



地盤材料の小ひずみでの非線形特性と地盤変形問題への適用

4. 原位置試験法（その1）

谷 和 夫 (たに かずお)

(財)電力中央研究所地盤耐震部

杉 田 信 隆 (すぎた のぶたか)

(株)ダイヤコンサルタント 技術研究所

西 尾 伸 也 (にしお しんや)

清水建設(株) 技術研究所 地下技術研究部

田 中 達 吉 (たなか たつきち)

応用地質(株) コアラボ

4.1 総 括

4.1.1 室内試験法 vs. 原位置試験法

試料の乱れの影響を別にすれば、室内試験法によって、講座のテーマである「地盤材料の小ひずみでの非線形変形特性」を正確に計測することができ、その結果は、「応力～ひずみ関係」の形で得られる。破壊に至るまでの非線形な変形特性とは、この「応力～ひずみ関係」をもとに計算した剛性（＝応力／ひずみ）が、圧力の増減やせん断変形の進行に伴って変化することを意味する。一方、原位置試験法の結果を「応力～ひずみ関係」の形で得ることは、残念ながら非常に難しい。その代わり、地盤を一樣な線形弾性体と仮定した理論によって、弾性係数とか変形係数と呼ばれる数値が求められる。しかし、地盤材料の剛性は一定の値ではないので、この弾性係数とか変形係数が、非線形な「応力～ひずみ関係」に対してどう位置付けられるかが問題となる。

最近、“地盤材料の剛性が圧力レベルやひずみレベルに依存することを考慮すれば、原位置試験の結果もきちんと解釈できる”という話をしばしば耳にするようになった^{1),2)}。そう言われても、(1)原位置試験から求まる剛性は、具体的にどのような圧力レベルやひずみレベルに対応するのだろうか？ (2)また原位置でどのような試験を実施すれば、非線形性を考慮した変形特性の評価が可能なのだろうか？ この問題はなかなか難しい。まず、原位置剛性を評価する観点から、室内試験法と原位置試験法の特徴を以下に比較してみる^{3),4)}。

- (1) 室内試験法を説明した2章では、計測原理にしたがって、波動試験法・動的載荷試験法・静的載荷試験法の三つに分類した。原位置試験法にも同じ分類を当てはめると表—4.1になる⁵⁾。波動試験法に対応するのは弾性波探査法、動的載荷試験法に対応するのは起震機を用いた振動試験や強震記録の解析⁶⁾、また静的載荷試験法に対応するのは地表面やボーリングの孔壁を載荷する試験が挙げられる。さらに、以上のどれにも属さない各種サウンディングによっても剛性が評価されるので、四つ目の分類(その他)も必要になる。
- (2) 破壊に至るまでの剛性の変化を計測することができる静的載荷試験法では、室内試験と原位置試験に

おける境界条件の違いが、非線形な変形特性の評価法に関する冒頭の議論と密接に関係している。室内試験では、極めて単純な境界条件が採用されており、供試体が応力とひずみが一樣な一つの“要素”と見なされるように努力する。したがって、境界で計測する荷重と変位から「応力～ひずみ関係」を直接求めることができる。一方、原位置試験では、地盤内部の各“要素”の応力やひずみは一樣でなく場所によって異なる。したがって、試験の計測結果（境界条件の一部）を満足するような「応力～ひずみ関係」を数学的に導き出すことが必要となる。これは、境界値問題の逆解析にはかならない。解が非線形であることが、数学上の難解さを著しくしている。

- (3) 地盤材料のせん断変形・強度特性は、ひずみ速度や排水条件に影響される。室内試験では、ひずみ速度が供試体内で一樣で、排水条件も厳密に制御できることが多い。ところが原位置試験では、ひずみ速度は地盤内部で非一樣で、排水条件もよく分からないことが多く、結果の解釈が難しい。
- (4) サンプリングに起因する試料の乱れの問題は、室内試験法のアキレス腱である。その点、原位置試験法は、現地での地盤をあるがままの環境下で試験できるので有利だと思われる。しかし、試験のやり方によっては、試験地盤の応力解放や攪乱、いわゆる弛みの影響が問題となる可能性がある。
- (5) 信頼性の高い剛性を求めるためには、正確な変位計測が不可欠であるのは、室内でも原位置でも共通している。ただし、室内試験法では、微小ひずみから破壊まで高精度に計測する技術が確立しつつあるのに対して、それぞれの原位置試験法には固有の精度上の限界があることに留意しなければならない。特に、地表面、掘削面や孔壁面で変位が計測される場合は、応力解放や攪乱の影響を最も受けやすく、装置との不完全接着も問題となる。供試体の中央部で変位を計測すれば、真ひずみの計測がかなり保証される室内試験法とは、明らかに事情が異なる。
- (6) 一般に、原位置試験の規模は室内試験より大きく、その結果は、供試体（コア）に比較してはるかに大きいボリュームの地盤（マス）を代表すると期待され、不均質性や異方性の影響を含めた平均的な物性

