

遠心実験による下水道幹線カルバートの地震時挙動に関する研究

地盤工学分野

丸吉 克典

Abstract

既設幹線カルバートの地震時の安全性確保は都市防災上重要な課題であるが、カルバートに作用する土圧の実態が不明であり、現行耐震設計法が実態を予測できているか不明である。本研究では、レベル2相当の地震動によって生じるせん断変形を模型地盤に与える遠心実験を行って、地震時にカルバートに作用する土圧と変形を調べ、カルバート形状、土被り高、および地盤条件の影響を定量化し、現行耐震設計法と連続体モデルによって計算された土圧・変形と測定結果の比較を行った。その結果、現行耐震設計法はばねモデルを用いているため、実態と異なる挙動を予測するのに対して、連続体モデルによる予測は、円形管の実験と良好に近似することがわかった。

1. まえがき

幹線カルバートの地震時の安全性確保は都市防災上重要な課題であるが、地震時に幹線カルバートに働く土圧分布を詳細に測定した例は少なく、実際にどのような土圧が外力として作用しているか明らかになっていない。また、現行耐震設計法は、ばねモデルによってカルバートの地震時挙動を予測しているが、ばねモデルによる管と土の相互作用の説明は実態と合わないことが判明している。したがって、カルバートの地震時挙動の実態を調べ、より合理的な設計手法を構築する必要がある。

東田ら¹⁾は、馬蹄形、矩形、円形の模型カルバートを用いた動的遠心実験によって、地震時の既設カルバートの土圧と変形挙動を調べている。しかし、この研究では、せん断土槽ではない剛な実験容器を用いている点や、同一の入力地震加速度の実験であるため、地盤の応答変位が実験ごとに異なる点に課題を残す。

本研究では、遠心場で地盤に同一のせん断変形を与える実験を行うことにより、カルバートの形状、地盤条件、土被り高の各要因の影響を捉え、耐震設計法について考察を加える。

2. 遠心実験の方法

実験に用いた馬蹄形、矩形、円形の3通りの形状を持つ硬質アルミ製の模型管きよ(A-type, B-type, C-type)と諸元を図-1と表-1に示す。C-typeでは、剛性の大きなR-pipeと小さいF-pipeの2本を用いた。模型管きよの幅と高さまたは外径 D は90 mm(原型で2.7 m)である。A-typeとB-typeの剛性は実際のRCプレキャストカルバートの剛性に、またR-pipeとF-pipeの剛性はそれぞれ実際のRC管およびFRPM管の剛性に合わせた。模型管きよには、管面に働く垂直土圧 σ ・せん断土圧 τ を測定する土

圧計、および壁に生じる曲げひずみ ϵ を測定するひずみゲージを設置した。

模型と実験装置を図-2に示す。模型は原型を1/30に縮小した二次元模型である。模型地盤(表-2)は、S0(乾燥瀬戸砂)、およびS16(まさ土)を管軸方向に落下、または締固めて作製したS0L(乾燥砂ゆる詰)地盤、S0D(乾燥砂密詰)地盤、S16L(まさ土ゆる詰)地盤である。S0L地盤では土被り高 H を9 cmと18 cm($H/D=1, 2$)に変え、S16L地盤とS0D地盤では H を9 cm($H/D=1$)と一定とした。基盤と管底の距離 H_b をはどの実験も15 cmと同じにした。全実験数は16である。

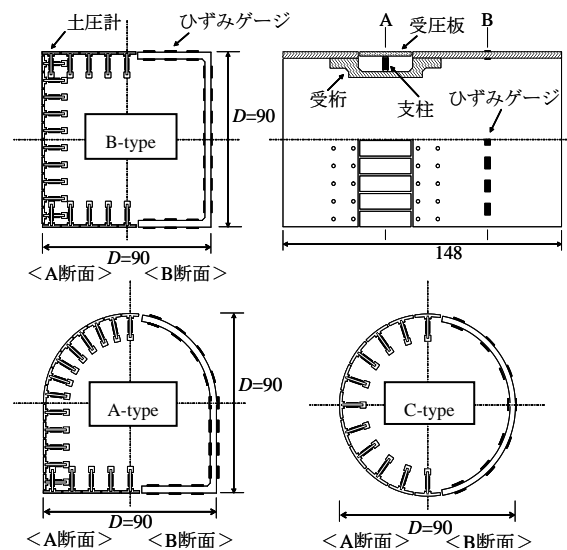


図-1 模型管きよ (unit: mm)

表-1 模型管きよの諸元

管きよ	D (mm)	t (mm)	E_p (GPa)	ν_p	
A-type	90	3.3	71	0.33	
B-type	90	3.3	71	0.33	
C-type	R-pipe	90	3.5	74	0.33
	F-pipe	90	0.95	74	0.33

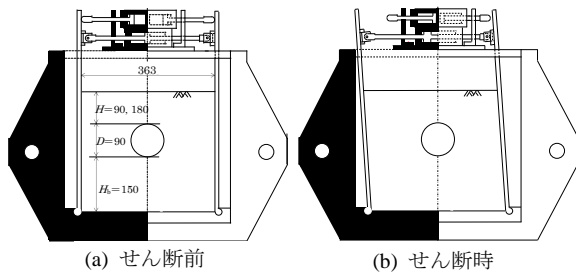


図-2 模型と実験装置 (unit: mm)

