

任意形状・大型径地盤改良が可能な高圧噴射攪拌工法の開発  
と改良地盤の品質評価手法の提案

2015 年 1 月

手塚 広明

## 目次

1 章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 高圧噴射攪拌工法の開発の経緯とウォータージェットの基本理論	4
1.2.1 ウォータージェット利用と既存の高圧噴射攪拌工法	4
1.2.2 ウォータージェットの基本理論 <sup>1.11)1.12)1.13)1.14)</sup>	8
1.3 改良地盤の変形・強度特性に関する既往の研究	14
1.3.1 既往の研究の整理・分類方法	14
1.3.2 建築分野の基準, 指針類の設計値の考え方	14
1.3.3 土木分野の基準, 指針類の設計値の考え方	19
1.3.4 変形・強度特性に関するその他の既往の研究	23
1.4 改良地盤の品質確認に関する既往の研究	29
1.4.1 既往の研究の整理・分類方法	29
1.4.2 建築分野の基準, 指針類の品質確認の考え方	29
1.4.3 土木分野の基準, 指針類の品質確認の考え方	33
1.4.4 品質確認に関するその他の既往の研究	36
1.5 本研究の目的	45
1.6 本論文の構成	46
2 章 任意形状・大型径改良が可能な高圧噴射攪拌工法の開発	51
2.1 はじめに	51
2.2 工法の概要	52
2.2.1 任意形状改良および大型径改良について	52
2.2.2 礫地盤への対応性の向上について	55
2.2.3 リアルタイム施工管理装置について	56
2.3 施工方法	58
2.3.1 施工機械と施工仕様	58
2.3.2 施工手順	59
2.4 大型径化のための噴射特性の検討	60
2.4.1 ロードセルを用いた気中での水ジェット噴射実験	60
2.4.2 大型水槽を用いた水中での水ジェット噴射実験	65
2.5 原位置での品質確認試験による検証	70
2.5.1 開発目標	70
2.5.2 任意形状改良の検証	72
2.5.3 任意な大型径改良の検証	87
2.5.4 改良体の基本的な力学特性の検証	91
2.5.5 孔曲り計測によるリアルタイム施工管理の検証	130
2.5.6 専用管理装置によるリアルタイム管理の検証	139
2.6 まとめ	143
3 章 改良地盤の変形・強度特性の研究	145
3.1 はじめに	145
3.2 変形特性の正確な評価方法	149
3.2.1 目的	149
3.2.2 試験概要	150
3.2.3 LDT による変形係数の試験結果のまとめと評価	151
3.2.4 LDT による変形係数測定精度(ばらつき)の評価	156
3.2.5 低強度改良体における LDT による変形係数の評価	157
3.2.6 繰返し載荷時のひずみ依存性を考慮したせん断剛性の評価	160
3.2.7 まとめ	171
3.3 拘束圧依存性を考慮した変形・強度特性の評価方法	172

3.3.1	目的	172
3.3.2	現場コア試料による拘束圧依存性の検討	172
3.3.3	室内配合供試体による拘束圧依存性の検討	174
3.3.4	まとめ	184
3.4	長期材齢を考慮した強度・変形特性の評価方法	185
3.4.1	目的	185
3.4.2	試験概要	185
3.4.3	室内配合試験による長期強度の検討	186
3.4.4	不攪乱コア試料による長期強度の検討	188
3.4.5	原位置 PS 検層による長期強度の検討	189
3.4.6	まとめ	191
3.5	まとめ	192
4	改良地盤の原位置弾性波速度に基づく品質評価の研究	195
4.1	はじめに	195
4.2	室内超音波パルス試験による弾性波速度 $V_s$ と一軸圧縮強度 $q_u$ の相関性の検討	198
4.3	試料と測定法の相違による $V_s \sim q_u$ 関係の検討	203
4.3.1	目的	203
4.3.2	試料の相違が $V_s \sim q_u$ 関係に与える影響の検討	203
4.3.3	測定法の相違が $V_s$ に与える影響の検討	206
4.3.4	まとめ	207
4.4	未改良土塊混入が $V_s \sim q_u$ 関係に及ぼす影響の検討	209
4.4.1	目的と試験方法	209
4.4.2	試験結果	211
4.4.3	まとめ	214
4.5	材齢が $V_s \sim q_u$ 関係に及ぼす影響の検討	215
4.5.1	目的と試験方法	215
4.5.2	試験結果	215
4.6	まとめ	216
5	改良地盤の品質評価手法の提案	218
5.1	はじめに	218
5.2	従来の品質確認手法の課題	218
5.2.1	改良体の強度確認の課題	218
5.2.2	改良体の連続性確認の課題	219
5.2.3	改良体の改良径確認の課題	220
5.3	強度に関する品質確認手法	221
5.3.1	概要	221
5.3.2	サンプリングコーンによる強度に関する品質確認手法	222
5.3.3	原位置 PS 検層による深度方向に連続的な強度確認手法	233
5.4	出来形に関する品質確認手法（改良形状の確認）	238
5.4.1	確認手法概要	238
5.4.2	ビデオコーンによる造成直後の改良形状の確認	239
5.4.3	光ファイバ温度計による造成中の改良形状の確認	241
5.4.4	音波計測による造成中の改良形状の確認	245
5.5	まとめ	251
6	結論	255
	謝辞	257

# 1 章 序論

## 1.1 研究の背景

平成23年3月11日の三陸沖を震源とするマグニチュードM=9.0の東北地方太平洋沖地震によって、広域にわたり多種多様な地盤を中心とした災害が発生した。各種の被害状況報告<sup>1.1)</sup>によれば、現行の技術基準で設計・建設されてきた各種構造物は、壊滅的な被害を受けたものは少なかった。しかし、技術基準がないものあるいは建設当時の技術基準が現在の基準と比較すると耐震検討が不十分であった住宅地、土構造物や自然斜面、港湾施設、民間産業施設等で大きな被害を受けた施設が数多くあった(写真1.1~1.3)。特に、液状化に関しては、その範囲は、東北のみでなく関東地方の東京湾岸、利根川沿線などを中心に広く分布しており(図1.1)<sup>1.2)</sup>、液状化対策を実施していない住宅、道路、ライフラインなどの都市施設、港湾などの産業施設、河川堤防などに多大な被害をもたらした。このうち、液状化による家屋の被害は9都県80市区町村において27,000棟(国土交通省都市局調査)も発生している。特に浦安市では市の面積の85%程度の範囲で液状化が生じており、甚大な被害を受けた<sup>1.1)1.3)</sup>。



図 1.1<sup>1.2)</sup> 東北太平洋沖地震による液状化発生地点



写真 1.1 浦安市の沈下  
傾斜した交番<sup>1.4)</sup>

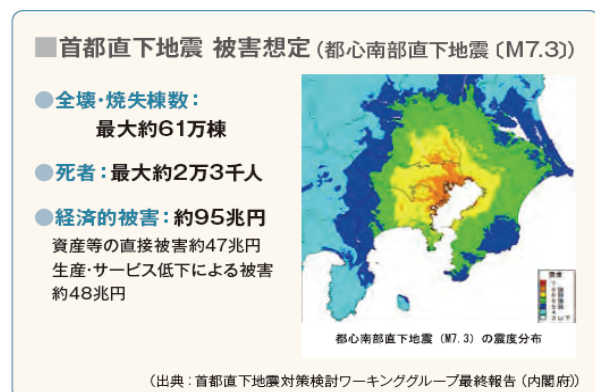
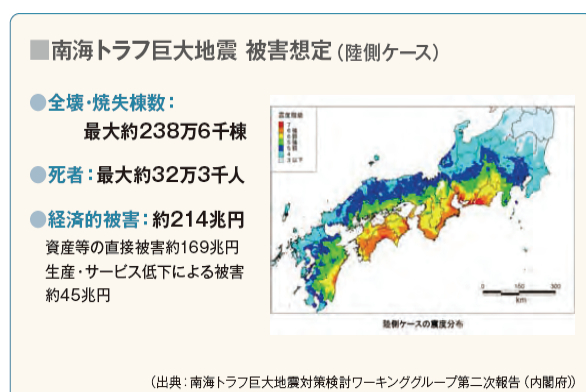


写真 1.2 埋戻土沈下による  
基礎杭の露出状況  
(女川原子力発電所)<sup>1.5)</sup>



写真 1.3 物揚場護岸のはらみだしの  
状況：拘束の大きいデリック  
クレーン位置と護岸変位の  
違いが確認できる  
(福島第一原子力発電所)<sup>1.5)</sup>

平成 25 年 6 月の内閣府中央防災会議の報告書<sup>1.6)</sup>によれば、文部科学省地震研究推進本部における長期評価において 30 年以内で南海地震は 60%程度、東南海地震は 70～80%の発生確率とされており、経済的被害が 214 兆円（建物等の直接被害約 170 兆円，生産・サービスの低下被害約 45 兆円，ただし、地震動が「陸側のケース」）にのぼると試算がされている。更に、平成 25 年 12 月の内閣府中央防災会議の報告書<sup>1.7)</sup>によれば M7 クラスの都心南部直下地震が 30 年間で 70%の確率で発生し、その経済的被害が 95 兆円（建物等の直接被害 47 兆円，生産・サービスの低下被害 48 兆円）にものぼるとの試算が報告されている。





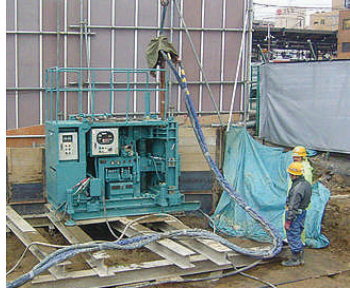
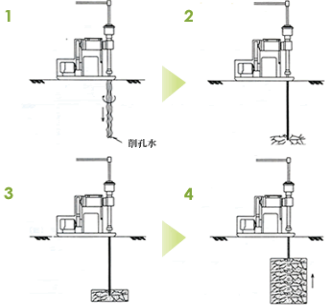
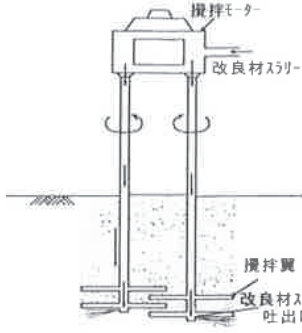
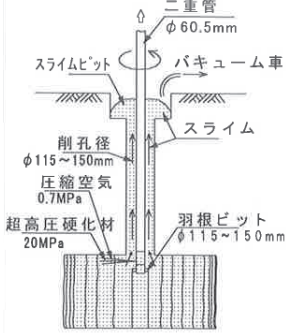
出典：「国土強靱化とは?～強くて、しなやかなニッポンへ～：内閣官房国土強靱化推進室」

我が国では「強くしなやかな国民生活の実現を図るための防災・減災等に資する国土強靱化基本法」が 2013 年 12 月 4 日に成立し、法的にも政策的にも国土強靱化を推進する体制が整いつつある。これからますます、社会インフラの老朽化対策や耐震化などの事前防災・減災対策を推進し、産業・生活基盤の強化を図る施策が増えていくことが予想される。

このような背景のもと、既設構造物を対象に地震動による応答加速度の低減や液状化防止といった耐震補強のニーズが高まっており、耐震補強として地盤改良が適用される事例が多くなってきている。特に原子力発電所の取放水関連等の地下構造物の新規制基準適合性のための地盤改良や埋立地を中心とした岸壁や各種産業施設の耐震補強としての地盤改良の事例が急増している。一方、第 3 次補正予算により「液状化対策推進事業」が成立し、公共道路と民間の宅地を一体化した液状化対策の推進が行われることになり、液状化対策工法の有力な対策工法に地盤改良による格子状改良工法が挙げられている。

このように既存構造物を対象とした地盤改良では、狹隘な箇所において施設を供用しながらの施工となることが多い。したがって、小型の施工機械で低騒音・低振動工法であること、さらに地盤改良時に周辺地盤に変状が発生しない工法でなければ適応が難しい。現在、適用が可能な地盤改良工法としては、薬液注入工法と高圧噴射攪拌工法の2つの固化工法（表 1.1）があげられる。

表 1.1 固化工法の分類

工 法 概 要	固化工法		
	薬液注入工法	深層混合処理工法	
		機械攪拌工法	高圧噴射攪拌工法
			
			
	<p>地盤内に圧力をかけて薬液を注入することによって、地盤を固化させる工法。</p>	<p>攪拌翼を回転・引上げすることによって原地盤と固化材を強制的に混合攪拌し、柱状改良体を造成する工法。</p>	<p>固化材を高圧で噴射しながら回転・引上げをすることによって、原地盤を切削、混合攪拌し、柱状改良体を造成する工法。</p>

薬液注入工法は小型のボーリングマシンを用いて、溶液等の薬液を地盤に注入することで、地盤を固化させる工法であるが、対象地盤が砂地盤以外の場合、均質な改良体（浸透注入）ができないこと、改良体の最大一軸圧縮強度  $q_u = \text{約 } 0.2\text{MN/m}^2$  程度と高強度改良が期待できない といった特徴から耐震補強工事としての用途は限定されてしまう。

一方、深層混合処理工法の一つである高圧噴射攪拌工法は、小型のボーリングマシンを用いてセメントミルクとエアの混合体を超高压で地中にジェット噴射することで原地盤を切削、混合攪拌し、セメント改良体を造成する工法である。このように、ジェット噴流を用いた工法であるため、対象地盤は粘性土地盤、砂質土地盤、砂礫土地盤と広範囲であり、改良体の最大一軸圧縮強度  $q_u = \text{約 } 4\text{MN/m}^2$  と、高強度改良であることが特徴であるため耐震補強工事としての幅広い用途に適用できる工法である。したがって、今後の耐震補強工事等を中心に、ニーズは非常に高まっている。

現在まで、セメントミルクの噴射量や噴射圧力等に応じて各種の高圧噴射攪拌工法が実用化され、これまで主に土留め壁の欠損防護・先行地中梁・底盤改良、シールド工事の発進・到達防護等の仮設利用として広く用いられてきた。今後、本設構造物としての多くの利用が期待されている中、本設として設計するための合理的な品質評価や施工後の確実な品質確認方法が課題とされていると同時にコスト縮減、工期短縮も重要な課題とされている。

## 1.2 高圧噴射攪拌工法の開発の経緯とウォータージェットの基本理論

### 1.2.1 ウォータージェット利用と既存の高圧噴射攪拌工法

#### (1) ウォータージェットの利用について

高圧噴射攪拌工法の基本技術は、ウォータージェットである。ウォータージェットとは、直径 0.1mm～数 mm 程度のノズルから数 10MPa～数 100MPa の圧力と音速 (340m/S) 以上で噴射される水噴流である。このウォータージェットは高性能の切削性や破砕性を有し、水噴流の直進性から一方向のみにエネルギーが作用するため切削部以外の材料を痛めることがないのが特徴である。ウォータージェットの工業化は 19 世紀になってからであり、砂利を採取するために用いられた例や、石炭採掘に応用された例などが報告されている。水だけを用いるもの以外に、水に何らかの研磨材を添加(アブレシブジェット)するものがあり、鉄筋コンクリート、ガラス、鉄鋼などから、宝石、ダイヤモンドまでも切断可能である。また、複合材料の加工や厚いものの加工も可能である。なお、現在では、その噴射圧力等に応じて、図 1.2<sup>1.8)</sup>に示すように多くの分野で利用されている。

圧力 Mpa	速度 m/sec	ポンプ	ノズル	利用分野
10	130			・手術 ・一般洗浄
50	290	ブラ ン ジ ャ ー ポ ン プ	金 属 硬 化 処 理 ▽ △ 超 硬 合 金 ▽ △ セ ラ ミ ッ ク ▽ △ フ ィ ー ス タ ー ポ ン プ	・表面処理 (比較的固結力のな いものの処理) ・洗浄 (上下水道・船舶他) ・地盤掘削  ・表面処理 ・洗浄 (固着物) ・部品洗浄 ・アトマイズ加工 ・軟岩掘削
100	410		△ フ ィ ー ス タ ー ポ ン プ	・表面処理、洗浄 (固着物) ・部品洗浄 ・硬岩掘削 ・アスファルト、コンクリート 切断
200	580		△ フ ィ ー ス タ ー ポ ン プ	・硬岩切断 ・コンクリート切断 ・各種材料の切断

図 1.2 産業界でのウォータージェット利用 <sup>1.8)</sup> 一部加筆

建設業においては 1970 年代から使用され始めて、現在実用化されている工法としては表 1.2<sup>1.9)</sup>があり、最近では原子炉の解体技術や汚染土壌の洗浄技術としての利用としても注目を集めている。

表 1.2 建設業で実用化している工法一覧 <sup>1.9)</sup>一部加筆

工法名	工法の概要	特徴	ウォータージェットの高圧水圧 (Mpa) 流量 (l/min)	主な機械装置
地盤改良法 ー噴射注入工法ー	水やセメントミルクなどの噴流もしくは、これらの噴流と空気噴流を同時に噴射して地盤を破壊し、そこに柱状もしくは壁状の団結体を築造する。	1. 出来上がりの団結体の直径は、水噴流、空気噴流の流量、圧力によって調節できる。 2. 直径10cmのガイドホールで直径2mの団結体を築造できる。 3. 礫層を除く地盤に利用できる。	20～50 50	1. ブランジャーポンプ 2. 水力モニターとその引揚げ、挿入機械、コラムマシンなど 3. コンプレッサー 4. グラウトポンプ他
水力掘削工法 ーウォータージェットとビットの併用掘削法ー	建造物の大型化に伴い、その基礎に大きな支持力が求められている。そのため、大きな支持層を求めて、岩盤・砂礫を掘削するケースが増えている。この工法は、このようなニーズに応えたもので、リバースサーキュレーションのビットとウォータージェットを併用し、山留めの親杭、基礎杭の築造に利用。	1. 地盤はもとより岩盤の掘削にも利用。 2. 掘削能率がビットのみの場合の1.3～1.7倍掘削精度がいい。 3. 掘削精度がいい。鉛直精度は1/800～1/1000。 4. 低静音、低振動工法。	40～50 100～150	1. リバースサーキュレーション掘削機 2. ウォータージェット併用ビット 3. ブランジャーポンプ 4. 逆弁 5. 高圧スイベル
規制杭、鋼管セルの打込み、引抜き工法 ーウォータージェットとパイプロの併用工法ー	基礎杭、鋼管セルおよびシートパイルに高圧水を導くパイプもしくはホースを沿わせ杭やセルの先端からウォータージェットを噴射しながらパイプロハンマーなどの杭打機で、杭やシートパイルを打ち込む工法。	1. 砂礫層や泥岩層への杭の打込み、引抜き可能。 2. 施工能率は従来工法の2～5倍程度。 3. 水噴流の直進性を利用することで杭の鉛直精度がいい。	20～50 杭径、鋼管セルの径によって異なる。	1. ブランジャーポンプ 2. パイプロ杭打機 3. クレーン 4. 杭、セル下端部の水力モニター
コンクリート構造物の改修・補強工法 ーはつり、切削工法ー	規制コンクリート構造物をウォータージェットではつたり、切削したりして補修、補強する工法。塩害対策、耐震補強工法の1つとして加圧用が期待される。	1. コンクリートの劣化部を確実に除去できる。 2. 施工能率がいい。 3. 粉塵や騒音の発生が少ない。 4. アブレシブジェットの利用でコンクリートと鉄筋の切断可能。 5. 鉄筋を残してコンクリートのみ切断可。	10～250 12～26	1. ブランジャーポンプもしくはブースターポンプ 2. はつり、切削ロボット
洗浄	コンクリート、鉄板などの被洗浄体の汚れ、汚染をウォータージェットのエネルギーによって粉塵に破碎し、流出によって洗浄する工法。	1. 機械装置が簡単で機動性に優れている。 2. 汚物を取り除くのに、その付着強度の強さに応じてウォータージェットの圧力調子が容易。	10～20 30～50	1. ブランジャーポンプ 2. 各種の洗浄用水力モニター

## (2) 既存の高圧噴射攪拌工法について

高圧噴射攪拌工法は薬液注入工法（1960 年代より実用化）を改善する目的で開発され、1970 年代から実用化されてきた。薬液注入工法は最大約  $0.5\text{MPa}$  程度の圧力で地盤に薬材を注入する工法である。そのため、透水係数の比較的大きな砂質土地盤では、浸透注入となり土粒子の間に薬材が充填された状態となるため均一性は高いが強度は以下に示すように一軸圧縮強さ  $q_u=0.2\text{MN/m}^2$  程度である。また、透水係数の比較的小さな粘性土土地盤では地盤中に脈状に注入材が入った割裂注入となるため均一性を確保することができない。このように、薬液注入工法では高強度で均一な改良とすることは難しい。そこで、高圧噴射攪拌工法では、ウォータージェットの力で地盤を切削して、その切削した空間にセメントスラリーを混合攪拌するという新しい概念を導入した。つまり、構造体として地盤に改良体を造成するといった考え方であるため、高強度の改良体が期待できる。なお、高圧噴射攪拌工法と他の地盤改良工法との改良体の一軸圧縮強度を比較すると以下の通りとなる。

薬液注入工法・・・・・・・・・・  $q_u=0.1\sim0.2\text{MN/m}^2$

機械攪拌工法・・・・・・・・・・  $q_u=0.1\sim1.0\text{MN/m}^2$

高圧噴射攪拌工法・・・・・・・・  $q_u=1.0\sim5.0\text{MN/m}^2$

なお、高圧噴射攪拌工法は、図 1.3<sup>1.10)</sup>に示すようにその噴射方式により大きく 3 種類に分類される。

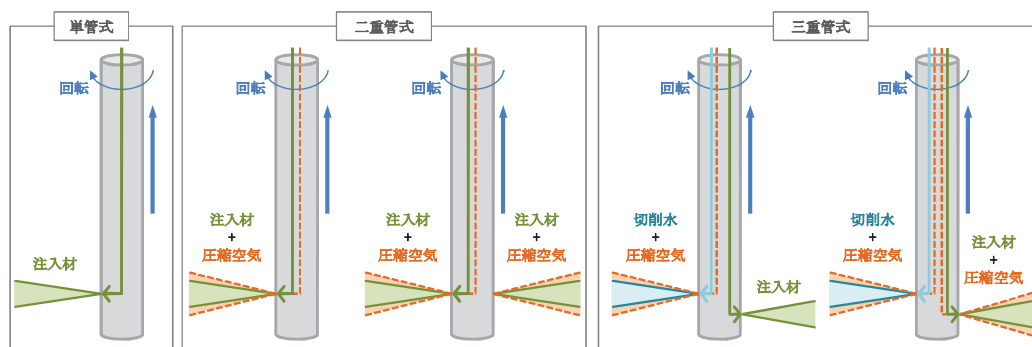


図 1.3 高圧噴射攪拌工法の分類<sup>1.10)</sup> 一部加筆

### ・単管方式

ボーリングロッドの側壁に取りつけられた単孔ノズルから注入材（セメントスラリー）を噴射しながらロッドを回転引揚することによって柱状回結体を造成する方法である。この方式はエア（圧縮空気）を用いていないため、地下水以下では、図 1.6 に示すようにジェット噴流の到達距離の減衰が大きくなるため、改良径は最大でも  $\phi 1.5\text{m}$  程度と他の方式に比べて小さい。また、切削に伴って発生する排泥を地上に排出させない機構であることから、地盤変状が発生する可能性が高いことが課題である。なお、開発初期はすべてこの方式であった。

### ・二重管方式

本方式は、単管方式に圧縮空気を沿わせることで到達距離をできるだけ空気噴射に近づけて改良径の増大を図った工法である。現在では最大改良径  $\phi 5.0\text{m}$  までの工法が開発されている。また、施工に伴ってセメントスラリー分の排泥を地上に排出させることから地盤変状がほとんど発生しないことが可能な工法である。

### ・三重管方式

二重管方式は、高圧で噴射されたセメントスラリー事体で地山を切削、混合攪拌する考え方であるのに対して、本工法は、切削としては上部の高圧水ジェットで行い、切削した箇所に下方から中圧でセメントスラリーを充填するといった考え方の工法である。エア（圧縮空気）を用いる事やセメントスラリー分の排泥を地上に排出させることは二重管方式と同じである。

表 1.3 に現在，実用化されている高圧噴射攪拌工法の一覧を示す．表中の総噴射エネルギーは，式 1.9～1.11 で算定したものである．

表 1.3 実用化されている高圧噴射攪拌工法一覧

[illegible]

## 1.2.2 ウォータージェットの基本理論 <sup>1.11)1.12)1.13)1.14)</sup>

### (1) ジェット噴流の構造

モニターのノズルから噴射されるジェット噴流は、図 1.4<sup>1.12)</sup>に示すように大きく 3 つの区間に分類できる。ポテンシャルコアを一定に保持する初期区は、空気を含まない透明な部分であり、ノズル口の圧力をそのまま保持している。主要区は、初期区でのポテンシャルコアが消滅し始め、外縁部には空気が混入し始める。末期区は、噴流水中に多量の空気が含まれて、流れは不連続流となり最終的には水流が分解されて水滴状となる。高圧噴射攪拌工法で混合攪拌領域（改良径）を大きくするためには、この初期区を出来るだけ長くし、主要区の噴流軸上の動圧および速度を大きくすることが重要である。また、噴流軸上の動圧を大きくするためには、ジェットの広がり小さくすることが重要である。

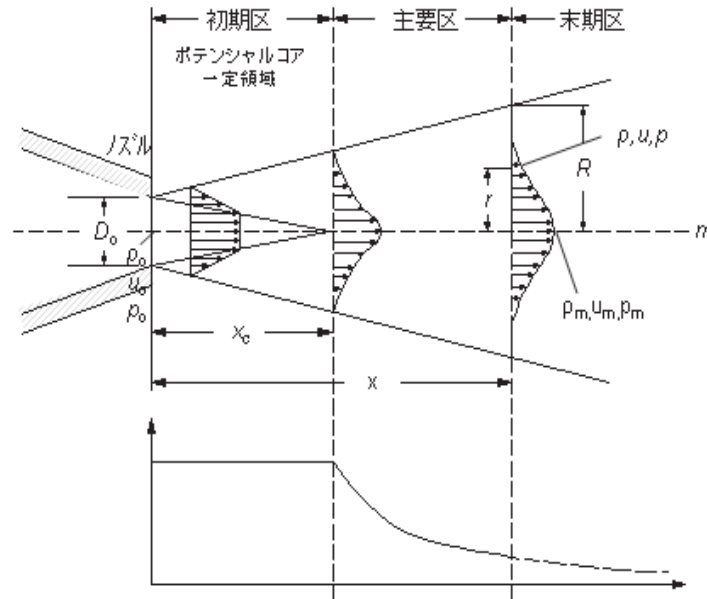


図 1.4 ジェット噴流の構造の説明 <sup>1.12)</sup> 一部加筆

ここに、  
 $D_0, R_0$  : ノズル口径, ノズル半径  
 $R, r$  : 噴流の半径, 噴流断面上の任意点の半径  
 $u_0, u_m, u$  : ノズル出口, 噴流軸上および噴流断面上の任意点速度  
 $\rho_0, \rho_m, \rho$  : ノズル出口, 噴流軸および噴流断面上の任意点密度  
 $x_c$  : 初期区長さ  
 $p_0, p_m, p$  : ノズル出口, 噴流軸および噴流断面上の任意点動圧

既往の実験結果<sup>1.13)</sup>によれば、水ジェットの広がり幅  $R$  は、噴出口からの距離  $x$  の関数として正の係数  $k$  を用いて、空気中では式 1.1 で水中では式 1.2 で与えられる。

$$R = k\sqrt{x} \quad \text{式 1.1}$$

$$R = kx \quad \text{式 1.2}$$

さらに、式 1.1、式 1.2 から次式が得られる。

$$\frac{p_m}{p_0} = \frac{\rho_m u_m^2}{\rho_0 u_0^2} = \frac{x_c}{x} \quad (\text{空気中に水ジェット}) \quad \text{式 1.3}$$

$$\frac{p_m}{p_0} = \frac{\rho_m u_m^2}{\rho_0 u_0^2} = \left(\frac{x_c}{x}\right)^2 \quad (\text{水中に水ジェット}) \quad \text{式 1.4}$$

式 1.3, 式 1.4 は, 実験結果とほぼ一致している (図 1.5<sup>1.13)</sup>). このように, 水ジェットを水中に噴射した場合の軸上での動水圧の減衰率は気中に噴射した場合よりもかなり大きい. 一般的な高圧噴射攪拌工法では, 地下水位以下の地盤を対象にすることが多い. その場合, 水ジェット (実施工ではセメントスラリー) は水中に噴射する場合と類似になる. そこで, セメントスラリーのジェットをエアジェット (空気噴射) に沿わせて噴出することによって, できる限り空气中に噴射した動水圧の距離減衰に近づけ, 混合攪拌領域 (改良径) が拡大することを図っている. 図 1.6<sup>1.12)</sup>は, ノズル径 2mm, 吐出圧力 20MPa での空气中と水中および水中でエアジェットを沿わせた場合での軸上動水圧力の距離に関する実験結果を示したものである. 水中噴射の場合の動水圧距離減衰率は, 空気噴射の場合の動水圧減衰率よりかなり大きいが, エアジェットに沿わせるとかなり改善することがわかる.

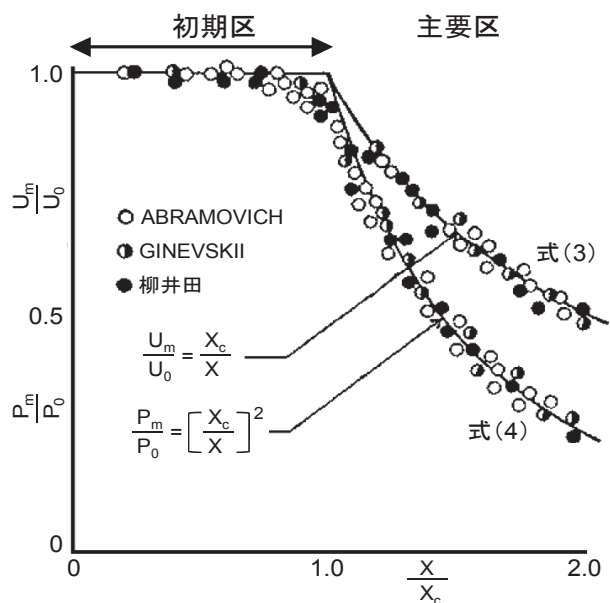


図 1.5 気中と水中の気流ジェット軸上の動圧分布<sup>1.13)</sup> 一部加筆  
(○, ◐, ●: 実験データ)

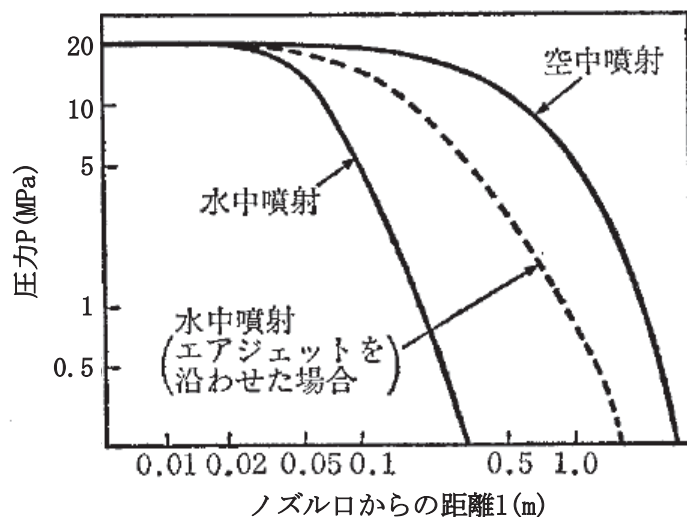


図 1.6 各噴流でのジェット到達距離<sup>1.12)</sup>

## (2) エアジェット速度の検討

図 1.7 は八尋ら<sup>1.14)</sup>の研究成果であり，水噴流のノズル吐出圧力 14.2, 25.1, 55.2MPa の 3 ケースにおける空気噴射の噴射速度  $V_a$  と初期区長さ  $X_c$  の関係である． $X_c$  は  $V_a$  が大きくなると増加する傾向を示し， $V_a > \text{音速}/2$  ( $\approx 170\text{m/sec}$ ) ではほぼ一定となる．

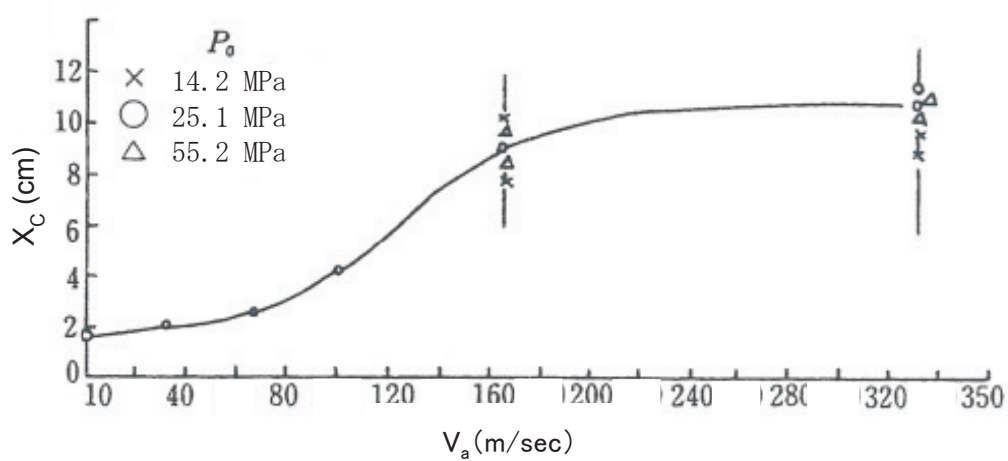


図 1.7 初期区長さ  $X_c$  と空気噴射速度  $V_a$  の関係<sup>1.14)</sup> 一部加筆

## (3) ノズルの検討

ノズルはジェット噴流の損失水頭をできるだけ小さくし，初期区長さ  $x_c$  をできるだけ大きくできる形状とすることが望ましい．既往の実験<sup>1.15)</sup>では，図 1.8 のノズル絞り角度  $\theta$  および吐出口直線部 ( $L1$ ) を指標にして  $x_c$  を測定している．その結果 (図 1.9~1.10) によると， $\theta = 13^\circ$ ， $L1 = 4D_0$  のときに  $X_c$  が最大となる．

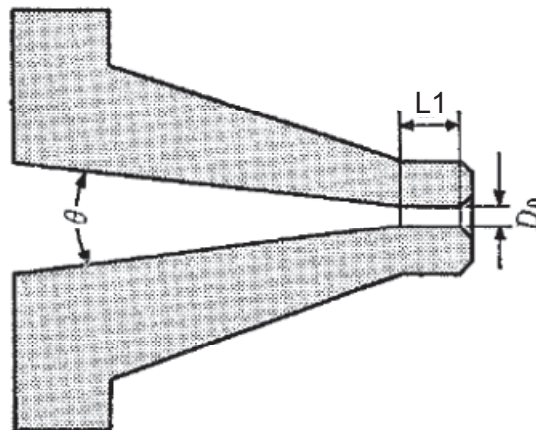


図 1.8 ノズル形状<sup>1.12)</sup>

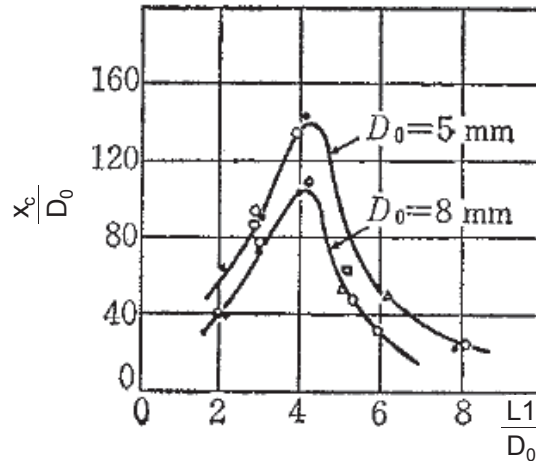


図 1.9 初期区長さノズル吐出口直線部長さ <sup>1.12)</sup> 一部加筆

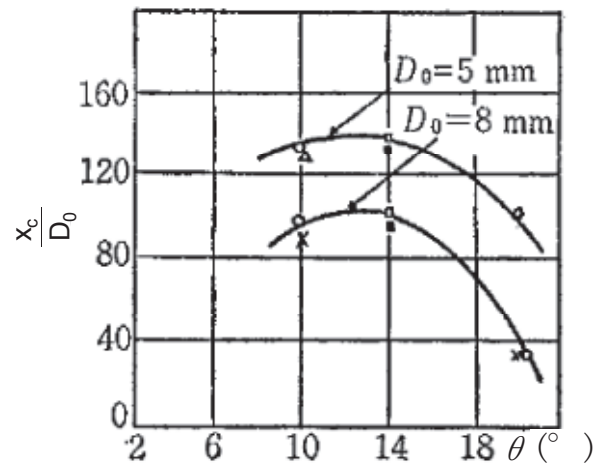


図 1.10 初期区長さノズル内面絞り角 <sup>1.12)</sup> 一部加筆

#### (4) 高圧噴射攪拌工法の地盤切削（改良径）の考え方

##### 1) 吉田らの研究 <sup>1.11)</sup>

水噴流の地盤切削特性に影響する主要因としては、以下の7つであるとしている。

- ① 噴射圧力 ( $P_0$ )
- ② 噴射流量 ( $Q_w$ )
- ③ ノズルの移動速度 ( $V_n$ )
- ④ ノズルの繰り返し切削回数 ( $N_t$ )
- ⑤ ノズルの対象面との距離 ( $SD$ )
- ⑥ 静水圧 ( $P_a$ )
- ⑦ 対象物の諸特性（圧縮強度，引張強度，粘着力，間隙比など）

上記の各因子は切削深さを特性値とした場合，各因子が独立であると仮定して，切削深さを式 1.5 で与えている。

$$L_m = AP_0^{\alpha} Q_w^{\beta} N_t^{\gamma} V_n^{\sigma} \quad \text{式 1.5}$$

この式から，砂地盤を対象とした地中での切削実験から式 1.6 を求めた。

$$L_m = (4.95 P_m P_0^{-1.4} Q_w^{-1.6} N_t^{-0.2} V_n^{-0.3})^{-1/1.4} \quad \text{式 1.6}$$

ここで、A : 地盤特性による係数  
 $V_m$  : ジェットグラウトの造成速度  
 $V_n$  : ノズルの移動速度 ( $V_n = D_m \pi R_s / 60$ )  
 $D_m$  : 噴射管の外径  
 $R_s$  : 回転数

なお、上記の実験式でも明らかなように、ジェットグラウト工法の造成径への影響因子の内、噴射圧力と噴射流量の効果が最も大である事及びその効果の度合いは両因子間にそれほど差はなく若干噴射流量の効果が大きいと言える。これらから、水噴流エネルギー（噴射圧力×噴射流量）によりジェットグラウト工法などの噴射攪拌工法の造成径がほぼ決定される事になる。

水噴射エネルギー以外の要因として、ノズル回転速度と繰り返し回数がある。各々の要因と切削距離の関係を砂地盤でジェットグラウト装置を用いた実験で吉田等が明らかにしている。図 1.11<sup>1.11)</sup> に繰り返し回数をパラメータとして回転速度と切削距離の関係を示す。切削距離を大きくするためには、回転速度はできるだけ小さい方がよい。回転速度が 10 回転以上であると回転速度と切削距離の関係はほぼ平衡状態になる。従って、大きな径の改良体を造成するためには、回転速度は 3 (rpm) までが最適であり効率的に作業するためには、回転速度を大きくした方がよいことになる（ここで、rpm とは 1 分間の回転数）。図 1.12<sup>1.11)</sup> に繰り返し回数と切削距離の関係を示す。この図から明らかなように、繰り返し回数は 5 回までは回数の増加に従って切削距離は大幅に増加するが、それ以上に増加しても切削距離の増加は少ないと報告している。

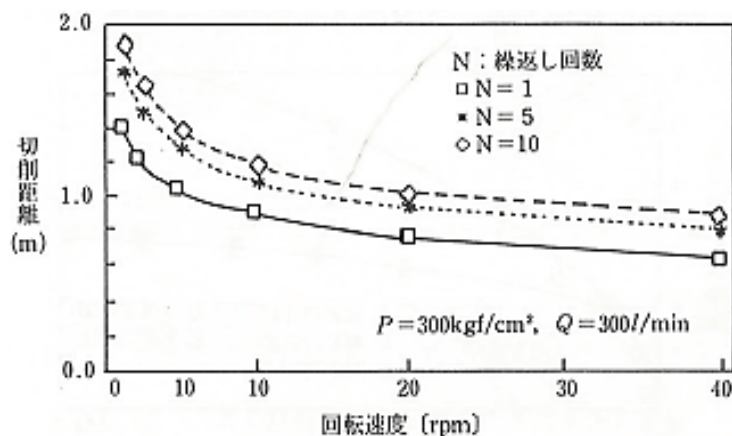


図 1.11 回転数と切削距離との関係<sup>1.11)</sup>

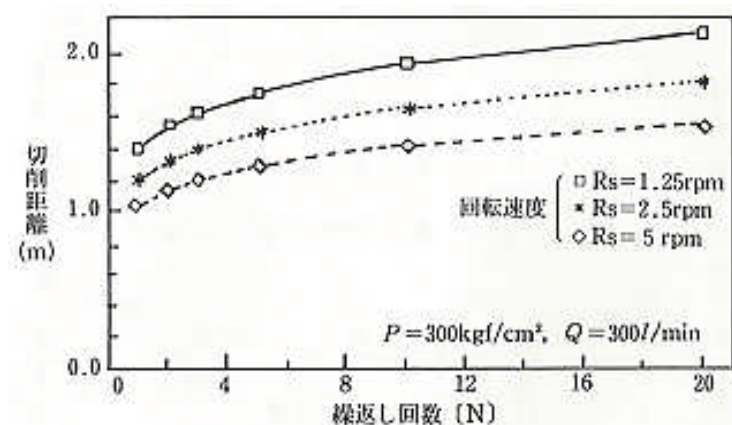


図 1.12 繰返し回数と切削距離との関係<sup>1.11)</sup>

## 2) 山崎らの研究<sup>1.16)</sup>

過去の文献等によると、高圧噴射による地盤切削距離  $S$  は、噴流の噴射圧力  $Pm$ 、ノズル径（噴量） $d_0$ 、噴射の移動速度  $Vtr$ 、繰り返し回数（切削回数） $N$ 、および地盤の強度  $\sigma c$  が影響を及ぼす因子となり、式 1.7 で与えられる。

$$S = f(Pm, d_0, Vtr, N, \sigma c) \quad \text{式 1.7}$$

各実規模実験結果から式 1.7 を用いて、式 1.8 で評価できるとしている。

$$S = 64.0 Pm^{0.271} d_0^{0.325} Qe^{0.190} Vtr^{-0.025} N^{0.233} \quad \text{式 1.8}$$

ここで、	$S$	: 地盤切削距離 (cm)	
	$Pm$	: 噴射圧力 (MPa)	$(35 \leq Pm < 40)$
	$d_0$	: ノズル径 (cm)	$(35 \leq d_0 < 0.45)$
	$Qe$	: エアー噴射量 (Nm <sup>3</sup> /min)	$(5.0 \leq Qe < 7.0)$
	$Vtr$	: 移動速度 (cm/s)	$(95 \leq Vtr < 120)$
	$N$	: 切削回数	$(1.5 \leq N < 3.5)$

## 3) GTM 工法のマニュアル<sup>1.17)</sup>

総噴射エネルギー  $E_{it}$  は式 1.9 で与えられる

$$E_{it} = E_{iw} + E_{ig} + E_{ia} \quad (\text{MJ/m}) \quad \text{式 1.9}$$

ここに、	$E_{iw}$	: 水噴射のエネルギー	(式 1.10)
	$E_{ig}$	: グラウト噴射のエネルギー	(式 1.10)
	$E_{ia}$	: 圧縮空気の噴射エネルギー	(式 1.11)

$$E_i (w, g) = P \times Q \times V_t \quad (\text{MJ/m}) \quad \text{式 1.10}$$

ここに、	$P$	: 噴出圧力 (MPa)
	$Q$	: 噴出流量 (m <sup>3</sup> /min)
	$V_t$	: ロッド引上げ速度 (min/m)

$E_{ia}$  は Tornaghi の公式により式 1.11 で求められる。

$$E_{ia} = 0.35 \times Qa \times [(10 \times Pa)^{0.29} - 1] \times V_t \quad (\text{MJ/m}) \quad \text{式 1.11}$$

ここに、	$P$	: 圧縮空気噴出圧 (MPa)
	$Q$	: 圧縮空気噴出流量 (m <sup>3</sup> /min)
	$V_t$	: ロッド引上げ速度 (min/m)

## 1.3 改良地盤の変形・強度特性に関する既往の研究

### 1.3.1 既往の研究の整理・分類方法

高圧噴射攪拌工法は深層混合処理工法の一種であり、深層混合処理工法は建物を中心とした建築構造物の基礎や耐震補強（液状化対策含む）ならびに盛土や岸壁、橋脚基礎、擁壁、ボックスカルバート等の地中構造物といった多方面の土木構造物の支持地盤や耐震補強（液状化対策含む）として用いられている。これらの基礎の設計において変形・強度特性を適切に評価することは必須であるため、各方面の基準および指針類等ではこれらの設計値（または考え方）を記述している。そこで、本項では建築分野（「1.3.2 建築分野の基準、指針類の設計値の考え方」）と土木分野（「1.3.3 土木分野の基準、指針類の設計値の考え方」）に分けて、設計において重要な指標である ・設計基準強度 ・長期強度 ・せん断強度および拘束圧依存性 ・変形係数 ・動的変形特性の設計値（または考え方）についての基準、指針類の内容をまとめたものを記述する。さらに、各基準および指針類に記載されていないが本工法開発において参考とすべき改良地盤の変形・強度特性に関する既往の研究を「1.3.4 変形・強度特性に関するその他の既往の研究」に記述する。

### 1.3.2 建築分野の基準、指針類の設計値の考え方

#### (1) 現在までの基準、指針類の整備の経緯

建築分野で深層混合処理工法に関する初めての指針は「建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針[1997]：日本建築センター」<sup>1.18)</sup>（以下、「センター指針」と記す）である。この指針によって、一定水準以上の改良地盤の設計、品質管理ができるようになり、建築基礎に深層混合処理工法が広まった経緯がある。また、兵庫県南部地震でも、深層混合処理工法等による改良地盤上の建物はほとんど被害を生じなかったこともあり、急速に普及が始まった。その後、出版された「建築基礎構造設計指針[2001]：日本建築学会」（以下、「建築基礎指針」と記す）においても、深層混合処理工法の設計・施工に関する本格的な記述があり、さらに「建築基礎のための地盤改良設計指針案[2006]：日本建築学会」<sup>1.19)</sup>（以下、「建築地盤改良指針」と記す）にて計画や設計を中心に、より詳細な記述に至った。ただし、いずれの指針も機械攪拌工法を対象としているが、「センター指針」では、「高圧噴射攪拌工法のように基本的に施工方法が異なるものについては、機械攪拌工法との相違点を明らかにし、改良地盤に対する要求性能を基本に設計に必要な地盤定数の整備、品質管理方法の適用性などについて別途検討すれば、本指針の内容の適用できる部分も多い」と記述があることから、本指針を準用して高圧噴射攪拌工法の設計、施工を行っていることも多い。

本項ではこれらの建築分野の基準、指針の基本的な設計値の考え方を記述する。なお、「建築地盤改良指針」<sup>1.19)</sup>が「建築基礎指針」の地盤改良編として位置づけられている事、更に「建築地盤改良指針」<sup>1.19)</sup>が最新の知見を踏まえて「センター指針」<sup>1.18)</sup>よりも上位の指針の位置づけであることから、以下は、「建築地盤改良指針」<sup>1.19)</sup>の設計値に関する考え方を中心に記述する。

#### (2) 設計基準強度 $F_c$

改良体の設計基準強度の具体的な設定方法としては以下の3つの方法が提案されている。

- ①実大強度を設計基準強度と仮定する方法
- ②信頼性設計法による方法
- ③実績データにより求める方法

3つの方法とも設計基準強度の設定には、その簡便性から材齢28日の一軸圧縮強さを用いている。なお、②の方法はあくまで計算値であるため、土質によっては強度発現に限界であるため実績データと

照合する必要があること、③の方法は現場平均コア強度 $\bar{q}_{uf}$ のばらつきが変動係数 $V_{q_{uf}} = 0.25$ 以下となる工法に限定されること、から適用することは難しく、①の方法を用いることが一般的である。

①実大強度を設計基準強度と仮定する方法<sup>1.19)</sup>

図 1.13 は現場コア強度の $q_{uf}$ の頻度分布と実大強度 $Q_u$ の関係を示したものである。図より、実大強度 $Q_u$ は現場平均コア強度 $\bar{q}_{uf}$ より小さめの値を示しており、実大強度 $Q_u$ を下回るコア供試体が存在していることがわかる。また、図 1.14 は直径 $\phi 500\text{mm} \sim 1000\text{mm}$ の改良体 26 体の実大強度 $Q_u$ と現場併記コア強度（コア直径 67mm，コア数 15～30 程度）の関係を示したものである。両者には $Q_u = 0.69\bar{q}_{uf}$ の関係があることがわかる。

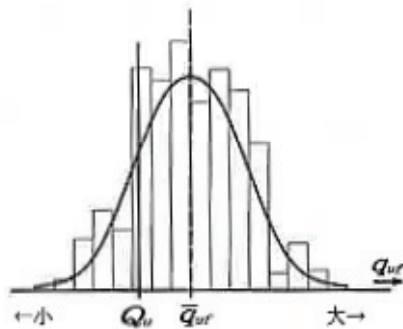


図 1.13 コア強度のばらつき分布<sup>1.19)</sup>

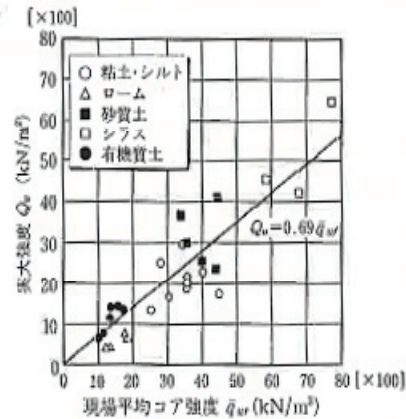


図 1.14 現場平均コア強度と実大強度の関係<sup>1.18)</sup>

ここで、現場コア強度を正規分布と仮定した場合、改良体の実大強度 $Q_u$ と現場コア強度 $\bar{q}_{uf}$ ，現場コア強度の標準偏差 $\sigma$ の関係を、 $m = (\bar{q}_{uf} - Q_u) / \sigma$ の関係式で整理すれば、全土質を用いた平均が $m = 1.33$ 程度となることを確認している<sup>1.18)</sup>。したがって、図 1.15 に示すように実大強度 $Q_u$ を設計基準強度 $F_c$ と仮定した場合、式 1.12 が得られる。本式による設計基準強度 $F_c$ は、現場平均コア強度 $\bar{q}_{uf}$ より約 $1.3\sigma$ 差し引いたところに位置し、現場コア強度 $q_{uf}$ が $Q_u$ を下回る確率は10%に相当する。

$$F_c = \bar{q}_{uf} - m \cdot \sigma = (1 - 1.3V_{q_{uf}})\bar{q}_{uf} \quad \text{式 1.12}$$

ここで、 $F_c$  : 設計基準強度

$\bar{q}_{uf}$  : 実績データに基づき想定した現場コア平均コア強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$m$  : 実大強度 $Q_u$ と現場平均コア強度 $\bar{q}_{uf}$ ，現場コア強度 $q_{uf}$ の標準偏差 $\sigma$ を関係づける係数 (=1.3)

$\sigma$  : 現場コア強度標準偏差 (kN/m<sup>2</sup>)

$V_{q_{uf}}$  :  $q_{uf}$ の変動係数 (=  $\sigma / q_{uf}$ ) は $V_{q_{uf}} 0.20 \sim 0.45$ の範囲において、実績データに基づき適切な値を設定する。ただし、実績データが乏しい場合には、 $V_{q_{uf}} = 0.45$ とするなど配慮が必要である。

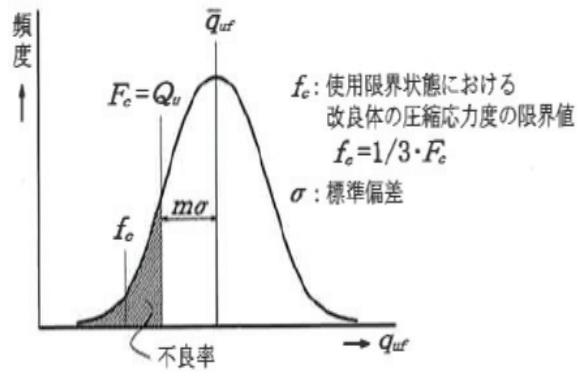


図 1.15 実大強度を設計基準強度と仮定する方法の考え方<sup>1.19)</sup>

## ②信頼性設計法による方法

改良体に作用する荷重  $P$  と実大強度  $Q_u$  の大きさ別の確率密度係数  $f(P)$ ,  $f(Q_u)$  を示すと図 1.16 のようになり,  $P > Q_u$  となる斜線部分の領域の面積が破壊確率  $P_f$  に相当する. 改良体の破壊確率  $P_f$  を常時で  $1/1000$  とし,  $Q_u = F_c$  とみなすことにより式 1.13 が得られる.

本式は,  $V_{quf} = 0.20 \sim 0.45$  の範囲において,  $F/f_c$  と破壊確率  $P_f$  との関係がおおむね  $F/f_c = 3.0$  (常時) で  $P_f = 1/1000$ ,  $F/f_c = 1.5$  (中地震) で  $P_f = 1/20$ ,  $F/f_c = 1.0$  (大地震動時) で  $P_f = 1/3$  となる<sup>1.18)</sup>.

$$F_c = 3 \cdot \phi \cdot \bar{q}_{uf} \cdot \bar{a}_1 = 3 \cdot e^{-0.85 \cdot 3 \cdot \sqrt{V_{quf}^2 + 0.116}} \cdot \bar{q}_{uf} \cdot 0.69 \quad \text{式 1.13}$$

ここで,  $\phi$  : 耐力係数

$\bar{a}$  : 現場コア強度から実大強度を推定する係数の平均値 (=0.69)

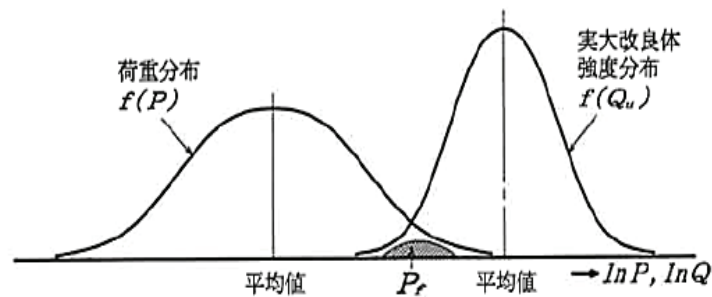


図 1.16 破壊確率  $P_f$  の考え方<sup>1.20)</sup>

### ③実績データにより求める方法<sup>1.19)</sup>

文献<sup>1.21)</sup>において提案されている方法であり、図 1.17 に示すように、改良体の現場コア強度が正規分布するものと仮定し、現場コア強度 $\bar{q}_{uf}$ が設計基準強度 $F_c$ を下回る発生率を 2.5%となるように設定されており、式 1.14 による。また、式の特性上、設計基準強度 $F_c$ の値は常に想定した $\bar{q}_{uf}$ の 1/2 である。

$$F_c = q_{uf} - 2\sigma_f \quad \text{式 1.14}$$

ここで、 $\bar{q}_{uf}$  : 改良体照土に該当する実績データに基づいた現場平均コア強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma_f$  : 現場コア強度の標準偏差 (kN/m<sup>2</sup>)

$$\sigma_f = V_{quf} \cdot \bar{q}_{uf} = 0.25 \bar{q}_{uf}$$

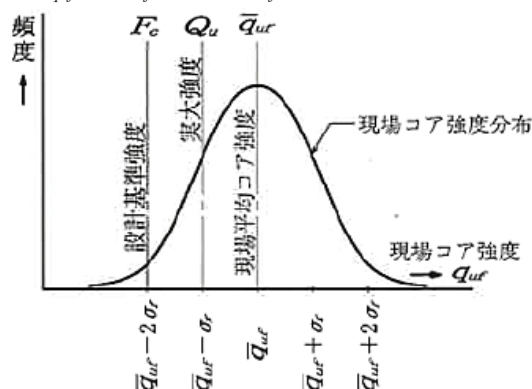


図 1.17 実績データにより求める方法の考え方<sup>1.21)</sup>

### (3) 長期強度<sup>1.19)</sup>

改良体の長期耐久性は、経時的な強度増加の面と周辺環境の影響を受けた強度低下（劣化）の面の相反する特性をあわせ持つが、改良体の長期耐久性を調査した報告は少ないのが現状である。したがって、今後の課題としてデータ蓄積に取り組むことが必要としており、長期強度を考慮した設計値を規定していないがいくつかの事例を報告している。

火山灰質粘性土をセメント系固化材により地盤改良した材齢 10 年までの試験結果を図 1.18 に示す<sup>1.22)</sup>。改良体から採取したコアの一軸圧縮強さは材齢 2 年までに 3 倍程度増加し、その後 10 年までは横ばいか漸増傾向であった。なお、改良体の CaO 含有量はほぼ変動がなかったとしている。

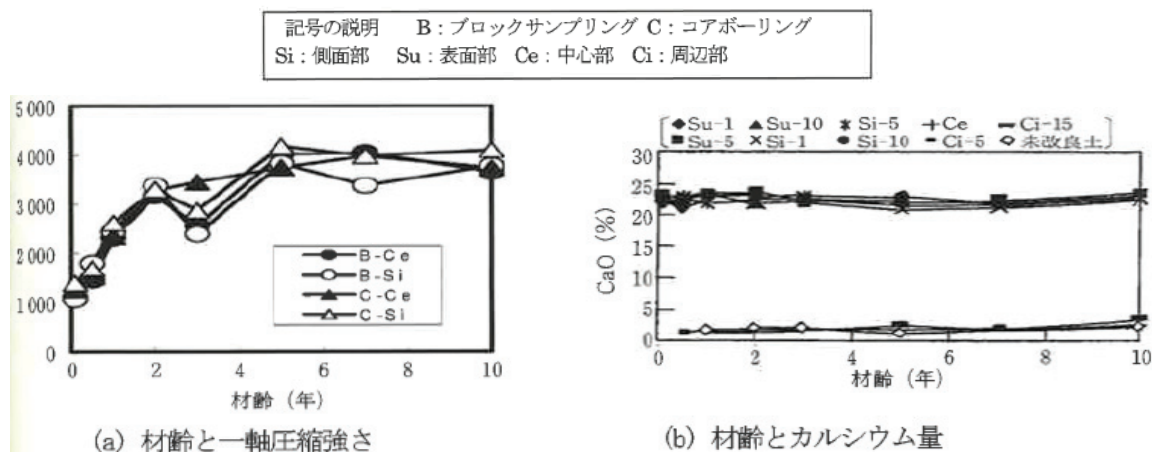


図 1.18 10 年材齢における改良体の性状<sup>1.22)</sup>

一方、高炉セメントで地盤改良（深層混合処理工法、ブロック状形式）した岸壁基礎部分のボーリングを行い、材齢 20 年までの長期特性を調べた結果<sup>1.23) 1.24)</sup>では、改良土の含水比や湿潤密度の物理特性は、施工 20 年後もほとんど変化していない。また、材齢 3 か月から材齢 20 年までの間に、改良体内部の一軸圧縮強さは約 2 倍に増加しているが、改良体の表面付近（境界部）では、暴露期間の増加とともにカルシウム量の減少領域が内部に進行しており、境界層付近で強度が低下する原因はカルシウムの溶出であると報告している。

#### (4) せん断強度と拘束圧依存性<sup>1.19)</sup>

せん断強さ $\tau$ は、式 1.15 で与えられ、改良体のせん断強さは、高強度であれば軟岩に、低強度であれば過圧密粘土に類似していると考えられる。

$$\tau = \tau_{s0} + \sigma \cdot \tan \phi \quad \text{式 1.15}$$

$\tau$  : せん断強度

$\sigma$  : 垂直応力（有効応力）

$\phi$  : 改良体の内部摩擦角（有効応力）

$\tau_{s0}$  : 垂直応力 $\sigma_n$ が作用しない状態におけるせん断強さ

各土質について設計に用いるせん断強度 $F_\tau$ の例を図 1.19 に示す。図中の $\phi$ は、土質別にせん断試験の回帰直線の傾きから推定したものである。また、せん断試験から求めた改良体のせん断強さ $\tau_f$ と一軸圧縮強さの関係を図 1.20 に示す<sup>1.25)</sup>。改良土が低強度の範囲では、一軸圧縮強さに対するせん断強さの比は 1/2 程度を示すが、高強度になるほどその比は減少する傾向がみられる。

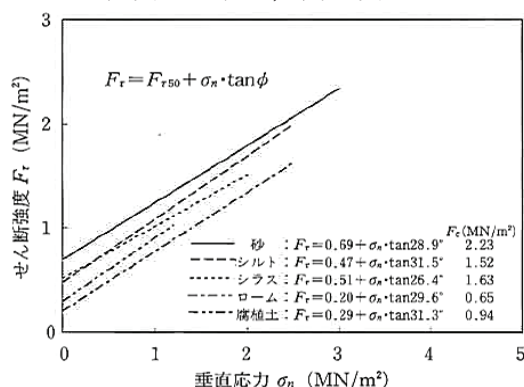


図 1.19 土質別せん断強さの例<sup>1.18)</sup>

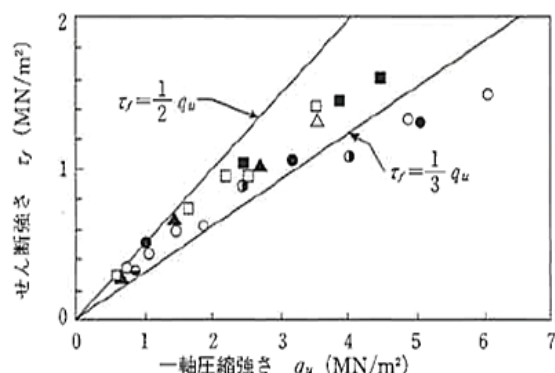


図 1.20 せん断の強さと一軸圧強さ<sup>1.25)</sup>一部加筆

#### (5) 変形係数<sup>1.19)</sup>

設計基準強度と変形係数 $E_{50}$ の関係の例を図 1.21 に示す<sup>1.18)</sup>。

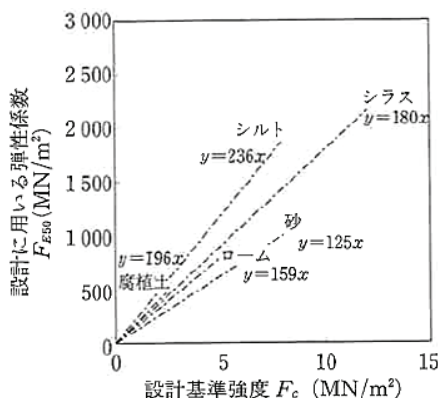


図 1.21 改良体の設計基準強度と弾性係数<sup>1.18)</sup>一部加筆

#### (6) 動的変形特性（「センター指針」<sup>1.18)</sup> より）

図 1.22 は、改良体の動的変形特性のうち、変形係数のひずみ依存性を示したものである。変形係数  $E$  は、初期変形係数  $E_0$  で正規化されており、軸ひずみに対する土質別の非線形性を比較できる。同図より、土質によるひずみ依存性の差異があまり大きくないことがわかる。改良体の変形係数のひずみ依存性は  $1 \times 10^{-4}$  付近から非線形性が顕著となり、 $1 \times 10^{-3}$  付近において  $E/E_0$  が 0.5 以下に低下する傾向を示している。また、静的変形係数  $E_{50}$  は、軸ひずみでおよそ  $5 \times 10^{-3}$  程度である。この軸ひずみは、ほぼ中地震動時のひずみレベルの範囲に収まるため、静的変形係数  $E_{50}$  を中地震動時の改良体の非線形性を考慮した安定性の評価に役立てることも可能である。

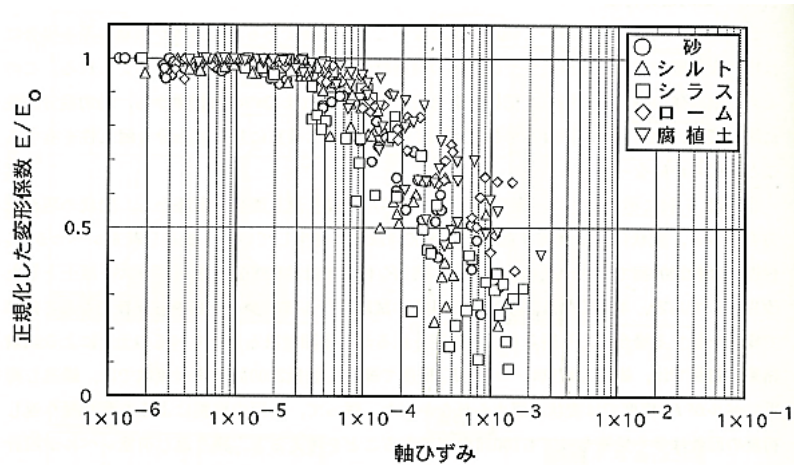


図 1.22 変形係数ひずみ依存性<sup>1.18)</sup>

### 1.3.3 土木分野の基準、指針類の設計値の考え方

#### (1) 現在までの指針類整備の経緯

土木工事では、1970 年代半ばにスラリー系機械攪拌工法の代表的な工法である CDM 工法、1970 年代後半に紛体系機械攪拌工法の代表的な工法である DJM 工法が開発されてから現在まで、各種の工法が開発されてきている。各工法ごとの設計・施工マニュアルは、作成されていたものの設計、施工管理・品質管理に関して統一的な技術基準はなかった。そこで、これまでの技術を整理、分析した文献として「陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル[平成 11 年 6 月]: 財団法人土木研究センター」<sup>1.26)</sup> が出版された。なお、本マニュアルでは機械攪拌工法を対象にしているが、以下の記述がある。「本マニュアルは機械攪拌式の深層混合処理工法に焦点を当てて解説しているが、調査、設計方法、品質管理についての記述は高圧噴射攪拌式にも適用できる内容となっている」。そのため、実用上は、このマニュアルを準用して高圧噴射攪拌工法の設計、施工、品質管理を行っていることも多い。そこで、本項では本マニュアルの記載内容をまとめたものを記述する。なお、同時期に CDM 工法でかつ海上工事に限定したマニュアルとして「海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル[平成 11 年 4 月]: 財団法人沿岸開発技術研究センター」も出版されている。

#### (2) 設計基準強度: $q_{uck}$ <sup>1.26)</sup>

設計基準強度:  $q_{uck}$  は室内配合試験による一軸圧縮試験結果の平均値に係数を乗じた以下の式で設定することになっている。

$$q_{uck} = \gamma \cdot \overline{q_{uf}} = \gamma \cdot \lambda \cdot \overline{q_{ul}} \quad \text{式 1.16}$$

ここで、 $\lambda$  については図 1.23～1.26 に示すように土質や工法によって 1～1/3 の値となっているが  $\gamma$  の値についての記述はない。

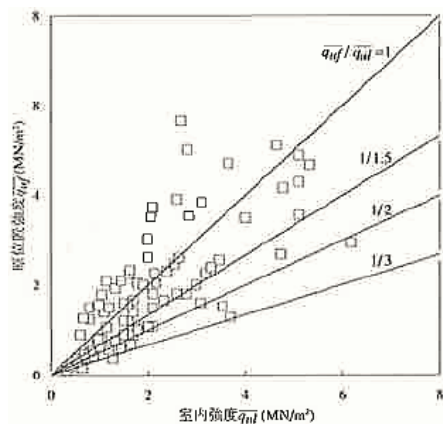


図 1.23  $\overline{q_{ul}}$  と  $\overline{q_{uf}}$  の関係<sup>1.26)</sup>  
(スラリー：粘性土)

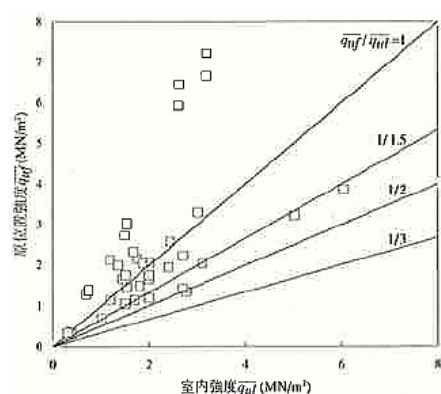


図 1.24  $\overline{q_{ul}}$  と  $\overline{q_{uf}}$  の関係<sup>1.26)</sup>  
(スラリー：砂質土)

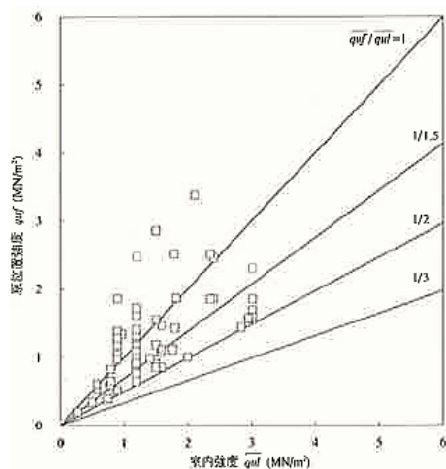


図 1.25  $\overline{q_{ul}}$  と  $\overline{q_{uf}}$  の関係<sup>1.26)</sup>  
(紛体：粘性土)

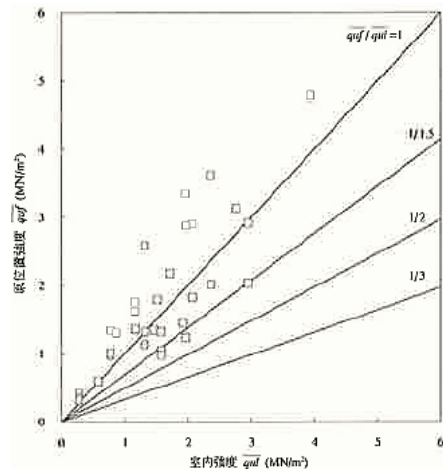


図 1.26  $\overline{q_{ul}}$  と  $\overline{q_{uf}}$  の関係<sup>1.26)</sup>  
(紛体：粘性土)

### (3) 長期強度<sup>1.26)</sup>

施工後 10～14 年以上経過した改良体のコアサンプリング結果を図 1.27 を示している。図 1.27 によれば、継続的に強度が増加していることを示している。ただし、周辺環境の影響を受けた強度低下（劣化）に関する記述はない。

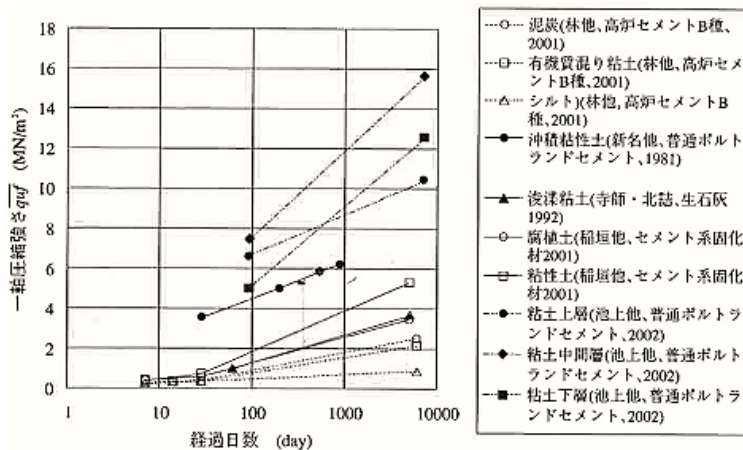


図 1.27 深層混合処理改良体の一軸圧縮強さの経年変化<sup>1.27) 1.28) 1.29)</sup>

#### (4) せん断強度と拘束圧依存性<sup>1.26)</sup>

##### 1) 非排水せん断強度

図 1.28 に  $\overline{CU}$  試験と一軸圧縮試験結果の例を示す。有効拘束圧  $\sigma'_c$  が  $q_u$  より小さい場合には、ピーク強度  $q_{max}$  も破壊ひずみも圧密有効拘束圧  $\sigma'_c$  によらず一軸圧縮試験の値に近い。これは  $\sigma'_r$  が零に対応している。ところが、ピーク以降の挙動は一軸圧縮試験と三軸圧縮試験 ( $\overline{CU}$  条件) では全く異なる挙動を示している。一軸圧縮試験では残留強度がほとんどないのに対し、三軸圧縮試験ではピーク強度以降に残留強度を有する。これは、ピーク以降は引張りクラックの進展により正のダイレイタンス特性が生じるため  $\sigma'_r > 0$  になる傾向があり、一軸圧縮試験の場合の  $\sigma'_r \approx 0$  と異なるためであるとしている。

$\sigma'_c$  が  $q_u$  よりも大きい場合においては、 $q_{max}$  の値およびピーク以降の強度は  $\sigma'_c$  が大きいほど大きくなっている。これは圧密中に一度セメンテーションが部分的に破壊され、より緻密で強い内部構造が形成されるためと推定している。

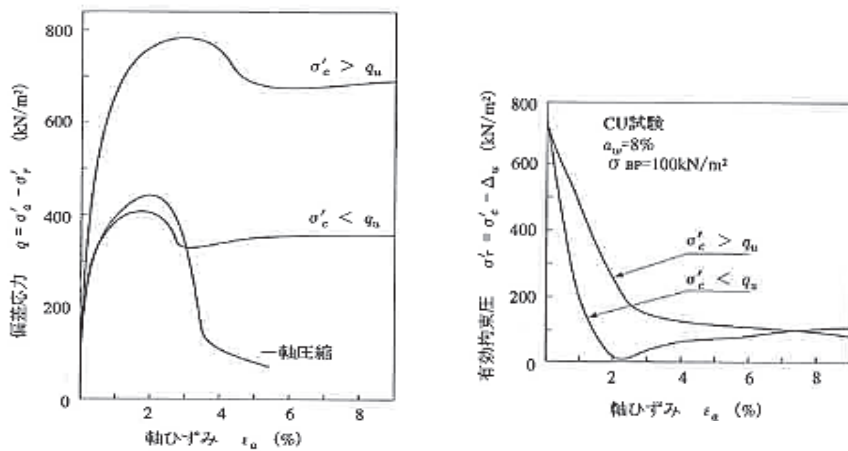


図 1.28 三軸圧縮試験結果<sup>1.30)</sup>

##### 2) 排水せん断特性<sup>1.26)</sup>

図 1.29 に CD 試験結果と一軸圧縮試験結果の例を示す。

圧密排水せん断試験の場合においては、ピーク強度についても、残留強度についても非排水せん断と異なり  $\sigma'_c$  の影響を著しく受ける。また、非排水せん断と異なり  $\sigma'_c$  が大きいほどピーク強度以前に明瞭な折点が発生する。排水条件下での降伏特性は、ピーク強度以前に固有のセメンテーションが破壊される第一種の降伏と、圧密中に形成されたより緻密な内部構造が破壊されはじめる第二種の降伏があることがわかる。

スラリー系改良の  $q_{max}/q_u$  と  $\sigma'_c$  の関係を図 1.30 に示す。この図より、セメント添加率  $a_w$  が小さい ( $q_u$  が小さい) ほど  $\sigma'_c$  の影響が大きいことがわかる。 $a_w$  が小さいあるいは  $q_u$  が小さいほど、 $q_{max}$  に対する  $\sigma'_c$  の影響が大きい理由は、圧密中およびせん断中にセメンテーションが破壊され、より緻密で強い構造ができるためであろうと報告している<sup>1.31)</sup>。

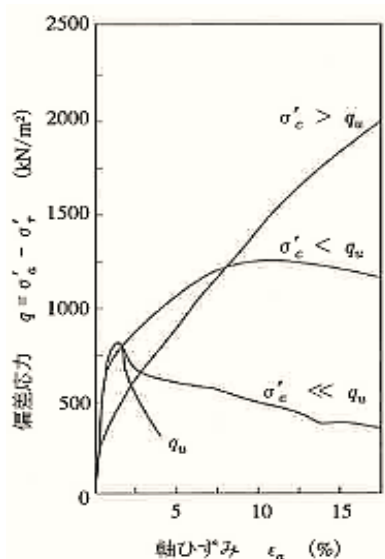


図 1.29 三軸圧縮試験結果 (CD 条件) <sup>1.30)</sup>

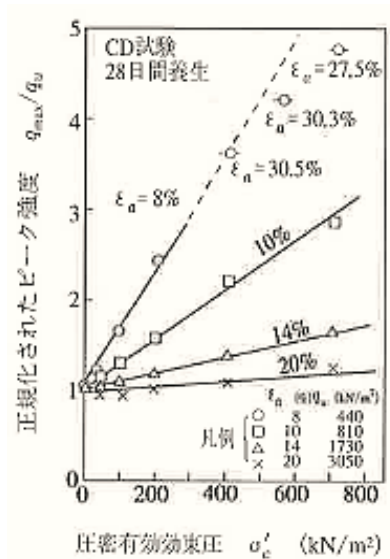


図 1.30 三軸圧縮試験結果 (CD 条件) <sup>1.30)</sup>

#### (5) 変形係数 <sup>1.26)</sup>

改良土の一軸圧縮強さと変形係数の関係を図 1.31 に示す。

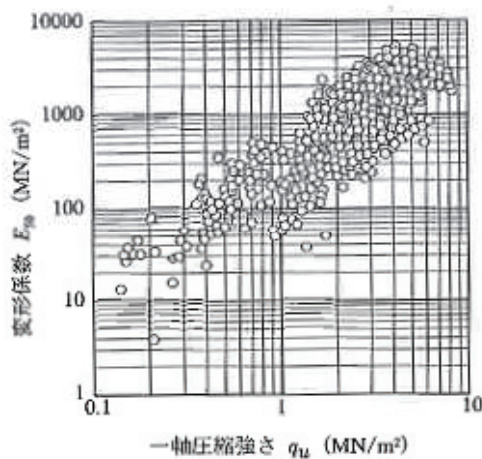


図 1.31 改良土の一軸圧縮強さと変形係数の関係 <sup>1.26)</sup>

#### (6) 動的変形特性

土木分野では建築分野に比べて、地盤改良体の地震時挙動に非線形性を考慮することは少ないこともあり、動的変形特性に関する記述はない。

### 1.3.4 変形・強度特性に関するその他の既往の研究

#### (1) 高圧噴射攪拌工法に関する研究

##### 1) 工法マニュアルにおける設計値

既往の高圧噴射攪拌工法は、各工法毎のマニュアルにその変形・強度特性の設計値の記述があり、表 1.4 にその一覧を示す。ほとんどの工法で、固化材および対象土質に応じて、過去の実績に基づく最低保障値としての設計基準強度を採用し、各設計値は、過去に得られた設計基準強度との相関から安全値に設定している。なお、このように高圧噴射攪拌工法の改良体強度は、原地盤の細粒分含有率と相関があることがわかっている<sup>1.32)</sup>。このことから各マニュアルともに砂質土、粘性土に分けて設計値を規定していることが推定できる。なお、文献<sup>1.32)</sup>によれば、細粒分含有率が 30%を超えると強度は低位に安定するとの結果となっている。

また、動的変形特性に関する研究がほとんどない背景から、どの工法マニュアルにもそれに関する記述がない。したがって、耐震補強として地盤改良の設計において、動的解析を実施する場合でも、改良体は線形弾性体で評価しているのケースが多いのが現状である。なお、原子力発電所といった重要構造物の耐震補強工事の設計においてもこのような線形弾性で実施していることが多い。

表 1.4 各工法のマニュアルによる設計値一覧 (1/2)

	固化材	土質	一軸圧縮強度 (MN/m <sup>2</sup> )	粘着力 C (MN/m <sup>2</sup> )	付着力 f (MN/m <sup>2</sup> )	曲げ引張強度 (MN/m <sup>2</sup> )	変形係数 $E_{50}$ (MN/m <sup>2</sup> )
SJ 工法	SJ-1 号 H 型	砂質土	3.0	0.5	$\frac{1}{3}c$	$\frac{2}{3}c$	300
		粘性土	1.0	0.3			100
	SJ-1 号 L 型	砂質土	2.0	0.4			200
		粘性土	0.7	0.2			70
	SJ-2 号	砂質土	3.0	0.5			300
		粘性土	1.0	0.3			100
	SJ-3 号	砂質土	3.0	0.5			300
		粘性土	1.0	0.3			100
	SJ-4 号	腐植土	0.3	0.1			30
JSG 工法	JG-1 号	砂質土	3.0	0.5	$\frac{1}{3}c$	$\frac{2}{3}c$	300
		粘性土	1.0	0.3			100
	JG-2 号	砂質土	2.0	0.4			200
	JG-3 号	砂質土	1.0	0.2			100
	JG-4 号	腐植土	0.3	0.1			30
	JG-5 号	粘性土	1.0	0.3			100

表 1.4 各工法のマニュアルによる設計値一覧 (2/2)

	固化材	土質	一軸圧縮強度 (MN/m <sup>2</sup> )	粘着力 C (MN/m <sup>2</sup> )	付着力 f (MN/m <sup>2</sup> )	曲げ引張強度 (MN/m <sup>2</sup> )	変形係数 $E_{50}$ (MN/m <sup>2</sup> )
RJP 工法	RG-1 号 DR-1 号	砂質土	3.0	0.5	$\frac{1}{3}c$	$\frac{2}{3}c$	300
		粘性土	1.0	0.3			100
	RG-2 号 DR-2 号	砂質土	2.0	0.4			200
		粘性土	0.7	0.2			70
	RG-3 号 DR-3 号	腐植土	0.3	0.1			30
CCP 工法	CCP-5 号	腐植土	0.3	$\frac{1}{6}qu$	$\frac{1}{3}Cp$	$\frac{2}{3}Cp$	$100qu$
		粘性土	0.8				
		腐植土	0.2				
	CCP-6 号	砂質土	3.0				
		粘性土	1.0				
	CCP-7 号 A	砂質土	2.0				
		粘性土	0.5				
	CCP-7 号 B	砂質土	1.0				
		粘性土	0.5				
	CCP-8 号	腐植土	0.3				
OPT 工法	OP 1 号	砂質土	2.0	1.0	$1/5 \times c$	$1/2 \times c$	$100 \times qu$
		粘性土	1.0	0.5			
	OP 2 号	砂質土	1.0	0.5			
		粘性土	0.5	0.25			
V-JET 工法	標準仕様	砂質土	3.0	0.5	$1/3c$	$2/3c$	300
		粘性土	1.0	0.3			100
	中強度仕様	砂質土	2.0	0.4			200
	低強度仕様	砂質土	1.0	0.2			100

## 2) 既往の研究

原子力発電所の各種構造物<sup>1.33)1.34)</sup>や岸壁等<sup>1.35)</sup>の耐震補強として構造物脇にブロック状改良を施工して、構造物に発生する地震時発生応力を低減する設計施工例が増加している。その工事に関連して、初期せん断剛性を算定するためのせん断波速度： $V_s$ を測定した事例がいくつか報告されている。文献<sup>1.33)</sup>では2つの発電所の埋戻土を対象に $V_s=700\text{m/s}$ の要求品質に対して、試験施工を実施してPS検層（サスペンション方式）により計測した結果が報告されている。両サイトとも $V_s=700\text{m/s}$ を十分満足（平均値 $820\text{m/s}$ ）する結果となっている。また、文献<sup>1.36)</sup>によれば、砂地盤に対して $V_s=1400\text{m/s}$ 、砂礫地盤に対して $1100\sim1300\text{m/s}$ といった高強度の改良体を造成している報告がされている。

一方、文献<sup>1.35)</sup>では岸壁の耐震補強工事では、礫質土を対象に $462\text{m/s}$ の要求品質に対して、同様にPS検層（サスペンション方式）により計測し、十分満足する（平均値 $797\text{m/s}$ ）結果となっている。

また、機械攪拌工法と同様に信頼性向上を目指す目的から、従来の最低保障値による設計基準強度から、統計的手法による設計基準強度を採用しようとする試みが増加している。表1.5にその一部をまとめたものを示すが、対象土層や工法によらず工事毎にばらつきは大きいことがわかる。ただし、「センター指針」<sup>1.18)</sup>では変動係数「 $0.2\sim0.45$ 」の範囲で、実績に基づいた適切な値にしてよいことになっており、表1.5によれば高圧噴射攪拌工法もこの範囲に入っている。このことは「センター指針」<sup>1.18)</sup>に基づき品質管理を実施することが可能であることを示唆している。

表 1.5 各工法の変動係数測定事例

	設計基準強度 ( $\text{MN/m}^2$ )	平均強度 ( $\text{MN/m}^2$ )	変動係数 (%)	地盤	工法
事例 1 <sup>1.37)</sup>	1.0	2.314～2.577	12.6～20.2	砂・粘土	A 工法
事例 2 <sup>1.38)</sup>	1.0	3.2	25.2	砂・粘土	B 工法
事例 3 <sup>1.39)</sup>	1.5	4.807	29.1	砂	B 工法
事例 4 <sup>1.40)</sup>	1.5	3.834	29.0	砂・粘土	B 工法
事例 5 <sup>1.41)</sup>	1.0～3.0	0.852～3.847	4.0～20.1	砂・粘土	C 工法
事例 6 <sup>1.42)</sup>	1.5	5.0	34.0	砂	B 工法
事例 7 <sup>1.43)</sup>	不明	12.7	42.5	砂	不明

## (2) 深層混合処理工法（機械攪拌工法主体）に関する研究

### 1) 強度および変形特性<sup>1.44)</sup>

図1.32, 1.33に示すようにセメント改良土は、堆積軟岩とほぼ同等の剛性と強度を保有している。また、図1.34（a）によると有効拘束圧の影響は、ピーク強度を発揮した後に大きくなり、残留強度に対する影響は大きい。また、図1.34（b）によるとセメント改良土はピーク強度発揮後に、マイクロクラックが生じて体積膨張（正のダイレイタンス）を示すようになるので、非排水状態では過剰間隙水圧が負となり残留強度が排水状態よりも大きくなる傾向がある。したがって、地下水以下にある飽和状態のセメント改良土は、地震時に脆性的な崩壊はしない。このように、改良土の変形強度特性は堆積軟岩と同様に有効応力の影響を強く受けることから、原位置と同様な飽和状態、有効拘束圧、背圧、排水条件で室内試験を実施しないと適切に評価できないこと、つまり、従来実施している一軸圧縮試験のみでは、適切な評価方法に限界があることを物語っている。なお、拘束圧依存性の研究は、文献<sup>1.45)1.46)</sup>ら多数の報告がある。

また、文献<sup>1.44)</sup>では改良土を対象に一軸圧縮試験や三軸圧縮試験を実施する場合、軸ひずみを外部変位計で測定するとベディングエラーにより改良体のひずみを過大に測定することから改良土の変形特性を適切に評価できない（図1.35）。そこで、改良土の変形特性を適切に評価する方法として、図1.36に示すLDT（局所変位計）の有効性を提案している。

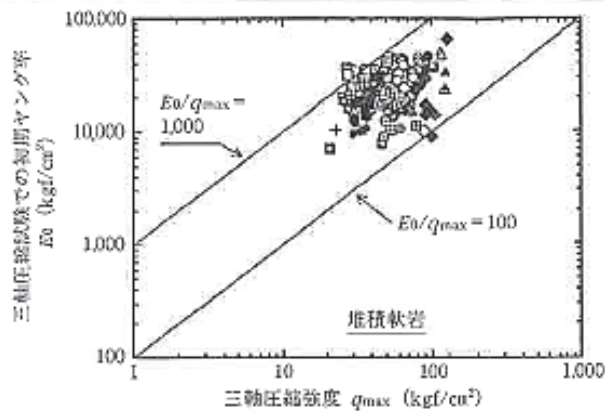


図 1.32(a) 堆積軟岩の三軸試験によるヤング率と圧縮強度の関係<sup>1.44)</sup>

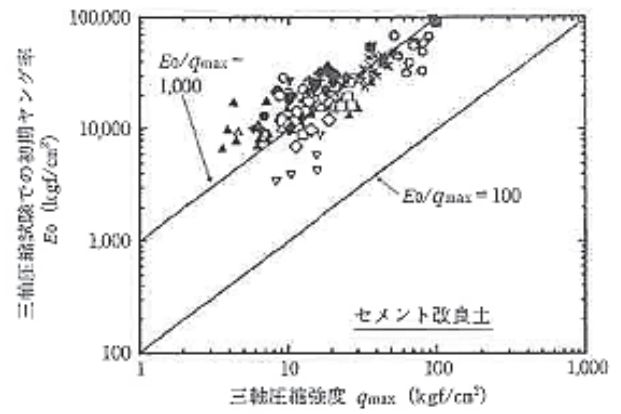


図 1.32(b) セメント改良土の三軸圧縮試験によるヤング率と圧縮強度の関係<sup>1.44)</sup>

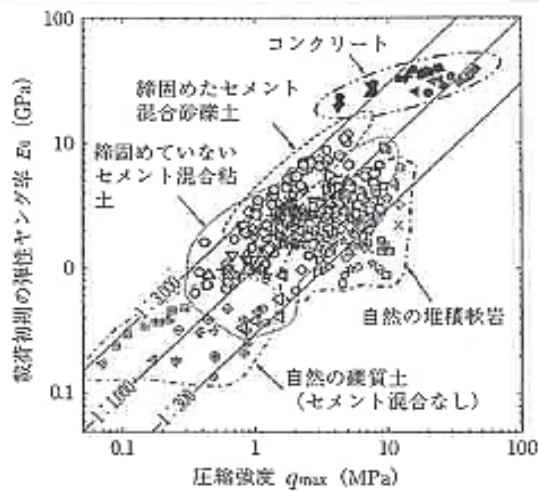


図 1.33 コンクリート、セメント改良土、自然堆積軟岩  
自然の礫質土の弾性ヤング率・圧縮強度の比較<sup>1.44)</sup>

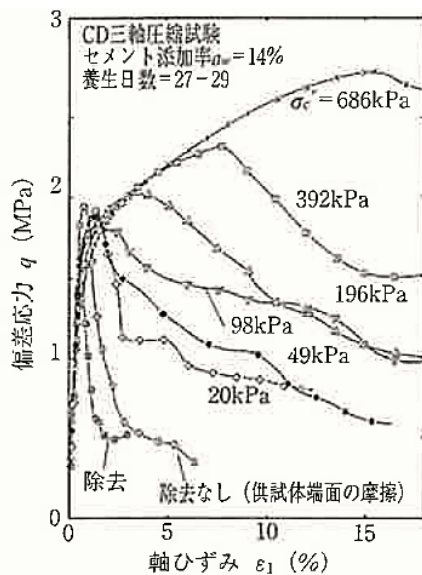


図 1.34(a) 添加率 $\alpha_u = 14\%$ でセメント混合した一軸圧縮試験と CD 三軸圧縮試験による  $q - \varepsilon_1$  関係<sup>1.44)</sup>

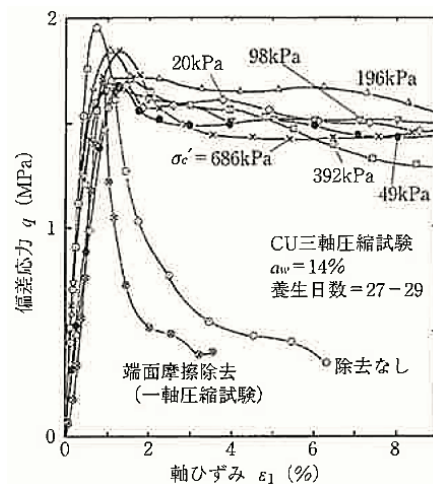


図 1.34(b) セメント添加率 $\alpha_u = 14\%$ の軟弱粘土の一軸圧縮試験と CU 三軸圧縮による  $q - \varepsilon_1$  関係<sup>1.44)</sup>

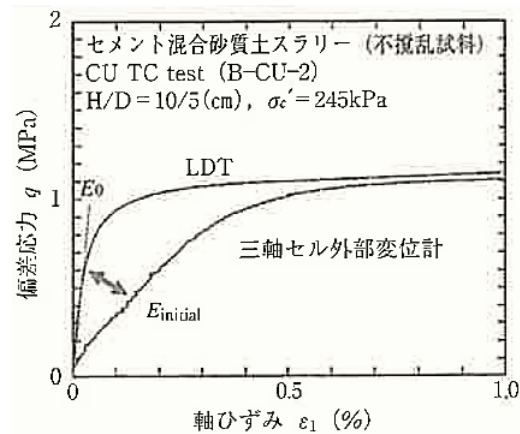


図 1.35 (a) 小型不攪乱資料の供試体 (1cmH×5cmD) を用いた代表的圧密非排水三軸圧縮試験による応力ひずみ関係<sup>1.44)</sup>

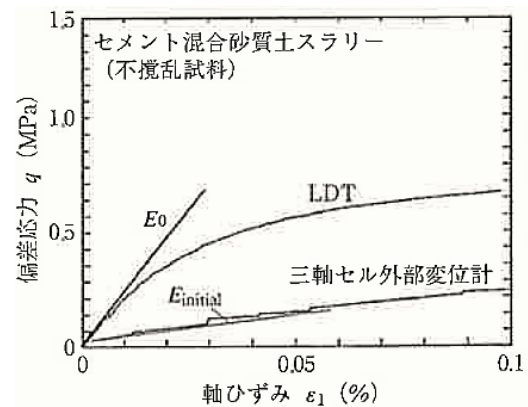


図 1.35 (b) 小ひずみでの応力ひずみ関係<sup>1.44)</sup>

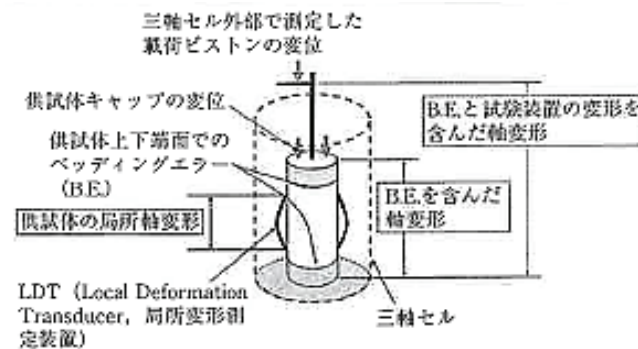


図 1.36 三軸圧縮試験で供試体の軸ひずみを正確に測定する方法<sup>1.44)</sup>

## 2) 長期強度および長期安定性

龍岡<sup>1.44)</sup>らは長期強度として材齢 10 年までは確実に強度が増加しており 3 倍程度に増加したと報告している (図 1.37 (a)). したがって、長期にわたる材料劣化が若干あったとしてもかなり余裕をもった設計をしていると記述している. また, 図 1.37 (b) には同等の強度のコンクリートと比較しており, その増加率は似ていることからこの点で両者が異なる性質を持っているわけではないと指摘している.

また, セメント協会では粘性土を対象とした深層混合処理工法による改良土を対象に材齢 22 年にわたって長期安定性を以下のように報告している<sup>1.47)</sup>. この報告によれば, 一軸圧縮試験は材齢 2 年までは増加しており, 材齢 5 年以降は同程度であった. 材齢 28 日と比較して材齢 10 年では 3.4 倍, 材齢 22 年では 3.2 倍となっている. なお, 側面から 1 cm 程度のごく表層で低強度層の存在や性状変化が確認されたが一軸圧縮強さまでは変化が見られなかった. ここで, 改良土の長期的な劣化は Ca 溶脱が大きな原因であることが推定でき, Ca 溶脱に伴う劣化に関しては, 周辺環境中の CL-の影響が大きいことが確認されている. なお, 文献<sup>1.48)</sup>では改良地盤からの Ca 溶脱に伴う強度低下に関する CL-の影響を考慮した数値解析的予測手法を提案している.

一方, 文献<sup>1.49)</sup>は施工後 7~13 年経過したセメント改良地盤の科学的な変質の減少把握を目的とした調査事例を報告している. 改良地盤の周辺土との境界面から内部に向けて化学的な変質があり, その変質部では強度の低下が確認されている. このことから, 格子状改良, 壁状改良, 杭状改良の場合には, 改良土の長期材齢における変質部, 健全部および変質量を考慮した設計検討も必要であるとしている. 林ら<sup>1.50)</sup>も施工後 17 年経過した実改良体に対して調査をして上記と同等な報告をしている.

