

地盤改良体を用いた地中構造物の耐震補強に関する 水平載荷試験

浦野和彦^{*1}・西村 毅^{*1}・足立有史^{*2}・河呂 眞^{*3}

筆者らは杭基礎周辺地盤を固化することにより杭基礎の耐震性を向上させる工法を提案し、地中構造物への適用についても検討を行ってきた。この固化改良体を設計する場合には通常弾性体として取り扱っているが、レベル2地震動を想定した場合には、引張応力による損傷などを考慮した方が合理的な設計が可能である。そのため、改良土の強度が小さい粘性土地盤を対象とした気中模型載荷試験を実施し、改良体による補強効果と破壊挙動を明らかにした。また、粘性土固化改良体の引張軟化特性を考慮した弾塑性FEM解析により、載荷試験における改良体による補強効果や破壊挙動を再現できることを示した。

キーワード：地中構造物，耐震補強，地盤改良，載荷試験，粘性土

1. はじめに

既設の地中構造物の耐震補強においては、構造物が地盤中に埋設されているため、従来は構造物の内側からの補強が実施されていた。構造物の内部に十分なスペースが確保できる場合には、内側から削孔してせん断補強鉄筋を挿入してせん断補強する工法¹⁾が用いられる場合もある。しかし、内側からの片面だけでは曲げ補強は難しく、また、通常の地中構造物では内部は狭隘な作業スペースしか確保できないなど施工上の制約が大きい。そのため、近年では地中構造物の周辺地盤を固化改良することによる地中構造物の耐震補強が検討されており²⁾、実際に発電所施設の重要土木構造物に適用されている³⁾。

筆者らは杭基礎構造物の高圧噴射攪拌工法による固化改良体を用いた新しい耐震補強工法を提案し、実規模杭基礎模型を用いた水平載荷試験⁴⁾及びその数値シミュレーション⁵⁾により本工法の耐震補強効果を確認している。地中構造物に対しても、図-1に示すような固化改良体による耐震補強工法の適用検討を行っている。しかし、設計法の確立など地中構造物への適用検討をさらに進めていくためには、載荷試験などにより固化改良体による補強効果や固化改良体の破壊挙動などを実際に確認する必要がある。

また、固化改良体の設計においては、通常は固化改良体を弾性体としているが、レベル2地震動を想定した場合には固化改良体の引張強度や引張軟化特性を明確にし、その特性を考慮した合理的な設計が必要である。本補強工法で用いる高圧噴射攪拌工法では、砂質土地盤と比較して粘性土地盤において設計強度が小さくなり、造成径も小さくなる場合が多いため、粘性土地盤における固化

改良体の設計が重要となる。

以上のことから本論文では、直接引張試験や曲げ試験などを行い、セメント改良粘性土について、引張強度や引張軟化特性などの物性を明らかにした結果を示す。また、地中構造物への耐震補強における固化改良体による補強効果やひびわれの進展などの破壊挙動の特性を調べるために、粘性土改良体を付加した地中構造物模型に水平荷重を直接載荷する試験を行った結果を示す。さらに、引張軟化を考慮した弾塑性モデルを用いて模型載荷試験の数値シミュレーションを行った結果を示す。

なお、今回の試験は、実現象により近い模型地盤内に地中構造物模型を設置した土槽載荷試験を行う前に、ひびわれの進展など固化改良体の破壊挙動を詳細に把握するために実施した気中における水平載荷試験である。

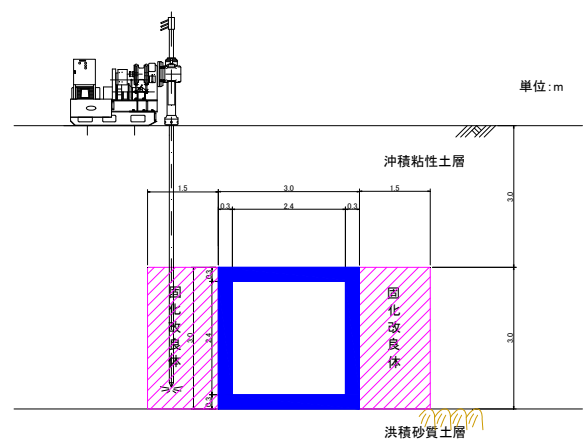


図-1 地中構造物の耐震補強概要

*1 技術研究所 *2 技術第二部 *3 豊橋技術科学大学

2. 要素試験による特性の評価

2.1 改良土の配合と試験概要

試験体は、高圧噴射攪拌工法により造成される粘性土地盤の固化改良体を想定し、セメントミルク（高炉セメント B 種）に粘性土（ジョージアカオリン：密度 2.61g/cm^3 、液性限界 55%、塑性限界 35.5%、平均粒径 $4.62\mu\text{m}$ ）を添加し作製した。目標一軸圧縮強度を設計標準値 $1,000\text{kN/m}^2$ の 2 倍の $2,000\text{kN/m}^2$ とし、事前の室内配合試験の結果をもとに表-1 に示す基本配合を決定した。

