

不整形地盤における水道管路で接続された RC池状構造物間の地震時挙動

猪子 敬之介¹・大嶽 公康²・成田 健太郎³・有賀 義明⁴・林川 俊郎⁵

¹正会員 札幌市水道局給水部 (〒060-0041 札幌市中央区大通東11丁目23番地)

E-mail:keinosuke.inoko@city.sapporo.jp

²正会員 日本上下水道設計株式会社 (〒141-0031 東京都品川区西五反田7丁目20番9号)

E-mail:kimiyasu_ohtake@njs.co.jp

³非会員 日本上下水道設計株式会社 (〒141-0031 東京都品川区西五反田7丁目20番9号)

E-mail:kentaroh_narita@njs.co.jp

⁴フェロー会員 弘前大学大学院理工学研究科 (〒036-8561 青森県弘前市文京町3)

E-mail:y-a-arig@cc.hirosaki-u.ac.jp

⁵フェロー会員 北海道大学大学院工学研究科 (〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目)

E-mail:toshiroh@eng.hokudai.ac.jp

ポンプ場のような高区にある水道施設では、不整形地盤上に池状構造物が隣接し相互が水道管路と接続される条件で建設されることがある。しかしながら、これらの構造物群と周辺地盤の地震時における相互影響に関しては依然不明な点が多い。そこで、本研究では2次元動的有限要素解析を用いて、不整形地盤上の水道管路で接続されたRC池状構造物間の地震時挙動について検討を行った。その結果、基盤面が傾斜し軟弱土の塑性化が生じる不整形地盤上にあっても、RC池状構造物と周辺地盤に剛性差がある場合には、周辺地盤の水平変位の減少や加速度応答の増加が見られること、2つのRC池状構造物間の相対変位に比べて、RC池状構造物と地盤との間の相対変位の方が大きくなる傾向を示すこと、などの結論を得た。

KeyWords: *irregularground, RCtanks, waterpipeline, 2-Ddyn amicanalysis, earthquakebehavior*

1. はじめに

ポンプ場のような高区にある水道施設では、水理的条件や地理的条件等から施工地盤の良否を選択できないことが多く、山腹の地表面や基盤面が傾斜した不整形地盤に建設されることがある。また、水道施設は機能のバックアップ、応急給水の充実などの観点から、敷地内に複数の池状構造物が隣接し相互が水道管路で接続されていることもある。

不整形地盤では局所的に地震動が増幅されたり、継続時間が伸びたりする¹⁾ため、過去の地震による被害も多く^(例えば2)~5)、水平地盤に比べて不整形地盤上に建設された構造物は耐震上不利になることが想定される。さらに、地震時には隣接する構造物と管路、周辺地盤との間における動的相互作用により複雑な挙動を示し、その相互影響によっては水道施設の耐震性能に大きな影響を及ぼすことも考えられる。2011年3月の東北地方太平洋沖地震では、虻田浄水場(宮城県石巻市)、堀口浄水場(福島

県郡山市)などの躯体と管路の接続部において躯体・管体損傷の被害が発生し、機能停止に至った水道施設も見られた(写真-1, 写真-2)⁶⁾。しかしながら、このような条件下にある水道施設の地震時の動的相互作用を考慮した解析事例や、基準・指針等における具体的な設計事例などはなく、その地震時挙動は明らかになっていない。震後の水道施設のライフラインとしての重要性、地震被害が原因による冠水等の二次災害などを踏まえると、地震時に構造物群と周辺地盤との間においてどのような挙動が生じるかを十分に把握しておかなければならない。

本論文では、不整形地盤上のRC池状構造物と水道管路、周辺地盤の地震時挙動を明らかにし、その相互影響を把握することを目的として、2次元動的有限要素解析によるケーススタディを実施した。基盤面が傾斜した不整形地盤にRC池状構造物を設定した各ケース毎の相違を相互比較し、その解析を元に不整形地盤上の水道管路で接続されたRC池状構造物間の地震時挙動を評価する。