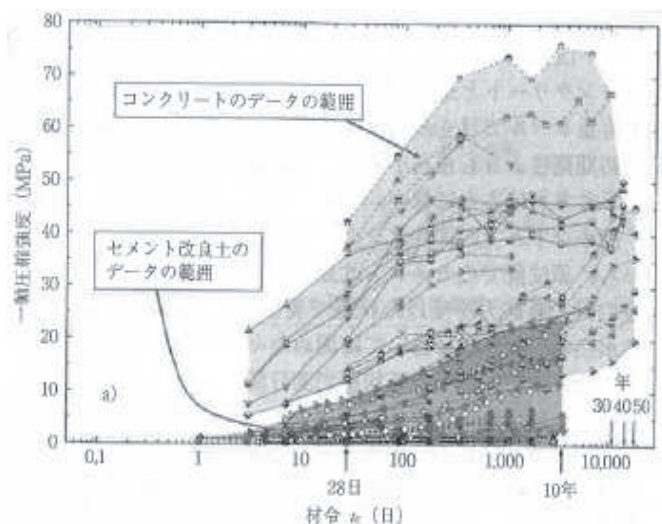


図 1.37(a) コンクリートとセメント改良土の材令による一軸圧縮強度の増加

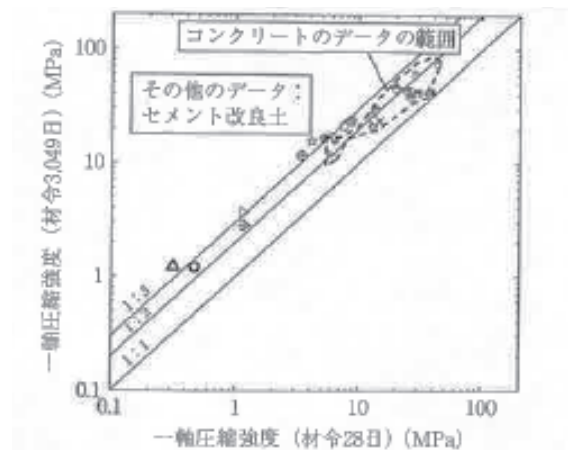


図 1.37(b) コンクリートとセメント改良土の材令 28 日と 3,049 日の一軸圧縮強度の比較

### (3) 動的諸特性

#### 1) 動的強度

改良地盤の地震時の検討において、せん断強度は一般的には静的強度を用いられている。ただし、地震のような動的繰り返し荷重の際に、地震時載荷重のひずみ速度効果による強度の増加がある<sup>1.51)</sup>反面、地震時繰り返し載荷による疲労損傷も増すため、静的強度を用いることの妥当性は十分検証されていない。ただし、標準的なひずみ速度 (0.01~0.1%/min) の三軸圧縮試験で求めた静的強度に対して、地震時外力の周波数に近い 0.5HZ の三軸繰り返し載荷から求めた動的強度は 1.4~1.6 倍程度大きく、実務において静的強度を用いることは安全側の評価であると報告がある<sup>1.52)1.53)</sup>。一方で、地震時載荷重のひずみ速度効果による強度の増加と地震時繰り返し載荷による疲労損傷の両者を考慮した改良土の動的強度に関する報告<sup>1.54)</sup>もされている。

#### 2) 動的変形特性

古関ら<sup>1.55)</sup>は、セメント改良土の繰り返し中空ねじりせん断試験と繰り返し三軸試験を比較して、中空ねじりせん断試験では、引張破壊が生じる影響で三軸試験よりも小さいひずみレベルで非線形化し、特に拘束圧が小さい場合に顕著であることを示し、このような引張破壊の影響を適切に考慮する必要があるとしている。なお、龍岡<sup>1.56)</sup>や小泉<sup>1.57)</sup>および山田<sup>1.58)</sup>らは、初期せん断剛性 ( $10^{-5}$  のひずみレベル) は、一軸圧縮試験と相関が高いことから、一軸圧縮試験から推定できることを報告している。さらに、文献<sup>1.58)</sup>では、更に排水せん断強度と残留強度とも初期せん断剛性から推定できることも報告している。

## 1.4 改良地盤の品質確認に関する既往の研究

### 1.4.1 既往の研究の整理・分類方法

「1.3 改良地盤の変形・強度特性に関する既往の研究」と同様に建築分野「1.4.2 建築分野の基準，指針類の品質評価の考え方」と土木分野「1.4.3 土木分野の基準，指針類の品質確認の考え方」の各指針類の品質評価方法について記述する．さらに，各基準および指針類に記載されていないが本工法開発において参考とすべき品質確認に関する既往の研究を「1.4.4 品質確認に関するその他の既往の研究」に記述する．ただし，ほとんどが機械攪拌工法を前提とした深層混合処理工法を想定しており，改良体の非一様性の高い高圧噴射攪拌工法に特化した研究は少ないことがわかる．

### 1.4.2 建築分野の基準，指針類の品質確認の考え方

#### (1) 「建築地盤改良指針」<sup>1.19)</sup>

「センター指針」<sup>1.18)</sup>を踏まえて，改良体の強度と連続性について確認することになっている．強度についてはボーリングコアによるコア供試体の材齢 28 日の一軸圧縮試験に基づき，連続性については同様にボーリングコアによるコア採取率に基づいて実施することを原則としている．なお，工程，コストの面からまだ固まらない状態の改良体に試料採取装置を所定の深度に挿入して試料を採取して，モールドに充填して供試体を作成する方法もあるが充填方法や養生方法に課題を残しているとしている．

#### (2) 「建築センター指針」<sup>1.18)</sup>

##### 1) 基本方針

品質検査フローを図 1.38 に示す．上記と同様に改良体の強度と連続性について確認することになっており，一般的にはランダムサンプリングされた供試体による一軸圧縮強さとコア採取率(図 1.38 の a)を検査指標としている．ただし，強度以外の項目(図 1.38 の b)についてもできる限り調査を実施し，改良体の品質の評価をより詳細に把握することがのぞましいとしている．

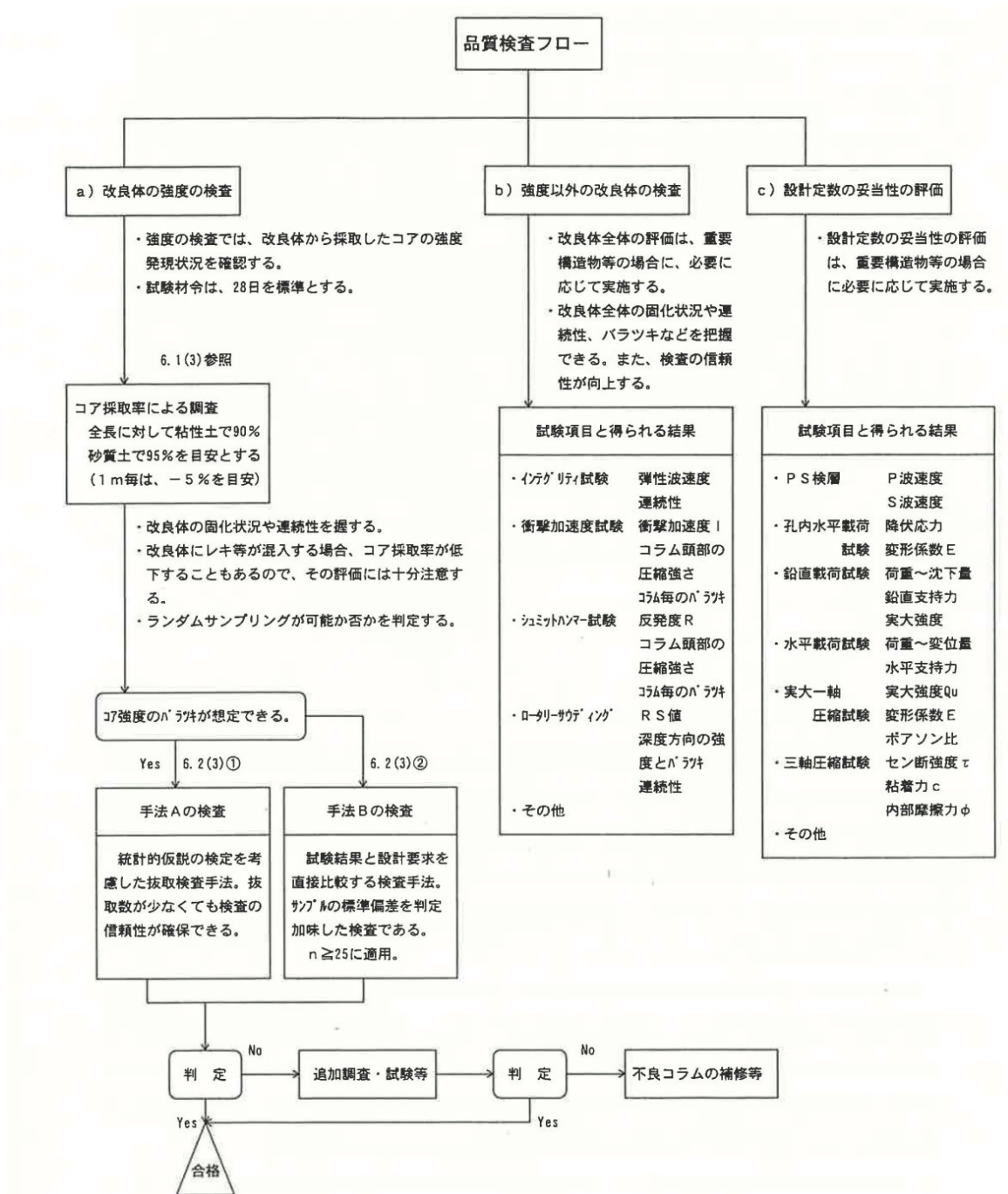


図 1.38 改良体の品質検査フロー<sup>1.18)</sup>

## 2) 品質検査

深層混合処理工法の場合、品質はコアの一軸圧縮強さで評価されており、式 1.17、図 1.39 に示すように設計基準強度は不良率(改良体をコアより構成される母集団とした場合に設計基準強度を下回るコアの割合)を考慮して設定する。

$$F_c = \bar{q}_{uf} - m \cdot \sigma \quad \text{式 1.17}$$

ここに、 $F_c$  : 設計基準強度  
 $\bar{q}_{uf}$  : 現場平均強度  
 $m$  : 不良率より決まる定数  
 $\sigma$  : コアの一軸圧縮強さの標準偏差

設計基準強度を設定する際の現場平均強度と不良率の関係を表 1.6 に示す。建築物を対象として深層混合処理工法では、スラリーを用いた機械式工法の場合、不良率 10%、 $m=1.3$  が標準値として示されている。

表 1.6 設計基準強度と不良率

設計基準強度 $F_c$	不良率 $p(\%)$
$\bar{q}_{uf} - 0.5\sigma$	30.9
$\bar{q}_{uf} - 0.8\sigma$	20.0
$\bar{q}_{uf} - 1.0\sigma$	15.9
$\bar{q}_{uf} - 1.3\sigma$	10.0
$\bar{q}_{uf} - 1.5\sigma$	6.7
$\bar{q}_{uf} - 1.65\sigma$	5.0
$\bar{q}_{uf} - 2.0\sigma$	2.3
$\bar{q}_{uf} - 2.5\sigma$	0.6
$\bar{q}_{uf} - 3.0\sigma$	0.1

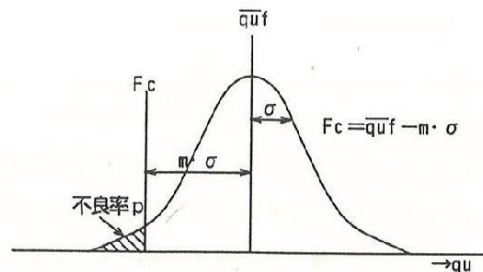


図 1.39 設計基準強度と不良率

## 3) その他の検査方法

表 1.7 にその他の検査方法の一覧を示す。設計上の要求性能と直結する一軸圧縮強さを関連付けるまでには至っていないが、今後これらのデータをさらに集積して信頼性を高めてより合理的な品質検査方法として反映させることが必要としている。

表 1.7 その他の検査方法 1.18) 一部加筆

試験の種類	試験方法	試験方法,得られる結果	品質管理手法の評価
頭部コアによる試験	一軸圧縮試験 (各種力学試験)	コラムの頭部よりコアマシンによりコアを採取し,端部整形し圧縮試験を行う。コラムの頭部は構造物が直接載荷される所であり,その強度は特に重要である。	品質管理試験として最も一般的で,コアボーリングより費用が安い。ため,多くのコアを採取できる。コラム間のバラツキを把握するのに有効。
モールドコアによる試験	一軸圧縮試験 (各種力学試験)	コラムの施工直後で硬化前に改良土を採取しモールドに充填することで力学試験の供試体とする。深層混合処理工法においては特殊なサンブラーにより,深部からも改良土を採取することができる。	品質管理試験としてボーリングを伴わない簡易な方法である。ただし,供試体の仕上がり,養生方法等は現場のものと異なる。
ボーリング孔を用いる試験	孔内水平 載荷試験	コラムのボーリング孔壁にゴムチューブを介し圧力を段階的に加圧することにより孔壁面の変位を測定し,改良コラムの強度,変形係数を求める試験。孔壁の縦クラックに注意する必要がある。	測定深度を密にすれば品質管理に用いられる。重要な箇所,コアが採取できない場合に有効である。
	PS 検層	コラム内に P 波 S 波を伝播させ,ボーリング孔内に設置した受信器でその到達時間を測定し,Vp,Vs を求める試験。試験方法は板叩き法によるダウンホール方式,サスペンション法による孔内起振受振方式がある。	サスペンション法を用い区間速度を正確に求めれば Vs により品質管理を行うことも可能である。
サウンディング試験	ロータリー サウンディング	ボーリングヒットにセンサーを取り付け,掘削時のビット圧力,トルク及び泥水圧を記録し,地盤強度を連続的に判定する。これらの値より一軸圧縮強さや N 値に換算できるデータの蓄積が少なく調査地点ごとにコア試験と対比する必要がある。	コアサンプリングより安価で短期間に強度特性を判定できる可能性がある。当面は,深度方向の強度の相対的な変化内況を捉える手法としては有用。
	動的コーン 貫入試験	ロッド先端にコーンを取り付け,標準貫入試験と同様な手法で,連続的に打込み,その時の打撃回数と貫入量を測定する。	改良地盤が $q_u > 10 \text{ kgf/cm}^2$ を超すと貫入が困難となる。
非破壊試験	インテグリティ 試験	コラム頭部を軽打し,生じた反射波を頭部に設置した加速度計で測定しコラムの P 波速度若しくは改良長並びにコラムの不連続部を判定する。非破壊試験であり,試験は容易にできる。	簡易な手法であり,全コラムを対象に実施可能であるが,判定基準が明確でなく,今後データを蓄積する必要がある。
	シュミットハンマー 試験	低強度用のシュミットハンマー PT 型を用い,コラム頭部を打撃した際のハンマー内の重錐の跳返り量を反発度(R)として測定し,その値から一軸圧縮強さ等を推定する。	試験の際に改良部を露出する必要がある。数多くの試験が行えるが,個々の強度と反発度の関係にはバラツキが大きいので,平均値で評価する。
	衝撃加速度試験	コラム頭部に重錐を自由落下させたとき,この重錐がコラムに接触してから静止するまでの加速度を衝撃加速度として測定し,その値から一軸圧縮強さ等を推定する。	衝撃加速度と圧縮強さの相関は比較的よい。衝撃加速度の変動係数は圧縮強さのそれより小さく評価される。
	弾性波探査	改良地盤に発生させた弾性波の到達時間を受信器により測定し,改良地盤の弾性波速度と層厚を判定する。弾性波として S 波を用いることが望ましい。また,ボーリング孔を用いた PS 検層と併用してトモグラフィ解析を行うと精度は向上する。	S 波とせん断強度との関係はバラツキが大で一律に対比できないが,改良範囲(幅厚さ)の概略が把握できる。
	電気探査	改良地盤に電流を流し,電極を介して電流,電圧を測定し,比抵抗を求める。これは水平探査,垂直探査等があるが最近ではボーリング孔を用いた電気検層と併用し,トモグラフィ解析により精度は向上する。	比抵抗とせん断強度との対応は一律に定められない。改良範囲(幅厚さ)の概略が把握できる。
実大一軸圧縮試験	一軸圧縮試験	実大コラムを現場から採取・運搬し,載荷装置で圧縮試験するもので,実大コラムの一軸圧縮強さ,変形係数,ポアソン比等を直接求めることができる。	高価であるがこれをベースに要素(コア)試験と対比し,弱部の存在の影響等を検討する。
載荷試験	平板載荷試験	コラム上に載荷板を設置し,荷重を段階的に載荷する。これより求められた荷重～沈下量等の関係から改良体の支持力,変形特性を直接求める試験である。	載荷板の大きさに改良体の断面積の関係を考慮する必要がある。
	動的平板 載荷試験	静的平板載荷試験と同じ径の載荷板を使用し,所定の重さの荷重を 1m の高さから落とし,動的現象としての載荷板の沈下と荷重との関係から,地盤の変形係数を求める試験であり,静的な平板載荷試験値から得られる変形係数を間接的に求めることができる。	施工地盤の多くの地点で,地盤の変形係数を直接的に簡便に求めることができ,改良地盤の変形係数のばらつきを簡便に評価することができる。しかし,強度のばらつきは間接評価となる。
	鉛直載荷試験 水平載荷試験	改良体の頭部に鉛直荷重若しくは水平荷重を段階的に載荷する。これより求められた荷重～変位量等の関係から改良地盤の鉛直,若しくは水平支持力特性を求める試験である。	コラムの直径は 0.6~1.5m 程度であるため,実荷重が大きく載荷装置が大となる。通常,改良地盤の支持力特性が直接求められる。
その他の 試験	電気比抵抗 測定試験	攪拌直後の未硬化状態の改良体で電気比抵抗センサー等挿入し,攪拌混合状態のおおよそを推定する手法	特殊な地盤等での施工の確実性を目指す場合,実績の少ない工法で施工品質を予測精度を高めた場合などに有用。
	水平面 土塊混入率試験	面内方向(水平方向)の攪拌混合度を定量的に評価するための手法。代表的な手法としてはつま楊枝やこれに類するピンを用いて硬化後の水平断面に多数押し込み,容易に貫入できたピン数の割合から土塊混入率を求める方法	水平方向の攪拌混合度を評価したい場合,ボーリングコアの採取位置などを合理的に設定したい場合に有用。

### 1.4.3 土木分野の基準，指針類の品質確認の考え方

「陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル[平成 11 年 6 月]: 財団法人土木研究センター」の品質管理に関する考え方のまとめを以下に記述する。

#### (1) 基本方針<sup>1.26)</sup>

施工時においては施工管理基準に基づいて十分な管理を行い，施工完了時にチェックボーリングを行い 28 日強度の一軸圧縮試験や R Q D やコア採取率により連続性の確認などにより品質の確認を行う。品質管理の手順を図 1.40 に示す。

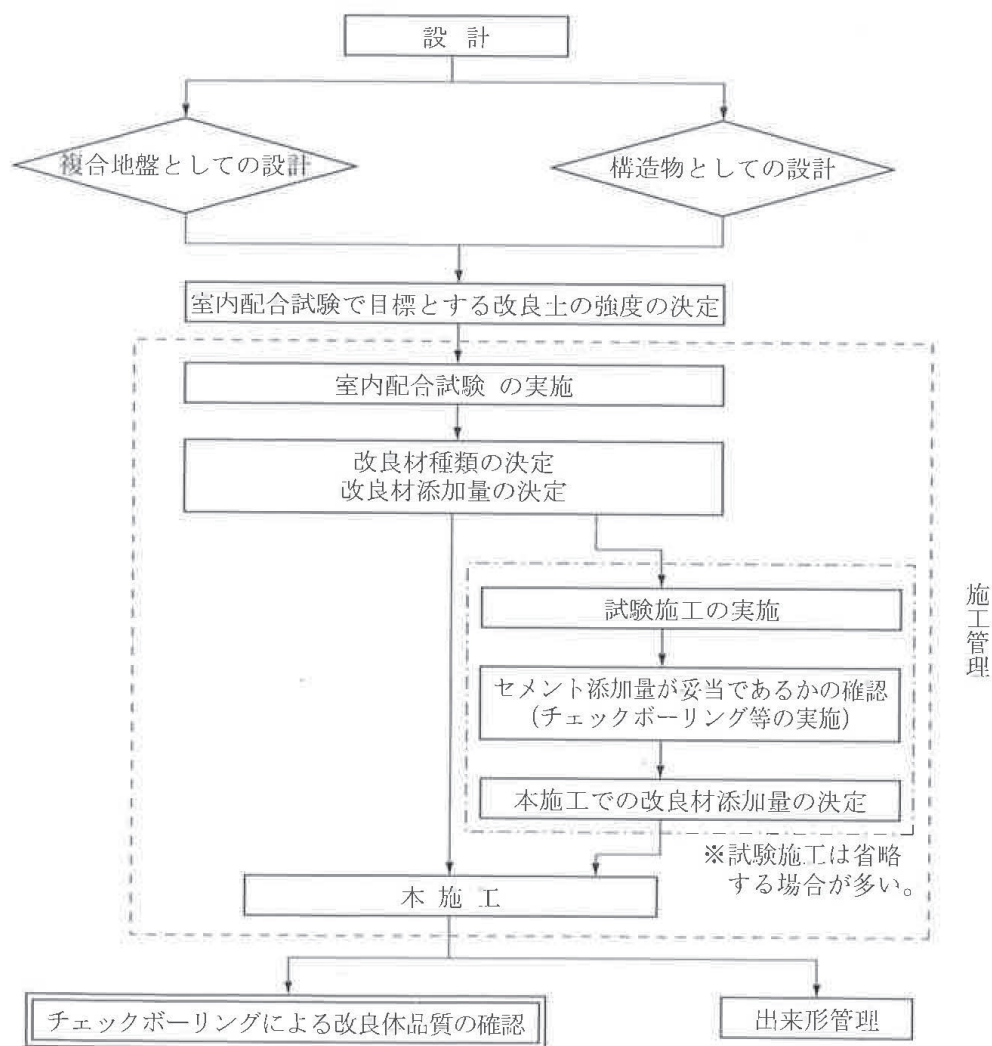


図 1.40 品質管理の手順と方法の流れ<sup>1.26)</sup>

(2) 品質管理基準 <sup>1.26)</sup>

深層混合処理工法の品質管理基準および規格値の例を表 1.8 に示す。

表 1.8 品質管理基準および規格値 <sup>1.59)</sup>

試験項目	試験方法	規格値	試験基準
一軸圧縮試験	JIS A 1216	<p>①各供試体の試験結果は改良地盤設計基準強度の85%以上</p> <p>②1回の試験結果は改良地盤設計基準強度以上。なお、1回の試験とは3個の供試体の平均値で表したもの</p>	<p>改良体500本未満は3本、500本以上は250本増えるごとに1本追加する。試験は1本の改良体について、上、中、下それぞれ1回、計3回とする。ただし、1本の改良体で設計強度を変えている場合は、各設計強度毎に3回とする。</p> <p>現場の条件、規模等により上記によりがたい場合は監督員指示による。</p>

(3) 品質管理における統計的手法 <sup>1.26)</sup>

大規模な改良工事などで、チェックボーリングによる強度試験の個数が比較的多く確保できる場合には、改良体の強度分布が正規分布に近いと考え、統計的手法により改良体の強度を評価する方法もあり、今後の深層混合処理の管理方法として普及することが考えられる。

統計的手法を用いた場合の設計基準強度と現場強度、室内強度の関係を図 1.41 に示す。図 1.41 中の K は係数で、目標とする改良土の設計基準強度  $q_{uck}$  に対していくらの不良発生率を許すかの指標となる係数である。ただし、この方法でデータを整理する場合、データの個数が 25 個以上であることが必要条件となるので注意を要する。 <sup>1.18)</sup>

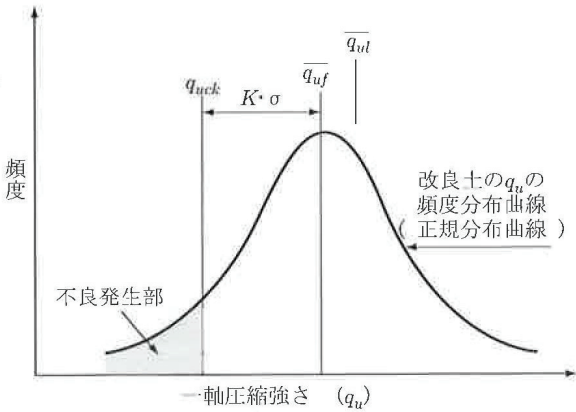


図 1.41 設計基準強度と現場強度、室内強度の関係 <sup>1.26)</sup>

ここに、  $q_{uck}$  : 設計基準強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $K$  : 係数  
 $\sigma$  : 現場強度の標準偏差 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $q_{uf}$  : 原位置改良土の一軸圧縮強さの平均値 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $q_{ul}$  : 室内配合試験における改良土の一軸圧縮強さの平均値 (kN/m<sup>2</sup>)

統計的手法を用いて品質管理を行う場合、改良土の現場強度が正規分布すると仮定すれば、現場強度と設計基準には次の関係が成立する必要がある。

$$q_{uck} \leq \overline{q_{uf}} - K \cdot \sigma \quad \text{式 1.18}$$

即ち、改良土の現場強度の平均値は次式を満足するように管理される。次式における不良発生率と係数  $K$  には、表 1.9 と、図 1.42 に示す関係がある。

$$\overline{q_{uf}} \geq q_{uck} + K \cdot \sigma \quad \text{式 1.19}$$

表 1.9 係数  $K$  と不良率の関係

係数 $K$	0.5	1.0	1.3	1.645	2.0
不良発生率 (%)	30.9	15.9	10.0	5.0	2.3

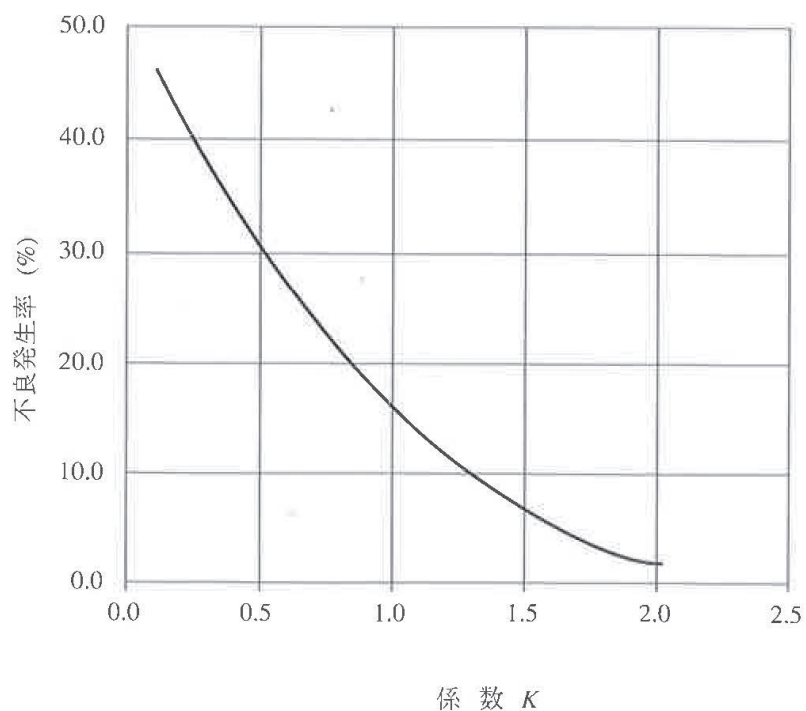


図 1.42 係数  $K$  と不良率の関係

#### (4) その他の品質管理手法

「センター指針」<sup>1.18)</sup>と記述内容は、ほぼ同等であるため省略する。

#### 1.4.4 品質確認に関するその他の既往の研究

##### (1) 高圧噴射攪拌工法に関する既往の研究

###### 1) 強度、連続性

###### ① コア採取率による改良径の判定方法<sup>1.60)</sup>

改良体中心部からの距離に応じたボーリングコアのコア採取率を調査して、「センター指針」<sup>1.18)</sup>による改良体の連続性の評価基準である砂質土 95%以上、粘性土 90%以上の基準値と比較して、改良径を確認する手法であり、図 1.43 の事例では、砂質土では半径 1.75m、粘性土では半径 1.0m までが連続性を担保できる結果であると報告されている。

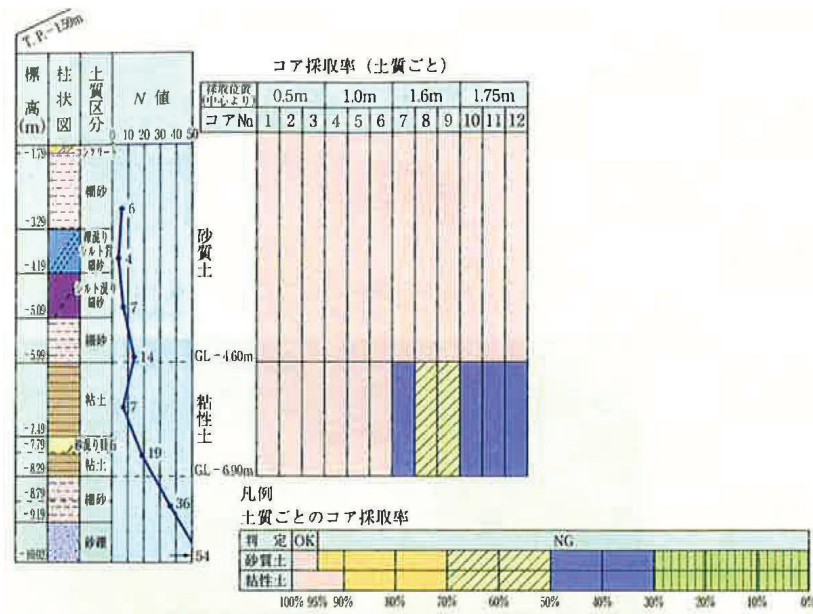


図 1.43 品質評価のためのコア採取率と深度の関係<sup>1.60)</sup>

###### ② ボアホールカメラによる手法<sup>1.61)</sup>

礫層のようにコア採取が難しい改良体に対してボアホールカメラ（写真 1.4）で確認する手法が提案されている。

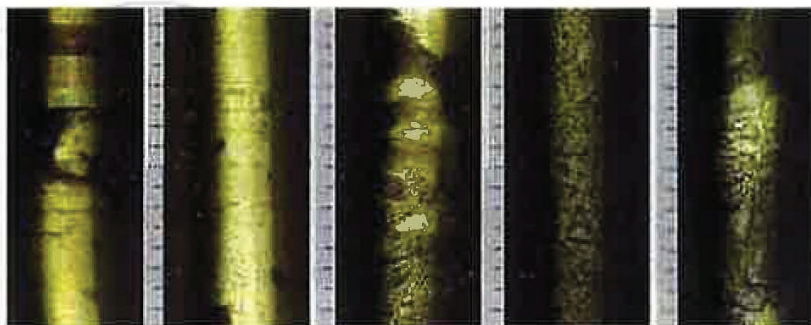


写真 1.4 礫層でのボアホールカメラの映像<sup>1.61)</sup>

### ③ RQDによる手法<sup>1.62) 1.63)</sup>

RQD (Rock Quality Designation) は、岩盤の健全度評価に導入された指標であり、採取されたコア 1 m 中における 10cm 以上のコア累計長を示すものである。図 1.44 は、この RQD を用いて性能を満足する施工時のロッド引き上げ速度を決定した事例である。

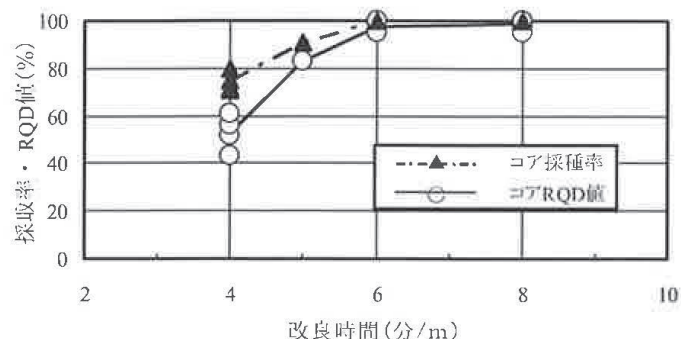


図 1.44 改良土の RQD 値と高圧噴射攪拌工法の引き上げ速度の関係<sup>1.63)</sup>

### ④ 独自の指標による手法<sup>1.64)</sup>

RQD では、コア中のクラックの介在量が評価尺度となっている。ただし、高圧噴射攪拌工法における局所的なクラックが介在してもある程度荷重に抵抗することは可能と考えられる。よって、高圧噴射攪拌工法で RQD 手法を用いた場合、改良径全体の評価手法としては適さないことになる。そこで、改良領域全体の評価を行うために「コア改良率」(式 1.20) という新しい概念を導入して、10 cm の棒状コア延長の代わりに、改良体全体を平均的に強度評価する手法を提案している。

$$\text{コア改良率 } C_i = \frac{\text{改良良好コアの総延長}}{\text{コアの採取長}} \times 100 \quad \text{式 1.20}$$

$$\bar{q}_u = C_{I-I} \times \bar{q}_{uI-I} + \alpha \times C_{II-II} \times \bar{q}_{uII-II} \quad \text{式 1.21}$$

具体的には表 1.10 に示すように改良体コアをランク分けして、それを式 1.20 から表 1.11 のように「コア改良率」を算定し、表 1.12 に示すようにランク I ～ II の一軸圧縮試験結果の平均値から各々のランクに応じた一軸圧縮試験結果を式 1.21 から推定して、設計基準強度と比較する手法である。改良体全体の平均強度を評価することが可能となる一つの手法であるが、この手法が適用できるケースは広範囲の改良において全体剛性などを評価したい場合のみに限定される。

表 1.10 JG 改良状況の評価分布 <sup>1.64)</sup>
















ランク		I		II		III	IV		V	VI
改良体の評価		改良良好					改良不良			
コアの図	砂質土									
	粘性土									
目視状況		完全な形で採取。 コアは固い。	完全な形で採取。 コアは固い。 クラックが入る。	改良体中に砂が混じる。	改良体中に粘土を取り込む。 コアの形は完全。	角のない改良体が数cmの集合体で採取。	改良体が小さな単体でレキ状になる。	粘土塊に改良体を含む。	コア採取が出来ず、塊がわずかに採取。	採取出来ない。
地中での改良体の想定		完全に置換された改良体。力の伝達のほか、引張にも抵抗がある。		砂・粘土が混ざるが、それらが水平・鉛直方向に連続せず、力の伝達が可能。		コアとして採取出来ない。広がりによって、力の伝達が不連続となる。				

表 1.11 提案手法によるコア改良率算定例 <sup>1.64)</sup>

上段:コア含有率 下段:良否累計	$C_i = \text{改良コア長} / \text{コア採取長} \quad (\%)$					
	I	II	III	IV	V	VI
A)	44	32	10	2	0	12
粘性土	86			14		
B)	45	28	10	17	0	0
砂質土	83			17		
C)	36	22	18	12	7	5
砂・粘土混合	76			24		
D)	45	11	22	20	0	2
砂質土	78			22		

※ A) および B) は図-2 に対応し、各平均値を採用  
太数字→提案する「コア改良率」

表 1.12 提案手法によるコア改良率算定例 <sup>1.64)</sup>

事例	設計基準強度	ランクI および II		ランクIII		ランクIV~VI		全体 強度評価 $\bar{q}_u$ N/mm <sup>2</sup>	設計基準 強度に対する評価
		$C_i$ I, II	一軸圧縮強度 $\bar{q}_u$ N/mm <sup>2</sup>	$C_i$ III	(推定)一軸圧縮 強度 $\bar{q}_u$ N/mm <sup>2</sup>	$C_i$ IV, V, VI	一軸圧縮 強度 $\bar{q}_u$		
A)	1.00 N/mm <sup>2</sup>	44+32 76%	Max: 5.29 Min: 0.90 AV: 2.76	10%	2.76×0.5 1.38	2+0+12 14%	≒ 0	0.76×2.76+0.10×1.38 2.24	1.00 < 2.24 満足
B)	3.00 N/mm <sup>2</sup>	45+28 73%	Max: ---- Min: ---- AV: 4.05	10%	4.05×0.5 2.03	17+0+0 17%	≒ 0	0.73×4.05+0.10×2.03 3.16	3.00 < 3.16 満足
C)	4.10 N/mm <sup>2</sup>	36+22 58%	Max: ---- Min: ---- AV: 6.27	18%	6.27×0.5 3.14	12+7+5 24%	≒ 0	0.58×6.27+0.18×3.14 4.20	4.10 < 4.20 満足
D)	3.00 N/mm <sup>2</sup>	45+11 56%	Max: 7.89 Min: 3.27 AV: 4.22	22%	4.22×0.5 2.11	20+0+2 22%	≒ 0	0.56×4.22+0.22×2.11 2.83	3.00 > 2.83 不満足

## 2) 改良径

機械攪拌工法は機械的な攪拌翼により混合攪拌する工法であるため所定の改良径が確保できないといった不具合が生じる可能性はほとんどない。一方、高圧噴射攪拌工法は、ジェット噴流によって地盤を切削、混合攪拌することから対象土層によって改良径が異なる工法である。したがって、強度・連続性と共に改良径は、重要な品質確認項目である。一般的な改良径確認手法は、改良径位置のチェックボーリングによって確認することが多いが、チェックボーリングの鉛直精度の問題から確実な品質確認手法とは言えない。このような背景から、チェックボーリングに代る確実な改良径品質確認手法のいくつかの研究が行われてきたが、いずれも課題があり確実な手法とは言えないのが現状である。以下に既往の研究結果を記述する。

### ①機械的手法 1.65) 1.66)

図 1.44～1.45 に示すように造成直後の未固結な状態で、改良体に地上から計測ロッドを挿入し、計測ロッドから先端に荷重径等のセンサーのついた計測装置を地中に水平に送り出し、その荷重などで地山境界を推定する手法である。

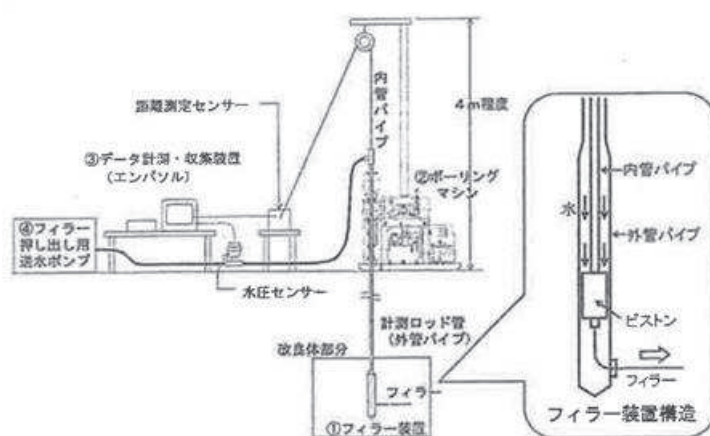


図 1.45 計測システム全体図 1.65)

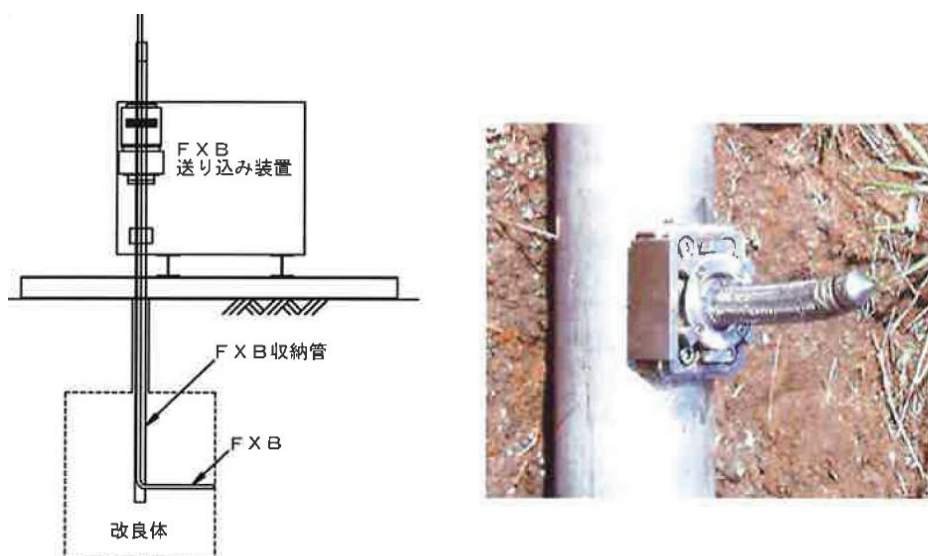


図 1.46 測定装置概要図と F X B 送り出し状況 1.66)

## ②集音管による手法<sup>1.67)</sup>

図 1.47 に示すように、予め地盤中に設置した建込み管からジェット到達に伴う切削音を集音管より計測して分析する方法である。

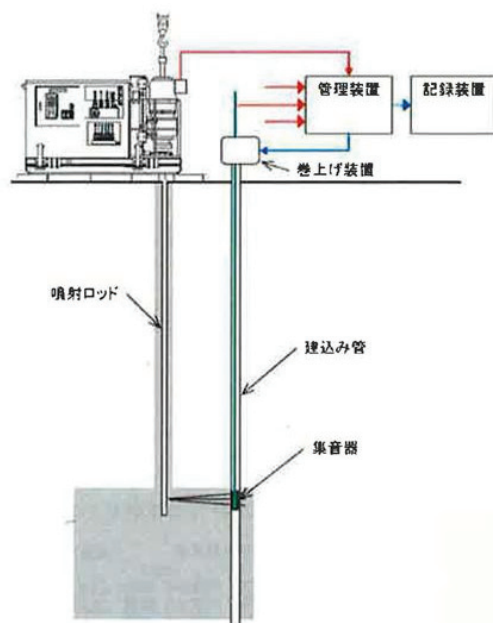


図 1.47 集音管を用いた改良径計測方法概要図<sup>1.67)</sup>

## ③改良体中の酸化カルシウム（CaO）含有量に基づく手法<sup>1.68)</sup>

高圧噴射攪拌工法の場合、その機構上、改良体中に含まれるセメントスラリーが多ければ改良径が小さく、セメントスラリーが小さければ改良径が大きいことになる。そこで、セメント系固化材中の酸化カルシウム（CaO）量に着目し、改良径とCaOの相関式を事前に作成し、造成後のセメント改良体中のCaOを塩酸等を用いて計測し、事前作成した相関式から改良径を推定する手法である。ただし、排泥が地上に排出されない方式（単管方式）の改良のみに適応される。

## ④ボーリング孔内のP S検層による手法<sup>1.69)</sup>

図 1.48 に示すように、数本のボーリングを実施してボーリング孔内のP S検層とボーリング位置から改良半径を推定する手法である。

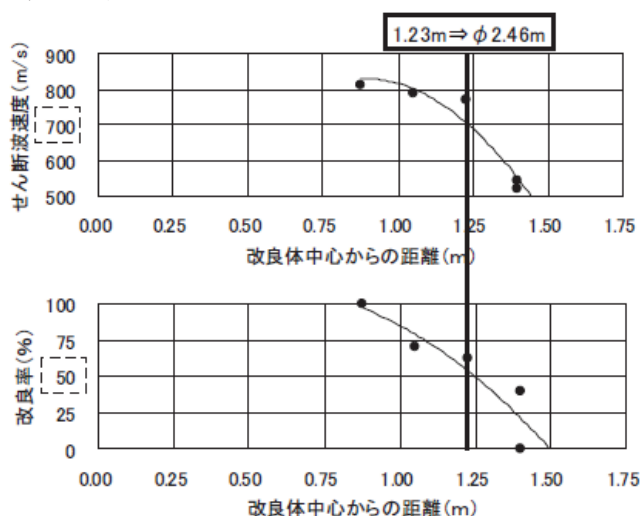


図 1.48 試験施工結果例<sup>1.69)</sup>

#### ⑤ボーリング孔内の電磁波による手法<sup>1.70)</sup>

図 1.49 に示すように改良体からのボーリング孔から電磁波探査を実施した結果，ボーリング位置からの改良距離（地山と改良体の境界）が 50 c m 以内であれば改良距離を測定する可能性があるとしている．

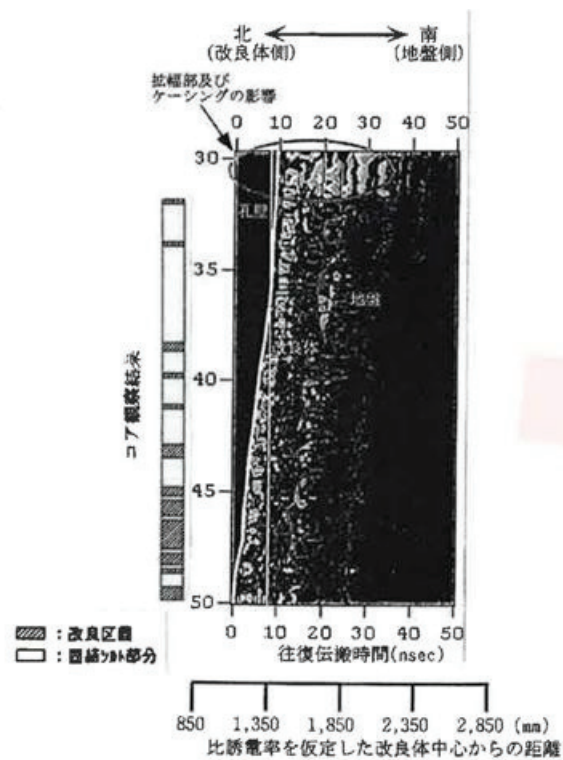


図 1.49 ボアホールレーダーの探査結果<sup>1.70)</sup>

#### ⑥表面波探査法による $V_s$ を用いた品質管理手法<sup>1.71)</sup>

表面波探査を用いて地盤内部の  $V_s$  を測定することで地盤改良後の  $V_s$  の分布を計測して管理手法として用いる試みもみられている．ただし，この報告<sup>1.71)</sup> によれば改良形状までは測定することはできなかったとしている．

## (2) 深層混合処理工法（機械攪拌工法主体）に関する既往の研究

### 1) 一軸圧縮試験を品質評価指標とする場合の問題点

改良体を一軸圧縮試験で評価する手法は、コア供試体の選択による影響が大きいことが指摘されている<sup>1.72)</sup>。このことは、採取された試料から強度試験用のコア部分をランダムに選び出すとき、良質なコアを選ぶ傾向があることやサンプラーの種類や採取する技術者の熟練度の度合いによって供試体クラックや乱れの状態が異なることに起因している。図 1.50 に示すように、選択されるコアの支配的な強度、量によって得られる平均強度は、真の平均強度に比べて、過大評価したり、過小評価したりすることになる。

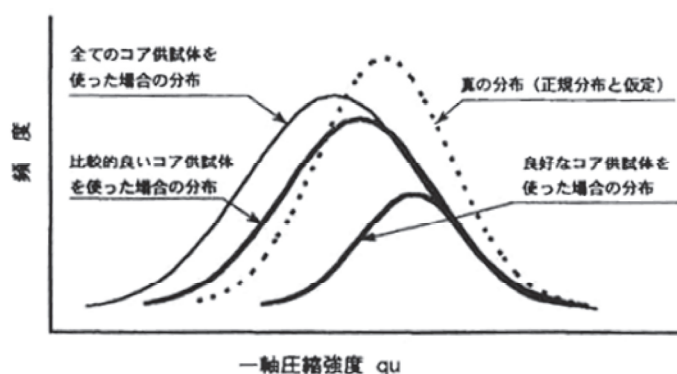


図 1.50 一軸圧縮強さのヒストグラムイメージ<sup>1.72)</sup>

さらに、澤ら<sup>1.73)</sup>の調査によれば、一軸圧縮試験結果は試験機関の技能の差によって大きく、変動係数として 10～16%にもなると報告されている。

### 2) ベンダーエレメントによる $V_s$ を用いた品質評価手法

ベンダーエレメントとは 2 枚の圧電素子を張り合わせた振動子（周波数 5kHz～50kHz）であり、電圧を加えると変形し、変形を受けると電圧を発生するものである。浅香<sup>1.74)</sup> 1.75) らは、図 1.51 のフローに示すように  $V_s \sim q_u$  関係を求めておいて、原位置でせん断弾性波速度  $V_s$  を測定して、一軸圧縮強さ  $q_u$  を求める手法を提案している（写真 1.5～1.7）。なお、実工事においてベンダーエレメントで測定した  $V_s$  の変動係数が 0.1～0.25 程度あり、一般的なセメント改良土の一軸圧縮強さの変動係数 0.2～0.45 「センター指針」<sup>1.18)</sup> に比べて小さいことを報告している<sup>1.76)</sup>。ただし、この手法はセメント改良体の頭部を掘り起こすことができる場合に限定されてしまうことが課題である。なお、室内配合供試体を用いてベンダーエレメントによる  $V_s$  と一軸圧縮強さ  $q_u$  の関係を計測した報告もある<sup>1.77)</sup> 1.78) 1.79)。なお、鈴木<sup>1.78)</sup>、浅香<sup>1.79)</sup>によれば添加量によらず改良体の対象土ごとに相関があるとの報告もある。

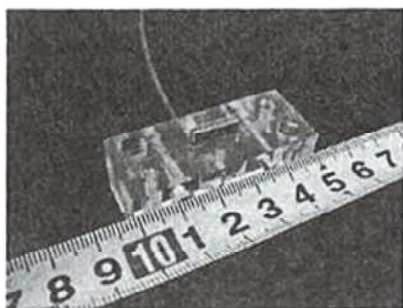


写真 1.5 ベンダーエレメント<sup>1.74)</sup>



写真 1.6 供試体のせん断波速度測定<sup>1.74)</sup>



写真 1.7 原位置でのせん断波速度測定<sup>1.74)</sup>

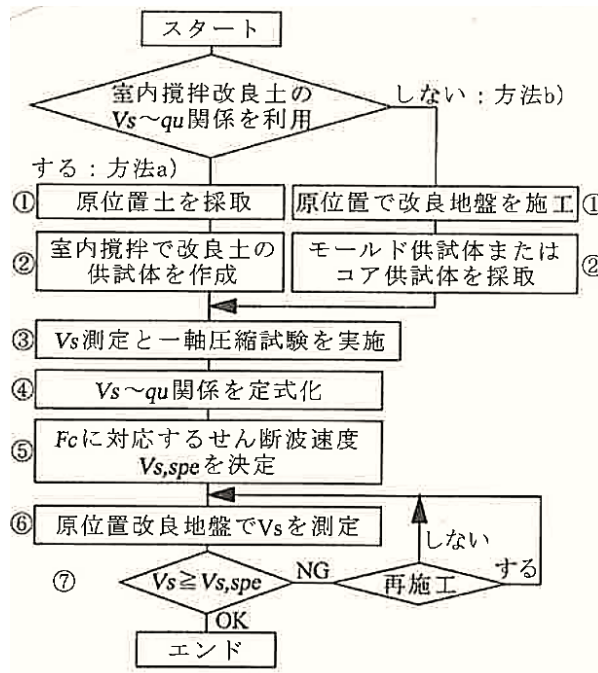


図 1.51 せん断波速度に基づく非破壊検査フロー<sup>1.74)</sup>

また、石川ら<sup>1.80)</sup>は格子状改良、浅香ら<sup>1.81)</sup>は杭状改良に対して微動アレイ探査およびベンダーエレメントによる改良体  $V_s$  を測定し、改良面積比と原地盤と改良体のせん断波速度比から改良地盤全体の等価せん断波速度を推定する方法を提案している。

### 3) PS 検層（サスペンション方式）による $V_s$ を用いた品質評価手法

図 1.52 と図 1.53 は、PS 検層（サスペンション方式）でせん断弾性波速度を測定して弾性ヤング率  $E_f$  を求めて、設計値に達していることを確認した事例である<sup>1.82)</sup>。この場合、不攪乱試料による  $LDT$  を用いた室内三軸試験を実施して微小ひずみレベルでの弾性ヤング率  $E_0$  を求めて、その値と  $E_f$  がほぼ一致していることがわかる。ただし、セメント改良土の強度が小さい場合には、ロータリーコアチューブサンプリングの際に供試体が損傷してしまい  $E_0$  の値が  $E_f$  の値より相当小さくなっていると報告している。

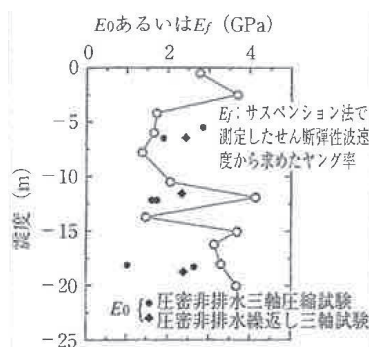


図 1.52 東京湾横断道路でのセメント改良土の原位置せん断弾性波速度から求めた弾性ヤング率  $E_f$  と不攪乱資料を用いた三軸試験から求めた微小ひずみレベルでの弾性ヤング率  $E_0$  の比較<sup>1.82)</sup>

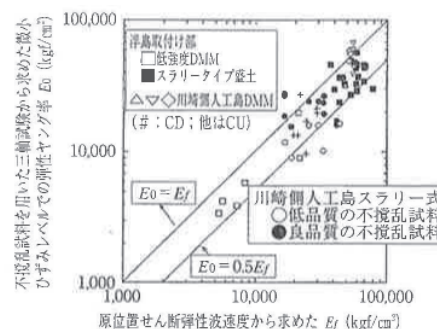


図 1.53 東京湾横断道路川崎側人口島スラリー式セメント改良地盤の原位置弾性波速度と不攪乱試料の三軸試験から求めた弾性ヤング率の比較<sup>1.82)</sup>

#### 4) P S 検層（板たたき法）による $V_s$ を用いた品質評価手法

P S 検層（板たたき法）で実改良体を測定した事例も多数報告されている<sup>1.83) 1.84)</sup>。楠見ら<sup>1.85)</sup>は板叩き法を用いた S 波反射法によって、地盤改良層の連続的なせん断弾性波速度  $V_s$  分布を算定して、 $V_s$  と  $q_u$  の相関から連続的な一軸圧縮強さ  $q_u$  分布を算定している。

#### 5) その他の品質管理手法

##### ① モールドコア法による品質評価手法

施工直後未固結な状態を採取してモールドに詰めて養生するといった「モールドコア法」といわれる品質管理手法もあるが、深部のコアに比べて一軸圧縮試験が小さく評価されるといった課題がある。その要因は改良体自重による上載荷重の影響を受けないからであり、実コラムのコアボーリングほど強度は発現しなかったとの報告もある<sup>1.86)</sup>

##### ② 固化前の貫入抵抗値による品質評価手法<sup>1.87) 1.88)</sup>

固化前の処理中に penetrometer と呼ばれる羽根を貫入または引き抜いてその抵抗値で評価する手法である。

##### ③ 土壌硬度計による品質評価手法<sup>1.89) 1.90) 1.91)</sup>

一軸圧縮試験ではコストの問題からサンプル数が限定される。あらかじめ一軸圧縮試験との相関を求めた「土壌硬度計」によるコーン貫入試験を実施することでサンプル数を増やし、品質管理の精度を向上する研究も進められている。

##### ④ 電気比抵抗による品質評価手法<sup>1.92) 1.93) 1.94)</sup>

まだ固まらない改良体に電極を挿入して、電気比抵抗値の変化で品質を評価する手法である。最近では、電気比抵抗と一軸圧縮強さの相関を報告している事例もある。<sup>1.94)</sup>

## 1.5 本研究の目的

1.2～1.4 から高圧噴射攪拌工法の課題を整理すると①～③のとおりである。一方、高圧噴射攪拌工法と同じ深層混合処理工法の一つである機械攪拌工法では、多数の既往の研究成果を踏まえて建築分野、土木分野とも指針、基準類が整備されている。また、最近では合理的な品質評価、品質確認手法も実用化されつつある。ただし、高圧噴射攪拌工法は、既往の研究成果も少ないことから明確に規定した指針、基準類はないこともあり、确实で合理的な品質評価、品質確認手法で実用化されているものはほとんどない。

### ①経済性に関して

地盤改良工法の中で最も高強度な改良体ができる一方で比較的高価な工法である。従来工法は円柱状改良が主体であるため、必要な設計改良面積に対して円形改良を配置すると図 1.54 のようにはみ出し部やラップ部等無駄な改良(図 1.54 の黄色の部分)を多く実施しなければならない。

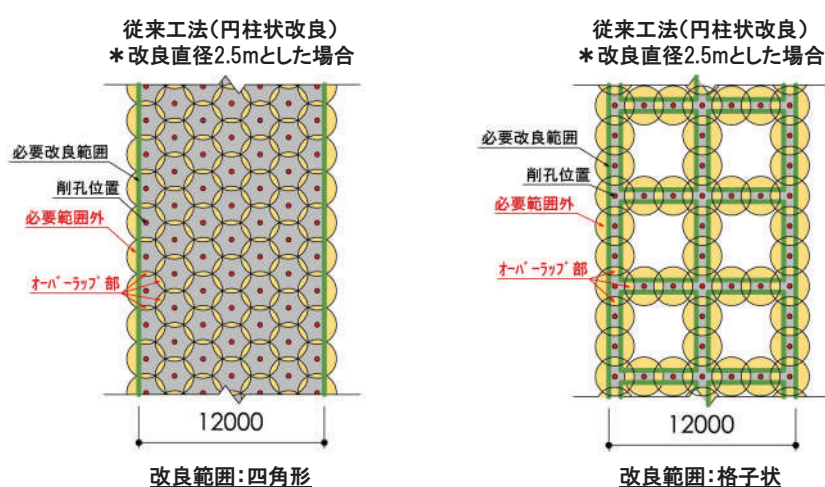


図 1.54 改良範囲の違いによるはみ出し部およびラップ部の違い

### ②品質(変形、強度特性)に関して

高圧噴射攪拌工法はジェット噴流によって、地盤を切削して混合攪拌する工法であることから機械攪拌工法に比して、改良強度は高いが対象土質によっては原地盤の粉碎状況やセメントミルクの混入状況が異なったり、未改良の塊(ダマ)を含んだ非一様性の比較的大きな改良体となることが多い。現在は多くの施工実績から一軸圧縮試験に基づく最低保障値を規定して設計しているため合理的な評価とはいえない。そのため、このように非一様性の高い改良体の合理的な評価方法が必要とされている。

### ③品質確認手法

機械攪拌工法はロッドの先端にとりつけた攪拌翼を用いて機械的に原地盤を攪拌してセメント改良体を造成するため改良出来形＝攪拌翼形状であるため出来形に関する信頼性は非常に高い。一方、高圧噴射攪拌工法はジェット噴流を用いた改良であることから改良形状の大きさは対象土質によって異なり、地盤の不均一さに応じて不均一な改良形状となることがある。また、上述のように改良体自体の非一様性も高い。従来は1か月後のチェックボーリングにより改良径、強度、連続性などを確認しているが所定の品質を満足していなかった場合、致命的な手戻りとなることがある。そのため早期に确实にかつ合理的に品質を確認する手法が必要とされている。

そこで、本研究では既設構造物の地盤の耐震補強等として需要が高まっている高圧噴射攪拌工法の上記の課題を開発する新工法の開発および确实で合理的な改良地盤の品質評価方法の提案を行うことを目的とする。

## 1.6 本論文の構成

本論文は、全 6 章より構成されており、以下にその要旨を示す。

「第 1 章 序論」では、本研究の背景と目的を示すとともに、本論文の構成と内容を示した。さらにすでに実用化されている高圧噴射攪拌工法の既往の研究と改良地盤の変形・強度特性および品質管理手法に関する現状と課題について整理して、本研究の位置づけを明確にする。

「第 2 章 任意形状・大型径改良が可能な高圧噴射攪拌工法の開発」では、気中、水中によるロードセルを用いた水ジェット噴射試験によって、大型径の改良体の造成が可能となる噴射機構の検討を行なう。また、任意形状改良（円形および扇形、壁状、格子状）のために高精度で揺動制御する専用の管理装置とセメントミルクを多方向に高圧で圧送できる方式の検討を行う。これらの検討を踏まえて、現位置の品質確認試験にて任意形状・大型径改良の検証を行う。

「第 3 章 改良地盤の変形・強度特性の研究」では、高圧噴射攪拌工法によるセメント改良地盤の変形・強度特性の合理的な評価を目的として、①局所変形測定装置（LDT）を用いた軸ひずみ測定による微小～小レベルでの剛性の高精度な評価法、②拘束圧依存性を考慮した強度・変形特性の評価法、③長期材齢を考慮した強度・変形特性の評価法の検討を行なう。

「第 4 章 改良地盤の原位置弾性波速度に基づく品質評価の研究」では、従来のチェックボーリングによる現場コア試料の一軸圧縮試験による品質確認する手法に対して、原位置 PS 検層によるせん断弾性波速度  $V_s$  に基づいて一軸圧縮強度を推定する方法を検討する。

従来の手法では、サンプリング数が限定される場合が多く、地盤内の不連続なデータしか得られないこと、また、サンプリング時の乱れの影響をうけること等から、非一様性の高い地盤の全体像を把握することには難がある。PS 検層による推定方法を高圧噴射攪拌工法の非一様性の高いセメント改良地盤に適用できれば、精度の高い一軸圧縮強度  $q_u$  を原位置で速やかに深度方向に連続的に測定することが可能となる。そのためには、事前に室内配合試験で求める  $V_s$ （超音波パルス法） $\sim q_u$ （室内配合供試体）関係と  $V_s$ （PS 検層） $\sim q_u$ （現場コア試料）関係性を検証する必要がある。そこで、原位置 PS 検層および現場コア試料ならびに室内配合供試体を用いた各種試験を行ない、その関係性を評価する。

「第 5 章 改良地盤の品質評価手法の提案」では、このように非一様性の高いセメント改良地盤において、所定の品質を満足しない結果が出た場合、致命的な手戻りになりかねない。従って、28 日後に初めて品質不良を見つけ出すと言う事態を防止するために、造成中や造成後早期に強度や出来形についての品質確認が行なう手法を提案する。

強度に関する品質確認手法として、材齢に応じた幾つかの新しい強度確認方法を開発する。まず、造成直後～造成後 7 日程度で 28 日強度を予測する手法として、未固結改良体を任意箇所直接サンプリングするコーンの開発とその改良体を用いた予測手法を現場で適応して検証を行う。

28 日強度は、第 4 章で評価した原位置 PS 検層による方法によるせん断弾性波速度  $V_s$  に基づいて、深度方向連続的に一軸圧縮強度を推定する方法を現場で適応して検証する。

一方、高圧噴射攪拌工法では、同一の噴射条件でも改良径は地盤によって大きく変化する可能性がある。そこで、出来形（改良形状）に関する品質確認手法として造成中や造成直後に改良形状の確認が可能となる新しい方法として、従来のチェックボーリングにかわる ・コーンの開発 ・光ファイバ温度計による計測 ・音波計測 といった 3 つの手法の検討を行い現場にて検証を行う。

「第 6 章 結論」では、前章までに得られた結果を総括して結論を記述するとともに、今後の課題を示す。

## 参考文献

- 1.1) 地震時における地盤災害の課題と対策 2001 年東日本大震災の教訓と提言 (第二次), 公益社団法人 地盤工学会 平成 23 年度学会低減の検証と評価に関する委員会, 2012.6.
- 1.2) 東日本大震災合同調査報告 共通編 3 地震災害, 東日本大震災合同調査報告諸編集委員会, 2014.4.
- 1.3) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会資料, 浦安市, 2011.
- 1.4) 造成宅地の耐震対策に関する研究委員会報告書ー液状化から戸建て住宅を守るための手引きー, 公益社団法人 地盤工学会 関東支部, 造成宅地の耐震対策に関する研究委員会, 2013.5.
- 1.5) 東日本大震災合同調査報告 土木編 5 原子力施設の被害とその影響, 東日本大震災合同調査報告書編集委員会,
- 1.6) 南海トラフ巨大地震対策について, 中央防災会議, 防災対策推進検討会議, 南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ, 2013.5.
- 1.7) 首都直下地震の被害想定と対策について, 中央防災会議, 首都直下地震対策ワーキンググループ, 2013.12.
- 1.8) 最新地盤注入工法技術総覧, 最新地盤注入工法技術総覧編集委員会, 株式会社産業技術サービスセンター, pp.696, 1997.10.
- 1.9) 八尋暉夫: ウォータージェット工法, 鹿島出版会, pp.96, 1996.
- 1.10) 吉田宏: 高圧噴射攪拌工法の技術的課題と展望, 基礎工, pp.8-13, 2009.5
- 1.11) 最新地盤注入工法技術総覧, 最新地盤注入地盤工法技術総覧編集委員会, pp.695-722, 1997.
- 1.12) わかりやすい土木技術ジェットグラウト工法, 鹿島出版会, pp.9-20, 1983.
- 1.13) 柳井田勝哉: CCP 工法の原理と施工法, コンストラクション, Vol.11, pp.1-7, 1973.
- 1.14) 八尋暉夫, 吉田宏, 西謙治: わかりやすい建築技術ウォータージェットを利用した地下工法, 鹿島出版会, pp.14, 1983.
- 1.15) Shavlovsky, D.S.: Proc.1st International Symposium. Jet Cutting Technology, BHRA, 1972.
- 1.16) 山崎淳一, 森脇光洋: 高圧噴砂攪拌工法における先端噴射装置の性能および噴射仕様と改良体出来形に関する考察, 第 10 回地盤改良シンポジウム論文集, pp.65-66, 2012.10.
- 1.17) ジオトルネード ミキシング工法, ニューイタリアンジェット研究会, pp.2-3, 2008.6.
- 1.18) 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針: -セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法-, 日本建徳センター, 2002.11.
- 1.19) 建築基礎のための地盤改良設計指針案, 日本建築学会, 2006.11.
- 1.20) 藤井衛・神田順・中野健二・金子治・二木幹夫・平出努・溝口栄二郎: 建築基礎地盤としてのセメント系改良地盤に関する研究(その 32)ー改良地盤の設計基準強度の設定に対する考え方ー, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿) pp.663-664, 1996.9.
- 1.21) 住宅・都市整備公団: ソイルセメントコラム工法設計・施工指針(案), p.51, 1988.9.
- 1.22) セメント協会セメント系固化材技術専門委員会: セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する研究, セメント・コンクリート, pp.44-49, 2003.1.
- 1.23) 大石幹太・池上正春・増田勝人・一場武洋・鶴屋広一・佐藤茂樹・寺師昌明: 深層混合処理工法により改良され 20 年を経過した海底粘土の健全性, 第 57 回土木学会年次学術講演会, pp.121-122, 2002.9.
- 1.24) 一場武洋・池上正春・増田勝人・鶴屋広一・佐藤茂樹・寺師昌明・大石幹太: 深層混合処理工法により改良され 20 年を経過した海底粘土の物理特性ならびに強度, 第 57 回土木学会年次学術講演会, pp.123-24, 2002.9.
- 1.25) 斉藤聰: 深層混合処理工法による改良土の調査と工学的性質, 基礎工, Vol.13, No.2, pp.108-114, 1985.
- 1.26) 陸上工事における深層混合処理工法設計施工マニュアル改訂版, 財団法人 土木研究センター, 1999.
- 1.27) 林宏親・西川純一・江川拓也・寺師昌明・大石幹太: 深層混合処理工法による改良柱体の長期強度, 土木学会第 56 回年次学術講演会, III-B189, pp.378-79, 2001.
- 1.28) 稲垣太浩・福島勇治・野津光夫・柳川洋平・笠原祥二: 使用後 10 年以上経過した高速道路盛土直下における深層混合処理改良体の品質, 第 37 回地盤工学研究発表会, pp.1117-118, 2002.7.

- 1.29) 一場武洋・池上正春・増田勝人・鶴屋広一・佐藤茂樹・寺師昌明・大石幹太：深層混合処理工法により改良され 20 年を経過した海底粘土の物理特性ならびに強度，土木学会第 57 回年次学術講演会，Ⅲ-62，pp.123-124，2002.9.
- 1.30) 龍岡文夫：土質試験の課題と試験結果の評価，「昭和 61 年度最近の土質基礎に関する講習会」講演資料，pp.55-75，1986.
- 1.31) 斉藤聰：深層混合処理工法によるセメント改良地盤の工学的性質に関する実験的研究，pp.6-18，1988.11.
- 1.32) 三井隆・吉川正・池田明彦・青山要・中川浩二：細粒分含有率が異なる改良土の室内配合試験による基礎的研究，土木学会論文集，No.693，VI-53，pp.117-129，2001.2.
- 1.33) 平原健二・坂本博臣・藤田悦郎：耐震裕度向上を目的とした川内・玄海原子力発電所地盤改良工事における課題と対応（その 1），電力土木，No.350，pp.121-125，2010.11.
- 1.34) 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.39-43，2007.9.
- 1.35) 下口裕一郎・立川貴重・今西貢二：礫質土地盤の地盤改良による荷揚岸壁耐震対策，電力土木，No.360，pp.61-65，2012.7.
- 1.36) 遠藤大輔・市橋豊隆・川村精一・渋谷旬・藤崎勝利・浜村憲：地中構造物の耐震性向上を目的とした高圧噴射攪拌工法の試験施工，第 42 回地盤工学研究発表会（名古屋），pp.911-912，2007.7.
- 1.37) 嵯峨弘喜・齋藤邦夫・鈴木孝一・西尾経：河川護岸の耐震強化対策と高圧噴射複合攪拌工法の適用，建設の施工企画，平成 21 年度版 建設機械等損料表，社団法人 日本建設機械化協会，pp.41-46，2010.2.
- 1.38) 岩崎結子・島村淳：高圧噴射攪拌工法（JETCRETE 工法）の改良体品質について その 2，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道），pp.707-708，2013.8.
- 1.39) 岩崎結子・加藤博規：浄化施設の耐震補強工事—高圧噴射攪拌工法の改良体品質について—，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），pp.565-566，2012.9.
- 1.40) 玉野亮人・加藤博規：耐震補強工事に用いた地盤改良工事（その 2 高圧噴射攪拌工法の改良体品質について），日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.455-456，2010.9.
- 1.41) 浦沢義彦・横山敏明・江村和明：高圧噴射注入工法の地盤改良効果，第 21 巻 12 号，pp.41-47，1990.12.
- 1.42) 田中伸明・阿部宏幸・内田明彦・小西一生：狭隘エリアを想定した地盤改良工法の開発とその適用，第 49 回地盤工学研究発表会（北九州），pp.1071-1072，2014.7.
- 1.43) 吉田宏：高圧噴射攪拌工法の技術的課題と展望，基礎工，総合土木研究所，pp.8-13，2009.5.
- 1.44) 龍岡文夫：セメント改良した土の変形強度の特徴，基礎工，pp.29-36，2008.8.
- 1.45) 間瀬辰也・貫井泰・杉山達也・井原和弘・鬼丸貞友・大宮幸男：セメント系固化材による粘性土を対象とした高強度改良地盤の力学試験その 1 試験方法および試験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.1105-1106，2009.8.
- 1.46) 杉山達也・貫井泰・間瀬辰也・大宮幸男・鬼丸貞友：セメント系固化材による高強度改良地盤の力学試験 その 1 試験方法および試験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.1003-1004，2008.9.
- 1.47) セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性に関する研究—材齢 22 年試験結果報告—，セメント・コンクリート，No.804，セメント協会セメント系固化材技術専門委員会，pp.9-14，2014.2.
- 1.48) 橋本勝文・大即信明・西田孝弘：セメント系改良地盤の Ca 溶脱に伴う強度低下に関する  $\text{Cl}^-$  の影響を考慮した長期予測，土木学会論文集 C，Vol.64，No.2，pp.226-237，2008.4.
- 1.49) 斉藤聰・堺悦郎・青木雅路・鈴木吉夫・仲間哲志・石橋正光：セメント系改良土の長期化学的安定の調査，土と基礎 53-4(567)，pp.14-17，2005.4.
- 1.50) 林宏規・西本聡・大石幹太・寺師昌明：セメント安定処理土の長期強度特性その 1—DJM 改良柱体の現場調査—，北海道開発土木研究所月報，No.611 号，pp.11-19，2004.4.
- 1.51) 古閑潤一・レヒーナ サラモンヘ・佐藤剛司：繰り返し載荷がセメント改良砂の強度変形特性に及ぼす影響，生産研究，55 巻 6 号，pp.533-536，pp.75-78，2003.
- 1.52) 鬼丸貞友・古閑潤一・宮下千花・三上武子・鈴木吉夫：高炉セメント B 種を用いた改良地盤の動的強度，Jornal of the Society of Materials Science, Japan, Vol.61, No.1, pp.64-67，2012.1.

- 1.53) 鬼丸貞友・古閑潤一・堤千花・三上武子・鈴木吉夫：セメント系固化材による改良地盤の動的強度，第9回地盤改良シンポジウム論文集，pp.283-286，2010.11.
- 1.54) 鈴木吉夫・鬼丸貞友：セメント改良土の動的強度，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.555-556，2011.
- 1.55) 古閑潤一・堤千花・デジルバ ナリン：セメント改良粘土の繰り返し中空ねじり試験，生産研究 633，62巻，6号，pp.91-94，2010.
- 1.56) 龍岡文夫：土質試験の課題と試験結果の評価ー東京湾横断道路計画における土質工学の諸問題と室内土質試験「昭和61年度最近の土質・基礎に関する講習会」講演資料，土質工学会，1986.
- 1.57) 小泉泰道・酒向信一・新井昌之・岸山晶信：セメントスラリーの軟弱地盤への適用について，第12回土質工学研究発表会，pp.1289-1292，1997.
- 1.58) 山田雅一・安達俊夫：セメント安定処理粘土の強度・変形特性ー初期せん断係数と一軸圧縮強度の関係ー，日本建築学会大会講習会梗概集（北海道），pp.723-724，2013.8.
- 1.59) 建設省関東地方建設局：土木工事共通仕様書，土木工事施工管理基準，1998.
- 1.60) 吉田 宏：高圧噴射攪拌工法の技術的課題と展望，基礎工，pp.12，2009.5.
- 1.61) 吉田 宏：高圧噴射攪拌工法の技術的課題と展望，基礎工，pp.11，2009.5.
- 1.62) Boston Artery Tunnel Specification：JETGROUTING，Addendum，No.6，pp.1-16，1996.7.
- 1.63) 上岡雅司・齋藤邦夫・鈴木孝一・西尾経・森 邦広：吉野川下流域における農地防災用水路の整備事業と空気連行型翼式超高圧噴射工法の適用事例，建設の施工企画，pp.38，2010.2.
- 1.64) 三井隆・池田昭彦・吉川正・浜田清一・吉武勇・中川浩二：高圧噴射攪拌工法による改良体形成の実態調査，土木学会論文集 No.742，VI-60，pp.203-208，2003.9.
- 1.65) 西岡志保・伊勢壽一：高圧噴射攪拌工法による改良径計測システムーシステム概要と実証試験報告ー建設機械，pp.75-79，2013.6.
- 1.66) 藤山浩司・細川雅則・手塚広明・岡田直仁・藤田清一・山下担良・佐久間孝夫・村田芳雄：高圧噴射攪拌改良径測定装置の開発，土木学会第60回年次学術講習会，pp.503-504，2005.9.
- 1.67) 森脇光洋・山崎淳一・有馬暢：高圧噴射攪拌工法における地盤切削状態モニタリング技術の開発，第46回地盤工学研究発表会（神戸），pp.901-902，2011.7.
- 1.68) 鈴木孝一・齋藤邦夫・西尾経・木村文彦：高圧噴射攪拌工法におけるCaO含有率に基づく検量線による出来形判定法，第7回地盤改良シンポジウム論文集，pp.143-148，2006.10.
- 1.69) 平原健二・坂本博臣・藤田悦郎：耐震裕度向上を目的とした川内・玄海原子力発電所地盤改良工事における課題と対応（その1），電力土木No.350，pp.123，2010.11.
- 1.70) 吉川正・倉石泰男・稲生道裕・升元一彦・関政男：物理探査を用いた地盤改良の品質確認，土木学会第56回年次学術講演会，pp.641，2001.10.
- 1.71) 片岡沙都紀・三浦みなみ・高田昌典・北野智哉・澁谷啓：表面波探査を用いた高圧噴射攪拌工法による改良杭の管理手法に関する現場実験，第49回地盤工学研究発表会（北九州），pp.165-166，2014.7.
- 1.72) 細谷芳巳・牧原依夫・木幡行宏・奈須徹夫・日比義彦・荻野拓哉：セメント系改良材による現場改良土の品質評価，セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.42-55，1996.
- 1.73) 澤孝平・中山義久・楠本奈津子・中田有美：セメント改良土の一軸圧縮試験結果の不確かさについて，Journal of the Society of Materials Science, Japan, Vol.63, No.1, pp.44-48，2014.1.
- 1.74) 浅香美治・安部透・桂豊・杉本裕志・辰巳佳裕：ベンダーエレメントを用いたせん断波速度測定によるセメント系改良地盤の非破壊検査方法，日本建築学会構造系論文集第612号，pp.103-110，2007.2.
- 1.75) 浅香美治・安部透：深層・浅層混合処理に分類されないセメント系地盤改良工法の建築基礎への適用事例，基礎工，pp.75-77，2008.8.
- 1.76) 浅香美治・安部透：ベンダーエレメントを用いて原位置で測定したセメント系改良地盤のせん断波速度その2 せん断波速度の変動係数，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.493-494，2009.8.
- 1.77) 小林慎之介・田中洋行・高橋匡人：セメント安定処理土のせん断波速度と強度特性，第42回地盤工学会研究発表会（名古屋），pp.643-644，2007.7.
- 1.78) 鈴木比呂子・天貝真洋・須山紘伸・天利 実・浅香美治：高強度セメント系改良土のせん断波速度と圧縮強度の関係の評価，第49回地盤工学研究発表会（北九州），pp.617-618，2014.7.

- 1.79) 浅香美治：セメント系改良土のせん断波速度に基づく強度推定値と圧縮試験結果の比較，第 46 回地盤工学会研究発表会（神戸），pp.637-638，2011.7.
- 1.80) 石川明・浅香美治・安部 透：格子状に改良した地盤の等価せん断波速度および等価せん断剛性，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp.707-708，2007.8.
- 1.81) 浅香美治・石川明・安部透：杭状に改良した地盤の等価せん断波速度および等価せん断剛，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp.705-706，2007.8.
- 1.82) 龍岡文夫：セメント改良した土の変形強度の特徴，基礎工，総合土木研究所，pp.29-36，2008.8.
- 1.83) 西川純一・林宏親・小田島大：P S 検層による深層混合処理工法の強度評価について，第 1 回地盤改良シンポジウム論文集，pp.203-206，1994.7.
- 1.84) 後藤圭佑・護 雅史・福和伸夫・飛田 潤：改良地盤に支持された中層免震建物の振動特性に関する研究（その 1）地盤改良の調査結果及び S 波速度構造の推定，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.25-26，2008.9.
- 1.85) 楠見晴重・芦田譲・西田一彦・河口琢哉・林徹明：S 波反射法による地盤中のセメント混合改良層の連続的な強度分布の評価法，土木学会論文集 No.666，III-53，333-338，pp.199-204，2000.12.
- 1.86) 小川和也・奥村貴史・溝口栄二郎・村山 徹：深層混合処理工法による改良体の強度確認手法に関する考察，第 48 回地盤工学会研究発表会（富山），pp.945-946，2013.7.
- 1.87) Terashi, M. and Kitazume, M. : Keynote Lecture : Current Practice and Future Perspective of QA/QC Proc.of International Symposium on Deep Mixing and Admixture Stabilization, pp.61-99, 2009.
- 1.88) 北詰昌樹・西村聡：ウェットグラブサンプリングによる現場深層混合処理土の強度評価について，第 45 回地盤工学会研究発表会（松山），pp.581-582，2010.8.
- 1.89) 三木博史・大河内保彦・牧野昌己・佐藤利行：機械攪拌による固化系地盤改良の新しい品質管理方法，地盤工学会誌，59-6（641），pp.20-23，2011.1.
- 1.90) 野田昌道：改良型山中式土壌硬度計と一軸圧縮強さの相関による改良土の強度確認方法その 2，第 45 回地盤工学会研究発表会（松山），pp.577-578，2010.8.
- 1.91) 大関敏広・日比野信一・村山篤史：山中式土壌硬度計を用いたソイルセメントの品質管理，第 39 回地盤工学会研究発表会（新潟），pp.581-582，2004.7.
- 1.92) 藤井衛・新井マウリシオ淳・久保豊・伊集院博・千葉原敦：電気比抵抗測定による深層混合処理工法の品質管理，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.475-476，2010.9.
- 1.93) 新井マウリシオ淳・藤井衛・久保豊・伊集院博・千葉原敦：電気比抵抗によるソイルセメントコラムの品質管理について，第 45 回地盤工学会研究発表会（松山），pp.821-822，2010.8.
- 1.94) 高元浩・藤井衛・金哲鎬・新井マウリシオ淳・武智耕太郎：電気比抵抗を利用したソイルセメントの一軸圧縮強さの推定，日本建築学会大会学術講演梗概集（東海），pp.573-574，2012.9.

## 2 章 任意形状・大型径改良が可能な高圧噴射攪拌工法の開発

### 2.1 はじめに

近い将来発生することが懸念されている首都直下型・東海・東南海・南海地震をはじめとする巨大地震に対して、地盤の液状化対策・耐震補強法としての地盤改良の必要性が高まっている。

また、既存施設を対象とした地盤改良では、狭隘な箇所での施工や施設を供用しながらの施工を求められることが多い。それに対応するために、小型機械を用いた高圧噴射攪拌工法を計画し、施工する事例が増加している。

マルチジェット工法は、このような背景を踏まえて、従来の高圧噴射攪拌工法と比較して、コストダウン、工期短縮、既設構造物への影響の低減、本設構造物としての品質管理の信頼性向上を目的として開発した高圧噴射攪拌工法である。なお、写真 2.1 は、気中にてセメントミルクの代わりに水を噴射している状況である。

本章では、マルチジェット工法の概要に加え、大型径改良のための噴射メカニズムの検討、マルチジェット工法開発のための原位置品質確認試験による①任意形状および大型径改良、②改良体の基本的な力学特性、③リアルタイムな施工管理 の確認について説明する。

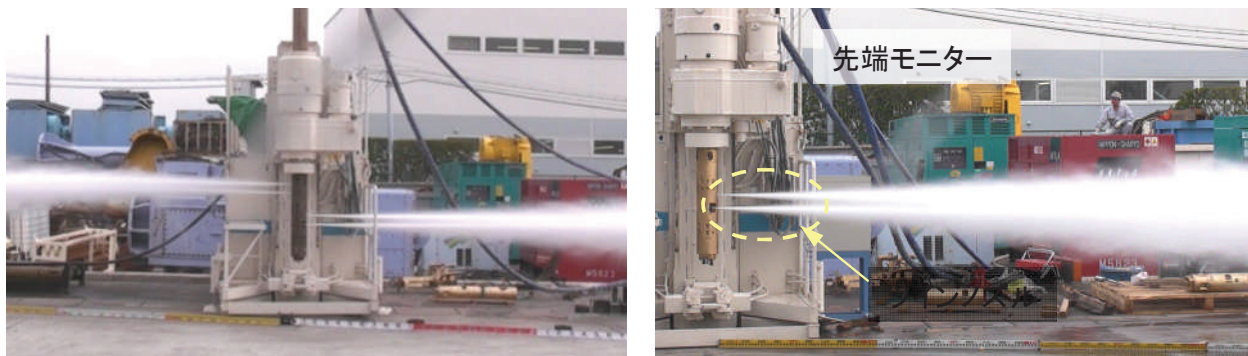


写真 2.1 マルチジェット工法（気中での水の噴射状況）

## 2.2 工法の概要

### 2.2.1 任意形状改良および大型径改良について

#### (1) 任意形状改良について

従来の高圧噴射攪拌工法では、使用するボーリングマシンの機構上、専用ロッドを一方向に回転しながら改良体を造成する。このため、改良体は円柱状が一般的である。

本工法では、任意形状の改良地盤が形成できるように、専用ロッドの動作を 0.1 度単位の高精度で揺動制御する専用のリアルタイム管理装置を開発して、ボーリングマシンに搭載した。更に、従来工法の専用ロッドはねじ式接続のため、揺動式のように回転方向が逐次反転する場合には緩んでしまう。また、継手部の剛性が弱いためにロッドが塑性変形する可能性がある。そこで、専用ロッドの継手はボルト接続とすることで、揺動時の緩みおよびロッドの塑性変形を防止した。

さらに、専用ロッドは、セメントミルクを多方向に高圧で圧送できるように写真 2.2 に示す多孔管方式とした。このことで、図 2.1 のように多方向噴射（円形および壁状は 2 方向噴射、格子状は 4 方向噴射）が可能となった。

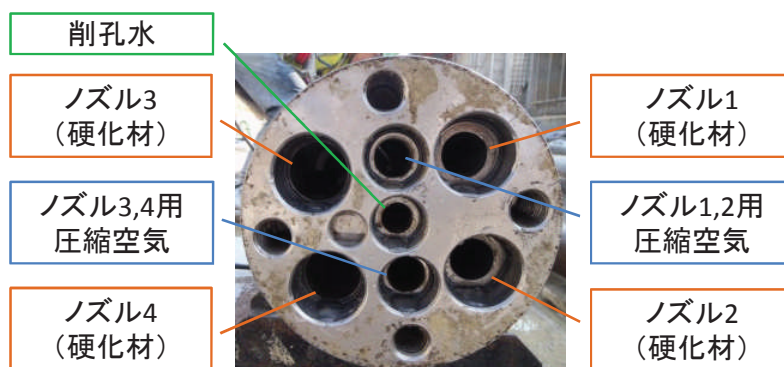


写真 2.2 専用ロッド（多孔管式）

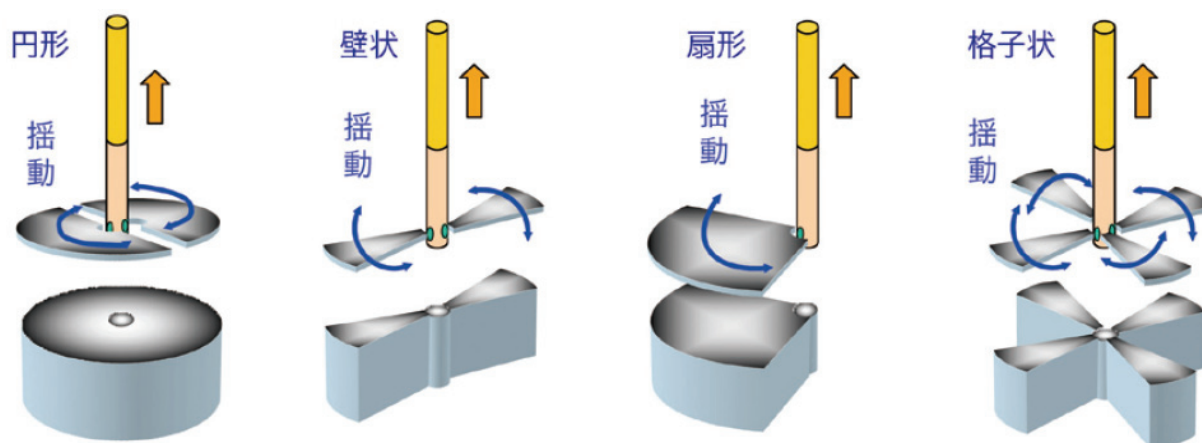


図 2.1 自由形状の改良体造成の模式図

このように、揺動式専用ボーリングマシンおよび揺動式専用ロッドを用いて、改良形状に応じた揺動角度および噴射箇所数を設定することで、写真 2.3 に示す例のように、壁状・扇形・格子状などの自由な形状の改良体の造成が可能になった。なお、写真 2.3 中央に示す扇形改良は写真手前の専用ロッド中心から 45 度、半径 4.0m で造成した後に、地盤を掘り起こしたものである。また、図 2.1 の 4 方向噴射の格子状改良を組み合わせることで、写真 2.3 右端に示すように連続した格子状の改良が造成できる。



写真 2.3 掘り起こし写真

## (2) 大型径改良について

高圧噴射攪拌工法の大型径化のためには、ジェット噴流の高エネルギー化による地盤の切削効率の向上が必要となる。そこで、「2.4 大型径化のための噴射特性の検討」で説明するように、配管構造がジェット噴流に及ぼす影響など噴射メカニズムの検討を行なった。さらに、噴射機構を従来のシングルノズルから地盤切削効率の高いツインノズルにすることで、地盤の切削効率が飛躍的に向上した。その結果、従来の改良径が最大直径 5.0m (最大半径 2.5m) 程度であるの対して、本工法では写真 2.4、写真 2.5 に示すように最大直径 8.0m (最大半径 4.0m) まで可能となった。



写真 2.4 大型径改良の例 (半径4.0m)



写真 2.5 大型径改良の例 (半径3.0m)

### (3) 任意な改良径の設定について

従来の高圧噴射攪拌工法では、噴射エネルギーのパラメーターである硬化材噴射量、噴射圧力、噴射時間（引上速度）が固定されているため、改良対象地盤が同一であれば、改良径の設定は1ケースに限定される。本工法では、「2.5 原位置での品質確認試験による検証」で説明するように試験施工や実施工で実施した数十件の品質確認試験の結果を解析して「噴射エネルギーと改良半径の相関性」を確認し、硬化材噴射量、噴射時間（引上速度）を適切に調整することで、改良径の任意な設定が可能になった。

### (4) 本工法による工期短縮，コストダウン効果について

こうした①自由形状、②大型径改良、③任意の改良径設定 の特徴により、必要改良範囲に対して無駄の少ない改良や施工本数の削減が可能となった。そのため、図 2.2 に例示するように、従来工法に比して、合理的な改良配置計画が可能となった。図 2.2 の事例では以下の2つの効果により工期短縮，コストダウンを図ることができる。

- ・改良本数の低減

従来工法が改良本数は11本必要なのに対して、本工法は8本と少ないこと、

- ・改良面積の合理化（設計に対して無駄の少ない改良）

設計改良範囲（緑色実線）に対して、はみ出し部やラップ部などの不要な部分（黄色の面積）を30%低減できるため、材料費や造成時に伴い発生する排泥量を低減することができる。また、排泥量を低減することは環境負荷も低減できることになる。

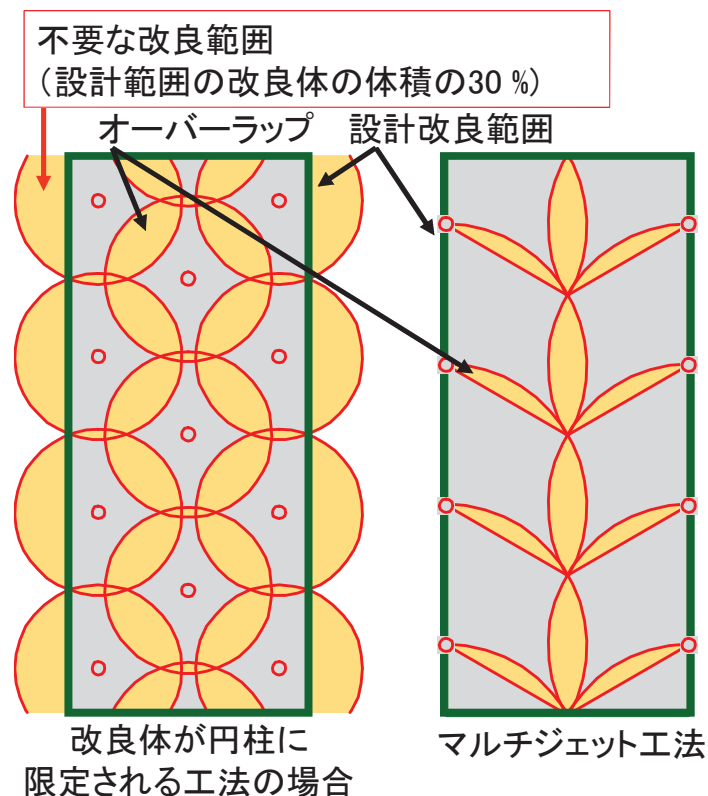


図 2.2 異なる工法による改良体の配置法の比較例

### 2.2.2 礫地盤への対応性の向上について

ジェット噴流が1つ（シングルノズル）である従来の高圧噴射攪拌工法を礫地盤に適応すると，図 2.3(a) に模式的に示すように礫粒子の背面がジェット噴流の陰となって未改良となりやすい．そこで，本工法では，図 2.3(b) に模式的に示すように，2 つのジェット噴流（ツインノズル）によって礫粒子を回転しやすくして，礫を巻き込んだ改良体を造成することで上記の課題の解決を図った．原位置品質試験によると，写真 2.6 に示すように，握りこぶし程度までのサイズの礫であれば，背面に未改良部を発生せずに礫を巻き込んだ改良体が造成できることを確認している．

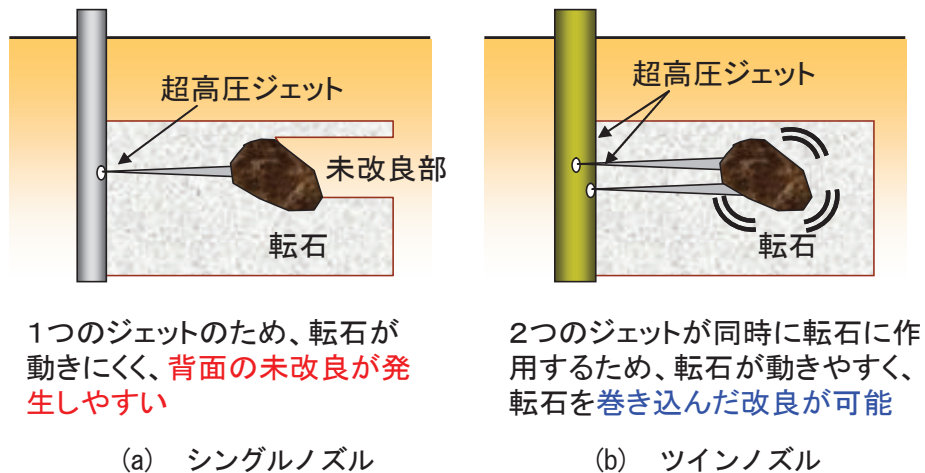


図 2.3 高圧噴射攪拌工法を礫地盤に適用した場合の課題とその解決法

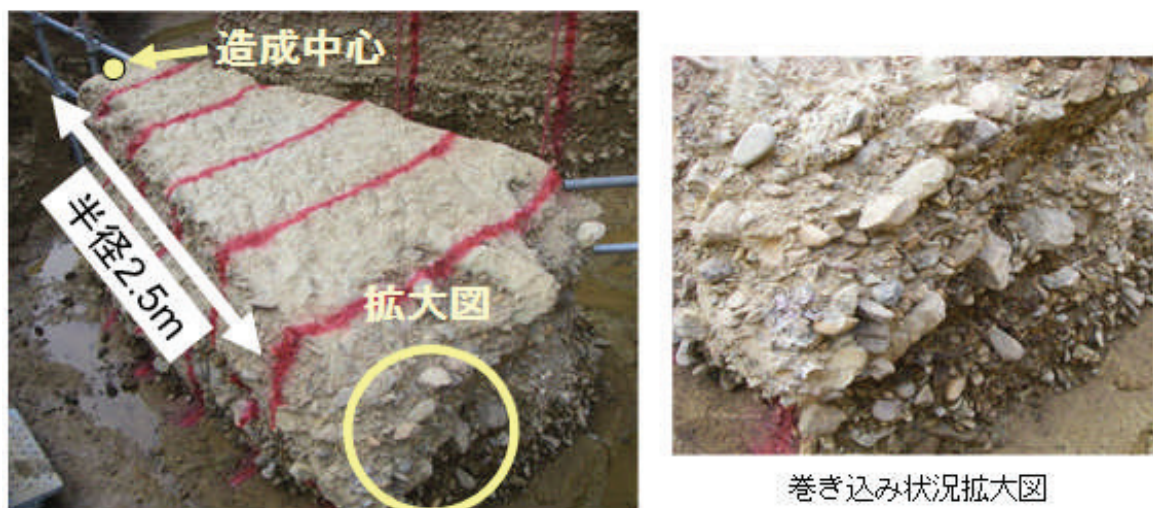


写真 2.6 礫地盤の改良体の状況の例

## 2.2.3 リアルタイム施工管理装置について

### (1) 専用管理装置の開発

本工法では、従来の仮設工事だけではなく、本設構造物に適用することを目標にしていることから、より高度な施工管理が求められる。具体的には、改良体の出来形・品質確保には、専用ロッドの引き上げ速度・揺動角度・回転速度、硬化材の流量・圧力・空気量が所定の管理値を下回ることなく削孔・造成することが重要である。そこで、削孔・造成時の上記施工管理項目をリアルタイムで表示（データ保存）および制御することが可能とする専用管理装置（写真 2.7）を開発した。これを用いることで、専用管理装置の画面にて一元管理することが可能となるため、改良体の出来形・品質不良を防止することができる。



写真 2.7 専用管理装置とその管理用モニター画像

## (2) 削孔位置のリアルタイム計測

高圧噴射攪拌工法の施工深度は、50m を超える大深度の場合がある。その場合、削孔の鉛直軸の精度が 1/100 程度であると削孔下端の施工誤差は 50cm 程度となる。改良体のラップ施工が必要な場合では、この削孔誤差は無視出来ない。

そこで、本工法では、図 2.4 に示すように削孔位置をリアルタイムで計測するための専用計測装置(写真 2.8)を開発した。この装置は直交 2 方向の傾斜計と絶対方位計で構成されており、削孔 1m 毎に直交 2 方向の傾斜角と方位を計測することで、削孔時の孔曲り形状を高感度で測定する。大深度削孔では、削孔位置をリアルタイムで計測しながら、必要に応じて専用マシンに設置してある 4 つのアウトリガー高を調整することで、削孔修正を行なうことができる。「2.5.5 孔曲り計測によるリアルタイム施工管理の検証」で説明するように、現場品質試験において、削孔位置をリアルタイムで計測しながら軌道修正して深度 60m まで削孔を行ない、最大誤差 110mm (削孔精度 1/545) の高精度な削孔が行なえることを確認した。

また、孔曲り計測装置のデータ通信を無線化することで、専用ロッドの切継ぎによる施工ロスがなく、施工歩掛りを落とさず計測しながら施工を行なうことが可能となった。

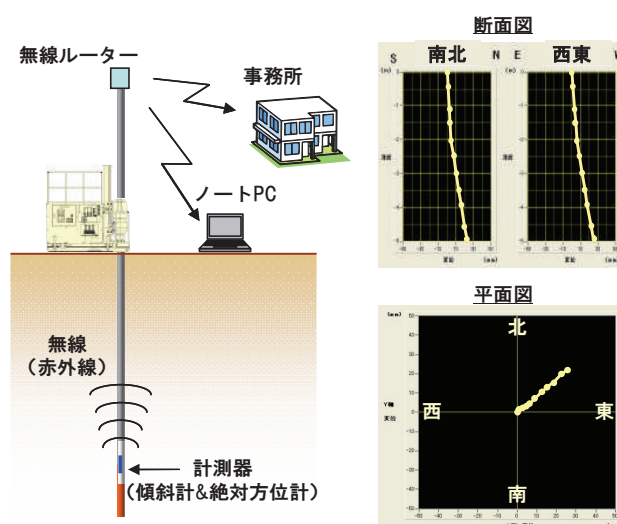


図 2.4 孔曲り計測の概要



写真 2.8 孔曲り計測用の専用計測装置

## 2.3 施工方法

### 2.3.1 施工機械と施工仕様

本工法の標準的な施工仕様を表 2.1 に示す。本工法では、設計条件と地盤条件に応じて噴射流量と引上速度を調整して適切な噴射エネルギーに設定することによって、所定の形状と径の改良体を造成する。

表 2.1 標準的な施工仕様

項目	仕様
標準有効直径	2.0m～8.0m（噴射仕様により調整）
噴射方法	超高压硬化材および圧縮空気
使用ロッド	専用多孔管
1 噴射方向当りのノズル数	2～4 個
圧縮空気	圧力：0.7～1.03MPa 流量：3～15Nm <sup>3</sup> /min
専用硬化材	圧力：40MPa 流量：100～600 l/min

### 2.3.2 施工手順

従来工法では、事前にケーシングにより削孔を行なった後、造成ロッドを建て込んで改良体造成を開始するという二段階方式が一般的である。その場合、削孔用ボーリングマシンと造成用ボーリングマシンが2台必要となり、経済性や狭隘な箇所での施工性に劣る。これに対して、本工法では、図 2.5 に示すように、超高圧水によるジェット削孔（写真 2.9）と改良体の造成を同じ専用ロッドを用いて、一連の1工程の作業として行なう。

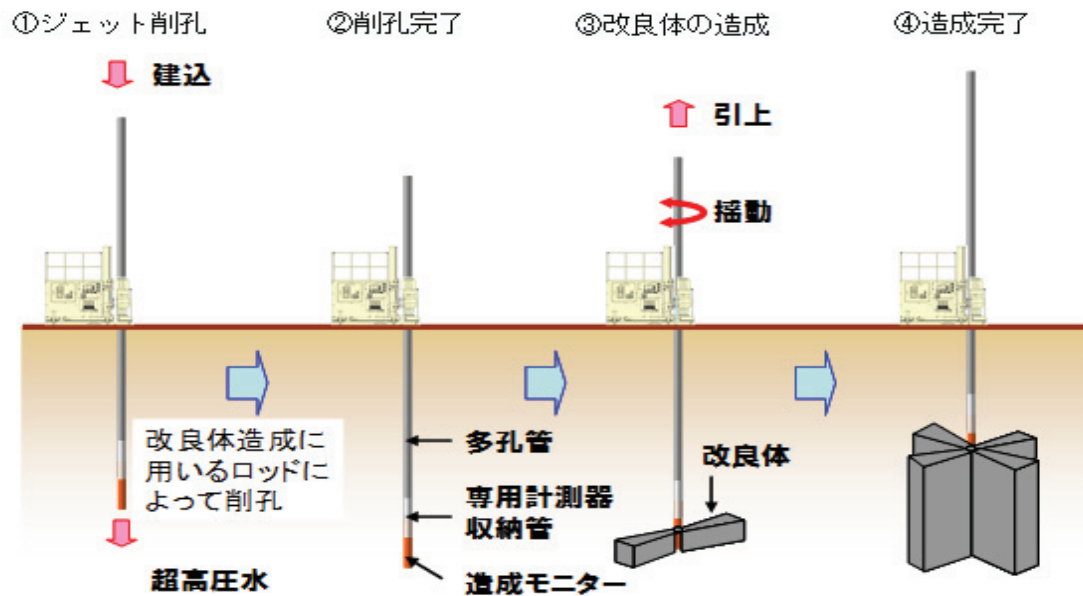


図 2.5 本工法の標準な施工手順



写真 2.9 ジェット削孔の状況

## 2.4 大型径化のための噴射特性の検討

### 2.4.1 ロードセルを用いた気中での水ジェット噴射実験

#### (1) 配管構造がジェット噴流に及ぼす影響

高圧噴射攪拌工法では、超高圧ポンプから配管された高圧ホースをロッド頭部につなぎ、ロッドの地下先端部に接続されている専用噴出口（モニター）からセメントスラリーのジェットを水平に噴出する。その際、ジェット噴流の方向をモニター部で鉛直から水平に変化させるため、乱流が発生してしまう。この乱流の発生具合によっては、初期区が短くなり、混合攪拌領域（改良径）も小さくなってしまう。混合攪拌領域（改良径）をできるだけ大きくするためには、高性能なジェット噴流を得る必要がある。そのためには、図 2.6 に示すエルボでの乱流の発生をできるだけ抑制し、かつ、地盤に噴出する前にこの乱流を出来るだけ修復して初期区を長くする必要がある。

Yoshida ら<sup>2,1)</sup>はノズル上流部の直結部の長さでジェットの圧力の関係を実験的に検討しており、図 2.6 はその噴射モニターの概略である。その結果によれば、エルボで発生した乱れを修復するには、 $L2/D$ （ $L2$ :ノズル上流部、 $D$ :管口径）は 50 以上必要であるとしている。

ただし、図 2.6 に示す  $L2 \geq 50D$  を確保することは、ロッド径を  $\phi 1000\text{mm}$  以上必要となることになり、現実的ではない。そこで、本工法では施工が可能なロッド径（ $\phi 140\text{mm}$  程度以下）に収まる配管構造の中でできるだけ乱流の少ない形状の検討のために気中噴射実験を行なった。

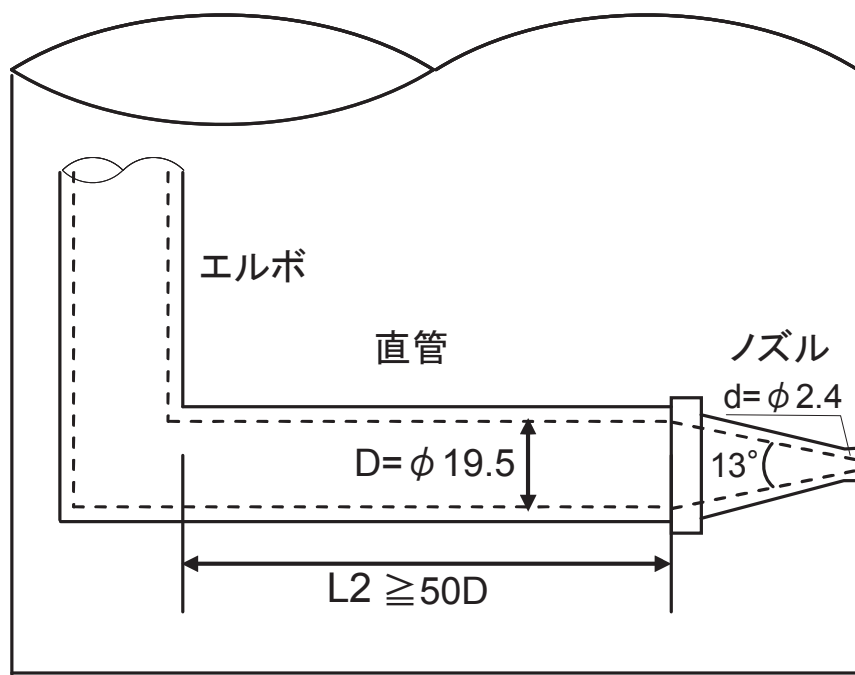


図 2.6 エルボ部のジェットに対する影響を調べるノズル

## (2) 実験概要

### 1) 実験方法

写真 2.10 および図 2.7 に実験の概要を示す。ノズルまでの配管構造を 3 種類製作し、水ジェットを気中噴射して、ノズルから 1.6m の位置でロードセルを用いてジェット荷重の経時変化を計測した。

なお、本開発工法の多孔管ロッドは、施工及びロッド製造上の制約からロッド最大外径 140mm、セメントミルク用の孔は、最大外径  $\phi 9\text{mm}$  である。また、実験の噴射量は使用頻度の高い 220 l/min としたため、ノズル径  $D_o = \phi 3.1\text{mm}$  となる。ここで、「1.2.2 (3) ノズルの検討」で記述した最も初期区を長くできる径と形式を考慮して、ノズル直線部  $L_1 \geq 4D_o = 4 \times 3.1 = 12.4\text{mm} \rightarrow 14.3\text{mm}$ 、ノズル絞り角度  $\theta = 13^\circ \rightarrow$  テーパー距離 24.7mm とした。図 2.7 の CASE3 はエルボとベントがない直線の基本構造であり、ジェット噴流が最も理想に近い状態となっている。CASE1～2 はロッド外径  $\phi 140\text{mm}$  に収納可能な範囲でエルボの直線距離とベントの曲げ半径をできるだけ大きくした形状として、ジェット荷重を比較した。なお、ここで CASE1 のエルボ方式が従来の高圧噴射攪拌工法で最も多く採用されている方式である。

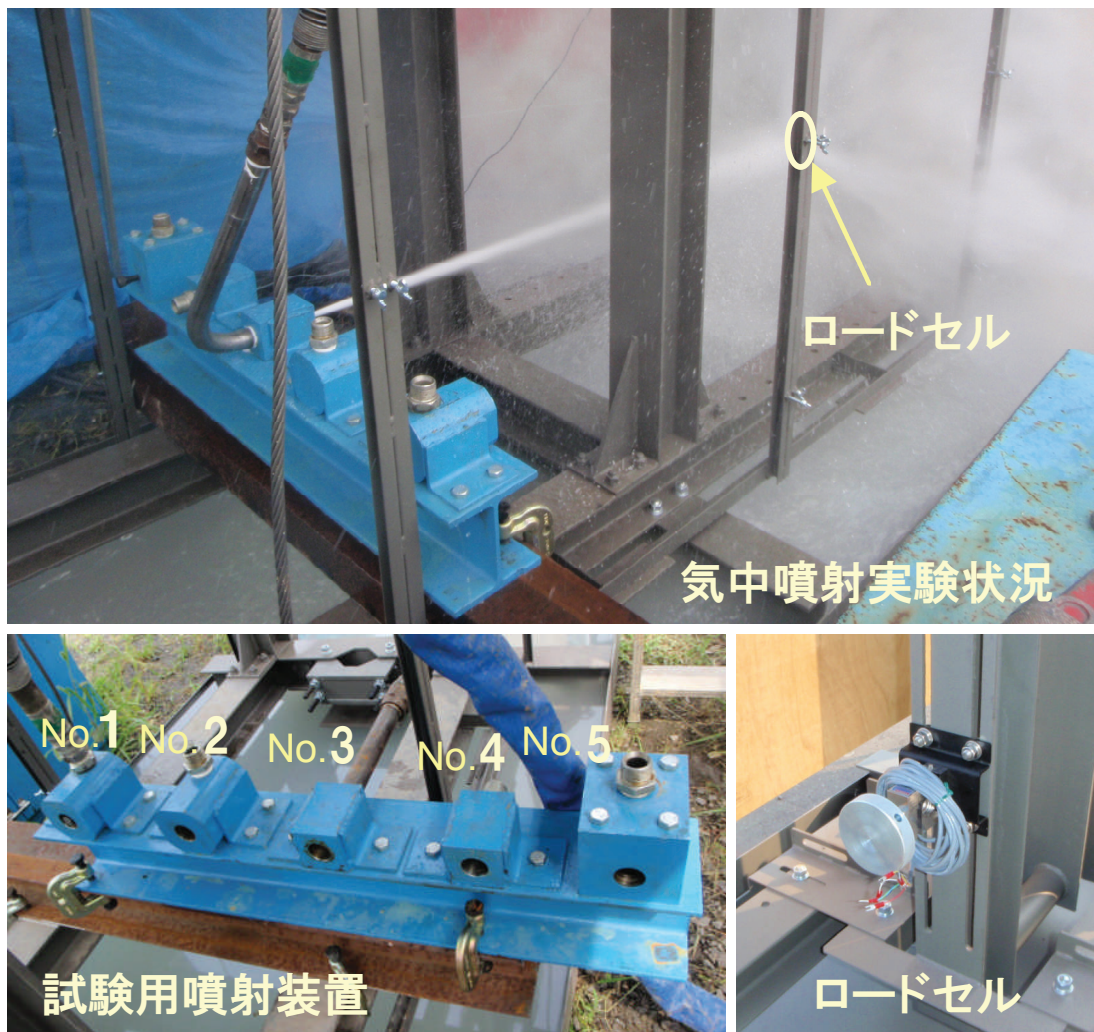


写真 2.10 気中での水ジェットの噴射の状況

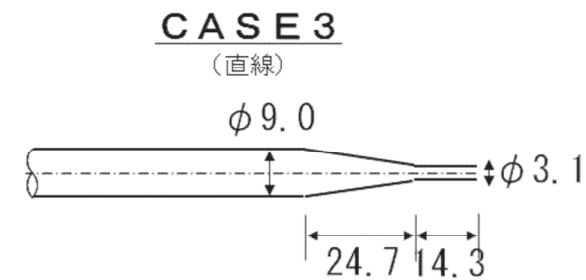
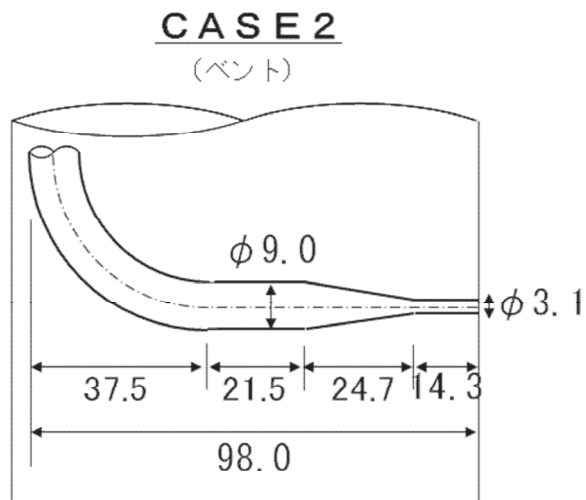
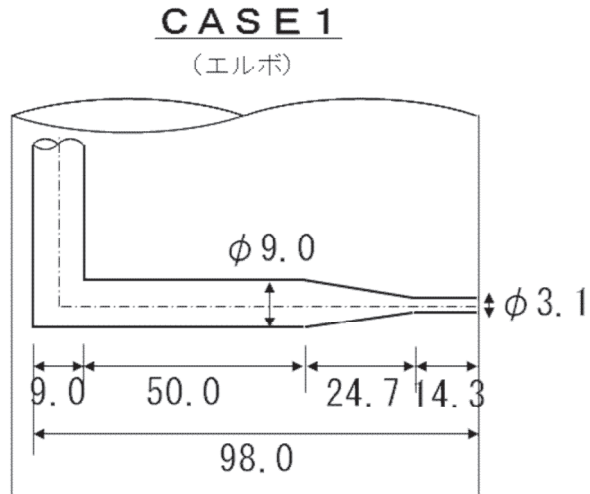


