

遠心模型実験による砂地盤のせん断波速度とヤング係数

岸田 了
(技術研究所)
桂 豊
(技術研究所)
西尾 伸也
(技術研究所)

§ 1. はじめに

建物構築時の基礎地盤の沈下量を計算する場合、地盤を弾性体として取り扱うことが一般によく行われる。この場合、地盤の弾性定数(ヤング係数、ポアソン比)の設定が重要となる。地盤のヤング係数の研究は、主に高層ビル施工時に行った支持地盤のリバウンド・沈下実測結果から検討されてきた。これらの検討の結果、掘削による排土重量とリバウンド量あるいは建物重量と沈下量の関係¹⁾、ヤング係数とひずみの関係^{2) 3)}、ヤング係数と掘削時・構築時の地盤の初期剛性(せん断波速度 V_s) の関係³⁾ などヤング係数の性状が徐々に明らかにされ、実務に反映されている。

しかしながら、原位置実測から得られた地盤の鉛直ひずみは 10^{-3} ひずみを越えるものが少なく、より大きいひずみが予想されるような地盤では、ヤング係数のひずみや初期剛性の違いによる変化性状などが明らかにされていない。本報告では、地盤の鉛直ひずみが 10^{-3} を越える大きなひずみになった際のヤング係数の性状を把握するための第一歩として、遠心力・載荷装置を使用した砂地盤における剛体基礎の鉛直載荷実験を実施した。遠心場での実験は、小型模型実験ではあるが力学的相似性を満足することができるため、原位置実測や実大規模の実験に比べると時間や費用、手軽さの面でのメリットがあり、有効な研究手法であると考えられる。

以下に、まず原位置実測に基づく地盤のヤング係数と初期剛性、ひずみの関係の概略を述べ、次いで遠心模型実験の概要を示した後、せん断波速度の測定結果、および剛体模型基礎の鉛直載荷実験での荷重～変位関係から得られるヤング係数について検討した結果を述べる。

§ 2. 原位置実測に基づくヤング係数

原位置実測の結果によれば、地盤の初期剛性および鉛直ひずみとヤング係数の間に以下の関係があることが指摘されている³⁾。

1) 地盤の初期剛性(微小ひずみ時のヤング係数)

高層ビル施工時には、通常自然堆積した地盤の掘削、掘削後建物構築という手順を踏む。原位置地盤は、掘削時の排土(除荷)によるリバウンド、構築(載荷)による沈下が生じ、ひずみの方向が反転すると共に、一連の施工により地盤の拘束圧も変化している。拘束圧と地盤剛性の関係は室内試験でも確認されており、拘束圧とせん断波速度 V_s の間には(1)式が提案されている。

$$V_s = \alpha (\sigma_v')^m \quad \dots (1)$$

ここに、 α : 地盤によって異なる係数
 m : 0.2 ~ 0.3

原位置実測においても掘削時の V_s と鉛直応力の間には図-1の関係が示されている。

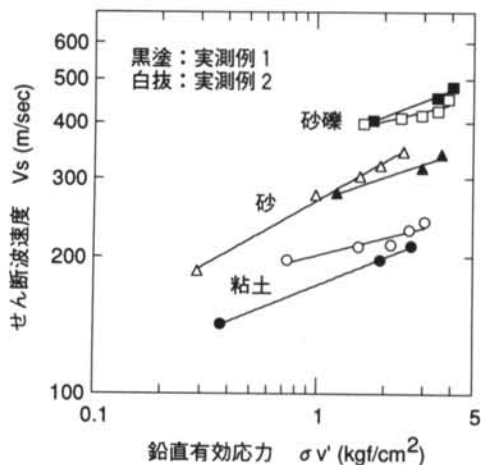


図-1 せん断波速度と鉛直応力

リバウンド～沈下現象を評価するには図-1のような拘束圧の変化に伴う剛性変化を考慮する必要がある。なお、 V_s 、せん断弾性係数 G およびヤング係数 E の間には (2) 式の関係がある。