表-2 模型地盤の性質

Ground	G_s	D_{max} (mm)	F_c	U_c	ρ_{dmax} (g/cm ³)	ρ_{dmin} (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	w (%)
SOL	2.65	1.4	0	1.75	1.58	1.32	1.43	0
SOD	2.65	1.4	0	1.75	1.58	1.32	1.55	0
S16L	2.71	2.0	16	70	1.92	1.42	1.50	10

実験は、遠心加速度30 g場で模型地盤の両端に設置した剛なアルミ壁一対を、下端ヒンジとしてせん断ひずみ γ が3.2%になるまで平行を保ったまま左方向、次いで右方向へと10回、傾けて模型地盤に単純せん断変形を与えた。1サイクル所要時間は6分である。地盤に与えた $\gamma=3.2\%$ は、模型地盤がレベル2地震動を受けて一次モードでせん断変形すると仮定し、模型管の管底から管頂までの間で地盤に生じる相対ひずみを各模型について求め、平均した値である。容器前後とアルミ壁の内面にはリユブレーションを施して、容器と模型地盤の間に働く摩擦を軽減した。

今回の地盤せん断実験で測定された最大曲げひずみ ϵ_{max} を、同じ模型を用いて1 Hz、0.8 Gの水平加速度を10波入力した動的遠心実験¹⁾で測定された両 pipeの ϵ_{max} と比べると、 $H/D=1$ ではほぼ同じであったが、 $H/D=2$ では今回の実験の方が2~3倍大きかった。

3. B-typeの実験結果

図-3に、矩形管きよ(B-type)をSOL地盤に $H/D=1$ で埋設した場合の実験で測定された土圧 σ ・ τ と原型換算曲げモーメント M を示す。 σ は圧縮、 τ は反時計回り、 M は内側引張りを正として表わしている。各図のプロットとそれらを結ぶ細線はせん断変形の繰返し回数 N が1, 2, 5, 10回目の測定結果である。そして図の①②③④は、それぞれ① $\gamma=0\%$ の時、②左側に地盤を $\gamma=3.2\%$ 傾けた時、③地盤を右側に傾けていって $\gamma=0\%$ になった時、④地盤を右側に $\gamma=3.2\%$ 傾けた時のデータである。

測定結果はいずれも N が5回までは変化が大きい、それ以降は変化が小さい。②、④の時点では、管きよに σ が働いて管きよがせん断される結果、 M 分布が明瞭なせん断変形モードを示すことが分かる。また、測定 τ はごく小さく、現行耐震設計法が仮定するような管きよのせん断変形を引き起こす主因とはなり得ないことが明らかである。

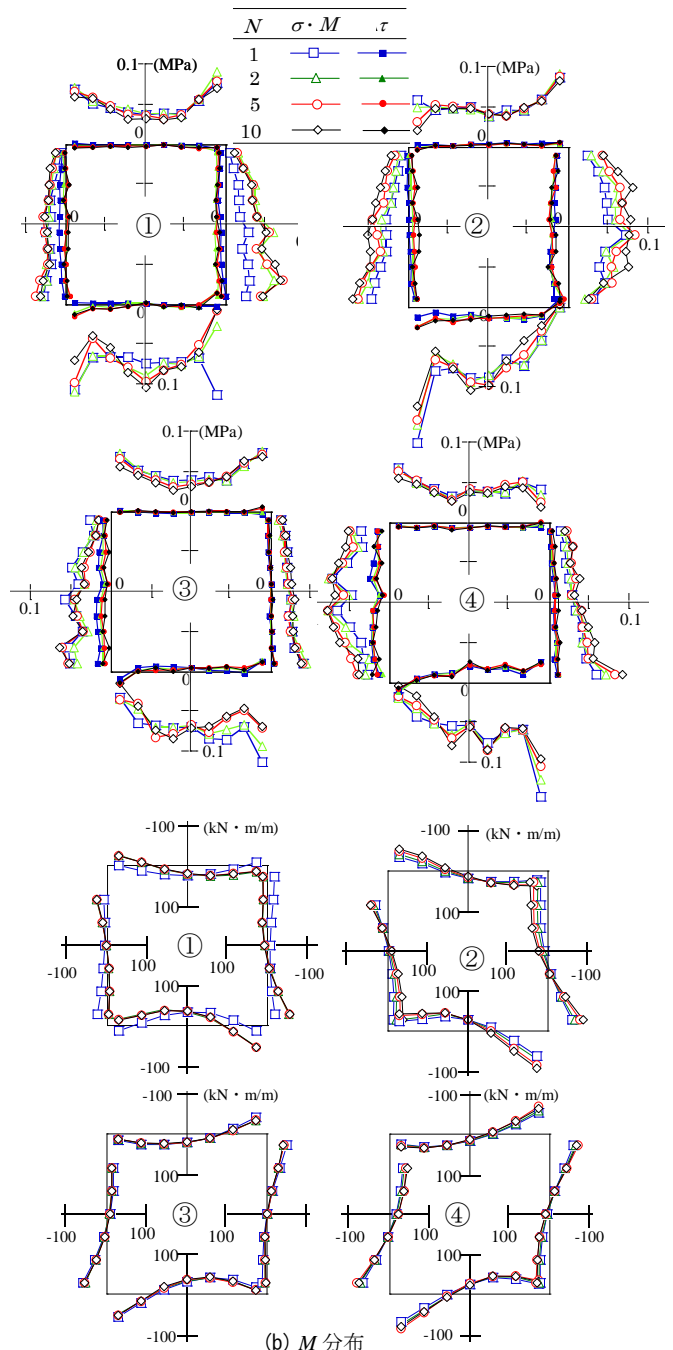


図-3 B-type・SOL地盤・ $H/D=1$ の測定結果

4. 土被り高を変えた場合の実験結果

図-4は、4本の模型管をSOL(乾燥砂ゆる詰め)地盤中に土被り高 H を9 cm($H/D=1$)と18 cm($H/D=2$)の2通りに変えて埋設した実験で測定された σ 、 τ および M を示している。これらのデータは、いずれも地盤に与えたせん断変形の繰返し回数 N が5で、地盤を左側に $\gamma=3.2\%$ だけ傾けた②の時点のものである。A-typeの上半分、およびR-pipeとF-pipeのデータは極座標表示である。