図 2.7 大気中の水ジェット噴射実験で用いたノズルの種類

表 2.2 気中噴射仕様 (水噴射)

実験 CASE	噴射量 (l/min)	噴射圧力*) (MPa)	距離 (m)
1	222	37	1.6
2	222	35	1.6
3	222	35	1.6

\*)噴射量一定にして試験を実施 (噴射圧力を若干調整)

## 2) 実験結果と考察

ジェット噴流による荷重のロードセルによる測定結果を図 2.8 に示す。流れを 90 度変化させた CASE1, CASE2 の内、エルボ方式の CASE1 ではジェットが拡散する傾向にあり (写真 2.11), また荷重の変動が大きく平均値も小さい。一方, ベント方式の CASE2 ではジェットの収束性が良く (写真 2.11), 荷重の変動は小さくかつ平均値は大きく, ジェット噴流が理想的な状態に最も近い CASE3 に近い。以上のことから, 流れを 90 度変化させる機構を従来のエルボ方式からベント方式に変更することで, 飛躍的にジェット性能が向上することが確認できた。

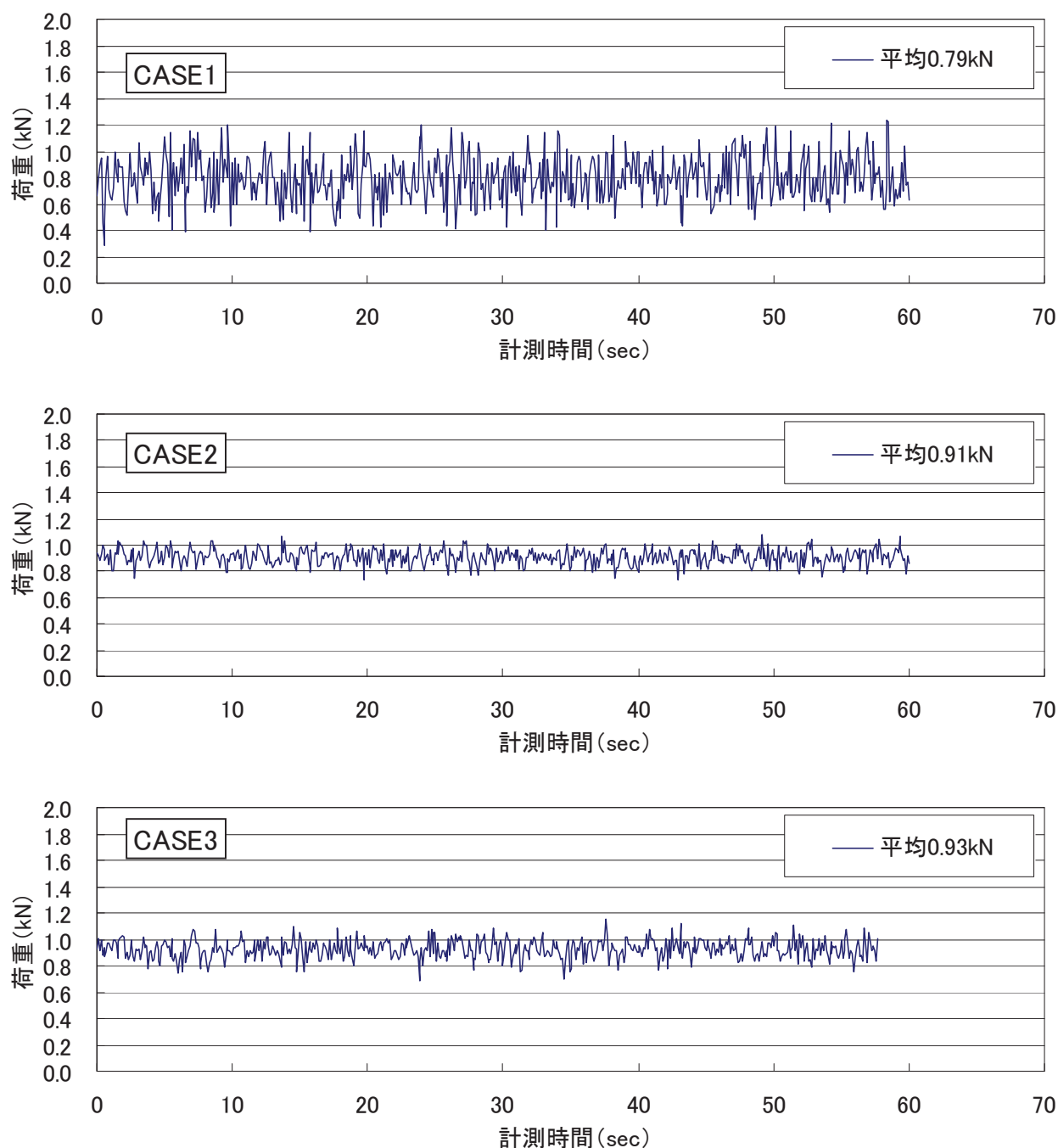


図 2.8 気中噴射によるロードセル計測結果



写真 2.11 ジェットの収束状況の比較

## 2.4.2 大型水槽を用いた水中での水ジェット噴射実験

### (1) 実験概要

「1.2.2(1) ジェット噴流の構造」で述べたように、水中に噴出した水ジェットの距離減衰は、エアジェットを沿わせると改善する。そこで、エアジェットの最適量の検討を行ない、さらに本工法の特徴であるツインノズルの効果を検証するために、側面をアクリル板にして可視化した大型水槽内（図 2.9）を用いて、水中での水ジェット噴射実験を行なった。実験の仕様を表 2.3 に示す。ウォータージェット（超高压水）に段階毎に量を変化させたエア（圧縮空気）を沿わせて噴射して、ロードセルを用いてジェット荷重を計測した。用いた圧縮空気の噴射速度は、「1.2.2 (2) エアジェット速度の検討」で記述した最も初期区長さが大きくなる音速/2≒（170m/S）以上とした（当実験では音速 340m/S 程度とした）。

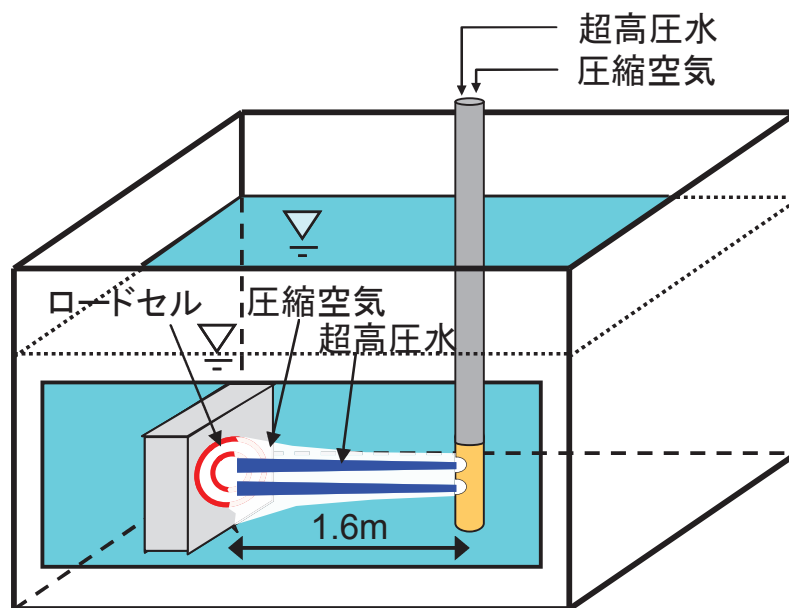


図 2.9 大型水槽内の水中での気水噴流の噴射実験

表 2.3 水中での気水噴流の噴射実験の仕様

ケース	噴射量 (l/min)	吐出圧力 (MPa)	空気量 (N m <sup>3</sup> /min)	空気圧力 (MPa)	距離 L (m)
No.1	121 (1 ノズル)	35～40 流量規定	0～10.0	1.03	1.6
No.2	222 (1 ノズル)	35～40 流量規定	0～10.0	1.03	1.6
No.3	222 (2 ノズル)	35～40 流量規定	0～10.0	1.03	1.6

## (2) 実験結果と考察

### 1) 各噴流状況でのジェット到達距離比較

ケース No.3 での試験状況を写真 2.12 に示す。超高压水だけの場合は、到達距離が約 1.0m 程度であり、エネルギーが急激に減衰することが確認できた。また、圧縮空気だけの場合は、到達距離は 0.5m 程度であった。一方、超高压水+圧縮空気の場合は、到達距離が 2.9m 程度と飛躍的に向上した。なお、噴射した水は、ジェットの下をくぐるような状態で対流した。

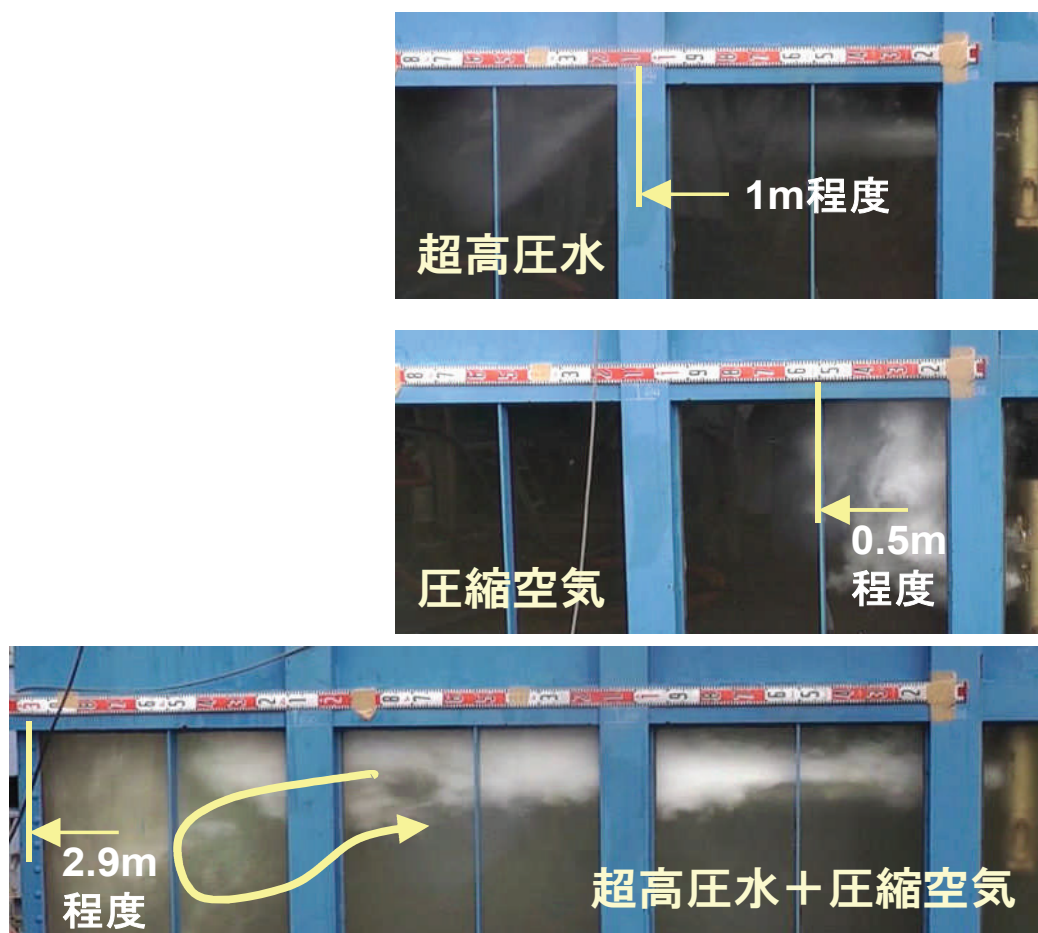


写真 2.12 各噴流状況でのジェット到達距離の比較（ケース No. 3）

## 2) 圧縮空気量がジェット到達距離に及ぼす影響

3 つケースのそれぞれで圧縮空気量を逐次変化させ、ロードセルで荷重を計測した。図 2.10 に計測された（各段階でのジェット荷重）～（圧縮空気量）の関係を、図 2.11 に（各段階でのジェット荷重）～（各ケース最大荷重時の圧縮空気量と各段階毎の空気量の比）の関係を示す。圧縮空気量が増加するとジェット荷重は、増大するがある一定量を超えるとジェット荷重は一定または若干低下する傾向がある。また、ケース毎に  $4.0 \sim 10.0 \text{ Nm}^3/\text{min}$  程度の異なる空気量でジェット荷重は最大値を示す。具体的には  $222 \text{ L}/\text{min}$ （2 ノズル）の場合には空気量  $10 \text{ Nm}^3/\text{min}$  で管理する必要がある。

## 3) ツインノズルの効果

図 2.10、図 2.11 で、合計噴射量が  $222 \text{ L}/\text{min}$  と同じであるが 1 ノズルで吐出したケースと 2 ノズルで吐出したケースを比較すると、後者の方がジェット荷重の最大値が大きい。以上のことから、本工法の特徴である 2 ノズル（ツインノズル）の採用は、高い地盤切削効率を確保するために合理的なことが確認できた。なお、図 2.10 では空気量が  $3 \sim 7 \text{ Nm}^3/\text{min}$  程度の段階では 1 ノズルに比較して、2 ノズルの方が荷重が小さくなっているが、図 2.11 の様に、最適な空気量（最大荷重時の空気量）との比で整理するとどの段階でも 2 ノズルの方が大きな荷重となっていることがわかる。

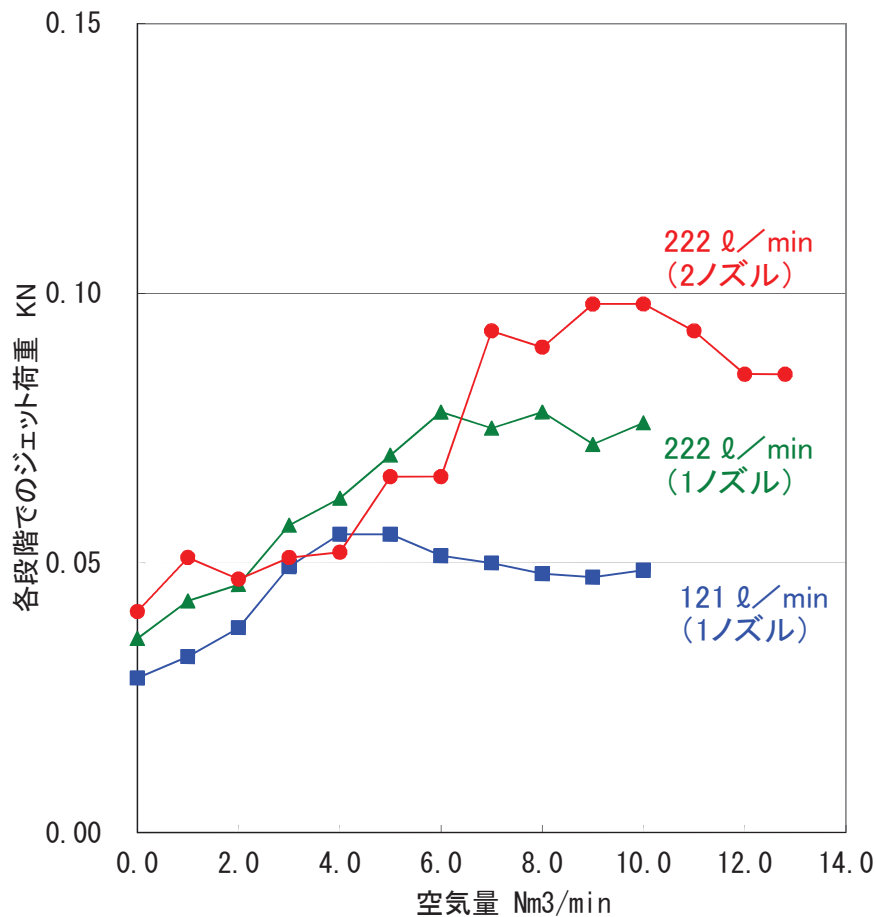


図 2.10 各段階でのジェット荷重と圧縮空気量の関係

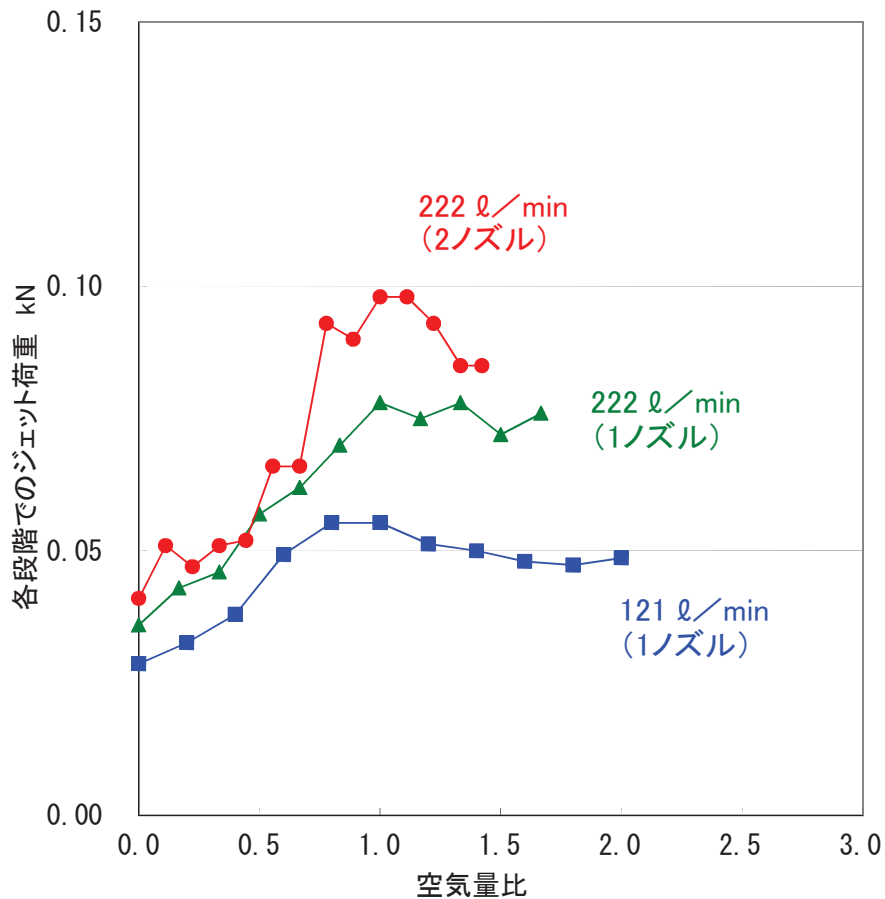


図 2.11 各段階でのジェット荷重～各ケース最大荷重時の圧縮空気量と各段階毎の空気量の比の関係

ここで、図 2.12 に（空気量が 0 の場合に対する各段階での荷重の比：F (ratio)）～（各ケース最大荷重時の圧縮空気量と各段階毎の空気量の比：V (ratio)）との関係を示す。この図から吐出量によらず V (ratio) と F (ratio) は、ほぼ同じ比例関係にあるが、吐出量に応じてジェット荷重比の上限値が存在する。なお、1 ノズルとで吐出する場合と 2 ノズルで吐出する場合では、2 ノズルで吐出する方が上限値が大きいことがわかる。ここで、上記を定式化すると以下ようになる。

$$F(\text{ratio}) = k \times V(\text{ratio}) \quad \text{ただし, } V(\text{ratio}) \leq 1.0$$

121 L/min (1 ノズル) の場合  $1.0 \leq F(\text{ratio}) \leq 1.9$   
 222 L/min (1 ノズル) の場合  $1.0 \leq F(\text{ratio}) \leq 2.2$   
 222 L/min (2 ノズル) の場合  $1.0 \leq F(\text{ratio}) \leq 2.4$

ここで、 $F(\text{ratio}) = F(L_i) / F(L_0)$   
 $F(L_i)$  : ジェット荷重  
 $F(L_0)$  : エアなしでのジェット荷重

$V(\text{ratio}) = V(a_i) / V(a_{\text{opt}})$   
 $V(a_i)$  : エア量  
 $V(a_{\text{opt}})$  : 最適なエア量（ジェット荷重最大時）

k : 係数

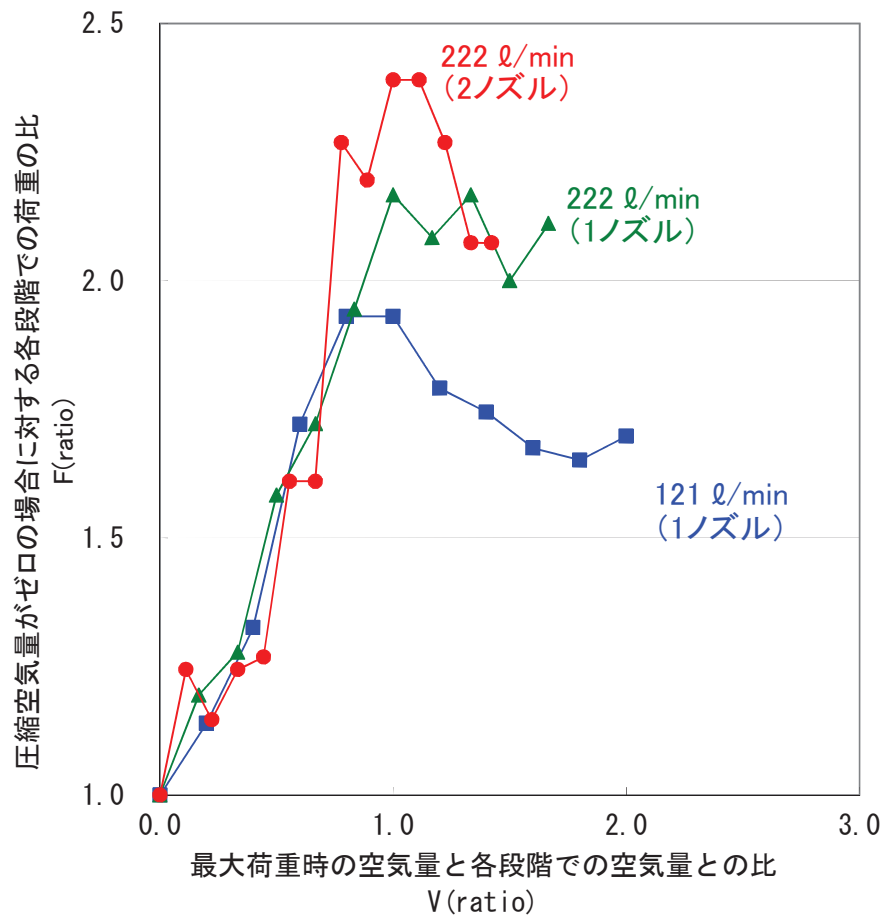


図 2.12 空気量が0の場合に対する各段階での荷重の比 (F (ratio)) ～  
各ケース最大荷重時の圧縮空気量と各段階毎の空気量の比 (V (ratio)) との関係

## 2.5 原位置での品質確認試験による検証

### 2.5.1 開発目標

表 2.4 に概要を示すように、原位置で品質確認試験<sup>2,2)</sup>を実施した。これらの試験と開発目標の関係、及び品質確認の方法を以下に示す。

#### 開発目標 1 : 任意形状及び大型径改良

任意形状改良 :

格子状改良体の造成が可能となることを確認するため、改良体の掘起しにより目視観察と寸法計測を行なった。

大型径改良 :

最大改良半径 4.0m までの改良体造成が可能であることを確認するため、改良体の掘起しによる寸法計測およびチェックボーリングによりコア採取等を行なった。

#### 開発目標 2 : 改良体の力学特性

改良体の一軸圧縮強度  $q_u$  :

従来工法と同等の品質を持つ改良体を連続的に造成できることを確認するため、改良体からコアボーリング、ブロックサンプリングで不攪乱試料を採取し、材齢 28 日で一軸圧縮強度  $q_u$  を計測した。

改良体の変形係数  $E_{50}$ , 引張強度  $\sigma_t$  :

本工法による改良体での  $E_{50}$  と  $\sigma_t$  の値が従来工法と同等であることを確認するため、改良体から採取した不攪乱試料を用いて材齢 28 日で測定した。

#### 開発目標 3 : リアルタイムでの施工管理

施工仕様の確認 :

専用管理装置による施工仕様（施工深度、噴射流量、噴射圧力、回転速度など）をリアルタイムで管理できることを確認した。具体的には、専用管理装置のモニター画面に表示された設定値および実測値によって施工状況を把握し、調整ダイヤルによって超高压ポンプ、高压コンプレッサーおよび専用マシンの回転速度の修正が可能なことを確認した。

孔曲りの確認 :

専用計測装置（傾斜計+磁気方位計）によって、孔曲りをリアルタイムで計測管理できることを確認した。具体的には、パソコンのモニター画面で表示された計測データによって孔曲り状況を把握し、専用マシンのアウトリガー高さの調整によって孔曲り修正が可能なことを確認した。

#### 開発目標 4 : 造成直後の品質確認（「5.3.2 サンプリングコーンによる強度に関する品質確認手法」、 「5.4.2 ビデオコーンによる造成直後の改良形状の確認」参照）

造成直後の改良径確認 :

ビデオコーンにより、改良直後の改良径の確認が可能なことを確認した。具体的には、改良体造成直後にビデオコーンを地中に貫入し、先端からフェノールフタレイン溶液を吐出し、着色の有無を地上のモニターで観察して改良径を確認した。

造成直後の未固結改良体からの試料採取 :

改良体造成直後にサンプリングコーンによって任意の深度から未固結改良体を採取し、各種室内での変形・強度試験に供せることを確認した。

表 2.4 原位置での品質確認試験<sup>2.2)</sup>の概要とその開発目標との関係

試験 ケース	施工 年月	施工 場所	土質	施工 数量 (m <sup>3</sup> )	開発 目標 ①	開発 目標 ②	開発 目標 ③	開発 目標 ④	備考
品質確認 試験 1	H8. 4	大阪府 貝塚市	粘性土	約 10.	○				試験施工
品質確認 試験 2	H18. 3	茨城県 取手市	ローム, 細砂, 中砂, 火山灰質粘性土	約 50	○	○			試験施工
品質確認 試験 3	H19. 3	愛知県 東海市	礫混じり細砂 砂礫, 細砂	約 50	○	○			本施工の一部
品質確認 試験 4	H19. 7	和歌山県 海南市	砂礫	約 50	○	○			本施工の一部
品質確認 試験 5	H19. 9	愛知県 東海市	礫混じり細砂 砂礫, 細砂	約 35. 0	○	○			本施工の一部
品質確認 試験 6	H20. 1	愛知県 東海市	礫混じり細砂 砂礫, 細砂	約 30	○	○		○	本施工の一部
品質確認 試験 7	H20. 1	大阪府 守口市	砂, シルト質粘土, 砂混じり粘土, 砂質シルト	約 35	○	○			本施工の一部
品質確認 試験 8	H20. 2	埼玉県 比企郡	ローム, 粘土混じり砂礫	約 200	○	○		○	試験施工
品質確認 試験 9	H20. 3	愛知県 知多郡	礫混じりシルト質粘土, シルト質粘土, シルト混り細砂	約 40	○		○		試験施工
品質確認 試験 1 0	H20. 8	大阪府 守口市	砂, シルト質粘土, 砂混じり粘土, 砂質シルト	約 25	○		○	○	本施工の一部
品質確認 試験 1 1	H20. 10	福島県 双葉郡	砂質シルト, 盛土	約 130	○	○	○	○	本施工の一部
品質確認 試験 1 2	H21. 3	茨城県 つくば市	ローム, 中砂, 細砂	約 300	○	○		○	試験施工
品質確認 試験 1 3	H22. 3	茨城県 つくば市	ローム, 中砂, 細砂	削孔のみ			○		試験施工
<p>開発目標① : 任意形状および大型径改良 従来の高圧噴射攪拌工法と同等の適用地盤において, 自由形状および大型径改良体の造成ができること.</p> <p>開発目標② : 改良体の力学特性 従来の高圧噴射攪拌工法と同等の適用地盤において, 従来工法と同等の品質を連続的に確保できること.</p> <p>開発目標③ : リアルタイム施工管理 施工状況をリアルタイムに計測管理できること.</p> <p>開発目標④ : 造成直後の品質確認 造成直後に改良径を確認でき, 品質確認用の改良土を採取できること.</p>									

## 2.5.2 任意形状改良の検証

表 2.4 に示す多くの現場で、砂質土、粘性土、砂礫土の地盤で実施した品質確認試験において、掘起した改良体形状の目視観察、寸法測定を行った。代表的な結果を図 2.13～2.29、写真 2.13～2.29 に示す。これらの確認試験によって、砂質土、粘性土、砂礫土の地盤で任意の角度の壁状と扇形の改良体、および壁状改良体を組み合わせた格子状の改良体が造成できることが検証できた。

### (1) 各品質確認試験結果

#### 1) 品質確認試験 1

##### a) 確認方法

- ①壁状の改良体を造成し、それらを組み合わせることにより格子状の改良体を造成する。
- ②改良体造成後、重機により改良体を掘り起こす。
- ③掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し、形状を確認する。

##### b) 確認の結果

掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し、形状を確認した。形状確認結果を写真 2.13 に示す。また、設計改良範囲に対する実測結果を図 2.13 に示す。破線が設計、太線が改良体実測である。この結果、粘性土地盤(N=2～3)において、格子状改良体の造成が可能であることを確認した。

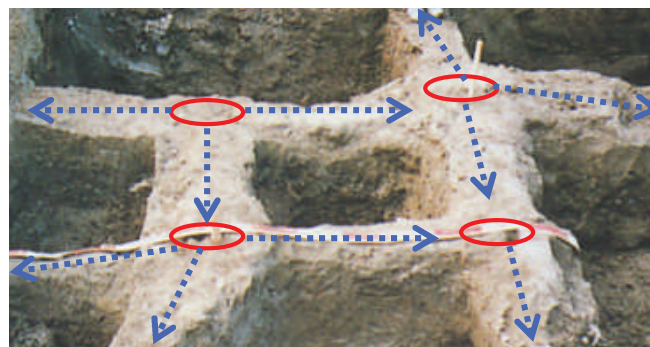


写真 2.13 試験ケース(1-1) 格子状改良体（粘性土地盤）

○ 改良中心  
→ 噴射方向

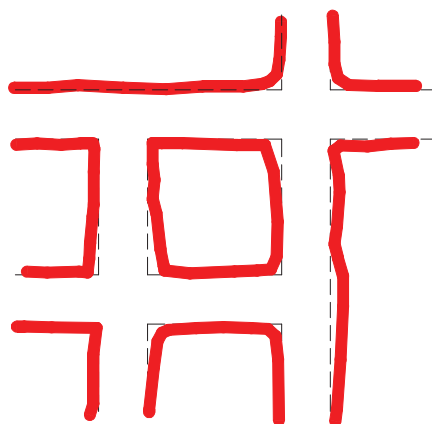


図 2.13 試験ケース(1-1) 改良体形状確認結果（粘性土地盤）

## 2) 品質確認試験 2

### a) 確認方法

- ①各品質確認試験ケースの改良体を造成する(揺動方式).
- ②改良体造成後, 重機により改良体を掘り起こす.
- ③掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し, 形状を確認する.

### b) 確認の結果

掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し, 形状を確認した. 形状確認結果を写真 2. 14, 写真 2. 15 および写真 2. 16 に示す. また, 設計改良範囲に対する実測結果を図 2. 14, 図 2. 15 および図 2. 16 に示す. 破線が設計, 太線が改良体実測である. 3 方向噴射の施工は片側噴射でケース 2-1⇒2-2⇒2-3, ケース 2-5⇒2-6⇒2-7 の順番で行った. この結果, 粘性土地盤(N=6)および砂質地盤(N=7~34)において, 3 方向改良体および壁状改良体の造成が可能であることを確認した.



写真 2. 14 試験ケース (2-1, 2-2, 2-3) 3 方向改良体 (粘性土地盤)

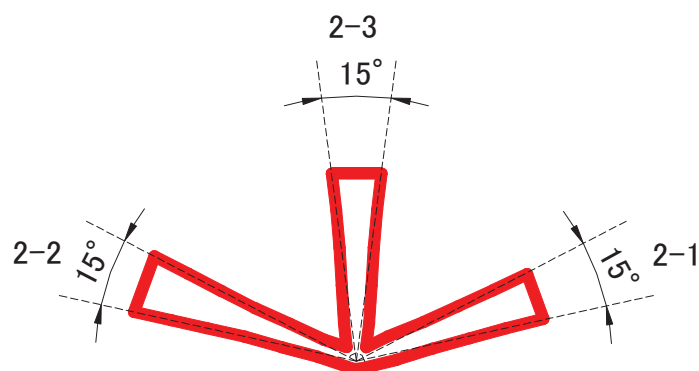


図 2. 14 試験ケース (2-1, 2-2, 2-3) 改良体形状確認結果 (粘性土地盤)



写真 2.15 試験ケース(2-4) 壁状改良体(砂質土地盤)

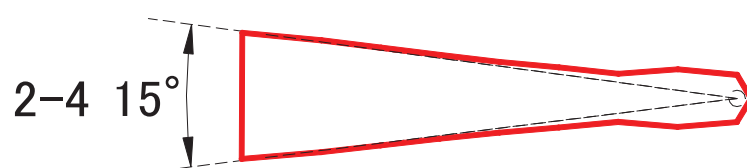


図 2.15 試験ケース(2-4) 改良体形状確認結果(砂質土地盤)



写真 2.16 試験ケース(2-5, 2-6, 2-7) 3方向改良体(砂質土地盤)

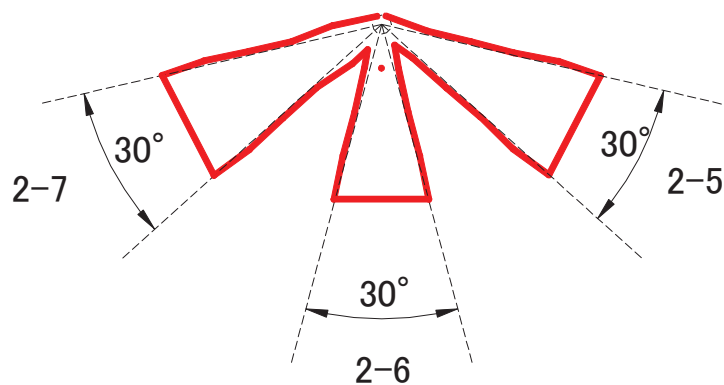


図 2.16 試験ケース(2-5, 2-6, 2-7) 改良体形状確認結果(砂質土地盤)

### 3) 品質確認試験 5

#### a) 確認方法

- ①各品質確認試験ケースの改良体を造成する(揺動方式).
- ②改良体造成後, 重機により改良体を掘り起こす.
- ③掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し, 形状を確認する.

#### b) 確認の結果

掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し, 形状を確認した. 形状確認結果を写真 2.17 および写真 2.18 に示す. また, 設計改良範囲に対する実測結果を図 2.17 および図 2.18 に示す. 3 方向噴射の施工は, 片側噴射でケース 5-6⇒5-7⇒5-8 の順番で行った. 破線が設計, 太線が改良体実測である. この結果, 砂質土地盤(N=6)において, 壁状改良体および3 方向改良体の造成が可能であることを確認した.



写真 2.17 試験ケース (5-5) 壁状改良体 (砂質土地盤)

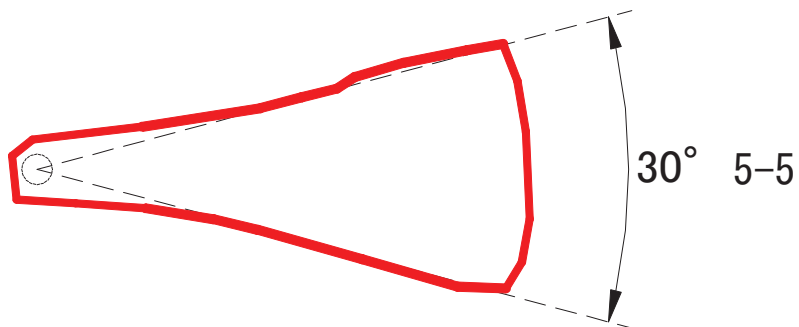


図 2.17 試験ケース (5-5) 改良体形状確認結果 (砂質土地盤)



写真 2.18 試験ケース (5-6, 5-7, 5-8) 3 方向改良体 (砂質土地盤)

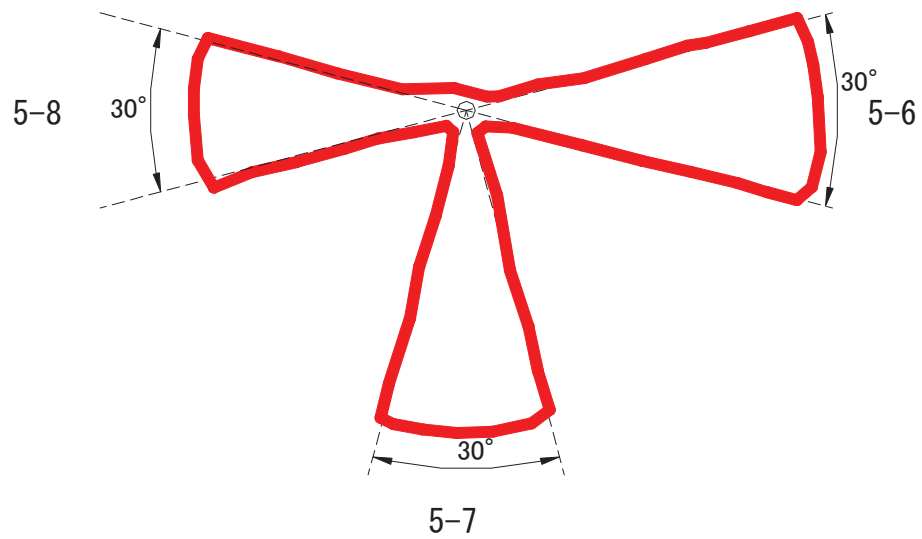


図 2.18 試験ケース (5-6, 5-7, 5-8) 改良体形状確認結果 (砂質土地盤)

#### 4) 品質確認試験 6

##### a) 確認方法

- ①各品質確認試験ケースの改良体を造成する(揺動方式).
- ②改良体造成後, 重機により改良体を掘り起こす.
- ③掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し, 形状を確認する.

##### b) 確認の結果

掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し, 形状を確認した. 形状確認結果を写真 2.19 および写真 2.20 に示す. また, 設計改良範囲に対する実測結果を図 2.19 および図 2.20 に示す. 破線が設計, 太線が改良体実測である. この結果, 砂質土地盤(N=6)において, 壁状改良体および扇形改良体の造成が可能であることを確認した.



写真 2.19 試験ケース(6-1) 壁状改良体(砂質土地盤)

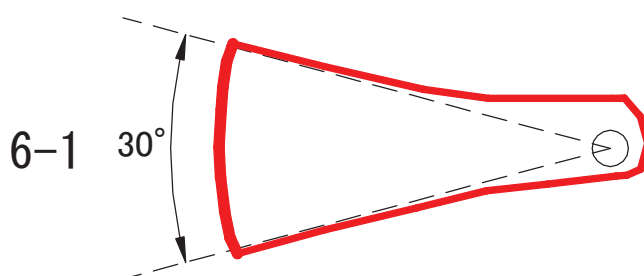


図 2.19 試験ケース(6-1) 改良体形状確認結果(砂質土地盤)



写真 2.20 試験ケース (6-2) 扇形改良体 (砂質土地盤)

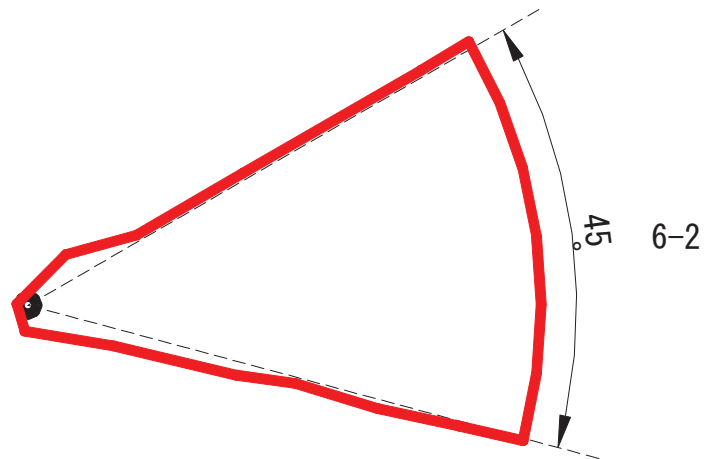


図 2.20 試験ケース (6-2) 改良体形状確認結果 (砂質土地盤)

## 5) 品質確認試験 8

### a) 確認方法

- ①各品質確認試験ケースの改良体を造成する(揺動方式).
- ②改良体造成後、重機により改良体を掘り起こす.
- ③掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し、形状を確認する.

### b) 確認の結果

掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し、形状を確認した。形状確認結果を写真 2. 21, 写真 2. 22, 写真 2. 23 および写真 2. 24 に示す。また、設計改良範囲に対する実測結果を図 2. 21, 図 2. 22, 図 2. 23 および図 2. 24 に示す。6 方向噴射の施工は、片側噴射でケース 8-16⇒8-19⇒8-20⇒8-21⇒8-22⇒8-26, 2 方向噴射の施工はケース 8-29⇒8-30 の順番で行った。破線が設計、太線が改良体実測である。この結果、粘性土(N=3)および砂礫地盤(N=13~21)において、多方向改良体、半円状改良体、扇形改良体および 2 方向改良体の造成が可能であることを確認した。



写真 2. 21 試験ケース (8-16, 8-19~22, 8-26) 多方向改良体 (砂礫地盤)

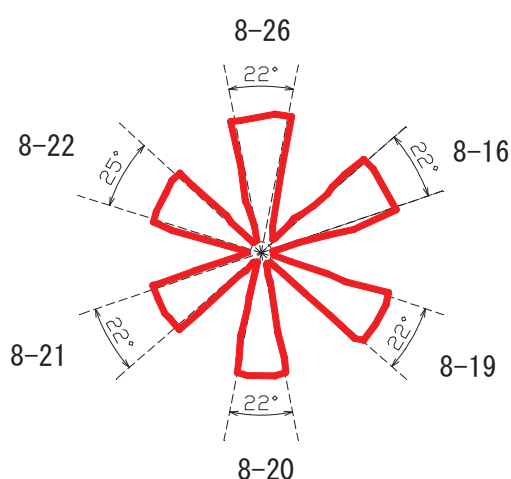


図 2. 21 試験ケース (8-16, 8-19~22, 8-26) 改良体形状確認結果 (砂礫地盤)



写真 2.22 試験ケース (8-25) 半円状改良体 (粘性土地盤)

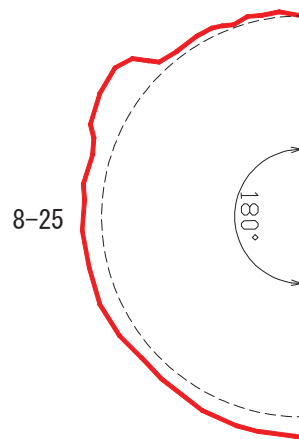


図 2.22 試験ケース (8-25) 改良体形状確認結果 (粘性土地盤)



写真 2.23 試験ケース (8-28) 扇形改良体 (砂礫地盤)

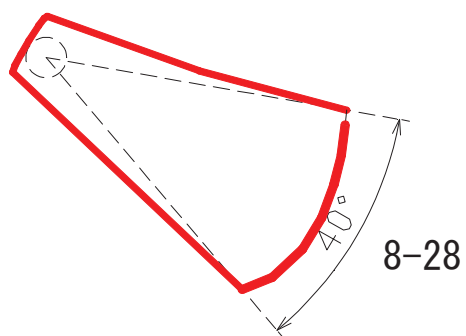


図 2.23 試験ケース (8-28) 改良体形状確認結果 (砂礫地盤)



写真 2.24 試験ケース (8-29, 8-30) 2 方向改良体 (粘性土および砂礫地盤)

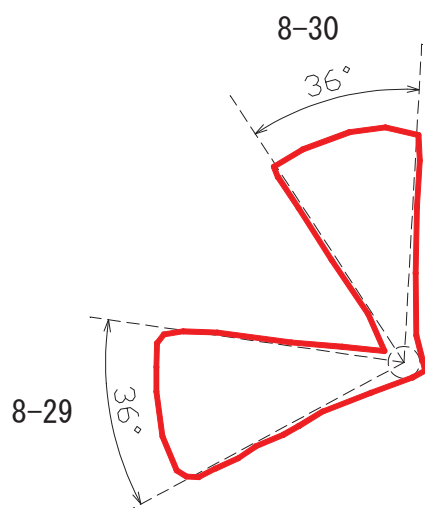


図 2.24 試験ケース (8-29, 8-30) 改良体形状確認結果 (粘性土および砂礫地盤)

## 6) 品質確認試験 9

### a) 確認方法

- ①各品質確認試験ケースの改良体を造成する(揺動方式).
- ②改良体造成後, 重機により改良体を掘り起こす.
- ③掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し, 形状を確認する.

### b) 確認の結果

掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し, 形状を確認した. 形状確認結果を写真 2.25 および写真 2.26 に示す. また, 設計改良範囲に対する実測結果を図 2.25 および図 2.26 に示す. 3 方向噴射の施工は片側噴射でケース 9-1⇒9-2⇒9-3 の順番で, 4 方向噴射の施工は片側噴射でケース 9-7⇒9-8⇒9-9⇒9-10 の順番で行った. 破線が設計, 太線が改良体実測である. この結果, 粘性土地盤(N=4)および砂質土地盤(N=6)において, 壁状改良体および多方向改良体の造成が可能であることを確認した.



写真 2.25 試験ケース(9-1, 9-2, 9-3) 3 方向改良体(粘性土地盤)

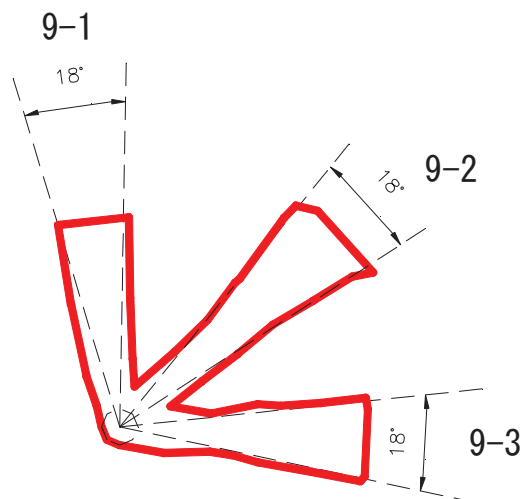


図 2.25 試験ケース(9-1, 9-2, 9-3) 改良体形状確認結果(粘性土地盤)



写真 2.26 試験ケース (9-7, 9-8, 9-9, 9-10) 多方向改良体 (砂質土地盤)

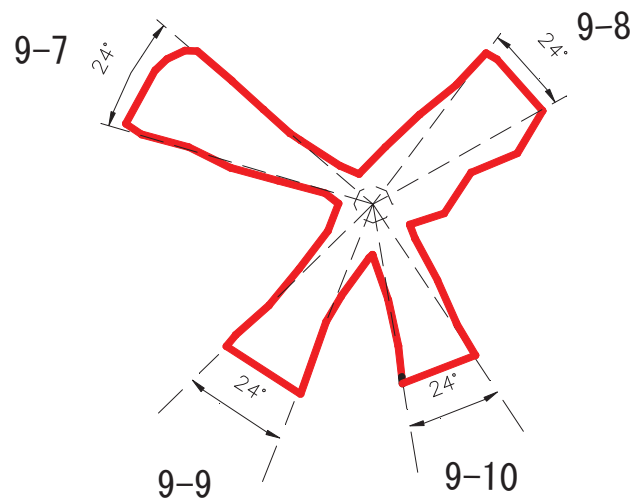


図 2.26 試験ケース (9-7, 9-8, 9-9, 9-10) 改良体形状確認結果 (砂質土地盤)

## 7) 品質確認試験 1 2

### a) 確認方法

- ①揺動方式および非揺動方式で各品質確認試験ケースの改良体を造成する.
- ②改良体造成後, 重機により改良体を掘り起こす.
- ③掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し, 形状を確認する.

### b) 確認の結果

掘り起こした改良体を目視観察および寸法測定し, 形状を確認した. 形状確認結果を写真 2. 27, 写真 2. 28 および写真 2. 29 に示す. また, 設計改良範囲に対する実測結果を図 2. 27, 図 2. 28 および図 2. 29 に示す. 5 方向噴射の施工は片側噴射でケース 12-1⇒12-2⇒12-3⇒12-4⇒12-5 の順番で行った. 破線が設計, 太線が改良体実測である. この結果, 砂質土地盤(N=13)において, 扇形および多方向改良体の造成が可能であることを確認した.



写真 2. 27 試験ケース (12-1～12-5) 5 方向改良体 (砂質土地盤)

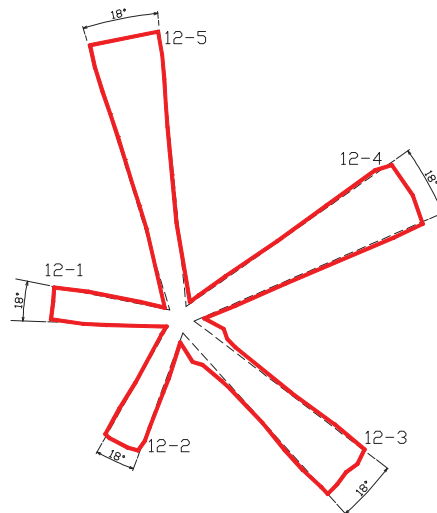


図 2. 27 試験ケース (12-1～12-5) 改良体形状確認結果 (砂質土地盤)



写真 2.28 試験ケース(12-6) 扇形改良体(砂質土地盤)

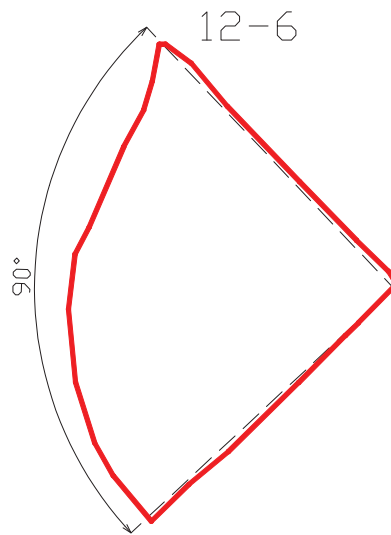


図 2.28 試験ケース(12-6) 改良体形状確認結果(砂質土地盤)



写真 2. 29 試験ケース (12-7) 扇形改良体 (砂質土地盤)

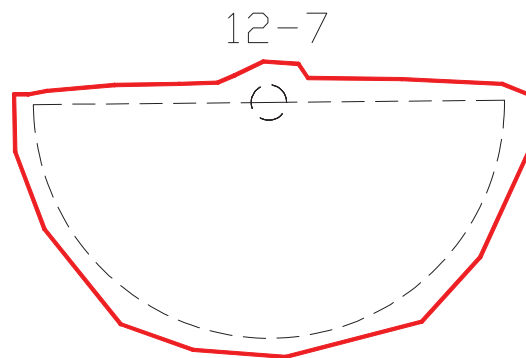


図 2. 29 試験ケース (12-7) 改良体形状確認結果 (砂質土地盤)

## (2) 品質確認試験結果のまとめ

以上の品質確認試験結果より，砂質土，粘性土および砂礫地盤において，自由形状(壁状，扇形，格子状)の改良体の造成が可能であることが検証できた。

### 2.5.3 任意な大型径改良の検証

#### (1) 従来工法の考え方

流体噴流の持つエネルギーにより地盤を切削破壊するメカニズムは複雑であり、完全には解明されていない。ただし、任意な改良径の大型径改良を実現するためには、噴射エネルギーを定量的に評価した上で、経験則に基づいて造成仕様を実現する噴射エネルギーを設定する必要がある。そこで、既往の研究成果<sup>2.3)2.4)2.5)2.6)</sup>を参考にして、噴射エネルギーを構成する主要なパラメーターを表 2.5 のように整理した。

表 2.5 噴射エネルギーの主要なパラメーター

項目	内容
噴射圧力 P	硬化材、圧縮空気の噴射圧力
噴射流量 Q	硬化材、圧縮空気の噴射流量
噴射時間 T	ノズルの回転速度・繰返し切削回数
噴射材料	硬化材の比重や粘性
先端モニター性能	ノズル形状、ノズル数、配管形状など
対象地盤特性	N 値、粘着力など

既往の研究成果<sup>2.5)2.6)</sup>を参照して、他工法の噴射エネルギーに対する改良径の評価方法を整理した(表 2.6)。その結果によると、高圧噴射攪拌工法の造成径への影響因子として最も重要なのは噴射圧力と噴射流量であり、基本的に噴射圧力と噴射流量により改良径が決定される。しかし、施工面より噴射圧力を上げるためには、超高压ポンプの改造を要し、効率が悪い。これに対して、噴射流量を上げるためには、ノズル径等の軽微な変更で対応可能である。よって、ここでは経済性を考慮して、噴射圧力は一定とし、噴射流量を可変して整理した。また、上記以外の重要な要因の一つは噴射時間であり、これはノズルの回転速度と繰返し切削回数に支配される。

表 2.6 他工法の噴射エネルギーに対する改良径の評価方法<sup>2.5)</sup>

項目	改良径の 任意設定	噴射エネルギーの評価方法
工法 A	不可	実験より噴射圧力・噴射流量の関係を定式化し、噴射圧力と噴射流量を設定。また、ノズルの回転数や繰返し切削回数と改良径の関係を確認し、大型径改良工法を開発
工法 B	可	噴射硬化材質量・圧力・噴射流量・造成時間・回転速度・噴射孔数・噴射圧縮空気などのパラメーターを独自式で算定し、改良径との関係で評価
工法 C	可	噴射エネルギーと排泥放出エネルギーの差分を改良体造成エネルギーとして評価。噴射エネルギーは清水によるプレカット、硬化材噴射、圧縮空気を考慮。エネルギー算定は噴射圧力×噴射流量×ロッド引上速度の独自式で算定し、改良径との関係を整理

## (2) 本工法の考え方

以上の他工法での経験を考慮して、本工法によって任意な大型径の改良体の造成が可能となるように、「2.4 大型径化のための噴射特性の検討」で述べた噴射メカニズムの検討結果を踏まて、専用の先端モニター（ノズル形状、ノズル数、配管形状など）を開発した。さらに、原位置品質確認試験によって、噴射エネルギーと実際の改良径の関係を以下のように確認した。

### 1) 噴流の作用力Fの算定方法

密度  $\rho$  で速度  $v$ 、圧力  $p$  の流体が噴出し、①の位置の流体が  $d t$  後に①'に移動し、②②'でせき止められる（ $v=0$ ）とすると噴射の作用力  $F$  は、運動量（ $m v = \rho \pi (d/2)^2 v \cdot d t \times v$ ）の時間的変化で与えられるため作用力  $F$  は以下の式で与えられる。

$$F = d (m v) / d t = \rho \pi (d/2)^2 v^2 = \rho Q v \quad \text{式 2.1}$$

ここで

$d$  : ノズル径

$V$  : セメントスラリーの噴射速度

$Q$  : セメントスラリーの単位時間当たりの吐出量

$P$  : セメントスラリーのノズル部での吐出圧力

一方、超高圧ポンプから供給された圧力  $P$  が損失エネルギーなしですべて速度エネルギーに変換されると仮定すればベルヌーイの定理より

$$P = 1/2 \times \rho \times v^2 \\ \therefore v = \sqrt{(2P/\rho)} \quad \text{式 2.2}$$

式 2.1, 2.2 より作用力  $F$  は以下の式で与えられる

$$F = \rho Q v = \rho \cdot Q \cdot \sqrt{(2P/\rho)} = Q \cdot \sqrt{(2P\rho)} \quad \text{式 2.3}$$

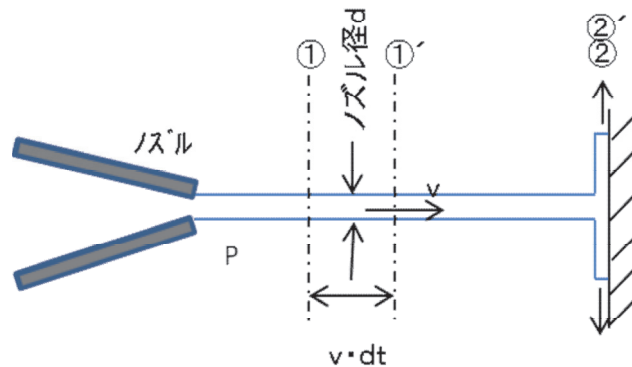


図 2.30 ジェット噴流の運動量模式図 (2.7)一部加

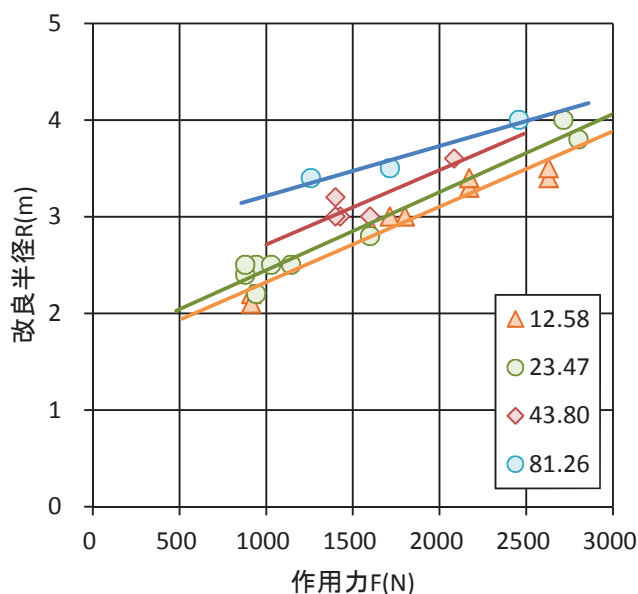
## 2) 改良半径 R と F の相関について

まず、改良径と噴射エネルギーの関係に対する対象地盤特性の影響を考慮するため、対象地盤のそれぞれを土質タイプ毎に異なる N 値の境界値を設定して、3 つに区分した（表 2.7）。ここで、N 値の区分設定は、従来の高圧噴射攪拌工法の技術資料<sup>2,8)</sup>を参考にした。

次に、今までの品質確認試験により確認した改良径 R と作用力 F（式 2.3）との関係を単位噴射時間 T（min/m）毎および土質区分毎に整理した結果を図 2.31、図 2.32 に示す。

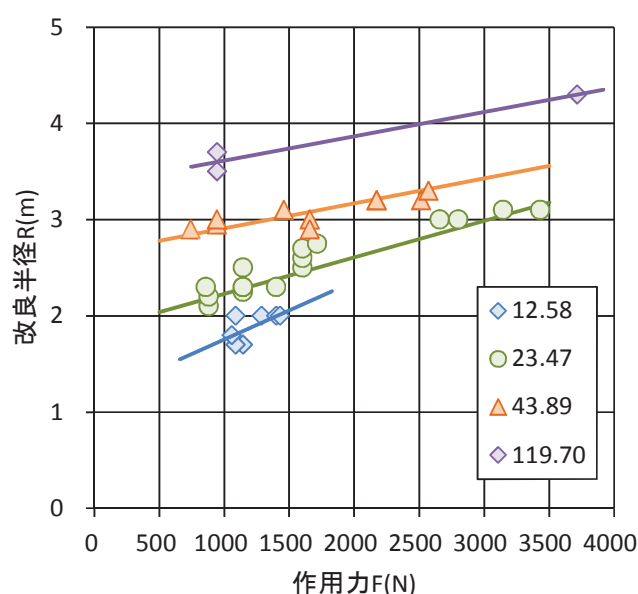
表 2.7 対象地盤の N 値による区分

土質区分	区分 1	区分 2	区分 3
砂質土	$N \leq 50$	$50 < N \leq 100$	$100 < N \leq 150$
粘性土	$N \leq 3$	$3 < N \leq 5$	$5 < N \leq 7$
砂礫土	---	$N \leq 50$	$50 < N \leq 100$



注) 図の凡例は、引上げ速度 T [min/m] を表す

図 2.31 改良半径 R～作用力 F の相関  
(区分 1: 粘性土  $N \leq 3$ )



注) 図の凡例は、引上げ速度 T [min/m] を表す

図 2.32 改良半径 R～作用力 F の相関  
(区分 2: 砂礫土  $N \leq 50$ )

図 2.31、図 2.32 より、以下のことが考察できる。

- ・ R と F は噴射時間 T が一定の場合には相関性が高い
- ・ 同じ F でも単位噴射時間 T が長い方が R は大きくなるが、ある程度 T が大きくなるとその効果は低減する傾向がある

よって、T 一定のもと、改良半径 R は、 $R = a \times F + b$  (a, b は定数) と表されるが、ここでは、 $R \geq c \times F$  (c は定数) とする。そこで、F 一定の時、R と T の関係を、 $R \geq f(T^m)$  で表されるとして、 $R \geq f(F \times T^m)$  と仮定する。ここで、図 2.33 に土質区分ごとに  $m = 0.2, 0.3, 0.4$  を代入して算定した  $F \times T^m$  と改良半径 R の関係を示す。なお、図中の赤線は  $R \geq f(F \times T^m)$  の際の最少改良半径の相関式であり、図中の A 工法、B 工法 ( $R = 1.75 \sim 2.5\text{m}$ ) は既往の高圧噴射攪拌工法の内、施工実績の多い 2 工法の施工仕様と設計改良半径の関係をプロットしたものである。

なお、A、B工法はシングルノズルであり、当工法のようにツインノズルの効果（「2.4.2 3）ツインノズルの効果」参照）は発揮していない。したがって、安全側に考えれば、当工法の最低改良半径（赤線）とA、B工法が合致していると推定することができる。

図 2.33 から、どの土質区分においても  $m=0.3$  の場合が最も相関性が高いことがわかる。したがって、実施工においては、 $m=0.3$  の場合の関係式を用いて、 $F$ （噴射エネルギー：ただし、セメントミルクの吐出圧力と比重は一般的に固定されるため、実質は吐出量のみがパラメーターとなる）と  $T$ （ロッド引き揚げ時間）を調整することで任意の改良半径を最低値保障として施工できることになる。

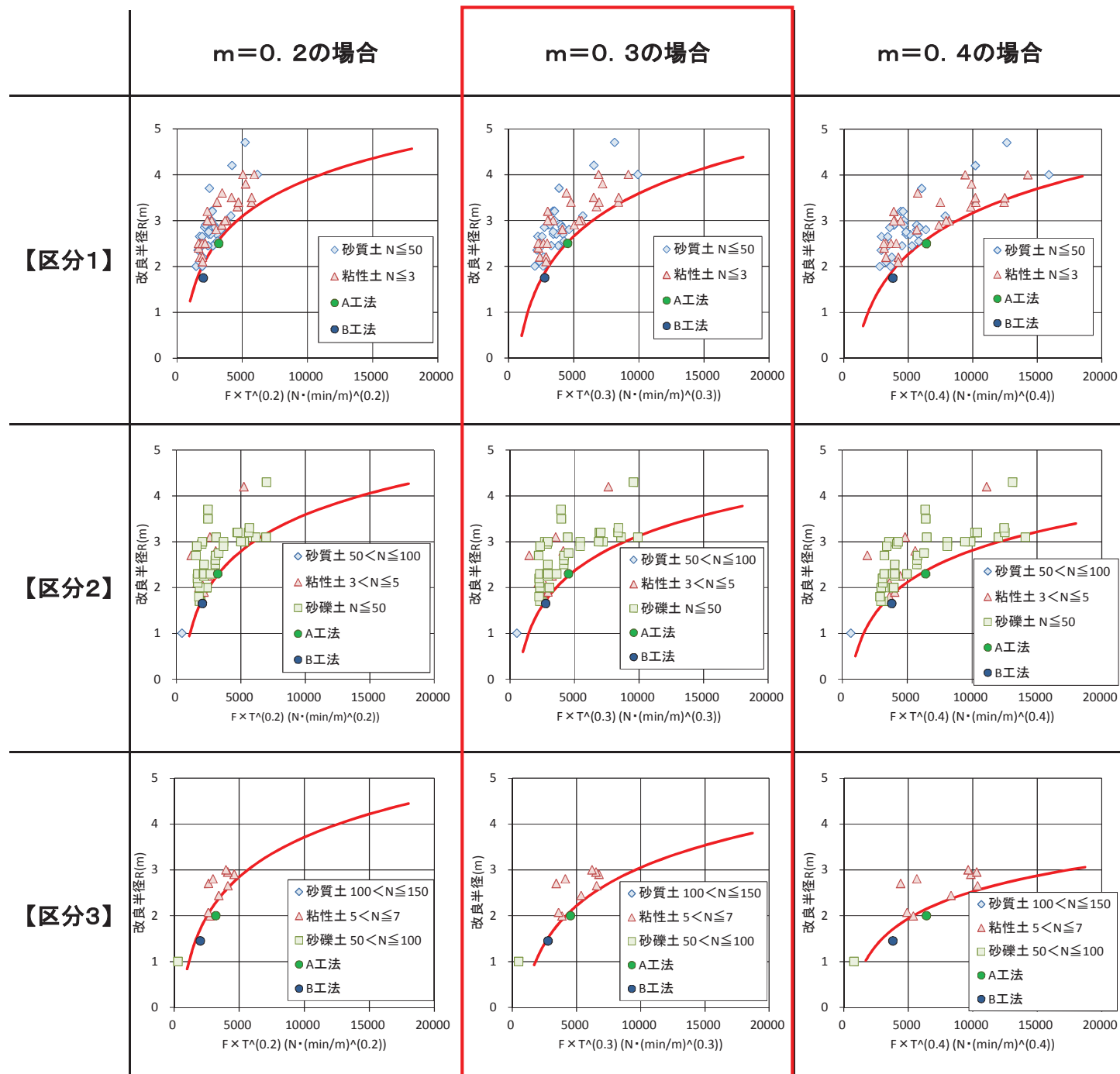


図 2.33 各土質区分毎の改良半径 ( $R$ )  $\sim FxT^m$  の関係 ( $m=0.2, 0.3, 0.4$ )

## 2.5.4 改良体の基本的な力学特性の検証

### (1) 改良体の一軸圧縮強度

改良体の強度特性を確認するため、品質確認試験で造成した改良体から不攪乱試料を採取し、28 日養生後に室内試験を実施した。本工法で使用した硬化材の種別を表 2.8 に、それぞれの品質確認試験での対象土質と硬化材、及び不攪乱試料の採取方法の一覧を表 2.9 に示す。

表 2.8 マルチジェット工法の硬化材

硬化材	用途	土質	設計基準強度 $q_{\text{uck}}$ (MN/m <sup>2</sup> )
MJG-ST 号	標準タイプ	砂質土	3.0
		粘性土	1.0
MJG-H 号	高強度用	砂質土	4.5
		粘性土	1.5
MJG-M 号	中強度用	砂質土	2.0
		粘性土	0.7
MJG-L 号	低強度用	砂質土	1.0
		粘性土	0.5
MJG-CL 号	粘性土 ( $c \geq 80\text{kN/m}^2$ ) 重要構造物近傍	粘性土	1.0

\*砂礫土は砂質土に含む

なお、各性能確認試験における改良体強度確認結果については、図 2.34 に示すように、改良体採取場所の平面位置(根元部、中間部、先端部)を区分して整理した。

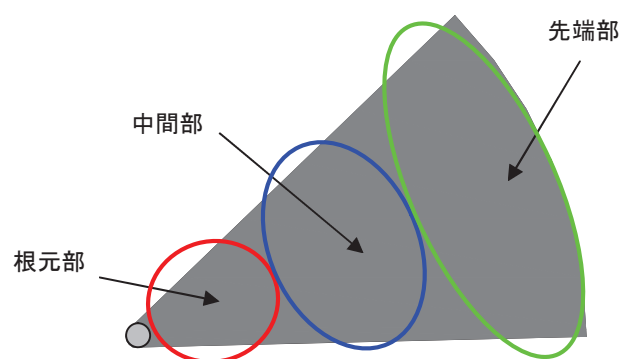


図 2.34 改良体強度の平面位置区分図

表 2.9 品質確認試験の改良体と硬化材一覧

試験ケース	適用
品質確認試験 2	対象：粘性土 配合：MJG-ST 号 採取方法：ブロックサンプリング
品質確認試験 3	対象：砂質土 配合：MJG-ST 号 採取方法：ブロックサンプリング
品質確認試験 4	対象：砂礫土 配合：MJG-ST 号 採取方法：ブロックサンプリング
品質確認試験 5	対象：砂質土 配合：MJG-ST 号 採取方法：ブロックサンプリング
品質確認試験 6	対象：砂質土 配合：MJG-ST 号 採取方法：ブロックサンプリング
品質確認試験 7	対象：砂質土，粘性土 配合：MJG-ST 号 採取方法：ブロックサンプリング
品質確認試験 8	対象：砂礫土，粘性土 配合：MJG-ST 号，MJG-H 号，MJG-M 号，MJG-L 号，MJG-CL 号 採取方法：ブロックサンプリング，コアボーリング
品質確認試験 1 1	対象：粘性土 配合：MJG-ST 号 採取方法：チェックボーリング
品質確認試験 1 2	対象：砂質土，粘性土 配合：MJG-ST 号 採取方法：ブロックサンプリング

## 1) 各品質確認試験結果

### a) 品質確認試験 2

#### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して、各試験ケースの改良体を造成する。
- ②改良体造成後、重機により改良体を掘り起こす。
- ③掘り起こした改良体をサンプリングした後、 $\phi 50\text{mm}$ 、 $H100\text{mm}$  にコア抜きし、端面整形を施した後、一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施する。

#### ii) 確認の結果

改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度)を図 2.35 に示す。粘性土地盤において、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した。改良体採取位置については、有意な差はみられなかった。

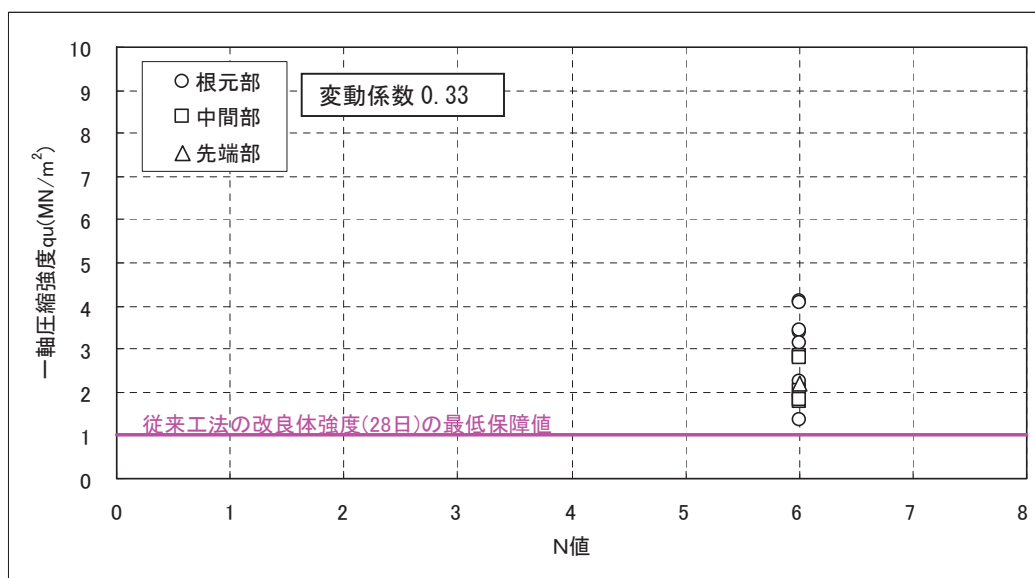


図 2.35 改良体の一軸圧縮強度試験結果 (28 日強度 MJG-ST 号 粘性土)

## b) 品質確認試験 3

### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して、各試験ケースの改良体を造成する。
- ②改良体造成後、重機により改良体を掘り起こす。
- ③掘り起こした改良体をサンプリングした後、 $\phi 50\text{mm}$ ,  $H100\text{mm}$  にコア抜きし、端面整形を施した後、一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施する。

### ii) 確認の結果

改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度)を図 2.36 に示す。砂質土地盤において、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した。改良体採取位置については、有意な差はみられなかった。

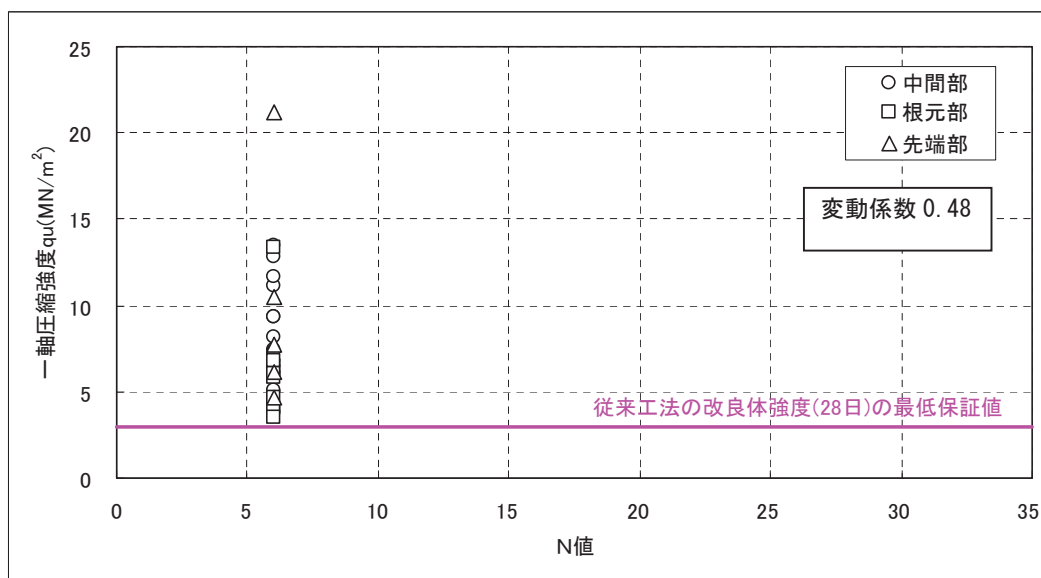


図 2.36 改良体の一軸圧縮強度試験結果 (28 日強度 MJG-ST 号 砂質土)

#### c) 品質確認試験 4

##### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して、各試験ケースの改良体を造成する.
- ②改良体造成後、重機により改良体を掘り起こす.
- ③掘り起こした改良体をサンプリングした後、 $\phi 50\text{mm}$ ,  $H100\text{mm}$  にコア抜きし、端面整形を施した後、一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施する.

##### ii) 確認の結果

改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度)を図 2.37 に示す. 砂礫地盤において、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した. 改良体採取位置については、有意な差はみられなかった.

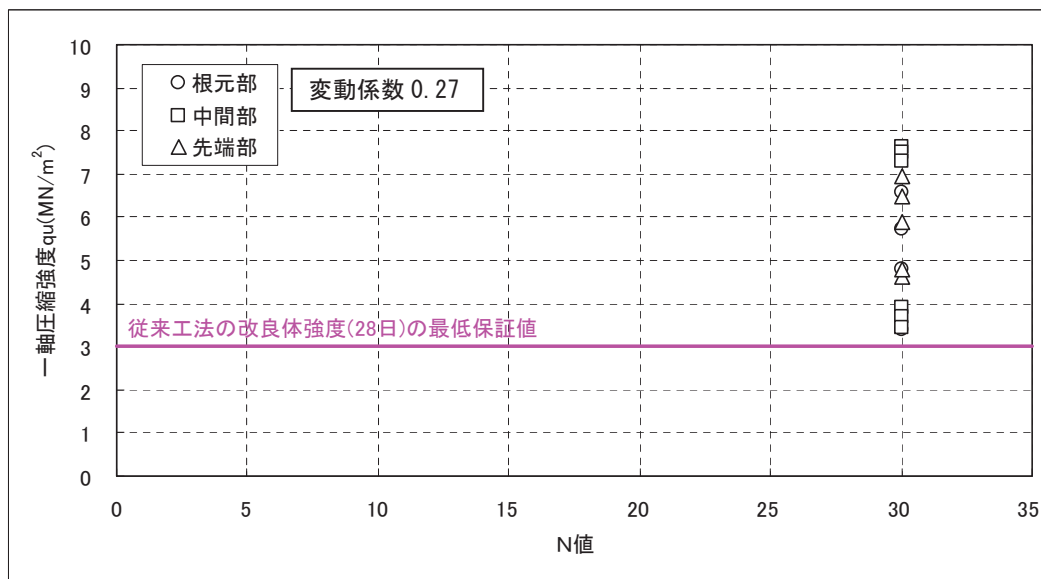


図 2.37 改良体の一軸圧縮強度試験結果 (28 日強度 MJG-ST 号 砂礫)

#### d) 品質確認試験 5

##### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して、各試験ケースの改良体を造成する.
- ②改良体造成後、重機により改良体を掘り起こす.
- ③掘り起こした改良体をサンプリングした後、 $\phi 50\text{mm}$ ,  $H100\text{mm}$  にコア抜きし、端面整形を施した後、一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施する.

##### ii) 確認の結果

改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度)を図 2.38 に示す. 砂質土地盤において、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した. 改良体採取位置については、有意な差はみられなかった.

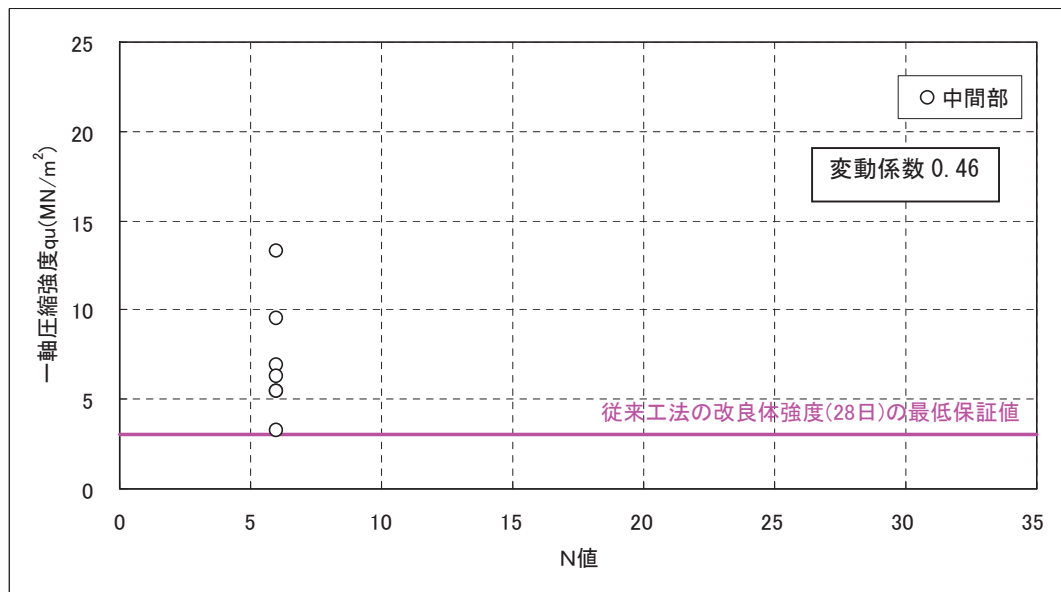


図 2.38 改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度 MJG-ST 号 砂質土)

## e) 品質確認試験 6

### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して、各試験ケースの改良体を造成する.
- ②改良体造成後、重機により改良体を掘り起こす.
- ③掘り起こした改良体をサンプリングした後、 $\phi 50\text{mm}$ 、 $H100\text{mm}$  にコア抜きし、端面整形を施した後、一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施する.

### ii) 確認の結果

改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度)を図 2.39 に示す. 砂質土地盤において、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した. 改良体採取位置については、有意な差はみられなかった.

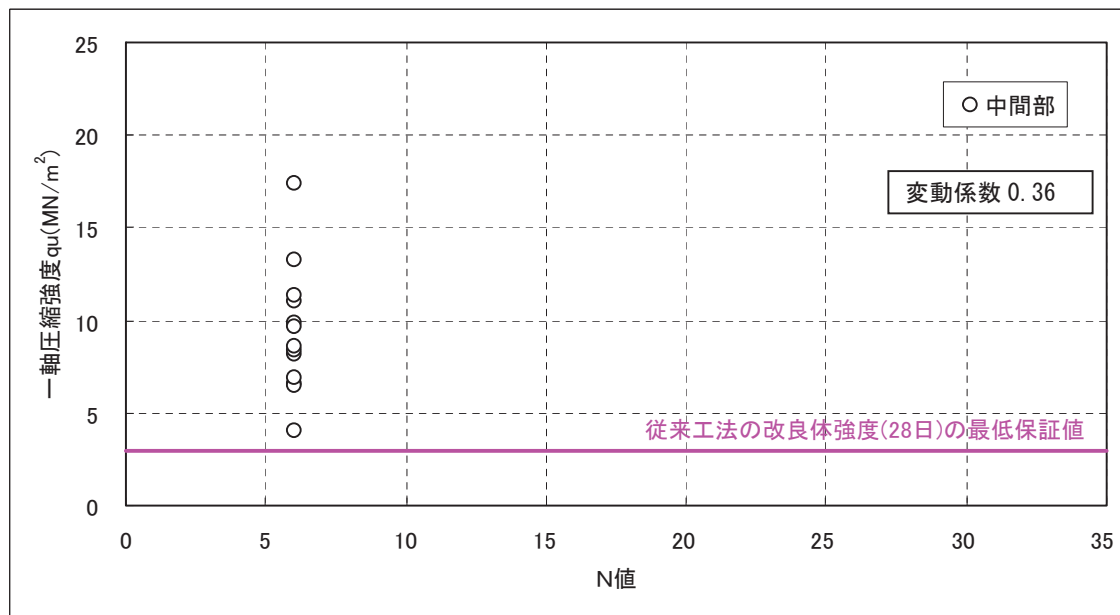


図 2.39 改良体の一軸圧縮強度試験結果 (28 日強度 MJG-ST 号 砂質土)

## f) 品質確認試験 7

### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して、各試験ケースの改良体を造成する。
- ②改良体造成後、重機により改良体を掘り起こす。
- ③掘り起こした改良体をサンプリングした後、 $\phi 50\text{mm}$ 、 $H100\text{mm}$  にコア抜きし、端面整形を施した後、一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施する。

### ii) 確認の結果

改良体の一軸圧縮強度試験結果 (28 日強度) を図 2.40 および図 2.41 に示す。砂質土地盤および粘性土地盤において、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した。改良体採取位置については、有意な差はみられなかった。

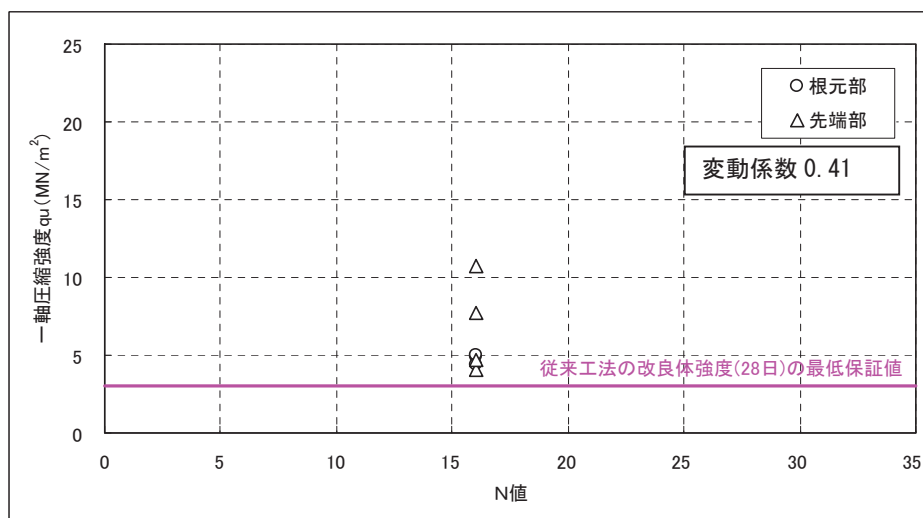


図 2.40 改良体の一軸圧縮強度試験結果 (28 日強度 MJG-ST 号 砂質土)

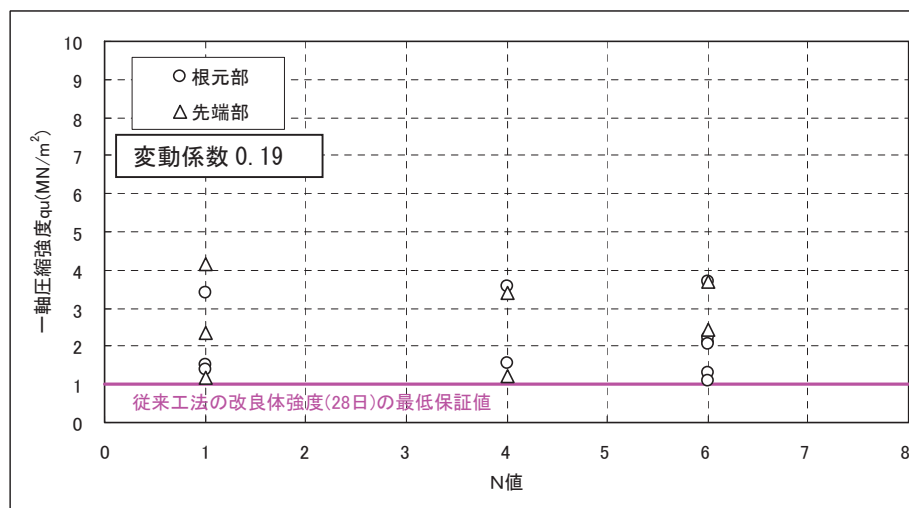


図 2.41 改良体の一軸圧縮強度試験結果 (28 日強度 MJG-ST 号 粘性土)

## g) 品質確認試験 8

### i) 確認方法

- ① 硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ), MJG-H 号(高強度タイプ), MJG-M 号(中強度タイプ), MJG-L 号(低強度タイプ)および MJG-CL 号(粘性土タイプ)を使用して, 各試験ケースの改良体を造成する.
- ② 改良体造成後, 重機により改良体を掘り起こす.
- ③ 掘り起こした改良体をサンプリングした後,  $\phi 50\text{mm}$ ,  $H100\text{mm}$  にコア抜きし, 端面整形を施した後, 一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施する.
- ④ チェックボーリングにより採取した改良体の一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施する.

### ii) 確認の結果

#### 【MJG-ST 号(標準タイプ)】

改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度)を図 2.42 および図 2.43 に示す. 砂礫地盤および粘性土地盤において, 従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した. 改良体採取位置については, 有意な差はみられなかった.

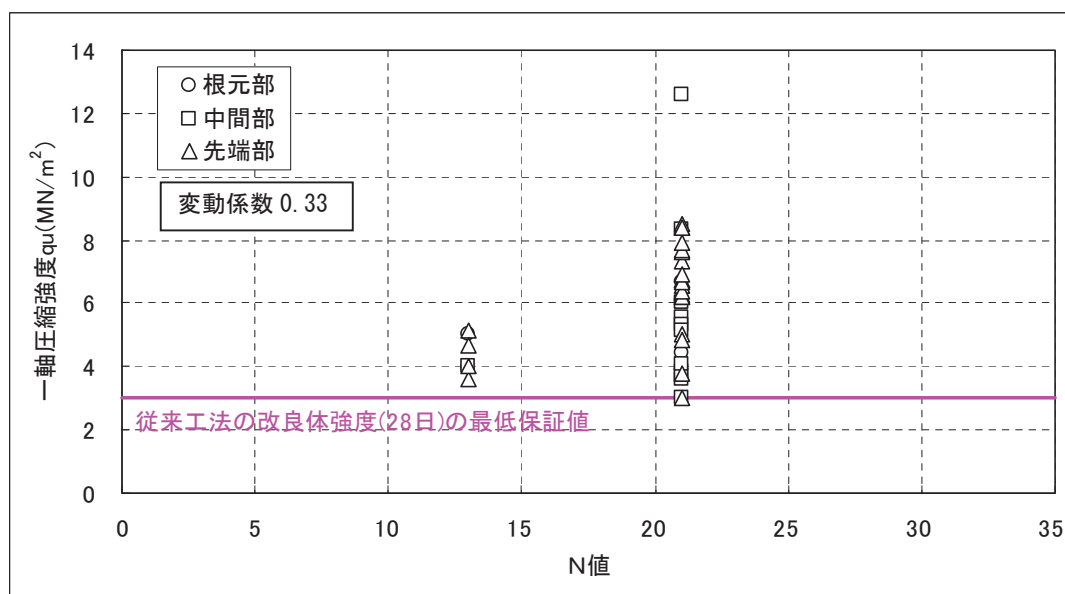


図 2.42 改良体の一軸圧縮強度試験結果 (28 日強度 MJG-ST 号 砂礫)

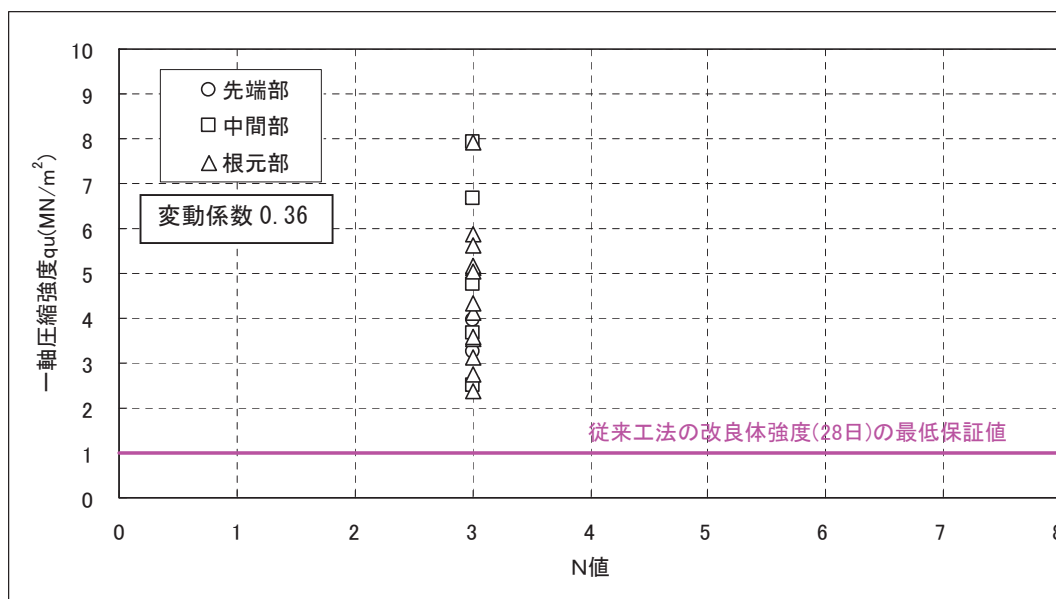


図 2.43 改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度 MJG-ST 号 粘性土)

写真 2.30 に示すようにケース 8-29 および 8-30 において、ボーリング採取した改良体コアの一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施した。改良体強度の深度分布を図 2.44 および図 2.45 に示す。深度方向については、有意な差は見られなかった。砂礫地盤および粘性土地盤において、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を連続的に満足することを確認した。

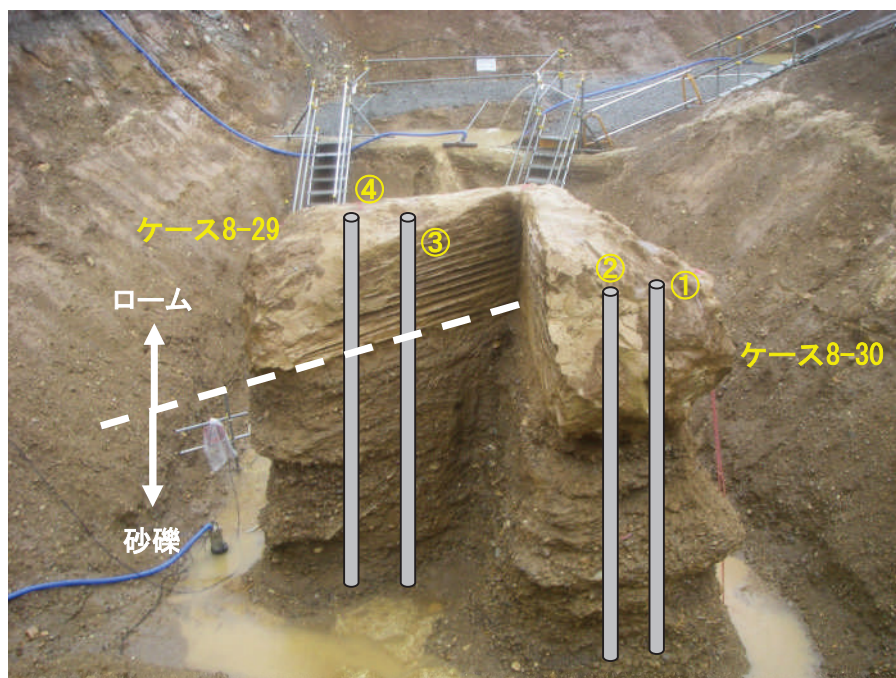


写真 2.30 チェックボーリング位置(ケース 8-29, 8-30)

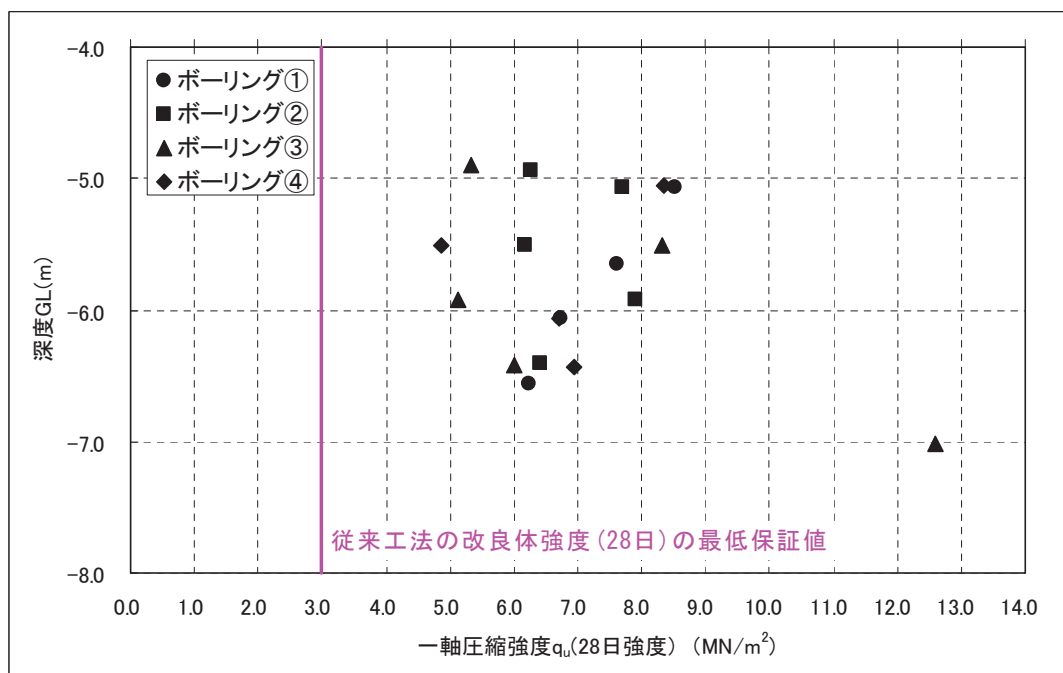


図 2.44 改良体の一軸圧縮強度深度分布 (28 日強度 MJG-ST 号 砂礫)

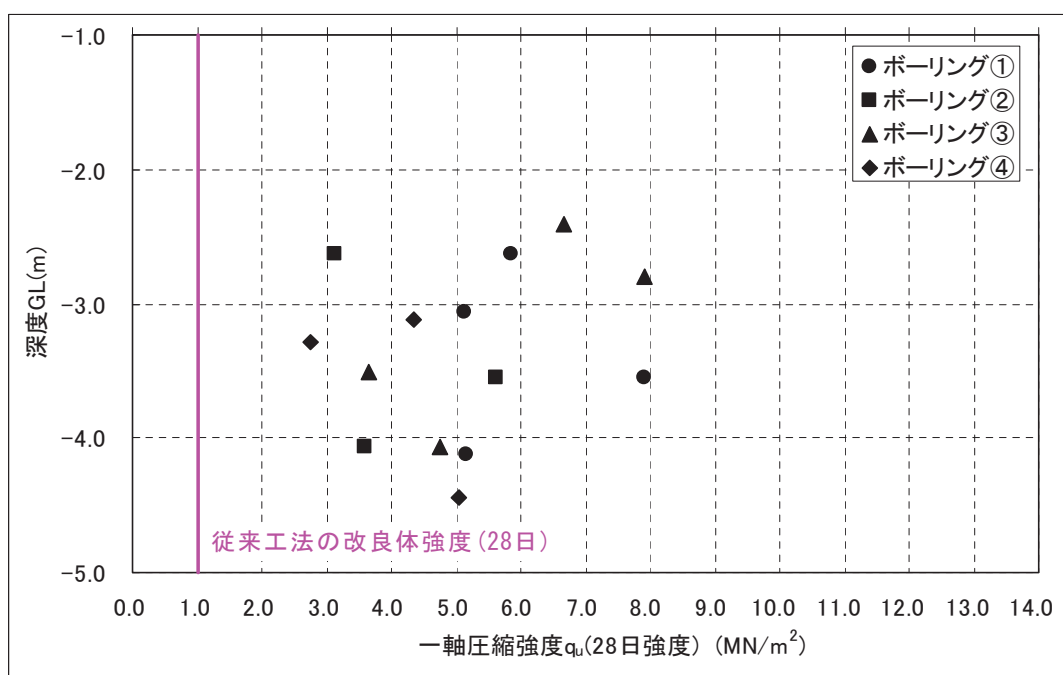


図 2.45 改良体の一軸圧縮強度深度分布 (28 日強度 MJG-ST 号 粘性土)

【MJG-H号(高強度タイプ)】

改良体の一軸圧縮強度試験結果(28日強度)を図 2.46 および図 2.47 に示す。砂礫地盤において一軸圧縮強度  $q_u \geq 4.5 \text{ MN/m}^2$ ，粘性土地盤において一軸圧縮強度  $q_u \geq 1.5 \text{ MN/m}^2$  を満足することを確認した。

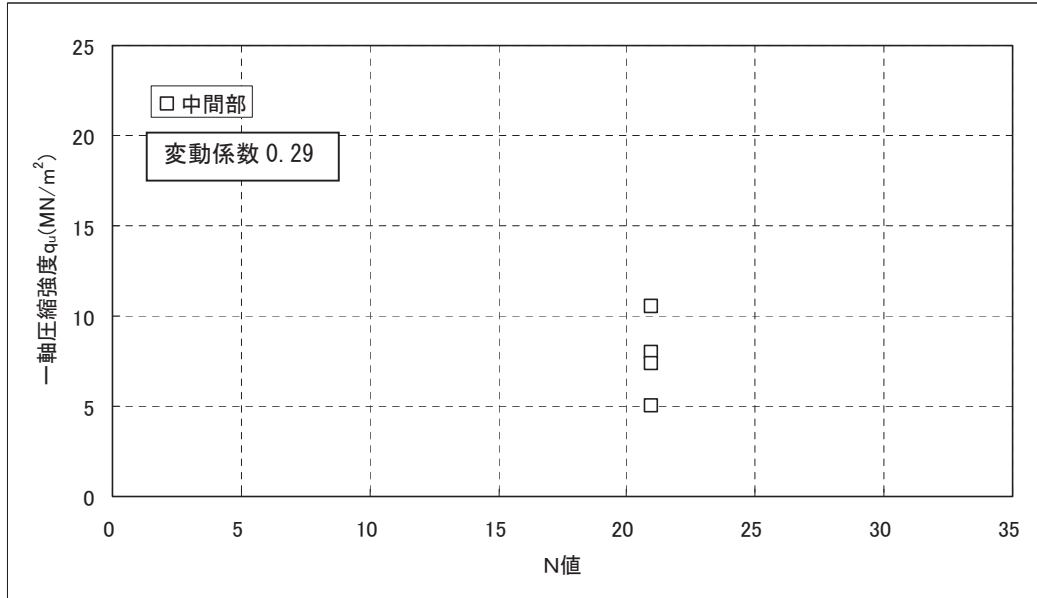


図 2.46 改良体の一軸圧縮強度試験結果(28日強度 MJG-H号 砂礫)

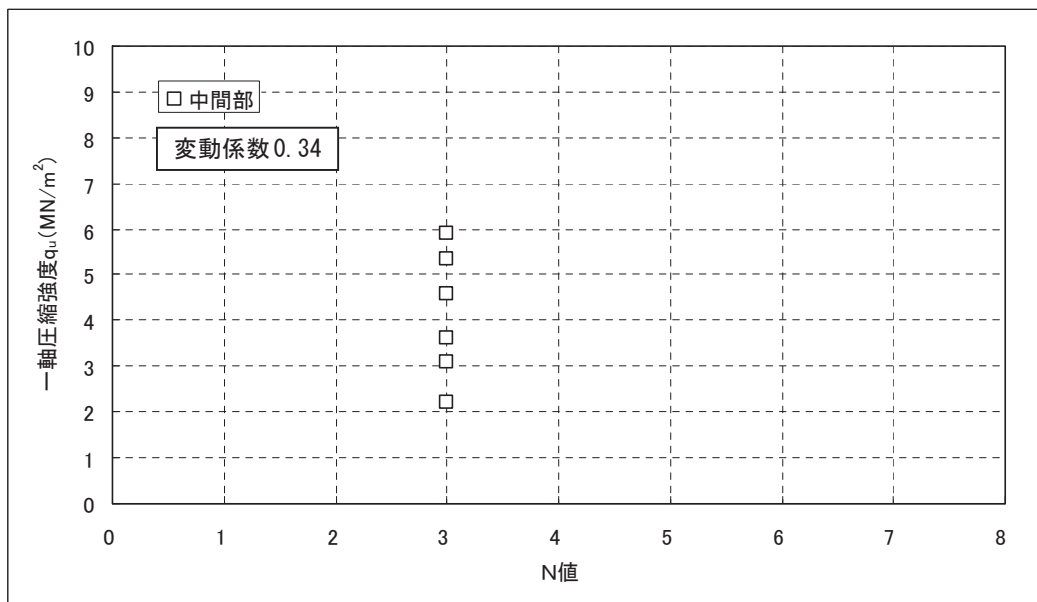


図 2.47 改良体の一軸圧縮強度試験結果(28日強度 MJG-H号 粘性土)

【MJG-M 号(中強度タイプ)】

改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度)を図 2.48 および図 2.49 に示す。砂礫地盤および粘性土地盤において、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した。

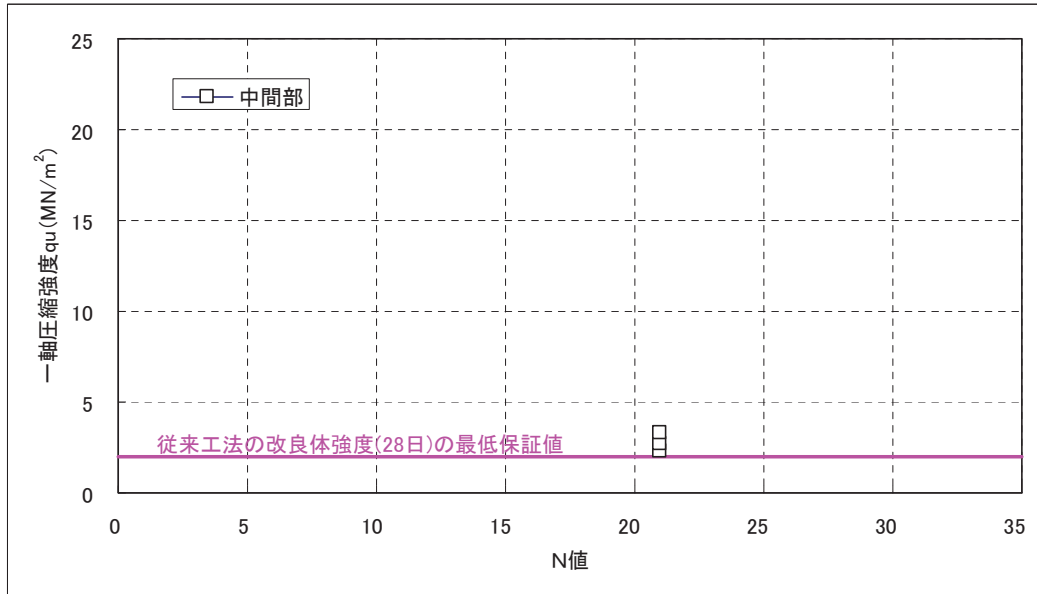


図 2.48 改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度 MJG-M 号 砂礫)

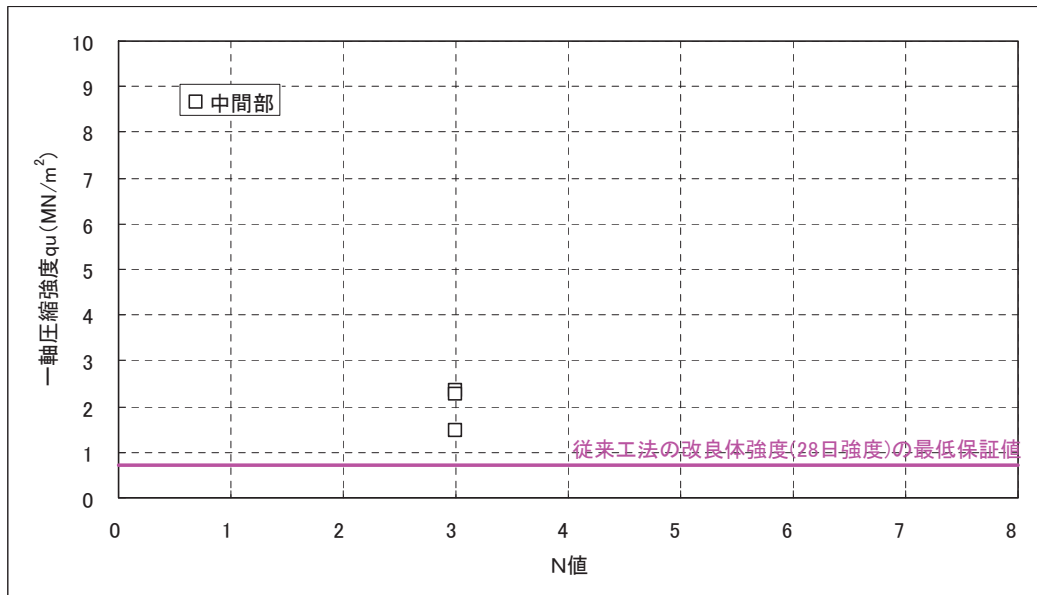


図 2.49 改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度 MJG-M 号 粘性土)

【MJG-L 号(低強度タイプ)】

改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度)を図 2.50 および図 2.51 に示す。砂礫地盤および粘性土地盤において、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した。

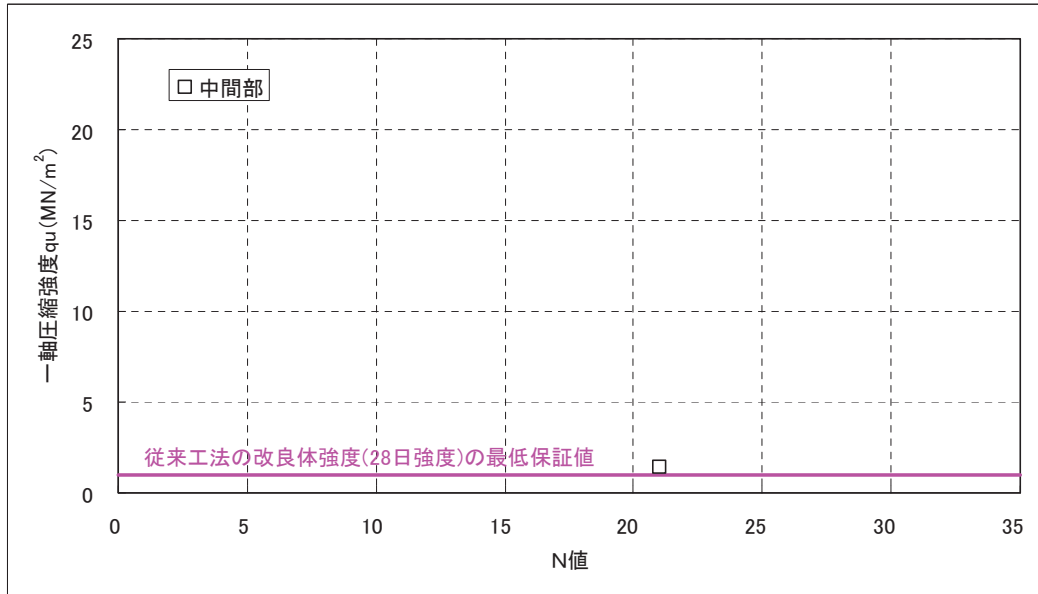


図 2.50 改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度 MJG-L 号 砂礫)

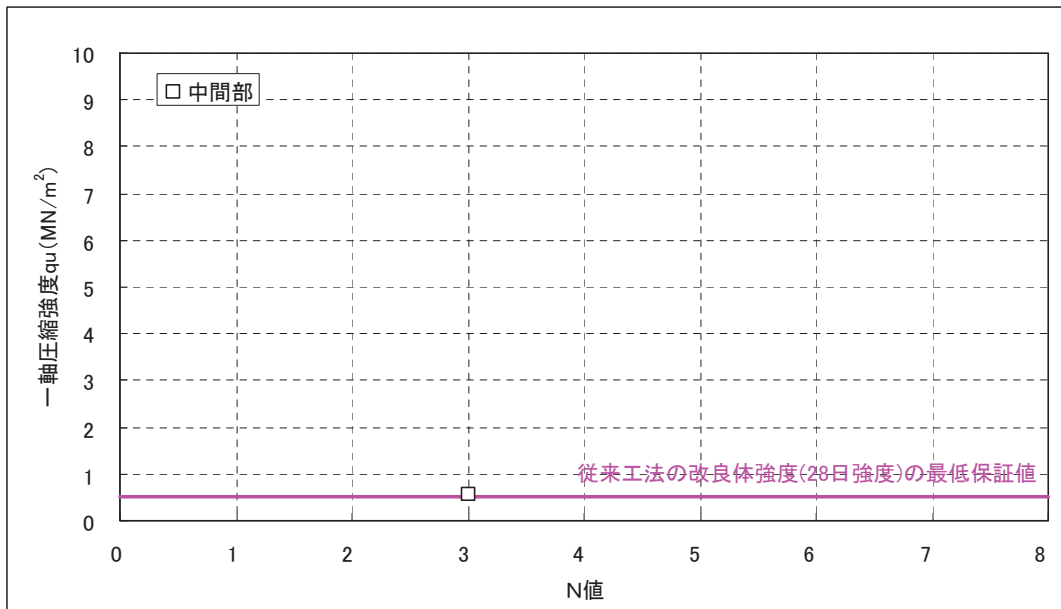


図 2.51 改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度 MJG-L 号 粘性土)

【MJG-CL 号(粘性土用)】

改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度)を図 2.52 に示す。粘性土地盤において、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した。

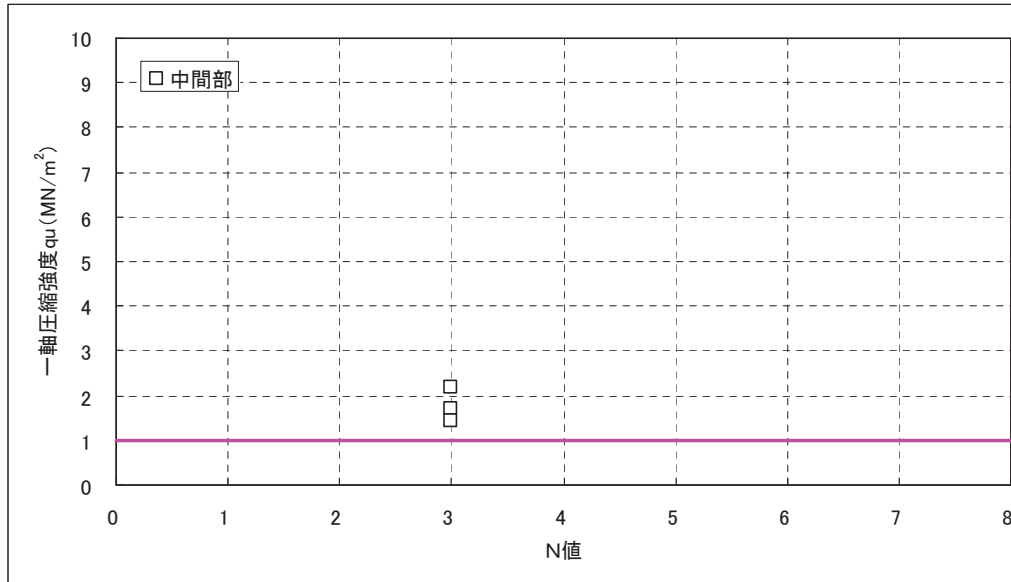


図 2.52 改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度 MJG-CL 号 粘性土)

## h) 品質確認試験 1 1

### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して, 各試験ケースの改良体を造成する.
- ②改良体造成後, チェックボーリングによりコア採取する.
- ③採取した改良体を  $\phi 50\text{mm}$ ,  $H100\text{mm}$  に整形した後, 一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施する.

