

III-6-1 変形性能に基づく地中構造物の耐震設計法に関する試験調査

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 15～平 17

担当チーム：振動チーム

研究担当者：杉田秀樹、佐々木哲也

石原雅規

【要旨】

地中構造物の液状化時の安定性については、現象の複雑さから未解明の部分が残されている。今後、液状化に対する地中構造物の合理的な耐震安全性の確保を図るためには、液状化時の地中構造物の耐震性能に影響を及ぼす要因を明らかにした上で、性能に基づく耐震設計法を提案する必要がある。本研究では、①地盤の浮上がり抵抗特性・回り込み特性の解明②地中構造物の浮上がり量予測手法の構築③性能に基づいた液状化に対する耐震設計法の提案を目的に実施したものである。

その結果、液状化時の耐震性能に影響を及ぼす地盤の浮上がり抵抗特性を解明し、それらを考慮した液状化時の浮上がり変位量予測手法を提案した。また、矢板締切り対策を施した地中構造物の浮上り変位量予測手法を提案した。

キーワード：地中構造物、地震、液状化、液状化対策、遠心模型実験

1. はじめに

地中構造物の液状化時の安定性については、現象の複雑さから未解明の部分が残されている。今後、液状化に対する地中構造物の合理的な耐震安全性の確保を図るためには、液状化時の地中構造物の耐震性能に影響を及ぼす要因を明らかにした上で、性能に基づく耐震設計法を提案する必要がある。本研究では、①地盤の浮上がり抵抗特性・回り込み特性の解明、②地中構造物の浮上がり量予測手法の構築、③性能に基づいた液状化に対する耐震設計法の提案を目的に実施した。その結果、液状化時の耐震性能に影響を及ぼす地盤の浮上がり抵抗特性を解明し、それらを考慮した液状化時の浮上がり変位量予測手法を提案した。また、矢板締切り対策を施した地中構造物の浮上り変位量予測手法を提案した。

2. 地中構造物の浮上がり抵抗に関する検討

現在、地中構造物の液状化による浮上がりに対する安定性は、浮き上がり安全率¹⁾により評価されている。しかし、浮き上がり安全率による評価法をそのまま大規模地震動に対して適用すると、安全側の結果を与えることが知られている²⁾。そこで、簡易浮上がり変位量予測手法の確立を目的に、地中構造物の浮上がりに関する動的遠心模型実験を行い、構造物に作用する浮上がり抵抗に関する検討を行った。

2.1 動的遠心模型実験

表-1 に遠心模型実験の実験条件を、図-1 に模型断面図を示す。実験に用いた模型は、豊浦砂および十勝砂で

作製した地盤の中にアクリル製の矩形断面あるいは円形断面の地中構造物模型を埋設したものである。遠心模型実験では、実物の 1/8 あるいは 1/50 を想定し、8G あるいは 50G の遠心力場で水平加振を行った。実験では、ケースにより遠心加速度、地盤材料、地盤の相対密度、加振条件および模型形状等を変化させた。特にケース 02-6,7 では上下層で異なる相対密度の地盤を作成し浮上りに及ぼす互層地盤の影響を、ケース 02-1,2,3,4 では遠心加速度を変化させ地盤の拘束圧の影響を検討した。

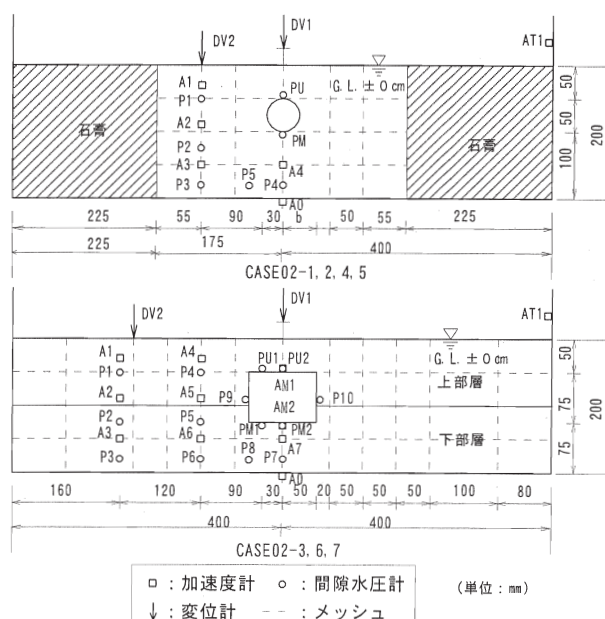


図-1 遠心実験模型の概要

表-1 実験条件 (重力場換算)

CASE	遠心加速度 (G)	構造物条件			地盤条件		加振条件		浮上がり量 (m)
		密度 (g/cm ³)	構造物模形種類	構造物模形幅 (m)	地盤材料	相対密度 Dr (%)	入力波形	最大加速度 (gal)	
02-1	8	0.438	円形	φ 0.4	十勝砂	61.0	sin波 5Hz50波	613	0.18
02-2	50	0.438	円形	φ 2.5		63.2	sin波 1.2Hz 20波	389	0.81
02-3	50	0.774	矩形	5		57.6	sin波 1.2Hz 20波	405	0.93
02-4	8	0.438	円形	φ 0.4		48.1	sin波 5Hz50波	613	0.32
02-5	50	0.438	円形	φ 2.5		49.6	sin波 1.2Hz 20波	406	1.16
02-6	50	0.774	矩形	5	豊浦砂	上部層55.2 下部層82.5	sin波 1.2Hz 20波	381	0.50
02-7	50	0.774	矩形	5		上部層85.0 下部層54.3	sin波 1.2Hz 20波	391	0.75

