

研究展望 堆積軟岩の変形特性

DEFORMATION CHARACTERISTICS OF SEDIMENTARY SOFT ROCKS

龍岡文夫¹・小高猛司²・王林³・早野公敏⁴・古閑潤一⁵

Fumio TATSUOKA, Takeshi KODAKA, Ling WANG, Kimitoshi HAYANO and Junichi KOSEKI

¹正会員 工博 東京大学教授 土木工学科

(〒113 東京都文京区本郷 7-3-1)

²正会員 博士(工学) 東京大学助手 生産技術研究所

(〒106 東京都港区六本木 7-22-1)

³正会員 博士(工学) 中央開発株式会社 技術本部 副長

(〒169 東京都新宿区西早稲田 3-13-5)

⁴学生会員 工修 東京大学大学院 工学系研究科博士課程社会基盤工学

専攻(〒113 東京都文京区本郷 7-3-1)

⁵正会員 工博 東京大学助教授 生産技術研究所

(〒106 東京都港区六本木 7-22-1)

Key Words : soft rock, elastic deformation characteristics, triaxial compression test, field test, non-linear characteristics

1. はじめに

近年、明石海峡大橋等の長大吊橋の大型直接基礎、高層ビル、原子力発電所等が、堆積軟岩地盤上に建設される例が出てきた。これらの場合、基礎の初期沈下とともに長期クリープ沈下、地震時変位の評価のために、軟岩の変形特性を正確に求める必要がある。一般に、基礎荷重による地盤内ひずみは大きくても0.5%程度、通常は0.1%以下である¹⁾。図-1は明石海峡大橋ピア基礎2P、3Pにおいて平均接地圧がそれぞれ5.3、4.8 kgf/cm² (0.52, 0.47 MPa)になるまでに、基礎中心軸に沿って明石層(洪積砂礫層)、神戸層(新第三紀堆積軟岩)、花崗岩(硬岩基礎)内に生じた鉛直ひずみの深度分布²⁾であるが、この例からも地盤内ひずみは小さいことが分かる。堆積軟岩の剛性は、従来平板載荷試験による地盤剛性 E_{PLT} 、それが求まらない場合は孔内水平方向載荷試験の結果 E_{PLT} から換算した値か、一軸圧縮試験による E_{50} を用いる場合が多かった。しかし一般的傾向として、これらの値を用いて推定した基礎沈下量は実測値よりもかなり大きくなる。この原因の一つは、これらの剛性値が実工事での地盤内ひずみより大きなひずみで測定されていることである。なお、重量基礎でも平均接地圧が一軸圧縮強度以上になる場合は殆ど無いので、堆積軟岩地盤が支持力不足のために破壊する例は殆ど無い。

堆積軟岩内の立坑掘削の場合にも、支保工の設計のための土圧と壁面変位の計算に地盤の剛性が必要となる。図-2、図-3に示す例でも、地盤内ひずみはそれぞれ0.05%、0.2%以下であり、一軸圧縮試験による E_{50} を用いて計算した地盤変位は、実際値よりも著しく大きくなってしまふ。

図-4に、首都圏の代表的地盤断面図を示す。広大な

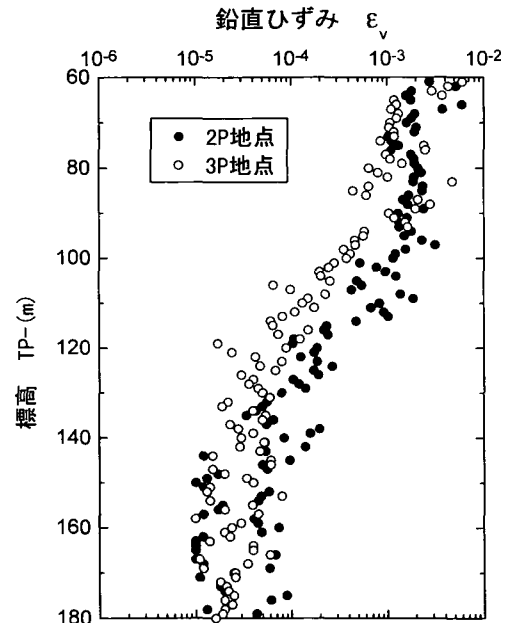
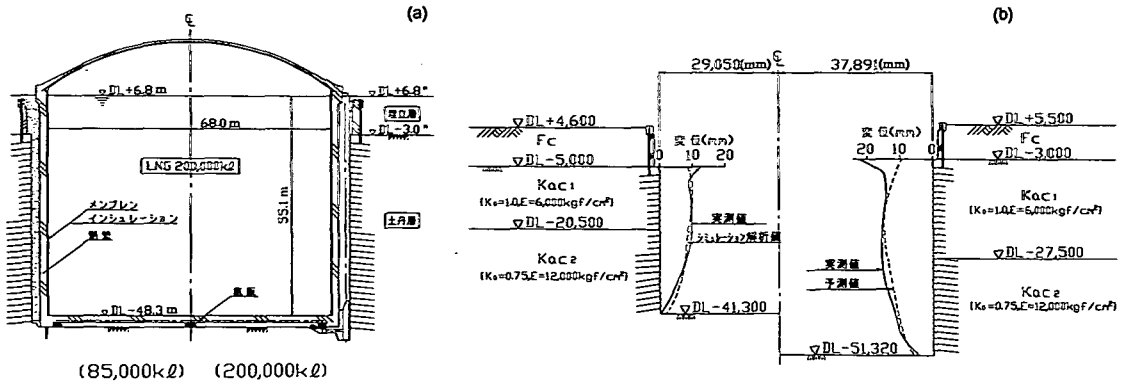


図-1 明石海峡大橋2P、3Pでの地盤内鉛直ひずみの深度分布²⁾

範囲に軟岩地盤が存在している。これらの軟岩のほとんどは、健全な状態で、 $w_n=20-40\%$ 、 $q_u=5-100$ kgf/cm² (0.5-10 MPa)、 $\rho_t=1.8-1.95$ g/cm³であり、新第三紀鮮新世後期から洪積世初期に堆積した通常の堆積土が、続成作用により密度化・固化したものである。また断層・褶曲作用をあまり受けておらず、土木分野では、土丹と呼ばれている。図-4(a)に見られるように、首都圏のみにおいても、軟岩に関連するプロジェクトは多くなっており、軟岩の変形特性を正確に把握する必要性は高まっている。



土丹層	地山安定解析	弾性波探査	孔内載荷試験	一軸圧縮試験
	変形係数 E _{FEM} (kgf/cm ²)	動弾性係数 E _r (kgf/cm ²)	除荷時変形係数 E _{BHLT} (kgf/cm ²)	変形係数 E ₅₀ (kgf/cm ²)
Kac1	6,000	9,900	-	3,000
Kac2	12,000	20,000~23,000	9,600~12,300	5,000~6,000

図—2 (a) 横浜市根岸での容量 20 万 kl の LNG 地下タンクのための上総層群堆積軟岩 (泥岩) 内の掘削と (b) 掘削側壁の変位³⁾ (1 kgf/cm²=98 kPa) ($E_f=2(1+\nu_u)\cdot\rho\cdot V_s^2$)

軟岩は強度・剛性においては、いわゆる土と岩の中間的な材料であるため、土質力学的・岩盤力学的いずれの手法においても、もう一步踏み込んだ検討はなされてこなかった。著者らの最近の研究によると、堆積軟岩地盤は通常の硬岩岩盤よりも連続性が高く、地盤を連続体と仮定する通常の土質力学的手法が適用できる場合が多いことがはっきりとしてきた^{1),4)}。すなわち、後述するように弾性波速度測定・孔内水平載荷試験・平板載荷試験等の原位置試験による剛性、良質コア試料を用いた三軸試験等の室内試験による剛性、地盤変形から逆算した剛性は、誤差評価をした上でひずみレベルや圧力レベルに対する依存性やクリープ変形を考慮すれば相互に対応する。

本論文では、上記の立場から、軟岩の変形特性を正確に得るための室内三軸試験法の提案を行うとともに、それらの実験結果から得られた軟岩の特徴的な変形特性を紹介する。また、室内試験の結果から非線形性を含む軟岩の弾性変形特性のモデル化を試み、それらを原位置弾性波速度測定の結果とリンクさせて、その地盤の変形を FEM により予測する手法を紹介する。この提案法により予測できるのは、地盤の施工時等の即時的な変形である。しかし、実荷重に対する構造物の変位と地盤の変形は、実際に精度高く測定される唯一の値であることを鑑みれば、それらを正確に予測することの意義は、長期変位・変形や地震時荷重に対する予測においても良い指標となる。

2. 堆積軟岩の基本的特性

軟岩地盤の変形問題を考える場合、土質力学的な手法を援用できる最大の理由は、硬岩地盤と異なり連続性が高いことであることはすでに述べた。本章では、岩と土との中間的性質でありながらも、堆積軟岩の固有の特徴を述べる。具体的には軟岩の不連続性の影響についてと、軟岩の変形特性に強い影響を与えるセメンテーションについて述べる。

(1) 不連続性の影響

図—5 は、各種堆積軟岩地盤とセメント改良土地盤における原位置弾性せん断波速度 V_s から求めた $G_f (= \rho \cdot V_s^2)$ と、 V_s の測定と同深度で採取したコア試料を σ_0 で等方圧密した三軸試験から求めた初期微小レベルでのせん断剛性率 $G_0 (= E_0/2(1+\nu))$ との比較⁴⁾である。一つのデータポイントは、いくつかの同種のデータの平均をあらわす。このデータには、明石海峡大橋、レインボーブリッジ、東京湾口橋、横浜根岸・名古屋知多半島 LNG 地下タンク、相模原市実験空洞等の堆積軟岩と、東京湾横断道路での人工軟岩であるセメント改良地盤のデータが含まれている。また、三軸試験からこれらの正確なデータを得るためには、次章で詳述するように供試体の軸変位を局所変位計 (LDT) で精密に計測する必要がある。なおここにデータを示していないが、試料採取法に拘わらず、外部変位計で軸ひずみを測定した場合は、 G_0 は G_f よりも一貫して小さい。図—5 を見ると、

