

# 高圧噴射攪拌工法による繊維混合地盤改良工法の開発

木村 誠<sup>\*1</sup>・三反畑勇<sup>\*1</sup>・足立有史<sup>\*2</sup>・浦野和彦<sup>\*1</sup>

地盤改良による地下構造物や杭基礎の耐震補強工事も増えてきている。著者らは繊維補強による圧縮や引張に対する抵抗性の向上や靱性などに着目し、既設構造物などの狭隘箇所での地盤改良に採用されることが多い高圧噴射攪拌工法に応用することを目指している。本論文では、繊維混合地盤改良体の配合設計に資する定量データを取得した。また、既設地下構造物の耐震補強を仮想した FEM 解析を通じて、繊維補強効果により期待できる地盤改良範囲の低減効果を試算した。さらに、高圧噴射攪拌機を用いて造成した繊維混合地盤改良体の品質を確認し、改良体内の繊維量や発揮される強度特性を明らかにした。

キーワード：地盤改良，繊維，高圧噴射，耐震補強，既設構造物

## 1. はじめに

2011 年 3 月 11 に発生した宮城県沖を震源とする東北地方太平洋沖地震は日本観測史上最大のマグニチュード 9.0 を記録し、甚大な地震被害と津波被害を広範囲にもたらしたことは記憶に新しい。地盤工学会の提言<sup>1)</sup>では、軟弱地盤や液状化地盤、傾斜地盤への土地利用の広がりや上部構造物の複雑化を背景として地盤災害に起因する多くの被害が生じたことを教訓の一つとして挙げている。さらに、社会に大きな影響を与えた土構造物の多くは、鉄道・道路・宅地盛土・河川堤防・地下埋設物等の現行耐震設計基準を満足しない旧基準・旧技術で建設されたものであったことを指摘しており、今日の技術レベルに応じた新しい地盤工学に基づく経済的かつ耐災性の高い構造に強化する必要があることを提言している。近年は地盤改良による地下構造物や杭基礎の耐震補強工事も増えてきており、特に既設構造物の補強の際に狭隘な作業ヤードでも施工が可能な高圧噴射攪拌工法を選択する例が多い。

著者らは高圧噴射攪拌工法を用いて地中に繊維混合地盤改良体を造成する工法の技術開発を進めている。地盤改良体（ソイルセメント）に繊維を混入することで強度特性（圧縮、引張強度等）を改善するだけでなく、破壊後の粘り強さ（靱性）を期待している<sup>2)~5)</sup>。繊維を混合して地盤改良体の強度・変形特性を改善し、改良範囲を低減することで、厳しい用地制限への適用幅の向上や工期短縮、改良体積や排泥量の低減に伴うコスト縮減・環境負荷の低減などの効果が期待できるものと考えている。なお、繊維を単に土に混合した補強土工法や機械攪拌等による安定処理土に短繊維を混合した補強土工法は古く

から技術検討が行われており、マニュアル等の整備<sup>6)</sup>によって普及が進んでいるが、高圧噴射攪拌工法に対して繊維を混合した検討は過去に例がない。

本論文は高圧噴射攪拌工法を用いた繊維混合地盤改良体の施工法の開発・設計方法の整備を目標としてこれまで実施してきた検討結果を中間結果として取りまとめたものである。まず繊維混合地盤改良体を仮想して実施した室内配合試験を通じて、繊維混合改良土の力学的特徴や配合設計に資する情報を整理する。次に地下構造物の耐震補強を想定した 2 次元動的 FEM 解析から見積もられた繊維混合による地盤改良範囲の低減効果を例示する。最後に、高圧噴射攪拌機を用いて繊維混合地盤改良体を造成した施工試験結果について述べる。

## 2. 繊維混合改良土の力学的性能

本章では、地盤改良体であるソイルセメントに繊維を混合した場合の強度・変形特性の改善効果を把握するとともに、最適な繊維混合量などの配合設計手法の確立に資する定量データを得るために実施した室内配合試験について述べる。

### 2.1 室内配合試験の概要

繊維混合改良土の強度特性に影響を及ぼす可能性がある主な因子として①繊維量、②繊維の長さ、③土質材料の種類、④単位セメント量、⑤供試体寸法の 5 つに着目して室内配合試験を実施した。土質材料は、表 1 に示す CL, SL, SKR, SD, KWZ, カオリンの 6 種類を使用した。図 1 に粒径加積曲線を示すが、細粒分含有率は 6.1~100%と幅広い土質材料で試験を行った。

\*1 技術研究所 \*2 技術第二部

表-1 土質材料の物理特性

			CL	SL	SKR	SD	KWZ	カオリン
土粒子密度	$\rho_s$	$\text{Mg}\cdot\text{m}^{-3}$	2.590	2.583	2.626	2.742	-	-
自然含水比	$w_n$	%	50.0	75.6	51.0	17.5	46.9	-
最大間隙比	$e_{\max}$	-	-	-	-	1.077	-	-
最小間隙比	$e_{\min}$	-	-	-	-	0.676	-	-
液性限界	$w_L$	%	59.6	63.0	70.2	-	-	55.0
塑性限界	$w_p$	%	26.7	32.5	47.3	-	-	35.5
強熱減量	Li	%	6.9	10.7	10.7	-	-	-

表-2 室内配合条件

土(S)	6種類(表-1)	
グラウト(G)	セメント	高炉B種
	混和剤	メラン系
	W/C	100%
繊維	種類	ビニロン
	繊維長	6~14mm
	直径	16 $\mu\text{m}$
	繊維度	2000dtx
	引張強度	1.57GPa
混合仕様	弾性係数	36.3GPa
	G混合条件	S:G=1:1, 2:1 (体積比)
	繊維添加率	0~2.0vol%

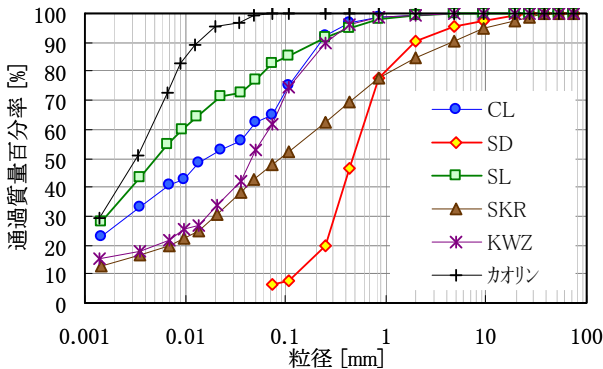


図-1 土質材料の粒径加積曲線



写真-1 ビニロン繊維(結束タイプ)

配合試験は、表-2に示すように、高炉セメントB種を用いた水セメント比100%のグラウト材に対し、土質材料と繊維を所定の体積比で混合した。土質材料(S)とグラウト材(G)の体積比はS:G=1:1を基本とした。単位セメント量の違いによる補強効果を把握するため、CLとSLではS:G=2:1の配合条件も実施した。繊維は直径16 $\mu\text{m}$ で長さ6~14mmの6種類のビニロン繊維を使用し、添加率(体積比)=0~2.0vol%で配合した。使用したビニロン繊維は写真-1のように750本が結束した束状のものを使用した。浸水時の早期分散性が高いことを確認している。

強度特性は、湿潤養生(28日)した供試体に対する一軸圧縮試験、圧裂試験により検討した。供試体寸法は一軸では直径50mm\*高さ100mm、圧裂では直径50mm\*高さ30mmを基本とした。ただし、比較的長い繊維の場合には、供試体寸法によって強度試験結果に違いが生じる可能性も考えられたため、CLとSLは直径100mmの供試体でも試験を実施した。

