

Ⅲ - B 139 埋設管施工に用いられる砂粒土の設計用弾性定数

大阪市立大学 伊地 朝太・東田 淳 タキロン 日野林譲二

まえがき 土の変形性は、たわみ性埋設管の土中での変形挙動を支配する重要な要因である。現行の埋設管設計法¹⁾では土の受動抵抗係数 e' (設計用 e')によって土の変形性を評価しているが、この設計用 e' は実際の土の変形性を正しく反映していない。東田ら²⁾は、遠心実験に基づいて設計用弾性FEMモデルを作成し、埋設管の合理的設計法を提案した。この設計法では、土を等方弾性体と仮定し、土の変形性を変形係数 E_s とポアソン比 ν_s によって評価している。本研究では、埋設管施工に用いられる3種類の砂粒土に対する K_0 圧縮試験を実施し、測定結果に基づいて提案設計法で用いる土の弾性定数(E_s と ν_s)の求め方を提案する。

装置、土材料、載荷方法 図-1に K_0 試験装置を示す。この装置を用いて、側方を拘束した K_0 条件で $12\text{cm} \times 12\text{cm} \times 10\text{cm}$ の直方体供試体に垂直応力 σ_1 を段階的に載荷し、軸ひずみ ϵ_1 と側方応力 σ_3 を測定する。各段階で測定された σ_1 、 σ_3 、 ϵ_1 を、土を等方弾性体と仮定した場合のHookeの法則から求める次式

$$\nu_s = (\sigma_3 / \sigma_1) / (1 + \sigma_3 / \sigma_1) \quad (1) \quad E_s = (1 - \nu_s - \nu_s^2) / (1 - \nu_s) \cdot \sigma_1 / \epsilon_1 \quad (2)$$

に代入して E_s と ν_s を求める。摩擦の影響を除くため、圧縮箱の側壁にリュブリケーションを施すとともに、 σ_1 は上下載荷板に接続したロードセルによる測定値の平均を用いる。

実験に用いた土材料は、表-1に示す乾燥砂、まき土、シルト質砂の3種類で、細粒分含有率を用いてそれぞれS0、S16、S30と表す。また供試体の密度は表-2に示すように ρ_d を4通りに変え、 ρ_d の小さい方からⅠ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳと表す。S0供試体は漏斗を用いた空中落下法により、S16、S30供試体は仕上がり層厚2cmで締固めて作成した。

σ_1 は、最大100mの高盛土下に管が埋設される場合にも対応できるように20kgf/cm²まで載荷した。載荷方法は、段階的に σ_1 を増やす単調載荷と、 $\sigma_1 = 3\text{kgf/cm}^2$ および9kgf/cm²まで載荷した後、除荷、再載荷を行う繰返し載荷の2通りとした。

単調載荷試験の結果 単調載荷試験で得られた σ_1 - ϵ_1 と σ_1 - ν_s を図-2、3に示す。図-4は、図-2、3のデータを式(2)に代入して求めた σ_1 - E_s 曲線である。 σ_1 の増加に伴い、S0の E_s は単調に増える。一方、S16とS30の E_s は、図-2に示した σ_1 - ϵ_1 曲線が、 σ_1 載荷の初期にS字形の曲線(下に凸の曲線から上に凸の曲線)に変わる。この傾向は図-5の方が明瞭である。)と

なるため、急勾配で増えてピークに達する。なお、 E_s がピークに達するまでの ν_s は図-3に示したように減るが、この ν_s の変化が E_s に与える影響は比較的小さい。 E_s はその後いったん減ってから直線的に増える。

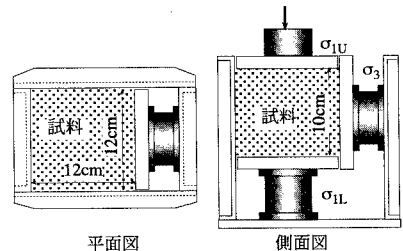


図-1 K_0 圧縮試験装置

表-1 土材料の一次性質

材料	呼称	Gs	最大 mm	砂分 %	細粒分 %	Uc	ρ_{dmax} g/cm ³	ρ_{dmin} g/cm ³
乾燥砂	S0	2.65	1.4	100	0	1.75	1.58	1.32
まき土	S16	2.71	2.0	84	16	70	1.92	1.42
シルト質砂	S30	2.67	2.0	70	30	115	1.86	1.29

表-2 供試体の状態量と表し方

線の種類	土	ω (%)	ρ_d (g/cm ³)	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
—	S0	0	1.43	1.47	1.50	1.55	
—	S16	10	1.50	1.60	1.70	1.80	
.....	S30	12	1.50	1.60	1.70	1.80	

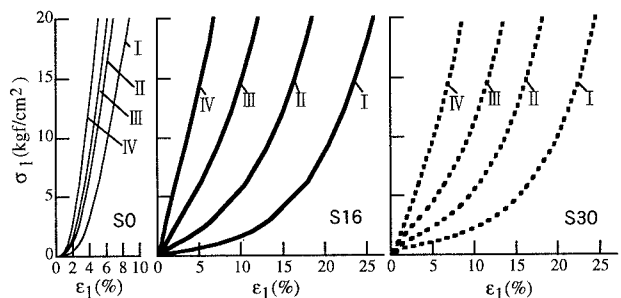


図-2 単調載荷試験で得られた σ_1 - ϵ_1 関係

キーワード: K_0 圧縮試験、埋設管、砂粒土、弾性定数、設計

連絡先: 大阪市住吉区杉本3-3-138、大阪市立大学工学部土木工学科、東田 淳 (Tel & Fax 06-6605-2725)