供試体作成は、ミキサーを用いてセメントミルクを練り、その中に粘土を少しずつ投入して 10 分間程度攪拌し、スラリー状になるようにした。ここで、混合水は水道水を用いた。次に、モールドに 3 層程度に分けて充填して、各層ごとにタッピングにより気泡の除去を行った。

供試体は湿潤養生（養生条件：温度 20°C 、湿度 60%）、養生期間は 4 週間とした。4 週間後（試験直前）の供試体の材料特性を表-1 に示す。

要素試験としては、引張強度などに着目した 3 種類の試験を実施した。一軸圧縮試験については地盤工学会の規準⁶⁾に基づき実施した。また、曲げ試験については JCI 規準⁷⁾に基づき実施した。直接引張試験については、明確な規準がないため、三平ら⁸⁾の研究などを参考にし実施した。

表-1 改良土の基本配合と材料特性

セメント C (kg/m^3)	234	湿潤密度 (g/cm^3)	1.50
水 W (kg/m^3)	702	含水比 (%)	79.4
カオリン S (kg/m^3)	554	乾燥密度 (g/cm^3)	0.84
W/C	3.0	飽和度 (%)	97.7
W/(C+S)	0.89		

2.2 要素試験結果

(1) 圧縮及び引張強度

図-2 に 4 週後の一軸圧縮試験の応力-歪み曲線の 1 例を示すが、目標強度 $2,000\text{kN/m}^2$ に近い数値を示している。また、一軸圧縮強度に対応する歪み ϵ_{peak} 及び変形係数 E_{50} の平均値は 0.4%、 $1.0 \times 10^6\text{kN/m}^2$ 程度であった。

直接引張試験では、モールドで直径 50mm、高さ 100mm で作成した供試体の中央部を直径 40mm に切削したドッグボーン形状の試験体を用いた。また、供試体の上下端面は接着剤により載荷装置に固定した。載荷速度は 0.01mm/min とし、変位の測定は歪みゲージにより実施した。図-3 に引張応力-引張歪み関係を示すが、

最大荷重に達した途端、断面積が小さい中央部分で試験体は真っ二つに破壊した。

表-2 に 3 種類の要素試験（一軸圧縮、曲げ、直接引張）の試験結果の一覧表を示す。ここで、表中の値は実施した試験の平均値である。表-2 の比較より、引張強度の大きさは曲げ試験、直接引張試験の順番になっており、これは、既往の粘性土地盤の改良体の研究や改良砂の研究⁹⁾と同様の傾向であった。

(2) 引張軟化曲線

切欠きはりの曲げ試験では、開口変位はクリップ型変位計により測定し、載荷速度は 0.1mm/min とした。ここで、切欠き（深さ 30mm、幅 3mm）については打設時に所定の寸法の合成樹脂板を埋め込むことで作成した。

図-4 に曲げ試験の荷重-変位関係の例を示すが、引張強度に達した後の引張軟化挙動が見られる。また、切欠きから鉛直方向にひびわれは発生し、試験体は真っ二

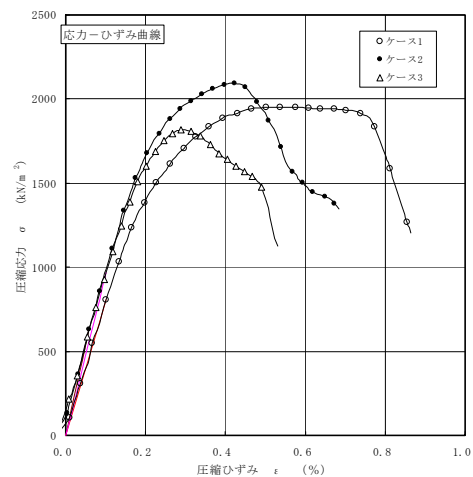


図-2 一軸圧縮試験結果

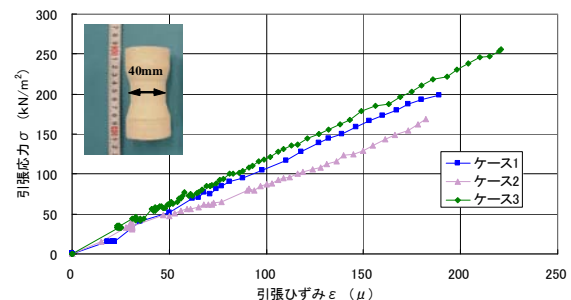


図-3 引張応力-引張歪み関係

表-2 強度一覧表

一軸圧縮試験	直接引張試験		曲げ試験	
	引張強度 σ_t (kN/m^2)	σ_t / σ_c	引張強度 σ_t (kN/m^2)	σ_t / σ_c
圧縮強度 σ_c (kN/m^2)	210	0.113	250	0.135

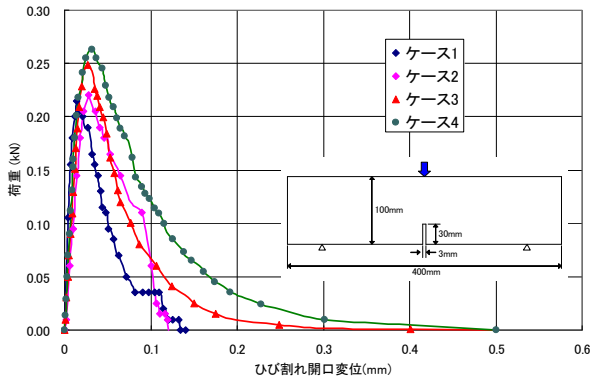


図-4 曲げ試験結果 (荷重-ひびわれ変位曲線)