## 2.2 試験結果

ソイルセメントに繊維を混合した場合の圧縮応力・引張応力を図-2に例示するが、繊維混合量に応じてピーク強度だけでなく靱性も大幅に改善される結果が得られた。以下に土質材料や繊維仕様による影響について検討した結果を整理する。

### (1) 繊維量の影響

各土質材料に対して繊維を最大2.0vol%(体積比)まで混合した場合の強度特性の改善率を検討した。図-3に長さ12mmの繊維を用いた場合の結果を例示するが、圧縮強度はCLを除いて0.5~1.0vol%程度で概ね強度改善率は収束する傾向にあり、繊維を混合することにより圧縮強度を2~3割程度改善できることが期待できる。また、引張強度の改善率も同様に0.5~1.0vol%程度で収束傾向にあり、最大で2倍程度の強

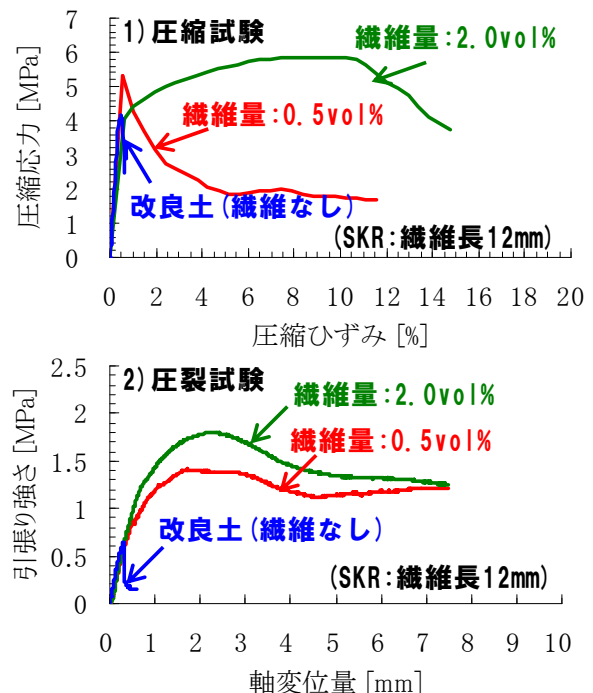


図-2 繊維混合改良土の強度特性例 (SKR, 繊維長12mm)

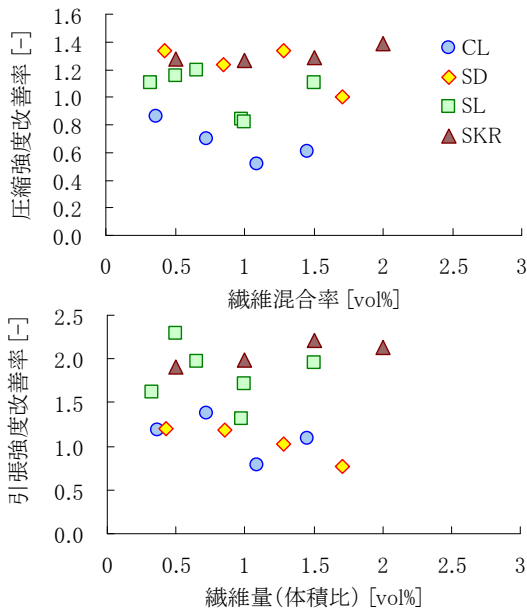


図-3 繊維混合改良土の繊維量の影響

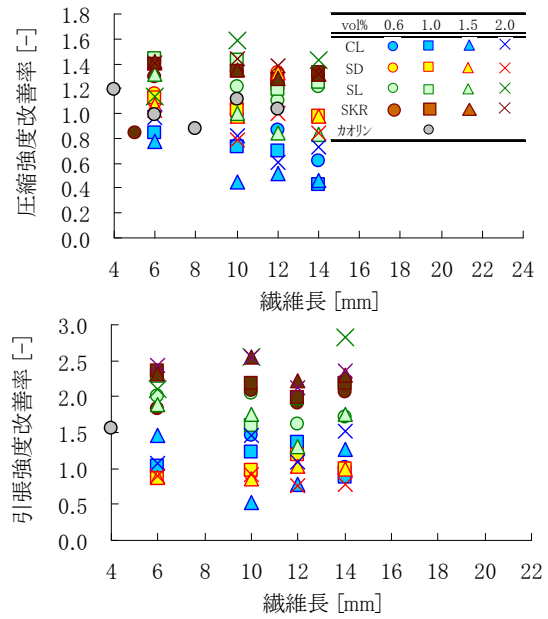


図-4 繊維混合改良土の繊維長の影響

度増加が期待できる土質材料もある。ただし、CL のように圧縮強度が低下する場合や、SD のように引張強度が低下する場合もあり、注意が必要である。他の繊維長でも概ね同様な結果が得られており、繊維混合による強度改善が期待できる土質材料の適用範囲や、繊維の最適量の範囲が存在することが示唆される。

(2) 繊維長の影響

図-4 に長さ 4~14mm の繊維を使用した強度試験結果 (直径 16 $\mu$ m) を、繊維なしに対するピーク強度の改善率で整理した。土質や繊維量 (体積比) によって差はあるが、全体的な傾向として繊維が短いほど圧縮強度や引張強度の改善効果がやや高いことが認められた。

(3) 土質材料の影響

土質材料によって繊維による補強効果の傾向が異なることから、強度特性の最大改善率や最大改善率を示す繊維量を统一的に評価する指標として土質材料の物理特性に焦点を当てて整理した。図-5 に強度特性の改善率の結果を示すが、活性度や均等係数を指標とした場合に概ね良好な関係が得られ、塑性の高い細粒分が多く、粒度分布が良いほど繊維による強度特性の改善効果が高いことが示唆された。また、最大改善効果を発揮する繊維量についても図-6 に示すように同一指標で良好な傾向が得られており、配合設計において有用な指標となると考えられる。