写真-1 浄水池越流管の管体損傷 (虻田浄水場) ⑥



写真-2 急速混和池流出管の漏水 (堀口浄水場) ⑥

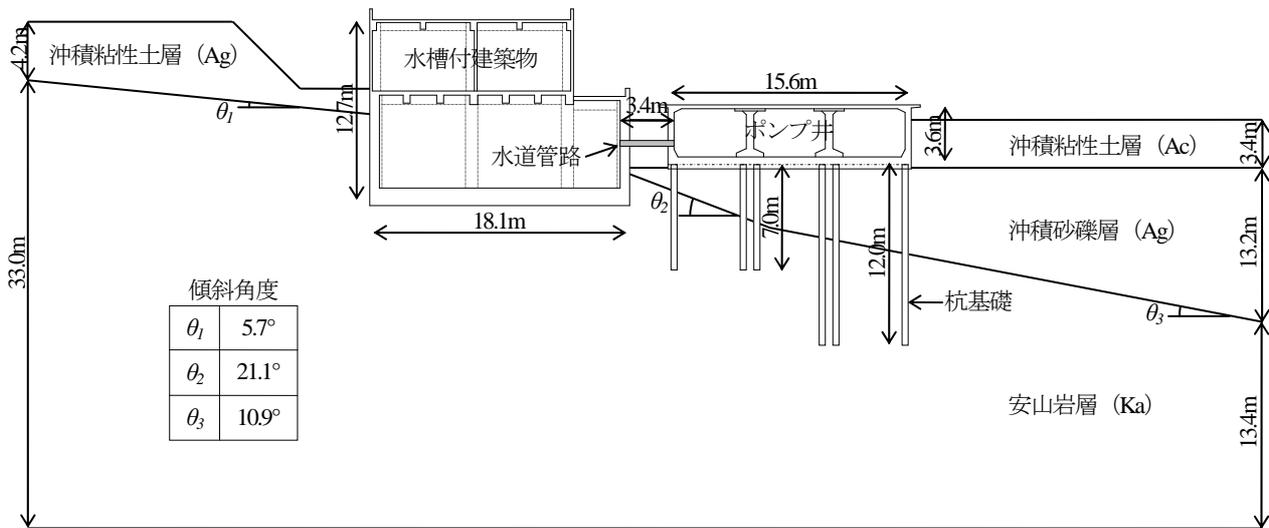


図-1 RC池状構造物と水道管路と地盤

表-1 地盤の物理定数

土質性状	層厚※ (m)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断波 速度 V_s (m/s)	初期せん断 弾性係数 G_{max} (kN/m ²)	せん断強度 τ (kN/m ²)	規準ひずみ γ_r
沖積粘性土(Ac-1)	0.00 ~ 0.94	17	0.442	110	20,990	24.443	0.001164
沖積粘性土(Ac-2)	0.94 ~ 3.38	17	0.442	110	20,990	24.443	0.001164
沖積砂礫(Ag-1)	3.38 ~ 6.89	18	0.434	280	144,000	18.369	0.000128
沖積砂礫(Ag-2)	6.89 ~ 9.99	18	0.442	355	231,474	27.924	0.000121
沖積砂礫(Ag-3)	9.99 ~ 16.53	18	0.442	355	231,474	36.095	0.000156
安山岩(Ka)	16.53 ~ 30.00	25	0.378	1,150	3,373,724	-	-

※ 地盤各層の層厚は、解析領域右端部の値である。

2. 解析モデル

解析対象としたRC池状構造物と水道管路、地盤の断面を図-1に示す。同図左の山側、右の谷側に位置する2つの水道施設は、それぞれ地震時挙動が異なると考えられる地上・地下1階の新設水槽付建築物、半地下式の既存ポンプ井を想定した(これより以降、前者を建物、後者をポンプ井と呼ぶ)。地盤条件から基礎形式は建物が

直接基礎、ポンプ井が杭基礎(PC杭φ350mm)としている。水道管路はダクタイル鋳鉄管(φ400mm)である。

地盤各層の物理定数を表-1に示す。地盤は地表面から順に沖積粘性土層(Ac-1, Ac-2)、沖積砂礫層(Ag-1, Ag-2, Ag-3)、安山岩層(Ka)によって構成されるモデルとした。基礎面の安山岩層の最大傾斜角度は21.1°である。地下水位面はAc-1層下面に設定している。これらの地盤条件は、札幌市南区南沢における地盤調査結果を元

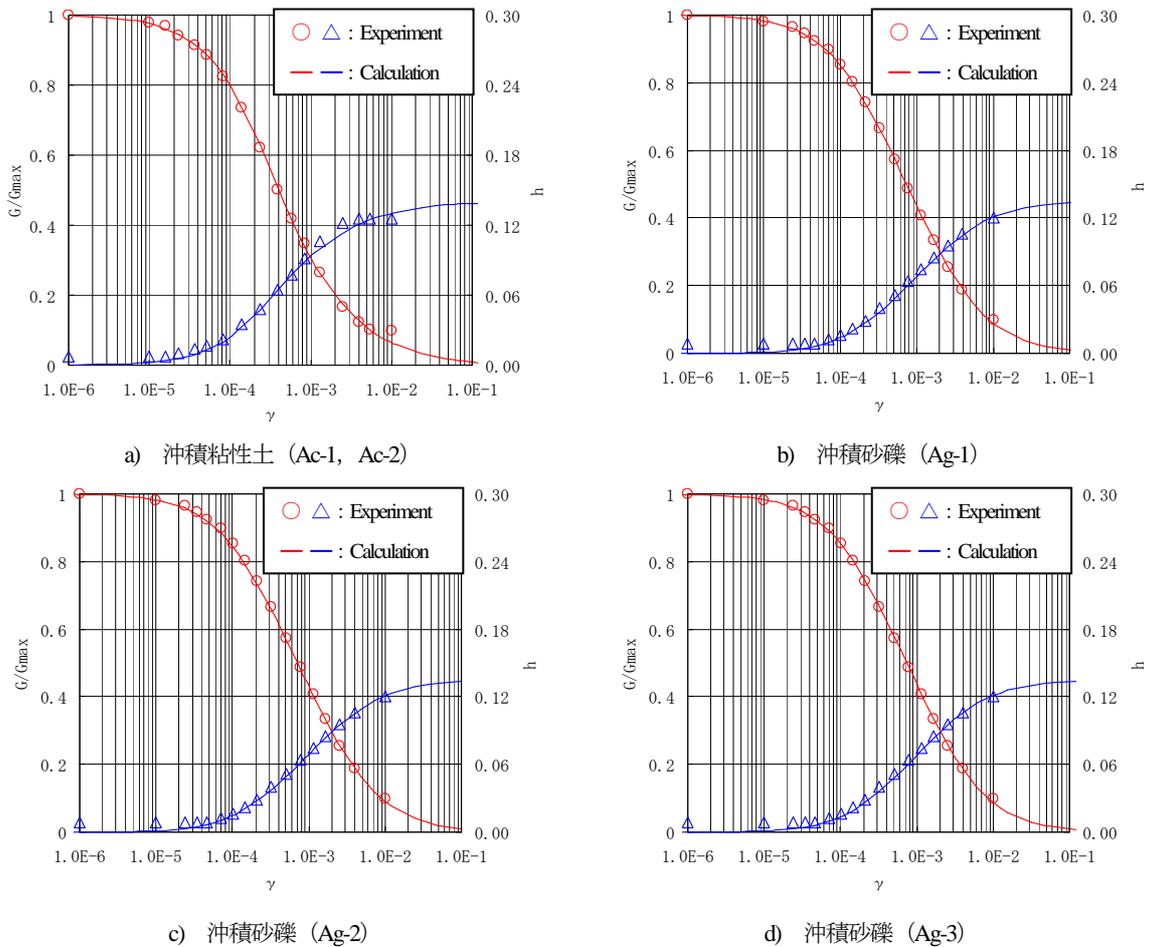


図-2 土の応力～ひずみ関係

表-2 RC池状構造物の物理定数

単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	ポアソン比 ν	ヤング係数 $E(\text{kN/m}^2)$
24.5	0.1667	2.35×10^7