繰返し載荷試験の結果 繰返し載荷試験で得られた σ_1 - ϵ_1 関係を図-5に示す。再載荷過程では、 σ_1 が除荷前の応力（3kgf/cm²と9kgf/cm²）をこえると、S16とS30では σ_1 - ϵ_1 曲線の勾配が緩くなるが、S0では明確な勾配の変化が見られない。図-5と繰返し載荷試験で得られた σ_1 - v_s 曲線を用いて求めた σ_1 - E_s 関係をS16・II（ $\rho_d=1.60$ g/cm³）を例にとって図-6に示す。3本の実線が σ_1 を増加する過程、2本の破線が除荷過程を表す。2回の再載荷過程の E_s は除荷前に加えた最大 σ_1 （矢印）でピークを示し、この σ_1 が降伏応力 p_y であることが分かる。この結果は、c- ϕ 材料の単調載荷試験から得られた σ_1 - E_s 関係（図-4）においても、 E_s がピークを示す時の σ_1 が締固めによって導入された p_y であることを示す。

設計用 $E_s \cdot v_s$ の求め方 単調載荷試験結果から設計用 $E_s \cdot v_s$ をどう求めるかを説明する。まず、 σ_1 が小さい範囲の v_s は一定ではない（図-3）が、この変化を無視し、単調載荷試験で測定された σ_1 - σ_3 曲線の $\sigma_1 \geq 5$ kgf/cm²の範囲の直線部の勾配を用いて式(1)により設計用 v_s 値（表-3）を求める。このように v_s を応力レベルによらず一定値としたのは、供試体作成の際、締固めを終った段階で σ_3 の値がゼロとならないので、 σ_1 が小さい範囲では式(1)から求めた v_s の変化が見かけ上、拡大されていると考えられること、および一定 v_s とすることによって設計が非常に簡単になる（ E_s は少し減って安全側となる）という実用上の理由による。

つぎに、この一定の設計用 v_s 値、および各 σ_1 における σ_1/ϵ_1 の値を用いて式(2)により E_s と σ_1 の関係を求める。そして、c- ϕ 材料では図-4に示した E_s - σ_1 曲線の初期に見られる E_s のピーク時の σ_1 として p_y を定め、 $\sigma_1 \leq p_y$ の範囲では土が線形弾性体として挙動すると仮定して E_s を一定値（=ピーク値）とし、 $p_y < \sigma_1$ の範囲では設計用 v_s を用いて求めた E_s - σ_1 曲線のままとする。さらに E_s のピークが見られない ϕ 材料では、設計用 v_s 値を用いて求めた E_s - σ_1 曲線をそのまま設計に用いる。以上により、設計用 E_s - σ_1 曲線が図-7に示すように求まる。

なお、図-7に示したように E_s は σ_1 によって異なる値をとるが、提案設計法では、管側深度の土自重応力を σ_1 とした時の E_s 値を用いて管の最大曲げモーメントと鉛直たわみ率を設計チャートから求めれば良いようになっている。

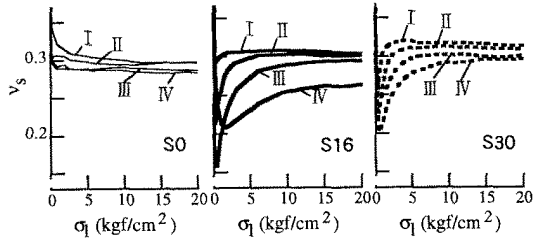


図-3 単調載荷試験で得られた σ_1 - v_s 関係

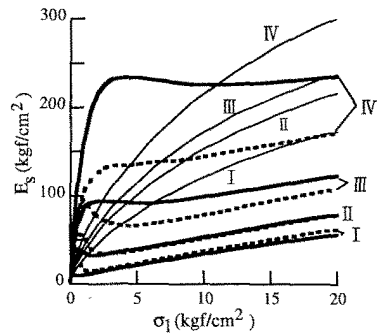


図-4 単調載荷試験で得られた σ_1 - E_s 関係

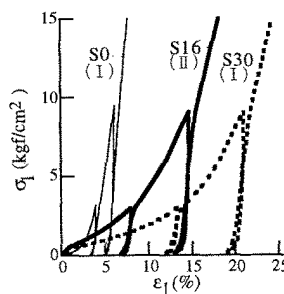


図-5 繰返し載荷試験で得られた σ_1 - ϵ_1 関係

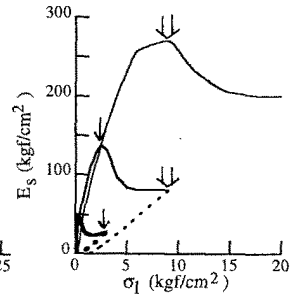


図-6 繰返し載荷試験で得られた σ_1 - E_s 関係(S16、II)

土	設計用ポアソン比			
	密度			
	I	II	III	IV
S0	0.29	0.29	0.29	0.28
S16	0.30	0.30	0.30	0.27
S30	0.32	0.31	0.30	0.30

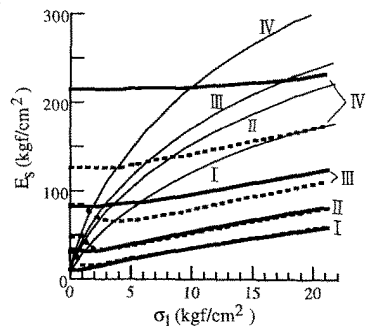


図-7 設計用 σ_1 - E_s 関係

参考文献: 1)例えば、農水省、土地改良事業計画設計基準、1998. 2) 東田・吉村、たわみ性埋設管の合理的設計法の提案、土木学会論文集、N0.617/3-46、1999.