図-2および図-3に、実験結果の一例として、ケース02-2,6,7のケースの加振加速度と最終浮上がり量の関係および液状化抵抗率 F_L と浮上がり量の関係をそれぞれ示す。なお、図中にはこれらのケースと加振加速度および一様地盤で地盤密度のみ異なる条件の結果 (文献 3) 参照) も併せて示している。ここで、 F_L は、加振加速度から推定した地盤に作用するせん断応力比と既往の液状化試験結果を用いて求めたもので、互層地盤のケース02-6,7は下部層の F_L で整理している。また、 F_L の算出に当たって、不規則波のケースについては道路橋示方書に示されている地震動特性による補正係数 C_w を用いた。これらの図より、加振加速度が大きく地盤の相対密度が小さいほど、あるいは F_L が小さいほど浮上がり量は大きくなる傾向がわかる。また、互層地盤のケース02-6,7では、浮上がり量は下部層の地盤の相対密度あるいは F_L で評価することにより一様地盤と同様の傾向となることがわかる。また、十勝砂のケースでは、 F_L で評価することにより豊浦砂のケースと同様な傾向となることがわかる。

2.2. 浮上がり抵抗の検討

これまでに、浮上がりに対する地盤の抵抗を浮上がり速度に比例するものとして定式化した浮上がり予測手法を検討している³⁾。矩形断面の地中構造物が浮き上がる際、地中構造物には地中構造物と上載土の自重、浮力、および浮上がり速度に比例した抵抗が作用すると仮定すると、鉛直方向の運動方程式は次のように表される (図-4 参照)。

$$\frac{d^2 x}{dt^2} + \frac{C}{M} \frac{dx}{dt} + \frac{\rho_{sat} b g}{M} x = - \frac{[M - \{\rho_i h_w + \rho_{sat} (h_0 - h_w)\} b] g}{M} \quad (1)$$

ここに、 x : 浮上がり変位、 C : 液状化した土の浮上がり速度に比例する抵抗を表す定数、 M : 地中構造物および上載土の単位奥行きあたりの質量、 ρ_i : 地下水位以上の土の密度、 ρ_{sat} : 砂の飽和密度、 h_w : 地下水位、 h_0 : 地中構造物の底面深さ、 B_0 : 地中構造物の幅、 g : 重力加速度。

ここで、浮上がり速度の変化は小さいため左辺第一項

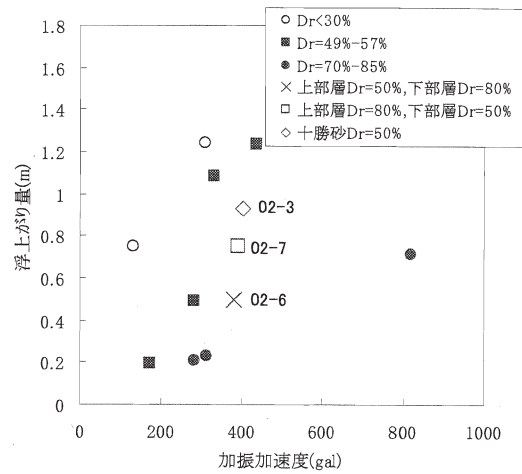


図-2 加振加速度と浮上がり量の関係

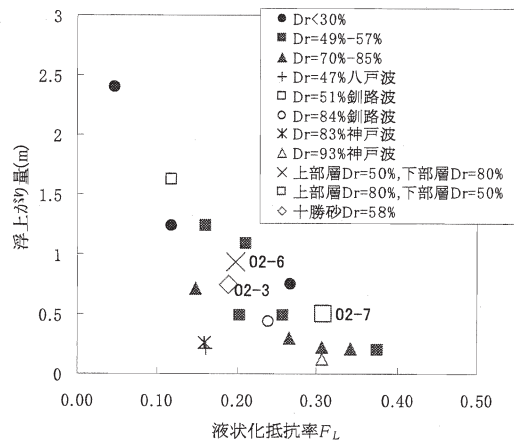


図-3 F_L と浮上がり量の関係

の慣性項を無視し、これを初期条件 $t=0, x=0$ のもとで解くと、次のようになる。

$$x = \left\{ \frac{[\rho_i h_w + \rho_{sat} (h_0 - h_w)] b - M}{\rho_{sat} b g} \right\} g \left\{ 1 - \exp \left(- \frac{\rho_{sat} b g}{C} t \right) \right\} \quad (2)$$

一方、円形断面の構造物の場合、実験の変形状況から上載土が矩形断面の場合ほど抵抗しないと考え、地中構造物には地中構造物の自重、浮力、および浮上がり速度に比例した抵抗が作用すると仮定すると、鉛直方向の運動方程式は以下のように表される。

$$\rho_{sat} \left(\frac{B_0}{2} \right)^2 \pi \frac{d^2 x}{dt^2} = \left[(\rho_{sat} - \rho_m) \left(\frac{B_0}{2} \right)^2 \pi \right] g - C \frac{dx}{dt} \quad (3)$$