表-3 水道管路 (ダクタイル鉄管) の物理定数

単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 $G(\text{kN/m}^2)$
70.0	0.25	20,990

表-4 解析ケース

解析ケース	節点数	要素数
ケース1	8,466	8,505
ケース2	8,399	8,437
ケース3	7,756	7,771
ケース4	7,866	7,877

に設定したものである⁷⁾。土の非線形特性のモデル化は、室内要素試験から土の強度特性、動的変形特性が得られているため、微小ひずみからピーク強度に至るまで幅広いひずみ領域でフィッティングが可能な修正GHEモデル⁹⁾により設定した。また、多方向のせん断挙動を表現するためにマルチスプリングモデル⁸⁾を用いた。安山岩層は線形弾性体としている。本解析に用いた地盤各層の応力～ひずみ関係を図-2に示す。

RC池状構造物の物理定数を表-2に示す。部材の復元力特性は剛性低下型の復元力モデルとして、骨格曲線はトリリニアモデル、履歴特性は武田モデルを用いた。

地盤とRC池状構造物の粘性減衰はRayleigh減衰とし、振動数0.1～10Hzの範囲で減衰が2%以下となるように仮

定した。ここでは、Rayleigh減衰の2つのパラメータ α 、 β をそれぞれ 6.3031×10^4 、 2.48839×10^2 に設定している。

水道管路の物理定数を表-3に示す。一般に埋設管路は、軸直角方向の外周と比較して軸方向が長く、かつ、見掛けの質量も周辺地盤と比較して相対的に小さいために、地震時に独自の振動をすることはなく、周辺地盤の挙動に支配されるものと考えられる⁹⁾。また、水道管路は耐震性を高めるために鎖構造継手 (NS形継手等) やフランジ継手にGF形の接合材料が使用されることなどを考慮して周辺地盤と同等のせん断弾性係数を仮定した。

解析ケースを表-4に示す。ケース1は地盤のみのモデル、ケース2は基盤面の不整形性が著しい谷側に位置するポンプ井を設定したモデル、ケース3は谷側のポンプ井と山側の建物を設定したモデルである。ケース4はポンプ井と建物間に管路を接続したモデルとした (これ

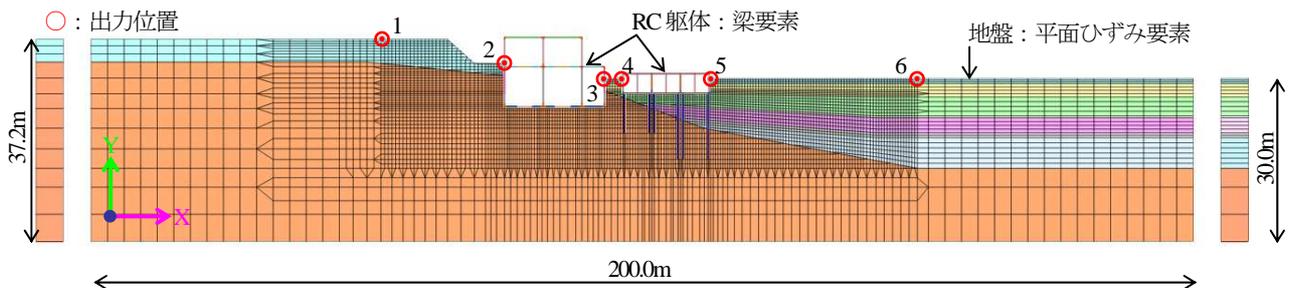


図-3 有限要素モデルの例（ケース3）と出力位置

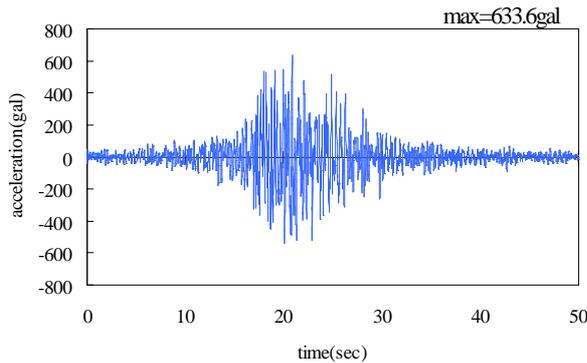


図-4 時刻歴加速度波形

より以降、それぞれケース1、ケース2、ケース3、ケース4と呼ぶ）。解析に用いた有限要素モデルの一例ならびに応答値の代表出力位置を図-3に示す。地盤には平面ひずみ要素、構造物には梁要素を用いた。図-1より基盤面はこの断面で傾斜しており、地盤調査結果⁷から奥行き方向は水平成層地盤と仮定できる。RC池状構造物間の地震時挙動は同図の断面方向で卓越すると考えられるため、本解析においてはこの断面の応答特性、変位挙動特性に焦点を絞り、空間を2次元モデルとして扱った。2次元動的解析には解析プログラムSoilPlusDynamicを使用した。等価線形化法および逐次積分法による1次元地盤応答解析の予備解析結果から、沖積粘性土層（Ac-2）でひずみレベルが 10^2 を超えたため、全応力非線形解析とした¹⁰。モデル化領域は、斜め方向からの波動に対して解析精度を確保するとともに、建物、ポンプ井、水道管路を設定した場合を考慮して幅200.0m、左右端部の深さをそれぞれ37.2m、30.0mに設定した。側方境界には粘性境界、底面境界には上下動成分の合成の影響により水平変位が過小評価されないように水平粘性境界、鉛直固定境界を設定した。内容水は、動水圧の分布を付加質量としてモデル化している。