A-typeの σ は底版左端、左側版下部、および右肩に集中する。B-typeの σ は底版左端に集中する。R-pipeの σ は右肩と左下部に集中する。これらの σ の集中は H/D が大きいほど強まる。F-pipeの σ は四角形に近く、 H/D が大きいほど四角形の角で集中が強まる。 τ はどの管も σ よりかなり小さいが、 H/D の増大につれて増大する。以上の σ

と τ の変化によって、 M はどの管きよでも H/D の増大にほぼ比例して増大する。

5. 地盤条件を変えた場合の実験結果

図-5は、 $H/D=1$ で、地盤条件をS0L(乾燥砂ゆる詰)地盤、S0D(乾燥砂密詰)地盤、S16L(まさ土ゆる詰)地盤の3通りに変えた場合の測定結果である。 K_0 圧縮試験²⁾から求めた地盤のポアソン比 ν_s と管側深度における変形係数 E_s は、S0D地盤で $\nu_s=0.35$, $E_s=4570$ kN/m², S0L地盤で $\nu_s=0.37$, $E_s=2050$ kN/m², S16L地盤で $\nu_s=0.33$, $E_s=830$ kN/m² である。各地盤の E_s の比は1 : 0.45 : 0.2とかなりの幅があるが、地盤条件の違いによる σ , τ , M の変化はそれほど大きくない。

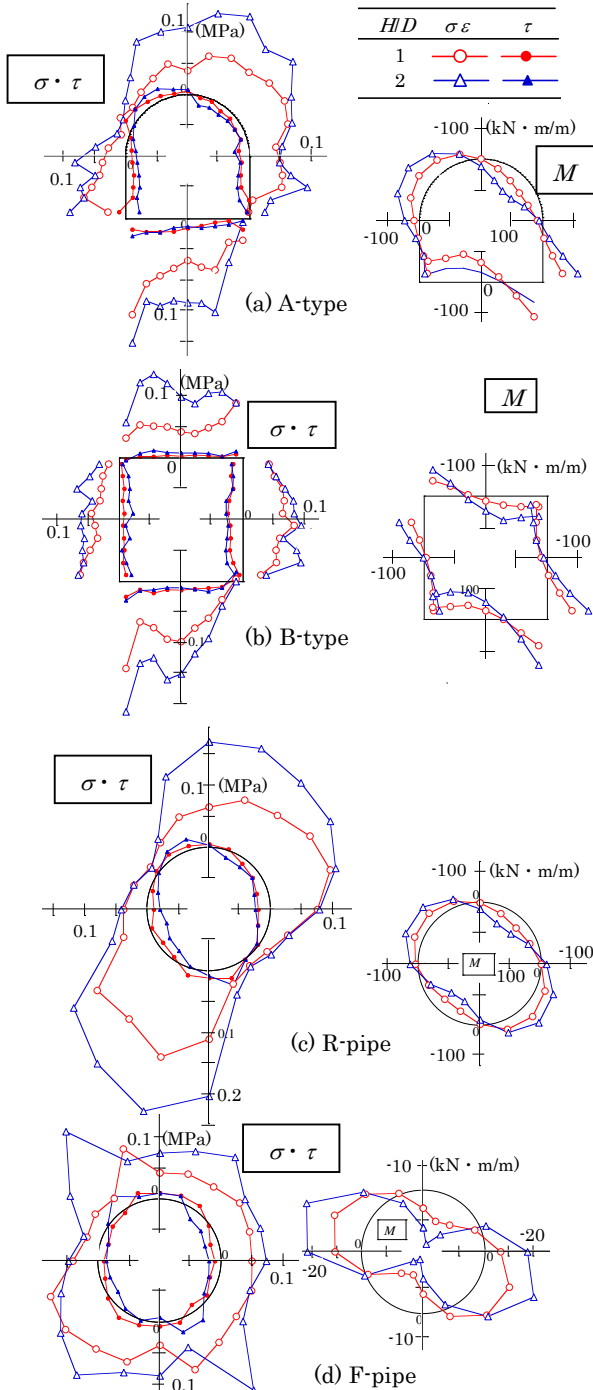


図-4 H/D の違いによる測定結果の変化(S0L地盤)