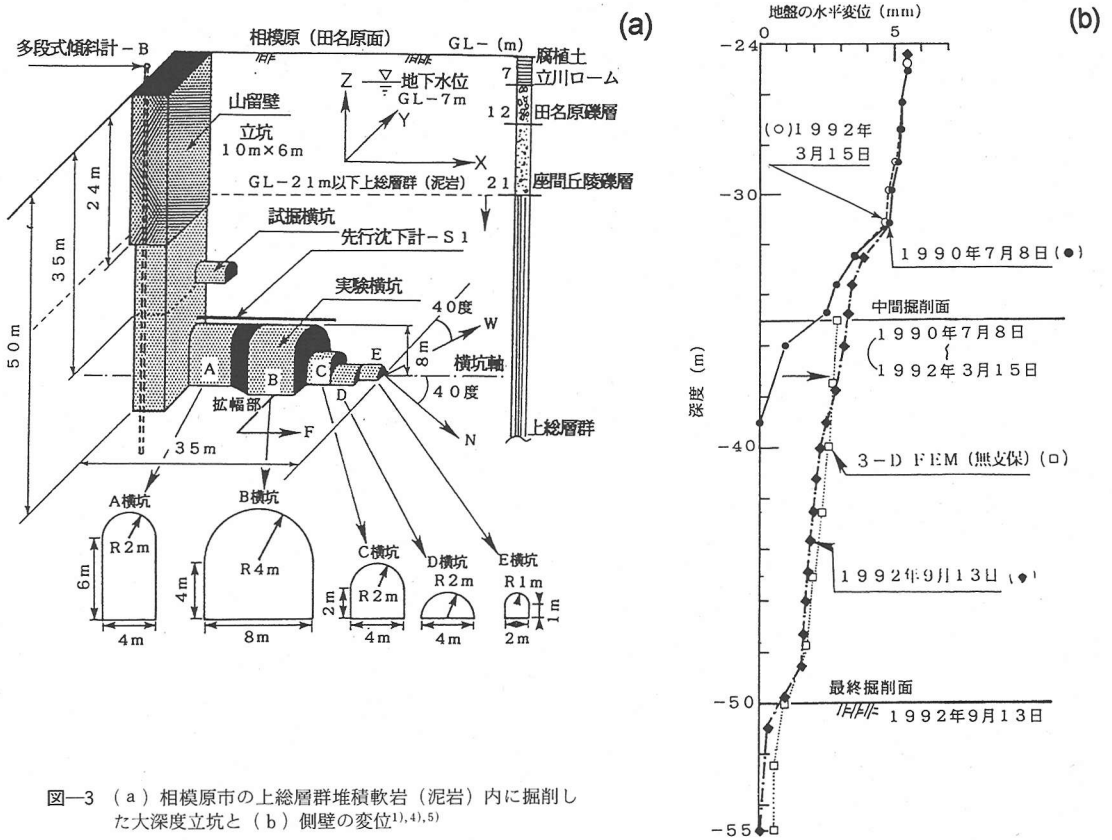


図-3 (a) 相模原市の上総層群堆積軟岩(泥岩)内に掘削した大深度立坑と(b)側壁の変位^{1), 4), 5)}

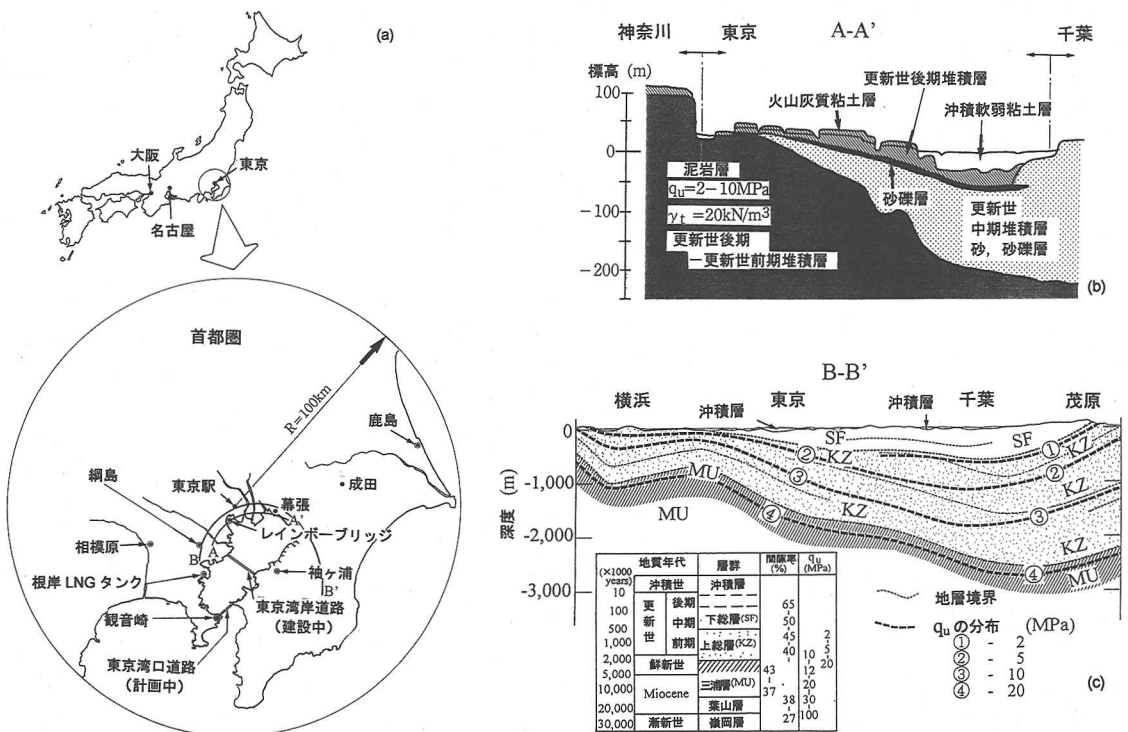


図-4 南関東での堆積軟岩地盤 (図(c)は文献6)による)

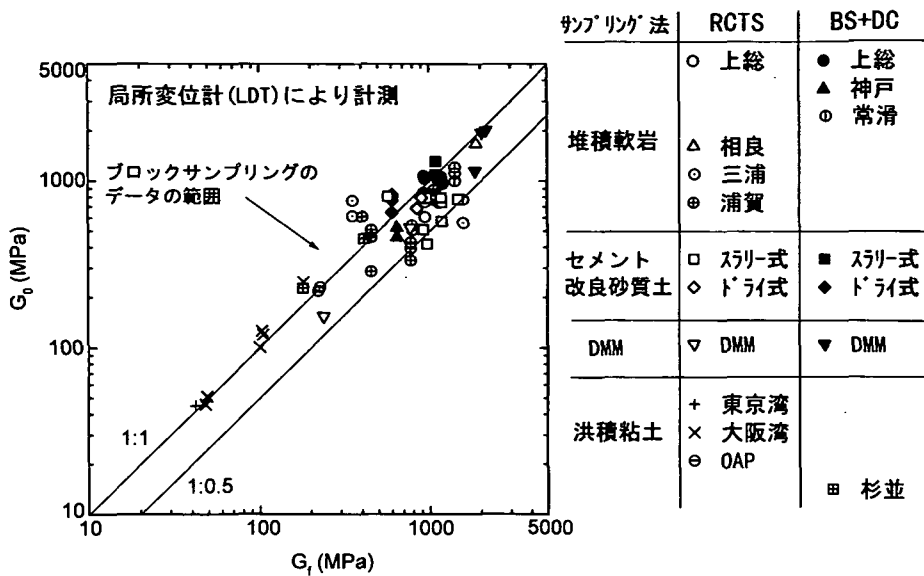


図-5 三軸試験による初期せん断剛性率 G_0 と原位置弾性波速度から求めた G_f の比較⁹⁾

ブロックサンプリング (BS) で得られた試料の G_0 と G_f は全体的に見て一致している。またロータリーコアチューブサンプリング (RCTS) で得られた試料を用いると、試料の乱れの影響のため G_0 は G_f よりも小さくなる場合がある。

従来、動的弾性変形係数は静的弾性変形係数よりも相当大きいとされ、両者は異なる物性と考えられていた。しかし、両者の相違の主要因は異なるひずみ・圧力レベル、測定精度で測定していることであり、図-5の結果は、堆積軟岩では同一の条件で比較すれば基本的に両者は一致することを示している。すなわち、室内試験からもマスとしての地盤の変形特性を把握することは十分可能であることを意味している。なお、ひずみ速度の影響はひずみレベルが大きくなるほど無視できなくなる^{7),8)}。

(2) セメンテーション

堆積軟岩では、同一の地質年代では泥岩・シルト岩・砂岩の順序でセメンテーションが強い。例えば地質年代が150万年程度の上総層群では、泥岩は50~100 kgf/cm² (5~10 MPa) 程度の圧縮強度を持つが、泥岩層に挟まれた砂層は通常未固結である。図-6は、相模原市の上総層泥岩のコア試料を原位置有効上載圧 $\sigma'_{v0} = 5.0$ kgf/cm² (0.49 MPa) で等方圧密して排水三軸圧縮の載荷・除荷を行ない、次に圧密降伏荷重を十分越えて200 kgf/cm² (19.6 MPa) まで等方圧密をして、最後に5.0 kgf/cm² (0.49 MPa) の等方応力状態から排水三軸圧縮試験を行なった結果である。図中には、過圧密しないで5.0 kgf/cm² の等方応力状態から破壊まで試験を

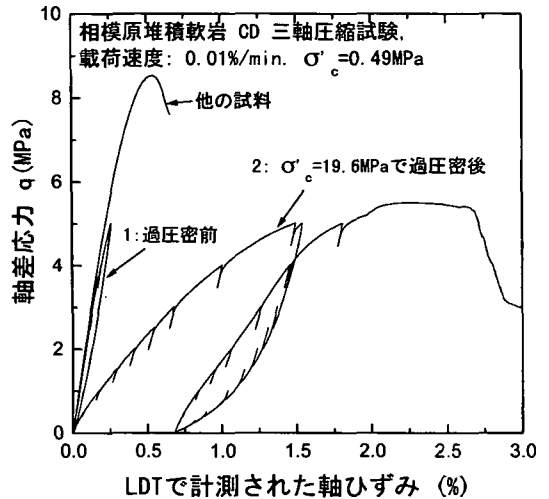


図-6 泥岩の変形・強度特性に及ぼす高压等方圧密の影響⁹⁾

行った結果も示す。なお、軸ひずみは後述のLDTにより供試体側面で正確に測定されている。過圧密後は密度化したにもかかわらず著しく軟化・弱体化しており、堆積軟岩は単なる機械的に強く過圧密された土ではなく、強度・剛性を支配しているのは粒子間セメンテーションであり、これが降伏荷重を越える等方圧密で損傷したことが分かる。

3. 室内試験法

(1) 一軸圧縮試験の問題点

硬岩の場合と同様に、軟岩の代表的室内試験法は、従

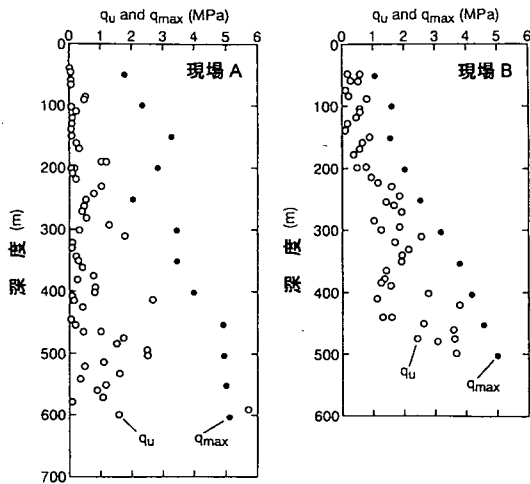


図-7 RCTS 試料の一軸圧縮強度 q_u と CU 三軸圧縮試験強度 q_{max} の深度分布¹⁰⁾

来は一軸圧縮試験である。これは、一軸圧縮試験は簡便である一方、軟岩は無拘束状態でも形状が保持されており、また、その物性に対する拘束圧の影響は認識しにくいと、コア試料を用いる室内試験の重要性を低く捉えていたためである。一軸圧縮試験は、現在でも掘削面等の無拘束状態での強度特性を求める試験法としては妥当である。しかし、風化岩や堆積軟岩でシルト岩・砂岩は変形・強度特性に及ぼす拘束圧の影響が無視できないので、地盤内の拘束圧下での変形・強度特性を評価する目的には適していない。さらに、一般に無拘束状態では試料の乱れの影響が大きいため、原位置での有効拘束圧を加えた三軸試験の結果 q_{max} と比較すると、一軸圧縮試験の q_u は原位置強度を過小評価する可能性が高い。図-7は、第四紀堆積軟岩（下総層・上総層）から得た RCTS コア試料の一軸圧縮強度 q_u と σ_{00} で等方圧密した非排水三軸圧縮試験による圧縮強度 q_{max} の深度分布¹⁰⁾であるが、上述の傾向がよく表れている。また、一軸圧縮試験では小さいひずみレベルでの変形特性を正確に求めることも難しい。

