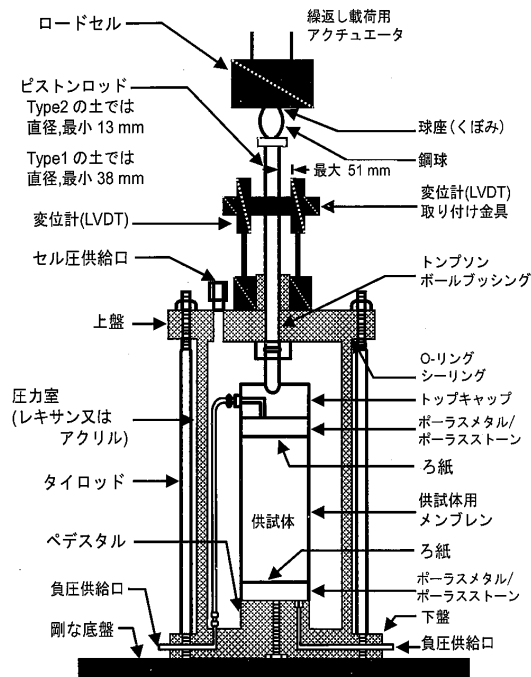


図-3.3.15 AASHTO, T307 の三軸試験装置概略図⁵⁾

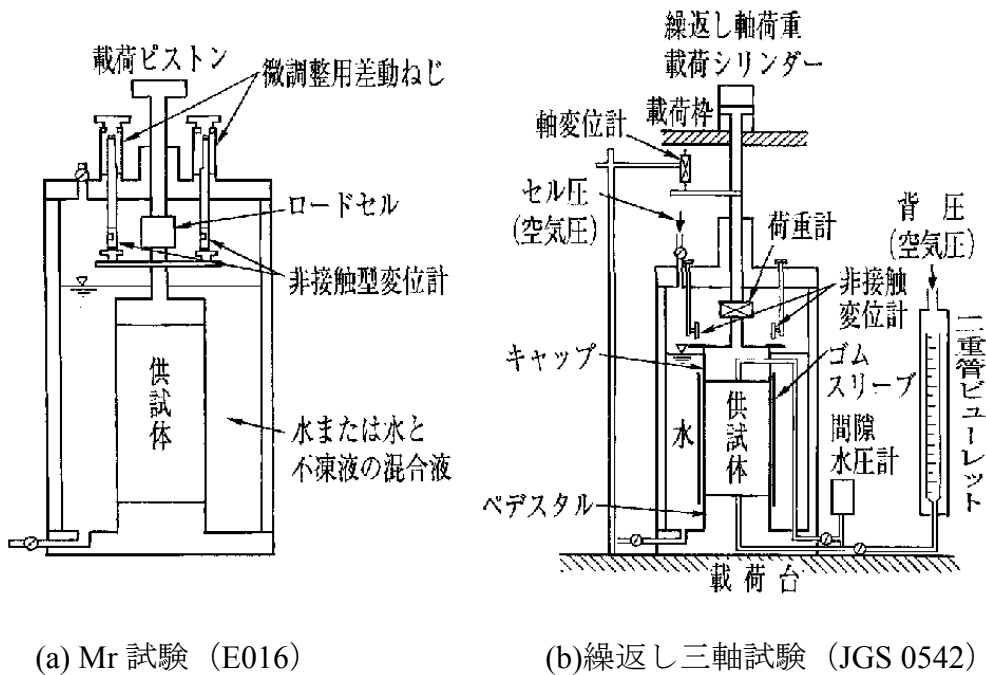


図-3.3.16 Mr 試験と繰返し三軸試験の試験装置概略図

図-3.3.16 は、E016 および JGS0542 の標準的な三軸試験装置の概略図である。図-3.3.16(a)は、舗装調査・試験法便覧による Mr 試験 (E016) の装置図であり、AASHTO の T307-99(2003)に対して変位計が内部に位置する対策がとられている。ただし、E016 では間隙水圧測定や荷重段階の間で排水を伴わないため、間隙水圧計や排水ルートがない。一方、図-3.3.16(b)地盤工学会基準の繰返し三軸試験 (JGS 0542) は、圧密や排水条件下の試験に対応できるように、間隙水圧計と二重管ビュレットなどの排水量測定装置が設置されている。

2) 荷重条件

E016 と JGS0542 の大きな相違点は荷重条件である。AASHTO の T307-99 に準拠した E016 では、図-3.3.17(b)に示すような荷重時間 0.1 秒、休止時間 0.9 秒、周期 1 秒のハーバーサイン波を用い、JGS0542 では図-3.3.17(a)に示す荷重速度を 0.05~1.0Hz の間の一定周期で荷重波形を正弦波 (もしくは三角波) と定めている。ハーバーサイン波とサイン波では、残留変位量の比率がサイン波の方が 3

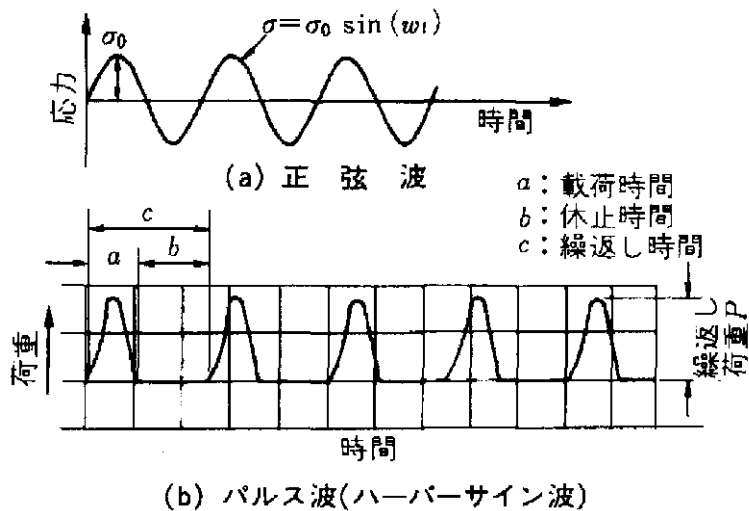


図-3.3.17 荷重波形の模式図¹⁵⁾

倍になり，一回当たりの残留ひずみ量に対する載荷回数との関連性では，ハーバーサイン波の方が現場との適合性が高いと言われている¹⁵⁾。

3) 排水条件

E016 では繰返し載荷を非排水条件で行う。また，繰返し載荷前に圧密を行わないで予備載荷を行い，その後，本試験を行うことから，非圧密・非排水の試験条件となる。各載荷段階での拘束圧と偏差応力が表-3.3.5 のように規定されており，各載荷段階における荷重条件を最大主応力 σ_1 (軸方向応力)～最小主応力 σ_3 (拘束圧=側方向応力)関係の応力経路図で示すと図-3.3.18 のようになる。同図には，粘着力 $c=0$ としたモール・クーロンの破壊基準に基づく $\sigma_1 = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) \cdot \sigma_3$ から算定した $\phi = 30^\circ, 40^\circ, 45^\circ$ の破壊線を示している。路床土に対する荷重載荷は，初めは大きな拘束圧とし，載荷段階の進行とともに応力振幅を増し，その後，拘束圧を小さくしていく。路盤材の場合は，路床土とは逆に，小さい拘束圧から繰返し載荷を行い，載荷段階を進むごとに応力振幅を大きくし，その後，拘束圧を大きくする。各載荷段階の最大振幅での応力点

表-3.3.5 E016 の路床土と路盤材に対する荷重条件¹⁴⁾

(a) 路床土

荷重条件	拘束圧 σ_3 (kN/m ²)	偏差応力 σ_d (kN/m ²)
予備荷重	41.4	27.6
1	41.4	13.8
2		27.6
3		41.4
4		55.2
5		68.9
6	27.6	13.8
7		27.6
8		41.4
9		55.2
10	13.8	68.9
11		13.8
12		24.8
13		37.6
14		49.7
15		62.0

(b) 路盤材

荷重条件	拘束圧 σ_3 (kN/m ²)	偏差応力 σ_d (kN/m ²)
予備荷重	103.4	103.4
1	20.7	20.7
2		41.4
3		62.1
4	34.5	34.5
5		68.9
6		103.4
7	68.9	68.9
8		137.9
9		206.8
10	103.4	68.9
11		103.4
12		206.8
13	137.9	103.4
14		137.9
15		275.8

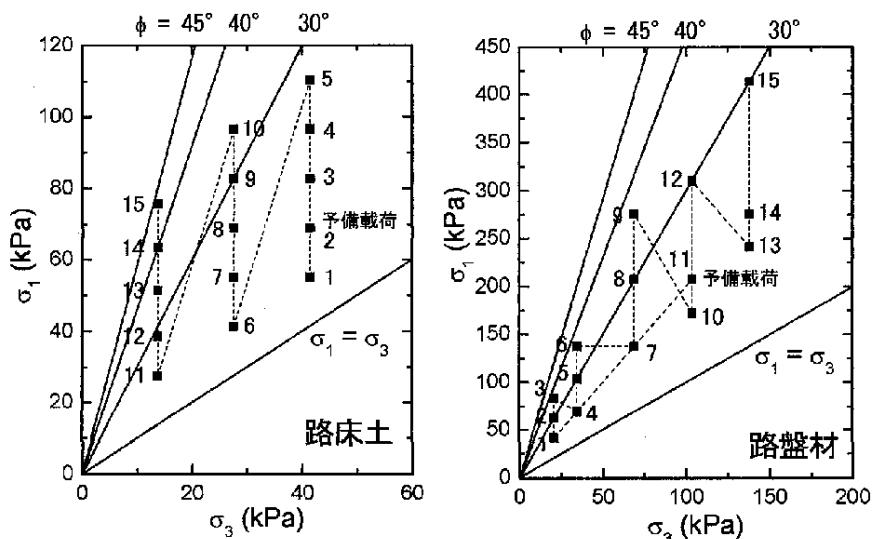


図-3.3.18 各荷重段階における応力経路図¹⁰⁾

は、 $\phi=30^\circ$ の場合には大きく破壊線を越える場合があり、 $\phi=45^\circ$ の場合には破壊線近くの応力点もあるが概ね破壊線を越えていない。

ここで、本試験が非排水条件で行われることを考慮すれば、繰返し荷重によ

り強度と剛性が低下することになるため、路床土に関しては載荷条件の面から非常に厳しい条件となり、場合によっては載荷中に破壊が生じる可能性もある¹⁴⁾。なお、路盤材に対しては、試験の載荷段階の初期で破壊線に近づくため、初期段階が非常に厳しい条件にあると言える。

一方、CTX 試験は、有効応力による測定値が得られ、載荷時に排水・非排水を選択でき排水条件を考慮した計測が可能となっている。

4) Mr 試験の実務上の問題点

AASHTO の示す舗装構造に関する力学的経験的 (M-E) 設計ガイドでは、舗装各層のモデル化について室内試験によって得られた M_r が、レベル 1～レベル 3 の 3 段階のうち最も信頼性の高いレベル 1 の入力値 (プロジェクトサイトでの試験、調査結果) とされている。しかし、試験装置の変位測定に関する点で変形係数を過小評価してしまう懸念があることと、規定されている載荷条件の面で路床土に対して厳しい条件を与えるといった問題点があるなど、土質試験としての試験装置・試験条件から M_r 試験を概観すると、設計用値を得る上では課題が多い状況にあると考えられる。

このようなことを踏まえ、舗装分野に従事される研究者および実務者に、 M_r 試験の問題点と本試験の利用状況についてヒアリングを行ってみたところ、 M_r 試験の結果は未解明の部分が非常に多く、今後国内で活用する上では多くの研究が必要である、との率直なご意見を頂いた。また、実務レベルでは、国内での M_r 試験の設計への活用例は比較的少ないとのことであった。特に路床土に関して、予備載荷段階において供試体が破壊してしまうケースが多くデータが得られないという状況も背景にあるようであった。

本研究は、 M_r 試験を否定する立場にはないが、上述した当試験の種々の課題と現状の利用状況を踏まえ、 M_r 試験にもとづいたデータの評価は行っていない。そして、近年の環境問題や社会環境からの舗装設計への要請を踏まえた上で、

「応力レベル依存性」、「排水条件の影響」を適切に評価できる試験方法である CTX-BE 試験を用いて、性能設計に用いるための Mr 試験に代わり得るレベル 1 の設計入力値を求める手法の提案を目指すものとした。

参考文献

- 1) (公社)地盤工学会：地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法, JGS 0542 : 2009.
- 2) (公社)地盤工学会：ベンダーエレメント法による土のせん断波速度測定方法, JGS 0544 : 2011.
- 3) 菅野高弘, 中澤博志, 池野勝哉, 三藤正明：溶液型薬液注入工法を用いた滑走路地盤の液状化対策に関する研究, 港湾空港技術研究所資料, No.1206, March, 2010.
- 4) Yamamuro, J. A. and Lade, P. V. : Static liquefaction of very loose sands, Canadian Geotechnical Journal, Vol.34, pp.905-917, 1997.
- 5) AASHTO : Standard Specification for Transportation Material and Methods of Sampling and Testing, Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials, T307-99, 2003.
- 6) 川口貴之, 三田地利之, 澁谷啓：繰返し飽和粘土の小ひずみ域における変形係数の定式化, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.179-191, 1999
- 7) Viggiani, G. and Atkinson, J. H. : Stiffness of fine-grained soil at very small strains, *Geotechnique*, Vol.45, No.2, pp.249-265, 1995.
- 8) 荻野俊寛, 三田地利之, 澁谷啓, 及川洋：圧密定体積一面せん断試験による粘性土の変形・強度特性ーベンダーエレメントによるせん断弾性係数の測定ー, 土木学会論文集, No.673/III-54, pp-15-26, 2001.
- 9) 山口柏樹：土の力学, 共立出版, pp.85-92, 1976
- 10) 佐藤研一, 木幡行宏, 竹内康, 平川大貴：講座, 舗装と交通荷重に関する地盤工学, 4.路床・路盤の材料・力学特性, 地盤工学会誌, Vol.56, No.12, pp.62-72, 2008.
- 11) (公社)日本道路協会：路盤材・路床土のレジリエントモデュラス試験方法, 舗装調査・試験法便覧, 第4分冊, pp.[4]-55-[4]-64, 2007

- 12) AASHTO : Standard Specification for Transportation Material and Methods of Sampling and Testing, Resilient Modulus of Subgrade Soils, T274-82, 1986.
- 13) 龍岡文夫, 木幡行宏 : ベディングエラー, 土と基礎, Vol.42, No.9, pp.53-55, 1994.
- 14) (公社)土木学会 : 舗装工学ライブラリー13b 路床・路盤材料の特性と評価, p.54, 2015.
- 15) 阿部長門, 増山幸衛, 小笠幸雄, 峰岸淳一, 菅野伸一 : アスファルト舗装の各層の変形係数の決定手法について, ASPHALT, Vol.36, No.179, pp.53-72, 1994.

第4章 CTX-BE 試験による実験結果

4.1 BE 試験の測定値の評価

本研究で実施した CTX-BE 試験による各種地盤材料の変形特性の評価に先立ち、BE 試験で得られたせん断剛性率 G の妥当性を確認した。

4.1.1 豊浦砂のせん断剛性率 G の一般値との比較

豊浦砂について、国際一斉試験結果および JGS 基準を適用して求めた本研究のせん断剛性率と間隙比 e の関係を比較した。

図-4.1.1 は豊浦砂を用いた国際一斉試験の結果であり圧密応力 $\sigma_c'=100$ kPa の条件で、非排水繰返し三軸試験、排水単調ねじり試験、排水繰返しねじり試験、排水共振法試験、ベンダーエレメント試験の結果が比較されている¹⁾。図-4.1.2 は、豊浦砂の国際一斉試験結果に JGS 基準を適用して整理した結果であり、圧密応力 $\sigma_c'=200$ kPa の条件で、飽和供試体と乾燥供試体について実施されている²⁾。

本研究で実施した非排水条件 (CTXU-D) と排水条件 (CTXD-D) の BE 試験で得た G をそれぞれにプロットしたところ、図-4.1.1、図-4.1.2 の関係ともに良い相関を示した。よって、既往データとの比較から、本研究のデータは妥当なものと考えられる。

また、BE 試験から得られた非排水と排水条件の G は概ね一致している。 G が排水条件によらず理論的に一致すること³⁾、これが実験的にも確認されていることを踏まえると⁴⁾、この関係に沿う結果が得られたと考えられる。なお、ここに示した豊浦砂以外の試料の非排水と排水条件の G の比較については、別途§4.4 に示している。

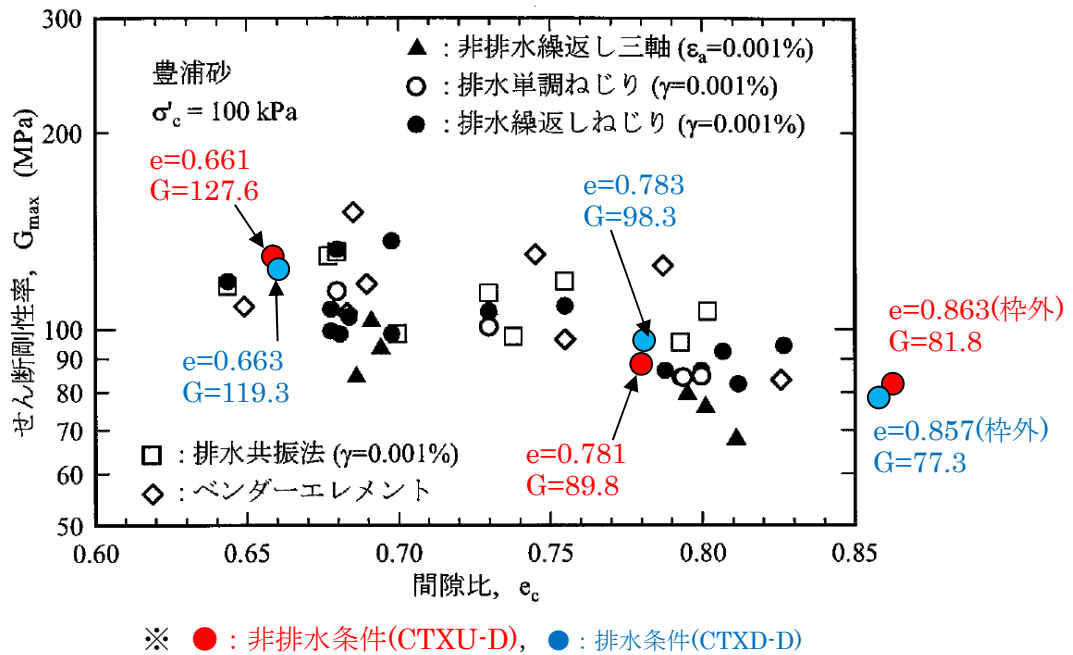


図-4.1.1 豊浦砂を用いた国際一斉試験結果¹⁾ ($\sigma'_c = 100 \text{ kPa}$) との比較

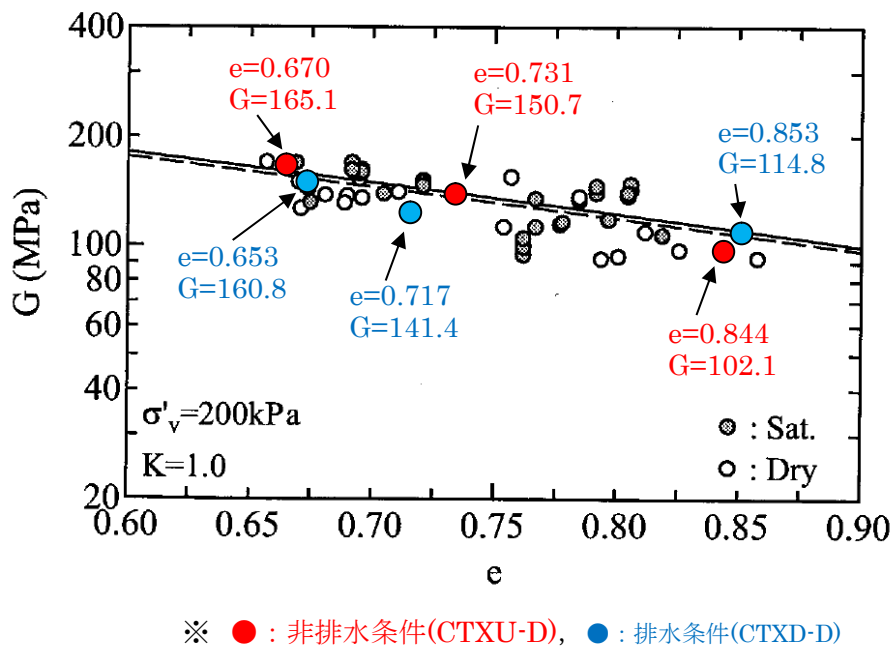


図-4.1.2 国際一斉試験結果に JGS 基準を適用して求めた結果²⁾

(等方応力状態 : $\sigma'_c = 200 \text{ kPa}$) との比較

4.1.2 自然堆積地盤の PS 検層結果との比較

粘性土の G の評価として、非排水条件の CTX 試験と BE 試験で得られた初期剛性率 $(G_0)_{CTX}$, $(G_0)_{BE}$ と、採取試料位置で計測した PS 検層による $(G_0)_F$ を比較した。比較を行った試料は、沖積粘土（東京湾採取： $I_p=54, I_p=40$ ）とした。なお、 $(G_0)_{CTX}$ は $(G_0) = E_0 / 3$ として求めている。

図-4.1.3 は、沖積粘土（東京湾採取： $I_p=54, I_p=40$ ）の採取地の地層分布と採取箇所である。

深度 GL-m	地下水 位 m	下 端 深 さ m	土 層 厚 m	土 層 区 分	N値				湿潤 密度 ρ_t (g/cm ³)	PS 検層 結果 Vs (m/s)	採取 試料 位置
					10	20	30	40			
	1.5	1.0	1.0	アスファルト					2.30		
5		4.5	3.5	埋土(砂)					1.80	300	
10		8.0	3.5	埋土(砂)					1.80	250	
15				埋土(粘土)					1.70	120	
20		15.0	7.0	沖積砂層					1.80	120	
25		19.0	4.0	沖積粘土層					1.51	140	GL-24~25m
30											GL-29~30m
35											
40											GL-39~40m
45		42.0	23.0								
50				沖積粘土層					1.66	200	GL-49~50m
55		52.0	10.0	沖積礫層					1.90	540	
60		54	1.5	洪積粘土層					1.78	310	
65		59.0	5.5	洪積砂層					1.78	310	
70		64.0	5.0	洪積粘土層					1.70	260	
75		68.5	4.5	洪積砂層					2.00	330	
80		75.0	6.5	洪積砂層 (工学基盤)					2.00	390	

図-4.1.3 沖積粘土 (I_p54, I_p40) の採取地の地層分布と採取箇所

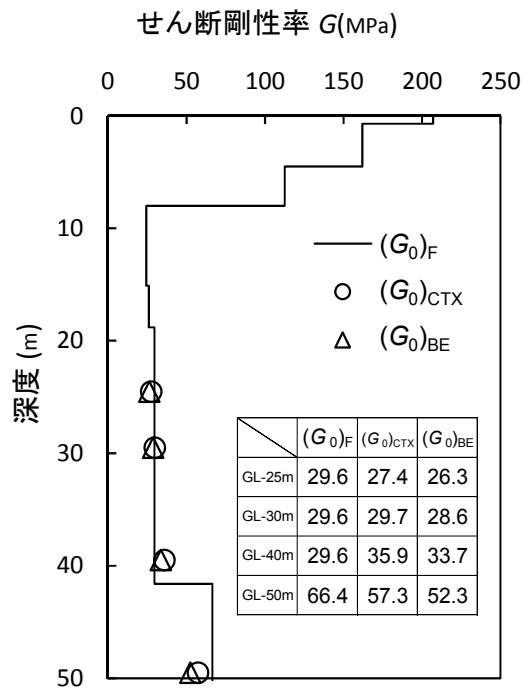


図-4.1.4 沖積粘土 (I_p54, I_p40) のせん断剛性率 G の原位置計測結果との比較

図-4.1.4 は、沖積粘土 (I_p54, I_p40) のせん断剛性率 G の原位置計測結果との比較結果である。PS 検層から得られた $(G_0)_F$ と CTX 試験による初期剛性率 $(G_0)_{CTX}$ 、BE 試験による $(G_0)_{BE}$ は、全体的に大きな差は見られなかった。ただし、最も深い GL-50m の試料において、 $(G_0)_F > (G_0)_{BE}, (G_0)_{CTX}$ の傾向が比較的大きく表れた。これは、GL-50m の試料が、GL-25m, -30m, 40m の分布範囲に比べてやや硬い状態にあるため、応力開放の影響をより大きく受けたことにより、サンプリング試料による試験データが若干低くなったものと考えられる。