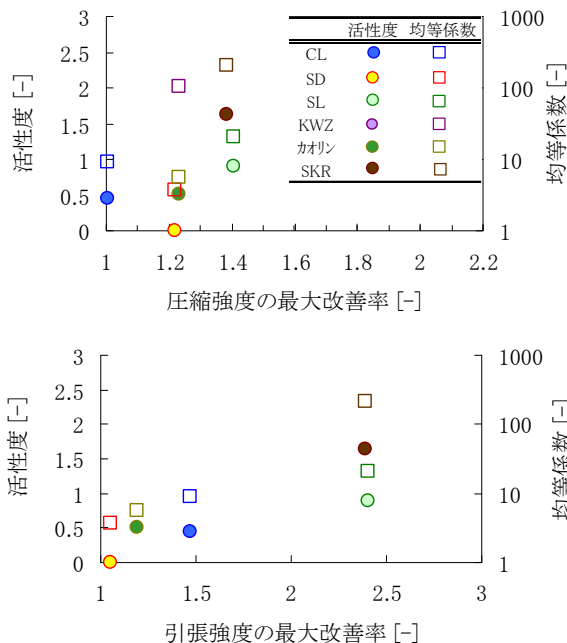


図-5 土質指標と最大強度改善率の関係

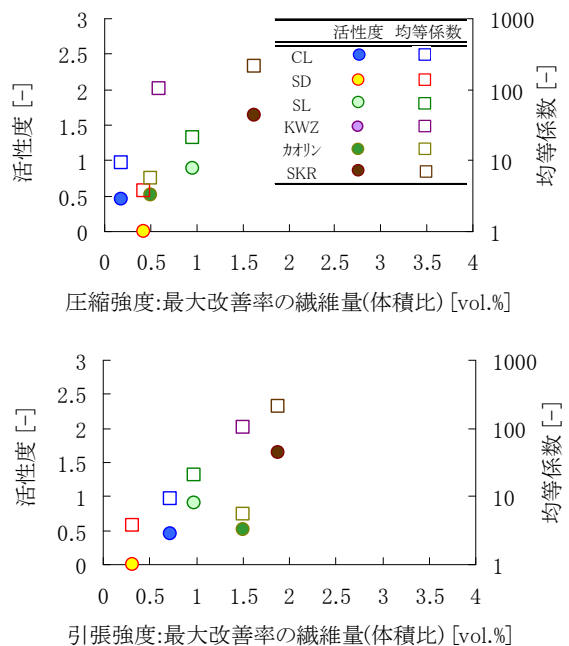


図-6 土質指標と最適な繊維量の関係

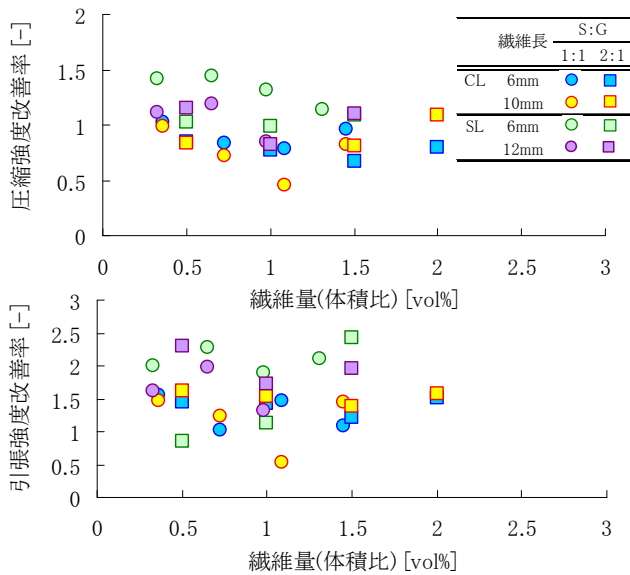


図-7 繊維混合改良土の単位セメント量の影響

(4) 単位セメント量の影響

土：グラウトの混合割合を 1：1，2：1 とした場合の強度特性の改善率を図-7に示す。強度改善率の傾向は、多少のばらつきはあるものの、圧縮、引張ともに単位セメント量によらず概ね同様であり、繊維による補強効果に単位セメント量の感度は比較的小さいものと推察される。

(5) 供試体寸法の影響

土質材料 CL，SL に対する供試体直径 50mm と 100mm の強度試験結果を図-8に比較した。繊維長が 10～14mm の範囲では供試体寸法の影響は認められず、圧縮・引張によらず良く一致した。このことから、繊維長が 14mm 程度、つまり繊維長が供試体直径の 1/4 程度であっても直径 50mm の供試体で強度の評価が可能であることが示

構造物 A：杭基礎

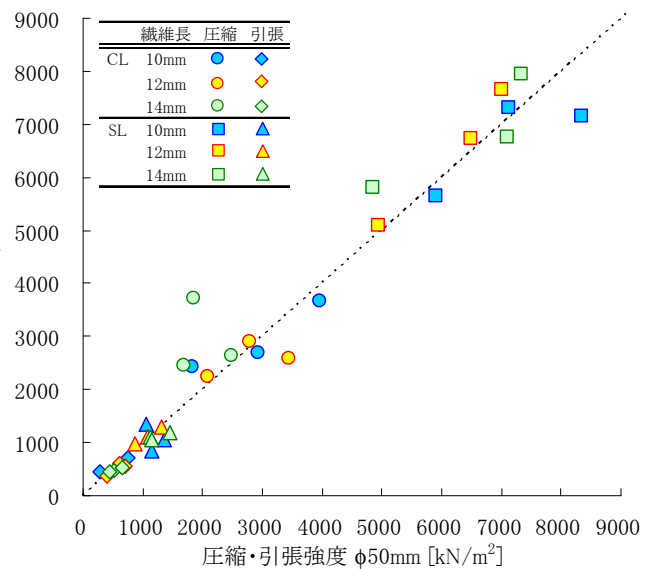
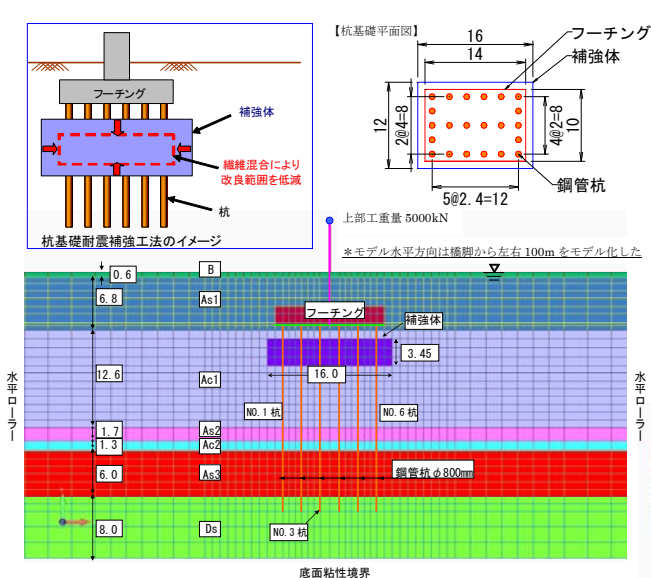


図-8 強度特性に対する供試体寸法の影響

唆された。

3. 耐震補強効果の予察解析

本章では、2次元動的 FEM 解析によって、地中構造物の耐震補強に繊維混合改良土を適用した場合に、繊維を混入しない通常の地盤改良と比べて造成される地盤固化体（以下、補強体）の改良範囲をどの程度低減できるか試算した結果について述べる。

3.1 対象構造物と解析方法

既設地下構造物は図-9に示すような2種類（構造物 A，B）を選定した。構造物 A は杭基礎の耐震補強であり、地中に造成した部分的な地盤改良体によって杭群を拘束  
構造物 B：単ボックス共同溝

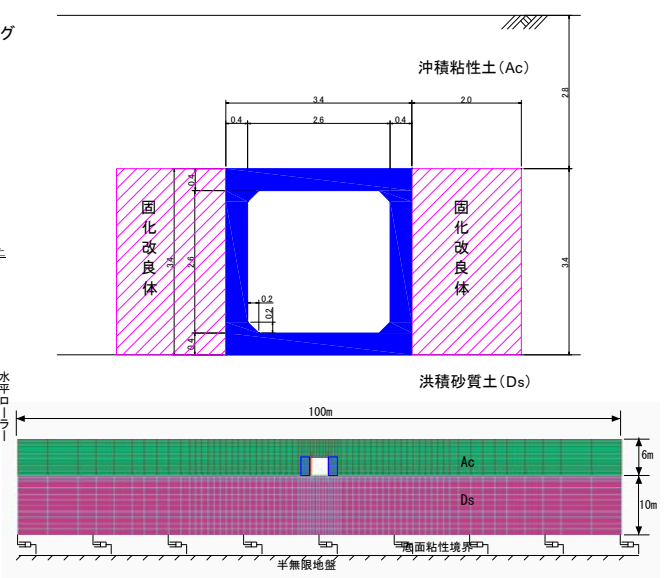


図-9 解析モデル図（補強時）

表-3 補強体および構造物の物性

材料種別	補強体		構造物				
	繊維なし	繊維あり	構造物A			構造物B	
			フーチング	橋脚	鋼管杭	躯体	
単位体積重量	$\gamma_t$ [kN・m <sup>-3</sup> ]	16.5	16.5	24	24	77	24
一軸強度	$q_u$ [kN・m <sup>-2</sup> ]	1400	1820	-	-	-	-
ポアソン比	$\nu$ [-]	0.35	0.35	0.2	-	-	0.2
弾性係数	$E$ [kN・m <sup>-2</sup> ]	-	-	-	2.50E+07	2.00E+08	-
断面積	$A$ [m <sup>2</sup> ]	-	-	-	18	0.03206	-
断面2次モーメント	$I$ [m <sup>4</sup> ]	-	-	-	8.64	0.00247	-
せん断弾性係数	$G_0$ [kN・m <sup>-2</sup> ]	168000	218400	10417000	-	-	10417000
引張強さ	$\sigma_t$ [kN・m <sup>-2</sup> ]	200	400	-	-	-	-
変形特性タイプ <sup>o</sup>		補強体 (繊維なし)	補強体 (繊維あり)	-	-	-	-
備考		$G_0=120q_u$		-	-	-	-

