

プレッシャーメータによる過圧密地盤の変形係数の評価

菅原紀明・米森博喜・小池 豊

Assessment of Shear Modulus from Pressuremeter Testing in Heavily Overconsolidated Ground

Noriaki SUGAWARA, Hiroki YONEMORI and Yutaka KOIKE

Abstract

The pressuremeter is a promising method for assessing directly the in-situ shear modulus of soil and weak rock. In Japan, most of design codes give such guide as "using pressuremeter, initial tangential slope of pressuremeter curves should be applied as in situ moduli of soil". However, this slope has been considered to be significantly dependent on soil disturbance during installation of pressuremeter probe. Although the unload-reload moduli in stead of the initial moduli has been expected to be more effective because of insensitiveness to installation disturbance, the practical meaning of this unload-reload moduli is not clearly comprehended.

Studies have been made of the ground moduli on two test sites using pressuremeter and downhole seismic test, and a comparative study of ground modulus between the corrected unload-reload shear modulus from pressuremeter and the small strain shear modulus determined from field down-hole test. And then, for one of the two sites, where weak rock are developed a comparison between the back-analized modulus from the ground settlement records during construction of super-high rise building and the corrected unload-reload modulus has been made.

From this study, it is suggested that unload-reload moduli from pressuremeter is insensitive to installation disturbance, but significantly depended on strain amplitude of unload-reload cycle and effective cavity stress at the start of unloading. For weak rock with high stiffness, the modulus corrected for effective cavity stress have a good agreement with the back-analized modulus estimated from observation records of ground settlement.

Finally, a relevant method of pressuremeter testing for assessing ground moduli of heavily overconsolidated soil is discussed.

1 まえがき

最近のコンピュータ技術の進歩に伴い、地盤の変形に関する数値解析を多用した設計が多くなってきた。

地盤の変形係数を求める調査法のうち最も有力な原位試験方法は、プレッシャーメータ試験 (PMT) であると考えられ、これまでに、PMT 曲線の初期立上がり部分の直線の勾配によって地盤の変形係数を定める手法が、一般に採用されてきた。このようにして設定された変形係数の値は、PMT におけるプローブ挿入作業中に

生じる孔壁の乱れ (応力解放に伴う膨張、練り返しなど) に対して極めて敏感であり、適切な変形係数の値を得るためには、孔壁に乱れを生じないような削孔方法を採用することが必要となる (Faugeras et al., 1983)。

PMT におけるプローブの挿入方法については、つぎの四つの方式が実用化されている。

- (1) Predrilling 方式 (PDP)
- (2) Selfboring 方式 (SBP)
- (3) Push-In 方式 (PIP)
- (4) Full Displacement 方式 (FDP)

これらのうち、PDPは、最も一般的に使用されている方式である。SBPは特殊な目的を持つ場合にのみ用いられており、わが国ではあまり普及していない。また、PIPとFDPは沖合いの軟弱地盤に限って使用されている方式である。

PDPにおいては、プローブ挿入前に削孔するため、孔壁面の応力解放に伴う膨張や多少の練り返しを与えることは避けられない。一方、SBPにおいては、孔壁面の応力解放を防ぐという面からは優れているが、プローブ挿入時に、メンブレンと孔壁面との間のせん断に伴う練り返しは避けられない。また、軟岩のような硬い地盤（過圧密地盤）にSBPを使用する場合には、その硬さにもよるが、孔壁面の応力解放を与えることなくプローブを挿入することは実質的に困難であることが報告されている（Whittle et al., 1990）。

このように、プローブの挿入方式としては、最も理想的であると考えられるSBPにおいてさえ、孔壁を乱さないことは不可能であろう。

PMT曲線の初期立上がりの直線部分から求めた変形係数は、実際の地盤の変形係数値を過小評価しているという知見は、1970年代の初めの頃から見られ、植下ら（1973）、Marsland et al.（1977）、Windle et al.（1977）、Baguelin et al.（1978）、Mair（1990）、Wood（1990）などは、除荷・再載荷サイクルから変形係数を求めるべきことを主張している。

また、Wroth（1982）、Robertson et al.（1986）、Jamiolkowski et al.（1985）、Houlsby et al.（1986）などは、砂地盤のような排水条件の場合には、原位置の応力条件による補正を行う必要があることを述べている。

したがって、プローブの挿入に伴って生じる孔壁面の乱れにできるかぎり影響されない変形係数を求める方法として、Powell（1990）は、従来のPMTにおいて標準的に実施されてきた単調載荷操作の途中に除荷・再載荷過程を加えて、ヒステリシス部分の交点を結ぶ直線の勾配によって変形係数を求める方法を提案し、このようにして求めた変形係数は、孔壁の乱れに鈍感であることを示した。なお、Mair（1990）は、このPowellの提案した方法を、PMTを用いて変形係数を評価する合理的な測定法として注目している。しかしながら、現在のところ、ヒステリシス部分の交点を結ぶ直線の勾配によって求めた変形係数の工学的な意味については、十分な解釈が示されていない。

筆者らは、上記のヒステリシスループから得られる変形係数に着目し、2つの地点において、プレッシャーマータ試験、ダウンホール方式のPS検層を行うとともに

室内土質試験を実施し、その相対比較から変形係数の工学的な意味について検討した。さらに、既往の文献に発表された沈下測定の結果から逆解析で得られた変形係数と対比して、PMTによって求められた変形係数の評価法について考察した。これらの実験的結果に基づいて、原位置の変形係数を適切に評価するPMT測定法の1つを提案する。

2 土質地盤におけるPDPとSBPの比較試験

試験を行った地盤は、図-1に示すように、ロームの下に4~5mの厚さの凝灰質粘土層があり、その下部は砂層で、全体的に軟らかい地盤である、この箇所において、約5m離れて2本のボーリングを削孔し、深度12mまでの間に、図に示す7つの深度においてPDPおよびSBPを実施した。また、PDPを実施したボーリング孔において、板叩き振源によるダウンホール式PS検層を行った。

PDPに使用したプローブは、図-2に示すような直径80mm、長さ600mmのLLTを使用した。これに対して、SBPのプローブとしては、プローブの下端部に特殊な形状をしたカッターを備えたドリリングビットを取付けたものを使用し、プローブ挿入中のメンブレンと孔壁との摩擦によるメンブレンの抜上りを防止するために、メンブレンの周りにナイロンネットを巻き付けた。

上記のような2種類のプローブを用いて測定した結果

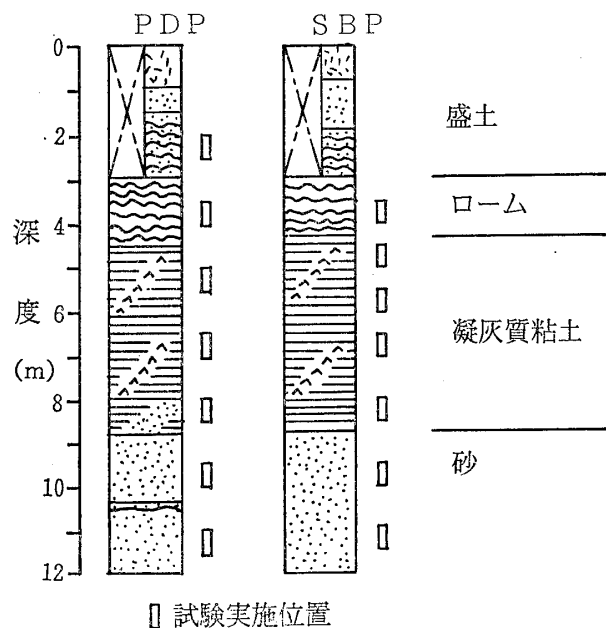


図-1 土質構成とプレッシャーマータ試験実施位置
Fig.1 Soil profile and testing depth of LLT pressuremeter

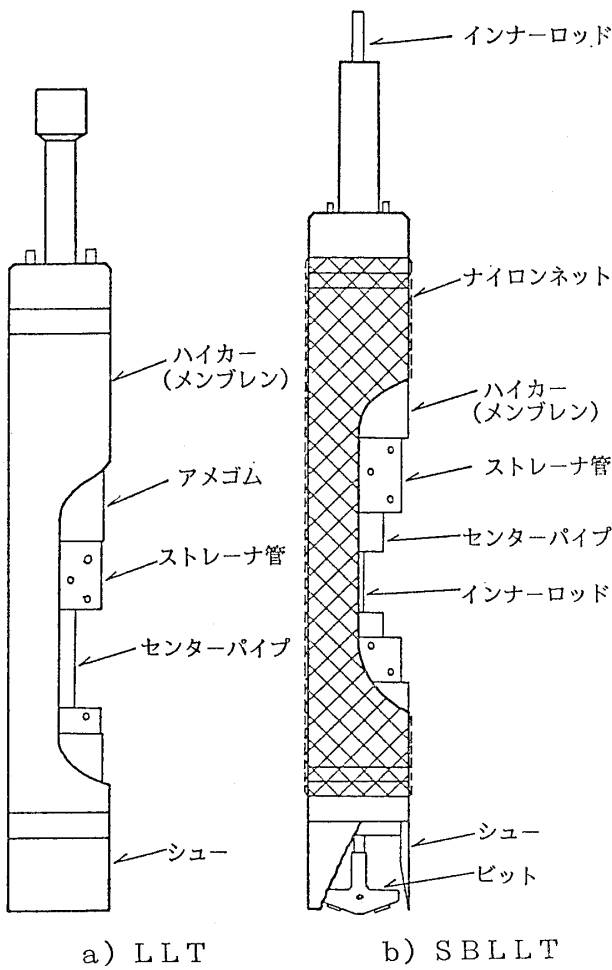


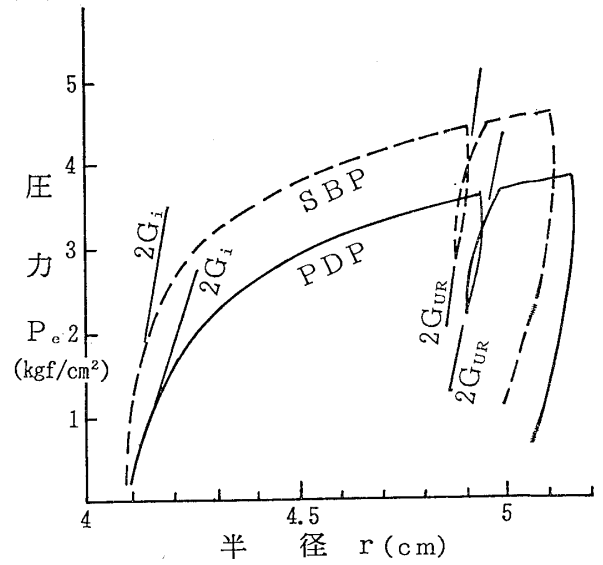
図-2 使用したプローブの概要
Fig.2 Schematic diagram of probe of LLT pressuremeter

の代表例として、深度6.50~7.10mの凝灰質粘土と深度9.50~10.10mの砂について、圧力と孔径の大きさとの関係を示すと、図-3のようになる。図において、 G_i は初期接線せん断剛性率、 G_{UR} は除荷・再載荷せん断剛性率である。測定したボーリング孔が5m離れているとはいえ、同一深度における同じ土質であるにもかかわらず、凝灰質粘土の場合も砂の場合も、 G_i および G_{UR} の値は、PDPよりもSBPの方が大きい値を示している。

PDPおよびSBPの各深度における測定結果から求められた G_i および G_{UR} の値を、深度に対してプロットすると、図-4に示すようになる。なお、図には、PDPを実施したボーリング孔で行ったPS検層の結果から得られたS波速度を記入してある。

この結果によれば、ローム層においてはSBPの G_i および G_{UR} の値はPDPとほとんど同じ値を示しているが、凝灰質粘土層においては、いずれの深度においてもSBPの方が大きくなっており、砂層においては、 G_i お

