

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

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

まえがき 応答変位法に基づく下水道管きよの耐震設計基準¹⁾に従って計算された FRPM 管の断面方向の耐震計算例²⁾と著者らが提案した耐震設計法³⁾による予測(荷重と曲げモーメント)を比べ、現行耐震設計法の問題点を指摘した。なお、耐震計算例²⁾には地震時に地盤を右側にせん断する場合が例示されているが、本報告では著者らが実施した遠心実験⁴⁾の整理方法に合わせて地盤を左側にせん断する場合の結果を示した。

提案設計法による計算結果

提案設計法は、別報³⁾に示した弾性 FEM 解析を用いている。FRPM 管の解析に用いた地盤、管、および管面に挿入したジョイント要素の入力パラメータを表-1 に示す。管の内径は 1200 mm、土被り高は 5 m、地下水位は G.L.-3.3 m、管側深度における周辺地盤は $N=10$ の砂質土である。

図-1 に提案設計法によって求めた管面に作用する垂直荷重と管に生じる曲げモーメント M を示す。各図の点線、破線、実線がそれぞれ常時、レベル 2 地震動による地震時増分、両者の和とし

て求めた地震時の結果である。垂直荷重は圧縮、 M は内側引張りの場合を正として表してある。常時の垂直荷重は、図-2 に示すように、有効垂直土圧 σ と水圧の和として求めた。管に働くせん断土圧 τ は管面で完全滑動条件を採用したので、どの時点でもゼロである。

図-1 から、常時荷重に比べて地震時増分 σ がごく小さいので、地震時荷重は常時荷重とほとんど変わらないことが分かる。また、常時 M は、管頂が管底よりも大きく、左右対称であるが、地震時増分 σ による M 分布の対称軸が時計回りに 45° 程度回転する結果、地震時 M の対称軸も 25° 程度回転している。