表-4 地盤物性

土質	平均 N値	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma_t$ [kN・m <sup>-3</sup> ]	S波速度 $V_s$ [m・s <sup>-1</sup> ]	初期せん断剛性率 $G_0$ [kN・m <sup>-2</sup> ]	変形特性 タイプ
B	2	0.49	16.0	130	28000	Ac
As1	4	0.49	18.5	130	32000	As
Ac1	3	0.49	16.5	140	33000	Ac
As2	15	0.49	19.0	200	77000	As
Ac2	21	0.49	16.5	280	132000	Ac
As3	22	0.49	20.0	220	99000	As
Ds1	50	0.49	20.0	290	171000	As
Ds2	50	0.49	20.0	300	183000	Ds

表-5 地盤と補強体のR-0モデルパラメータ

変形特性 タイプ	規準ひずみ $\gamma_r$	減衰定数 $h_{max}$
As	0.0005	0.25
Ac	0.0018	0.20
Ds	0.00125	0.20
補強体(繊維なし)	0.0007	0.20
補強体(繊維あり)	0.0012	0.15

することで、地震時等に杭体に発生する応力を低減するものである<sup>7)</sup>。杭基礎構造物は、道路橋脚基礎で橋軸方向断面をモデル化した。杭は杭径800mmの鋼管杭で橋軸方向に6列、橋軸直角方向にNo.1およびNo.6杭は5列、その他の杭は3列配置されている。補強体は16m×10m×厚さ3.45mとした。構造物Bは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。補強体は高さ3.4m×幅2mとした。両モデルの境界条件は、底面粘性境界および側方水平ローラーとした。

各モデルで使用した補強体および構造物の物性を表-3に、地盤物性を表-4に示す。地盤およ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-5に示す。補強体の変形特性( $G/G_0 \sim \gamma$ ,  $h \sim \gamma$ 関係)は文献(8)で得られた図-10の関係を参照した。また、補強体の初期弾性係数は、これまで高圧噴射攪拌工法における実績から経験的に得られている一軸圧縮強さとせん断弾性係数の関係から算定した。補強体(繊維あり)の強度は室内配合試験結果を参照した。例えば、ビニロン繊維(直径16 $\mu$ m、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いる。そこで、補強体(繊維あり)の圧縮強度は補強体(繊維なし)の3割増、引張強さは2倍とした。構造物モデルAの橋脚および杭は線形梁要素によりモデル化した。構造物モデルBの軀

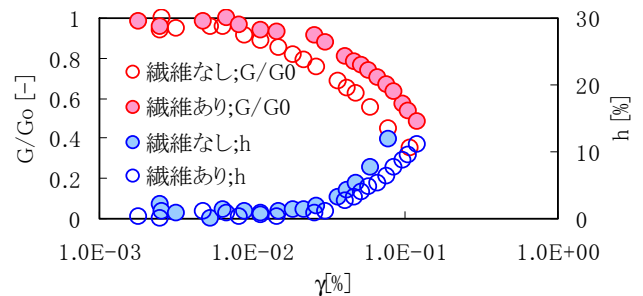


図-10 繊維混合改良土の繰返し変形特性

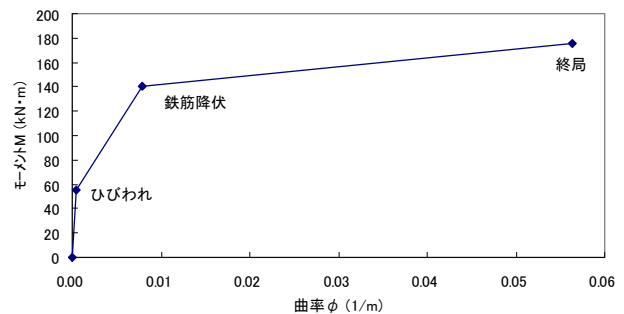


図-11 単ボックス共同溝のM- $\phi$ 関係

体は梁要素でモデル化し、図-11 に示す鉄筋降伏モーメントを  $140\text{kN}\cdot\text{m}$  としたトリリニア型のM- $\phi$ 関係を考慮した。また、履歴モデルとして修正武田モデルを用い、隅角部には剛域を考慮した。

入力地震動は 1995 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台地盤上の波形（最大  $812\text{gal}$ ）を 3%低減したものをを用いた。また、減衰として Rayleigh 減衰を採用し、その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、0.006 とした。

### 3.2 解析結果

#### (1) 構造物 A：杭基礎

①無補強と②補強体（繊維なし）、③補強体（繊維あり）の 3 ケースの最大せん断ひずみコンターを図-12 に示す。このとき、補強体（繊維あり）の改良範囲は、補強体（繊維なし）に比べて体積比換算で 0.7 とした。各ケースとも As1 層下部で最大 1.4%程度のせん断ひずみが生じている。また、補強体に生じた最大せん断ひずみは繊維なしで 0.3%程度、繊維ありで 0.2%であった。また、地表面の水平変位量は各ケースとも大きな違いはなく、0.2m 程度であった。

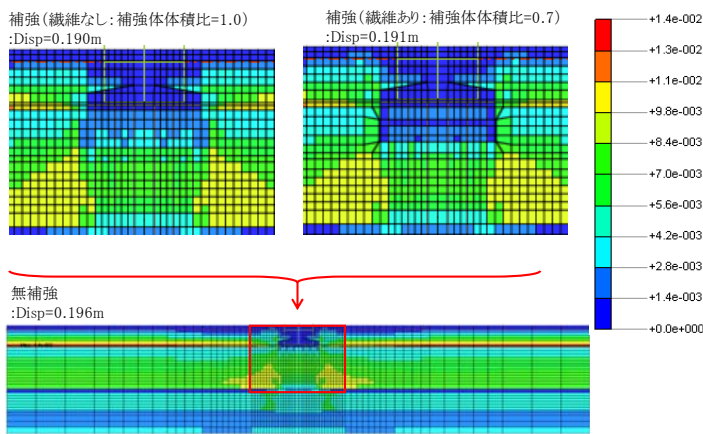


図-12 最大変形図とせん断ひずみコンター

図-13 に上記 3 ケースの杭体の最大曲げモーメント分布を示す。補強体の設置により、杭頭曲げモーメントの低減が確認でき、低減効果は No.1, No.6 の外側の杭の方が内側の No.3, No.4 に比べて大きい。また、補強体（繊維あり）は改良範囲が 3 割減となっても、杭体の降伏曲げモーメントを下回る結果となった。ただし、杭体曲げモーメントは改良体下端で大きな値を示す。