講 座

が評価される可能性がある。

- (7) 原試験位置は、地盤の特性や調査の目的と段階に応じて種々な手法が開発されている。例えば、広範な地盤条件に対して弾性剛性を押さえることができる弾性波探査、土質地盤に対して深度方向の物性変化を連続的に評価できる貫入タイプのサウンディングなど、その適用性や信頼性、さらに簡便さや経済性等も考慮して試験法の特徴を生かした選択が可能である。
- (8) 室内試験は供試体や試験の状況に関する情報の種類が多く、試験結果の緻密な検討や多面的な評価が可能である。逆に、原位置試験は1試験当たりの計測項目は一般的に少なく、詳しい分析は期待し難い。特に、地中で試験が行われる場合には、試験状況を確認することが困難で、結果のばらつきも大きくなりやすい。
- (9) 対象とする構造物と载荷モードが類似している原位置試験では、小規模な実証模型試験としての意味合いが期待できる。経験的な手法によって、地盤の剛性を直接求めなくても構造物の変位を予測することが可能である。例えば、平板载荷試験法によって得られた鉛直地盤反力係数から、寸法効果を考慮して実基礎の沈下予測をするケースなどがこれに当たる¹⁾。

4.1.2 原位置試験法の役割

地盤調査に当たっては、複数の試験法を調査の段階に応じて適切に組み合わせ、対象とする地盤の物性を総合的に評価するのが合理的である。前節で比較した特徴を考慮すると、地盤の変形特性を評価する上で原位置試験法が果たす役割は以下の3点に集約できる^{1),7)}。

- (1) 原位置剛性の概略値を求める
- (2) 原位置剛性の基準値（ベンチマーク）を求める
- (3) モデルを検定する事例（ケーススタディー）を得る

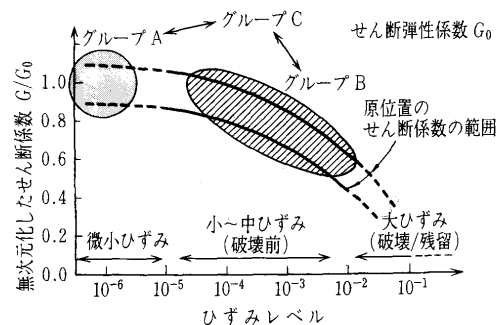
原位置剛性の基準値（ベンチマーク）には2種類ある。一つは、微小なひずみレベルで見られる線形な「応力～ひずみ関係」に対応した弾性剛性で、原位置弾性波速度から求められる。もう一つは、小～中ひずみレベルで見られる非線形な「応力～ひずみ関係」に対応した剛

性で、弾性の範囲を超えて地盤を载荷・除荷した時の応答を逆解析して求められる。原理的には、観測施工や地圧計測と変わる所はない⁸⁾。逆に剛性が圧力レベルとひずみレベルに依存するとして地盤の変形特性をモデル化し、原位置試験そのものを順解析によってシミュレーションすれば、解析モデルの妥当性を検証することができる¹⁾。この場合、原位置試験の結果はモデルを検定するための事例（ケーススタディー）と考えられる。

4.1.3 原位置試験法の分類

「地盤材料の小ひずみでの非線形変形特性」を評価する原位置試験法を、その原理と役割からA, B, Cの3グループに分類し、特徴を表—4.1にまとめた⁷⁾。図—4.1は、地盤材料の非線形変形特性をせん断係数 G とひずみの関係で示し、その上に、各グループに属する原位置試験によって得られる剛性の位置付けを模式的に書き加えた。ただし、圧力変化、繰返し载荷、応力履歴、クリープ等の影響はここでは議論していない。

グループAは、原位置で弾性波速度を計測する弾性波探査法で、波動伝播理論に基づいている⁹⁾。圧力レベルは、測定対象の地盤が置かれた状態の応力（地圧）である。一方、波動の伝播によって生じるひずみの大きさは、一般に「応力～ひずみ関係」が線形で弾性的と考えられている 10^{-6} 以下である。したがって、求められる弾性剛性は、圧力レベルとひずみレベルに応じて変化する剛性の正にスタート・ポイントを押さえる典型的な基準値（ベンチマーク）で、比較的簡便に求めることができるのが特徴と言える。