(a) 凝灰質粘土(深度:6.50~7.10m)



(b) 砂(深度:9.50~10.10m)

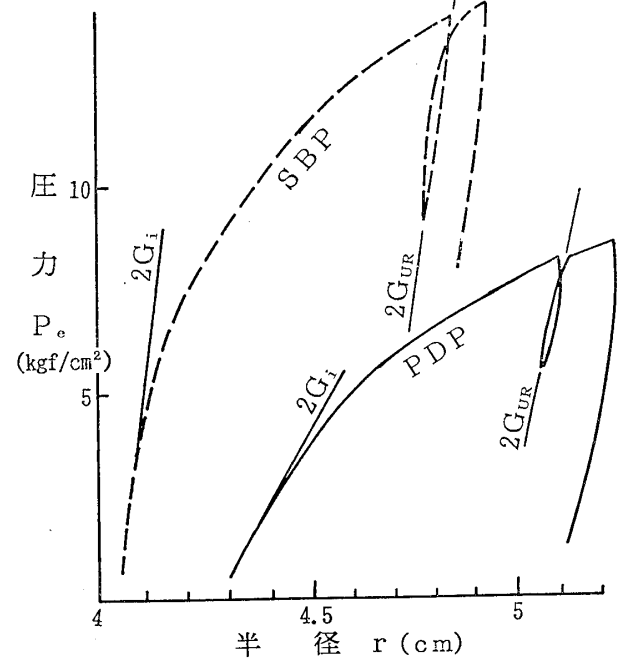


図-3 プレボーリング方式(PDP)とセルフボーリング方式(SBP)のプレッシャーメータ曲線の比較
Fig.3 Comparison of pressuremeter expansion curves obtained from self-boring type and preboring type of LLT pressuremeter

よび G_{UR} の値とともに、明瞭な差異を示している。せん断剛性率にこのような相違が生じる原因は、プローブの挿入法の違いによるもので、SBPの方がPDPよりも孔壁の乱れが少ないと考えられる。また、PDPおよびSBPのいずれの場合も、 $G_i < G_{UR}$ の関係にあることは、 G_i の方が、プローブ挿入による影響が大きいことを反

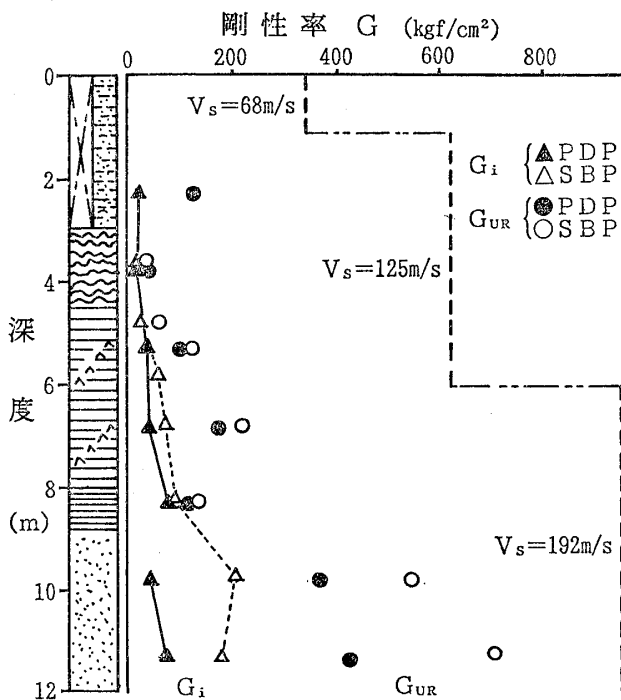


図-4 プレボーリング方式 (PDP) とセルフボーリング方式 (SBP) の初期剛性率 G_i および除荷・再載荷剛性率 G_{UR} の分布と S 波速度

Fig.4 S wave velocity and measured initial shear modulus G_i and unload-reload shear modulus G_{UR} obtained from self-boring type and preboring type of LLT pressuremeter

映していると思われる。

既往の研究によれば、砂のような排水条件の下でせん断する地盤の場合には、PMT 曲線から直接求めた G_{UR} は、PMT の載荷条件下の周辺の平均主応力レベルに応じて変化するといわれている。

応力レベルに関する補正式として、Bellotti et al. (1989) は、Junbu (1963) の提案式に準じて次の式を示している。

$$G_{UR}^c = G_{UR}(\sigma_{MO}' / \sigma_{AV}')^n \quad (1)$$

ここで、 G_{UR}^c : 応力レベル補正の処理をした G_{UR}

G_{UR} : 実測した剛性率

σ_{MO}' : 原位置の平均有効応力
 $= (2\sigma_{ho}' + \sigma_{vo}') / 3$

σ_{ho}' : PDP および SBP で求めたリフトオフ圧から想定した静止土圧

σ_{vo}' : 地質柱状図から想定した鉛直有効土被り圧

n : ひずみの大きさによって変化する指数
 $= 0.4 \sim 0.5$

また、Robertson(1982) は、変形係数に影響する周辺

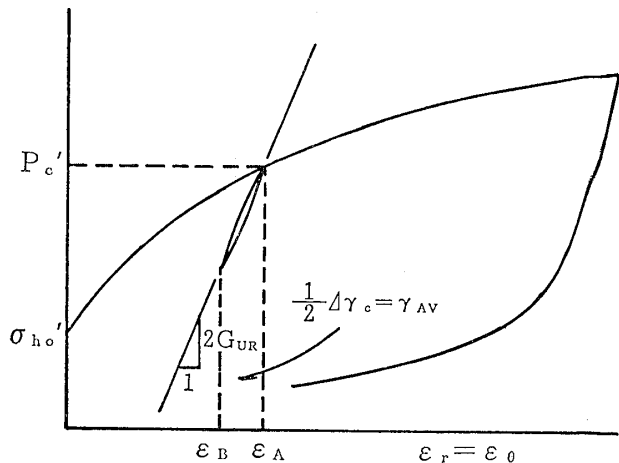


図-5 空洞ひずみ、せん断ひずみおよび応力の定義 (Bellotti et al., 1989 より)

Fig.5 Definition of cavity strain, shear strain and stress at unload-reload starting (after Bellotti et al., 1989)

地盤に作用する平均主応力について、膨張する孔壁面の周囲を正八面体座標で考え、その平均有効主応力の σ_{AV}' 第一近似として、つぎの式によって求めている。

$$\sigma_{AV}' = 0.5 p_c' \quad (2)$$

ここで、 p_c' : 除荷開始時の載荷有効応力

さらに、Bellotti et al. (1989) は、除荷・再載荷時の孔壁周囲の平均せん断ひずみ γ_{AV} をつぎのように表している。

$$\gamma_{AV} = 0.5 \Delta \gamma_c = \epsilon_A - \epsilon_B \quad (3)$$

ここで、 $\Delta \gamma_c$ は孔壁面部のサイクルループ中の空洞ひずみ振幅を表し、

$$\Delta \gamma_c = 2(\epsilon_A - \epsilon_B) \quad (4)$$

と近似的に表される (図-5 参照)。

図-4 に示した G_i および G_{UR} の値のうち、砂質土である盛土部および砂層において得られたものについては、式(1)および式(2)によって補正を行い、 G_{UR}^c に変換して、式(3)によって γ_{AV} を求めた。また、PS 検層によって得られた S 波速度から算定した G_0 を用いて、粘性土 (ローム、凝灰質粘土) については G_{UR}/G_0 を、砂質土については G_{UR}^c/G_0 を求めた。それらの計算結果を表-1 に示す。図-6 は表-1 に示した剛性率を深度に対してプロットしたものである。

図-6 によれば、つぎのことが考えられる。

- ① 深度 9.8m における SBP によって得られた剛性率だけが $G_i > G_{UR}^c$ となっていることを除くと、い

表一 土質地盤におけるプレッシャーマータ試験による剛性率 (G_I , G_{UR} , G_{UR}^C) および G_0 .
Table 1 Data from LLT pressuremeter and down-hole seismic logging in soil

方式	深度 m	土質名	G_i	除荷・再載荷試験								P S 検層			$\frac{G_{UR}^C}{G_0}$
				σ_{vo}'	σ_{ho}'	σ_{mo}'	p_c'	G_{UR}	α	G_{UR}^C	γ_{AV}	V_s	ρ	G_0	
プレ ボ ー リ ン グ	2.3	盛土	13.9	0.32	0.16	0.21	3.02	(116)	0.32	37	3.6	125	1.45	231	0.16
	3.8	ローム	11.8	0.54	—	—	—	46	—	—	3.6	125	1.4	223	0.21
	5.3	凝灰質 粘土	31.4	0.64	—	—	—	92	—	—	4.1	125	1.5	239	0.38
	6.8	凝灰質 粘土	37.3	0.71	—	—	—	164	—	—	2.0	192	1.5	564	0.29
	8.3	砂質 粘土	76.9	0.79	—	—	—	105	—	—	6.1	192	1.6	602	0.17
	9.8	砂	46.5	0.91	0.42	0.58	8.16	(363)	0.37	134	2.0	192	1.9	715	0.19
	11.3	砂	78.2	1.04	1.38	1.26	9.61	(426)	0.51	217	2.0	192	1.9	715	0.30
セル フ ポ ー リ ン グ	3.8	ローム	13.6	0.54	—	—	—	38	—	—	6.1	125	1.4	223	0.17
	4.8	凝灰質 粘土	22.2	0.62	—	—	—	62	—	—	4.1	125	1.5	239	0.25
	5.8	凝灰質 粘土	57.1	0.67	—	—	—	122	—	—	4.1	125	1.5	564	0.22
	6.8	凝灰質 粘土	66.7	0.71	—	—	—	204	—	—	2.0	192	1.6	602	0.34
	8.3	粘土	80.0	0.79	—	—	—	132	—	—	4.1	192	1.9	715	0.18
	9.8	小礫混 じり砂	200	0.91	0.42	0.58	13.9	(550)	0.28	154	2.1	192	1.9	715	0.22
	11.2	小礫混 じり砂	171	1.03	1.38	1.26	23.0	(711)	0.33	235	4.2	192	1.9	715	0.32

G_i : 初期接線勾配による剛性率(kgf/cm²)
 σ_{ho}' : 静止土圧(SBPのリフトオフ圧より)(kgf/cm²)
 p_c' : 除荷・再載荷開始直前のプレッシャーマータの圧力(kgf/cm²)
 G_{UR} : 除荷・再載荷ループの剛性率(kgf/cm²)
 γ_{AV} : ループ載荷時のせん断ひずみ($\times 10^{-3}$)
 ρ : 地盤の平均密度(gf/cm³)
 $(\alpha) := (\sigma_{mo}' / \sigma_{AV}')^n$

σ_{vo}' : 鉛直土被り圧(kgf/cm²)
 σ_{mo}' : 平均有効応力(kgf/cm²)
 G_{UR}^C : 応力レベルで補正した G_{UR} (kgf/cm²)
 V_s : S波速度(m/s)
 G_0 : S波速度から算定した剛性率(kgf/cm²)