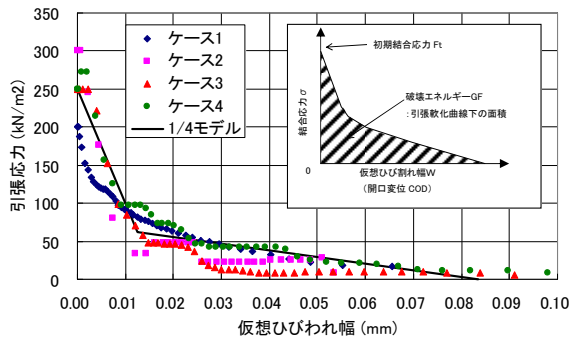


図-5 引張軟化曲線

つに破壊した。

図-4の荷重-変位関係をもとに多直線近似法¹⁰⁾により算定した図-5の応力とひびわれ幅の関係が引張軟化曲線である。また、図-5に二つの直線で引張軟化曲線を表す1/4モデル¹¹⁾による引張軟化曲線を実線で示す。ここで、1/4モデルのパラメータは、軟化部分が類似しているケース3,4より決定した。1/4モデルは試験結果とよく一致しており、以降の数値シミュレーションではこの引張軟化曲線を用いることとする。

3. 水平載荷試験

3.1 試験条件と試験方法

(1) 試験条件

図-6に地中構造物の水平載荷試験の概要図を示す。図-7に示すように、構造物模型は図-1に示した実構造物の1/3縮尺モデルを想定しており、壁厚0.1m、幅1m×高さ1mの単ボックスカルバートとし、主筋はD6鉄筋を150mmピッチで配置した(奥行き500mm、引張鉄筋比0.25%程度)。

構造物模型の材料強度を表-3に示すが、模型の大きさの関係からコンクリートの粗骨材の最大寸法は15mmとした。また、構造物の補強として、表-1の配合で作成した粘性土の固化改良体(幅500mm×高さ900mm×

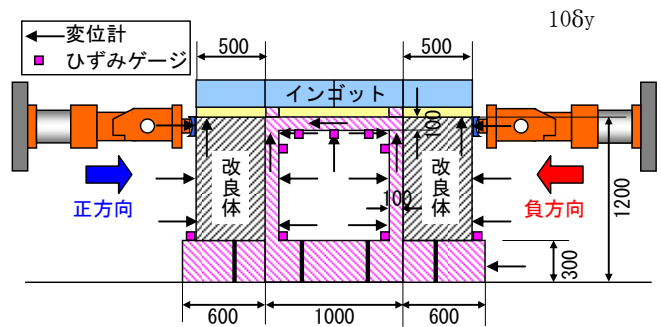


図-6 水平載荷試験の概要図

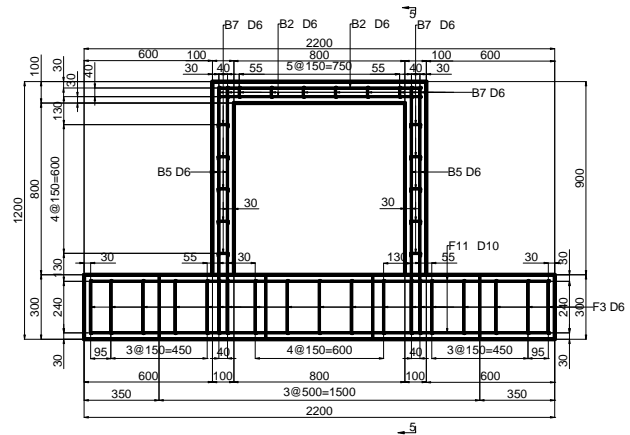


図-7 構造物模型の形状と配筋

表-3 構造物模型の材料物性

鉄筋(SD345)		コンクリート($f_{ck}=24$)
降伏強度 (N/mm^2)	降伏歪み (μ)	圧縮強度(N/mm^2)
314.5	1649	26.8

奥行き500mm)を構造物模型の両側に設置した。試験ケースは固化改良体の有無の2ケースとした。

(2) 試験方法

水平載荷試験では地震によるせん断変形を模擬するため、構造物模型頂版位置に載荷板を配置し、油圧ジャッキにより水平に載荷する。ここで、ジャッキと試験体間に引張力が作用しないように、左右2本のジャッキによる載荷を行った¹²⁾。また、構造物模型と固化改良体には、上部から鋼製インゴットによる拘束圧($18kN/m^2$:土被り1m相当)を作用させた。底面は完全固定条件となるように、PC鋼棒で固定した。

載荷方法は、鉄筋の降伏変位 δy を基準とした変位制御による正負交番載荷とし、図-8に示すように δy から $10\delta y$ まで実施した。ここで、 $6\delta y$ までは同一変位に関して2回繰り返す、それ以降は1回の載荷とした。