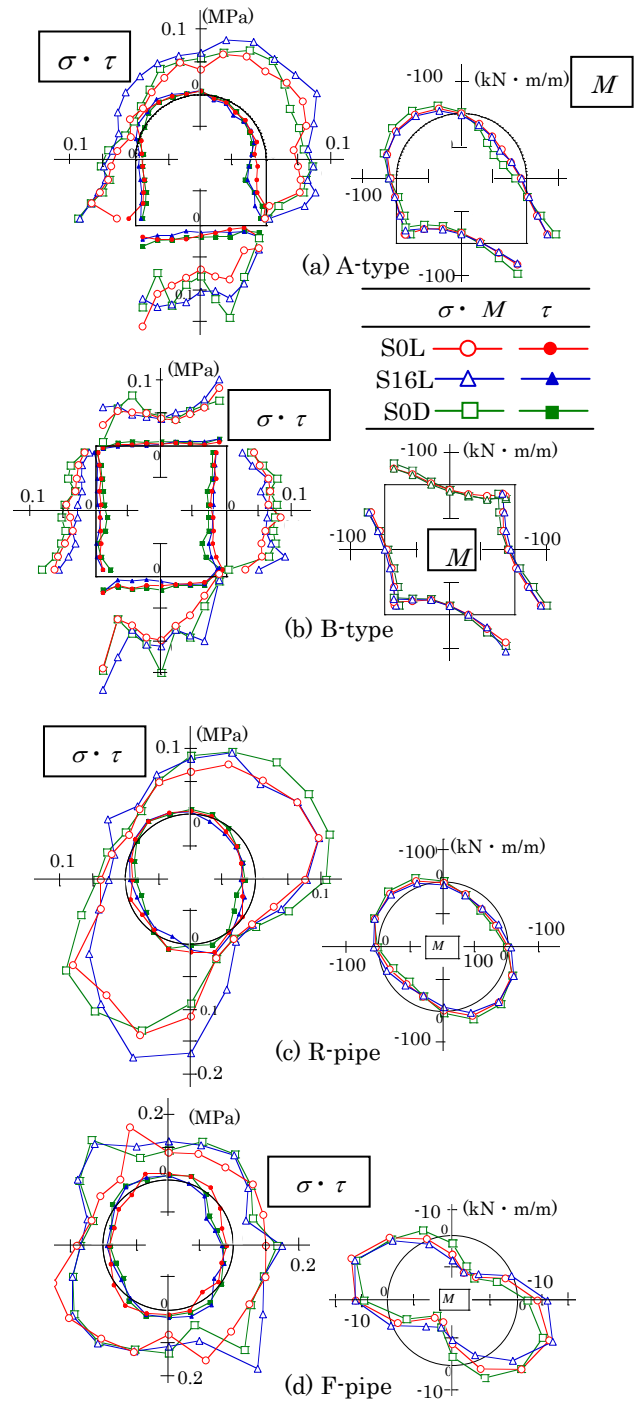


図-5 地盤条件の違いによる測定結果の変化($H/D=1$)

6. 現行設計法による予測方法

R-pipeにはRC管、F-pipeにはFRPM管、B-typeにはRCプレキャストボックスカルバートの現行耐震設計法^{3)~6)}をそれぞれ適用した。A-typeの現行設計法は規定がないので、予測対象から省いた。管きよに働く慣性力は無視した。入力定数は以下のように決めた。

(1) B-typeとR-pipeの地盤反力係数 $k_n \cdot k_s$

k_h (水平方向地盤反力係数) = $k_{h0}(B_h/0.3)-3/4$, $B_h=(A_h)1/2$, $A_h=D \times B$ (製品長: R-pipeで2.43 m, B-typeで2 m), $k_{h0}=\alpha E_0/0.3$, $\alpha=4$, E_0 : K_0 圧縮試験²⁾から求めた埋設管きよの管側深さの土自重応力レベル σ_s の変形係数 E_s , $k_n=k_h$, $k_s=0.3 k_h$ とした。B-typeでは頂版以外の底版と側壁にバ

ネを配置し、R-pipeは全周に k_n と k_s を与えた。

(2) F-pipeのばね定数 $K_n \cdot K_n'$

K_0 圧縮試験から求めた地盤の ν_s と E_s を文献⁴⁾の式(4.2-16a), (4.2-16b)に代入して求めた。

(3) 地盤水平変位 δ_{GH} と地盤内せん断応力 τ_G

現行設計法では一次モードの δ_{GH} (管きよ底との相対変位)が仮定されるが、実験では地盤を単純せん断したので、 γ から求めた管きよ底との相対水平変位量を δ_{GH} として与えた。地盤内せん断応力 τ_G は、 K_0 圧縮試験²⁾の結果から各実験の管側 σ_s に対して定まる ν_s と E_s 、(表-3参照)および地盤に与えた $\gamma=3.2\%$ を次式： $\tau_G = G\gamma = E_s/[2(1+\nu_s)] \cdot \gamma$ に代入して τ_G を決めた。そしてB-typeでは頂版、底版および側壁(側壁の τ_G は中央深さの値)に τ_G を与え、R-pipeでは設計法の規定により τ_G を無視し、F-pipeでは τ_G を全周に与えた。

(4) 断面力と土圧の算定

B-type と R-pipeの断面力と土圧は平面骨組み解析ソフトを用いて算定した。F-pipeの断面力と土圧は文献⁶⁾に示された断面力と力の釣合い式を用いて求めた。

7. 実験結果と現行設計法による予測の比較

図-6はSOL地盤の場合を例にとって実験結果と現行設計法による予測を比べている。

B-typeの設計垂直土圧 σ の分布は、上床版で等分布なのを除いて右側壁上部、左側壁下部、底版左端が大きなせん断モードを示す。また右側壁下部、左側壁上部、底版右端の σ は引張りとなっており、実際にはそこでは開口が生じて土圧が再配分されるはずである。一方、測定 σ は上床版、底版ともせん断モードを示すが、側版の測定 σ は開口の影響を受けているせいか、せん断モードが明確でない。設計せん断土圧 τ は設計 σ と同程度に大きいですが、測定 τ はほぼゼロである。これらの設計 σ と τ によって引き起こされる設計 M は、測定 M よりもせん断モードが卓越してかなり大となる。

