

土構造物や地盤改良工法へのセメント改良礫土の適用

構造物技術研究部 基礎・土構造

研究員 松丸 貴樹

1. はじめに

近年、構造物の設計に用いる地震動が増加し、高性能な土構造物の構築の必要性が高まっている。また、過去の大地震においては、盛土などの土構造物の被害、橋台やボックスカルバート背面のような構造物と地盤の境界領域における沈下が多く報告されている。このような背景の下で、十分な耐震性を有する土構造物構築のための材料として、セメント改良礫土が提案されている。通常のセメント改良土は、粘性土などの不良土に対する安定処理に用いられてきたが、良質な粒度調整碎石をセメント安定処理した場合には、強度が飛躍的に高まることが知られている。土構造物設計標準の性能規定化¹⁾に伴い、今後様々な適用が期待される。

ここでは、これまでに比べて格段に性能が高い土構造物を提案することを目的とし、①セメント改良礫土の強度・変形特性の評価、②最適な施工管理手法の提案、③地盤改良工法に用いた場合の検討を行った結果を報告する。

2. セメント改良礫土の強度・変形特性²⁾

2.1 セメント改良礫土の強度特性

室内で大型の円筒供試体を作成し、三軸圧縮試験を実施した。粒調碎石にセメントを重量比 2.5 % ($=W_{\text{cement}}/W_{\text{gravel}}$) で添加し、所定の密度に至るまで 5cm 毎に締固めて供試体を作製し、7 日間養生した後に载荷を行った。比較のためにセメントを添加しない供試体も用意して試験を行っている。载荷は速度 0.01%/min で軸ひずみが 15%に至るまで行った。図 1 にピーク強度と乾燥密度の関係を示す。十分な締固めを行って密度を増加させることで、ピーク強度が大きく増加するが、セメント添加した供試体については飛躍的に強度が増加することが分かる。

一方、実際の土構造物からコアサンプリンされた供試体の大型三軸圧縮試験の結果を図 2 に示す。4 本の供試体 (Case-A~D) はいずれも同一の土構造物からサンプリンされたものであり、設計基準強度 ($q_u=2,000\text{kPa}$) を満足するが、ピーク強度に 2 倍程度のばらつきが生じている。また、室内作成供試体よりも 2~3 割程度強度が低くなること、供試体ごとに破壊性状が異なる