ずれの深度においても,

$$G_i < G_{UR} < G_0$$

の関係にある。このことは、初期接線勾配から求めた G_i は、孔壁の乱れを反映した過小値である可能性を示しているものと考えられる。

② PDP および SBP の初期接線勾配から求めた剛性

率については,

$$G_{i(PDP)} < G_{i(SBP)}$$

の関係を示しており、これは、プローブの挿入方法の違いを反映しているものと思われる。

③ PDP および SBP の除荷・再載荷ループの直線勾配から求めた剛性率については,

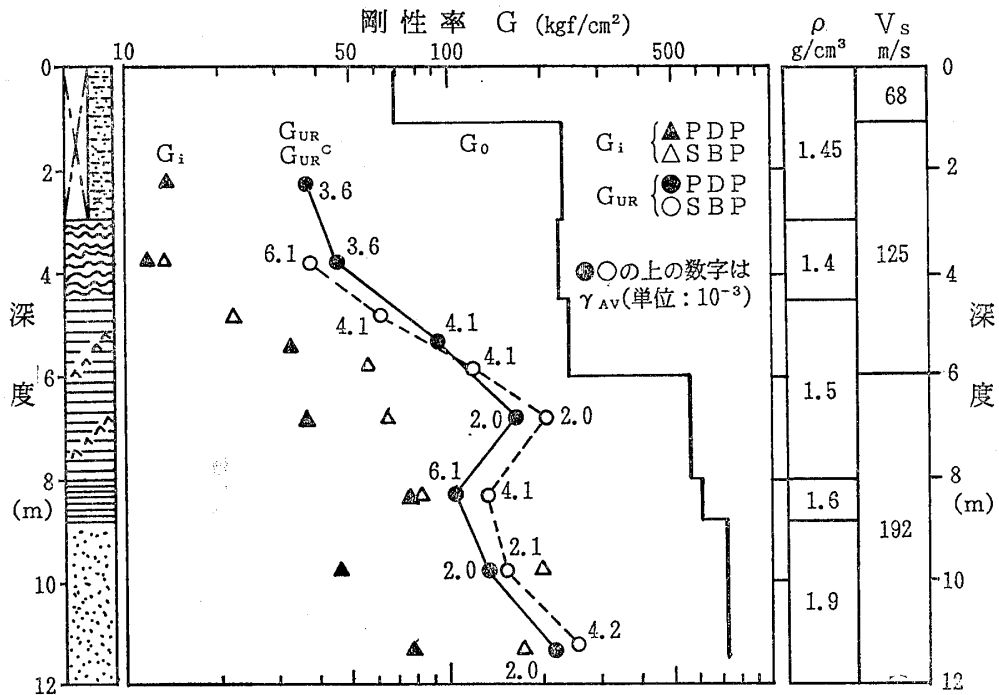


図-6 プレッシャメータ試験によって求めた剛性率とS波速度から算出した剛性率との比較
 Fig.6 Comparison of shear modulus obtained from self-boring and preboring pressuremeter test and seismic shear modulus at the site

$$G_{UR}(G_{UR}^C)_{(PDP)} \div G_{UR}(G_{UR}^C)_{(SBP)}$$

であり、これは、プローブの挿入方法の違いによる影響が少ないことを示しているのものであると考えられる。

- ④ G_{UR} を求めたときのヒステリシスループに与えた平均せん断ひずみ γ_{AV} は、 $2.0 \sim 6.1 \times 10^{-3}$ であり、 G_0 のひずみ領域として知られている $10^{-5} \sim 10^{-6}$ に比べると著しく大きいことになる。剛性率のひずみ依存性を考慮するとき、

$$G_{UR} < G_0$$

の関係を示すことは当然といえる。

従来、地盤の動的変形解析に当たっては、PS 検層によって得られたS波速度分布を対象地盤の基本的なデータとし、室内試験によって求めた動的変形特性とせん断ひずみの関係から、対象地盤の広いひずみ領域における剛性率の決定を行っている。わが国の地盤の変形特性とせん断ひずみに関しては、龍岡ら (1977a, b), 岩崎ら (1979), 国生ら (1979, 1980) および横田ら (1981) による研究があり、横田ら (1981) は、これらの結果を、図-7に示すように粘性土と砂質土別に総括している。表-1に示した筆者らの測定結果をこの図の上に記入すると、それらの曲線の範囲に納まっている。

したがって、除荷・再載荷ループの直線勾配から求めた剛性率 G_{UR} は、PDP および SBP のいずれの場合においても、プローブの挿入による孔壁の乱れによる影響が少ない値であり、その値は与えられたせん断ひずみに依存している。また、砂質土のような排水地盤の場合には、載荷時の応力レベルに影響された値であるということが出来る。

3 軟岩におけるプレッシャメータ試験

試験を行った地盤は、深度6.5m以深に、図-8に示すように、上総層群と呼ばれている下部洪積世泥岩と砂岩の互層が発達するところである。この泥岩はいわゆる“土丹”と呼ばれており、硬く固結しており、ビル建設においては、信頼できる支持地盤として評価されているものである。一方、砂岩は、細粒分含有量の違いによって固結度が異なっており、固結度が小さいところでは、掘削の際の湧水に伴って、パイピング現象が発生することがある。しかし、いずれの岩においても、標準貫入試験Nの値は50回以上の値を示している。

図-8には、SBP および PS 検層の実施箇所を示してある。

(1) 試験機

使用した試験器は、英国の Clarke らによって開発さ

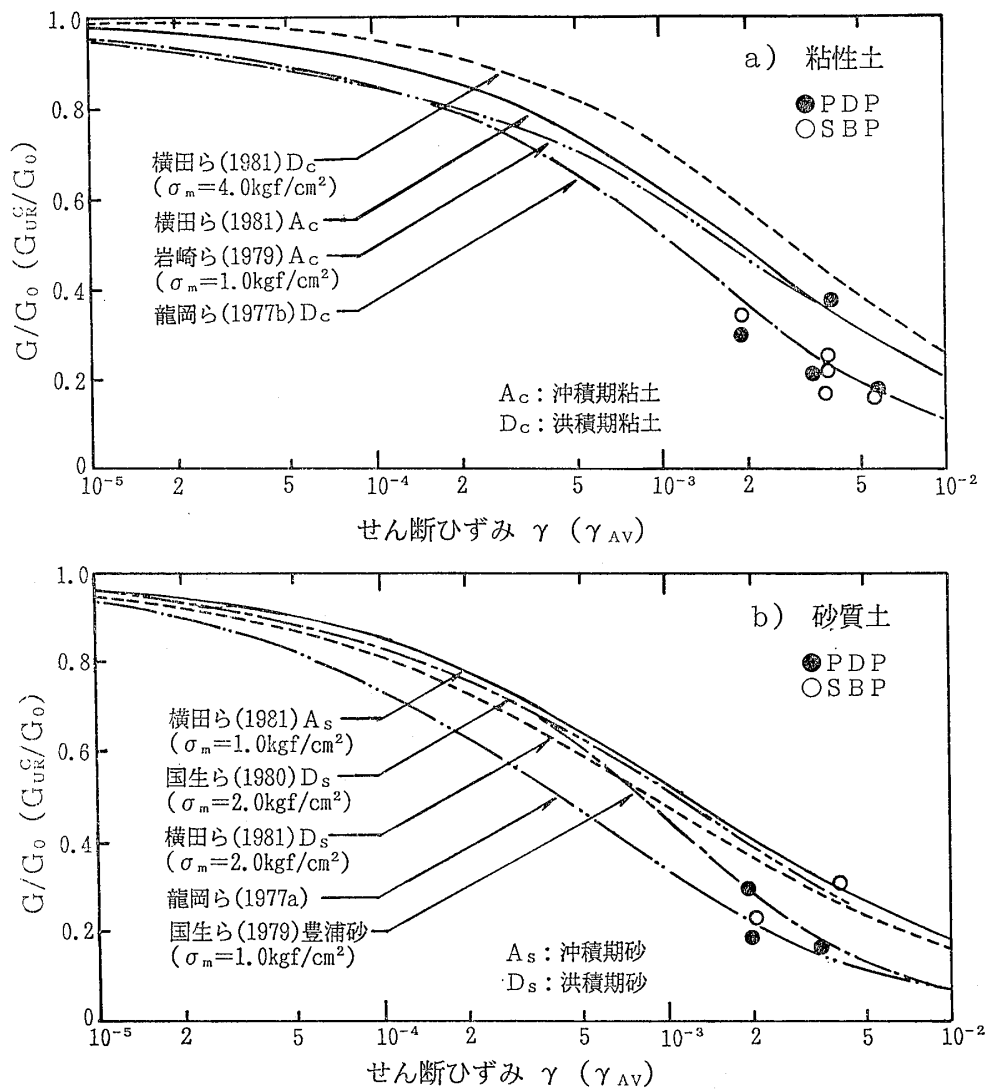


図-7 プレッシャーマータ試験によって求めた剛性率比と既往の剛性率比との比較
 Fig.7 Comparison between shear modulus ratio from pressuremeter testing and shear modulus ratio from laboratory test already published

れた軟岩用セルフボーリングプレッシャーマータ (RSBP) で、軟弱地盤用の SBP を軟岩用に発展させたものである (Clarke et al., 1939)。

RSBP の特長はそのプローブにあって、その主な仕様はつぎのとおりである。

(a) 寸法

直径：73.6mm

ゴムメンブレン部分の長さ：450mm

長さ/直径：6.1

(b) 圧力および変位位置

最大圧力：200kgf/cm²

最大測定変位位置：4 mm (ホール効果ゲージ採用)

変位測定方向：メンブレン中央部において120°間隔で水平3方向の測定が可能。

(c) メンブレン

ナイロン繊維とゴムの複合材を用いて、土質地盤用 SBP において慣用的に採用されているスチール外套 (チャイニーズ・ランタン) を不要にした。

(d) ビット

メンブレンの外套と同じ外径の全断面削孔ビットを使用。

(e) 加圧ホースと電線ケーブル

2本の加圧ホースを使用し、そのうちの1本に電線ケーブルを通し、水がない孔内における試験に際して、油の注入と排出を可能にした。

このプローブの概要は図-9に示すとおりである。

当試験箇所のような比較的硬い地盤において、この試験器を使用する場合、孔壁の実際の変位量を得るためには、メンブレンに加えた圧力に対するメンブレンの圧縮量を補正することが必要となる。このために、組立を終

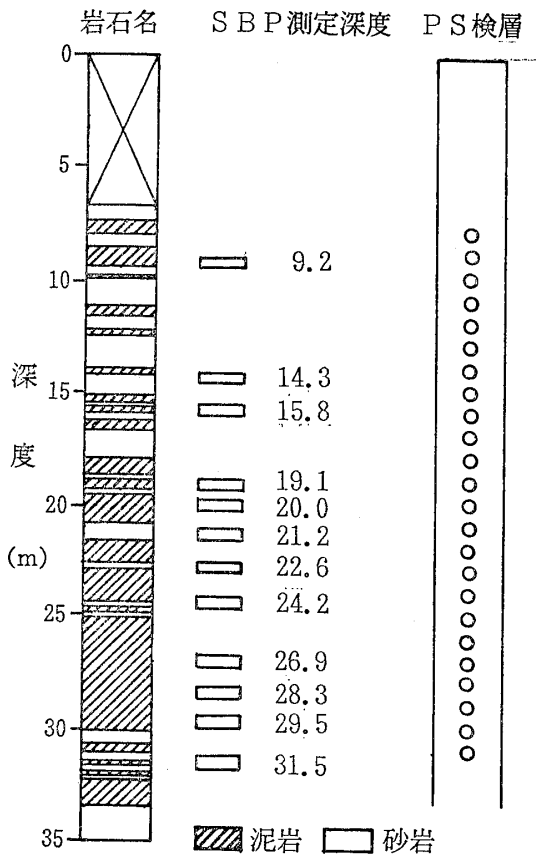


図-8 地質構成およびプレッシャメータ試験実施位置
Fig.8 Soil profile and testing depth of self-boring pressuremeter for weak rock (RSBP) and suspension P-S seismic logging

えたプローブを肉厚鋼管の中に挿入し、0~120kgf/cm²の圧力を10kgf/cm²ステップで加え、それぞれの圧力における変位量を読取る。この変位量は、それぞれの圧力におけるメンブレンの変位量Δrに相当するものである。