4.2 CTX 試験結果

CTX 試験の非排水条件 (CTXU-D, CTXU-U) と排水条件 (CTXD-D) で得られた初期剛性を表す変形係数 $(E_{u0})_{CTX}$, $(E_{d0})_{CTX}$ と圧密応力 σ_c' の関係を整理した。なお, $(E_{u0})_{CTX}$, $(E_{d0})_{CTX}$ は, 圧密終了後の第 1 ステージの繰返し載荷によって得られる軸差応力 q と軸ひずみ ε の関係から求まる等価変形係数 E_{eq} のことである。

図-4.2.1 は, 豊浦砂の非排水条件 (CTXU-D, CTXU-U) による異なる相対密度 D_r の条件による $(E_{u0})_{CTX} \sim \sigma_c'$ の関係である。図-4.2.2 は, 同じ供試体条件での排水条件 (CTXD-D) の結果である。

非排水条件, 排水条件ともに, D_r に応じて $(E_{u0})_{CTX}$, $(E_{d0})_{CTX}$ が増加する傾向にある。 σ_c' に応じて $(E_{u0})_{CTX}$, $(E_{d0})_{CTX}$ は一様に増加傾向を示した。また, 非排水条件では, $D_r=80\%$ の $\sigma_c'=100, 200, 400$ kPa の 3 ケースについて, CTXU-D (繰返しステージ間で排水を伴う) と CTXU-U (全過程非排水) を比較した。比較の結果では, 両者はほぼ等しい値を示している。非排水と排水条件の $(E_{u0})_{CTX}$, $(E_{d0})_{CTX}$ の値は, D_r および σ_c' が同一の条件の結果で比較すると, 非排水条件の方が若干大きな値を示している。その比率は, CTXU-D と CTXD-D の結果の比較では 72~95% の範囲にあり平均 82% を示した。また, CTXU-U と CTXD-D では, 81~82% (平均 82%) であった。すなわち, 本実験データによれば, $(E_{d0})_{CTX}(\text{排水}) / (E_{u0})_{CTX}(\text{非排水})$ は, およそ 80% 程度の関係にあると考えられる。

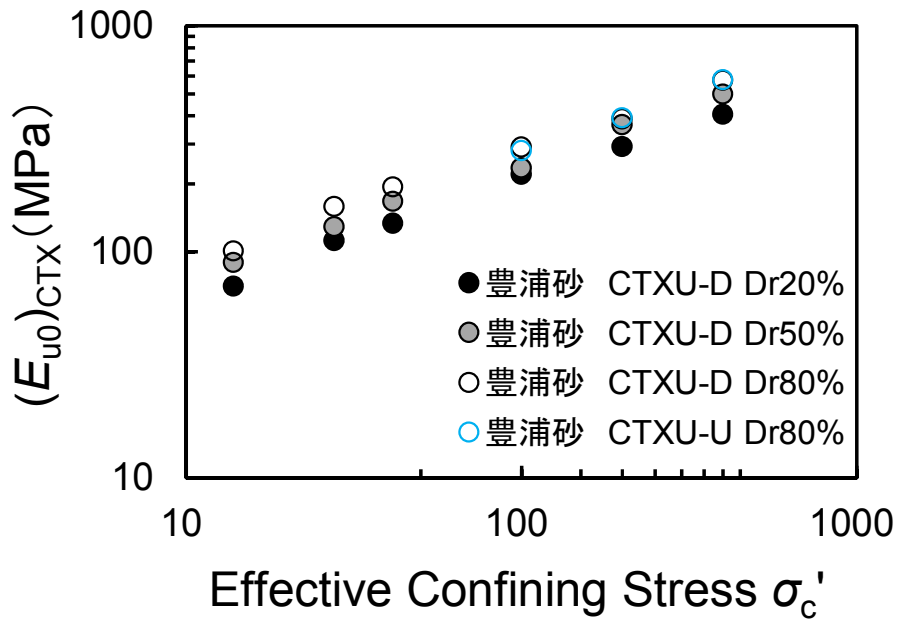


図-4.2.1 $(E_{u0})_{CTX}$ と σ'_c の関係 (豊浦砂：非排水条件)

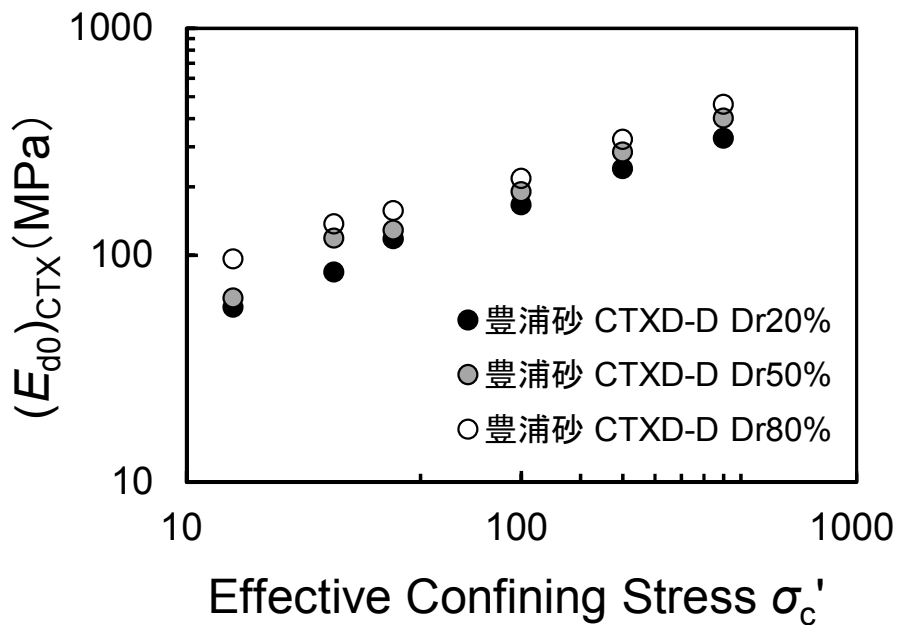


図-4.2.2 $(E_{d0})_{CTX}$ と σ'_c の関係 (豊浦砂：排水条件)

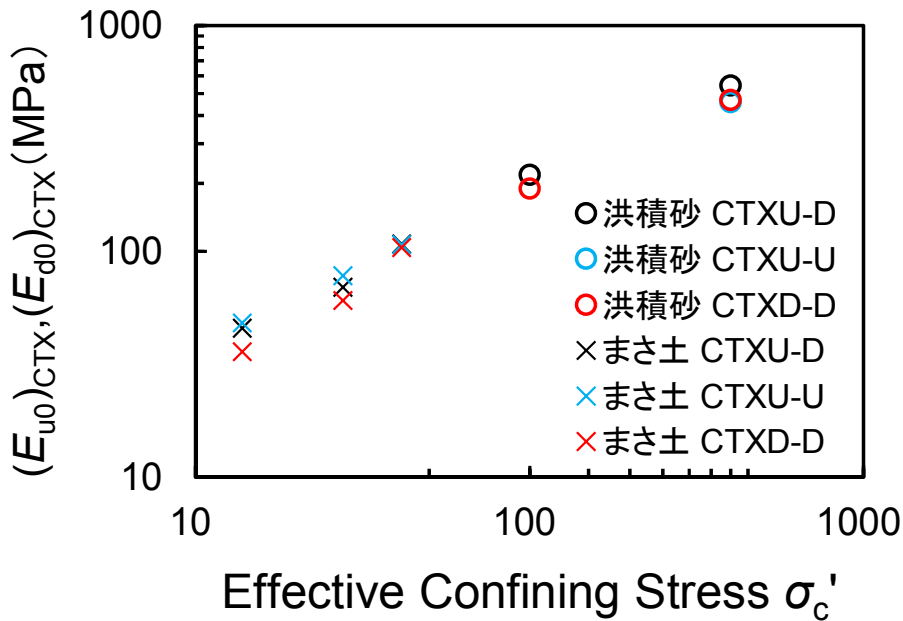


図-4.2.3 $(E_{u0})_{CTX}, (E_{d0})_{CTX}$ と σ_c' の関係 (洪積砂・まさ土：非排水・排水条件)

図-4.2.3 は、まさ土と洪積砂の非排水条件と排水条件による $(E_{u0})_{CTX}, (E_{d0})_{CTX} \sim \sigma_c'$ の結果プロットである。両試料とも、1 ケースの密度条件で試験を行い、非排水条件では CTXU-D と CTXU-U にてデータを得た。豊浦砂と同様に σ_c' に応じて $(E_{u0})_{CTX}, (E_{d0})_{CTX}$ が大きくなる傾向を示した。

まさ土は、低応力域にあるため、プロットが重なって見えるが、同じ σ_c' での $(E_{d0})_{CTX}(\text{排水}) / (E_{u0})_{CTX}(\text{非排水})$ の比率は、CTXU-D と CTXD-D では 79～97 % (平均 88 %)，CTXU-U と CTXD-D では 74～97 % (平均 83 %) にあり、豊浦砂の比率よりは若干高めではあるが、概ね 80～90 % の範囲にある。

洪積砂は、 $\sigma_c' = 100, 400$ kPa の 2 ケースの比較で、CTXU-U は $\sigma_c' = 400$ kPa のみ実施した。排水／非排水の E_{CTX} の比率は、CTXU-D と CTXD-D の $\sigma_c' = 100, 400$ kPa とともに 87 %，CTXU-U と CTXD-D の $\sigma_c' = 400$ kPa では 103 % を示した。供試体の物理条件を詳しく見たところ、CTXD-D の $\sigma_c' = 400$ kPa の供試体は、湿潤密度が若干高く間隙比も小さい傾向があり、比較的 E が大きく求まり、 $(E_{d0})_{CTX}(\text{排水})$

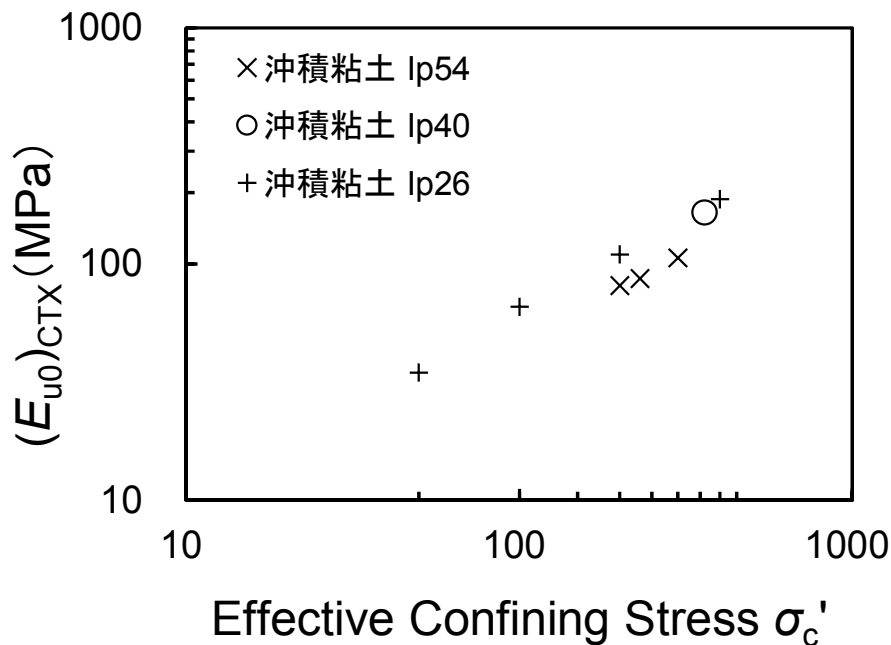


図-4.2.4 $(E_{u0})_{CTX}$ と σ_c' の関係 (沖積粘土 I_{p54} , I_{p40} , I_{p26} : 非排水条件)

$(E_{u0})_{CTX}$ (非排水)の関係になったものと考えられる。全体を見ると、先の2試料と同じく $(E_{d0})_{CTX}$ (排水) / $(E_{u0})_{CTX}$ (非排水) は 80~90% の範囲と考えられる。

図-4.2.4 は、沖積粘土(I_{p54} , I_{p40} , I_{p26})の3試料の $(E_{u0})_{CTX}$ と σ_c' の関係である。すべて非排水条件の CTXU-D のみ実施しており、 σ_c' に対して $(E_{u0})_{CTX}$ は増加傾向を示している。塑性指数 I_p の異なる3試料については、沖積粘土(I_{p40})と(I_{p26})は、右上がりのほぼ同じライン上にあり、沖積粘土(I_{p54})が若干低めの傾向を示した。 I_p が大きな軟らかい粘土の変形係数が相対的に低いという一般的な結果に整合すると考えられる。なお、(I_{p40})と(I_{p26})の差が少ないことについては、(I_{p40})が1供試体の実施に留まっており、今回のデータだけでは評価が難しい状態にある。

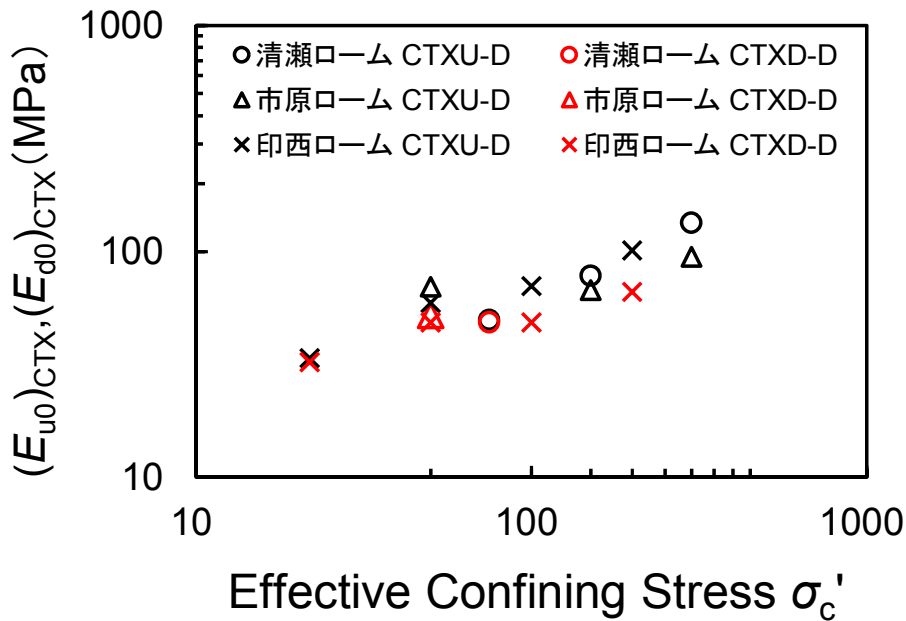


図-4.2.5 $(E_{u0})_{CTX}, (E_{d0})_{CTX}$ と σ'_c の関係

(清瀬ローム・市原ローム・印西ローム：非排水・排水条件)

図-4.2.5 は、火山灰質粘性土の3試料の非排水、排水条件による $(E_{u0})_{CTX}, (E_{d0})_{CTX} \sim \sigma'_c$ の結果プロットである。

市原ロームの $\sigma'_c=50$ kPa のデータを除いて、非排水条件、排水条件ともに、 σ'_c に応じて $(E_{u0})_{CTX}, (E_{d0})_{CTX}$ が増加する傾向が確認された。市原ローム $\sigma'_c=50$ kPa の試料は、相対的に供試体の湿潤密度が低く間隙比が大きい状態にあるが、CTX試験で計測した $(E_{u0})_{CTX}$ および BE 試験で計測した $(G_{u0})_{BE}$ が $\sigma'_c=100, 150$ kPa のデータに比べて大きく求まり、物理特性との関係が不一致の状態と考えられた。これは、飽和前の供試体が乾燥の影響を受けたためと考えられ、詳しくは §5.3.2 で詳述する。

$(E_{u0})_{CTX}$ と $(E_{d0})_{CTX}$ の比較では、全体的に $(E_{d0})_{CTX}(\text{排水}) < (E_{u0})_{CTX}(\text{非排水})$ の関係が確認された。清瀬ロームの $\sigma'_c=75$ kPa の $(E_{d0})_{CTX}(\text{排水}) / (E_{u0})_{CTX}(\text{非排水})$ は 98 %，

市原ロームの $\sigma_c'=50$ kPa は 74 %, 印西ロームの $\sigma_c'=50, 100, 200, 400$ kPa は 66～96 %(平均 78 %)を示した。

4.3 BE 試験結果

BE 試験は、非排水条件(CTXU-D, CTXU-U)と排水条件(CTXD-D)それぞれで、繰返し载荷前・中間の繰返しステージ後の3回・最終繰返しステージ後の計5回計測した。計測値は、非排水条件での初期せん断波速度 $(V_{su0})_{BE}$ 、繰返し後のせん断波速度 $(V_{su})_{BE}$ と、同じ段階で実施した排水条件の $(V_{sd0})_{BE}$ および $(V_{sd})_{BE}$ である。得られたせん断波速度からせん断剛性率 G を求め、非排水条件での初期せん断剛性率 $(G_{u0})_{BE}$ および繰返し载荷後のせん断剛性率 $(G_u)_{BE}$ と平均有効主応力 σ_m' の関係図を作成し $G_u \sim \sigma_m'$ 関係を評価した。排水条件については、初期せん断剛性率 $(G_{d0})_{BE}$ と圧密応力 σ_c' の関係図を求めた。

4.3.1 せん断波速度 $(V_s)_{BE}$ の測定結果

BE 試験によるせん断波速度の測定例を示した。図-4.3.2 は、豊浦砂(CTXU-D, $D_r=20\%$, $\sigma_c'=100$ kPa)の測定例である。この測定では、JGS0544 に基づき砂質土の送信波の周波数 f の目安である5~50 kHz を踏まえ $f=16, 18, 20, 22, 24$ kHz の5回の計測を行い、基準に示される条件を満足する測定を平均してせん断剛性率 G を求めた。なお、計測装置全体の遅延時間 Δt_d は、事前の確認計測に基づき0.0026ms とした。 $f=16.0$ kHz でのせん断剛性率の算定例を図-4.3.1 および式(4-1)~式(4-4)に示す。

$$\begin{aligned} \Delta t &= \{(\Delta t_s + \Delta t_p) / 2\} - \Delta t_d \\ &= \{(0.448 + 0.449) / 2\} - 0.0026 = 0.446 \text{ ms} \end{aligned} \quad (4-1)$$

$$L = H_{VS} - (l_{Tr} + l_{Re}) = 99.80 - (3.80 + 3.80) = 92.20 \text{ mm} \quad (4-2)$$

※ H_{VS} : 供試体高さ(mm), l_{Tr} : 送信 BE 挿入長(mm), l_{Re} : 受信 BE 挿入長(mm)

$$\begin{aligned} V_s &= L / \Delta t \\ &= 92.20 / 0.446 = 206.7 \text{ m/s} \end{aligned} \quad (4-3)$$

$$\begin{aligned} G &= \rho_t \cdot V_s^2 \\ &= 1.888 \times 206.7^2 / 1000 = 80.7 \text{ MPa} \end{aligned} \quad (4-4)$$

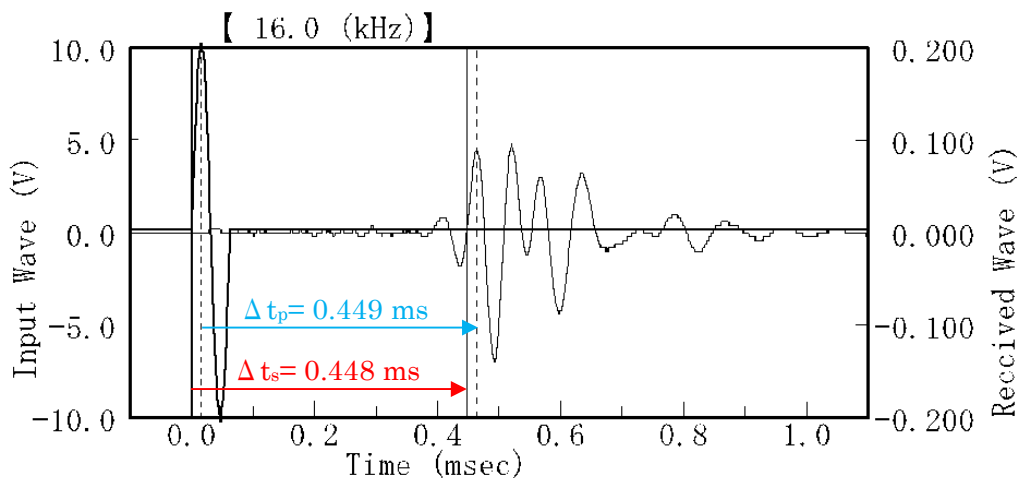


図-4.3.1 BE 試験によるせん断波速度の伝播時間の測定例 ($f=16.0$ kHz)

第4章 CTX-BE 試験による実験結果

ベンダーエレメントの寸法	送信用ベンダーエレメントの挿入長 l_{tr} mm	3.80	せん断波速度測定時	供試体 No.		1
	送信用ベンダーエレメントの幅 d_{tr} mm	10.10		軸方向有効応力 σ'_v kN/m ²	100.0	
	送信用ベンダーエレメントの厚み t_{tr} mm	1.80		側方向有効応力 σ'_h kN/m ²	100.0	
	受信用ベンダーエレメントの挿入長 l_{re} mm	3.80		異方向圧密応力比 σ'_h/σ'_v	1.0	
	受信用ベンダーエレメントの幅 d_{re} mm	10.10		供試体高さ H_{vs} mm	99.80	
受信用ベンダーエレメントの厚み t_{re} mm	1.80	湿潤密度 ρ_{vrs} g/cm ³		1.888		
送の信号波件	駆動電圧 V	± 10.0		乾燥密度 ρ_{dvs} g/cm ³	1.425	
	計測装置全体の遅延時間 Δt_d ms	0.0026		間隙比 e_{vs}	0.863	
せん断波速度の計算	送信波の波形	正弦波		相対密度 D_{rvs} %	24.4	
	送信波の周波数 f kHz	16.0		18.0	20.0	22.0
	送信波のピーク点計測時間 ¹⁾ ms	0.016	0.014	0.013	0.011	0.011
	受信波のピーク点計測時間 ²⁾ ms	0.465	0.463	0.458	0.455	0.455
	送受信波の立ち上がり点から求めた伝播時間 Δt_s ms	0.448	0.446	0.446	0.443	0.441
	送受信波のピーク点から求めた伝播時間 Δt_p ms	0.449	0.449	0.445	0.441	0.441
	$ (\Delta t_p - \Delta t_s) / \Delta t \times 100$	0.18	0.72	0.18	0.14	0.68
	$f \cdot \Delta t$	7.1	8.0	8.9	9.7	10.6
	伝播時間 ³⁾ Δt ms	0.446	0.445	0.443	0.441	0.440
	伝播距離 L mm	92.20	92.20	92.20	92.20	92.20
伝播速度 V_s m/s	206.7	207.3	208.2	209.0	209.6	
せん断弾性係数 G MN/m ²	80.7	81.1	81.8	82.5	82.9	
採用	○	○	○	○	○	
伝播速度平均値 V_s m/s	208.2	せん断弾性係数平均値 G MN/m ² 81.8				