### ii) 確認の結果

図 2. 53 (a) および (b) に示すケース 11-1 および 11-2 近傍の改良体でチェックボーリングを実施した. 採取した改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度)を図 2. 54 に示す.

また, 各ボーリング孔の深度方向の一軸圧縮強度(28 日強度)の分布を図 2. 55 および図 2. 56 に示す. 深度方向に有意な差は見られなかった. 粘性土地盤において, 従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を連続的に満足することを確認した.

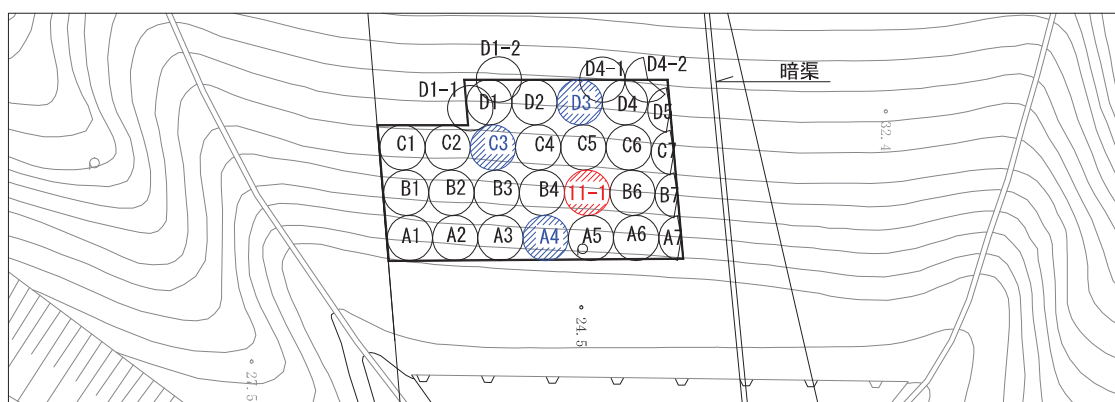


図 2. 53 (a) 強度試験実施箇所(ケース 11-1 近傍)

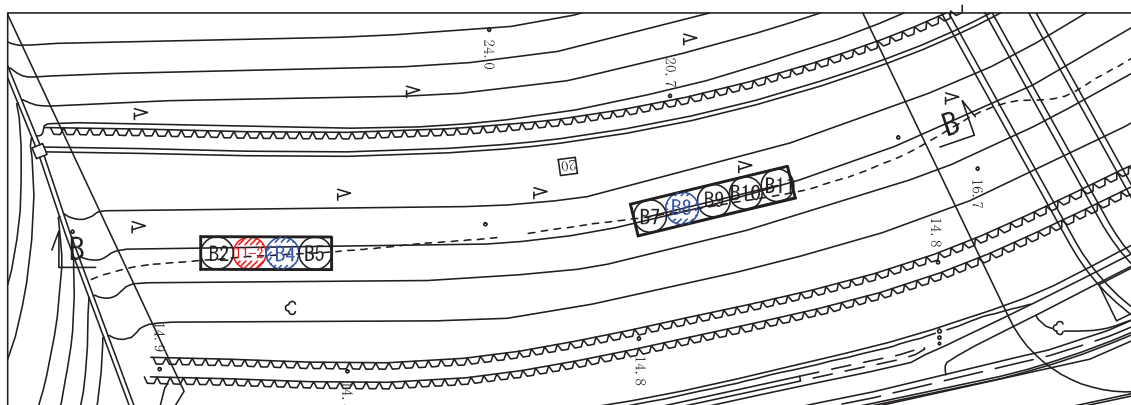


図 2. 53 (b) 強度試験実施箇所(ケース 11-2 近傍)

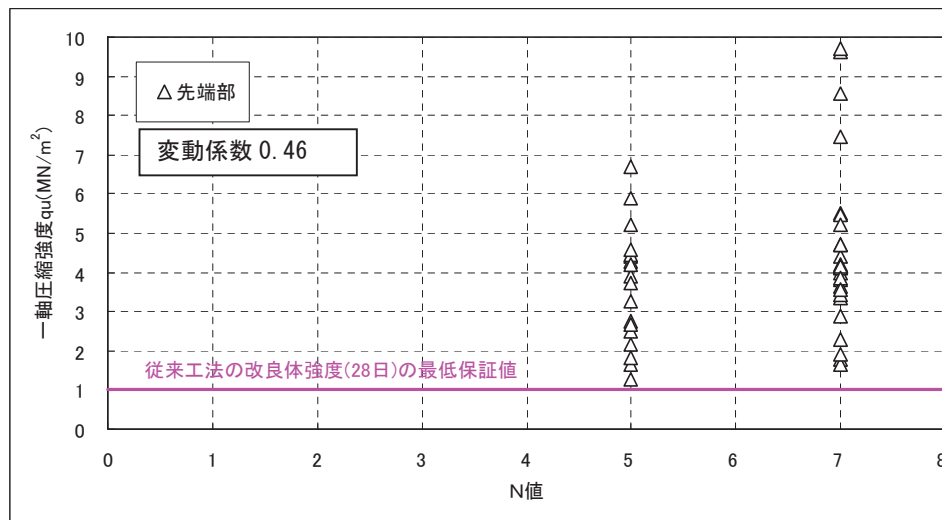


図 2.54 改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度 MJG-ST 号 粘性土)

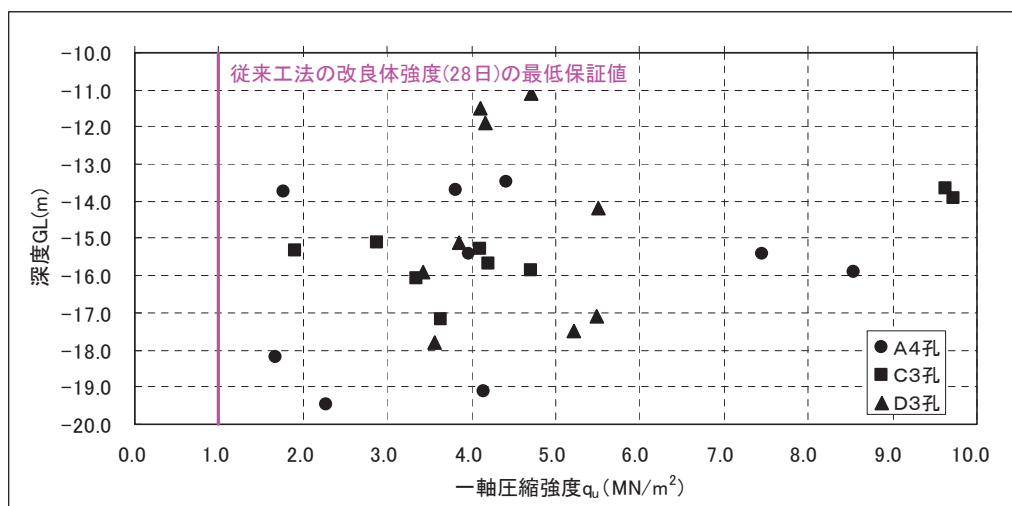


図 2.55 改良体の一軸圧縮強度深度分布(28 日強度 MJG-ST 号 粘性土 ケース 11-1 近傍)

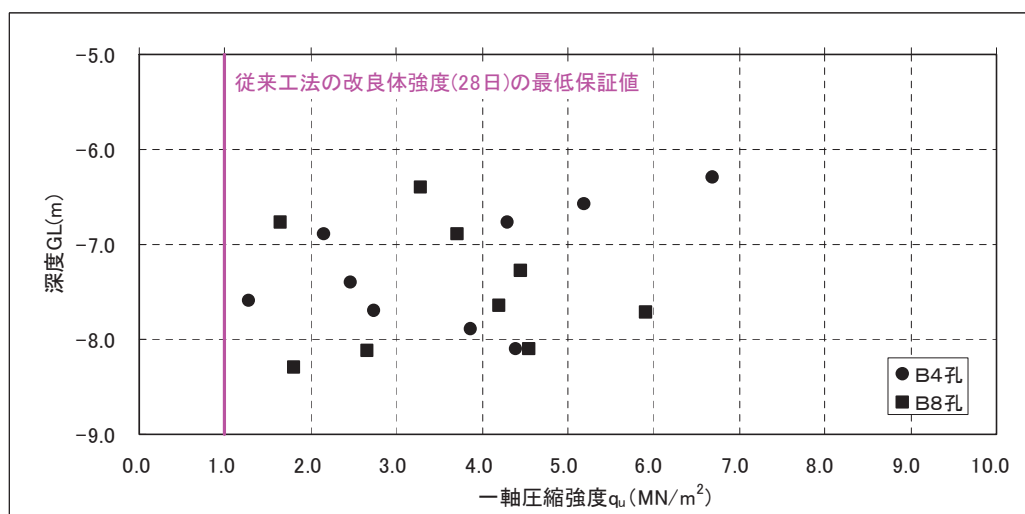


図 2.56 改良体の一軸圧縮強度深度分布(28 日強度 MJG-ST 号 粘性土 ケース 11-2 近傍)

## i) 品質確認試験 1 2

### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して、壁状改良体(非揺動方式)を造成する。
- ②改良体造成後、重機により改良体を掘り起こす。
- ③掘り起こした改良体をブロックサンプリングした後、 $\phi 50\text{mm}$ ,  $H100\text{mm}$  にコア抜きし、端面整形を施した後、一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施する。

### ii) 確認の結果

改良体の一軸圧縮強度試験結果(28 日強度)を図 2.57 および図 2.58 に示す。揺動方式と同様に砂質土地盤および粘性土地盤において、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した。

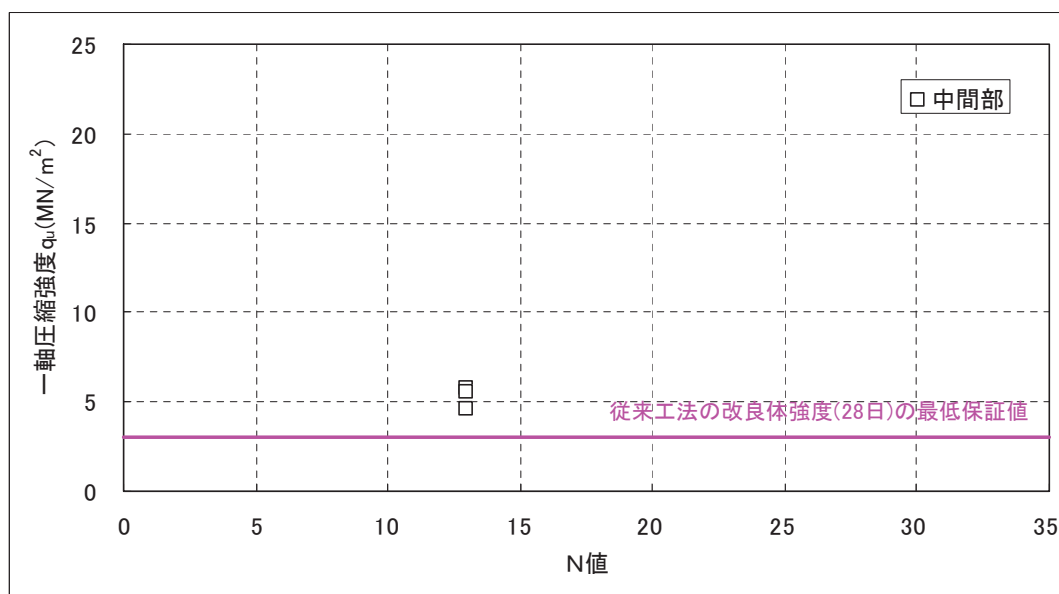


図 2.57 改良体の一軸圧縮強度試験結果(非揺動方式 28 日強度 MJG-ST 号 砂質土)

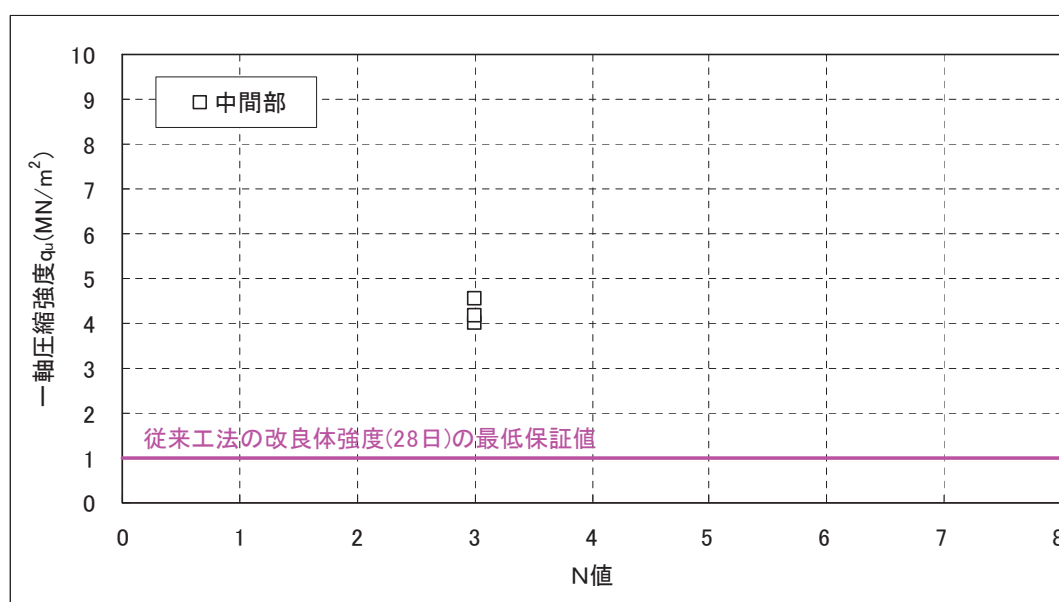


図 2.58 改良体の一軸圧縮強度試験結果(非揺動方式 28 日強度 MJG-ST 号 粘性土)

j) まとめ

以上の品質確認試験結果をまとめて図 2.59 および図 2.60 に示す。これらの結果より、マルチジェット工法の改良体強度は、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を連続的に満足することが認められた。

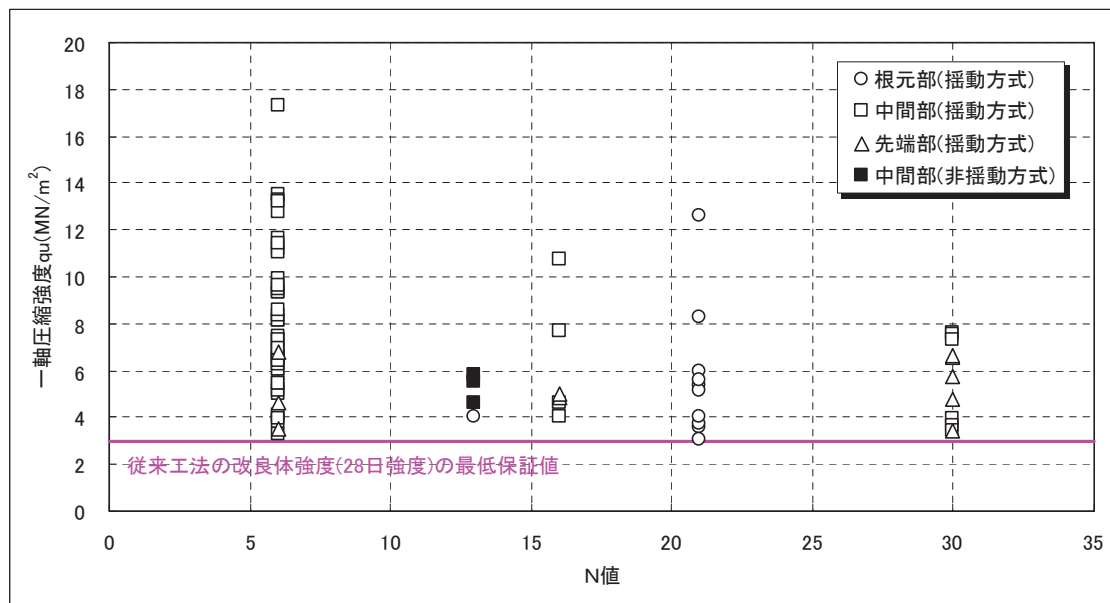


図 2.59 改良体の一軸圧縮強度（28 日強度 MJG-ST 号 砂質土および砂礫）

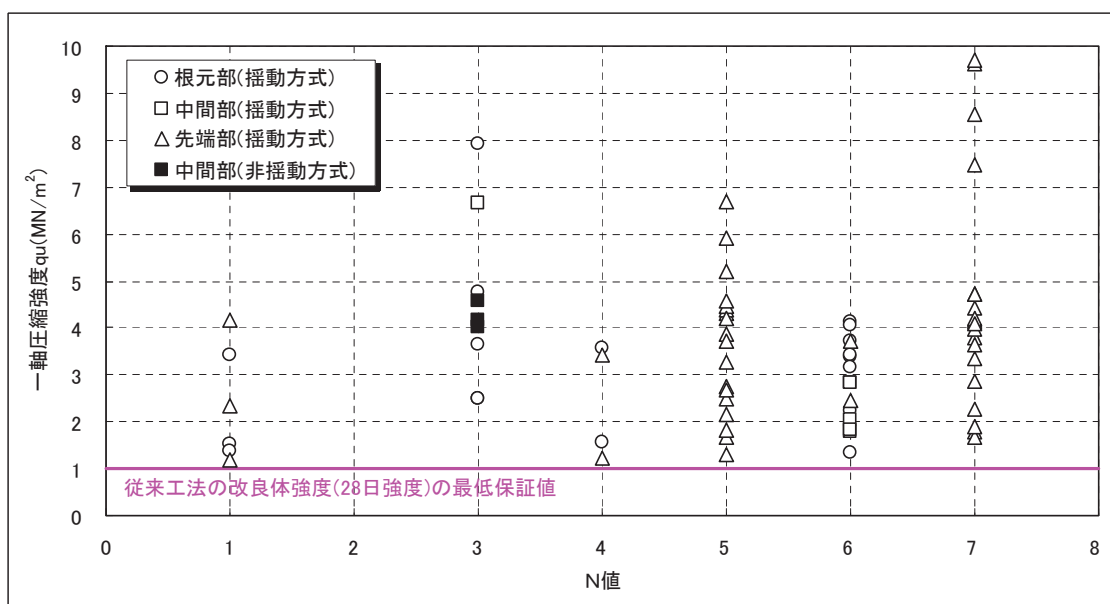


図 2.60 改良体の一軸圧縮強度（28 日強度 MJG-ST 号 粘性土）

## 2) 品質確認試験結果のまとめ

標準タイプの硬化材である MJG-ST 号を用いた品質確認試験で造成した実改良体から採取した現場コアを用いて一軸圧縮試験を行ない、一軸圧縮強度  $q_u$  の度数分布を得た (図 2.61~2.63)。砂質土の不攪乱コア試料の  $q_u$  の大部分は、この場合の設計基準強度の  $3.0\text{MN/m}^2$  よりもかなり大きい (図 2.61)。粘性土地盤 (図 2.62) でも同様であるが、砂質土地盤と比較してバラつきの範囲が広い。これらのバラつきは、粘性土地盤では改良体に未改良塊 (ダマ) が混入しやすいためと推定される。砂礫土地盤 (図 2.63) でも、大部分の試料は設計基準強度の  $3.0\text{MN/m}^2$  を十分に確保している。しかし、砂質土地盤と比較して、強度が高くバラつきの範囲が大きい。

代表的な従来の高圧噴射攪拌工法の一つである JSG (ジェットグラウト) 工法では、二重管ロッドの先端に装着したモニターから圧縮空気を添わせて超高压の硬化材を横方向に噴射、回転、引上げをすることにより、地盤中に円柱状のセメント改良体を造成する。本工法の特徴を把握するために JSG 工法の強度特性<sup>2,9)</sup>と比較したところ、本開発工法の一軸圧縮強度  $q_u$  のバラつきは、JSG 工法のものとはほぼ同等である。このような比較的大きな強度のバラつきは、高圧噴射攪拌工法によるセメント改良体の造成メカニズムに起因すると考えられる。

図 2.61~2.63 のデータを一軸圧縮強度~現場コア試料の湿潤密度で整理したグラフを図 2.64 に示す。粘性土、砂質土、砂礫土ともに一軸圧縮強度と湿潤密度との相関性があることがわかる。高圧噴射攪拌工法が、ジェット噴流を用いて原地盤を切削、混合攪拌することから、原地盤の粉碎具合や固化材の混入具合が異なるために非一様性が高い。ここで、原地盤の粉碎具合や固化材の混入具合は湿潤密度に大きく影響することが考えられることから、図 2.64 に示すように現場コアの非一様性は、高圧噴射攪拌工法特有の原地盤の粉碎具合や固化材の混入具合に関係することがわかる。

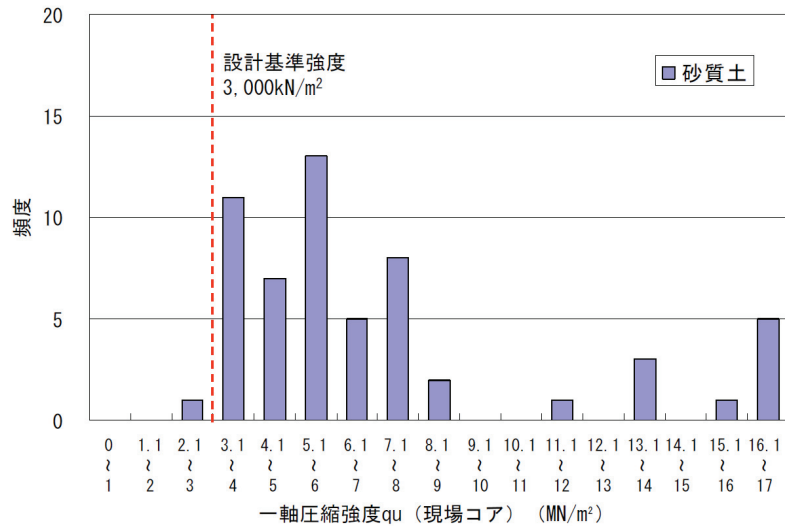


図 2.61 改良体（現場コア）の一軸圧縮強度（28日強度，MJG-ST 号，砂質土）

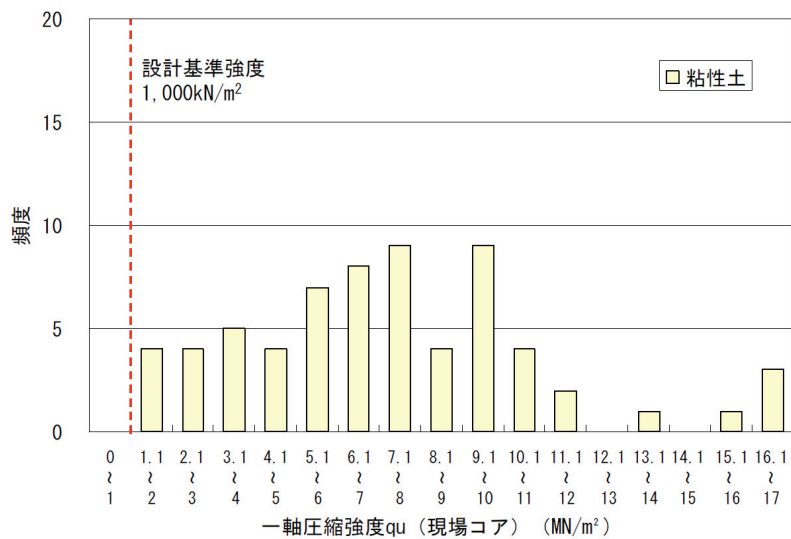


図 2.62 改良体（現場コア）の一軸圧縮強度（28日強度，MJG-ST 号，粘性土）

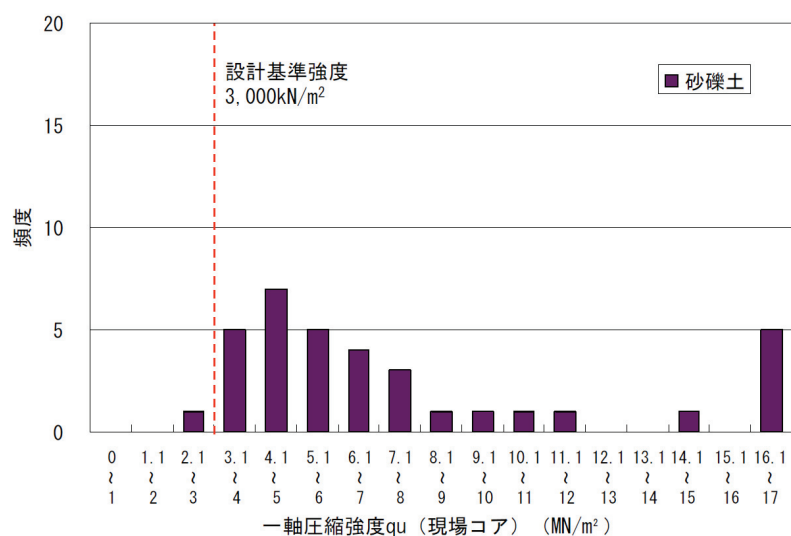


図 2.63 改良体（現場コア）の一軸圧縮強度（28日強度，MJG-ST 号，砂質土・砂礫土）

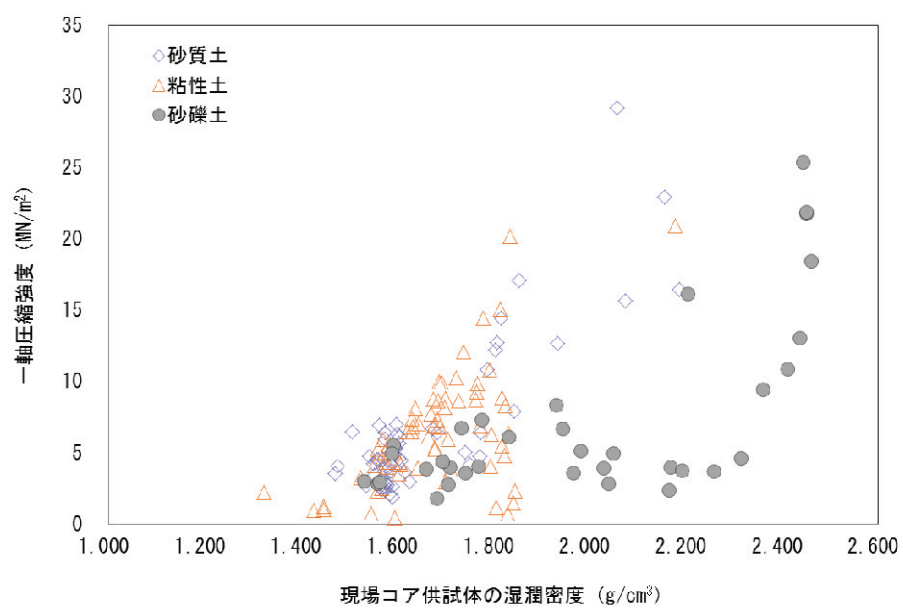


図 2.64 改良体(現場コア)の一軸圧縮強度～湿潤密度の相関

### 3) 改良体の水平面での強度特性

高圧噴射攪拌工法では、超高圧ジェット噴流により地盤と攪拌混合してセメント改良地盤を造成する。このため、硬化材噴射口付近の根元部と改良体境界付近の先端部で強度差が発生することが懸念された。そこで、原位置品質確認試験に先立ち、改良体の水平面での強度特性を把握するための基礎実験として、室内で水槽実験（写真 2.31）を行なった。側面がアクリル板の水槽内に水を寒天でゼリー状に固結させて模擬地盤を作成し、その内部に青色の水ジェットに圧縮空気を沿わせて噴射し、色の濃淡で攪拌状況を観察した。写真 2.32 に試験結果を示す。青色の水ジェットは均一にゼリーと攪拌混合されているのがわかる。しかし、この結果だけから原位置地盤でも改良体内の水平面で強度差が発生しないとは結論できないので、以下に示すように、前述の原位置品質確認試験の一軸圧縮試験結果を用いて検討をおこなった。

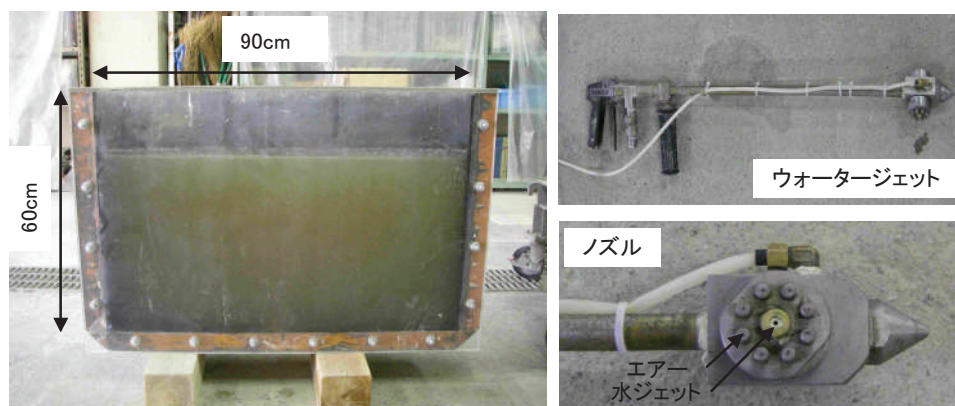
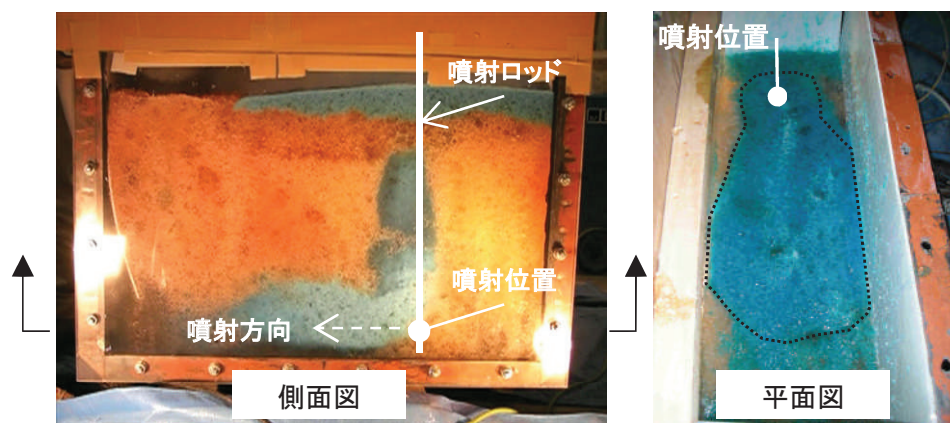


写真 2.31 水槽実験の概要



（図中の赤色は、水槽内を電気で灯した際の光の影響である）

写真 2.32 水槽実験の結果

この原位置試験による一軸圧縮試験結果を図 2.65 に示すように、改良体採取場所を水平面内で根元部、中間部、先端部と区分し、改良体の水平面内の位置と一軸圧縮強度  $q_u$ （現場コア）の関係の度数分布を得た（図 2.66～2.70）。これらの  $q_u$  の値は、多少のバラつきはあるが、改良平面位置の根元部から先端部へと噴射口からの距離に対して系統的な変化を示してはいない。この結果は、原位置地盤の改良体内の水平面で明確な強度差が発生しないことを示している。

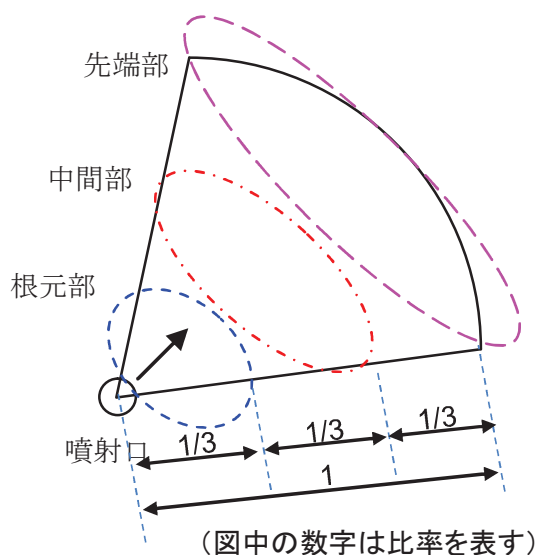


図 2.65 改良体の水平面内での区分

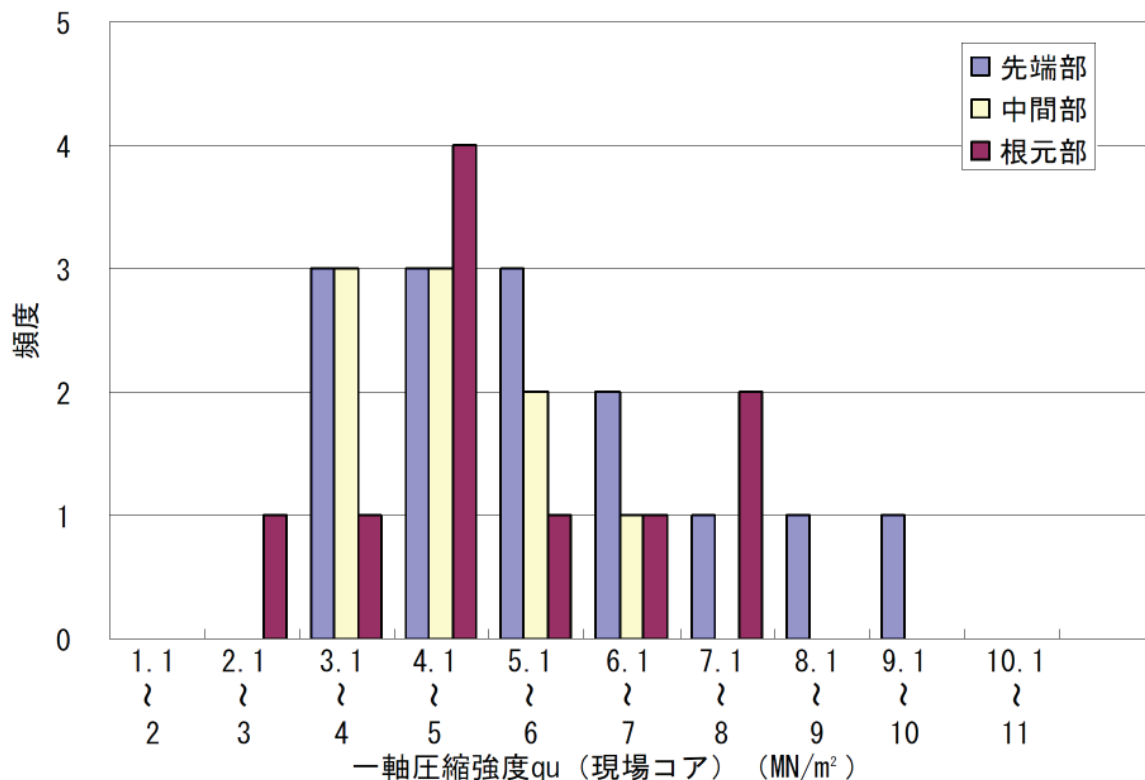


図 2.66 改良体の水平面内位置と強度  $q_u$ （現場コア）の関係

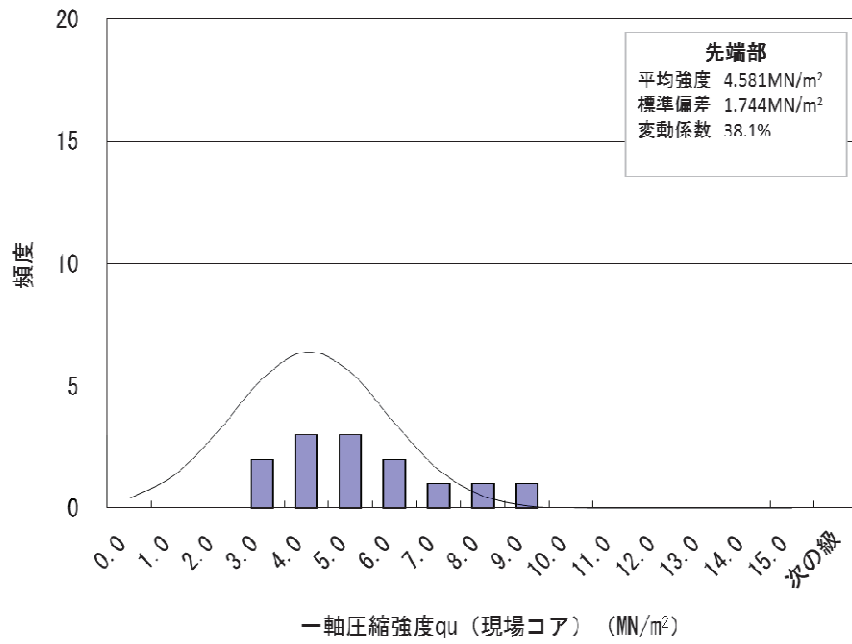


図 2.67 先端部の一軸圧縮強度分布図

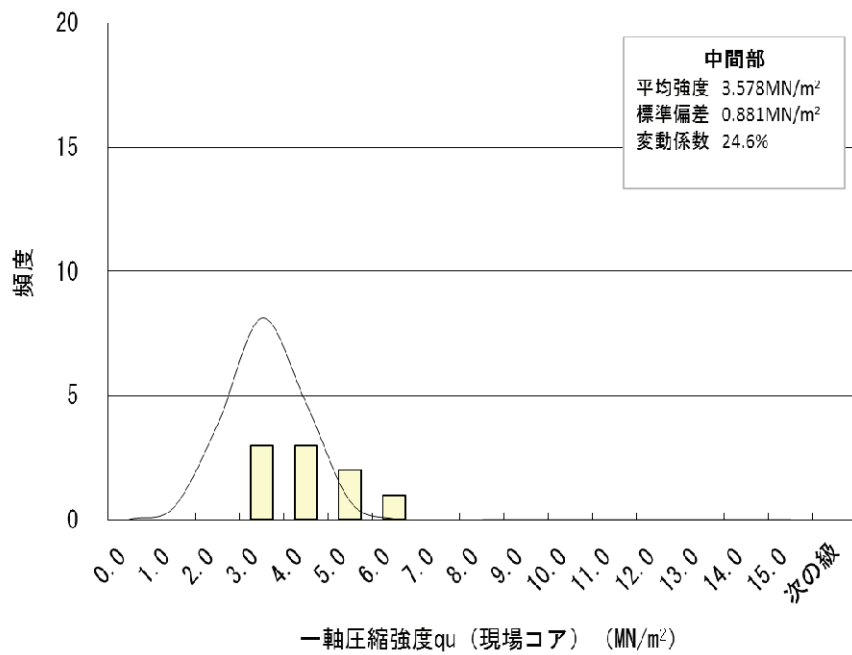


図 2.68 中間部の一軸圧縮強度分布図

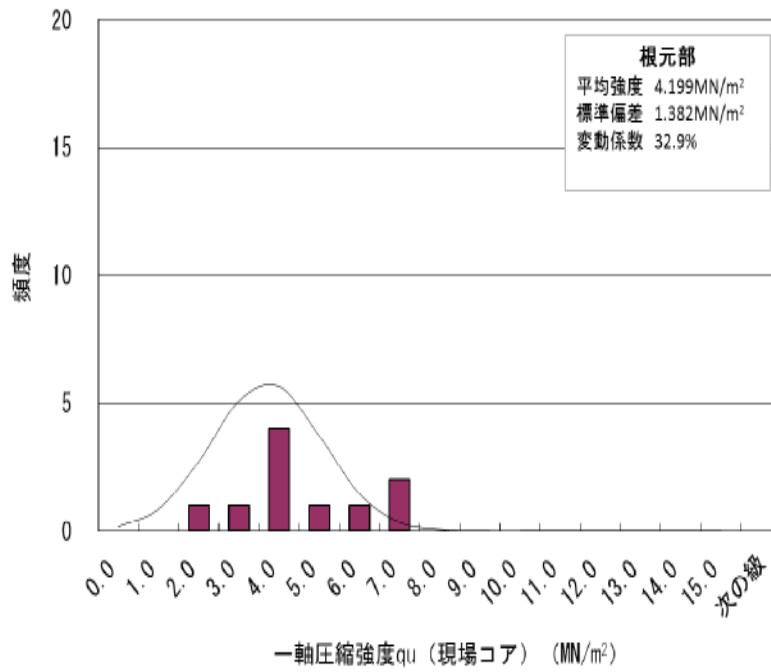


図 2. 69 根元部の一軸圧縮強度分布図

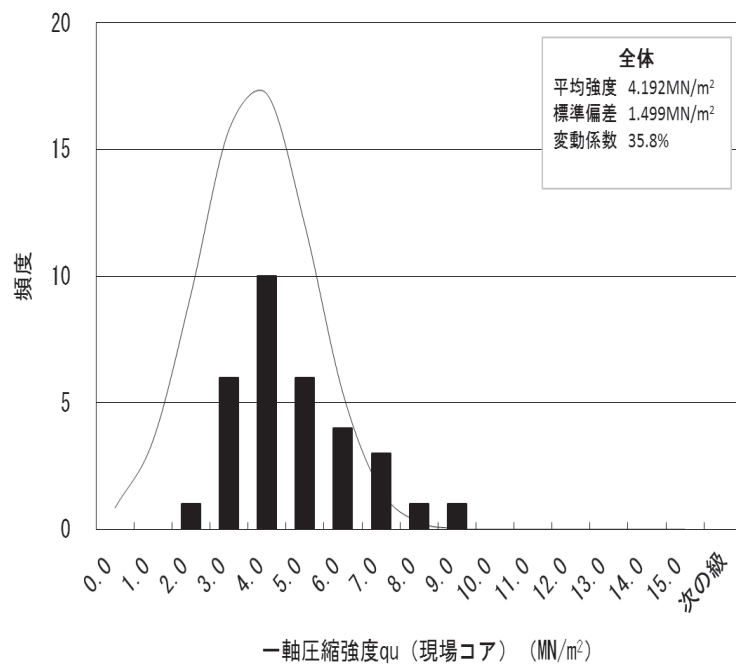


図 2. 70 全体(先端部, 中間部, 根元部)の一軸圧縮強度分布図

## (2) 改良体の変形係数

当工法の改良体強度との比較参考のため、表 2.10 に従来の高圧噴射攪拌工法の変形係数  $E_{50}$  を示す。これは、最低保証値である。標準タイプの硬化材では、変形係数  $E_{50}$  は砂質土:  $300\text{MN/m}^2$ 、粘性土:  $100\text{MN/m}^2$  が一般的であり、一軸圧縮強度  $q_u$  との関係は  $E_{50}=100q_u$  である。なお、砂礫は砂質土に準じるとしている。

表 2.10 従来の高圧噴射攪拌工法の改良体変形係数  $E_{50}$  (28 日強度) (注 1)

硬化材	土質	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $\text{MN/m}^2$ )	変形係数 $E_{50}$ ( $\text{MN/m}^2$ )
標準タイプ	砂質土	3.0	300
	粘性土	1.0	100
中強度タイプ	砂質土	2.0	200
	粘性土	0.7	70
低強度タイプ	砂質土	1.0	100
粘性土用	粘性土	1.0	100
腐植土用	腐植土	0.3	30

注 1：参考

- ・ Superjet 工法技術資料 (Superjet 研究会)
- ・ JET GROUT 技術資料 (日本ジェットグROUT協会)

## 1) 各品質確認試験結果

### a) 品質確認試験 3

#### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して，各試験ケースの改良体を造成する．
- ②改良体造成後，重機により改良体を掘り起こす．
- ③掘り起こした改良体をサンプリングした後， $\phi:50\text{mm}$ ， $H:100\text{mm}$  にコア抜きし，端面整形を施した後，一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施し，変形係数  $E_{50}$  を確認する．

#### ii) 確認の結果

改良体の一軸圧縮強度  $q_u$  (28 日強度)と変形係数  $E_{50}$  との関係を図 2.71 に示す．砂質土地盤において，従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した．また，一軸圧縮強度  $q_u$  との関係は， $E_{50} \geq 300q_u$  であることを確認した．

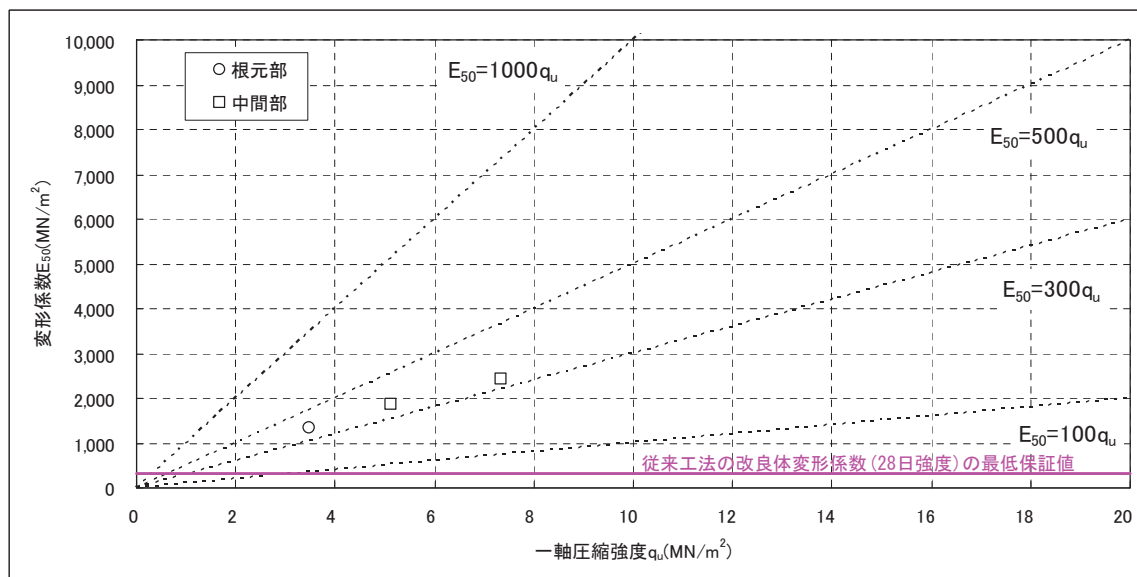


図 2.71 改良体の変形係数  $E_{50}$  (LDT) (28 日強度 MJG-ST 号 砂質土)

## b) 品質確認試験 5

### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して、各試験ケースの改良体を造成する。
- ②改良体造成後、重機により改良体を掘り起こす。
- ③掘り起こした改良体をサンプリングした後、 $\phi 50\text{mm}$ ,  $H100\text{mm}$  にコア抜きし、端面整形を施した後、一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施し、変形係数  $E_{50}$  を確認する。

### ii) 確認の結果

改良体の一軸圧縮強度  $q_u$  (28 日強度)と変形係数  $E_{50}$  との関係を図 2.72 に示す。砂質土地盤において、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した。また、一軸圧縮強度  $q_u$  との関係は、 $E_{50} \geq 300q_u$  であることを確認した。

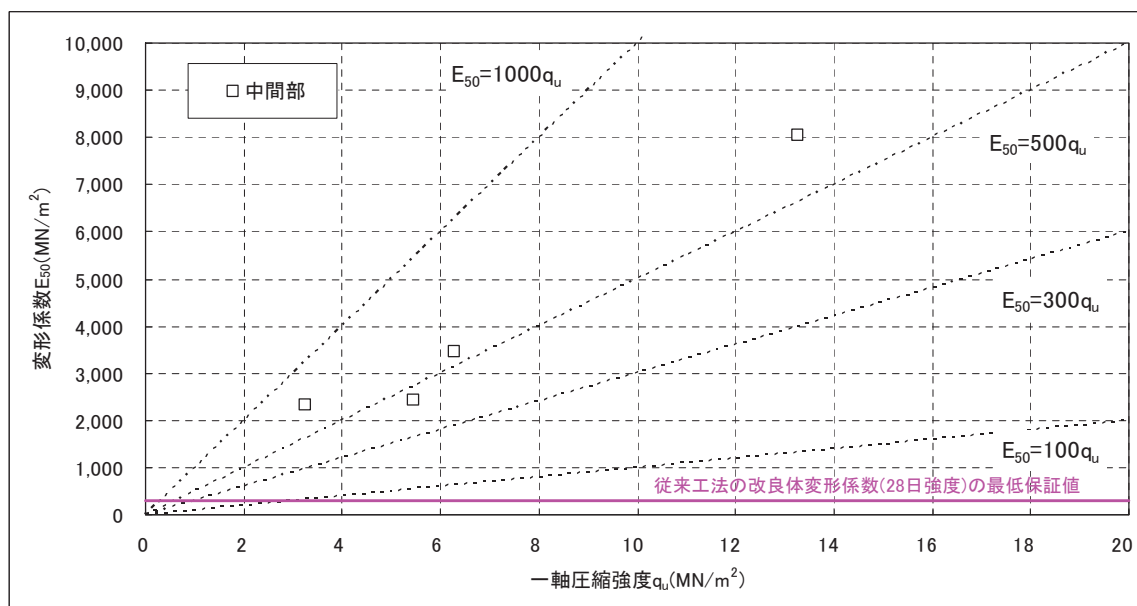


図 2.72 改良体の変形係数  $E_{50}$  (LDT) (28 日強度 MJG-ST 号 砂質土)

## c) 品質確認試験 8

### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して, 各試験ケースの改良体を造成する.
- ②改良体造成後, 重機により改良体を掘り起こす.
- ③掘り起こした改良体をサンプリングした後,  $\phi 50\text{mm}$ ,  $H100\text{mm}$  にコア抜きし, 端面整形を施した後, 一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施し, 変形係数  $E_{50}$  を確認する.
- ④チェックボーリングにより採取した改良体の一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施し, 変形係数  $E_{50}$  を確認する.

### ii) 確認の結果

硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ) および MJG-H 号(高強度タイプ)で造成した改良体の一軸圧縮強度  $q_u$  (28 日強度)と変形係数  $E_{50}$  との関係を図 2.73, 図 2.74, 図 2.75 および図 2.76 に示す. 砂礫地盤および粘性土地盤において, 従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した. また, 一軸圧縮強度と変形係数との関係は, 概ね  $E_{50} \geq 300q_u$  であることを確認した.

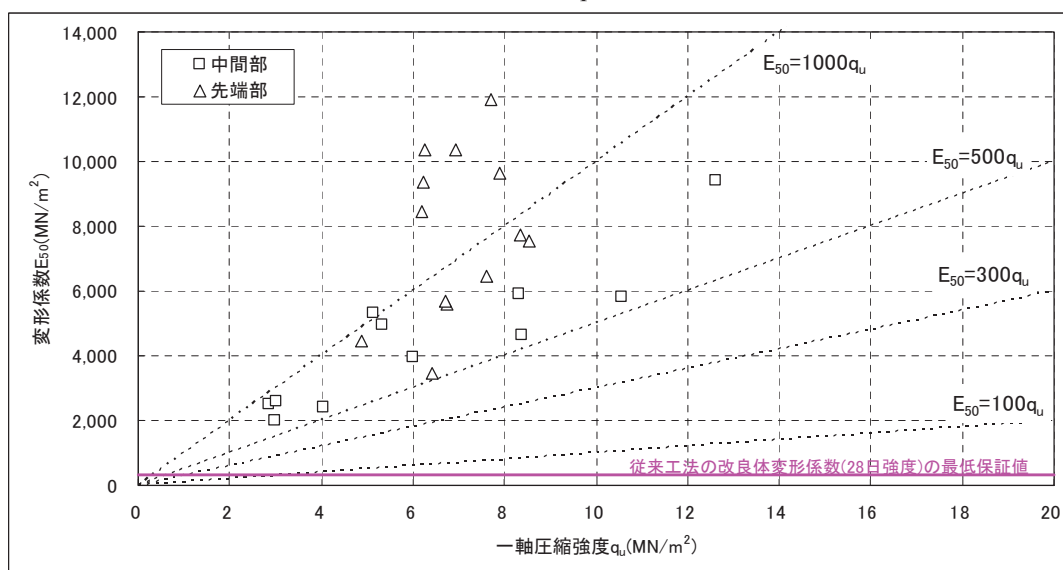


図 2.73 改良体の変形係数  $E_{50}$  (LDT) (28 日強度 MJG-ST 号 砂礫)

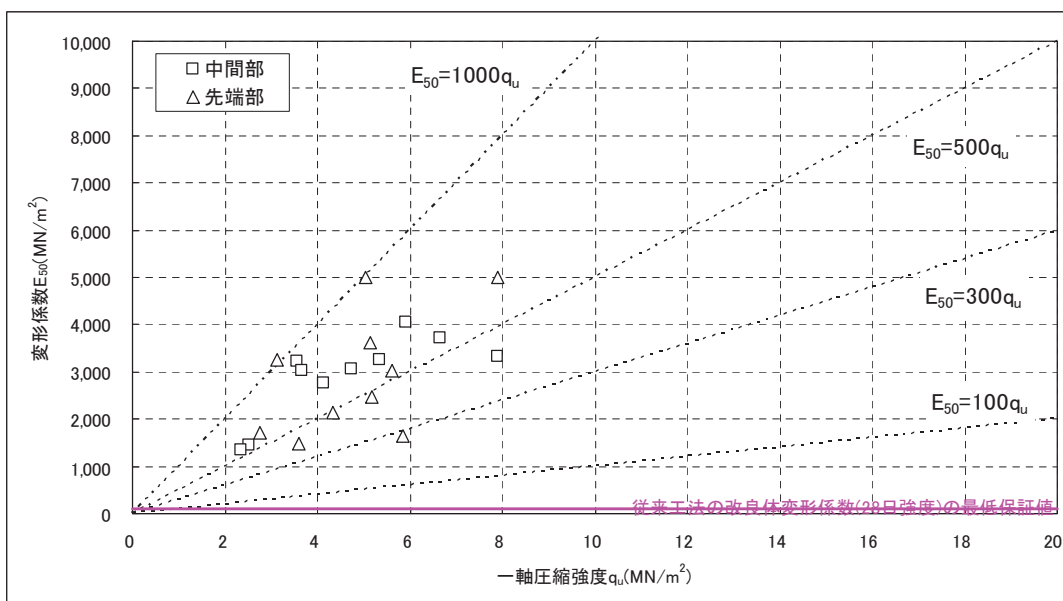


図 2.74 改良体の変形係数  $E_{50}$  (LDT) (28 日強度 MJG-ST 号 粘性土)

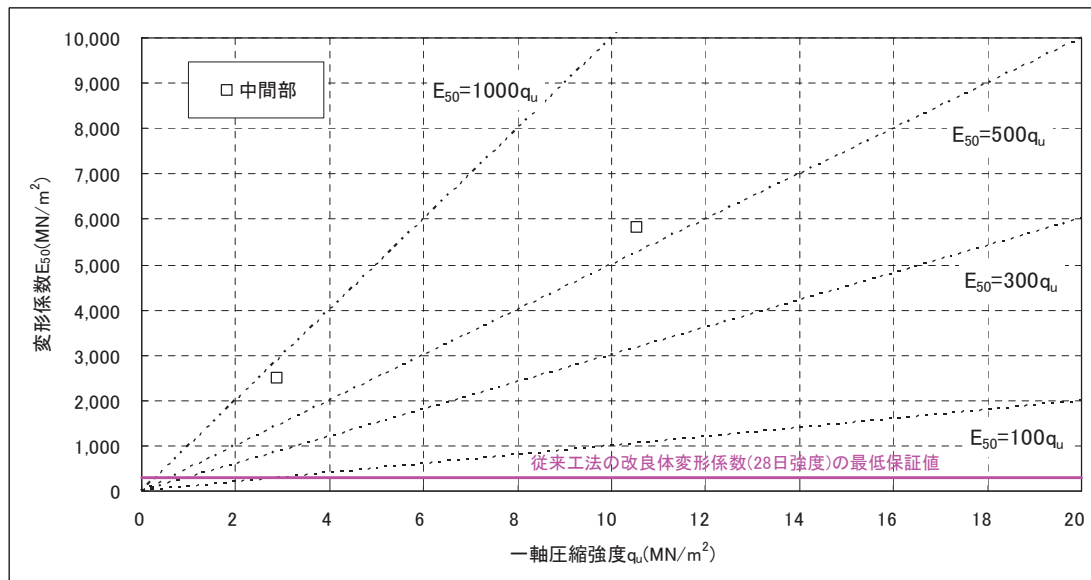


図 2.75 改良体の変形係数  $E_{50}$  (LDT) (28 日強度 MJG-H 号 砂礫)

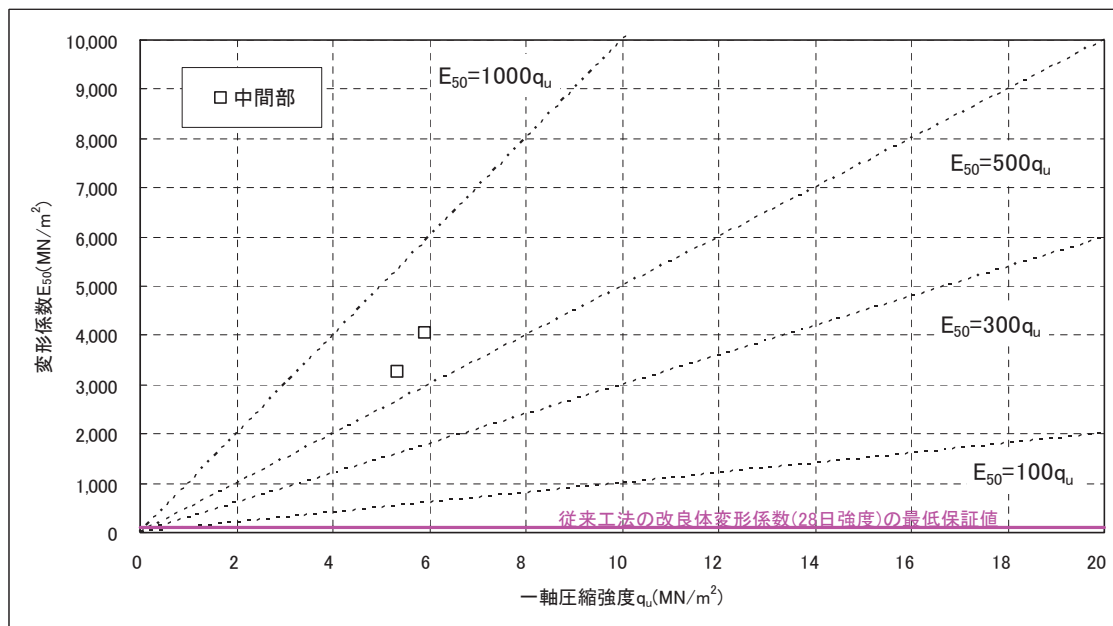


図 2.76 改良体の変形係数  $E_{50}$  (LDT) (28 日強度 MJG-H 号 粘性土)

ボーリング採取した改良体コアの一軸圧縮強度試験(28日強度)を実施し, 変形係数  $E_{50}(\text{MN/m}^2)$  を確認した. 変形係数の深度分布を図 2.77 および図 2.78 に示す. 砂礫地盤および粘性土地盤において, 従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を連続的に満足することを確認した. 深度方向に有意な差は見られなかった.

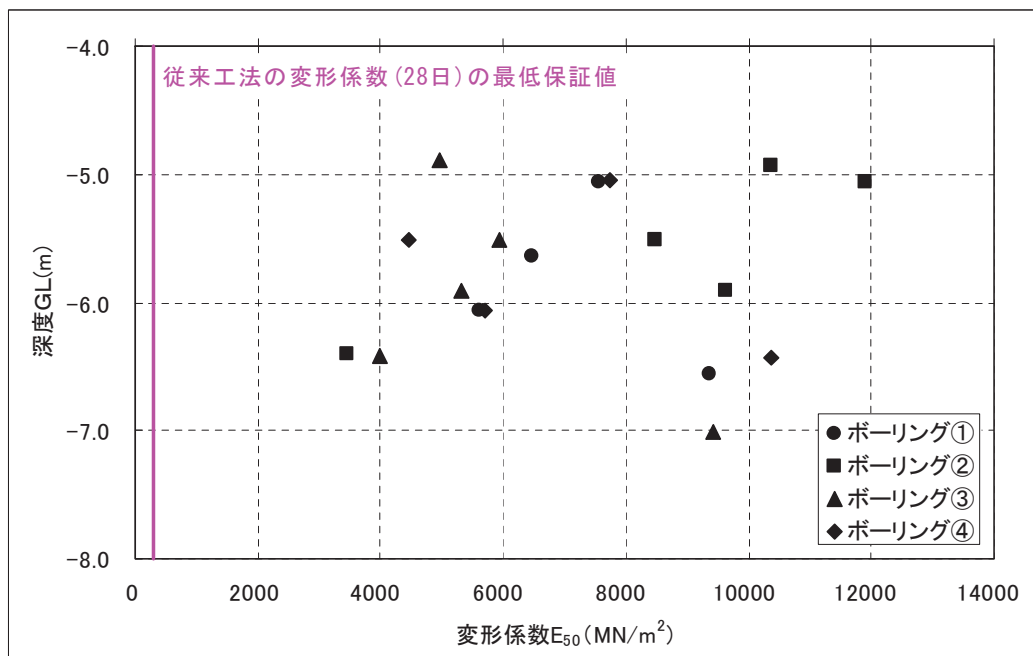


図 2.77 改良体の変形係数深度分布 (28 日強度 MJG-ST 号 砂礫)

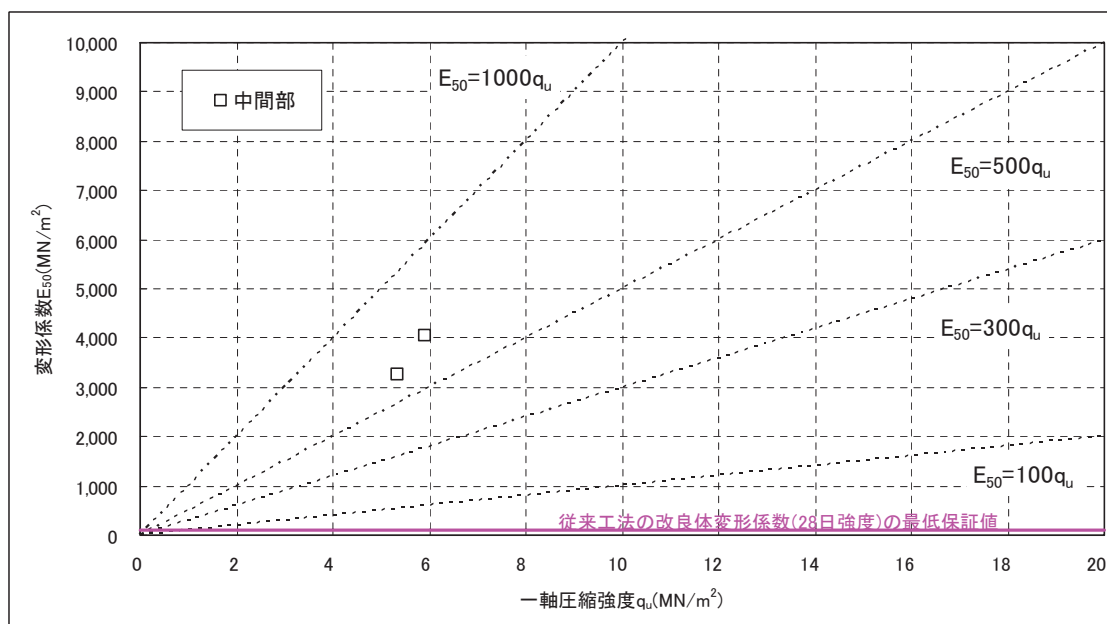


図 2.78 改良体の変形係数深度分布 (28 日強度 MJG-ST 号 粘性土)

#### d) 品質確認試験 1 2

##### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して，壁状改良体(非揺動方式)を造成する．
- ②改良体造成後，重機により改良体を掘り起こす．
- ③掘り起こした改良体をブロックサンプリングした後， $\phi 50\text{mm}$ ， $H100\text{mm}$  にコア抜きし，端面整形を施した後，一軸圧縮強度試験(28 日強度)を実施し，変形係数  $E_{50}$  を確認する．

##### ii) 確認の結果

硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)で造成した改良体の一軸圧縮強度  $q_u$  (28 日強度)と変形係数  $E_{50}$  との関係を図 2.79 および図 2.80 に示す．揺動方式と同様に砂質土地盤および粘性土地盤において，従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を満足することを確認した．また，一軸圧縮強度と変形係数との関係は，概ね  $E_{50} \geq 300q_u$  であることを確認した．

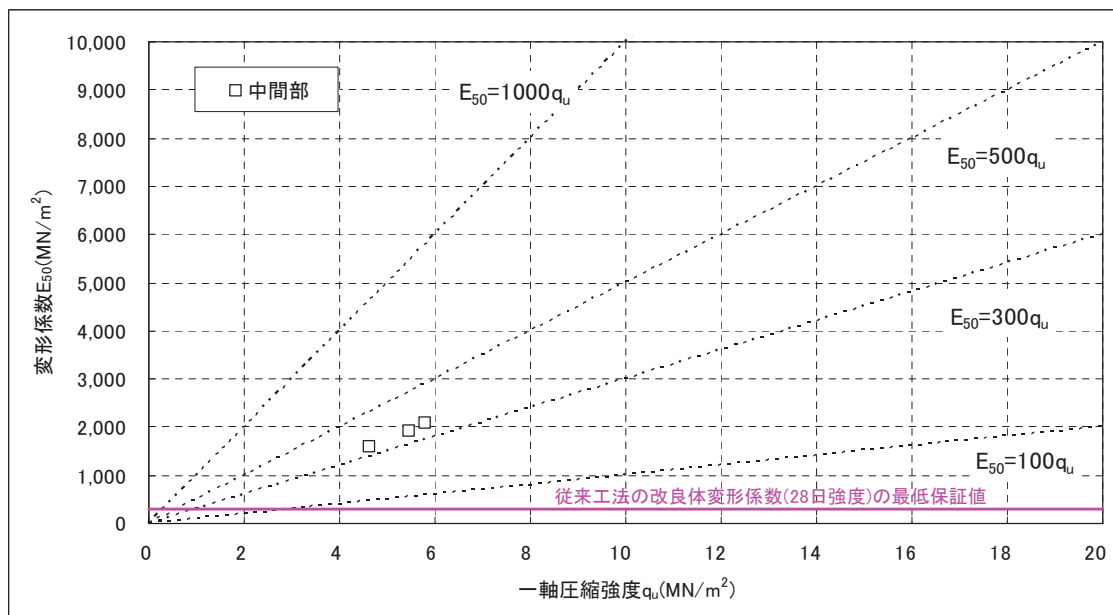


図 2.79 改良体の変形係数  $E_{50}$  (LDT) (非揺動方式 28 日強度 MJG-ST 号 砂質土)

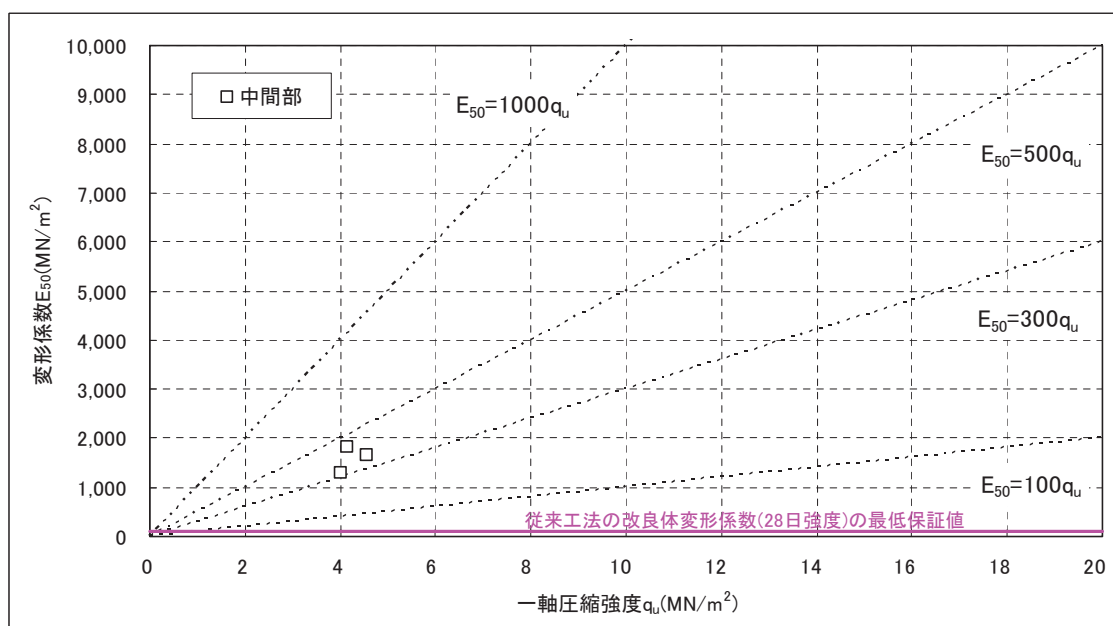


図 2.80 改良体の変形係数  $E_{50}$  (LDT) (非揺動方式 28 日強度 MJG-ST 号 粘性土)

## 2) 品質確認試験結果のまとめ

以上の品質確認試験結果をまとめて図 2.81 に示す。これらの結果により、マルチジェット工法の改良体の変形係数  $E_{50}$  は、揺動方式および非揺動方式ともに従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を連続的に満足することが認められた。また、砂質土、粘性土および砂礫地盤において、一軸圧縮強度  $q_u$  と変形係数  $E_{50}$  との関係は概ね  $E_{50} \geq 300q_u$  であることが認められた。

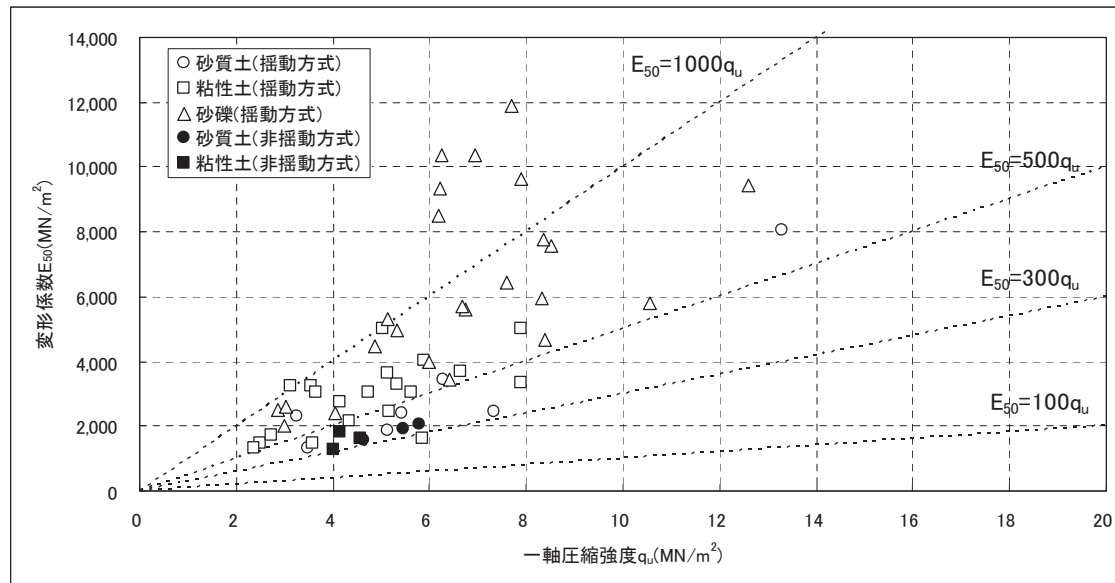


図 2.81 改良体の変形係数  $E_{50}$  (LDT) (28 日強度 MJG-ST 号)

### (3) 改良体の引張強度

当工法改良体強度との比較参考のため、表 2.11 に従来の高圧噴射攪拌工法の引張強度  $\sigma_t$  (曲げ引張強度) を示す。これは、最低保証値である。標準タイプの硬化材では、砂質土:  $0.33\text{MN/m}^2$ 、粘性土:  $0.20\text{MN/m}^2$  が一般的であり、一軸圧縮強度  $q_u$  と引張強度  $\sigma_t$  との関係は  $\sigma_t = 0.10q_u \sim 0.20q_u$  である。なお、砂礫は砂質土に準じるとしている。また、セメント改良土の設計においては一般に、 $\sigma_t = 0.15q_u$  (ただし、 $\sigma_{ta} \leq 0.2\text{MN/m}^2$ ) が用いられている(参考：港湾の施設の技術上の基準・同解説、平成 19 年 7 月、社団法人日本港湾協会)。

表 2.11 従来工法の改良体曲げ引張強度最低保証値  $\sigma_t$  (28 日強度) (注 1)

硬化材	土質	一軸圧縮強度 $q_u$ (MN/m <sup>2</sup> )	粘着力 $c$ (MN/m <sup>2</sup> )	曲げ引張強度 $\sigma_t$ (MN/m <sup>2</sup> )
標準タイプ	砂質土	3.0	0.5	(2/3) $c$
	粘性土	1.0	0.3	
中強度タイプ	砂質土	2.0	0.4	
	粘性土	0.7	0.2	
低強度タイプ	砂質土	1.0	0.2	
粘性土用	粘性土	1.0	0.3	
腐植土用	腐植土	0.3	0.1	

注 1：参考 ・ Superjet 工法技術資料 (Superjet 研究会)  
 ・ JET GROUT 技術資料(日本ジェットグROUT協会)

# 1) 各品質確認試験結果

## a) 品質確認試験 8

### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して，各試験ケースの改良体を造成する．
- ②改良体造成後，重機により改良体を掘り起こす．
- ③掘り起こした改良体をサンプリングした後，供試体を成形した後，圧裂引張強度試験(28 日強度)を実施する．

### ii) 確認の結果

MJG-ST 号(標準タイプ)で造成した改良体の一軸圧縮強度  $q_u$ (28 日強度)と圧裂引張強度  $\sigma_t$  の関係を 図 2.82 および図 2.83 に示す．これより，粘性土および砂礫地盤において，従来工法の最低保証値を満足することを確認できた．また，一軸圧縮強度  $q_u$  との関係は， $\sigma_t \geq 0.15q_u$  であることを確認した．

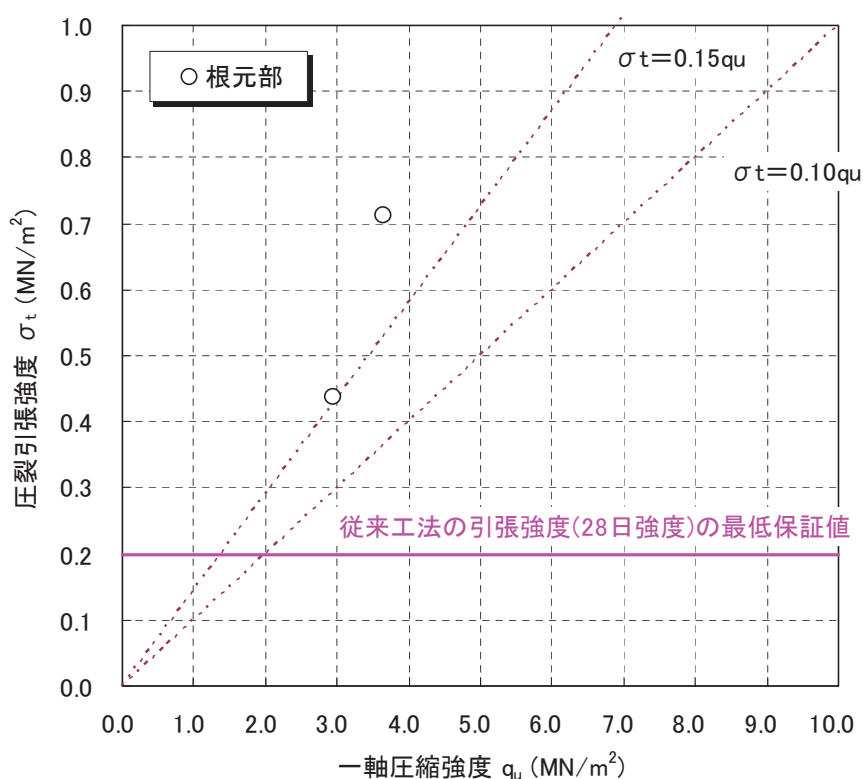


図 2.82 改良体の圧裂引張強度  $\sigma_t$  (28 日強度 MJG-ST 号 粘性土)

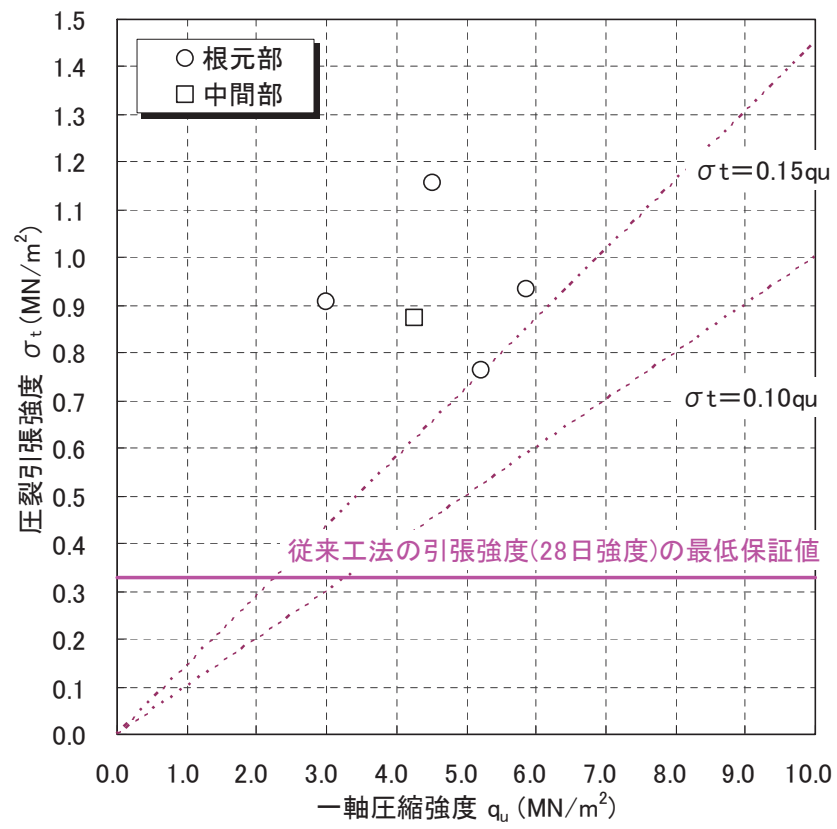


図 2.83 改良体の圧裂引張強度  $\sigma_t$  (28 日強度 MJG-ST 号 砂礫)

## b) 品質確認試験 1 2

### i) 確認方法

- ①硬化材 MJG-ST 号(標準タイプ)を使用して、壁状改良体(非揺動方式)を造成する。
- ②改良体造成後、重機により改良体を掘り起こす。
- ③掘り起こした改良体をサンプリングした後、供試体を成形した後、圧裂引張強度試験(28 日強度)を実施する。

### ii) 確認の結果

MJG-ST 号(標準タイプ)で造成した改良体の一軸圧縮強度  $q_u$ (28 日強度)と圧裂引張強度  $\sigma_t$  の関係を図 2.84 および図 2.85 に示す。これより、粘性土および砂礫地盤において、従来工法の最低保証値を満足することを確認できた。また、一軸圧縮強度  $q_u$  との関係は、 $\sigma_t \geq 0.15q_u$  であることを確認した。

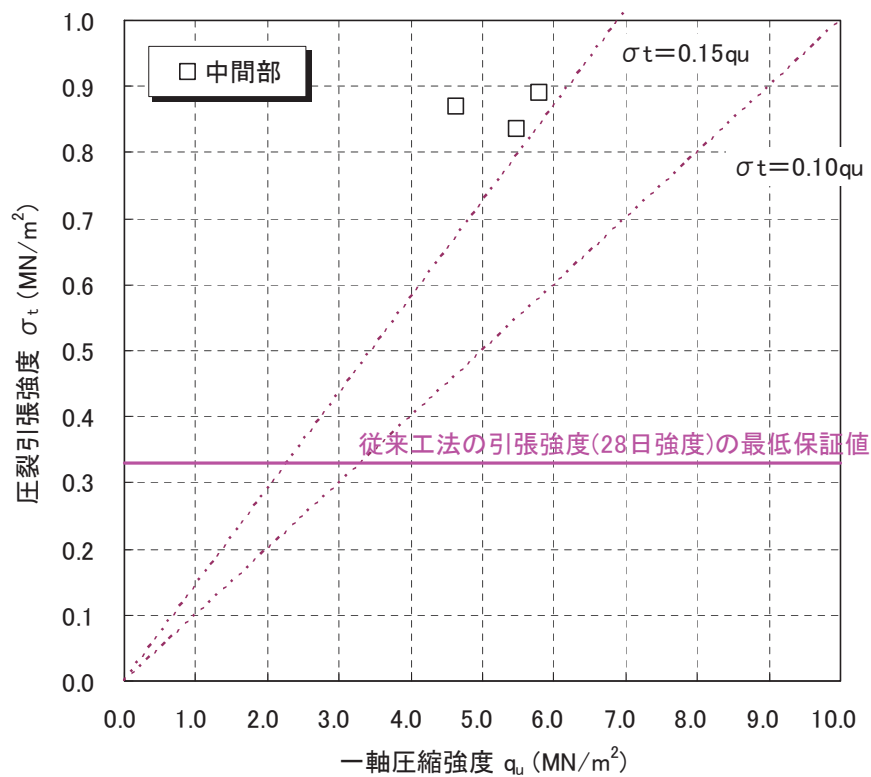


図 2.84 改良体の圧裂引張強度  $\sigma_t$  (非揺動方式 28 日強度 MJG-ST 号 砂質土)

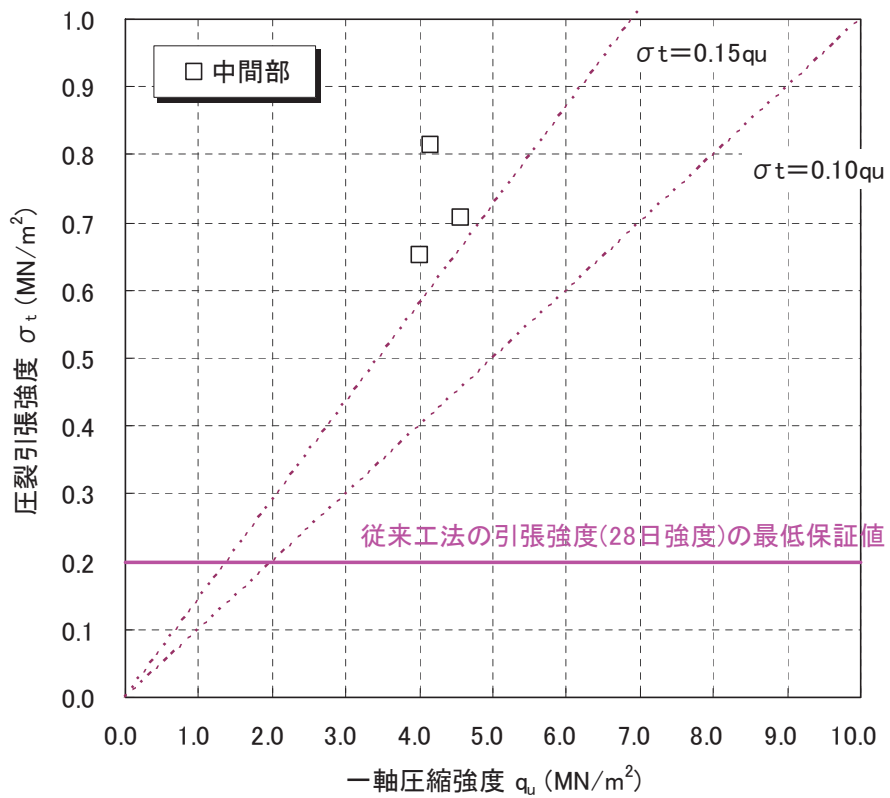


図 2.85 改良体の圧裂引張強度  $\sigma_t$  (非揺動方式 28 日強度 MJG-ST 号 粘性土)

## 2) 品質確認試験結果のまとめ

以上の品質確認試験結果から、改良体の引張強度は、従来の高圧噴射攪拌工法の最低保証値を連続的に満足することが認められた。

## 2.5.5 孔曲り計測によるリアルタイム施工管理の検証

### (1) 計測概要

パソコンモニター画面に表示された専用計測器（傾斜計+磁気方位計）の計測データにより、孔曲がりのリアルタイム計測管理が可能であることを確認した。

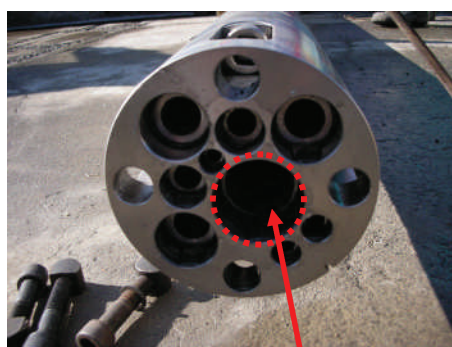
写真 2.33、写真 2.34 および写真 2.35 に示すように、施工中に専用収納管に専用計測器を設置し、孔曲がりをリアルタイムに計測する。専用計測器は、傾斜計と磁気方位計を内蔵しており、図 2.86 および図 2.87 に示すように、リアルタイムに各測定深度の孔曲がりを絶対方位にて平面図および断面図としてパソコンモニター画面に表示できる。図 2.86 の平面図にはボーリングマシンの方向も明示される。これにより、孔曲がり計測結果が設定値(一般的には 1/200～1/250 とする場合が多い)を満足しない場合は、ボーリングマシンの四隅に設置されているアウトリガーのジャッキにより、設定値以内に収まるように調整することが可能である(写真 2.36)。



写真 2.33 専用計測器



写真 2.34 専用計測器の設置状況



専用計測器収納位置

写真 2.35 専用収納管(SUS 製)断面

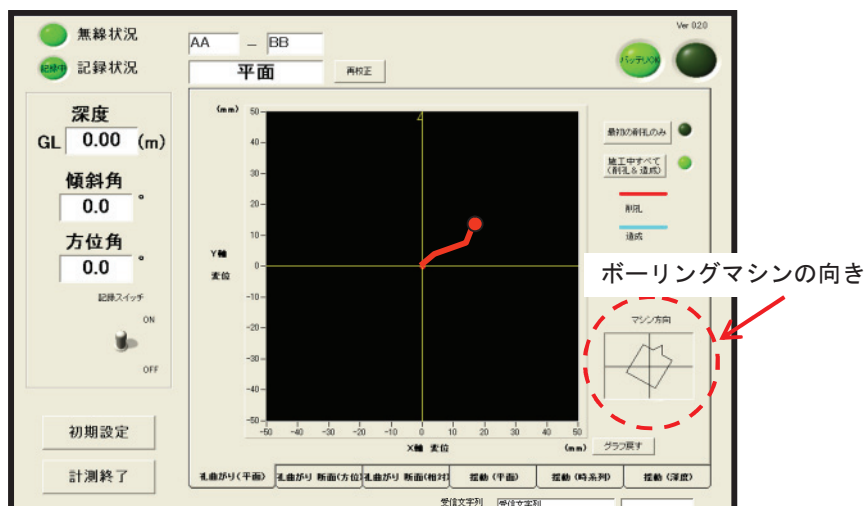


図 2.86 孔曲がり計測画面(平面図)

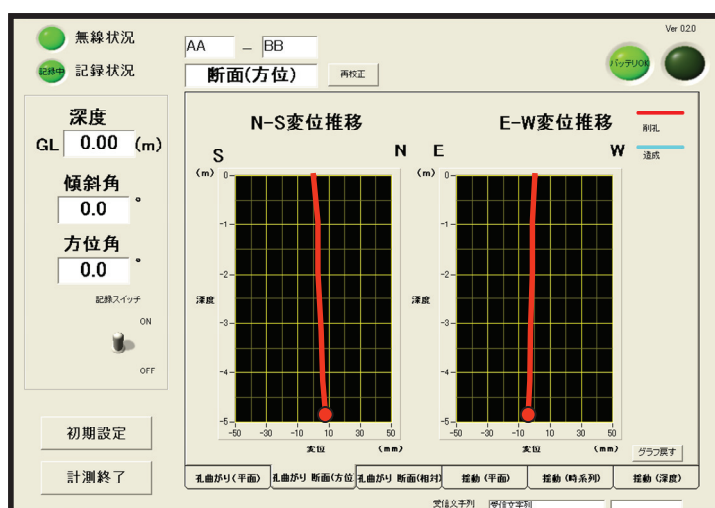


図 2.87 孔曲がり計測画面(断面図)



写真 2.36 アウトリガーおよび油圧調整レバー

## (2) 各品質確認試験結果

### 1) 品質確認試験 8

#### a) 確認方法(写真 2.37)

- ①専用計測器（傾斜計+磁気方位計）を専用計測器収納管に設置する.
- ②削孔および造成中に所定の深度ごとに孔曲がり計測を行う.
- ③孔曲がり計測データをリアルタイムにモニター画面で確認する.

#### b) 確認の結果

測定結果を図 2.88 および図 2.89 に示す. 図 2.88 は平面図, 図 2.89 は N-S 方向および E-W 方向の断面図である. 施工中に孔曲がりをリアルタイムに管理することができた. 削孔完了位置(GL-7.0m)において, 計画位置に対して北に 2.6mm, 東に 2.5mm の孔曲がりであった.



写真 2.37 孔曲がり計測管理状況

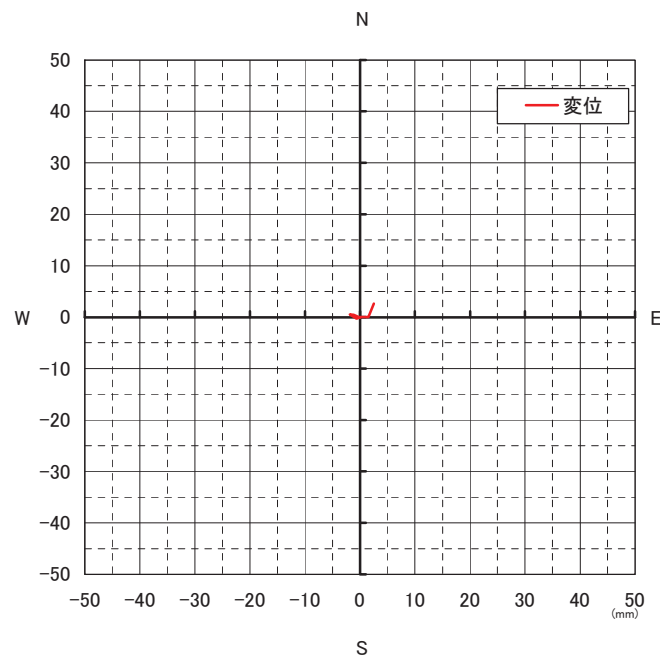
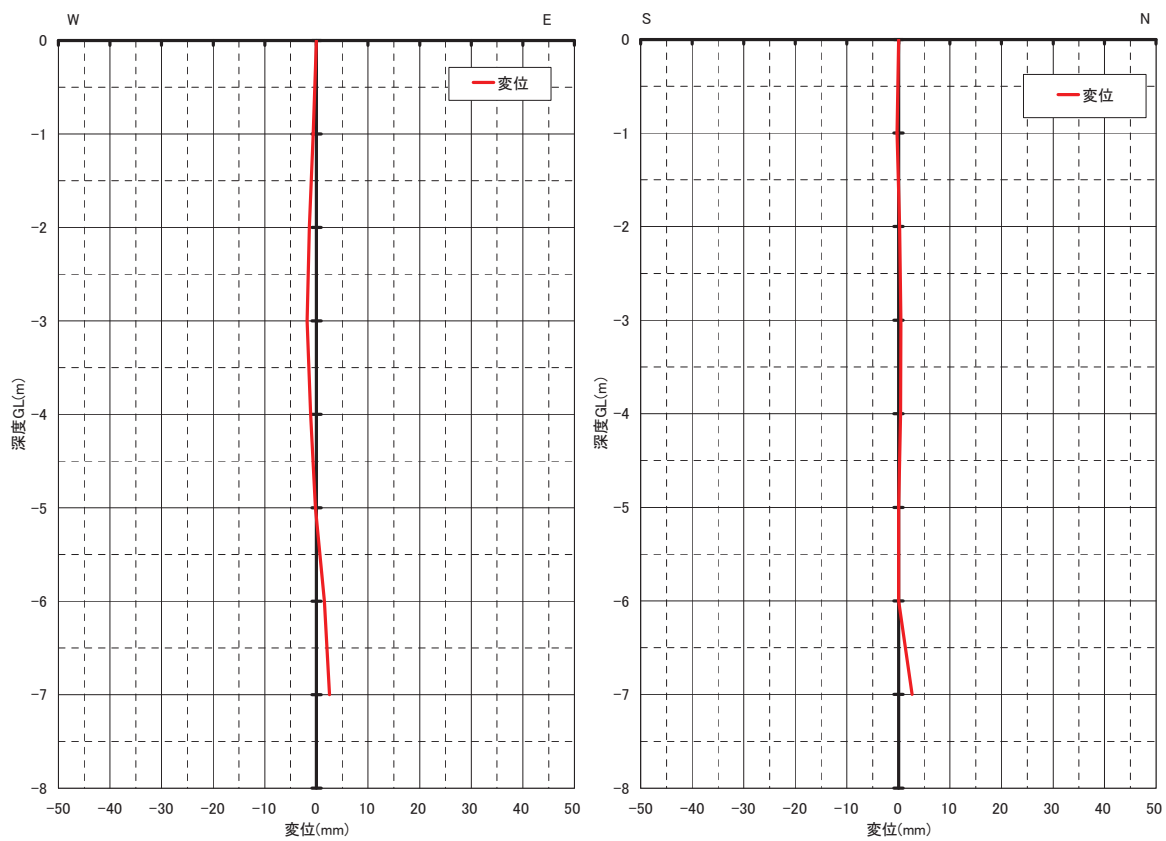


図 2.88 改良位置測定結果（平面図）



E-W方向変位

N-S方向変位

図 2.89 改良位置測定結果（断面図）

## 2) 品質確認試験 1 1

### a) 確認方法(写真 2.38)

- ①専用計測器（傾斜計+磁気方位計）を専用計測器収納管に設置する.
- ②削孔および造成中に所定の深度ごとに孔曲がり計測を行う.
- ③孔曲がり計測データをリアルタイムにモニター画面で確認する.