図-14 には補強体に生じる最大せん断応力のコンターを、図-15 には最大主応力のコンターを示す。補強体（繊維あり）では改良範囲を低減することにより、補強体（繊維なし）に比べて補強体内部で生じるせん断応力や引張り応力が大きくなっている。

#### (2) 構造物 B：単ボックス共同溝

①無補強と②補強体（繊維なし）、③補強体（繊維あり）の最大変形図及びせん断ひずみコンターを図-16 に示す。このとき、補強体（繊維あり）の改良範囲は、補強体（繊維なし）に対して体積比換算で 0.86 とした。せん断ひずみの分布状況から Ac 層の下部境界付近で最大 1.2%程度のせん断ひずみ（図中の赤い部分）を生じており、変位が卓越していることが確認できる。一方、補強体に

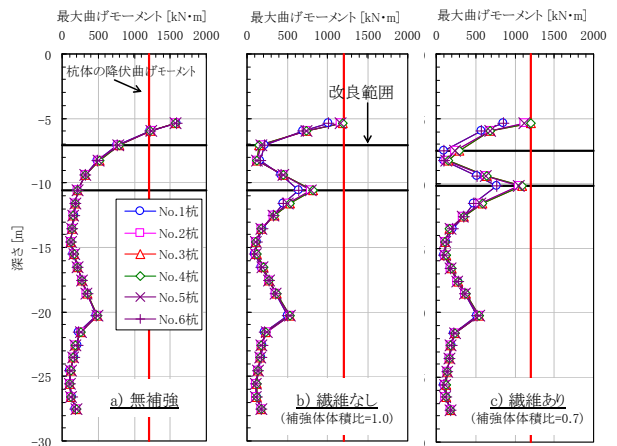


図-13 最大曲げモーメント分布図

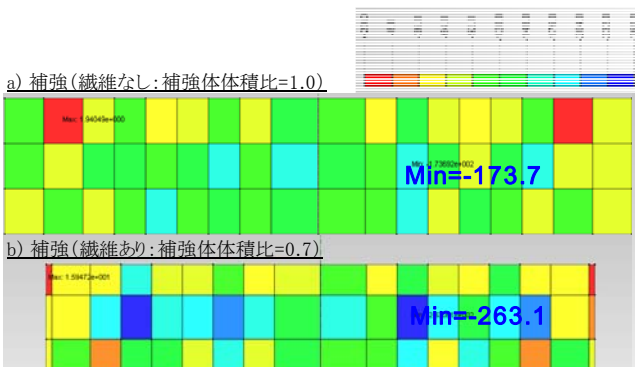


図-14 補強体の最大せん断応力コンター

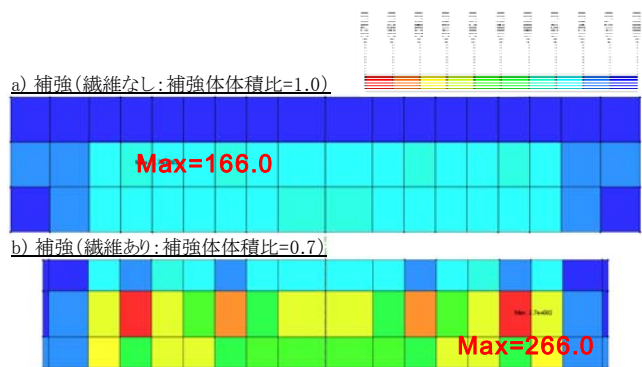


図-15 補強体の最大主応力コンター（圧縮正）

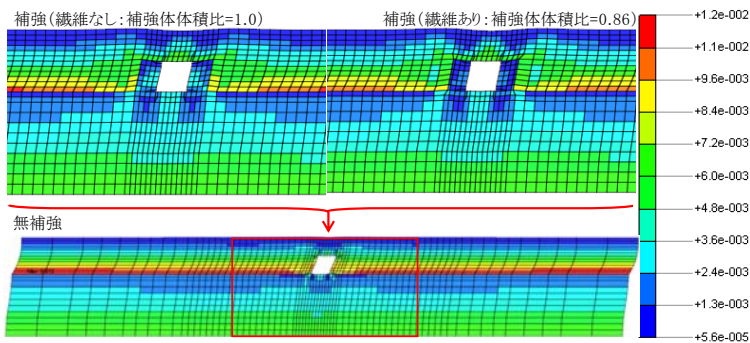


図-16 最大変形図とせん断ひずみコンター

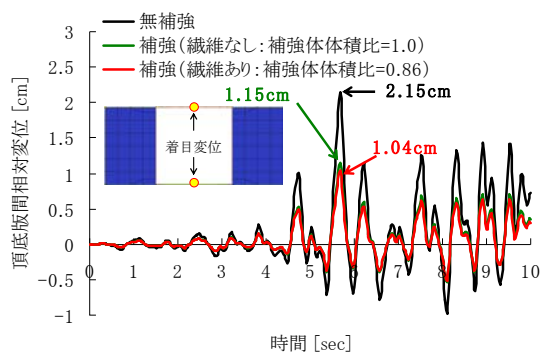


図-17 頂底板間相対変位の時刻歴波形

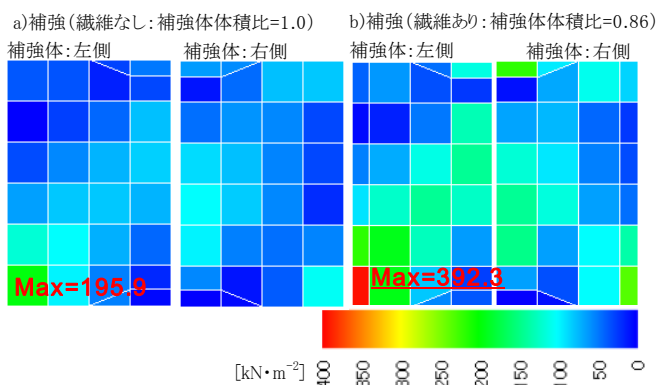


図-18 補強体のせん断応力コンター

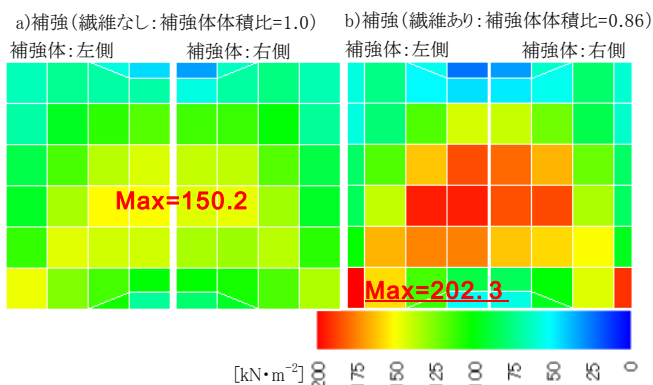


図-19 補強体の最大主応力コンター (引張側)

より、構造物周辺(側方)ではせん断ひずみが小さくなっている。

図-17 に構造物の頂底板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-18 に補強体のせん断応力図、図-19 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、繊維混合改良で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。