図—4.1 地盤の非線形変形特性を評価する原位置試験法の分類⁷⁾

表—4.1 室内試験法と原位置試験法の分類

室内試験法		原位置試験法				
2章の分類	代表的な試験法	代表的な試験法	グループ	原理	圧力レベル	ひずみレベル
波動試験法	ペンダーエレメント法 超音波速度測定法	弾性波探査法 (原位置弾性波速度計測法)	A	波動伝播理論	現地の地圧	弾性ひずみ (微小ひずみ)
動的载荷試験法	共振土質試験法	起震機による振動試験 強震記録の解析	地盤調査としてはポピュラーではないので省略			
静的载荷試験法	三軸試験法 ねじりせん断試験法 単純せん断試験法	载荷・除荷型試験 (平板载荷試験法 プレッシャーメーター試験法 ダイヤルメーター試験法)	B	境界値問題を順 解析/逆解析	試験地盤内の 平均的な応力	試験地盤内の 平均的なひずみ (小～中ひずみ)
その他		各種サウンディング (コーン貫入試験 標準貫入試験等)	C	経験則	経験則に基づく データベースに依存	

グループ B は、地盤の表面または内部を載荷・除荷した時の応答を計測する境界値問題で、逆解析によって剛性を推定したり、順解析によってモデルを検定することができる。数学的な取扱いを容易にするため、明確で単純な境界条件（載荷モード）が要件となる。代表的な試験法には、二次元軸対称問題のプレッシャーメーター試験と三次元軸対称問題の平板載荷試験が挙げられる。問題となる圧力とひずみのレベルは、試験の対象となる地盤の内部で一様に分布していないために特定するのが困難である。厳密な議論は4.3節に譲るとして、試験の影響範囲に発生している平均的な応力やひずみの大きさが大体の目安となる。圧力レベルは、試験地点の地圧と載荷している応力（または荷重）が参考となり、ひずみレベルは、計測する変位やひずみから推定することができる。一般には、非常に小さな変位やひずみを計測することが難しいため、弾性の範囲を超えた $10^{-4} \sim 10^{-2}$ 程度のひずみを地盤に発生させる。その結果、「応力～ひずみ関係」が非線形となる小～中ひずみレベルの剛性を評価することになる。多くの土木構造物にとって、実際に地盤内部で発生するひずみがほぼこの程度であることを考慮すれば、設計に直接かわる基準値（ベンチマーク）を押さえるのがグループ B の試験の特徴と言える。

グループ A と B に分類される原位置試験では剛性を理論的に評価するのに対して、グループ C に分類される原位置試験では経験則に基づいた解析が行われる。そのため、得られる剛性の位置付けは判然としない。そこで、直接得られる試験結果は指標（インデックス）と見なし、グループ A による微小なひずみに対応した弾性剛性、あるいはグループ B による小～中ひずみに対応した剛性のいずれかに関係付けて評価される。したがって、グループ C は従属的なインデックス試験と言え、結果の解釈は経験的なものにならざるを得ない。

冒頭に、原位置試験による非線形変形特性の評価に関して、(1)求められる剛性の位置付けと、(2)その活用法に関して疑問を提示した。地盤の非線形変形特性を原位置で求める試験法を三つのグループに分類して、その特徴を説明してきたが、この疑問に対する答になっていたのだろうか？

4.2 原位置弾性波速度測定

4.2.1 概説

この節では、グループ A に分類される弾性波探査法について説明する。適当な震源を用いて地盤を起振し、発生した波動が受振点に至るまでの到達時間と、震源と受振器の位置関係（距離）から波動の伝播速度が計算される。地盤の内部を伝わる波動には、体積変形を伝える P 波（縦波）と、せん断変形を伝える S 波（横波）がある。地盤のせん断変形特性で注目するのは、間隙水の剛性に左右されない S 波の伝播速度 V_s である。

一様な線形等方弾性体中を伝わる波動に関する理論を利用して、密度を ρ とすると、せん断弾性係数 G_f が計算される。添え字の f は、原位置での計測を意味する。

$$G_f = \rho \cdot V_s^2 \dots\dots\dots (1)$$

さらに P 波の伝播速度 V_p も分かると、ポアソン比 ν とヤング率 E_f が計算される。

$$\nu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2\{(V_p/V_s)^2 - 1\}}$$

$$E_f = 2(1 + \nu) \cdot G_f \dots\dots\dots (2)$$

式(1)と(2)の導出には、波動が伝播する時の地盤の「応力～ひずみ関係」が線形で弾性的であると仮定している。これは以下に示す根拠によって保障されている。

(1) 静的載荷法である三軸圧縮やねじりせん断試験において、各種地盤材料の「応力～ひずみ関係」は、せん断ひずみ γ が 10^{-5} 以下ではほぼ線形で弾性的である。しかも、この時の初期せん断係数 G_{\max} の値は、波動試験法であるベンダーエレメント法や超音波速度測定法によるせん断弾性係数 G_l と同程度であることが多い^{2),10)}。添え字の l は、室内での計測を意味する。

