

連続体モデルに基づく円形管きよの断面方向耐震設計法の提案

大阪市立大学 東田 淳・丸吉克典

阿南工業高等専門学校 吉村 洋

中央復建コンサルタンツ 井上裕司

大阪市建設局 大杉朗隆・水窪俊博

まえがき 著者らは埋設管きよの合理的耐震設計法の構築を目指し、レベル2地震動によって地盤に生じる単純せん断ひずみ $\gamma=3.2\%$ を遠心加速度30g場で模型地盤に繰返し与える静的遠心実験を行って、形状と剛性の異なる模型管きよの地震時挙動(垂直・せん断両土圧と曲げモーメント M)の実態を調べてきた¹⁾²⁾。その結果、現行耐震設計法による予測が実態と合わないこと³⁾、連続体モデル(図-1)の弾性解が円形管きよの実験結果を良好に近似すること⁴⁾、弾性FEMの数値解が連続体モデルの弾性解をうまく補完すること⁵⁾を確認した。本報告では、連続体モデルの弾性解が円形管きよの耐震設計法として実際に適用可能かどうかを実験との比較を通して検討する。

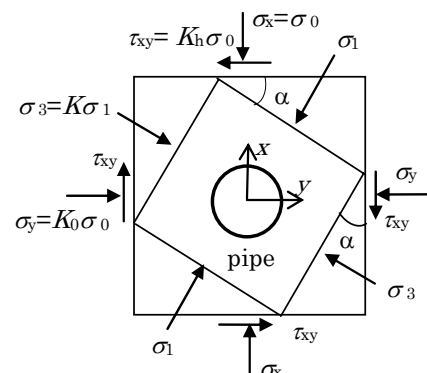


図-1 地震時連続体モデル

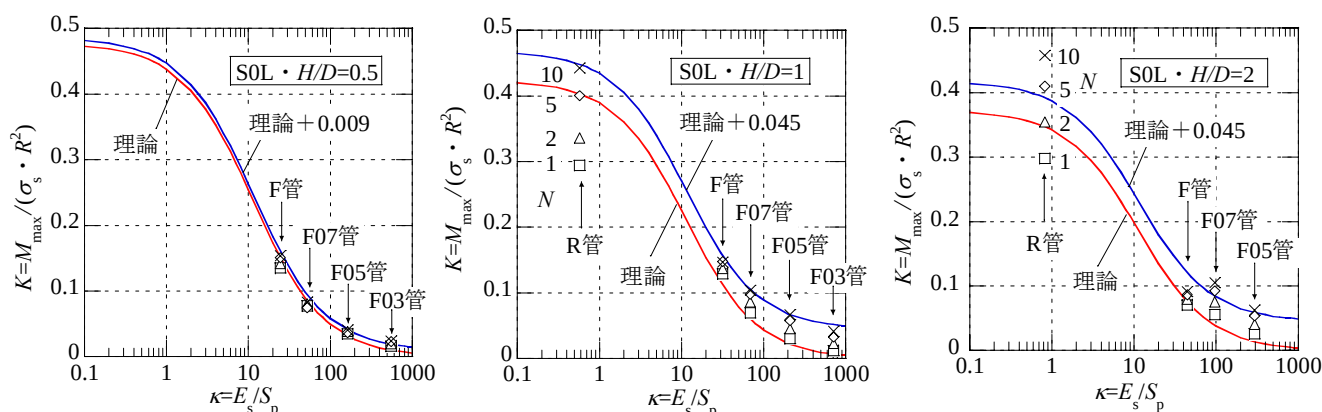
連続体モデルと入力定数 管側深度の土自重応力 σ_s が σ_0 として働く K_0 状態の地盤に震度 K_h の水平地震力が作用する状態をシミュレートした連続体モデルを図-1に示す。土と管は等方弾性体と仮定する。管面の境界条件は、せん断抵抗がゼロの完全滑動条件を与える。鉛直地震力を考慮する場合は σ_0 に $K_v \sigma_0$ を加える。

表-1 解析に用いた入力定数

実験条件	管側 σ_s			E_s		τ_{xy}	
地盤	H/D	(kN/m ²)	ν_s	(kN/m ²)	K_0	(kN/m ²)	K_h
SOL	0.5	38	0.37	1581	0.59	18	0.49
SOL	1	57	0.37	2050	0.59	24	0.42
SOL	2	95	0.37	2880	0.59	34	0.35
S16L	1	66	0.33	830	0.49	10	0.15
SOD	1	62	0.35	4570	0.54	54	0.88

