

22. 下水道施設の液状化対策に関する調査

独立行政法人土木研究所耐震研究グループ（振動） 首席研究員 田村 敬一
研究員 佐々木哲也

1. はじめに

下水道施設の地震被害としては地盤の液状化による被害が最も多いが、現行の設計基準では具体的な対策方法は示されておらず、実用的な対策工の提案が求められている。そこで13年度は、前年度に引き続き液状化による管渠の液状化被害を防止するために必要な埋戻し部の締固め程度を明らかにし、管渠の液状化被害を防止するために必要な埋戻し施工管理基準の提案を目的として、下水道管渠の浮上りに関する動的遠心模型実験を行い、管渠の浮上り被害程度と埋戻し材の液状化特性との関係を調べた。また、これらの成果および昨年度までの研究成果をもとに、下水道管路の液状化被害防止の観点からの埋戻し施工管理基準および下水道処理施設の液状化対策技術としての矢板締切り工法の設計法を提案した。

2. 管路施設の液状化被害防止の観点からの埋戻し管理基準に関する検討

釧路沖地震等で浮き上がったマンホールを対象に行われた被害調査¹⁾によると、下水道管路の被災の主たる要因は地下水位以下の埋戻し土の液状化であると考えられている。また、これまでに実施した管路施設の浮上りに関する模型振動台実験^{2),3)}から、埋戻し部分を十分に締め固め、液状化抵抗を高めることにより浮き上がりがある程度防止できることを報告してきた。液状化による管渠の浮上がり被害を防止するために必要な埋戻し部の締固め程度を明らかにし、管渠の液状化被害を防止するために必要な埋戻し締固め管理基準の提案を目的として、実際に下水道管渠の埋戻しに用いられる砂質土を用いて下水道管渠の浮上りに関する動的遠心模型実験を行い、管渠の浮上り被害程度と埋戻し材の液状化特性との関係を調べた。

2. 1 埋戻し土の液状化特性に関する検討

ここでは、実際の下水道管渠の埋戻しに用いられている埋戻し材の液状化特性を把握することを目的に、繰返し非排水三軸試験を行った。

2. 1. 1 実験方法

検討対象とした埋戻し材の試料の粒径加積曲線を図-1 に示す。使用した埋戻し材は、2000 年鳥取県西部地震において被災した下水道管渠の埋戻し部から採取した砂を含む 5 種類である。供試体は、締固め試験(A-b法)で得られた最適含水比に試料を調整し、目標の締固め度 $D(\rho_d/\rho_{dmax})$ となるよう突き固めにより作成した。

本試験の荷条件として、通常の液状化試験と異なり、20 波毎に応力振幅比を段階的に増加させる漸増振幅荷荷を行った。漸増振幅荷荷試験の荷条件を、図-2 に示す。なお、途中で圧密排水は行っていない。

図-3 に示すように、両振幅軸ひずみ 5% を超えるステップ前後の応力比より、繰返し回数 20 回で両振幅軸ひずみ $\varepsilon_{DA}=5\%$ となる繰返し応力比を液状化強度 R_{L20} と定義した。なお、このようにして求めた液状化強度は、通常の繰返し三軸試験による液状化強度と比較して、最大でも 1 割程度低下する程度であることを確認している⁴⁾。

また、せん断応力・せん断ひずみ関係のループ面積を両振幅軸ひずみ 5%まで累積した値を累積損失エネルギーと定義した。式で表すと次のようになる。

$$\Delta W = \int \tau \cdot d\gamma = \sum_{n=0}^N \frac{(\tau_{n+1} + \tau_n) \cdot (\gamma_{n+1} - \gamma_n)}{2} \quad (1)$$

ここに、 W : 累積損失エネルギー (kPa), τ : せん断応力 (kPa), γ : せん断ひずみ, N : データの個数。

なお、風間らの研究⁵⁾における累積損失エネルギーは定振幅漸増載荷試験結果に対して定義されているが、ここでは、応力制御の漸増振幅載荷試験に対してそのまま適用している。