ここに、 ρ_m : 構造物の見かけの比重。式(3)を、矩形断面と同様に慣性項を無視し、初期条件 $t=0, x=0$ のもとで解くと、次のようになる。

$$x = \frac{[(\rho_{sat} - \rho_m) (B_0/2)^2 \pi] g}{C} t \quad (4)$$

地盤抵抗係数 C 以外の定数は実験条件から求めるため、これを実験結果の浮上がり変位の時刻歴にフィッティングさせることにより C を逆算した。なお、文献3)での検

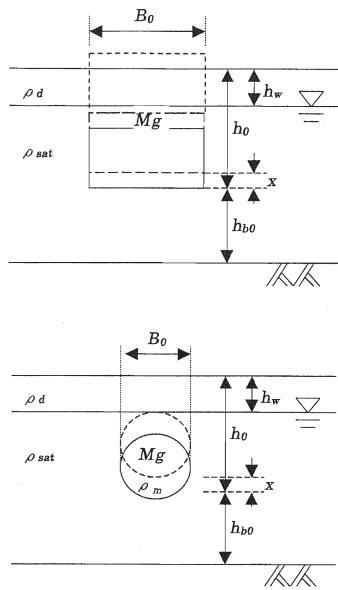


図-4 計算モデル

討の結果、抵抗係数 C は液状化に対する抵抗率 FL 、動的せん断強度比 R 、模型幅と模型下の液状化層厚の比 (b/h_b) および模型密度と地盤の飽和密度の比 (初期せん断応力比) と相関が高いことが明らかになっている。ここでは、遠心模型実験結果を基に、互層地盤の影響および拘束圧の影響について検討した。

図-5 に、矩形断面の結果から逆算した C と FL の関係を示す。なお、図中には文献3)の一樣地盤の結果も併せて示しており、互層地盤のケース 02-6,7 では下部層の FL で整理している。これより、 C は FL が大きいほど大きい傾向にあり、互層地盤のケース 02-6,7 では下部層の FL により一樣地盤と同様の傾向となることがわかる。図-6 に、遠心加速度の異なる円形断面の結果から逆算した C を構造物幅 b で除した値と FL の関係を示す。これより、遠心加速度の違いにかかわらず C/b と FL の間に相関が見られることから、 C は拘束圧の大きさには依存しないと考えられる。

3. 浮上がり変位予測手法の検討

3.1 浮上がり変位予測手法の検討

2. の抵抗係数に関する検討結果を基に、浮上がり変位の予測手法について検討した。

文献3)および上述の検討により、抵抗係数 C は FL 、 R 、 b 、 (b/h_b+1) および初期せん断応力比等と相関が高いことから、 C はこれらのべき乗で表されると仮定し、実験値にフィッティングさせることにより以下の式を得た。

$$C [t/ms] = 50000 \cdot b [m] \cdot (b/h_b + 1) \cdot \left(\frac{\sigma_h' - \sigma_v'}{\sigma_h'} \right)^{0.5} \cdot R \cdot FL^{1.5} \quad (5)$$

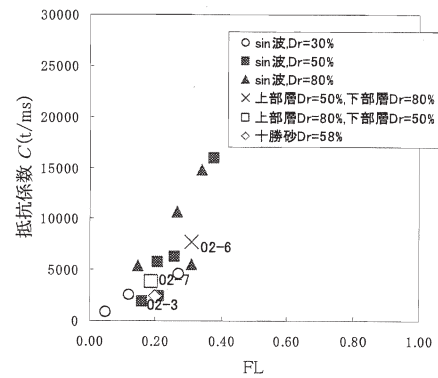


図-5 FL と C の関係 (矩形断面)

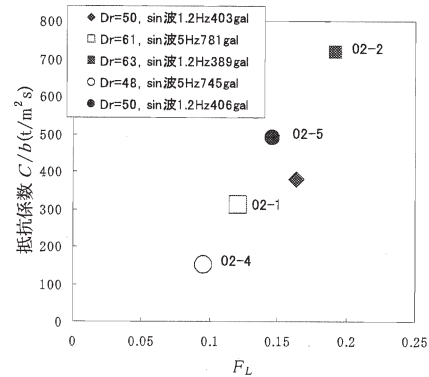


図-6 FL と C の関係 (円形断面)

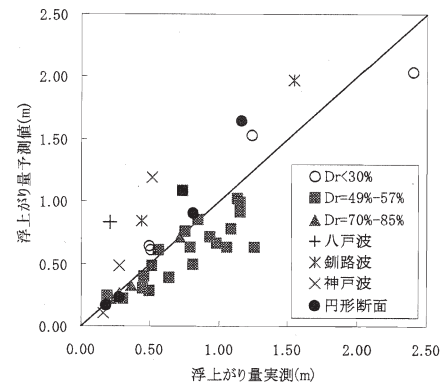


図-7 浮上がり量の実測値と予測値の比較

ここに、 σ_h' 、 σ_v' ：それぞれ構造物底面および同深度の周辺地盤における有効上載圧。式(5)により各ケースの抵抗係数 C を求め、これを式(2)または式(4)に代入することにより各ケースの加振終了時の浮上がり量を求めた。図-7 に浮上がり量の実験値と予測値を比較した結果を示す。これより、不規則波加振のケースでは、予測値は実験値より大きめになるが、概ね実験値と整合している。

3.2 液状化後の地震動継続時間に関する検討

上記の、地中構造物の浮上がり変位量予測手法を実務に適用する際には、周辺地盤の液状化後の地震動継続時間を規定する必要がある。そこで、道路橋示方書 V 耐震設計編⁴⁾の参考資料に示されている動的解析に用いる地

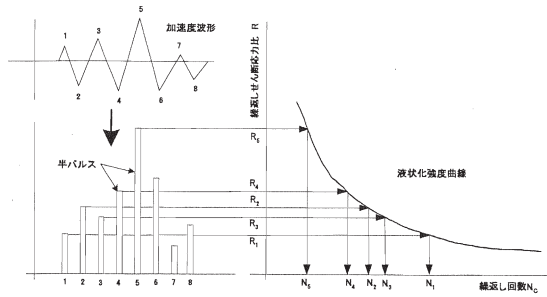


図-8 累積損傷度理論の概要

震動波形を用いて、累積損傷度理論により各地震動による液状化開始時点を求めることにより、液状化判定結果に基づく液状化後の地震動継続時間の評価手法を検討した。

検討に用いた液状化強度曲線は、東ら(1994)⁵⁾を参考にして次式で与えた。

$$\frac{\tau_d}{\sigma_m} = DA \left\{ 0.05 \left(\frac{Dr}{100} \right) + 6 \left(\frac{Dr}{100} \right)^{15} \right\} / N + 0.21 \left(\frac{Dr}{100} \right) \quad (6)$$