(2) 堆積軟岩の三軸圧縮試験

筆者らは、三軸圧縮試験により、一つの供試体を用いて 0.001% の微小ひずみレベルでの変形特性からピーク強度まで連続して測定することを提案してきた。図-8は三浦半島先端上総層のシルト・砂岩の σ_{00} で等方圧密した排水三軸圧縮試験¹⁾である。この試験では、ロードセルを三軸セル内に設置し、図-8 (b) に示すように供試体側面で軸ひずみを局所変形測定装置 (Local Deformation Transducer, L. D. T.)¹¹⁾を用いて局所的に測定して、供試体上下端面と試験装置との間の不完全接触

等による測定誤差を除去している。通常の三軸試験では三軸セル外部に設置した変位計で測定するので、軸ひずみを非常に過大評価する可能性が高い (図-8 (a), (b))。この軸ひずみ誤差は、無拘束の一軸圧縮試験の場合では更に著しくなる。この三軸圧縮試験では载荷中に、微小な繰返し载荷を何回か加えているが、これはせん断変形に応じて刻々と変化する弾性変形特性を測定し、後述する弾性変形特性を基礎とした上で非線形性を考慮した変形特性のモデル化に用いるためである。

(3) 試料の乱れの影響

上記のような三軸試験により非常に精度の高い軟岩の剛性の計測ができるようになってきた。しかし、それら室内試験が意味あるためには、乱れが少ないコア試料を用いる必要がある。ブロックサンプリング (BS) では良質試料を採取できる。しかし、地表面からの試料採取は、通常トリプルチューブサンプリング等のロータリーコアチューブサンプリング (RCTS) で行う。図-9は、相模原市上総層内の同一深度から得た BS 試料と RCTS 試料を σ_{00} で等方圧密した非排水三軸圧縮試験の結果¹²⁾の比較であるが、この例からも分かるように、BS 試料と比較すると、一般に RCTS 試料は明らかに剛性と強度が小さい。これは、RCTS ではコアビットの回転時にチューブのロッキングや採取試料を内包する内管の回転運動が生じやすいこと、掘削径が試料径よりも大きいこと等のため、無視できない乱れが生じるためであろう¹³⁾。しかし、海上工事のように、BS 試料を得ることが困難な事例は決して少なくない。試料の乱れが少ない RCTS 法を開発することは、今後の重要な課題である。

4. 三軸試験から得られる堆積軟岩の変形・強度特性

(1) 微小ひずみレベルでの剛性

図-8 (c), (d) に示す結果では、ほぼ 0.001% 以下のひずみレベルでは応力・ひずみ関係の線形性は高く、繰返し载荷の影響も小さい。この線形区間でのヤング率 E_0 と原位置せん断弾性波速度 V_s から求めたヤング率 $E_T = 2(1 + \nu_u) \cdot \rho \cdot V_s^2$ (ν_u は非排水ポアソン比 ~ 0.46) を相模原市上総層群において比較した例を図-10に示すが、両者は非常に良く似ている。また、 E_0 の値にはひずみ速度の影響も小さい^{7), 8)}。さらに、図-11の同上総層群の泥岩コア試料の等方 CU 三軸圧縮試験による E_{sec} と非排水繰返し三軸試験による E_{tan} の比較の例に示されるように、両試験による微小ひずみレベルでのヤング率には差がなく、また E_T とほぼ同じである。しかし、外部変位計により軸ひずみを測定すると、誤差

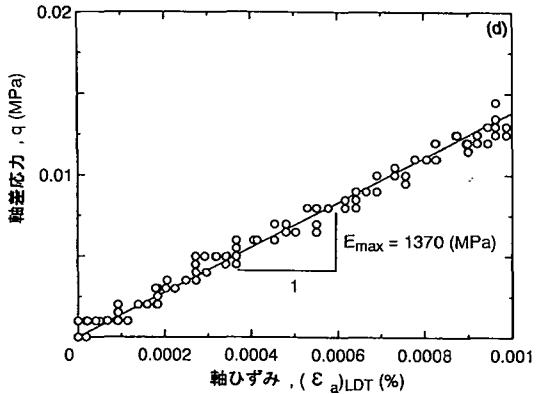
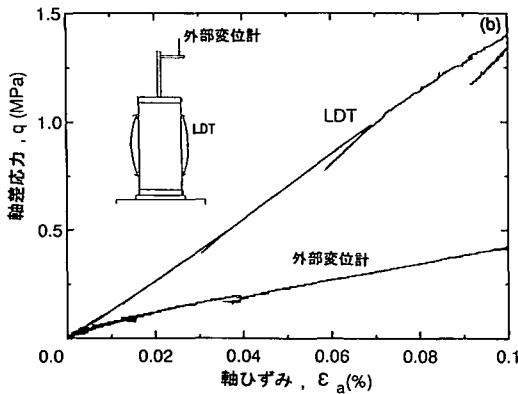
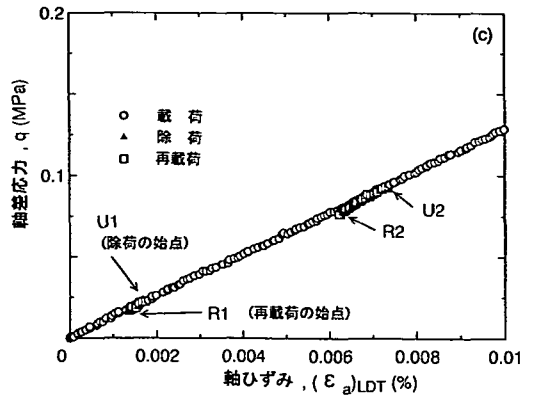
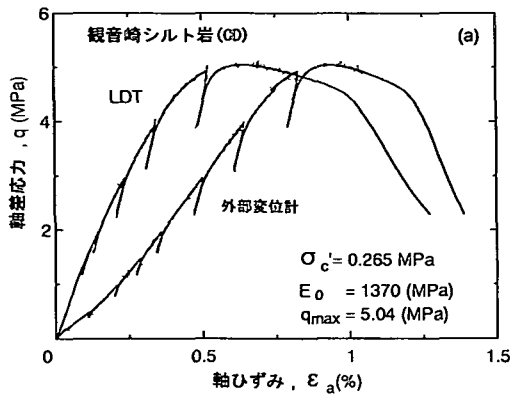


図-8 堆積軟岩のCD三軸圧縮試験¹⁾

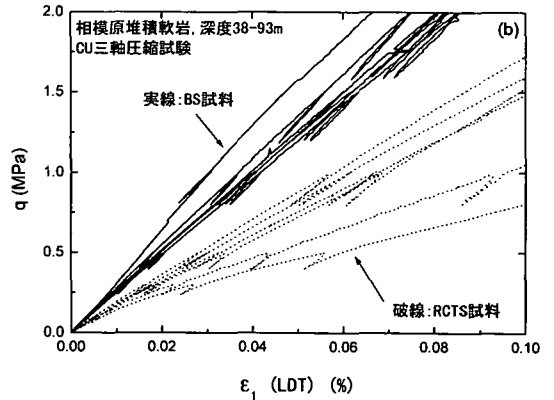
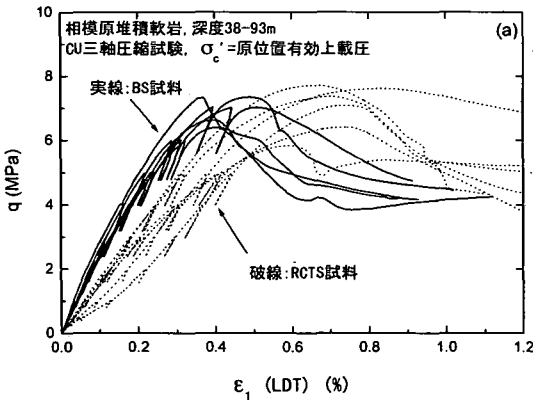


図-9 BS 試料と RCTS 試料との CU 三軸圧縮試験の結果の比較¹²⁾, (a) 全体のひずみレベル, (b) 微小ひずみレベル

が大きく解釈が難しい結果が得られる。

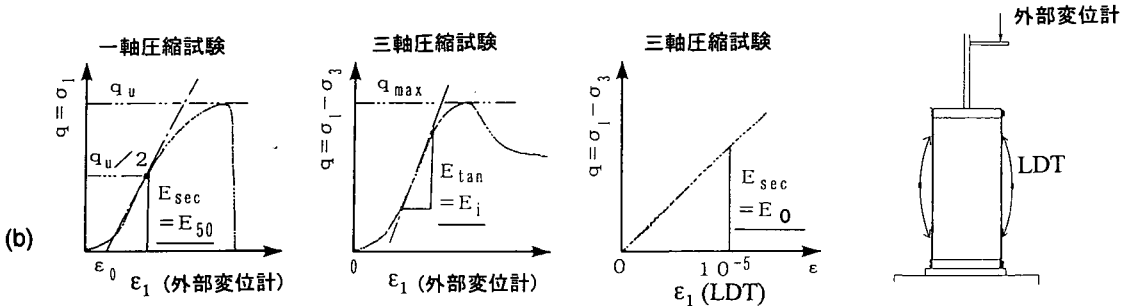
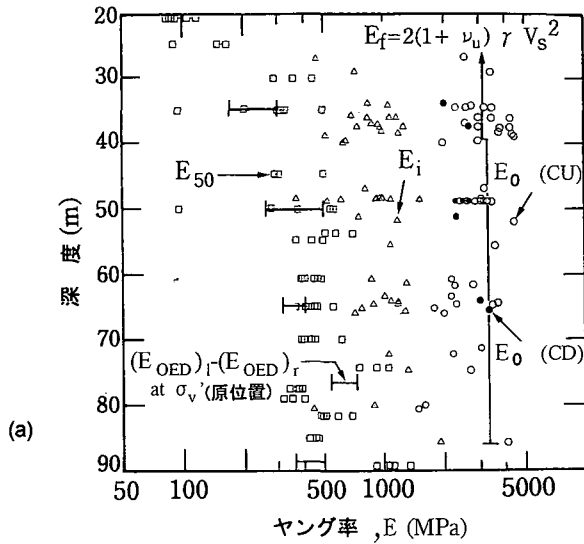
以上のように、微小ひずみの領域まで精密に応力・ひずみ関係を計測することにより、三軸試験からも正確な初期剛性を得ることが可能である。