2. 1. 2 検討結果

埋戻し材の繰返し非排水三軸試験結果から得られた、締固め度と液状化強度 R_{120} および累積損失エネルギーの関係を図-4, 5に示す。この図よりいずれの試料においても締固め度が高くなるほど液状化強度および累積損失エネルギーは高くなっていることがわかる。また、同じ締固め度でも試料により液状化抵抗および累積損失エネルギーは大きく異なることがわかる。特に、鳥取県西部地震で被害を受けた下水道管渠の埋戻しに用いられていた竹内砂および新都市砂では、締固め度 90%でも液状化強度は全体的に小さく、また、累積損失エネルギーについても小さい傾向にある。累積損失エネルギーは土の粘り強さを表すとされているが、構造物の被害との相関については明らかになっていない。そこで、2.2 では動的遠心模型実験により、累積損失エネルギーを含めた土の液状化特性と、下水道管渠の浮上がり被害の関係を調べた。

2. 2 管路施設の液状化被害防止の観点からの埋戻し管理基準に関する動的遠心模型実験

ここでは、動的遠心模型実験を行い、実験に用いた埋戻し材の液状化特性と管渠の浮上がり被害程度との関係を調べた。

2. 2. 1 実験方法

模型の概要を図-6、実験条件を表-1に示す。実験では、埋戻し部の材料および締固め度の違い、ならびに周辺地盤の液状化・非液状化に着目して行った。実験模型は、箱形土槽の中に、層厚 40 cm の周辺地盤を作成し、その中に、管渠模型を埋設した層厚 30 cm の埋戻し部を 3 つ作成したものである。周辺地盤は江戸崎砂、

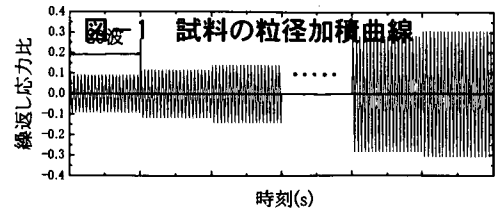
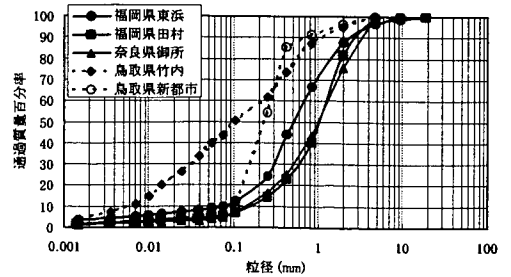


図-2 漸増振幅載荷

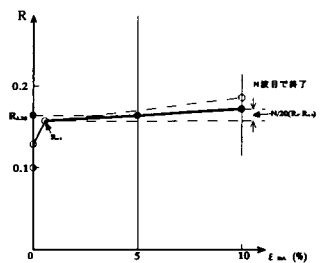


図-3 液状化強度の定義

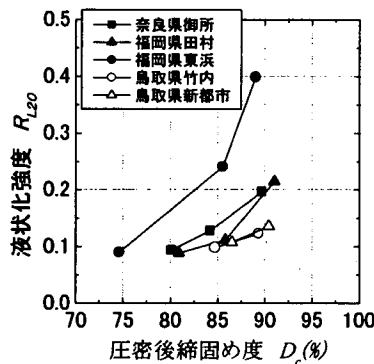


図-4 締固め度と液状化強度の関係

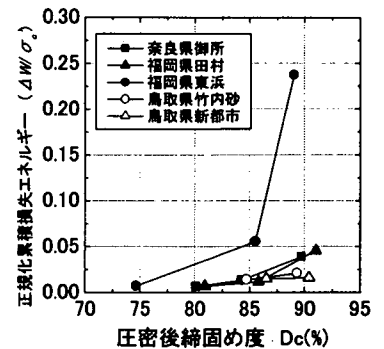


図-5 締固め度と正規化累積損失エネルギーの関係

埋戻し部は奈良県御所、ならびに福岡県東浜および田村から取り寄せた埋戻し土を用いて突固めにより作成した。実験は 10 G の遠心力場で行い、それにもない間隙流体として水の 10 倍の粘性を持つメチルセルロース水溶液を用いた。入力波として、重力場換算 1 Hz、300gal および 600gal 20 波の正弦波、および最大 1200gal の神戸波を用い、3 段階のステップ加振を行った。なお、ケース 01-02 については最大 500gal の鉋路波加振のみを行った。

