

円形管の耐震設計法(断面方向)の開発

中央復建コンサルタンツ 井上裕司・アサノ大成基礎エンジニアリング 島津多賀夫
 阿南工業高等専門学校 吉村 洋・大阪市立大学客員教授 東田 淳

まえがき 筆者らは、埋設管の地震時挙動(土圧と曲げひずみ)を、遠心場で地盤を単純せん断する静的遠心実験で調べ、弾性 FEM の解析結果が測定結果と良好に近似することを確かめた¹⁾。本報告では、この FEM 解析手法を実際の下水道管きよの耐震設計に適用するために施した改良点と採用した地盤条件について説明する。

解析手法の単純化 これまでの研究²⁾に基づいて、FEM 解析に対して、管面の境界条件を完全滑動とする単純化を施し、その妥当性を計算例によって再確認した。

解析モデルの寸法と境界条件 米川・吉村³⁾によれば、遠心実験の解析に用いた FE モデルで地盤幅を増大させると管に生じる曲げひずみが減少することが分かった。そこで、モデル幅 B とモデルの全高 H_2 を変えて $B/H_2 = 1.0$ と 5.5 とした 2 ケースについて、遠心加速度 30 g と地盤両端にせん断変形(単純せん断と一次モードの cosine カーブの両者)を与えた解析を行って、地盤中央の水平変位に及ぼす境界条件(表-1)の影響を調べた。

表-1 において、水平変位の○は、遠心実験で与えた $\gamma = 3.2\%$ 相当の単純せん断あるいは cosine カーブの水平変位を、また鉛直変位の○はせん断前の K_0 条件において遠心加速度によって生じた地盤の圧縮量(FEM 解析値)を、それぞれ側方境界または地表面の各節点に与えたことを示す。

単純せん断の場合の地盤の側方境界と中央における水平変位分布を図-1 に示す。ケース C とケース D では、水平変位分布は B/H_2 が異なってもモデル中央と側方境界で一致し、さらにケース D よりも簡単なケース C の境界条件は、これまで遠心実験を対象として行った境界条件(表-1 のケース A)とは異なるが、ケース C の境界条件で改めて遠心実験の解析を行ったところ、実験結果とほぼ一致することが確認できた。また、文献 3) の結果はケース A の境界条件によるためであることが分かった。一方、 $H_2 = 33\text{ cm}$ ・ケース C の境界条件で、cosine カーブの水平変位を与えた場合の図-2 の結果によれば、水平変位分布はモデル中央と側方境界で一致せず、一次モードの変形条件では B/H_2 を小さく選ぶ必要があることが分かった。

遠心実験(R 管、SOL 地盤、 $H_2 = 33\text{ cm}$)の解析条件(管有り・管面の開口あり)で、ケース C の境界条件で側方境界変位として単純せん断と cosine カーブを与えた時に得られた B/H_2 と管の最

表-1 境界条件の検討ケース

ケース	側方境界		地表面	
	水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位
A	○	フリー	フリー	フリー
B	○	○	フリー	フリー
C	○	○	○	フリー
D	○	○	○	○

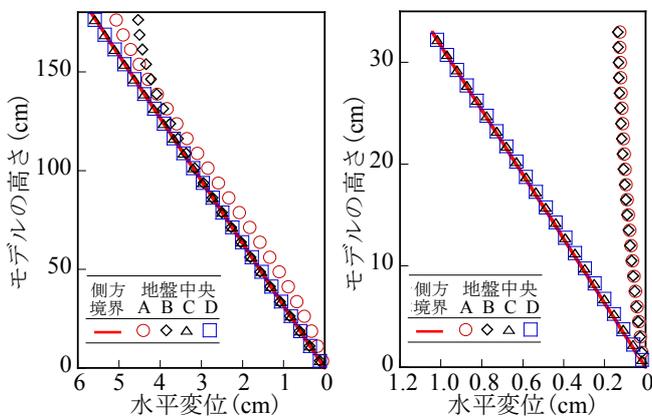


図-1 地盤の側方境界と中央の水平変位分布 (単純せん断の場合)