(2) 波動が伝播する時のせん断ひずみは、地盤粒子の速度振幅を S 波の伝播速度で割って求められる。原位置で計測する場合、地盤の種類、震源からの距離、震源の種類（強さ）によって変わるが、 10^{-6} 程度かそれ以下の値が多く報告されている^{11)~14)}。

以上のことを考慮すると、原位置で計測した V_s より求まるせん断弾性係数 G_f も、地盤の微小なひずみレベルに対応したせん断弾性係数 G_0 と等価なこと ($G_0 \doteq G_f$) が期待できる。この事が、原位置弾性波速度測定をベンチマーク試験に位置付けるポイントとなっている。

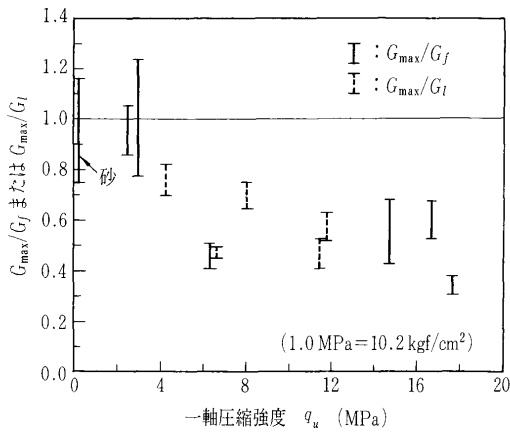
一方、室内試験では、せん断ひずみ γ が 10^{-5} 以下の弾性範囲内の初期せん断係数 G_{\max} から、破壊までの割線せん断係数 G_{\sec} を連続的に求めることが可能である。 G_{\max} 自体は、試料の乱れの影響で $G_{\max} (\doteq G_l) < G_0 (\doteq G_f)$ となることが多いが、正規化された $G_{\sec}/G_{\max} \sim \gamma$ 関係は、乱れの程度にあまりよらないことが分かっている¹⁶⁾。実線は原位置の速度検層、点線は室内の超音波試験（無拘束圧下）によって S 波速度を求めた。砂 ($q_u = 0$) や q_u が 3 MPa 以下の軟岩では、静的載荷試験法と波動試験法の対応が良いのに対して、 q_u が 5 MPa を超える軟岩では、静的載荷試験法による G_{\max} が

$$(G_{\sec})_{\text{in-situ}} = \left(\frac{G_{\sec}}{G_0} \right)_{\text{in-situ}} \cdot G_0 \doteq \left(\frac{G_{\sec}}{G_{\max}} \right)_{\text{lab}} \cdot G_f \dots\dots\dots (3)$$

ただし in-situ は原位置、lab は室内で得られる関係を意味する。

以上の議論は、潜在的なものを含めて、クラック等の影響が無視できる場合についてのみ成り立つ。図—4.2 は、繰返し三軸試験（静的載荷試験法）による微小ひずみ ($\gamma < 10^{-5}$) のせん断係数 G_{\max} （キャップの変位を計測）と弾性波速度計測（波動試験法）によるせん断弾性係数 G_f または G_l の比を一軸圧縮強度 q_u との関係で示している¹⁶⁾。実線は原位置の速度検層、点線は室内の超音波試験（無拘束圧下）によって S 波速度を求めた。砂 ($q_u = 0$) や q_u が 3 MPa 以下の軟岩では、静的載荷試験法と波動試験法の対応が良いのに対して、 q_u が 5 MPa を超える軟岩では、静的載荷試験法による G_{\max} が

講座



図—4.2 繰返し三軸試験による微小ひずみレベル ($\gamma < 10^{-5}$) のせん断係数／弾性波速度によるせん断弾性係数と一軸圧縮強度の関係¹⁶⁾