初期応力状態は、2次元動的有限要素解析を行う前に構造物の施工過程を考慮した静的解析を行い、その結果を動的解析の初期応力として与え、初期ひずみと初期変位を全てゼロクリアした。

3. 入力地震動

入力地震動は、水道施設耐震工法指針・解説⁹におけるレベル2地震動の設定方法のうち、方法2による地域防災計画の想定地震動を使用し、解析領域下方から入力した。入力として解析に用いた札幌市地域防災計画¹¹の時刻歴加速度波形を図-4に示す。入力地震動の最大加速度振幅は633.6galである。

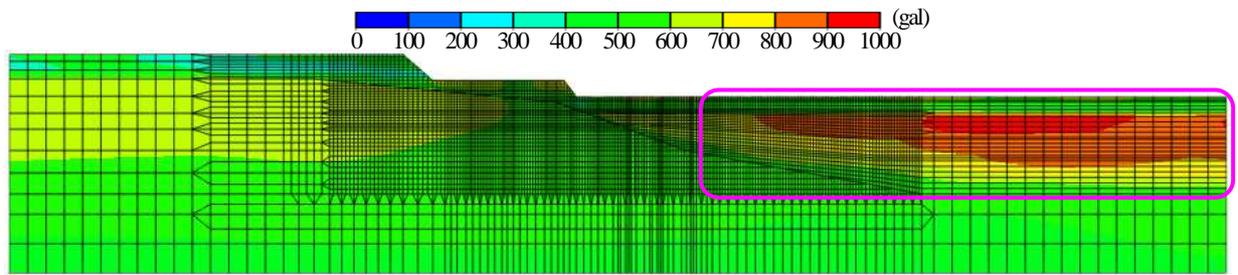
4. 解析結果と考察

(1) RC池状構造物と周辺地盤との間の動的相互作用

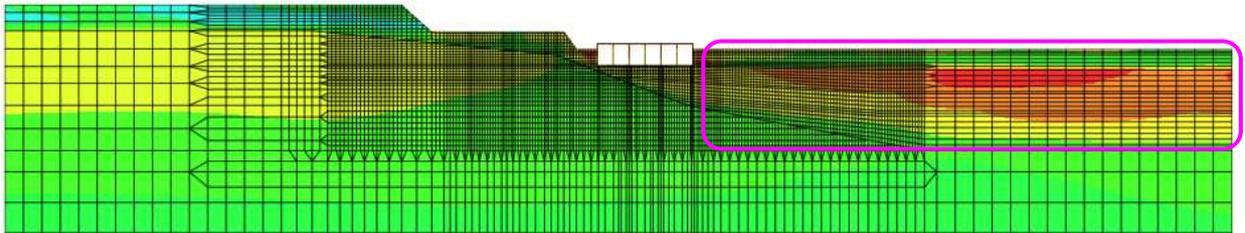
この節では、谷側に位置するポンプ井に着目して、基盤面が傾斜した地盤上にポンプ井、建物を順に設定した解析を行い、2つのRC池状構造物と周辺地盤との間でのような挙動が生じるかを検討する。

まず、ケース1（地盤のみのモデル）とケース2（ポンプ井を設定したモデル）の最大加速度分布と最大水平変位分布の全体図を図-5、図-6に、各出力位置における加速度と水平変位の比較を表-5、表-6に示す。応答値の出力位置は図-3に示すとおりである。

図-5について見ると、ケース1、ケース2ともに、基盤面の傾斜部からモデル右側に向かって、基盤面からの深度が浅くなるのに従い、沖積砂礫層（Ag-1）に至るまで加速度が増幅しており、浦川らによる不整形地盤でひずみ依存性を考慮しない解析結果¹²と同じ傾向を示している。また、沖積粘性土層（Ac-2）と沖積砂礫層（Ag-1）はせん断波速度 V_s の比が大きく、さらに沖積粘性土層は軟弱土の非線形特性を示している。この影響により、両者の境界付近ではせん断ひずみが大きくなり（最大5.5%～5.6%）、図-6のとおり沖積粘性土層の水平変位が増大したため、図-5のように沖積粘性土層の加速度が沖積砂礫層に比べて減衰したと推察される。最大水平変位は構造物左側ののり肩部で生じている。これら2つのケースの応答分布を比較すると、巨視的には解析領域における地盤全体の挙動に大きな相違は見られない。しかしながら、細部を見ると、表-5、表-6では、ポンプ井を設定し

