

## (100) 実験空洞で測定した堆積軟岩の変形係数

|               |     |      |
|---------------|-----|------|
| 東急建設(株)技術研究所  | 正会員 | 越智健三 |
| 同 上           | 正会員 | 壺内達也 |
| 応用地質(株)東京事業本部 | 正会員 | 馬場千児 |
| 東京大学生産技術研究所   | 正会員 | 龍岡文夫 |

### Stiffness of Mudstone from Field Measurements

|                    |                              |
|--------------------|------------------------------|
| Kenzo OTI,         | Tokyu Construction Co., Ltd. |
| Tatsuya TSUBOUCHI, | Tokyu Construction Co., Ltd. |
| Kanji BABA,        | Oyo Corporation              |
| Fumio TATSUOKA,    | IIS, University of Tokyo     |

### Abstract

The stiffness of a sedimentary soft rock, Sagami-hara mudstone, was measured by the triaxial compression tests by using the local deformation transducer and it is compared, taking into account its strain level-dependency, with those from the seismic survey, the plate loading tests and the pressuremeter tests. Then, from the deformation of ground by excavation at the same site, the modulus of deformation was back-analyzed by three dimensional FEM and BEM, and was compared with the values obtained as above.

### 1. はじめに

首都圏西部の大深度地下における現在未解明な設計・施工に関わる地下の情報収集を主目的として、神奈川県相模原市郊外の段丘地において、圧縮強度  $q_{max} = 25 \sim 80 \text{ kgf/cm}^2$  の上総層群砂質泥岩内に、図1の鳥瞰図に示すような断面積  $60 \text{ m}^2$  深度  $50 \text{ m}$  の立坑と断面積  $60 \text{ m}^2$  延長  $35 \text{ m}$  の異形断面横坑による実験空洞を構築している。本研究は、実験空洞の掘削にともない計測された地盤変位量や支保工荷重から逆算される変形係数と原位置試験や室内三軸試験で測定される変形係数がどのような関係にあるのかを比較し、将来、上総層群内の地下構造物の設計・施工に用いるべき変形係数を事前に把握する試験法や評価手法を検討するものである。

本報告では、深度  $35 \text{ m}$  までの立坑とその地点に設けた試掘横坑の現場計測値の逆解析による変形係数と試掘横坑内で3成分地中ひずみ計を埋設した  $\phi 60 \text{ cm}$  の平板載荷試験、水平・斜め  $45^\circ$  ・鉛直のボーリング孔内を利用した弾性波速度試験と孔内水平載荷試験などの原位置測定の変形係数、さらに、文献1), 2) のボーリングコアやブロックサンプルの超音波速度試験や変形量を供試体側面で直接測定(LDT)する三軸試験から得られる変形係数を比較し、事前に現場の変形係数を推定する方法について考察した。

### 2. 地盤概要と原位置試験概要

実験空洞の場所は、相模川から約  $500 \text{ m}$  離れた段丘地である(図2)。地質は、下位より上総層群の泥岩(土丹)であり、未固結砂層やスコリア層を介在する。堆積時期は鮮新世後期あるいは洪積世前期と考えられている。泥岩の上位に座間丘陵礫層があり、さらにその上には巨大礫を有する田名原礫層が分布し、その上位に立川ロームが堆積し、表土近くは腐植土となる。実験空洞の地下  $35 \text{ m}$  地点で、断層に沿って試掘横坑を開いた。その結果、泥岩層の構造はNW-SE北東に  $10^\circ$  と緩く傾斜する単斜構造を示し、断層系は  $N79^\circ E81^\circ SW$ 、節理系は、 $N46^\circ E65^\circ NW$  と断層と同方向の節理が発達する。断層に伴う節理は、 $0.1 \sim 0.2 \text{ m}$  ピッチと密であるが、節理1つ1つの連続性は非常に低い。また、節理は平均  $0.59 \text{ mm}$  幅で開口し、充填物は粘土が主体である。