R-pipeでは、設計 σ の最大値は測定 σ よりも全体に小さく、また、と同程度の大きさであるが、広い引張りの領域があり、実際にはそこで開口して土圧が再配分されるはずである。設計 τ は、測定 τ よりも極めて大きい。これらの土圧の相違によって設計 M は測定 M よりも2倍程度大きくなっている。

F-pipeでは、設計 σ の分布は測定 σ の分布とは形が全く異なる。設計 τ は測定 τ よりも極めて大きい。設計 M と測定 M の大きさはあまり変わらないが、これは設計で σ と τ によって生じる M が逆モードとなって互いに相殺しているためである。

以上の比較の結果から、現行設計法によって予測される管きよの土圧・変形挙動は実験で示された実態と異なり、特に土圧が大きく異なることが明らかとなった。

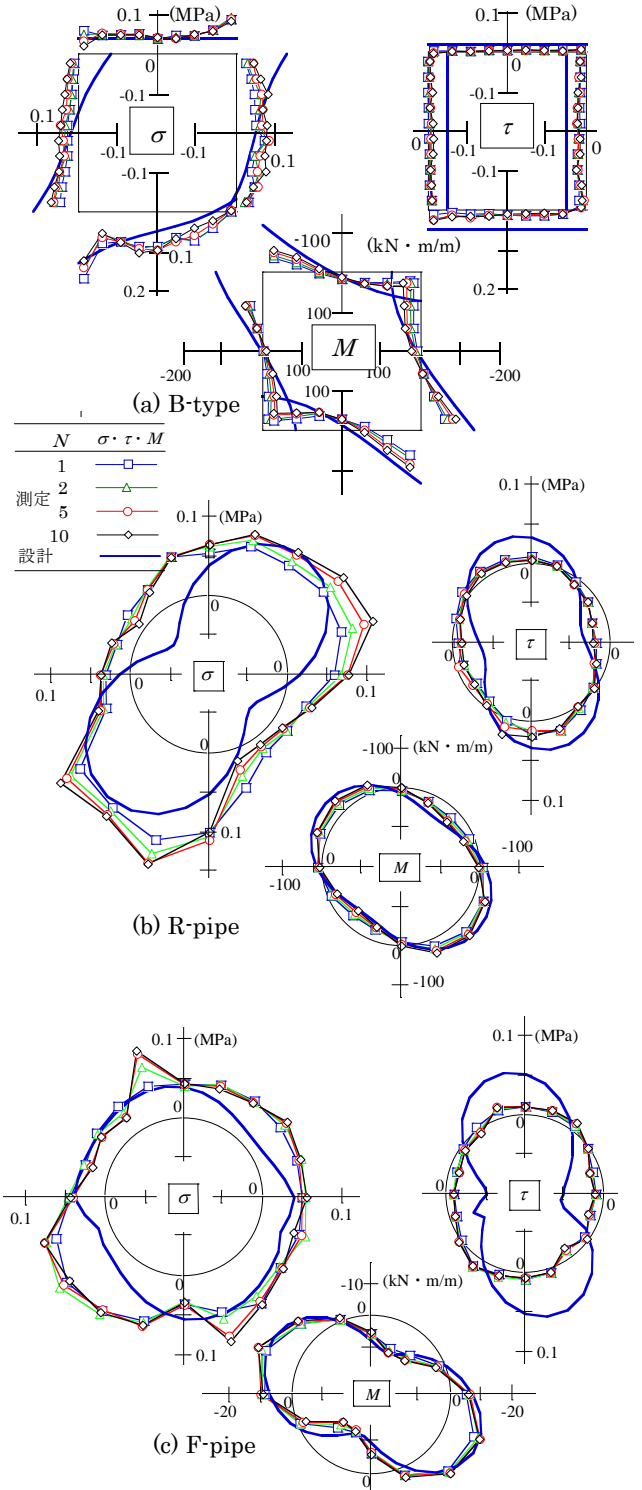


図-6 現行設計法による予測と測定結果の比較 (SOL地盤, HD=1)

なり、特に土圧が大きく異なることが明らかとなった。

8. 連続体モデルによる予測

(1) 連続体モデル

図-7に、二次元連続体モデルを示す。土と管は等方弾性体と仮定し、地盤と管の相対剛性 $\kappa=E_p/S_p$ を変化させた。ここに、 E_s : 地盤のヤング率、 S_p : 管の曲げ剛性 $=E_p t^3/[12(1-\nu_p^2)R^3]$ 、 $E_p \cdot \nu_p$: 管材料のヤング率とポアソン比、 t : 管厚、 R : 管厚中心半径 $(=(D-t)/2)$ 、 D : 管外径で

ある。管面の境界条件は、実際に近い完全滑動条件(管面で発揮されるせん断抵抗がゼロ、半径方向の変位が管と土で同じ)を与えた。無限遠方の境界応力は、上下の水平境界面に垂直応力 $\sigma_x=\sigma_0$ とせん断応力 $\tau_{xy}=K_h\sigma_0$ を、また側方の鉛直境界面に $\sigma_y=K_0\sigma_0$ と $\tau_{xy}=K_h\sigma_0$ をそれぞれ与えて、土自重応力 σ_0 が働く K_0 状態の地盤に水平震度 K_h の水平地震力が働く状態をシミュレートした。