写真 2.38 専用計測器設置状況

### b) 確認の結果

測定結果を図 2.90 および図 2.91 に示す。図 2.90 は平面図、図 2.91 は N-S 方向および E-W 方向の断面図である。施工中に改良位置をリアルタイムに管理することができた。削孔完了位置 (GL-20.28m)において、計画に対して北に 17mm、西に 59mm の孔曲がりであった。

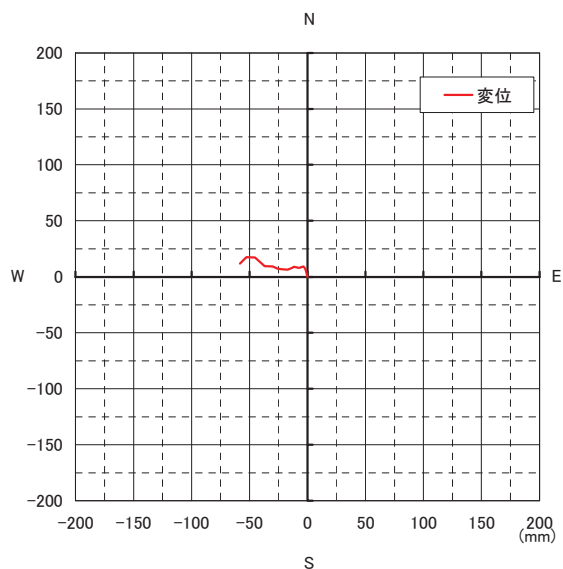


図 2.90 改良位置測定結果（平面図）

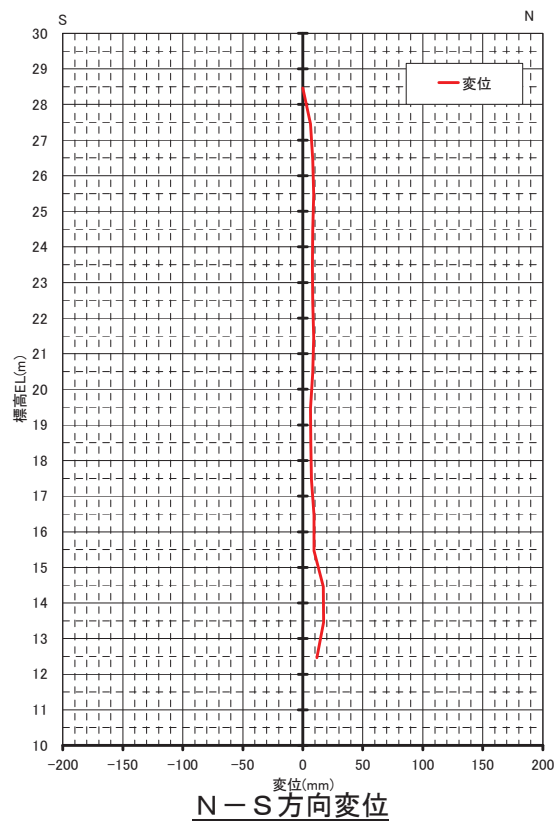
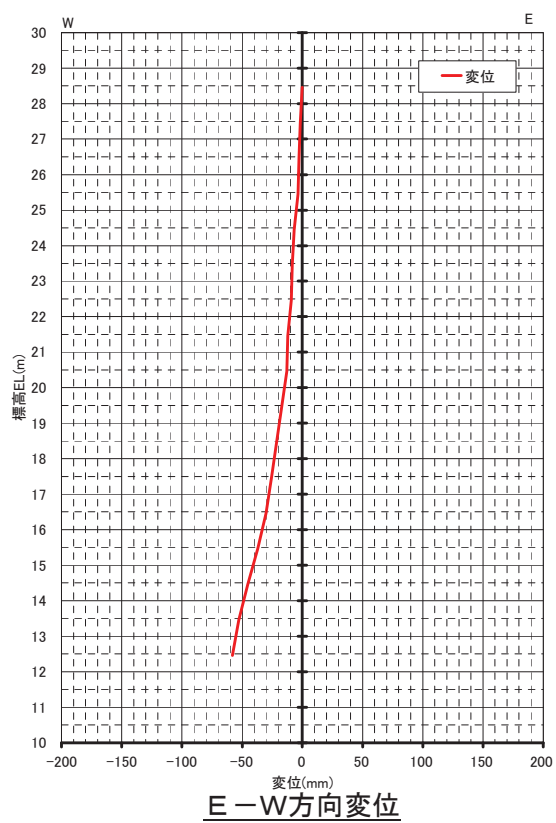
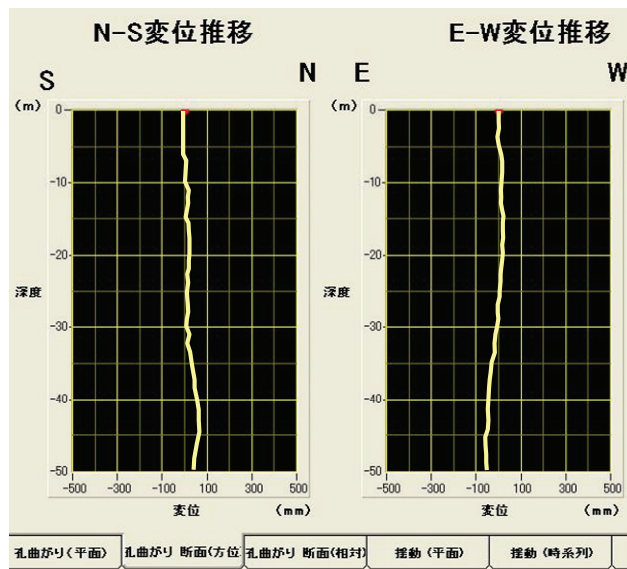


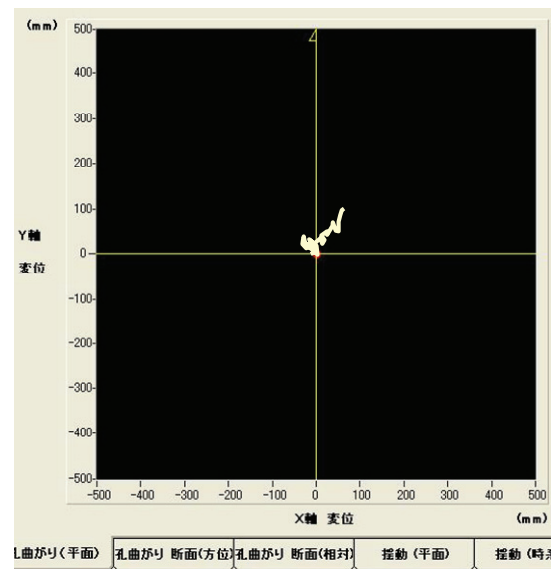
図 2. 91 改良位置測定結果（断面図）

### 3) 品質確認試験 1 3

GL-60m の大深度削孔の孔曲り計測による削孔精度を確認した。写真 2.39 に削孔中の計測画面の例を、図 2.92 にその例での 60m 削孔の削孔精度を示す。従来工法では 1/150～1/200 程度の削孔精度であるのに対し、削孔中に計測した孔曲りに基づいて専用マシンの水平状態を調整することで、1/545 程度の高い精度を確保できている。



断面図



平面図

写真 2.39 削孔中の計測モニター画面

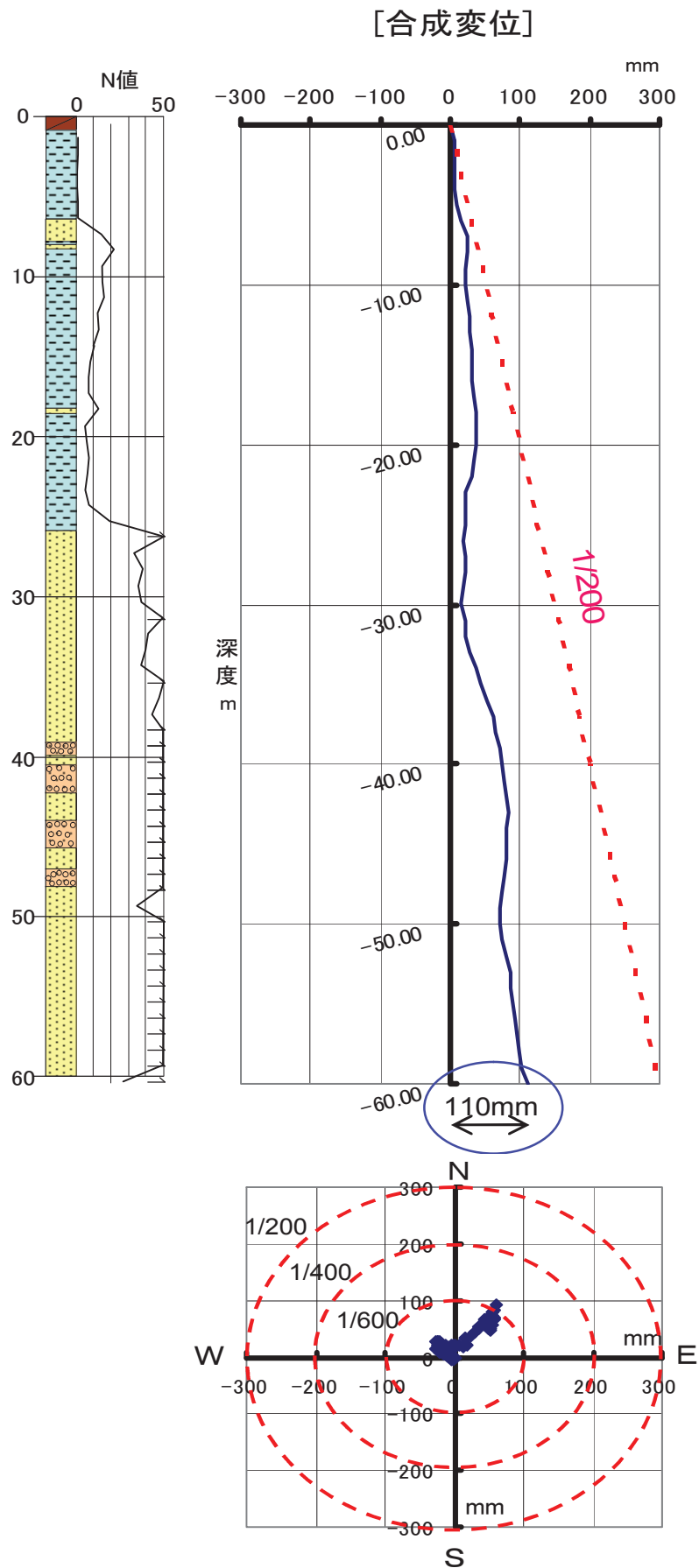


図 2.92 60m 削孔精度の確認の例（性能確認試験 1 3）

### (3) 品質確認試験結果のまとめ

以上の品質確認試験結果より，専用計測器(傾斜計+磁気方位計)により，孔曲がりを実タイムに計測管理できることが認められた．

## 2.5.6 専用管理装置によるリアルタイム管理の検証

専用管理装置のモニター画面に表示された設定値および実測値により施工仕様をリアルタイムに管理できることを確認した。専用管理装置の設定画面、超高压ポンプ、高压コンプレッサーおよびボーリングマシンの回転速度調整ダイヤルにより、施工仕様を修正可能であることを確認した。

ボーリングマシンに設置された専用管理装置モニター画面に、施工仕様(設計値)および施工中の実測値が表記される(写真 2.40, 2.41 および 2.42)。これにより、リアルタイムで施工状況を管理することができ、データはすべて電子データとして保存することが可能である(図 2.93)。

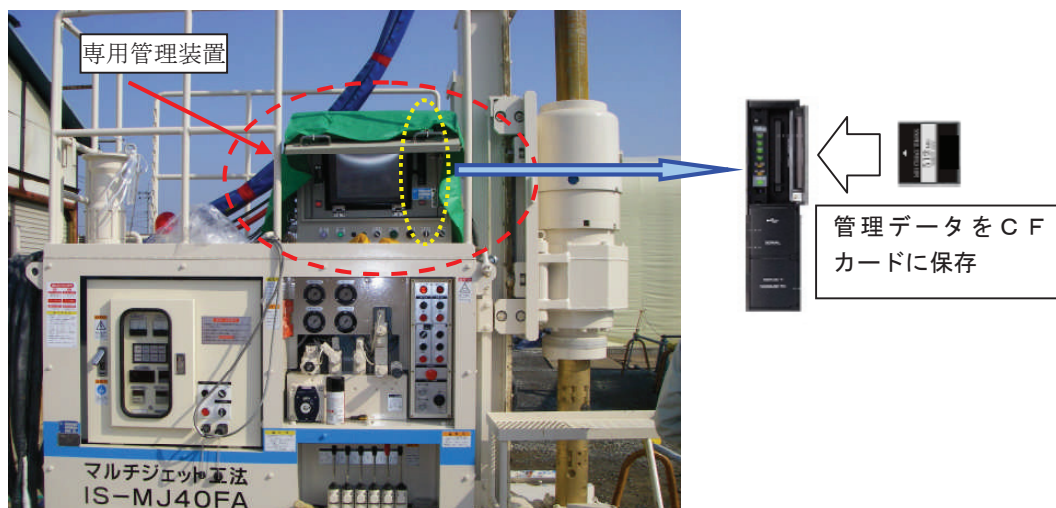


写真 2.40 専用管理装置



写真 2.41 専用管理装置モニター画面(削孔時)



施工中, 設計値に対して実測値が乖離していることを確認した場合は, 以下の方法で修正する. なお, 各性能確認試験の準備工において, これらの修正機能を確認した.

①STEP 長, 揺動角度, 造成深度, 切削回数

写真 2. 43 に示す専用管理装置の設定画面により, 修正する.



写真 2. 43 専用管理装置設定画面

②回転速度 (写真 2. 44)

ボーリングマシン右側面に設置している回転速度調節ダイヤルで調節する.



写真 2. 44 回転速度調節ダイヤル

③吐出流量，吐出圧力

超高圧ポンプの流量計および圧力ゲージにより，所定の吐出流量，吐出圧力に修正する．

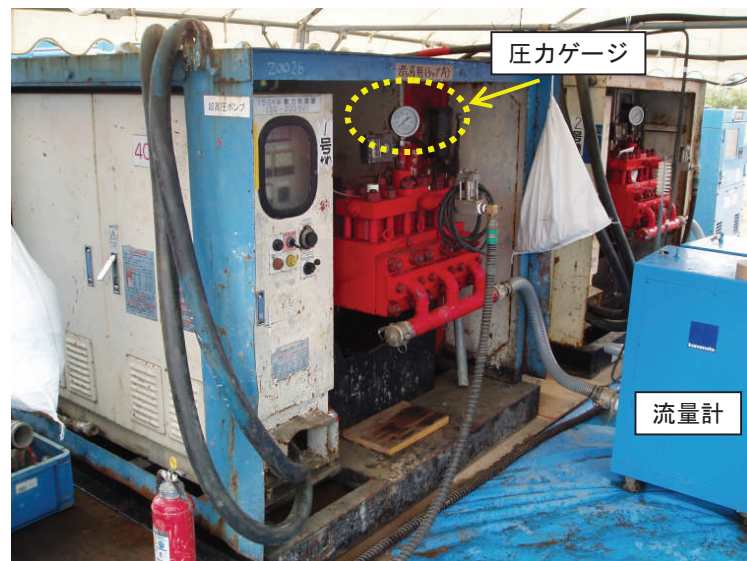


写真 2. 45 超高圧ポンプ

④空気量

高圧コンプレッサーのバルブにより，所定の空気量に調節する．



写真 2. 46 高圧コンプレッサー

## 2.6 まとめ

任意形状・大型径改良が可能な高圧噴射攪拌工法（マルチジェット工法）を開発するにあたり，噴射メカニズムを検討し，噴射実験により高性能な整流装置を開発した．また，原位置品質確認試験によって，自由形状及び大型径改良が造成できることを確認した．改良体が全体的に必要な強度を有していることは，採取した不攪乱コア試料の一軸圧縮試験によって確認した．さらに，リアルタイム施工管理のシステムを構築した．

本工法は 2007 年 6 月に地盤の液状化対策として本施工へ適用されて以降，民間工事を主体に地盤の液状化対策等で採用されており，2015 年 1 月時点で 39 件の施工実績を有している．本論文は，試験施工とともにこれらの本施工で得られたデータに基づいている．

## 参 考 文 献

- 2.1) Yoshida, Y., Shibasaki M., Kataoka, I., Tomita, Y., Kim, T., J., White, F., M. and Horii, K., Experimental Investigation of Upper Stream Effect on Water Jet Structure, Industrial and Environmental Applications of Fluid Mechanics, FED-ASME, Vol.186, pp.35-39, 1995.
- 2.2) マルチジェット工法（自由形状・大口径高圧噴射攪拌工法），（社）日本建設機械化協会，建設技術審査証明報告書，2009.
- 2.3) 最新地盤注入工法技術総覧，最新地盤注入工法技術総覧編集委員会，pp.695-722，1997.
- 2.4) Shavlovsky, D.S., Proc. 1st International Symposium. Jet Cutting Technology, BHRA, 1972.
- 2.5) 吉田宏，久保弘明，神保俊次，榊原優：大口径地盤改良工法の開発（その1）=ウォータージェット切削における圧力および流量の影響=，第25回土質工学研究発表会，pp.1917-1918，1990.
- 2.6) 吉田宏，浅野利三郎，神保俊次，榊原優：大口径地盤改良工法の開発（その2）=ウォータージェット切削におけるノズル移動速度と繰返し回数の影響=，第26回土質工学研究発表会，pp.1923-1924，1991.
- 2.7) 八尋暉夫：ウォータージェット工法，鹿島出版会，pp.14，1996.
- 2.8) Superjet 工法技術資料，Superjet 研究会，pp.12-13，2011.
- 2.9) Q&A JET GROUT，日本ジェットグラウト協会，pp.2.2，2003.

### 3 章 改良地盤の変形・強度特性の研究

#### 3.1 はじめに

高圧噴射攪拌工法は、機械攪拌工法と異なり、地中で超高圧ジェットによりセメントミルクを噴射して地盤と攪拌混合するため、改良体の非一様性が相対的に高いことが報告されている<sup>3.1), 3.2)</sup>。図 2.61～図 2.64 および図 2.66～図 2.70 にはその非一様性の高さを具体的に示している、図 2.64 に示すように湿潤密度と強度との相関性が高いことから判断して、ジェット噴流による原地盤の粉碎具合や固化材の混入具合のバラつきに起因していることが推定できる。

現状では、その非一様性の高さからセメント改良地盤の変形・強度特性の設計値および施工後の品質管理方法は、ある設定された管理値（許容下限値）を用いる安全側な方法がとられており、合理的な評価をしているとはいえない。そこで本章では、高圧噴射攪拌工法によるセメント改良地盤の変形・強度特性に対する合理的な評価を目的に検討を行なった。

従来の変形特性として一軸圧縮試験や三軸圧縮試験による変形係数  $E_{50}$  や繰返し三軸試験による繰返し載荷時の剛性や減衰率などが測定されているが、これらの値は、後述するように軸ひずみを供試体側面で測定していないとベディングエラーによって軸ひずみを過大に測定して正しい値を過小評価することが報告<sup>3.3), 3.4)</sup>されている。さらに、セメント改良地盤の変形・強度特性の拘束圧依存性は、セメントを混合して締固めた粘性土<sup>3.5)</sup>や砂礫土<sup>3.6, 3.7)</sup>、機械攪拌工法のセメント改良地盤<sup>3.8)</sup>に対する拘束圧依存性について報告されているが、非一様性の高い高圧噴射攪拌工法のセメント改良地盤については十分ではない。また、28 日を超えた長期材齢による強度・剛性の増加を考慮しないで設計を行うことが一般的である。

以上のことから本章では、高圧噴射攪拌工法によるセメント改良地盤の変形・強度特性の合理的な評価を目的として、①局所変形測定装置（LDT（局所変形測定装置：Local Deformation Transducer）<sup>3.7)</sup>）を用いた軸ひずみ測定による微小～小レベルでの剛性の高精度な評価法、②拘束圧依存性を考慮した強度・変形特性の評価法、③長期材齢を考慮した強度・変形特性の評価法の検討を行なった。なお、現場改良体より採取した現場コア試料の試験は必須であるが、各種・多数な試験を行なうには個数に限りがあるため、室内配合試験で作成した室内配合供試体を併用して検討するものとした。

本研究で用いた現場コア試料および室内配合試験は、東京都品川区のシールド立坑到達防護地盤改良工事（本施工範囲および試験施工範囲）を対象として実施した。地盤改良平面図を図 3.1 に、改良体造成深度を図 3.2 に、柱状図及び土性図を図 3.3 に示す。図 3.2 に示すように本施工範囲と試験施工範囲は粘性土（設計基準強度  $q_{\text{uck}}=1.0\text{MN/m}^2$ ）と砂質土、砂礫土（設計基準強度  $q_{\text{uck}}=3.0\text{MN/m}^2$ ）を対象に改良を実施した。施工後 28 日にコアパック（スリーブ内蔵二重管式サンプラー）で改良体全長を採取し供試体（直径 8.6cm、高さ 18cm）に整形し、現場コア試料を作成した。サンプリングの平面位置は、強度品質管理における一般的な調査位置（改良体中心から改良体中心より直径 1/4 の位置<sup>3.9)</sup>）とした。

さらに、サンプリングを行なったボーリング孔で原位置 PS 検層をおこなった。原位置 PS 検層はサスペンション方式（第 4.1 項参照）を用いた。原位置 PS 検層の検層方法はダウンホール方式（地表起振孔内受振）とサスペンション方式（孔内起振受振）の 2 種類あるが、ダウンホール方式は地表面から起振し、孔内で受振し弾性波の到達時間を計測するため、地中にある改良体コラムのみを評価した弾性波速度を計測できないが、サスペンション方式は孔内で起振と受振をおこなうため、改良体コラムのみを評価した測定が可能となる（「3.4.5 原位置 PS 検層による PS 検層による長期強度の検討」参照）。

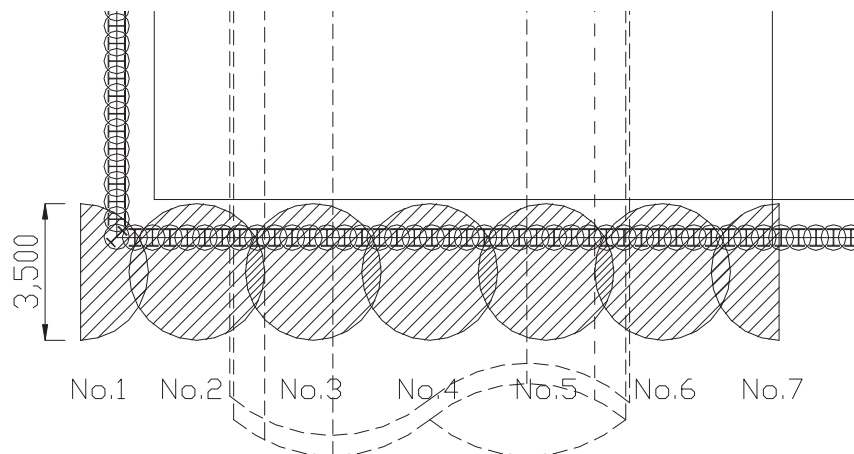


図 3.1 地盤改良平面図（設計改良直径  $\phi 3.5\text{m}$ ）

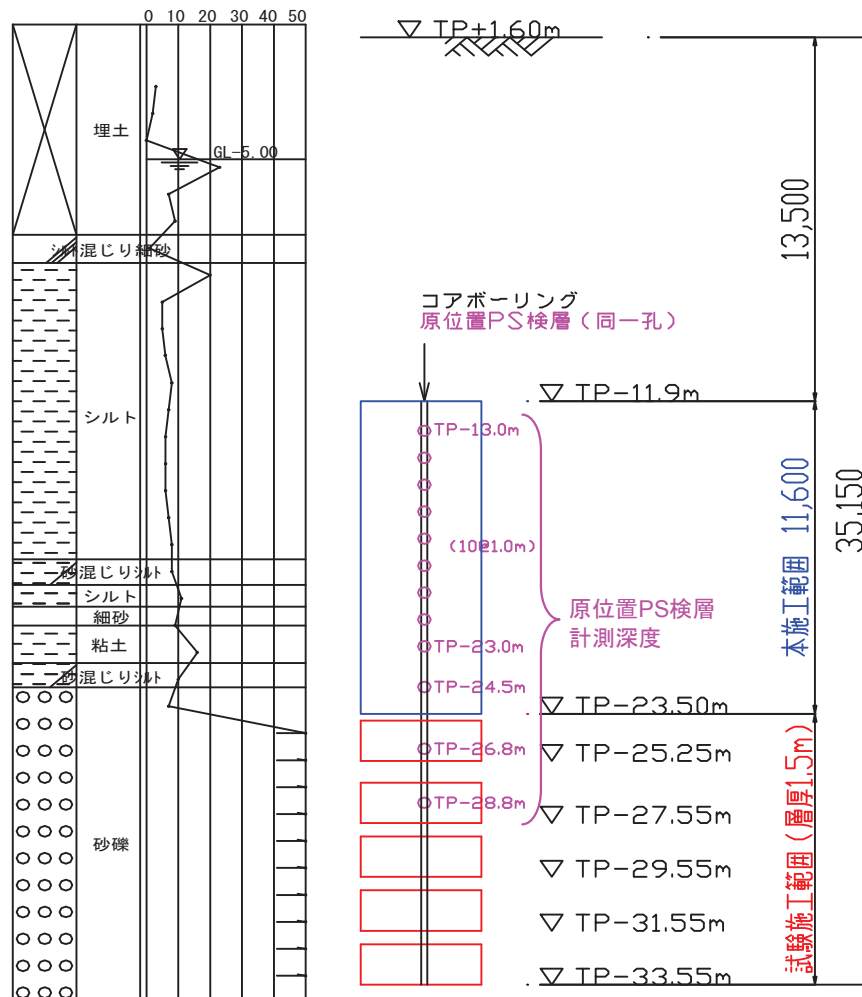


図 3.2 改良体造成深度 (No. 6改良体)（柱状図の詳細は図3. 3参照）

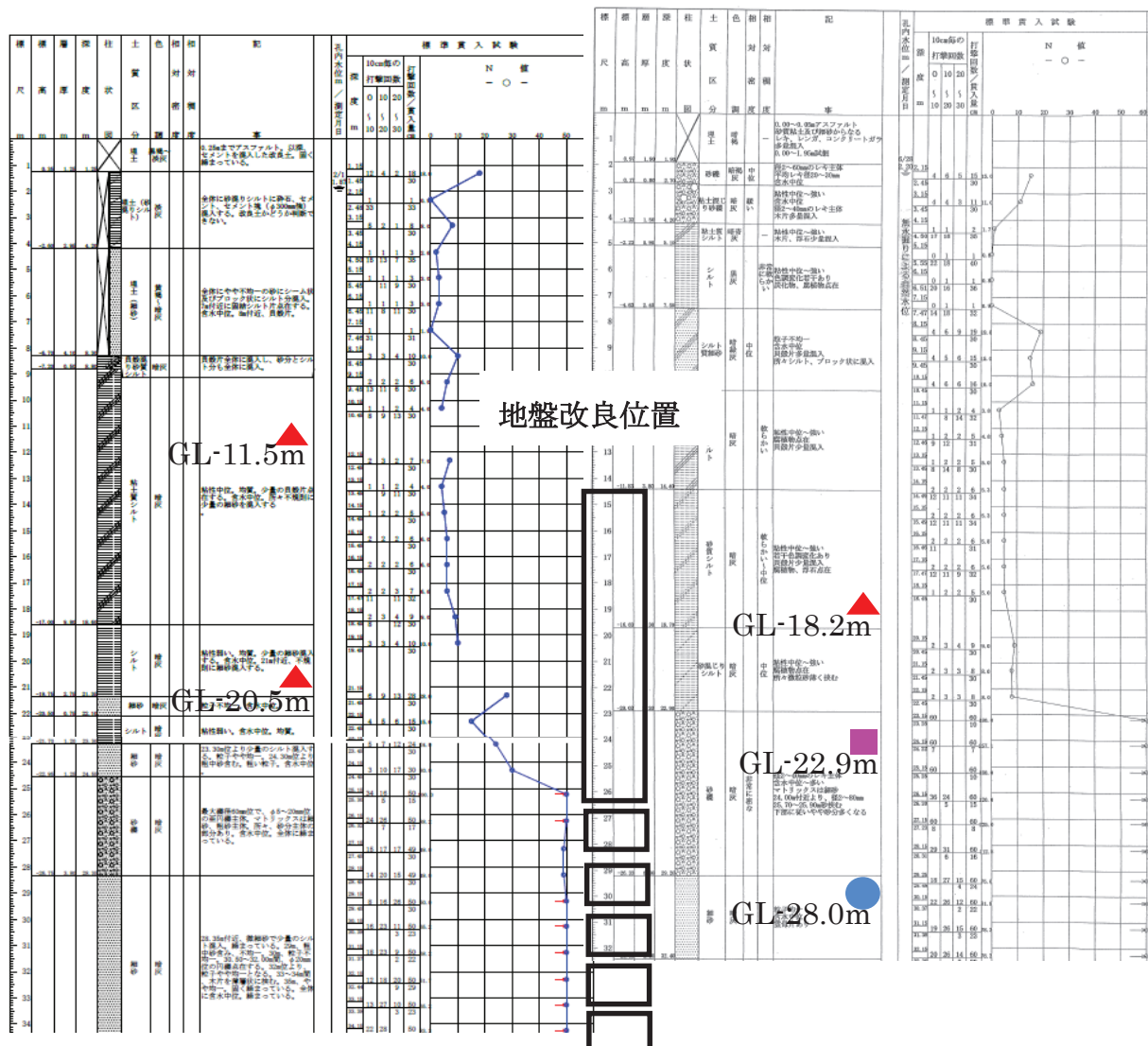


図 3.3 柱状図及び土性図

室内配合試験で供試体を作成するため、地盤改良の施工に先立ち、事前に原地盤の試料（粘性土、砂質土、砂礫土）を採取した。各試料の粒径加積曲線を図 3.4 に示す。室内配合供試体は、地盤工学会基準 JGS 0821「安定処理土の締固めをしない供試体作製方法」に準拠し、原位置で採取した湿潤状態の土砂に対しセメントミルク（W/C=137%：セメントミルク  $1\text{m}^3$  に 591kg のセメント配合）を所定の注入率（土砂 1 に対するセメントミルクの体積比、本研究では 3 水準の 30, 60, 100%と設定）となるよう計量し、モルタルミキサーで攪拌して作成した。供試体はモールド内で含水比を一定に保ち、温度を恒温室で  $20^\circ\text{C}$  に一定に保って 28～360 日間養生した。

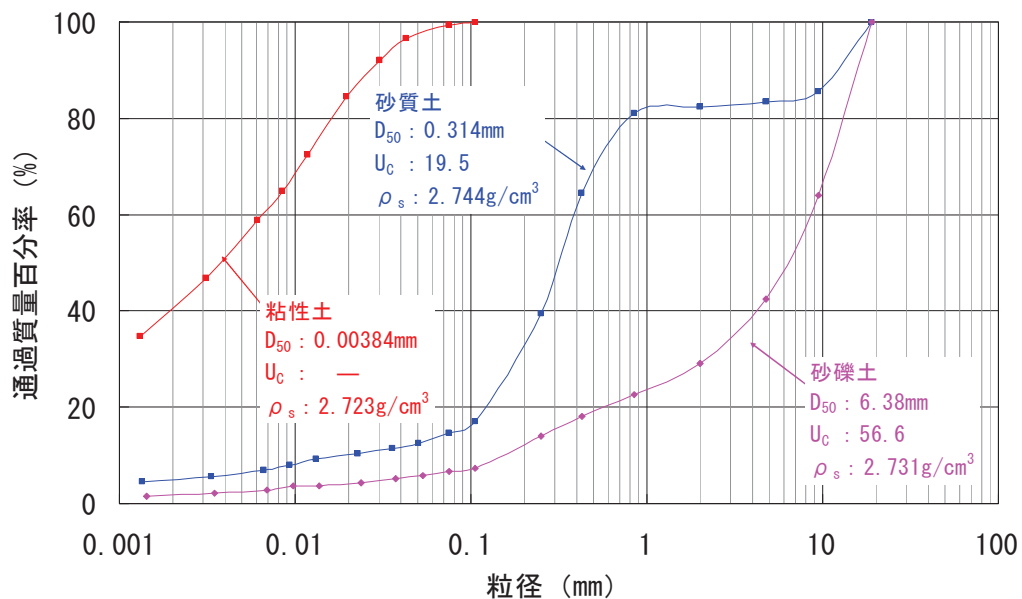


図 3.4 各試料の粒径加積曲線

## 3.2 変形特性の正確な評価方法

### 3.2.1 目的

高圧噴射攪拌工法の改良体の一般的な一軸圧縮強度の設計値は、砂質土：3.0 MN/m<sup>2</sup>、粘性土：1.0 MN/m<sup>2</sup>であり、通常の深層混合処理工法（機械攪拌工法）の値よりも高い強度の改良体を目標としている。同時に地盤の変形と支持する構造物の変位の照査のために、高圧噴射攪拌工法の改良体の剛性の正確な評価が必要とされている。

しかし、改良体の一軸圧縮試験や三軸圧縮試験による変形係数  $E_{50}$  や繰返し三軸試験による繰返し載荷時の変形特性などを、従来の外部変位計を用いた計測法で軸ひずみを測定すると誤差が大きい可能性がある。すなわち、供試体端面のゆるみ層と端面とキャップ、ペデスタルとの不整合等によるベディングエラー（BE）によって軸ひずみを過大評価し剛性を過小評価する<sup>3.7), 3.8)</sup>（図 3.5）。

そこで、BE の影響を受けず高精度で微小～小軸ひずみの正確な測定が可能な LDT（局所変形測定装置：Local Deformation Transducer）<sup>3.7)</sup>（写真 3.1）を使用して、従来の外部変位計によって計測した結果と比較検討した。

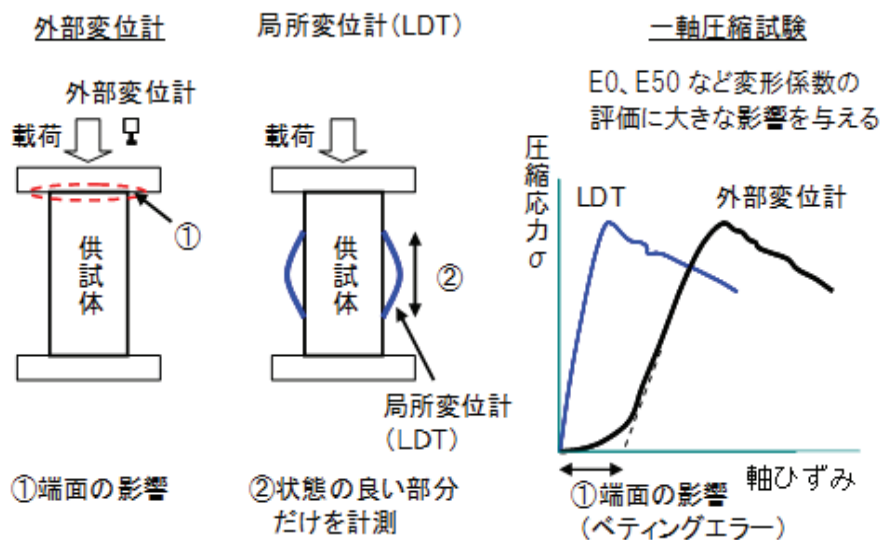


図 3.5 異なる計測法による軸ひずみの模式図

【一軸圧縮試験】



【三軸圧縮試験】

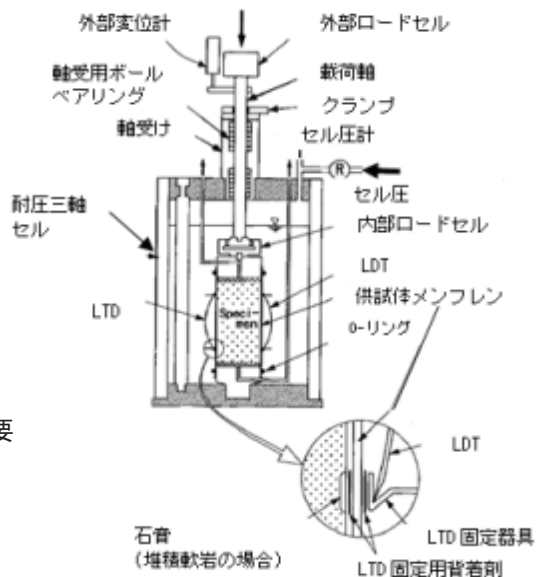
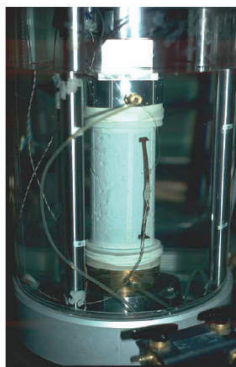


写真 3.1 LDT 装置概要

### 3.2.2 試験概要

軸ひずみの計測方法の違いによる変形係数  $E_{50}$  の相違を確認するため、現場コア試料ならびに室内配合供試体（表 3.1）を用いて、外部変位計と局所変形測定装置（LDT）で軸ひずみを計測して一軸圧縮試験と繰返し三軸試験を実施した。

なお、セメント改良地盤や堆積岩のような比較的剛性が高い地盤材料の繰返し三軸載荷を行なう際、繰返し応力振幅が大きくなると三軸伸張側においてキャップが供試体から離れてしまう現象が生じる。この問題に対処するため、一定の初期軸差応力を付加する方法<sup>3.10)</sup>、段階的に初期軸差応力を付加する方法<sup>3.11)</sup>、背圧を付加する方法<sup>3.12)</sup>、また中空ねじり試験を用いる方法<sup>3.13)</sup>等、いくつかの方法が用いられている。本試験では、供試体の軸方向にあらかじめ一定の初期軸差応力  $\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_0 - \sigma_c$ （＝一軸圧縮強度  $q_u$  の 1/3 程度）を載荷した（図 3.6）。

表 3.1 供試体諸元

項目	試験ケース
供試体作成方法	室内配合により作成
供試体寸法	$\phi 5.0\text{cm} \times 10.0\text{cm}$
硬化材	高炉セメント B 種 $c = 591\text{kg/m}^3$ , $w/c = 137\%$
土の種類	3 ケース（粘性土、砂質土、砂礫土）
材齢	28 日
注入率 <sup>*)</sup>	3 ケース（30, 60, 100 %）
供試体本数	2 供試体／ケース

<sup>\*)</sup> 注入率とは、土砂 1 に対する硬化材スラリーの体積の割合

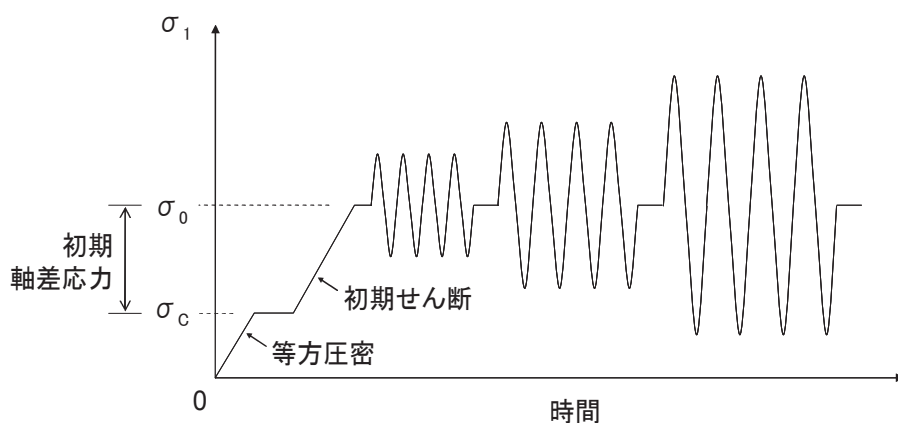


図 3.6 初期軸差応力の付加

### 3.2.3 LDT による変形係数の試験結果のまとめと評価

図 3.7 と図 3.8 に室内配合供試体（粘性土，注入率 60%）と現場コア試料（粘性土）の一軸圧縮試験の LDT と外部変位計の結果の典型的な結果を示す．外部変位計による計測では，载荷初期にひずみ増加率が非常に大きく，大きな BE が生じていることが確認できる．また，BE のため，外部変位計による計測では LDT による計測に比べて全体的に剛性を相当過小評価している．この結果は後述する注入率や土質など条件が異なるすべての室内配合供試体や現場コア試料でも同様となっている．

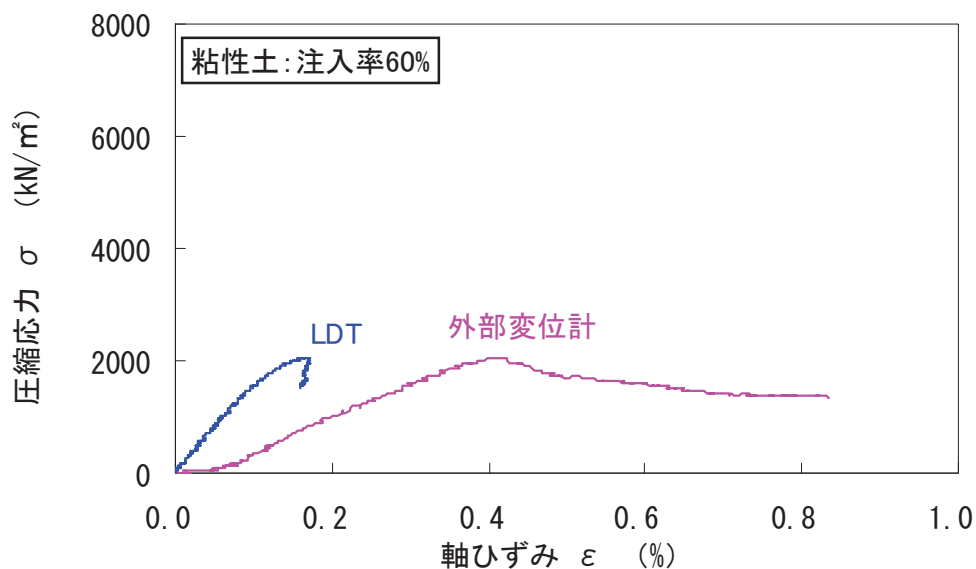


図 3.7 室内配合供試体（粘性土）の応力～ひずみ曲線

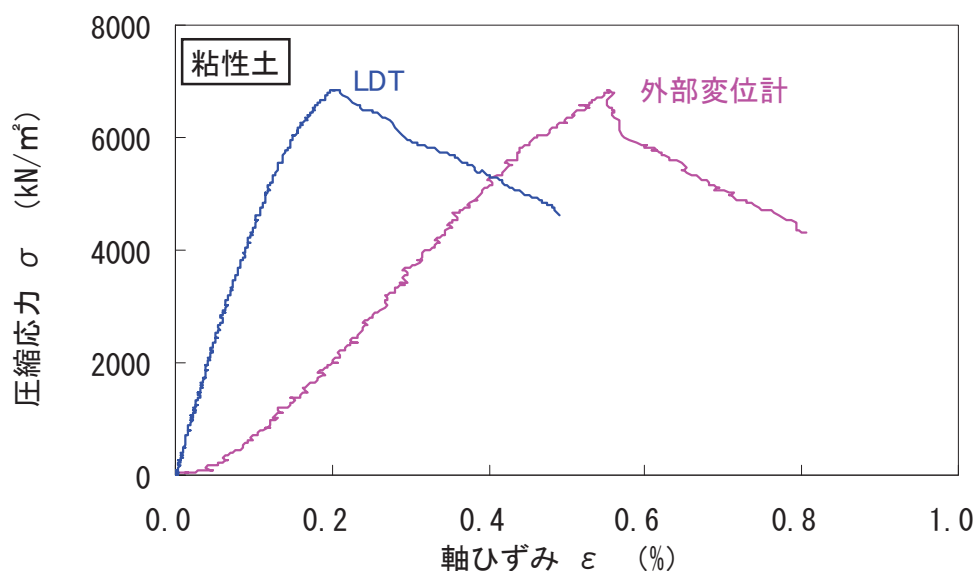


図 3.8 現場コア試料（粘性土）の応力～ひずみ曲線

図 3.9 と図 3.10 に室内配合供試体と現場コア試料の一軸圧縮試験による  $E_{50}$  (LDT) と  $E_{50}$  (外部変位計) の相関を示す。室内配合供試体と現場コア試料の結果ともに  $E_{50}$  (LDT) は  $E_{50}$  (外部変位計) に比してかなり大きくなっており、ばらつきはあるが約 2 倍～4 倍程度となっている。

図 3.11 と図 3.12 に一軸圧縮試験による変形係数  $E_{50}$  と  $q_u$  の相関を示す。室内配合供試体と現場コア試料の結果を比較すると、現場コア試料の  $q_u$  のバラつきが大きいものの、双方とも  $E_{50}$  (外部変位計) の下限値は  $100q_u$  程度で従来用いてきた一般的な設計値（既往の高圧噴射攪拌工法の技術マニュアル：第 1.3.4 項参照）と類似であり、 $E_{50}$  (LDT) の下限値は  $300q_u$  程度と従来の設計値よりも 3 倍程度も大きい。これらのことから、セメント改良体のように剛性の大きい地盤材料の一軸圧縮試験や三軸圧縮試験等では、BE の影響は通常の土質材料に比べて非常に大きくなる。このため、正確な剛性を求めるためには、LDT などの方法によって軸ひずみを正確に測定することは必須である。なお、室内配合供試体および現場コア試料ともに粘性土→砂質土→砂礫土と土粒子の大きさに比例して、変形係数  $E_{50}$  と  $q_u$  ともに大きくなる傾向がある。

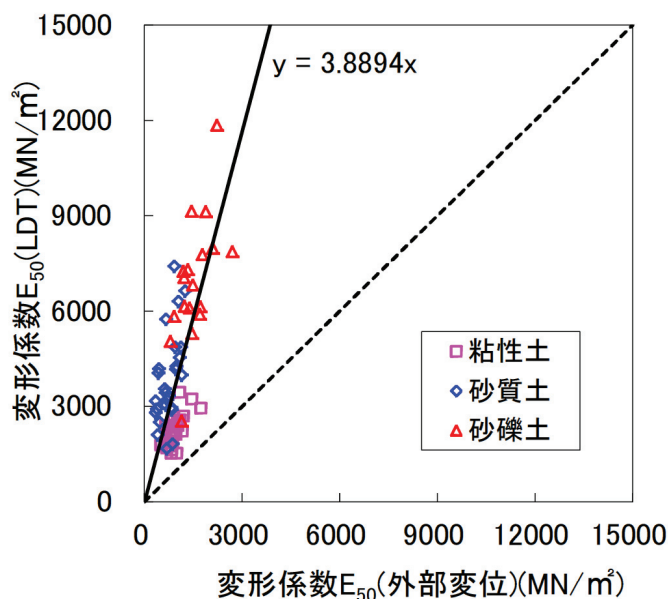


図 3.9 室内配合供試体の  $E_{50}$  (LDT) と  $E_{50}$  (外部変位) の関係

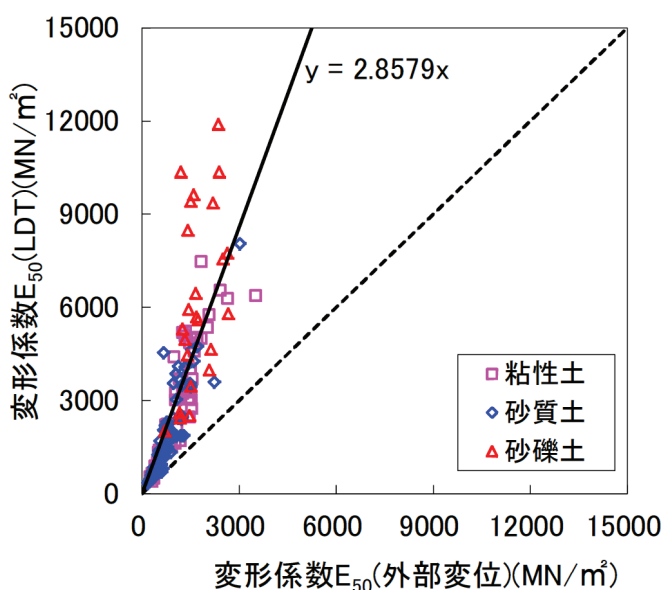


図 3.10 現場コア試料の  $E_{50}$  (LDT) と  $E_{50}$  (外部変位) の関係

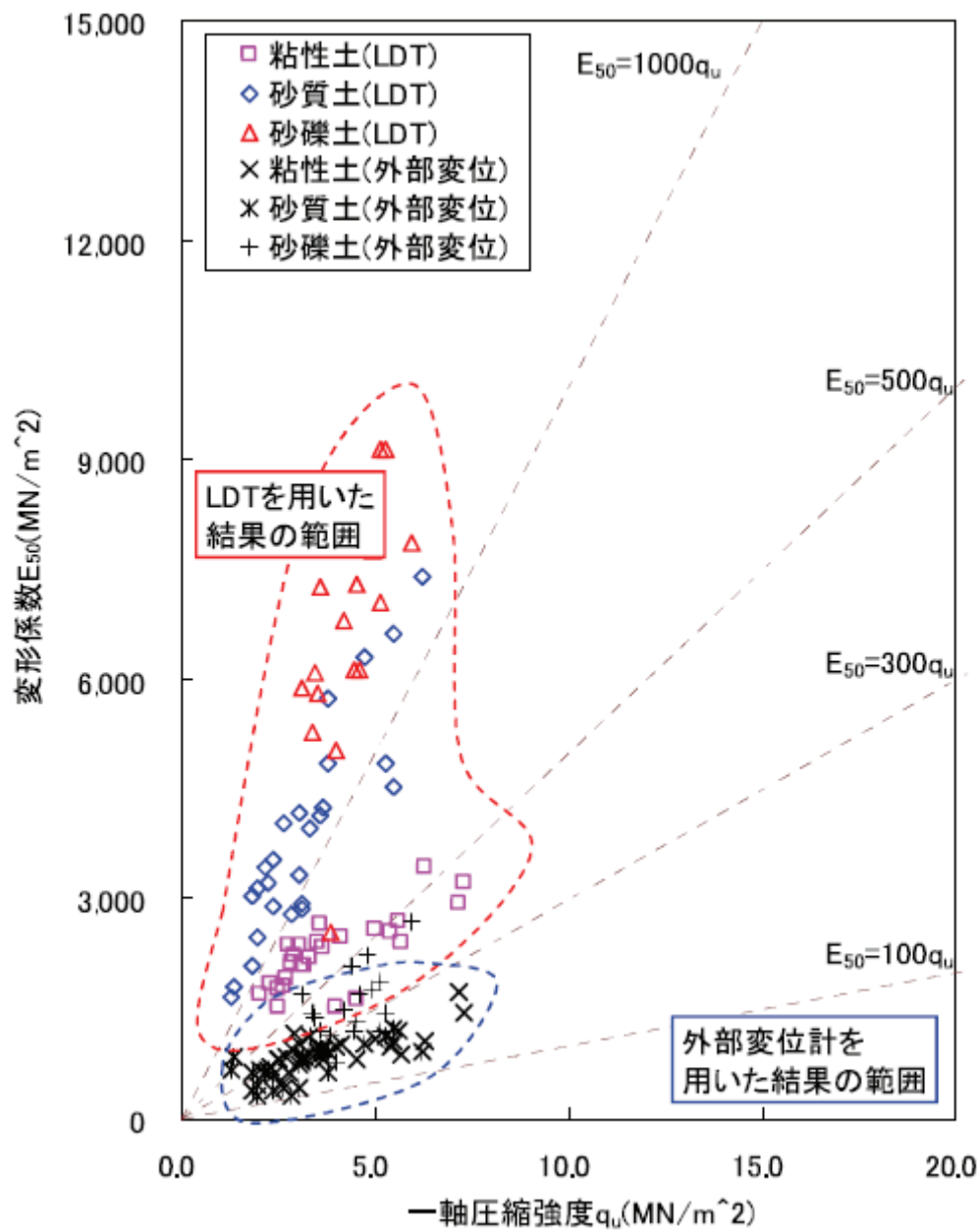


図 3.11 室内配合供試体の  $E_{50}$  と  $q_u$  の関係

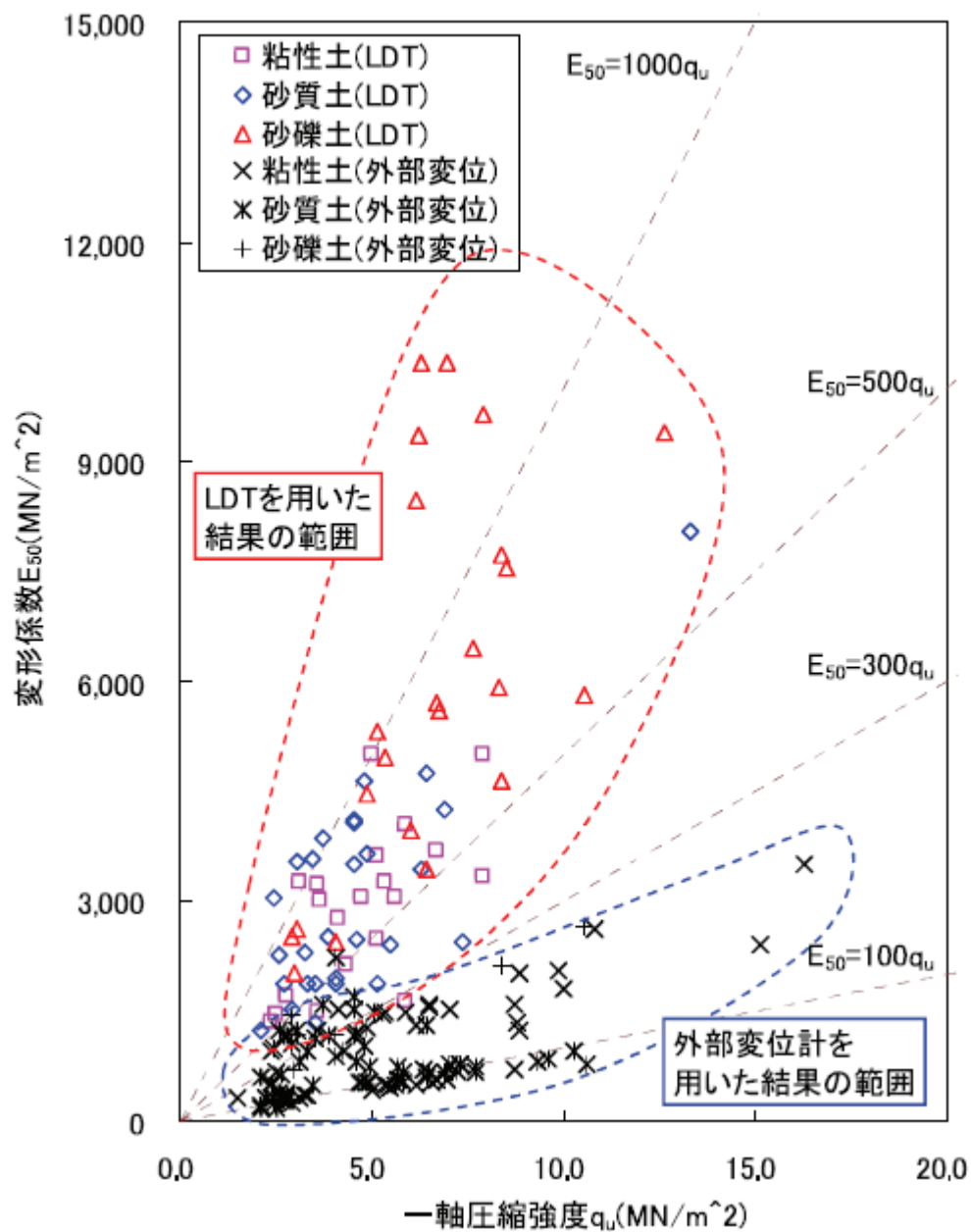


図 3.12 現場コア試料の  $E_{50}$  と  $q_u$  の関係

また、LDT を用いれば微小レベルの軸ひずみの正確な計測が可能になる。そこで、現場コア試料の一軸圧縮試験で LDT を用いて測定した軸ひずみ  $1 \times 10^{-4}\%$  での変形係数を初期ヤング率  $E_0$  (LDT) とし、 $E_{50}$  (LDT) に対してプロットした。室内配合供試体を図 3.13 に、現場コア試料を図 3.14 に示す。室内配合供試体及び現場コア試料の双方とも、平均的に見て  $E_{50}$  (LDT) は  $E_0$  (LDT) より僅かに小さいだけであり、 $E_0/E_{50}$  の比の下限值は 1.0 に近い。これらのことは、 $E_0$  の値を  $E_{50}$  の値からかなり正確に推定できることを意味している。これらと図 3.11、図 3.12 に示す結果と総合すると、 $E_0$  のやや過小評価した近似値を次の式によって  $q_u$  の値から推定できる。なお、

$$E_0 = E_{50} \text{ (LDT)} = 300q_u \quad \text{式 3.1}$$

なお、より正確な  $E_0$  の値が必要な場合は、PS 検層等を用いて直接測定する必要がある。

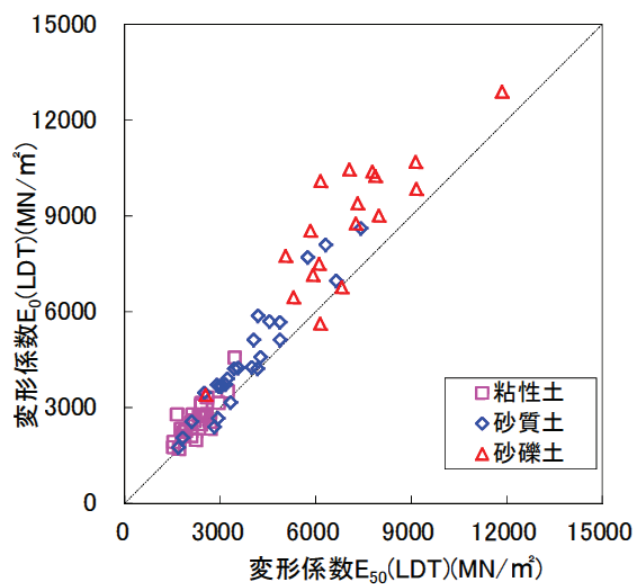


図 3.13 室内供試体による  $E_0$  と  $E_{50}$  の関係

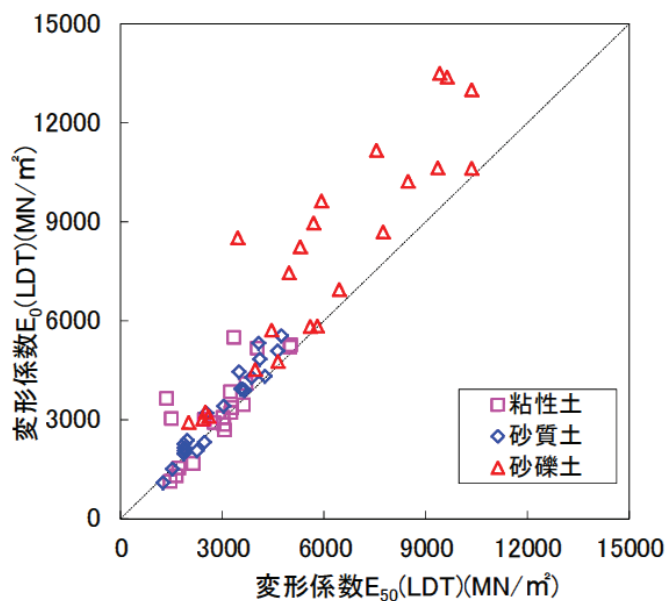


図 3.14 現場コアによる  $E_0$  と  $E_{50}$  の関係

### 3.2.4 LDT による変形係数測定精度（ばらつき）の評価

図 3.11 と図 3.12 によれば、同一軸圧縮強度  $q_u$  に対して、LDT による変形係数  $E_{50}$  (LDT) の方が、外部変位計による変形係数  $E_{50}$  (外部変位) よりもばらつきが大きくなっている。ただし、このことは LDT による変形係数  $E_{50}$  (LDT) が外部変位計による  $E_{50}$  (外部変位) よりも精度が悪いことを意味しているわけではない。そもそも LDT および外部変位計はひずみを計測していることから、両者のひずみ計測の精度の比較が、計測精度の比較を意味することになる。そこで、図 3.15 に示す考え方で  $\varepsilon_{50}$  (LDT) と  $\varepsilon_{50}$  (外部変位) を算定した結果を図 3.16 (図 3.12 に示す現場コア試料のみを対象に整理) に示す。同一軸圧縮強度  $q_u$  に対して、 $\varepsilon_{50}$  (LDT) の方が  $\varepsilon_{50}$  (外部変位) よりもばらつきが小さいことがわかる。よって、ひずみ測定精度のばらつきという観点でも LDT の方が優位であることがいえる。

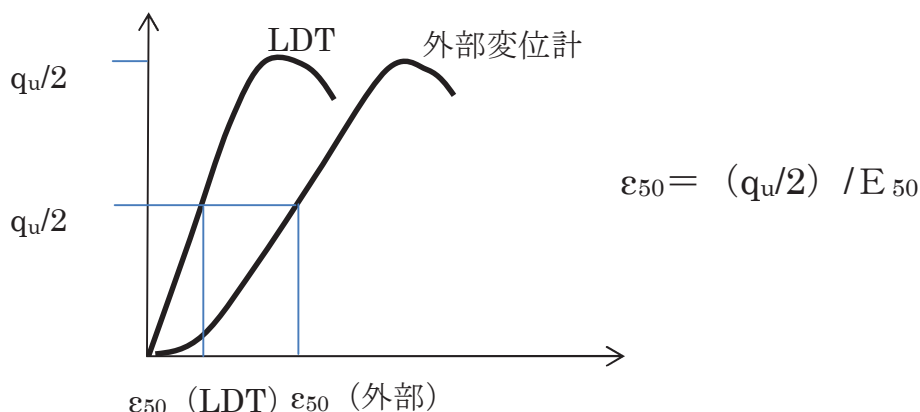


図 3.15 一軸圧縮試験における  $\varepsilon_{50}$  の算定方法

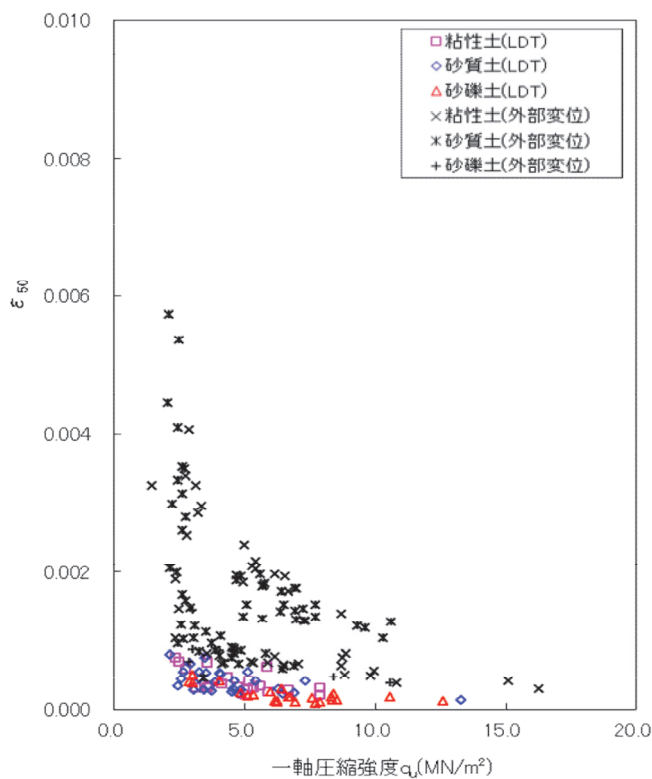


図 3.16 LDT と外部変位計による  $\varepsilon_{50}$  ～一軸圧縮強度  $q_u$  の関係

### 3.2.5 低強度改良体における LDT による変形係数の評価

「3.2.3 LDT による変形係数の試験結果のまとめと評価」の改良体は現場コア試料および室内配合供試体とも  $q_u=2\text{MN/m}^2$  程度以上の高強度改良体の試験結果となっている。高圧噴射攪拌工法の改良体は  $q_u=2\text{MN/m}^2$  以下の比較的低強度の改良体を要求されることも多いため、本項では既往の論文調査により、 $q_u=2\text{MN/m}^2$  以下の低強度改良体における LDT による変形特性の評価を行う。

既往の文献<sup>3,14)</sup>によると砂質土を用いた  $q_u=2\text{MN/m}^2$  程度以下のセメント改良土の LDT および外部変位計による変形係数  $E_{50}$  と一軸圧縮強度  $q_u$  の結果が報告されている。その結果を図化したものを図 3.18 と図 3.19 に示すが、高強度改良体の第 3.2.3 項で示した図 3.17 及び図 3.19 とほぼ同様な傾向であることがわかる。低強度改良体においても LDT を用いることで合理的な変形特性の評価が可能であることがわかる。

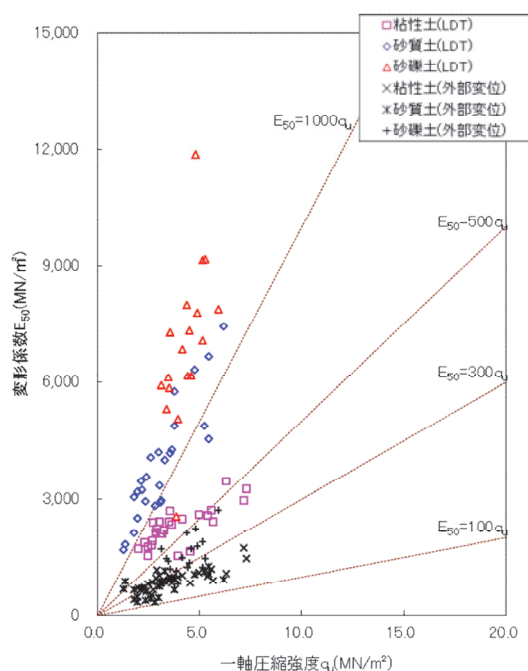


図 3.17 室内配合供試体の  $E_{50}$  (LDT) と  $q_u$  の関係 (図3.11を一部加筆)

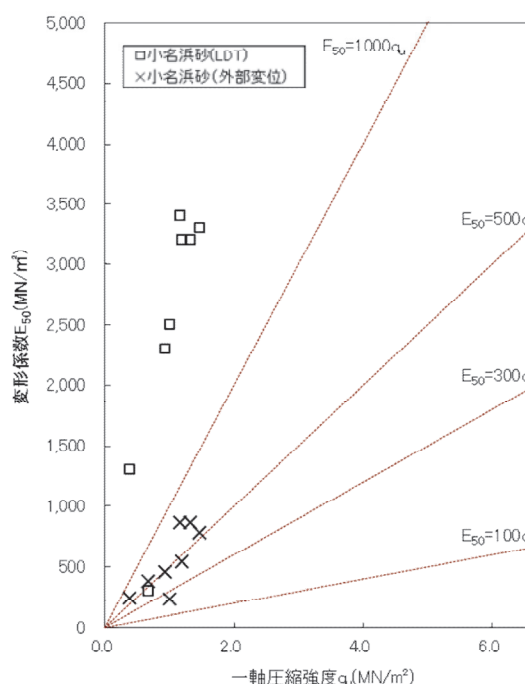


図 3.18 既往文献の  $E_{50}$  (LDT) と  $q_u$  の関係

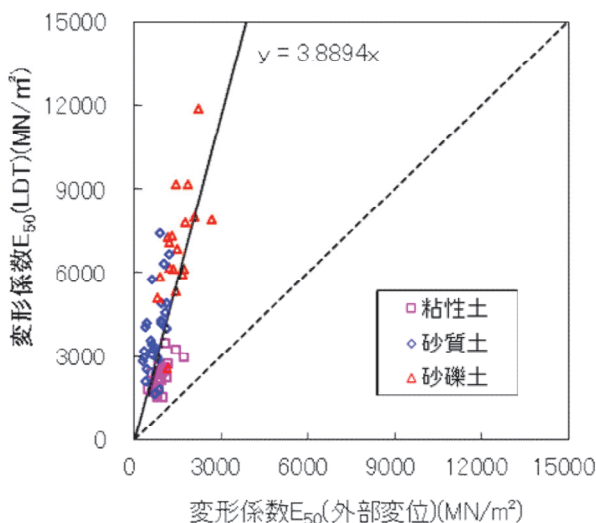


図 3.19 室内配合供試体の  $E_{50}$  (LDT) と  $E_{50}$  (外部変位) の関係 (図3.9と同じ)

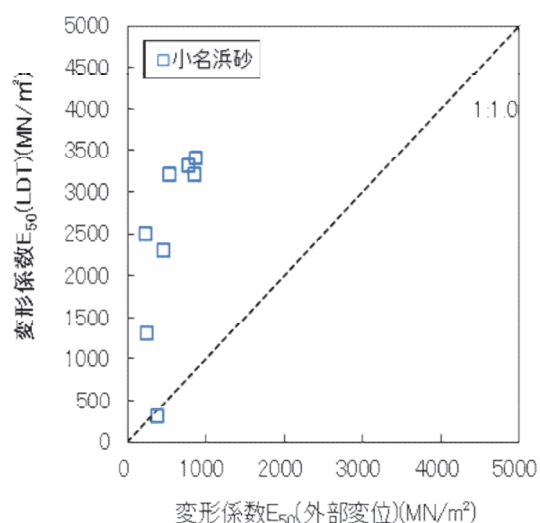


図 3.20 既往文献<sup>3,14)</sup>の室内配合供試体の  $E_{50}$  (LDT) と  $E_{50}$  (外部変位) の関係

また、既往の研究<sup>3.15)</sup>によれば、三軸CU試験結果によるLDTと外部変位計による軸差応力と軸ひずみのグラフ(図3.21)よりLDTの有効性が示されている。なお、この試験の供試体は $\phi 5\text{cm}$ ,  $h=10\text{cm}$  および $\phi 5\text{cm}$ ,  $h=20\text{cm}$ の供試体であるが、同報告で $\phi 30\text{cm}$ ,  $h=60\text{cm}$ の大型供試体を用いた三軸CU試験結果によるLDTと外部変位計による軸差応力と軸ひずみのグラフ(図3.22)も併せて示されている。この結果からも、LDTの有効性が示されている。

また、既往の研究<sup>3.16)</sup>では、セメント改良土ではなく関東ローム( $q_u=0.25\text{MN/m}^2$ 程度)を対象にLDTと外部変位計(および非接触変形)を用いて変形特性を評価している(図3.23~3.24)が、同様にLDTの有効性が示されており、図3.24によればLDTによる変形係数は外部変位計による変形係数の1.5~5倍程度となっている。

以上のことから、LDTを用いた変形特性の評価は、試験方法や供試体の大きさによらず合理性が高いことを示唆している。そのことは、改良土(強度によらず)から関東ロームのような堆積粘性土といった広範囲にわたる可能性が高い。

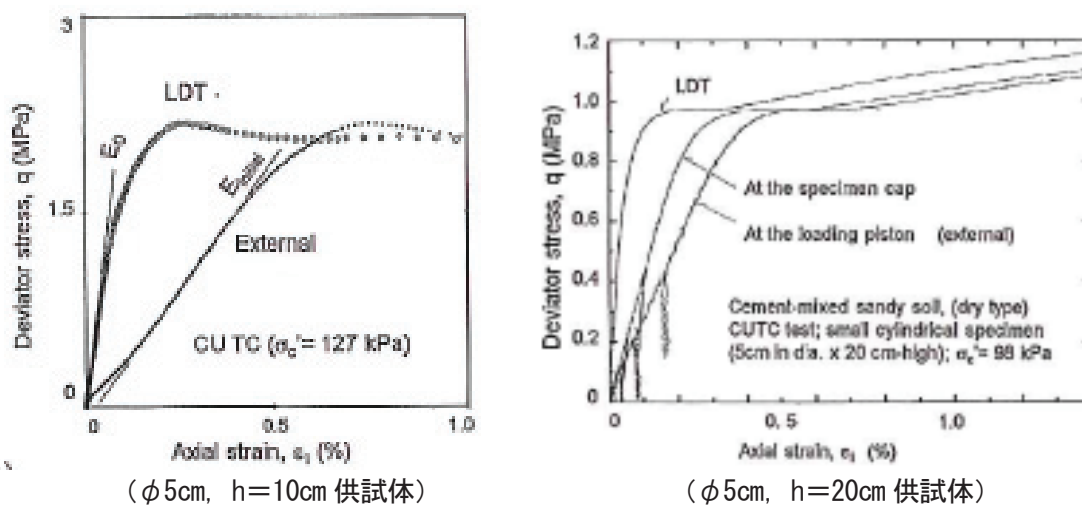


図 3.21 三軸CU試験におけるLDTと外部変位計による軸差応力  
～軸ひずみ曲線の比較<sup>3.15)</sup>

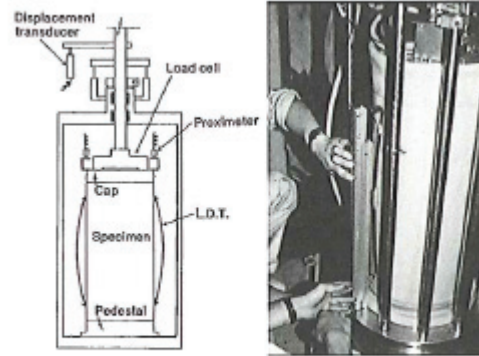


Fig. 14. Large specimen (30 cm in dia. and 60 cm high) with LDTs (Tatsuoka and Shibuya, 1991)

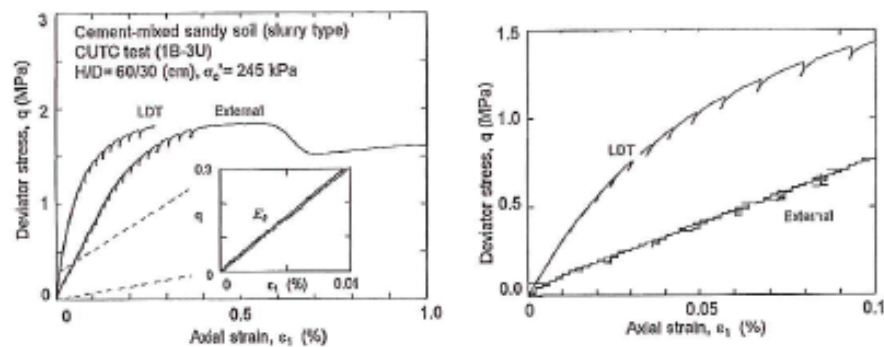


Fig. 15. A typical CU TC test on a large core sample of slurry type cement-mixed sand (a curing time  $t_c = 124$  days) (Tatsuoka and Shibuya, 1991)

図 3.22 大型供試体 (φ30cm, h=60cm) による三軸 CU 試験における LDT と外部変位計による軸差応力～軸ひずみ曲線の比較<sup>3.15)</sup>

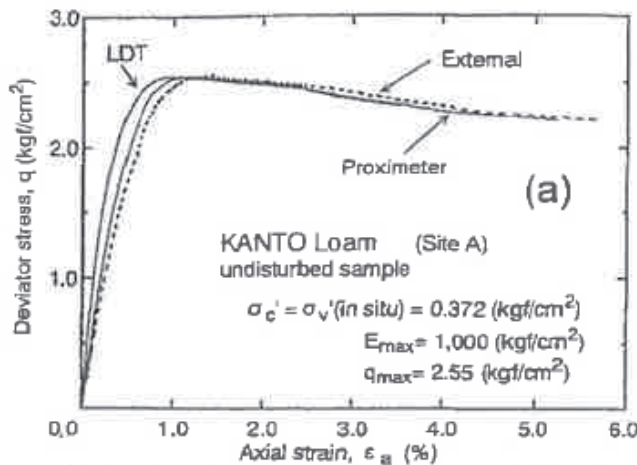


図 3.23 関東ロームによる応力～ひずみ曲線<sup>3.16)</sup>  
\* Proximeter: 非接触変位計

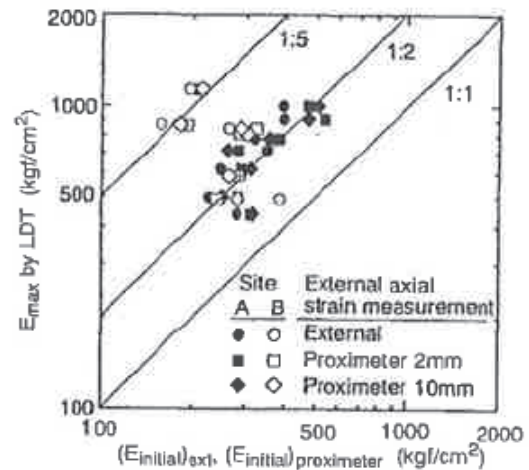


図 3.24 LDT および外部変位計, 非接触変位計による変形係数の比較<sup>3.16)</sup>

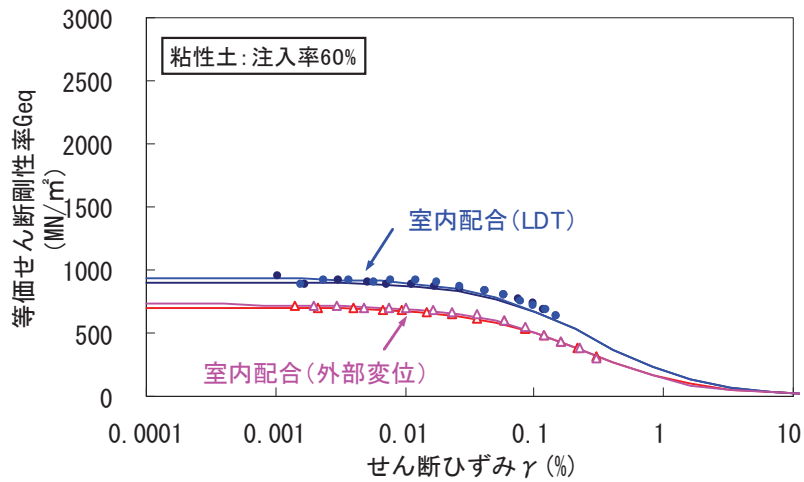
### 3.2.6 繰返し载荷時のひずみ依存性を考慮したせん断剛性の評価

#### (1) ベディングエラー (BE) の影響

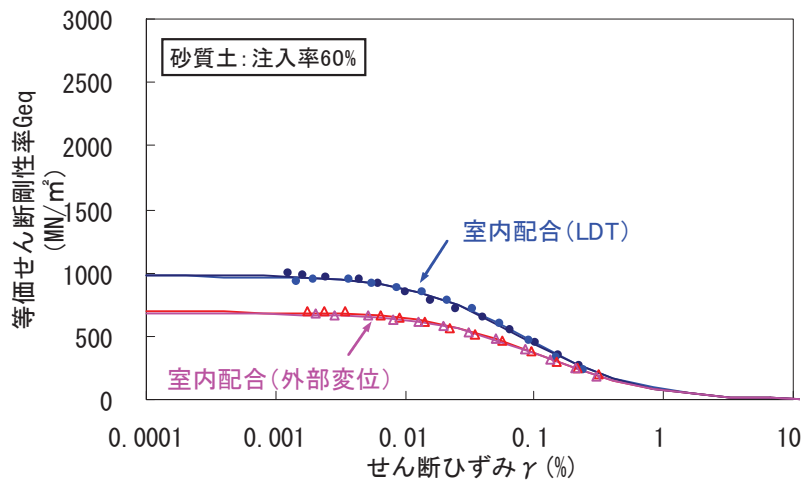
室内配合供試体を用い、外部変位計と局所変位計 (LDT) で軸ひずみを計測して非排水繰返し三軸試験を行なった。それぞれのひずみレベルで 10 回の繰返し载荷を行い、それをひずみレベルを増加させて繰り返した。10 回目の履歴曲線の等価せん断剛性  $G_{eq}$  とせん断ひずみ  $\gamma$  (片振幅) の関係を図 3.25 に示す。飽和供試体で非排水状態なので、せん断ひずみ  $\gamma$  = 軸ひずみ  $\varepsilon_a$  - 側方ひずみ  $\varepsilon_r = 1.5 \varepsilon_a$ ,  $G_{eq} = E_{eq} / \{2(1+\nu)\} = E_{eq} / 3$  ( $\nu$  はポアソン比 = 0.5 : 「3.2.6(4) 改良体のポアソン比に関して」参照,  $E_{eq}$  は偏差応力 ~ 軸ひずみ履歴曲線のピーク応力点間の割線剛性) とした。この図を見ると、外部変位計による  $G_{eq}$  の値は BE の影響によって LDT で測定した値を大きく過小評価している。また、ひずみが大きくなっても BE による誤差は解消していない。なお、図中の実線は以下 (「3.2.6(3) 一軸圧縮試験 (LDT) から推定した H-D モデル, R-O モデル」参照) で説明する H-D モデルでフィッティングした結果である。

そこで、初期せん断剛性率  $G_0$  で正規化したせん断剛性率比  $G_{eq}/G_0$  とせん断ひずみ  $\gamma$  (片振幅) の関係をプロットした (図 3.26)。なお、図中には室内配合供試体だけでなく現場コア試料の結果を併記している。また、室内配合供試体における図中の実線は以下で説明する H-D モデルでフィッティングした結果である。室内配合供試体と現場コア試料の関係は概ね整合している。

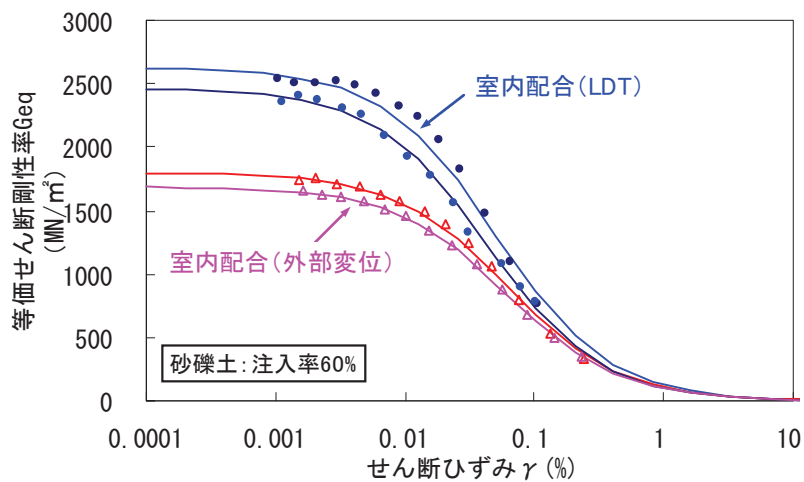
また、室内配合供試体の LDT と外部変位計で測定した軸ひずみから得た  $G_{eq}/G_0 \sim \gamma$  曲線はほぼ同じであり、現場コア試料 (図 3.26) に対しても同様であり、繰返し三軸試験で  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線だけを求める場合は、軸ひずみを外部変位計で測定しても誤差は大きくない結果となっている。しかし、LDT などを用いて軸ひずみを精密に測定した場合は、初期剛性  $G_0$  とともに信頼がおける  $G_{eq}/G_0 \sim \gamma$  曲線や減衰係数を得ることができる。従って、可能な場合はそのような試験法を採用すべきである。



(a) 粘性土 (注入率60%) 初期偏差応力800kN/m<sup>2</sup>

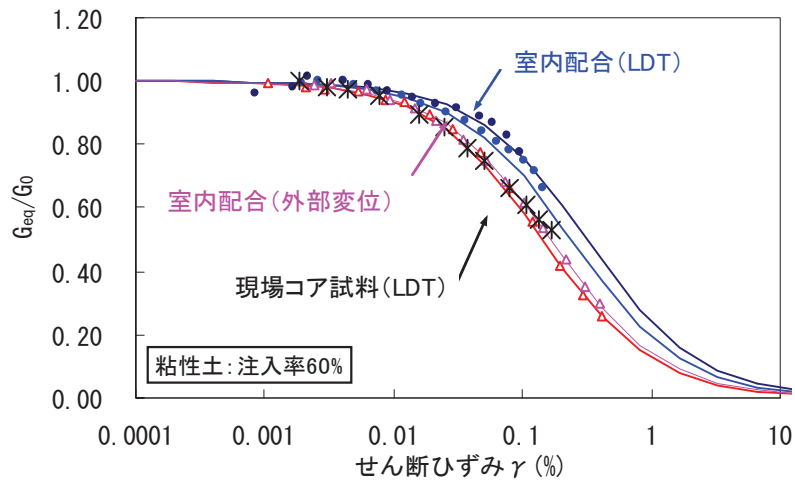


(b) 砂質土 (注入率60%) 初期偏差応力660kN/m<sup>2</sup>

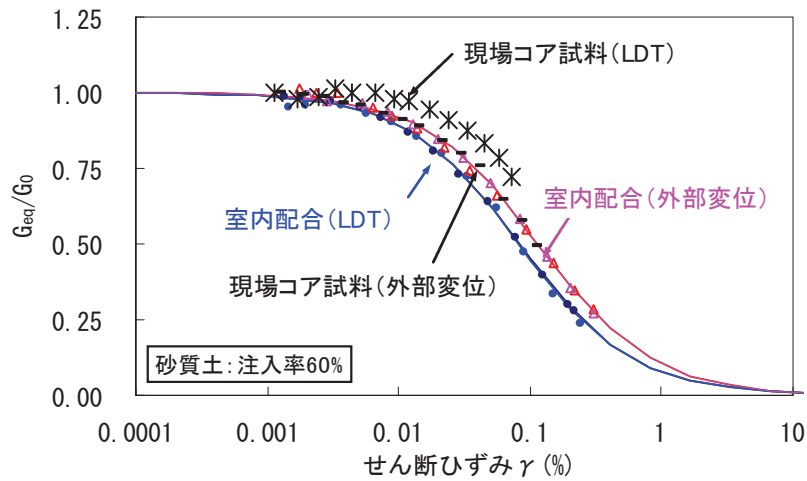


(c) 砂礫土 (注入率60%) 初期偏差応力1,100kN/m<sup>2</sup>

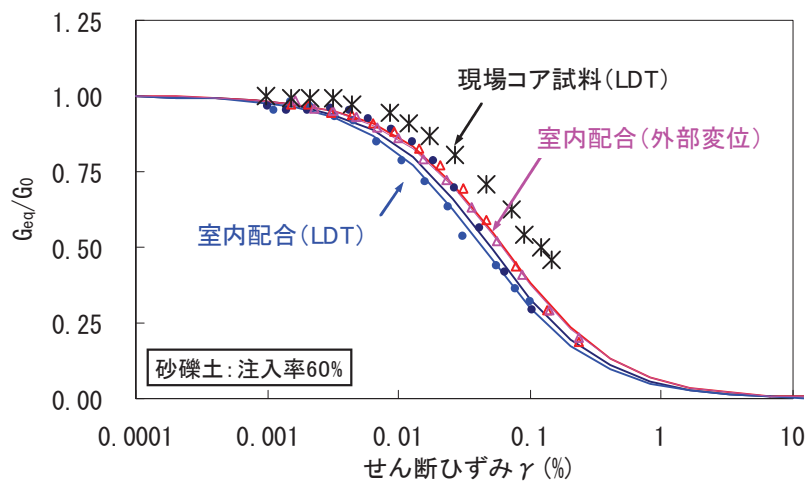
図 3.25 室内配合供試体の  $G \sim \gamma$  曲線 (拘束圧  $\sigma = 210\text{kN/m}^2$ )



(a) 粘性土 (注入率60%) 初期偏差応力800kN/m<sup>2</sup>



(b) 砂質土 (注入率60%) 初期偏差応力660kN/m<sup>2</sup>



(c) 砂礫土 (注入率60%) 初期偏差応力1,100kN/m<sup>2</sup>

図 3.26 室内配合供試体および現場コア試料の  $G_{eq}/G_0 \sim \gamma$  曲線 (拘束圧  $\sigma = 210\text{kN/m}^2$ )

## (2) 繰返し载荷時のせん断剛性のひずみレベル依存性

非排水繰返し三軸試験よりも一軸圧縮試験の方が遥かに実施は容易である。そこで、室内配合供試体の LDT を用いた一軸圧縮試験によって、図 3.27 に示す一軸圧縮試験による  $G_{\text{sec}}/G_0 \sim \gamma$  曲線の定義方法で  $G_{\text{sec}}/G_0 \sim \gamma$  曲線を求め、繰返し三軸試験による  $G_{\text{eq}}/G_0 \sim \gamma$  曲線との比較を図 3.28 に示す。

初期せん断剛性  $G_0$  は微小ひずみレベル ( $1 \times 10^{-4}\%$ ) と定義し、ポアソン比  $\nu$  ( $=0.5$  : 「3.2.6(4) 改良体のポアソン比に関して」 参照) と初期ヤング率  $E_0$  より  $G_0 = E_0/2(1 + \nu)$  の関係から算定した。割線せん断剛性  $G_{\text{sec}}$  についても同様に割線ヤング率  $E_{\text{sec}}$  よりを求めた。せん断ひずみ  $\gamma$  は体積ひずみ  $\varepsilon_v = 0$  として、軸ひずみ  $\varepsilon_a$  と側方ひずみ  $\varepsilon_r$  の関係より  $\gamma = \varepsilon_a - \varepsilon_r = \varepsilon_a - (\varepsilon_v - \varepsilon_a) = 3/2 \cdot \varepsilon_a$  とした。

図 3.28 を見ると、繰返し三軸試験による剛性は一軸圧縮試験の結果よりも小さなひずみレベルから低下し始めている。これは図 3.6 で説明したように、繰返し三軸試験では初期軸差応力を加えてから繰返し载荷を開始しているためと考えられる。また、一軸圧縮試験での载荷初期の応力・ひずみ関係は安定性が低くばらつきが大きい。

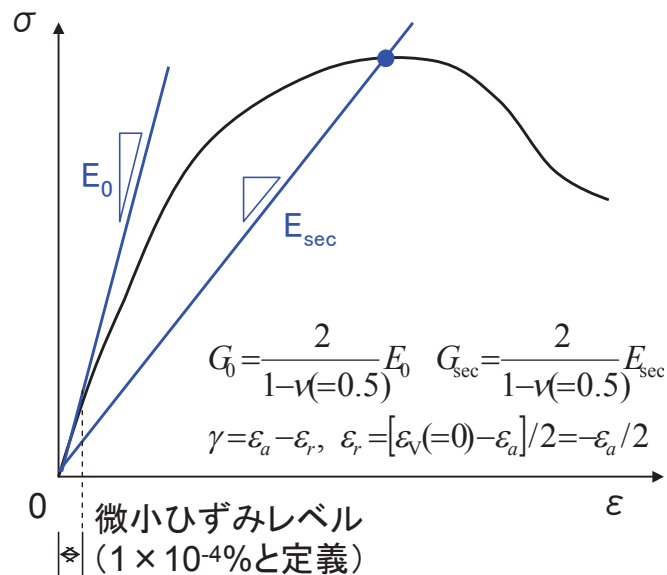
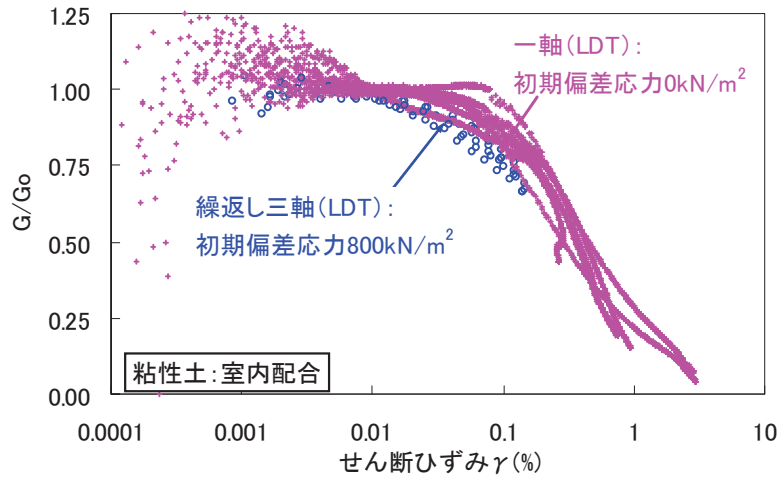
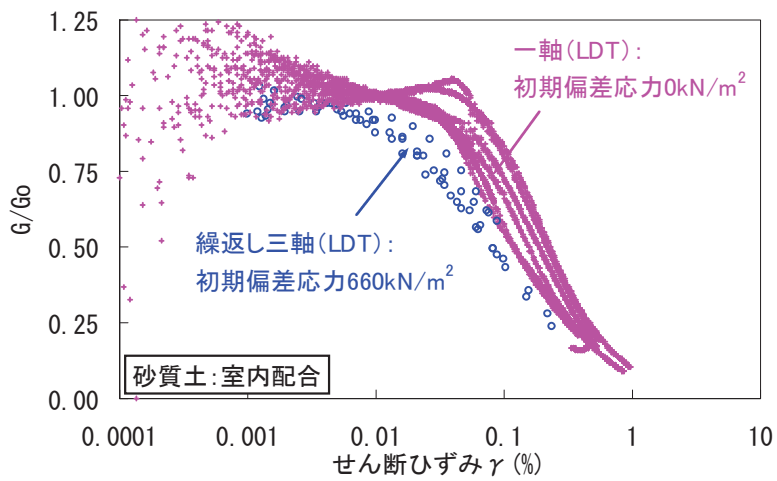


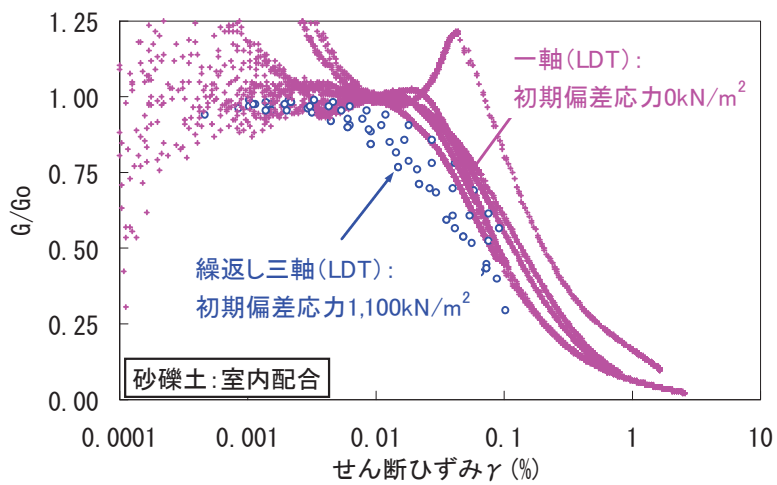
図 3.27 一軸圧縮試験で定体積条件と仮定した時のせん断剛性とせん断ひずみの定義方法



(a) 粘性土 (注入率60%)



(b) 砂質土 (注入率60%)



(c) 砂礫土 (注入率60%)

図 3.28 一軸圧縮試験と非排水繰返し三軸試験 (拘束圧  $\sigma = 210 \text{ kN/m}^2$ ) による室内配合供試体の  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線の比較

そこで，図 3.29 に示すように，同じ初期せん断状態からの载荷過程での比較をするために，一軸圧縮試験でも繰返し三軸試験における初期軸差応力が加わった応力状態を原点として割線剛性  $G_{\text{sec}} (= E_{\text{sec}}/3)$  を定義し直した．すなわち，一軸圧縮試験の軸応力  $< q_u/3$  程度での応力・ひずみ関係を無視した．

このように求めた一軸圧縮試験による  $G_{\text{sec}}/G_0 \sim \gamma$  曲線を，繰返し三軸試験による  $G_{\text{eq}}/G_0 \sim \gamma$  曲線と比較した（図 3.30）．全体的に，両者の  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線の相違はかなり小さくなっている．このことから，繰返し载荷時の剛性のひずみ依存性曲線は，LDT を用いた一軸圧縮試験の軸応力  $< q_u/3$  程度の初期応力・ひずみ関係を取り除いた結果から近似的に推定できると言える．図 3.30 に示した実線は，繰返し三軸試験による  $G_{\text{eq}}/G_0 \sim$  繰返しせん断ひずみ（片振幅） $\gamma$  曲線の平均的關係に以下（「3.2.6 (3) 一軸圧縮試験（LDT）から推定した H-D モデル，R-O モデル」参照）で説明する H-D モデルをフィッティングした結果である．

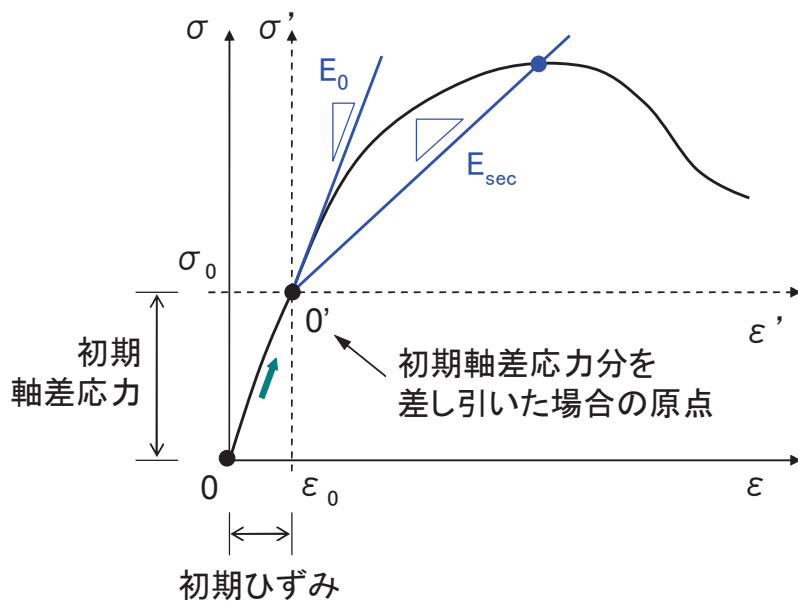
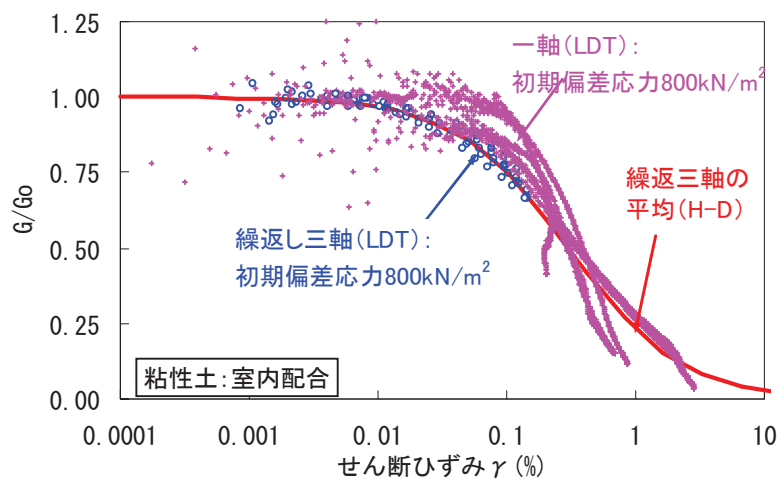
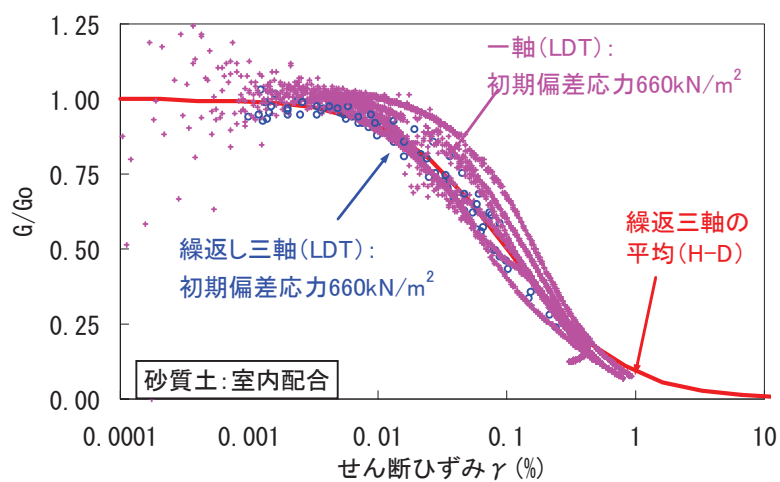


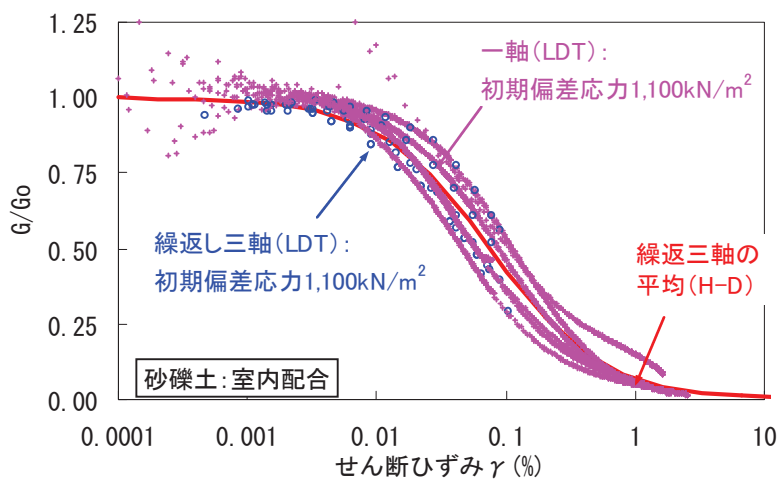
図 3.29 初期軸差応力を考慮した一軸圧縮試験結果の再定義



(a) 粘性土 (注入率60%)



(b) 砂質土 (注入率60%)



(c) 砂礫土 (注入率60%)

図 3.30 一軸圧縮試験と非排水繰返し三軸試験 (拘束圧  $\sigma = 210 \text{ kN/m}^2$ ) による  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線の比較 (初期軸差応力を同様に考慮)

図 3.31 にこれらのまとめを示す。H-D モデル曲線は土質によって異なり、粒子径が大きいほどせん断剛性のひずみレベル依存性が大きい。これは、図 3.11、図 3.12 に示すように粒径が大きいほど剛性が大きくなるため同一のひずみでの応力度が高くなり、それだけセメンテーションが損傷する度合いが高くなるためと考えられる。

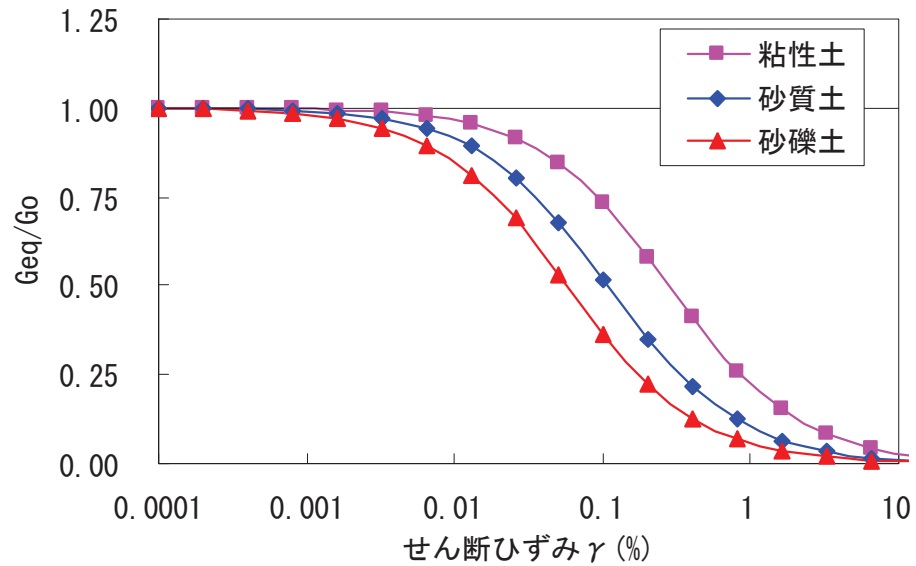


図 3.31  $G_{eq}/G_0 \sim \gamma$  曲線（平均値）に対する土質の影響

(3)一軸圧縮試験（LDT）および繰返し三軸試験（LDT）から推定したH-Dモデル，R-Oモデル  
繰返し載荷時の剛性のひずみレベル依存性を表現する方法として，下式で定式化された  
Hardin-Drnevich（H-D）モデルと Ramberg-Osgood（R-O）モデルが知られている。

$$\text{【H-D モデル】} \quad \frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad \text{式 3.2}$$

$$\text{【R-O モデル】} \quad \frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{G \cdot \gamma}{G_0 \cdot \gamma_r} \right|^{\gamma-1}} \quad \text{式 3.3}$$

ここに，  
 $G$  : せん断剛性，  
 $G_0$  : 初期せん断剛性  
 $\gamma$  : せん断ひずみ  
 $\gamma_r$  :  $G/G_0=0.5$  のせん断ひずみ（規準ひずみ）

いずれの式も， $G_0$ と $\gamma_r$ を与えることで一義的に $G \sim \gamma$ 曲線が決まる．そこで，一軸圧縮試験と繰返し三軸試験の初期せん断剛性 $G_0$ と $G/G_0=0.5$ となるせん断ひずみ（規準ひずみ $\gamma_r$ ）の関係をプロットした（図 3.32）．