ここに、 τ_d / σ_m : 繰返しせん断応力比、 DA : 軸ひずみ両振幅(%), N : 繰返し応力比 τ_d / σ_m で繰返しせん断した時の液状化までの繰返し回数(回)。道路橋示方書を参考に $DA=5\%$ とすると、 N は次式のようになる。

$$N = 5 \left\{ 0.05 \left(\frac{Dr}{100} \right) + 6 \left(\frac{Dr}{100} \right)^{15} \right\} / \left\{ \frac{\tau_d}{\sigma_m} - 0.21 \left(\frac{Dr}{100} \right) \right\} \quad (7)$$

不規則波繰返しせん断応力比 (τ_d / σ_m)_{*i*} を半波毎に区切って累積損傷度理論を用いると、*i* 番目の半波までの損傷度係数 D は次式になる。

$$D = \sum_i \frac{0.5}{N_i} \quad (8)$$

$$N_i = 5 \left\{ 0.05 \left(\frac{Dr}{100} \right) + 6 \left(\frac{Dr}{100} \right)^{15} \right\} / \left\{ \left(\frac{\tau_d}{\sigma_m} \right)_i - 0.21 \left(\frac{Dr}{100} \right) \right\} \quad (9)$$

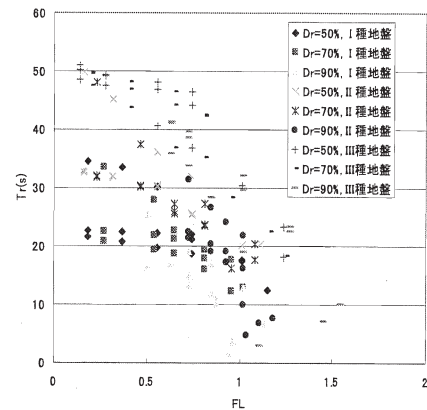
$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma_m} \right)_i = \frac{1}{c_1} \left(\tau_d / \sigma_v \right) \quad (10)$$

$$c_1 = \frac{(1 + 2K_0)}{3} \quad (11)$$

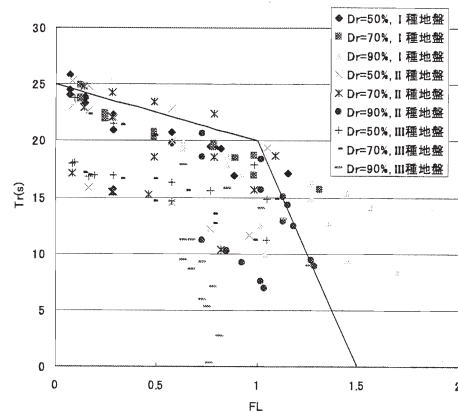
ここに、 N_i : *i* 番目の半波の繰返しせん断応力比で液状化するまでに必要な繰返し回数、 c_1 : 拘束圧に対する補正係数 (K_0 : 静止土圧計数、 $K_0=0.5$ のとき $c_1=0.67$)

液状化開始時刻は損傷度係数 $D \geq 1$ となる時刻であり、ここではこの時刻から地震動終了時刻までを液状化後の地震動継続時間として求めた。液状化に対する抵抗率 F_L は、「道路橋示方書V耐震設計編」⁴⁾に従い、地震時せん断応力比と三軸強度比より求めた。

ここで、地震時最大せん断応力比は各地震波による最



(1)タイプI地震動



(2)タイプII地震動

図-9 液状化に対する抵抗率 F_L と地震動継続時間 T_r の関係

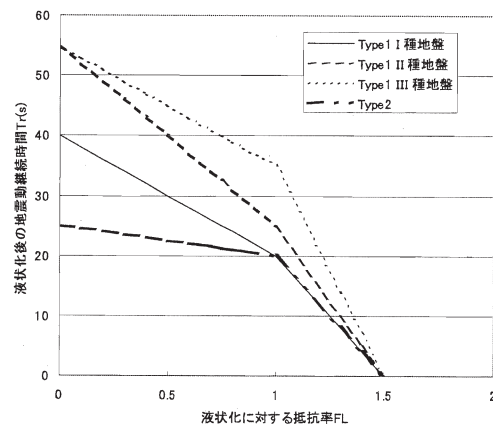
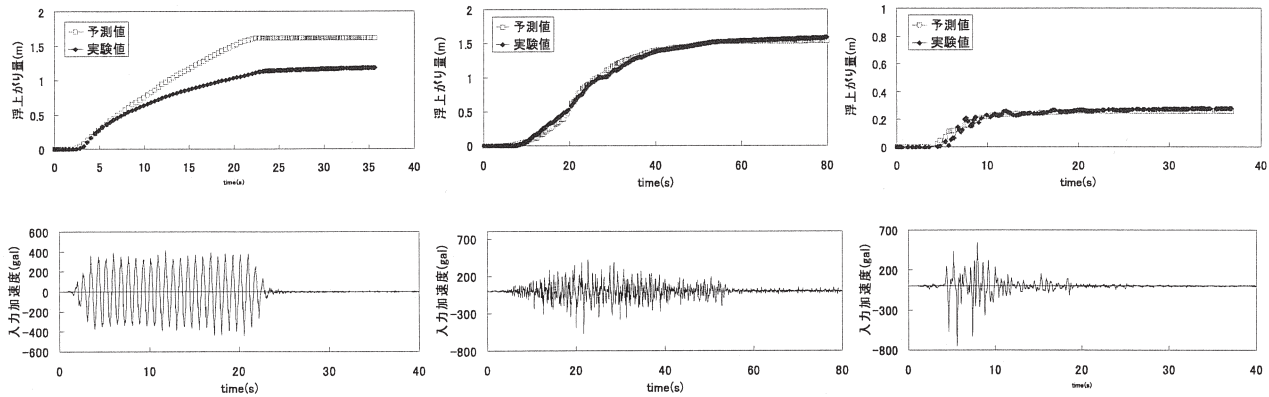