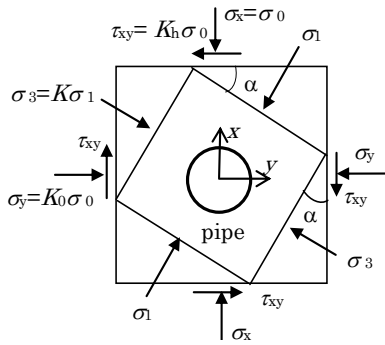


図-7 地震時連続体モデル

連続体モデルの無限遠の境界応力 $\sigma_x=\sigma_0$ として、これまでの研究に基づき実験の管側深度における土自重応力をとる。 K_0 圧縮試験²⁾の結果から、各実験の管側 σ_0 に対して ν_s と E_s が決まると、 ν_s から $K_0(=\nu_s/(1-\nu_s))$ が、また E_s と地盤に与えたせん断ひずみ γ を次式: $\tau_{xy}=G\gamma=Es/(2(1+\nu_s))\cdot\gamma=K_h\sigma_0$ に代入して K_h が、表-3に示すようにそれぞれ求まるので、これらの K_0 と K_h を用いて各実験の連続体モデルの解を算定した。

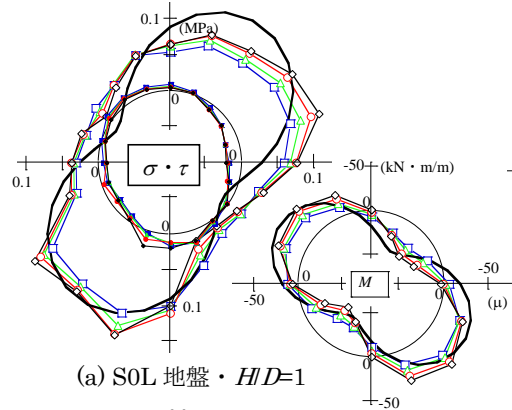
(2) 実験結果と解析結果の比較

図-8(R-pipe), 図-9(F-pipe)は、地盤を左方向に $\gamma=3.2\%$ だけ変形させた時の実験結果と解析結果で得られた土圧 $\sigma \cdot \tau$ と M の比較である。各図のプロットとそれらを結ぶ細線はせん断変形の繰返し回数 N が1, 2, 5, 10回目の σ, τ , および M の測定結果を表わし、黒太線が解析結果を表わす。解析 τ は管面に完全滑動条件を与えたのでゼロである。

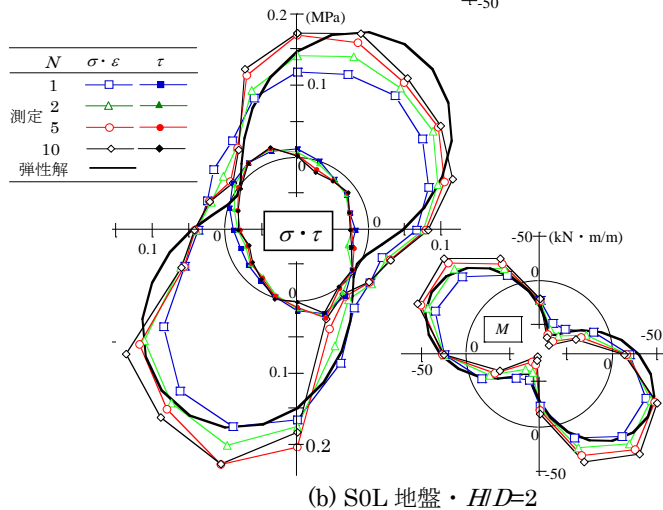
測定結果と解析結果を比べると、図-8のR-pipe・SOD地盤の場合の σ と M の分布、および図-9のF-pipeの測定 σ に見られる特異な集中を除くと、どのケースも $\sigma, \tau, \varepsilon$ の分布は測定、解析で良好に近似している。測定 τ はどのケースもごく小さく、解析 τ がゼロであることと整合している。ばねモデルに基づく応答変位法では、管面に働くせん断土圧 τ が埋設管の地震時挙動を支配すると仮定するが、実験、解析とも τ はごく小さいか、ゼロであり、このことはばねモデルに基づく応答変位法が想定する地震時挙動のメカニズムに基本的な問題があることを示す。

表-3 実験の解析に用いた入力定数

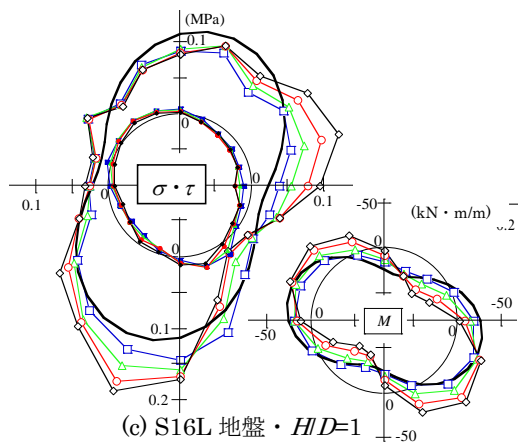
実験条件	管側 σ_0	E_s		τ_{xy}		
地盤 H/D	(kN/m^2)	ν_s	(kN/m^2)	K_0	(kN/m^2)	K_h
SOL 1	57	0.37	2050	0.59	24	0.42
SOL 2	95	0.37	2880	0.59	34	0.35
S16L 1	66	0.33	830	0.49	10	0.15
SOD 1	62	0.35	4570	0.54	54	0.88