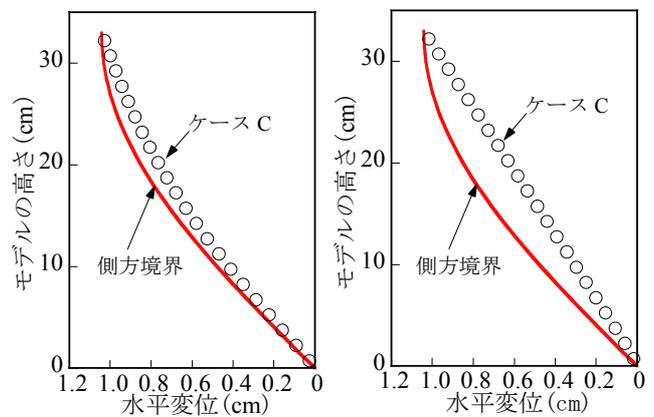


図-2 地盤の側方境界と中央の水平変位分布 (ケース C, 一次モード変形の場合)

キーワード: 円形埋設管、下水道管きよ、耐震設計法、弾性 FEM、境界条件、地盤幅

連絡先: 井上裕司 東京都千代田区麴町 2-10-13 中央復建コンサルタンツ東京本社、E-mail: inoue_y@cfk.co.jp

大曲げひずみ ϵ_{max} の関係を図-3に示す。単純せん断の場合、 $B/H_{\Sigma} \geq 1.1$ の範囲では ϵ_{max} は一定であるが、 $B/H_{\Sigma} < 1.1$ では側方境界の存在によって ϵ_{max} が増大している。一方、cosineカーブの場合、 ϵ_{max} は $B/H_{\Sigma} = 2$ で最小となるが、 $B/H_{\Sigma} = 1.1$ の ϵ_{max} との差は小さく、 B/H_{Σ} が2から離れるのにつれて大きくなって単純せん断の ϵ_{max} に近づいている。以上のように、単純せん断で B/H_{Σ} が < 1.1 の範囲で側方境界の影響が現れたこと、および実験模型で $B/H_{\Sigma} = 1.1$ であったことを考慮して、一次モードで境界変位を与える場合、アスペクト比として $B/H_{\Sigma} = 1.1$ を採用することに決めた。

地震時増分の計算方法 実際の地震時現象は静的に地盤をせん断した遠心実験とは異なる動的現象であり、地盤の弾性定数は地震前と地震時でそれぞれ静的、動的と異なる。よって、常時と地震時増分の計算を別々に行い、両者の和として地震時とするのが妥当である。

自重なし・管面の開口なしの解析条件(条件I)で得られた ϵ_{max} (=地震時増分 $\Delta\epsilon_{max}$)と、図-3の解析条件(条件II)で得られた $\Delta\epsilon_{max}$ (=せん断時と常時の ϵ_{max} の差)を図-4に示す。単純せん断、cosineカーブの場合とも、両手法によって求めた $\Delta\epsilon_{max}$ の差が小さいことから、地震時増分の計算では、自重なし・管面の開口なしの条件で、側方境界と地表面の鉛直変位をゼロに固定し、地表面と側方境界に強制水平変位を与えることに決めた。

地盤条件 埋設されて長年月を経た既設管きよでは、埋戻し土の応力状態が地山と均一化し、管の設置方式が新設時の溝型から盛土型に移行しているものとして、埋戻し土と周辺地盤の地盤条件を同一と仮定した。さらに、これまでの研究²⁾⁴⁾によって、埋設管きよの挙動は管側深度における地盤内応力、ならびに同位置での地盤の弾性定数に支配されることが分かっているので、常時の解析の地盤条件を以下のように決めた。① 単位体積重量は、地表面から管側深度までの平均有効重量とした。② 地盤の弾性係数は、管側深度の周辺地盤のN値を用いて $E_s = 700N$ (kN/m²)とした⁵⁾。③ 地盤のポアソン比は、 $K_0 = 0.5$ の時の値をとって $\nu = 1/3$ とした。④ 基床厚は30 cmとし、基床底で変位をゼロに拘束した。⑤ 静水圧を管面に作用する分布荷重として与えた。つぎに、地震時増分計算における地盤条件は、下水道管きよの改訂設計マニュアル⁶⁾に合わせて、S波速度から決まるせん断弾性係数 G_0 (および動的な弾性係数とポアソン比)を持つ自重なしの一様地盤とした。