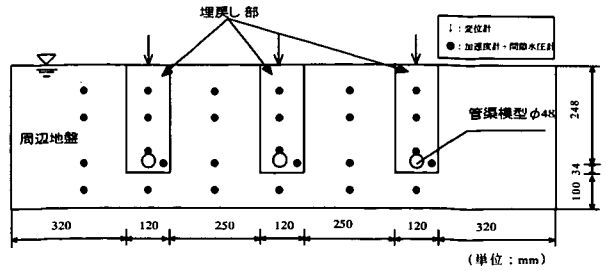


図-6 管渠の浮上りに関する遠心実験模型

表-1 実験条件

ケース	埋戻し部		周辺地盤		加振条件 (重力場換算)
	材料	目標締固め度 (%)	材料	目標乾燥密度 (g/cm ³)	
00-01	御所砂	90	江戸崎砂	1.65 (非液状化)	Step1 正弦波300gal 20波
	東浜砂	90			
	田村砂	90			
00-02	御所砂	85			
	東浜砂	80			
	田村砂	85			
00-03	御所砂	75		1.43 (液状化)	Step2 正弦波600gal 20波
	東浜砂	75			
	田村砂	75			
00-04	東浜砂	75			
	東浜砂	82			
	東浜砂	90			
01-01	田村砂	75	Step3 神戸波 最大1200gal		
	田村砂	82			
	田村砂	90			
01-02	田村砂	75		鉋路波 最大500gal	
	田村砂	82			
	田村砂	90			

2. 2. 2 実験結果

以後、全て実物スケールに換算して示す。遠心圧密後の締固め度と管路模型の浮上り量の関係を図-7に示す。周辺地盤が非液状化の場合、300gal の正弦波加振では浮上りが生じなかった。また、600gal の正弦波加振では締固め度が小さいほど浮上り量は大きくなった。なお、なお、300gal 加振時の締固め度 80%以下のケース及び 600gal 正弦波加振時の全ケースにおいて埋戻し部は液状化していた。周辺地盤も液状化するケースでは、300gal 正弦波加振でも浮上りあるいは沈下が生じた。全てのケースで、締固め度が同じでも材料が異なると浮上り量は異なった。下水管の埋戻し施工管理基準を締固め度で規定している機関では締固め度 $D=90\%$ 以上としていることが多いが、今回の実験で少なくとも $D=90\%$ 程度に締め固めていれば、埋戻し部が液状化しても周辺地盤の液状化の有無にかかわらず管路模型の浮上りは生じなかった。

次に、漸増載荷繰返し非排水三軸試験による液状化強度 RL_{20} と累積損失エネルギーと浮上り量の関係を調べた。まず、埋戻し材の液状化強度と浮上り量の関係を図-8に示す。なお、ここではケース 00-01~04 および 01-01 におけるステップ2加振 (正弦波 600gal 加振) の結果について示しており、図中では、周辺地盤の液状化の有無および埋戻し砂の種類により異なるマーカーを用いている。締固め度と比較して、埋戻し材料によらず液状化強度と浮上り量の関係はほぼ一定の関係が見られる。また、今回の実験では埋戻し部および周辺地盤がたとえ液状化しても液状化強度がある程度高ければ管渠の浮上りは生じていないことがわかる。次に累積損失エネルギーと管路模型の浮上り量の関係を図-9に示す。累積損失エネルギーが小さくなると浮上り量