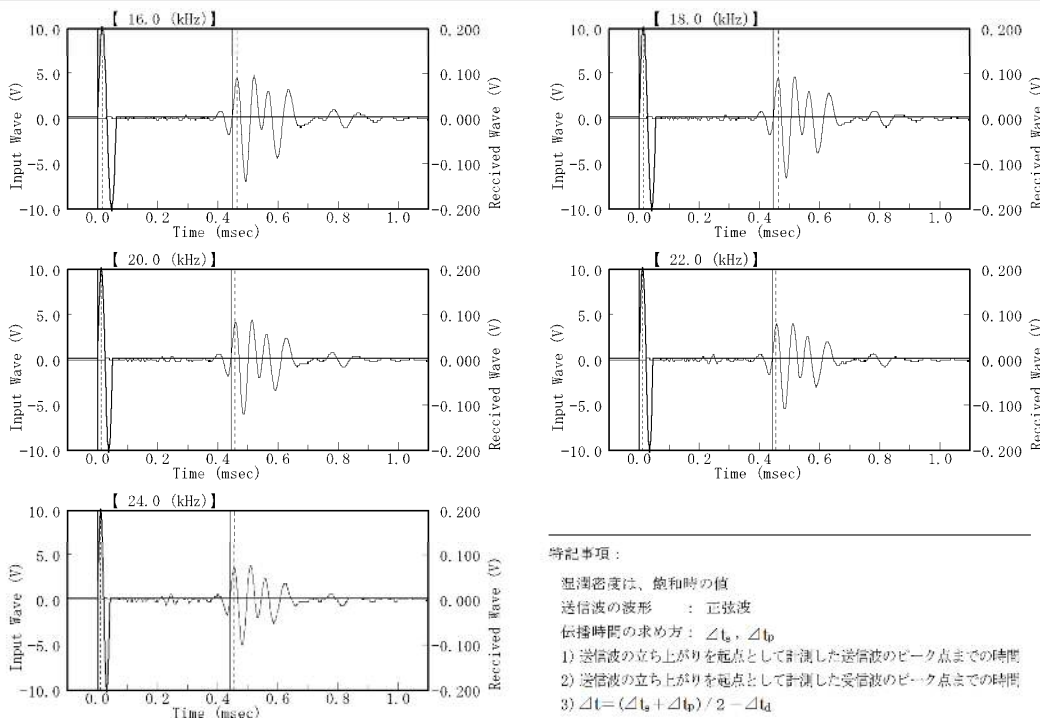


図-4.3.2 せん断波速度の測定例（豊浦砂：CTXU-D, D_r 20%, σ'_c =100 kPa）

4.3.2 非排水条件のせん断剛性率 $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE}$ と平均有効主応力 σ_m' の関係

一つの CTX-BE 試験で実施した計 5 回の BE 試験による V_s と、このときの供試体の ρ_t から G を求め、平均有効主応力 σ_m' との関係性を求めた。なお、繰返し載荷直後の BE 試験時の σ_m' は式(4-5)によって求めた。

$$\sigma_m' = (\sigma_a' + 2\sigma_r') / 3 \quad \text{式(4-5)}$$

ここで、 σ_m' は平均有効主応力(kPa)、 σ_a' は軸方向有効応力(kPa)、 σ_r' は側方向有効応力(kPa)である。

非排水条件下の繰返し載荷後に測定される BE 試験の場合は、供試体には過剰間隙水圧 Δu ($=u - u_b$, u は間隙水圧の測定値, u_b は背圧)が生じていることから σ_r' は式(4-6)となる。

$$\sigma_r' = \sigma_c' - \Delta u \quad \text{式(4-6)}$$

ここで、 σ_c' は圧密応力(kPa)である。

また、繰返し載荷後の BE 試験直前に残留する軸差応力 σ_d を考慮して σ_a' が式(4-7)のようになる。

$$\sigma_a' = \sigma_c' + \sigma_d - \Delta u \quad \text{式(4-7)}$$

なお、最初の繰返し載荷前に実施した BE 試験では、 $\sigma_d = 0$, $\Delta u = 0$ であるため $\sigma_m' = \sigma_c'$ となる。

CTX-BE 試験により，CTXU-D および CTXU-U による $(G_{u0})_{BE}$ ， $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係が図-4.3.3, 4.3.4 のように得られた．これらの結果からせん断剛性率 $(G_{u0})_{BE}$ ， $(G_u)_{BE}$ は，何れのケースにおいても平均有効主応力 σ_m' に対して一義的な関係を示しており， G と σ_m' の関係は，両対数で直線的になるとの報告に整合すると考えられる⁶⁾．

図-4.3.3 の豊浦砂の $(G_{u0})_{BE}$ ， $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ の結果グラフでは，相対密度 D_r の違いで $(G_{u0})_{BE}$ ， $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係は明らかに異なるグループを形成しており， G が応力に依存するだけでなく間隙比 e の関数でもあることが示唆される．また，圧密応力 σ_c' の増大による圧密の効果によっても， e は減少しそれに伴って G が増加すると見ることができることから，図-4.3.3 および図-4.3.4 に示す $(G_{u0})_{BE}$ ， $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係によれば，各地盤材料とも G は e の関数であると考えられる．

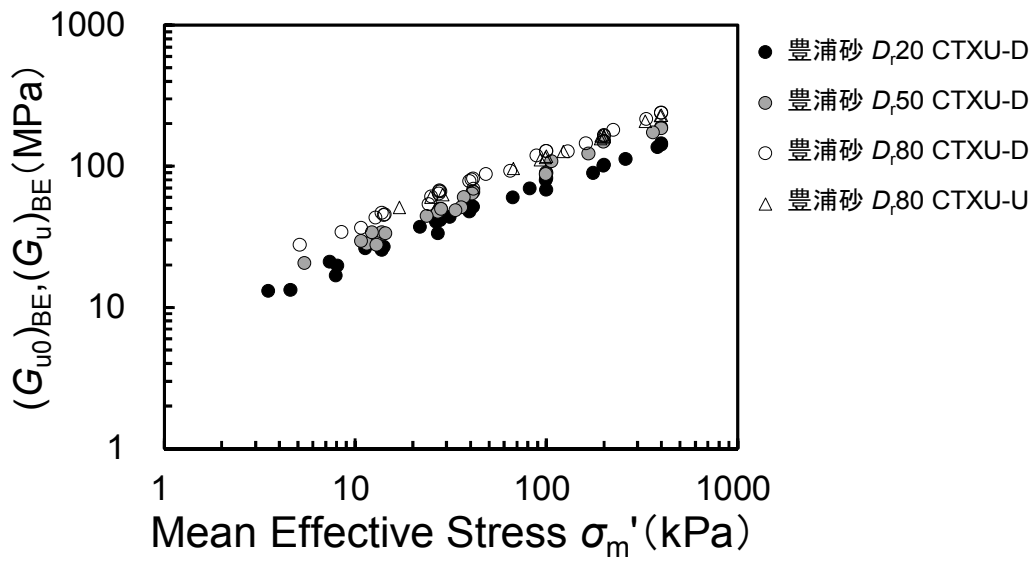


図-4.3.3 $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE}$ と σ'_m の関係 (豊浦砂)

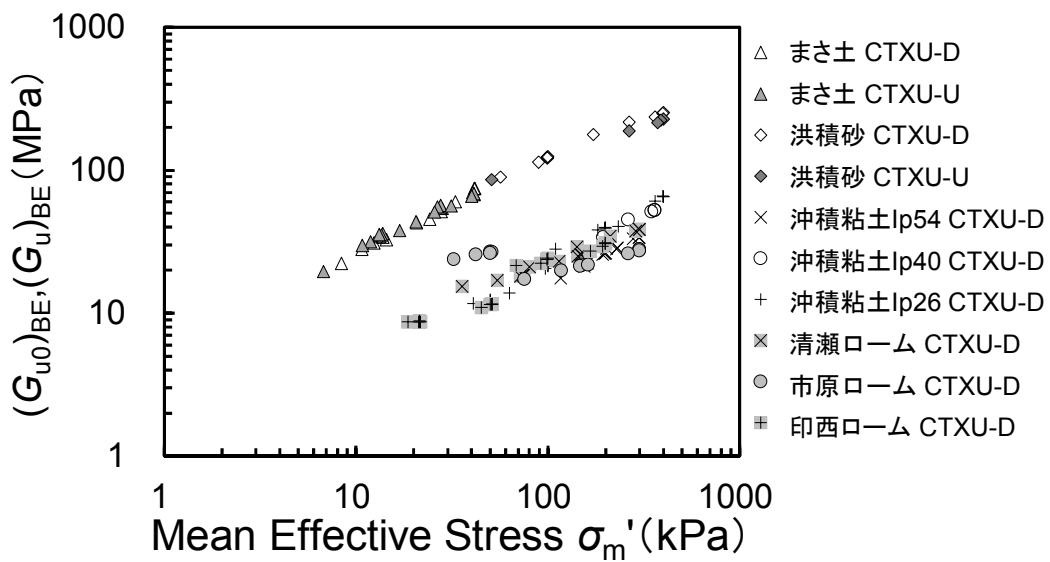


図-4.3.4 $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE}$ と σ'_m の関係 (豊浦砂以外の試料)

4.3.3 排水条件のせん断剛性率 $(G_{d0})_{BE}$ と圧密応力 σ_c' の関係

排水条件下(CTXD-D)の σ_m' については、繰返し載荷およびステージ間で排水状態を保っており理論的に間隙水圧は発生しないため、式(4-5)において $\sigma_a'=\sigma_r'=\sigma_c'$ の条件から $\sigma_m'=\sigma_c'$ となり σ_m' は σ_c' に限定される。すなわち、CTXD-Dにおいては $(G_{d0})_{BE} \sim \sigma_c'$ 関係が整理され、図-4.3.5, 4.3.6に示す結果が得られた。

図-4.3.5 および図-4.3.6 の $(G_{d0})_{BE} \sim \sigma_c'$ 関係によれば、排水条件についても非排水条件と同様に G は e の関数であることが示唆される。

すなわち、 G (もしくは E) を評価する際は、礫質土・砂質土・粘性土ともに応力依存性に加えて間隙比の影響を考慮する必要があると言える。

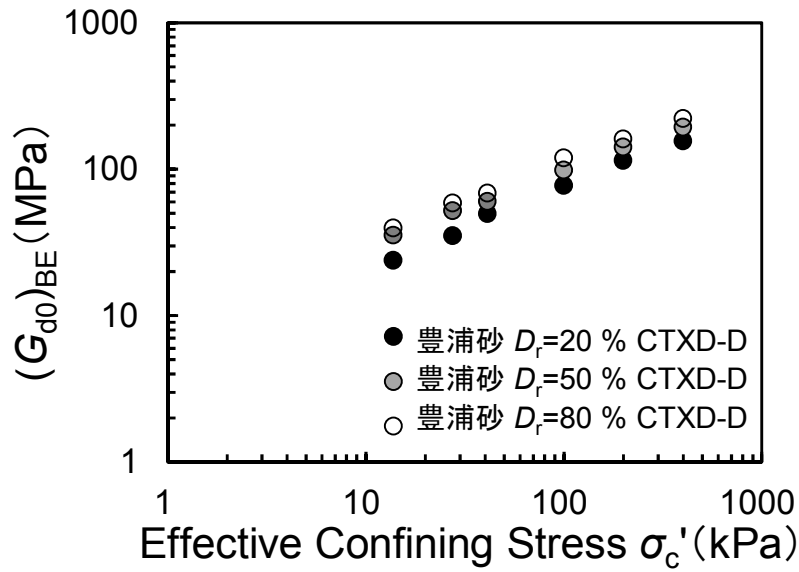


図-4.3.5 $(G_{d0})_{BE}$ と σ_c' の関係 (豊浦砂)

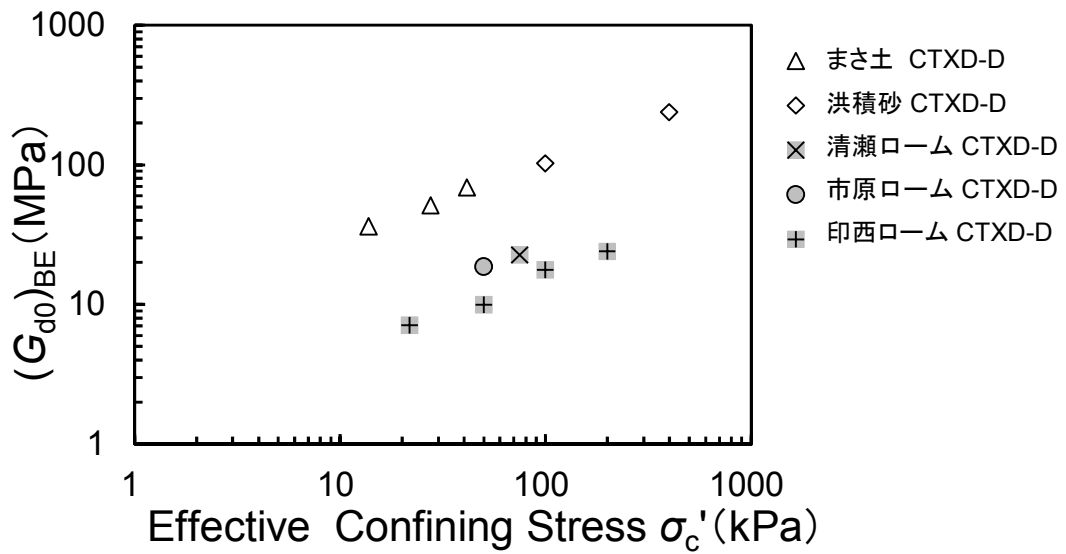


図-4.3.6 $(G_{d0})_{BE}$ と σ_c' の関係

(まさ土, 洪積砂, 清瀬ローム, 市原ローム, 印西ローム)

4.4 BE 試験による $(G_{u0})_{BE}$ と $(G_{d0})_{BE}$ の関係

せん断剛性率 G は、排水条件によらず理論的に一致することから^{3),4)}、同じ供試体条件の BE 試験から得られた $(G_{u0})_{BE}$ と $(G_{d0})_{BE}$ の比較により、計測データの傾向を確認した。

図-4.4.1 は、BE 試験による $(G_{u0})_{BE}$ と $(G_{d0})_{BE}$ の実測値のプロットである。この図には、すべての試験ケースのデータをプロットしているが、全体的に $(G_{u0})_{BE}=(G_{d0})_{BE}$ のラインの付近に集まっており、大きく外れるデータは確認されなかった。また、個々のデータを詳しく見たが、 G の大きや試料による特徴などは確認されなかった。

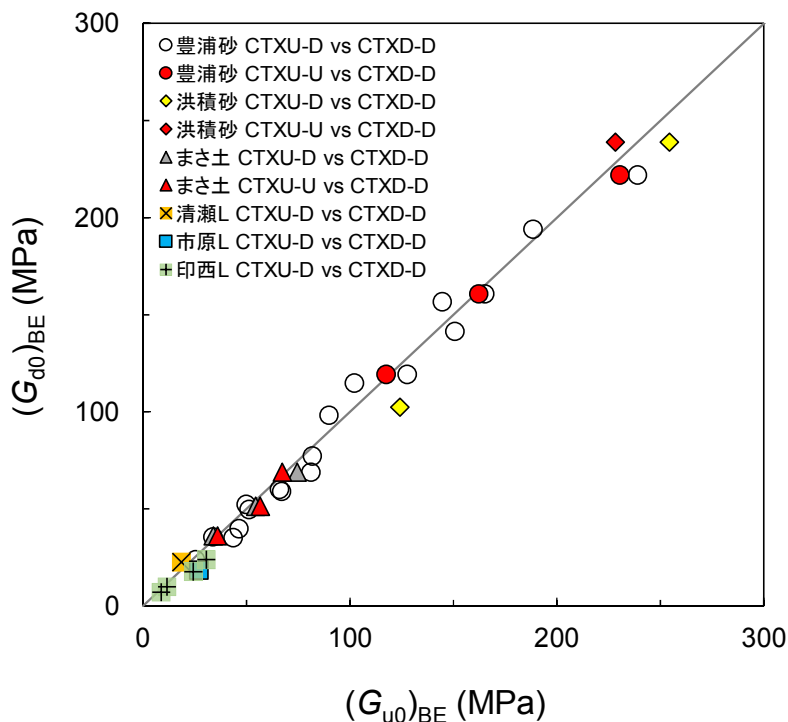


図-4.4.1 BE 試験による $(G_{u0})_{BE}$ と $(G_{d0})_{BE}$ の関係

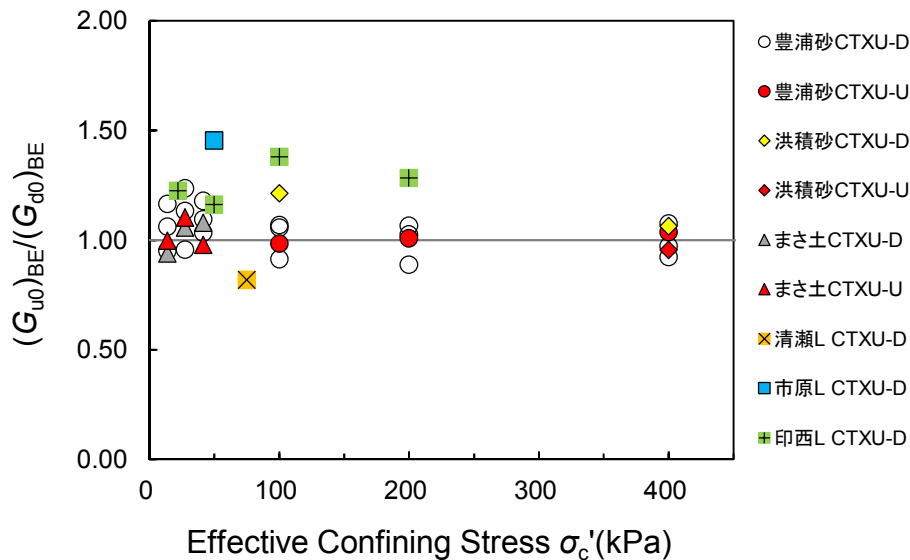
図-4.4.2 $(G_{u0})_{BE} / (G_{d0})_{BE}$ と σ'_c の関係

図-4.4.2 は、縦軸を $(G_{u0})_{BE} / (G_{d0})_{BE}$ 、横軸を圧密応力 σ'_c とした関係図である。なお、各試料のシンボルは図-4.4.1 と同一であり、名称は縦軸の分子にあたる非排水条件を表記した。

再構成試料の豊浦砂については、最も幅広い応力域でデータを得たが、 $\sigma'_c < 50$ kPa の低応力域の $(G_{u0})_{BE} / (G_{d0})_{BE}$ が 0.95~1.24(上限値と下限値の差 0.29)と、 $\sigma'_c \geq 100$ kPa の 0.89~1.08(差 0.19)に比べてばらつきが大きい状態にあった。同じ再構成試料からなるまさ土については、低応力域のみの実施であったが、 $(G_{u0})_{BE} / (G_{d0})_{BE}$ が 0.94~1.10(差 0.16)とばらつきは比較的小さかった。これら再構成試料での差異は、計測誤差とも考えられ、作製した供試体のばらつきによるところが多いと思われる。なお、一つの予想として、 σ'_c が大きくより拘束されている方が、供試体に挿入されたベンダーエレメントと土との密着度が増すことで、計測データが安定したと考えられる。

一方、サンプリング試料に関しては、再構成試料に比べて、何れも $(G_{u0})_{BE} / (G_{d0})_{BE}$ が 1.0 から離れた数値となっている。洪積砂は、 $\sigma'_c = 100$ kPa で $(G_{u0})_{BE} / (G_{d0})_{BE}$ が 1.21、 $\sigma'_c = 400$ kPa で 1.06 となり、豊浦砂と同じく低い拘束状態

の方が $(G_{u0})_{BE}$ と $(G_{d0})_{BE}$ の差が大きくなる傾向を示している。火山灰質粘性土の3試料は、すべて $(G_{u0})_{BE}/(G_{d0})_{BE}$ が 1.0 から離れた関係にある。なお、 σ_c' との関係性は特に見られず、応力状態によらずばらついた状態にある。

サンプリング試料については、原位置の状態から乱れの少ない状態で試験を実施しており、もともとの土の物性や応力状態の違いを受け、 $(G_{u0})_{BE}$ と $(G_{d0})_{BE}$ が一致しづらい傾向があったと考えられる。特に、火山灰質粘性土は、採取深度によって供試体のばらつきが顕著に出ることから、ばらつきが大きく生じたものと考えられる。

4.5 CTXU-D と CTXU-U の比較

CTXU-D と CTXU-U を同一試料で実施したケースは、豊浦砂($D_r 80\% : \sigma_c' = 100, 200, 400 \text{ kPa}$), まさ土($\sigma_c' = 13.8, 27.6, 41.4 \text{ kPa}$), 洪積砂($\sigma_c' = 400 \text{ kPa}$)である。これら 3 ケースについては、§4.3.3 において全過程非排水とした CTXU-U の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係がステージ間で排水を行う CTXU-D の結果とほぼ変わらないことを確認している。

図-4.5.1, 4.5.2, 4.5.3 は、2 つの排水条件を実施した試料の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係を比較したものである。繰返し载荷による有効応力の低下幅に着目すると、全過程非排水条件とした CTXU-U の方が繰返し载荷によってより低いレベルの圧密応力のプロット域まで達しており σ_m' の低下が顕著であることがわかる。試料によってこの低下幅の大きさは異なるが、洪積砂では CTXU-U の $\sigma_c' = 400 \text{ kPa}$ の 1 つの供試体だけで、CTXU-D の $\sigma_c' = 100, 400 \text{ kPa}$ の 2 つの供試体よりも幅広い応力域のデータが取得できている。

図-4.5.4 は、一例として $\sigma_c' = 400 \text{ kPa}$ で圧密後の洪積砂の CTXU-D および CTXU-U における各ステージの繰返し载荷中の軸差応力、軸ひずみおよび間隙水圧の挙動を重ね合わせて表示したものである。図から明らかなように、CTXU-U では CTXU-D に比べて軸差応力、軸ひずみが小さい一方、累積の間隙水圧が著しく大きい。したがって繰返し载荷後の σ_m' がより大きく低下することになる。なお、CTXU-D のステージ間の排水は、間隙比を若干減少させる作用があり、ステージの進行に伴って少しずつではあるが供試体を密実な状態に変化させている。この間隙比の変化により、CTXU-D と CTXU-U の $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係にも若干の差異が生じていることは否定できない。この点に関しては、§6.1 において間隙比関数 $f(e)$ によって G_{BE} を補正することで対処している。

以上のことから、CTXU-U であれば σ_c' を 1~2 ケース設定すれば $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係が十分に把握できる。すなわち、全過程非排水条件とすれば、より少ない試料数（試験数）で設計用値の設定が可能となる。

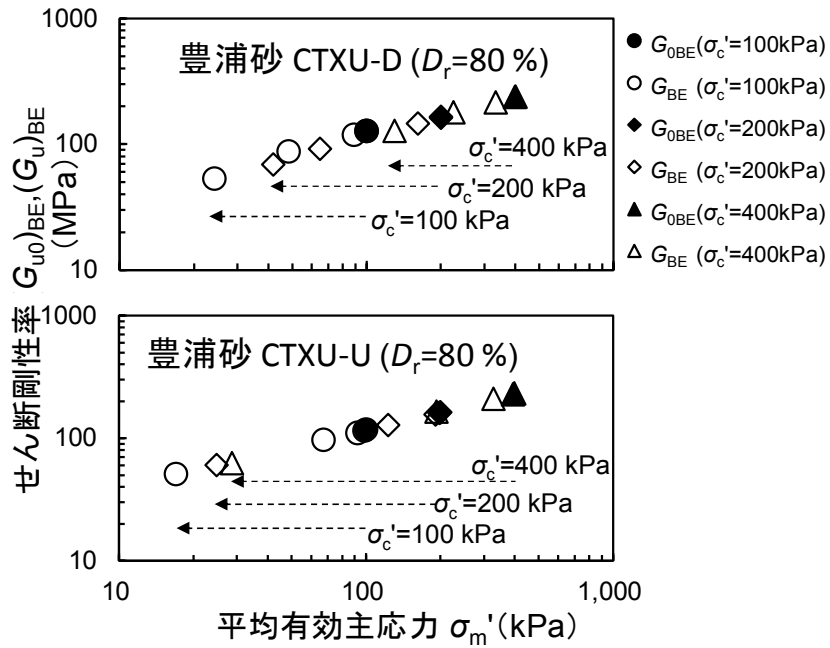


図-4.5.1 CTXU-D と CTXU-U の $(G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} \sim \sigma'_m$ の比較 (豊浦砂 : $D_r=80\%$)