(2) 初期剛性の圧力レベル依存性

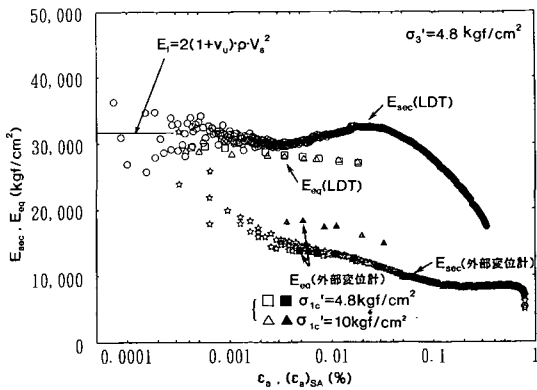
ひとつの供試体で等方圧密応力を種々に変え、各応力

状態で供試体にせん断履歴を与えない程度の微小な繰返し载荷を行うことにより、その軟岩の圧力レベル依存性を調べることができる。

図-12 に、等方応力状態での各種軟岩の E_0 の圧力レベル依存性を示す。 E_0 が (拘束圧 σ_c)^m に比例すると仮定すると、乗数 m が大きいほど圧力レベル依存性は大きいことが分かる (この仮定は σ'_c がゼロに近づくとき成



図一〇 各種原位試験・室内試験による剛性の比較^(1),5)；(a) 一軸圧縮試験 (E_{50})、圧密試験 (載荷時： $(E_{OED})_i$ 、再載荷時： $(E_{OED})_r$)、三軸圧縮試験 (軸ひずみ外部測定) ($E_{initial}$)、三軸圧縮試験 (局所測定) (E_0) と原位位置 S 波速度 (E_f)、(b) 各種室内試験における剛性の定義



図一〇 等方 CU 三軸圧縮試験と非排水繰返し三軸試験によるヤング率 $E_{sec} = q/\epsilon_a$ と軸ひずみ ϵ_a 、 $E_{eq} = (dq)_{SA}/(\epsilon_a)_{SA}$ と軸ひずみ片振幅 $(\epsilon_a)_{SA}$ の関係 (繰返し三軸試験後に三軸圧縮試験を行った)⁸⁾ (1 kgf/cm² = 98 kPa)

はセメンテーションの無い砂礫での標準値 $m=0.5$ よりも大きい。

(3) 初期異方性

土の場合と同様に、堆積軟岩のせん断変形・強度特性は、初期有効応力に支配されていることが多い。セメンテーションの強い泥岩と弱い砂岩が互層になっている場合や、掘削により応力が解放されたり載荷により応力状態が異方的になると、地盤全体として異方性を示すようになる。比較的一様な堆積軟岩では、地盤力等による応力履歴により生じる初期異方性及びそれに対応した静止土圧係数は、良く分かっていない。しかし、図一三に示す例では、初期剛性、強度いずれにおいても初期異方性は小さい。したがって、この場合鉛直コア試料の三軸試験のみから地盤の変形・強度特性を推定しても大きな誤差は生じない。また上総層群堆積軟岩地盤で、静止土圧係数は 1.0 かそれよりも大きいと言う推定もある²³⁾。

り立たない)。セメンテーションの程度の高い堆積泥岩・凝灰岩では m は非常に小さいが、堆積砂岩・風化岩で

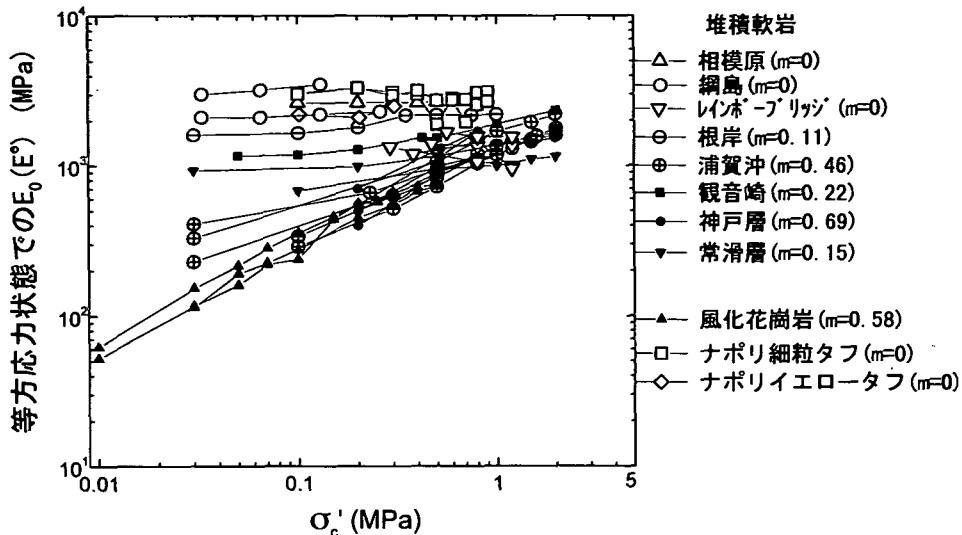


図-12 三軸試験で測定した堆積軟岩・風化軟岩の等方応力状態での E_0 の圧力レベル依存性¹⁾

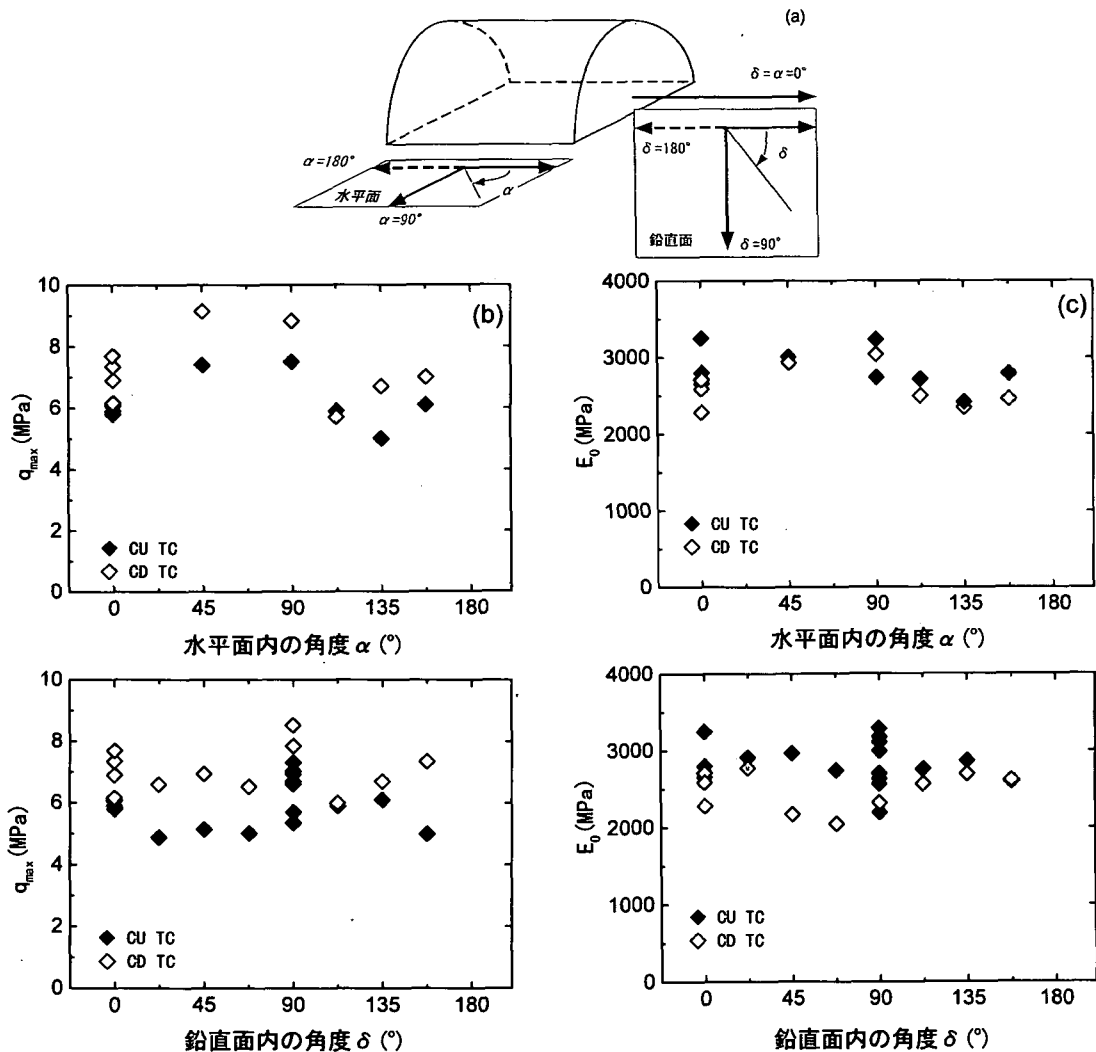


図-13 相模原市上総層群堆積軟岩地下 50 m における；(a) 試料採取方向，原位置有効上載圧で等方圧密した三軸試験による (b) ピーク強度と (c) 初期ヤング率の採取方向依存性¹⁾

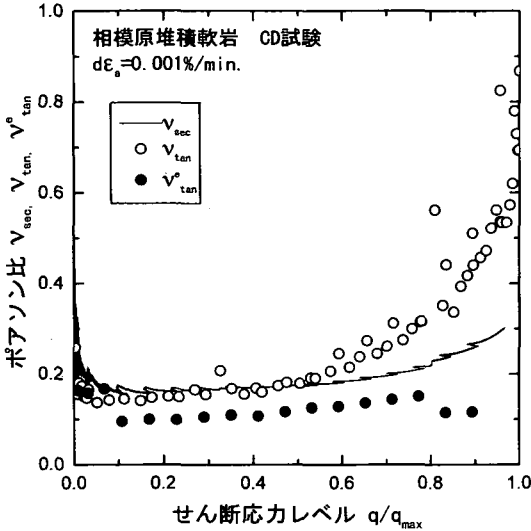


図-14 上総層堆積泥岩のポアソン比と荷重レベルの関係¹⁵⁾

(4) ポアソン比

図-14は、 σ_{60} で等方圧密した堆積軟岩の直方体供試体を用いて軸ひずみと横方向ひずみをLDTを用いて正確に測定した三軸圧縮試験による、全ひずみ、全ひずみ増分と微小繰返し載荷時のひずみ増分によるポアソン比 $\nu_{sec} = -\epsilon_3/\epsilon_1$, $\nu_{tan} = -d\epsilon_3/d\epsilon_1$, $\nu^e_{tan} = -d\epsilon_3^e/d\epsilon_1^e$ と荷重レベル q/q_{max} の関係である。弾性状態のポアソン比は0.15程度であり、破壊に近づいてもほぼ同じ値を保つが、 ν_{tan} は0.5を越えて行くことが分かる。

(5) ひずみ速度の影響

ひずみ速度の影響は、ひずみレベルが高いほど大きくなり、堆積軟岩のピーク強度は載荷速度が小さいほど確実に低下する。図-15の場合、ひずみ速度が10倍増加すると圧縮強度は約15%増加している。非排水状態クリープ破壊するせん断強度も示してあるが、ひずみ速度一定の三軸圧縮試験による強度と良く一致している。クリープ強度に関しては、系統的な研究がある¹⁶⁾。

(6) 破壊ひずみ

図-16は、相模原市上総層群からブロックサンプリング (BS) とロータリーコアチューブサンプリング (RCTS) により得られた試料を用いた一軸圧縮試験と三軸圧縮試験におけるピーク強度時の軸ひずみ $(\epsilon_1)_f$ を深度に対してプロットしたものである。最も信頼がおけるBS試料を用いて軸ひずみを供試体側面で局所的に測定した三軸試験によると、 $(\epsilon_1)_f$ は大略0.5%以下である。これに対して、軸ひずみを載荷軸の変位から求めた場合、一軸圧縮試験では1.0%以上に、三軸圧縮試験でも0.5%以上になっている。このような $(\epsilon_1)_f$ の過大評