(3) 改良範囲の低減効果

構造物 A の杭および補強体、構造物 B の躯体および補強体の耐震性能照査を実施した結果を表-6 にまとめる。

表-6 躯体および補強体の耐震性能照査結果

	単位	構造物A:杭基礎			構造物B:単ボックス共同溝					
		無補強	繊維なし	繊維あり	無補強	繊維なし	繊維あり			
補強体体積比	-	-	1.00	0.70	0.65	-	1.00	0.86	0.85	
構造物	最大曲げモーメント $M_{max}$	kN・m	1590.7	1192.4	1203.8	1227.3	158.2	136.2	132.1	132.4
	降伏曲げモーメント $M_y$	kN・m	1204			140				
	判定	-	$M_{max} > M_y$ NG	$M_{max} < M_y$ OK	$M_{max} < M_y$ OK	$M_{max} > M_y$ NG	$M_{max} < M_y$ NG	$M_{max} < M_y$ OK	$M_{max} < M_y$ OK	$M_{max} < M_y$ OK
せん断	最大せん断応力 $\tau_{max}$	kN・m <sup>-2</sup>	-	166.0	266.0	164.2	-	150.2	202.3	205.0
	補強体せん断強度 $\tau_f$	kN・m <sup>-2</sup>	-	700	910			-	700	910
	判定	-	-	$\tau_{max} < \tau_f$ OK	$\tau_{max} < \tau_f$ OK	$\tau_{max} < \tau_f$ OK	-	$\tau_{max} < \tau_f$ OK	$\tau_{max} < \tau_f$ OK	$\tau_{max} < \tau_f$ OK
引張	最大引張応力 $\sigma_3$	kN・m <sup>-2</sup>	-	173.7	263.1	170.4	-	196.4	393.8	404.0
	引張強さ $\sigma_t$	kN・m <sup>-2</sup>	-	200	400			-	200	400
	判定	-	-	$\sigma_3 < \sigma_t$ OK	$\sigma_3 < \sigma_t$ OK	$\sigma_3 < \sigma_t$ OK	-	$\sigma_3 < \sigma_t$ OK	$\sigma_3 < \sigma_t$ OK	$\sigma_3 > \sigma_t$ NG

なお、表中の朱書き部分は、3.2 (1) , (2) で示した結果である。構造物 A の場合、無補強では杭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。一方、補強体（繊維なし）および補強体（繊維あり）については、杭体の曲げモーメント、補強体のせん断応力や引張応力も目標性能を満足する結果となり、繊維を混合することで改良範囲を 30%程度低減できる可能性が示された。なお、補強体（繊維あり）の改良範囲を体積比換算で 0.65 とした場合には、せん断応力や引張応力は目標値を満足したものの、内側の杭頭曲げモーメントが降伏曲げモーメントを上回る結果となった。構造物 B の場合、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いる。したがって、改良体に繊維を混合すると引張強度が大きく改善され、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。

#### 4. 繊維混合地盤改良の施工試験

本章では、高圧噴射攪拌工法を用いた繊維混合地盤改良の施工試験の概要を示し、改良体の出来形確認結果および繊維混合エリア内の繊維の混合状況について述べる。

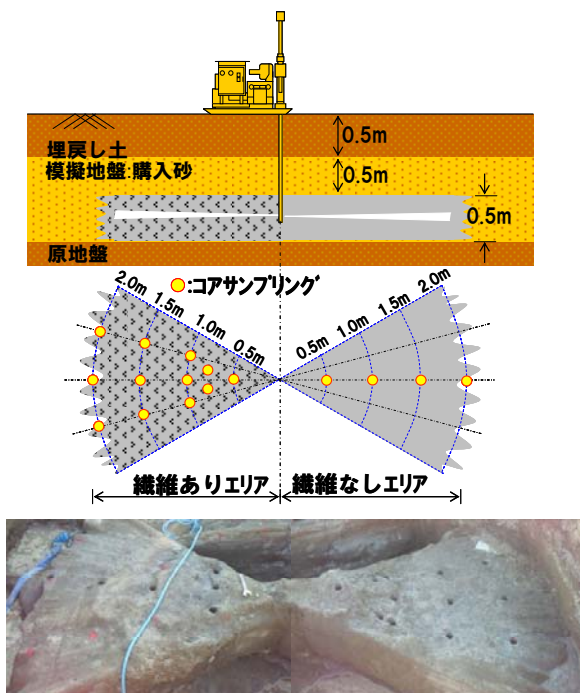


図-20 施工試験の概要と出来形の外観

#### 4.1 施工試験の概要

高圧噴射モニターの先端ノズル径は一般的に数 mm 程度と小さく、繊維を混合したセメントミルクを噴射した場合には、繊維詰まりなどの不具合が生じることが容易に想像されることから、繊維の供給方法には工夫が必要となる。本施工試験は、所定の繊維量が噴射口付近に供給できた場合を仮想的に模擬し、セメントミルクの噴射攪拌エネルギーによる改良体内への繊維の分散性状と、繊維混合地盤改良体の強度特性（圧縮強度・引張強度）の改善状況を確認することを主目的とした。

図-20 に施工概要図および改良体の出来形を示し、施工条件を表-7 に整理する。施工試験は購入砂を用いて作成した模擬地盤を対象とした。模擬地盤は、比較的地下水位が高く粘性土が主体の原地盤を 1.5m 程度掘削し、購入砂層を 1m 程度転圧して造成した。噴射攪拌は角度 60° の揺動施工（反復施工）とし、厚さ 50cm の比較的薄い改良体に繊維を混ぜた場合と混ぜない場合の 2 種類造成した。使用した繊維はビニロン繊維（長さ 10mm ・直径 16 $\mu$ m）で、繊維の混合率は、1 章で示した室内試験結果や短繊維混合補強土工法技術マニュアル<sup>6)</sup>などを参考に、0.5vol%に設定した。なお、地中に噴射したグラウト（セメントミルク）と等量の排泥が発生し、その排泥中にも改良域と同じ割合の繊維が混合すると想定して埋設繊維量を決めた。ただし、繊維は改良エリア内が所定の混合率となるように、噴射口から 0.5m 程度離れた位置に事前に購入砂と混合した状態で埋設した。

表-7 施工条件の一覧

模擬地盤	初期含水比	7.1~17.8 %
	土粒子の密度	2.742 g/cm <sup>3</sup>
	乾燥密度	1.48~1.58 g/cm <sup>3</sup>
	最大間隙比	1.077 -
	最小間隙比	0.676 -
	相対密度	55.9~85.2 %
繊維仕様	種類	ビニロン
	繊維長	10 mm
	直径	16 $\mu$ m
	総繊維度	2000 dtex
	引張強度	1.57 GPa
	弾性係数	36.3 GPa
配合条件	グラウト単位セメント量	748 kg/m <sup>3</sup>
	グラウト水セメント比	100 %
	グラウト混和剤量	7.5 kg/m <sup>3</sup>
	繊維混合率(体積比)	0.5 vol%
噴射仕様	単位吐出量	390 L/min
	グラウト噴射圧力	32~33 MPa
	エアー圧力	1.0以上 MPa
	揺動施工(揺動角度)	60°
	回転数(全周回転換算)	5 rpm
	引上げ速度	4 分/m



## 4.2 品質確認試験の結果

### (1) 改良体の品質

施工後1週間程度の養生期間を経た後、改良体の出来形調査を行い、繊維混合エリアでも所定の寸法が確保されていることを確認した。噴射距離 2m 程度までを対象に図-20 に示す位置でコア採取を行い、28 日間湿潤養生した後、一軸圧縮試験と圧裂試験を実施した。また、室内で購入砂に所定の繊維量を配合した試料の強熱減量

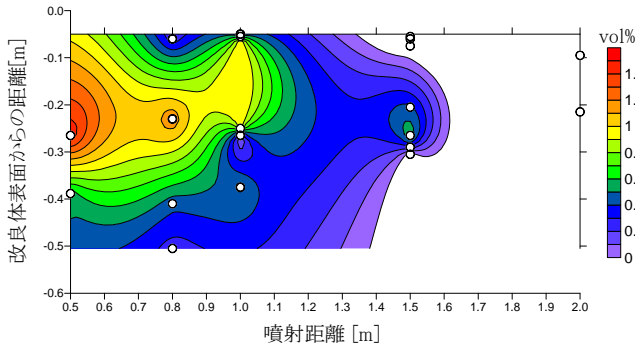


図-21 繊維混合率（体積比）の推定結果

試験結果を用いることで、繊維ありエリア内の混合繊維量を推定した。図-21 に推定値の分布を示すが、噴射口近傍 1m 程度の範囲かつ改良体厚の中間位置で比較的高い混合率を示し、1.5m 程度までの繊維混合を示唆している。