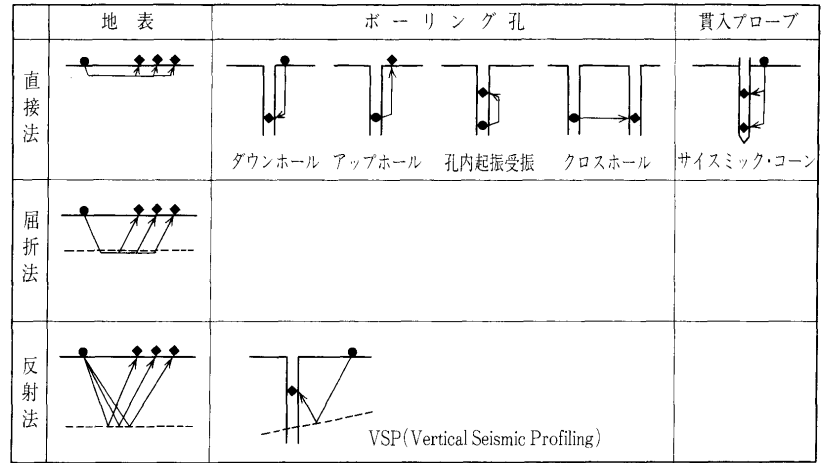
波動試験法による G_f または G_l より大幅に低いことが分かる。 $G_{\max} < G_f$ は試料の乱れが影響している可能性もあるが、それだけでは $G_{\max} < G_l$ が説明できない。ほかに考えられる理由として、 G_f や G_l は硬い部分を通過して早く受振器に到達した波動で評価されるためにクラック等の影響が含まれ難いのに対して、 G_{\max} は供試体内に一樣な変形を生じさせて求められるためにクラック等の影響も反映した物性である可能性が指摘される。特に、風化した D 級岩盤やひび割れを含む硬質粘土等では、弾性波速度計測による弾性剛性を基準とした式(3)による評価の適用性を十分に検討する必要がある。

ボーリング孔や坑道の表面近傍で計測する場合には、掘削による攪乱および応力解放の影響が心配される。逆に、各種原位置試験を実施する試験箇所を選定や、この弛みの影響評価を目的として、周波数の高い超音波を利用して地盤の局所領域の弾性波速度分布を精度良く計測する手法も開発されている¹⁷⁾。

4.2.2 測定方法^{5),9),18)}

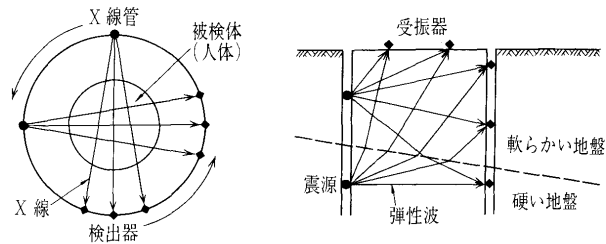
図—4.3に、弾性波を利用した地盤調査（弾性波探査）で用いられる主な測定方法の概念図を示す。用いる波動の種類によって直接法、屈折法、反射法に、また、震源と受振器を配置する位置（地表、ボーリング孔、坑道、貫入プローブ）によっても分類される。

地盤の弾性剛性を目的とした調査の場合、弾性波速度の深度方向の分布に関する情報が得られるため、ボーリング孔や貫入プローブを利用した計測方法がポピュラーである。ボーリング孔を利用した直接法は特に速度検層と呼ばれており、震源と受振器の位置関係からダウンホール法、アップホール法、孔内起振受振法、クロスホール法がある。軟弱な粘性土や緩い砂からなる地盤では、ボーリング孔の利用が難しいため、サイスミックコーンが活用されるようになっている¹⁹⁾。ボーリング孔内に設置する震源には、発破や動コイル型あるいは圧電素子による振動子が用いられるが、地表震源には、重錘落下や板叩きも利用される。受振器としては、動コイル型のジオフォンや圧電素子を利用した hidroフォンが用いられる。波動の特性、探査の対象深度、計測の距離など