実地盤において測定される量は、それぞれの圧力における変位量Δr_mであり、このΔr_mの中には、メンブレンの変位量Δrが含まれているので、地盤自体の変位量Δr_cは、

$$\Delta r_c = \Delta r_m - \Delta r \tag{5}$$

となる。

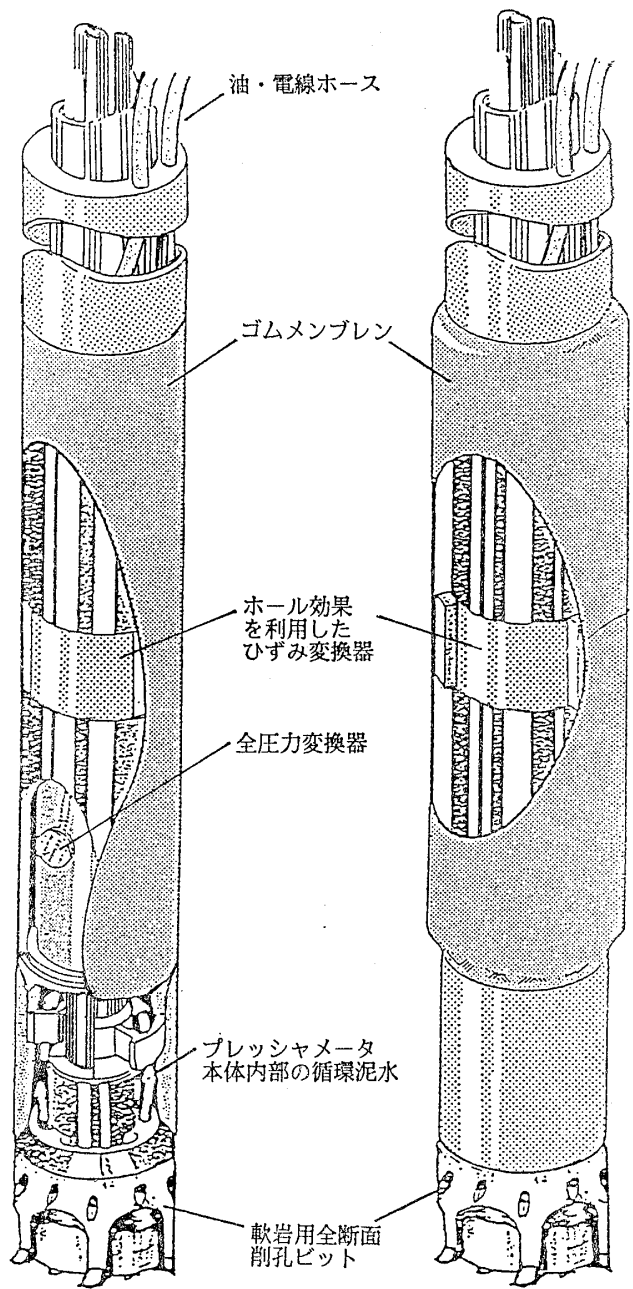
(2) 応力と空洞ひずみ

測定開始時の孔の半径を r_i とするとき、

$$\epsilon_c = \Delta r_c / r_i \tag{6}$$

で表される量 ε_c を空洞ひずみ (cavity strain) と定義する。

RSBP によって深度21.2mにおいて測定された地盤の水平3方向の変位量から、式(6)を用いて求められた空洞ひずみ ε_c と応力Pとの関係を示すP~ε_c 曲線を、一例

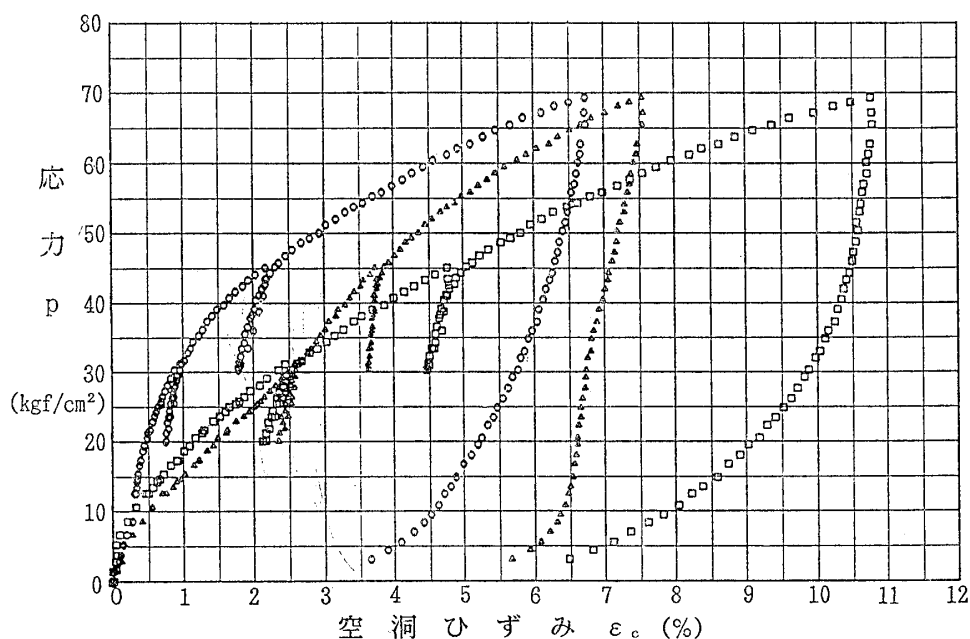


(プローブ挿入中) (プローブ膨張中)

図-9 軟岩用セルフボーリングプレッシャメータのプローブの概観 (Clarke et al., 1989 より)
Fig.9 Schematic diagram of probe of self-boring pressuremeter for weak rock (RSBP) (after Clarke et al., 1989)

として図-10に示す。図に示すように、2度の除荷・再載荷を行い、3方向のうちのいずれかの空洞ひずみ ε_c が10%かそれ以上になったときに加圧を中止し、完全除荷に移行している。

この図によれば、3方向の曲線は、同一深度において同時に測定されたものであるにもかかわらず、曲線の初めのところのリフトオフ圧および曲線の勾配には差があ



図—10 軟岩用セルフボーリングプレッシャメータによる深度21.2mの $p \sim \epsilon_0$ 曲線
 Fig.10 Typical pressuremeter expansion curve in sand stone at a depth 21.2m at the site

り、異なる箇所の曲線と思われるほどである。しかしながら、それぞれの曲線の間部から終息部にかけてはほとんど同じ勾配となっている。このことは、SBPによる測定であっても、プローブ挿入によって生じる孔壁の乱れの程度が孔壁の方向で異なっているためか、あるいは、地盤の異方性に基づくものかのいずれかを示すものと思われる。

(3) 静止土圧

原位置における静止土圧 σ_{ho} は測定された値から直接求められた剛性率 G_{UR} を補正するとき必要とする要素であり、RSBP は静止土圧を求めるためには最適の手段であるということが出来る。しかし、Baguelin et al. (1978) および Lacasse et al. (1982) によれば、SBP を用いて信頼できるリフトオフ圧を得るためには、空洞ひずみが $\pm 0.2\%$ 以内でなければならず、これ以上の値を示す場合には信頼できないと述べている。

当試験箇所の地盤は泥岩と砂岩との複雑な互層となっているためか、上記の制約を踏襲するかぎり、深度21.2mの砂岩における測定のみであった。したがって、この1箇所からの試験結果から、当試験箇所の地盤の静止土圧係数 K_0 は、

$$K_0 \cong 2.0$$

とした。

(4) 泥岩の剛性率 G_{UR} に対する応力レベル補正

泥岩は細粒の粘性土が固結したものであることから、その透水係数は比較的小さく、したがって、PMT の載

荷中の排水条件はほぼ非排水条件下にあると判断するのが一般的であろう。しかし、測定中の排水条件に直接影響を及ぼすのは、次式で表される圧密係数 c_v である。

$$c_v = k / (m_v \cdot \gamma_w) \tag{7}$$

ここで、 c_v : 圧密係数 (cm²/day)

k : 透水係数 (cm/day)

m_v : 体積圧縮係数 (cm²/kgf)

γ_w : 水の密度 (kgf/cm³)

さらに、この泥岩を弾性体と仮定すれば、

$$m_v = 1/E_s = 1/2G(1 + \nu) \tag{8}$$

であるので、圧密係数 c_v はつぎのように表される。

$$c_v = k \cdot 2G(1 + \nu) / \gamma_w \tag{9}$$

ここで、 G : 剛性率 (kgf/cm²)

ν : ポアソン比

式(9)によれば、透水係数が小さい場合であっても、剛性率が比較的大きい値をもつ軟岩の場合には、圧密係数が相当大きな値を示すことが想定される。

図—10に示したように、当箇所の測定においては、除荷・再載荷の過程を2回行っており、それらの測定から求められた G_{UR} の値はおおよそ 1500~8000kgf/cm² の範囲にあり、その平均は約 4000kgf/m² である。

いま、仮に、

$$k = 10^{-8} \text{ (cm/see)} \cong 1 \times 10^{-3} \text{ (cm/day)}$$

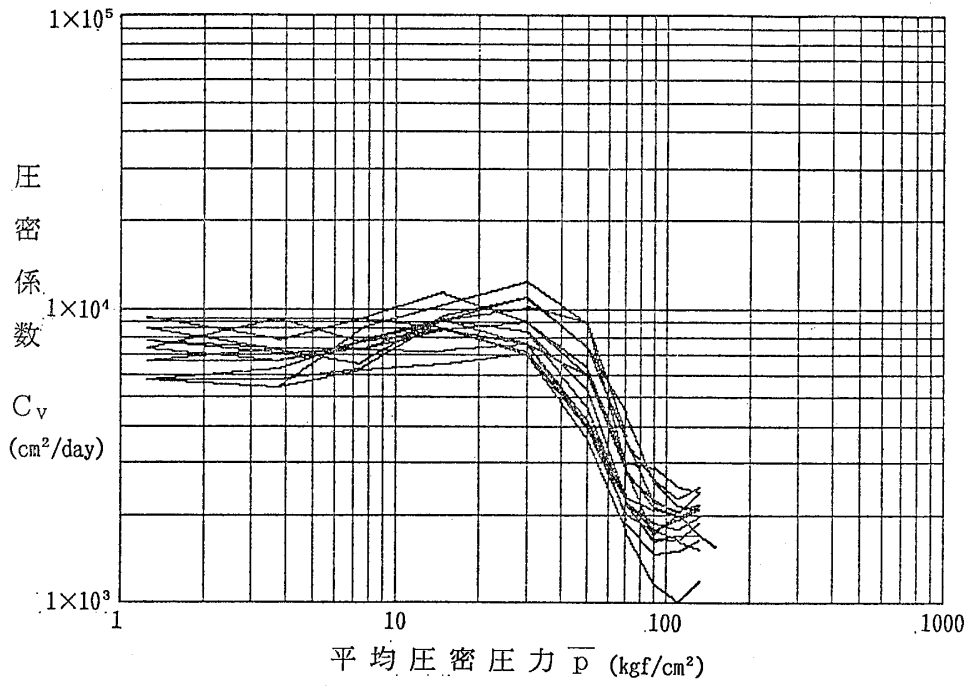


図-11 標準圧密試験による圧密係数

Fig.11 Oedometer test results for coefficient of consolidation and average effective stress in mudstone at the site