図2のNo. A. B. C孔でダウンホール法によるPS検層を、地上ボーリング孔ではサスペンション法によるPS検層を実施した。孔内水平載荷試験は、No. A孔で実施し、単調載荷部を圧力増分 $2.5\text{kgf/cm}^2$ 載荷除荷時間30秒、繰返し載荷部を増分 $1.0\text{kgf/cm}^2$ 時間60秒で行なった。 $\nu$ は0.3として変形係数を算出した。変位測定は変位計方式で行い、ゾンデ内の変位計出力をアナログ値で記録することにより通常のデジタル測定よりも高感度になるようにした。その結果、繰返し載荷部でのひずみを $10^{-4}$ 後半まで小さくすることができた。単調載荷部では、 $10^{-3}$ 台のひずみであった。一方、事前に実施した変形量を体積変化で読む方式の単調載荷試験では、 $10^{-2}$ のひずみが測定下限であった。平板載荷試験は、図2の34.4m深度の試掘横坑内で、図3に示すようにX. Y. Z3方向にひずみ計を延長3mで5箇所埋設して行なった。充填材料は、超音波速度値が泥岩と同様となるものとしたが、若干小さめで $17000\text{kgf/cm}^2$ 台の弾性係数となった。載荷面は2面であるが、内1面は開口気味の亀裂が載荷面の数十センチ奥を横切るような面であり、もう1面は均質で塊状の泥岩面であった。基本的載荷パターンについては、文献3)を参照した。室内試験用の供試体は、ボーリングコアと試掘横坑内でブロックサンプリングした。また、挟み砂層からは、地上ボーリングでトリプルチューブサンプラーにより試料採取し、超音波速度試験を行なった。

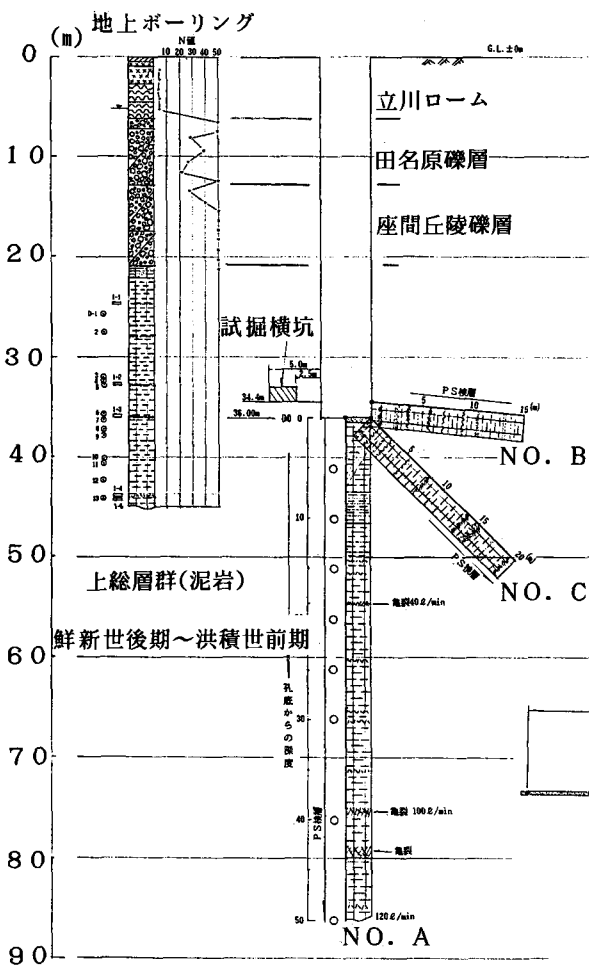
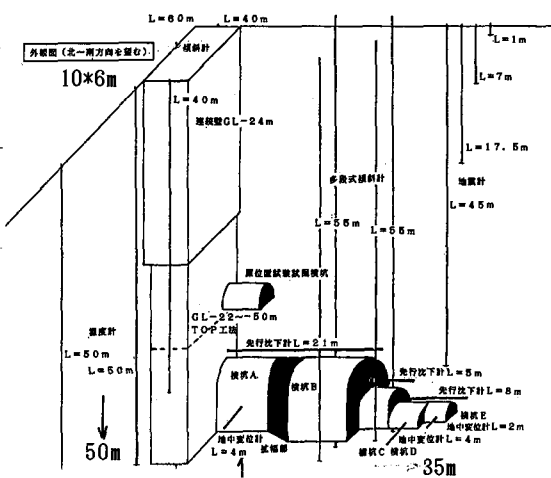


