
軟 弱 地 盤

2018. 5 No.15

金道繁紀・岡信太郎

最新のCPTU技術と、杭の鉛直載荷試験方法の紹介
ダブルサウンディング（CPTUとSPT） 1

松尾保成 地盤と環境分析 12

栖原秀郎 回転式破碎・拡散混合工法（ツイスター工法）による不良土砂の改良実績 … 21

平山 剛 石灰およびマグネシウムを素材とした地盤改良材の
固化・開発原理と適用事例 34

岩本直樹 有明粘土地盤と深層混合処理～ローカルルールを考える～ 43

久保哲也 維持管理を考慮した補強土壁工 50

日野剛徳 有明海沿岸低平地における完新統と更新統の地盤工学的性質に
関する最近の知見 60

高橋茂吉・兵動正幸

真空気化による地下水低下と軟弱地盤の圧密促進：
スーパーウェルポイント（SWP）工法の原理と実績 65

中川和樹 土木・建設分野におけるドローンの活用について 70

「寄稿」

興侶逸郎・馬田直子

地盤調査結果を取りまとめたら見えてきたもの 77

三浦哲彦・日野剛徳

有明海沿岸道路（佐賀福富道路）・芦刈南ICの被災について 83

軟弱地盤研究会 規約 103

軟弱地盤研究会

[寄稿]

有明海沿岸道路（佐賀福富道路）・芦刈南 IC の被災について

軟弱地盤研究所 所長 三浦哲彦

佐賀大学教育研究院 自然科学域理工学系 教授 日野剛徳

1. 被災に至る経緯

平成 28（2016）年 3 月 26 日に開通した有明海沿岸道路（佐賀福富道路）の終点・芦刈南 IC 付近において、同年 6 月 23 日、No.314 地点から No.318 の区間およそ 50m にわたる盛土が崩壊した。被災直後における盛土形状は図 1-1 に示すとおりであった。被災少し前に熊本地震があり、4 月 14 日は震度 4、16 日に震度 5 弱の影響を受けた。地震後、5 月 10 日に目地開き 10mm、同 23 日にオフランプ路面沈下と段差 39mm、6 月 22 日段差 200mm が発生した。明けて日雨量 264mm の豪雨があり、0 時ころに盛土が崩壊した。被災は、オフランプおよび本線の一部であり、隣接する水田の隆起が認められた。事前の通行止めの対応により、幸いに人的被害、交通車両への被害は発生しなかった。

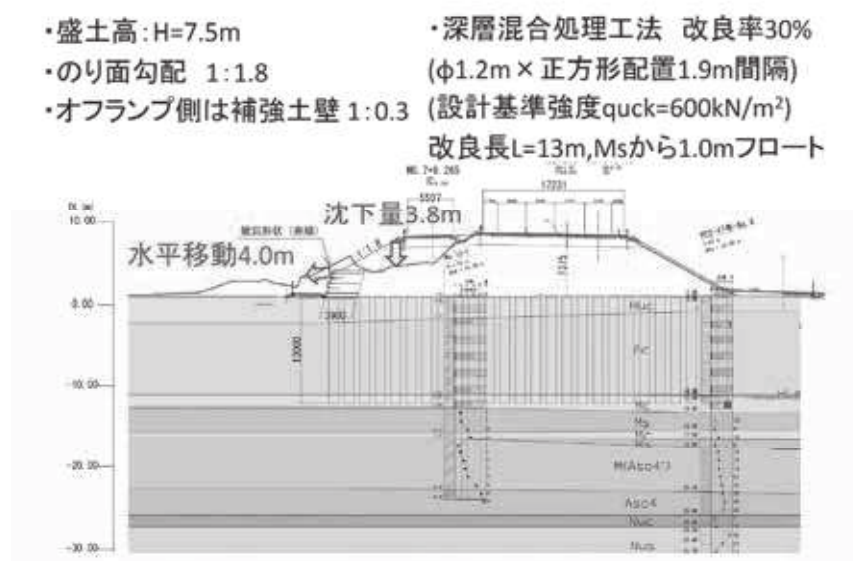


図 1-1 盛土崩壊直後における形状

芦刈 IC～芦刈南 IC までの軟弱地盤対策は、久保田地区における試験盛土・動態観測の結果に基づいて行われてきたが、対策工法は嘉瀬地区および久保田地区と同じく、非着底方式（フロート長 1m）による深層混合処理工法であった。FEM による変形解析、円弧滑り解析では、いずれも安全性は問題ないことが確認されていた。