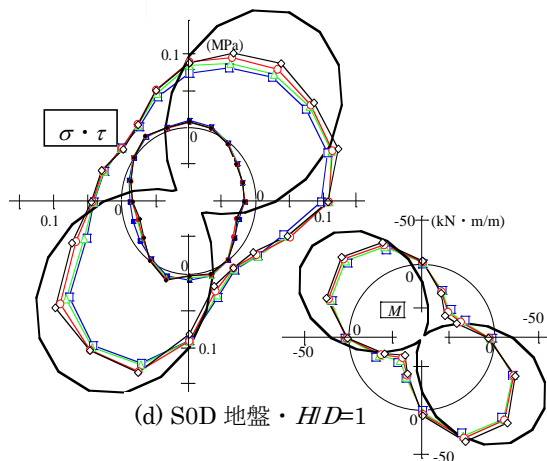
(a) SOL 地盤・H/D=1



(b) SOL 地盤・H/D=2

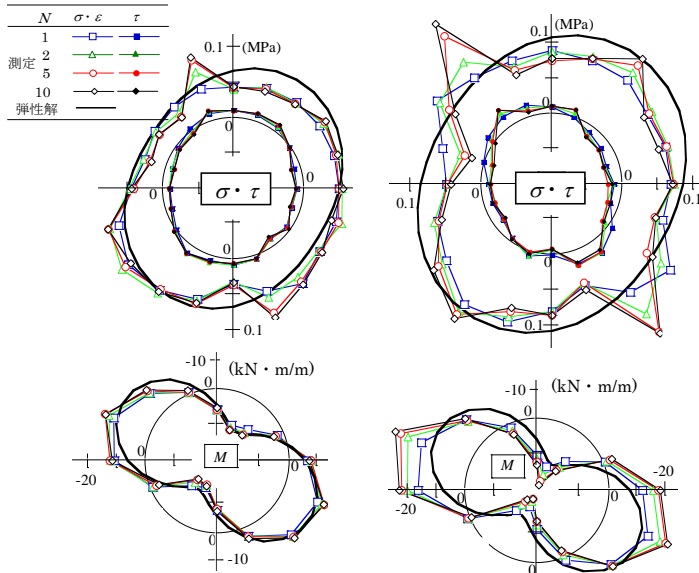


(c) S16L 地盤・H/D=1

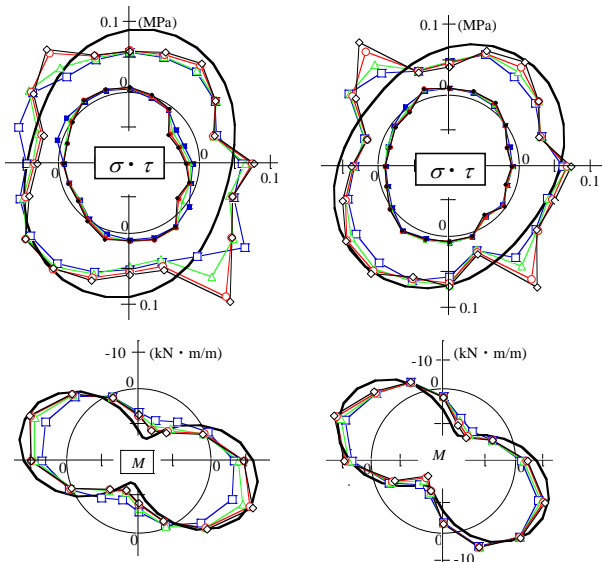


(d) SOD 地盤・H/D=1

図-8 実験結果と解析結果の比較(R-pipe)



(a) SOL 地盤・H/D=1 (b) SOL 地盤・H/D=2



(c) S16L 地盤・H/D=1 (d) S0D 地盤・H/D=1

図-9 実験結果と解析結果の比較(F-pipe)

さらに、測定結果で地盤条件の違い、すなわち主として K_h の違いによる σ と M の変化幅はR管の方が大きいこと、またR管、F管とも、 σ と M の対称軸の回転角 α は K_h が最小のS16L地盤の場合が最小、 K_h が最大のS0D地盤の場合が最大となっていることなど、解析結果と同じ傾向が得られている。

つぎに解析と測定が異なった図-9のR-pipe・S0D地盤の場合、解析 σ に大きく引張りとなった領域があり、実際には土は引張りに耐えられないので、この σ が引張りとなった領域で管と土の間で開口が生じ、土圧の再配分が生じたために測定された σ と M が解析よりも小さくなったと説明できる。

図-5.10 に連続体モデル弾性解による予測最大曲げモーメントと実験で得られた最大曲げモーメントの比較を示す。横軸は地盤の弾性係数 E_s を管の曲げ剛性 S_p で除した κ 、縦軸は最大曲げモーメントを管側位置の鉛