表-1に今回の計算で用いた入力定数を示す。地盤条件は遠心実験¹⁾で用いたSOL(乾燥砂ゆる詰, $\rho_d=1.43\text{ g/cm}^3$)地盤, SOD(乾燥砂密詰, $\rho_d=1.55\text{ g/cm}^3$)地盤, S16L(まさ土ゆる詰, $\rho_d=1.50\text{ g/cm}^3$, $w=10\%$)地盤と一致させた。各地盤材料の単位体積重量 γ , 土被り高 H , 模型管の外径 D (原型で2.7m)から決まる管側の土自重応力 $\sigma_s=\gamma(H+D/2)$ に対して, K_0 圧縮試験の結果⁶⁾から地盤のポアソン比 ν_s と変形係数 E_s が求まる(表-1)。よって, ν_s から $K_0=\nu_s/(1-\nu_s)$ が, また E_s と地盤のせん断ひずみ $\gamma=3.2\%$ を次式: $\tau_{xy}=G\gamma=E_s/\{2(1+\nu_s)\} \cdot \gamma=K_h \sigma_s$ に代入して K_h が, それぞれ表-1に示すように求まるので, これらの K_0 と K_h を用いて各実験に対する連続体モデルの解が算定できる。

解析 K と測定 K の比較 図-2, 図-3, 図-4は、地盤と管の相対剛性 $k=E_s/S_p$ を変化させた時の解析で得られた最大曲げモーメント $K=M_{\max}/(\sigma_s R^2)$ を剛性の異なる5本の模型管(R管, F管, F07管, F05管, F03管)を用いた遠心実験の結果¹⁾²⁾⁷⁾と比べている。理論解を赤ラインで、またせん断変形の繰返し回数 N が1, 2, 5, 10回で測定され

図-2 $K \sim k$ 関係の理論解と測定結果の比較(SOL地盤)

キーワード: 埋設管きよ, 耐震設計法, 連続体モデル, 弾性理論解析, 遠心実験

連絡先: 橿原市鳥屋町24-7 エスペランサ森川II202号, Buried Pipe Research Center, TEL & FAX: 0744-35-5007

た実験の結果をマークで示す。ここに $S_p = E_p t^3 / \{12(1 - \nu_p^2) R^3\}$ は管の曲げ剛性で、 $E_p \cdot \nu_p$ ：管材料のヤング率とポアソン比、 t ：管厚、 R ：管厚中心半径($= (D - t)/2$)である。図中の R 管と F 管の S_p はそれぞれ実物の RC 管、および uPVC 管や FRPM 管の S_p に相当する。また F07 管、F05 管、F03 管の S_p は更生管きよの内巻きライナー管の S_p の範囲をカバーしている。

実験 K と解析 K を比べると、SOL 地盤・ $H/D=1$, 2(図-2)と SOD 地盤・ $H/D=1$ (図-3)の R 管の $N=1$ の実験 K は解析 K との差が大きい。これは実験で管と土の間が部分的に開口して土圧が再配分されるためである⁵⁾。これを除くと $N=1$ の実験 K と解析 K は、模型地盤作製時に締固めによるばらつきが

導入される S16L 地盤を除いて良く近似している。また実験 K は N の増大につれて増え、特に κ が小さい R 管の場合の増え方が激しい。これは、せん断変形の繰返しによって地盤の E_s 、ひいては K_h が増える度合いが、 κ が小さいほど強いためである⁷⁾。SOL 地盤の $N=10$ を通る青ライン($H/D=2$ の R 管を除く)は解析 K に補正值 α を足しこんだ補正ラインである。SOL 地盤の $\alpha \sim H$ の関係を図-5 に示す。SOL 地盤・ $H/D=2$ ・R 管・ $N=10$ の実験 K は補正ラインよりも大きい。別に行った動的遠心実験⁸⁾で測定された SOL 地盤・ $H/D=2$ の R 管の $M_{\max}$ の大きさは今回の実験の 1/2 程度であった。以上より、連続体モデルの理論解は、SOD 地盤では α で補正することにより、また S16L 地盤と SOD 地盤で F 管の κ を超える範囲では α の補正なしに、埋設管きよの地震時の $M_{\max}$ を実用的に十分な精度で予測するとしてよい。また、今回用いた地盤条件と異なる場合は、繰返しせん断試験等によって α を別途定める必要がある。さらに R 管の場合のように管と土の間に開口を生じる場合は、FEM⁹⁾により K を求めるべきである。

提案設計法(SOL 地盤) 図-6 に、SOL 地盤の場合を例にとって、 K_h が 0.1~1.0 の範囲で変化する時のレベル 2 地震動($T_s \geq 0.7$ 秒, $S_v = 0.8$ m/s, $\gamma = 3.2$ % の場合)に対する理論 $K \sim \kappa$ ラインを示す。レベル 1 地震動($T_s \geq 0.5$ 秒, $S_v = 0.168 \sim 0.24$ m/s の場合)に対しては $\gamma = 0.67 \sim 0.96$ % なので、 γ の比率 $(0.67 \sim 0.96)/3.2 = 0.21 \sim 0.3$ だけ下げた K_h ラインを用いれば良い。設計条件として管の S_p と H が与えられると、 ν_s と土自重応力 σ_s における E_s が K_0 圧縮試験から求まり、これから κ と K_h が決まるので、図-6 の κ と K_h ラインの交点の縦軸の値として K が定まる。レベル 2 地震動ではこの K に α (図-5)を足しこんで設計 $M_{\max}$ を求めればよい。レベル 1 地震動については、データはないが、少なくとも図-5 の α を用いれば安全側である。