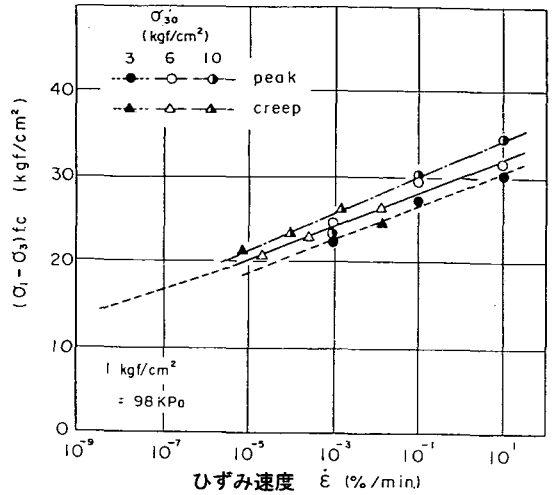


図-15 新第三紀堆積泥岩の圧密非排水三軸圧縮試験によるピーク強度のひずみ速度依存性¹⁶⁾ (1 kgf/cm² = 98 kPa)

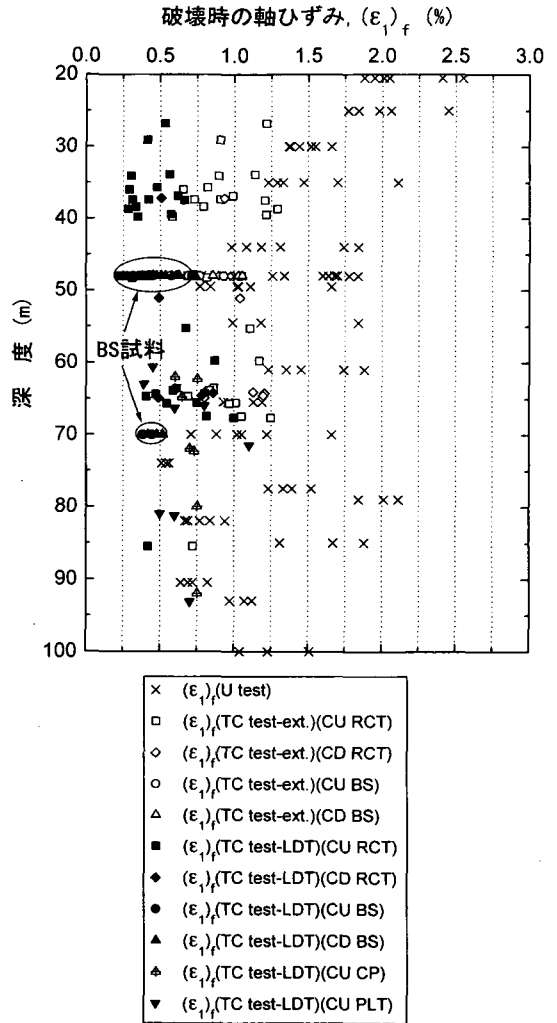


図-16 上総層堆積泥岩の一軸圧縮試験、三軸圧縮試験による破壊時軸ひずみ¹¹⁾

価は、実際の工事で測定された地盤内ひずみ ε_1 と室内試験で求めた $(\varepsilon_1)_r$ を比較して地盤内の破壊接近度を推定する場合、危険側の結果となる。

図-17によると、いわゆる規準ひずみ $(\varepsilon_1)_r = q_{max}/E_0$ は、正確な軸ひずみに基づくと0.2%程度であるが、不正確な軸ひずみに基づくと1%程度となる。 $(\varepsilon_1)_r$ は正確な破壊軸ひずみ $(\varepsilon_1)_f$ の1/2程度であり、原位置で測定された地盤内ひずみがこの値を越えないように建設工事を管理すれば、地盤の破壊は免れる。しかし、過大評価された軸ひずみに基づく $(\varepsilon_1)_r$ の値を用いると、危険側の結果となる。

5. 変形特性の非線形性のモデル化

(1) せん断変形に伴う軟岩の剛性の損傷および塑性化

図-18は、図-8に示すピーク直前に降伏が生じた試験結果から求めた割線ヤング率 $E_{sec} = q/\varepsilon_a$ 、接線ヤング率 $E_{tan} = dq/d\varepsilon_a$ 、载荷中の微小な繰返し载荷から求めた弾性ヤング率 $E_{eq} = \Delta q/\Delta \varepsilon_a$ (Δq , $\Delta \varepsilon_a$ は振幅) とそれぞれの値を測定した軸ひずみ ε_a の関係である。図-19は、 E_{tan} , E_{eq} をせん断応力度 q/q_{max} に対してプロットしたものである。 ε_a , q/q_{max} が増加すると一時的に E_{sec} , E_{tan} は増加している。これは、载荷により軸応力 σ_a が増加することにより E_{eq} が増加することが E_{sec} , E_{tan} の値に反映されているためである。軟岩の変形特性の非線形性は、前述の圧力レベル依存性とせん断変形に伴って現れるせん断応力レベル依存性の2つが大きな要因となっている。図-18, 図-19いずれも、変形特性の非線形化を表すが、軸ひずみ ε_a に対してのプロットでは、その両者の要因をそれぞれ分けて考えることが難しい。図-19には、等方応力状態(拘束圧 σ_c)で測定した弾性ヤング率 E_0 (図-12) を、 σ_c と等しい σ_a に対してプロットしてある。このプロットは、弾性変形に対するヤング率 (E_{eq} , E_0) は基本的に軸応力 σ_a だけの関数である、と言う仮定に基づいている。同一の σ_a の値すなわち同一の q/q_{max} に対して、 q/q_{max} が増加するほど、 E_{eq} の値は E_0 の値に対して相対的に小さくなっている。これは、せん断変形により構造が損傷を受けたため弾性変形に対するヤング率が低下した、と解釈することができる⁷⁾。このように、 q/q_{max} でプロットし直すことにより、せん断応力レベルに応じて現れる変形特性の非線形性の内容を理解することができる。

降伏前は、弾性ひずみに比較して塑性ひずみがあり大きくないので、測定された全ひずみ(弾性ひずみプラス塑性ひずみ)の特性を弾性変形特性に基づいて整理することが可能である。図-20には、 E_{tan} , E_{eq} の値を「その時の σ_a に等しい拘束圧 σ_c の等方応力状態で測定された $E_0 = E^*$ 」で除してから q/q_{max} に対してプロットした

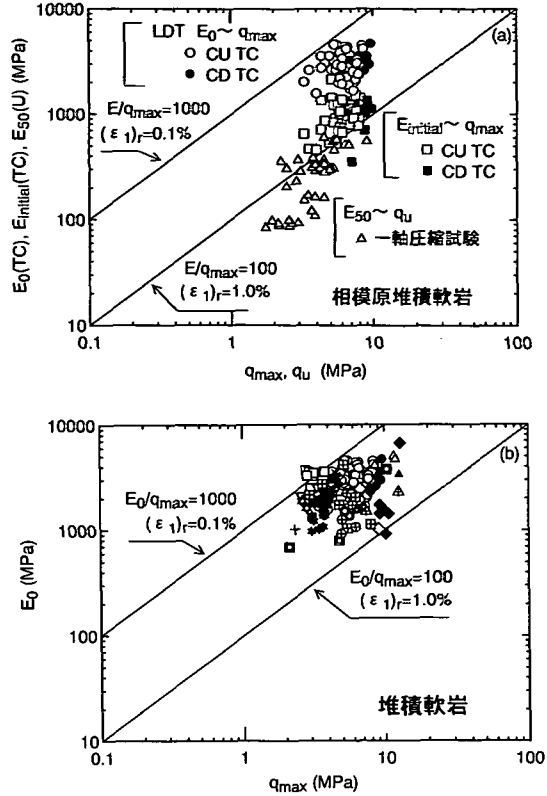


図-17 付表

	現場と岩種	試験法
●	相模原 泥岩	CD TC tests
○		CU TC tests
■	根岸 泥岩	CD TC tests
□		CU TC tests
+	網島 泥岩	CD TC tests
×		CU TC tests
★	レインボーブリッジ 泥岩	CD TC tests
☒		CU TC tests
◎	観音崎 シルト岩 深度 -5m ~ -57m -5m ~ -57m -57m ~ -94m -57m ~ -94m -94m ~ -120m -94m ~ -120m	CU TC tests
⊙		CD TC tests
⊕		CU TC tests
⊗		CD TC tests
△		CU TC tests
△		CD TC tests
◆	神戸 砂岩	CD TC tests
◇		CU TC tests
▲	ナポリ 細粒タフ	CD TC tests
△		CU TC tests
▼	ナポリ イエロータフ	CD TC tests
▽		CU TC tests

図-17 (a) 相模原市上総層群と (b) その他の堆積軟岩での E_0 と q_{max} の関係¹⁾

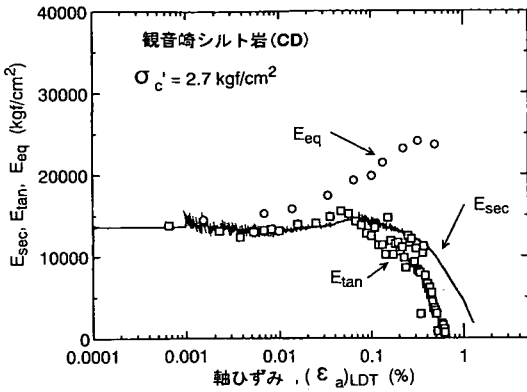


図-18 図-8に示す試験結果から求めた E_{sec} , E_{tan} , $E_{eq} \sim \varepsilon_a$ 関係¹⁾ ($\varepsilon_a < 10^{-5}$ での E_{sec} は直線近似) ($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$)

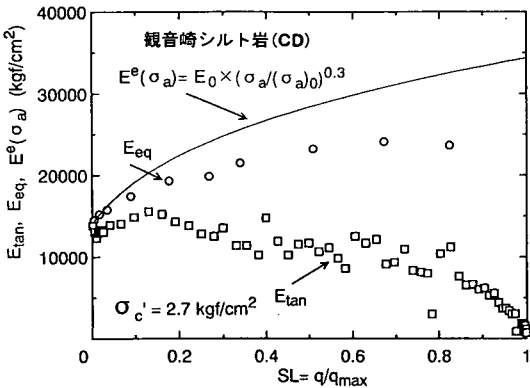


図-19 図-8に示す試験結果から求めた E_{tan} , $E_{eq} \sim q/q_{max}$ 関係¹⁾ ($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$)

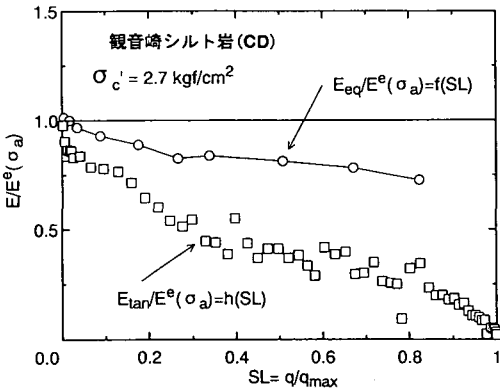


図-20 図-8に示す試験結果から求めた E_{tan}/E_0 , $E_{eq}/E_0 \sim q/q_{max}$ 関係¹⁾

ものである。すなわち、非線形性から圧力レベル依存性を除外して、せん断応力レベル依存性のみを抽出することになる。

著者らは、 $E_{eq}/E^e = f(SL)$, $SL = q/q_{max}$ と表し、

$f(SL)$ を損傷関数と定義し、非線形モデル化に用いている。また、 $E_{tan}/E^e = h(SL)$ と表し、 $h(SL)$ を(全ひずみ増分に対すると言う意味での)非線形化関数と呼んで定義し、同様に非線形モデル化に用いている。なお、 $f(SL)/h(SL)$, すなわち E_{eq}/E_{tan} は純粋な塑性化による非線形性を表すことになる。