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

$$G=\rho V_s^2/g \cdots (2)$$

ここに、 ν : PS 検層などで得られるポアソン比
 ρ : 地盤の密度
 g : 重力加速度

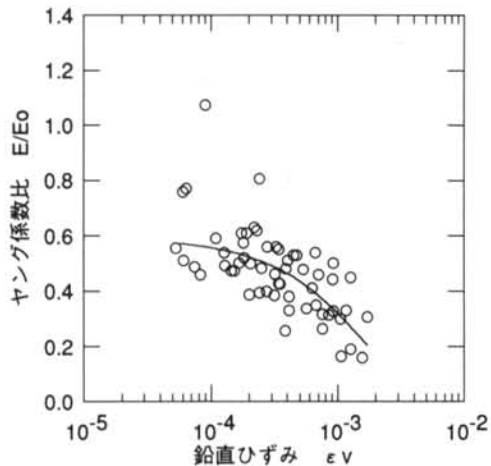


図-2 (a) ヤング係数比と鉛直ひずみ (掘削時)

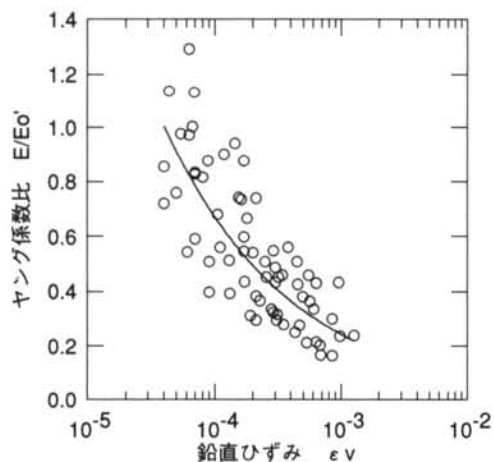


図-2 (b) ヤング係数比と鉛直ひずみ (構築時)

2) ヤング係数 E のひずみ依存性

図-2 (a),(b)はそれぞれ、実測から得られた掘削時および構築時のヤング係数比 E/E_0 , E/E_0' と鉛直ひずみ ϵv の関係である³⁾。掘削時、構築時それぞれ、ヤング係数比は 1×10^{-3} ひずみまで顕著な減少傾向が認められる。

§ 3. 実験方法

3.1 模型地盤の作製方法

使用した土槽は、内径 ϕ が 50cm、深さ h が 50cm の剛性の高い鋼製円筒形土槽である。模型地盤は、気乾状態の豊浦標準砂を用いて空中落下法(ロート法)により作製している。ロートの先端には開口部を細長く潰した金具を取り付けており、ホッパー下部のコックの開栓量とこの金具により砂の落下量を調整している。ロート法を用いることにより、模型地盤は緩くなりがちな土槽境界付近でもほぼ一様の単位体積重量 γ で作製できると考えられる。砂の落下高さは、同じ方法を用いて内径 7.76cm、深さ 10.26cm の容器内に砂を充填し、単位体積重量を求めたうえで決定した(目標値: $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$)。地盤の作製時には、地表面の整形は地盤の乱れを生じさせないために特に行わず、砂のまき終わり時に地表面ができるだけ水平になるように注意した。

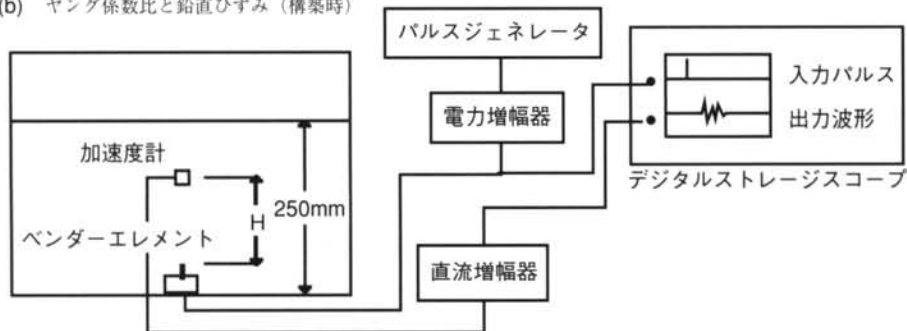
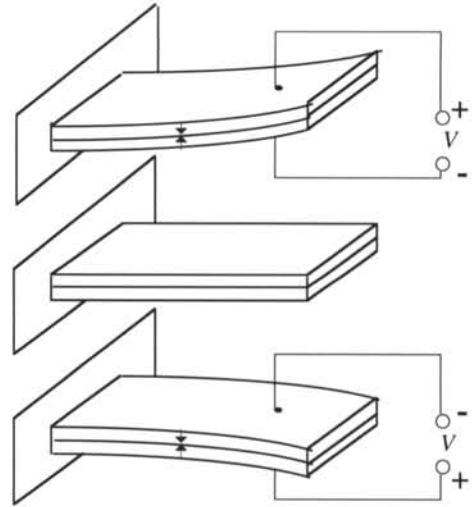