図2 柱状図



現在施工中  
図1 実験空洞鳥瞰図

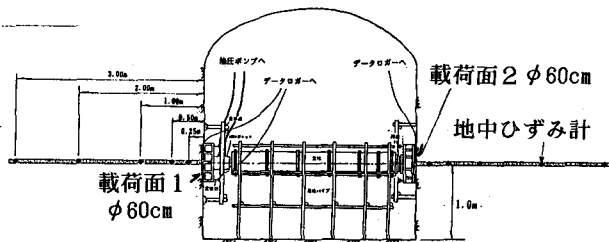


図3 平板載荷試験概要

### 3. 原位置試験の結果

(1) PS 検層について：図2のNo. A. B. C孔で実施した速度値は、 $V_p=730\sim760\text{m/s}$ 、 $V_s=1920\sim2050\text{m/s}$ とほぼ同様な値であることから、泥岩の異方性は小さいと判断できる。密度検層値 $\gamma_t=2.0\text{gf/cm}^3$ を用いて求めた変形係数は、 $E_r=3080\sim3130\text{kgf/cm}^2$  ( $\nu=0.415\sim0.438$ 、ひずみ $5.1\cdot 10^{-9}\sim6.5\cdot 10^{-7}$ )であった。ひずみはS波速度波形から求めた。一方、2m間隔のサスペンション法で測定した変形係数は、硬質泥岩中に厚さ20cmの砂層を介在している2m区間速度の $E_r$ が $26000\text{kgf/cm}^2$ に低下した。この値は軟質泥岩部と同様の値である。サンプリング試料の三軸超音波試験から、砂の $E_s$ は一軸状態で $3000\sim3800\text{kgf/cm}^2$ と非常に小さいものの、有効拘束圧状態では $4100\sim12000\text{kgf/cm}^2$ と砂としては剛性が大きい。したがって、砂の介在幅が泥岩の1/10程度であるならば、地盤全体の平均的剛性は泥岩の硬軟のばらつきの範囲内に収まる。また、GL-32~33m付近は、砂とシルトの互層であったが速度値の著しい低下はみられなかった。しかし、一般に上総層群には砂層の介在幅がかなり大きい場所もあり、このような地盤全体の平均的変形係数を評価する上で、高密度砂の力学特性を研究する必要があるであろう。

(2) 孔内水平載荷試験：試験位置の泥岩の硬軟や亀裂の有無により変形係数はかなりばらついた。ひずみ $3\cdot 10^{-4}\sim 8\cdot 10^{-3}$ の範囲で $E_{\text{BHLT}}=7000\sim 32000\text{kgf/cm}^2$ 、 $1\cdot 10^{-3}$ 以上のひずみレベルで $E_{\text{BHLT}}\leq 20000\text{kgf/cm}^2$ となり、ひずみレベル依存性が顕著に認められた。

(3) 平板載荷試験：深度3.0m範囲内で埋設したひずみ計により深度方向の微小なひずみの分布を測定した結果、深度方向ひずみはブーゼスクの理論解に近似できる分布が確認できた(図4)。すなわち、堆積軟岩では、連続体の手法の適用が可能である。載荷板の変位から求まる変形係数は、開口亀裂を含む面で $E=24100\sim 31700\text{kgf/cm}^2$ 、塊状泥岩面で $E=29200\sim 36200\text{kgf/cm}^2$ であった。この結果、亀裂が起因する変形係数の低下は、泥岩の硬軟のばらつきの範囲程度と考えられ、上述した挟み砂層の影響の方が相対的に大きいであろう。ひずみレベルは、地中ひずみ計の計測値も含めて $5\cdot 10^{-6}\sim 1\cdot 10^{-3}$ であった。載荷に伴う鉛直方向と水平方向のひずみの出方は各測定面で逆転し、顕著な異方性は認められなかった。

以上より得られた原位置測定における変形係数と測定したひずみレベルの関係を図5に示す。この図より、泥岩の変形係数のひずみレベル依存性を考慮すれば、原位置測定による変形係数は、1本の $E\sim\varepsilon$ 曲線で評価できるようである。