現行設計法による計算結果 図-3 に現行設計法によって算定した σ 、

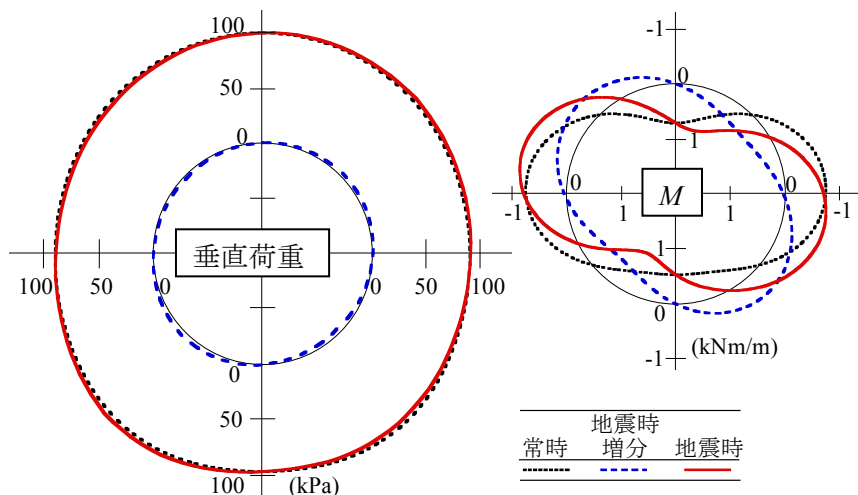


図-1 提案設計法によって求めた垂直荷重と曲げモーメント

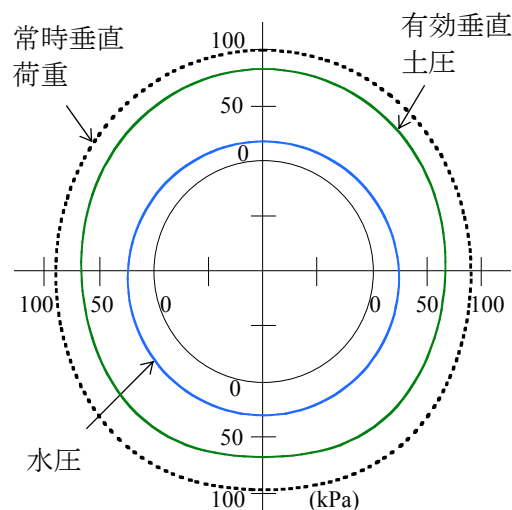


図-2 常時の垂直荷重

表-1 提案設計法(FEM)の入力パラメータ

	地盤の 弾性係数 E_s	地盤の ポアソン比 ν_s	地盤の有効 平均単位 体積重量 γ	管の 外径 D	管の 管厚 t	管の 弾性係数 E_p	管の ポアソン比 ν_p	管の 曲げ 剛性 S_p ³⁾	管の単 位体積 重量 γ_p	ジョイント要素の 垂直剛性 k_n ⁴⁾	ジョイント要素の せん断剛性 k_s
解析時点	(kN/m ²)		(kN/m ³)	(m)	(m)	(kN/m ²)		(kN/m ²)	(kN/m ³)	(MN/m ²)	(MN/m ²)
常時	7000 ¹⁾	0.333 ²⁾	13.032	1.248	0.024	14700000	0.3	81.2	23.4	100	0
地震時増分	24539	0.493	0								

1) $E_s=700N$, 2) $K_0=0.5$, 3) 管剛性 $S_p=[E_p \cdot t^3 / \{12(1-\nu_p^2)\}] / R^3$, $R=(D-t)/2$, 4) 地震時増分の計算では管面の開口なし

キーワード: FRPM 管、耐震設計法、FEM、現行設計基準、設計比較、荷重、曲げモーメント

連絡先: 吉村 洋 徳島県阿南市見能林町青木 265 阿南高専創造技術工学科 E-mail: yos@anan-nct.ac.jp

τ 、 M を示す。 τ は反時計回りの場合を正として表した。常時の σ と τ は、図-4に示した鉛直・水平土圧(p_v ・ p_h)を図中の換算式に代入して求めた。また、地震時増分の σ と τ は、文献5)に示された断面力 Q と N の近似式を、釣合い式: $\sigma = (dQ/d\theta + N)/R$ 、 $\tau = (dN/d\theta - Q)/R$ に代入して求めた。

図-3 から以下が分かる。

- ・常時では、 σ は、従来、たわみ性管で確認されてきた均等分布⁴⁾とは異なる。 τ は σ に比べて小さいが、遠心実験⁴⁾で確認された $\tau \neq 0$ よりかなり大きい。 M は管頂と管底で差がない。

- ・地震時増分では、 $\tau \gg \sigma$ の範囲が広く存在し、 σ は第2、4象限が圧縮、第1、3象限で引張りである。 M は、 τ と σ によって生じる M が逆モードとなって相殺するため、かなり小さい。

- ・地震時では、 σ の引張り領域は無いが、 τ は σ を超える程度にかなり大きい部分が管頂と管底付近、および第1、3象限に残る。 M は常時とあまり変わらない。

M は常時とあまり変わらない。

現行設計法と提案設計法の比較

図-3 と図-1 の比較から以下が分かる。

どの時点でも現行設計法と提案設計法の荷重は全く異なり、特に τ の相違が際立っている。

そのため、常時と地震時の M も両設計法の定量的な差は大きい。地震時の $M_{\max}$ を例にとると、現行設計法の $M_{\max} = 4.09 \text{ kNm/m}$ に対して、提案設計法では $M_{\max} = 0.88 \text{ kNm/m}$ となり、現行設計法は提案設計法に対して $M_{\max}$ を5倍程度、過大評価している。

このように提案・現行両設計法の予測は定量的、定性的に異なり、両者の相違は別報⁶⁾のRC管の場合にも見られた。現行設計法によって予測される管きよの土圧・変形挙動は著者らが実施した遠心実験の測定・解析の結果⁴⁾とはかなり異なっているので、現行耐震設計法が依拠する応答変位法には、文献7)でも指摘したように問題があることは明らかである。

参考文献 1) 日本下水道協会(2014): 下水道施設の耐震対策指針と解説 2014年版。2) 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。3) 井上他 (2016): 円形管の耐震設計法(断面方向)の開発, 71 回土木学会年講 (投稿中)。4) 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. 5) 建設省土木研究所 (1992): 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案), 土木研究所資料第3119号。6) 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, 71 回土木学会年講 (投稿中)。7) 東田淳 (2016): 弾性論に基づく円形管の応答変位法に対する批判的考察, 71 回土木学会年講 (投稿中)。