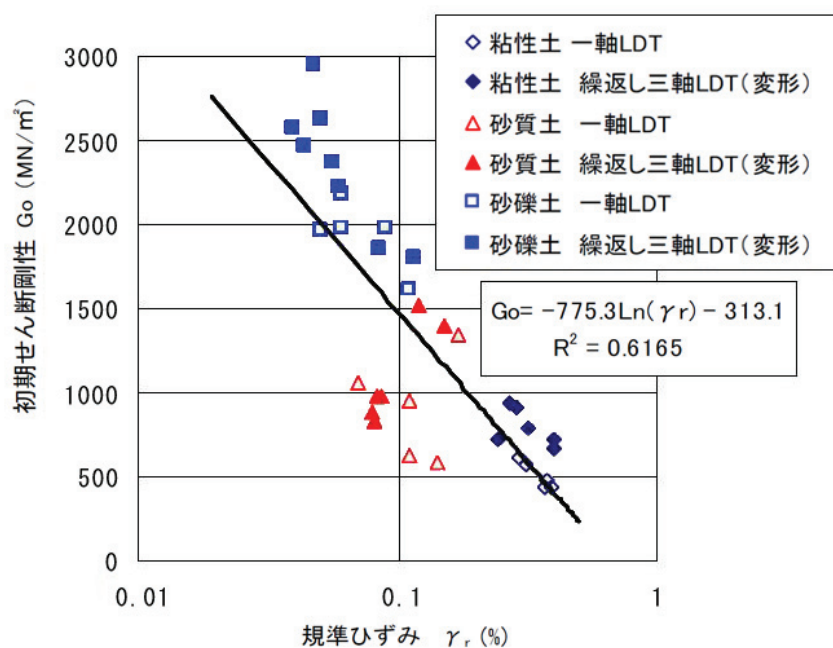


図 3.32  $G_0$ と $\gamma_r$ の関係

堆積岩では、風化が進行して弾性波速度  $V_s$  が減少すると規準ひずみ  $\gamma_r$  が増加することが報告<sup>3.17)</sup>されている。図 3.32 を見ると、セメント改良体でも、LDT を用いた一軸圧縮試験と繰返し三軸試験において、初期せん断剛性  $G_0$  の低下に伴い規準ひずみ  $\gamma_r$  が低下し、一定のバラつきがあるもののその関係は試験法と土質によって大きく変化しない傾向がある。この結果は、計画段階の予備設計において、以下の簡易な方法で  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線を近似的に推定できることを示している。

- ① 設計基準強度  $q_{uck}$  を設定する。  
↓
- ②  $E_0=300q_{uck}$  (第 3.2.3 項参照, 式 3.1) から、初期せん断剛性  $G_0=E_0/2(1+\nu)$  (ポアソン比  $\nu=0.5$ ) を推定する。  
↓
- ③ 図 3.32 に示す平均的關係に基づいて、 $G_0$  から規準ひずみ  $\gamma_r$  を推定する。  
↓
- ④ H-D モデル(式 3.2)やR-Oモデル(式 3.3)など適切な理論式を適用して  $G \sim \gamma$  曲線を推定する。

実際に改良工事を実施することになった場合での詳細設計では、事前の室内配合試験で一軸圧縮試験を行なう場合、下記のいずれかの方法を採用できる。

CASE1 最も簡易な方法として、通常の一軸圧縮試験を実施して一軸圧縮強度  $q_u$  を求め、上記ステップ②以降を実施する。

CASE2 LDT を用いた一軸圧縮試験を実施して  $G_0$  の値を測定し、上記ステップ③以降を実施する。

CASE3 上記一軸圧縮試験で得た  $q > q_u/3$  での応力・ひずみ関係から、 $G \sim \gamma$  曲線を直接求める。

なお、減衰定数  $h$  に関しては、図 3.32 を用いて H-D モデルやR-Oモデルから  $h \sim \gamma$  曲線を算定するか、または既往の文献<sup>3.18)</sup>により図 3.33 に示すように以下の傾向があることを考慮したうえで、適宜設定する必要がある。

- ・土質の違いによる減衰定数の差異は小さい
- ・減衰定数は軸ひずみの増大と共に徐々に増加する
- ・減衰定数は  $1 \times 10^{-3}$  の軸ひずみにおいてはほぼ 5～10%程度である。

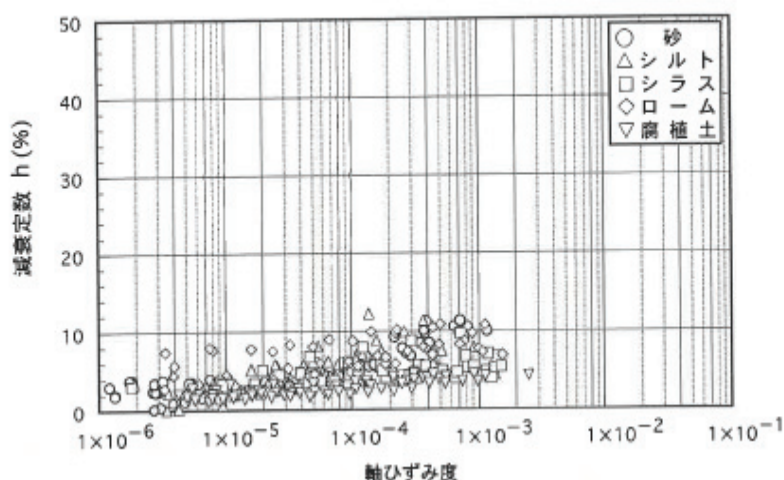


図 3.33 改良体の減衰定数のひずみ依存性

#### (4) 改良体のポアソン比に関して

本項の  $G_{ep}/G_0 \sim \gamma$  曲線算定時においては、一軸圧縮試験および三軸圧縮試験とも非排水条件であるため体積ひずみは生じないため、すべてポアソン比=0.5として算定している。ただし、排水試験(三軸CD試験等)を実施した場合にはポアソン比は0.5とならないため注意が必要となる。

##### 1) 文献<sup>3.19)</sup>の報告

砂、ローム、シルト、腐植土といった様々の土質を対象にしたセメント改良土でCD試験を実施して、ポアソン比を測定した結果、全試料のポアソン比の平均値0.25で変動係数は53%であるという報告をしている。

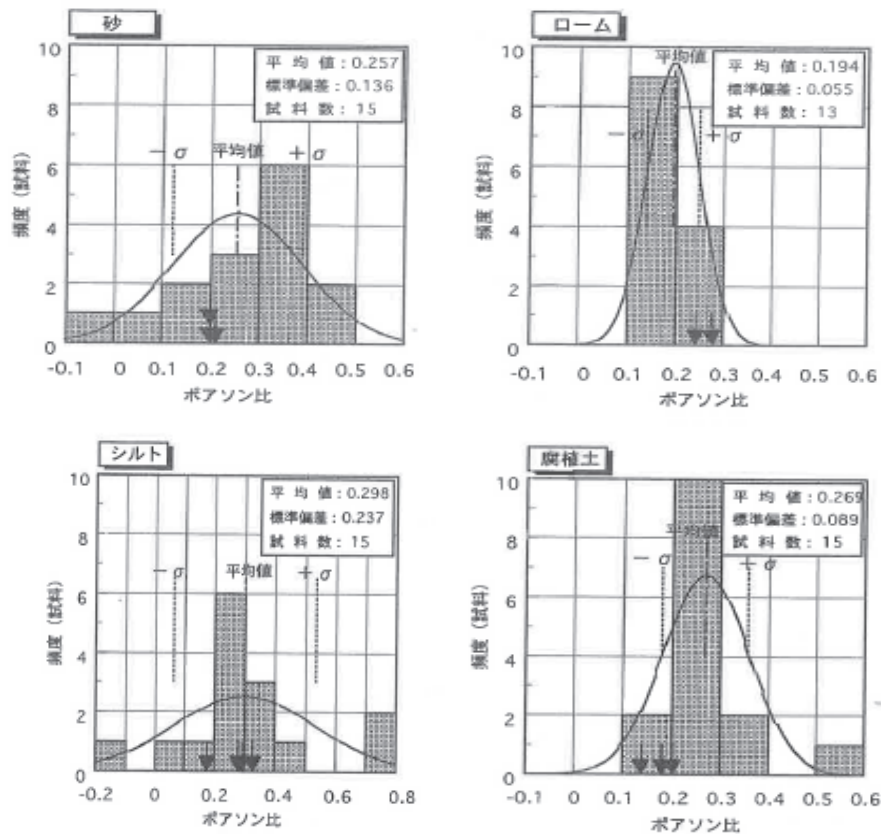


図 3.34 三軸圧縮(CD)試験より得られたポアソン比の分布<sup>3.19)</sup>

##### 2) 文献<sup>3.14)</sup>の報告

砂質土を対象とした改良土に対してCD試験を実施してひずみレベルに応じてポアソン比が異なることを報告している。

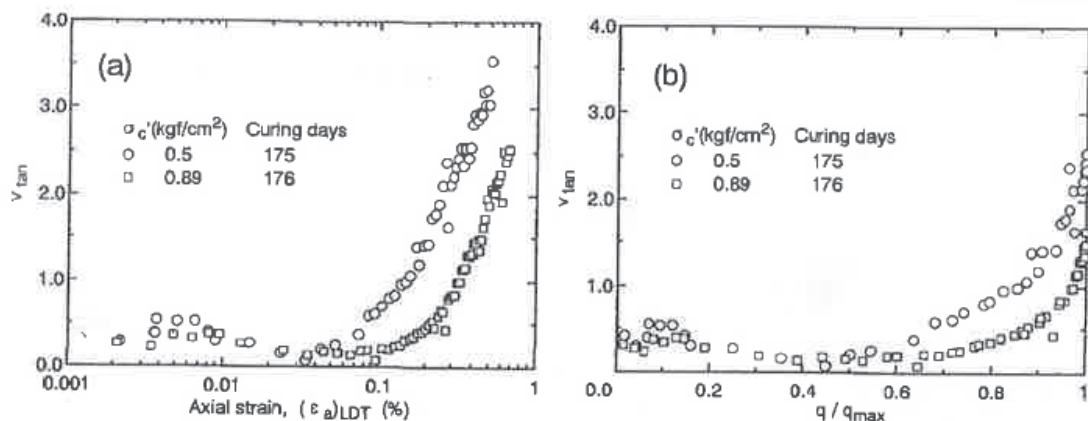


図 3.35 三軸圧縮(CD)試験より得られたポアソン比～軸ひずみ関係  
及びポアソン比～せん断応力レベル ( $q_u/q_{u\max}$ ) 関係<sup>3.14)</sup>

### 3.2.7 まとめ

一軸圧縮試験や繰返し三軸試験では局所変形測定装置（LDT）を用いて軸ひずみを測定することで、ベディングエラーの影響を受けない正確な変形特性を微小ひずみレベルから求めることができる。また、LDTを用いた一軸圧縮試験を実施することで、微小ひずみレベルの初期剛性ととも繰返し三軸試験によって得られる剛性のひずみ依存特性を近似的に推定できる。

また、図 3.32 によれば、セメント改良体でも、初期せん断剛性  $G_0$  の低下に伴い規準ひずみ  $\gamma_r$  が低下し、一定のバラつきがあるもののその関係は試験法と土質によって大きく変化しない傾向がある。したがって、予備設計においては、改良体の  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線を簡易に推定できることが判明した。

### 3.3 拘束圧依存性を考慮した変形・強度特性の評価方法

#### 3.3.1 目的

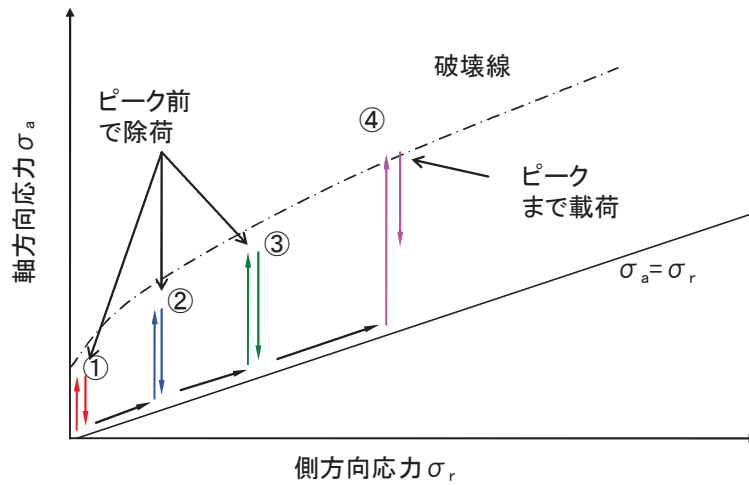
従来の実務的な設計では、一軸圧縮試験による圧縮強度と変形係数を用いて、拘束圧の影響は考慮しない場合が多い。この方法は一般に安全側であろうが、その程度は構造物の要求性能や地盤条件などの設計条件と改良法の詳細によって異なるであろう。

そこで、強度と剛性の拘束圧依存性を評価するため、現場コア試料および室内配合供試体を用いて一連の三軸圧縮試験を実施した。なお、セメント改良地盤の透水性は極めて小さいため、通常最も安全率が低くなる地震時等の短期的载荷条件では非排水状態でせん断が生ずるものと考えられる。また、セメント改良土は未改良土に比べると非常に大きなせん断強度を有しているにもかかわらず、乾燥密度は未改良土と同程度である。このため、間隙比が大きな地盤を改良した場合は、せん断中に大きな体積収縮（負のダイレイタンス）が生じる可能性がある。この場合は、排水せん断強度よりも非排水せん断強度の方が小さくなる。そこで、圧密非排水 $\bar{c}$ 三軸圧縮試験での強度・剛性に対し拘束圧依存性を評価することとした。

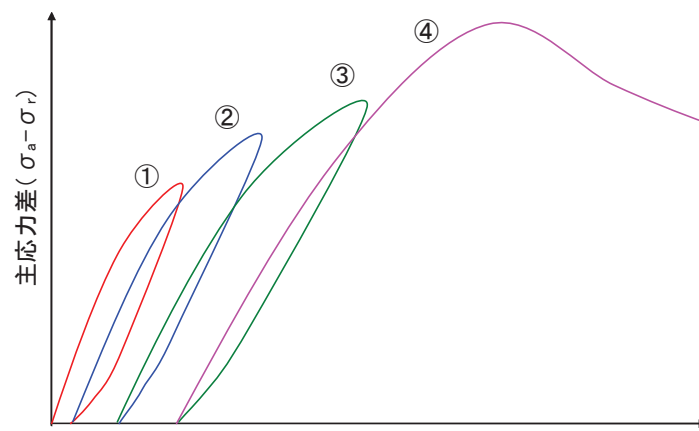
#### 3.3.2 現場コア試料による拘束圧依存性の検討

通常の三軸試験では、試料毎にある拘束圧での強度（ピーク強度と残留強度）に関するデータを得て、3つの試料で3つの拘束圧を変えて実施する。つまり、3つの試料は同一の性状を有していることが前提となっている。ただし、非一様性の高い現場コア試料を用いて拘束圧依存性を確認する場合では、3つの試料を用いて同様の試験を実施すると試料のバラつきによる精度の低いものになってしまう。そこで、1つの供試体で様々な拘束圧のもと強度を求めることが可能な多段階三軸試験を実施した。多段階三軸試験とは、同一条件を有する試料を多数採取することが困難な飽和軟岩に対して赤井らが提案<sup>3,20)</sup>している方法である。多段階三軸試験概要を図 3.36 に示す。図中(a)に示すように、1つの供試体に対して、設定した拘束圧(①～④)を低いほうから作用させ、軸方向の载荷をピーク強度直前で除荷し次の段階に拘束圧を上昇させる。この手順を順次拘束圧を変えながらせん断試験を行ない、図中(b)の主応力差～軸ひずみの関係より求める。粘性土・砂質土・砂礫土の現場コア試料に対して、それぞれ拘束圧を 0, 50, 300, 500kN/m<sup>2</sup>とし圧密排水条件で試験を実施した。主応力差～軸ひずみの関係で、粘性土を図 3.37 に、砂質土を図 3.38 に、砂礫土を図 3.39 に示す。

多段階三軸試験では载荷制御におけるピーク強度の直前状態を判断することが難しく、また繰り返し载荷による累積的な損傷の影響を受けている可能性があるため、この試験のみでせん断強度特性を定量的の評価することは困難である。なお、後述する「3.3.3(2)せん断強度の拘束圧依存」に示した図 3.42 における $\sigma_c' = 300, 500\text{kN/m}^2$ ように降伏後にピーク強度を生じる改良体においては、各拘束圧毎でピーク強度の直前で载荷を中止する多段階载荷試験は、明らかに過小評価することになる。既往の研究<sup>3,20)</sup>でも図 3.40 に示すように多段階三軸が通常の三軸に比べて過小評価する可能性を指摘している。ただし、図 3.37～図 3.39 から少なくとも粘性土・砂質土・砂礫土のいずれも拘束圧が作用すると主応力差が増大していることは明確である。特に粘性土から砂質土・砂礫土と粒径が大きくなると拘束圧依存が強くなる傾向がある。



(a) 多段階三軸試験の応力経路



(b) 主応力差～軸ひずみ曲線

図 3.36 拘束圧作用下での衝撃弾性波速度の発振・計測方法

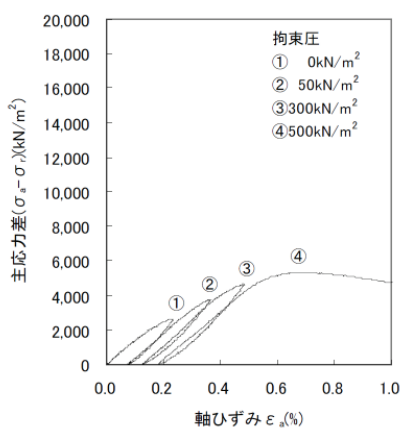


図 3.37 現場コア試料の主応力差～軸ひずみの関係，粘性土

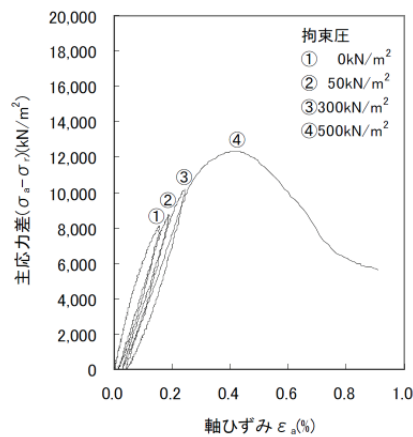


図 3.38 現場コア試料の主応力差～軸ひずみの関係，砂質土

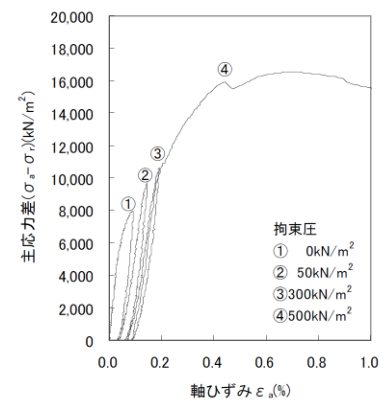


図 3.39 現場コア試料の主応力差～軸ひずみの関係，砂礫土

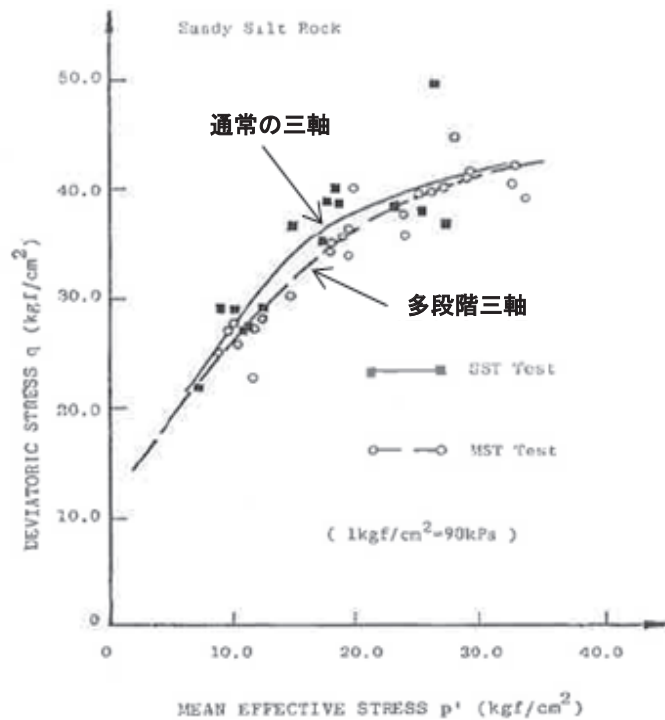


図 3.40 砂質シルト岩のピーク強度包絡線<sup>3.20)</sup>

### 3.3.3 室内配合供試体による拘束圧依存性の検討

#### (1) 試験概要

室内配合供試体（表 3.2）に対して、それぞれ拘束圧を 50, 300, 500kN/m<sup>2</sup> とし圧密非排水  $\bar{c}u$  三軸圧縮試験を実施した。なお、ピーク強度以外にもピーク強度を超えてある程度ひずみが大きくなった状態の残留強度も把握した。さらに、拘束圧を作用させた状態で弾性波速度  $V_s$  を計測するために、 $\bar{c}u$  試験で各拘束圧での圧密完了時の供試体に発振治具と加速度センサーを設置して衝撃弾性波速度試験を実施した（図 3.41）。なお、衝撃は、载荷ピストンに取り付けてある軸変位計固定用治具の側面をハンマーで軽く打撃することで発振させた。

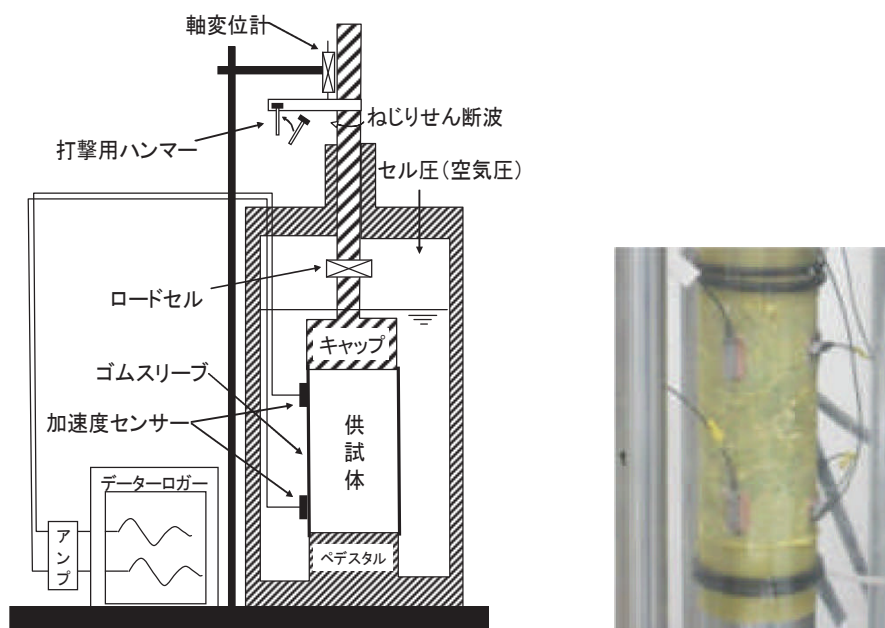


図 3.41 拘束圧作用下での衝撃弾性波速度の発振・計測方法

表 3.2 供試体諸元

項目	試験ケース
供試体作成方法	室内配合により作成
供試体寸法	$\phi 5.0\text{cm} \times 10.0\text{cm}$
硬化材	高炉セメント B 種 $c = 591 \text{ kg/m}^3$ , $w/c = 137 \%$
土の種類	3 ケース (粘性土, 砂質土, 砂礫土)
材齢	28 日
注入率*)	3 ケース (30, 60, 100%)
供試体本数	2 供試体/ケース

\*) 注入率とは、土砂 1 に対する硬化材スラリーの体積の割合

## (2) せん断強度の拘束圧依存

CU試験から得られた典型的な偏差応力と外部変位計で測定した軸ひずみの関係を図 3.42 に示す。軸ひずみ 2%程度までは、応力～ひずみ曲線の線形性が強く、圧密時拘束圧  $\sigma_c'$  の影響は小さい。明白な降伏開始後は、低拘束圧では直ちにピーク強度に達するが、拘束圧  $\sigma_c'$  が増加するにつれてピーク強度時の軸ひずみ  $\varepsilon_{\max}$  は増加してピーク強度  $q_{\max}$  も増加する。これは、軸ひずみが小さい内の強度は主にセメンテーションによって発揮されるため  $\sigma_c'$  の影響が小さいが、軸ひずみが大きくなりセメンテーションが損傷するにつれて摩擦性による抵抗が増加してゆくためであろう。このため、残留強度（軸ひずみ 15%で定義した）に対する  $\sigma_c'$  の影響は非常に大きい。

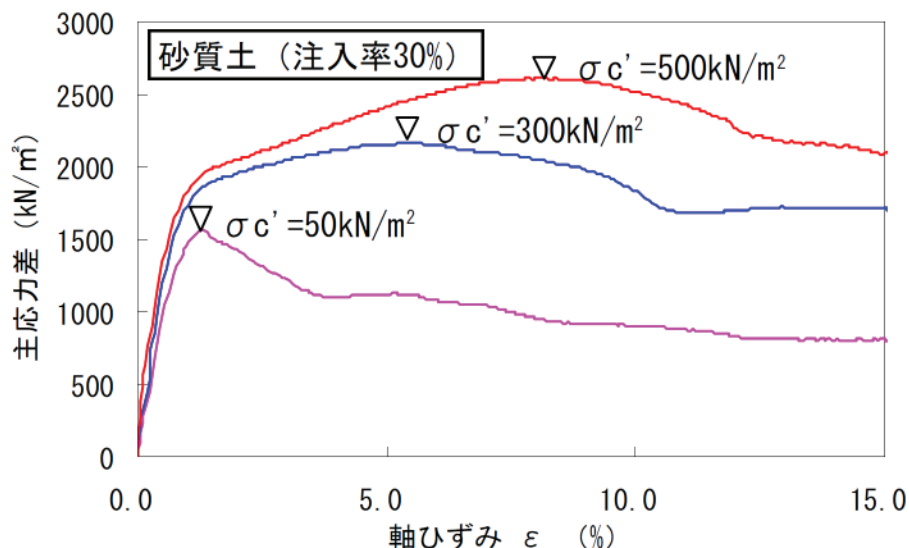


図 3.42 典型的な応力～ひずみ関係

ピーク強度  $q_{\max}$  と  $\sigma_c'$  の関係で、注入率 30%の粘性土・砂質土・砂礫土のものを図 3.43 に、注入率 60%を図 3.44 に、注入率 100%を図 3.45 に示す。全般的に砂礫土のピーク強度が特に大きい。いずれの場合も、拘束圧の影響は小さい。注入率が増加して強度が増加するほど、強度の拘束圧依存性が大きくなることが特徴的である。この現象は、注入によって粘着力だけが增加するという従来の仮定では予測できない（図 3.53 参照）。

残留強度をピーク強度で除した値  $q_{\text{res}}/q_{\max}$  と  $\sigma_c'$  の関係を図 3.46 に示す。 $\sigma_c'$  の増加により  $q_{\text{res}}/q_{\max}$  が 1.0 に近づいてゆき、いわゆる過圧密土的挙動から正規圧密土的挙動に遷移している。 $\sigma_c'$  をさらに大きくすれば、セメント改良地盤の強度は未改良土の強度と一致するとの報告<sup>3.21)</sup>もある。

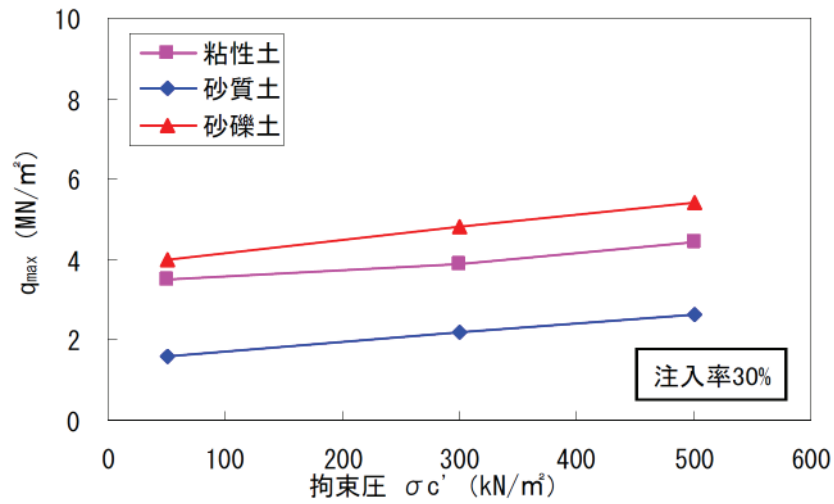


図 3.43 ピーク強度  $q_{max}$  と拘束圧  $\sigma_c'$  関係 (注入率30%)

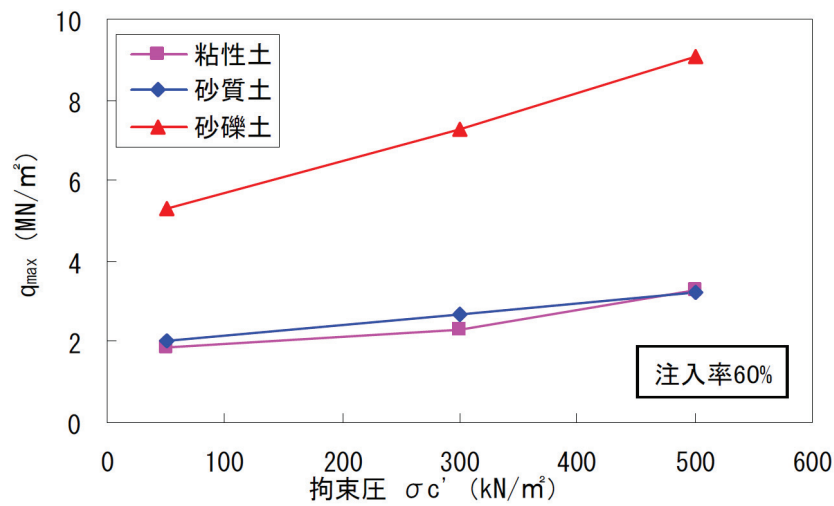


図 3.44 ピーク強度  $q_{max}$  と拘束圧  $\sigma_c'$  関係 (注入率60%)

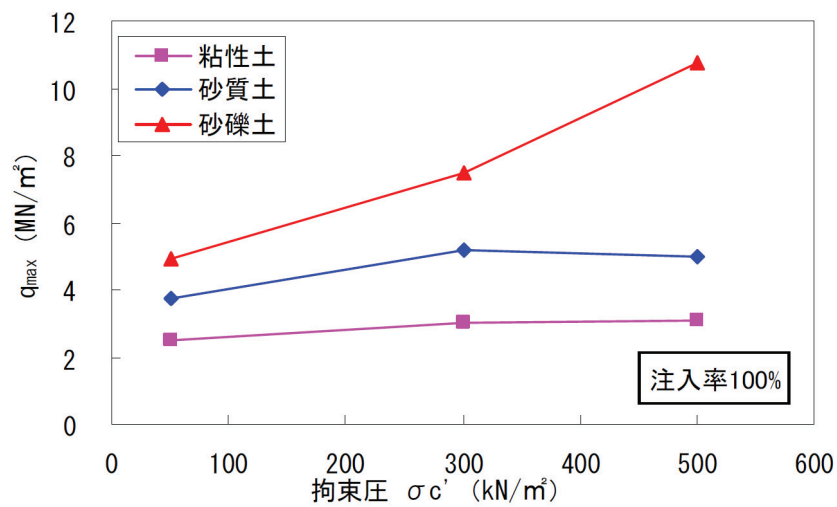


図 3.45 ピーク強度  $q_{max}$  と拘束圧  $\sigma_c'$  関係 (注入率100%)

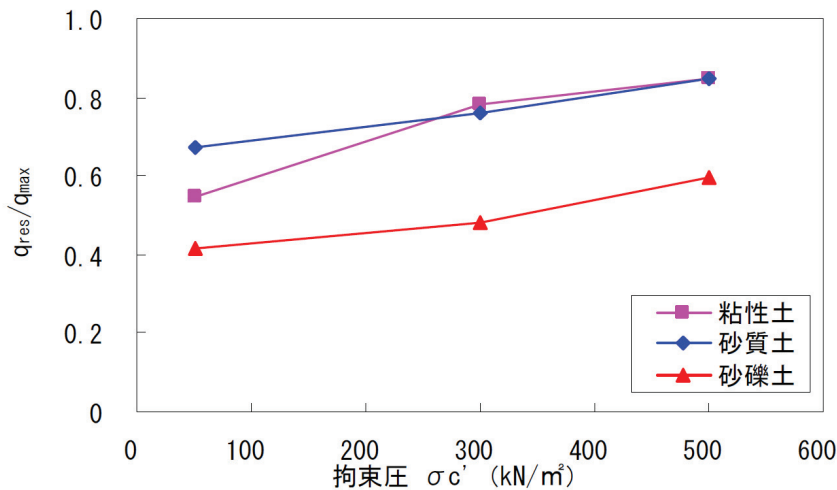


図 3.46  $q_{res}/q_{max}$  と拘束圧  $\sigma_c'$  の強度定数

また、 $\sigma_3$ =圧密有効拘束圧  $\sigma_c'$ 、 $\sigma_1$ =(ピーク時と残留時の  $\sigma_1' - \sigma_3'$ ) +  $\sigma_c'$  として作成した応力のモール円の破壊包絡線(図 3.47) から求めた、いわゆる全応力法による粘着力  $c_{cu}$ 、内部摩擦角  $\phi_{cu}$  の一覧を表 3.3 に示す。ピーク応力時と残留時(軸ひずみ  $\epsilon_a=15\%$ ) での有効応力で整理した応力のモール円と、それから求めた、いわゆる有効応力法によるピーク強度と残留強度の破壊包絡線を図 3.48 に示す。ピーク強度と残留強度の粘着力  $c'$ 、内部摩擦角  $\phi'$  の一覧を表 3.4 に示す。総じて強度パラメータ  $c_{cu}$ 、 $\phi_{cu}$ 、 $c'$ 、 $\phi'$  は土質の性状に依存することが分かる。

表 3.3、表 3.4 を整理したものを図 3.49~3.52 に示す。図 3.49~3.50 は、横軸に各注入率毎のピーク強度と残留強度を示し、縦軸にその各々の粘着力、内部摩擦角をプロットしたものである。図 3.51~3.52 は横軸に各土質毎の 50% 粒径  $D_{50}$  毎(粘性土:  $D_{50}=0.00384\text{mm}$ 、砂質土:  $D_{50}=0.314\text{mm}$ 、砂礫土:  $D_{50}=6.38\text{mm}$ ) をプロットし、縦軸には  $D_{50}$  の最も小さな粘性土改良体の粘着力および内部摩擦角からの各土質改良体毎の粘着力と内部摩擦角の増分( $\Delta c_{cu}$ 、 $\Delta c'$  と  $\Delta \phi_{cu}$ 、 $\Delta \phi'$ : なお、粘性土改良体  $D_{50}$  における増分は 0 となる) をプロットしたものを示す。

図 3.50、図 3.52 によれば、粘性土の改良土では相対的に  $\phi_{cu}$ 、 $\phi'$  が小さく、砂質土・砂礫土と粒径が大きくなるにつれて  $\phi_{cu}$ 、 $\phi'$  が大きくなる傾向がある。 $c_{cu}$ 、 $c'$  の値に対する土質の影響は法則性が明瞭ではない。特に、注入率が増加すると砂礫土の  $\phi_{cu}$ 、 $\phi'$  は著しく増加する傾向があるが、 $c_{cu}$ 、 $c'$  は一貫した増加を示していない。このことは、今回の砂礫土のように粒子間の噛み合わせが良くなると、セメント混合の効果は、単に粒子間粘着力を増加させて粘着力  $c_{cu}$ 、 $c'$  を増加させるメカニズムよりも、粒子間の噛み合わせが改善して粒子回転が抑制されて内部摩擦角  $\phi_{cu}$ 、 $\phi'$  が増加するメカニズムの方が重要になることを示している。砂礫土を対象にした既往の研究<sup>3.22)</sup>でも同様な報告がある。特に、このような場合は、一軸圧縮強度は拘束圧が高い状態での圧縮強度を過小評価する度合いが高くなることを意味している。

なお、従来のセメント改良土のせん断強度は、既往文献<sup>3.23)</sup>に示すようにセメント混合量に応じて原地盤強度に粘着力  $C$  が増加するが、内部摩擦角は原地盤の内部摩擦角と同等であるという考え方であった(図 3.53 参照)。つまり、図 3.53 に示すように、原地盤のせん断強度にセメンテーションを付加する(=ある拘束圧以下ではセメンテーションによる粘着力  $C$  を保有しているがせん断強度は増加しない)という考え方であった。

ただし、本項の試験結果及び既往の研究<sup>3.22)</sup>によれば、図 3.53 に示すように原地盤にせん断強度にセメンテーションを付加すると同時に内部摩擦角を保有すること、更に粘性土→砂質土→砂礫土と粒径が大きくなるにしたがい、内部摩擦角  $\phi$  も増加する傾向があることを示唆している。つまり、拘束圧依存を考慮することでより合理的な評価ができることになる。ただし、現段階ではデータ数が少ないことから定量的評価に至ることは困難である。地盤改良体の合理的な設計へとフィードバックしていくためには、今後のデータの蓄積が必要であろう。

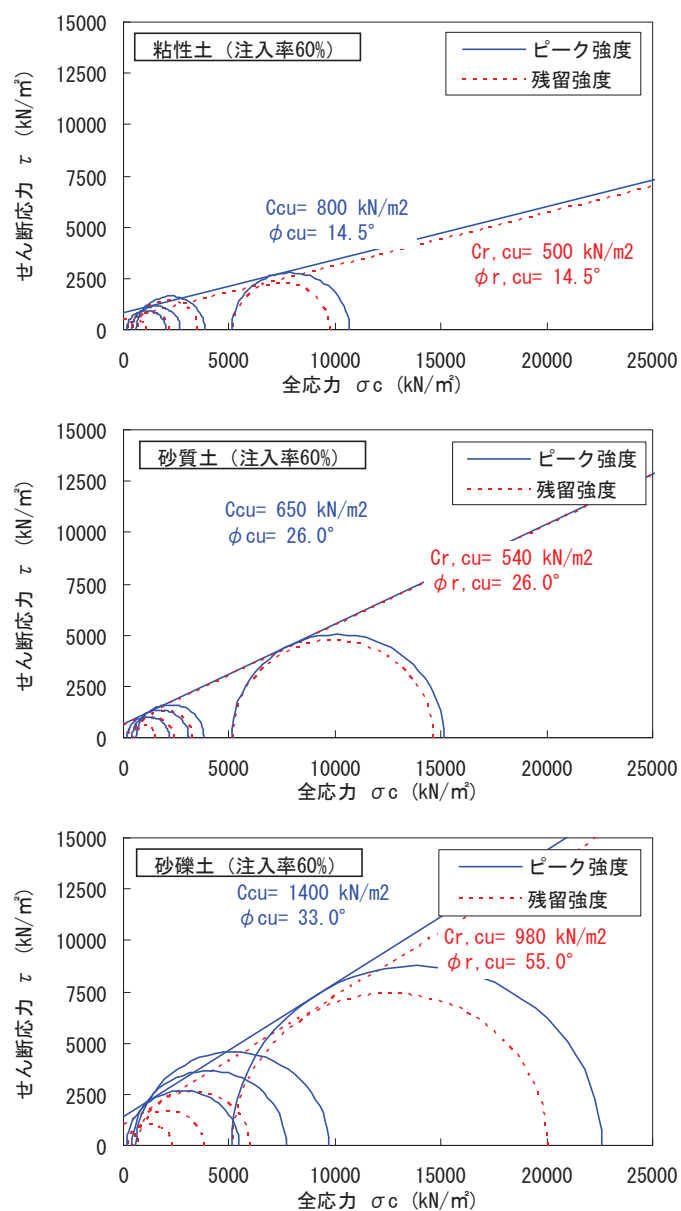


図 3.47 破壊包絡線 (全応力法)

表 3.3 強度定数  $c_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$  一覧

土質	注入率 (%)	ピーク時		残留時	
		$c_{cu}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi_{cu}$ ( $^\circ$ )	$c_{r, cu}$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi_{r, cu}$ ( $^\circ$ )
粘性土	30	945	30.2	350	31.2
	60	800	14.5	500	14.5
	100	774	25.5	600	26.0
砂質土	30	355	32.6	190	33.0
	60	650	26.0	540	26.0
	100	1060	35.9	500	36.0
砂礫土	30	880	37.6	420	37.6
	60	1400	33.0	980	32.0
	100	545	60.0	55	55.0

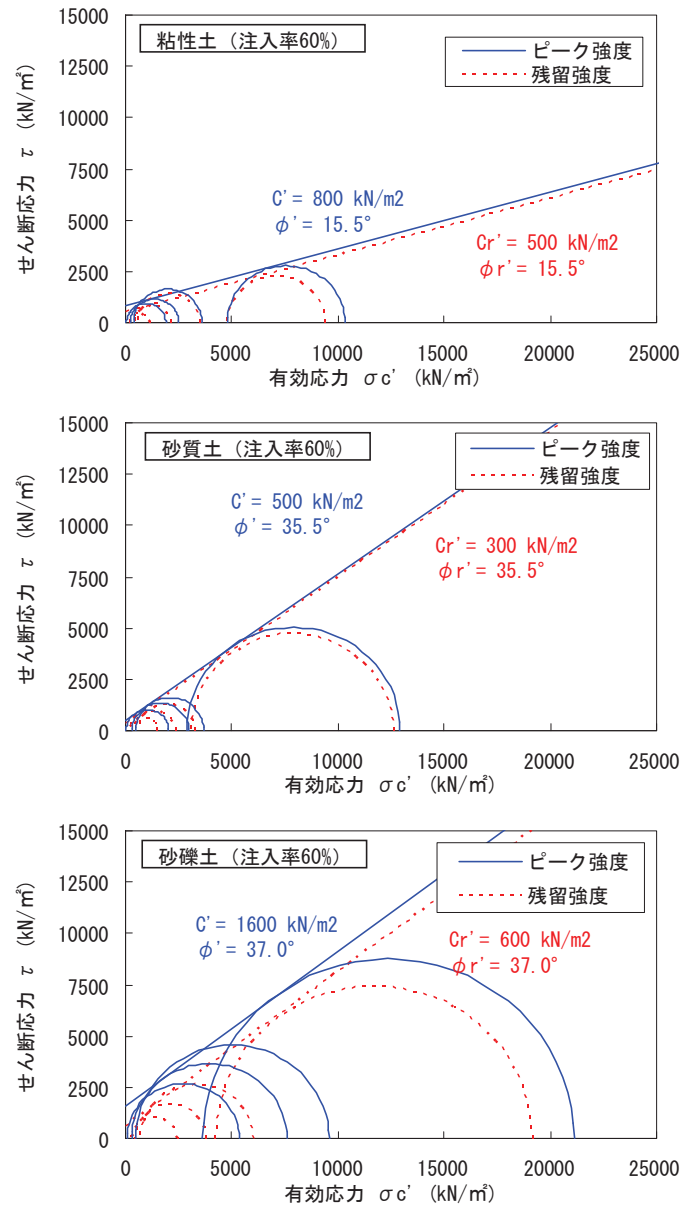


図 3.48 破壊包絡線（有効応力法）

表 3.4 一覽強度定数  $c'$ ,  $\phi'$  一覽

土質	注入率 (%)	ピーク時		残留時	
		$c'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi'$ ( $^\circ$ )	$cr'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\phi r'$ ( $^\circ$ )
粘性土	30	840	36.4	190	35.7
	60	800	15.5	500	15.5
	100	676	32.3	400	32.3
砂質土	30	408	32.0	240	33.0
	60	500	35.5	300	35.5
	100	1120	36.4	550	37.0
砂礫土	30	963	37.2	360	38.0
	60	1600	37.0	600	37.0
	100	600	60.0	55	55.0

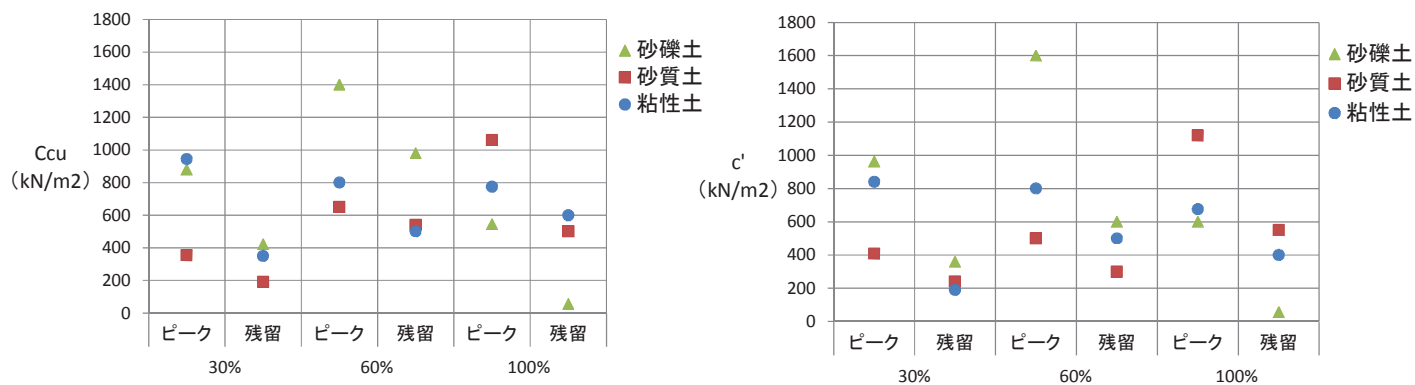


図 3.49 各注注入率毎 のピーク強度， 残留強度（粘着力 C）

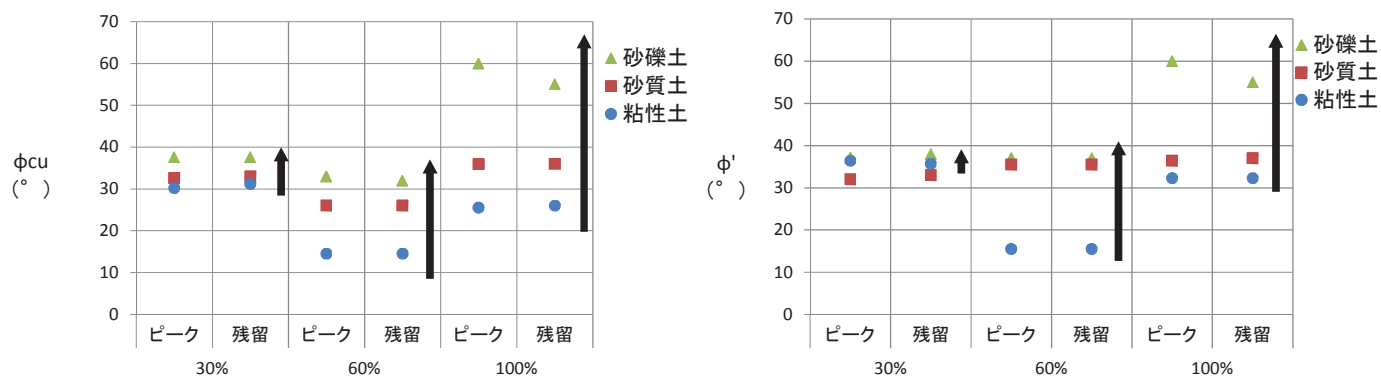


図 3.50 各注注入率毎 のピーク強度， 残留強度（内部摩擦角  $\phi$ ）

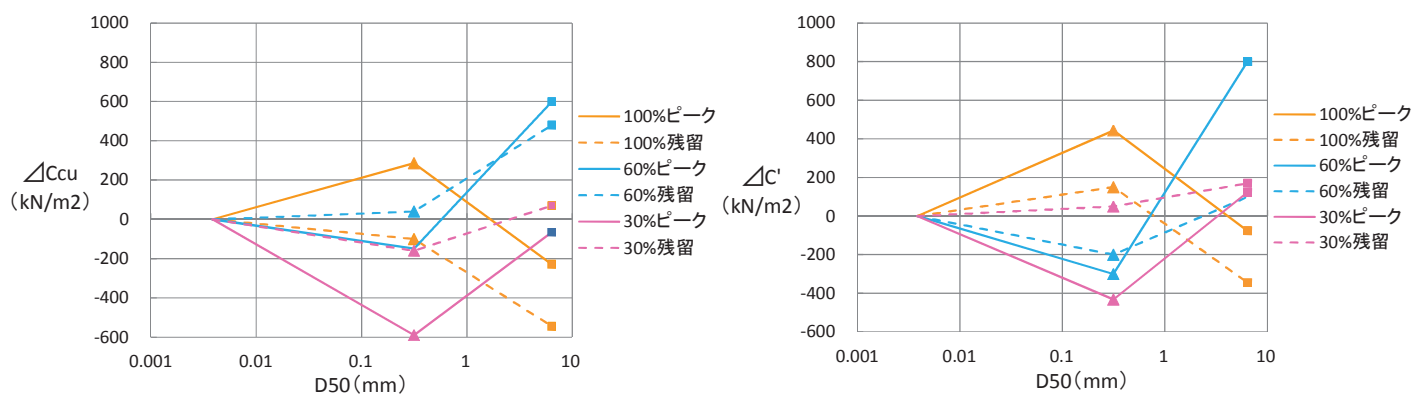


図 3.51 増加粘着力 $\Delta C \sim D_{50}$ の関係（粘性土改良体の粘着力  $C$  からの増分）

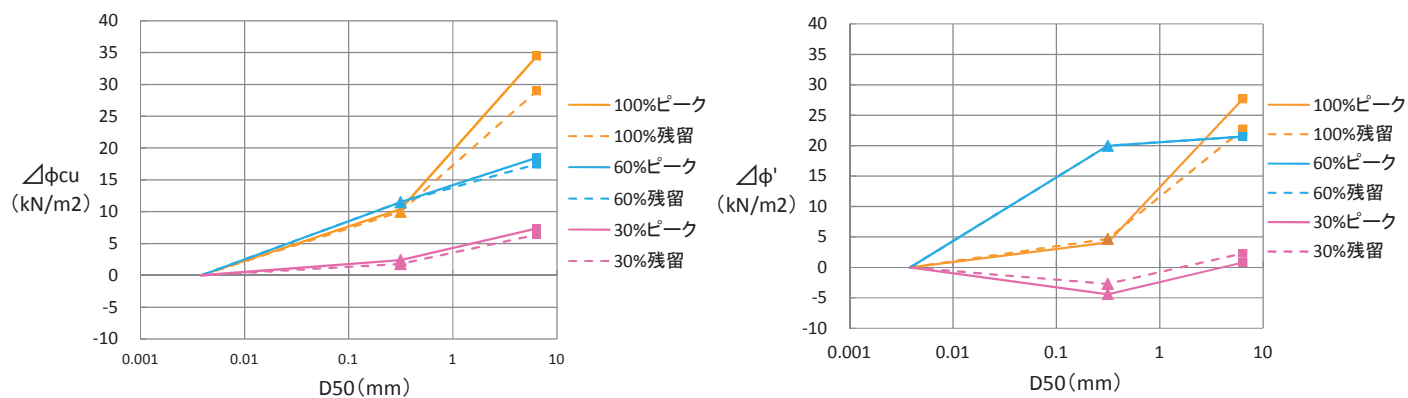


図 3.52 増加内部摩擦角 $\Delta \phi \sim D_{50}$ の関係（粘性土改良体の内部摩擦角  $\phi$  からの増分）

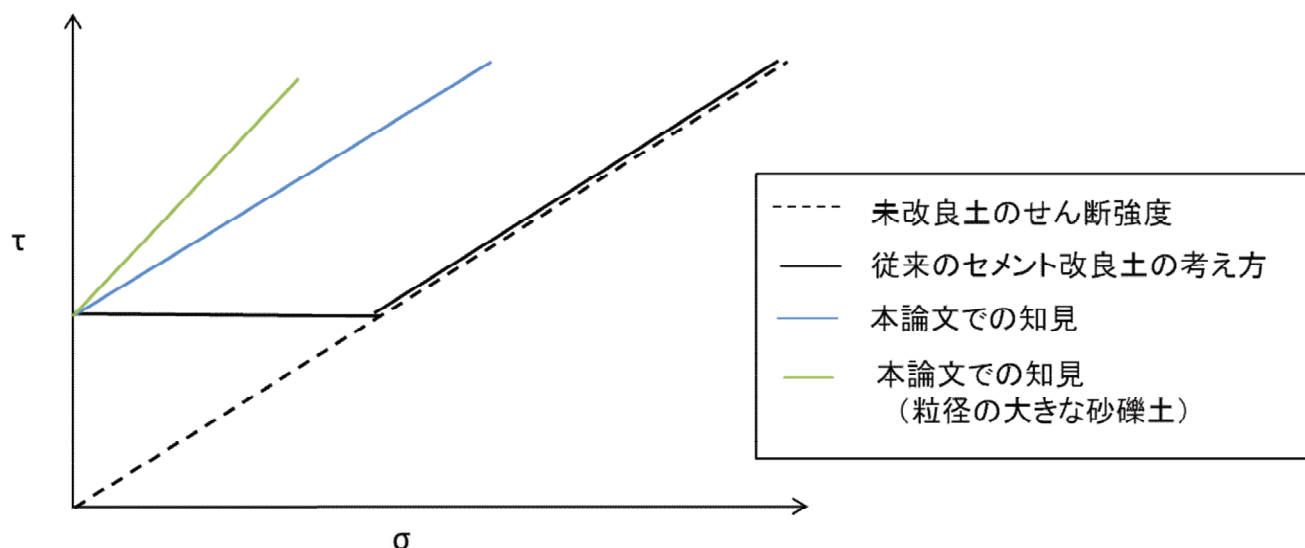


図 3.53 セメント改良土のせん断強度  $\tau$  ～拘束圧  $\sigma$  の考え方

図 3.54, 3.55 は（各注入率）～（粘着力と内部摩擦角の残留強度/ピーク強度）をプロットしたものを示す。残留時の粘着力  $c_r$  はピーク時の  $c$  の値から総じて低下している。一方、残留時の摩擦角  $\phi_r$  はピーク時の  $\phi$  の値から大きく低下していない。これは、残留時は改良体のせん断破壊によってセメンテーションを失った状態になっているためであろう。なお、セメント改良土の残留時の破壊基準では  $c'=0$  となるとの報告<sup>3, 24)</sup>もある。

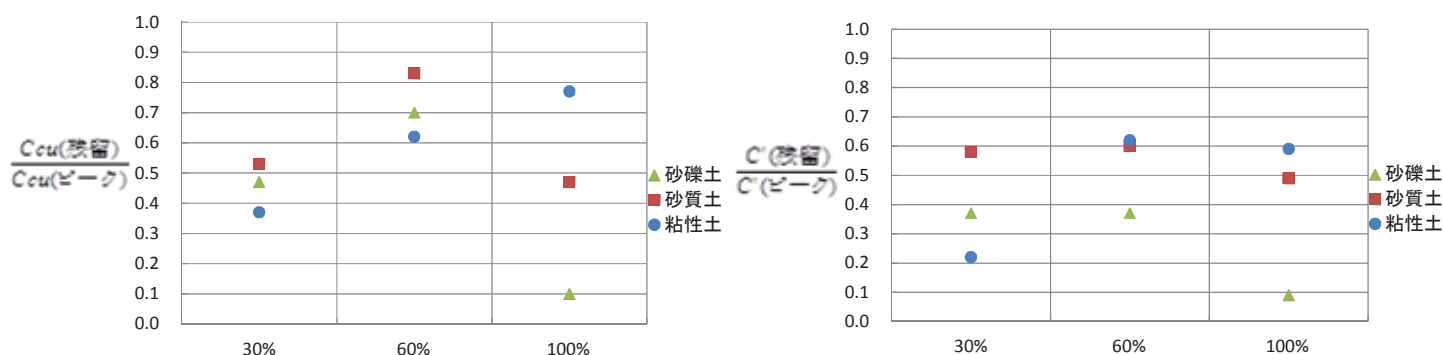


図 3.54 各注入率毎のピーク強度に対する残留強度の割合（粘着力  $C$ ）

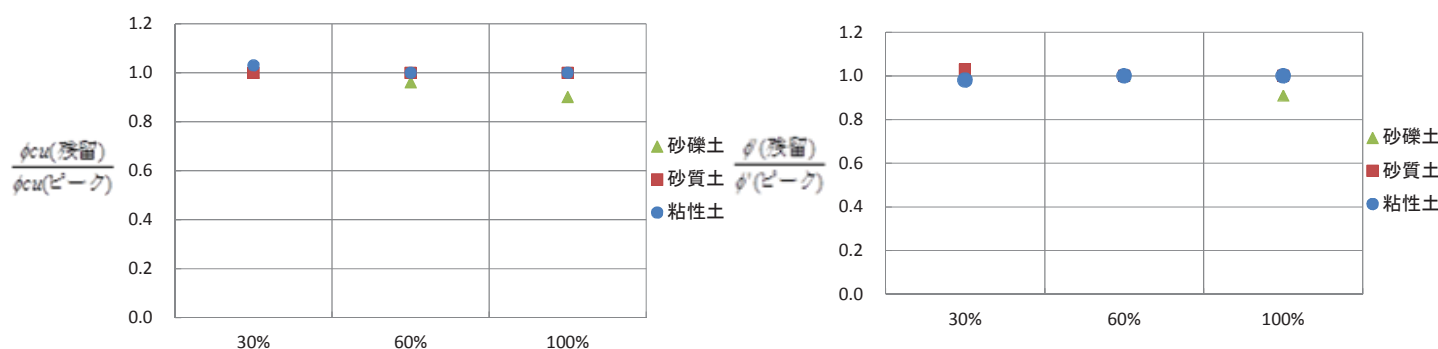
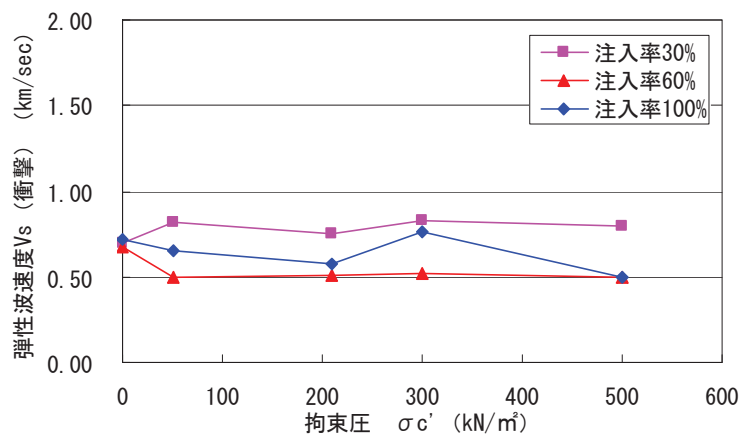


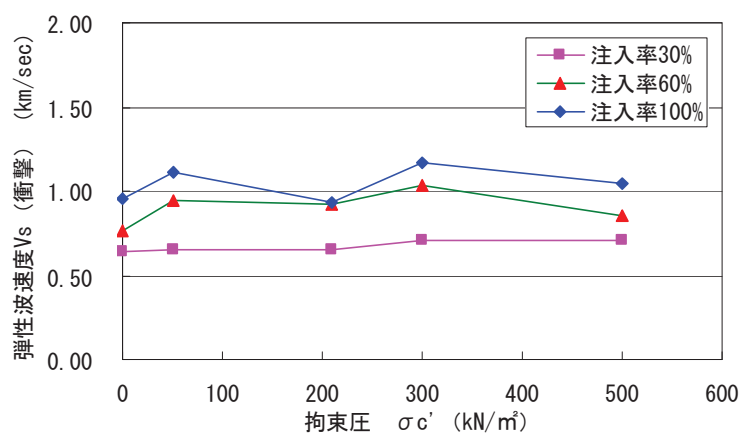
図 3.55 各注入率毎のピーク強度に対する残留強度の割合（内部摩擦角  $\phi$ ）

### (3) 衝撃弾性波速度 $V_s$ と初期剛性の拘束圧依存

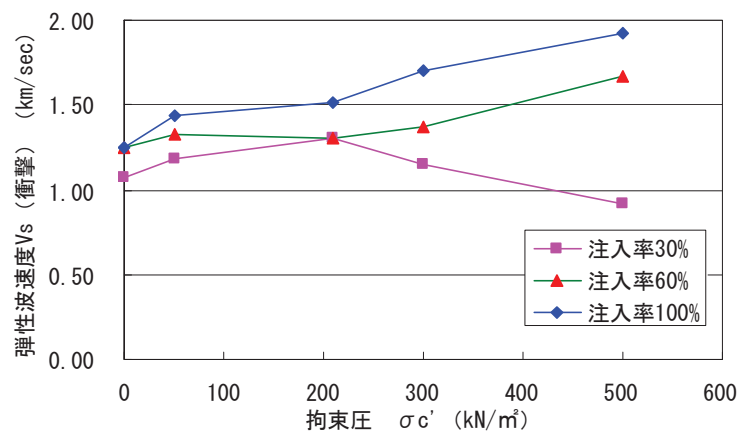
衝撃弾性波速度  $V_s$  と圧密拘束圧  $\sigma_c'$  の関係を図 3.56 に示す。データにバラつきがあるが、これはセメント改良体が直径 5cm×高さ 10cm と小さいため、衝撃弾性波試験の波形読み取りでの不可避免的な誤差が原因と考えられる。全体的に見て、弾性波速度の拘束圧依存性は明確ではない。



(a) 粘性土



(b) 砂質土



(c) 砂礫土

図 3.56 弾性波速度  $V_s$  (衝撃) と拘束圧  $\sigma_c'$  の関係, 砂礫土

微小ひずみでの初期ヤング率  $E_0$ (LDT)と  $\sigma_c'$  の関係を図 3.57 に示す。なお、粘性土の拘束圧ゼロでのデータは、測定の実験のために得られていない。500kN/m<sup>2</sup> 以下の拘束圧では、 $E_0$  が  $\sigma_c'$  に依存する傾向は明確ではない。この傾向は、衝撃試験による  $V_s$  と同様である。

以上の結果は、通常  $E_0$  の  $\sigma_c'$  依存性を無視して設計を行っている<sup>3.25), 3.26)</sup>が、これは妥当なことを示している。

一方、セメント改良土の  $E_0$  は  $\sigma_c'$  の増加に伴って増加するという報告<sup>3.27), 3.28)</sup>も散見される。しかし、LDT によって正確に測定した軸ひずみに基づく  $E_0$  が  $\sigma_c'$  に殆ど依存しない場合でも、外部変位計で測定した軸ひずみに基づく  $E_0$  は  $\sigma_c'$  が増加すると BE の影響が減少するため増加する、という報告例もある<sup>3.15)</sup>。

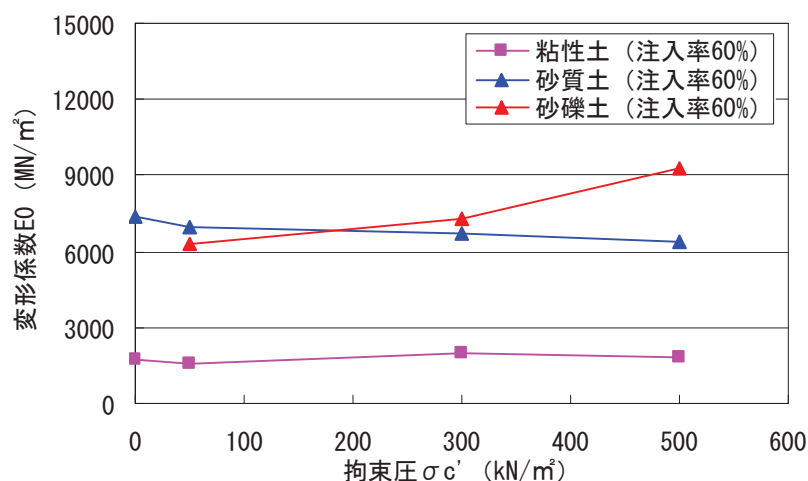


図 3.57 初期剛性  $E_0$  と拘束圧  $\sigma_c'$  の関係

### 3.3.4 まとめ

セメント改良地盤の簡略化した設計では、一軸圧縮強度や一軸圧縮試験による  $E_{50}$  に基づいて安定・変形解析等を行ない、変形・強度特性の拘束圧依存性を考慮しないことが多い。本節では、現場コア試料による多段階載荷試験から高圧噴射攪拌工法によるセメント改良体のせん断強度は、拘束圧の影響をかなり受けること、砂礫地盤で改良率が高いほどその傾向が強くなることを示した。

更に室内配合供試体を用いて、拘束圧をかけた試験を実施した結果、同様に拘束圧の影響をかなり受けることを示した。図 3.53 の模式図に示すように原地盤にせん断強度にセメンテーションを付加すると同時に内部摩擦角を保有すること、更に粘性土→砂質土→砂礫土と粒径が大きくなるにしたがい、内部摩擦角  $\phi$  も増加する傾向があるという結果を示した。このことは、重量構造物直下など拘束圧が卓越する地盤条件では、強度の拘束圧依存性を考慮することで設計を合理化できる可能性があることを示している。ここで、通常地盤での液状化対策・耐震補強などで遭遇する 500kN/m<sup>2</sup> 以下の拘束圧の範囲では、初期剛性の拘束圧依存性は小さいことが確認できた。

なお、ピーク強度と残留強度の破壊包絡線を比較すると、内部摩擦角は大差ないが、残留状態の粘着力は総じて低下している。これは、セメンテーションが残留状態では損傷しているためと考えられる。

### 3.4 長期材齢を考慮した強度・変形特性の評価方法

#### 3.4.1 目的

セメント系固化材を用いた地盤改良は通常は材齢 28 日で測定した変形・強度特性に基づいて設計している。これは、コンクリート工学において、これ以上の材齢での強度・剛性の増加が著しくないことで採用されている方法に倣ったものである。しかし、締固め密度が高く、比較的高強度なほど材齢に対する増加率が大きくなり、材齢 8 年において 28 日強度の 4 倍という強度が確認された事例もある<sup>3.29)</sup>。土木・建築構造物の供用期間・耐用年数が長期であることを考慮すると、改良体の変形・強度特性の長期に亘る経年変化を知る必要がある。しかし、長期材齢による強度増加に関しては未知の事項が多い。そこで、本節では、高圧噴射攪拌工法によるセメント改良地盤の長期強度を現場データと室内試験によって検討した。

#### 3.4.2 試験概要

室内配合供試体、および現場コア試料での長期強度の確認と、原位置 PS 検層（サスペンション方式）（「4 章 改良地盤の原位置弾性波速度に基づく品質評価の研究」参照）によるせん断弾性波速度  $V_s$  に基づいて長期強度の推定を行なった。表 3.5 に室内配合供試体諸元、表 3.6 に現場コア試料諸元、表 3.7 に原位置 PS 検層諸元を示す。

表 3.5 室内配合供試体諸元

項目	試験ケース
供試体作成方法	室内配合により作成
供試体寸法	φ 5.0cm×10.0cm
硬化材	高炉セメント B 種 $c = 591 \text{ kg/m}^3$ , $w/c=137\%$
土の種類	3 ケース（砂質土、砂礫土、粘性土）
材齢	5 材齢（28, 91, 180, 360 日）
注入率*)	3 ケース（30, 60, 100 %）
拘束圧	4 ケース（0, 50, 100, 300kN/m <sup>2</sup> ）
供試体本数	2 供試体／ケース

\*) 注入率とは、土砂 1 に対する硬化材スラリーの体積の割合

表 3.6 現場コア試料諸元

項目	試験ケース
ボーリング深度	1 孔×35.55m
サンプリング深度	図 3.2 参照
供試体作成方法	現場コアより採取
供試体寸法	φ 8.6cm×18.0cm
現場配合	高炉セメント B 種 $c = 591 \text{ kg/m}^3$ , $w/c=137\%$
土の種類	3 ケース（砂質土、砂礫土、粘性土）
材齢	5 材齢（28, 91, 180, 360 日）
供試体本数	2 供試体／ケース
備考	材齢 28 日で採取、以降室内養生

表 3.7 原位置 PS 検層諸元（サスペンション方式）

項目	試験ケース
ボーリング深度	1 孔×35.55m
計測深度	図 3.2 参照
土の種類	3 ケース（砂質土、砂礫土、粘性土）
材齢	3 材齢（28, 180, 360 日）

### 3.4.3 室内配合試験による長期強度の検討

室内配合による各土質（砂質土、砂礫土、粘性土）の材齢 28、91、180、360 日での硬化材の注入率と一軸圧縮強度  $q_u$  の関係を図 3.58 に、28 日強度に対する一軸圧縮強度比  $q_u/q_{u28}$  と材齢の関係を図 3.59 に示す。

全般的に材齢 180 日まではすべてのケースで強度増加を確認できる。材齢 360 日では、一部のケース（粘性土（注入率 60%、注入率 100%）、砂礫土（注入率 100%））で材齢 180 日より小さくなっているものがある。全体的な傾向から推測すると、上記の傾向は供試体作成時のバラつきや養生中の損傷など外的要因である可能性が高い。このデータを例外として除外すると、図 3.58 から注入率が材齢に伴う強度増加率に与える影響は明確ではないこと、図 3.59 から長期強度の増加率は砂質土が最も大きく粘性土と砂礫土では比較的小さいことが分かる。

なお、養生方法は供試体をモールドからはずして水浸養生しているが、粒径の小さな粘性土は水浸に伴う膨張等により強度低下してしまった可能性も考えられる。実際の改良体は土中で拘束圧がかかった状態で養生されることから本来はそのことを再現した養生方法が望ましい。

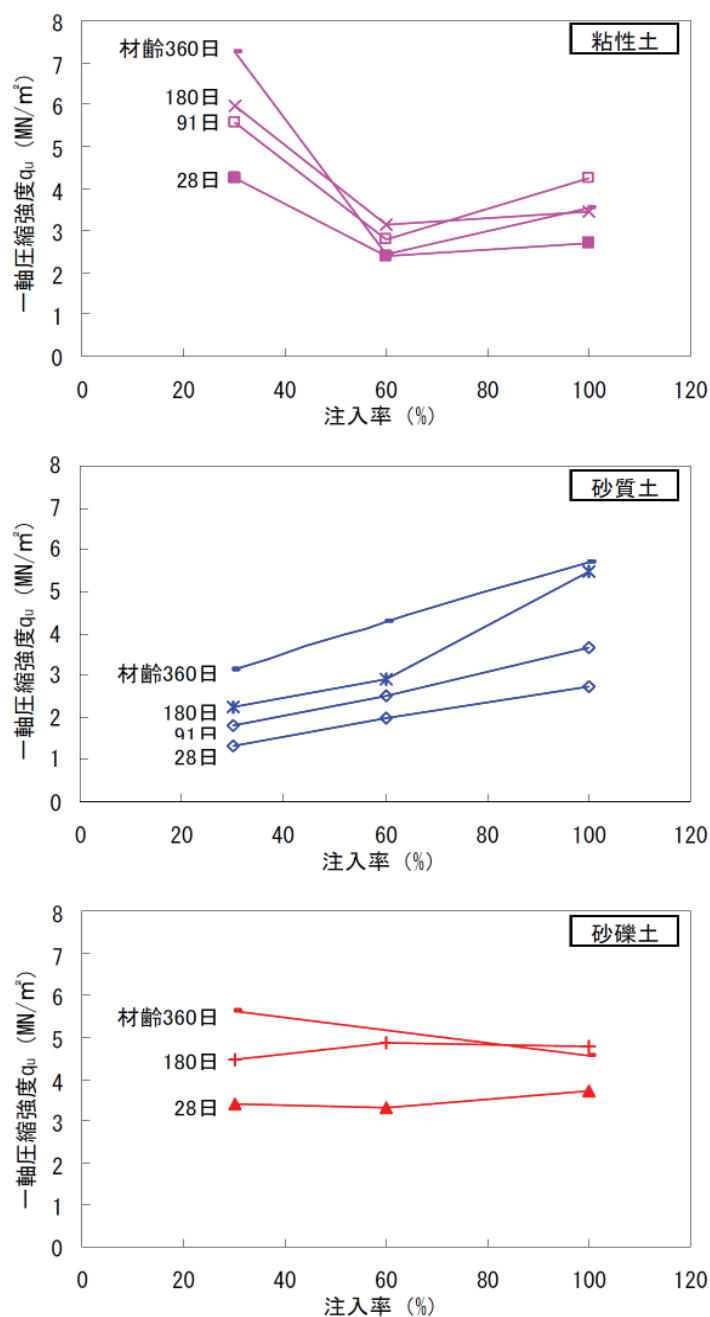


図 3.58 各注入率と  $q_u$  の関係に対する材齢の影響

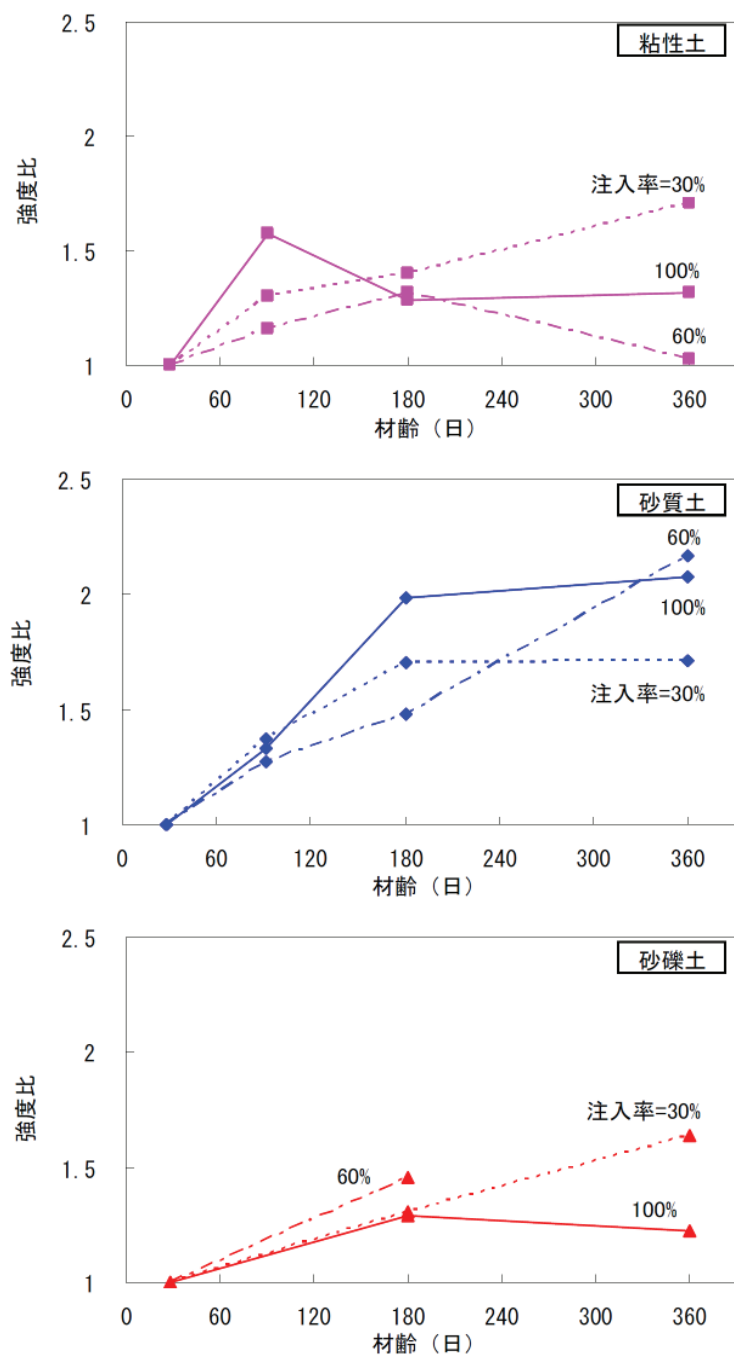


図 3.59 各注入率での28日強度に対する強度比と材齢の関係

#### 3.4.4 不攪乱コア試料による長期強度の検討

現場から採取した代表的な不攪乱コア試料を写真 3.2 に、現場コアの一軸圧縮強度  $q_u$  と長期材齢の関係を図 3.60 に示す。粘性土のデータでは材齢とともに強度が増加する傾向が明瞭であるが、他の不攪乱コア試料のデータは大きくバラついている。従って、この結果から明確な結論を得るのは困難である。

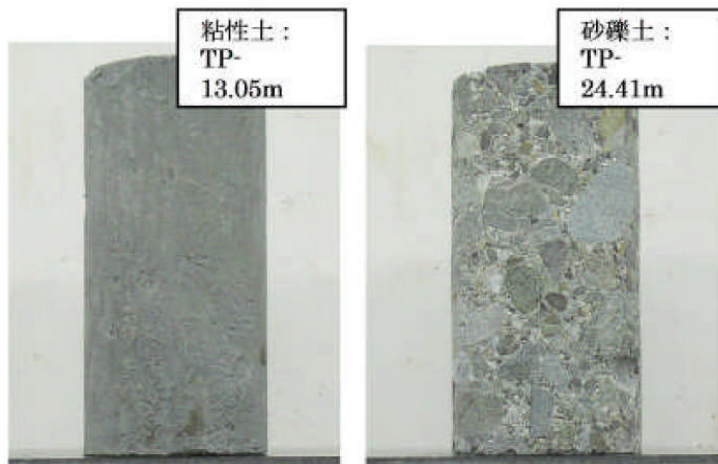


写真 3.2 代表的な不攪乱コア試料（図 3.1～3.2の工事）

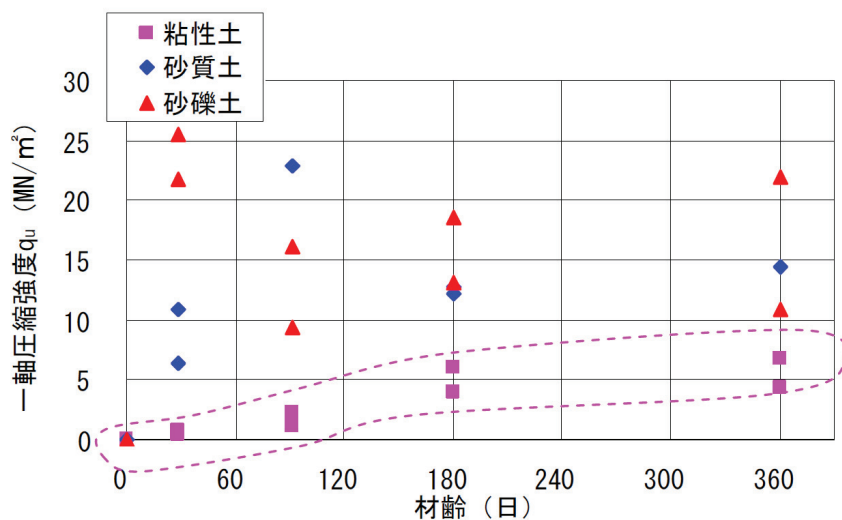


図 3.60 現場コアによる  $q_u$  と長期材齢の関係

### 3.4.5 原位置 PS 検層による長期強度の検討

改良体の異なる材齢で原位置 PS 検層により計測された弾性波速度  $V_s$  の深度分布を図 3.61 (図 3.2 参照) に示す。材齢 28 日～180 日までは明瞭な強度増加が確認できるものの、180 日～360 日では収束傾向にあり、前項の室内試験結果と同様の傾向を示している。

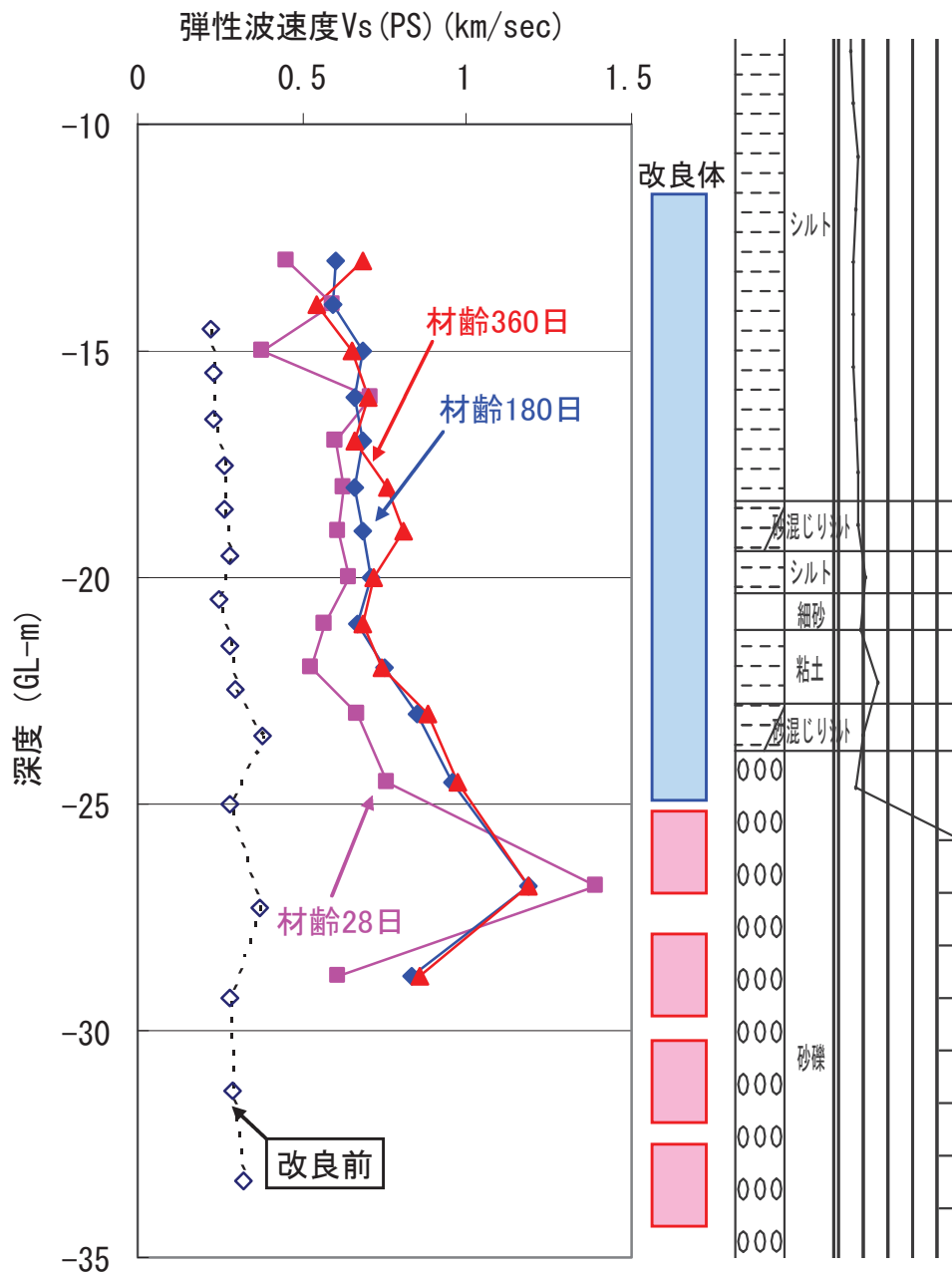


図 3.61 原位置 PS 検層による  $V_s$  の材齢による増加

図 3.61 に示した各深度毎の材齢 28 日の  $V_s$  に対する材齢 180 日の  $V_s$  および 360 日の  $V_s$  で比 ( $V_s/V_{s28}$ ) の度数分布を図 3.62 に示す。また、各深度毎の  $V_s/V_{s28}$  の平均値を図 3.63 に示す。 $V_s$  の値は、平均的に見て材齢 28 日から 180 日の間で 1.2 倍、28 日から 360 日の間で 1.24 倍になっていて、特に材齢 180 日までの強度増加が顕著である。初期剛性は  $V_s$  の 2 乗に比例することからの、剛性の増加率に換算すると、材齢 28 日から 180 日の間で  $1.20^2=1.44$  倍、材齢 28 日から 360 日の間で  $1.24^2=1.54$  倍となる。

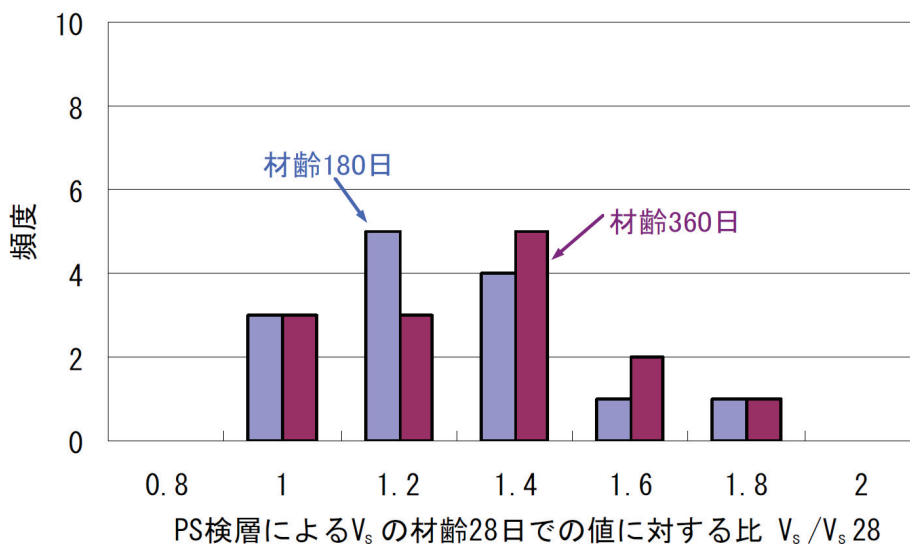


図 3.62  $V_s$  の材齢 28 日に対する比の度数分布

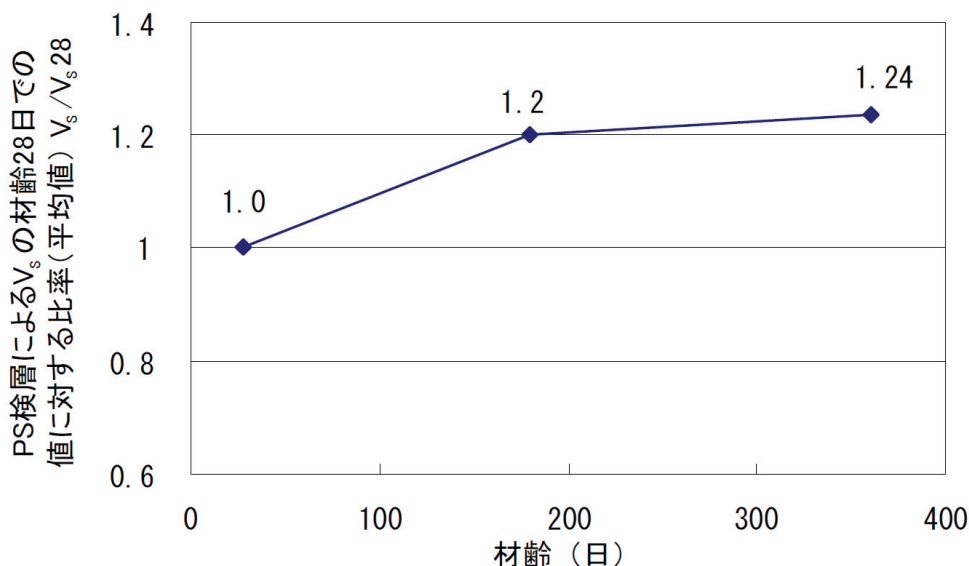


図 3.63  $V_s$  の材齢 28 日に対する比率（平均値）と材齢の関係

図 3.64 (図 4.19 と同じ) は「3.2.2 試験概要」に示す室内作成供試体と同じ材料、作成法、養生法で作成した供試体を異なる期間養生した結果である (詳細は「4.5 材齢が  $V_s \sim q_u$  関係に及ぼす影響の検討」参照)。この結果に基づくと、 $V_s \sim q_u$  関係に及ぼす材齢 360 日までの材齢の影響は明確ではない。従って、上記の原位置での  $V_s$  の増加は、 $q_u$  の増加を意味していると言える。

図 3.64 に示すデータの全体的な傾向を表している上限と下限を示す破線の関係に従うと、 $q_u = 3.0 \text{ MN/m}^2$  を基準とした場合、 $V_s$  は下限値  $0.75 (\text{km/sec}) \sim$  上限値  $1.6 (\text{km/sec})$  となる。前述の  $V_s$  が 1.24 倍増加すると  $V_s$  は下限値  $0.75 \times 1.24 = 0.93 (\text{km/sec}) \sim$  上限値  $1.6 \times 1.24 = 1.98 (\text{km/sec})$  となり、 $V_s \sim q_u$  関係から  $q_u$  は下限値  $7 \text{ MN/m}^2 \sim$  上限値  $8 \text{ MN/m}^2$  とかなり増加していることになる。なお、材齢とともに増加率が収束する傾向が見受けられる。

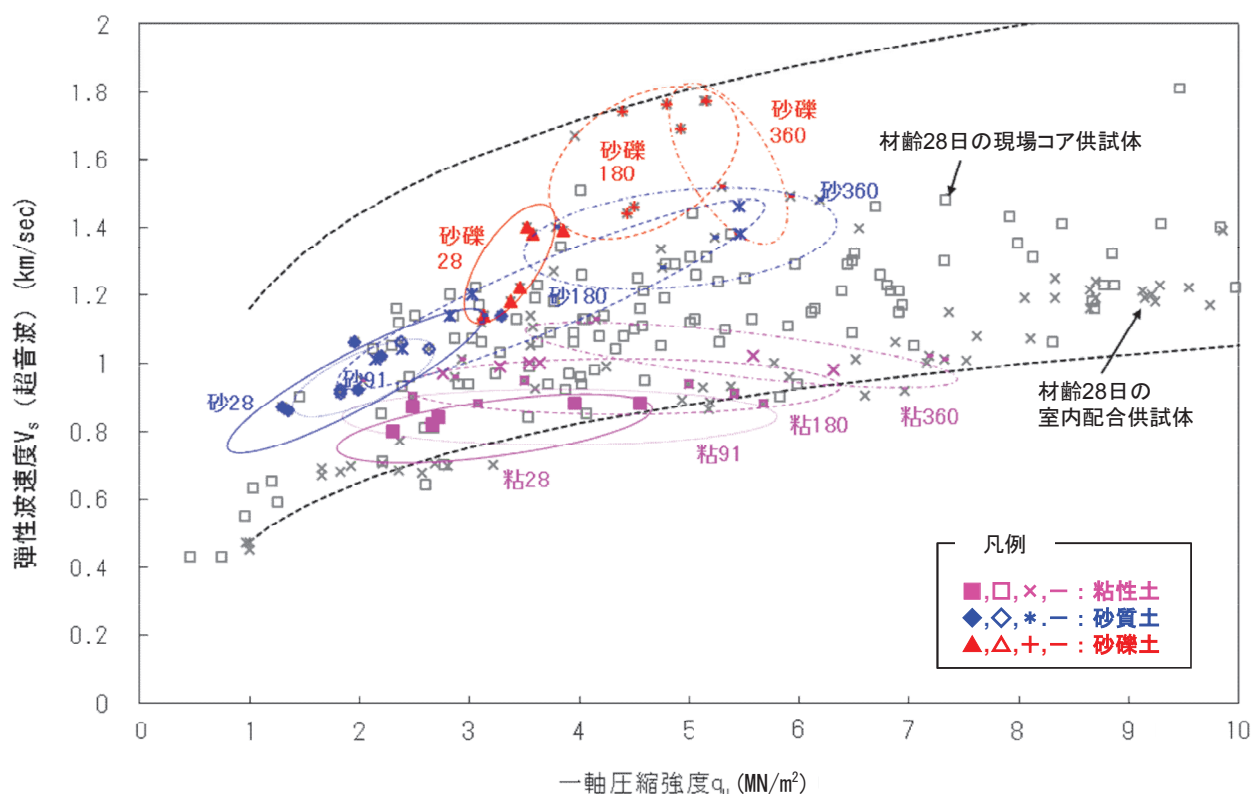


図 3.64 室内配合供試体の  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係に及ぼす材齢の影響  
 : 図中の破線はこれまでの実績に対する上限値と下限値  
 (数字28, 91, 180, 360は養生日数を示す)

#### 3.4.6 まとめ

高圧噴射攪拌工法による地盤改良に対する事前の室内配合試験で、一軸圧縮強度  $q_u$  は材齢 28 日を超えても 360 日に至るまで増加することを確認した。現場から採取した不攪乱コア試料を用いた一軸圧縮試験では、粘性土については材齢とともに強度が増加する傾向を確認できたが、他の試料のバラツキが非常に大きく上記の確認ができなかった。また、原位置 PS 検層による  $V_s$  は材齢によって増加することが確認できたことから、強度も増加していることが推定できる。

### 3.5 まとめ

高圧噴射攪拌工法によるセメント改良地盤の変形・強度特性の合理的な評価法について検討した結果、以下の結論を得た。

#### (1) 正確な剛性の評価法について

- ・ベディングエラーの影響を受けない剛性を微小ひずみレベルから正確に得るためには、局所変形測定装置(LDT)を用いて軸ひずみを測定する必要がある。
- ・従来の外部変位計を用いた一軸圧縮試験での変形係数  $E_{50}$  は  $(100 \sim 300)q_u$  程度であるのに対し、LDTを用いた場合の  $E_{50}$  は  $(300 \sim 1,000)q_u$  程度であり、3 倍程度大きい。
- ・LDT を用いると微小ひずみ ( $1.0 \times 10^{-4}\%$ ) での計測も可能になるため、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験によって初期剛性の測定ができる。
- ・LDT を用いた一軸圧縮強度試験の結果から、繰返し三軸試験で得られる等価せん断剛性～せん断ひずみ関係を近似的に推定できる。
- ・初期せん断剛性  $G_0$  の低下に伴い規準ひずみ  $\gamma_r$  が低下し、一定のバラつきがあるもののその関係は試験法と土質によって大きく変化しない傾向がある。したがって、予備設計においては、改良体の  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線を簡易に推定できる。

#### (2) 拘束圧依存性を考慮した強度特性の評価法について

- ・高圧噴射攪拌工法によるセメント改良土の強度には、明確な拘束圧依存性があり、特に砂礫土でセメントミルクの注入率が高い場合に依存性が高い。つまり、セメント改良土は、原地盤にせん断強度にセメンテーションを付加すると同時に内部摩擦角を保有すること、更に粘性土→砂質土→砂礫土と粒径が大きくなるにしたがい、内部摩擦角  $\phi$  も増加する傾向があった。
- ・ピーク強度と残留強度の破壊包絡線を比較すると、内部摩擦角は大差ないが、残留状態の粘着力は総じて低下している。これは、セメンテーションが残留状態では損傷しているためと考えられる。
- ・初期剛性と  $V_s$  には、明確な拘束圧依存性を確認出来なかった。

#### (3) 長期材齢考慮した強度・変形特性の評価法について

- ・材齢が 28 日から 180 日までで強度、初期剛性が顕著に増加する一方、180 日から 360 日では収束傾向を示した。

## 参 考 文 献

- 3.1) Q&A JET GROUT, 日本ジェットグラウト協会, pp.3.6, 2003.
- 3.2) 建設技術審査証明報告書(建審証第 0901 号) マルチジェット工法, (社) 日本建設機械化協会, 2009.
- 3.3) 内田恵之助・川本憲二・橋本文男・龍岡文夫・澁谷啓: 東京湾横断道路におけるセメント改良固化土のせん断変形特性, 「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性」に関する国内シンポジウム発表論文集, pp.279-284, 1993.
- 3.4) 木幡行宏・前川晴義・矢島寿一・村本勝巳・馬場崎亮一: セメント系安定処理土の強度・変形特性について, セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集, pp.1-19, 1996.
- 3.5) 龍岡文夫・菊池喜昭(2002): 基礎の設計-やさしい基礎知識第 2 回-, 雑誌基礎工, 2 月号, pp.74-78.
- 3.6) 龍岡文夫・菊池嘉昭(2003): 基礎の設計-やさしい基礎知識第 20 回-, 雑誌基礎工, 11 月号, pp.71-75.
- 3.7) Watanabe, K., Tateyama, M., Jiang, G., Tatsuoka, F., and Lohani, T.N.,(2003): Strength characteristics of cement-mixed gravel evaluated by large triaxial compression tests, Proc. 3rd Int. Symp. on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Lyon 03 (Di Benedetto et al. eds.), Balkema, Sept. 2003, pp.683-693
- 3.8) 寺師昌明・田中洋行・光本司・新留雄二・本間定吉: 石灰・セメント系安定処理土の基本的性質に関する研究(第 2 報), 港湾技術研究所報告 19 巻第 1 号, pp.33-62, 1980.
- 3.9) 陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版, 財団法人 土木研究センター, 2004.
- 3.10) 岡村未対・松尾修・板橋利昭: 東京湾口海底軟岩の繰返し三軸試験, 軟岩と硬質土のロータリー式サンプリング技術と物性評価に関するシンポジウム発表論文集, pp.123-126, 2000.
- 3.11) 水資源開発公団試験研究所: 平成 14 年度 徳山ダム材料試験, 試験研究報告書第 2002202 号, 平成 15 年 3 月
- 3.12) 谷瀬正寿・板橋利昭・岩本建・田中荘一: 軟岩試料を用いた動的変形特性試験の試験方法に関する検討, 三軸試験に関するシンポジウム発表論文集, pp.163-168, 1991.
- 3.13) 古関潤一・堤千花・DE SILVA,N: セメント改良粘土の繰返し中空ねじり試験, 生産研究 62(6), pp.663-666, 2010.
- 3.14) 木幡行宏・蔭関魯・龍岡文夫・緒方紀夫: セメント改良砂質土の変形・強度特性に及ぼす養生日数の影響, セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集, pp.137-142, 1996.
- 3.15) Tatsuoka, F. (2010): "Cement-mixed soils in Trans-Tokyo Bay Highway project", Soils and Foundations, Vol.50, No.6, pp.785-804,
- 3.16) 木幡行宏・金井太一・飯竹重夫・舘山勝・龍岡文夫: 関東ロームの小ひずみ領域における変形特性, 火山灰しつどの性質とその設計・施工に関するシンポジウム発表論文集, pp.189-194, 2001.
- 3.17) Nishi,K. Ishiguro,T. and Kudo,K : Dynamic properties of weathered sedimentary soft rocks, Soils and Foundations Vol.29 No.3, pp.67-82, 1989.9
- 3.18) 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針-セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法-, 日本建築センター, pp.356-357, 2002.
- 3.19) 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針-セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法-, 日本建築センター, pp.352-353, 2002.
- 3.20) 赤井浩一・大西有三・李徳河: 多段階三軸試験とその飽和軟岩への適用について, 土木学会論文集, 第 311 号, pp.93-102, 1981.
- 3.21) 寺師昌明・田中洋之・光本司・新留雄二・本間定吉: 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究(第 2 報), 港湾技術研究所報告第 19 巻第 1 号, pp.33-62, 1980.
- 3.22) 龍岡文夫・菊池嘉昭(2005): 基礎の設計-やさしい基礎知識第 32 回-, 雑誌基礎工, 3 月号, pp.96-101,
- 3.23) 龍岡文夫・菊池嘉昭(2004): 基礎の設計-やさしい基礎知識第 25 回-, 雑誌基礎工, 6 月号, pp.74-78,
- 3.24) 宮北啓・前川晴義・梅原悟: セメント安定処理粘土の養生に伴う降伏および強度特性の変化, 第 26 回土質工学研究発表会, pp.583-586, 1991.
- 3.25) 財団法人 土木研究センター: 陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版, pp.28-49, 2004.
- 3.26) Tatsuoka,F. and Shibuya,S. : Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Proc. 9th Asian Regional Conf. on SMFE, Vol.2, pp.101-170, 1992.

- 3.27) 野村憲司・石原研而・塚本良道・吉田晃・杉野智弘：非排水三軸圧縮試験によるセメント改良体の微小ひずみにおける変形特性, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp.741-742, 2001.
- 3.28) 属寛・落合英俊・安福規之・大嶺聖・宮崎良彦：セメント安定処理土の変形・強度特性－圧密圧力の影響－, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.867-868, 1999.
- 3.29) 高橋宏文・KONGSUKPRASERT,L・佐野友輔・龍岡文夫：セメント改良砂の変形強度特性によらず長期年代効果, 第 41 回地盤工学研究発表会, pp.773-774, 2006.