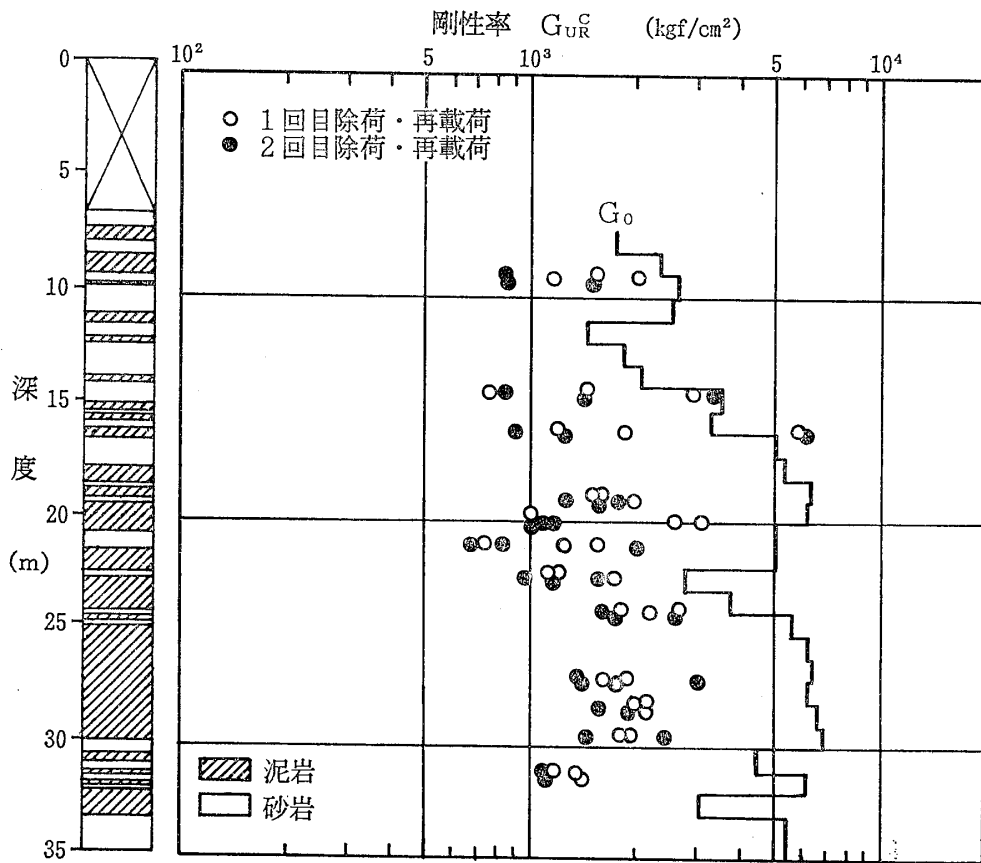


図-12 応力レベルによって補正した剛性率の深度分布

Fig.12 Distribution of shear modulus corrected by in-situ effective stress

表一2 軟岩におけるプレッシャーマータ試験による剛性率 (G_i , G_{UR} , G_{UR}^C) および G_0
 Table 2 Data from RSBP and shear modulus G_0 from suspension P-S logging in weak rock

深 度 (m)	対 象 岩	応力レベルによる補正						変 位 計 番 号	剛性率およびひずみ						G ₀ との比				
		σ_{vo}'	σ_{ho}'	σ_{mo}'	$P'c1$	$P'c2$	$(\alpha)_1$		$(\alpha)_2$	G_i	G_{UR1}		G_{UR2}		γ_{AV1}	γ_{AV2}	G_0	$\frac{G_{UR1}}{G_0}$	$\frac{G_{UR2}}{G_0}$
1	砂岩	1.12	2.33	1.93	28.42	39.16	0.37	0.31	1	1430	3130	1160	2770	860	1.3	2.4	2380	0.49	0.36
		1.57	3.25	2.69	25.96	32.29	0.46	0.41	2	2720	4170	1540	4850	1500	1.0	1.2	2380	0.65	0.63
		1.70	3.50	2.90	39.02	51.99	0.39	0.33	3	1920	5420	2010	2700	840	0.59	2.2	2380	0.84	0.35
2	砂岩	1.57	3.25	2.69	25.96	32.29	0.46	0.41	1	1310	6380	2930	8200	3360	0.42	0.25	3340	0.88	1.01
		1.70	3.50	2.90	39.02	51.99	0.39	0.33	2	2200	3140	1440	3480	1430	1.0	0.59	3340	0.43	0.43
		1.70	3.50	2.90	39.02	51.99	0.39	0.33	3	910	1640	760	2040	840	2.2	1.2	3340	0.23	0.25
3	砂岩	1.70	3.50	2.90	39.02	51.99	0.39	0.33	1	1450	3070	1200	2710	900	0.84	1.4	3390	0.35	0.27
		2.00	4.07	3.33	47.33	56.71	0.38	0.35	2	4110	4740	1850	3800	1260	0.54	1.0	3390	0.55	0.37
		2.00	4.07	3.33	47.33	56.71	0.38	0.35	3	2380	—	—	—	—	—	—	3390	—	—
4	泥岩	2.00	4.07	3.33	47.33	56.71	0.38	0.35	1	1360	5230	1990	4400	1540	0.89	1.2	6030	0.33	0.26
		2.18	4.46	3.70	29.38	43.30	0.50	0.41	2	1230	3910	1490	4940	1730	1.4	1.1	6030	0.25	0.29
		2.18	4.46	3.70	29.38	43.30	0.50	0.41	3	1670	4060	1540	3640	1270	1.3	1.5	6030	0.26	0.21
5	泥岩	2.07	4.24	3.52	49.91	76.56	0.38	0.30	1	2210	2630	1000	3870	1160	1.9	2.4	6030	0.17	0.19
		2.18	4.46	3.70	29.38	43.30	0.50	0.41	2	1320	8220	3130	3620	1090	0.42	1.9	6030	0.52	0.18
		2.18	4.46	3.70	29.38	43.30	0.50	0.41	3	1080	6860	2610	3380	1010	0.42	3.2	6030	0.43	0.17
6	砂岩	2.18	4.46	3.70	29.38	43.30	0.50	0.41	1	1450	3090	1550	1630	670	1.1	3.9	4910	0.32	0.14
		2.30	4.72	3.91	13.97	23.38	0.75	0.58	2	560	2480	1240	4910	2010	1.8	1.2	4910	0.25	0.41
		2.30	4.72	3.91	13.97	23.38	0.75	0.58	3	580	1470	730	2030	830	2.8	2.8	4910	0.15	0.17
7	砂岩	2.30	4.72	3.91	13.97	23.38	0.75	0.58	1	670	1510	1130	1670	970	1.3	2.6	3410	0.33	0.28
		2.30	4.72	3.91	13.97	23.38	0.75	0.58	2	1040	1610	1210	2700	1570	1.9	2.1	3410	0.36	0.46
		2.30	4.72	3.91	13.97	23.38	0.75	0.58	3	1530	2300	1730	2010	1170	1.4	2.9	3410	0.51	0.34

表-2 (つづき)
Table 2 (Continued)

深 度 (m)	対 象 岩	応力レベルによる補正						変 位 計 番 号	剛性率およびひずみ						G ₀ との比			
		σ_{v_0}'	σ_{h_0}'	σ_{m_0}'	P _{c1}	P _{c2}	(α) ₁		(α) ₂	G _i	G _{UR1}		G _{UR2}		γ_{AV1}	γ_{AV2}	G ₀	$\frac{G_{UR1}^c}{G_0}$
8	砂岩	2.43	5.00	4.14	44.45	62.91	0.43	0.36	1		5120	2200	7160	2580				
									2	4250	1830	4870	1750	1.5	1.6		0.46	0.44
									3	6180	2660	4380	1580	0.93	1.4		0.67	0.40
9	泥岩	2.65	5.45	4.52	45.13	64.08	0.45	0.38	1	3950	1780	3740	1420	1.4	1.9	6240	0.29	0.23
									2	3620	1630	3630	1380	1.4	1.5		0.26	0.22
									3	4200	1890	8050	3060	1.3	0.93		0.30	0.49
10	泥岩	2.77	5.70	4.72	48.23	67.60	0.44	0.37	1	4920	2170	—	—	1.1	—	6240	0.35	—
									2	4900	2160	5130	1900	1.6	2.1		0.35	0.30
									3	4580	2020	4280	1880	1.3	2.1		0.32	0.25
11	泥岩	2.88	5.90	4.89	48.09	63.65	0.45	0.39	1	—	—	—	—	—	—	6460	—	—
									2	4330	1950	3750	1460	1.7	2.3		0.31	0.23
									3	4050	1820	6270	2440	1.6	1.4		0.28	0.38
12	砂岩	3.05	6.25	5.18	35.20	49.64	0.54	0.46	1	900	1410	—	—	2.7	—	5200	0.27	—
									2	750	1350	2360	1090	2.6	4.4		0.26	0.21
									3	740	1170	2390	1100	3.6	4.6		0.22	0.21

G_i : 初期接線勾配による剛性率(kgf/cm²)
 σ_{v_0}' : 静止土圧(SBPのりフトオフ圧より)(kgf/cm²)
 σ_{h_0}' : 除荷・再載荷開始直前のプレッシャーメータの圧力(kgf/cm²)
 σ_{m_0}' : 除荷・再載荷ループレッシャーメータの圧力(kgf/cm²)
 P_{c1} : 除荷・再載荷時のせん断ひずみ($\times 10^{-3}$)
 P_{c2} : ループ載荷時のせん断ひずみ($\times 10^{-3}$)
 G_{UR1} : 応力レベルで補正した G_{UR} (kgf/cm²)
 G_{UR2} : S波速度から算定した剛性率(kgf/cm²)
 G_0 : 鉛直土被り圧(kgf/cm²)
 γ_{AV1} : 平均有効応力(kgf/cm²)
 γ_{AV2} : 平均有効応力(kgf/cm²)
 (α) : $(\sigma_{m_0}' / \sigma_{AV})^n$

$$G = 2000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\nu = 0.3$$

$$\gamma_w = 1 \text{ (gf/cm}^3\text{)} = 1 \times 10^{-3} \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

とすれば、

$$C_v \doteq 5200 \text{ (cm}^2\text{/day)}$$

となる。また、図-11は、この試験箇所
の泥岩の標準圧密試験の結果であるが、
過圧密領域における圧密係数は、
5000~9000(cm²/day)を示している。
これは、一般の軟弱な粘土の圧密係
数値の数十倍の値に相当する。この
ような状態にある軟岩の場合のPMT
が非排水条件であると考えることには
疑問がある。

Haberfield et al. (1990) は、有限要素
モデル解析を行って、軟岩における
PMTによるせん断によって、孔壁の
周辺に著しい引っ張り亀裂が発生す
ることを説明し、その結果、相対的
に圧縮性の小さい軟岩に対するPMT
は、完全な排水条件下で行われてい
ることを主張している。

以上の理由から、透水係数が小さい
地盤と考えられる泥岩であっても、
砂岩の場合と同様に、測定値から
計算される剛性率G_{UR}^cに対して、
試験時の応力レベルに対応する補
正を行う必要があると考え、式(1)
によってG_{UR}^cを求めた。この計算に
おいては、静止土圧係数K₀=2.0と
して、原位置の有効水平応力σ_{hc}を
決定し、除荷開始時の有効応力p_o'
を用いた。計算結果は表-2に示す
とおりである。この表に示すG_{UR}^c
の値の深度分布は、図-12に示す
ようになり、比較的広い範囲にばら
ついている。

(5) G_{UR}^c とひずみの関係

一般に、剛性率は、与えたひずみの
大きさによって変化することは知ら
れている。

図-10に示した深度21.2mにおける
3つのp~ε_o曲線

から求めたG_iおよびG_{UR}^cの値を、
それぞれのループにおける平均せん
断ひずみγ_{AV}に対してプロットすと、
図-13に示すようになる。図中の破
線で示す関係から、γ_{AV}=1×10⁻³
に対応するG_{UR}^cの値〔この値を(G_{UR}^c)_r
と表示する〕は容易に求められる。

各深度ごとに、図-13に示したよう
な関係図を作成して、それぞれの深
度についての(G_{UR}^c)_rを求め、その
深度における実測値との比

$$R = G_{UR}^c / (G_{UR}^c)_r \tag{10}$$

と、それぞれのG_{UR}^cに対応するせん
断ひずみγ_{AV}との関係を示すと、
図-14のようになる。

一方、図-13に示したような各深
度におけるせん断ひずみγ_{AV}と
G_{UR}^cの関係を示す曲線から、γ_{AV}
が5×10⁻⁴、1×10⁻³および5×
10⁻³の3つのせん断ひずみレ
ベルにおける剛性率を求め、それ
ぞれの深度に対して図示すると、
図-15に示すようになる。