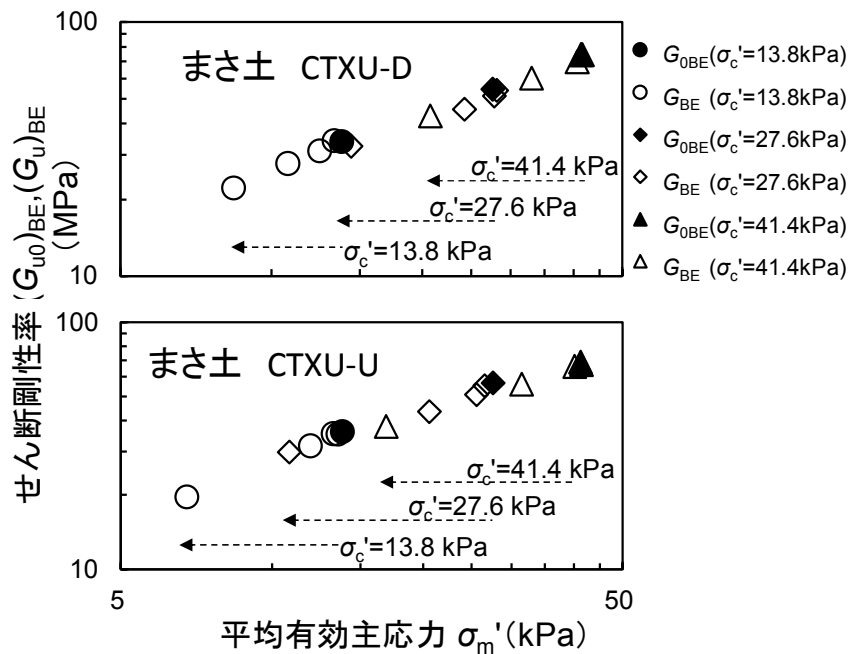


図-4.5.2 CTXU-D と CTXU-U の $(G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} \sim \sigma'_m$ の比較 (まさ土)

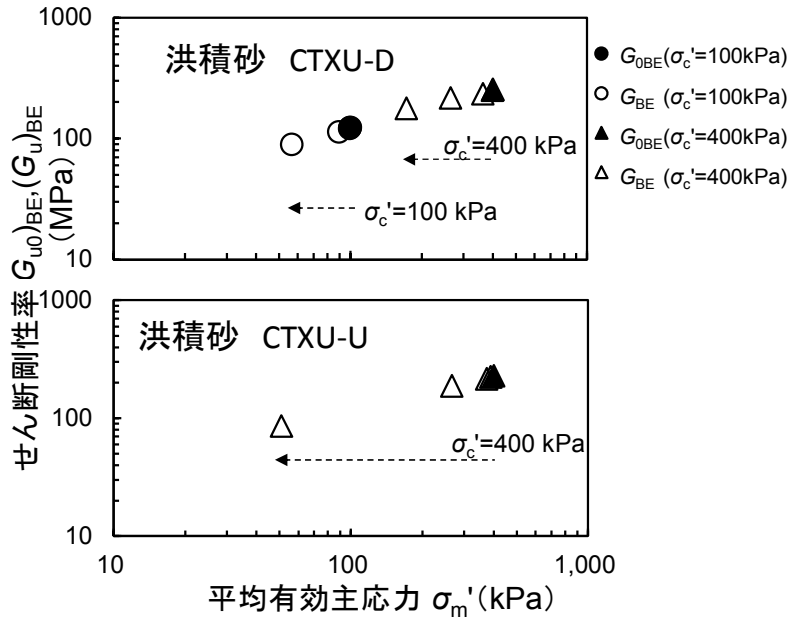


図-4.5.3 CTXU-D と CTXU-U の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ の比較 (洪積砂)

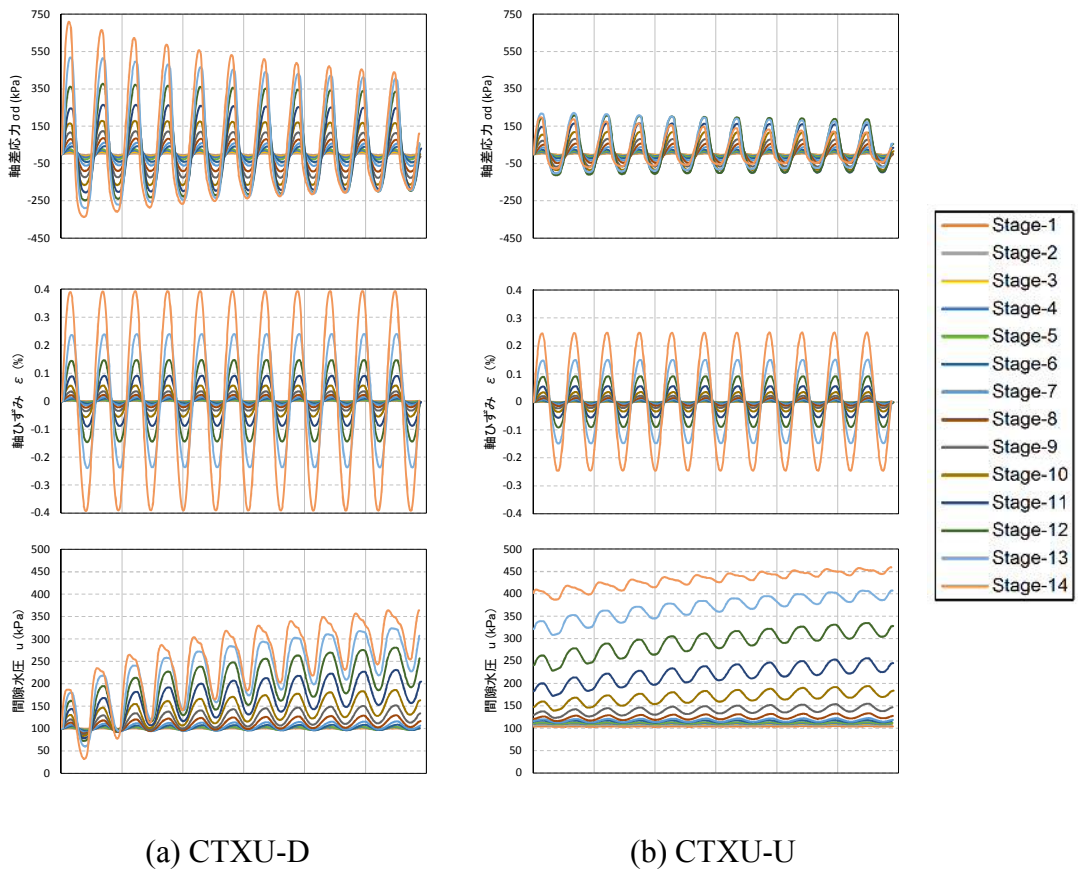


図-4.5.4 CTXU-D および CTXU-U の各ステージの繰返し载荷中の軸差応力、軸ひずみおよび間隙水圧の挙動 (洪積砂 $\sigma_c'=400$ kPa)

4.6 CTX 試験の $(E_{u0})_{CTX}$ と BE 試験の $(E_{u0})_{BE}$ の関係

非排水条件下では、 $\nu_u=0.5$ の条件から $(E_{u0})_{BE}=3(G_{u0})_{BE}$ の関係が得られる。この関係から求めた BE 試験の $(E_{u0})_{BE}$ と CTX 試験で得られた $(E_{u0})_{CTX}$ の比較を行った。また、排水条件下については、 $(G_{d0})_{BE}$ から $(E_{d0})_{BE}$ を求めるために ν_d が必要になることから、 ν_d の検討および $(E_{d0})_{BE}$ の算定について§5.2.2 に後述した。

図-4.6.1 は $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE}$ と σ_c' の関係である。一部のデータを除いて概ね $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE} < 1.0$ となっている。これは、CTX 試験のベディングエラーの影響と考えられる⁷⁾。材料および σ_c' による特徴としては、 σ_c' を低応力域としたまさ土について、 $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE}$ がかなり低い状態にある。また、 $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE} < 1.0$ のデータに関して、 $\sigma_c'=400$ kPa で CTX 試験の結果がやや低い傾向が確認されたが、全体として $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE}$ は 0.8 程度と考えられる。逆に、 $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE}$ が大きく 1.0 を超えた試料として、印西ロームの $\sigma_c'=21.8, 50$ kPa の 2 供試体が

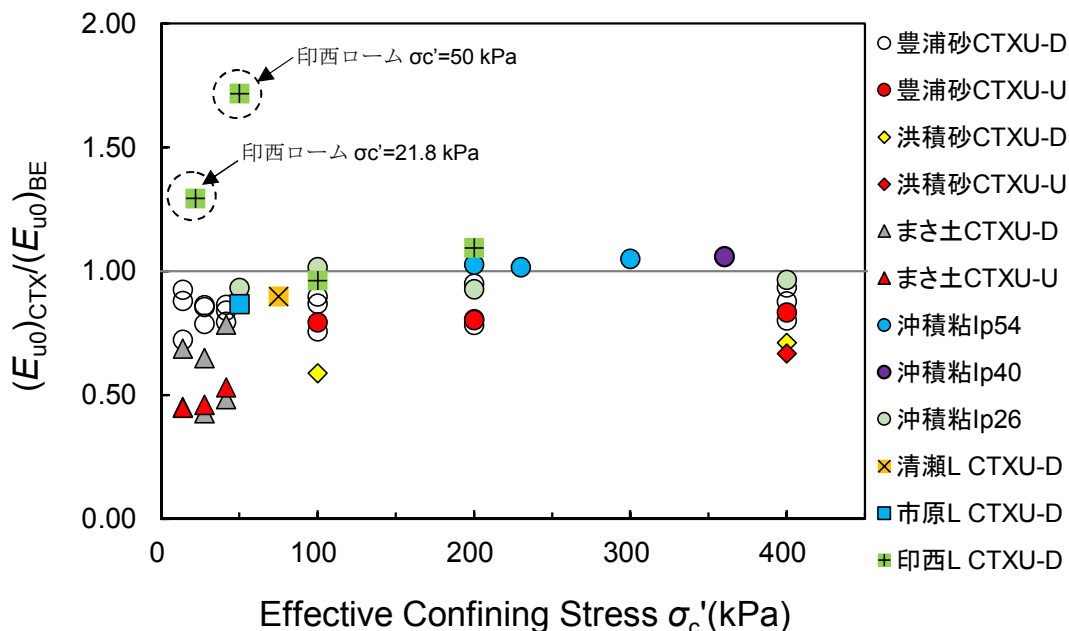


図-4.6.1 $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE}$ と σ_c' の関係

確認され、それぞれ $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE}$ は 1.3, 1.7 であった。ここで、本研究は等方弾性仮定下においてせん断剛性率・変形係数を検討しているが、これら数値の要因を考察するにあたり、土が本来有している異方性（ここでは構造異方性を指す）に着目してみる。水平方向の変形係数 E_h と鉛直方向の変形係数 E_v の比 (E_h/E_v) と、CTX 試験と BE 試験の変形係数の比 $(E_v)_u/3G_{vh}$ ($(E_v)_u$ ：非排水条件の鉛直方向変形係数、 G_{vh} ：供試体の放射方向に BE を振動させて軸方向にせん断波を送って求めたせん断剛性率) の関係を示した Kawaguchi et al.の研究⁸⁾によれば、 (E_h/E_v) が 0.7~3.0 の範囲では $(E_v)_u/3G_{vh}$ が 0.9~1.1 の範囲に入り、1.0 に対して±10%の状態つまり等方弾性を仮定した場合に大差がないとしている。逆に (E_h/E_v) が 0.7~3.0 の範囲の外側にあり強い異方性を示す材料の場合は、 $(E_v)_u/3G_{vh}$ が 0.5~2.0 程度となることが示されている。すなわち印西ロームの $\sigma_c'=21.8, 50$ kPa の 2 供試体の $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE}$ が 1.3, 1.7 を示したことは、異方性の影響によるものと考えられる。また、堆積時の応力状態に比べて高い等方圧密応力を与えると異方性が薄れていくと言われており、 $\sigma_c'=21.8, 50$ kPa の比較的小さな応力レベルにおいて異方性が残り、 $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE}$ の値にその影響が表れたと推察される。なお、印西ロームの 4 つの供試体の物理指標を比較すると、 σ_c' が小さい順に圧密後の間隙比 $e=3.93, 4.22, 3.83, 3.53$ 、採取試料の湿潤密度 $\rho_t=1.219, 1.192, 1.216, 1.249$ g/cm³、自然含水比 $w_n=124.7, 133.4, 121.0, 122.5$ %を示し、 $\sigma_c'=50$ kPa の供試体が他と異なった傾向を示している。物理指標の異なる $\sigma_c'=50$ kPa の供試体が他よりも強い異方性を有していると仮定すれば、 $\sigma_c'=50$ kPa の供試体の $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE}$ が大きな値を示した要因となった可能性は否定できない。

図-4.6.2 は $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE}$ と供試体の間隙比 e の関係である。 $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE}$ の数値は、CTX 試験での供試体端面のベディングエラーの影響と、BE 試験での供試体とベンダーエレメントとの密着度の違いの影響を受けて種々変化し、この影響は、粒度組成に基づく土質の違いによって試験結果へ与える影響度が異なってくると考えられる。特に、間隙比が小さい粗粒材料については、CTX 試験

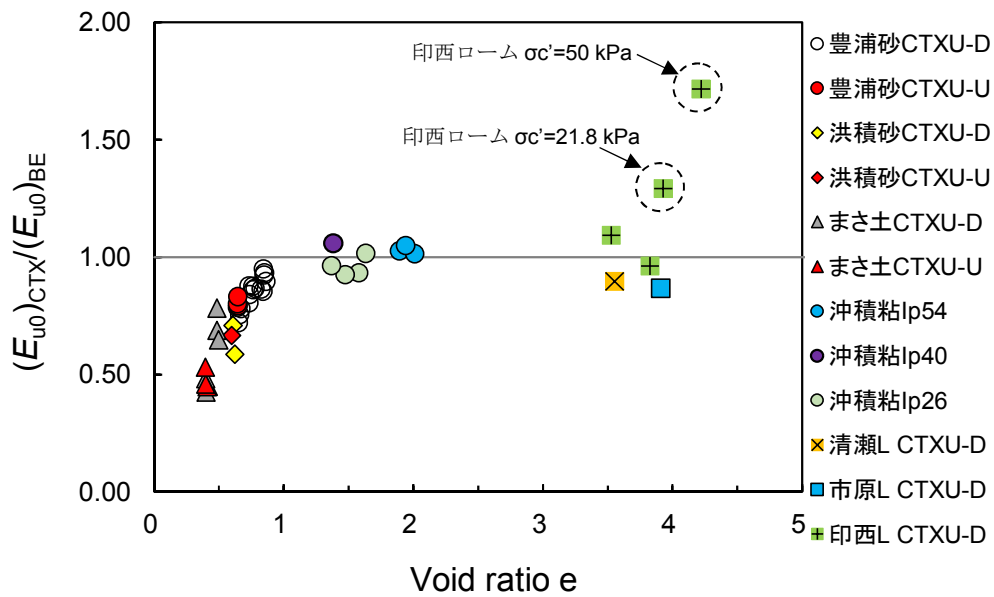


図-4.6.2 $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE}$ と e の関係

でのベディングエラーの影響が大きくなる。図-4.6.2からは、豊浦砂、まさ土、洪積砂の間隙比1以下の土質について $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE}$ は1.0以下を示し、沖積粘土の各試料および一部を除く火山灰質粘性土において $(E_{u0})_{CTX}/(E_{u0})_{BE} \approx 1.0$ を示すことがわかる。また、印西ロームの $\sigma'_c = 21.8, 50$ kPaについては、前述したとおりに異方性の影響により1.3, 1.7の大きな値を示した可能性がある。

参考文献

- 1) Yamashita, S. , Kohata, Y. , Kawaguchi, T. and Shibuya, S. : International round-robin test organized by TC-29, Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of geomaterials, Balkema, pp.65-110, 2001.
- 2) (公社)地盤工学会 : ベンダーエレメント法による土のせん断波速度測定方法, JGS 0544 : 2011.
- 3) Wood, D. M. : Soil behavior and critical state soil mechanics, Cambridge University Press, pp.37-46, 1990.
- 4) Toki, S. , Shibuya, S. , and Yamashita, S. : Standardization of laboratory test methods to determine the cyclic deformation properties of geomaterials in Japan, Pre-failure Deformation of Geomaterials, Balkema, pp.741-784, 1995.
- 5) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. : Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Keynote Paper, Proc. of 9th Asian Regional Conf. on SMFE, Vol.2, pp.101-170, 1992.
- 6) Iwasaki, T. , Tatsuoka, F. and Takagi, Y. : Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, Soils and Foundations, Vol.18, No.1, pp.39-56, 1978.
- 7) 龍岡文夫, 木幡行宏 : ベディングエラー, 土と基礎, Vol.42, No.9, pp.53-55, 1994.
- 8) Kawaguchi, T. , Mitachi, T. and Shibuya, S. : Drained and undrained elastic moduli of reconstituted clay, Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, IOS Press, pp.397-400, 2005.

第5章 変形特性の応力依存性と排水条件の影響に関する考察

5.1 応力依存性

変形特性の応力依存性について、各試料のせん断剛性率 G と平均有効主応力 σ_m' の関係を用いて検討した。

まず、拘束圧依存性の評価として、初期剛性率 $(G_{u0})_{BE}$, $(G_{d0})_{BE}$ と圧密応力 σ_c' の関係を整理し、 $G \sim \sigma_c'$ の傾向および試料による傾向の違いについて検討した。つぎに、繰返し応力荷履歴依存性の評価として、BE 試験による $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE}$ と CTX 試験の繰返し応力荷で変化する平均有効主応力 σ_m' の関係を整理し、各試料の特徴および異なる試料の傾向について検討した。なお、繰返し応力荷履歴依存性の評価は、CTXD-D による排水条件下では、測定中の間隙水圧はほぼ 0 となり試験の過程では $\sigma_m' = \sigma_c'$ (const.) であるため、繰返し荷によって σ_m' が変化 (=低下) する非排水条件 (CTXU-D, CTXU-U) を対象に実施した。

5.1.1 拘束圧依存性に関する評価

拘束圧依存性の評価として、初期剛性率 $(G_{u0})_{BE}$, $(G_{d0})_{BE}$ と圧密応力 σ_c' の関係を整理し試料による傾向の違いについて検討した。以下に、各材料の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_{d0})_{BE} \sim \sigma_c'$ の結果に基づく評価結果を示す。なお、沖積粘土試料については、排水条件のCTXD-Dは実施していないため $(G_{u0})_{BE} \sim \sigma_c'$ のみを示した。

図-5.1.1は、豊浦砂の非排水条件の $(G_{u0})_{BE}$ および排水条件の $(G_{d0})_{BE}$ と σ_c' の関係である。この結果では $(G_{u0})_{BE}$ および $(G_{d0})_{BE}$ は、それぞれの相対密度条件において圧密応力 σ_c' に対して一義的な関係を示しており、 G の応力依存性の特徴が、両対数で直線的になるとした研究結果に整合すると考えられる¹⁾。

豊浦砂に対しては、路床土の低拘束圧状態をイメージした低応力域の $\sigma_c' = 13.8, 27.6, 41.4$ kPa (M_r 試験の路床土用の基準拘束圧)と、標準的な応力域となる $\sigma_c' = 100, 200, 400$ kPaを実施しており、かなり広範囲にわたる応力状態を評価している。低応力域でのせん断剛性率と鉛直有効応力の実験的研究としては、小

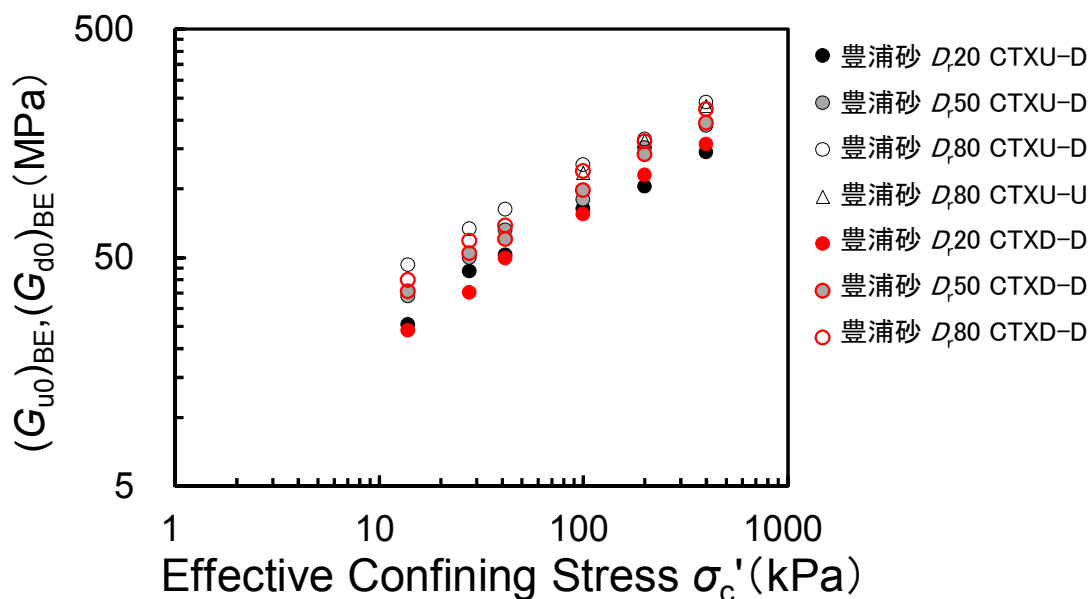


図-5.1.1 豊浦砂の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_{d0})_{BE} \sim \sigma_c'$ 関係

型振動台や繰返し三軸試験を用いて、低拘束圧状態の G の拘束圧依存性が、通常の拘束圧や高拘束圧状態と概ね一致するとした既往研究がある²⁾。また、乾燥砂の GL-10~-45cm の低拘束圧条件下でのせん断剛性を BE 試験により測定した研究では、低拘束圧条件下でもせん断剛性率（せん断波速度）は拘束圧と相対密度に依存する関係があることを報告している³⁾。本研究においても、図-5.1.1 の豊浦砂についての実験結果から、低応力域から標準的な応力域までが直線的な関係となり、既往研究の報告に沿う結果が得られ $G \sim \sigma_c'$ が一義的な関係を示すことが確認できた。

図-5.1.2 は、まさ土と洪積砂の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_{d0})_{BE} \sim \sigma_c'$ の結果である。両試料の圧密応力は、まさ土は低拘束圧域の $\sigma_c' = 13.8, 27.6, 41.4$ kPa, 洪積砂は標準応力域の $\sigma_c' = 100, 200, 400$ kPa である。それぞれの結果は、圧密応力 σ_c' に対して一義的な関係にあり、異なる物性の試料ではあるが直線的な並びを示している。

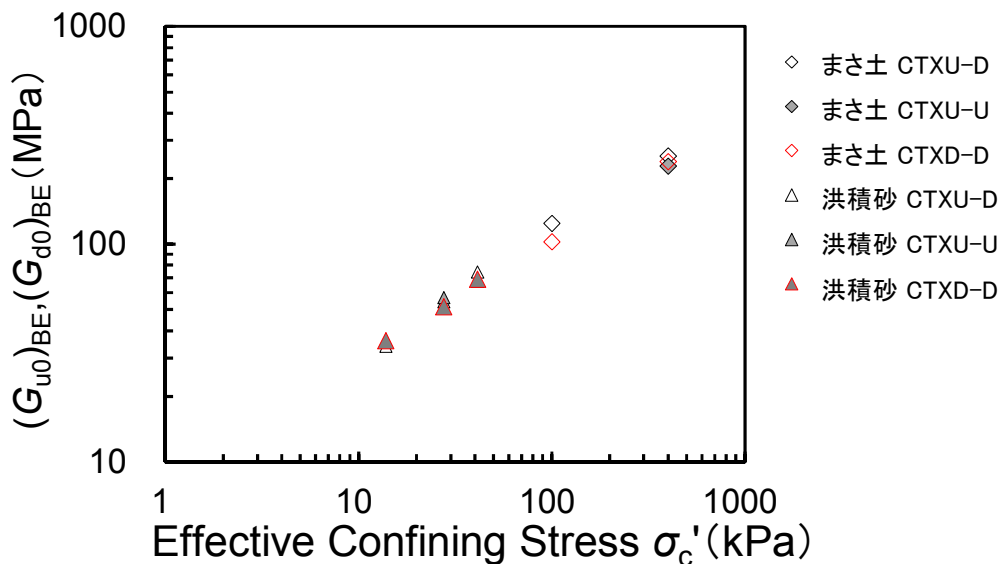


図-5.1.2 まさ土、洪積砂の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_{d0})_{BE} \sim \sigma_c'$ 関係