(2) 実地盤の変形の予測のための非線形モデルの提案

この $E_{tan}/E^e \sim q/q_{max}$ 関係が、異なる応力径路に対しても適用できれば、次の方法により、原位置ヤング率を推定できる¹⁾。

- 1) 原位置せん断弾性波速度 V_s から、弾性ヤング率 E_f を求める。
- 2) 良質のコア試料を用いた誤差の少ない三軸試験により、乗数 m と $E_{tan}/E^e \sim q/q_{max}$ 関係を求める。
- 3) 原位置で V_s 測定した時の原位置有効上載圧が σ'_{v0} の場合、原位置有効主応力 σ'_1 、せん断応力度 q/q_{max} に対する σ_1 方向の圧縮に対する接線ヤング率 E_{tan} を、

$$E_{tan} = E_f \cdot (\sigma'_1 / \sigma'_{v0})^m \cdot (q/q_{max} \text{の値に対応する } E_{tan}/E^e) \text{ から求める。}$$

本提案モデルでは、原地盤の初期剛性は原位置弾性波速度から求められるものを基本的に用い、その後の圧力レベルの変化やせん断変形に伴うヤング率の非線形性は、前節(1)で述べた三軸圧縮試験で得られた非線形性のモデル化を用いている。初期剛性についても三軸試験によってかなり正確に得られることは前述の通りであるが、対象とする全地盤に対し試験用に採取できる試料は限られているし、また試料サンプリング時の乱れの影響も含まれている。そのため、初期剛性については、連続的に得られ、またサンプリング時の乱れを考えなくても良い、原位置弾性波速度測定による値を用いることを提案したい。

軟岩地盤の変形特性は以上のように考えることができるが、直接基礎の即時沈下の場合(図-21)を例にとると、その荷重～沈下曲線から実に興味深い考察ができる。すなわち、セメンテーションが強く E^e , E_{tan} の圧力レベル依存性が低く m の値が非常に小さいが、せん断による非線形性が無視できない場合は、平均接地圧 (p)_{ave} の増加に伴って沈下率 $S/(p)_{ave}$ は増加する傾向を示す(レインボーブリッジの基礎の場合)。一方両方の要因が無視できないが、両方の要因の影響が相殺される場合は、線形の (p)_{ave} ~ S 関係が現れる(明石海峡大橋3Pの場合)。しかし、これは弾性的挙動を意味しているのではない。また、圧力レベル依存性の影響が非常に大きくてせん断による非線形性を凌駕する場合は、(p)_{ave} の増加に伴って沈下率 $S/(p)_{ave}$ は増加する傾向を示す(多々羅大橋の基礎の場合)。本論文で提案する変形特

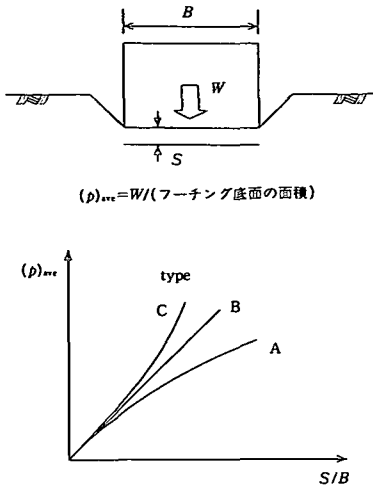


図-21 異なる基礎の沈下パターン¹⁾

性の非線形モデルは、これらを合理的に表すことができる。

6. 原位置地盤の変形の予測の現状と展望

本章では、軟岩地盤の変形を予測するために用いられている従来の原位置試験を概観し、それらと室内試験との関連性を示した上で、最後に5章で述べた提案モデルを用いた予測手法を、設計時に通常用いられている変形予測手法と比較しながら示す。

(1) 原位置試験

軟岩地盤に対する原位置試験法は、通常の土の地盤の場合と基本的に同じであるが、以下の相違がある。土の地盤では、 P 波速度は主に水の体積圧縮剛性と結びついているため、せん断弾性剛性率と直接関連している S 波速度 V_s の測定が主である。硬岩の場合は、 P 波速度 V_p は岩の体積圧縮剛性を良く反映しているため、 S 波速度の測定はその困難さからも一般的ではない。これを反映し、従来は軟岩地盤でも V_p の測定の方が広く行われていたが、最近では軟岩の剛性と直接結びついている V_s 測定が V_p 測定と平行して行われる傾向にある。

軟岩地盤の孔内水平載荷試験(プレッシャメータ試験)と平板載荷試験は、土地盤の場合と比較すると載荷圧力・荷重が大きくなり、破壊ひずみ・変位が小さくなるので、装置に特別の工夫が必要である。一般に、原位置載荷試験で測定される荷重(圧力)・変位から地盤の応力・ひずみ関係(剛性)を求めるためには、地盤の変形特性のモデルを仮定して、その試験を境界値問題として解析する必要がある。通常は、地盤を等方・一様線形弾性体と仮定するので、この点で既に近似を行っている。

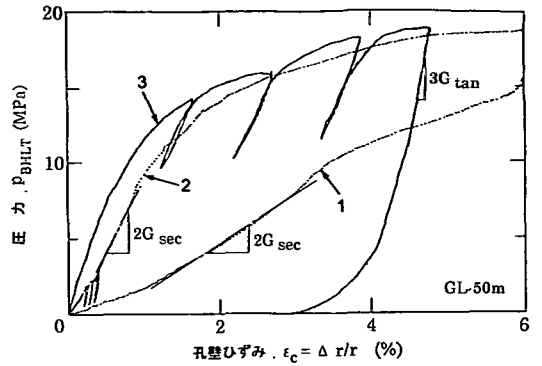


図-22 孔内水平載荷試験結果の例¹⁾

実際は地盤は一様ではなく、ひずみレベルが高いほど剛性が低下し、圧力レベルが高くなるほど剛性が増加し、載荷速度が遅いほど粘性により剛性は低下する(小ひずみレベルでは排水によりヤング率も低下する)。したがって、本来はこれらの要因を考慮した高度な数値解析が必要である。特に、剛性の圧力レベル依存性が大きい場合、軟岩の原位置載荷試験では加える圧力レベルが高くなるので、データの解釈に注意する必要がある。以下に示すのは、線形仮定を用いて得られたものである。

図-22に、相模原市上総層群堆積軟岩地下50mの同一地点で行われた、新旧三つの孔内水平載荷試験法により得られた孔壁圧 p_{BHLLT} ~ 孔壁円周方向引張りひずみ $\epsilon_c = (\text{孔半径増分 } \Delta r) / (\text{孔初期半径 } r)$ 関係の例を示す。 p_{BHLLT} と Δr を地表で測定する方法1と両者を測定深度で測定している方法2, 3では、全く異なる結果となっている。最新の方法3は、孔の掘削と p_{BHLLT} と Δr の測定を一つの装置で行うセルフボーリングタイプである。図-22に示すように、方法3では孔壁圧をかなり大きくしてから、小さい繰返し載荷試験を行い、この除荷時の結果から E_{BHLLT} を求めている。この方法は、孔壁の乱れの影響を小さくできるという利点がある。この堆積軟岩の場合は、剛性の圧力レベル依存性は非常に小さいが、剛性の圧力レベル依存性が大きい地盤材料では、この方法では原位置応力状態より高い圧力レベルで剛性を測定していることに留意する必要がある。図-23に、上記3つの試験法により得られた E_{BHLLT} を示すが、それぞれ大きく異なる。方法3による値は、 E_f に近づいている。このように、同一条件の下で測定された E_{BHLLT} は、より新しい試験法による値ほど大きくなる傾向にある。これは、測定方法の進歩により、1) 孔壁の乱れが小さくなってきたこと、2) 孔壁と変位測定装置の間のベディングエラーが小さくなってきたこと、3) より小さいひずみレベルで測定が可能になってきたこと等、が主な理由である。

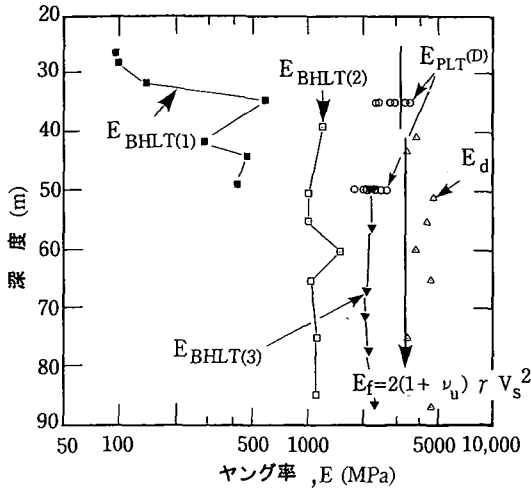


図-23 孔内水平載荷試験 (E_{BHLT}), 平板載荷試験 (E_{PLT}), 超音波測定 (拘束圧下) (E_d) と原位置S波速度 (E_f) の比較^{11,5)}

平板載荷試験は、載荷状態の類似性から直接基礎の設計に良く用いられる。通常は直径 30 cm, あるいは 60 cm の剛な平板を用いて、図-24 (a) (相模原市上総層群堆積軟岩地下 50 m での平板載荷試験の実施例) に示すように平均圧力 p_{PLT} と平板変位量 δ の関係から、等方線形理論に基づいて地盤のヤング率 E_{PLT} を求める。図-23 に示す例では E_{PLT} の値は、地盤内のひずみレベルに応じて E_f に近いが、それよりも小さい値となっている。

平板底面と接触する地盤面を仕上げるときに、必然的に地盤を乱す。このために、図-24 (a) に示すように通常、載荷初期に凹型の曲線が得られる。しかし、この場合でも p_{PLT} と平板中心軸に沿って地盤内で測定した軸ひずみ ϵ_1 の関係には、この凹型が全く現れていない (図-24 (b))。図-23 に示す $E_{PLT}(D)$ は、平板変位から求めたヤング率である (図-24 (a) に示す式参照)。この場合、孔内水平載荷試験と同等あるいはそれ以上の値が得られている。これは、地盤内に生じたひずみが小さかったためである (図-24 (b) 参照)。

原位置でのせん断試験として、切り出した軟岩塊と原地盤の境界面を一面せん断破壊する方法がある。しかしこの試験では、地盤の破壊が進行的になるので、試験結果から要素としての強度を逆算するためには、ピーク強度前後の応力・ひずみ関係をモデル化した高度な数値解析が必要である。この破壊の進行性は実構造物においても生じる。この問題には、現在の段階では不明な点が多い。