## 4 章 改良地盤の原位置弾性波速度に基づく品質評価の研究

### 4.1 はじめに

高圧噴射攪拌工法は深層混合処理工法の一つであり、小型なボーリングマシンで大型径・高強度のセメント改良地盤を造成できるため、既設施設の支持地盤などで狭隘箇所の液状化対策・耐震補強工法として適用される事例が急増している。このような永久構造物に関連した工事では、改良地盤の変形・強度特性を正確に推定することが求められる。しかし、その変形・強度特性は、セメント添加量と材齢、対象土の土質、そして改良体に作用する拘束圧等の応力状態などの多様な要因の影響を受ける。また、改良対象は軟弱粘性土や緩く堆積した沖積砂質土の地盤が主であり、その場合の改良体は土粒子構造が大きな間隙比を持つ固化体となり、複雑な力学的挙動を示すことが報告されている<sup>4.1)</sup>。なお、高圧噴射攪拌工法では、機械攪拌工法と異なり、地中で超高压ジェットによりセメントミルクを噴射して地盤と攪拌混合することでセメント改良地盤を造成する。このため、図 2.61～図 2.64 および図 2.66～図 2.70 に示すように改良体の非一様性が相対的に高い。この非一様性は、図 2.64 に示すように湿潤密度と強度との相関性が高いことから判断して、ジェット噴流による原地盤の粉碎具合や固化材の混入具合のバラつきに起因していることが推定できる。

一方、高圧噴射攪拌工法によるセメント改良地盤では、従来現行の基準等に準拠<sup>4.2)</sup>して、1 ヶ月後のチェックボーリングで得た不攪乱コア試料の一軸圧縮試験を行なうことによって、品質管理を行っている。しかし、サンプリング数が限定される場合が多く、地盤内の不連続なデータしか得られないことから、非一様性の高い地盤の全体像を把握することに難がある。また、現状のサンプリング技術では、サンプリング時の乱れの影響、サンプラーの種類、採取径とともにボーリングオペレーターの技量等に左右される。また、サンプリングで乱れた部位や未改良塊の混入部位などを除外して、良質な部分のみを切り出して一軸圧縮試験が行われる傾向がある。これらことから、この品質管理手法は、地盤の非一様性が高くなるほど、適切な評価方法とは言い難い。

そこで、従来の品質管理の高精度化を目的に、ボーリング孔を利用した原位置 PS 検層（地盤工学会基準 JGS1122「地盤の弾性波速度検層方法」<sup>4.3)</sup>）による改良体強度推定方法に着目した。既往の研究<sup>4.4)</sup>、<sup>4.5)</sup>によると、機械攪拌工法の比較的一様性が高いセメント改良地盤では、原位置 PS 検層によるせん断弾性波速度  $V_s$  と一軸圧縮強度  $q_u$  に良好な相関関係があり、計測された  $V_s$  から改良地盤の品質をかなり正確に推定できると報告されている。この方法を高圧噴射攪拌工法の非一様性の高いセメント改良地盤に適用できれば、サンプリング時の乱れの影響を受けていない一軸圧縮強度  $q_u$  を原位置で速やかに深度方向に連続的に測定することが可能となる。なお、原位置 PS 検層はダウンホール方式（地表起振孔内受振）とサスペンション方式（孔内起振受振）の 2 種類あり、以下の理由によりサスペンション方式を用いた。（図 4.1 参照）

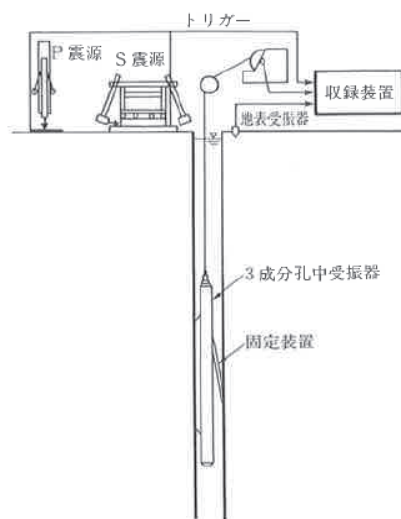
- ・ダウンホール方式は地表面から起振し、孔内で受振し弾性波の到達時間を計測するため、地中にある改良体コラムのみを評価した  $V_s$  を計測できない。一方、サスペンション方式は改良体中のボーリング孔内で起振と受振を行うため、改良体コラムのみを評価した測定が可能となる。
- ・サスペンション方式は測定ピッチ毎（一般的には 1.0m）に深度方向連続的に  $V_s$  を計測できる。なお、既往の研究<sup>4.6)</sup>によれば、ダウンホール方式とサスペンション方式との  $V_s$  と  $N$  値の比較を行なっている。この研究によれば、サスペンション方式では  $V_s$  と  $N$  値の相関が高いがダウンホール方式では平均的な値となっていることから局所的な地層の変化を捉えるにはサスペンション方式の方がよいとの報告がされている。

この手法を用いる場合には、事前に室内配合供試体を用いて  $V_s \sim q_u$  関係を求めておき、その関係性から、改良体の原位置 PS 検層結果による  $V_s$  から  $q_u$  を推定する手順となる。

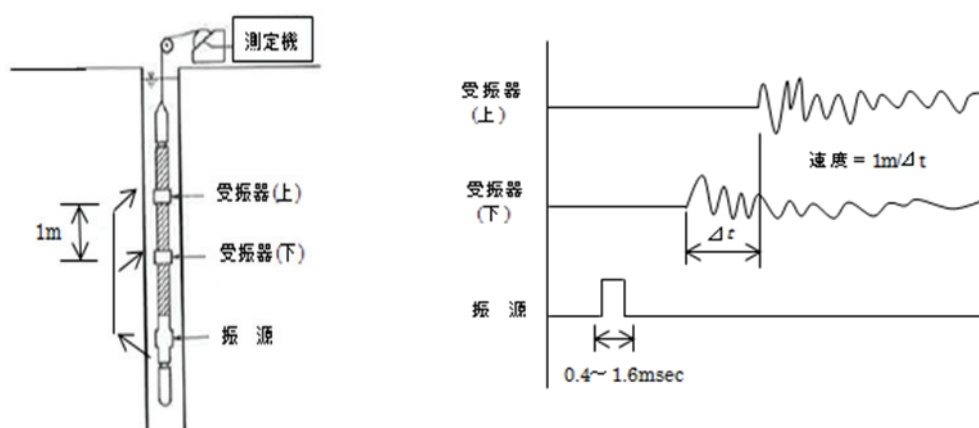
なお、室内配合供試体から  $V_s$  を算定するためには、一般的には超音波パルス試験（地盤工学会基準 JGS1220「パルス透過法による岩石の超音波速度測定法」<sup>4.7)</sup>）を用いる必要がある。よって、実改良体に

において、原位置 PS 検層による  $V_s$  から  $q_u$  を推定する手法を、高圧噴射攪拌工法による非一様性の高いセメント改良地盤に適用するには、事前に室内配合供試体で求める  $V_s$  (超音波パルス法)  $\sim q_u$  (室内配合供試体) 関係が、現場の実改良体での  $V_s$  (PS 検層)  $\sim q_u$  (現場コア試料) 関係を再現している必要がある。そこで、原位置 PS 検層および現場コア試料、ならびに室内配合供試体を用いた各種試験を行ない、その関係性を評価した。

具体的には、第 4.2 節で室内配合供試体と現場コア試料を用いて室内超音波パルス試験による  $V_s$  と  $q_u$  に対する相関関係を確認した。第 4.3 節では、現場での実改良体で実施する原位置 PS 検層による  $V_s$  から  $q_u$  を評価する手法の適用性を確認するために、試料の相違 (室内配合供試体と現場コア試料) ならびに試験方法の違い (室内超音波パルス試験による  $V_s$  と原位置 PS 検層による  $V_s$ ) の検討を行った。第 4.4 節、第 4.5 節では、原位置 PS 検層による手法の適用性の高さの検証として、改良体の非一様性が最も高い現象の一つといわれる粘性土地盤を対象とした未改良土塊 (ダマ) が混入する改良体への適用性の確認および材齢が  $V_s$  と  $q_u$  に及ぼす影響についても確認した。また、第 5 章にて、実際の現場で適応した事例を報告する。



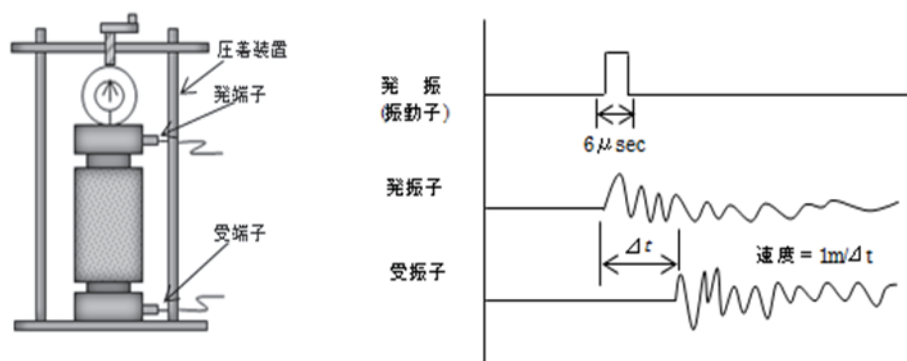
(a) ダウンホール方式



振動子波形：矩形波 (電圧 300V, パルス幅 0.4~1.6msec 程度, 周波数 1kHz 程度以下)

(b) サスペンション方式

図 4.1 原位置 PS 検層試験概要 4.13) 一部加筆



振動子波形：短形波（電圧 500V，パルス幅  $\mu\text{sec}$  程度，周波数 100kHz 程度）

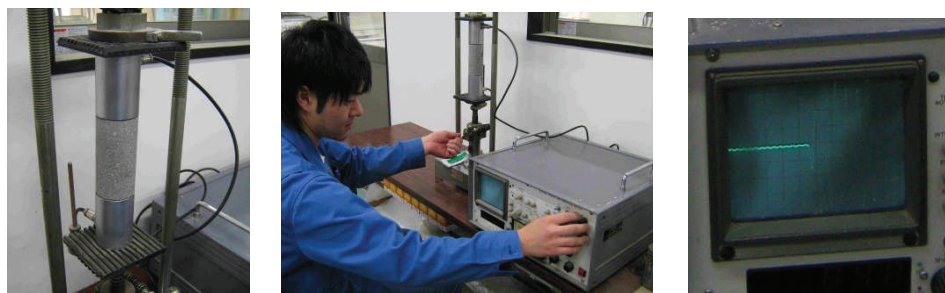


図 4.2 超音波パルス試験概要

## 4.2 室内超音波パルス試験による弾性波速度 $V_s$ と一軸圧縮強度 $q_u$ の相関性の検討

各サイト（表 4.1）で原位置での施工の前に行なった室内配合試験で得た供試体（材齢 28～360 日）と施工後の改良体から採取した現場コア試料を用いて、室内で超音波パルス試験と一軸圧縮試験を行ない、弾性波速度  $V_s$  と一軸圧縮強度  $q_u$  の相関性を検討した。

なお、セメント改良土の圧縮強度でも圧密拘束圧の影響を受け、実際の設計では必要に応じて圧密拘束圧の影響を考慮する必要がある。しかし、通常の品質管理においては、圧密拘束圧の影響を無視した  $q_u$  を指標として安全側に評価している。そこで、本検討においても  $q_u$  を指標として  $V_s$  との相関性を確認することとした。

表 4.1 各サイトの改良条件

項目	改良対象土	削孔深度	改良長	吐出量 <sup>*)</sup>	改良直径
東京都品川区	シルト、細砂、砂礫（沖積） 砂礫土、細砂（洪積）	GL-31.5m	19.1m	190ℓ/min × 2方向	φ 3.5m
埼玉県比企郡	関東ローム 粘土混り砂礫（洪積）	GL-2.8m ～7.1m	1.0m ～5.1m	154～ 380ℓ/mini × 1方向	φ 3.4 ～8.6m
愛知県東海市	細砂（埋土） 粘性土、砂質土（沖積）	GL-11.4m ～17.5m	9.4m ～15.5m	200ℓ/min × 2方向	φ 4.0m
	細砂（埋土） 粘性土、砂質土（沖積）	GL-12.0m	10.0m	200ℓ/min × 2方向	φ 4.0m
	細砂（埋土） 粘性土、砂質土（沖積）	GL-13.0m	11.0m	200ℓ/min × 2方向	φ 4.0m
福島県双葉郡	シルト質細砂（埋土）	GL-7.0m ～7.5m	5.0m ～7.0m	314～ 380ℓ/min × 1方向	φ 3.5m

\*) 吐出圧はすべて40.0MPa

図 4.3 に、多様な土質の室内配合供試体と現場からの不攪乱コア試料の超音波パルス試験による  $V_s$  と  $q_u$  の関係を示す。室内配合供試体は、地盤工学会基準 JGS 0821「安定処理土の締固めをしない供試体作製方法」に準拠し、原位置で採取した湿潤状態の土砂にセメントミルクを所定の注入率（土砂 1 に対するセメントミルクの体積比）となるよう計量し、モルタルミキサーで攪拌して作成した。供試体は、モールド内で含水比を一定に保ち、温度を恒温槽で  $20^{\circ}\text{C}$  に一定に保って 28 日間養生した。

図 4.3 に示す  $V_s \sim q_u$  関係は、全体的に見て一定の相関性があるが、バラつきが大きい。そこで、現場と土質によってデータを区別して整理した。図 4.4 に室内配合供試体の、図 4.5 に現場改良体のコア試料の超音波パルス試験による  $V_s$  と  $q_u$  の関係を示す。それぞれの場合で、粘性土、砂質土と砂礫土を区別して示す。これらの試料の粒径加積曲線を図 4.6 に、物理特性を表 4.2 示す。

図 4.4 と図 4.5 を比較すると、室内配合供試体のデータ（図 4.4）は、試料の一様性が高いことから、それぞれのサイトと土質での  $V_s \sim q_u$  関係は相関性が高い。なお、粘性土ではサイトによらず類似な  $V_s \sim q_u$  関係となっているが、砂質土・砂礫土ではサイト毎に異なる傾向を示す。また、粘性土から砂礫土へと粒径が大きくなるに従って、同じ強度に対する  $V_s$  が高くなる傾向がある。一方、非一様性の大きな現場コア試料のデータ（図 4.5）は、室内配合供試体と比較して同一のサイトと土質でもややばらつきが大きい。それでも、それぞれの場合で一定の相関性がある。

以上をまとめると、以下のことが言える。

現場コア試料は非一様性が室内配合供試体よりも大きいため  $V_s \sim q_u$  関係のばらつきが大きい。しかし、室内配合供試体と原位置からのコア試料に共通して、サイトと土質による相違はあるが、それぞれの場合で  $V_s$  と  $q_u$  の間に一定の相関がある。

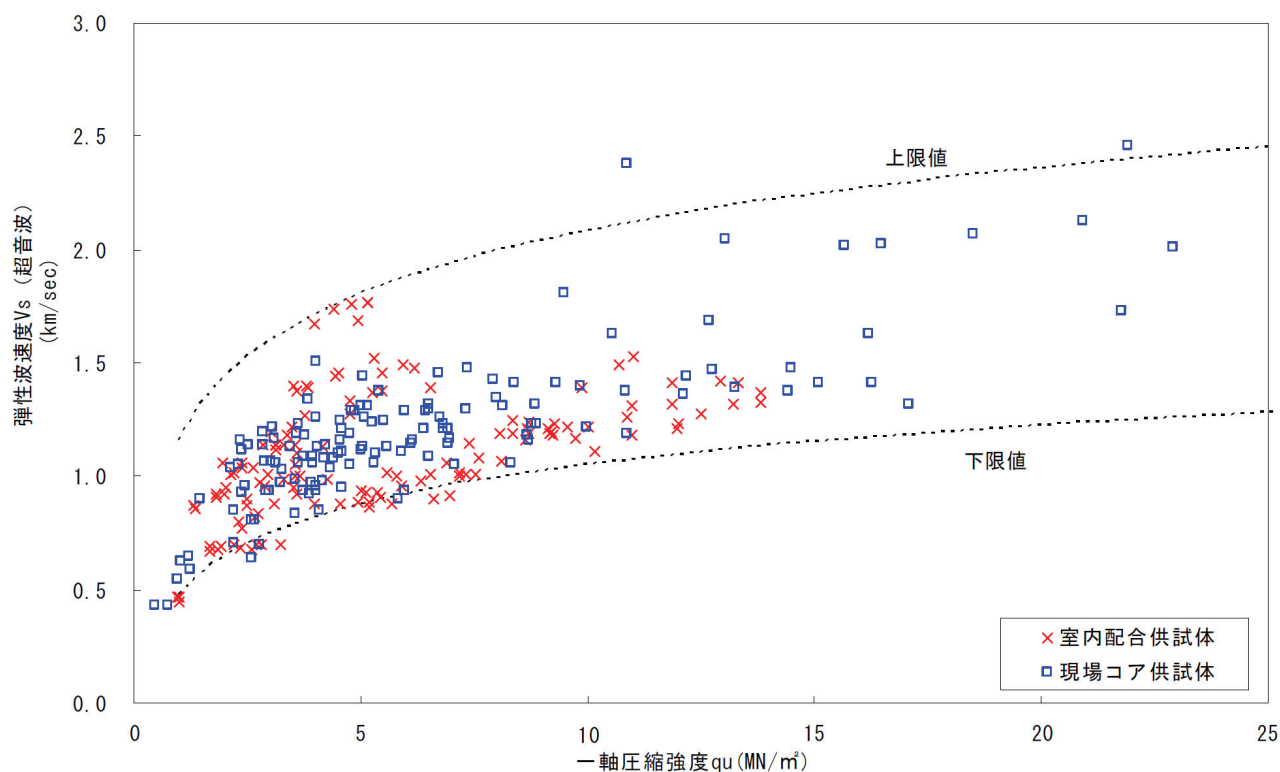
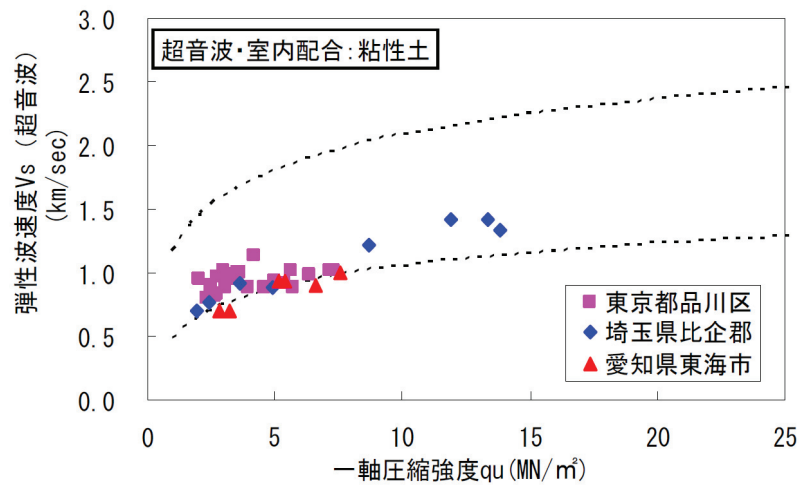
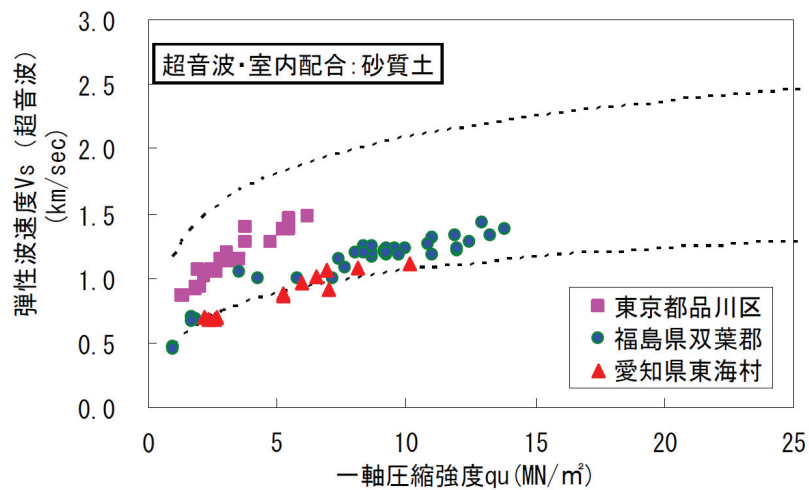


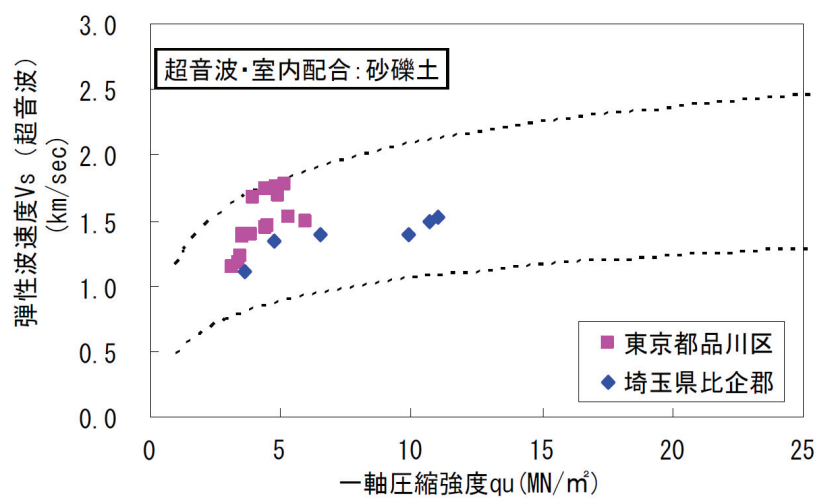
図 4.3  $V_s$ （超音波パルス） $\sim q_u$  関係



(a) 粘性土の室内配合供試体による  $V_s \sim q_u$  関係

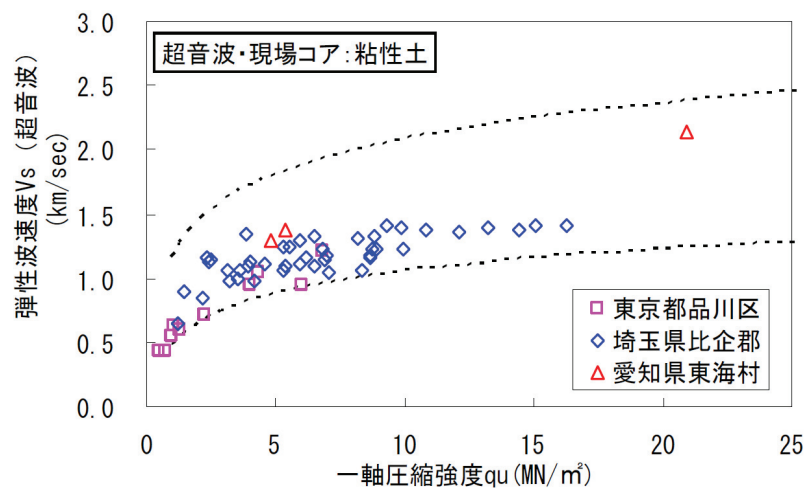


(b) 砂質土の室内配合供試体による  $V_s \sim q_u$  関係

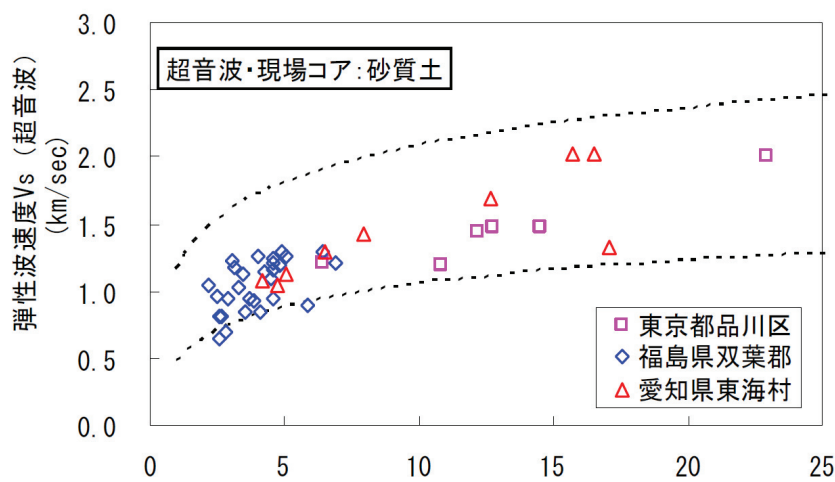


(c) 砂質土の室内配合供試体による  $V_s \sim q_u$  関係

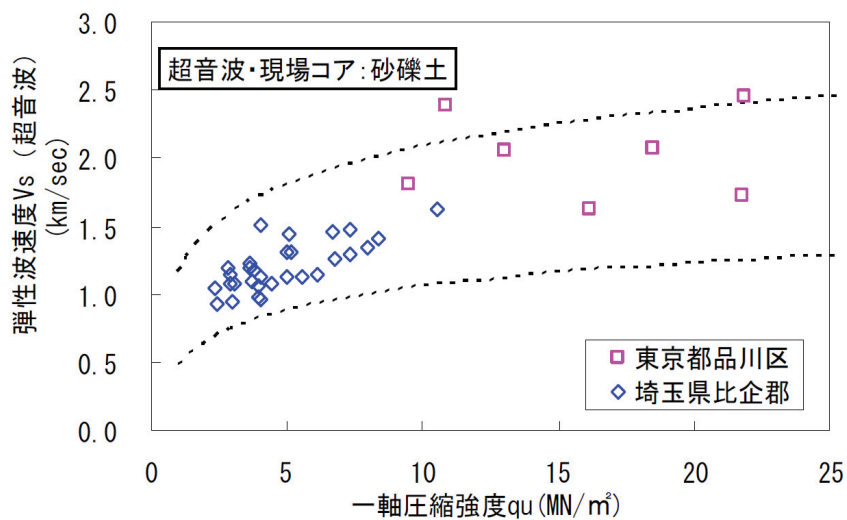
図 4.4  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係 (室内配合供試体)  
: 図中の破線は図 4.3 に示す上限値と下限



(a) 粘性土の現場コア試料による  $V_s \sim q_u$  関係



(b) 砂質土の現場コア試料による  $V_s \sim q_u$  関係



(c) 砂質土の現場コア試料による  $V_s \sim q_u$  関係

図 4.5  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係 (現場コア試料)

: 図中の破線は図 4.3 に示す上限値と下限値

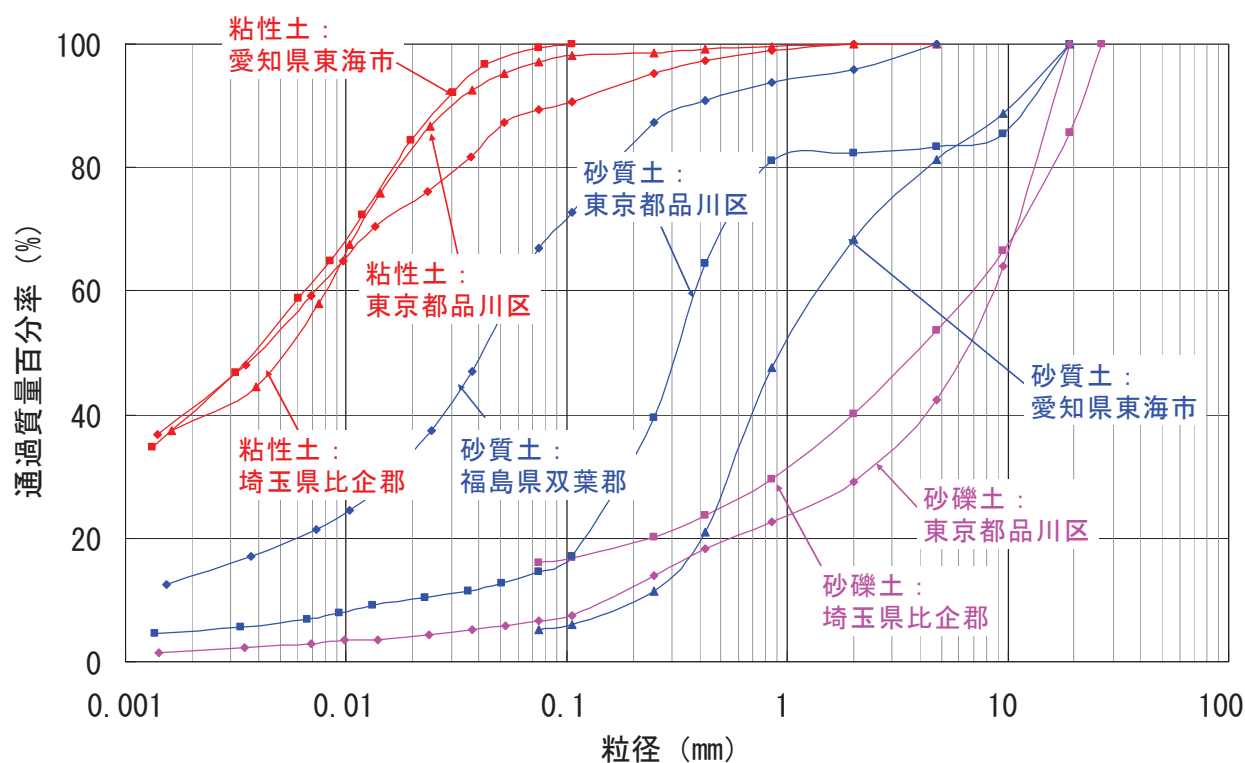


図 4.6 室内配合供試体の粘性土, 砂質土, 礫質土の粒径加積曲線

表 4.2 室内配合供試体の粘性土, 砂質土, 礫質土の物理特性

項目		50%粒径 $D_{50}$ (mm)	均等係数 $U_c$	土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
東京都 品川区	粘性土	0.00384	—	2.723
	砂質土	0.314	19.5	2.744
	砂礫土	6.38	56.6	2.731
埼玉県 比企郡	粘性土	0.00393	—	2.891
	砂礫土	3.81	52.2	2.748
愛知県 東海市	粘性土	0.00536	—	2.668
	砂質土	0.914	6.12	2.642
福島県 双葉郡	砂質土	0.0414	—	2.545

### 4.3 試料と測定法の相違による $V_s \sim q_u$ 関係の検討

#### 4.3.1 目的

前述のように、超音波パルス試験により求めた  $V_s$  と一軸圧縮強度  $q_u$  に一定の相関性が確認された。しかし、室内配合供試体の超音波パルス試験による  $V_s$  と  $q_u$  の関係を用いて、施工後の改良体の原位置 PS 検層による  $V_s$  から改良地盤の品質の指標としての一軸圧縮強度  $q_u$  を推定するためには、以下の検討が必要である。

- ① 試料の相違（室内配合供試体と現場コア試料）が  $V_s$ （超音波パルス） $\sim q_u$  関係に与える影響の検討：すなわち、室内配合供試体の  $V_s$ （超音波パルス） $\sim q_u$  関係（図 4.4）と現場コア試料の  $V_s$ （超音波パルス） $\sim q_u$  関係（図 4.5）の比較。
- ② 測定法の相違（超音波パルスと原位置 PS 検層）が  $V_s$  に与える影響と検討：すなわち、現場コア試料の  $V_s$ （超音波パルス） $\sim q_u$  関係（図 4.5）と原位置 PS 検層による  $V_s$  と現場コア試料の一軸圧縮強度  $q_u$  の関係の比較。

#### 4.3.2 試料の相違が $V_s \sim q_u$ 関係に与える影響の検討

図 4.7 に、図 4.4、4.5 に示す同一サイト（埼玉県比企郡、粘性土地盤）の室内配合供試体と現場コア試料の室内超音波パルス試験による  $V_s$  と  $q_u$  の関係の比較を示す。

現場コア試料の方が、同一の  $q_u$  に対して  $V_s$  が大きい傾向（同一の  $V_s$  に対して  $q_u$  が小さい傾向）があり、このことは砂質土や砂礫土に対しても同様である。この要因は、推測であり現段階で証明することは難しいが、現場コア試料は非一様性が大きい上にサンプリングによる乱れの影響があり、 $q_u$  と  $V_s$ （超音波パルス）に与える影響が以下の①～②の様に異なることが考えられる。

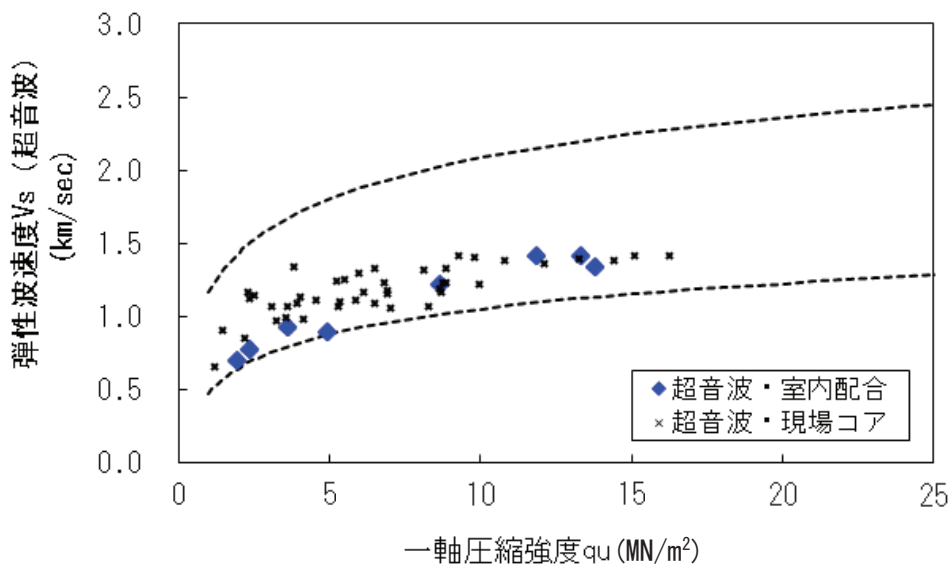


図 4.7 室内配合供試体と現場コア試料の  $V_s$ （超音波パルス） $\sim q_u$  関係の比較  
：図中の破線は図 4.3 に示す上限値と下限値

#### ①現場コア試料の非一様性による $V_s$ の過大評価

非一様性の高い現場コア試料に対し、 $q_u$  は供試体の平均的な性質を反映すると考えられるが、 $V_s$  については超音波パルスの周波数が 30～40kHz と波長が非常に短いため、 $V_s$  は相対的に固い部分の剛性を反映していると考えられる。つまり、室内配合供試体と現場コア試料が同程度の  $q_u$  であっても非一様性の高い現場コア試料では  $V_s$  の値が大きくなる可能性がある (図 4.8)。

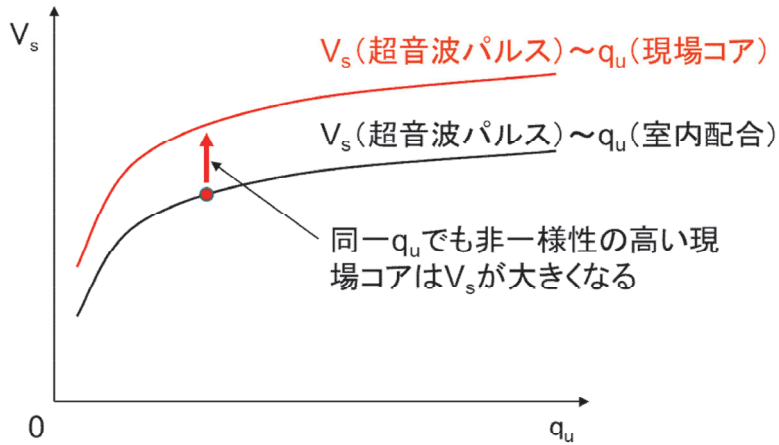


図 4.8 試料の非一様性が  $V_s \sim q_u$  関係に与える影響

#### ②現場コア試料のサンプリング時の乱れによる $q_u$ , $V_s$ の低下

既往文献<sup>4.8)</sup>によると、堆積軟岩の場合、現場コア試料には内部のサンプリング時における振動やその応力解放によって生じるマイクロクラックの影響を受け、圧縮強度や剛性が低下することが報告されている。同文献では図 4.10 に示すように、CU 三軸試験において試料の乱れが大きくなるほど、圧縮強度  $q_{max}$  と接線ヤング率  $E_{tan}$  が低下する。特に  $q/q_{max}=0.1$  近傍の  $E_{tan}$  の値に対して影響が大きく、その後のひずみの進行でクラックが閉合することで  $E_{tan}$  が回復する傾向を示すことを報告している。

本件においても、一軸圧縮試験のため既往文献と条件は異なるが、現場コア試料の  $q_u$  がマイクロクラックの影響を受け低下しているものと考えられる。同様に  $V_s$  も低下していることが考えられるが、超音波パルス法では偏差応力を作用させない無載荷状態での計測値のため、微小ひずみ領域での初期剛性に相当し、 $q_u$  に対する相対的な影響度は小さいと推測される (図 4.9)。

以上のことから、現場コア試料の  $V_s$  (超音波パルス) を「室内配合供試体の  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係」に代入して得られる  $q_u$  の値は、現場コア試料の  $q_u$  の値を過大評価する可能性が高いと言える。

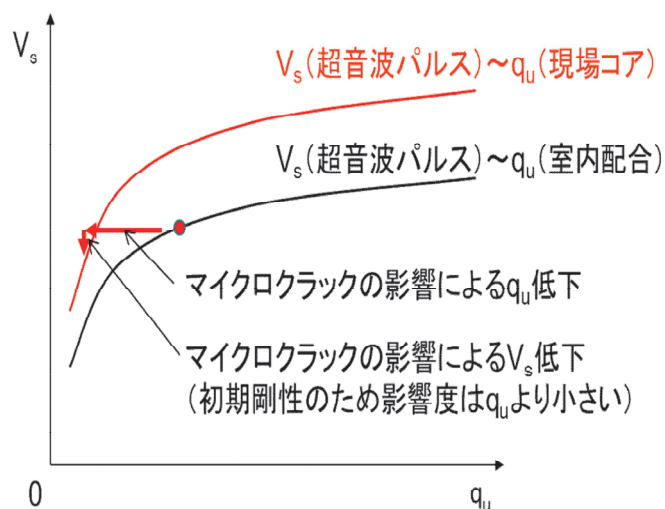
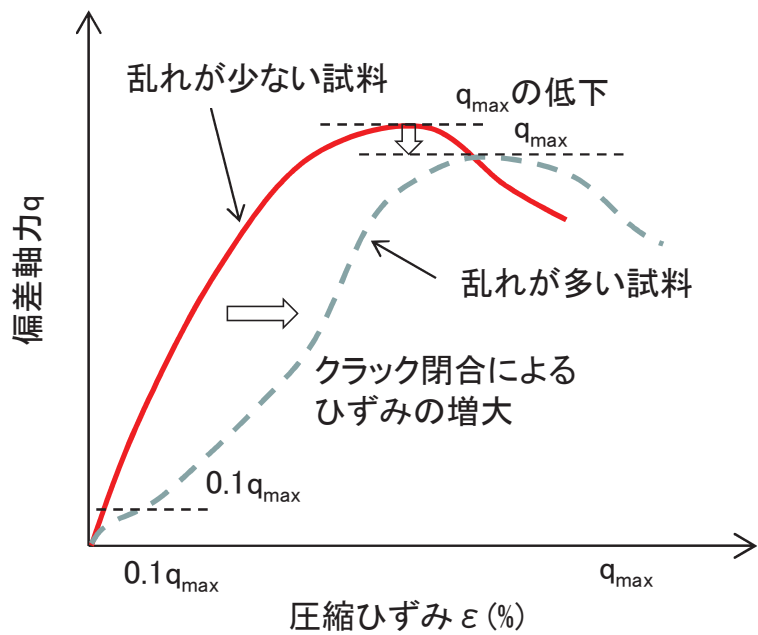
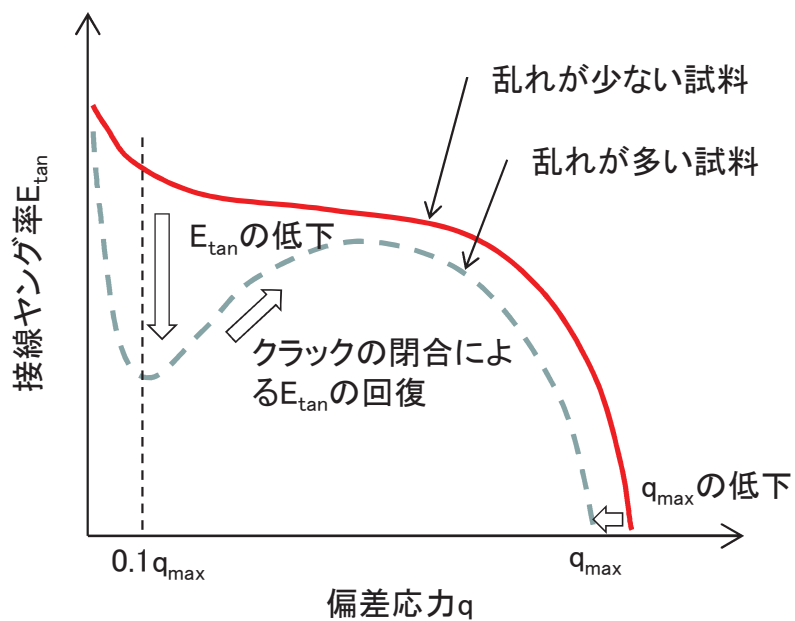


図 4.9 サンプリング時の乱れが  $V_s \sim q_u$  関係に与える影響



(a) 偏差応力～軸ひずみの関係 (CU 三軸試験)



(b) 接線ヤング率～偏差応力の関係 (CU 三軸試験)

図 4.10 既往文献による堆積軟岩のマイクロクラックの影響

#### 4.3.3 測定法の相違が $V_s$ に与える影響の検討

本項では超音波パルス法と原位置 PS 検層の相違が $V_s$ に与える影響の確認を行なった。

図 4.11 に、改良地盤から採取したコア試料の室内超音波パルス試験による $V_s$ と、コア試料を採取したボーリング孔内の試料採取深度での原位置 PS 検層で測定した $V_s$ の比較を示す。ボーリング孔の平面位置は、強度品質管理における一般的な調査位置（非ラップ配置の場合は改良体中心から改良体中心より直径 1/4 の位置、ラップ配置の場合はラップ部）<sup>4.2)</sup>とした。

阿部ら<sup>4.9)</sup>によると、深層混合処理工法により改良された地盤では $V_s$  (PS 検層)  $= 0.4 \sim 1.0 \times V_s$  (超音波パルス) の関係が成り立つ。今回の結果でも同様に、 $V_s$  (PS 検層) は $V_s$  (超音波パルス) よりも総じて小さな値となっている。つまり、図 4.12 に示すように同程度の $q_u$ であっても測定法の相違から原位置 PS 検層で計測される $V_s$ の値が小さくなる可能性を示している。

なお、堆積岩では、 $V_s$ はクラック・節理・断層等の非一様性の影響のため平均的な微小ひずみでの弾性状態での剛性を過大評価する傾向にある。特に、波長の短い超音波パルス (40kHz 程度) の方が波長の長い原位置 PS 検層 (サスペンション方式: 1kHz 程度以下) よりもその傾向が強いことが報告されている<sup>4.10)</sup>。図 4.11 に示す結果は、超音波パルスと原位置 PS 検層での波長は大幅に異なることから、高圧噴射攪拌工法で改良した地盤においても同様の現象が生じることを示している。すなわち、同一条件で、両測定法による $V_s$ の値は異なる可能性があり、堆積岩と同様な理由で、非一様性の高い改良地盤において原位置 PS 検層による $V_s$ の方が超音波パルスに比して平均的な弾性的な物性をより代表していると考えられる。なお、既往の研究<sup>4.11)</sup>において、非一様性を排除したモルタルブロック (17.5cm  $\times$  17.5cm  $\times$  320 cm,  $\phi$  60mm 中空) を作成し、この供試体を用いて PS 検層 (サスペンション方式)、および超音波パルス法を実施した結果、両試験の測定誤差は 1% 範囲であったとの報告がある。このことから、測定方法相違による $V_s$ の影響はあくまでも非一様性のみに起因していることが推定できる。

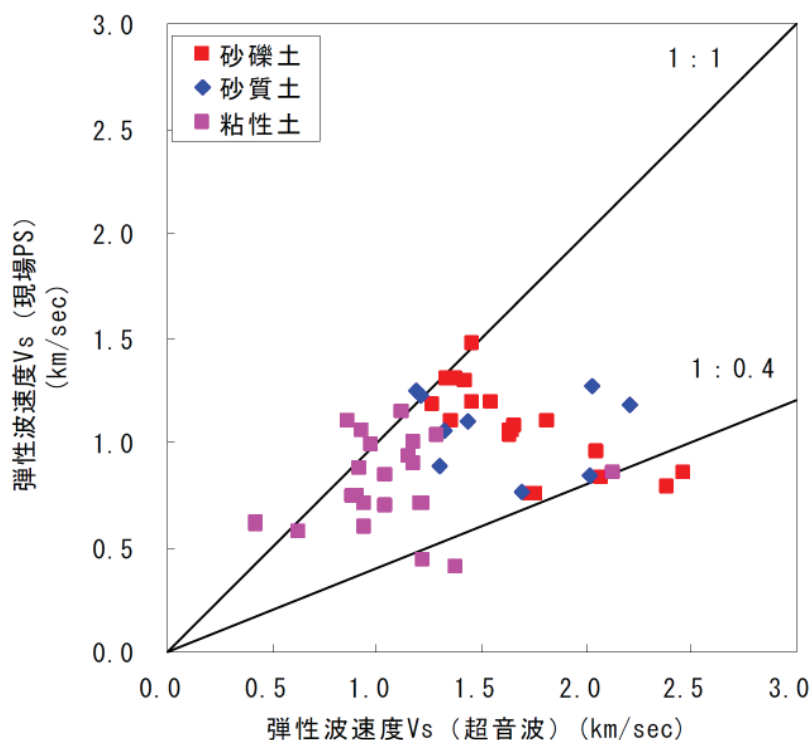


図 4.11  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim V_s$  (PS 検層) の関係

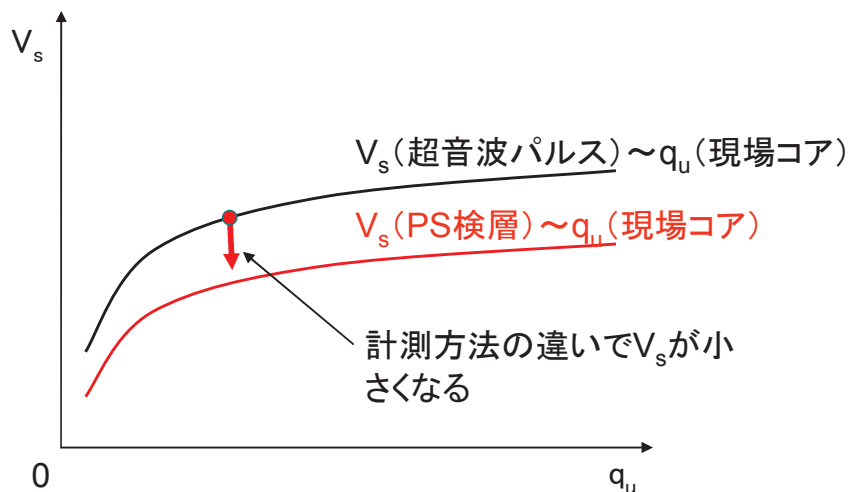
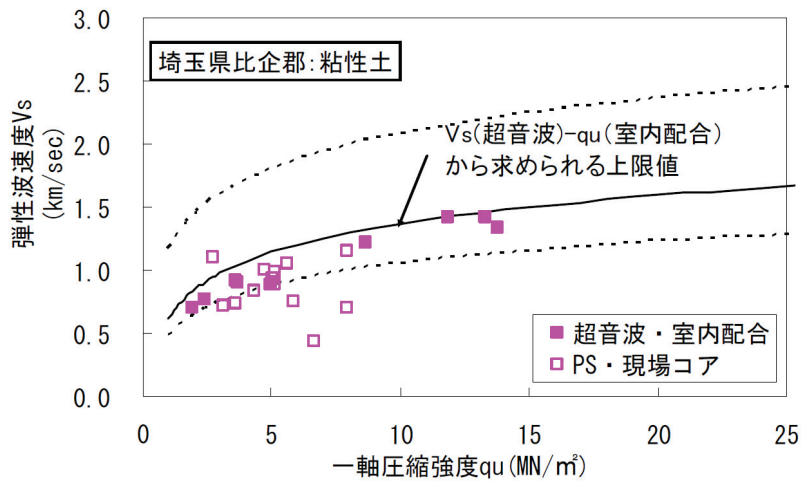


図 4.12 試料の相違が  $V_s \sim q_u$  関係に与える影響

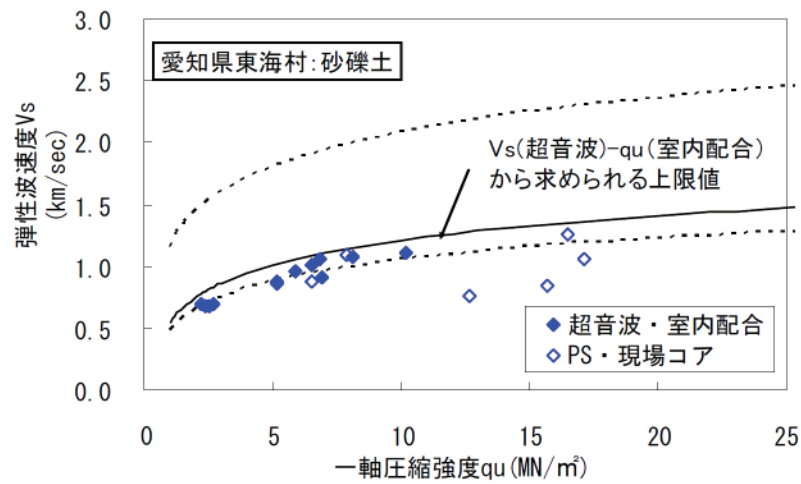
#### 4.3.4 まとめ

図 4.13 に、各サイトの試料を用いた室内配合供試体の  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係と、それに対応する現場コア試料の  $V_s$  (PS 検層)  $\sim q_u$  関係の比較を示す。この二つの関係は、試料の相違 (第 4.3.1 項 : ①の要因, 図 4.8) と  $V_s$  の測定法の相違 (第 4.3.1 項 : ②の要因, 図 4.9) の影響を受けている。現場コア試料の  $V_s$  (PS 検層)  $\sim q_u$  関係は、改良体の非一様性によりばらつきが大きくその関係の上限値は、室内配合試験で求めた  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係の上限となっている。これは、同一の  $q_u$  では「試料の相違」から現場コア試料の  $V_s$  が室内配合供試体の  $V_s$  より大きくなるが、「測定法の相違」で原位置 PS 検層の  $V_s$  が超音波パルスの  $V_s$  より小さくなり、結果として、粘性土、砂質土、砂礫土とも現場コアの  $V_s$  (PS 検層)  $\sim q_u$  関係の上限値が室内配合試験で求めた  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係の上限値と同程度となったと考えられる。

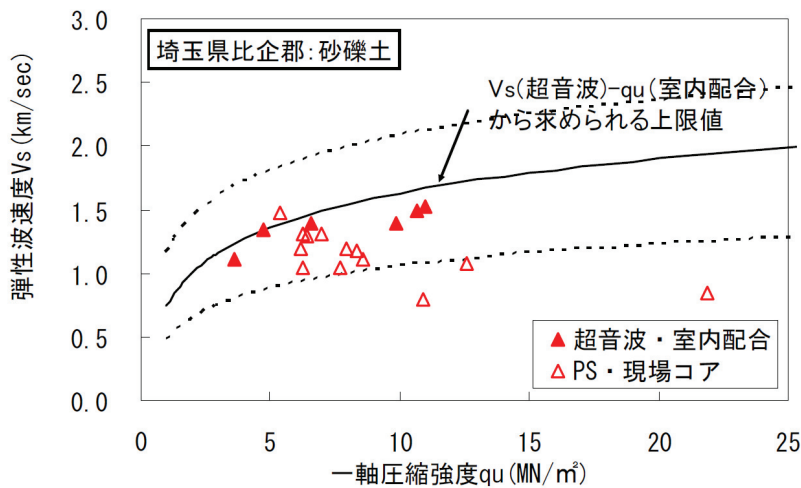
一方、この上限の関係は「同一の  $V_s$  の値に対する  $q_u$  の下限値」を意味している。これらの事実に基づくと、各サイトで、事前に得た「室内配合試験での供試体の  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係の上限の関係」に施工後の改良体で測定した  $V_s$  (PS 検層) の値を代入することによって「原位置から採取したコア試料の  $q_u$  の値」を安全側に推定できると考えられる。



(a) 粘性土の  $V_s \sim q_u$  関係対比



(b) 砂質土の  $V_s \sim q_u$  関係対比



(c) 砂礫土の  $V_s \sim q_u$  関係対比

図 4.13 室内配合供試体の  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係と対応する現場での  $V_s$  (PS 検層)  $\sim$  現場コア試料の  $q_u$  関係の比較: 図中の破線は図 4.3 に示す上限値と下限値

## 4.4 未改良土塊混入が $V_s \sim q_u$ 関係に及ぼす影響の検討

### 4.4.1 目的と試験方法

粘性土地盤を高圧噴射攪拌工法でセメント改良する場合、写真 4.1 に示すように、改良体内部に未改良土塊（ダマ）を含むことがある。ただし、ダマは改良体全体の変形・強度特性に影響を与える可能性がある。そこで、木節粘土（粒子比重  $2.658\text{g/cm}^3$ ）を用いてダマを模擬した室内配合供試体を作成し、ダマ混入による変形・強度特性に与える影響を検証した。木節粘土の粒径加積曲線を図 4.14 に示す。

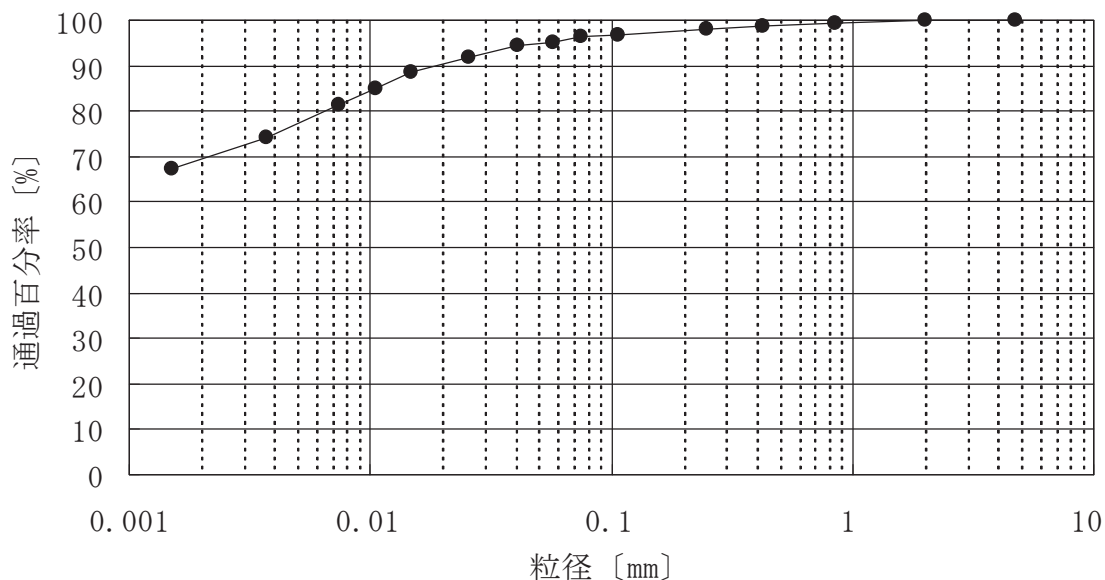


図 4.14 木節粘土の粒径加積曲線

試験は、ダマを混入しない場合の室内配合強度  $2.5\text{MN/m}^2$  の改良体スラリーに、写真 4.2 に示すように人為的に大きさ・硬さ・混入率を調整したダマを配置して、ダマの仕様（サイズ-強度）3 ケース（ $\phi 3\text{cm}-0.05\text{MN/m}^2$ 、 $\phi 2\text{cm}-0.05\text{MN/m}^2$ 、 $\phi 2\text{cm}-0.2\text{MN/m}^2$ ）、ダマの体積混合率を 4 ケース（0, 5, 15, 30%）の計 12 ケースで実施した（表 4.3、図 4.15）。ダマの強度は  $q_u=0.05\text{MN/m}^2$  では含水比を調整して作成し、 $q_u$  が  $0.2\text{MN/m}^2$  では木節粘土にセメントを混合して作成した。作成したダマは図 4.15 に示す配置となるよう、ダマを配置する所定の高さ毎に改良体スラリーを分けて入れた後に、逐次ダマを設置することを高さごとに繰り返すことで供試体を作成した。供試体作成後、恒温室で温度を  $20^\circ\text{C}$  で一定に保って 28 日間養生した後、超音波パルス試験と一軸圧縮試験を行なった。



写真 4.1 ダマを含む現場コアの例

表 4.3 供試体諸元

項目	試験ケース								
供試体寸法	直径 $\phi$ 10.0cm×高さ 20.0cm								
硬化材	高炉 B 種 $c=760 \text{ kg/m}^3$ , $w/c=10.0\%$								
土の種類	木節粘土								
材齢	28 日								
注入率 <sup>*1)</sup>	50 % (ダマを除く)								
ダマ仕様 (3 ケース)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>球状のダマ</th><th>ダマの強度 (<math>q_u</math>)</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>大 (<math>\phi</math> 3 cm)</td><td>0.05 MN/m<sup>2</sup>程度</td></tr> <tr> <td>小 (<math>\phi</math> 2 cm)</td><td>0.05 MN/m<sup>2</sup>程度</td></tr> <tr> <td>小 (<math>\phi</math> 2cm)</td><td>0.2 MN/m<sup>2</sup>程度</td></tr> </tbody> </table>	球状のダマ	ダマの強度 ( $q_u$ )	大 ( $\phi$ 3 cm)	0.05 MN/m <sup>2</sup> 程度	小 ( $\phi$ 2 cm)	0.05 MN/m <sup>2</sup> 程度	小 ( $\phi$ 2cm)	0.2 MN/m <sup>2</sup> 程度
球状のダマ	ダマの強度 ( $q_u$ )								
大 ( $\phi$ 3 cm)	0.05 MN/m <sup>2</sup> 程度								
小 ( $\phi$ 2 cm)	0.05 MN/m <sup>2</sup> 程度								
小 ( $\phi$ 2cm)	0.2 MN/m <sup>2</sup> 程度								
ダマ混入率 <sup>*2)</sup>	4 ケース (0, 5, 15, 30 %)								
供試体本数	3 供試体/ケース								

\*1) 注入率とは、土砂 1 に対する硬化材スラリーの体積の割合

\*2) ダマ混入率とは、セメント改良土 1 に対するダマの体積の割合

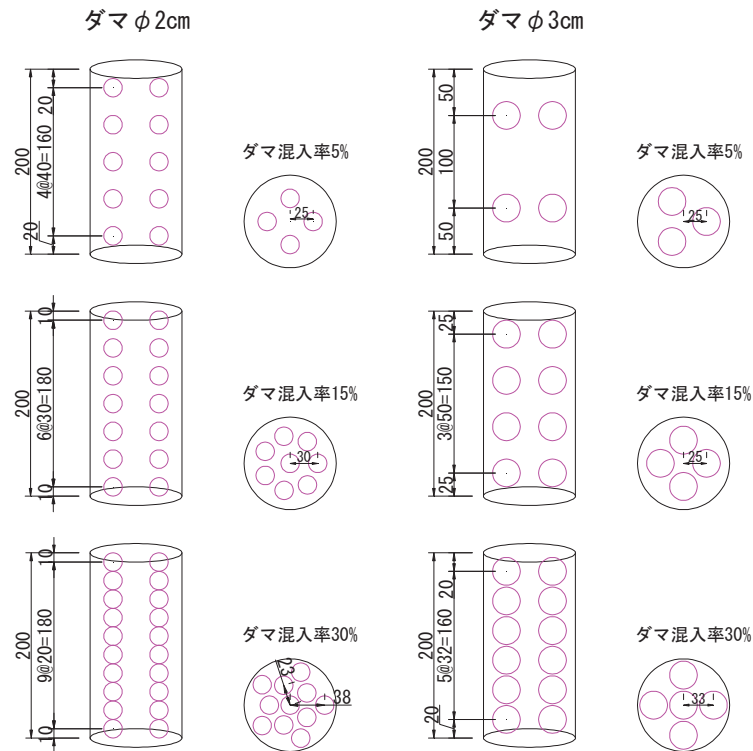


図 4.15 ダマ混入供試体の概要



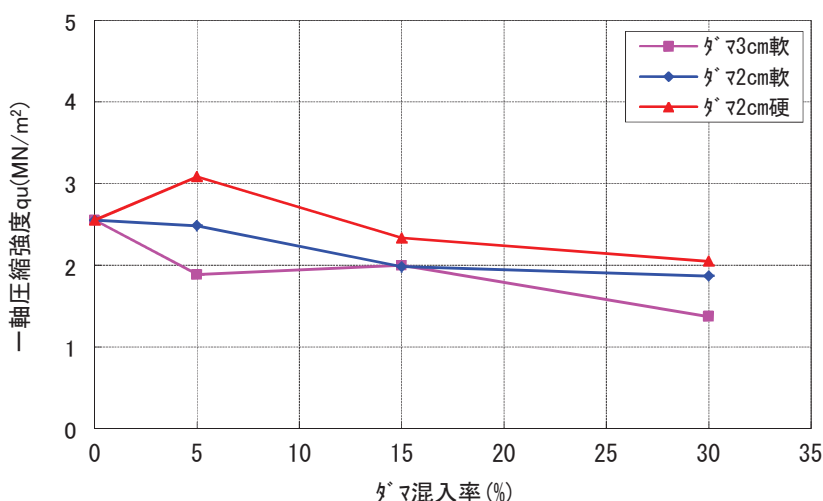
写真 4.2 ダマ混入供試体の作成状況

#### 4.4.2 試験結果

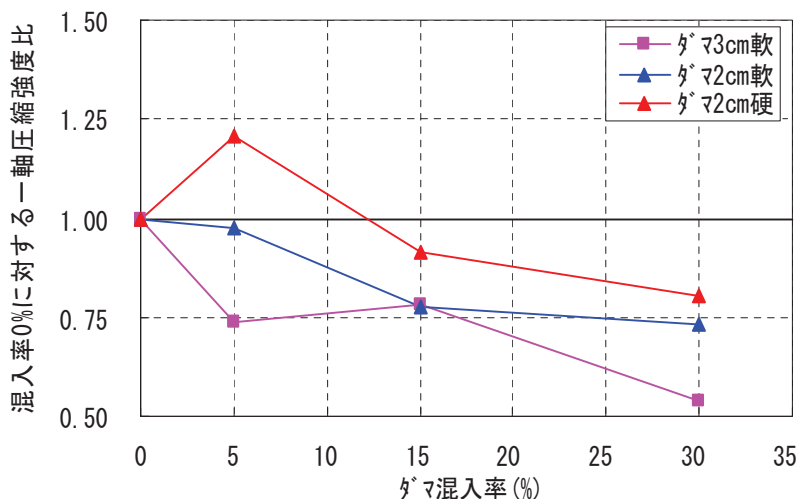
ダマ混入率と  $q_u$  の関係を図 4.16 に、ダマ混入率と  $V_s$  (超音波パルス) との関係を図 4.17 に示す。ダマ体積混入率とダマの大きさの増加とともに、 $q_u$  と  $V_s$  (超音波パルス) は低下することが分かる。

ダマ混入による  $q_u$  と  $V_s$  (超音波パルス) の低下が  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係に及ぼす影響を確認するため、表 4.4 に示すダマ未混入の供試体で 28 日養生後に一軸圧縮強度  $q_u$  と弾性波速度  $V_s$  (超音波) を行い、 $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係に及ぼすダマ混入率の関係を整理した (図 4.18)。

この図を見ると、ダマの混入率の増加とともに  $q_u$  と  $V_s$  (超音波パルス) が低下している。しかし、 $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  (室内配合供試体) 関係に与える影響は比較的小さい。つまり、室内配合供試体ではダマが混入しない供試体の  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  (室内配合供試体) 関係で代表できるといえる。

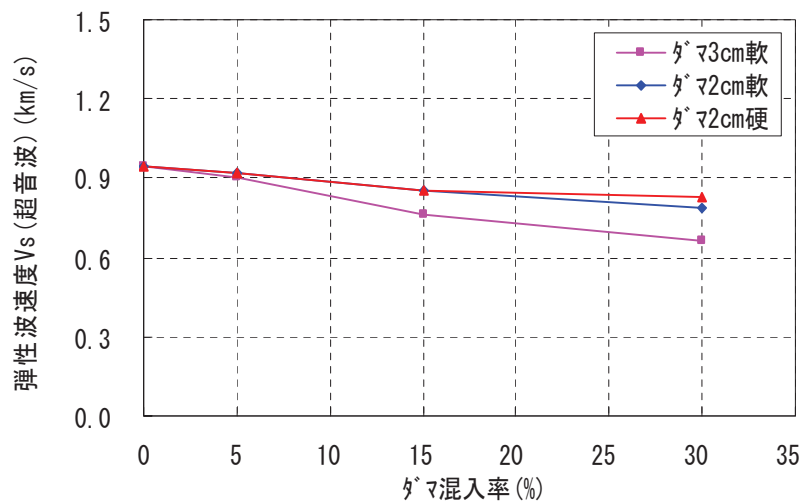


(a) ダマ混入率と一軸圧縮強度  $q_u$

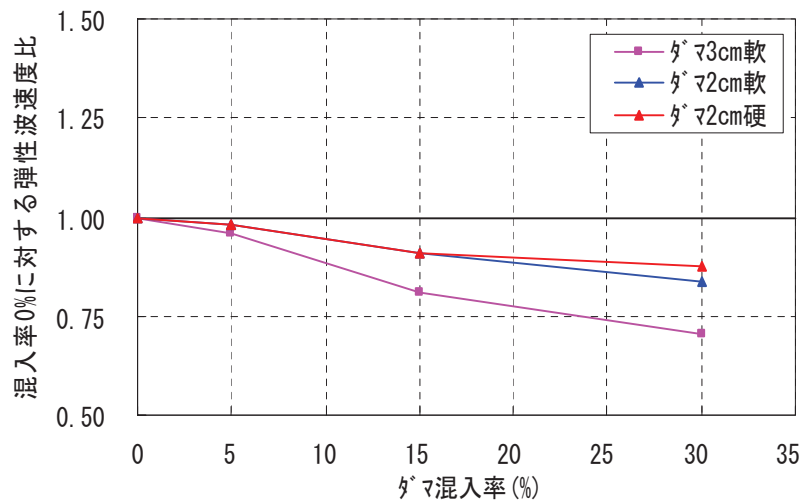


(b) ダマ混入率と混入率 0% に対する強度比

図 4.16 一軸圧縮強度  $q_u$  とダマ混入率の関係



(a) ダマ混入率と弾性波速度  $V_s$  (超音波パルス)



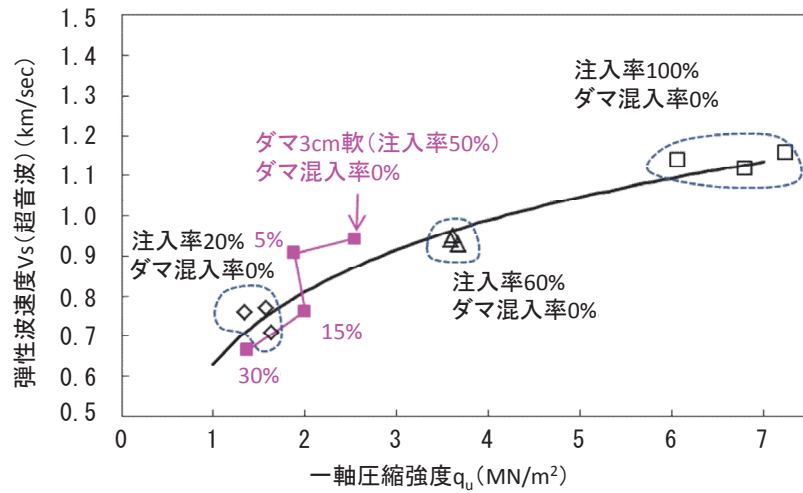
(b) ダマ混入率と混入率 0%に対する弾性波速度比

図 4.17 弾性波速度  $V_s$  (超音波パルス) とダマ混入率の関係

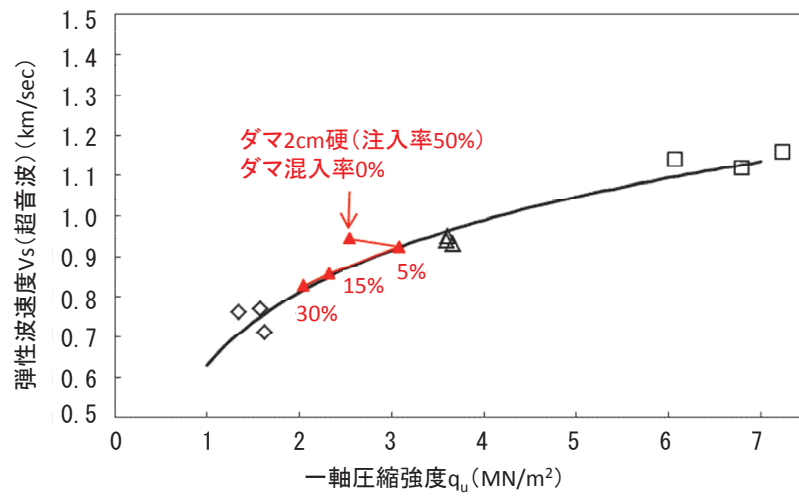
表 4.4 供試体諸元

項目	試験ケース
供試体寸法	φ5.0cm×10.0cm
硬化材	c= 591kg/m <sup>3</sup> , w/c=137 %
土の種類	3 ケース (砂質土, 砂礫土, 粘性土)
材 齢	4 材齢 (28, 91, 180, 360 日)
注 入 率 <sup>*)</sup>	3 ケース (30 %, 60 %, 100 %)
供試体本数	3 供試体/ケース

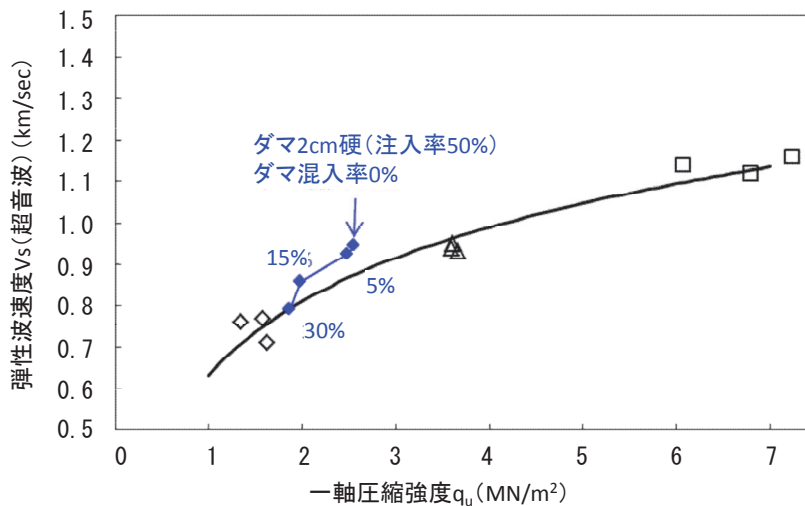
<sup>\*)</sup> 注入率とは、土砂 1 に対する硬化材スラリーの体積の割合



(a) ダマ 3cm 軟の混入率と  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係



(b) ダマ 2cm 軟の混入率と  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係



(c) ダマ 2cm 硬の混入率と  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係

図 4.18  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係に及ぼすダマ混入の影響

#### 4.4.3 まとめ

室内配合供試体においてダマ混入率による  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  (室内配合供試体) 関係への影響を確認した結果、影響は比較的小さいことが判明した。

しかし、原位置 PS 検層による  $V_s$  から  $q_u$  を推定するには、ダマ混入が及ぼす  $V_s$  (PS 検層)  $\sim q_u$  (現場コア試料) 関係への影響と、双方の  $V_s \sim q_u$  関係の関連性を明確にしておく必要がある。

ダマ混入が及ぼす  $V_s$  (PS 検層)  $\sim q_u$  (現場コア試料) 関係への影響については、原位置 PS 検層で測定した箇所のダマ混入率と現場コア試料のダマ混入率を数値化が困難であるため定量的な評価に至っていない。ただし、 $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  (室内配合供試体) 関係への影響が比較的小さかったことから推測すると、ダマ混入で  $q_u$  (現場コア試料) と  $V_s$  (PS 検層) は低下するが、 $V_s$  (PS 検層)  $\sim q_u$  (現場コア試料) 関係への影響は小さい可能性が高い。

双方の  $V_s \sim q_u$  関係の関連性については、図 4.13 に示す双方の  $V_s \sim q_u$  関係が写真 4.1 に示すようにダマを含んだデータが混在していることを考慮すると、ダマ混入の影響を考慮しても図中の上限値の関係は変わらない可能性が高い。

以上のことから、ダマを含む粘性土地盤においても、事前に得たダマ未混合の「室内配合試験での供試体の  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係の上限の関係」に、施工後の改良体で測定したダマ混入により低下した  $V_s$  (PS 検層) の値を代入すれば、「原位置から採取したコア試料の  $q_u$  の値」を、データのバラツキの範囲の中で安全側に推定できることを示唆している。

## 4.5 材齢が $V_s \sim q_u$ 関係に及ぼす影響の検討

### 4.5.1 目的と試験方法

原位置 PS 検層による  $V_s$  に基づく品質確認を任意の材齢でも行えるようにするには、材齢が  $V_s \sim q_u$  関係に及ぼす影響を確認しておく必要がある。そこで、表 4.5 に示すように粘性土・砂質土・砂礫土に対して 3 種類の注入率で作成した供試体を作製し、4 材齢（28 日、91 日、180 日、360 日）で超音波パルス試験と一軸圧縮試験を行なった。

表 4.5 供試体諸元

項目	試験ケース
供試体寸法	$\phi 5.0\text{cm} \times 10.0\text{cm}$
硬化材	$c = 591\text{kg/m}^3$ , $w/c = 137\%$
土の種類	3 ケース（砂質土、砂礫土、粘性土）
材 齢	4 材齢（28, 91, 180, 360 日）
注 入 率 <sup>*)</sup>	3 ケース（30%, 60%, 100%）
供試体本数	3 供試体/ケース

<sup>\*)</sup> 注入率とは、土砂 1 に対する硬化材スラリーの体積の割合

### 4.5.2 試験結果

異なる条件での  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim$  一軸圧縮強度  $q_u$  関係を図 4.19 に示す。図中には、図 4.3 に示す材齢 28 日の現場コア試料および室内配合供試体のデータも示す。データには多少のバラつきはあるが、全体的に見ると、この関係に及ぼす材齢の影響は特には確認できない。従って、図 4.13 等で示した材齢 28 日の  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係は、少なくとも一年までの長期材齢でも適用できると考えられる。

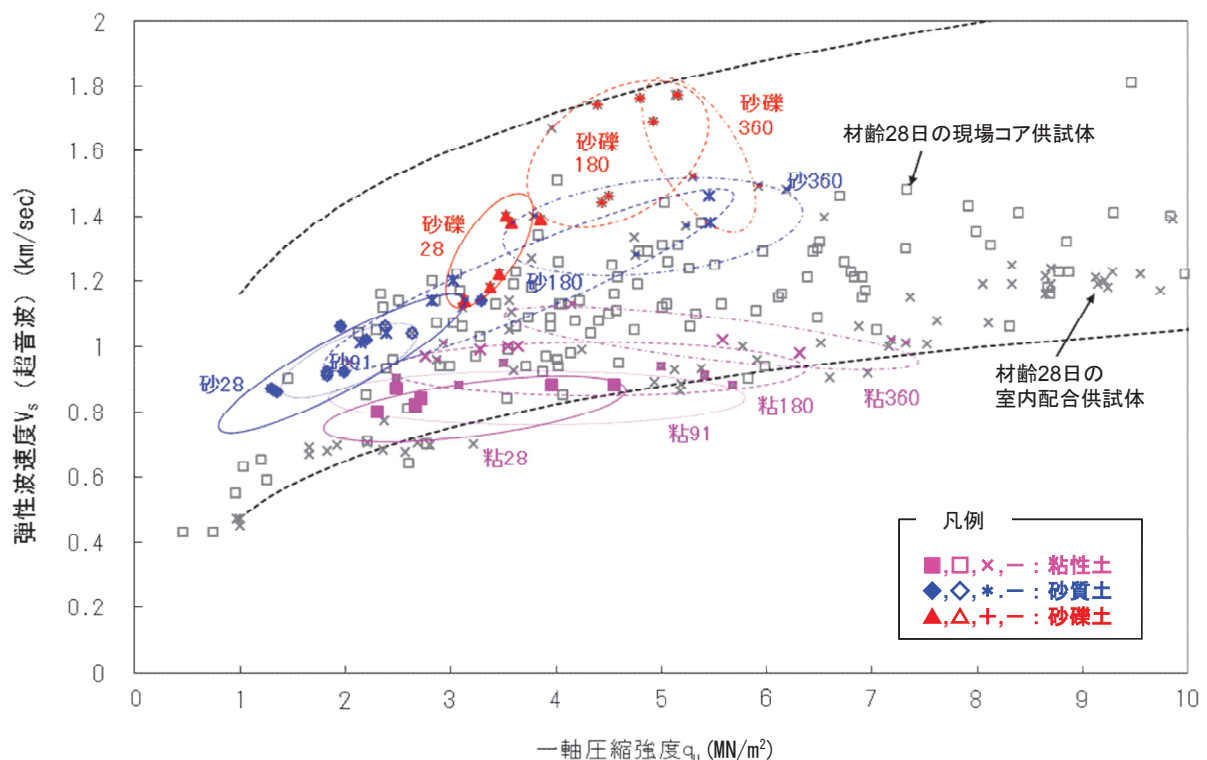


図 4.19 室内配合供試体の  $V_s$  (超音波パルス)  $\sim q_u$  関係に及ぼす材齢の影響

: 図中の破線は図 4.3 に示す上限値と下限値（数字 28, 91, 180, 360 は養生日数を示す）

図中の灰色（□, ×）のデータは図 4.3 と同じである

## 4.6 まとめ

高圧噴射攪拌工法によるセメント改良地盤の一軸圧縮強度  $q_u$  を、原位置 PS 検層によるせん断弾性波速度  $V_s$  に基づいて推定する方法を検討した。その結果、以下の結論を得た。

- ①せん断弾性波速度  $V_s$  は測定法（超音波パルス法と原位置 PS 検層（サスペンション方式））によって異なり、コア試料の一軸圧縮強度  $q_u$  は乱れの影響を受ける。今回の研究でも、土質と現場条件によってそれぞれ場合の  $V_s \sim q_u$  関係は異なった。それでも、「室内配合試料の超音波パルス法による  $V_s$  と  $q_u$  の関係」と「原位置 PS 検層による  $V_s$  とコア試料の  $q_u$  の関係」は類似であった。
- ②未改良土塊の混入率が高くなると、一軸圧縮強度  $q_u$ 、弾性波速度  $V_s$  が低下する。しかし、未改良土塊が混入したことによる  $V_s \sim q_u$  関係の変化は確認できなかった。
- ③長期材齢による強度の増加に対して  $V_s \sim q_u$  関係の変化は確認できなかった。

以上の結果から、それぞれのサイトで異なる土質に対して室内配合試験によって事前に得た「超音波パルス法による  $V_s$  と  $q_u$  の関係」に、改良地盤で測定した原位置 PS 検層による  $V_s$  を代入することによって、原地盤の一軸圧縮強度の近似値を安全側に推定する方法を提案できる。この方法は、従来の現場コア試料の一軸圧縮試験による品質確認する手法に対して、遥かに迅速であることに加えて、非一様性が相対的に高いセメント改良地盤の強度を深度に対して連続的に推定できるという利点がある。

なお、PS 検層を実施するボーリング孔の改良体実施平面位置によるばらつきは、図 2.66～図 2.70 に示すように改良体平面位置（根元部、中間部、先端部）で一軸圧縮強度に有意な差がないことから判断して、PS 検層実施位置（ボーリング孔）による有意な差は生じないと考えられる。

ただし、適応においては以下の点を考慮する必要がある。

### ①測定誤差に関して

超音波パルス法及び原位置 PS 検層とも改良体を伝播する弾性波速度の測定において、測定精度を考慮する必要がある。両試験とも測定精度に関する研究は非常に少ないのが現状である。超音波パルス法に関しては、既往の文献<sup>4.12)</sup>によれば、立ち上がりの読み取り、供試体の長さの計測に伴う誤差を考慮すると約 10%程度の誤差が含まれると報告がある。なお、第 4.3.3 項に記載したように既往の文献<sup>4.11)</sup>によれば、一様なモルタルブロックを対象とした原位置 PS 検層（サスペンション方式）と超音波速度検層の誤差はほとんどないことから考えると、この試験方法は  $V_s$  に関しては 10%程度の誤差は考慮する必要がある可能性は高い。

### ② $q_u$ が安全側に推定（＝ばらつきのある $q_u$ の最小値を推定）することに関して

一般的には  $q_u$  の最小値を推定することは安全側の品質評価となることが多い。ただし、例えば以下の様な設計の場合には、 $q_u$  が設計値より極端に大きい範囲がある設計の要求性能を満足しないケースもあるので留意が必要である。

- ・高強度な地盤改良体の場合には、想定値より靱性が低下（脆性破壊）することもあることから、例えば、レベル 2 地震対応の耐震補強で必要な靱性を確保しなければならない設計の場合には危険側の結果となる。
- ・耐震補強において、設計値より極端に強度・剛性が上がると応答加速度が設計値より大きくなることもある。
- ・一般的な設計では改良体の必要強度は、改良範囲で極端に差をつけることはほとんどないが、実際の改良体強度のコントラストが大きくなると局所的な応力集中が発生する結果となる。

## 参 考 文 献

- 4.1) 陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版, 財団法人 土木研究センター, pp.28, 2004.
- 4.2) 陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版, 財団法人 土木研究センター, pp.166-170, 2004.
- 4.3) 地盤調査の方法と解説―二分冊の1―, 社団法人 地盤工学会, pp.96-107, 2013.
- 4.4) 馬場干児・和田健一・平出亜: PS 検層による深層混合処理地盤の品質評価, 第 29 回土質工学研究発表会概要集, pp.2153-2154, 1994.
- 4.5) 山口悟・西川純一・林宏親: 速度検層による深層混合処理工法の改良評価, 第 32 回土質工学研究発表会概要集, pp.2367-2368, 1997.
- 4.6) 岡本敏郎・国生剛治・吉田保夫・梅健一郎: 砂質地盤の PS 検層における地表起振源型と孔内発受信型の比較, 土木学会第 44 回年次学術講演会, pp.996-997, 1989.
- 4.7) 地盤材料試験の方法と解説―二分冊の1―, 社団法人 地盤工学会, pp.259-270, 2009.
- 4.8) 小高猛司・早川公敏・古関潤一・龍岡文夫・壺内達也・松本正士: 堆積軟岩 試料のサンプリングによる乱れの評価方法, 土と基礎 Vol.46, No.5, pp.11-14, 1998.
- 4.9) 阿部康明・小林正男・長谷川健一・本間公康: 速度検層によるセメント系地盤改良工法の評価について, 第 28 回土質工学研究発表会概要集, pp.2513-2516, 1993.
- 4.10) 岩崎好規: 軟岩と硬質土のロータリー式サンプリング技術と物性評価に関するシンポジウム発表論文集, pp.180-190, 2000.
- 4.11) 本館清吾・野地正路: 各種試験法による P 波速度の比較について, 昭和 56 年度技術研究発表会, 寒地土木研究所, pp.166-175, 1982.
- 4.12) 土木技術者のための岩盤力学昭和 54 年版, 土木学会, pp.104, 1979.
- 4.13) 地盤工学・実務シリーズ 14 地盤工学への物理探査技術の適用と事例, 社団法人地盤工学会, pp.408-409, 2001.

## 5 章 改良地盤の品質評価手法の提案

### 5.1 はじめに

高圧噴射攪拌工法では、機械攪拌工法と異なり、地中で超高压ジェットによりセメントミルクを噴射して地盤と攪拌混合することでセメント改良地盤を造成する。このため、改良体の非一様性が相対的に高い（図 2. 61～図 2. 64, 図 2. 66～図 2. 70）。また、改良径が改良対象地盤の条件に大きく作用される。

一方、従来のセメント地盤改良工法では、施工実績に基づいて改良径や強度を設定して施工を行ない、現行の基準に準拠<sup>5.1)</sup>して 1 ヶ月後のチェックボーリングで得た不攪乱コア試料の一軸圧縮試験を行なうことによって品質管理を行っていた。しかし、この品質管理手法を高圧噴射攪拌工法によるセメント改良地盤に適用すると、第 5.2 節で示すように多くの課題がある。

上記の背景から、本章では、高圧噴射攪拌工法による改良地盤に、従来の品質確認手法を適用した場合の諸課題の解決を目指した新しい品質評価手法を研究し、提案する。

### 5.2 従来の品質確認手法の課題

非一様性の高い高圧噴射攪拌工法の品質確認においても深層混合処理工法の品質確認手法に準拠するのが一般的である。以下、その方法を概観し、その場合の課題を整理する。

#### 5.2.1 改良体の強度確認の課題

改良体の品質は、チェックボーリングで得た不攪乱コア試料を端面整形して材齢 28 日の一軸圧縮強度を測定して評価することが標準である。その場合の標準的な品質管理基準及び規格値<sup>5.1)</sup>を、表 5.1 に示す。この品質管理手法の課題として以下の点が挙げられる。

- ・サンプリング数が限定される場合が多く、地盤内の不連続なデータしか得られないことから、非一様性の高い地盤の全体像を把握することに難がある。
- ・現状のサンプリング技術では、サンプリング時の乱れの影響、サンプラーの種類、採取径とともにボーリングオペレーターの技量等に左右される。
- ・サンプリングで乱れた部位や未改良塊の混入部位などを除外して、良質な部分のみを切り出して一軸圧縮試験が行われる傾向がある。これは、実際の強度を過大評価する要因である。

上記のことから、既往の品質管理手法は、地盤の非一様性が高くなるほど、適切な評価方法とは言い難い。また、材齢 28 日後に強度を確認するため、仮に所定の強度を満足しない結果が出た場合、施工面で致命的な手戻りになりかねない。特に、非一様性の高いセメント改良地盤では、その可能性も決して低くない。

表 5.1 品質管理基準および規格値の例<sup>5.1)</sup>

試験項目	試験方法	規格値	試験基準
一軸圧縮試験	JIS A 1216	① 供試体の強度は改良地盤設計基準強度の 85%以上 ② 1 回の試験による強度は改良地盤設計基準強度以上。なお、1 回の試験とは 3 個の供試体の平均値で表したもの	改良体 500 本未満は 3 本、500 本以上は 250 本増えるごとに 1 本追加する。試験は 1 本の改良体について、上、中、下それぞれ 1 回、計 3 回とする。 ただし、1 本の改良体で設計強度を変えている場合は、各設計強度毎に 3 回とする。現場条件、規格等により上記によりがたい場合は監督員の指示を受ける。

## 5.2.2 改良体の連続性確認の課題

改良体の連続性の確認は、従来は図 5.1 に示す例のようにボーリングコアの目視確認によって行われる。連続性の評価指標として、採取されるべきコア長に対して実際に採取されたコアの割合を百分率表示したコア採取率や、コア長 1m 中に含まれる 10cm 以上の棒状コアの割合である RQD(Rock Quality Designation)が用いられる場合もある。なお、コア採取率の指標値としては、全長に対して砂質土で 95%、粘性土で 90%が一応の目安<sup>5.2)</sup>とされている。

しかし、上記の方法だけでは、非一様性が高いセメント改良地盤の実際の変形・強度特性の適正な評価は難しい。また、現状のサンプリング技術では、コア採取率はサンプラーの種類、採取径とともにボーリングオペレーターの技量等に左右されて、地盤の非一様性が高くなるほど客観的ではなくなると言える。

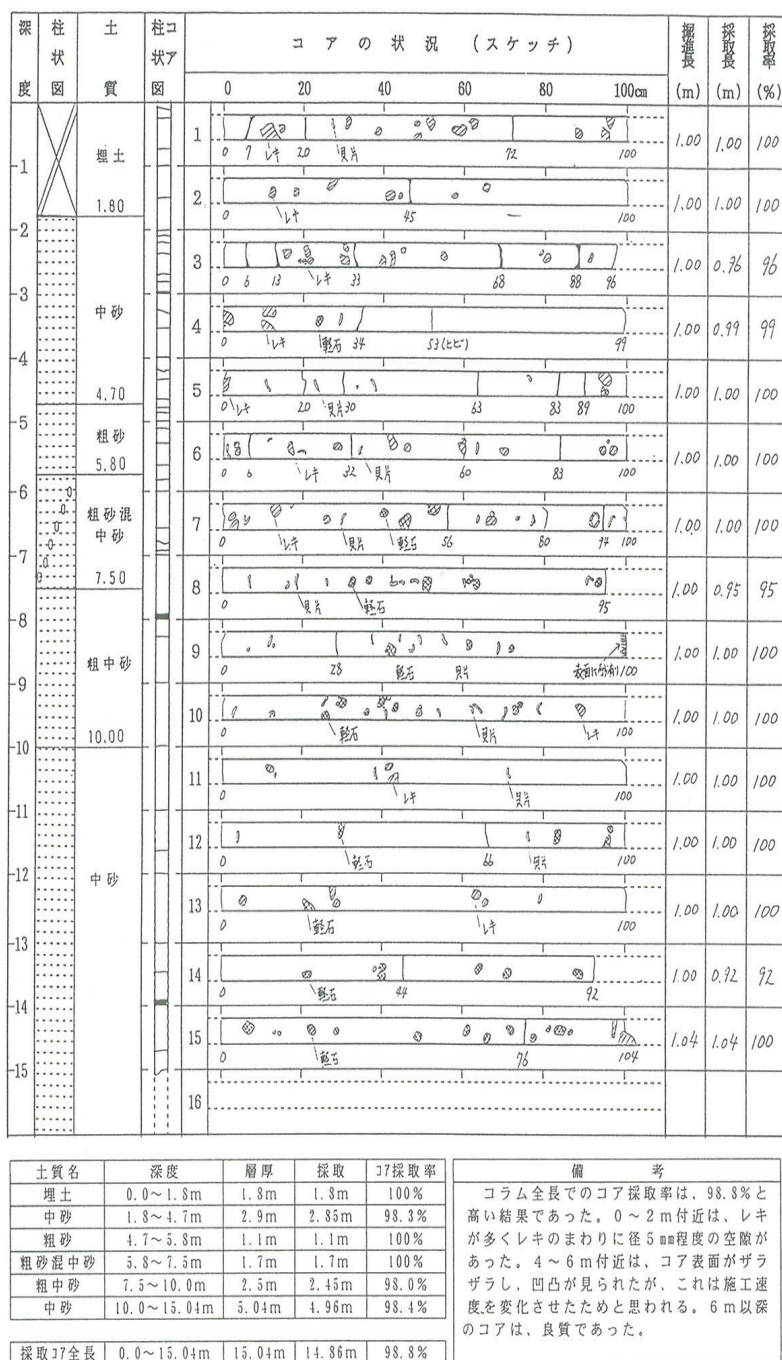


図 5.1 コア採取率の調査例<sup>5.3)</sup>

### 5.2.3 改良体の改良径確認の課題

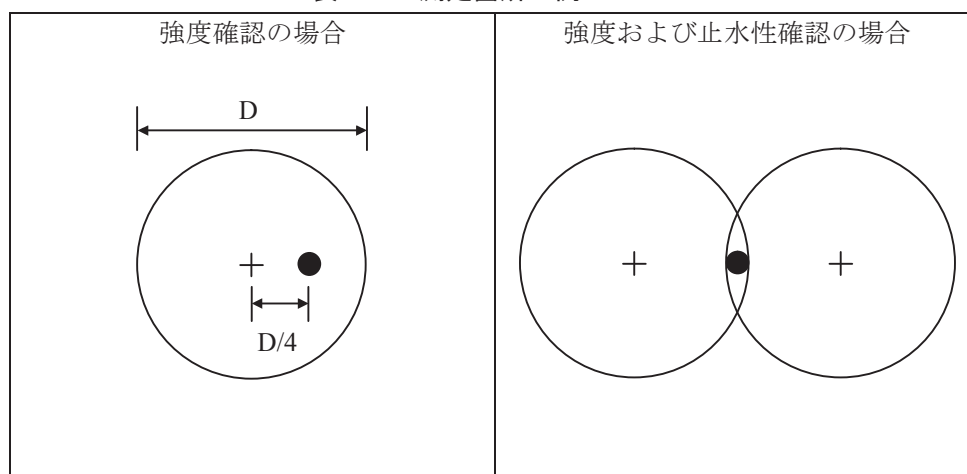
改良体の出来形の管理基準の例<sup>5.1)</sup>を表 5.2 に，測定箇所<sup>5.4)</sup>を表 5.3 に示す．ボーリングによるコアサンプリングは，強度確認を目的とする場合，改良体の中心から改良体径の 1/4 離れた付近で出来形の確認を兼用して実施される<sup>5.1)</sup>．しかし，この方法では改良体が設計改良径を満足していることを確認できないことから，改良径の出来形の確認法としては曖昧性がある．

また，設計改良径を確認するために改良体の境界付近でコアサンプリングを行なう場合，改良方式が全面改良，ラップ改良，接円改良の場合は改良体同士のオーバーラップ部でコアサンプリングすることで確認できる．しかし，ラップ部の無い杭状改良の場合は，改良体境界付近でのサンプリング孔は未改良方向へ逃げやすく，改良体の採取が非常に困難である．

表 5.2 出来形管理基準の例<sup>5.1)</sup>

測定項目	規格値	測定基準
基準高▽	-50mm	100 本に 1 箇所. 100 本以下は 2 箇所測定. 1 箇所に 4 本測定
杭径 D	設計値以上	
位置・間隔 W	D/4 以内	

表 5.3 測定箇所の例<sup>5.4)</sup>一部加筆



以上に示したように，従来の品質確認手法は非一様性が比較的高い高圧噴射攪拌工法によるセメント改良地盤に対する方法としては様々な課題がある．本章では，改良体の強度，連続性，出来形の確認に関する上記の諸課題の解決を目指して，以下で説明する新しい品質評価手法を開発した．

## 5.3 強度に関する品質確認手法

### 5.3.1 概要

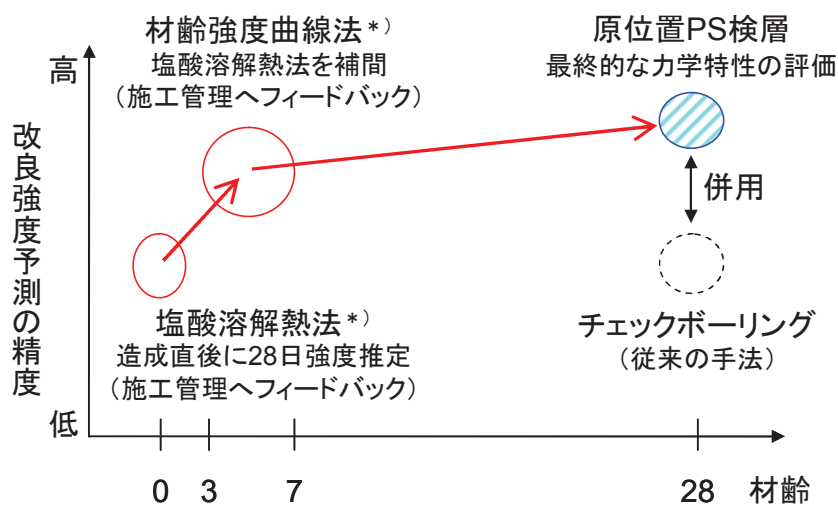
材齢に応じた幾つかの新しい強度確認方法を開発した。表 5.4 および図 5.2 にその概要を示す。

塩酸溶解熱法<sup>5.5)</sup>と材齢強度曲線法<sup>5.5)</sup>は、原位置において造成直後の未固結改良体を任意箇所です直接サンプリングし、造成直後～造成後 7 日程度で 28 日強度を予測する手法である。高圧噴射攪拌工法による非一様性が比較的高いセメント改良地盤に対し、早期に原位置の改良強度を予測し施工にフィードバックすることで、強度不足による施工面で致命的な手戻りを防止し、より確実に品質管理を行うことが可能になる。詳細は第 5.3.2 項で説明する。

原位置 PS 検層による方法は、改良体の深度方向での連続性の確認ができることから、第 4 章で報告したように、高圧噴射攪拌工法による非一様性が比較的高いセメント改良地盤の変形・強度特性の評価法として適切である。とくに、従来のチェックボーリングによる品質管理を併用することで、より確実に品質管理を行なうことが可能になる。その詳細は第 5.3.3 項で説明する。

表 5.4 材齢に応じた新しい強度確認方法

試験名	時期	試験概要
塩酸溶解熱法	造成直後	未固結改良体の温度上昇量から 28 日強度を推定する方法
材齢強度曲線法	造成後 3～7 日	材齢-強度曲線から若材齢での強度を推定する方法
原位置 PS 検層	造成後 28 日	原位置 PS 検層の弾性波速度 $V_s$ から改良体強度を連続的に評価



\* サンプリングコーンにより、未固結改良体を採取し試験を行う

図 5.2 材齢に応じた新しい強度確認方法の適用方法

### 5.3.2 サンプリングコーンによる強度に関する品質確認手法

#### (1) サンプリングコーンの概要

造成直後の未固結改良体を直接サンプリングするためのサンプリングコーンを開発した(写真 5.1)。  
図 5.3 に、これを用いた改良体の採取手順を示す。改良体の採取は、未固結であれば任意の深度で可能である。採取した改良体は、塩酸溶解熱法<sup>5.5)</sup>や材齢強度曲線法<sup>5.5)</sup>によって材齢 28 日の改良強度の早期予測を行なうために用いる。

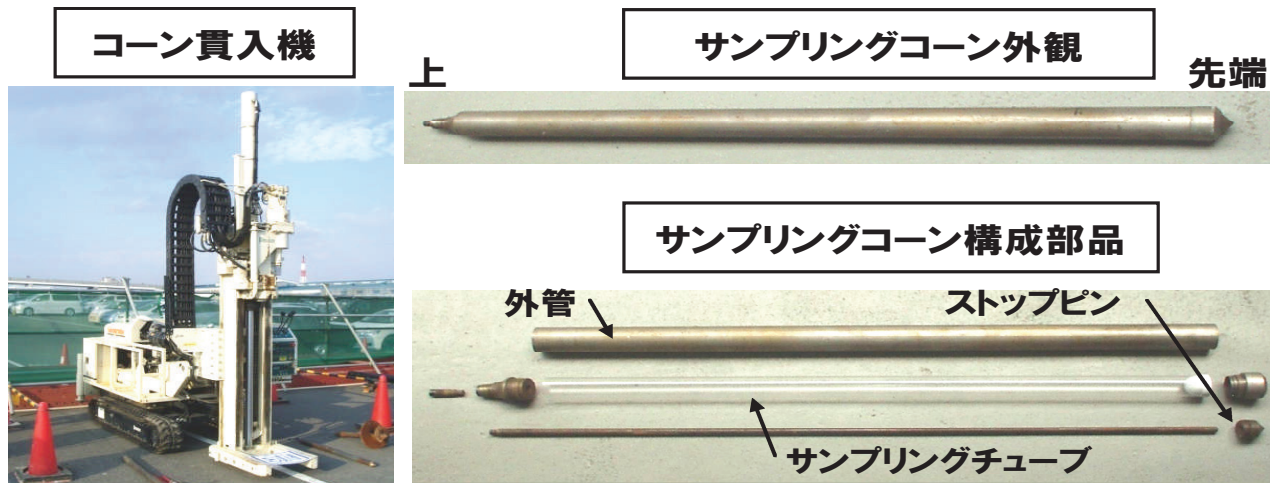


写真 5.1 サンプリングコーンの概要

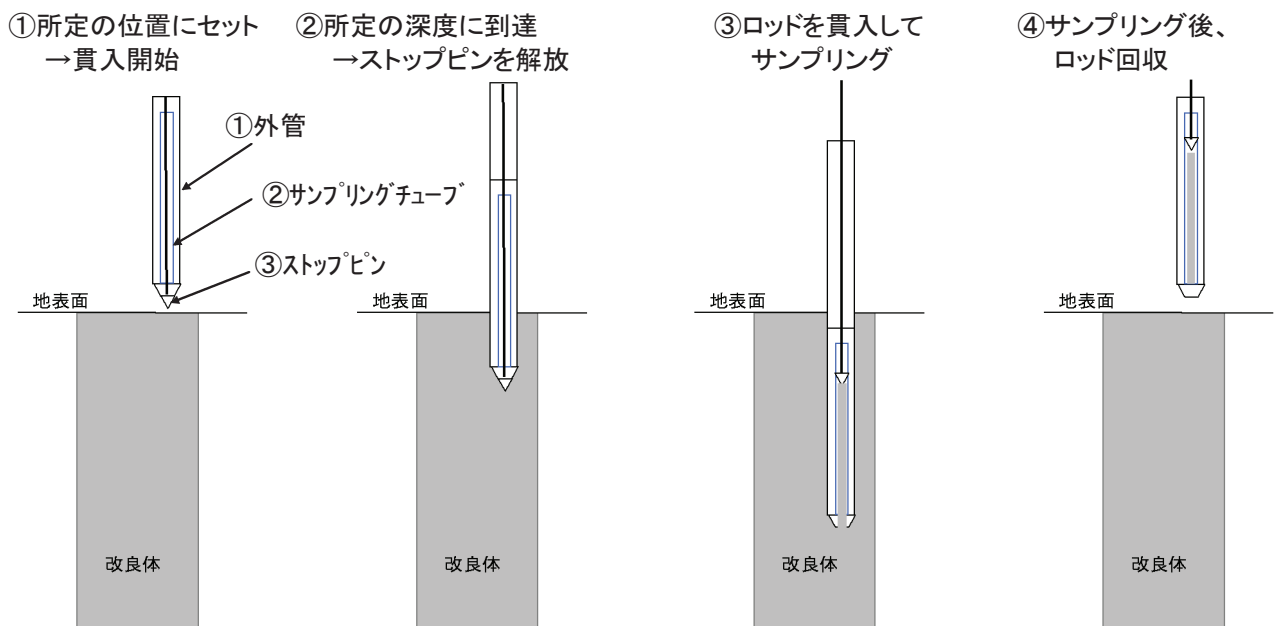


図 5.3 サンプリングコーンによる改良体の採取手順

## (2) サンプリグコーンによる未固結改良体のサンプリグ事例

### 1) 事例 1

大阪市守口市の立坑工事の底板改良として地盤改良を適用した（図 5.4、図 5.5 参照）。そのうち図 5.5 に示す位置で、試験施工を実施してサンプリグコーンを用いて造成直後の未固結改良体を採取した。写真 5.2 に採取状況の例を示す。この方法によって造成直後の未固結改良体を任意の深度で採取できることを確認した。採取した改良土を用いて作成した供試体は「5.3.2(3) 塩酸溶解熱法による造成直後での 28 日強度の推定」や「5.3.2 (4) 材齢強度曲線による 28 日強度の推定」に供することができることを確認した。

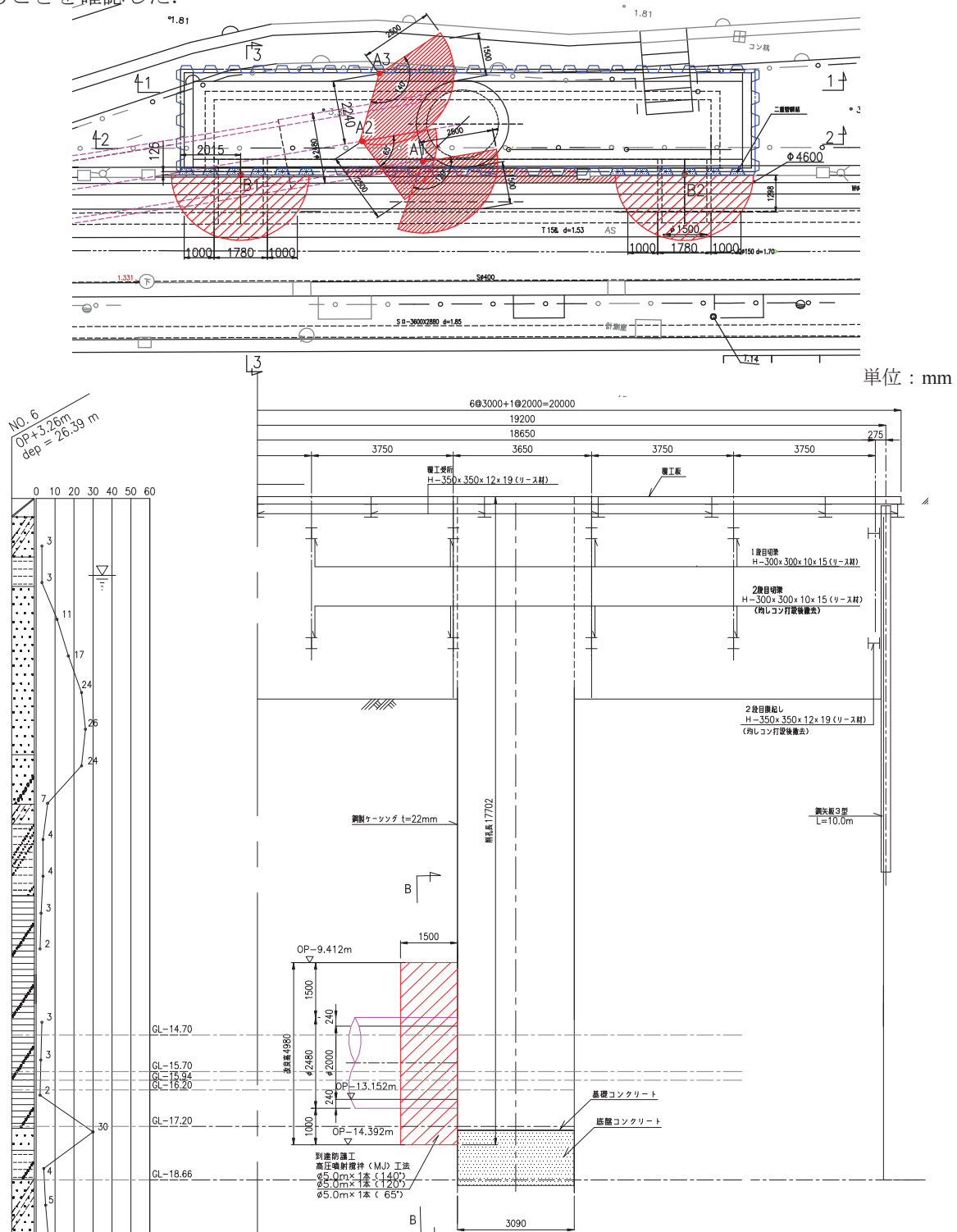


図 5.4 改良体平面図及び断面図

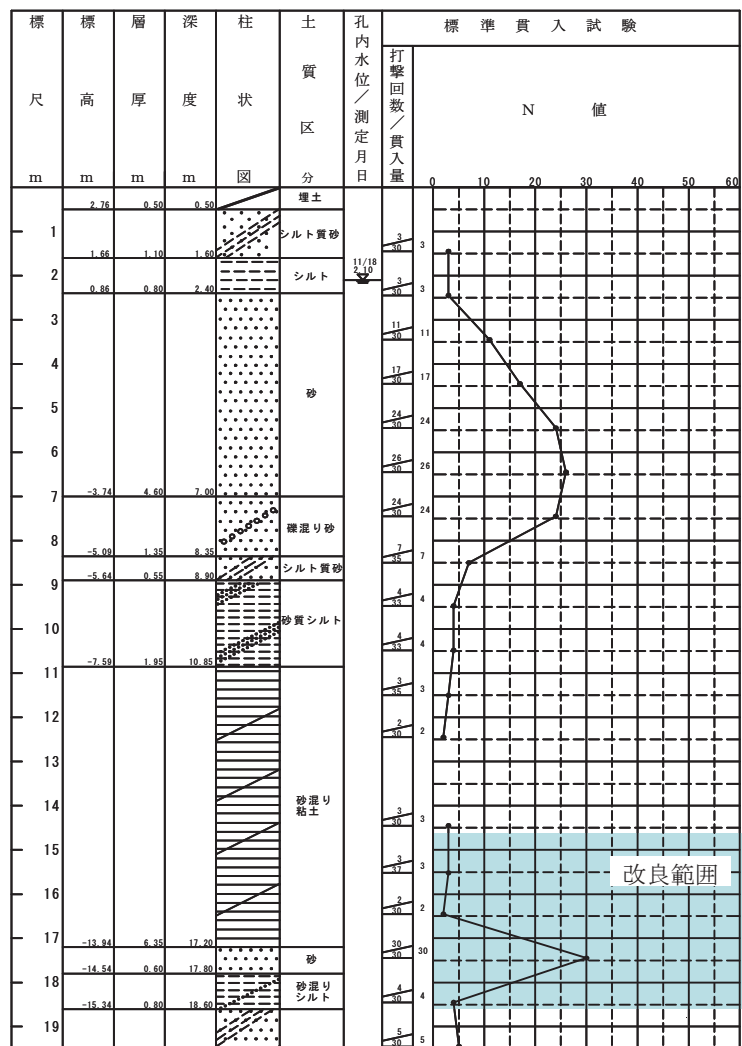
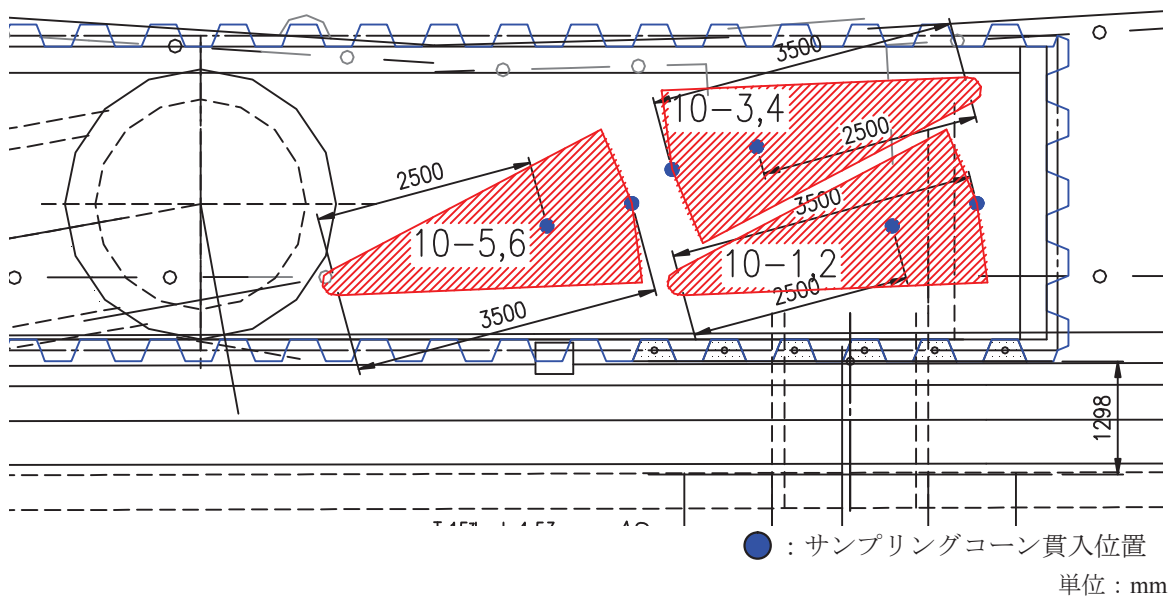
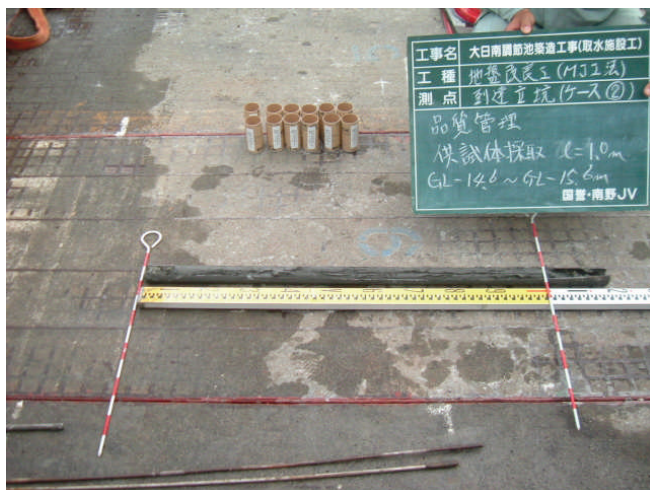