計測項目はジャッキ荷重、試験体変位の他に、試験体及び鉄筋の歪み(歪みゲージ)とした。

計測項目はジャッキ荷重、試験体変位の他に、試験体及び鉄筋の歪み(歪みゲージ)とした。

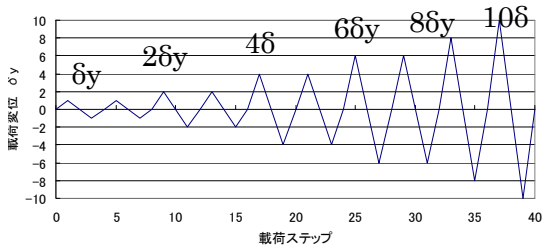


図-8 载荷パターン

3.2 载荷試験結果

(1) 荷重-変位関係

図-9にジャッキ荷重-変位関係を示すが、鉄筋の初降伏は変位 3.4mm で側壁下端において発生した。改良体有りの場合の方が改良体無しの場合と比較して最大荷重が約 65kN と大きくなっており、改良体による補強効果が確認できた。ただ、改良体無しの場合は変位が増加しても荷重が 20kN/m² 程度を保持しているのに対して、改良体有りの場合は変位の増加とともに荷重は低下し、10 δ y 载荷時においては 30kN/m² 程度まで低下した。ただし、10 δ y においても、改良体無しの場合(20kN/m²) より大きい荷重 30kN/m² を確保できている。

写真-1に改良体無しの場合、写真-2に改良体有りの場合の+10 δ y 载荷時の変形状況を示す。構造物模型



写真-1 試験体変形状況
(改良体無し, +10 δ y 载荷時)

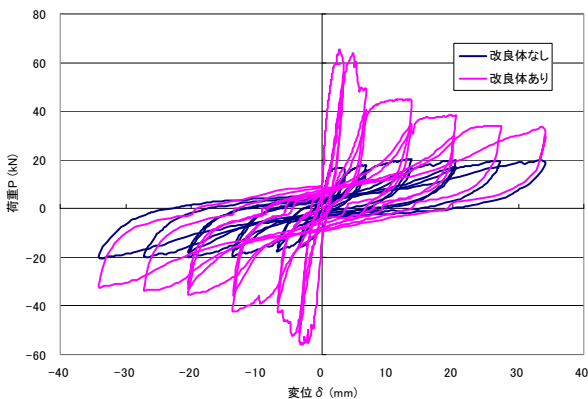


図-9 荷重-変位曲線

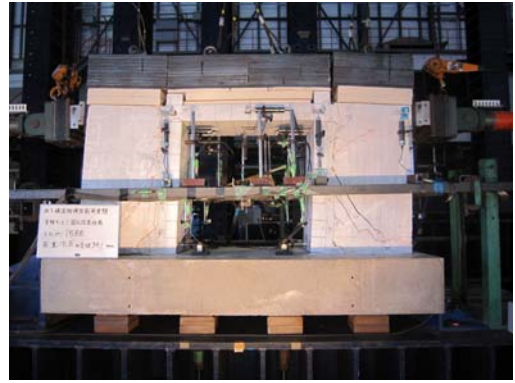


写真-2 試験体変形状況
(改良体有り, +10 δ y 载荷時)

自体はともにせん断変形している。改良体については、左側の改良体は左下端が浮き上がるように変形し、右側の改良体は右下端が押しつぶされる様に変形している。実際に右側の改良体の右下端は圧縮破壊が発生していた。

(2) 損傷状況

図-10に構造物模型のひびわれ図を示す。最初の鉄筋降伏は側壁下端で発生しており、ひびわれも側壁下端や側壁と頂版の接合部などで発生している。しかし、改良体有りの場合には側壁中央部にもひびわれが発生しており、これは改良体の損傷(ひびわれ)による影響であると考えられる。

図-11に改良体の正面及び側面のひびわれ図を示すが、载荷時には最初に引張側となる改良体の下端でひびわれが発生し、次に圧縮側となる改良体に斜めひびわれが発生している。この斜めひびわれの影響で構造物模型の側壁中央部に応力集中が起こり、ひびわれが発生したと考えられる。