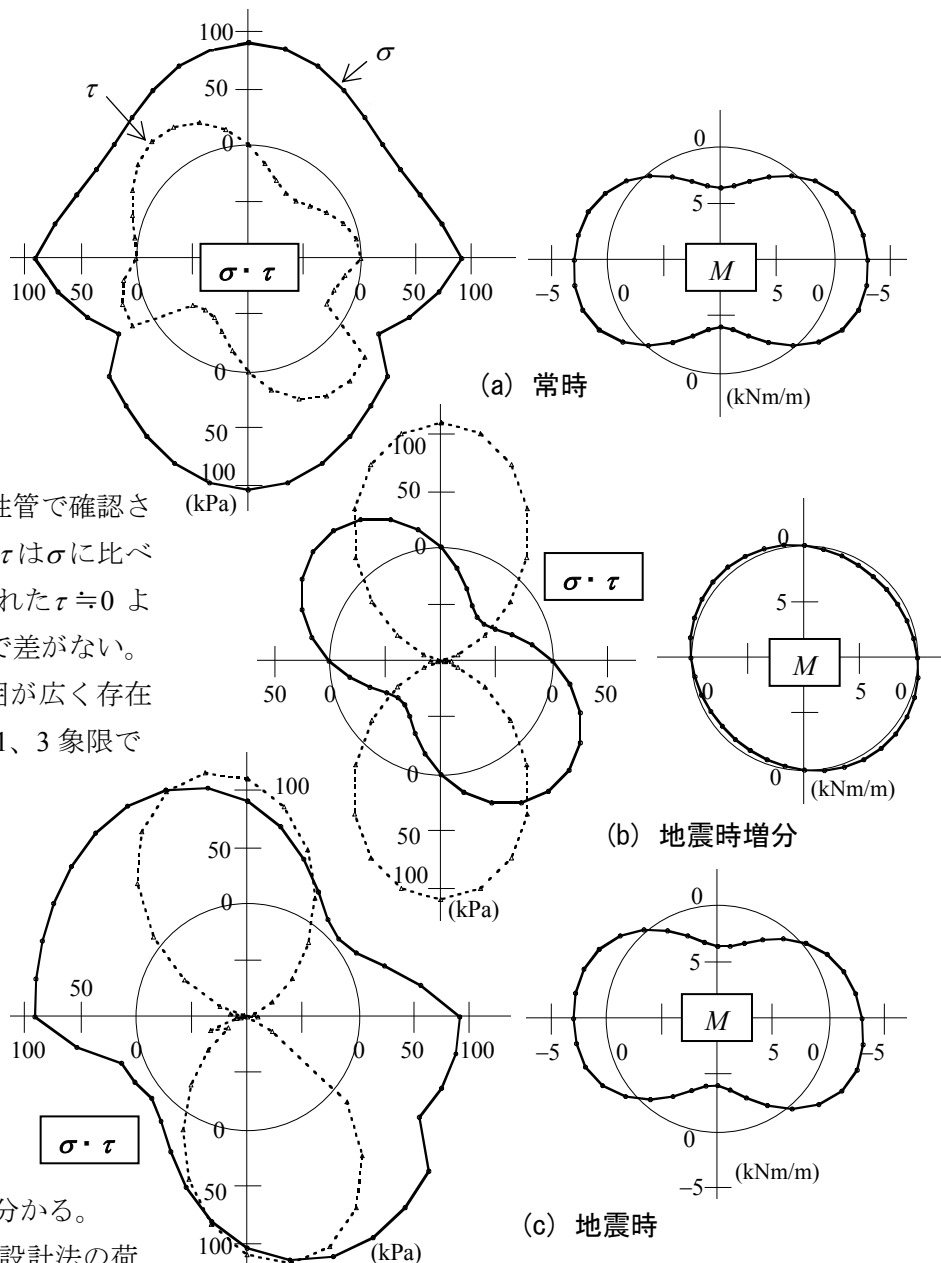


図-3 現行設計法によって求めた土圧と曲げモーメント

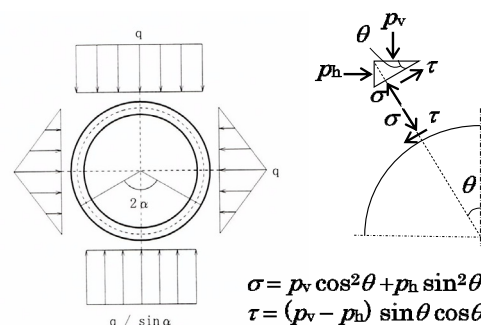


図-4 常時の鉛直・水平土圧と換算式