●：震源、◆：受振器、-----：音響インピーダンスが異なる地層の境界面

図—4.3 原位置弾性波速度の主な計測法



図—4.4 (左) 医療用 X 線 CT, (右) 弾性波トモグラフィー

を考慮して、適切な強さ、周波数特性の震源と受振器を選択する必要がある⁹⁾。

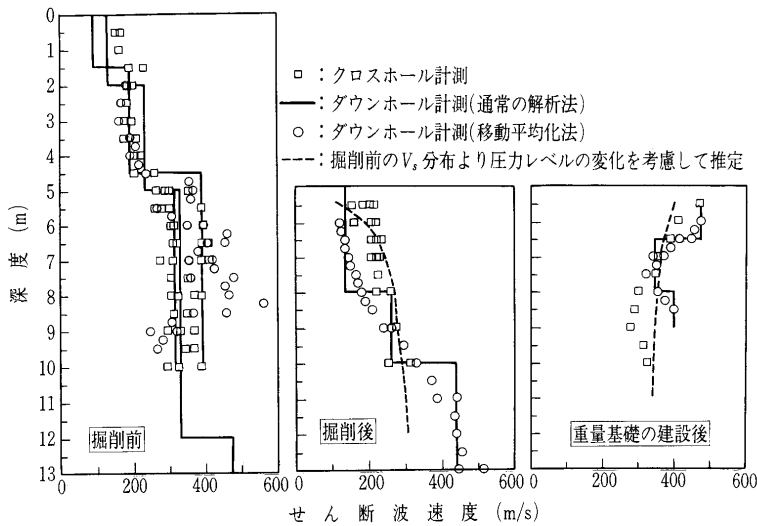
最近、弾性波伝播速度の二次元の分布を求める手法として、弾性波トモグラフィーも試みられている^{9),18)}。医療診断の分野で広く利用されている X 線 CT (X-ray computer tomography) と同じ原理（投影定理）に基づいているが、人体の断面図を鮮明に描き出す X 線 CT と同程度の解析精度を期待するのは難しい（図—4.4）。その理由は、X 線が被検体内を直進するのに対して、弾性波は音響インピーダンスが不均質な媒質で屈折または回折する性質があり、逆解析の過程で波線追跡を行う必要があるためである。また、弾性波トモグラフィーでは震源と受振器の配置が制限されるため、投影データの密度が不均質で、検出できない構造が存在する問題もある。

ここまでは地盤の内部を伝わる波動（P 波と S 波）について述べてきたが、地盤の表面を伝わる波動（表面波）の一種であるレーリー波（R 波）を利用することもできる⁵⁾。地表を鉛直方向に加震して発生した R 波を 2 点の受振器で計測し、得られた周波数と位相速度の関係（分散曲線）から S 波速度の深度分布を解析的に求められるのが特徴である。最近では、特に SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) と呼ばれる手法が注目されている²⁰⁾。

4.2.3 最近の話題

(1) 圧力レベルの影響

地盤材料の剛性は圧力レベルに依存することが知られており（3 章参照²¹⁾、原位置の弾性波速度も、地盤内



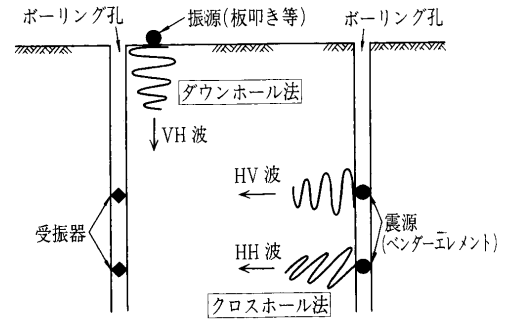
図—4.5 砂礫地盤（花蓮地点）におけるせん断波速度の計測例²²⁾

部の圧力の変化に伴って変化する²²⁾。図—4.5は、密な砂礫地盤におけるS波速度 V_s を施工の各段階で計測した結果である。基礎地盤の V_s は、表土を5m掘削することによって遅くなり、その上に重量基礎を建設したことによって逆に早くなった。図中に示した破線は、掘削前の V_s の深度分布をもとに、掘削による除荷と重量基礎の建設による再載荷の影響を考慮して推定した掘削以降の V_s 分布である。この推定には、現地より凍結サンプリング法によって採取した不攪乱試料を用いて三軸セルの中で求められた V_s と有効拘束圧の関係を利用して、推定結果と実測結果がほぼ一致しており、 V_s の圧力レベル依存性を考慮することによって、施工に伴う V_s の変化がおおむね説明できることが分かる。

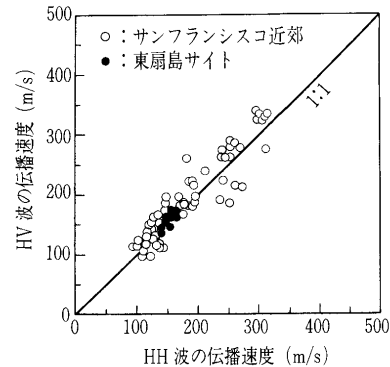
(2) 測定方向と異方性

地盤の地質的履歴による構造異方性や、異方応力状態による応力誘導異方性を知る手段として、せん断波速度の異方性が注目されている^{23)~25)}。水平方向に堆積した地盤では、一般に鉛直方向と水平方向でその力学的特性が異なり、鉛直軸を対称軸とする直交異方性を示す。このような直交異方性を持つ弾性体においては、波の伝播方向と振動方向の違いにより2種類のせん断波速度が存在する。一つは、水平方向に伝播するHH波の速度、もう一つは、水平方向に伝播するHV波、および鉛直方向に伝播するVH波の速度である（図—4.6）。電源に板叩きを用いたダウンホール法では、鉛直方向に伝播するVH波の速度のみが求められるのに対し、クロスホール法では、水平方向に伝播するHH波およびHV波の速度が測定できる。