また、表-2に示したγ_{AV}および
G_{UR}^c/G_oを用いて、図-7に記入
すると、図-16に示すようになる。
龍岡ら(1977 a, b), 岩崎ら(1979),
国生ら(1979, 1980)および横
田ら(1981)によるG_oは室内土質
試験によって求められた値であり、
筆者らのものは原位置における
PS検層による値であるにもかかわらず、
これらの曲線と調和した関係にある
ということが出来る。しかしなが
ら、砂岩の場合には、おおむねそ
れらの曲線と一致していることが
出来るが、泥岩の場合には、G_{UR}^c/
G_oの値が0.2程度小さくなってい
る。この違いは、応力レベル補正
において想定した静止土圧は、砂
岩についてのリフトオフ圧に基づ
いており、泥岩についての静止土
圧でないことによるものと思われ
る。

一般に、同一の堆積環境であれば、
泥岩の静止土圧は

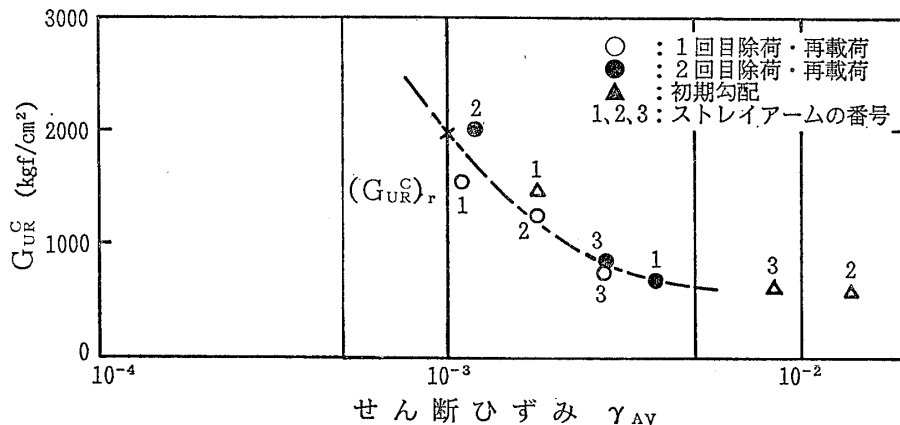


図-13 深度21.2mにおける砂岩の平均ひずみγ_{AV}に対する補正した剛性率G_{UR}^cの変化
Fig. 13 Variation of corrected shear modulus G_{UR}^c with average strain γ_{AV} obtained from RSBP test at depth of 21.2m in sand stone

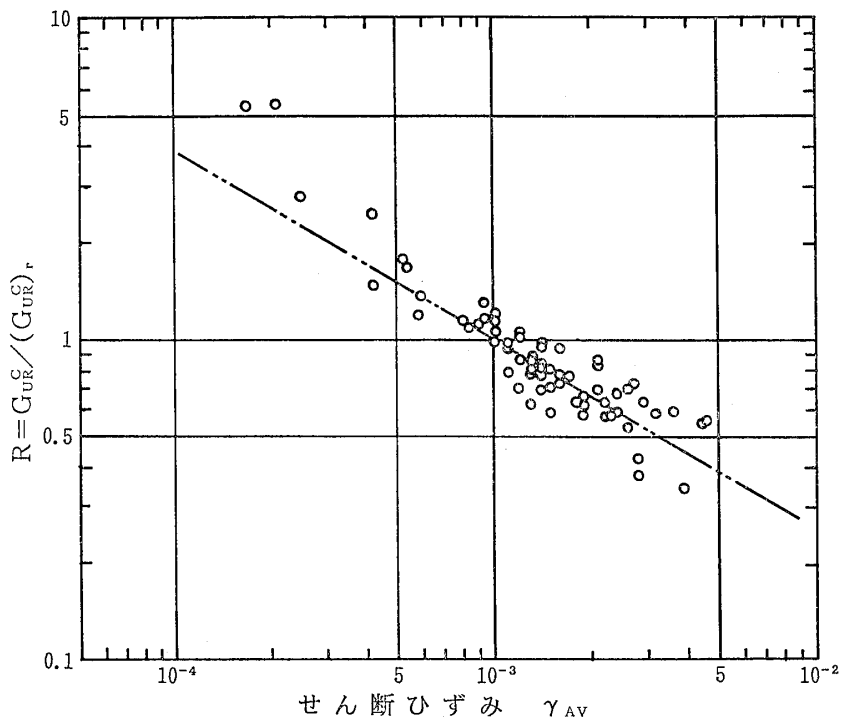


図-14 せん断ひずみ γ_{AV} と剛性率比 $G_{UR}^C / (G_{UR}^R)_r$ との関係
 Fig.14 The effect of change in shear strain γ_{AV} during the unload-reload cycle on teh magnitude of shear modulus ratio $G_{UR}^C / (G_{UR}^R)_r$

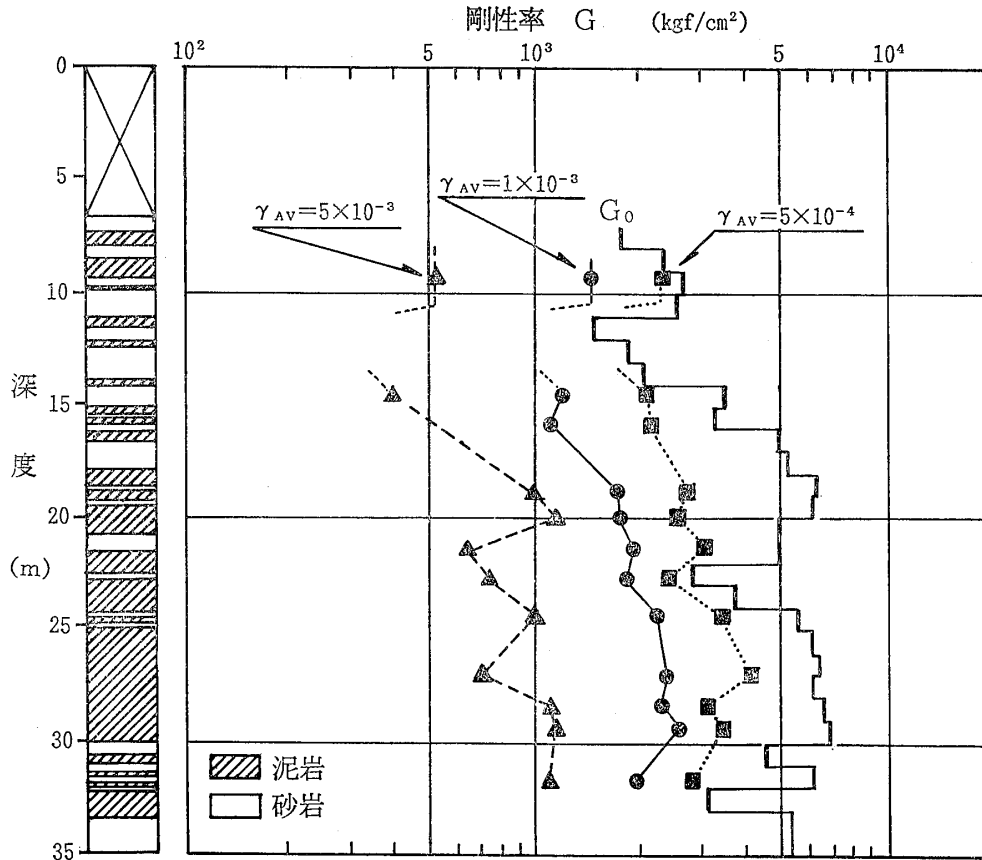


図-15 ひずみに依存する剛性率の深度分布
 Fig.15 Distribution of shear modulus from unload-reload cycle at three shear strain

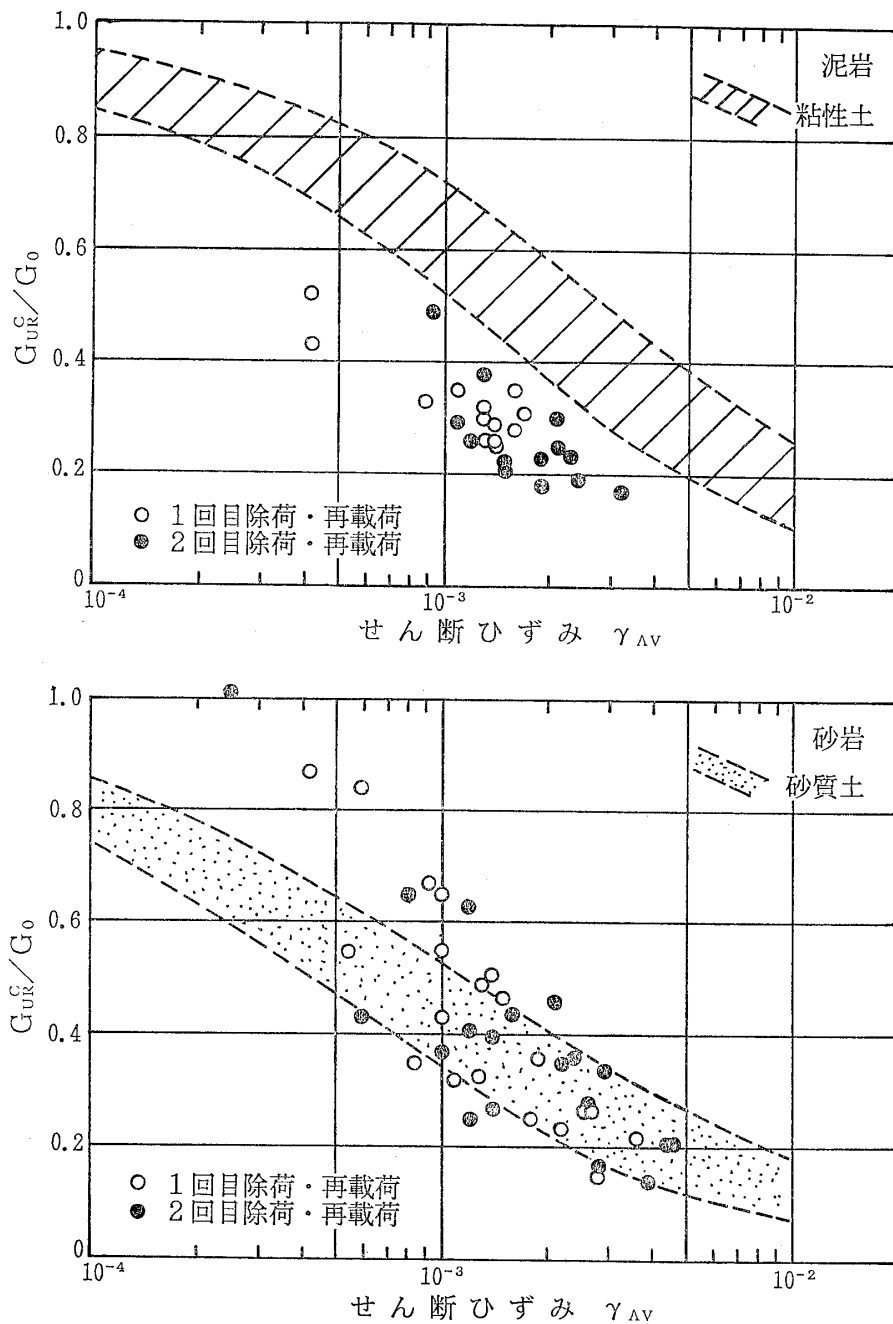


図-16 プレッシュメータ試験によって求めた剛性率比と既往の剛性率比との比較
 Fig.16 Comparison between shear modulus ratio from RSBP test and shear modulus ratio from laboratory test already published