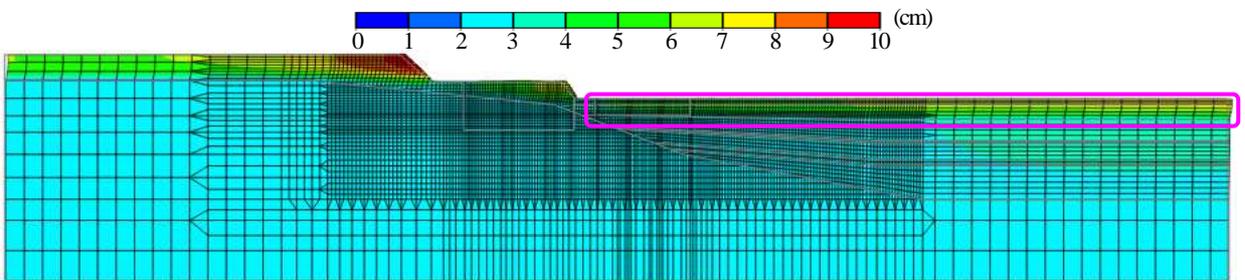


a) ケース1の最大加速度分布

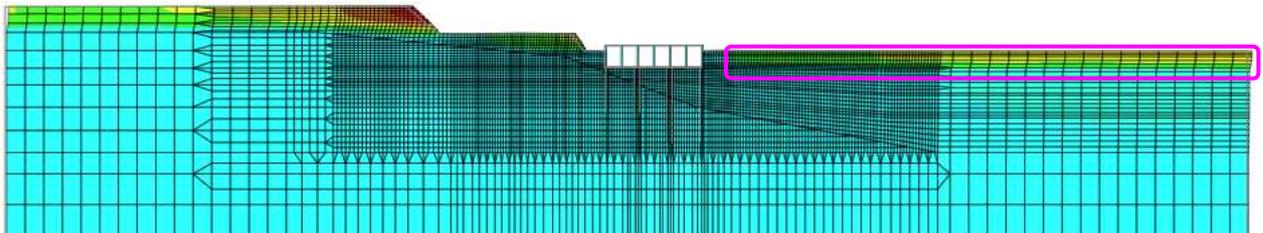


b) ケース2の最大加速度分布

図-5 最大加速度分布 (全体図)



a) ケース1の最大水平変位分布



b) ケース2の最大水平変位分布

図-6 最大水平変位分布 (全体図)

表-5 最大加速度 (gal)

出力位置	ケース1	ケース2
1	420.2	419.4
2	686.9	680.3
3	461.8	652.2
4	515.4	802.1
5	600.3	815.8
6	651.5	646.4

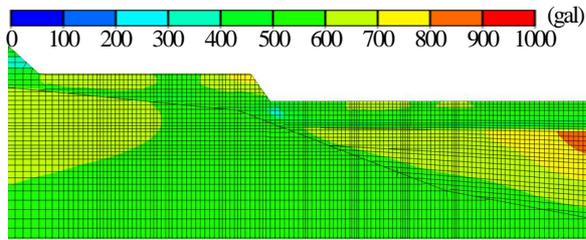
表-6 最大水平変位 (cm)

出力位置	ケース1		ケース2	
	最大	最小	最大	最小
1	7.95	-6.87	7.96	-6.87
2	2.96	-3.80	2.87	-3.76
3	4.39	-3.41	3.52	-2.65
4	3.40	-3.79	0.97	-2.31
5	4.19	-5.12	0.97	-2.33
6	6.77	-6.06	6.85	-6.04

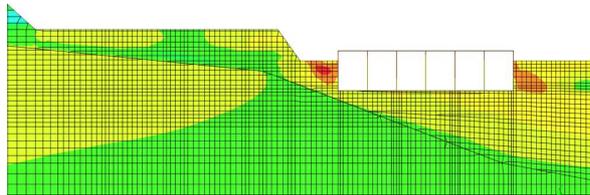
※ 正はモデル右側 (谷側), 負はモデル左側 (山側) である.

たことにより, 出力位置3~5で基盤面の傾斜方向 (谷側) に向かい, 増加傾向にあった地表面の加速度はさらに190.4~286.7gal (35.9~55.6%) 増加し, 逆に水平変位は最大値で0.87~3.22cm (19.8~76.8%), 最小値で0.76~2.79cm (22.3~54.5%) 減少している. RC池状構造物は, アスペクト比 (平面規模に対する鉛直高さ) が小さく,

水平力に対するせん断剛性が大きい⁹⁾. 図-8に示すとおり, ポンプ井は, 側方の沖積粘性土に比べて剛性が大きく, 剛体的に水平移動している. このため, 地盤の不整形性と, 主に沖積粘性土の塑性化による履歴減衰の影響

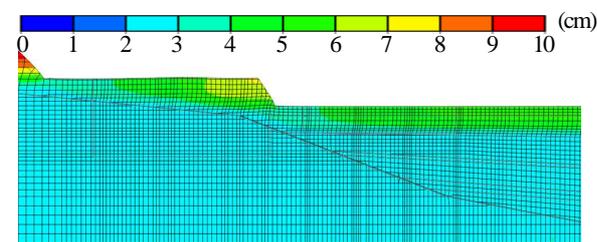


a) ケース1の最大加速度分布

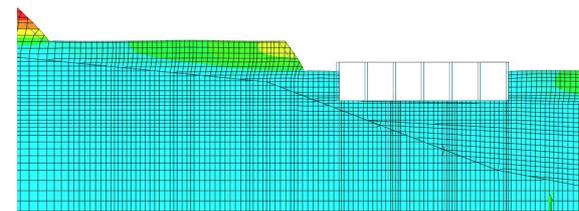


b) ケース2の最大加速度分布

図-7 最大加速度分布 (拡大図)