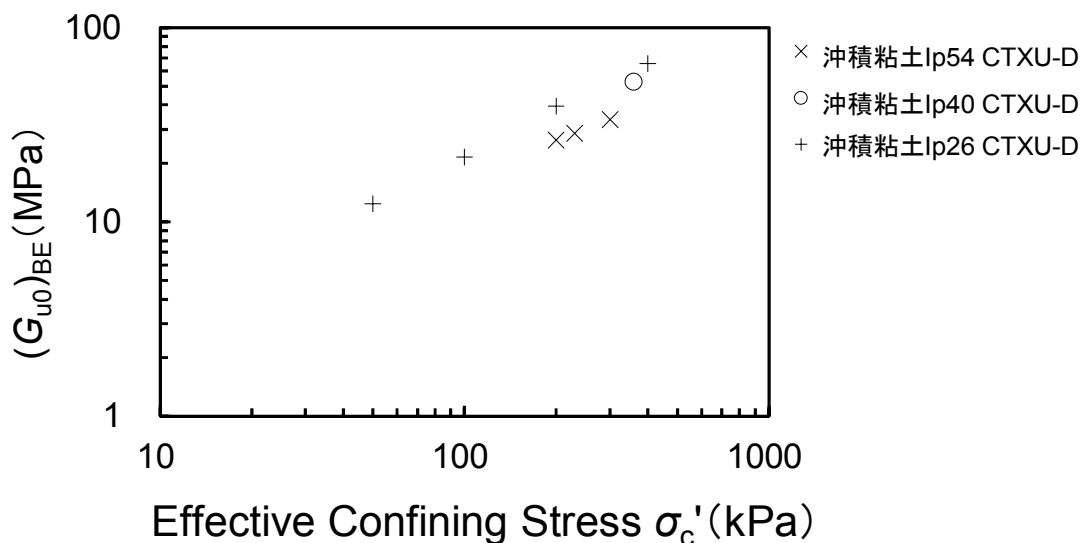


図-5.1.3 沖積粘土の $(G_{u0})_{BE} \sim \sigma'_c$ 関係

図-5.1.3 は、沖積粘土(I_p54 , I_p40 , I_p26)の $(G_{u0})_{BE} \sim \sigma'_c$ の結果である。沖積粘性土の3試料は、何れも透水性の極めて低い粘性土であるため、非排水条件(CTXU-D)のみ実施している。

塑性指数 I_p の異なる3試料の比較では、沖積粘土(I_p40)と(I_p26)は、ほぼ同じライン上にあり、沖積粘土(I_p54)が若干低めの傾向を示した。 I_p が大きな軟らかい粘土の変形特性が相対的に低いという一般的な結果に整合すると考えられる。なお、(I_p40)と(I_p26)の差が少ないことについては、(I_p40)が1供試体の実施に留まっており、今回のデータだけでは評価が難しい状態にある。

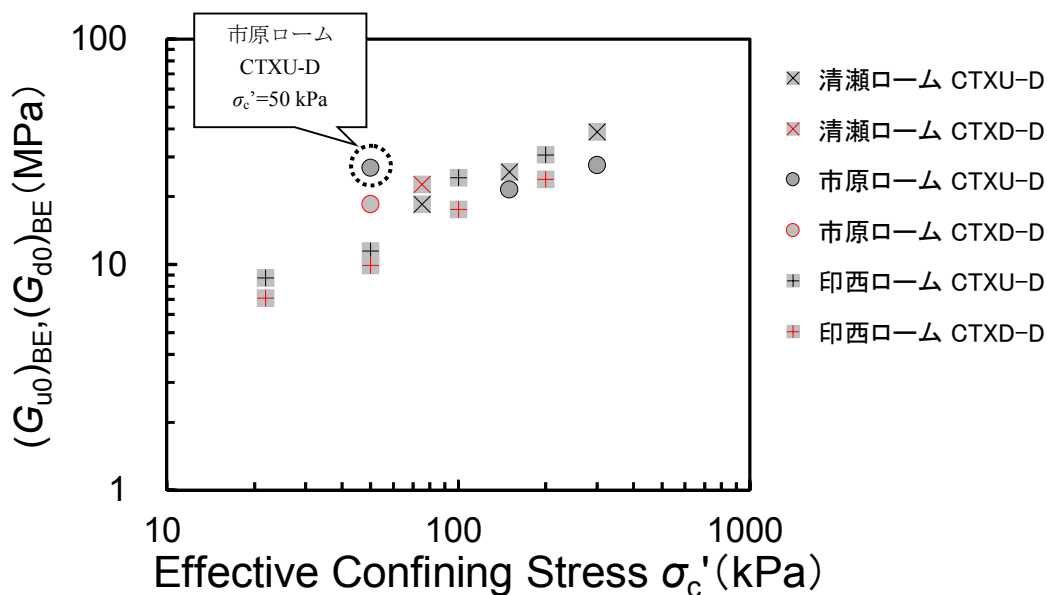


図-5.1.4 火山灰質粘性土の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_{d0})_{BE} \sim \sigma'_c$ 関係

図-5.1.4 は、火山灰質粘性土(清瀬ローム, 市原ローム, 印西ローム)の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_{d0})_{BE} \sim \sigma'_c$ の結果である。

市原ロームの $\sigma'_c=50$ kPa のデータを除いて、非排水条件, 排水条件ともに, $(G_{u0})_{BE}$ と $(G_{d0})_{BE}$ は σ'_c に応じて増加する傾向を示した。市原ローム $\sigma'_c=50$ kPa の試料は、相対的に供試体の湿潤密度が低く間隙比が大きな状態にあるが、BE 試験で計測した $(G_{u0})_{BE}$ が大きく求まり、物理特性との関係が不一致の状態にあった。これは、飽和前の供試体が乾燥の影響を受けたためと考えられ詳しくは §5.3.2 に詳述する。

5.1.2 繰返し応力载荷履歴依存性に関する評価

本研究では、非排水条件(CTXU-D, CTXU-U)の CTX-BE 試験によって、せん断剛性率 $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE}$ と平均有効主応力 σ_m' の関係を詳細に把握した。非排水条件下の繰返し軸差応力 q の影響で発生および蓄積する間隙水圧が、 $(G_{u0})_{BE}$ および σ_m' を低下させる要因であることは § 3.3.5 で述べた。ここでは、非排水条件の CTXU-D と CTXU-U の結果を用いて、繰返し応力载荷履歴依存性を表す $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係について検討した。

図-5.1.5 は、豊浦砂の3ケースの相対密度で得られた $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ の関係を示したもので、プロット点に対する近似式を図中に示した。それぞれのケースでの近似式は、式(5-1)、式(5-2)、式(5-3)のように得られた。

$$\text{豊浦砂}(D_r 20\%) : (G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} = 7.1 \sigma_m'^{0.51} \quad \text{式(5-1)}$$

$$\text{豊浦砂}(D_r 50\%) : (G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} = 8.1 \sigma_m'^{0.53} \quad \text{式(5-2)}$$

$$\text{豊浦砂}(D_r 80\%) : (G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} = 12.4 \sigma_m'^{0.49} \quad \text{式(5-3)}$$

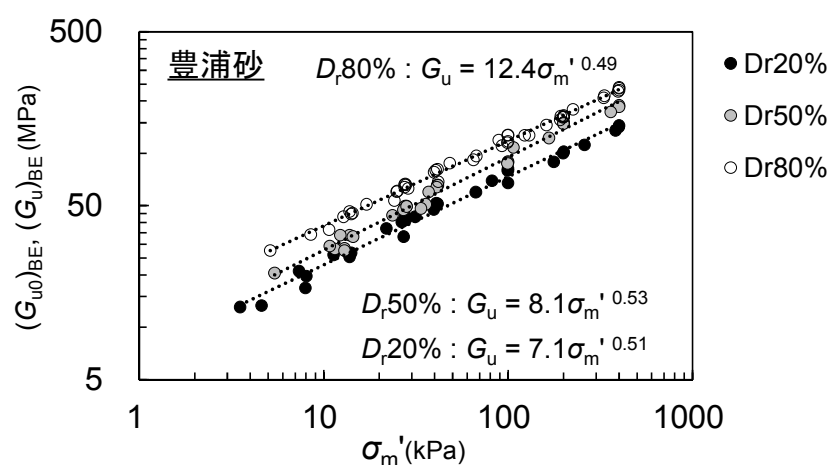


図-5.1.5 豊浦砂の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係

図-5.1.6 は、まさ土と洪積砂の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ の関係を示したもので、プロット点に対する近似式を図中に示した。近似式は式(5-4), 式(5-5)のように得られた。

$$\text{まさ土} : (G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} = 5.7 \sigma_m'^{0.68} \quad \text{式(5-4)}$$

$$\text{洪積砂} : (G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} = 12.6 \sigma_m'^{0.49} \quad \text{式(5-5)}$$

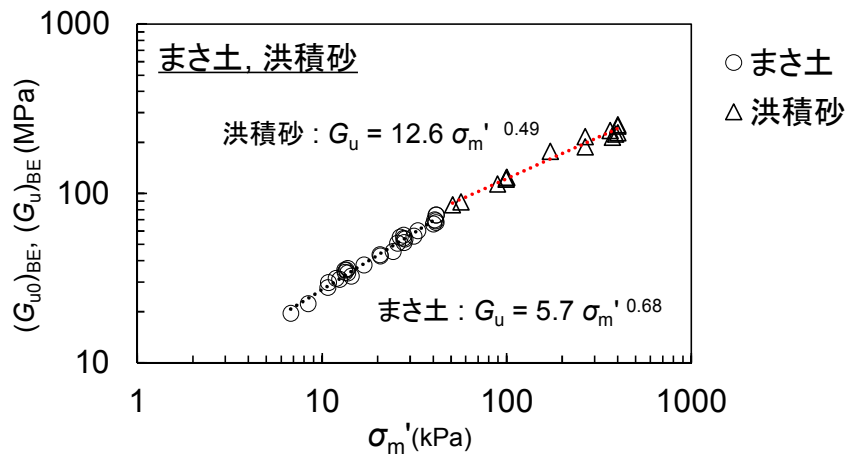


図-5.1.6 まさ土, 洪積砂の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係

ここで、豊浦砂に加えまさ土と洪積砂についての低応力域から標準応力域にわたる $G \sim \sigma_m'$ の実験結果から、砂質土および粗粒土のせん断剛性率が、平均有効主応力に強く依存し、それぞれが一義的な関係にあることが改めて確認できた。

本研究で用いた CTX-BE 試験によれば、幅広い応力域に対応した $G \sim \sigma_m'$ 関係を比較的容易に求めることができる。すなわち、CTX-BE 試験で圧密応力を選定して試験を行うことで、設計に必要な応力域での $G \sim \sigma_m'$ 関係を適宜求めることが可能になる。

図-5.1.7 は、沖積粘土(I_p54, I_p40, I_p26)の $(G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ の関係を示したもので、プロット点に対する近似式を図中に示した。近似式は式(5-6), 式(5-7), 式(5-8)のように得られた。

$$\text{沖積粘土}(I_p 54) : (G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} = 0.7 \sigma_m'^{0.68} \quad \text{式(5-6)}$$

$$\text{沖積粘土}(I_p 40) : (G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} = 1.0 \sigma_m'^{0.68} \quad \text{式(5-7)}$$

$$\text{沖積粘土}(I_p 26) : (G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} = 0.5 \sigma_m'^{0.81} \quad \text{式(5-8)}$$

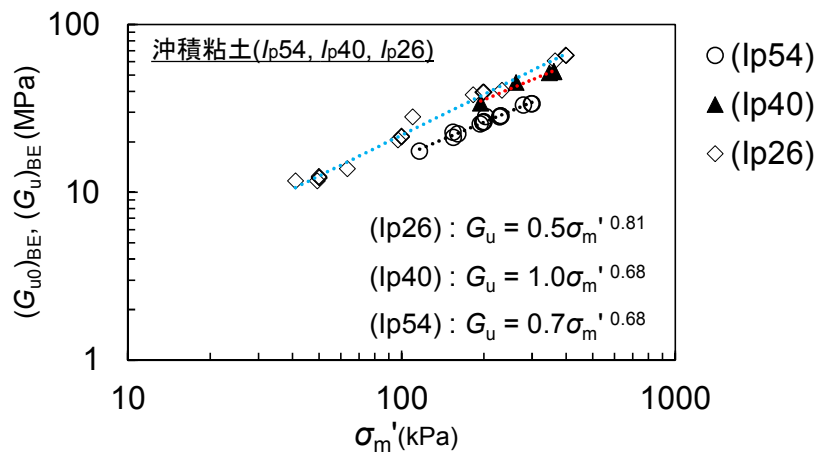


図-5.1.7 沖積粘土の $(G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係

図-5.1.8 は、火山灰質粘性土(清瀬ローム, 市原ローム, 印西ローム)の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ の関係を示したもので、プロット点に対する近似式を図中に示した。近似式は式(5-9), 式(5-10), 式(5-11)のように得られた。市原ロームの $\sigma_c' = 50 \text{ kPa}$ のデータは、使用した試料が乾燥の影響で硬化していると考えられ、近似式はこの結果を除外して求めた。試料の状態については§5.3.2 に詳述する。

$$\text{清瀬ローム} : (G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} = 2.5 \sigma_m'^{0.47} \quad \text{式(5-9)}$$

$$\text{市原ローム} : (G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} = 3.8 \sigma_m'^{0.35} \quad \text{式(5-10)}$$

$$\text{印西ローム} : (G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE} = 1.4 \sigma_m'^{0.59} \quad \text{式(5-11)}$$

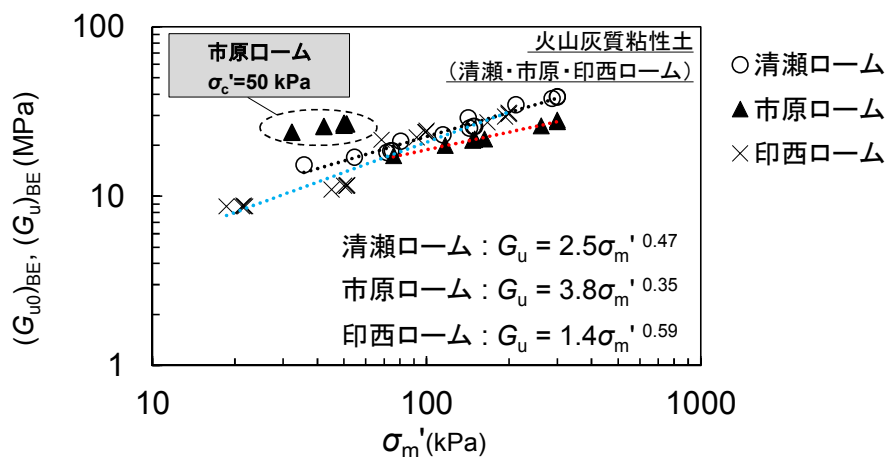


図-5.1.8 火山灰質粘性土の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係

5.2 排水条件の違いが変形特性に及ぼす影響

前節では CTX-BE 試験データを用いたせん断剛性率 G の応力依存性について検討したが G は排水条件によらないため、排水条件に関することにはあまり触れず非排水・排水条件下の初期剛性率 $(G_{u0})_{BE}$, $(G_{d0})_{BE}$ と圧密応力 σ_c' の比較のみを行った。ここでは、本研究の最終的な目的となる排水条件を考慮した変形係数 E の応力依存性評価のために、異なる排水条件下における変形係数とポアソン比について検討した。

5.2.1 非排水条件の変形係数 $(E_{u0})_{BE}$, $(E_u)_{BE}$, ポアソン比 ν_u

非排水条件下での変形係数 E_u , せん断剛性率 G_u , ポアソン比 ν_u の関係については、§2.1 にて詳述しており、 $\nu_u=0.5$ の条件と式(2-6)再掲の関係を得た。

$$G = E_u/3 \quad (2-6 \text{ 再})$$

よって、非排水条件の変形係数 $(E_{u0})_{BE}$, $(E_u)_{BE}$ の平均有効主応力 σ_m' との関係は、せん断剛性率 $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE}$ と σ_m' の関係を示した図-5.1.5～図-5.1.8 の縦軸が3倍されたものになる。

図-5.2.1～図-5.2.4 に、 $(E_{u0})_{BE}$, $(E_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ ($3 \times (G_{u0})_{BE}$, $3 \times (G_u)_{BE} \sim \sigma_m'$) のプロットを示した。なお、図中には同じ供試体で計測された CTX 試験による初期変形係数 $(E_{u0})_{CTX}$ の結果を併記した。

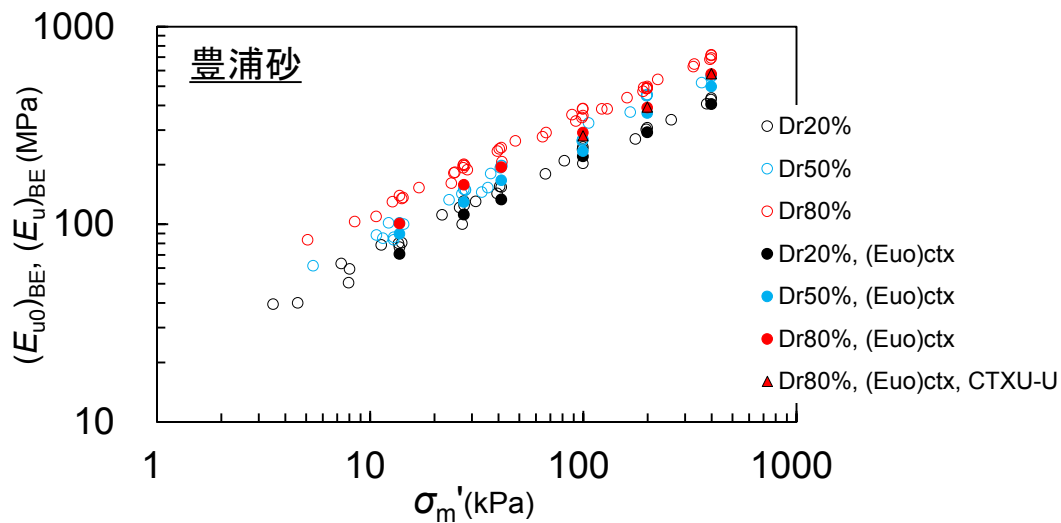


図-5.2.1 豊浦砂の $(E_{u0})_{BE}, (E_u)_{BE}, (E_u)_{CTX} \sim \sigma_m'$ 関係

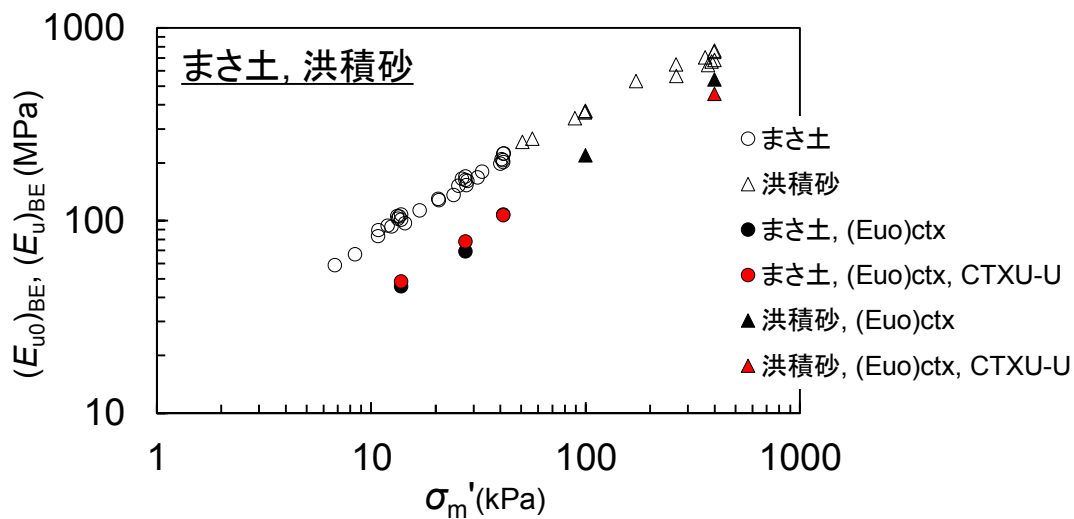


図-5.2.2 まさ土, 洪積砂の $(E_{u0})_{BE}, (E_u)_{BE}, (E_u)_{CTX} \sim \sigma_m'$ 関係

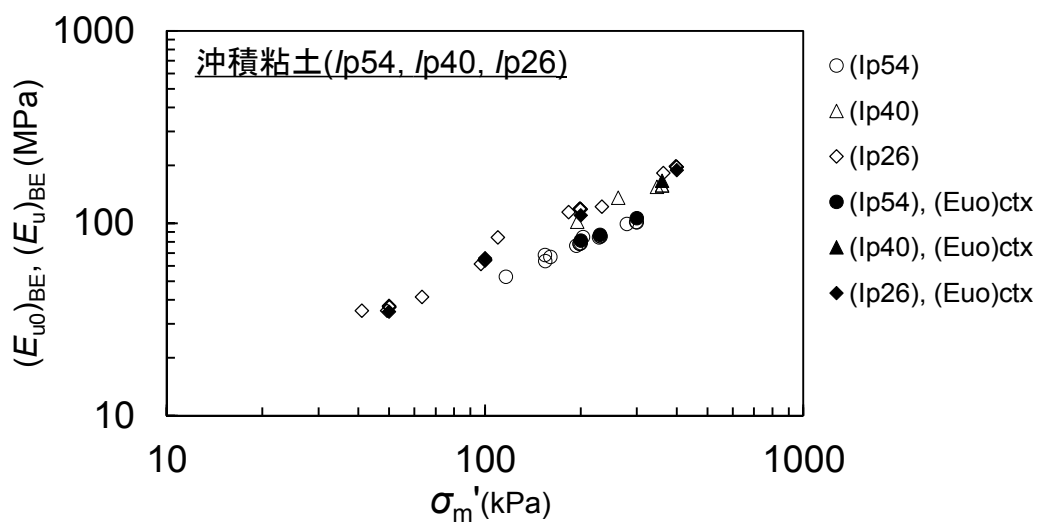


図-5.2.3 沖積粘土の $(E_{u0})_{BE}$, $(E_u)_{BE}$, $(E_{u0})_{CTX} \sim \sigma_m'$ 関係

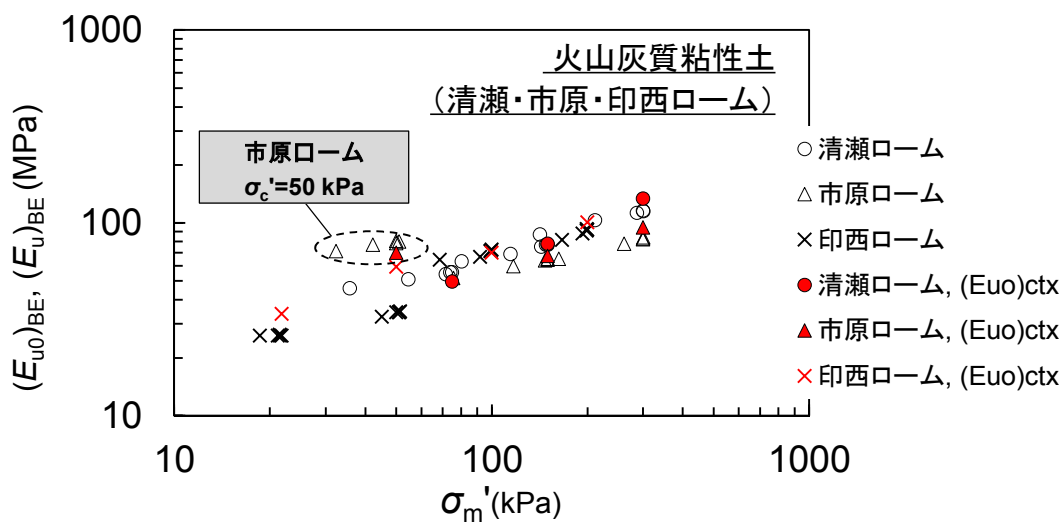


図-5.2.4 火山灰質粘性土の $(E_{u0})_{BE}$, $(E_u)_{BE}$, $(E_{u0})_{CTX} \sim \sigma_m'$ 関係

5.2.2 排水条件の変形係数 $(E_{d0})_{BE}$, ポアソン比 ν_d

排水条件の変形係数 $(E_{d0})_{BE}$ とポアソン比 ν_d は, §2.1.1 で示した式(2-8)再掲と式(2-9)再掲に示す関係にある.

$$E_d = 2G(1 + \nu_d) \quad (2-8 \text{ 再})$$

$$\nu_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{E_d}{E_u} - 1 \quad (2-9 \text{ 再})$$

CTX-BE 試験で計測された $(G_{d0})_{BE}$ を用いて排水条件下の変形係数 $(E_{d0})_{BE}$ を求めるには, 排水条件下のポアソン比 ν_d が必要になる.