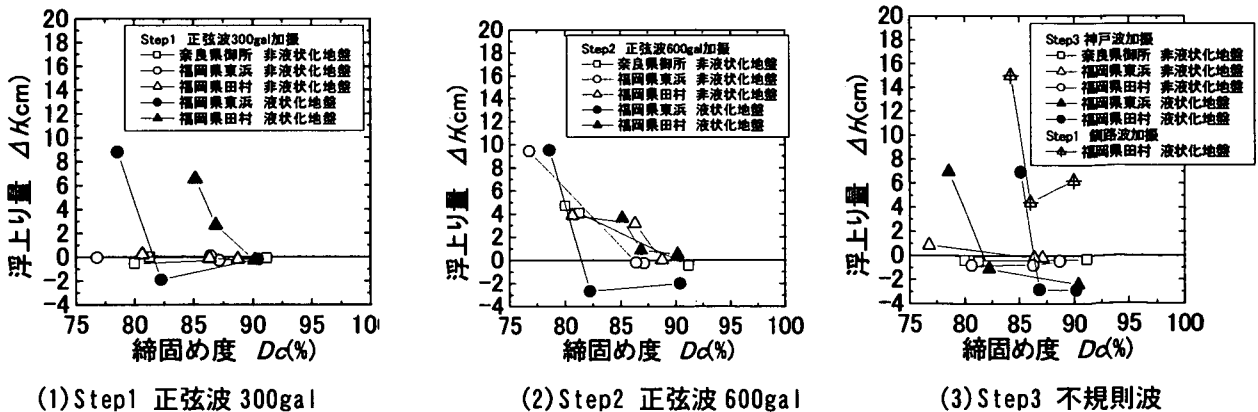


図-7 締固め度と浮上り量の関係

が大きくなる傾向が見られる。また、累積損失エネルギーと浮上り量の関係も液状化強度と同様に締固め度と比較して埋戻し材料によらずほぼ一定の関係がみられる。

3. 下水道管路の施工管理基準および下水道処理施設（池構造物）の液状化対策技術のとりまとめ

3. 1 管路施設の液状化被害防止の観点からの締固め管理基準に関するまとめ

動的遠心模型実験の結果より、今回の実験では少なくともD=90%程度に締め固めていれば、埋戻し部が液状化しても周辺地盤の液状化の有無にかかわらず管路模型の浮上りは生じないこと、液状化強度がある程度高ければ管渠の浮上りは生じにくいこと、がわかった。また、下水道管渠の浮上り量との相関は締固め度よりも、液状化強度または累積損失エネルギーが高く、埋戻し部が液状化しても液状化強度、あるいは累積損失エネルギーが大きければ浮上りは生じないことがわかった。ただし、2.で検討したように、鳥取県西部地震で被害を受けた下水道管渠の埋戻し部から採取した砂の場合、締固め度90%でも液状化強度は0.20よりも小さいものもある。

したがって、液状化被害防止の観点からの下水道管路施設の埋戻し施工管理基準として、液状化被害が予想される箇所においては、埋戻し施工管理の基準として90%を適用するとともに、埋戻しに用いる材料の液状化試験を実施し、液状化強度が0.20程度以上の値となる締固め度を採用するのが望ましいといえる。

3. 2 下水道処理施設（池構造物）の液状化対策としての矢板締切り工法の設計法に関するまとめ

下水処理施設の浮上がり対策としての矢板締め切り工法の設計法の構築を目的に、動的遠心模型実験結果をもとに、矢板締め切り工法の設計法の検討を行った。

3. 2. 1 検討対象

検討対象とした動的遠心模型実験の実験条件を表-2に、模型の概要を図-10に示す。内寸法が幅120cm、高さ50cm、奥行き30cmの箱形土槽の中に、層厚20cmの支持層の上に地中構造物模型を埋設した層厚20cmの液状化地盤を作成した。液状化地盤は東北硅砂7号を用いて、相対密度約50%を目標に空中落下法により作成し、支持層は江戸崎砂を突固めにより十分締め固めて作成した。模型矢板は支持層に根入れし、下端は自由端とした。入力加速度として、加速度振幅が20波で20Gまで漸増する60Hzの正弦波を入力した。