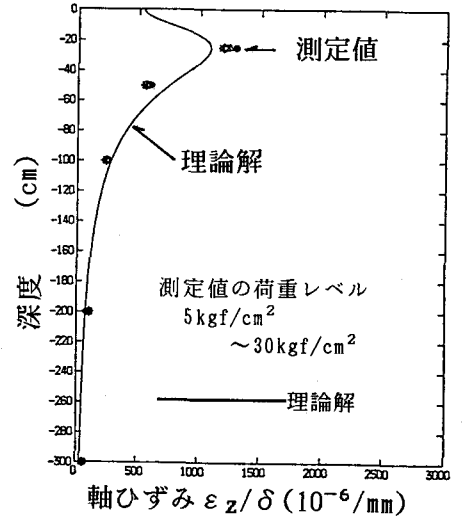


図4 軸ひずみの深度分布

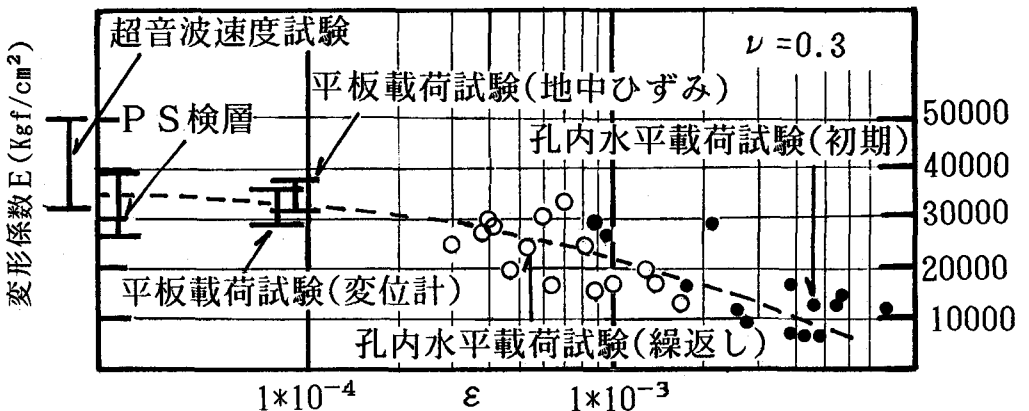


図5 原位置測定の変形係数と測定ひずみレベル

#### 4. 現場計測から変形係数の逆算

(1) 試験横坑周囲ひずみを用いた逆解析<sup>4)</sup>: 多段式傾斜計による立坑の水平変位と試掘横坑周囲に設置したクラックゲージによる周囲鉛直ひずみを用いて変形係数と初期応力を逆解析した。図6, 図7, 図8に示すように水平変位4mm鉛直ひずみ $1 \times 10^{-4}$ であった。等方等質な弾性体・主軸と初期応力方向が一致・鉛直初期応力は土被り圧に等しい・側圧係数はあらゆる場所で等しいと言う仮定の基、立坑を3次元FEM、横坑を3次元BEM( $\nu=0.3$ )で解析し、逆解析のアルゴリズムにより求めた変形係数と初期側圧係数は $E_{DBA}=12600 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $K_{DBA}=1.2$ であった。解析上最大のひずみは $1 \times 10^{-3}$ であった。変形係数同様に地表面の周囲ひずみという最も過大な変位を地盤全体に当てはめたため、逆解析された変形係数は地盤全体を考えれば過少評価している可能性がある。この値は、現場であり得る下限値と考えられるであろう。

(2) コンバージェンスを用いた逆算<sup>5)</sup>: 試掘横坑の内空変位をコンバージェンスメータにより測定している<sup>5)</sup>。その結果、内空変位は、0.5mm~1mm程度と非常に小さく、最小読み値1/10mmに対して測定誤差が無視できないが、この値から変形係数を逆算した。空洞の最大ひずみは $4 \times 10^{-4}$ 程度であり、この結果に相当する解析上の変形係数は $E=24000 \text{ kgf/cm}^2$ である。

(3) 支保工荷重(主働土圧)からの逆算<sup>6)</sup>: 図9に支保工に作用した荷重から求まる実測土圧と慣例で使われる $E_s=200c=100q_u=5000 \text{ kgf/cm}^2=E_{50}$ (一軸)を泥岩に、また、上部礫層には体積変化で変位を測定する単調載荷の孔内水平載荷試験による $E_s=7N=350 \text{ kgf/cm}^2$ を用いて解析した予想された土圧との比較を示す。泥岩のみに着目すると、文献6)で示した3次元FEMの結果から、地盤の変形によって生ずる支保工の荷重(土圧)を表現するには、図10に示すように側圧係数 $K=1.0$ として、 $E_s=12000 \sim 20000 \text{ kgf/cm}^2=220 \sim 400 q_{max}$ の設定が必要となる。すなわち、慣例の $E_s$ の値では、土圧を過大評価しすぎる。