砂岩のそれよりも大きいことが予想されるが、この調査において、泥岩に関する静止土圧の観測が欠如していたので、止むを得ず砂岩のものを流用したが、地盤の変形係数を決定するためには、原位置の静止土圧を正しく評価することが極めて重要であるといえる。

4 観測された沈下量から算定した変形係数との対比

3章に述べたプレッシュメータ試験を実施した地区に

おいては、現在多くの高層ビルが建設されつつあり、おそらくビルの下の基礎地盤の沈下測定などが行われていることと思われるが、それらの結果は、今のところほとんど発表されていない。

しかしながら、木原ら(1990)は、試験箇所と同じ上総層群の泥岩(土丹)を支持層とした高層ビルの建設中における基礎地盤の沈下観測について発表している。このビルは、深度25mに上面を持つ土丹に直接支持させた地上180mに達する超高層ビル(日本電気本社ビル)で、

ビルの中央部と側部の2箇所において、深度125mを基準点として、深度25m（ビル基礎底面）、35m、45m、75mの4つの深度における沈下量の測定を行い、建物荷重度が40t/m²に達したときの沈下量から弾性定数を求め、予測計算に用いた地盤の弾性定数を評価したものである。

木原ら（1990）が示した沈下量および再評価された弾性定数は、表-3に示す通りである。表-3の各深度の沈下量を用いて、測定深度区間の（平均的）圧縮ひずみε_aを求め、ポアソン比νを0.3と仮定して、

$$\gamma = (1 + \nu)\epsilon_a$$

によって、せん断ひずみγを計算し、一方、再評価された弾性定数Eから、

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

によって、剛性率Gを求めた。その結果は表-4に示すようになる。この剛性率Gの値を図-15のプレッシャメータ試験から得られたG_{UR}^Gの深度分布図に併記すると、図-17のようなになる。

この図によれば、それぞれの測定深度区間のせん断ひずみγに対応する剛性率の値を比較すると、測定箇所が異なっているにもかかわらず、プレッシャメータ試験で評価した値と沈下量の実測値から評価した値は良好な一致を示しているといえることができる。

表-3 木原らによる沈下量および弾性係数
(木原ら, 1990より)

Table 3 Observed settlement and estimated Young's modulus (after Kihara et al.1990)

深度 (m)	沈下量		再評価 弾性定数 E (kgf/cm ²)
	中央部 (mm)	側部 (mm)	
25	20.9	24.4	4100
35	14.2	12.9	6700
45	11.4	9.3	8100
75	2.8	2.1	12600
125	0 (基準点)		

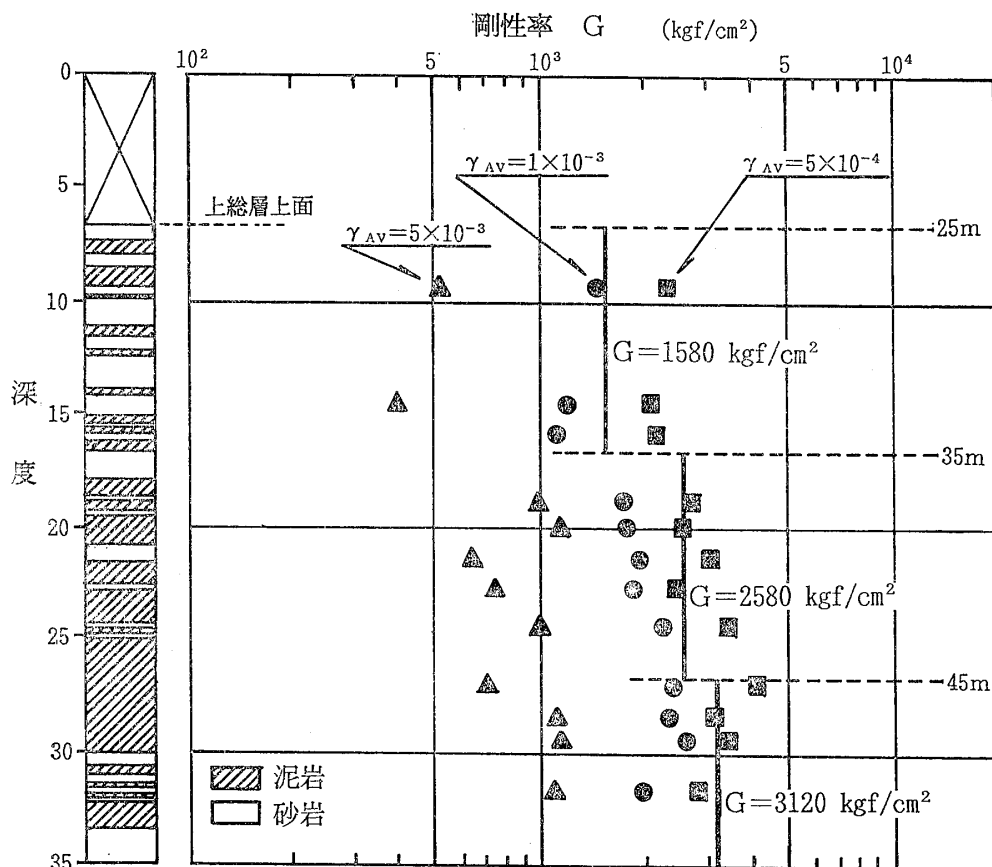


図-17 軟岩用セルフボーリングによる剛性率と沈下量から算定した剛性率との比較
Fig.17 Comparison of shear modulus obtained from RSBP and shear modulus analyzed based on the settlement of ground during construction of the building

表一4 表一3を用いて算定したせん断ひずみおよびせん断剛性率

Table 4 Shear modulus and Shear strain converted from Table 3

深度 (m)	区 間 長 (m)	沈下量差(mm)		せん断ひずみ($\times 10^{-4}$)			剛 性 率 G (kgf/cm ²)
		中央部	側 部	中央部	側 部	平均	
25	10	6.7	11.5	8.7	15.0	11.8	1580
35							
45	10	2.8	3.6	3.6	4.7	4.2	2580
75	30	8.6	7.2	3.7	3.1	3.4	3120
	50	2.8	2.1	0.73	0.55	0.64	4850
125							

5 プレッシャーマータ試験法に関する提案

土質地盤および軟岩地盤の2種類の地盤において、プレッシャーマータによる地盤の変形係数(剛性率)を評価するための試験を実施し、高層ビル建設時における地盤の沈下量の実測値と比較した結果を要約すると、つぎのようになる。

- ① 一般に用いられているPMT曲線の初期立上がり部分の直線の勾配から計算される剛性率 G_i は、孔壁の乱れによって著しく左右されるのに対して、除荷・再載荷ループ曲線の交点を結ぶ直線の勾配から求める剛性率 G_{UR} は、それらの影響を受けにくい。
- ② 砂地盤のように、完全排水条件下でせん断する場合の剛性率 G_{UR} は、除荷開始時の応力レベルに依存するものであり、原地盤の拘束圧の応力レベルに補正しなければならない。
- ③ 圧縮性の低い泥岩(軟岩)に関しては、透水係数は小さいとはいえ、圧密係数が高く、PMTによる加圧によって生じる引っ張り亀裂の影響も加わっており、完全排水条件下においてせん断していると評価することが妥当であると考えられる。
- ④ 除荷・再載荷ループ曲線の交点を結ぶ直線の勾配から求める剛性率 G_{UR} は、PMTによって与えたひずみに依存しており、剛性率を決定するに当たっては、地盤のひずみを考慮することが必要である。
- ⑤ 上記の剛性率 G_{UR} の補正を行うための原位置の静止土圧の決定には、SBPを使用の方が合理的である。

実際問題として、構造物近傍からその周辺部までの変形を対象とした変形解析に当たっては、より広いひずみ領域の地盤の変形特性が明らかにされることが望まし

い。そこで、設計上最も確からしい変形係数を求めるために、上記の結果を参照すると、つぎの方法によるプレッシャーマータ試験が最も有効であると考ええる。

(1) 筆者らによる提案

プレッシャーマータ試験において、広いひずみ領域における変形特性を合理的に測定するためには、あらかじめ除荷を開始する空洞ひずみの値を計画的に設定し、さらに、それぞれの空洞ひずみに対応して、除荷中のひずみ振幅の目安を設定しておくことが必要である。この空洞ひずみの値の設定にあたっては、Jamiolkowski (1985) が指摘しているように、大きなひずみを与えた後の孔壁面の乱れの影響については明確にされていないことから、弾性的領域における変形係数は、できるだけ空洞ひずみの小さい領域で求めるべきである。そのために、除荷・再載荷ループを開始する空洞ひずみ ϵ_c を最大5%までとし、その間に3つのサイクルステップを実施する

表一5 除荷開始時の空洞ひずみおよび除荷時の平均ひずみ振幅の目安

Table 5 Guide line of pressuremeter testing relating to cycle loading cavity strain to start unloading and average cyclic strain at unloading stage

加 圧 ステップ	除荷開始時の 空洞ひずみ ϵ_c (%)	除荷時の平均 ひずみ振幅 γ_{AV}
①	1	$(1\sim 5)\times 10^{-4}$
②	3	1×10^{-3}
③	5	5×10^{-3}
④	10 以上	$\times 10^{-2}$ *

* この平均ひずみ振幅は最終減圧曲線の途中の弾性領域を満足するひずみを設定する。

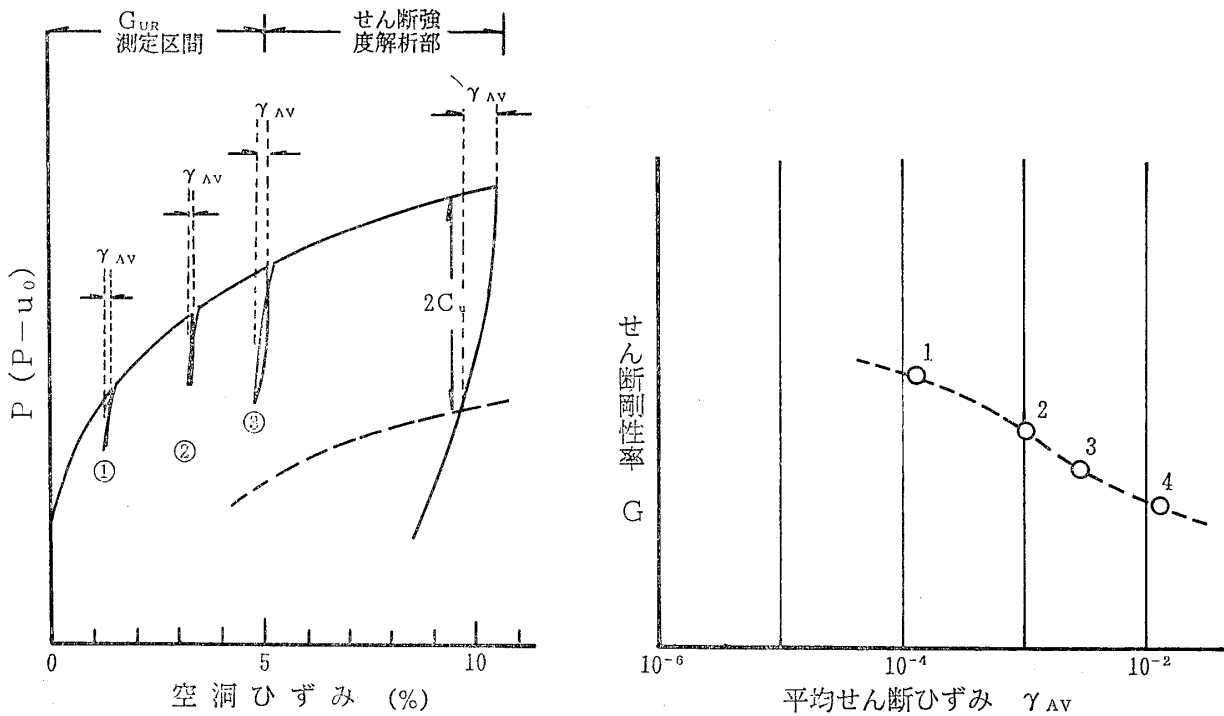


図-18 プレッシャメータ試験の荷重ステップと解析法 (筆者らの提案)
 Fig.18 Loading method of pressuremeter testing and its presentation of final result of data (Suggestion by authors)