図-11に矢板剛性と浮上がり量の関係を示す。これより、矢板を設置することにより、浮上がり変位を抑制でき、矢板剛性が大きいほど地中構造物の浮上がり量は小さくなる傾向が見られる。

3. 2. 2 矢板締め切り工法の設計法の検討

既往の矢板締め切り工法の設計法案⁶⁾では、地震時に矢板に作用する土圧に対し矢板が健全であれば、地中構

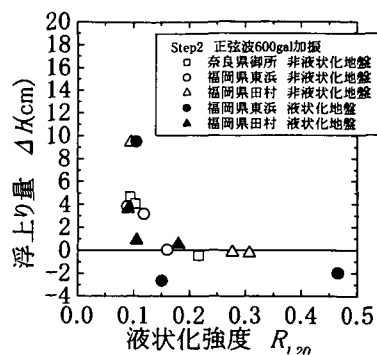


図-8 液状化強度と浮上り量の関係

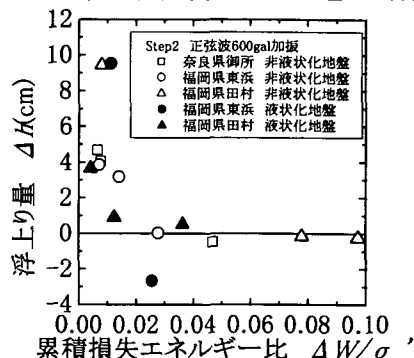


図-9 累積損失エネルギー比と浮上り量の関係

造物に有意な浮上がりは生じないものとして、土圧漸増成分として式(2)で表される矢板内外の土圧差、土圧振動成分として式(7)で表される Westergaard の動水圧⁷⁾を矢板内外に作用させ、矢板の断面力の照査を行っている(図-12 参照)。

$$\Delta\sigma'_h = (1 - K_0)R_u\sigma'_{v0} = (1 - K_0)\Delta u \quad (2)$$

$$p_d = \frac{7\alpha}{8g}\sqrt{HZ}(\gamma_w + R_u\gamma') \quad (3)$$

ここに、 $\Delta\sigma'_h$: 土圧漸増成分、 K_0 : 静止土圧係数、 R_u : 過剰間隙

水圧比、 σ'_{v0} : 初期有効上載圧、 p_d : 土圧

振動成分、 α : 加速度、 g : 重力加速度、 γ_w : 水の単位体積重量、 γ' : 土の水中重量。拡張された Westergaard の動水圧は、振動時に剛な壁に作用する水圧⁸⁾を液状化した砂に拡張して求められた⁷⁾ものである。ここでは、土圧の振動成分の適用性について実験結果をもとに検討する。

図-13 に矢板剛性と土圧振動成分の振幅の関係を示す。ここで、矢板剛性および土圧振幅は式(4)、(5)で無次元化した。

$$\rho = \frac{EI}{b(w \cdot H^4)} \quad (4)$$

$$\alpha_d = \frac{p_d}{\gamma_{sat} \cdot \sqrt{HZ} \cdot (\alpha/g)} \quad (5)$$

ここに、 ρ : 矢板の相対剛性、 b : 矢板幅、 w : 単位面積あたりの矢板質量、 H : 液状化層厚、 α_d : 無次元化した土圧振幅、 γ_{sat} : 土の飽和単位体積重量。

ここでの無次元化した土圧振幅は、拡張された Westergaard 式と同じ土圧分布形を仮定した土圧の、実験の最大値と等しいひずみを生じさせる振幅を逆算して求めたものであり、この際、矢板は自立壁としてモデル化した。図中には拡張された Westergaard の動水圧($p_d=7/8 \cdot \gamma_{sat} \cdot \alpha/g \cdot \sqrt{zH}$)を併記した。これより、相対剛性と無次元化した土圧振幅の間には相関関係があり、矢板の曲げ剛性に応じて土圧は変化している。また、既往の設計式による Westergaard の動水圧は、実測値よりも過度に大きくなっており、既往の設計式から求められる土圧は設計上安全側の値を与えることがわかる。