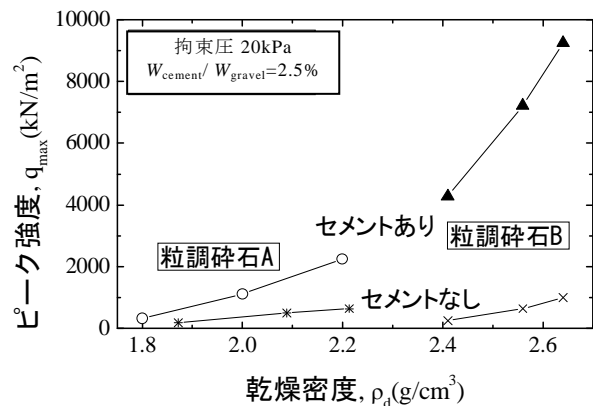


図 1 セメント改良礫土の強度特性

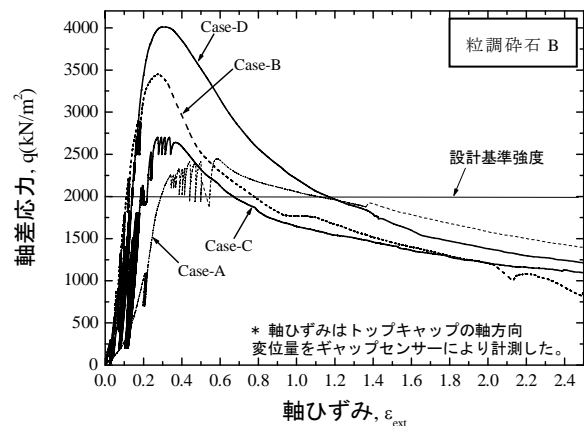


図 2 土構造物からサンプリンされた供試体の三軸圧縮試験結果

ことも観察された。この原因は、セメント混合のばらつきによるものと考えられる。

2.2 セメント改良礫土の曲げ特性

室内作成した供試体に対して曲げ試験を実施した。供試体の寸法は高さ 200mm，奥行 200mm，幅 1050mm とし，支点間距離を 700mm とした。供試体は，室内で礫とセメントを十分に混合した後，型枠に打設し，7 日間の養生後に変位制御（0.3mm/min）で載荷した。実験はジオグリッドを用いた供試体（供試体①）と，用いなかった供試体（供試体②）の 2 ケースを実施した。ジオグリッドはビニロン製の製品（製品保証強度 $T_a=31\text{kN/m}$ ，目合 $20\text{mm}\times 20\text{mm}$ ）を用いた。これを供試体の 4 分の 1 の高さ（供試体下面から 50mm 高さ）に敷設し，9 本のストランドの中央ストランドにおいて，ひずみゲージにより張力の計測を行った。

図 3 にそれぞれの供試体の荷重，ジオグリッドのひずみと載荷点における鉛直変位の関係を示す。この図より，ジオグリッドを用いていない供試体②では，ピーク強度発揮後に強度が急減するが，ジオグリッドを用いた供試体①では維持されることがわかる。ジオグリッドのひずみを見ると，ピーク強度が発揮される直前に張力が発生し，その後も有効な張力が維持されている。このため，ピーク強度発揮以降にも高い強度を維持したと考えられ，ジオグリッドを併用することによりセメント改良礫土の靱性能が増加したといえる。

3. セメント改良礫土の施工試験²⁾

2.1 で述べたように，実施工されたセメント改良礫土では，セメント混合にばらつきが生じていると考えられた。実施工時では，一般に 50m^3 程度の大きさの混合ピットに粒調砕石を敷詰めした後，セメントを添加しバックホウにより十分に攪拌を行うことが一般的であり，土量が少ない鉄道における土構造物では大型機械を用いた混合攪拌を行うことはコストの面で難しい。

そこで，比較的簡易な混合方法で，セメントの配合量ならびに混合方法を変えて試験盛土を施工し，①小型 FWD 試験，②コアサンプリングされた供試体の大型三軸圧縮試験により，混合の違いによって強度・変形特性のばらつきがどのように生じるのか評価を試みた。