図—4.7は、埋立て砂地盤におけるクロスホール法によるHH波伝播速度とHV波伝播速度を比較したもので、比較的若い沖積地盤では顕著な異方性がないことが分かる^{26),27)}。しかし、堆積構造が発達する地盤では、せん断波速度の異方性は大きい可能性がある。地質年代が古く過圧密比が非常に高い欧州の粘土地盤（OCR=18~25）では、HH波がHV波より1~2割ほど速く、VH波はこの二つの波よりも遅く計測された事例があ



図—4.6 せん断波の伝播方向と振動方向



図—4.7 クロスホール法による埋立て砂地盤のHH波とHV波の伝播速度²⁷⁾

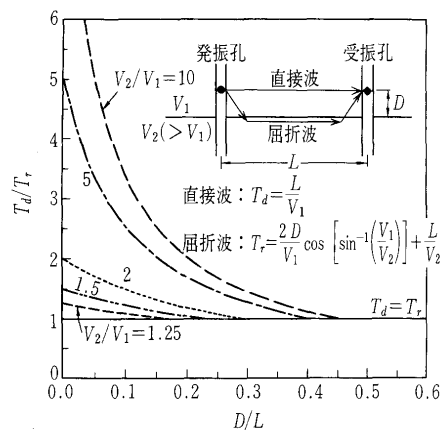
る²⁸⁾。また第四紀に堆積した地盤（OCR≒1）であっても、セメンテーションが発達した粘土地盤では、HH波の方がHV波よりやや早いことが報告されている²³⁾。

(3) 地盤の不均質性の評価

建設工事の対象となる地盤においては、深さ方向に均質な地層が連続していることは極めてまれである。地層構成が細かく変化したり、上下の層と力学的性質の異なる薄い地層（挟み層）が含まれたりして、深さ方向に不均質性を示すことが多い。

ダウンホール法においては、弾性波は鉛直方向に伝播するため、不均質な地層が存在しても弾性波の屈折の影響はほとんど受けず、その影響は、不均質な地層を伝播するのに要する時間として走時曲線に反映される。しかし、通常はボーリングデータ等から設定した地層区分ごとに走時曲線の傾きを求めるため、設定した地層区分の中での弾性波速度の細かな変化や薄層の存在を検出することは難しい。図—4.5は、走時曲線を複数の地層区分に分けて傾きを求めた通常解析法（実線）と、走時曲線の傾きを測点ごとに移動平均として算出した方法（丸印）を比較した²²⁾。地層区分が明瞭でない砂礫地盤のせん断波速度の深度分布は、実線で示す階段状の分布より、丸印に示す連続的な変化を示すのが適切と考えられ、クロスホール法の結果（四角印）との対応も良い。

一方、クロスホール法においては、弾性波は水平方向に伝播するため、不均質な地層が存在すると弾性波の屈折が生じる²⁹⁾。その結果、周囲より弾性波速度が速い、すなわち剛性が高い地層が挟まれていると、周辺の弾性波速度を過大評価する傾向がある。図—4.8は、測定孔の間隔 L 、伝播速度の異なる地盤（ $V_1 < V_2$ ）の水平な



図—4.8 クロスホール法による弾性波の屈折の影響

境界までの深度 D とした時に、屈折波に起因して、 V_1 がどの程度過大評価されるかを示している。 T_d と T_r はそれぞれ直接波と屈折波の到達時間を表す。 $T_d < T_r$ の場合は直接波が初動となり、測定される弾性波速度は対象層の値 V_1 となるが、 $T_d > T_r$ の場合は屈折波が初動となるため、測定される弾性波速度は見掛け上、 V_1 と V_2 の中間的な値 ($V_1 \cdot T_d / T_r$) と計算される。例えば、弾性波速度が 2 倍 ($V_2 / V_1 = 2$) の地層から孔間距離の 1/10 だけ離れた深度の伝播速度は約 5 割、その結果、剛性は 2 倍以上にも過大評価されてしまう。したがって、挟み層などの不均質な地層の存在が予想される場合、測定孔間隔や孔内の測定深度間隔の設定には十分な配慮が必要である。