図-13 における相対剛性 ρ と無次元化した土圧振幅 α_d の関係の近似曲線を求めると図中に示したようになり、これは次のように表される。

$$\alpha_d = 0.2 \log \rho - 0.1 \quad (6)$$

この関係を用いると、矢板の相対剛性に応じた土圧振幅は、式(5)および剛な壁では式(3)に一致することを考慮すると、次のように表される。

$$\begin{cases} p_d = \alpha_d \frac{\alpha}{g} \sqrt{HZ} (\gamma_w + R_u \gamma') \\ \alpha_d = 0.2 \log \rho - 0.1 \end{cases} \quad (7)$$

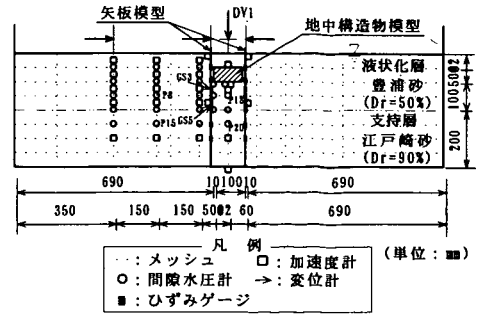


図-10 遠心実験模型

表-2 矢板縮切り実験条件

case	矢板板厚 (mm)	矢板剛性 EI (N·m ² /m)	液中構造物と矢板の間隔 (mm)	模型密度 (g/cm ³)	地下水位 G.L. (mm)	液状化層厚 (mm)	地盤相対密度Dr(%)		加振条件	
							液状化層 (7号硅砂)	支持層 (江戸崎砂)	加振波形	加振加速度(G)
1	無対策	-	-	0.59	0	200	46.3	109.5	漸増sin波 60Hz	20
2	1.6	70.3	10	0.59	0	200	46.5	111.1		
3	3.2	562	10	0.70	0	200	44.3	111.5		
4	4.5	1563	10	0.59	0	200	44.5	113.1		
5	3.2	562	30	0.72	0	200	46.9	113.4		
6	3.2	562	10	0.72	0	300	44.3	123.9		
7	3.2	562	10	0.72	20	200	48.2	119.6		
8	5	459	10	0.72	0	200	46.7	121.8		
9	6	595	10	0.72	0	200	46.5	118.7		

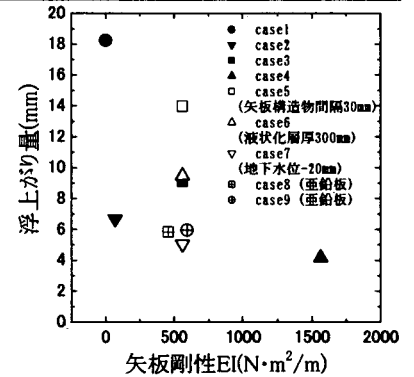


図-11 矢板剛性と浮上がり量の関係

図-13 における相対剛性 ρ と無次元化した土圧振幅 α_d の関係の近似曲線を求めると図中に示したようになり、これは次のように表される。

$$\alpha_d = 0.2 \log \rho - 0.1 \quad (6)$$

この関係を用いると、矢板の相対剛性に応じた土圧振幅は、式(5)および剛な壁では式(3)に一致することを考慮すると、次のように表される。

$$\begin{cases} p_d = \alpha_d \frac{\alpha}{g} \sqrt{HZ} (\gamma_w + R_u \gamma') \\ \alpha_d = 0.2 \log \rho - 0.1 \end{cases} \quad (7)$$