3.1 試験盛土の概要

礫とセメントの混合は，従来通り混合ピットにおけるバックホウ攪拌とするが，その方法およびセメント配合量として，こ

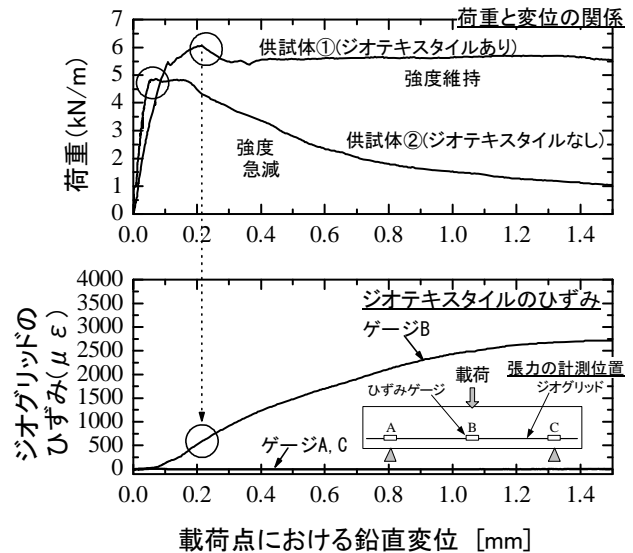


図 3 セメント改良礫土の曲げ特性

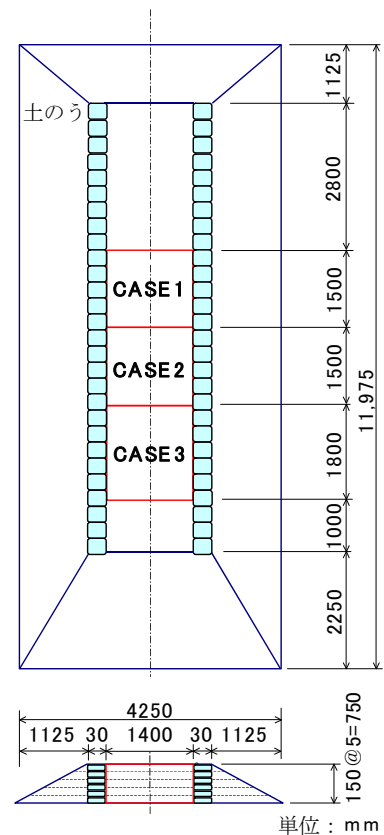


図 4 試験盛土の概要

ここでは以下の3ケースを考える。

CASE1：セメント配合率を礫の乾燥重量に対して4%とする。

CASE2：配合率はCASE1と同様であるが、礫とセメントの積層数を2層とし十分に混合する。

CASE3：セメント配合率をCASE1の2倍の8%とする。

CASE2は同じセメント量で十分な混合を行うことを狙いとし、CASE3はセメント配合量の増加による品質改善の程度を把握することを目的としている。施工する試験盛土の構造を図4に示す。施工手順は、①混合ピットにて所定の配合となるよう礫とセメントをバックホウにより混合攪拌する。②改良礫を運搬し、仕上がり厚さ15cmになるように敷均し、振動ローラで締め固め密度比95%を目標に10回転圧を実施する。③上記①・②の作業を5回繰返し、高さ75cmの盛土を構築する、である。混合攪拌を行う際には、最適含水比(5.2%)となるよう加水調整を行った。

3.2 施工方法がセメント改良礫土の品質に及ぼす影響

試験盛土の構築4週間後に、小型FWD試験を行った。測定条件として、載荷版の直径を9cm、重錘は重量を150N、落下高さを45cmとし、同一のエネルギーの下で計測を行う。測定はケースごとに10点、それぞれの点において5回重錘落下を行い、2回目以降の4回を記録する。各ケース荷重と変位の関係を図5に示す。この図から、CASE1に比べ、混合の際に積層を2層としたCASE2およびセメント量を2倍としたCASE3では、同じ荷重レベルでの変位量が小さくなることが読取れる。また、荷重と変位の関係から変形係数を算出し、その統計値を求めた。変形係数の統計値を表1に示す。変動係数の値から、CASE1に比べCASE2では変形係数のばらつきが若干小さくなっており、強度増加の一因となっていると思われる。一方、CASE3はCASE1に比べ変動係数が大きく、ばらつきが大きくなっているものの、最小の変形係数がCASE1の最大値を上回っており、セメント配合量を増やすことでばらつき自体を補える可能性を示している。

試験盛土構築2ヶ月後に、直径約125mmのコアをCASE1~3のそれぞれの施工断面から2本ずつ採取し、供試体として整形可能な部分を抽出して大型三軸圧縮試験を行った。表2に実験で得られた等価剛性(載荷初期段階における微小繰返し載荷(軸ひずみ 10^{-5} ~ 10^{-6} レベル)から算出)とピーク強度を示す。この結果より、セメント量を2倍としたCASE3の等価剛性・ピーク強度が最も大きいことが分かるが、CASE2の結果からセメント量が同一でも、礫とセメントを十分に混合することにより強度・剛性が向上することがわかった。この傾向は小型FWD試験の結果と定性的に合致している。

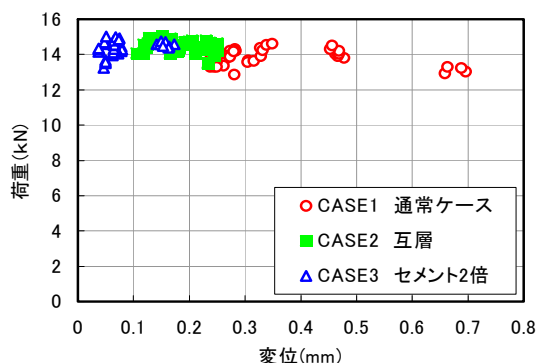


図5 荷重～変位関係

表1 変形係数の統計値

	CASE1 通常の方法	CASE2 積層2層	CASE3 セメント2倍
最大値 (MPa)	540	1226	3547
最小値 (MPa)	171	455	772
平均値 (MPa)	397	778	1992
分散 (MPa ²)	12627	41564	592381
標準偏差 (MPa)	112	204	770
変動係数	0.283	0.262	0.386

表2 三軸圧縮試験結果

CASE	等価剛性 (MPa)	ピーク強度 (kPa)
1 通常の方法	5349 1847	1434 998
2 積層2層	3707 5066	1670 1446
3 セメント2倍	15880 6114	3641 3312

