

繊維混合改良土による地下構造物の耐震補強効果の検討

(その2 改良範囲低減効果)

ハザマ 正会員 ○木村 誠 三反畑 勇
同上 正会員 浦野 和彦 足立 有史

1. はじめに

近年、地下構造物についても地盤改良による耐震補強が行われるようになってきている。著者らは、既設構造物の耐震補強に地盤改良工法を施工する際、コストダウン、工期短縮、用地等の観点から繊維を混合した地盤改良体の適用を検討している¹⁾。これは、繊維を混入することで改良土の強度特性の改善効果により改良範囲の低減が期待できるためである。本検討では、繊維混合改良土を地下構造物の耐震補強に適用した場合の2次元動的FEM解析を実施した。対象とした地下構造物は図-1に示す単ボックスの共同溝であり、当該地下構造物の補強体に対して繊維混合改良土を適用することで、繊維を混入しない場合に対する補強効果の向上や改良範囲の低減の可能性を確認している。補強効果の向上に関する検討は既に報告しているが²⁾、本報告では繊維混合改良土による改良範囲の低減効果について述べる。

2. 解析方法

解析モデルは図-2に示すように単ボックス共同溝を横断方向にモデル化した。構造物の側壁、頂版、底版は、ともに壁厚40cm、配筋はD16@150mm(引張鉄筋比0.44%)である。境界条件は、底面粘性境界及び側方水平ローラーとした。

地盤物性を表-1に、補強体(高さ3.4m×幅2m)及び躯体の物性を表-2に示す。地盤及び補強体はソリッド要素とし、非線形性はR-0モデルを用いて表現した。R-0モデルのパラメータを表-3に示す。その非線形特性は、文献³⁾で得られた関係を用いた。また、補強体の初期弾性係数は、高压噴射工法における一軸圧縮強さ q_u と弾性係数 G の関係(ここでは、 $G=120q_u$ に設定)から算定した。補強体(繊維あり)の強度は文献¹⁾を参照した。例えば、ビニロン繊維(直径16mm、長さ12mm)を用いた室内配合試験結果から、繊維量(体積比)0.5~1.0vol%程度で強度改善効果が概ね収束し、圧縮強度で2~3割程度、引張強度で最大2倍程度の増加が期待できる結果が得られており、補強体(繊維あり)を補強体(繊維なし)の3割増、引張強さは2倍とした。

構造物は梁要素でモデル化し、図-3に示すトリリニア型のM- ϕ 関係を考慮した。また、履歴モデル

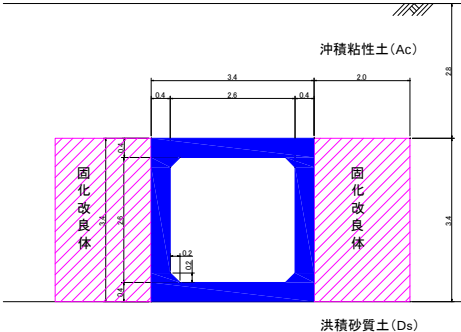


図-1 検討対象構造物

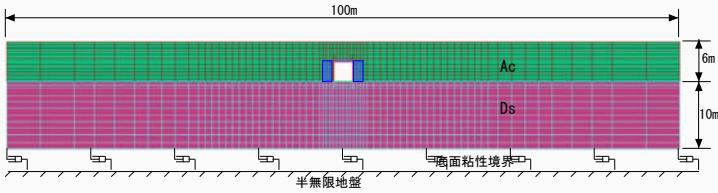


図-2 解析モデル図(補強時)

表-1 地盤物性

土質	平均N値	ポアソン比	単位体積重量	V_s	G_0	変形特性タイプ
		ν	γ_t [kN・m ⁻³]	[m・s ⁻¹]	[kN・m ⁻²]	(表-3)
Ac	2	0.49	16.5	130	28000	Ac
Ds	50	0.49	20.0	300	183000	Ds

表-2 構造物、補強体の物性

材料種別		補強体		躯体
		繊維なし	繊維あり	
単位体積重量	γ_t [kN・m ⁻³]	16.5	16.5	24.0
一軸強度	q_u [kN・m ⁻²]	1400	1820	-
ポアソン比	ν [-]	0.35	0.35	0.2
せん断弾性係数	G_0 [kN・m ⁻²]	168000	218400	10417000
引張強さ	σ_t [kN・m ⁻²]	200	400	-
変形特性タイプ		補強体(繊維なし) 補強体(繊維あり)		-
備考		$G_0=120q_u$		-