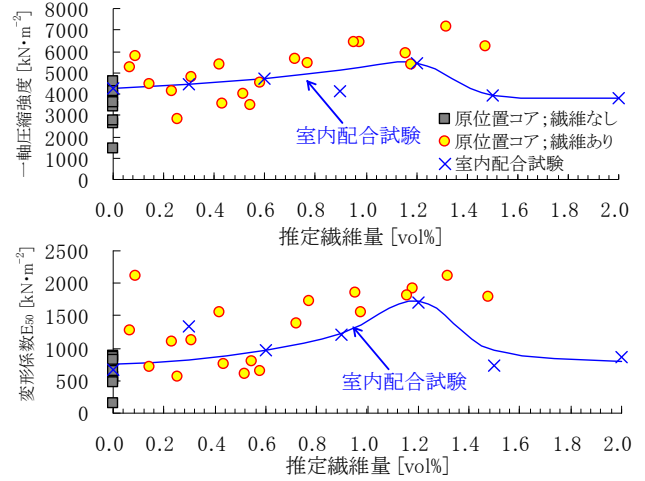


図-22 繊維量と強度特性の関係

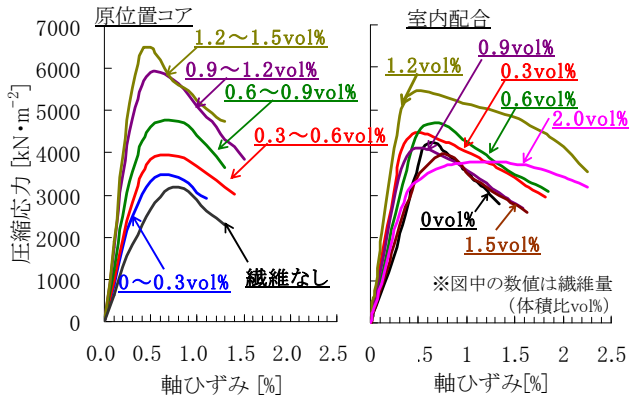


図-23 圧縮応力-ひずみ曲線

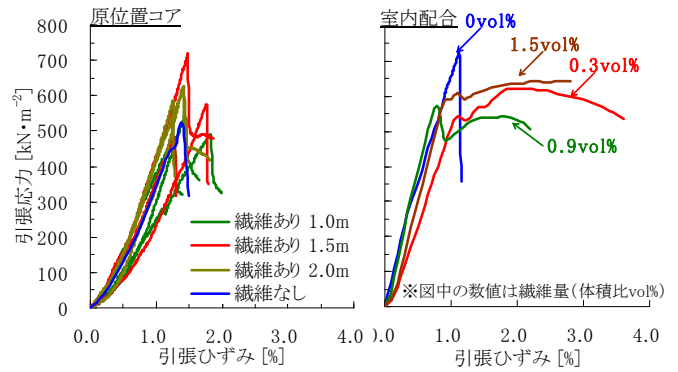
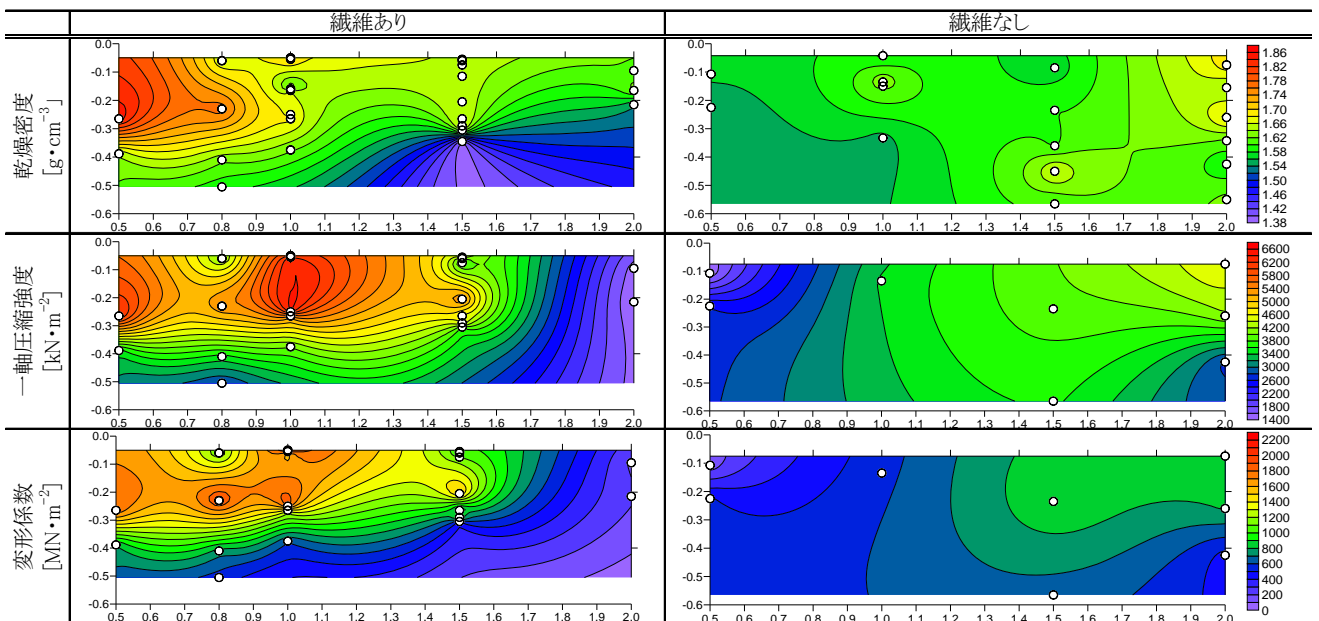


図-24 引張応力-ひずみ曲線

表-8 一軸圧縮試験結果のコンター図（鉛直断面図）



X軸:噴射距離 Y軸:改良体表面からの距離 ○:コア位置

表-8に一軸圧縮強度と変形係数およびコア乾燥密度の空間分布を示す。繊維ありエリアは繊維なしに比べて図-21で示した繊維混合量の分布に応じて圧縮強度や変形係数が高くなる傾向にあり、噴射位置から1.5m程度の範囲内で繊維混合により圧縮強度特性が向上している。

図-22に繊維量との圧縮強度特性の関係を示すが、今回の施工試験では最大1.5vol%程度までの繊維混合が確認された。また、事前に行った室内試験結果とも概ね整合しており、繊維量が1.2~1.5vol%までは繊維量の増加にともなって圧縮強度・変形係数ともに増加傾向が認められた。図-23には各コアの繊維量を目安に0.3vol%毎の5グループに分類し、原位置コアの平均的な圧縮応力-ひずみ関係を室内試験結果と対比して描いた。繊維混合による高強度化・高剛性化が認められ、概ね室内試験結果と類似した傾向にある。ただし、表-8から繊維混合量が多いエリアの乾燥密度が高いことや、室内配合試験結果では1.2vol%以上で強度低下が見られている点などから、原位置コアの結果には繊維とセメントの混合量の効果の両方が含まれている可能性がある。また、図-24には圧裂試験結果による引張応力-ひずみ関係を室内試験と対比して示しているが、原位置コアでは室内試験のような靱性の改善効果が認められなかった。例えば、繊維が1vol%程度混合していると推定される噴射距離1m位置においても、ピーク強度後の挙動は繊維なしと大きな差はなかった。これは、繊維混合の不均一性やサンプリング時の乱れなどの影響が考えられる。