まず, 非排水条件(CTXU-D)と排水条件(CTXD-D)の CTX 試験で得られた $(E_{u0})_{CTX}$ と $(E_{d0})_{CTX}$ を式(2-9)に代入し, 排水条件下のポアソン比 ν_d を求めた. CTX 試験による $(E_{u0})_{CTX}$ および $(E_{d0})_{CTX}$ を用いた理由は, CTXU-D と CTXD-D の結果がベディングエラーやメンブレンペネトレーション等の誤差要因の影響を同レベルに受けていると考えられることから, 式(2-9)中の比率 $(E_d/E_u = (E_{d0})_{CTX} / (E_{u0})_{CTX})$ は非排水と排水の真比率に近いと判断したためである. つぎに, 得られた ν_d と BE 試験で得られた $(G_{d0})_{BE}$ を式(2-8)に代入して $(E_{d0})_{BE}$ を求めた.

図-5.2.5 は以上の設定方法を説明したものである.

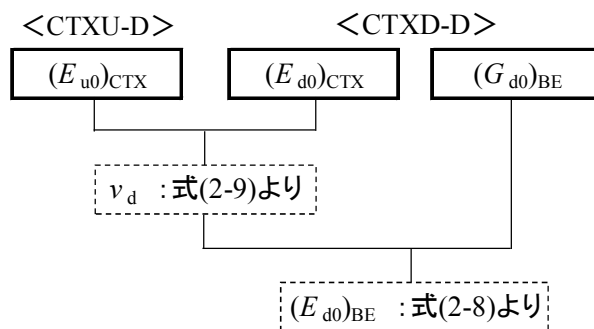


図-5.2.5 排水条件下の変形係数とポアソン比の設定方法

表-5.2.1 に各試料のポアソン比 ν_d の計算結果の範囲と代表値として設定した値を示した。また、結果の傾向と各試料の代表値の設定方法を以下に示した。

表-5.2.1 排水条件下のポアソン比 ν_d

試験試料	ポアソン比 ν_d	
	実測データによる計算値	考察による代表値
豊浦砂, $D_r20\%$	0.13~0.33 (0.13~0.23 ^{※1})	0.19
豊浦砂, $D_r50\%$	0.09~0.38 (0.17~0.22 ^{※1})	
豊浦砂, $D_r80\%$	0.12~0.43 (0.12~0.25 ^{※1})	
まさ土	0.18~0.45	0.31
洪積砂	0.30	0.19
清瀬ローム	0.47	0.47
市原ローム	0.11	
印西ローム	0.04~0.44 ^{※2}	

※1 $\sigma_c' = 100, 200, 400$ kPa の計算結果(低応力域を除いた数値)

※2 $\sigma_c' = 400$ kPa の計算結果($\nu_d = -0.02$)を除外

上記結果を評価するために、以下に既往研究の ν_d の数値範囲との比較を行った。

豊浦砂の排水条件のポアソン比 ν_d は、豊浦砂に対して行われた繰返し三軸試験での側方変位の直接測定によって得られた $\nu_d = 0.17 \sim 0.19$ ⁴⁾ ならびに $\nu_d = 0.14 \sim 0.21$ ⁵⁾、同じく豊浦砂の三軸供試体の S 波、P 波の測定値から算出された $\nu_d = 0.25$ ⁶⁾ をもとに $0.15 \sim 0.25$ の間の値が報告されている。本研究の結果範囲は、低応力域を含む全体では $0.09 \sim 0.43$ とかなり幅があり、既往研究結果と整合しているとは言い難い。しかし、低応力域と考えられる $\sigma_c' = 13.8, 27.6, 41.4$ kPa のデ

ータを除く $\sigma'_c=100, 200, 400$ kPa の結果範囲は 0.12~0.25 の範囲にあり、既往結果に概ね整合している。低応力域では供試体の拘束状態が低いレベルにあるため、作製した供試体の密度や間隙比のばらつきに起因する剛性の不均一性が計測結果に反映され、非排水と排水の比率に誤差が生じていると考えられる。このようなことを踏まえ豊浦砂の v_d は、低応力域を除く 3 種類の相対密度 D_r のデータの平均を採用した。すなわち、 $D_r 20\%$ の 0.13~0.23、 $D_r 50\%$ の 0.17~0.22、 $D_r 80\%$ の 0.12~0.25 から平均 0.19 を代表値とした。

まさ土は、礫質土で行われた三軸供試体の S 波、P 波の測定値から得られた $v_d = 0.25$ 程度⁷⁾ との既往研究の結果に対して、本研究の結果範囲である 0.18~0.45 (avg. 0.31) はかなり広範囲にばらついている。まさ土については、拘束圧を低いレベルとしたこともあり、供試体上下端面とキャップおよびペDESTAL とのベディングエラーの影響が比較的大きくなり、数値にばらつきが生じたと推察される。代表値としては計測結果にもとづき平均値 0.31 とした。

洪積砂のポアソン比 v_d は 0.30 を示し、既往研究の結果よりも若干高い。この数値自体は一般的なポアソン比に対して遜色ないものと考えられるが、洪積砂に関してはサンプルがごく限られた数の実施であったことから、多くのサンプルによる結果から設定された豊浦砂に統合し v_d は 0.19 とした。

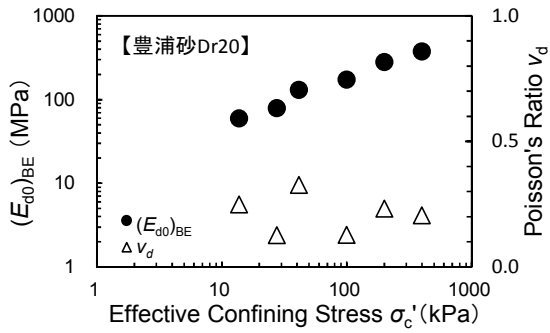
火山灰質粘性土の排水ポアソン比の研究事例は確認できなかったが、本研究で用いた 3 種類の材料においては、かなりのばらつきが見られた。火山灰質粘性土は、堆積環境の影響により物理指標や力学性状が容易に変化する性質がある。このような観点で、 v_d を求める際に用いる非排水と排水条件の $(E_{u0})_{CTX}$ と $(E_{d0})_{CTX}$ の供試体の物性条件を確認したところ、清瀬ロームは比較的一致する傾向にあったが、市原ロームと印西ロームは双方の供試体の物理指標に差異が見

られた。よって、本研究では清瀬ロームの実測データから得た $v_d=0.47$ を火山灰質粘性土を統合した代表値として用いるものとした。

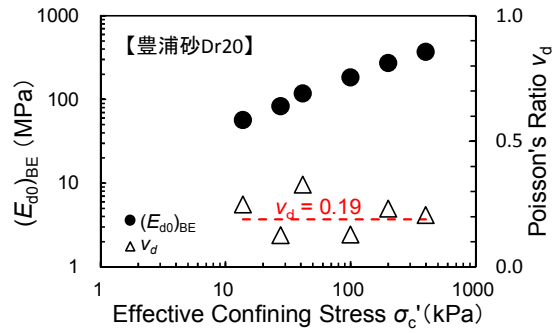
各試料の実測データに基づく $(E_{d0})_{BE}$ および v_d と、代表値として設定した v_d を用いて求めた $(E_{d0})_{BE}$ の結果を図-5.2.6～図-5.2.8 に示した。

実測計算値による v_d と代表 v_d の差が比較的少ない状態にある豊浦砂、まさ土、洪積砂については、代表 v_d により求めた $(E_{d0})_{BE}$ と実測計算値によるプロット点に大きな差はなく、 $(E_{d0})_{BE}$ の応力依存性を表すプロット点の勾配もほぼ同じ状態にある。清瀬・市原ロームについては、供試体が乾燥の影響を受けたとして市原ロームの v_d を除外しており、この影響により代表 v_d を用いて求めた市原ロームの $(E_{d0})_{BE}$ の数値が変化して、2つの試料のプロット点による勾配が若干緩くなった。印西ロームについては、供試体の物理指標のばらつきの影響によって、 v_d がマイナス側となるなど精度に問題があると考えられたが、代表 v_d による $(E_{d0})_{BE}$ と実測計算値によるプロット点に大きな差は生じていない。

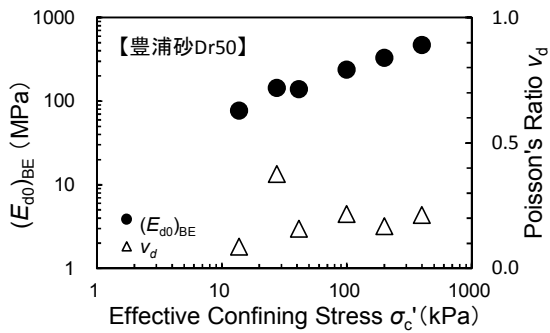
以上の検討結果から、 v_d の数値の変化は $(G_{d0})_{BE}$ から $(E_{d0})_{BE}$ を求める上で劇的な影響を与えるものではないと考えられる。ただし、火山灰質粘性土に代表される土性変化が激しい地盤材料については、 v_d にばらつきが生じやすくなるため、試験供試体の物理指標の比較検証を行い、特異値の判断と妥当な数値を設定する作業が必要になる。



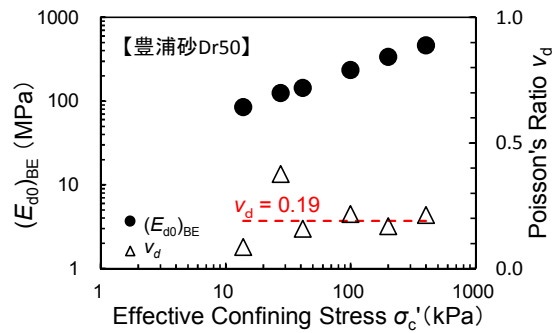
(a) 豊浦砂, D_r 20%(実測計算値)



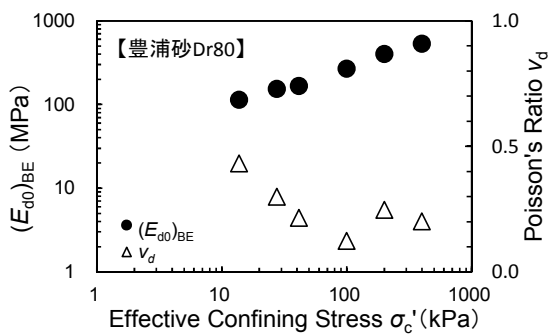
(b) 豊浦砂, D_r 20%(代表 v_d 使用)



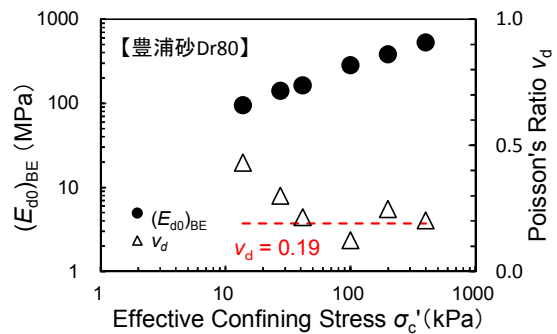
(c) 豊浦砂, D_r 50%(実測計算値)



(d) 豊浦砂, D_r 50%(代表 v_d 使用)

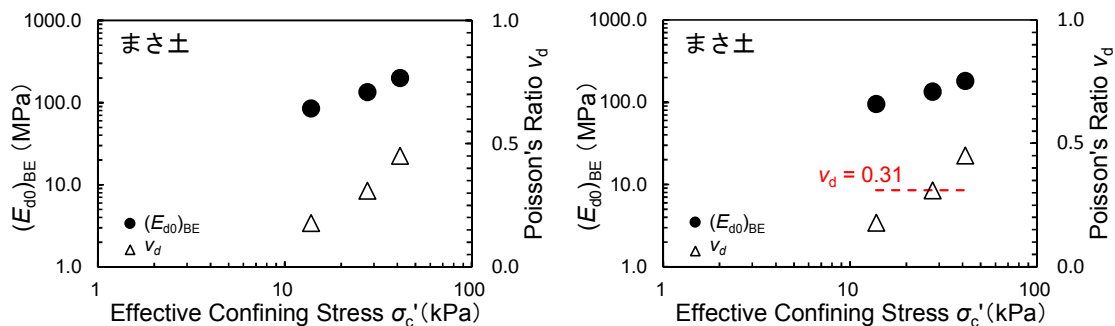


(e) 豊浦砂, D_r 80%(実測計算値)



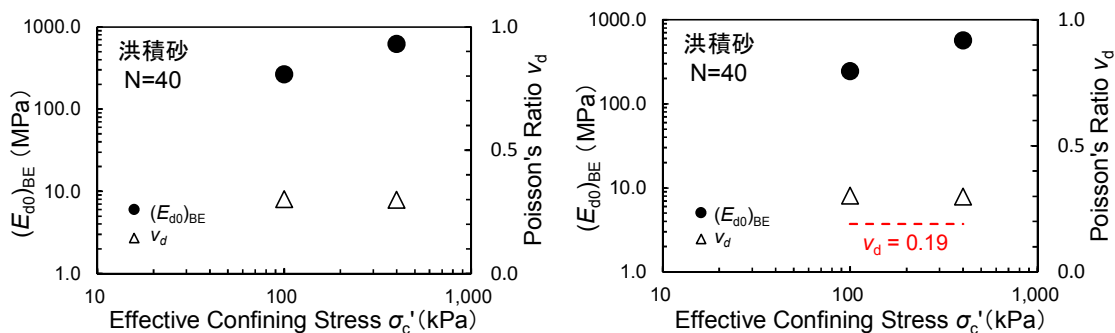
(f) 豊浦砂, D_r 80%(代表 v_d 使用)

図-5.2.6 排水条件の変形係数 $(E_{d0})_{BE}$ とポアソン比 v_d (1)豊浦砂



(a) まさ土(実測計算値)

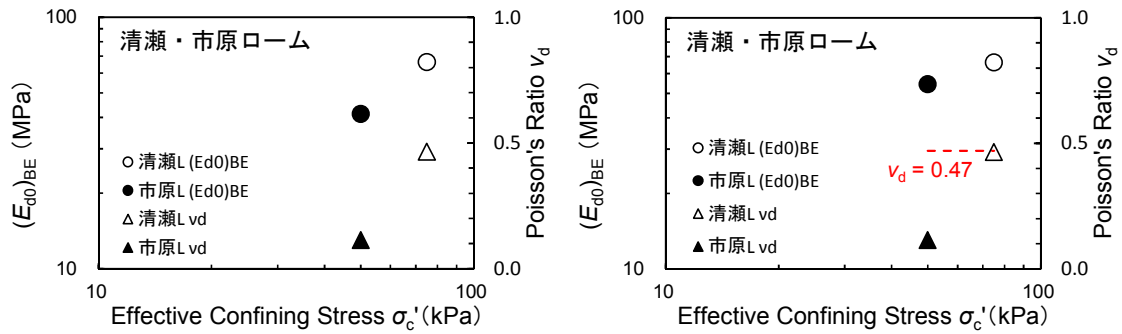
(b) まさ土(代表 v_d 使用)



(c) 洪積砂(実測計算値)

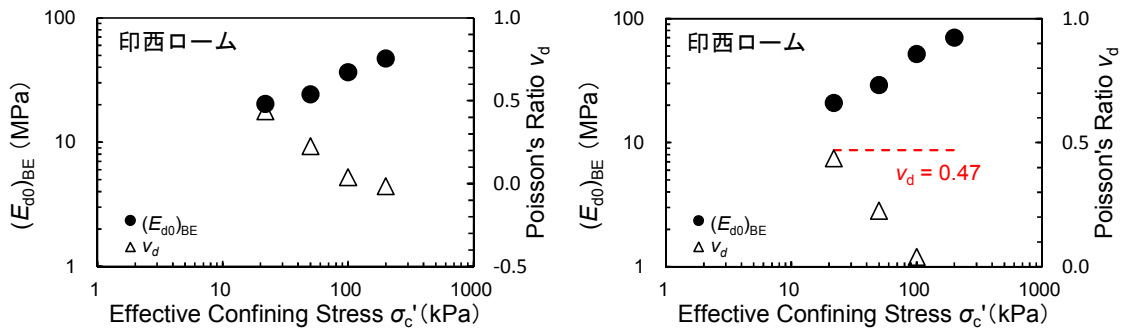
(d) 洪積砂(代表 v_d 使用)

図-5.2.7 排水条件の変形係数 $(E_{d0})_{BE}$ とポアソン比 v_d (2)まさ土, 洪積砂



(a) 清瀬・市原ローム(実測計算値)

(b) 清瀬・市原ローム(代表 v_d 使用)



(c) 印西ローム(実測計算値)

(d) 印西ローム(代表 v_d 使用)

図-5.2.8 排水条件の変形係数 $(E_{d0})_{BE}$ とポアソン比 v_d (3)火山灰質粘性土

5.3 せん断剛性率 G 、間隙比 e および平均有効主応力 σ_m' の関係

微小ひずみ領域でのせん断剛性率は、拘束圧と間隙比の影響を考慮した経験式で表され今まで数多く提案されているが、本研究で得られた $G \sim \sigma_m'$ 関係を、既往研究の提案式の手法を用いて補正するための間隙比関数 $f(e)$ と σ_m' の指数 n について検討した。

5.3.1 間隙比関数 $f(e)$ の検討

せん断剛性率 G が間隙比 e および平均有効主応力 σ_m' の関数で表されるとした式(5-17)の関係が提案されている。

$$G = A \cdot f(e) \cdot \sigma_m'^n \quad (5-17)$$

ここに、 A は材料係数、 $f(e)$ は間隙比関数、 n は指数で、 G と σ_m' は本研究で実施した試験から計測値として得られている。

式(5-17)による関係に照らして変形係数 E の推定式を検討するためには、間隙比関数 $f(e)$ と指数 n を決める必要がある。

既往研究では、間隙比関数 $f(e)$ の土質によらない関係式として $f(e) = (1+e)^{-3}$ が提案されている⁸⁾。この式は、理論的検討によって導かれており、従来から提案されている $f(e)$ 式^(例えば9)~12)との比較や、過去論文の数多くの実験データと整合性が良いとされており、本研究ではこの式を採用してせん断剛性率 G の補正を行うものとした。なお、この $f(e)$ 式については、本研究で得られたデータを用いて、§6.1.1にてデータのフィッティングによる検証を行う。

5.3.2 指数 n の検討

式(5-17)における平均有効主応力 σ_m' の指数 n については、既往研究を整理した結果から $n=0.40\sim 0.62$ の範囲にあるとした報告⁸⁾や、きれいな砂試料の微小ひずみ領域 ($\gamma=1.0\times 10^{-5}$ 程度) において $0.36\sim 0.52$ を示すとの実験結果がある¹³⁾。CTX-BE 試験では、繰返し载荷ステージの進行に伴って変化する G_{BE} , σ_m' と同時に間隙比 e の変化が計算によって得られることから、非排水および排水条件の CTX-BE 試験から得られた G_{BE} , σ_m' , e による $\log G_{BE}/f(e)\sim \log \sigma_m'$ のプロットの傾きから指数 n を求めた。さらに、同一土質からなる試料に関しては、プロットの傾向と得られた指数 n をもとに、統合して評価すべきかを検討した。この結果、豊浦砂と洪積砂、沖積粘土の3試料、火山灰質粘性土の3試料を、それぞれ統合して評価するものとした。結果として、「豊浦砂、洪積砂」、「まさ土」、「沖積粘土 (I_p54, I_p40, I_p26)」、「火山灰質粘性土 (清瀬ローム, 市原ローム, 印西ローム)」の4種類について指数 n が設定された。

検討結果として各試料および統合されると判断した場合の指数 n が、表-5.3.1 のように得られた。 $G_{BE}/f(e)\sim \sigma_m'$ のプロットと得られた傾き n については、図-5.3.1～図-5.3.3 に結果を示した。なお、排水条件の $(G_{d0})_{BE}/f(e)$ については σ_c' に対応させてプロット (赤いシンボル) している。

表-5.3.1 非排水条件の指数 n の検討結果

試験試料	指数 n	
	試料毎	統合値
豊浦砂	0.52	0.51
洪積砂	0.48	
まさ土	0.65	
沖積粘土($I_p=54$, $I_p=40$, $I_p=26$)	0.67	
清瀬ローム	0.10	0.27
市原ローム	0.20	
印西ローム	0.46(非排水) 0.41(排水)	

結果のプロットは全体的に良好な結果と言えるが、火山灰質粘性土のデータにばらつきが見られた。「市原ローム CTXU-D $\sigma_c'=50\text{kPa}$ 」について、同じ試料の直線関係から外れる傾向を示した。また、印西ロームについては、非排水条件と排水条件それぞれで、 $G_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係は直線関係にあるものの、両条件の関係が他の試料と比較すると明らかに双方が離れた状態にある。

以下、これらの試料におけるばらつきの原因について考察を加える。市原ロームの供試体毎の特徴を確認したところ、「市原ローム CTXU-D $\sigma_c'=50\text{ kPa}$ 」は、試料採取時の飽和度 $S_r=83.5\%$ 、圧密後の間隙比 $e_0=3.911$ 、湿潤密度 $\rho_t=1.215\text{ g/cm}^3$ 、初期せん断剛性率 $G_0=26.9\text{ MPa}$ であったが、他の供試体は $S_r=88.3 \sim 96.7\%$ 、 $e_0=2.673 \sim 3.554$ 、 $\rho_t=1.262 \sim 1.399\text{ g/cm}^3$ 、 $G_0=18.5 \sim 38.5\text{ MPa}$ の範囲にあった。よって、当該試料は、間隙比が大きく湿潤密度も小さい傾向にある

にもかかわらず、剛性はさほど小さくないため、全体の傾向から外れたと考えられる。考えられる要因として、試料採取時の飽和度が他試料に比べて小さいことから、原位置において乾燥の影響をより強く受けて試料が硬化し剛性が高くなったものと推察される。

印西ロームについては、非排水条件と排水条件で供試体の物理指標の傾向に違いがあることが確認された。湿潤密度、圧密後の間隙比、試料採取時の飽和度、 $f(e)$ 補正前の G_0 が、非排水条件では $\rho_t=1.192\sim 1.249\text{ g/cm}^3$ (Avg.1.219 g/cm^3), $e_0=3.529\sim 4.220$ (Avg.3.876), $S_r=83.5\sim 86.8\%$ (Avg.84.7%), $G_{u0}=8.7\sim 30.7\text{ MPa}$ (Avg.18.8 MPa)を示し、排水条件では $\rho_t=1.265\sim 1.329\text{ g/cm}^3$ (Avg.1.312 g/cm^3), $e_0=3.186\sim 3.753$ (Avg.3.397), $S_r=88.7\sim 92.7\%$ (Avg.91.3%), $G_{d0}=7.1\sim 23.9\text{ MPa}$ (Avg.14.6 MPa)を示した。これらの結果から、先に示した「市原ローム CTXU-D $\sigma'_c=50\text{ kPa}$ 」のケースと同様の状態と考えられる。すなわち、非排水条件の試料の湿潤密度が低く間隙比が大きなことから、一般的には剛性が低くなる傾向が考えられるが、実測値は $G_{u0} > G_{d0}$ の逆の関係となっている。ただし、異なる排水条件下で用いた供試体の物理指標については、さほど大きな差がないと考えられることから、非排水および排水条件それぞれの $G_{BE}\sim\sigma'_m$ 関係および指数 n については、当該試料の特性を評価するうえで妥当なものと考えられる。

火山灰質粘性土に関しては、一般的に乾燥・湿潤の状態変化や試料採取時の乱れの影響により、強度や変形特性にばらつきが生じやすい特徴がある。このような理由から、「市原ローム CTXU-D $\sigma'_c=50\text{ kPa}$ 」のデータについては、変形係数の検討からは除外するものとした。また、印西ロームに関しては、火山灰質粘性土の特徴から、非排水と排水条件のばらつきは供試体毎の土性の差異に基づくものとし、清瀬ロームと市原ローム (CTXU-D, $\sigma'_c=50\text{ kPa}$ を除く) の結果と統合し評価するものとした。