図-10 液状化に対する抵抗率 F_L と液状化後の地震動継続時間 T_r の関係

大せん断応力比を用い、三軸強度比は、式(6)で $DA=5\%$ 、 $N=20$ と求めた。

図-9 にタイプ I 地震動およびタイプ II 地震動についての液状化に対する抵抗率 F_L と累積損傷度理論による液状化後の地震動継続時間 T_r の関係を示す。これより、特に、タイプ I 地震動で F_L が小さいほど液状化後の地震



(a) Case01-01 (正弦波) (b) Case01-09 (鋸路波(タイプ I 地震動)) (c) Case98-04 神戸波 (タイプ II 地震動)

図-12 浮上がり量の時刻歴の実験値と計算値の比較

動継続時間 T_r が大きくなる傾向が見られるが、タイプ II 地震動ではその傾向は小さい。これは、衝撃型のタイプ II 地震動では、繰返しせん断応力比のピークの時点において液状化しやすいためであると考えられる。また、タイプ I 地震動では、地盤種別により F_L と T_r の関係は大きく異なるのに対し、タイプ II 地震動では地盤種別によって大きな違いは見られない。また、地盤の相対密度が高い、すなわち動的せん断強度比 R が大きいほど、 F_L と T_r の関係の勾配が緩くなる傾向は見られるが、それよりは地震動波形による違いの方が大きく、地盤密度による違いは無視できるものと考えられる。

タイプ I およびタイプ II 地震動に対する液状化に対する抵抗率 F_L と液状化後の地震動継続時間 T_r の関係をまとめると図-11 のようになる。

式(5)により抵抗係数を、図-11 により液状化後の地震動継続時間を求め、これを式(2)または式(4)に代入することにより浮上がり変位量を予測することが可能となる。

3.3 地震動の不規則性を考慮した浮上がり変位予測手法の検討

3.1、3.2 で検討した浮上がり変位予測手法では、動的せん断強度比 $R (=C_w \cdot R_L, R_L$: 繰返し三軸強度比) を求める際に、地震動の不規則性の影響を地震動特性による補正係数 C_w で考慮してはいるが、任意の地震動波形に対するその適用性は十分に明らかになっていない。ここでは、浮上がりに対する抵抗係数 C を地震動の一波ごとに变化させることにより、地震動の不規則性を考慮した変位予測手法を検討した。図-11 に不規則性を考慮した浮上がり変位予測手法の考え方の概要を示す。図に示したように、地震動を半波毎のピークに分割し、 i 番目のピーク加速度を a_i 、その前後のゼロクロス点間の時間を Δt_i 、 Δt_i 間の浮上がり量の増分を Δx_i とすると、 Δx_i は式(1)より以下の式で与えられる。

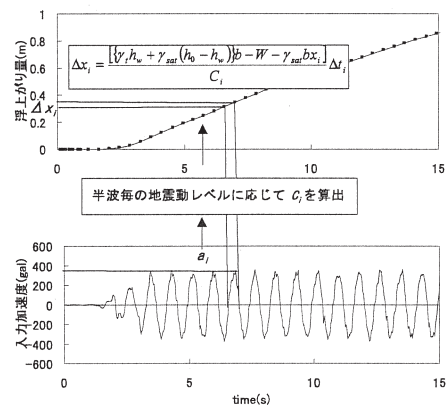


図-11 地震動の不規則性を考慮した浮上がり変位予測手法の概要

表-2 検討対象とした実験の条件

CASE	構造物条件			地盤条件			加振条件	
	模型幅 b(m)	高さ hm(m)	密度 ρ (t/m ³)	相対密度 Dr (%)	地下水位 hw G.L-(m)	液状化層厚 hi(m)	土被り ht(m)	入力波形 最大加振加速度 (gal)
98-01	5	3.75	0.8	52.2	0	10.00	2.50	sin波1.2Hz20波
98-02				84				331
98-04				83.1				747
98-05				54.3				757
98-09				93.4				753
98-12				52				318
01-01				52.5				437
01-06				79.4				396
01-09				51.2				584
01-10				83.9				502

$$\Delta x_i = \frac{[\{\gamma_i h_w + \gamma_{sat}(h_0 - h_w)\}b - W - \gamma_{sat} b x_i]}{C_i} \Delta t_i \quad (12)$$

ここで、 i 波の時点における抵抗係数 C_i は式(5)を考慮して次式で与えられるものと仮定する。

$$C_i [t/ms] = 50000 \cdot b [m] \cdot (b/h_{bi} + 1) \cdot \left(\frac{\sigma'_h - \sigma'_v}{2\sigma'_h} \right)^{0.5} \cdot R \cdot \left(\frac{R}{(\tau_i/\sigma'_{v0})} \right)^{1.5} \quad (13)$$