以上のように、地盤の変形から評価された変形係数は、 $E=12000 \sim 20000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度である。したがって、破壊ひずみが $5 \times 10^{-3}$ 程度の泥岩の実際の設計・施工を考えれば、従来の外部変位計測定の室内試験による $E_{50}$ や体積変化測定単調載荷孔内水平載荷試験(ひずみ $10^{-2}$ )の $E_s$ が現実に即しているとは考えられない。これに対して変位を直接供試体側面測定する三軸試験<sup>1)2)</sup>や前述したひずみの領域を考慮した原位置測定によって得られる変形係数のひずみレベル依存曲線( $E \sim \varepsilon$ 関係)が現場での変形特性であるものと思われる。

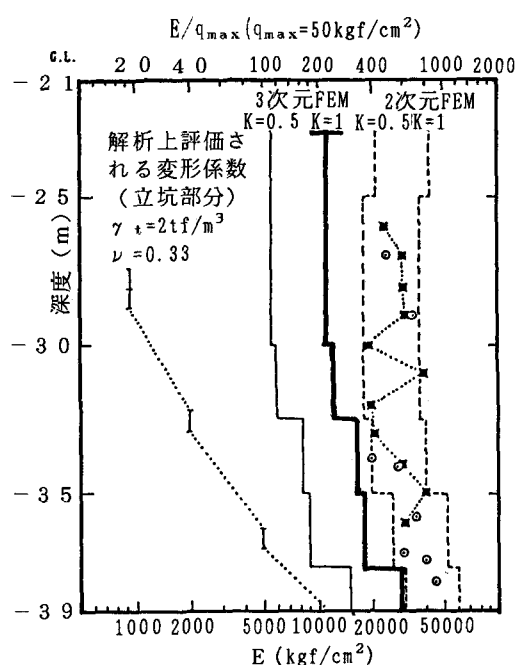
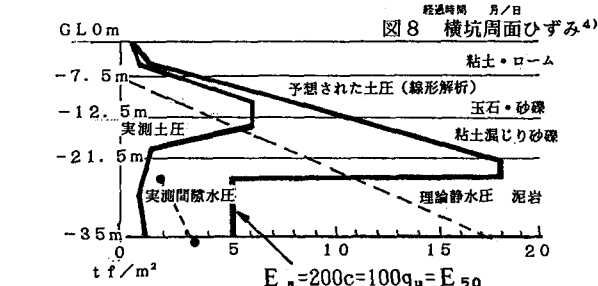
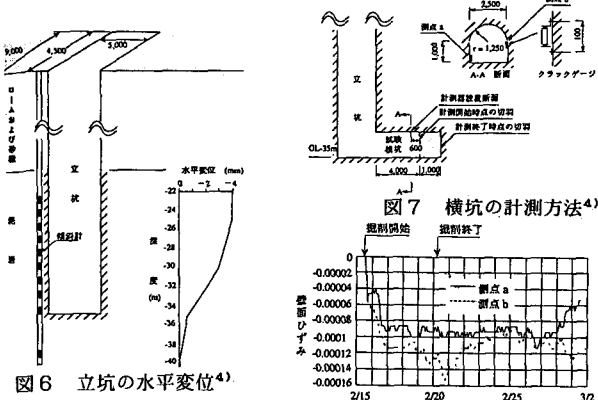


図9 土圧測定結果

図10 評価される変形係数<sup>6)</sup>

5. まとめ

室内試験・原位置測定・現場計測からの逆算による変形係数<sup>1) 2) 4) 5) 6) 7)</sup>は、図11のようにまとめられる。

- (1) 全ての測定変形係数は、外部変位計測定の三軸試験による  $E_{50}$  を除き、それぞれ測定したひずみレベルに応じて統一的に関連付けできる。すなわち、泥岩地盤の変形特性にはひずみレベル依存性があり、これを考慮すれば原位置・室内・現場測定値は、基本的に一致する。言い換えれば、空洞の大きさ(ひずみレベル)に合わせて設計時点で設計ひずみを設定すれば、設計計算で用いるべき変形係数を一義的に与えることができる。特に、不明点とされていた[動的変形特性]と[静的変形特性]の関連については、両者に差はない。
- (2) 事前に設計に用いるべき変形係数は、原位置と室内が一致するということから、PS 検層と孔内水平載荷試験および軸ひずみを供試体側面で直接測定する三軸試験により推定することができる。ここで、①計算法(線形・非線形・2次元・3次元)や②地盤特性(施工速度や耐用年数に相当するクリープ低減量・砂層の変形係数とその介在幅による低減量……これらは今後の課題)に対する平均的変形係数の取り方に注意する必要がある。