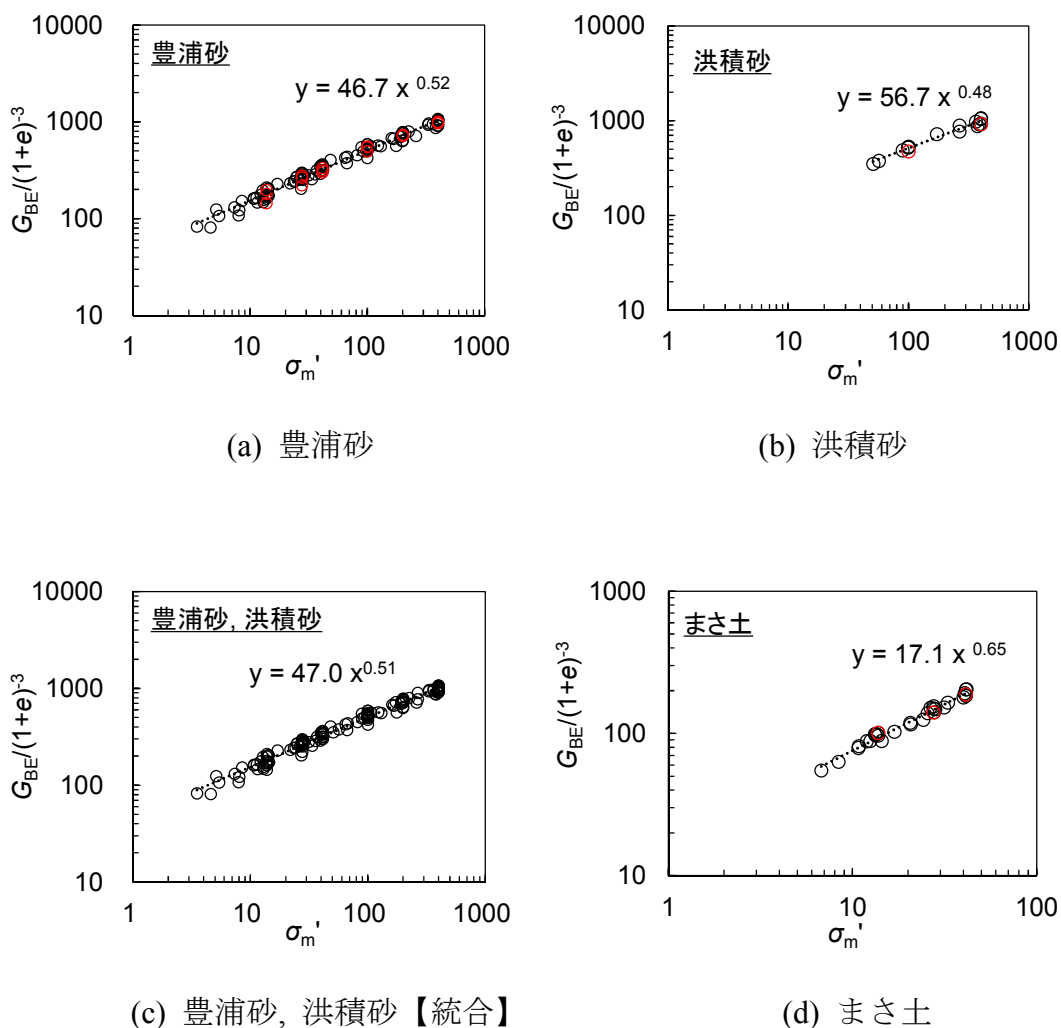


図-5.3.1 $(G_0)_{BE}/f(e_0), (G)_{BE}/f(e) \sim \sigma'_m$ のプロットによる指数 $n(1)$

※赤いシンボルは排水条件のデータ，ただし【統合】グラフでは黒く表記

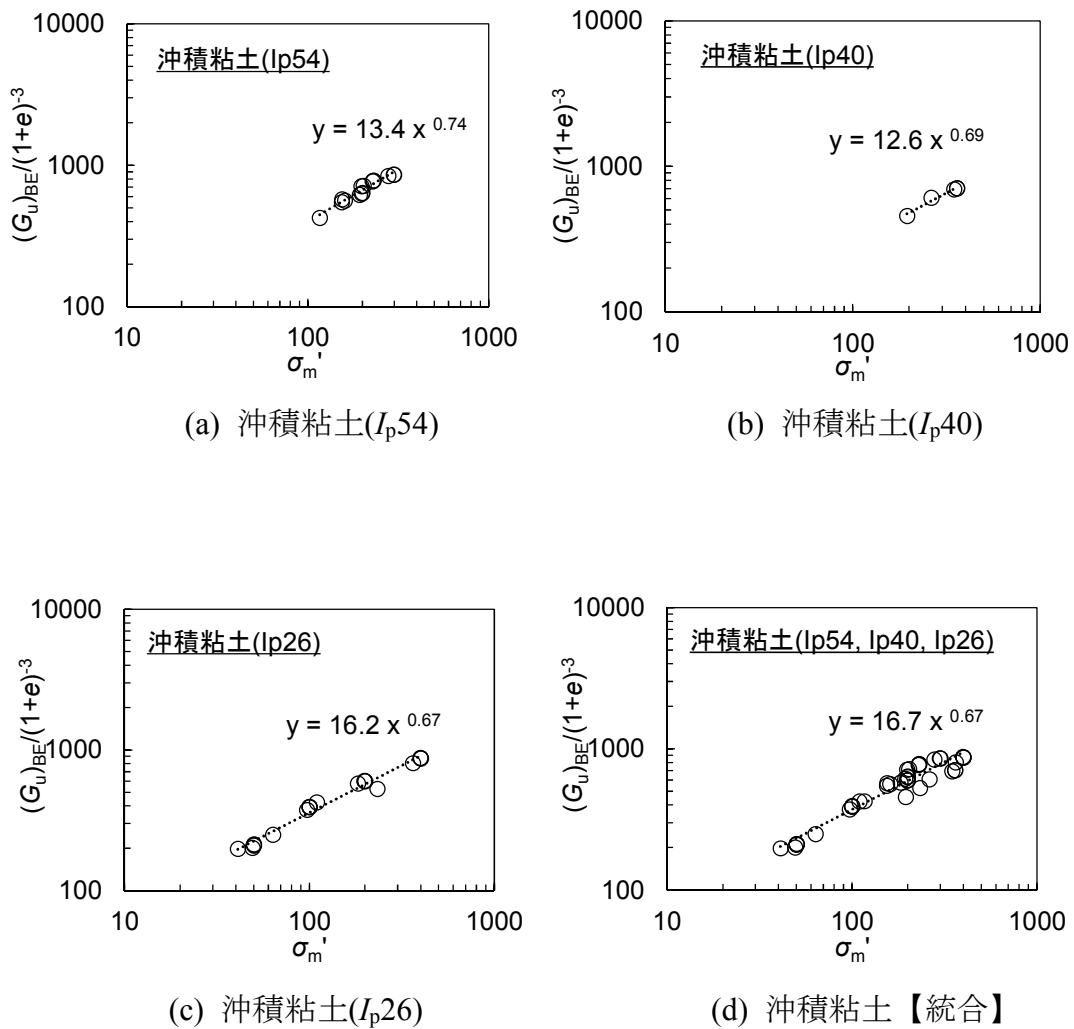


図-5.3.2 $(G_0)_{BE}/f(e_0), (G)_{BE}/f(e) \sim \sigma'_m$ のプロットによる指数 n (2)

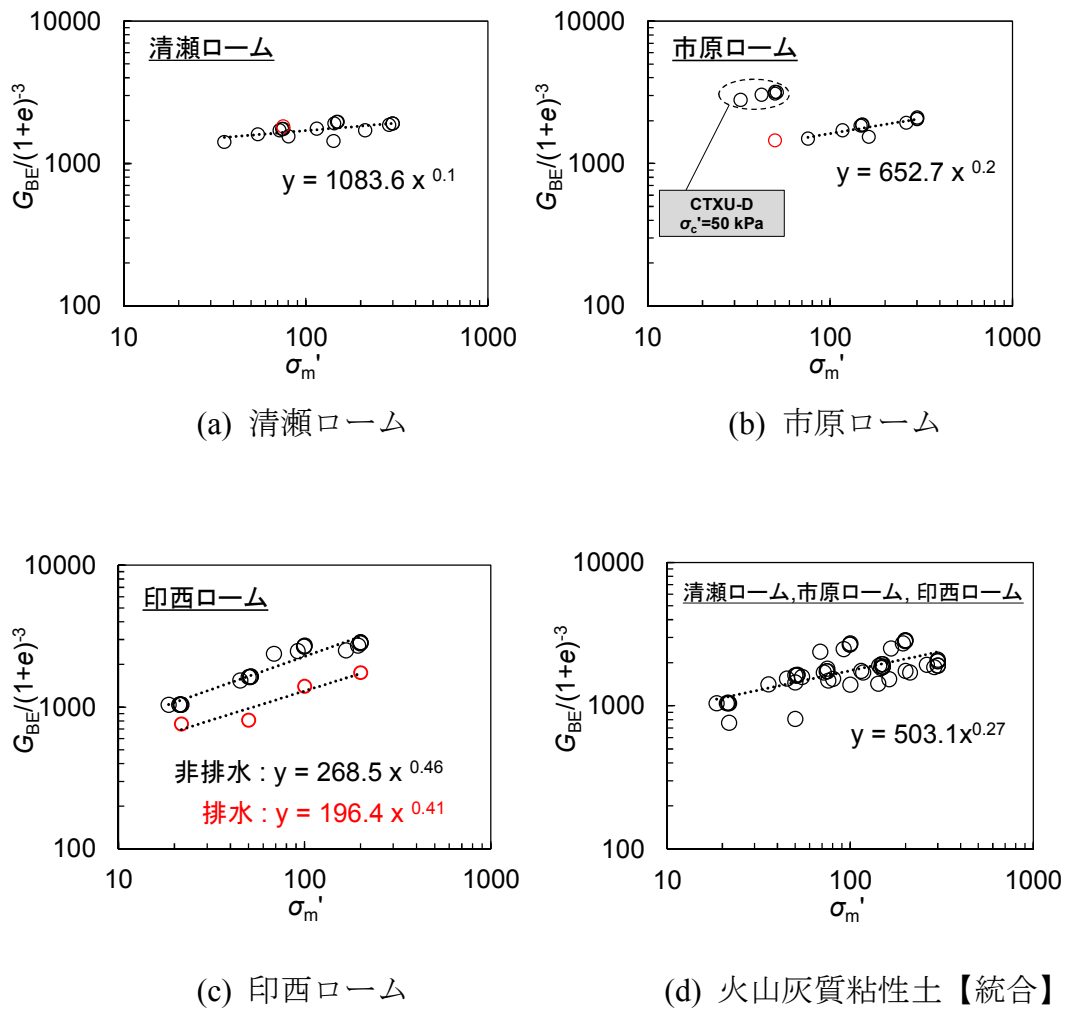


図-5.3.3 $(G_0)_{BE}/f(e_0), (G)_{BE}/f(e) \sim \sigma'_m$ のプロットによる指数 n (3)

※赤いシンボルは排水条件のデータ，ただし【統合】グラフでは黒く表記

参考文献

- 1) Iwasaki, T. , Tatsuoka, F. and Takagi, Y. : Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, Soils and Foundations, Vol.18, No.1, pp.39-56, 1978.
- 2) 奥村哲夫, 成田国朝, 大根義男 : 低拘束圧下における砂質土の動的変形特性, 土木学会論文集, No.364/III-4, pp.67-76, 1985.
- 3) 三上和之, 豊田浩史, 高田晋 : 模型地盤における低拘束圧条件下でのせん断剛性の測定, 第52回地盤工学研究発表会概要集, pp.369-370, 2017.
- 4) E. Hoque, Y. Kamegai, M. S. A. Siddiquee, Y. Kohata and F. Tatsuoka : Cross-anisotropic elasticity of sands by large triaxial tests measuring local strains, 第29回土質工学研究発表会概要集, pp.409-412, 1994.
- 5) E. Hoque and F. Tatsuoka : Anisotropy in elastic deformation of granular materials, Soils and Foundations, Vol.38, No.1, pp.163-179, 1998.
- 6) 黄永男, 土谷尚, 石原研而 : 三軸装置を用いる砂の弾性波速度の測定, 第33回地盤工学研究発表会概要集, pp.705-706, 1998.
- 7) 蔣関魯, 舘山勝, 青木一二三, 米澤豊司, 龍岡文夫, 古関潤一 : 低拘束圧での礫の動的変形・強度特性の研究, 第34回地盤工学研究発表会概要集, pp.1051-1052, 1999.
- 8) Man T. Bui, C. R. I. Clayton and Jeffrey A. Priest : The universal void ratio function for small strain shear modulus, Proc. of 5th international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, May 24th–29th, Paper No.1.24a, San Diego, California, 2010.
- 9) Hardin, B. O. and Richart, F. E. Jr. : Elastic wave velocity in granular soils, Journal of SMF Div., ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.33-65, 1963.
- 10) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. : Shear Modulus and Damping in Soil : Measurement and Parameter Effects, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.98, No.7, pp.603-624, 1972.

- 11) Kokusho, T. , Yoshida, Y. and Esashi, Y. : Dynamic properties of soft clay for wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.4, pp.1-18, 1982.
- 12) Shibuya, S. , Hwang, S. C. and Mitachi, T. : Elastic shear modulus of soft clays from shear wave velocity measurement, *Geotechnique*, Vol.47, No.3, pp.593-601, 1997.
- 13) Iwasaki, T. , Tatsuoka, F. and Takagi, Y. : Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.1, pp.39-56, 1978.

第6章 路床土の設計パラメータとしての変形係数設定法の提案

6.1 間隙比関数 $f(e)$ で補正した $G \sim \sigma_m'$ 関係式の計測データによる検証

前章 § 5.3 に示した間隙比関数 $f(e)=(1+e)^{-3}$ と計測データから求めた指数 n (表-5.3.1 参照) の検証を行った。この結果から材料係数 A が得られた。つぎに、 $f(e)$ と指数 n の値を用いて非排水条件および排水条件での応力依存性を表す $G/(1+e)^{-3}=A \cdot \sigma_m'^n$ 関係を、統合した4種の試験試料について求めた。

6.1.1 計測データによる $f(e)$ と n の検証

間隙比関数 $f(e)=(1+e)^{-3}$ と計測データから求めた指数 n の検証を目的として、非排水および排水条件での $G_{BE} / \sigma_m'^n \sim e$ のプロットに対して、統合した試験試料毎に材料係数 A を変えてフィッティングを行った。

図-6.1.1 は、材料係数 A を変えた $G_{BE} / \sigma_m'^n$ と $A(1+e)^{-3}$ のフィッティング結果である。フィッティング作業では、計測データと $f(e)$ の関係が最もよく整合する材料係数 A を求めたが、フィッティング結果は比較的良好なものと考えられる。すなわち、計測データから間隙比関数 $f(e)=(1+e)^{-3}$ の妥当性の確認と、指数 n と材料係数 A (表-6.1.1 に一覧) が設定された。

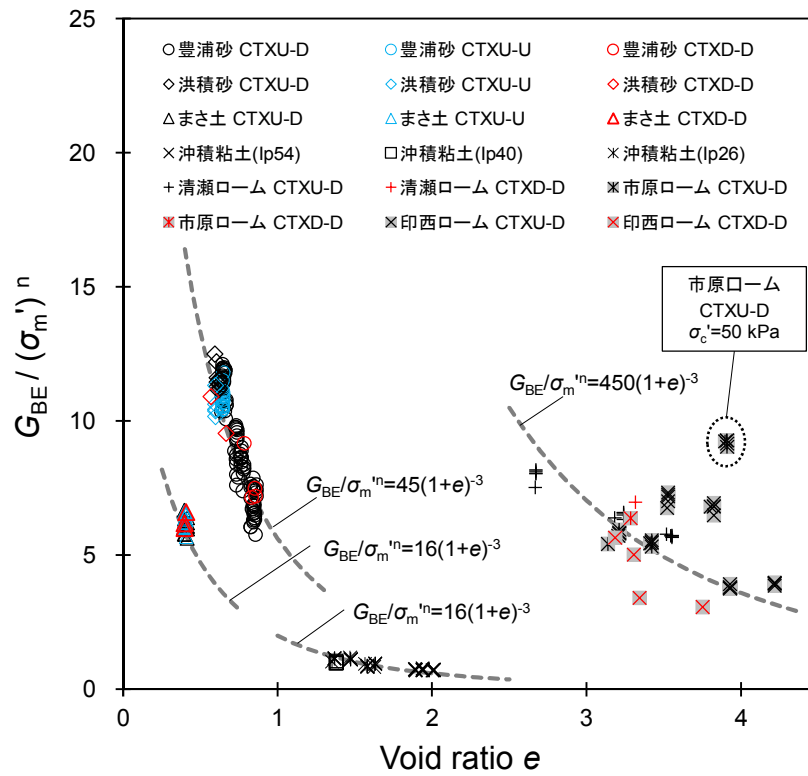


図-6.1.1 $G_{BE}/\sigma_m'^n \sim e$ と $Af(e)=A(1+e)^{-3}$ の関係

表-6.1.1 材料係数 A の一覧

統合した試験試料	材料係数 A
豊浦砂, 洪積砂	45
まさ土	16
沖積粘土	16
火山灰質粘性土	450

6.1.2 非排水条件下の $(G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE}/(1+e)^{-3} \sim \sigma_m'$ 関係

前節の間隙比関数 $f(e)=(1+e)^{-3}$ と計測データから求めた指数 n のフィッティングにより，良好な検証結果と各試験試料の材料係数 A が得られた．つぎに， $f(e)$ と指数 n の値を用いて応力依存性を表す $G_{BE}/(1+e)^{-3}=A \cdot \sigma_m'^n$ 関係を求めた．

図-6.1.2 は，非排水条件のデータと，材料係数 A ，間隙比関数 $f(e)$ ，指数 n を用いた $G_{BE}/(1+e)^{-3}=A \cdot \sigma_m'^n$ 関係のライン（以下，関係ラインと称す）を比較したものである．全体の傾向としては計測データと関係ラインは整合しているが，統合した火山灰質粘性土（清瀬ローム，市原ローム，印西ローム）については，ばらつきのあるプロット群のやや下側に関係ラインが位置している．これは，関係ラインが，非排水および排水条件のすべてのデータから求められたものであることと，どちらかというとな排水条件のデータの方がやや大きい数値範囲に分布する傾向があったことが要因である．したがって，次節に示す排水条件下では，プロット群のやや上側にラインが位置する逆の関係となっている．

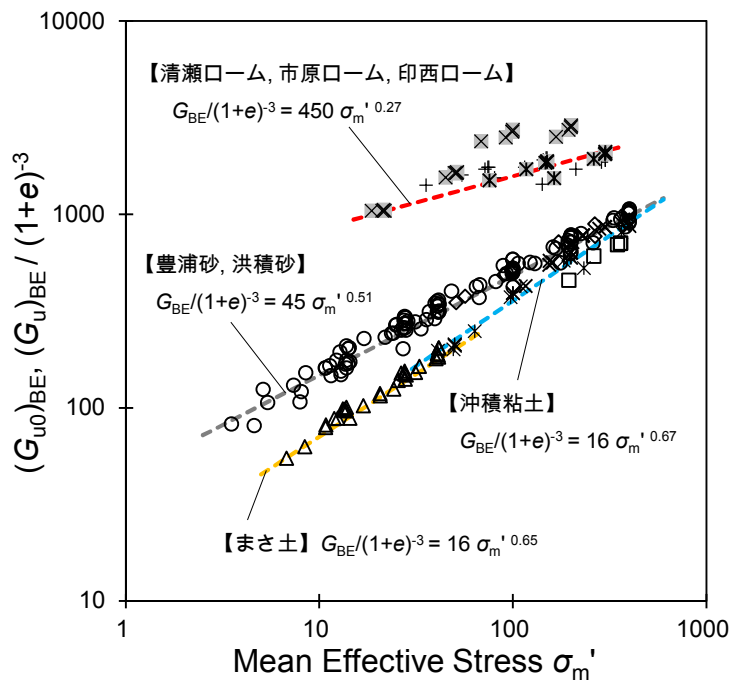


図-6.1.2 $(G_{u0})_{BE}, (G_u)_{BE}/(1+e)^{-3} \sim \sigma_m'$ プロットと関係式

6.1.3 排水条件下の $(G_{d0})_{BE} / (1+e)^{-3} \sim \sigma_c'$ 関係

排水条件下の応力依存性を示す関係式については、 $G_u = G_d$ の関係があることと、応力レベルが等しい非排水と排水条件の供試体の間隙比 e が同程度であったことから、材料係数 A と指数 n を非排水条件と同一の数値とした。

図-6.1.3 は、排水条件のデータを用いて整理した $(G_{d0})_{BE} / (1+e)^{-3} \sim \sigma_c'$ のプロットである。計測値が概ね $G_u = G_d$ の関係を示したことから、排水条件の計測データと $G_{BE} / (1+e)^{-3} = A \cdot \sigma_m'^n$ 関係のラインは整合している。統合した火山灰質粘性土（清瀬ローム、市原ローム、印西ローム）については、非排水条件とは逆の関係で、プロット群のやや上側にラインが位置しているが、著しく外れたものではない。

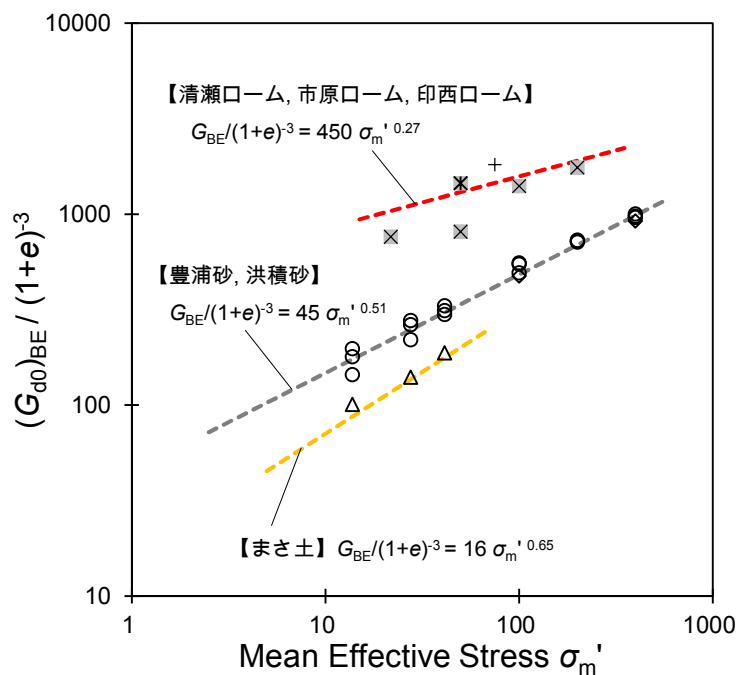


図-6.1.3 $(G_{d0})_{BE} / (1+e)^{-3} \sim \sigma_c'$ プロットと関係式

以上より、「豊浦砂，洪積砂」，「まさ土」，「沖積粘土 (I_p54, I_p40, I_p26)」，「火山灰質粘性土 (清瀬ローム，市原ローム，印西ローム)」について，非排水，排水条件ともに明確な $G_{BE}/(1+e)^3 \sim A\sigma_m'^n$ 関係式が得られた。なお，沖積粘土については CTXD-D を実施していないため，非排水条件の関係式に限られている。

6.2 路床土の設計パラメータとしての変形係数設定法の提案

舗装設計に用いるための設計パラメータとなる非排水条件下の変形係数 E_u および排水条件下の E_d それぞれについて、平均有効主応力 σ_m' と間隙比関数 $f(e)$ をパラメータとした推定式を導いた。表-6.2.1 は、本研究での変形係数 E_u および E_d の設定条件を整理したものであり、各設定条件の本論文での記載箇所とその概要を示している。表-6.2.2 は設定した条件の一覧である。

表-6.2.1 変形係数 E の各設定条件の整理

設定条件	概要	本論文の記載箇所
ポアソン比 ν_u, ν_d	$G \Rightarrow E$ への変換に用いる 非排水条件は $\nu_u=0.5$ 排水条件は統合した各試験試料毎に設定	非排水条件 ν_u : §5.2.1 排水条件 ν_d : §5.2.2
指数 n	統合した各試験試料毎に設定 異なる排水条件で同一の値	§5.3.2
材料係数 A	統合した各試験試料毎に設定 異なる排水条件で同一の値	§6.1.1
$G_{BE}/(1+e)^{-3}=A \cdot \sigma_m'^n$ 関係	統合した各試験試料毎に設定 異なる排水条件で同一の関係式	§6.1.2