図 5.5 試験施工平面図. サンプルングコーン貫入位置及び柱状図



ケース 10-1, 10-2 (改良半径 3.50m)



ケース 10-3, 10-4 (改良半径 2.50m)

写真 5.2 サンプリングコーン採取改良土

## 2) 事例 2

福島県双葉郡において、盛土の耐震補強のために実施した地盤改良工事に適用した。当該箇所は、傾斜地盤（泥岩）上に堆積している粘性土およびその上部の盛土地盤である。改良体平面図及び断面図を図 5.6 に柱状図を図 5.8 に示す。図 5.7 に示す位置で、試験施工を実施してサンプリングコーンを用いて造成直後の未固結改良体を採取した。写真 5.3 に採取状況の例を示す。この方法によって造成直後の未固結改良体を任意の深度で採取できることを確認した。採取した改良土を用いて作成した供試体は「5.3.2 (3) 塩酸溶解熱法による造成直後での 28 日強度の推定」や「5.3.2 (4) 材齢強度曲線による 28 日強度の推定」に供することができることを確認した。

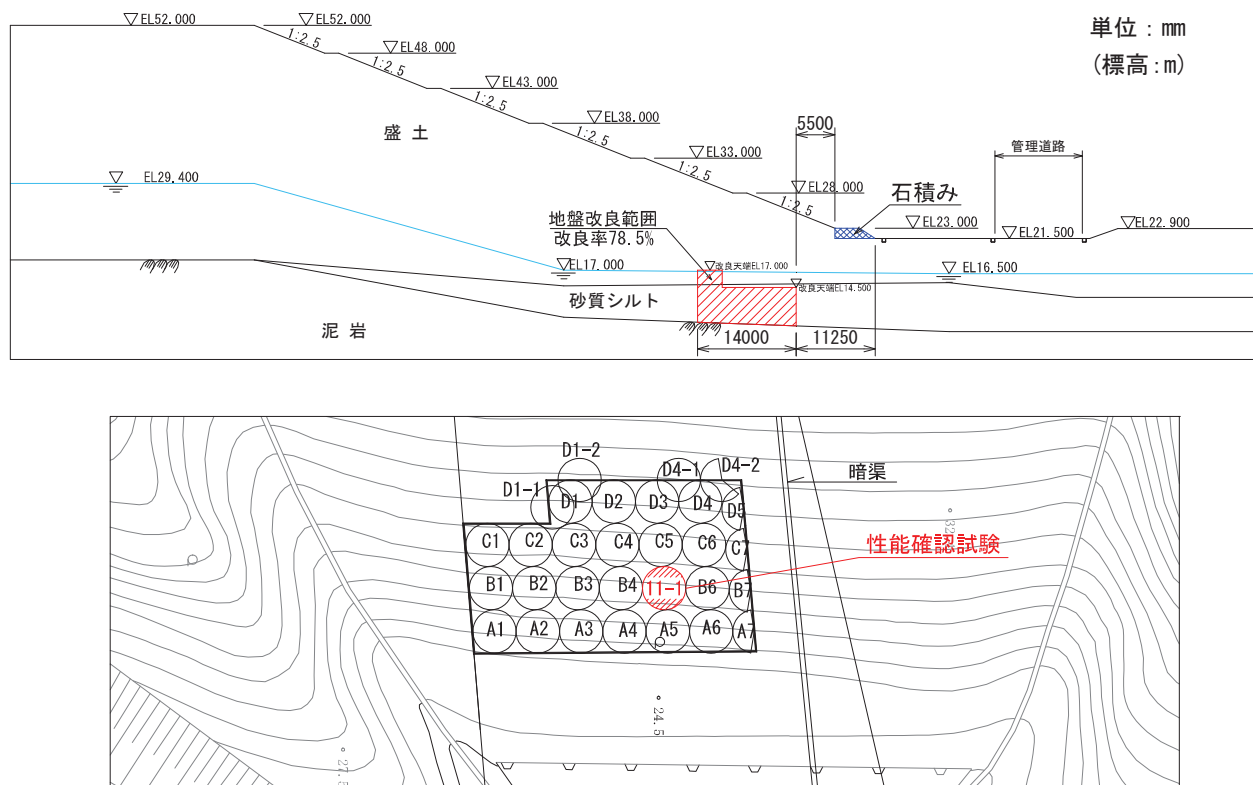


図 5.6 改良平面図及び断面図

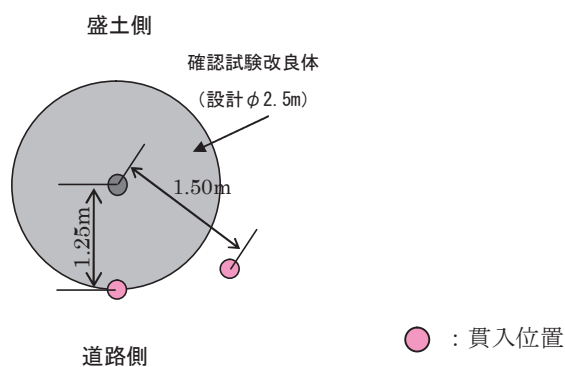


図 5.7 サンプリングコーン貫入位置(平面図)

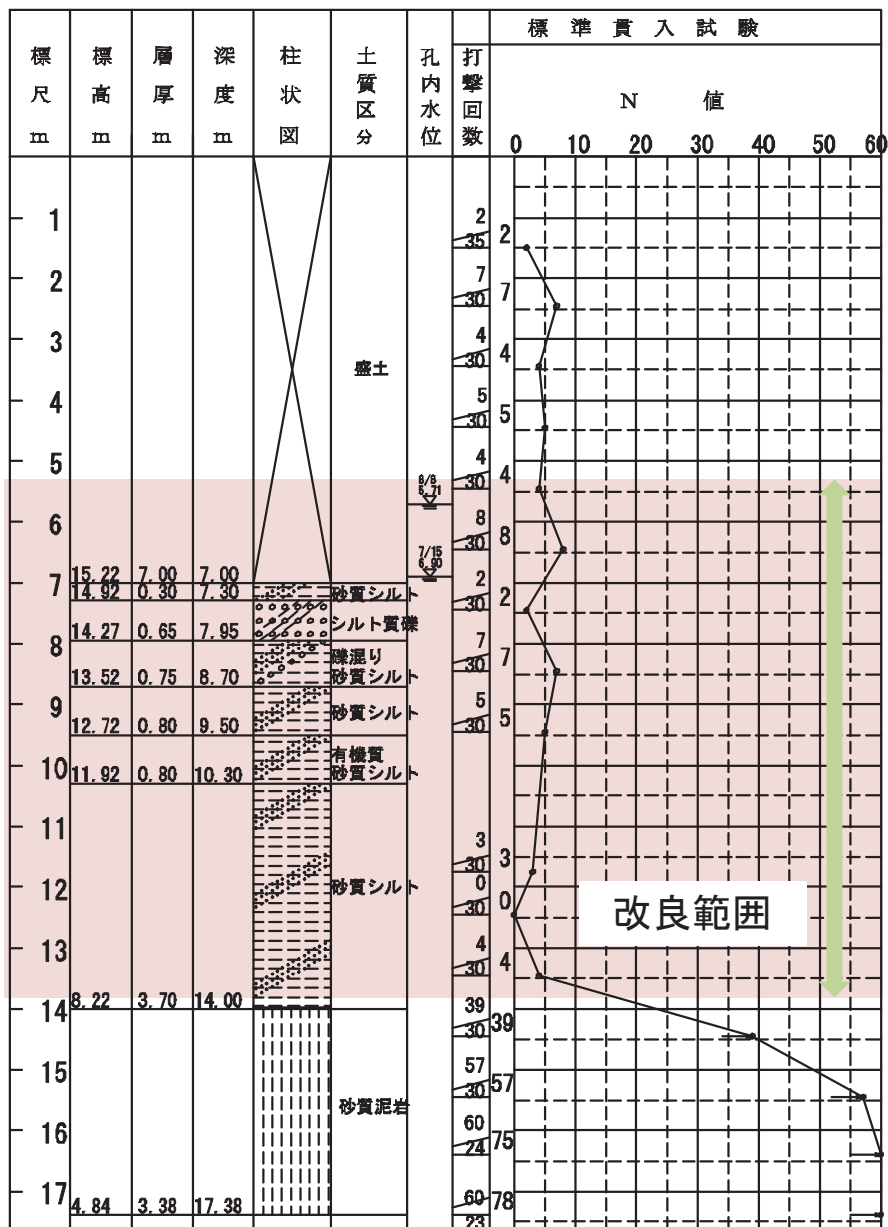


図 5.8 柱状図



ケース 11-1 (改良半径 R=1.50m)  
写真 5.3 サンプリグコーン採取改良土

### (3) 塩酸溶解熱法による造成直後での 28 日強度の予測

#### 1) 概要

セメント成分と塩酸を混合するとカルシウム分と塩酸が反応して発熱する性質を利用したコンクリートの強度予測手法<sup>5,6)</sup>が報告されている。今回開発したセメント改良体に対する塩酸溶解熱法は、上記の試験方法を応用したものである。以下は、その手順である。

①事前に、室内配合試験において塩酸と混合して各注入率における温度上昇量 $\Delta t$ を確認する。同じ試料の供試体を用いて一軸圧縮強度 $q_u$ を測定して $q_u \sim \Delta t$ 関係を得る。標準的な供試体の諸元と試験項目を表 5.5 に、図 5.9 に試験結果の整理法概念図を示す。

②上記の $q_u \sim \Delta t$ 関係に基づいて、設計基準強度 $q_{uck}$ を満足する温度上昇量の基準値 $\Delta t_a$ を確認する。

③造成直後にサンプリングコーンにより地中から採取した未固結改良体の初期温度を測定する。次に塩酸を混合し温度を測定することでその差分を温度上昇量 $\Delta t$ とする。その値が基準値 $\Delta t_a$ 以上であることを確認する。すなわち、測定した $\Delta t$ を $q_u \sim \Delta t$ 関係に代入して得た $q_u$ 値が設計基準強度 $q_{uck}$ 以上であることを確認する。

なお、本手法は温度上昇量 $\Delta t$ を用いることで、室内配合試験と原地盤の水温の違いによる影響は受けなくなる。また、事前室内配合試験では原地盤の状態を再現して、試験を実施することが重要であるため、含水比等の試料調整を実施してから試験を行なう必要がある。この方法は、表 5.4 に示す 3 つの手法の中では改良強度の予測精度は最も劣るものの、造成当日に 28 日強度を推定できるメリットがある。以下、この手順の確認を行なった結果を以下に報告する。

表 5.5 供試体諸元と試験項目

注入率 (%)	供試体本数 (本)	試験項目	計測値
30,60,100	各 3 本	一軸圧縮試験	一軸圧縮強度 $q_u$
	各 200cc	塩酸添加による温度上昇計測	温度上昇量 $\Delta t$

注) 注入率とは、土砂 1 に対する硬化材スラリーの割合

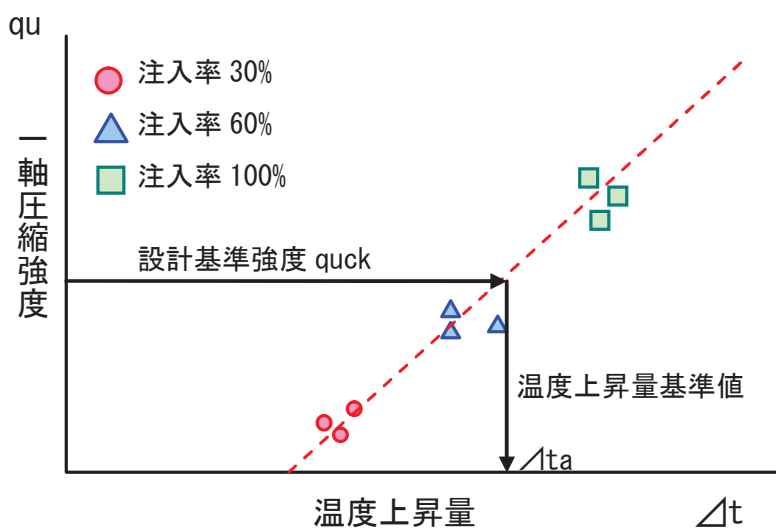


図 5.9  $q_u \sim \Delta t$  の関係の概念図

## 2) 適用事例

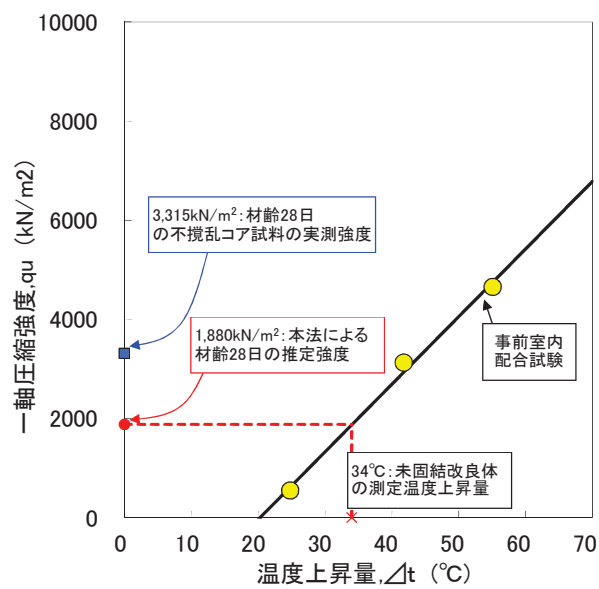
「5.3.2 (2) 事例 2」の福島県双葉郡において、盛土の耐震補強のために実施した地盤改良工事においてサンプリングコーンにより採取（写真 5.3 参照）した未固結改良体を用いて塩酸溶解熱法を適用した。写真 5.4 に試験状況を示す。



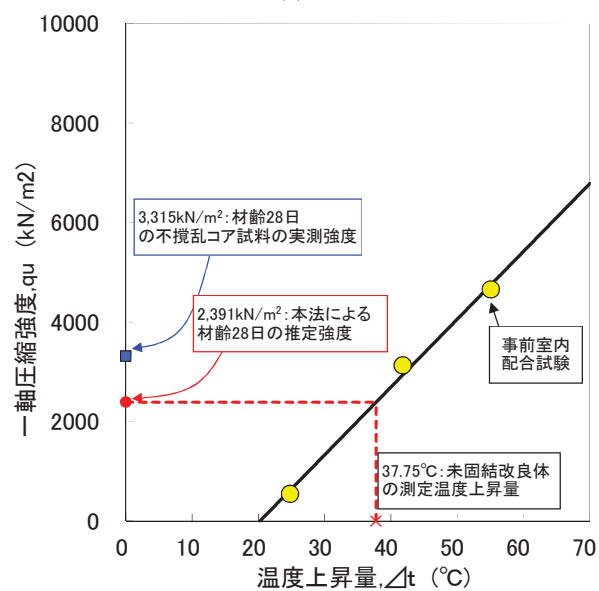
写真 5.4 試験状況

当工事の設計基準強度は  $q_{uck}=1,000\text{kN/m}^2$  である。室内配合試験で設定した  $q_u \sim \Delta t$  の関係（●と実線）を図 5.10 に示す。併せて、サンプリングコーンにより採取した未固結改良体 CASE1～3 を用いて塩酸溶解熱法により推定した 28 日強度結果（赤破線）も図 5.10 に示す。ここで、 $\Delta t$  はそれぞれ CASE1 は 34.0 度、CASE2 は 37.75 度、CASE3 は 36.25 度であり、 $q_u \sim \Delta t$  の関係から推定された 28 日強度はそれぞれ  $1,880\text{kN/m}^2$  と  $2,390\text{kN/m}^2$  と  $2,186\text{kN/m}^2$  であった。これらの値は、設計基準強度  $1,000\text{kN/m}^2$  を満足した。

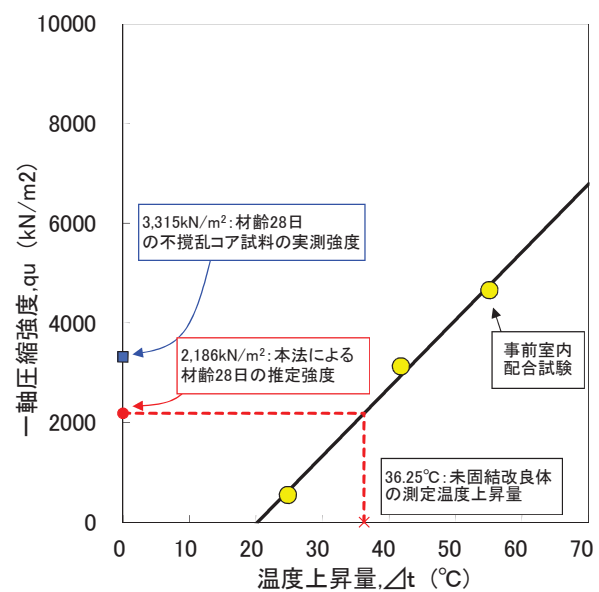
なお、実際に材齢 28 日で原地盤から採取した不攪乱コア試料を用いた一軸圧縮試験によって得た  $q_u$  を図中（■）に示すが、上記推定値は安全側となっていることが分かった。推定 28 日強度が不攪乱コア試料の強度より低い理由としては、試験に用いた改良直後の未固結改良体は若干の硬化が開始した状態であり、測定された温度上昇量  $\Delta t$  が実際（硬化が開始される前の未固結改良体）の温度上昇量  $\Delta t$  より小さかったことが影響していると推定される。



(a) CASE1



(b) CASE2



(c) CASE3

図 5.10  $q_u \sim \Delta t$  関係 (室内配合試験) に基づく28日強度の予測結果

#### (4) 材齢強度曲線法による 28 日強度の推定

##### 1) 概要

この方法の手順は以下のとおりである。

- ①事前の室内配合試験で一軸圧縮強度  $q_u$  と材齢の関係を求める。
- ②上記の結果から、材齢 28 日での強度を 1.0 とした強度比 ( $\sigma_n / \sigma_{28}$ ) ～材齢 ( $n$ ) 関係を得る。標準的な供試体諸元と試験項目を表 5.6 に、整理方法の概念図を図 5.11 示す。
- ③造成直後の地盤からサンプリングコーンを用いて採取した未固結改良体を用いて「安定処理土の締固めをしない供試体作製方法 (JGS0821)」に準じて  $\phi 5\text{cm} \times 10\text{cm}$  の供試体を作成し、材齢 3～7 日程度での一軸圧縮強度  $q_u$  を測定する。
- ④上記②で求めた強度比～材齢関係を参照して、上記③で求めた「所定の材齢での  $q_u$  の値」から材齢 28 日の  $q_u$  を推定する。

この方法は、塩酸溶解熱法による改良強度の予測精度を補うことを目的としていて、塩酸溶解熱法とともに施工中に行なう品質管理である。これらの方法を用いて、施工早期に必要な強度を満足しないことを推定された場合には、その時点でセメントスラリーの配合やロッド引上げ時間等の施工仕様にフィードバックすることによって対策を速やかにとることが可能となる。

表 5.6 供試体諸元と試験項目

注入率 (%)	材齢 (日)	供試体本数 (本)	試験項目	計測値
30,60,100	3, 7, 14, 28	各 3 本	一軸圧縮試験	一軸圧縮強度 $q_u$

注) 注入率とは、土砂 1 に対する硬化材の割合

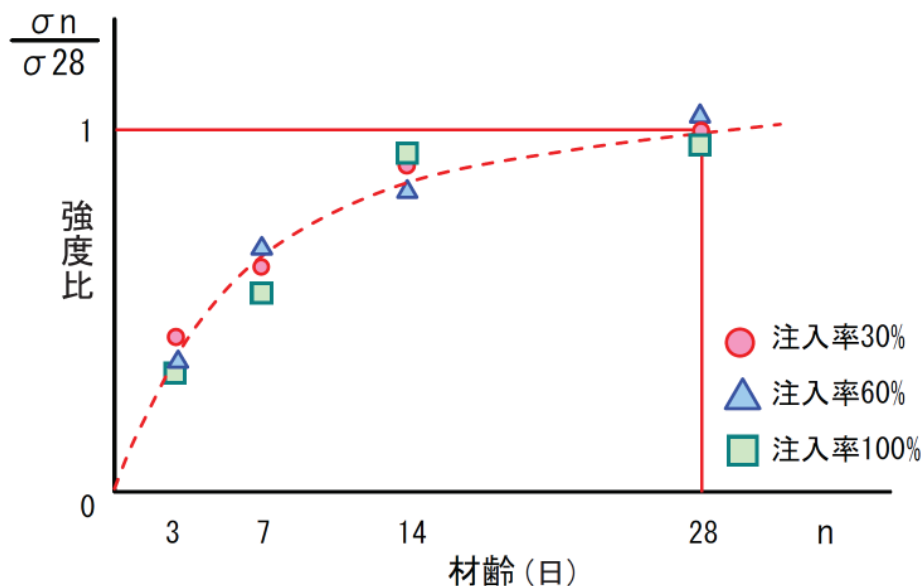


図 5.11 材齢強度曲線の設定例

## 2) 適用事例

「5.3.2 (2) 2) 事例 2」と同じ福島県双葉郡において、盛土の耐震補強のために実施した地盤改良工事においてサンプリングコーンにより採取（写真 5.3 参照）した、未固結改良体を用いて材齢強度曲線法を適用した。

図 5.12 に室内配合試験で求めた材齢強度曲線を示す。当現場では、材齢 14 日の一軸圧縮試験は省略して材齢 3 日強度から 28 日強度を推定している。この結果によると、28 日強度に対する 3 日強度の比  $\sigma_3/\sigma_{28}$  は 0.213 である。

造成直後に未固結改良体をサンプリングコーンで採取し、 $\phi 5\text{cm} \times 10\text{cm}$  の供試体を作成して材齢 3 日で一軸圧縮試験を 3 本行ない、 $q_u$  (平均) =  $584.7\text{kN/m}^2$  (各々の一軸圧縮強度試験値は、 $q_u=581.8, 611.4, 560.8\text{kN/m}^2$ ) を得た。これらの結果から、28 日強度は  $584.7/0.213=2,745\text{kN/m}^2$  (各々の 28 日強度は、2,731, 2,870, 2,633 $\text{kN/m}^2$ ) と推定された。この値は設計基準強度  $1,000\text{kN/m}^2$  を満足する。

前述の通り、実際に材齢 28 日で原地盤から採取した不攪乱コア試料を用いた一軸圧縮強度は  $q_u=3,315\text{kN/m}^2$  であることから、上記推定値は安全側となっていることが分かる。推定 28 日強度が不攪乱コア試料の強度より低い理由としては、試験に用いた改良直後の未固結改良体は若干の硬化が開始した状態であり、測定された一軸圧縮強度  $q_u$  が実際（硬化が開始される前の未固結改良体）の一軸圧縮強度  $q_u$  より小さかったことが影響していると推定される。

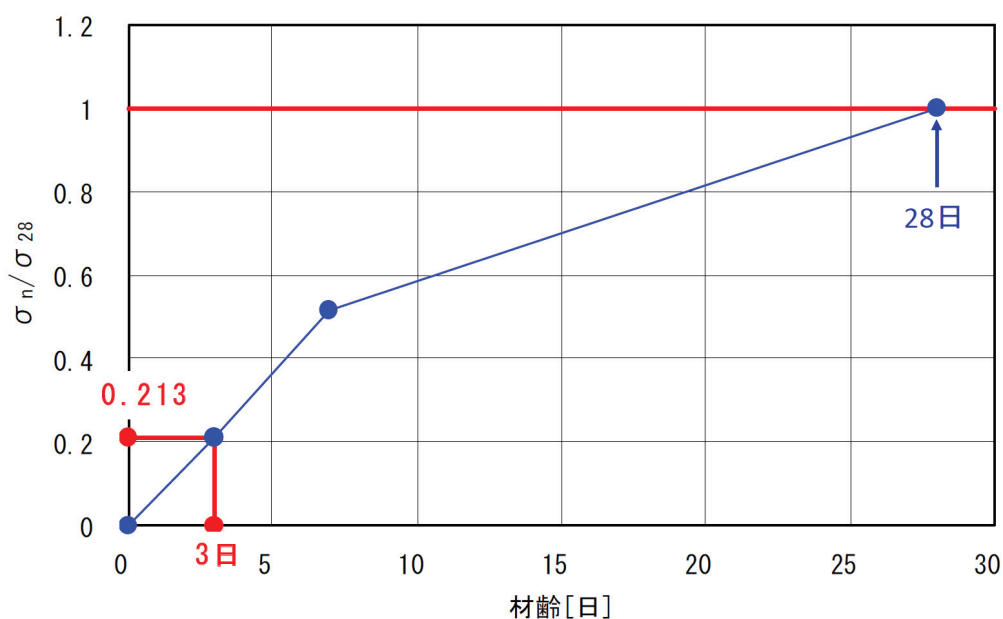


図 5.12 室内配合試験で求めた材齢強度曲線と適用例

### 5.3.3 原位置 PS 検層による深度方向に連続的な強度確認手法

#### (1)はじめに

「4 章 改良地盤の原位置弾性波速度に基づく品質評価の研究」では、以下の知見が得られた。

それぞれのサイトで異なる土質に対して室内配合試験によって事前に得た「超音波パルス法による  $V_s$  と  $q_u$  の関係」に、改良地盤で測定した原位置 PS 検層による  $V_s$  を代入することによって、原地盤の一軸圧縮強度の近似値を安全側に推定する方法を提案できる。この方法は、従来の現場コア試料の一軸圧縮試験による品質確認する手法に対して、遥かに迅速であることに加えて、非一様性が相対的に高いセメント改良地盤の強度を深度に対して連続的かつサンプリング時の乱れの影響を受けない利点を兼ね備えたに推定できるという利点がある。

したがって、本項では改良体の非一様性が高いとされる高圧噴射攪拌工法によるセメント改良地盤において原位置 PS 検層による改良強度評価法を適用した結果を報告する。

#### (2) 試験方法

以下の手順で行なう。

- ①図 5.13 に示すように、事前に各土質に対して室内配合試験によって超音波パルス試験による弾性波速度  $V_s$  と一軸圧縮強度  $q_u$  の関係を求めておく。
- ②上記  $V_s \sim q_u$  関係に設計基準強度  $q_{uck}$  を代入して、PS 検層による弾性波速度基準値  $V_{sa}$  を設定する。
- ③造成後 28 日以降の改良体に対して、原位置 PS 検層によって深度方向に 1m ピッチを標準として弾性波速度  $V_s$  の計測を行なう。
- ④上記  $V_s$  を①で得た事前の各土質毎での  $V_s \sim q_u$  関係の上限値に代入して、原位置  $q_u$  を推定する。推定した  $q_u$  を図 5.15 に示すように深度方向連続的に整理して必要な品質が実現できていることを確認する。通常、 $V_s$  の値は深度方向に大きくバラつくので、その判定は以下に説明する統計的な方法に基づいて行なう。

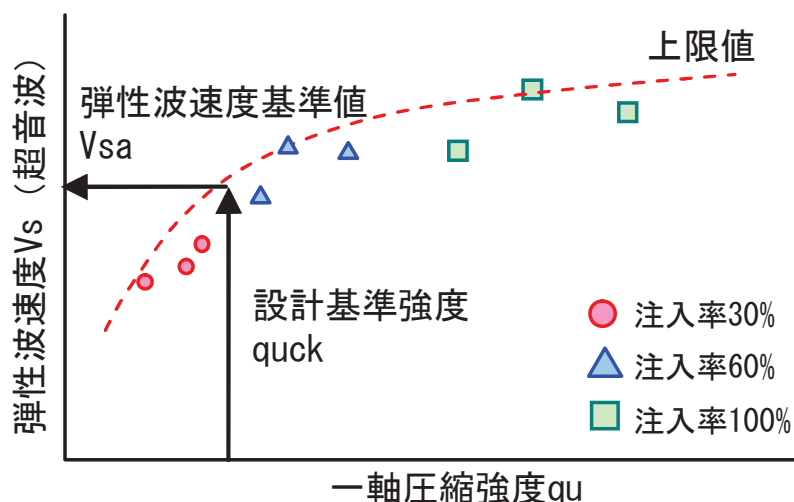
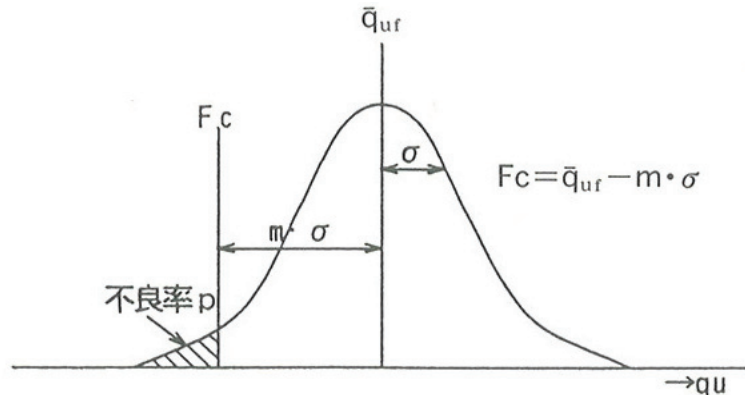


図 5.13 室内配合供試体の  $V_s$  (超音波)  $\sim q_u$  関係に基づく管理法の模式図

### (3) 連続性の判定方法

既往の文献<sup>5.7)</sup>では、深層混合処理工法でスラリーを用いた機械式工法の場合、不良率  $p$  が 10%以下であることを標準としている。その場合、一軸圧縮強度  $q_u$  が正規分布すると仮定すると、規準を満たさない  $q_u$  の許容最大値を「 $q_u$  の平均値 - 標準偏差  $\sigma \times m$ 」と表現すると  $m=1.3$  となる (図 5.14)。高圧噴射攪拌工法においても、同じ値を採用することにした。



設計基準強度 $F_c$	不良率 $p(\%)$
$\bar{q}_{ur} - 0.5\sigma$	30.9
$\bar{q}_{ur} - 0.8\sigma$	20.0
$\bar{q}_{ur} - 1.0\sigma$	15.9
$\bar{q}_{ur} - 1.3\sigma$	10.0
$\bar{q}_{ur} - 1.5\sigma$	6.7
$\bar{q}_{ur} - 1.65\sigma$	5.0
$\bar{q}_{ur} - 2.0\sigma$	2.3
$\bar{q}_{ur} - 2.5\sigma$	0.6
$\bar{q}_{ur} - 3.0\sigma$	0.1

図 5.14 統計的管理手法<sup>5.7)</sup>

図 5.15, 図 5.16 に, 上記の考え方に基づいた原位置 PS 検層の整理方法を示す. 計測された弾性波速度  $V_s$  の度数分布を作成して, 弾性波速度基準値  $V_{sa}$  に対して不良率が 10%以下である条件を満足しているかを判定することで改良体の連続性確認を行なうことができる.

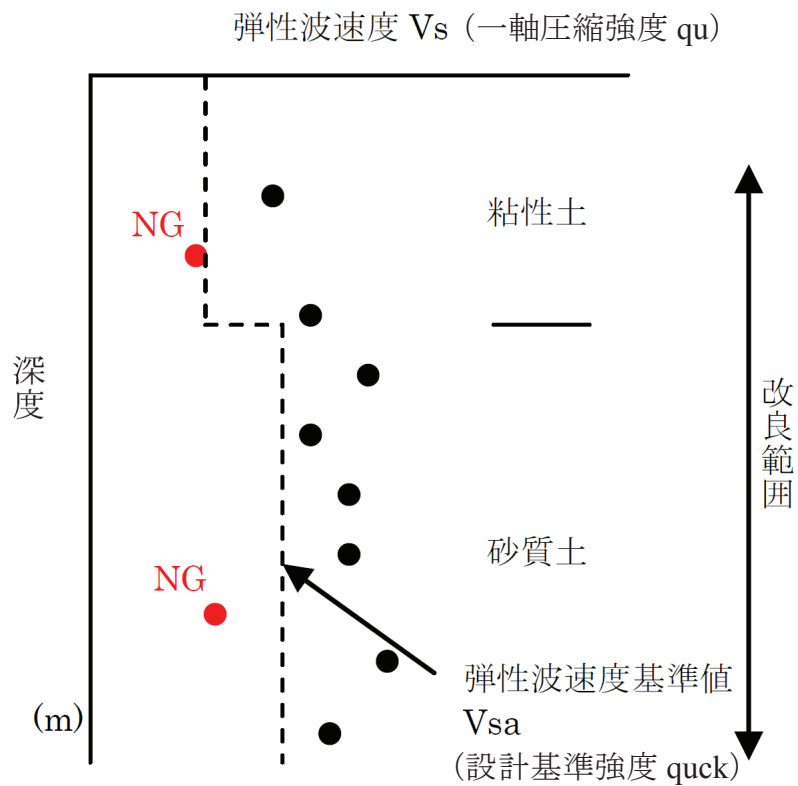


図 5.15 原位置 PS 検層結果例

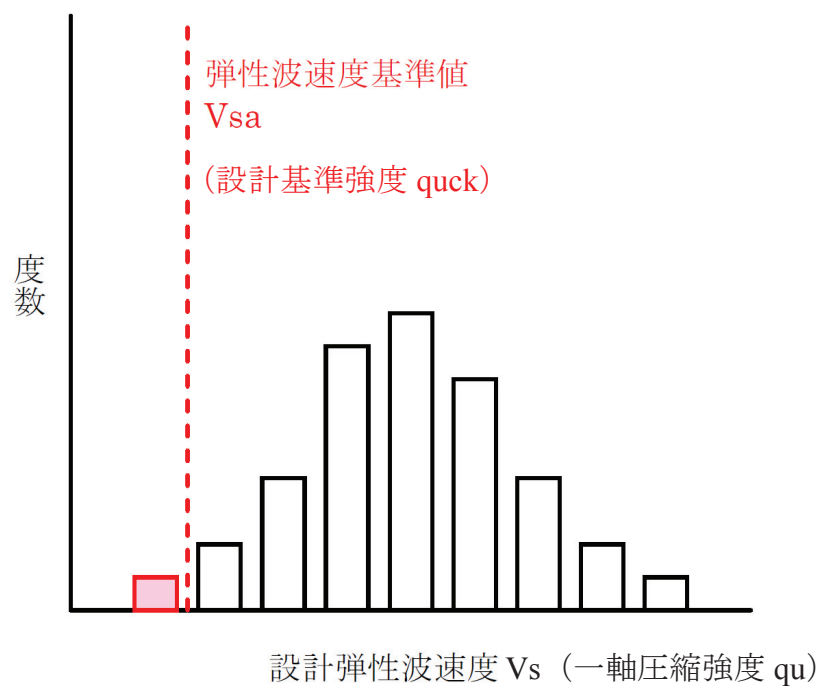


図 5.16 弾性波速度の度数分布図例

#### (4) 適用事例

前項と同じ「5.3.2 (2) 2) 事例 2」の福島県双葉郡において、盛土の耐震補強のために実施した地盤改良工事における適用事例を示す（図 5.6 参照）。

図 5.17 に室内配合試験で得た  $V_s$ （超音波パルス）～ $q_u$  関係を示す。対象地盤は砂質シルトであり、設計基準強度  $q_{uck}=1.0\text{MN/m}^2$  に対応して弾性波速度基準値  $V_{sa}$  を  $0.61\text{km/sec}$  ( $V_s=0.25 \times \text{Ln}(1.0 \times 1000) - 1.12=0.61$ ) と設定した。

改良体同士の接円する 3 箇所を実施した原位置 PS 検層を基に原位置  $q_u$  を推定した結果とチェックボーリングによる現場コア試料による  $q_u$  の試験結果を図 5.18 に示す。

原位置 PS 検層で推定した原位置  $q_u$  は、現場コア試料の  $q_u$  に対して、同等か小さい値となっている。これは第 4 章で述べたように、事前に得た「室内配合試験での供試体の  $V_s$ （超音波パルス）～ $q_u$  関係の上限の関係」で推定すれば、実際の非一様性の高い現場の改良体に対して、バラつきのある強度の下限値で管理できていることを立証している。

原位置 PS 検層で推定した原位置  $q_u$  と現場コア試料の  $q_u$  と 2～3 倍程度と大きな開きのある箇所がある。これは非一様性の高さ起因していると推測される。その要因の 1 つとして、従来の品質管理方法の課題でもあるが、コアサンプリングした試料の良質部位のみを切り出した現場コア試料で試験が行われ、原位置  $q_u$  を過大に評価してしまっている可能性がある。特に粘性土地盤で改良体に未改良塊が混入する場合にはその傾向が高い。本手法を用いれば、このような過大評価を防止し、非一様性の高い現場改良体をより代表できる原位置  $q_u$  を評価できる有効な手法であると考ええる。

本現場では、すべての深度で設計基準強度  $q_{uck}$  を超えていることを確認した。なお、本手法を適用した際に設計値を満足しない箇所が発生した場合には、現場 PS 検層孔で採取したコア試料により改良体の連続性（RQD やコア採取率）や現場コア試料の  $q_u$  を確認し、総合的な判断で対応方法を検討することが必要となる。また、品質データの数量が十分に多い場合には、統計的管理手法を用いるなども合理的な評価方法の 1 つと考えられる。

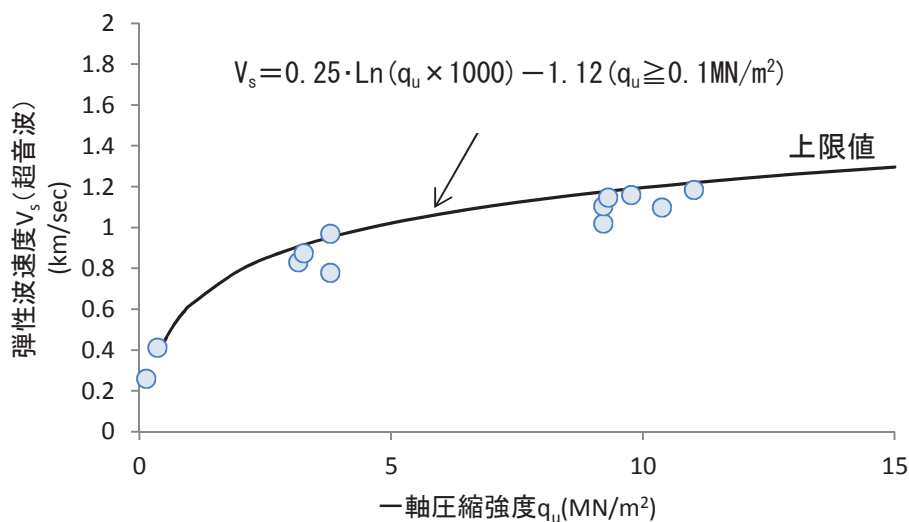
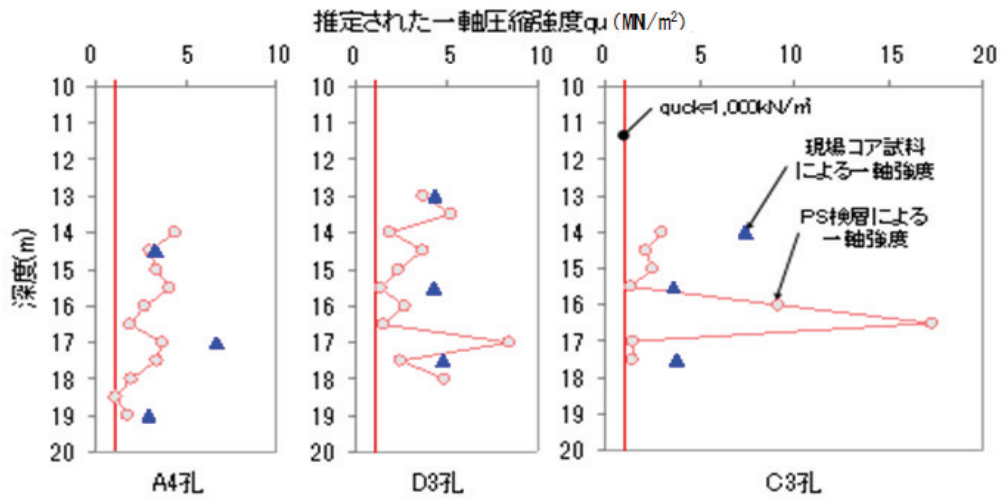
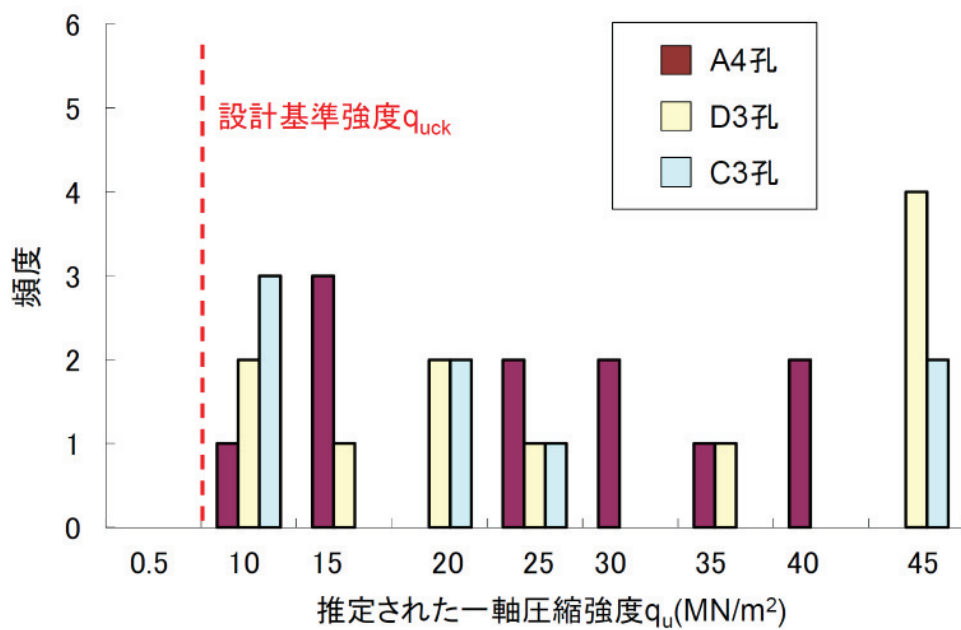


図 5.17 室内配合試験の  $V_s$ （超音波）～ $q_u$  の関係の例



(a) 原位置 PS 検層と現場コア試料の一軸圧縮強度の対比



(b) 原位置 PS 検層結果より推定した強度頻度分布

図 5.18 原位置 PS 検層の計測による品質管理の事例

## 5.4 出来形に関する品質確認手法（改良形状の確認）

### 5.4.1 確認手法概要

高圧噴射攪拌工法では、同一の噴射条件でも改良径は地盤によって大きく変化する可能性がある。28日後のチェックボーリングに仮に改良径が不足していることが判明した場合は施工の致命的な手戻りとなるという課題がある。また、「5.2.3 改良体の改良径確認の課題」に記載したように改良体の中心から改良体径の1/4離れた付近で出来形の確認を兼用して実施される従来の方法では、改良体が設計改良径を満足していることを確認できていない。また、設計改良径を確認するために改良体の境界付近でコアサンプリングを行なう場合、改良方式が全面改良、ラップ改良、接円改良の場合は改良体同士のオーバーラップ部でコアサンプリングすることで確認できるが、ラップの無い杭状改良の場合は、改良体境界付近でのサンプリング孔は未改良方向へ逃げやすく、改良体の採取が非常に困難であるといった課題がある。

このように従来の品質管理手法に対して、造成中や造成直後に改良体境界付近での調査によって出来形（改良径）の確認が可能となる新しい方法を開発した。表 5.7 にその概要を示す。

表 5.7 新しい出来形（改良径）確認の方法

試験名	時期	試験概要
ビデオコーン	造成直後	造成直後に、小型カメラを内蔵したコーンを貫入し、未固結改良体を直接目視確認する
光ファイバ温度計	造成中	事前に改良体境界付近に光ファイバ温度計を設置し、造成中にリアルタイムで温度計測して改良径の到達を確認する
音波計測	造成中	造成中、先端ロッドに内蔵した音波計測装置により、リアルタイムで改良径の出来形を確認する

## 5.4.2 ビデオコーンによる造成直後の改良形状の確認

### (1) ビデオコーン概要

造成完了直後の未固結改良体を直接目視することを目的として、小型カメラとフェノールフタレイン溶液吐出孔を内蔵したビデオコーンを開発した（写真 5.5）。

図 5.19 に示すように、造成直後、コーン貫入機でビデオコーンを未固結改良体の設計到達位置に貫入し、所定の深度でフェノールフタレイン溶液を吐出する。改良体が形成されていれば、セメントに反応して赤く着色する。この作業を繰り返すことによって、改良径を確認することができる。

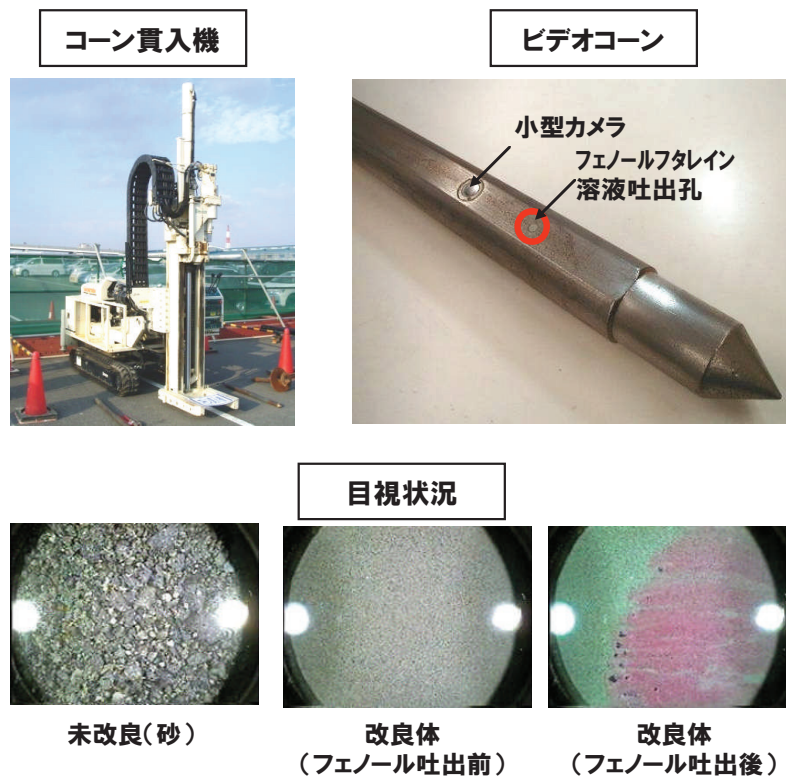


写真 5.5 ビデオコーンの概要

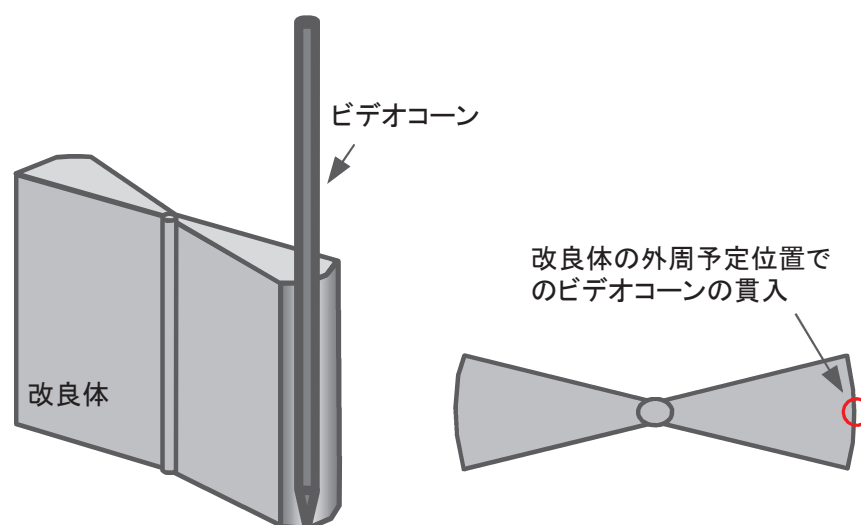
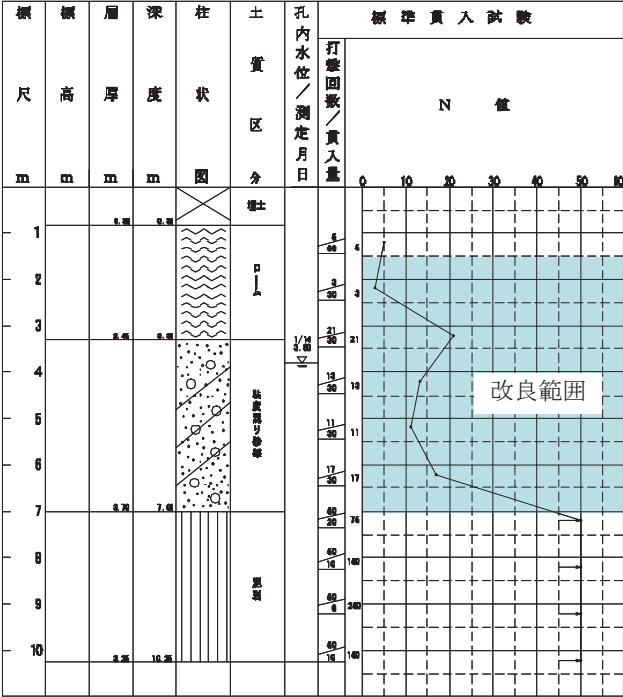
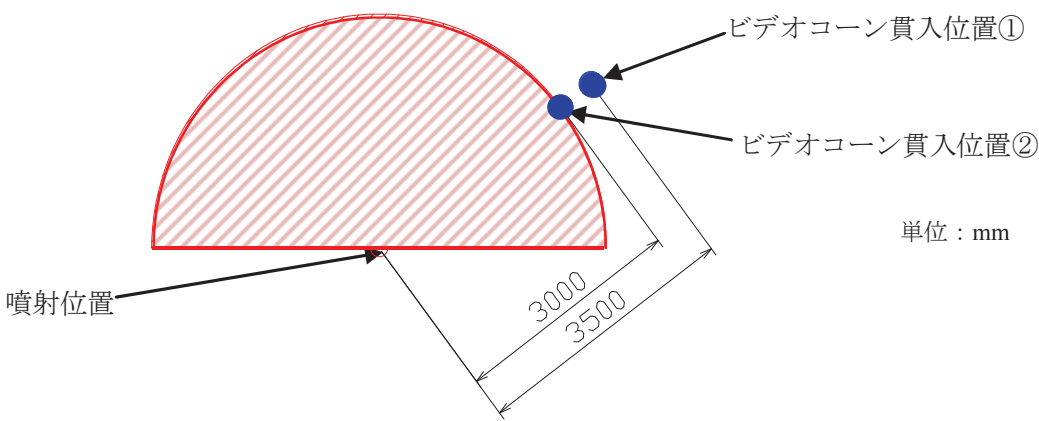


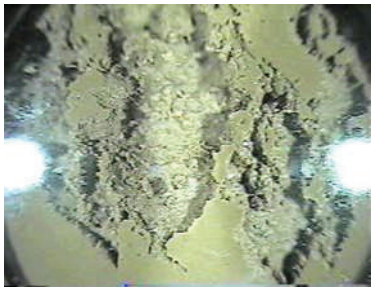
図 5.19 ビデオコーンによる出来形確認の概要

# (2) 適用事例

埼玉県比企郡における試験施工において、造成直後の改良体を直接目視するため、ビデオコーンを用いて造成直後の改良径確認を行なった。確認結果を図 5.20 に示す。計画改良半径  $R=3.0\text{m}$  の位置ではフェノールフタレイン溶液が赤色着色したことから、改良径は確保できていることを造成直後に確認できた。



貫入位置①



貫入位置②

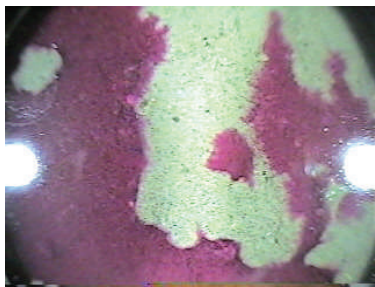


図 5.20 ビデオコーンによる造成直後の改良径の確認結果

### 5.4.3 光ファイバ温度計による造成中の改良形状の確認

#### (1) 概要

光ファイバは、レーザー光などの光を入射して、光ファイバ内部で発生する散乱光や反射光、終端に到達する透過光の特性を分析することによって、光の経路中に発生している状態を検出する技術である。温度、圧力、音響、磁界、電流、電界、流量等の計測センサーやジャイロとしての応用センサーも開発されている。その中で光ファイバによる温度計測技術は、ファイバ全長において連続的な温度検知がリアルタイムで可能であることが報告<sup>5,8)</sup>されている。

図 5.21 に、光ファイバ温度計による出来形の確認法を模式的に示す。地盤改良の施工前に予定改良体の外周付近にボーリング削孔を行ない、光ファイバ温度計を埋設する。地盤改良の工事中、光ファイバ温度計の計測をリアルタイムで行ない、改良前地盤と超高圧ジェット噴流の温度差を検知する。図 5.22 に温度計測の経時変化概要を、図 5.23 に温度計測による改良径のモニタリング例を示す。予定改良径への超高圧ジェット噴流の到達によって生じる温度差を確認することにより、改良体の出来形の確認をリアルタイムで行なえる。なお、原地盤温度と超高圧ジェット噴流の相対温度差（2～3 度程度以上）あれば、超高圧ジェット噴流が光ファイバに到達しているか否かを判断できる。ここで、超高圧ジェット噴流が原地盤温度に対して一定以上の温度差がない場合は、硬化材作液時（調合時）の添加水を温めることによって対応している。

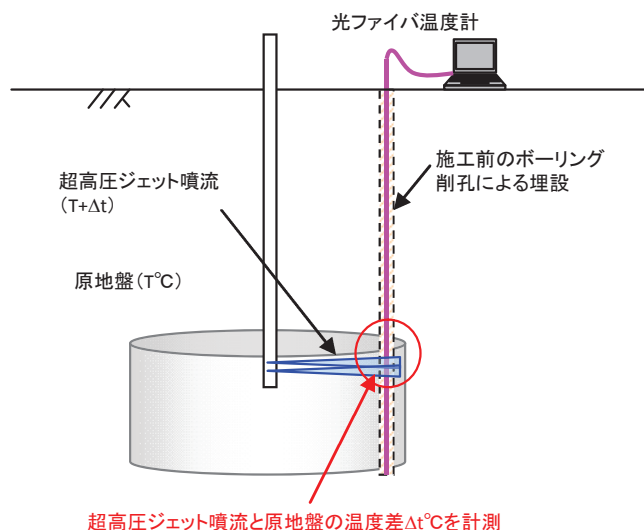


図 5.21 光ファイバ温度計概要図

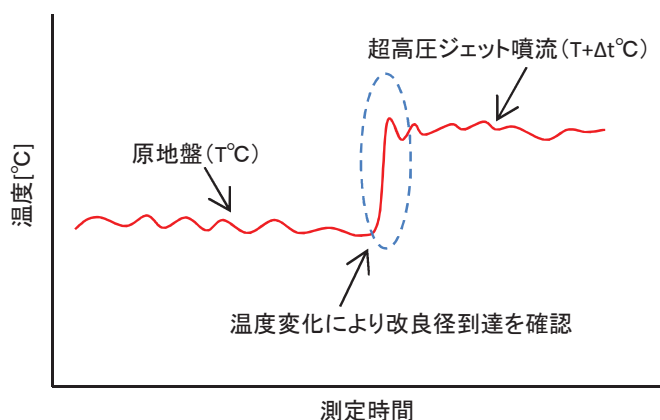


図 5.22 温度計測の経時変化例

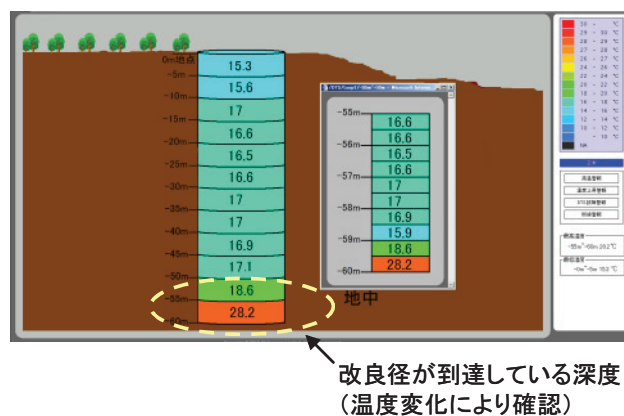


図 5.23 温度計測による改良径のモニタリング例

表 5.8 に、使用した光ファイバ温度計の仕様<sup>5.8)</sup>を示す。温度計測精度は温度差を検知できる程度であればよいことから、安価で計測が可能となるシングルエンド方式を採用した。

表 5.8 光ファイバ温度計仕様<sup>5.8)</sup>

	ループ方式	シングルエンド方式
温度分解能	全長で $\pm 0.5^{\circ}\text{C}$ 以内 (4km 測定時)	遠方点ほど性能が低下
温度精度	光ファイバ全長で温度精度を保証	遠方点・特異点の温度を実測して補正
光ファイバ減衰	内部処理で変動を除去	減衰率変動により温度指示に影響
断線対応	シングルエンド方式で自動継続	断線点以遠測定不能

ループ方式

処理装置

光ファイバ

シングルエンド方式

処理装置

光ファイバ

## (2) 適用事例

東京都品川区のシールドの到達地点の防護として高圧噴射攪拌工法を適用した現場（図 3.1～図 3.4 参照）で、光ファイバ温度計を用いて造成中の出来形確認を実施した。改良体及び光ファイバ温度計配置平面図及び断面図を図 5.24 に示す。地盤改良体の仕様は、改良半径 1.75m（直径  $\phi 3.5\text{m}$ ）の全円と半円の組合せであり、光ファイバ温度計は改良体中心より 1.75m、1.50m、1.25m の距離に設置した。

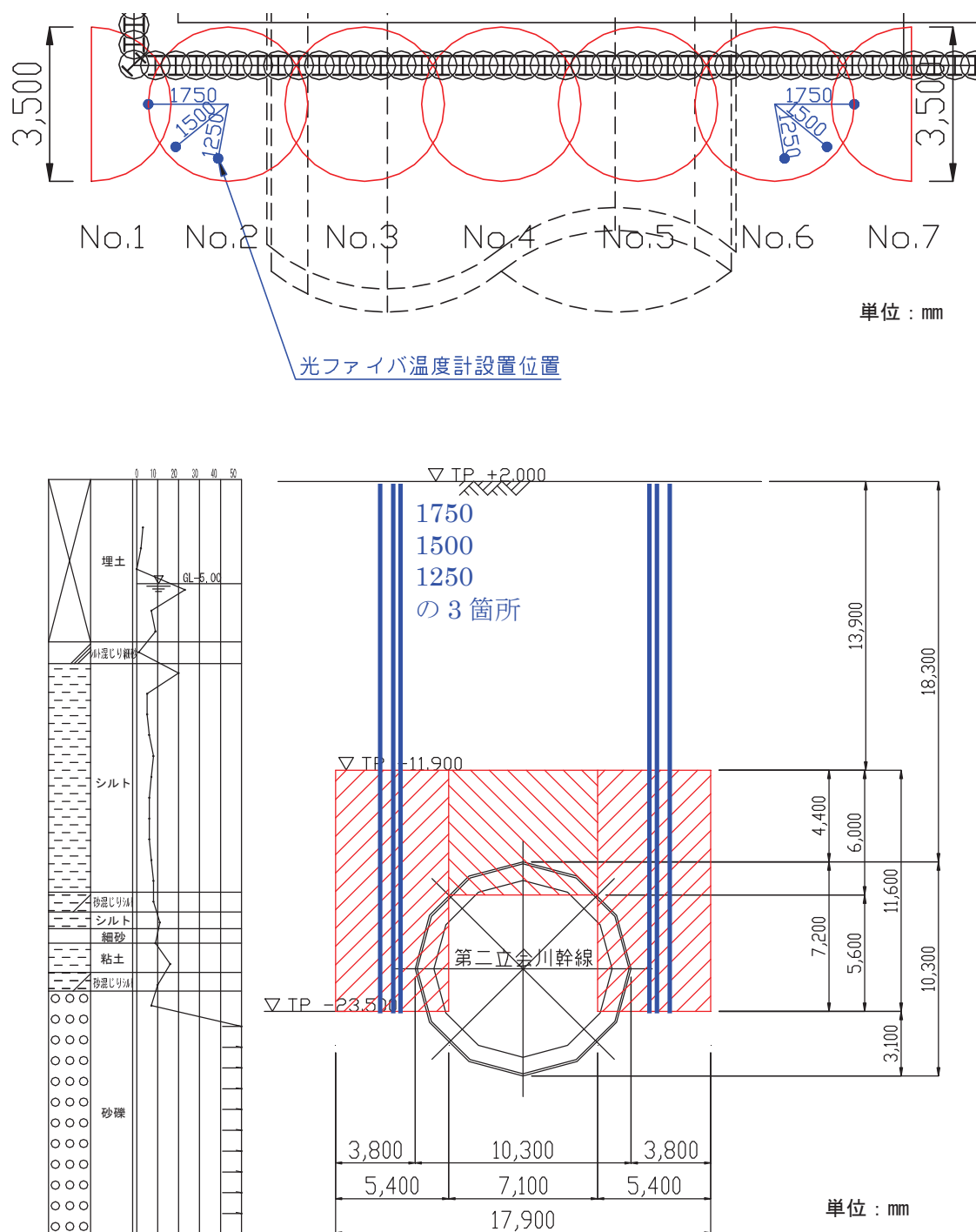


図 5.24 改良体及び光ファイバ温度計配置の平面図及び断面図

図 5.25 に No.6 改良体の TP-17.5m (GL-21.0m) 深度での光ファイバ温度の計測結果を示す。設計改良半径 1.75m において、いずれの光ファイバ温度計も超高圧ジェット噴流の到達による温度変化を検知し、出来形の確認ができた。

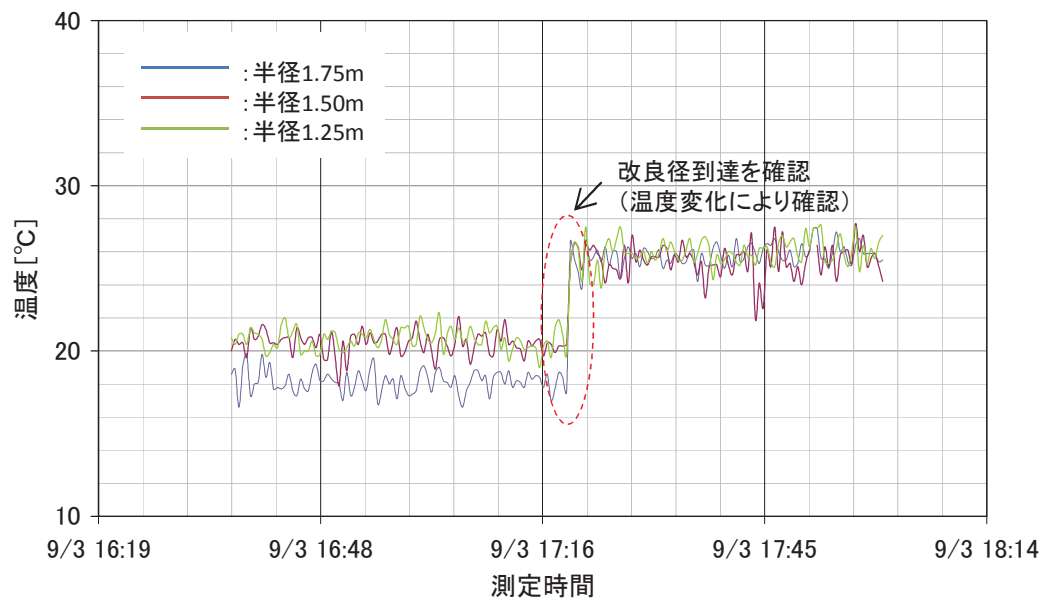


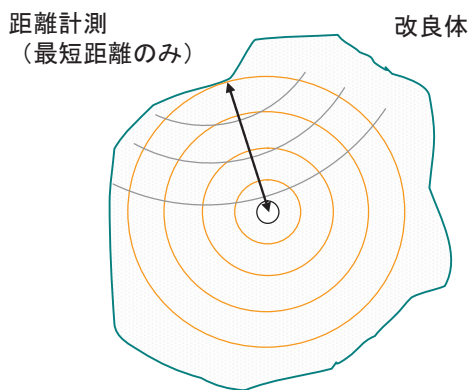
図 5.25 温度計測経時変化図 (No. 6改良体 TP-17.5m)

#### 5.4.4 音波計測による造成中の改良形状の確認

##### (1) 概要

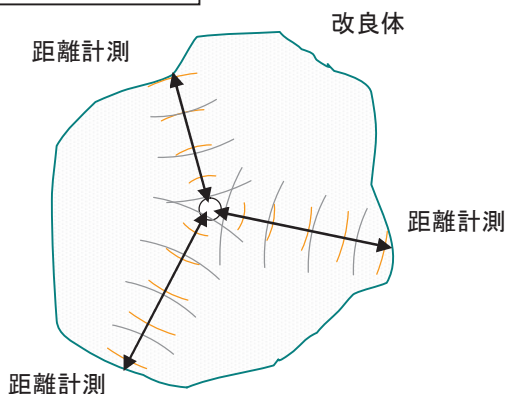
この手法は、地中連続壁などで、コンクリート打設前に地中掘削孔壁の寸法や・形状の測定の目的で広く使用されている。しかし、従来の計測装置は、発振される音波（超音波）は 100kHz 程度であるため、孔壁内が泥水や安定液など比重が 1.1 未満と比較的小さい物質で充填されている場合にのみ適用が可能である。高圧噴射攪拌工法の未固結改良体は比重 1.5 程度と高比重であるため従来用いている 100kHz の音波では減衰が大きく、明瞭な反射波の検出ができない。ただし、減衰を小さくするために周波数を更に小さくすると計測誤差が大きすぎてしまう。また、従来用いている地中連続壁は溝状であるため、音波の指向性はさほど重要でないが、改良体の場合には、図 5.26 に示すように指向性がないと改良体平面形状の最短部のみの計測となり、改良体平面形状を正確に計測することができない。

##### 指向性がない場合



- ・全方位に弾性波が拡散してしまうため、最短距離の計測しかできない。

##### 指向性がある場合



- ・断面の任意方向に対して距離を計測できる

図 5.26 改良径測定に対する指向性の必要性

すなわち、高比重の未固結改良体の改良形状を測定するには、発信するパルスの周波数をなるべく低くし、発信波の減衰を抑制する必要がある。一方で、振動周波数を低くした場合、計測誤差が大きくなるため、計測可能となる領域の中で周波数を出来るだけ大きくすることが重要となる。

そこで、周波数を 1kHz～100kHz の範囲で可変可能な超磁歪素子を用いた音波発信装置<sup>5,9)</sup>に着目した。超磁歪素子は、磁界の変化に応じて弾性変形する性質を持っている(図 5.27)。この材料にコイルを巻き電流を流すことで、音波発信装置のアクチュエータとして利用したものである。また、音波に指向性を持たせるため図 5.28 のような装置を開発した。この装置は、以下の特徴を有する。

- 1) 周波数を 1kHz～100kHz の範囲で可変可能
- 2) 270N 以上の高い音波強度で発振可能
- 3) 発信装置を筒状にすることで指向性の確保が可能
- 4) 計測装置の小型化が可能

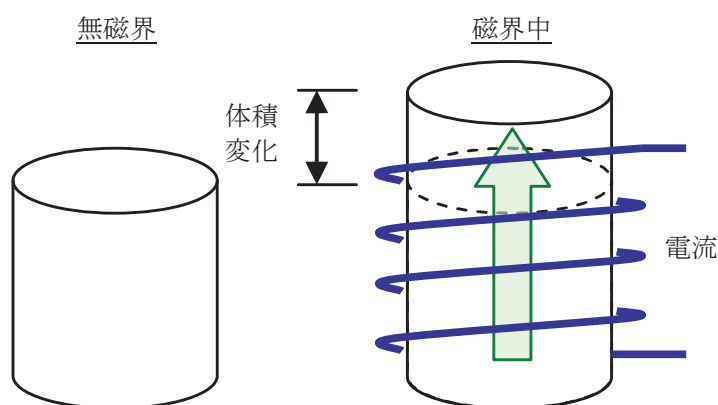


図 5.27 超磁歪素子の概念図

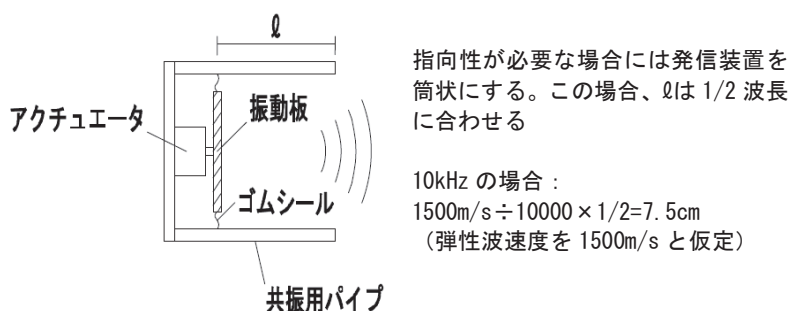


図 5.28 超磁歪素子を用いた音波発信装置概念図

図 5.29 に、音波を用いた造成中リアルタイムでの出来形確認の概要を示す。改良体中心から一定角度毎に改良径を計測することによって、改良体の平面形状が測定できる。更に深度方向に 0.5～1.0m 毎に測定した平面形状を積み重ねることで、改良体出来形の 3 次元可視化が可能となる。この手法を用いれば造成途中での出来形不足箇所の確認が容易になり、必要によって速やかに再噴射することで不具合を防止することが可能となる。

図 5.30 に音波計測装置の概要を示す。改良体の造成位置より改良体の境界に向かって音波を発振すると未固結改良体と地盤で音波が反射する。この反射波の到達時間を計測すれば、未固結改良体の弾性波速度  $V_p$ 、音波の伝達距離  $L$ 、到達時間  $T$  とすると、 $L=V_p \times T$  の関係になるため、改良半径  $R=1/2 \times V_p \times T$  となり改良体の出来形を確認することができる。ここで、完全に飽和した未固結改良体での弾性波速度  $V_p$  は水中での値 1500m/sec に近くなるが、高压噴射攪拌工法では高压ジェットに圧縮空気を併用するため、造成直後の未固結改良体は不飽和状態となり、その状態では  $V_p$  は飽和時の値よりも減少<sup>5.10)</sup>している。そのため、計測毎に未固結改良体の  $V_p$  を計測する必要がある。そのため、図中に示すように弾性波速度計測用センサーを用いて、改良体の弾性波速度  $V_p$  を直接計測することも同時に行う必要がある。

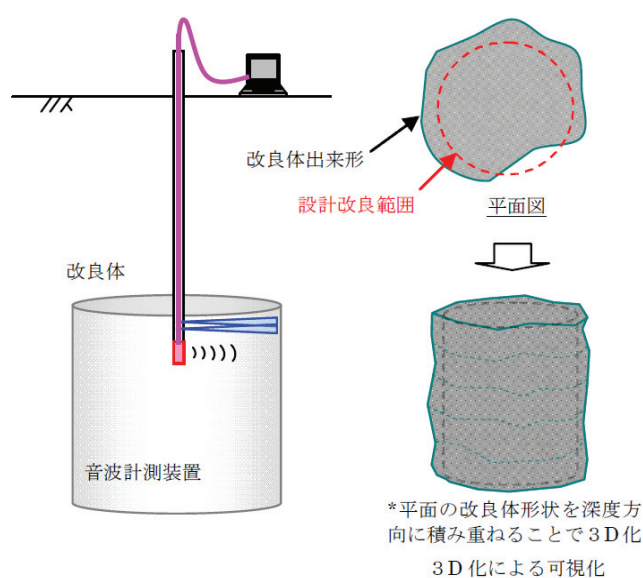


図 5.29 音波を用いた出来形計測概要図

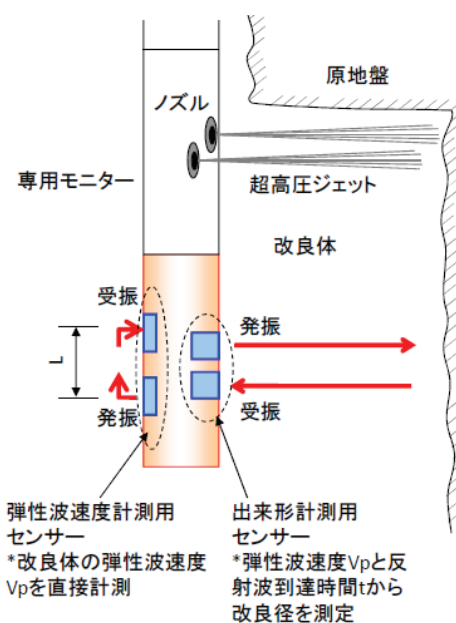


図 5.30 音波計測装置概要図

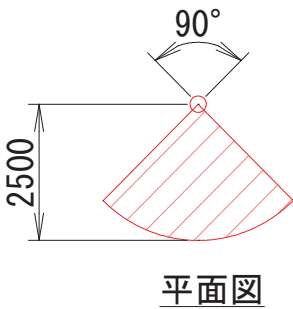
(2)適用例（試験施工による検証）

音波計測装置の検証を行なうために図 5.31 に示す計測装置を製作し，改良体の造成直後に出来形を計測した．さらに，固化した改良体を掘起して計測結果との対比を行ない，音波計測の精度を検討した．

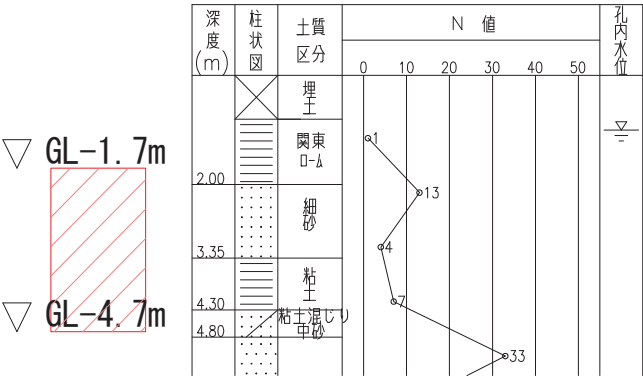
図 5.32 に，改良体の平面配置と造成深度を示す．設計改良半径 2.5m（改良直径 5.0m），改良角度 90 度，GL-1.7m～4.7m（改良厚さ 3m）の改良体を造成した．音波計測装置による改良径測定深度は GL-2.2m で行ない，改良体の掘起しは GL-2.2m まで実施した．



図 5.31 出来形計測用センサー



平面図



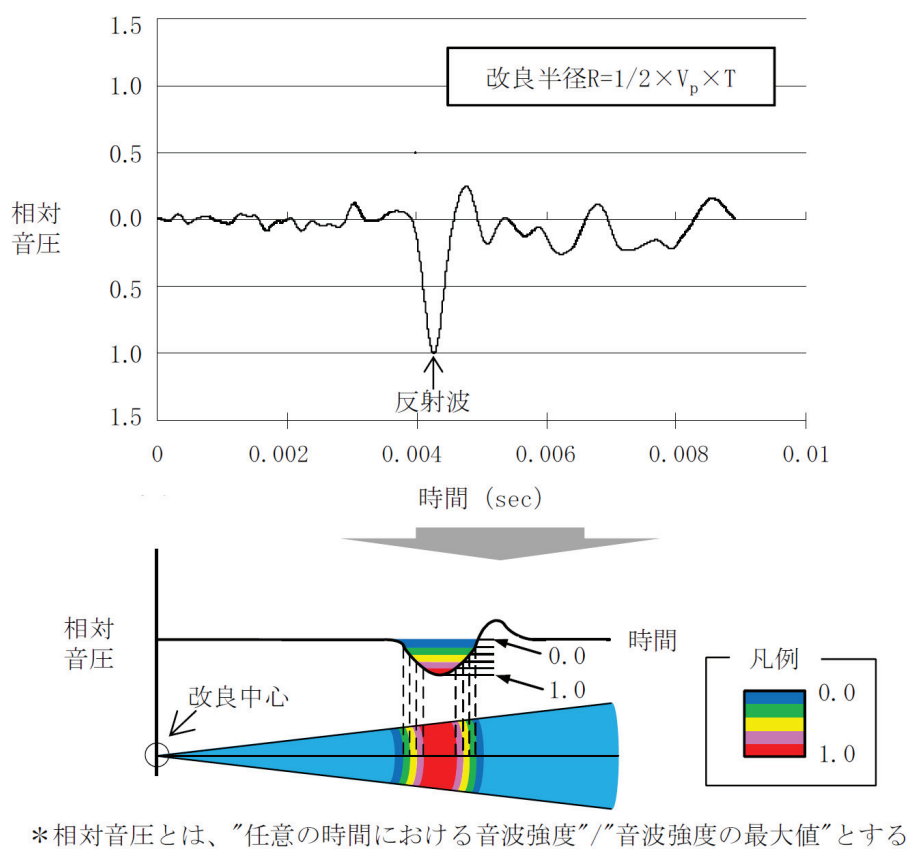
造成深度

図 5.32 改良体平面図及び造成深度

図 5.33 に改良体掘起し状況，図 5.34，図 5.35 に音波計測装置による改良径測定の結果，図 5.36 に掘起した改良体の実測形状を示す．音波計測装置により測定した改良径は，掘起した改良体の実測値と±10cm 程度の誤差しかなく，計測距離，指向性共に比較的精度高く測定できている．今後，この方法を実施工に適用して実用化の確認をして行く予定である．



図 5.33 改良体掘起し状況



側面図

図 5.34 音波計測結果による改良径測定結果（側面図）

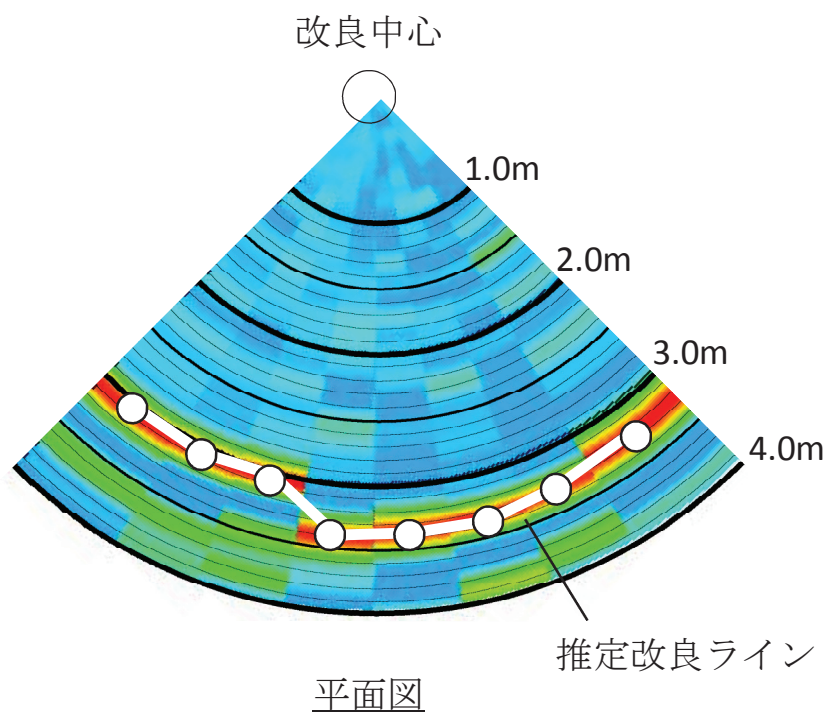


図 5.35 音波計測装置による改良径測定結果（平面図）

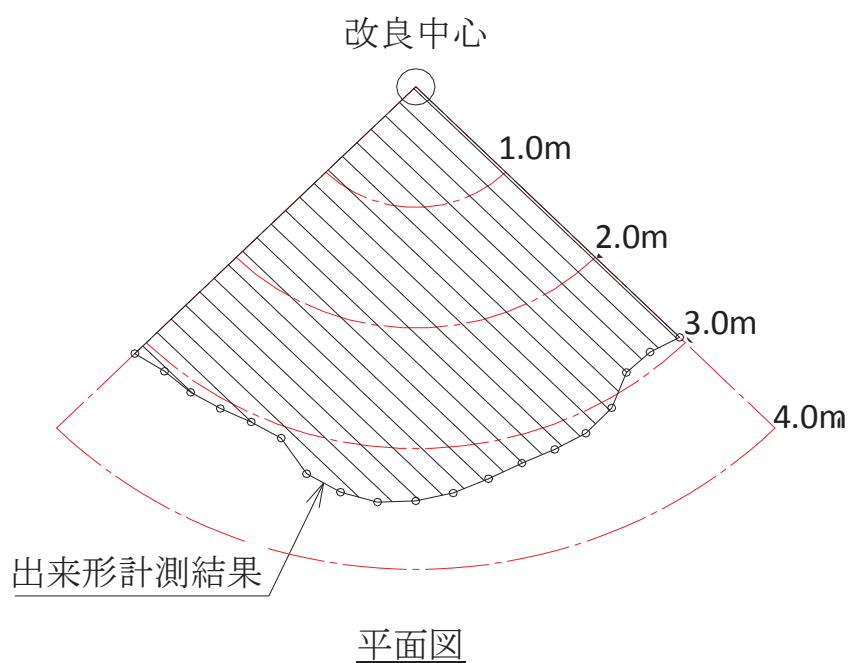


図 5.36 掘起した改良体の形状実測結果（平面図）

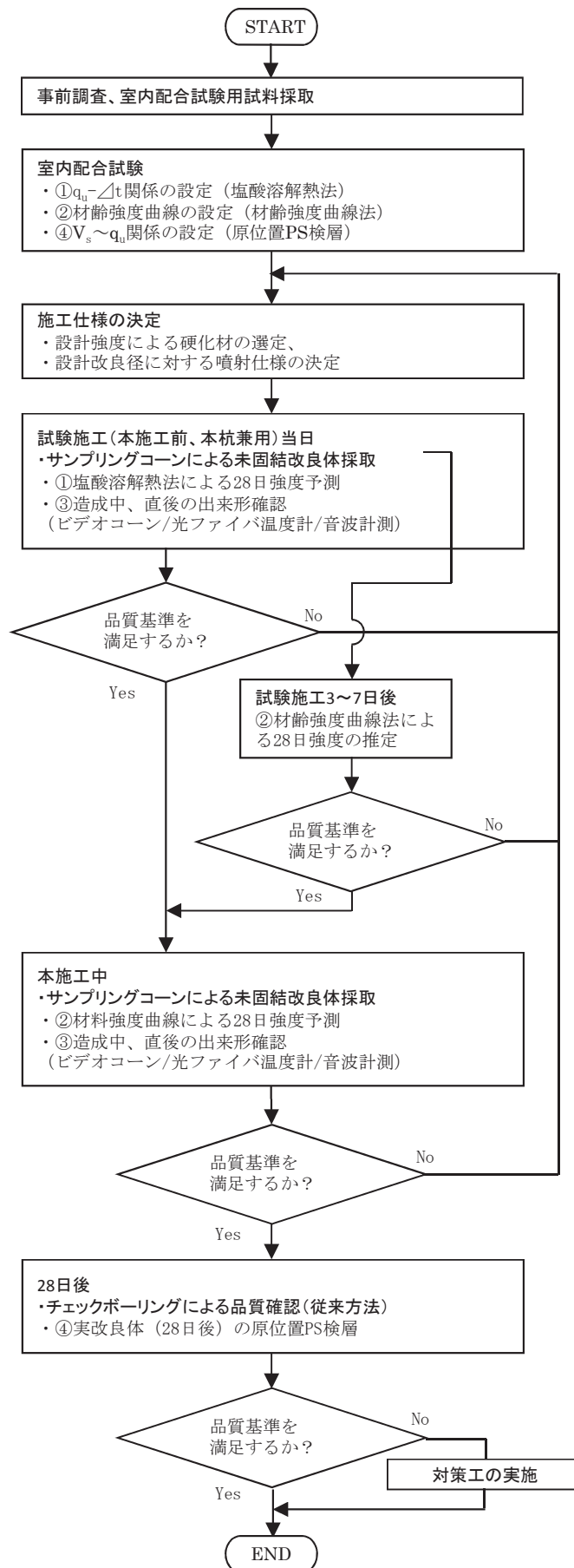
## 5.5 まとめ

第 5.2 節に従来の品質確認手法の課題を示したが、非一様性の高いセメント改良地盤において、所定の品質を満足しない結果が出た場合、致命的な手戻りになりかねない。従って、28 日後に初めて品質不良を見つけ出すと言う事態を防止するために、改良体の新しい強度確認、連続性確認、出来形確認（改良径）の方法に基づいた総合的な品質確認手法のフロー図を図 5.37 に、品質確認の時期と頻度を表 5.9 に、品質確認基準値を表 5.10 に示す。

以上の新しい品質確認手法を適用すれば、造成中や造成後早期に強度や出来形についての品質確認が行なえる。その結果、必要に応じて配合や噴射仕様など、施工仕様にフィードバックできるようになる。

特に原位置 PS 検層に基づく方法と併用することで、高圧噴射攪拌工法による非一様性が比較的高いセメント改良地盤でも、実際の力学的挙動の評価をより確実に行なえるようになる。このような総合的な検討によって、確実に合理的な地盤改良の品質確認を行なうことができる。この方法は、従来の現場コア試料の一軸圧縮試験による品質確認する手法に対して、遥かに迅速であることに加えて、非一様性が相対的に高いセメント改良地盤の強度を深度方向連続的に推定できるという利点がある。

なお、改良体の非一様性は図 2.64 に示したように湿潤密度と強度との相関性が高さだけでなく、セメント混合量と強度との相関性も高いことが推定できる。このことは、提案した塩酸溶解熱法による弱材齢での 28 日強度予測の適用の高さからその可能性の高さを立証している。したがって、将来的には、弱材齢でボーリング孔を用いて深度方向連続的な温度計測を実施することで、弱材齢にうちに深度方向連続的な強度推定することができる可能性が高いことを示唆している。このことは今後の研究として取り組んでいきたい。



\* 図中の①～④は、表9の番号を示す。

図 5.37 新しい品質管理手法のフロー

表 5.9 新しい品質確認の時期と頻度

項目	検査方法	時期	頻度
改良体の 強度確認	①塩酸溶解熱法	試験造成	—
	②材齢強度曲線法	試験造成	—
		本造成	改良体 500 本未満は 3 本, 500 本以上は 250 本増えるごとに 1 本追加する <sup>5.1)</sup> .
改良体の 出来形確認	③造成中, 直後の出来形確認 (ビデオコーン/光ファイバ温度計/音波計測)	試験造成	—
		本造成	100 本に 1 回箇所. 100 本以下は 2 箇所測定 <sup>5.1)</sup> .
改良体の 連続性確認	④原位置 PS 検層	造成後 28 日以降の杭を対象	改良体 500 本未満は 3 本, 500 本以上は 250 本増えるごとに 1 本追加する <sup>5.1)</sup> .

表 5.10 新しい品質確認基準値

項目	管理項目	基準値
改良体の 強度確認	一軸圧縮強度 $q_u$ (28 日強度の予測値)	①各供試体の試験結果は改良地盤設計基準強度の 85%以上 ②1 回の試験結果が改良地盤設計基準強度以上. なお, 1 回の試験とは 3 個の供試体の平均値で表したもの <sup>5.1)</sup>
改良体の 出来形確認	改良半径 R	設計改良半径以上 <sup>5.1)</sup>
改良体の 連続性確認	一軸圧縮強度 $q_u$ ( $q_u \sim V_s$ 関係より, $V_s$ から $q_u$ を推定)	一軸圧縮強度の設計値もしくは弾性波速度の管理値を不良率 10%未満で満足する. (統計的管理手法を採用) <sup>5.7)</sup>

## 参 考 文 献

- 5.1) 陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版, 財団法人 土木研究センター, pp.170.
- 5.2) 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針-セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法-, 日本建築センター, pp.241, 2002.
- 5.3) 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針-セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法-, 日本建築センター, pp.210, 2002.
- 5.4) Q&A JET GROUT, 日本ジェットグラウト協会, pp.3.6, 2003.
- 5.5) マルチジェット工法 (自由形状・大口径高圧噴射攪拌工法), (社) 日本建設機械化協会, 建設技術審査証明報告書, 2009.
- 5.6) 椎名国雄: まだ固まらないコンクリートの塩酸溶解溶液に比重測定による水セメント比の推定, コンクリート工学年次論文集, 第2巻, pp.173-176, 1980.
- 5.7) 改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針-セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法-, 日本建築センター, pp.187-201, 2002.
- 5.8) 榎本徹: 光ファイバ温度計<光ファイバセンシングによる温度計測技術>, 「計測技術」, 第36巻第13号, pp.5-13, 2008.
- 5.9) 阿部秋男・青木功・藤井衛・田村昌仁: 高濃度泥水中における超音波測定法の適用, 第34回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.321-322, 1999.
- 5.10) Tamura, S. Tokimatsu, K. Abe, A :Effects of air bubbles on b-value and p-wave velocity of a partly saturated san, 地盤工学会論文集 42(1), pp121-129, 2002.

## 6 章 結論

深層混合処理工法の一つである高圧噴射攪拌工法は、小型のボーリングマシンを用いてセメントミルクとエアの混合体を超高圧で地中に噴射して原地盤と混合攪拌することでセメント改良地盤を造成する。セメントミルクの噴射量や噴射圧力等の異なる各種の高圧噴射攪拌工法が実用化され、これまで主に土留め壁の欠損防護・先行地中梁・底盤改良、シールド工事の発進・到達防護等の仮設利用として広く用いられてきた。

一方、近い将来発生することが懸念されている巨大地震に対して、既設構造物の地盤の液状化対策・耐震補強法としての地盤改良の必要性が高まっている。狭隘な箇所での施工や施設を供用しながらの施工を求められることが多いため、小型機械を用いた高圧噴射攪拌工法を施工する事例が増加している。

このような状況の中、コスト低減・工期短縮等の面から、改良径増大に対する要求は高い。さらに、従来工法では円柱状の改良体が主流であるが、目的によって壁状・扇形・格子状などの任意形状を容易に施工できる改良技術の開発も必要とされている。

また、高圧噴射攪拌工法は、従来、仮設目的で適用されていた工法であるが、液状化対策・耐震補強といった永久構造物としての工事では、構造物の沈下や地盤の変形を動的有効応力解析などの高度な解析で適切な変形・変形特性を評価することが求められる場合が多くなっている。

一方、高圧噴射攪拌工法は、機械攪拌工法と異なり、地中で超高圧ジェットによりセメントミルクを噴射して地盤と攪拌混合するため、改良体の非一様性が相対的に高いことが報告されている。そのため、現状では、改良地盤の変形・強度特性の設計値が下限値を用いた安全側な方法がとられているため、合理的な評価方法も求められている。

このように非一様性の高い改良地盤に対して、従来は1か月後のチェックボーリングで得た不攪乱コア試料のコアを用いた一軸圧縮試験を行ない、強度と連続性および改良径の品質確認を行っている。ただし、客観的で迅速な評価方法という面で多くの課題を残している。また、このように、非一様性の高い改良地盤において、1か月後に所定の品質を満足しない結果が出た場合、致命的な手戻りになりかねない。従って、一ヶ月後に初めて品質不良を見つけ出すと言う事態を防止するために、造成中や造成後早期に改良体の強度や改良径確認ができる客観的で高精度な品質確認手法が望まれている。

「第1章 序論」では、本研究の背景と目的を示すとともに、本論文の構成と内容を示した。さらに、深層混合処理工法（機械攪拌工法を主体）に関する基準及び指針類とその他の既往の研究を整理することと、高圧噴射攪拌工法に関する既往の研究を整理した。その結果を踏まえて、高圧噴射攪拌工法の現状と課題について分析し、＜工法開発＞＜改良地盤の変形、強度特性の評価＞＜品質評価手法の提案＞において本研究の目的を明確にした。

「第2章 任意形状・大型径改良が可能な高圧噴射攪拌工法の開発」では、気中、水中によるロードセルを用いた水ジェット噴射試験によって、大型径の改良体の造成が可能となる噴射機構の検討を行なった。①従来工法のエルボ型からベント型に配管構造を変えること、②セメントミルク噴射量に応じた最適なエア量で噴射すること、③同じ噴射量でも吐出口を従来工法の1ノズルから2ノズルに分けて噴射すること で地盤の切削効率が向上し、大型径が可能となることを原位置の各種品質確認試験で併せて検証した。

また、 $0.1^\circ$  単位の高精度で揺動制御する専用のリアルタイム管理装置とセメントミルクを多方向に高圧で圧送できる多孔管方式により任意形状（円形および扇形、壁状、格子状）が可能となること、地盤に応じた噴射エネルギーと改良径の相関より噴射流量と噴射時間を調整することで任意の改良径を造成できることを現位置の品質確認試験にて検証した。

「第3章 改良地盤の変形・強度特性の研究」では、従来の外部変位計を用いた一軸、三軸圧縮試験から局所変形測定装置(LDT)を用いた試験を用いることで、以下の①～③に示す合理的な改良地盤の変形・強度特性の評価が可能となることを検証した。

### ①正確な剛性の評価法について

- ・従来の外部変位計を用いた一軸圧縮試験での変形係数  $E_{50}$  は $(100\sim300)q_u$  程度であるのに対し、LDTを用いた場合の  $E_{50}$  は $(300\sim1,000)q_u$  程度であり、3 倍程度大きい。
- ・LDT を用いると微小ひずみ ( $1.0\times10^{-4}\%$ ) での計測も可能になるため、一軸圧縮試験と三軸圧縮試験に

よって初期剛性の測定ができること

- ・LDT を用いた一軸圧縮強度試験の結果から、繰返し三軸試験で得られる等価せん断剛性～せん断ひずみ関係を近似的に推定できること。
- ・初期せん断剛性  $G_0$  の低下に伴い規準ひずみ  $\gamma_r$  が低下し、一定のバラつきがあるもののその関係は試験法と土質によって大きく変化しない傾向がある。したがって、予備設計においては、改良体の  $G/G_0 \sim \gamma$  曲線を簡易に推定できる。

## ②拘束圧依存性を考慮した強度特性の評価法について

- ・高圧噴射攪拌工法によるセメント改良土の強度には、明確な拘束圧依存性があり、特に砂礫土でセメントミルクの注入率が高い場合に依存性が高い。つまり、セメント改良土は、原地盤にせん断強度にセメンテーションを付加すると同時に内部摩擦角を保有すること、更に粘性土→砂質土→砂礫土と粒径が大きくなるにしたがい、内部摩擦角  $\phi$  も増加する傾向があった。
- ・ピーク強度と残留強度の破壊包絡線を比較すると、内部摩擦角は大差ないが、残留状態の粘着力は総じて低下している。これは、セメンテーションが残留状態では損傷しているためと考えられる。
- ・初期剛性と  $V_s$  には、明確な拘束圧依存性を確認出来なかった。

## ③長期材齢依存性考慮した強度・変形特性の評価法について

- ・材齢が 28 日から 180 日までで強度、初期剛性が顕著に増加する一方、180 日から 360 日では収束傾向を示した。

「第 4 章 改良地盤の原位置弾性波速度に基づく品質評価の研究」では、高圧噴射攪拌工法によるセメント改良地盤の一軸圧縮強度  $q_u$  を、原位置 PS 検層によるせん断弾性波速度  $V_s$  に基づいて推定する方法を検討した。その結果、それぞれのサイトで異なる土質に対して室内配合試験によって事前に得た「超音波パルス法による  $V_s$  と  $q_u$  の関係」に、改良地盤で測定した原位置 PS 検層による  $V_s$  を代入することによって、原地盤の一軸圧縮強度の近似値を安全側に推定する方法を提案できる。なお、この方法は、従来の現場コア試料の一軸圧縮試験による品質確認する手法に対して、遥かに迅速であることに加えて、非一様性が相対的に高い改良地盤の強度を深度に対して連続的に推定できるという利点がある。

「第 5 章 改良地盤の品質評価手法の提案」では、強度および出来形（改良形状）に関するいくつかの品質評価手法を検証、提案した。

強度確認方法については材齢に応じた確認方法を提案した。造成直後～造成後 7 日程度で、28 日強度を予測する手法として、未固結改良体を任意箇所直接サンプリングするサンプリングコーンを開発して、その改良体を用いた 2 つの予測手法（塩酸溶解熱法と材齢強度予測法）を現場で検証した。

28 日強度および改良体の連続性は、第 4 章で評価した原位置 PS 検層による方法によるせん断弾性波速度  $V_s$  に基づいて、深度方向連続的に一軸圧縮強度を推定する方法を現場で適応して検証を行なった。

出来形（改良形状）に関する品質確認手法として以下の 3 つの手法（ビデオコーンの開発、光ファイバ温度計による計測、音波計測）を検討して、現場にて検証を行った。

以上の新しい品質確認手法を適用すれば、材齢に応じて（造成中や造成後早期、材齢 28 日以降）に強度や出来形について確実に合理的な地盤改良の品質確認を行なうことができる。その結果、必要に応じて配合や噴射仕様など、施工仕様にフィードバックできるようになる。

今後、更に高圧噴射攪拌工法の合理化および信頼性向上を図るためには、改良体自体の一様性を高めることが最も重要な研究である。そのためには、高圧ジェットの噴射方法の工夫が必要不可欠であり、フィールド実験はもとより、地盤切削状況をシミュレートする解析技術が必要となる。

このように工法の高度化を図っていくことが、安全安心な社会への推進へと貢献できると信じている。

## 謝辞

本論文は、2006 年より前田建設工業(株)が開発に着手したマルチジェット工法の 8 年以上にわたる設計から施工に関する研究成果をまとめたものです。長い年月にわたり、東京理科大学理工学部土木工学科龍岡文夫教授に研究の方向性も含めて、多大なるご指導を頂きました。心より感謝いたします。また、本研究を学位論文としてまとめるにあたって、東京理科大学理工学部土木工学科塚本良道教授にご指導、ご助言をいただきましたことを厚く御礼申し上げます。東京理科大学理工学部土木工学科菊池喜昭教授、加藤佳孝教授、建築学科永野正行教授、機械工学科荻原慎二教授には論文全般にわたり、ご指導いただき厚く御礼申し上げます。また、中央大学研究開発機構石原研而教授には本研究へのご指導はもとより、学位論文としてまとめる機会を与えていただきましたことに厚く御礼申し上げます。

本研究は多くの方々と共同で進めたものであり、今回は、メンバーを代表して今までの研究成果を、論文にまとめさせていただきました。研究全般において、前田建設工業(株)の山内崇寛氏、川西敦士氏、安井利彰氏、岡田直仁氏、太田光貴氏には、寸暇を惜しんで多大なるご協力を頂きました。ここに改めて感謝の意を表します。また、研究初期の工法を実現化するための基本実験、試験施工において、前田建設工業(株)の部長細川雅則氏、竹岡正二氏、森田浩二氏、福田和人氏および現場への適応において、前田建設工業(株)理事箕浦勇二郎氏、作業所長北村昌文氏、作業所長嘉満一裕氏、作業所長藤本徳郎氏、作業所長増田昌昭氏には多大なるご協力とご意見、ご助言を頂きました。深く感謝いたします。また、2006 年時点で本工法の開発担当であった私に、学位論文としてまとめることをご指導、ご助言いただいた前田建設工業(株)社友横沢和夫氏、執行役員勝又正治氏に御礼申し上げます。本研究を進めるための土質に関する知識全般をご指導いただいたフジミコンサルタント(株)顧問田中幹彦氏、顧問本間政幸氏および工法研究を進めるにあたり多くのご支援、ご助言を頂きましたフジミコンサルタント(株)取締役社長大嶋義隆氏、元前田建設工業(株)滝口健一氏に感謝いたします。

マルチジェット工法は、(有)ニューテック研究社と共同開発したものであり、これまで、多くの会社の方々のご協力のもとに、普及（施工実績 39 件：2015 年 1 月現在）を進めることができました。貴重なご経験に基づくさまざまなご助言をいただいた(有)ニューテック研究社会長の中嶋志朗氏、多数の試験施工や本施工を通して、基盤技研(株)代表取締役の松本卓也氏、ミヤマ工業(株)各位、元ミヤマ工業(株)小川朗二氏、地下防水工業(株)はじめマルチジェット工法協会に所属される会社の方々には、多大なご協力を頂き、心より感謝いたします。

また、元(株)大阪防水建設社山下坦良氏には、施工方法に関して、(株)セントラル技研代表取締役社長鈴木明夫氏には、研究における特殊な土質調査や試験において、さらに、(有)タック代表取締役澤部朝男氏には工法の各種機材の設計、製作において、多数のご指導、ご助言をいただきました。深く感謝いたします。

前田建設工業(株)執行役員大川尚哉氏は、開発当初より論文をまとめるに際し、公私にわたりご指導、ご鞭撻を頂きました。前田建設工業(株)常務執行役員岐部一誠氏および社友の故川嶋信義氏には、工法開発を遂行するためのリーダーのあり方を教わりました。ここに改めて御礼申し上げます。

なお、本工法の研究は、まだ途に就いたばかりであり、今後も継続して研究していく所存です。今後とも、本工法開発に関わっていただいた方々には、ご指導いただきたくことを併せてお願い致します。

最後に、これまで私を支えてくれた妻佳奈子に対し、研究の理解と協力に感謝の意を表します。以上を本論文の謝辞とさせていただきます。