4. 軟弱地盤改良工を模擬した模型振動実験³⁾

軟弱地盤上への盛土建設の際に攪拌混合杭により地盤改良を行う場合、従来工法では杭反力により盛土内にパンチング現象が生じないように一般的に地盤改良率を25%以上としている。しかし、盛土下にセメント改良礫土を用いたスラブ版を設置することで、盛土の死荷重や列車荷重等の活荷重をスラブ版が支持し、盛土堤体内にパンチングが生じにくくなるため、地盤改良率の大幅な低減が期待できる。この効果を確認するために、改良率を低減した従来工法（コラムネット工法）とセメント改良礫土を用いて対策を施した盛土の模型振動実験を実施した。

実施した実験ケースを図6に示す。Case1：コラムネット工法（改良率5%）、Case2 セメント改良礫土を用いた対策工（改良率5%）、Case3 セメント改良礫土を用いた対策工（改良杭無し）の3ケースを比較することで、軟弱地盤上の盛土沈下抑制効果の検討を行った。軟弱地盤は支持地盤を液状化させることによって再現することとし、入力動は、3Hzの100galおよび200galの正弦波を用いた。

3ケースの評価については、支持地盤の液状化程度が同じ際に比較する必要があるため、盛土下の支持地盤が完全液状化した後10波目の沈下量で評価した。表3に各ケースの盛土天端の沈下量と盛土高さに対する沈下率について示す。この結果から、提案手法（Case2）は従来工法に比べて著しく沈下が低減されていること、また盛土体の変形も生じなかったことから妥当性が確認された。さらに、改良杭のないCase3については、他ケースと比べて若干大きくはなっているが無対策と比較すると十分小さな沈下量であり、盛土体についても大きな変形は見られず効果的な工法であることが確認できた。

5. おわりに

土構造物や地盤改良工法へセメント改良礫土を適用するために、材料特性を把握し、施工試験・各種計測や模型実験等を通じて効果や提案工法の妥当性を示した。本成果を受け、西武鉄道においてスラブ軌道を支持する盛土材への適用がなされ、供用開始以降も沈下が生じていないことが確認されている。また、施工管理手法については改定された土構造標準¹⁾に反映されている。

参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説（土構造物），丸善，2007
- 2) 渡辺健治，松丸貴樹，水野進正，舘山勝，内村太郎：セメント改良礫土の曲げ特性に及ぼすジオグリッド補強材の効果，ジオシンセティックス論文集，第21巻，pp.229-236，2006
- 3) 松丸貴樹，渡辺健治，磯野純治，舘山勝，内村太郎：セメント改良礫土とジオグリッドを併用した軟弱地盤対策工，ジオシンセティックス論文集，第22巻，pp.13-20，2007

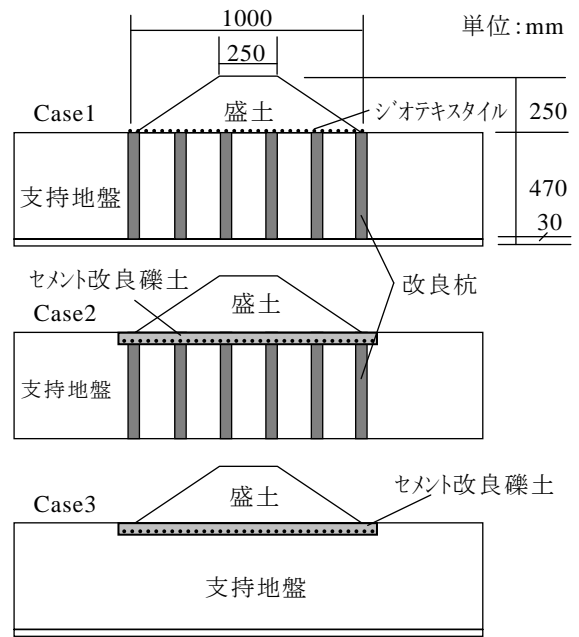


図6 模型振動実験実施ケース

表3 模型振動台実験の結果

ケース	沈下率(天端沈下量)
無対策	16% (40mm)
Case1	4% (10mm)
Case2	1.2% (3mm)
Case3	5.2% (13mm)