表-3 地盤及び固化改良体の R-0 モデルパラメータ

変形特性タイプ	規準ひずみ γ_t	減衰定数 h_{max}
Ac	0.0010	0.20
Ds	0.0005	0.25
補強体(繊維なし)	0.0007	0.20
補強体(繊維あり)	0.0012	0.15

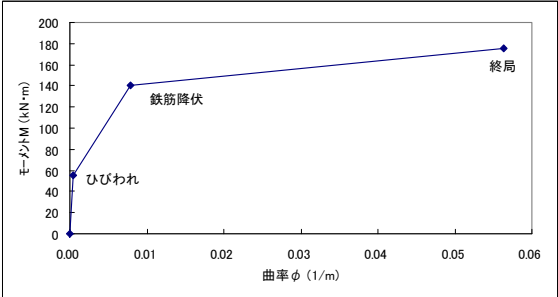


図-3 構造物の M- ϕ 関係

キーワード 地盤改良, 繊維補強, 耐震補強

連絡先 〒305-0822 茨城県つくば市荻間 515-1 ハザマ技術研究所 TEL029-858-8813

として修正武田モデルを用いた。隅角部は剛域を考慮した。入力地震動は兵庫県南部地震の神戸海洋気象台地盤上の波形(最大 812Gal)を 3%低減したものをを用いた。減衰は Rayleigh 減衰を採用し、係数は剛性比例型で地盤の固有振動数に対して 2%の減衰を考慮した。

3. 解析結果

無補強と補強体(繊維なし), 補強体(繊維あり)に対して改良範囲を体積比換算で 0.86 とした補強体(繊維あり)の最大変形図及びせん断歪みコンターを図-4 に示す。せん断歪みの分布状況から Ac 層下部の層境界部において最大 1.2%程度のせん断歪み(図中の赤い部分)を生じており、この付近で変位が卓越していることが確認できる。また、補強体により、構造物周辺(側方)でせん断歪みが小さくなっていることが確認された。

図-5 に構造物の頂底版間相対変位の時刻歴波形を示すが、無補強の場合には最大 2.1cm 程度(層間変形角 0.72%)の大きな相対変位が発生しているが、補強により最大 1.2cm 程度の半分程度まで低減している。補強した際の相対変位は僅かに繊維ありの結果が小さい値を示し、補強(繊維あり)の場合で層間変形角 0.35%であった。

図-6 に補強体のせん断応力図、図-7 に最大主応力分布図を示す。せん断応力は構造物側の補強体中心から地盤側の下端に向けて相対的に大きな値が生じているが、補強体のせん断強度に比べて十分に小さい。一方、引張応力は補強体の左端部において大きな値が生じており、繊維混合を想定して改良範囲を低減した方が 2 倍程度大きな応力が生じている。

これらの結果に対する躯体及び補強体の耐震性能照査結果を表-4 に示す。無補強では、躯体の曲げモーメントが降伏曲げモーメントを上回っている部材がある。また、補強(繊維なし)および補強体体積比=0.86 とした補強(繊維あり)のケースでは、躯体及び補強体について目標性能を満足しており、繊維混合による引張強度の改善が改良範囲の低減に大きく寄与する結果を得た。

4. まとめ

繊維混合改良土を地下構造物の耐震補強に適用した場合の 2 次元動的 FEM 解析を実施し、通常の補強体による解析結果と比較したところ、繊維による強度特性の改善により、改良範囲を 14%程度低減できることを示唆する結果を得た。

<参考文献>

1) 木村ほか: 高圧噴射攪拌工法による繊維混合改良土の強度特性に関する室内検討, 第 47 回地盤工学研究発表会, 2012. (投稿中) 2) 浦野ほか: 繊維混合改良土による地下構造物の耐震補強効果の検討, 土木学会第 65 回年次学術講演会, pp.941-942., 2010. 3) 山田淳夫, 三反畑勇, 足立有史, 浦野和彦: 繊維混合改良土の静的・動的力学特性に関する基礎的検討, 第 45 回地盤工学研究発表会, pp.839-840, 2010.