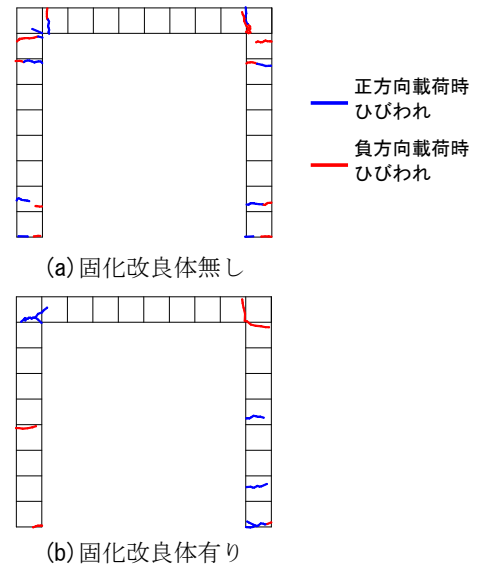


図-10 構造物模型のひびわれ図

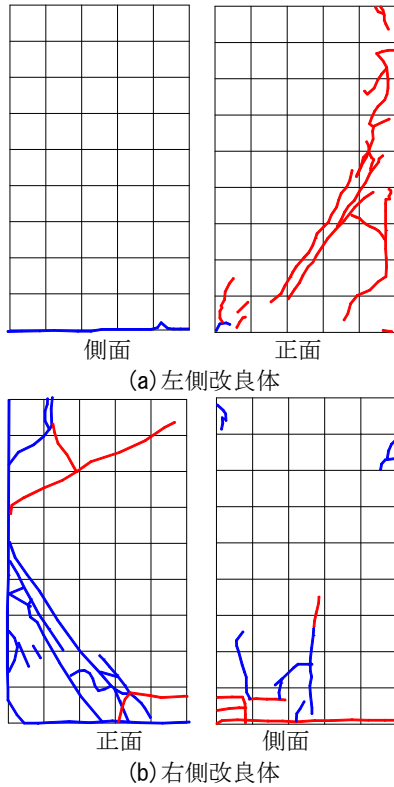


図-11 固化改良体のひびわれ図

4. 水平載荷試験の数値シミュレーション

4.1 非線形解析手法及び構成則

(1) 非線形解析手法

本数値解析に用いる塑性損傷モデル^{13),14)}では、弾塑性モデル¹⁵⁾を基本とし、マイクロクラックなどの損傷による剛性の低下や、硬化及び軟化を考慮した弾塑性を考慮しており、図-12に示すような引張側及び圧縮側の歪み軟化挙動、繰返し載荷による除荷・再載荷時の挙動の再現が可能である。

本数値解析では、各増分ステップ毎にNewton-Raphson法による反復計算で収束解を得ている。また、材料非線形の他に幾何学的非線形も考慮しており、Updated Lagrangian法による定式化を行っている。塑性損傷モデルの詳細については参考文献(3)、(4)を参照していただきたい。

以下に本数値解析で用いた降伏関数と塑性ポテンシャル関数について述べる。ここで構成則に関する数式や図においては、応力、歪みについて、引張を正、圧縮を負として記述している。

(2) 降伏関数

弾塑性モデルに用いられる降伏関数 F は、以下のよう定義されている。

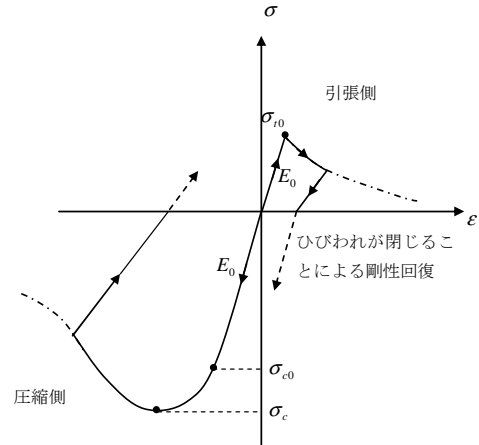


図-12 数値解析で考慮する応力-歪み関係

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\alpha I_1 + \sqrt{3J_2} + \beta(\tilde{\epsilon}^p) \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\sigma}_{\max} \rangle) - \sigma_c(\tilde{\epsilon}^p) = 0 \quad (1)$$

ここで、 I_1 は応力の第一不変量、 J_2 は偏差応力の第二不変量である。 $\hat{\sigma}_{\max}$ は最大主応力であり、以下のように示される。

$$\hat{\sigma}_{\max} = \frac{1}{3} I_1 + \frac{2}{3} \sqrt{3J_2} \cos \theta \quad (2)$$

ここで、相対角 θ は π 平面で σ_1 軸から反時計回りに計った角度である。 $\langle x \rangle$ はMacauley bracketであり、次式のような関係を与える。

$$\langle x \rangle = (|x| + x) / 2$$

F に含まれる係数は次のようになる。

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0} / \sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0} / \sigma_{c0}) - 1}; \quad 0 \leq \alpha \leq 0.5$$

$$\beta(\tilde{\epsilon}^p) = \frac{\sigma_c(\tilde{\epsilon}_c^p)}{\sigma_i(\tilde{\epsilon}_i^p)} (1-\alpha) - (1+\alpha)$$

$$\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c - 1}$$

ここで、 $\sigma_{b0} / \sigma_{c0}$ は初期2軸等圧縮降伏応力と初期単軸圧縮降伏応力の比であり、コンクリートの歪み軟化解析などで用いられている値である1.16を本解析では用いた。また、 K_c は偏差平面における原点から降伏曲面の引張り午線、圧縮子午線までの距離の比である。本解析ではコンクリートの破壊解析に用いられる値2/3を用いた。