ここに、 τ/σ'_{v0} : 地震時せん断応力比。ここでは、 τ/σ'_{v0} を、入力加速度による慣性力が1次元土柱に様に作用すると仮定して算出した構造物底面深さでのせん断応力比として与えることとした。また、動的せん断強度比 R は、豊浦砂の繰返し三軸試験結果を用いて推定した繰返し三軸強度比 R_L に拘束圧に関する補正係数 $C_r = (1+2K_0)/3$ (ここでは $K_0=0.5$ と仮定した) を乗じて求

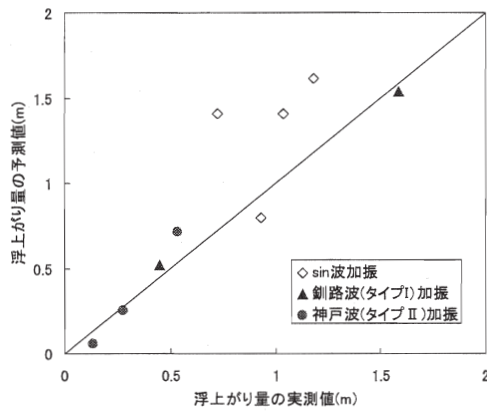


図-13 加振後の浮上り量の実験値と予測値の比較
 これより最終浮上り量 x は Δx_i を加振開始から地震動の終了時までの和として以下の式で表すことができる。

$$x = \sum \Delta x_i = \sum \frac{[\gamma_w h_w + \gamma_{sat}(h_0 - h_w)]b - W - \gamma_{sat}bx_i}{C_i} \Delta t_i \quad (14)$$

本手法の適用性を検討するために、50G の遠心力場で行われた遠心模型実験による浮上り変位量を上記の手法により予測し、実験値との比較を行った。比較対象としたケースの実験条件を表-2 に示す³⁾。対象としたケースは、構造物寸法等の条件は同じで地盤の相対密度と加振条件のみ異なるケースである。実験の詳細は文献3)を参照されたい。

図-12 に代表的なケースでの入力加速度の時刻歴、および浮上り量の時刻歴の実験値と予測値の比較を示す。正弦波加振のケースでは加振が進むと計算値は実験値よりも大きくなるが、釧路波、神戸波の不規則波のケースでは両者は良く一致している。図-13 に、表-2 に示したケースの加振終了時点における浮上り量の実験値と予測値の比較を示す。本手法による計算結果は、図-7 に示した地震動の不規則性を R のみで評価した手法による結果よりも、不規則波のケースの加振後の浮上り量の再現性が良くなっていることが分かる。したがって、本手法により任意の波形を持つ地震動による浮上り変位量を比較的簡便に精度良く求めることが可能になると考えられる。

3.4. まとめ

浮上り中の構造物に浮上り速度に比例した抵抗が作用すると仮定した地中構造物の浮上り変位量予測手法、および、それに用いる液状化後の地震動継続時間の設定手法を提案した。また、地震動の不規則性を考慮した浮上り変位量予測手法を提案した。これらの手法による計算値と遠心模型実験結果の比較を行い、提案した手法により模型実験の浮上り変位量を概ね予測できる

表-3 実験条件 (模型スケール)

CASE	遠心加速度 (G)	地盤材料	対策	模型仕様	相対密度 Dr (%)	地下水位 G.L. (mm)	加振条件	
							入力波形	最大加振加速度 (G)
01-1	50	豊浦砂	無対策	模型幅: B=100mm 模型高: H=75mm 模型密度: $\rho_m=0.789\text{g/cm}^3$	53.6	0	正弦波 30波	22.3
98-11			無対策	模型幅: B=200mm 模型高: H=75mm 模型密度: $\rho_m=0.801\text{g/cm}^3$	51.0	0		14.6
03-S01			矢板 (間隔1cm)	模型幅: B=100mm 模型高: H=75mm 模型密度: $\rho_m=0.789\text{g/cm}^3$	55.1	0		18.2
03-S02			矢板 (間隔3.5cm)	模型幅: B=100mm 模型高: H=75mm 模型密度: $\rho_m=0.789\text{g/cm}^3$	55.8	0		18.4
03-S03			矢板 (間隔1cm) 地下水位 G.L. -50mm	模型幅: B=200mm 模型高: H=75mm 模型密度: $\rho_m=0.801\text{g/cm}^3$	57.4	50		18.0
03-S04			矢板 (間隔1cm)	模型幅: B=200mm 模型高: H=75mm 模型密度: $\rho_m=0.801\text{g/cm}^3$	53.2	0		18.9

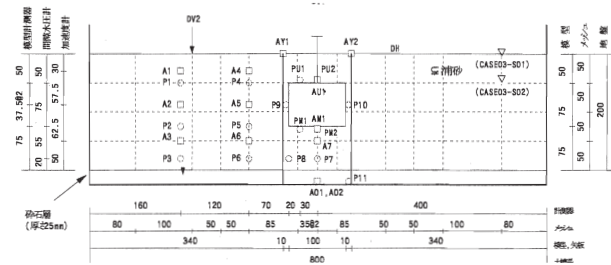


図-14 実験模型 (模型スケール)

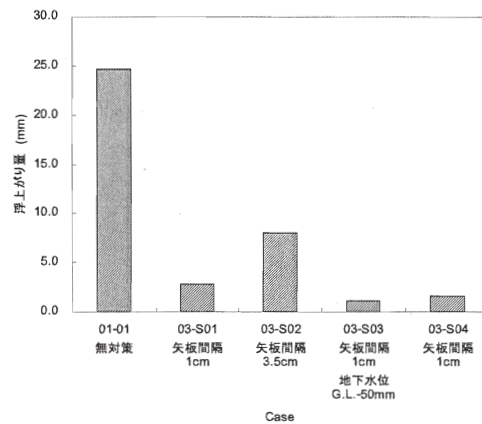


図-15 各ケースの浮上り量

ことを示した。

4. 対策工を施した地中構造物の液状化時挙動に関する検討

矢板締切り工法は、既設の地中構造物に対する液状化対策技術として代表的なものである。ここでは、矢板締切り工法を施した地中構造物の浮上り挙動を動的遠心実験により調べ、実験結果を基に矢板締切り工を施した浮上り変位量予測法について検討した。