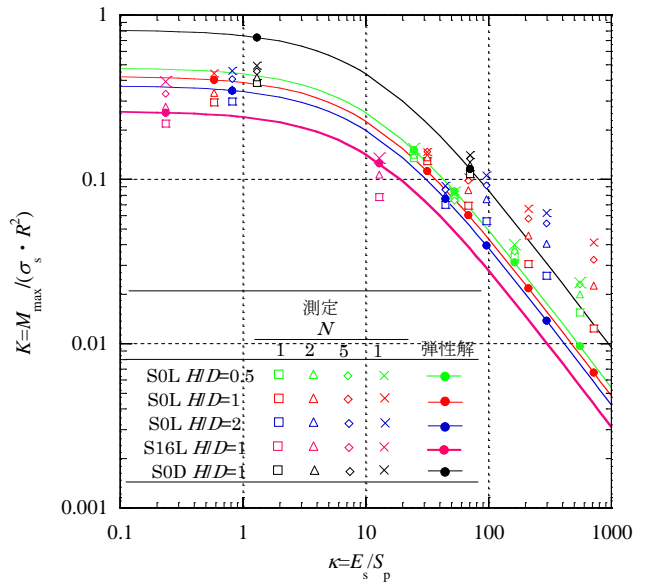


図-10 連続体モデル弾性解による地震時曲げモーメントの予測

直土被り圧 σ_s と管厚中心半径 R で無次元化した K を用いる。測定のプロットとして、F 管よりも S_p が小さい F07 管、F05 管、F03 管を用いて行われた本実験と同様のせん断変形実験の結果も合わせて示した。 κ が100以下の範囲では、測定と弾性解は近い値を示している。測定では N が増加するにつれ K が大きくなる。これは繰り返しせん断変形によって地盤が不均一化することが原因である。 κ が100以上の範囲では、地盤の不均一化の程度が大きく、測定が弾性解に比べ K が大きくなっている。

9. 結論

- 以下に本研究により得られた主な結論を示す。
- (1)カルバートの地震時挙動は、土被り高の違いによって大きく変わるが、地盤条件が変わってもあまり変化がなかった。
 - (2)現行設計法はバネモデルを用いているため、実態と異なる挙動を予測する。
 - (3)連続体モデルの弾性解は地震時の円形管の土圧と変形を良好に近似する。

参考文献 1) J.Tohda etc., Centrifuge Model Tests on Dynamic Response of Sewer Trunk Culverts, International Conference on Physical Modeling in Geotechnics, ICPMG 2010, pp.651-656, 2010. 2) J.Tohda, L.Li & H.Yoshimura, FE Elastic Analysis of Earth Pressure on Buried Flexible Pipes, Balkema, Centrifuge 94, pp.727-732, 1994. 3) 日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説, 1997. 4) 日本下水道協会：下水道施設耐震計算例, 2001. 5) 建設省土木研究所：大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン(案), 1992. 6) 建設省土木研究所・先端建設技術センター他：地下構造物の耐震設計技術の開発に関する共同研究報告書, 1991.

討 議 等

$$\nu_s = (\sigma_3/\sigma_1)/(1+\sigma_3/\sigma_1) \quad (1)$$

$$E_s = (1-\nu_s - 2\nu_s^2)/((1-\nu_s) \cdot \sigma_1/\varepsilon_1) \quad (2)$$

◆討議 [鬼頭先生]

この研究は現行設計法のばね定数の誤りを正すものと捉えてよいか。せん断バネ定数ゼロではいけないのか。

◆回答：本研究によって、現行設計法はバネ定数の決定方法のみに問題があるわけではなく、基本的な考え方そのものに問題があることを明らかにしました。せん断方向の変位が構造物と地盤で同一であることや地盤内応力を直接構造物に与える考え方も実態と異なるという問題もあります。従って、せん断方向ばねのばね定数をゼロにするだけでは、不十分と考えます。

◆討議 [角掛先生]

管と土の摩擦はどうなっているのか。コンクリートとアルミで摩擦係数が異なるが問題ないのか。

◆回答：摩擦係数はコンクリートとアルミで異なりますが、両者とも摩擦係数は小さく滑動条件に近い問題はないと考えております。なお、管面と地盤が滑動条件であることは、管面粗度を変えて行った遠心模型実験とコンクリート管を用いた現場実験の比較により明らかになっています。

◆討議 [白倉さん]

実際の現場では土の硬さはもっとあるのではないかと。現行設計法の式 $E=2800N$ (kN/m^2) を用いると N 値が 1 程度となり小さすぎないか。地盤定数の設定方法は、弾性定数が小さすぎるのではないかと。

◆回答：地盤材料の弾性定数（変形係数 E_s と ν_s ）は K_0 圧縮試験の結果を用いて算定いたしました。 K_0 圧縮試験は、側方を拘束した K_0 条件で、直方供試体 ($12cm \times 12cm \times$ 高さ $10cm$) に圧縮応力 σ_1 を段階的に載荷し、測定した軸ひずみ ε_1 と側方応力 σ_3 を、土を等方弾性体と仮定した場合のフックの法則から得られる次式(1),(2)に代入して E_s と ν_s を求める試験です。

下水道の指針で採用している地震動をせん断ひずみのレベルで見ると、レベル1地震動は 10^{-4} オーダーで、レベル2地震動は 10^{-3} オーダーであり、この際のせん断剛性は初期剛性に比べ、レベル1で7割、レベル2で1割程度に低下していると考えられます。現行設計法で用いられている式 $E=2800N$ は初期剛性を求める手法です。実験ではせん断ひずみを3.2%与えています。したがって地震動レベルを考慮すると実際のせん断剛性も1割程度に低減するため、実験と実際のせん断剛性は同程度となり問題ないと考えます。