<謝辞>

本プロジェクトで原位置試験を担当していただいた応用地質(株)の石井洋一・稲垣秀輝・小池豊・船戸明雄・樋渡純也の各氏には、末筆ながら感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 木村・金・越智・龍岡: 矩形供試体による堆積軟岩の変形特性, 第24回岩盤シンポジウム, 土木学会, 1992 2) 金・越智・真藤・龍岡: 原位置試験と室内試験による変形係数のひずみレベルを考慮した比較例, 第24回岩盤シンポジウム, 土木学会, 1992 3) 土木学会: 原位置岩盤の変形及びせん断試験の進捗 4) 中村・壺内・越智: 堆積軟岩の現場計測・原位置試験・室内試験による変形係数の比較(その1), 第46回土木学会年次学術講演会, 1991 5) 松本・越智・大河内: 軟岩の空洞割削に伴う変形計測とその解析, 第26回土質工学研究発表会, 1991 6) 越智・壺内・金・龍岡: 堆積軟岩の室内・原位置試験による変形係数とその解析への応用, 第23回岩盤シンポジウム, 土木学会, 1991 7) 越智・壺内・龍岡・金: 堆積軟岩の現場計測・原位置試験・室内試験による変形係数の比較, 第46回土木学会年次学術講演会, 1991

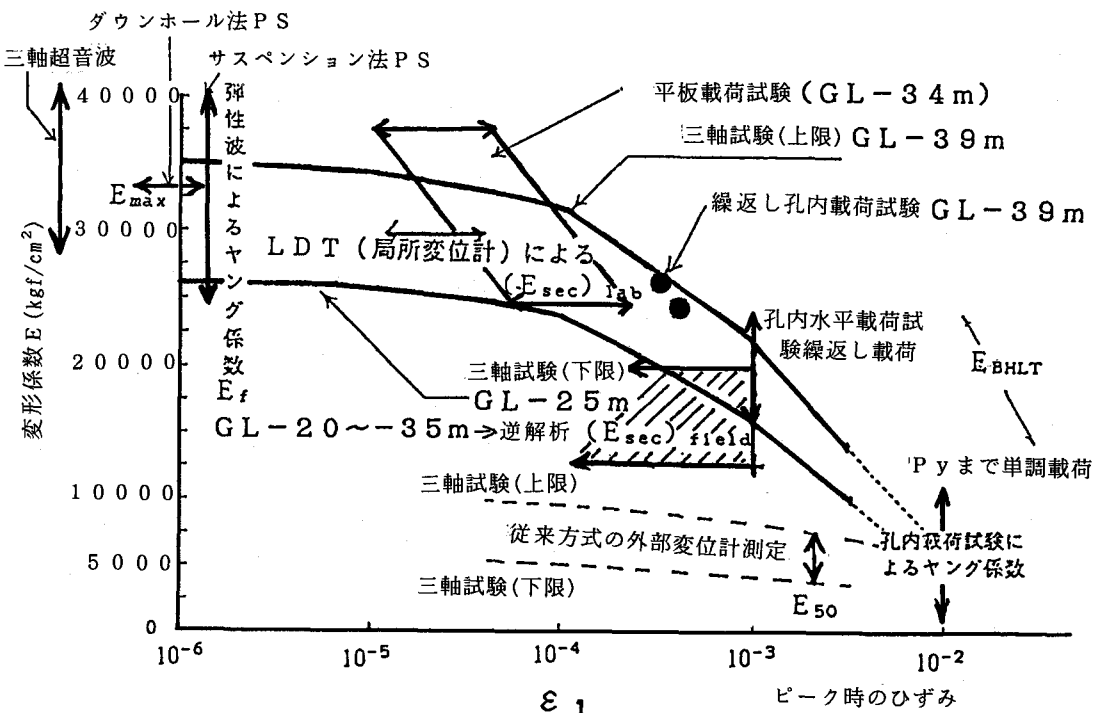


図11 原位置・室内・現場の  $E \sim \varepsilon$  関係 (GL-20m ~ -39m までのデータ)