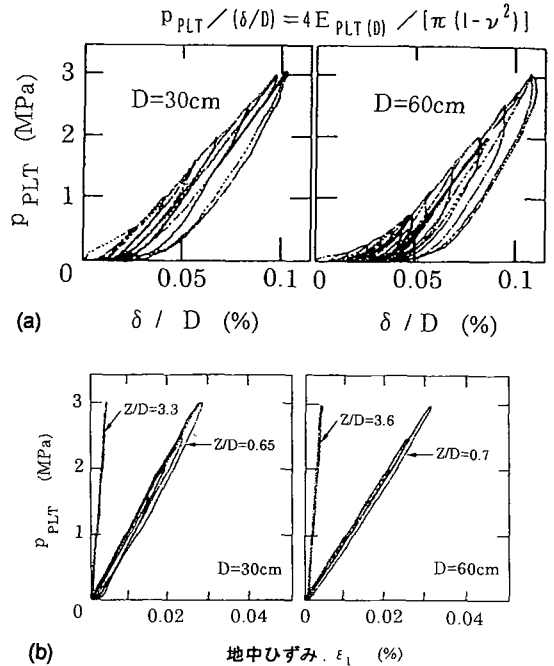
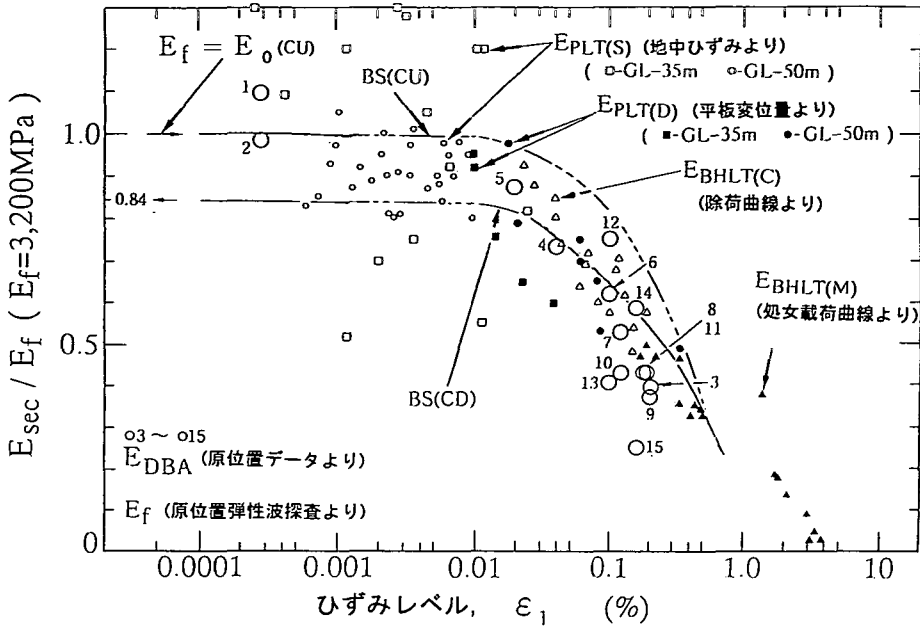


図-24 平板載荷試験の例¹⁴⁾ (a) 平板平均圧力 p_{PLT} - 変位 δ 関係, (b) p_{PLT} - 地中ひずみ ϵ_1 関係 (D ; 平板直径, Z ; ひずみを測定した深度)

(2) 原位置挙動と室内・原位置試験の関連

健全な堆積軟岩地盤では、不連続性の影響が少なく、室内試験・原位置試験と原位置挙動を、相互に関連づけられる例が多い。図-25 に、相模原市上総層群での各種原位置試験から得られた割線ヤング率 E_{sec} と最大主ひずみレベル ϵ_1 の関係の例を示す。それぞれの E_{sec} の値は、原位置せん断弾性波速度から求めた E_f で除してある。 E_{sec} のデータ群はひずみが小さくなると E_f の値に近づき、ひずみが大きくなるほど小さくなるという非線形性の傾向を示している。この場合は剛性の圧力レベル依存性が小さいので、このプロットで変形特性の非線形性を検討できるが、剛性の圧力レベル依存性が大きい場合は、このプロットだけでは不十分である。

図-25 には、ブロックサンプリング試料を用いた多くの非排水 (CU) と排水 (CD) 条件での三軸圧縮試験から得られた平均的關係も示してある。この現場では、CU 三軸圧縮試験での微小ひずみレベルでの E_0 の平均値は E_f とほぼ一致している (図-10 (a))、このプロットでは「CU 三軸圧縮試験での E_0 」= E_f 、「CD 三軸圧縮試験での E_0 」= $(1 + \text{排水ポアソン比}) / (1 + \text{非排水ポアソン比}) \cdot E_f = 0.84 \cdot E_f$ としている。室内試験と原位置試験の結果は、良く整合している。また立坑とトンネル掘削時の地盤変形から逆算したデータ (No. 3-15) も示してある (図-3 参照)。No. 1, 2 は、地震時の挙



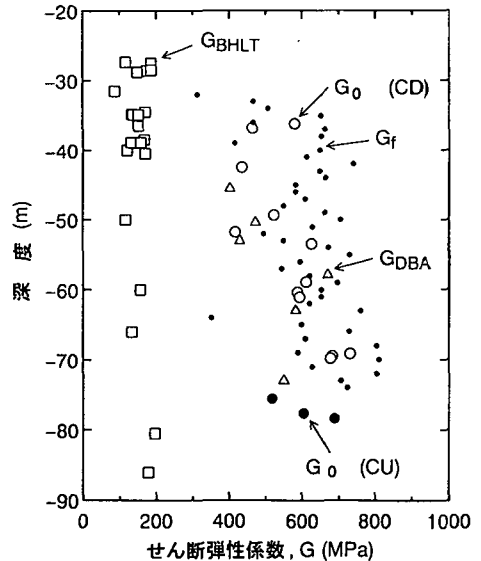
図—25 各種原位置試験・室内試験・原位置挙動の解析から得られたヤング率 E_{sec} ~ ひずみレベル ϵ_1 関係¹⁴⁾

動である。これらの現場データは、室内・原位置試験の結果と基本的に整合している。ただし、ひずみレベルが高いほど、原位置挙動から逆算したヤング率は、室内・原位置試験による値より小さくなる傾向がある。この理由の一つは、クリープ変形の影響であると考えるのが妥当であろう¹⁾。

図—2に示す例では、掘削側壁の測定変位を説明するのに必要な堆積軟岩のヤング率 E_{FEM} は、孔内水平載荷試験での加圧後の除荷時の測定値 E_{BHLT} の上限に近く、PS 検層から求めた V_s による E_f の 1/2 強である。これは、掘削による拘束圧の解放と地盤の乱れにより変形係数が低下した影響もあると思われる。また、掘削壁面の水平変位から逆算した地盤剛性は、仮定した初期静止土圧係数 K_0 に左右されるが、これには不明な点が多い。この場合の E_{FEM} は、仮定した全応力で定義した $K_0 = 0.75$ を用いている。この値を 1.5 倍すると、 E_f の値に近い値になる。

図—26に示す例では、吊り橋基礎の即時沈下に伴う地盤変形から逆算したせん断剛性率 G_{DBA} は原位置 V_s 値から求めた G_f よりも若干小さい。これは、変形係数の非線形形で説明できる。また、三軸圧縮試験による G_0 は G_f よりやや小さいが、これはRCTS 試料の若干の乱れのためであると考えられている¹⁾。

図—27に、明石海峡大橋アンカー 1A の神戸層堆積軟岩の支持地盤において各種方法により求めたヤング率の分布を示す。 E_f 、 E_{BHLT} は掘削前に求めており、 E_{S0}



図—26 首都高速度道路公団レインボーブリッジの基礎地盤の剛性^{1), 18)}

は RCTS 試料を用いた通常の一軸圧縮試験から求めている。平板載荷試験 ($D=60$ cm) は、深度 61 m まで掘削してから行われた。図には、図—28に示すような初期載荷曲線から、異なる平均接地圧の範囲で求めた接線ヤング率を示してある。これら各種のヤング率は、非常に大きなばらつきを示している。これは、それぞれの試験でのひずみレベル、圧力レベル、測定誤差が異なるた

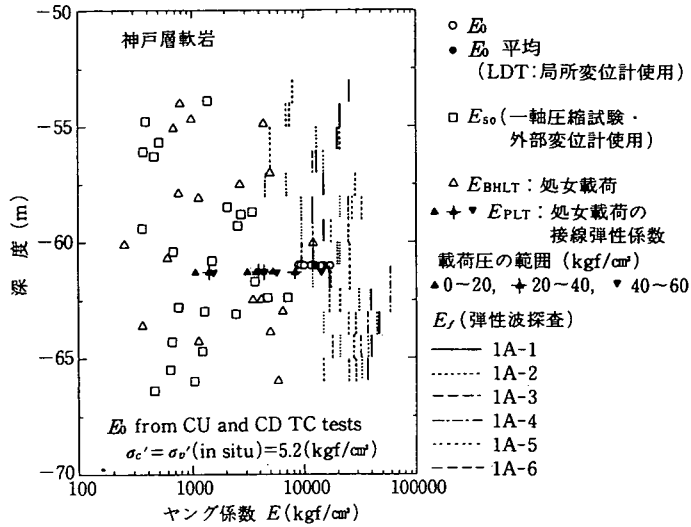


図-27 明石海峡大橋アンカー 1 A の基礎地盤での各種方法により求めたヤング率の分布^{1), 19)} (1 kgf/cm²=98 kPa)

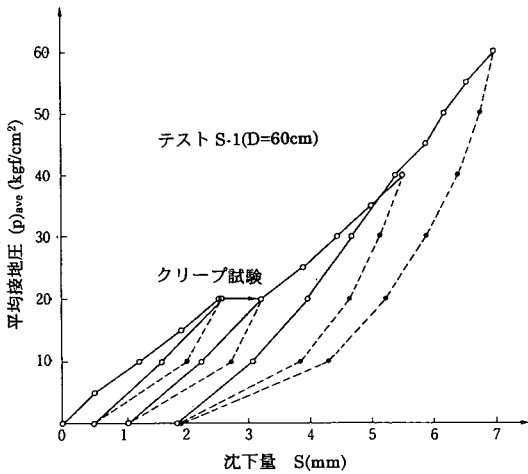


図-28 明石海峡大橋アンカー 1 A の設置基礎盤での直径 60 cm の剛な平板載荷試験測定例¹⁹⁾ (1 kgf/cm²=98 kPa)

めである。一方、ブロックサンプリング試料を用いて軸ひずみを正確に測定した三軸圧縮試験から求めた弾性ヤング率 E_0 は E_f に近い値である。

図-29 は、アンカー 1 A の基礎地盤で行った平板載荷試験の載荷時の結果と、これを境界値問題として扱い、5 章に示す方法で、 E_f を基本弾性ヤング率として、三軸圧縮試験により得られた変形係数のせん断応力レベルと圧力レベルの依存性を考慮して、非線形有限要素法で解析した結果である。この場合、剛性の圧力レベル依存性が大きいのが特徴である (図-12 参照)。試験箇所近くの地盤に明確な不連続面が観察された S-4 の平板載荷試験以外は、良くシミュレーションされている。また、図-27 に示す E_{s0} の平均値 $1,777 \text{ kgf/cm}^2$ (174 MPa)