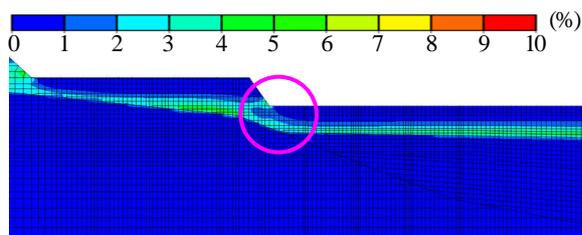


a) ケース1の最大水平変位分布

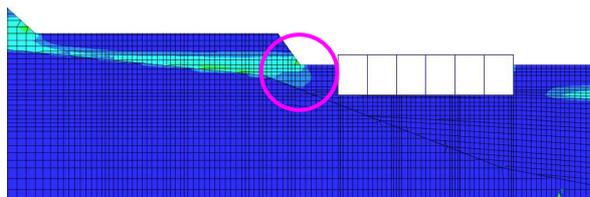


b) ケース2の最大水平変位分布

図-8 最大水平変位分布 (拡大図)



a) ケース1のせん断ひずみ分布



b) ケース2のせん断ひずみ分布

図-9 せん断ひずみ分布 (拡大図)

で、傾斜方向に向かい徐々に増加傾向にあった周辺地盤の水平変位を構造物が低減する分、図-7のように構造物

表-7 最大加速度 (gal)

出力位置	ケース2	ケース3
1	419.4	421.5
2	680.3	917.1
3	652.2	746.2
4	802.1	793.6
5	815.8	790.5
6	646.4	647.6

表-8 最大水平変位 (cm)

出力位置	ケース2		ケース3	
	最大	最小	最大	最小
1	7.96	-6.87	7.88	-6.77
2	2.87	-3.76	0.96	-2.24
3	3.52	-2.65	0.86	-2.20
4	0.97	-2.31	0.90	-2.28
5	0.97	-2.33	0.92	-2.30
6	6.85	-6.04	6.86	-6.04

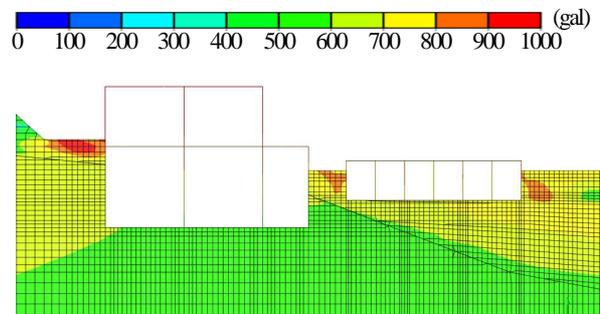


図-10 ケース3の最大加速度分布 (拡大図)

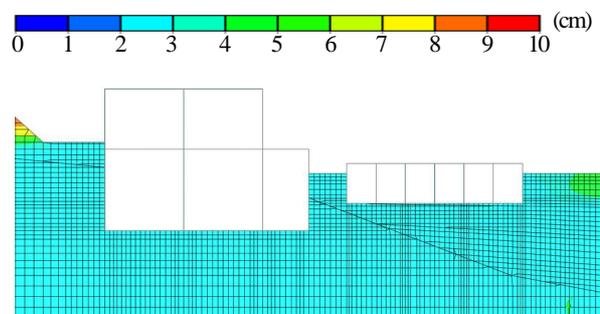


図-11 ケース3の最大水平変位分布 (拡大図)

周辺で加速度が卓越した。このような加速度の増加は構造物の耐震性能に影響を及ぼすことも考えられる。また、図-9のせん断ひずみ分布より、構造物からやや左に離れた位置の沖積粘性土層と安山岩層の境界付近で分布領域が拡大しており、構造物と地盤との間の剛性差による相互作用でひずみが蓄積したと推察される¹³⁾。

次に、ケース3 (ポンプ井と建物を設定したモデル) について、ケース2と比較した各出力位置における加速度と水平変位を表-7、表-8に、最大加速度分布と最大水平変位分布の拡大図を図-10、図-11に示す。なお、地盤全体の挙動はケース1、ケース2と同じ傾向である。

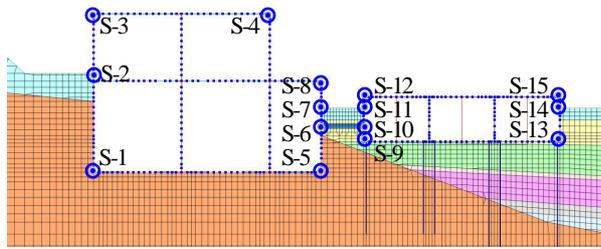


図-12 構造物の応答値の出力位置

表-9 最大加速度 (gal)

出力位置	ケース2	ケース3	ケース4
S-1	-	597.1	596.9
S-2	-	917.1	918.6
S-3	-	1,429.0	1,414.6
S-4	-	1,420.2	1,433.3
S-5	-	581.7	581.0
S-6	-	651.4	651.0
S-7	-	746.2	747.5
S-8	-	859.6	860.8
S-9	741.8	728.4	727.3
S-10	785.8	778.8	776.6
S-11	802.1	793.6	797.0
S-12	808.1	787.5	781.4
S-13	763.9	741.0	736.6
S-14	815.8	790.5	796.2
S-15	812.5	792.3	798.7

表-10 最大水平変位 (cm)

出力位置	ケース2		ケース3		ケース4	
	最大	最小	最大	最小	最大	最小
S-1	-	-	0.79	-2.21	0.79	-2.21
S-2	-	-	0.96	-2.23	0.96	-2.24
S-3	-	-	1.27	-2.39	1.27	-2.40
S-4	-	-	1.26	-2.38	1.27	-2.40
S-5	-	-	0.78	-2.19	0.78	-2.19
S-6	-	-	0.80	-2.19	0.80	-2.19
S-7	-	-	0.86	-2.20	0.86	-2.20
S-8	-	-	0.93	-2.23	0.93	-2.23
S-9	0.91	-2.29	0.87	-2.27	0.87	-2.26
S-10	0.95	-2.31	0.89	-2.27	0.89	-2.27
S-11	0.97	-2.31	0.90	-2.28	0.90	-2.28
S-12	0.96	-2.31	0.90	-2.28	0.90	-2.28
S-13	0.91	-2.30	0.87	-2.27	0.87	-2.27
S-14	0.97	-2.33	0.92	-2.23	0.92	-2.30
S-15	0.96	-2.31	0.91	-2.29	0.90	-2.28