図-3 測定システム概要

3.2 せん断波速度の測定方法

実験結果および実測結果から得られるヤング係数は、絶対値が異なるので直接比較することができない。ただし、ヤング係数比 E/E_0 を用いることで、両者におけるひずみ依存性の傾向に関する比較検討は可能と考えられる。そのためには、模型地盤の初期ヤング係数 E_0 を推定する必要がある。

原位置実測の場合は、PS 検層から得られるせん断波速度 V_s に基づいて E_0 を計算していた。本実験においても同じ手法を適用するために、遠心場における模型地盤の V_s の測定を試みた。図-3 に測定システムの概要を示す。せん断波の発生には圧電セラミック型ベンダーエレメント ($12\text{mm} \times 12\text{mm} \times 0.5\text{mm}$) を用いた。その動作の模式図を図-4 に示す⁴⁾。ベンダーエレメントの電極に電圧を加えることにより分極が生じ、片持ち梁状に固定されている場合には図のように動作する。ベンダーエレメントによるせん断波速度測定は、Shirley and Hampton⁵⁾ によって土質材料に適用が図られ、その後多くの実験に用いられている (例えば、Thomann and Hryciw⁶⁾)。このベンダーエレメントを取付けたアクリル板 ($30\text{mm} \times 40\text{mm} \times 20\text{mm}$) を土槽底面に固定し、発生させたせん断波は、その上方に設置した加速度計で受信した。ベンダーエレメントに与える電圧パルスは、振幅 20V、パルス幅 100 ~ 200 μsec 、繰り返し周波数 100Hz とした。せん断波の到達時間 ΔT を計測し、ベンダーエレメント先端と加速度計中心位置との距離 H および ΔT から V_s を求めた。地盤の層厚は一定とし、加速度計の設置深度 H を 116.5mm および 168mm とした 2 ケースについて実験を行った。 V_s は、遠心加速度を 1G から 50G の間で変化させ、それぞれ 1G、3G、5G、10G、20G、50G の各段階で遠心加速度を保持した状態で測定した。なお、図-5 に上記のシステムにより測定された代表的な波形を示す。



↑：分極の方向

図-4 動作模式図

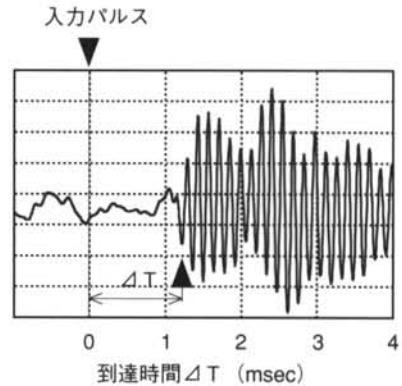


図-5 測定波形

3.3 鉛直載荷実験方法

図-6 は鉛直載荷実験装置の概要である。載荷は変位制御式で行い、載荷速度は 0.5mm/min. の一方向単調載荷とした。鉛直荷重は載荷装置下部のロードセル (最大荷重 2 tonf) で、鉛直変位は載荷装置側方に取り付けた変位計 (30mm 計) でそれぞれ計測している。模型基礎としては、基礎地盤の支持力試験 (例えば文献⁷⁾ など) で実績の多い剛体模型基礎を用いた。剛体模型基礎は基礎底面が円形のアルミ製で、載荷装置のロッドに剛結させて使用しており、地盤との接触面は薄地の両面テープに標準砂を貼り付けた粗の状態としている。剛体模型基礎のサイズは、換算