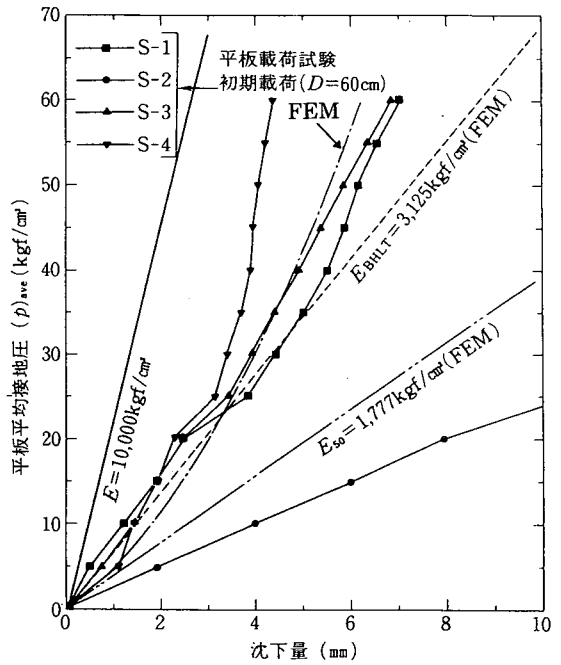


図-29 明石海峡大橋アンカー 1 A の基礎地盤神戸層での平板載荷試験結果の有限要素法によるシミュレーション^{1), 19)~21)} (1 kgf/cm²=98 kPa)

を用いた線形解を示すが、実測沈下量を大きく過大評価している。しかし、 $E_{BHLT} = 3,125 \text{ kgf/cm}^2$ (306 MPa) を用いた線形解は、実基礎の最大平均接地圧 $(p)_{ave} = 9.5 \text{ kgf/cm}^2$ (0.93 MPa) 程度までの平板載荷試験の初期荷重・沈下曲線と整合している。

図-30 に、神戸層を基礎地盤とする明石海峡大橋の直径 78 m のピア基礎 3 P の平均接地圧～沈下関係の実

7. ま と め

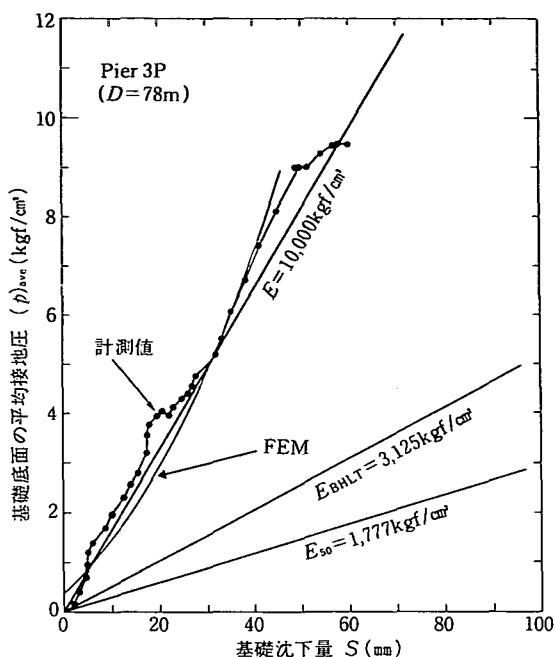
本稿は、筆者らのこの10年間に亘る研究の結果と文献調査の結果をとりまとめたものである。研究開始当時と比べると、堆積軟岩の変形特性の理解がかなり進んだ。特に、原位置で生じているひずみレベルは0.5%程度以下でかなり小さいこと、変形特性にはせん断変形と圧力レベル変化による非線形性があること、室内・原位置試験における測定精度を確保しないと剛性を過小評価する傾向にあること、通常のロータリーコアチューブサンプリングは試料を乱す可能性が高いこと等が分かってきた。特に、実体波の伝播速度から求めた「動弾性係数」と室内での三軸試験から求めたいわゆる「静弾性係数」は、上記の条件を考慮して比較すれば基本的に一致したことが、重要であった。

しかしながら、ひずみレベルが0.001%程度を越えると変形特性のひずみ速度依存性(粘性)が目立ってくる。ひずみレベル0.1%以下での粘性特性やクリープ変形後の再載荷時の変形特性の研究は、まだ不十分である。また、三次元応力状態での変形特性の応力状態依存性(特に、変形特性の異方性の異方応力状態依存性)、繰返し載荷や主応力方向の連続的回転がある状態での変形特性等についても不明点が多い。今後の研究が、期待される。

謝辞：本論文で引用したデータは、本州四国連絡橋公団、建設省、東京湾横断道路(株)、東急建設(株)をはじめ、非常に多くの機関に提供していただいたものである。また、実験は、多くの学生と研究員の方々が行っている。末筆ながら感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Tatsuoka, F. and Kohata, Y.: Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Keynote Lecture, Proc. Int. Sym. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials (IS Hokkaido '94), Balkema, Vol.2, pp.947-1063, 1995.
- 2) 武内俊昭, 田中達吉, 山本茂樹, 井上昭生: 講座「地盤材料のひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用」, 6章 6.2.1 明石海峡大橋, 土と基礎, 1997.
- 3) 伊東亮治, 渡辺浩平, 中野正文, 上野衛, 中下兼次: 土丹層円筒掘削における計測と解析の対比, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.593-598, 1994.
- 4) Tatsuoka, F., Kohata, Y., Ochi, K. and Tsubouchi, T.: Stiffness of softrocks in Tokyo Metropolitan area-from laboratory tests to full-scale behaviour-, Proc. Int. Workshop on Rock Foundation (Yoshinaka & Kikuchi eds.), Balkema, pp.3-17, 1995.
- 5) 越智健三, 壺内達也, 龍岡文夫: 空洞掘削と実験調査および線形逆解析による堆積軟岩の変形特性, 土木学会論文集, No. 487/III-26, pp.177-186, 1994.
- 6) Hoshino, K.: Geological evolution from the soil to the



図—30 明石海峡大橋アンカー3Pの沈下の有限要素法によるシミュレーション^{1), 19), 21)} ($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$)

測値を示す。 $E_{BHLT} = 3,125 \text{ kgf/cm}^2$ (306 MPa), $E_{50} = 1,777 \text{ kgf/cm}^2$ (174 MPa) を用いた線形解は、実測値を大きく過大評価する。その程度は、上記平板載荷試験の場合より著しい。これは、いわゆる寸法効果のためである。一方、実基礎の沈下曲線全体を線形解で逆算すると、 $E = 10,000 \text{ kgf/cm}^2$ (1,000 MPa) 程度の値が得られる。これは、平板載荷試験結果(図—29)において、実基礎の最大平均接地圧 9.5 kgf/cm^2 (0.93 MPa) を遙かに越えてからの初期載荷曲線の接線勾配に対応している。また、この値は除荷直後の接線勾配から求まるヤング率 E_t (図—28)とも対応している。これらの結果は、設計では平板載荷試験の初期載荷曲線の $(p)_{ave} = 9.5 \text{ kgf/cm}^2$ (0.93 MPa) 以下での勾配から求まる変形特性 D ではなく、はるかに高い圧力レベルで載荷時の接線勾配か除荷時の接線勾配 E_t を用いるのが妥当であることを意味している。しかし、実際の基礎建設での地盤内の圧力レベルは 10 kgf/cm^2 (1 MPa) 以下であることと除荷過程ではないことを考慮すると、この方法に論理的整合性はない。

図—30には、平板載荷試験の解析と同様に「ピア3Pの基礎地盤で求めた E_t 」を基本として変形係数のせん断応力レベルと圧力レベルの依存性を考慮した有限要素法解析の結果も示す。実測値を、良く再現している。この方法は高度ではあるが、普遍性と合理性を持っている。

- rock : mechanical lithification and change of mechanical properties, *Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks* (eds. Anagnostopoulos et al.), Balkema, Vol.1, pp.131-138, 1993.
- 7) Kohata, Y., Tatsuoka, F., Mukabi, J. N. and Suzuki, M. : Effects of strain rate and drainage on deformation characteristics at small strains of geomaterials, *Proc. Earthquake Geotechnical Engineering, IS Tokyo '95* (Ishihara eds.), Balkema, Vol.1, pp.151-156, 1995.
 - 8) Tatsuoka, F., Lo Presti, D. and Kohata, Y. : Deformation characteristics of soils and soft rocks under monotonic and cyclic loads and their relationships, *Proc. Third Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Vol.2, pp.851-879, 1995.
 - 9) 王林, 龍岡文夫, 越智健三, 壺内達也 : 堆積軟岩 (泥岩) のセメンテーションの損傷について, 土木学会第 51 回年次学術講演会 (名古屋) 第 III 部, pp.684-685, 1996.
 - 10) Kawasaki, S., Nishi, K. and Fujikawa, Y. : Mechanical properties of deep soft rock ground in the suburbs of Tokyo, *Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks* (eds. Anagnostopoulos et al.), Balkema, Vol.1, pp.593-600, 1993.
 - 11) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.S. and Sato, T. : A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, *Soils and Foundations*, 31-1, pp.169-180, 1991.
 - 12) 王林 : 三軸圧縮試験による堆積軟岩の原位置変形特性に関する研究, 第 4 章, 東京大学博士論文, 1996.
 - 13) 菅原紀明, 伊藤義行, 木幡行宏, 王林, 諏訪勝彦 : 遊星歯車を使用したコアサンプラー, サンプリングに関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.9-14, 1995.
 - 14) Tatsuoka, F., Ochi, K., Tsubouchi, T., Kohata, Y. and Wang, L. : Sagami experimental underground excavations in sedimentary softrock, *Geotechnical Engineering*, Thomas Telford, No.2, 1997.
 - 15) 早野公敏, 亀田茂, 小高猛司, 龍岡文夫 : 堆積軟岩の低ひずみ速度排水三軸圧縮試験における変形特性, 第 31 回地盤工学研究発表会講演概要集, 第 1 巻, pp.1403-1404, 1996.
 - 16) 西好一, 岡本敏郎, 江刺靖行 : 各種載荷条件下における泥岩の強度・変形特性とその統一的解釈, 土木学会論文報告集, 10 月号, 338 号, pp.149-158, 1983.
 - 17) 足立紀尚 : 軟岩構造物の設計上の留意点, 最近の土質・基礎に関する諸問題講習会講演資料, 土質工学会, pp.83-112, 1988.
 - 18) 小田桐直幸, 萩原充信, 並川賢治, 亀谷裕志, 平山伸行 : レインボーブリッジ基礎地盤の変形特性, 第 28 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1361-1364, 1993.
 - 19) 龍岡文夫, 小高猛司, 新田篤志, 井上昭生 : 原位置載荷試験と実基礎の即時沈下, 基礎工, 第 24 巻, 第 5 号, pp.2-9, 1996.
 - 20) Siddiquee, M.S.A., Tatsuoka, F., Hoque, E., Tsubouchi, T., Yoshida, O., Yamamoto, Y. and Tanaka, T. : FEM simulation of footing settlement for stiff materials, *Proc. Int. Sym. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials (IS Hokkaido '94)*, Balkema, Vol.1, pp.531-537, 1994.
 - 21) Siddiquee, M.S.A., Tatsuoka, F., Yoshida, O., Yamamoto, Y., Tanaka, T., Inoue, A. and Kohata, Y. : Settlement of a pier foundation for Akashi-Kaikyo Bridge and its numerical analysis, *Proc. Int. Workshop on Rock Foundation (Yoshinaka & Kikuchi eds.)*, Balkema, pp.413-420, 1995.

(1996.10.25 受付)