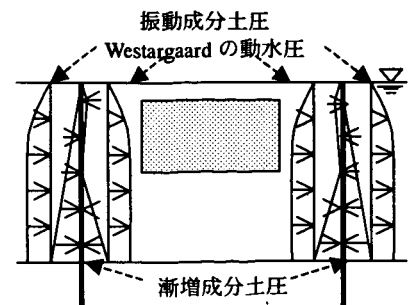


図-12 設計荷重

ただし、 $0 < \alpha_d < 7/8$

式(7)は、式(3)で表される剛な壁に作用する地震時土水圧に αd を乗ずることで、矢板の相対剛性に応じて土圧振幅を低減させていることに相当する。したがって、矢板締切り工法の設計において、土圧漸増成分として式(2)で表される矢板内外の土圧差、土圧振動成分として式(7)で表される矢板の相対剛性に応じた地震時土圧の振動成分を用いることにより、従来より合理的な矢板の設計が可能となる。

今回提案した手法は、地震時に矢板に作用する土圧に対し矢板が健全であれば、地中構造物に有意な浮上りは生じないということ仮定している。今後の課題として、締切り矢板内での地中構造物の浮上りメカニズムを解明し、浮上り変位量を照査項目とする対策工の設計手法を提案する必要がある。

4. まとめ

本研究では、動的遠心模型実験により下水道管路施設の液状化対策としての締固め管理基準の検討を行うとともに、下水道処理施設の液状化対策としての矢板締切り工法の設計法を検討した。その結果、埋戻し土の室内試験、および管路の浮上りに関する動的遠心模型実験より、締固め度 $D=90\%$ 程度に締め固めておけば、埋戻し部が液状化しても周辺地盤の液状化の有無にかかわらず管路模型の浮上りは生じないこと、液状化強度がある程度高ければ管渠の浮上りは生じないこと、を明らかにした。これらの成果をもとに、締固め度を指標とした液状化被害防止の観点からの下水道管渠の埋戻し施工管理基準を提案した。また、下水道処理施設の液状化対策技術としての矢板締切り工法について、矢板の曲げ剛性に応じた地震時土圧を考慮する設計法を提案した。これにより、従来より合理的な矢板締切り工法の設計が可能となる。

参考文献

- 1) 田中修司、塩路勝久、大塚久哲、二宮嘉郎、松尾修、古関潤一：釧路沖地震により浮上した下水道マンホールの調査、土木研究所資料第 3275 号、1994.
- 2) 松尾修、古関潤一、佐々木哲也、近藤浩市、林裕士：管路施設の地震時浮上りに関する模型振動実験、土木研究所資料第 3486 号、1997.
- 3) 田村敬一、東拓生、小林寛：埋戻し部の締固めに着目した下水道管渠の浮上り特性、土木学会第 52 回年次学術講演会、pp.314-315, 1997.
- 4) 松尾修、佐々木哲也、田本修一：下水管路埋戻し材料の繰返し強度特性に関する実験報告書、土木研究所資料第 3701 号、2000.
- 5) 風間基樹、鈴木崇弘、柳澤栄司：地盤に入力された累積損失エネルギーの評価法と液状化予測への適用、土木学会論文集, No.631/III-48, pp.161-177, 1999.
- 6) 建設省土木研究所：液状化対策工法設計・施工マニュアル(案)、共同研究報告書 第 186 号, 1999.
- 7) 土田肇：振動により流動化した砂層が壁体に及ぼす圧力、土と基礎, Vol.16, No.5, pp.3-10, 1968.
- 8) Westergaard, H.M: Water pressure on dams during earthquakes, Trans. of ASCE, Vol.98, 1933.

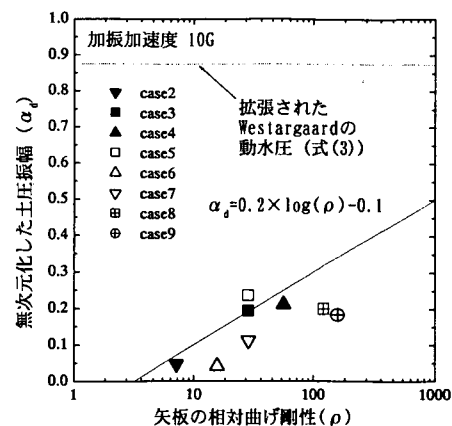


図-13 曲げ剛性と土圧の振動成分の関係