表-6.2.2 変形係数 E の設定条件の一覧

統合した 試験試料	設定条件	非排水条件	排水条件
豊浦砂 洪積砂	ポアソン比 ν_u, ν_d	0.5	0.19
	指数 n	0.51	
	材料係数 A	45	
	$G_{BE}/(1+e)^{-3}=A \cdot \sigma_m'^n$	$G_{BE}/(1+e)^{-3}=45 \cdot \sigma_m'^{0.51}$	
まさ土	ポアソン比 ν_u, ν_d	0.5	0.31
	指数 n	0.65	
	材料係数 A	16	
	$G_{BE}/(1+e)^{-3}=A \cdot \sigma_m'^n$	$G_{BE}/(1+e)^{-3}=16 \cdot \sigma_m'^{0.65}$	
沖積粘土	ポアソン比 ν_u	0.5	—
	指数 n	0.67	
	材料係数 A	16	
	$G_{BE}/(1+e)^{-3}=A \cdot \sigma_m'^n$	$G_{BE}/(1+e)^{-3}=16 \cdot \sigma_m'^{0.67}$	
火山灰質 粘性土	ポアソン比 ν_u, ν_d	0.5	0.47
	指数 n	0.27	
	材料係数 A	450	
	$G_{BE}/(1+e)^{-3}=A \cdot \sigma_m'^n$	$G_{BE}/(1+e)^{-3}=450 \cdot \sigma_m'^{0.27}$	

本研究で提案する応力依存性と排水条件を考慮した変形係数 E の推定式は、式(6-1)であり、各地盤材料の異なる排水条件に対応した材料係数 A および指数 n は表-6.2.3 に示される。

なお、非排水条件下での変形係数 E_u は、せん断剛性率 G とポアソン比 ν_u を用いて式(2-6)再掲の関係から求め、排水条件の変形係数 E_d は、せん断剛性率 G とポアソン比 ν_d を用いて式(2-8)再掲の関係から求めた。

$$E = A (1+e)^{-3} \sigma_m'^n \quad (6-1)$$

$$G = E_u/3 \quad (2-6 \text{ 再})$$

$$E_d = 2G (1 + \nu_d) \quad (2-8 \text{ 再})$$

表-6.2.3 材料係数 A ，指数 n

統合した試験試料	排水条件	材料係数 A	指数 n
豊浦砂 洪積砂	非排水	135	0.51
	排水	107	
まさ土	非排水	48	0.65
	排水	42	
沖積粘土	非排水	48	0.67
火山灰質 粘性土	非排水	1350	0.27
	排水	1320	

6.3 既往の変形係数推定式との比較

本研究の変形係数推定式と既往研究の推定式を比較した。既往推定式は、豊浦砂の2種を参照した。

豊浦砂の既往推定式は、表-2.4.1 に示した國生(1980)の式(6-2)¹⁾と Lo Presti et al.(1997)の式(6-4)²⁾を参照し、 $E_u=3G_u$ による E への変換と豊浦砂の標準的な間隙比 $e=0.7$ の条件を用いて式(6-3)、式(6-5)とした。また、本研究の豊浦砂の非排水条件下の推定式である式(6-6)に同じ間隙比を代入して式(6-7)を得た。

$$G \text{ (kPa)} = 8400 \cdot \frac{(2.17-e)^2}{(1+e)} \cdot \sigma_m'^{0.5} \quad (6-2)$$

$$E_u \text{ (MPa)} = 32 \cdot \sigma_m'^{0.51} \quad (6-3)$$

$$G \text{ (kPa)} = 9014 \cdot e^{-1.3} \cdot \sigma_m'^{0.45} \quad (6-4)$$

$$E_u \text{ (MPa)} = 43 \cdot \sigma_m'^{0.45} \quad (6-5)$$

$$E_u \text{ (MPa)} = 135 \cdot (1+e)^{-3} \cdot \sigma_m'^{0.51} \quad (6-6)$$

$$E_u \text{ (MPa)} = 27.5 \cdot \sigma_m'^{0.51} \quad (6-7)$$

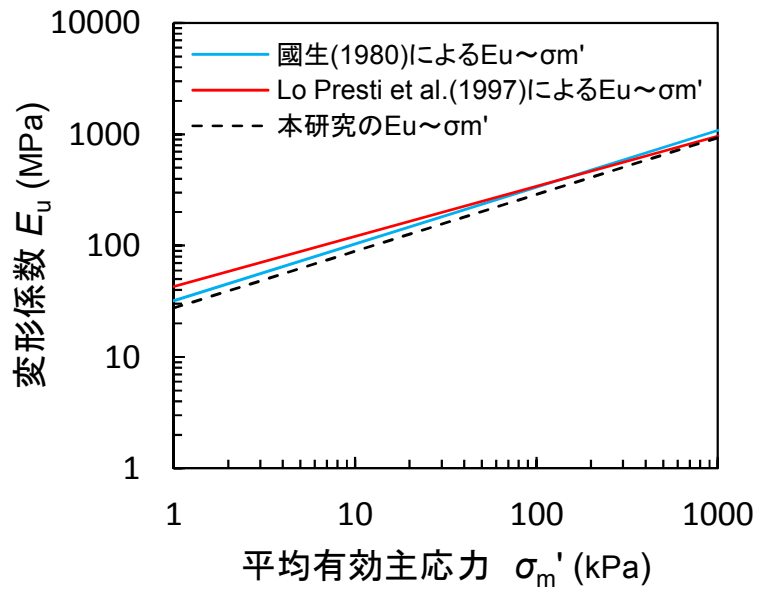


図-6.3.1 豊浦砂の $E_u \sim \sigma_m'$ 関係図の比較結果

図-6.3.1 は、豊浦砂の $E_u \sim \sigma_m'$ 関係の比較結果である。材料係数 A および指数 n に対する数値に若干の差はあるが、既往式と本研究の推定式に大きな違いはなく、本研究データは妥当なものであると考えられる。

6.4 実務への適用

本研究は、道路の耐久性の向上に資するために、土質条件や気象条件、荷重・載荷条件が評価可能な路床土の設計パラメータ設定方法の提案を目指したものである。設計パラメータの検討対象は、「応力依存性」、「排水条件の影響」を考慮した変形係数であり、その評価および提案を行うために、新しい土質試験の手法として CTX-BE 試験を導入した。本試験手法は、過去に実施された例がない新しい室内土質試験の手法であり、舗装設計に用いるための設計パラメータとなる非排水条件下の変形係数 E_u および排水条件下の E_d それぞれについて、平均有効主応力 σ'_m と間隙比関数 $f(e)$ をパラメータとした推定式を得ることができる。また、既往の土質試験に比べより詳細かつ合理的に設計パラメータを取得することが可能と考えられ、環境問題や舗装構造設計の多様化が予想される中で、近年の設計課題として認識される「路床・路盤の水浸時の変形挙動予測」、「排水条件下の変形係数の評価」に対応した設計パラメータを把握することが可能となる。

本研究の成果にもとづく実務への適用として以下の項目を次頁以降に示す。

- 設計パラメータを得るための提案手法のフロー (§6.4.1)
- 提案手法を用いた場合のメリット (§6.4.2)
- 環境問題、社会問題への対応方針 (§6.4.3)
- 設計基準等への適用に対する将来展望 (§6.4.4)

6.4.1 設計パラメータを得るための提案手法のフロー

図-6.4.1は、本研究の成果にもとづく設計パラメータを得るための提案手法のフローである。このフローは、対象とする路床土の変形係数を得るための手法を示したものである。

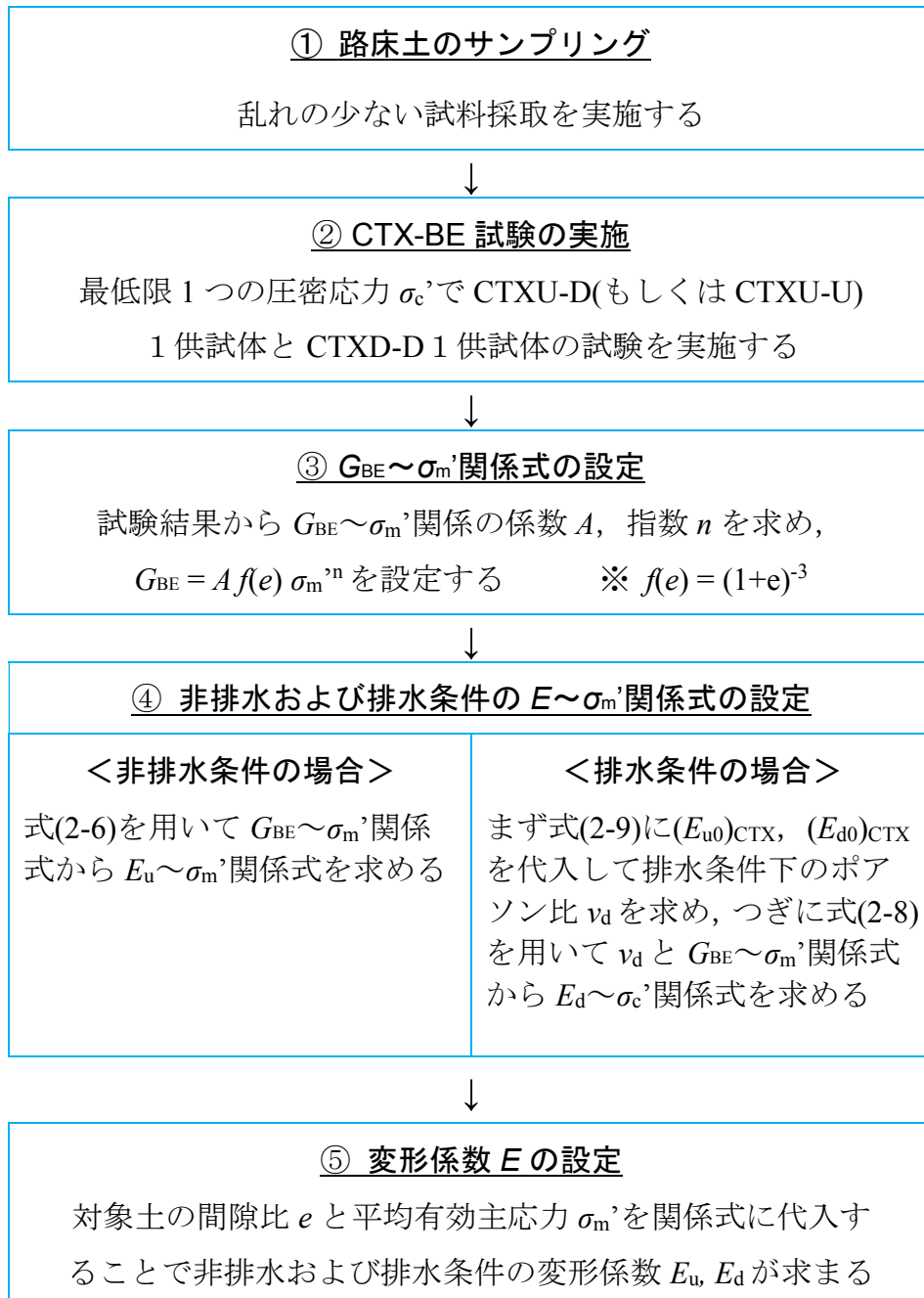


図-6.4.1 設計パラメータを得るための提案手法のフロー

6.4.2 提案手法を用いた場合のメリット

- 本研究で提案した手法によれば、最低限 1 つの圧密応力 σ_c' での CTXU-D (もしくは CTXU-U) と CTXD-D を行えば、非排水・排水条件の $E=Af(e)\sigma_m'^n$ が求まる (物理指標がほぼ等しい 2 本の供試体を用いれば、異なる排水条件下の設計パラメータを設定することが可能)
- 従来手法では圧密応力 σ_c' を複数設定しないと $E\sim\sigma_m'$ 関係が求まらない
- 非排水の試験条件は 1 供試体でより幅広い応力域のデータを得ることができる CTX-U-U の実施を推奨する
- 路床土は低拘束圧状態にあることがほとんどであるが、本研究の提案手法では低応力域から通常の応力域まで幅広くカバーできることを実証した
- 提案手法は、CTX 試験をベースとするため、飽和条件・圧密条件・排水条件を自由に設定することが可能である

6.4.3 環境問題、社会問題への対応方針

- 環境問題の一つであるヒートアイランド現象への対策として注目されている透水性舗装の設計において、本研究の提案手法で導いた「非排水条件下の $E_u\sim\sigma_m'$ モデル」を水浸し飽和した路床の設計パラメータとして利用することができる
- 車両等の低速走行時や渋滞時は、路床が水浸状態もしくは不飽和状態から排水が可能な条件で変形するため、本研究の提案手法で導いた「排水条件下の $E_d\sim\sigma_c'$ モデル」を設計パラメータとして利用することができる
- 本研究は、近年の環境問題や様々な社会的要請を踏まえ、舗装構造設計における環境問題解決型研究と理論的舗装設計を連携させた取組みに位置づ

けられる。そして、応力依存性と排水条件を考慮した路床土の設計パラメータとしての変形係数の設定方法を提案した本研究成果は、その連携に大いに寄与するものと考えられる。

6.4.4 設計基準等への適用に対する将来展望

- 現状のアスファルト、コンクリート舗装共通の設計基準としては、「舗装標準示方書（以下、示方書と称す）」³⁾がある。
- 示方書では路床の弾性係数の求め方を、レジリエントモデュラス試験、FWD もしくは小型 FWD による調査結果または CBR 値からの推定によるとしている。
- 本研究による提案手法をこの項目に追記して、設計者が選択できるようにすることが考えられる。この記述は、AASHTO の設計ガイドにおける(Level 1)に相当する。
- また、主要な地盤材料について、本研究の提案手法によって予め設定された推定式と物理定数との相関を例示して、変形係数推定式の一般式を提示する。この記述は、AASHTO の設計ガイドにおける(Level 2)に相当する。
- ポアソン比については、解析結果への影響が少ないとして、材料によって与えられた一般値が採用される⁴⁾ことが多いようであるが、示方書では室内試験等によって求めることを原則としており、本研究による提案手法が選択肢の一つになると考えられる。

参考文献

- 1) Kokusho, T. : Cyclic triaxial test of dynamic soil properties for wide strain range, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2 pp.45-60, 1980.
- 2) Lo Presti, D. C. , Jamiolkowski, M. , Pallara, O. , Cavallaro, A. and Pedroni, S. : Shear modulus and damping of soils, *Geotechnique*, Vol.47, No.3, pp603-617, 1997.
- 3) (公社)土木学会 : 舗装標準示方書, 2014.
- 4) (公社)土木学会 : 舗装工学ライブラリー13b 路床・路盤材料の特性と評価, p.54, 2015.

第7章 結論

7.1 変形特性の応力依存性と排水条件の影響

変形特性の応力依存性について、各試料のせん断剛性率 G と平均有効主応力 σ_m' の関係を用いて検討した。

拘束圧依存性の評価として、初期剛性率 $(G_{u0})_{BE}$, $(G_{d0})_{BE}$ と圧密応力 σ_c' の関係を整理し、 $G \sim \sigma_c'$ の傾向および試料による傾向の違いについて検討した。豊浦砂を用いた実験では、低応力域から標準的な応力域までが直線的な関係となり、既往研究の報告に沿う結果が得られ $G \sim \sigma_c'$ が一義的な関係を示すことが確認できた。その他の試料についても $G \sim \sigma_c'$ は一義的な関係にあることが示された。なお、市原ローム $\sigma_c' = 50$ kPa の試料は、飽和前の供試体が乾燥の影響を受けたことから、BE 試験で計測した $(G_{u0})_{BE}$ が大きく求まり、物理特性との関係が不一致の状態にあったと考察した。

繰返し応力載荷履歴依存性の評価として、BE 試験による非排水条件の $(G_{u0})_{BE}$, $(G_u)_{BE}$ と CTX 試験の繰返し応力載荷で変化する平均有効主応力 σ_m' の関係を整理し検討した。豊浦砂、まさ土、洪積砂、沖積粘土、火山灰質粘性土の $G \sim \sigma_m'$ の実験結果から、各試験試料のせん断剛性率が平均有効主応力に強く依存し、それぞれが一義的な関係にあることが確認できた。よって、本研究で用いた CTX-BE 試験によれば、幅広い応力域に対応した $G \sim \sigma_m'$ 関係を比較的容易に求めることができ、圧密応力を選定して試験を行えば、設計に必要な応力域での $G \sim \sigma_m'$ 関係を適宜求めることが可能であることが確認された。

排水条件の違いが変形特性に及ぼす影響の評価として、非排水条件および排水条件での変形係数、せん断剛性率、ポアソン比の関係を明らかにした。

非排水条件下での変形係数 $(E_{u0})_{BE}$, $(E_u)_{BE}$ は、 $\nu_u = 0.5$ の条件および $G_u = E_u / 3$ の

関係と CTX-BE 試験結果から、各試験試料の $(E_{u0})_{BE}$, $(E_u)_{BE} \sim \sigma_m'$ 関係が得られた。

排水条件下の変形係数 $(E_{d0})_{BE}$ を求めるには、排水条件でのポアソン比 ν_d が必要になるため、まず、非排水条件(CTXU-D)と排水条件(CTXD-D)の CTX 試験結果と排水条件での BE 試験結果から ν_d を求めた。つぎに、各試料の実測データに基づく $(E_{d0})_{BE}$ と ν_d および代表値として設定した ν_d を用いて求めた $(E_{d0})_{BE}$ を比較した。この結果、 ν_d の数値の変化は $(G_{d0})_{BE}$ から $(E_{d0})_{BE}$ を求める上で大きな影響を与えるものではないと考えられた。ただし、火山灰質粘性土に代表される土性変化が激しい地盤材料については、 ν_d にばらつきが生じやすくなるため、試験供試体の物理指標の比較検証を行い、特異値の判断と妥当な数値を設定する作業が必要になるとした。

7.2 路床土の設計パラメータとしての変形係数設定法の提案と実務への適用

本研究は、道路の耐久性の向上に資するために、土質条件や気象条件、荷重・載荷条件の評価が可能な路床土の設計パラメータ設定方法の提案を目指したものである。設計パラメータの検討対象は、「応力依存性」、「排水条件の影響」を考慮した変形係数であり、その評価および提案を行うために、新しい土質試験の手法として CTX-BE 試験を導入した。本試験手法は、過去に実施例がない新しい室内土質試験の手法であり、舗装設計に用いるための設計パラメータとなる非排水条件下の変形係数 E_u および排水条件下の E_d それぞれについて、平均有効主応力 σ_m' と間隙比関数 $f(e)$ をパラメータとした推定式を得ることができる。なお、本研究で提案した手法によれば、最低限 1 つの圧密応力 σ_c' での CTXU-D (もしくは CTXU-U) と CTXD-D を行えば、非排水・排水条件の $E=Af(e)\sigma_m'^n$ を求めることができる (物理指標のほぼ等しい 2 本の供試体で異なる排水条件下

の設計パラメータの設定が可能)。さらに、路床土は低拘束圧状態にあることがほとんどであるが、本研究の提案手法によって低応力域から通常の応力域まで幅広くカバーできることを実証した。

また、既往の土質試験に比べより詳細かつ合理的に設計パラメータを取得することが可能と考えられ、環境問題や舗装構造設計の多様化が予想される中で、近年の設計課題として認識される「路床・路盤の水浸時の変形挙動予測」、「排水条件下の変形係数の評価」に対応した設計パラメータを把握することが可能である。

7.3 今後の課題

本研究の成果は、舗装構造設計における環境問題解決型研究と理論的舗装設計の連携に大いに寄与できるという点で、現行の設計手法を改善もしくは深化させるための基礎となる可能性がある。さらに、「設計パラメータの推定手法の向上」、「広範な社会問題への対処」、「舗装構造設計法との同時成長」を考慮すれば、今後の課題として以下のようなことが考えられる。

1) 本研究で得た変形係数の検証

CTX-BE 試験によって得られた変形係数を、原位置計測データとその逆解析（応力解析）により検証することが考えられる。原位置試験は、FWD、小型 FWD などの舗装設計によく用いられている調査ツールが考えられる。応力解析については、解析コードが多数あることからその比較検討も一つの課題となる。

2) 土と再生材料の混合地盤材料への適用

建設発生土や産業廃棄物の再利用を目的として、舗装構造設計のための混合地盤材料の設計パラメータを得るための研究も、社会問題が顕在化するなかで進行している¹⁾。本研究で得た知見は、混合地盤材料の設計パラメータの検討にも適用可能と考えられる。

3) 路床の水浸状態および排水条件の違いを考慮した設計手法の体系化

本研究では、土質条件や気象条件、荷重载荷条件を評価可能な路床土の設計パラメータを提案した。しかし、現状で特殊といえるこれら条件は、現行の舗装設計指針に詳細に組み入れられていない状況にある。よって、設計パラメータ設定法の発展と同時に、設計指針の整備が今後の課題と考えられる。

参考文献

- 1) 山中光一：舗装構造設計のための混合地盤材料の変形特性に関する基礎的研究，日本大学学位論文，2014

謝 辞

本論文は、著者が室蘭工業大学大学院の社会人ドクターコースで学ばせて頂いた3年間の研究成果をとりまとめたものです。ここに、一つの成果としてまとめることができたことは大きな喜びであります。研究を進めるなかで多くの方々から頂戴したご指導、ご支援がなければ、このような形にまとめることは難しかったと感じております。

室蘭工業大学大学院教授 木幡行宏先生には、社会人ドクターコースへの入学を快く受け入れて下さっただけでなく、方向性が定まらないときや壁にぶつかったときに、適切なアドバイスや励ましのお言葉を頂きました。3年間のご指導、本当にありがとうございました。

本論文の審査を通して貴重なご意見と今後の取組みに期待するなど、とても温かい励ましのお言葉を下さった、同大学院准教授 菅田紀之先生、ならびに同大学院教授 川村志麻先生に厚くお礼申し上げます。

北海道大学大学院名誉教授 三田地利之先生には、千葉エンジニアリング技術顧問として、社内の実験データの解釈に関するアドバイスや、過去のご自身の研究成果を用いた熱意あるご指導を頂戴しました。

秋田大学大学院准教授 荻野俊寛先生には、ベンダーエレメント試験の導入にあたり、BEのコーティングや三軸試験機への組み込み・交換方法など細部にわたるご指導を頂きました。

日本大学大学院教授 西尾伸也先生、ならびに北見工業大学大学院准教授 川口貴之先生には、計測機器の選定を含むBE試験全般について貴重なご助言を頂きました。

日本大学大学院助教 山中光一先生には、Mr試験の実験データに関する特徴などの貴重な知見をご教示頂きました。

そして、千葉エンジニアリング代表取締役 番場弘和氏には、著者の目標の一つであった博士学位へのチャレンジに背中を押して頂き、飛び込んだ後も会社業務との両立に関して非常に多くのご支援を頂きました。

同取締役副社長 高橋正夫氏には、研究の途中経過をご報告する中で、温かい励ましのお言葉を頂きました。また、日頃から技術者の大先輩として、そのあるべき姿をお教え頂いたように思っております。

同地盤工学研究所 玉山大助氏には、本論文の実験の根幹をなすCTX-BE試験の実施に全面的にご協力を頂きました。的確・速やか・柔軟な対応で数多くの土質試験を行うプロフェッショナルな姿勢に感服いたしております。

同技術部 辻野修一博士には、本研究の初期段階において地盤剛性の応力依存性に関する重要な議論をして頂きました。その豊富な経験と知見を惜しみなくご提供頂き、多数の良きアドバイスを頂きました。

さらに、本論文で使用した地盤材料の現地サンプリングに全面的に協力を頂いた同技術部 酒巻宏氏、ならびに同技術部 森悦夫氏、また、洪積砂、印西ロームのサンプルサイトを快くご提供くださった 沼尾晴信氏には、本研究に絶対的に必要な高品質の試料と採取場所をお与え頂きました。

最後に、研究と会社業務で遅い帰りをいつも温かく迎えてくれた妻 明子と、小学生ながら土の話を熱心に聞いてくれた息子 晴臣、気が付くと隣にいる癒しネコ ベンジャミンに心より感謝いたします。