## (2) 排泥中に混入する繊維量

実施工で供給する繊維量を適切に見積もるためには、繊維地盤改良体中の繊維量だけでなく、排泥に含まれる繊維量についても把握しておく必要がある。そこで、本施工試験で発生した排泥中に含まれる繊維量の推定を試みた。排泥は比較的均質な混合条件であると仮定し、繊維なしエリアの排泥に所定量の最大1.0vol%（体積比）ま

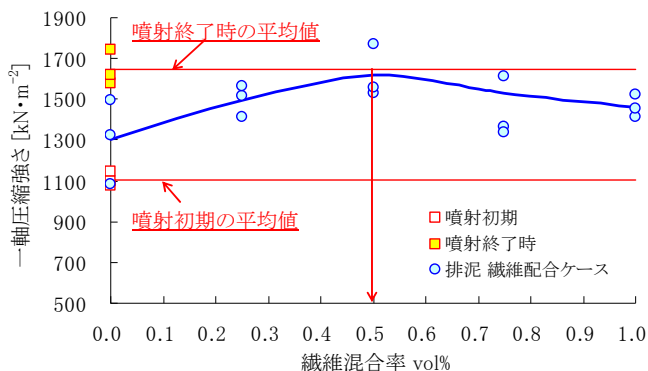


図-25 排泥中に含まれる繊維量の推定

で繊維を混合した一軸圧縮試験結果を用いて、繊維ありエリアの排泥の強度と比較して推定した。排泥は噴射初期と噴射終了時の2回採取した。図-25に推定結果を示す。繊維ありエリアでも、噴射初期には繊維なしエリアと同程度の品質の排泥が発生したことが認められたが、噴射終了時付近で採取した排泥には設計繊維量と同じ0.5vol%程度の繊維が排泥中にも含まれていたことが示唆された。設計時に繊維供給量を見積もる際には、排泥中にも繊維混合地盤改良体と等量の割合で繊維が混入することに留意する必要がある。

## 5. まとめ

既設の地中構造物などの耐震補強工法として、高圧噴射攪拌工法を用いて地中に繊維混合地盤改良体を造成する工法を開発することを目的として、繊維混合地盤改良土の室内配合試験を実施し、繊維混合改良土の力学的特徴の把握と配合設計に資する定量データを取得した。また、既設地下構造物の耐震補強を想定した2次元動的FEM解析を通じて、繊維を混合して地盤改良体の力学的性能が向上した場合に期待できる、改良範囲の低減効果を試算した。さらには、高圧噴射攪拌機を用いて繊維混合地盤改良体を造成した施工試験により、改良体の出来形や品質を確認した。以下に得られた主な結果をまとめる。

- (1) 繊維混合地盤改良体の強度特性を改善するために混合する繊維量は平均的に0.5~1.0vol%（体積比）が適当であり、圧縮強度を最大2~3割程度、引張強度は最大2倍程度まで改善できる可能性がある。
- (2) 土質材料に応じて繊維による補強効果は異なり、期待できる強度特性の最大改善率やその時の繊維量は、土の物理的性質（活性度・均等係数）と比較的良好な関係性が見られ、これらは配合設計する際に有用な指標となると考えられる。
- (3) 繊維混合による圧縮・引張強度の改善効果に対して、本研究の範囲内では、繊維の長さや単位セメント量、供試体寸法の影響は比較的小さい結果が得られた。
- (4) 既設の地中構造物として道路橋脚の杭基礎構造物と単ボックス共同溝を対象に、繊維混合地盤改良体で構造物を補強した場合に期待できる改良範囲の低減効果を解析的に試算したところ、杭基礎構造物では30%程度、単ボックス共同溝では14%程度、通常施工の地盤改良体に比べて改良範囲を低減できる可能性が得られた。
- (5) 地震時に既設構造物の地盤改良体内に発生する最大せん断応力は地盤改良体のせん断強度に比べて十分

に小さく、繊維混合地盤改良による改良範囲の低減効果は主に引張強度が大幅に改善されることに起因するものと考えられる。

- (6) 高圧噴射攪拌機を用いて繊維混合地盤改良体を造成したところ、噴射口付近に繊維を供給できた場合には、噴射口から 1.5m 程度までは繊維が混合した地盤改良体が造成できることを確認した。ただし、今回の施工試験では噴射口付近を最大値として半径方向に繊維混合量が少なくなる結果となった。
- (7) 造成した繊維混合地盤改良体から採取したコアサンプルの強度特性は繊維量に応じた結果を示し、特に圧縮強度は室内試験と良く整合した結果が得られた。
- (8) 繊維混合地盤改良体を造成する際に発生した排泥中には繊維混合地盤改良体の設計繊維量と同じ割合で繊維が混入していたことを示唆する結果が得られた。

以上より、地盤改良体であるソイルセメントに繊維を混合して強度特性を改善することで、地盤改良範囲を低減できることが分かったが、低減できる改良範囲は対象構造物や地盤条件、補強体仕様等によっても大きく異なる。今後は、繊維混合地盤改良体の有効性を十分に発揮し得る適用範囲を明確化していく必要があると考えている。また、施工試験を通じて繊維が所定量供給された場合には、噴射攪拌エネルギーによって改良体内に繊維が分散して混合されることを確認したが、繊維の供給方法を含めた施工法を確立し、一連の施工システムとして造成した改良体の品質を確認していく予定である。

## 参 考 文 献

- 1) 地盤工学会：地震時における地盤災害の課題と対策 2011 年東日本大震災の教訓と提言 素案, 2011.
- 2) 木村誠, 三反畑勇：高圧噴射工法による繊維改良地盤の造成, 土木学会第 66 回年次学術講演会, pp. 47-48, 2011.
- 3) 木村誠, 三反畑勇, 足立有史, 大野喜代孝：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, pp. 813-814, 2012.
- 4) 木村誠, 三反畑勇, 足立有史, 浦野和彦：繊維混合改良土による杭基礎構造物の耐震補強効果の試験解析（その 2 改良範囲低減効果）, 第 47 回地盤工学研究発表会, pp. 815-816, 2012.
- 5) 木村誠, 三反畑勇, 浦野和彦, 足立有史：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）, 土木学会第 67 回年次学術講演会, pp. 551-552, 2012.
- 6) 土木研究所：混合補強土の技術開発に関する共同研究報告書—短繊維混合補強土工法利用技術マニュアル—, 平成 9 年 3 月
- 7) 足立有史, 浦野和彦, 竹之下朋章, 丹澤宣彦, 河邑眞：地盤固化体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.
- 8) 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.

---

## Development of Ground Improvement with Fiber by Using Jet Grouting

Makoto KIMURA, Isamu SANDANBATA, Yuji ADACHI and Kazuhiko URANO

Reinforcement against earthquake for underground structures and pile foundations is increasing. In case of ground improvement for existing structures in narrow space, the jet grouting method is often used. As we pay attention to improvement of resistance for compression and tension forces by using fiber, studies to apply the mechanical properties of fiber to reinforcement against earthquake were conducted. In this paper, results of laboratory tests contributing to the mix design are showed. Also, the reduction effect for improvement area in case of using the fiber reinforcement by FEM analysis is described. Mechanical properties of a reinforcement body mixed with fiber constructed by using the jet grouting are also researched.