降伏関数 F を平面応力場に対して示すと、図-13のような形状となり、改良土の圧縮挙動と引張挙動の違いを一つの連続した関数として表すことが出来る。

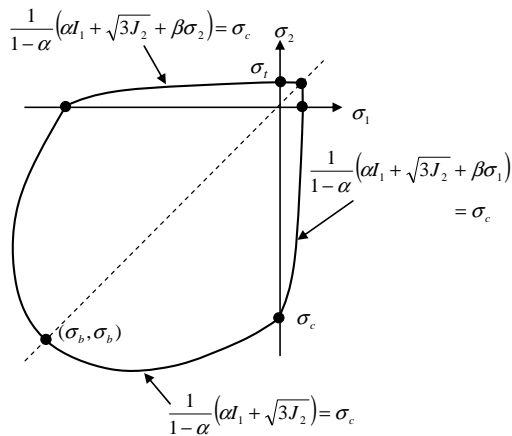


図-13 降伏関数の概要図

(3) 塑性ポテンシャル関数

塑性ポテンシャル関数 G としては、次式に示す Drucker-Prager 系の双曲線関数¹⁶⁾を用いる。塑性ポテンシャル関数 G は降伏関数 F と異なるので、非関連流れ則となる。

$$G = \sqrt{(e\sigma_t \tan \psi)^2 + 3J_2} + \frac{1}{3}I_1 \tan \psi \quad (3)$$

ここに、 ψ は膨張角、 e は離心率で、図-14 に示すように e がゼロに近づくとともに塑性ポテンシャルは直線に近づく。今回の解析では $\psi=30$ 度、 $e=0.1$ とした。

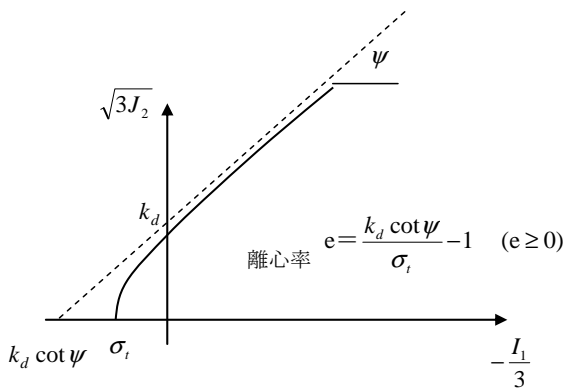


図-14 塑性ポテンシャル関数の概要図

4.2 載荷試験結果

(1) 解析モデル

地中構造物の水平載荷試験を対象に 2 次元弾塑性 FEM 解析による数値シミュレーションを実施した。図-15 に解析モデルを示すが、構造物模型、固化改良体、コンクリートベース、鋼製インゴットをソリッド要素、構造物模型の鉄筋を梁要素でモデル化した。また、境界条件としてコンクリートベース底面は完全固定とした。

直接引張試験などの要素試験をもとに設定した解析物性値を表-4 に示す。固化改良体及び構造物模型のコンクリートは図-5 に示す引張軟化曲線を考慮した弾塑性

モデルとし、鉄筋についてはバイリニア型の弾塑性モデルとした。一方、コンクリートベース及びインゴットは弾性要素とした。

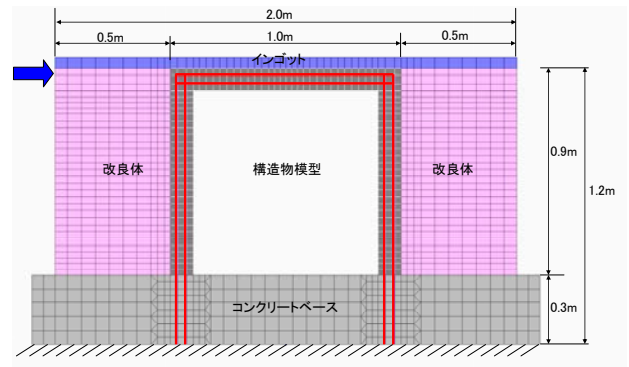


図-15 解析モデル (固化改良体有り)

表-4 解析物性値

材料種別	構造物模型		固化改良体	コンクリートベース
	コンクリート	鉄筋		
要素	ソリッド要素	梁要素	ソリッド要素	ソリッド要素
構成則	弾塑性	弾塑性	弾塑性	弾性
単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	24.0	78.5	15.0	24.0
弾性係数 E (kN/m ²)	2.5E+07	2.0E+08	1.0E+06	2.5E+07
圧縮強度 σ_c (N/mm ²)	26.8	315	1.85	-
引張強度 σ_t (N/mm ²)	2.7	315	0.21	-
ポアソン比 ν	0.2	0.2	0.35	0.2

(2) 荷重条件

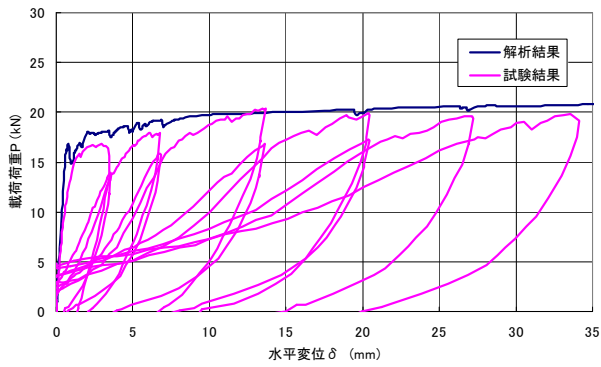
解析では、載荷板位置の構造物模型又は固化改良体側面上部の節点に強制変位を作用させた。なお、今回の数値シミュレーションは最大荷重と固化改良体の破壊モードの再現を主目的としたため、解析での載荷は正負交番載荷ではなく正方向の単調載荷とした。