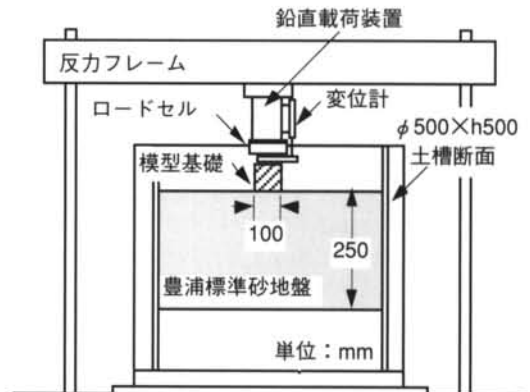


図-6 実験装置

基礎幅(模型基礎幅×遠心加速度)が同じであれば支持力実験結果には差がなかった⁸⁾が、粒子径効果を含む基礎の寸法効果があることも知られている⁹⁾ため、直径10cm(土槽内径の1/5)を用いた。

模型地盤の層厚は25cm、遠心加速度を20Gとし、根入れのない場合と9cm(換算深さ1.8m)の根入れのある場合の2ケースについての実験を実施した。

§ 4. 実験結果

4.1 模型地盤のせん断波速度

図-7(a),(b)は V_s と測定区間の中央深度における地盤の鉛直応力 σ_v' との関係である。両ケースともに、 V_s は遠心加速度の増加、すなわち地中応力の増大に伴い、両対数軸上ではほぼ直線的に増加する傾向を示している。また、加速度を50Gから減少させた場合のせん断波速度は、加速度を増加させた場合のそれよりもやや大きめの値を示している。

図-8は、遠心加速度を1Gから50Gへ増加させた場合の測定結果を両ケースまとめて示したものであり、 V_s と σ_v' の関係は次式で近似できる。

$$V_s = 210 (\sigma_v')^{0.21} \quad \dots (3)$$

図中には、砂地盤における原位置実測例も併せて示したが、 V_s の拘束圧依存性は同様の傾向を示している。また、 V_s から計算されるせん断弾性係数 G は、三軸試験から求めた「きれいな砂」の G ¹⁰⁾とほぼ一致しており、遠心模型実験で測定した V_s の妥当性が確認された。

4.2 模型地盤のヤング係数

図-9(a),(b)は、根入れのない場合と根入れのある場合の荷重-沈下曲線である。まず根入れのない場合は、沈下量の小さいところでは曲線が下に凸であるが、沈下が進むにつれて上に凸になる。これは、根入れのない場合は地盤の支持力が極限値に近づいていくことの影響である。これに対して根入れのある場合は、周辺地盤の押さえ効果などの影響が考えられるため実験可能な最大荷重まで载荷しても曲線が上に凸にはなっていない。なお、両ケースで見られる下に凸の荷重-沈下曲線は、標準砂の K_0 圧密試験から得られる軸応力と軸ひずみの関係¹¹⁾に類似しており、今回の载荷試験が側方ひずみ拘束状態に近い条件下の载荷試験であることを示すものと考えられる。

図-10は、前図の関係からポアソン比を0.35と仮定して弾性論により逆算して求めたヤング係数 E と

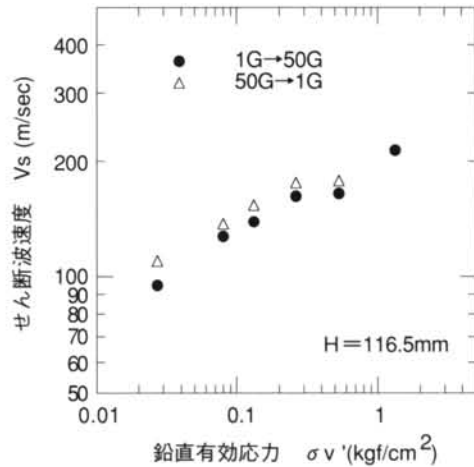


図-7(a) せん断波速度と鉛直応力 (H = 116.5mm)

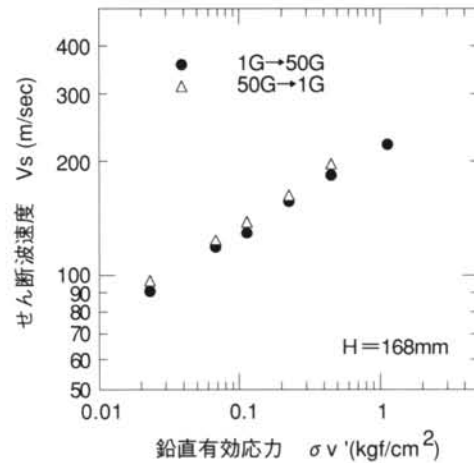


図-7(b) せん断波速度と鉛直応力 (H = 168mm)