こととし、それぞれのサイクルステップにおける除荷開始時の空洞ひずみ ϵ_0 、および除荷時の平均せん断ひずみ振幅 γ_{AV} は表-5 に示す値を目安とする。

3つのサイクルステップの後、空洞ひずみ ϵ_0 が10%あるいはそれを越えるまで加圧して後に、プローブの圧力を測定深度における静水圧まで減少させる。この減圧中の PMT 曲線を用いて、 10^{-2} オーダの大きいひずみでの変形係数を求める。この最終の大きなひずみの変形係数を求めるためには、Wroth (1982) が述べているように、孔壁面の弾性的な性質が破壊されない除荷領域でなければならない。

以上の測定によって得られる PMT 曲線を模式的に示すと、図-18 のようになる。

Wroth (1982) によれば、除荷・再載荷サイクル時に、地盤が弾性体として応答するための除荷の大きさの限界 Δp_{max} を、粘土と砂について解析的に求めている。これは、孔壁面の土が破壊しない理論的な限界を示すもので、つぎのように示されている。

排水条件の場合 (砂地盤のような場合)

$$\Delta p_{max} \leq 2 \sin \phi' (p-u_0)_{max} / (1 - \sin \phi')$$

非排水条件の場合 (軟らかい粘性土のような場合)

$$\Delta p_{max} \leq 2 C_u$$

ここで、 ϕ' : 排水条件下のピークせん断抵抗角

C_u : 非排水条件下のピークせん断強度

$(p-u_0)_{max}$: 除荷開始時の有効荷重応力

この限界値は図-18の模式図に破線で示してある。

上記のような測定によって求められる PMT 曲線を解析することによって、図-18の右に示すように、 $10^{-4} \sim 10^{-2}$ の間で合理的な変形係数を求めることができるとともに、1つの PMT 曲線から地盤のせん断強度特性をも得られることになる。

このような測定を確実に実行するためには、測定過程の PMT 曲線をモニターしながら、所定のひずみに達したときに、除荷を開始できるような加圧コントロールシステムを備えていなければならない。

(2) Powell らによる方法

Powell et al. (1991) によれば、図-19に示すように、PMT 曲線において1回の除荷再載荷を行い、再載荷開始点を原点として、再載荷曲線上の小さいひずみから大きいひずみまでの割線勾配を求め、それらをそれぞれのひずみに対応する変形係数 (剛性率) とする方法を提案している。

この方法は、Reid et al. (1982) が除荷曲線を用いて行った方法と同じ考え方のものである。これらの測定を確実にを行うためには、再載荷中 (あるいは除荷中) の圧力とそれに対応するひずみの値を、極めて細かく記憶で

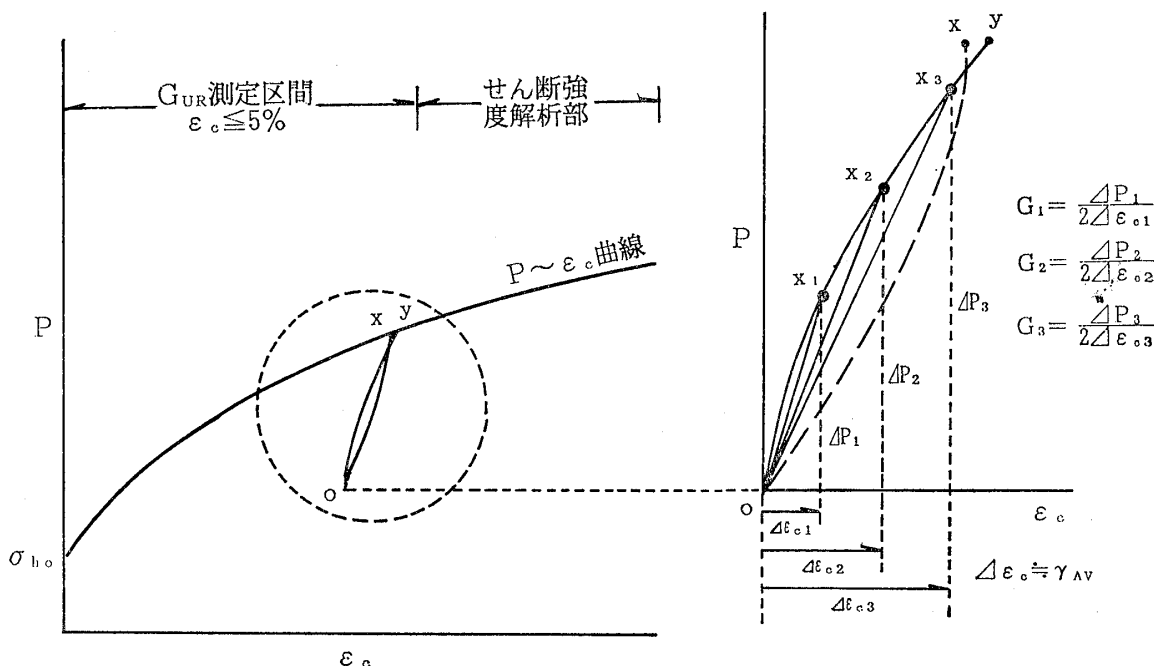


図-19 Powell らによる変形係数の求め方 (Powell et al., 1991 より)
 Fig. 19 Powell's method for obtaining shear modulus depended on cavity strain of one cyclic test (after Powell et al., 1991)

きるシステムを必要とするものと思われる。

謝 辞

この報文に述べた軟岩用セルフボーリングによる測定に当たっては、現地において、この試験機を開発した英国のニューキャッスル大学の Dr. B. G. Clarke から直接の指導を受けた。また、軟岩の変形係数に関しては、オーストラリアのモナッシュ大学の Dr. C. M. Harberfield から、手紙によって、懇切丁寧な説明と有益な助言を戴いた。ここに、両氏に対して厚く感謝の意を表す次第である。

参 考 文 献

Baguelin, F., Jezequel, J. F. and Shields, D. H. (1978): The pressuremeter and foundation engineering. Trans Tech Publications, p. 232.

Bellotti, R., Gionna, V., Jamiolkowski, M., Robertson, P.K. and Peterson, R.W. (1989): Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter tests in sand, Geotechnique, Vol. 39, No. 2, pp. 269~292.

Clarke, B. G. and Allen, P. G. (1989): A self-

boring pressuremeter for testing weak rock. Proc. of the 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 211~213.

Faugeras, J. C., Gourves, R., Meunier, P., Nagura, M., Matubara, M. and Sugawara, N. (1983): On the various factors affecting pressuremeter test result, Int. Symp. on Soil and Rock Investigation by In Situ Testing, Paris, Vol. 2, pp. 275~281.

Haberfield, C. M. and Johnston, I. W. (1990): A numerical model for pressuremeter testing in soft rock, Geotechnique, Vol. 40, No. 4, pp. 569~580.

Houlsby, G. T., Clarke, B. G. and Wroth, C. P. (1986): Analysis of the unloading of a pressuremeter in sand, Proc. of the 2nd Int. Symp. on the Pressuremeter and its Marine Applications, Texas A & M Univ. pp. 245~262.

岩崎敏男, 常田賢一, 吉田精一(1979): 沖積粘性土の動的変形特性—せん断剛性率のヒズミ依存性—土木研究所資料 No. 1504, pp. 83~84.

Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. and Lancellotta, R. (1985): New developments in field and laboratory testing of soils,

- Proc. of the 11th ICSMFE, San Francisco, Vol. 1, pp.57~153.
- Junbu, N. (1963): Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Proc. European Conference of Soil Mechanics, Wiesbaden, Vol. 2, pp.19~24.
- 木原碩美, 常木康弘, 笹尾光(1990): 土丹層に支持された超高層建物の沈下性状 第25回土質工学研究発表会 平成2年度発表講演集 2分冊の2 pp. 1131~1132.
- 國生剛治, 桜井彰雄, 江刺靖行(1979): 三軸試験装置を用いた微小ひずみから大ひずみから大ひずみまでの土質動的試験法の開発と砂の物性試験への適用 第14回土質工学研究発表会 昭和54年度発表講演集 pp. 513~516.
- 國生剛治, 佐々木正美(1980): くり返し三軸試験による不攪乱洪積砂の動的物性試験 第15回土質工学研究発表会 昭和54年度発表講演集 pp. 537~540.
- Lacasse, S. and Lunne, T. (1982): In-situ horizontal stress from pressuremeter tests, Symp. on the Pressuremeter and its Marine Applications, Paris, pp.187~208.
- Mair, R. J. (1990): General report—The third international symposium on pressuremeters, Oxford, April, 1990, Ground Engineering, July/August, pp. 34~43.
- Marsland, M. and Randolph, M. F. (1977): Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in situ plate tests in London Clay, Geotechnique, Vol. 27, No. 2, pp. 217~243.
- Powell, J. J. M. (1990): A comparison of different pressuremeters and their method of interpretation in a stiff heavily over-consolidated clay, Proc. 3rd Int. Symp. on Pressuremeters (ISP), pp. 287~298.
- Powell, J. J. M. and Butcher, A. P. (1991): Assessment of ground stiffness from field and laboratory tests, Proc. of the 10th European Regional Conf. on SMFE, Firenze, Vol. 1, pp. 153~156.
- Reid, W. M., St. John, H. D., Fyffee, S. and Rigden, W. J. (1982): The push-in pressuremeter, Symp. on the Pressuremeter and its Marine Applications, Paris, pp. 247~261.
- Robertson, P. K. (1982): In-situ testing of soil with emphasis on its application to liquefaction assessment, PhD thesis, Univ. of British Columbia.
- Robertson, P. K. and Huges, J. M. O. (1986): Determination of properties of sand from selfboring pressuremeter tests, Proc. of the 2nd Int. Symp. on the Pressuremeter and its Marine Applications, Texas A & M Univ. pp. 283~301.
- 龍岡文夫, 岩崎敏男, 高橋和(1977): 砂のセン断変形係数と減衰の歪依存性について 第12回土質工学研究発表会 昭和52年度発表講演集 pp. 417~420.
- 龍岡文夫, 岩崎敏男, 横田耕一郎(1977): 不攪乱粘性土の変形係数についての室内実験結果 第12回土質工学研究発表会 昭和52年度発表講演集 pp. 433~436.
- 植下協, 松井堀克, 大岡武, 永瀬信一(1973): 地盤の挙動計測による建築基礎の合理化の例 土質工学会論文報告集 Vol. 13, No. 3, pp. 87~95.
- Whittle, R. W. and Dalton, J. C. P. (1990): Experience with the selfboring rock pressuremeter, discussing, Ground Engineering, Jan./Feb. pp. 30~32.
- Windle, D. and Wroth, C. P. (1977): In situ measurement of the properties of stiff clays, Proc. of the 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 1, pp. 347~352.
- Wood, D. M. (1990): Strain-dependent moduli and pressuremeter tests, Geotechnique, Vol. 40, No. 3, pp. 509~512.
- Wroth, C. P. (1982): British experience with the self-boring pressuremeter, Symp. on the Pressuremeter and its Marine Applications, Paris, pp. 143~164.
- Yokota, K., Imai, T. and Konno, M. (1981): Dynamic deformation characteristics of soils determined by laboratory test, OYO Technical Report, No. 3, pp. 13~37.