また、初期応力は自重解析により別途算出し考慮した。

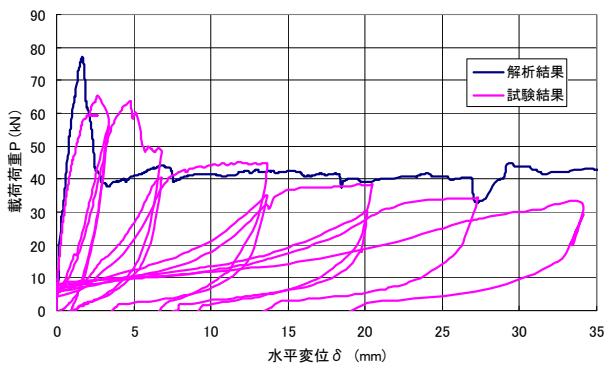
4.3 数値シミュレーション結果

(1) 荷重-変位関係

図-16 に荷重-変位曲線を示す。改良体無しの場合については、変位の増加に関係なく荷重が 20kN 程度を維持している試験結果を良く再現している。また、改良体有りの場合については改良体のひびわれによる損傷により荷重が大きく低減する試験結果を再現している。しかし、試験結果は変位の増加とともに荷重も徐々に低減しているが、解析では最初の大きな低減以降はほぼ一定の荷重 40kN 程度を保持している。



(a) 改良体無し



(b) 改良体有り

図-16 荷重-変位曲線

表-5 最大荷重の比較 (単位: kN)

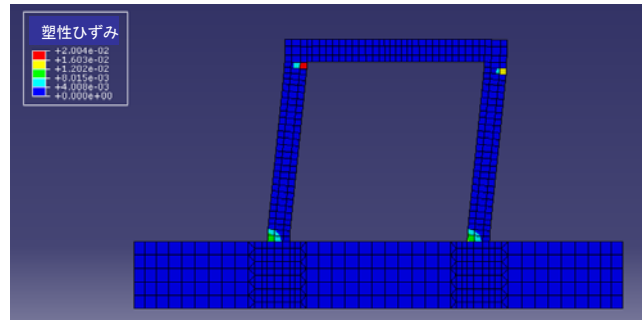
	载荷試験	解析
改良体無し	20.4	20.9
改良体有り	65.3	77.0

表-5に最大荷重の比較を示すが、解析結果は試験結果と同様な傾向を示しており、解析的にも改良体による補強効果が確認された。

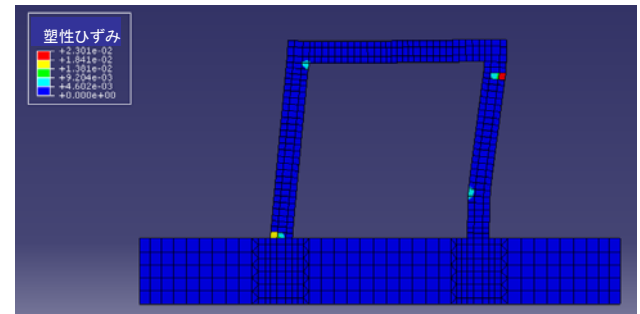
(2) 変形モードと損傷状況

図-17に構造物模型の塑性歪み分布を表示した変形図を示すが、補強体が無い場合には構造物模型は通常の間型ラーメンの変形モードとなっており、隅角部で損傷が生じている。一方、改良体がある場合には構造物模型の変形モードは改良体が無い場合とは若干異なり、特に構造物の右側壁は中央部で曲率が変化し、この位置に応力集中が起きている。これは载荷試験で側壁中央部にひびわれが発生したと一致している。

図-18に改良体の塑性歪み分布を表示した変形図を示す。改良体のひびわれについては、最初に引張側となる左側改良体の下端で発生し、次に圧縮側となる右側改良体に斜めひびわれが発生しており、これは試験結果を



(a) 改良体無し



(b) 改良体有り

図-17 構造物模型の変形図 (塑性歪み分布表示)

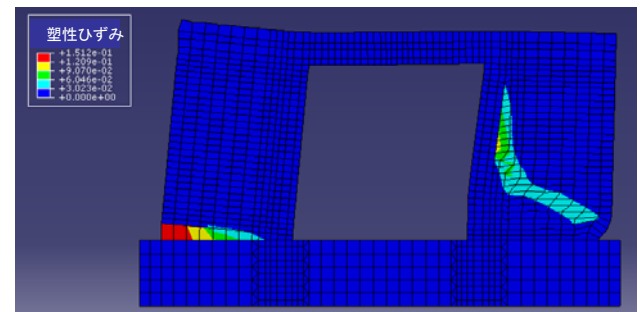


図-18 固化改良体の変形図 (塑性歪み分布表示)

良く再現している。また、右側改良体の右下部は圧縮によりはらみ出すような形状をしており、試験で発生した圧縮破壊と一致している。

5. まとめ

固化改良体の要素試験、地中構造物の水平载荷試験及びその数値シミュレーションから、以下のことを確認した。

- (1) 固化改良体の直接引張試験から引張強度、曲げ試験から引張軟化曲線を求めることができた。また、固化改良体の引張軟化曲線はコンクリートの1/4モデルで表現できることを確認した。
- (2) 地中構造物の水平载荷試験より、固化改良体がある場合は無い場合の約3倍の最大荷重であり、固化改良体による補強効果を確認できた。また、固化改良体の損傷に伴い最大荷重が徐々に低減することを確認した。