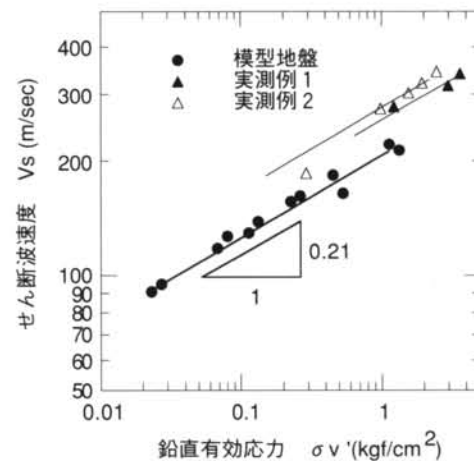


図-8 せん断波速度と鉛直応力

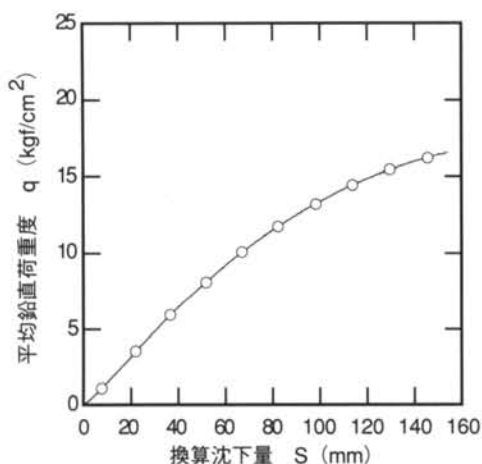


図-9 (a) 荷重～沈下曲線 (根入れ無)

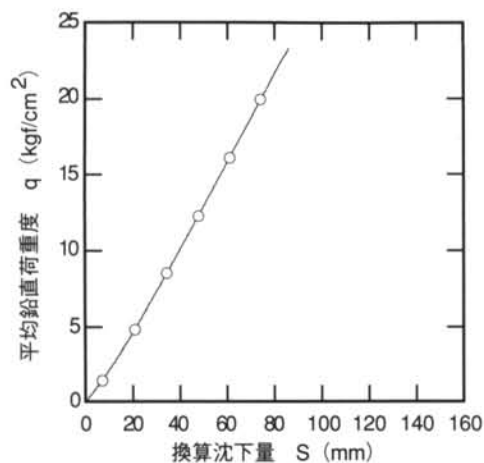


図-9 (b) 荷重～沈下曲線 (根入れ有)

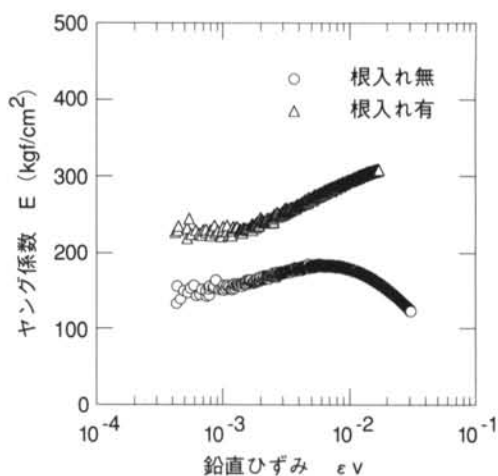


図-10 ヤング係数と鉛直ひずみ

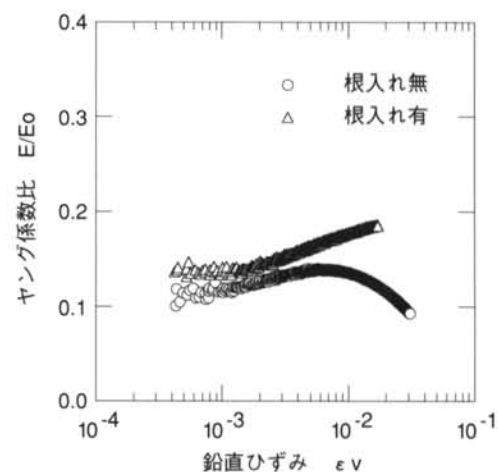


図-11 ヤング係数比と鉛直ひずみ

換算沈下量を換算層厚 (5m) で除して求めた鉛直ひずみ ϵ_v の関係である。測定精度の問題からどちらのケースでも ϵ_v が 4×10^{-4} 以下のデータにはばらつきが生じているので省略している。根入れのある場合は初期拘束圧が大きいので、根入れのない場合に比べて E が大きくなっているが、両ケースとも 10^{-3} ひずみ程度から増加する傾向を示した。