表-7、表-8について見ると、ケース1とケース2の比較と同様に建物を設定したことにより、出力位置2・3で加速度は94.0～236.8gal (14.4～34.8%) 増加し、水平変位は最大値で1.91～2.66cm (66.6～75.6%)、最小値で0.45～1.52cm (17.0～40.4%) 減少している。一方、ポンプ井左右の出力位置4・5においては、加速度8.5～25.3gal (2.3～3.1%)、水平変位の最大値0.05～0.07cm (5.2～7.2%)、最小値0.03cm (1.3%) のわずかな減少が見られる。また、

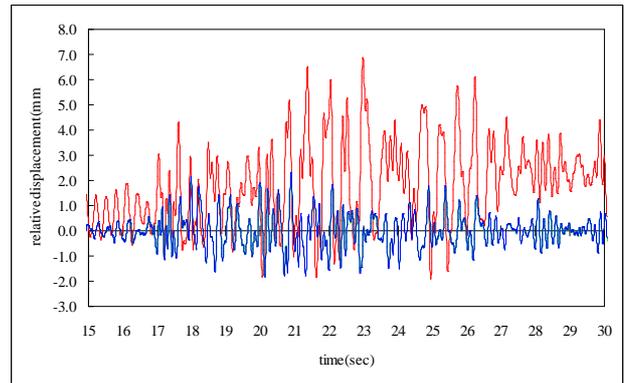


図-13 管路中心位置における相対変位応答

表-11 管路中心位置における最大相対変位量 (mm)

ケース2		ケース3		ケース4	
最大	最小	最大	最小	最大	最小
6.89	-1.92	2.34	-1.83	2.20	-1.79

※ 正は管路の圧縮側、負は管路の引張側である。

ケース3ではポンプ井の右側の加速度が減少しており、加速度が増加したケース2と異なる傾向を示している。その理由として、周辺地盤よりも剛性が大きく、かつ、安山岩層に定着されている建物が、周辺地盤の水平変位をより低減するとともに、ポンプ井の水平方向の加速度の地盤伝達を遮ったこと、ポンプ井左側の地表面の段差がなくなったことなどが挙げられる。

(2) 水道管路で接続されたRC池状構造物間の相互影響

この節では、2つのRC池状構造物の間に水道管路を設定し、ケース2とケース3の応答値と相互比較することにより、水道管路で接続されたRC池状構造物間の相互影響について検討する。

まず、構造物の応答値の代表出力位置を図-12に、ケース4 (ポンプ井と建物の間に管路を接続したモデル) と、ケース2およびケース3を比較した各出力位置における加速度と水平変位の比較を表-9、表-10に示す。

表-9、表-10によると、ケース3とケース4では、建物上部 (S-3、S-4) の加速度応答を除き、加速度、変位の増減がわずかにあるものの、ケース2とケース3の比較ほど応答値の差は見られない。建物上部の加速度応答の相違は、水道管路を有限要素で設定したことにより、2つのRC池状構造物間の変位を拘束し生じたものと考えられる。また、水道管路のせん断弾性係数を周辺地盤と同等の値に仮定したため、ケース3とケース4の水道管路との接続部における応答値もほぼ同じ値を示している。

2つのRC池状構造物は、構造物の形状、地下埋設条件、基礎地盤条件などが異なることから、不整形地盤において応答値に大きな差が見られるものと予想していた。加速度応答はポンプ井と建物の上部で615.9～651.9galの大

きな差が見られるが、水平変位応答は0.35～0.37cmのわずかな差しか見られなかった。このことは、構造物の応答値がほぼ線形的に増加をしており、単純な地震時挙動を示していることから読み取れる。

次に、ケース2、ケース3、ケース4の管路中心位置(S-6、S-10)における相対変位応答(15～30sec)を図-13に、最大相対変位量を表-11に示す。図中、赤線はケース2、青線はケース3、緑線はケース4を表している。相対変位量は、管路中心位置における建物の水平変位からポンプ井の水平変位(出力位置S-6からS-10)を差し引いたものである。また、ケース2はS-6と同じ出力位置の地盤との相対変位を表している。

図-13について見ると、ケース3とケース4はほぼ同じ応答をしているが、ケース2は振幅、位相ともに異なる挙動を示しており、相対変位応答に大きな違いが見られる。また、ケース3とケース4におけるRC池状構造物間の最大相対変位量は、それぞれ管路の圧縮側(構造物が近づく変形モード)2.34mm、2.20mm、引張側(構造物が離れる変形モード)1.83mm、1.79mmであった。ケース3よりもケース4の相対変位がわずかに小さい値になっているのは、建物上部の加速度の相違と同様に水道管路を設定したことによるものである。これに対し、ケース2における地盤とRC池状構造物の間の最大相対変位量は、管路の圧縮側で6.89mm、引張側で1.92mmになっており、特に圧縮側で4.55～4.69mm(194.4～213.2%)の増加を示している。

前節のとおり、地盤の不整形性と土の塑性化により基盤面の傾斜方向に向かい徐々に増加する水平変位は、周辺地盤に比べて剛性の大きいRC池状構造物の周辺で低減されるため、構造物と構造物の間の相対変位は比較的小さい値になっている。一方、構造物周辺で低減された水平変位やせん断ひずみは構造物からやや離れた位置で蓄積され、前者の場合と比べて地盤と構造物の間の相対変位は大きい値となった。水道管路が周辺地盤の挙動に支配されることを踏まえると、過去の地震によるRC池状構造物と水道管路の接続部における多くの損傷被害は、このような構造物と地盤の剛性差による地震時の相互影響が少なからず関係していると考えられる。