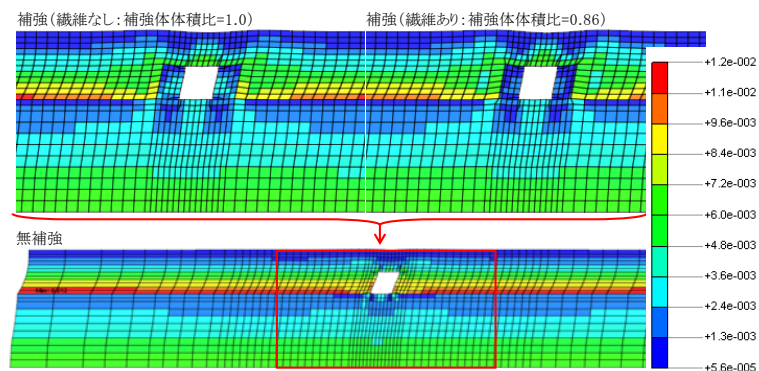


図-4 最大変形図とせん断歪みコンター

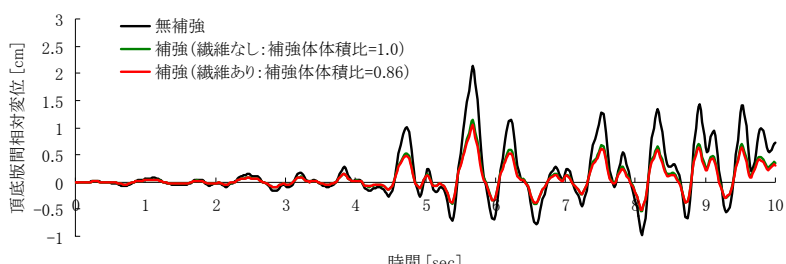


図-5 頂底版間相対変位の時刻歴波形

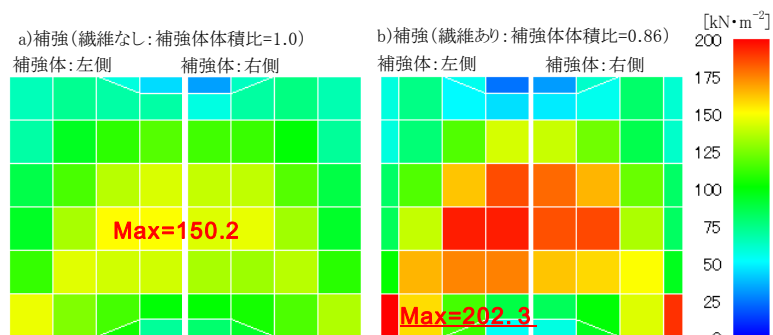


図-6 補強体のせん断応力コンター

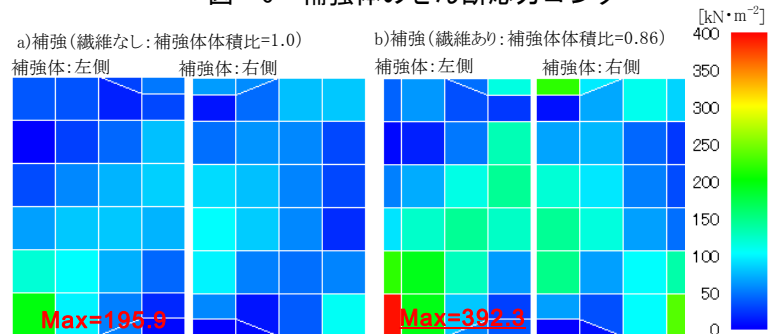


図-7 補強体の最大主応力コンター(引張側)

表-4 躯体および補強体の耐震性能照査結果

		単位	無補強	繊維なし	繊維あり	
照査対象項目	躯体	補強体体積比	-	1.00	0.86	0.85
		最大曲げモーメントMmax	kN・m	158.2	136.2	132.1
		降伏曲げモーメントMy	kN・m	140	132.1	132.4
		判定	Mmax>My NG	Mmax<My OK	Mmax<My OK	Mmax<My OK
	せん断	最大せん断応力τmax	kN・m ⁻²	-	150.2	202.3
		補強体せん断強度τf	kN・m ⁻²	-	700	910
		判定	-	τmax<τf OK	τmax<τf OK	τmax<τf OK
	引張	最大引張応力σ3	kN・m ⁻²	-	195.9	392.3
		引張強さσt	kN・m ⁻²	-	200	400
		判定	-	σ3<σt OK	σ3<σt OK	σ3<σt NG