解析モデル 解析に用いたFEメッシュと解析モデルを、RC管の場合を例にとって図-5に示す。なお、別報で、RC管とFRPM管の解析結果と現行耐震設計法による予測を比較した⁷⁾⁸⁾ので、参照して頂きたい。

参考文献 1) J.Tohda, H.Yoshimura and K.Maruyoshi (2015): Centrifuge Model Tests and Elastic FE Analysis on Seismic Behavior of Buried Culverts, 15th Asian Regional Conference on SMGE, JPN-106. 2) 島津多賀夫 (2010): 斜掘り溝型方式で設置される埋設管の力学挙動と設計法に関する研究, 大阪市大学位請求論文. 3) 米川・吉村 (2015): 埋設管のFEM解析における地盤側方境界の位置の影響について, 土木学会四国支部21回技術研究発表会, pp.155-156. 4) 吉村洋 (1998): たわみ性埋設管の力学挙動と設計法に関する研究, 大阪市大学位請求論文. 5) 地盤工学会 (1995): 地盤調査法, p.254. 6) 日本下水道協会 (2015): 下水道施設耐震計算例(管路施設編), 2015年版. 7) 島津多賀夫他 (2016): 提案設計法と現行設計法によって予測したRC管の地震時挙動の比較 (投稿中). 8) 吉村洋他 (2016): 提案設計法と現行設計法によって予測したFRPM管の地震時挙動の比較 (投稿中).

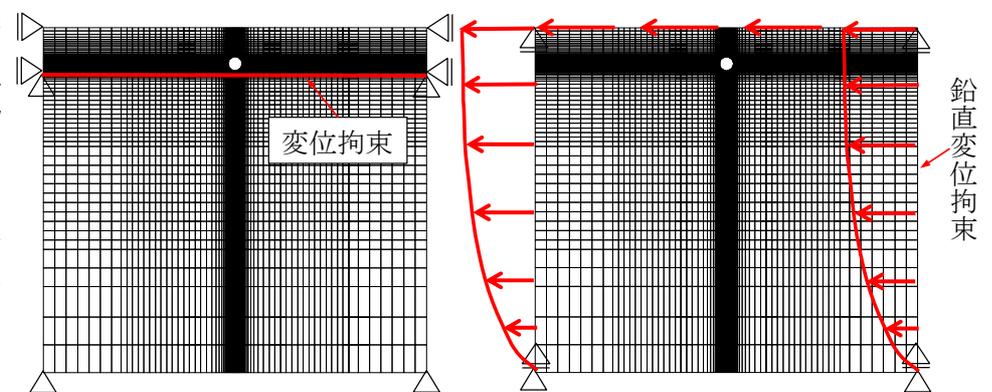


図-5 解析モデル (RC管の場合)

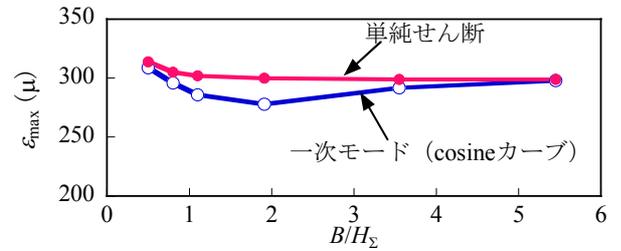


図-3 アスペクト比 B/H_{Σ} とR管の ϵ_{max} の関係

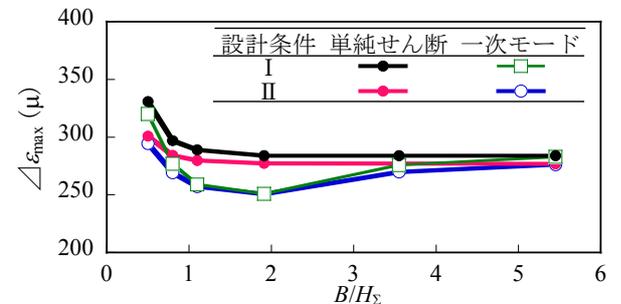


図-4 B/H_{Σ} とR管の地震時増分 $\Delta\epsilon_{max}$ の関係