認した。

- (3) 地中構造物の水平載荷試験より、ひびわれの進展など固化改良体の破壊挙動を確認することができた。また、固化改良体の損傷が構造物模型の損傷に影響を与えることを確認した。
- (4) 引張側と圧縮側で形状が異なる降伏関数や引張軟化を考慮した弾塑性モデルを用いることにより、地中構造物の水平載荷試験結果における補強効果やひびわれの発生状況を再現することができた。

本検討において、水平載荷試験における改良体が有る場合の数値シミュレーションによる再現性があまり高くなかったこともあり、弾塑性モデルの破壊規準などについてさらに検討を進めていく。

また、本検討では気中における水平載荷試験とその数値シミュレーションを行ったが、今後は土槽載荷試験などにより固化改良体と地盤との連成も含めた破壊挙動について検討を進めていく予定である。

参 考 文 献

- 1) 奥平幸雄, 岩下正美, 小林亨, 清宮理: せん断補強鉄筋埋込工法(あと施工)による東京第二航路海底トンネルの側壁補強, 土木建設技術シンポジウム 2003 論文集, 土木学会, pp. 263-270, 2003.
- 2) 河村精一, 東川直樹, 亀谷泰久, 山崎宏晃, 鍋谷雅司: 地中構造物周囲の地盤改良による耐震補強効果, 第40回地盤工学研究発表会, 1048, 2005.
- 3) 大西義裕, 近藤睦, 服部和司: 浜岡原子力発電所耐震裕度向上工事における土木工事, 電力土木, No. 331, pp. 39-43, 2007.
- 4) 足立有史, 浦野和彦, 竹之下朋章, 丹澤宣彦, 河邑眞: 地盤固化工法を用いた杭基礎の耐震補強工法の実大実験, 土木学会論文集 C, Vol. 63, No. 3, pp. 752-762, 2007.
- 5) 浦野和彦, 足立有史, 河邑眞: 地盤固化体を用いた杭基礎の耐震補強工法に関する 3次元 FEM 解析, 構造工学論文集, Vol. 56A, pp. 1075-1087, 2010.
- 6) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, 2009.
- 7) 切欠きはりを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法, JCI-S-001-2003, JCI 規準, 2003.
- 8) 三平伸吾, 古関潤一: セメント改良砂の一軸・三軸引張試験, 土木学会第 56 回年次学術講演会, III-B155, 2001.
- 9) Namikawa, T. and Koseki, J.: Evaluation of tensile strength of cement-treated sand based on several types of laboratory tests, Soils and Foundations, Vol. 47, No. 4, pp. 657-674, 2007.
- 10) 栗原哲彦, 安藤貴宏, 国枝稔, 内田裕市, 六郷恵哲: 多直線近似法による引張軟化曲線の推定と短繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状, 土木学会論文集, Vol. 532, V-30, pp. 119-129, 1996.
- 11) Rokugo, K., Iwasa, M., Suzuki, T. and Koyanagi, W.: Testing methods to determine tensile strain softening curve and fracture energy of concrete, Fracture Toughness and Fracture Energy, Balkema, pp. 153-163, 1989.
- 12) 松尾豊史, 松村卓郎, 遠藤達巳, 橋泰久: 強制的に腐食させた RC ボックスカルバートの載荷実験シミュレーション, コンクリート工学年次論文集, Vol. 24, No. 2, 2002.
- 13) Lubliner J., Olivers J., Oller S. and Onate E.: A Plastic-Damage Model for Concrete, Int. J. Solids and Structures, Vol. 25, No. 3, pp. 299-326, 1989.
- 14) Lee, J., and Fenves, G. L.: Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, J. Engrg. Mech., ASCE, Vol. 124, No. 8, pp. 892-900, 1998.
- 15) W.F.Chen (色部誠, 河角誠, 安達洋監訳): コンクリート構造物の塑性解析, 1985.
- 16) ABAQUS/Standard User's Manual, Version 6.6, Hibit, Karlson & Sorensen, Inc., 2006.

Study on Earthquake-Resistant Reinforcement Using Ground Solidification Body for Underground Structure by Horizontal Loading Tests

Kazuhiko URANO, Tsuyoshi NISHIMURA, Yuji ADACHI and Makoto KAWAMURA

The necessity of earthquake-resistant reinforcement for underground structure in large-scale earthquakes is rising. This paper shows a model test of the reinforcement method using the ground solidification body and its FEM analyses that were conducted to examine deformation characteristics of the reinforced underground structure and the effect of the reinforcement. Target underground structure is an RC one-box culvert and the loading tests were performed by using a 1/3 scale RC model. The reinforcement bodies made with cement and clay were situated on both sides of the structure. The effect of the reinforcement was confirmed by comparing the results of the experiments with the earthquake-resistant reinforcement and without it. Elasto-plastic FEM analyses could reproduce the behavior of the underground structure in the loading tests.