4.1 動的遠心模型実験

動的遠心模型実験の実験条件を表-3 に、代表的な模型断面を図-14 に示す。実験は 50G の遠心力場で行い、ケースにより矢板締切対策の有無、矢板と構造物の間隔、地下水位、構造物幅を変化させて合計 6 ケース実施した。液状化地盤は、豊浦砂を用いて相対密度約 50% を目標に

空中落下法で作成した。地中構造物模型として、見かけの比重が 0.8 になるように調整したアクリル製の箱を用いた。模型矢板は板厚 4 mm のアルミ板を用い、矢板下端は土槽底面に固定した。間隙流体には水の 50 倍の粘性となるように調整したメトローズ水溶液を用いた。加振波形として 60Hz20G (実物換算 1.2Hz 約 400gal) の正弦波 30 波を入力した。なお、このうち前後の 5 波はテーパ一部である。

図-15 に各ケースの加振終了時点の浮上がり量を示す。Case01-01 と Case03-S01 との比較により、矢板を設置することにより浮上がり変位を抑制できることが分かる。また、Case03-S01 と S02 の比較により、矢板と構造物の間隔が小さいほど地中構造物の浮上がり量は小さくなることが分かる。これは矢板を設置することにより矢板締切り外側からの液状化した地盤の流入は抑制することができるが、矢板と構造物の間隔が広いと矢板締切り内の液状化した地盤の構造物直下への回り込みにより浮上がりが生じるためである。

4.2 矢板締切り工法を施した地中構造物の浮上り変位量予測手法

矢板締切り工法を施した地中埋設施設の浮上り変位量予測法を構築するために、矢板のたわみによる浮上り変位 x_s と締切矢板内の砂の回り込みによる浮上り変位 x_i の 2 成分に分離して検討した (図-16 参照)。

矢板のたわみによる浮上り変位については、次のように検討した。まず、矢板に作用する土圧を振動成分 (加速度に応じて増減する土圧) と漸増成分 (周辺地盤が液状化することにより増加する土圧) に分離⁶⁾した上で、振動成分土圧は矢板を左右に振動させるだけで残留変形には寄与せず、矢板の残留変形は漸増成分土圧により生じるものと仮定し、漸増成分土圧として式(15)で表される矢板内外の土圧差を矢板内外に作用させて矢板に生じるたわみ求めた。さらに、これらから求める矢板の変位面積を構造物幅で除すことにより、矢板のたわみによる浮上がり量 x_s を求めた。この際、図-17 に示す矢板と構造物を地盤バネで連結したモデルを用いた。地盤バネの値は矢板に生じるひずみの実験値との比較から 1,000 (kN/m³) と仮定した。

$$\Delta\sigma'_h = (1 - K_0)R_u\sigma'_{v0} = (1 - K_0)\Delta u \quad (15)$$

ここに、 $\Delta\sigma'_h$: 漸増成分土圧、 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、 u : 過剰間隙水圧。

各ケースの矢板のたわみによる浮き上がり量 x_s の実験値と、モデルを用いた解析による予測値の比較を図-18 に示す。これより、モデルから求めた矢板のたわみによ

$$x = S/B = (S_s + S_i)/B = x_s + x_i$$

x : 浮上がり変位

x_s : 矢板のたわみによる浮上がり変位

x_i : 地盤の回り込みによる浮上がり変位

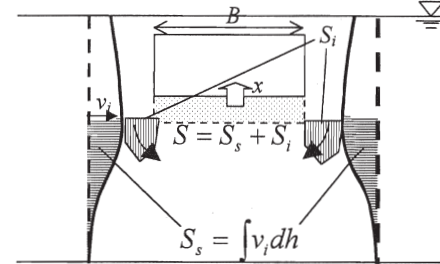


図-16 浮上がり量の分離方法

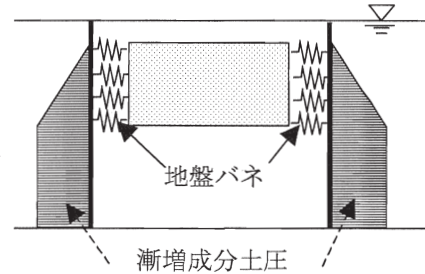


図-17 漸増成分土圧検討モデル

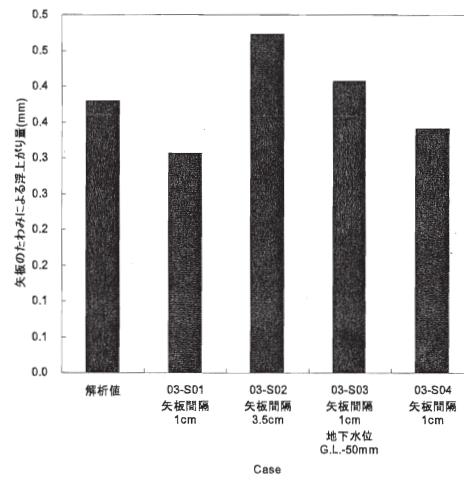


図-18 たわみによる浮上がり量の比較

る浮上がり変位は実験値と比較的によく一致していることが分かる。

締切り矢板内の液状化土の回り込みに起因する浮上がり量については、3. で検討した簡易予測手法を適用した。ここでは、式(5)に矢板締切り工法の効果を組み込むことを試みた。