なお、根入れのない場合は 8×10^{-3} を越えるひずみレベルから E が減少している。この理由として地盤の局所的な塑性化などが考えられるが現在のところ明確にはなっていない。

§ 5. 模型地盤のヤング係数比

(3) 式を利用して根入れがない場合とある場合の地盤のせん断波速度 V_s を求め、(2) 式から微小ひずみ時のヤング係数 E_0 を計算した。図-11は模型地盤のヤング係数比 E/E_0 と鉛直ひずみ ϵ_v の関係である。 10^{-3} ひずみ程度までの E/E_0 は $0.1 \sim 0.15$ で根入れの有無に関わらずほぼ同程度の値を示しており、これらの値は原位置実測から得られたヤング係数比よりも幾分小さめとなった。しかしながら、実測に基づくデータはばらつきが大きいので、実験データは妥当

なヤング係数比を与えるものと考えられる。10⁻³ひずみを越えるとE/E₀は8×10⁻³ひずみ程度までは原位置のような顕著な減少傾向ではなく、一定もしくは幾分増加する傾向を示した。ただし、根入れの有無について各1ケースずつの実験結果であるため、8×10⁻³ひずみを越えるような場合については今後の検討課題としたい。

§ 6. 結論

本報告では、遠心力载荷装置を利用した模型実験

を実施し、その結果から得られた地盤のせん断波速度とヤング係数比について検討してきた。その結果をまとめると以下ようになる。

- ①遠心加速度を変化させながら計測した模型地盤のせん断波速度V_sは、鉛直有効応力との関係を両対数軸上で整理するとほぼ直線上にプロットされる。また、この関係は原位置実測と同様であった。
- ②模型地盤のヤング係数比は、鉛直ひずみが10⁻³を越えた部分では原位置の10⁻³ひずみ程度までのヤング係数比のような顕著な減少傾向を示さず、一定もしくは幾分増加する傾向を示した。

<参考文献>

- 1) 植下協, 松井克俊, 大岡武, 永瀬信一: “地盤の挙動計測による建築基礎の合理化の例”, 土質工學論文報告集, Vol.13, No.3, 1973
- 2) 秋野矩之: “地盤の剛性評価と建物の沈下予測”, 日本建築学会構造系論文報告集, 第412号, 1990
- 3) 玉置克之, 桂豊, 岸田了: “掘削および構築時の支持地盤のヤング係数の変化”, 日本建築学会構造系論文報告集, 第446号, 1993
- 4) Shin'ya Nishio, Yutaka Katsura: “Shear Wave Anisotropy in Edogawa Pleistocene Deposit”, Pre-failure Deformation of Geomaterials, Balkema, 1994.
- 5) Shirley, D.J. and Hampton, L.D.: “Shear-wave Measurement in Laboratory Sediments”, Journal of Acoustical Society of America, Vol. 63, No. 2, 1978.
- 6) Thomann, T.G. and Hryciw, R.D.: “Laboratory Measurement of Small Strain Shear Modulus under Ko Conditions”, Geotechnical Testing Journal, Vol. 13, No.2, 1990.
- 7) 岡村未対, 竹村次郎, 木村孟: “砂地盤における円形及び帯基礎の支持力に関する研究”, 土木学会論文集, No.463/III-22, 1993
- 8) 岸田了: “砂地盤における三次元の変形・破壊に関する遠心模型実験～基礎地盤の支持力に関する鉛直载荷実験～”, 地盤破壊の三次元的評価に関するシンポジウム発表論文集, 1995
- 9) 龍岡文夫, 田中忠次, 岡原美知夫, Siddiquee, Mohamed, S.A.: “模型実験・材料実験・数値解析による砂地盤上の帯基礎の支持力の研究”, 土と基礎, Vol.40, No.5, 1992
- 10) 柴田徹, 土岐憲三, 寺田邦雄: “砂中の弾性波速度について”, 第4回土質工學研究発表会, 1969
- 11) 桂豊, 岸田了: “砂地盤における掘削前の山留め側圧について”, 第28回土質工學研究発表会, 1993