参考文献 1)丸吉他：地盤せん断遠心実験による埋設管きよの地震時挙動の検討(実験方法と矩形管きよの測定結果)。2)三田他：同左(土被り高と地盤条件の影響)。3)氏家他：同左(現行耐震設計法と測定結果の比較)。4)東田他：同左(円形管きよの測定結果と連続体モデルの弾性解の比較)。5)吉村他：地盤せん断変形を受ける埋設管きよの遠心実験に対する弾性 FEM 解析(以上 1)~5)はいずれも 47 回地盤工学会, 2012 (投稿中))。6)伊地他(1999)：埋設管施工に用いられる砂粒土の設計用弾性定数, 54 回土木年講。7)東田他(2011)：地盤せん断変形遠心実験と連続体モデルによる埋設管の地震時挙動の検討(管剛性, 土被り高, せん断変形繰返し回数の影響), 66 回土木年講。8)Tohda et al.: Centrifuge model tests on dynamic response of sewer trunk culverts, ICPMG 2010, pp.651-656, 2010。

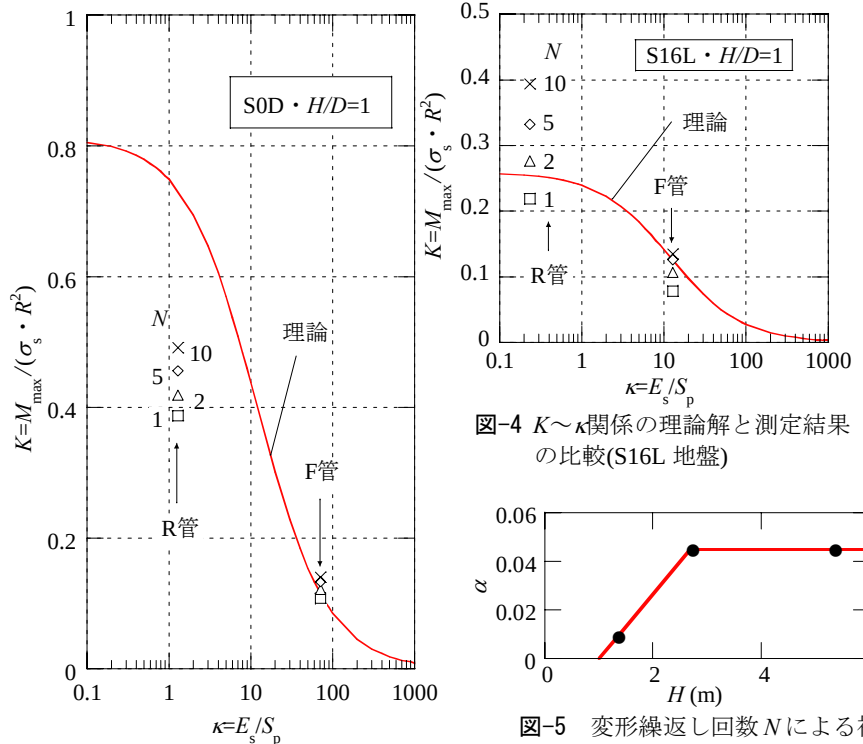


図-4 $K \sim \kappa$ 関係の理論解と測定結果の比較(S16L 地盤)

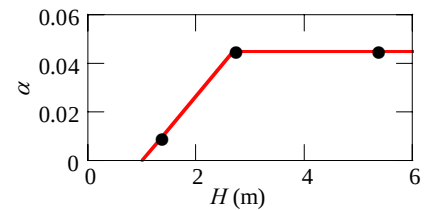


図-5 変形繰返し回数 N による補正值 $\alpha \sim H$ 関係(SOL 地盤)

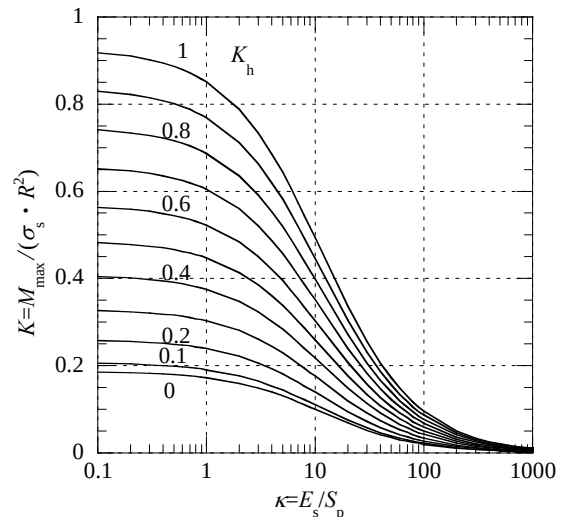


図-6 設計用 $K \sim \kappa$ 関係(SOL 地盤)