浮き上がり変位の時刻歴の実験値を矢板のたわみによる浮上がり変位 x_s と回り込みによる変位 x_i に分離し、回り込みによる変位 x_i に対して式(1)をフィッティングすることにより、各ケースの抵抗係数 C を逆算した。図-19 に逆算した抵抗係数とパラメータ $(b/h_0+1) \cdot (b/h_s+1)$ の関係

を示す。ここで、 b_s は矢板と構造物の間隔である。これより、パラメータ $(b/h_b+1) \cdot (b/b_s+1)$ と C の間にはほぼ比例関係があり、このパラメータにより構造物幅、矢板縮切りの効果を見込めることが分かる。

以上の検討により、矢板縮切りを考慮した場合の抵抗係数は次の式で表すことができる。

$$C[\text{t/ms}] = 50000 \cdot b[\text{m}] \cdot (b/h_b + 1) \cdot (b/b_s + 1) \cdot \left(\frac{\sigma_h' - \sigma_v'}{2\sigma_h'} \right)^{0.5} \cdot R \cdot F_L^{1.5} \quad (16)$$

式(16)により矢板縮切りを考慮した場合の抵抗係数を求め、これを用いて式(1)により矢板縮切り工法を施した構造物の矢板縮切り内での液状化した砂の周り込みによる浮上り量を予測することができる。これに、漸増成分土圧による矢板のたわみによる浮上り量を加えることにより、縮切り矢板を施した地中構造物の浮上り量の予測が可能となる。

図-20 に浮上り量の実測値と予測値の比較を示す。これより、提案した手法により無対策および矢板対策を施したケースともおおむね実測値を予測することができることが分かる。

以上の通り、矢板縮切り対策を施した地中構造物の浮上り変位量予測手法を提案し、提案した手法により矢板縮切りを施した地中構造物の遠心模型実験による浮上り変位をおおむね予測できることを示した。

5. まとめ

本研究は、①地盤の浮上り抵抗特性・回り込み特性の解明、②地中構造物の浮上り量予測手法の構築、③性能に基づいた液状化に対する耐震設計法の提案を目的に実施した。結果をまとめると以下のとおりである。

- ①液状化時の地中構造物に作用する抵抗に及ぼす互層地盤の影響は、概ね地中構造物底面付近の地盤特性で評価できること、および、地盤抵抗の拘束圧の依存性はさほど見られず、液状化抵抗率 F_L により概ね評価できることを解明した。
- ②浮上り中の構造物に浮上り速度に比例した抵抗が作用すると仮定した地中構造物の浮上り変位量予測手法、および、それに用いる液状化後の地震動継続時間の設定手法を提案した。また、地震動の不規則性を考慮した浮上り変位量予測手法を提案した。
- ③矢板縮切対策を施した地中構造物の浮上り変位量予測手法として、矢板のたわみによる構造物の浮上り変位を予測する手法、および、浮上り中の構造物に浮上り速度に比例した抵抗が作用すると仮定した矢板縮切内での砂の回り込みによる浮上り変位予測手法を提案した。

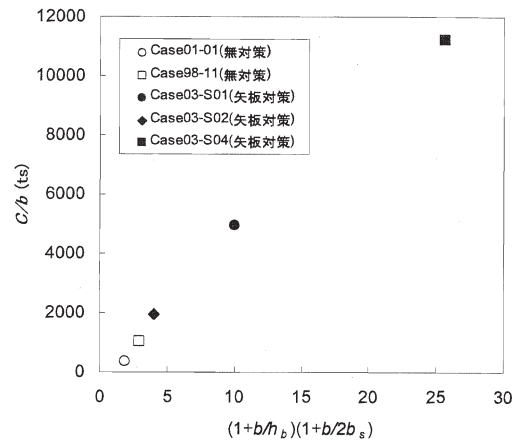


図-19 C/b と $(b/h_b+1) \cdot (b/b_s+1)$ の関係

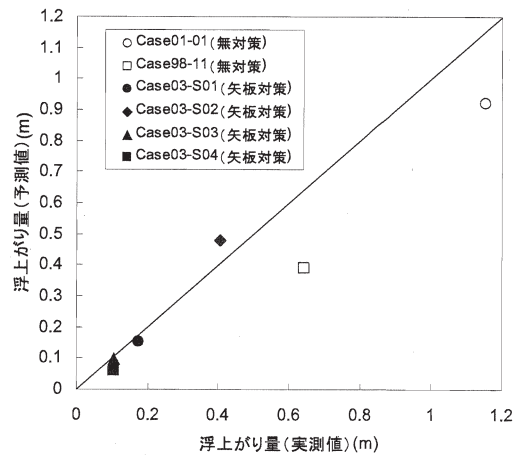


図-20 浮上り変位の実測値と予測値の比較（重力場換算）

- ④これら提案した手法により、地中構造物の遠心模型実験による浮上り変位量をおおむね予測できることを示した。これにより、性能に基づいた液状化対策工の設計が可能となった。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：共同溝設計指針, 1986.
- 2) 佐々木哲也, 松尾修, 近藤浩市：地中構造物の浮上り安定性評価法の適用性に関する検討, 第33回地盤工学研究発表会, pp.871-872, 1998.
- 3) 佐々木哲也, 田村敬一：地中構造物の浮上り予測手法に関する検討, 第11回日本地震工学シンポジウム, 2002.
- 4) (社)日本道路協会(2002)：道路橋示方書 V 耐震設計編.
- 5) 東拓生, 大塚久哲, 二宮嘉朗(1994)：砂質土の相対密度を考慮した液状化強度曲線の定式化, 土木学会第49回年次学術講演会Ⅲ, pp.528-529.
- 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.