参 考 文 献

- 1) 龍岡文夫・小高猛司・新田篤志・井上昭生：原位置試験と実基礎の即時沈下，基礎工，Vol. 24, No. 5, pp. 2～9, 1996.
- 2) Tatsuoka, F. and Kohata, Y.: Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Proc. Int. Sym. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol. 2, pp. 947～1063, 1995.
- 3) Wroth, C. P.: The interpretation of in situ soil tests, Geotechnique 34, No. 4, pp. 449～489, 1984.
- 4) Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. and Lanallotta, R.: New development in field and laboratory testing of soils, Proc. 11th ICSMFE, Vol. 1, pp. 57～153, 1985.
- 5) Ishihara, K.: Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics, Oxford Univ. Press, pp. 1～5, pp. 60～86, 1996.
- 6) 翠川三郎：強震時にみられる地盤特性の非線形性，地震，第46巻，pp. 207～216, 1993.
- 7) Tani, K.: Measurement of shear deformation of geomaterials—Field tests, Proc. Int. Sym. on Pre-failure Deformation of Geomaterials, Vol. 2, pp. 1115～1131, 1995.
- 8) Tani, K.: A new classification of field tests for rock ground survey—fundamental features and associated problems—, Proc. 2nd Young Geotech. Engrs. Conf., Vol. 1, pp. 211～220, 1994.
- 9) 佐々宏一・芦田 譲・菅野 強：建設・防災技術者のための物理探査，森北出版，pp. 1～127, 1993.
- 10) 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.
- 11) 澁谷 啓・田中洋行・西田 薫・雷 興林・中島雅之：

ルーチン土質試験結果に基づく沖積地盤の弾性せん断係数の推定式，地質と調査，第4号，pp. 55～61, 1995.

- 12) Ohoka, H., Takehara, N. and Mori, S.: Shear moduli and liquefaction strength of a diluvial sand, Proc. 1st Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol. 1, pp. 333～338, 1995.
- 13) 越智健三・壺内達也・龍岡文夫：立坑掘削と原位置試験による堆積軟岩の変形特性，土木学会論文集，No. 463/Ⅲ-22, pp. 143～152, 1993.
- 14) 松枝富士雄・川原田宏：サスペンション式 PS 検層による S 波速度と土質との対比，物理探査，Vol. 47, No. 5, pp. 335～350, 1994.
- 15) 龍岡文夫・澁谷 啓：三軸試験と原位置試験法との関連（変形特性について），三軸試験方法に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp. 39～84, 1991.
- 16) 西 好一・江刺靖行・國生剛治：振動載荷時における軟岩の動的強度-変形特性，電力中央研究所報告，No. 383050, 1985.
- 17) 沢田義博・矢島 浩・江刺靖行・桜井彰雄：小区間の原位置弾性波速度測定法の開発とその適用，電力中央研究所報告，No. 382043, 1983.
- 18) Sassa, K.: Suggested methods for seismic testing within and between boreholes, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 25, No. 6, pp. 447～472, 1988.
- 19) Campanella, R.G., Robertson, P.K. and Gillespie, D.G.: Seismic cone penetration test, Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE GSP 6, pp. 116～130, 1986.
- 20) Stokoe, K.H., Wright, S.G., Bay, J.A. and Roesset, J.M.: Characterization of geotechnical sites by SASW method, Geotechnical Characterization of Site, Special Volume of ISSMFE TC10, 1994.
- 21) Tatsuoka, F. and Shibuya, S.: Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Proc. 9th ARC on SMFE, Vol. 2, pp. 101～170, 1992.
- 22) Kudo, K., Kokusho, T., Okamoto, T., Tanaka, Y., Kawai, T., Sawada, Y., Suzuki, K. and Yajima, H.: Change of S-wave velocity of foundation ground just beneath a building during construction process, Proc. Int. Sym. on Pre-failure Deformation of Geomaterials, Vol. 1, pp. 175～180, 1994.
- 23) Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Lo Presti, D.C.F.: Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays, Proc. of Int. Sym. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol. 2, pp. 817～836, 1995.
- 24) Roesler, S.K.: Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy, J. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 105, No. GT7, pp. 871～880, 1979.
- 25) Stokoe, K.H., Hwang, S.K., Lee, J.N.-K. and Andrus, R.D.: Effects of various parameters on the stiffness and damping of soils at small to medium strains, Proc. of Int. Sym. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol. 2, pp. 785～816, 1995.
- 26) Nishio, S. and Katsura, Y.: Shear wave anisotropy in Edogawa Pleistocene deposit, Proc. of Int. Sym. on Pre-Failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Vol. 1, pp. 169～174, 1994.
- 27) 西尾伸也：クロスホール法で求めたせん断波速度の異方性，第30回土質工学研究発表会講演集，pp. 331～332, 1995.
- 28) Butcher, A. P. and Powell, J. J. M.: The effects of geological history on the dynamic stiffness in soils, Proc. 11th ERC on SMFE, Vol. 1, pp. 27～36, 1995.
- 29) Butler, D.K. and Curro, Jr., J.R.: Crosshole seismic testing-procedures and pitfalls, Geophysics, Vol. 46, No. 1, pp. 23～29, 1981.