5. まとめ

本研究では、2次元動的有限要素解析を用いて、高区の不整形地盤上に相互が水道管路で接続された2つのRC池状構造物間の地震時挙動を考察、評価した。本論文で検討を行った範囲において得られた結論は次のとおりである。

- 一般に基盤面が傾斜し、軟弱土の塑性化が生じる

場合、地盤の不整形性と土の履歴減衰の影響により、表層地盤の水平変位やせん断ひずみの応答値は増幅する。しかしながら、そのような不整形地盤上にあっても、RC池状構造物の剛性と周辺地盤の剛性に顕著な差がある場合には、周辺地盤の水平変位の減少や加速度応答の増加が見られる。

- 基盤面の傾斜が著しい谷側のポンプ井に隣接して、基盤面の傾斜が少ない山側に建物を設定すると、構造物が周辺地盤の水平変位を低減すること、水平方向の加速度の地盤伝達を遮ることなどにより、前者の応答値は減少する。
- 構造物の形状、地下埋設条件、基礎地盤条件などが異なるRC池状構造物を設定しても、RC池状構造物の剛性に比べて水道管路の剛性が極めて小さく、両者の地震時挙動が複雑ではないために、有限要素でモデル化した水道管路の有無がRC池状構造物間の地震時挙動に及ぼす影響は少ない。
- 不整形地盤においては、2つのRC池状構造物間の相対変位に比べて、RC池状構造物と地盤との間の相対変位の方が大きくなる傾向を示した。過去の地震によるRC池状構造物と水道管路との接続部の被害は、構造物と地盤との剛性差によって生じる相対変位が少なからず影響していると推察される。

6. おわりに

今後の課題として、①水平地盤と不整形地盤の地震時挙動の相違を相互比較すること、②入力地震動、地表面や基盤面の傾斜角度、地盤剛性、構造物の位置や形状、水道管路のモデル等を変えた解析を多数行うことにより、不整形地盤における水道管路で接続されたRC池状構造物と周辺地盤との間の応答特性、変位挙動特性をさらに検討すること、③構造物と地盤との境界部にジョイント要素を設けた解析を行い、これらの境界面における剥離・滑りがRC池状構造物間の応答に及ぼす影響を検討すること、などが挙げられる。

謝辞：本論文の数値解析において、伊藤忠テクノソリューションズ株式会社の久保典之氏、長井秀明氏より貴重なご意見を賜った。記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 国土交通省鉄道局：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，pp.76-81，pp.371-373，1999。
- 2) 日本建築学会：1985年メキシコ地震災害調査報告，1987。

- 3) 谷口善則, 相沢文也, 矢島敬: 新潟県中越地震による鉄道盛土の被害および復旧, 第 40 回地震工学研究発表会, pp.2135-2136, 2005.
- 4) 日本道路公団北陸支社: 関越自動車道及び北陸自動車道における新潟県中越地震災害応急復旧事業, 月刊建設, vol49, pp.30, 2005.
- 5) 野城一栄, 小島芳之, 深沢成年, 朝倉俊弘, 竹村次朗: 地質不良区間における山岳トンネルの地震被害メカニズム, 土木学会論文集 C, Vol65, No4, pp.1045-1061, 2009.
- 6) 厚生労働省健康局水道課, 社団法人日本水道協会: 平成 23 年 (2011 年) 東日本大震災 水道施設被害等現地調査団報告書, 2011.
- 7) 札幌市水道局: 南沢第 1 ポンプ場改修工事補足設計土質調査業務, 2012.
- 8) 社団法人地盤工学会: 地盤の動的解析-基礎理論から応用まで-, 2007.
- 9) 社団法人日本水道協会: 水道施設耐震工法指針・解説 I 総論, pp.87, pp.36-40, pp.124, 2009.
- 10) 吉田望: 地盤の地震応答解析, 2010.
- 11) 札幌市: 地震動及び被害の評価事業, 2008.
- 12) 浦川智行, 堀井克己, 舘山勝, 小島謙一, 貝瀬弘樹: 不整形地盤の地震応答解析, 土木学会第 55 回年次学術講演会, III-A127, 2000.
- 13) 猪子敬之介, 竹内幹雄, 小黒明, 有賀義明, 川井伸泰: 地下構造物と高層建物との接続に伴う建物の規模が地震時挙動に及ぼす影響, 土木学会論文集 A1, Vol68, No4, p.L_774-L_780, 2012.

(?)

STUDY ON EARTHQUAKE BEHAVIOR OF RC TANKS CONNECTED BY WATER PIPELINE ON THEIR IRREGULAR GROUND

Keinosuke INOKO, Kimiyasu OHTAKE, Kentaroh NARITA, Yoshiaki ARIGA
and Toshiroh HAYASHIKAWA

Water supply facilities, such as pumping stations which are on the high-zone, are often constructed closely each other at the irregular ground of the hillside and connected by water pipelines. However, mutual effects between these structures and surrounding soil during earthquakes have not been fully explained. In this study, earthquake behaviors of RC tanks connected by water pipeline on their irregular ground are analyzed by using 2-D dynamic analysis method.

As a result, it is found that if there is the stiffness difference between RC tanks and surrounding soil, the increase of acceleration response and the decrease of horizontal displacement can be seen, though it is on the inclined irregular ground at which soft soil is plastically deformed. The relative displacement is more increased in the case of closely constructed RC tanks than in the case of RC tanks and ground.