このような大きな崩壊は初めての経験であり、軟弱地盤対策工法技術検討委員会のワーキンググループ（以下、WG）を中心として、原因の究明が行われた。WG のメンバーは佐賀大学の荒牧軍治名誉教授、柴錦春教授、末次大輔准教授、および筆者ら（三浦・日野）

の 5 名である。災害査定の資料作成の過程において、豪雨による盛土全体の飽和、せん断強度低下によって滑りに対する安定性が失われたとの解釈が出された。しかし、その後の盛土除去によって破壊は深い地盤にまで及んでいて、盛土内破壊では説明できないことが判明した。被災原因の一つとして、原地盤は高鋭敏性の粘性土であることから、改良柱間の粘土のすり抜けによる破壊はないかとの指摘があった。WG での検討結果を以下に示す。

2. 改良柱間の粘土のすり抜け検討

2.1 改良体間の粘土の強度低下と回復

佐賀平野の沖積粘土層は下位から上位にかけて蓮池層下部(非海成)、有明粘土層(海成)、蓮池層上部(非海成)の層序で堆積している。図2-1に示すように、海成の有明粘土層は塩分溶脱が顕著であると高い鋭敏比を示す。地域によっては塩分溶脱が小さい結果、通常の高成粘土と変わらない鋭敏性を示すことがある。鋭敏比が高い粘土地盤が掘削等に伴う応力開放を受けると、せん断強度は50%程度に低下し、滑り破壊の原因になることがある。図2-2は、改良柱の周辺粘土は機械攪拌により一時的に強度低下し、その後に強度回復すること(シキソトロピー)を現場試験で確認したものである。同図において改良体の打設後10日以上経過すると、原地盤のせん断強度を超えているが、これは改良柱からのカルシウム成分の溶出・拡散による効果であることが確認されている(三浦ら, 1998)。このことは、改良柱の周辺粘土の鋭敏性は低くなっていることを示唆している。

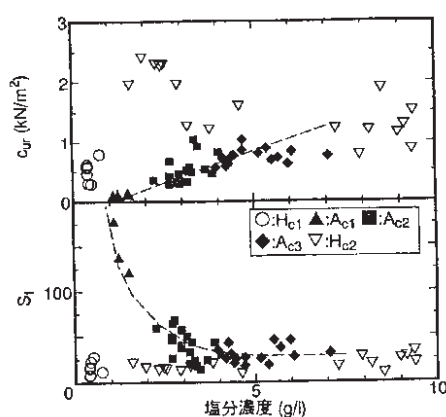


図-15 繰返し強さならびに鋭敏比と塩分濃度の関係

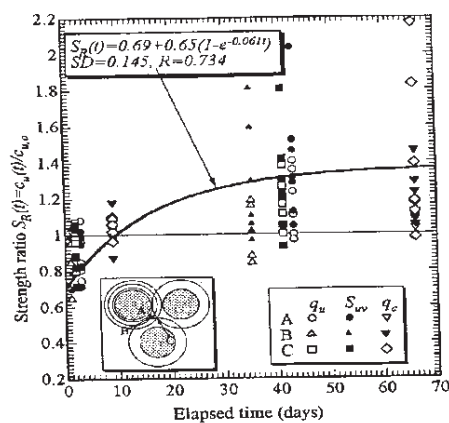


Fig.17 Variation of clay strength in the vicinity of SDM columns

図2-1 鋭敏比と塩分濃度(三浦ら, 1996) 図2-2 改良柱周辺粘土の強度変化(三浦ら, 1998)

2.2 すり抜けに関する現場試験と解析

(1) 六角川堤防における現場試験

1990年代に建設省武雄河川工事事務所に設置された「六角川技術委員会」において、堤防の嵩上(6.9m)に伴う粉体噴射攪拌工法(以後DJMという)の設計施工が検討された。課題の一つはDJMによる改良柱の5列配置着底方式から3列配置フローティング方式への変更に伴い、すり抜けの可否を検討することであった。現場試験が行われ、改良柱と周辺粘土の

動きはほぼ同じであり、すり抜けはないことが確認された(佐賀経済調査協会, 1996)。改良柱の周辺粘土の強度ならびに変形係数の回復は図2-3および図2-4に示すようであった。図2-3に見られるように、強度回復については、DJMに比べて高压噴射混合処理工法(CCP工法という)を適用した場合は遅いが、両工法とも原地盤のせん断強度の50%を下回ることはなかった。変形係数については、図2-4に示すように高压(20MPa)を用いるCCP工法では、その回復に長期間を要することがわかった。以上の現場試験の結果を参考にして、被災地盤における改良柱の周辺粘土は攪拌混合により強度・変形係数は低下するものの、原地盤の50%以下になることはないと判断した。

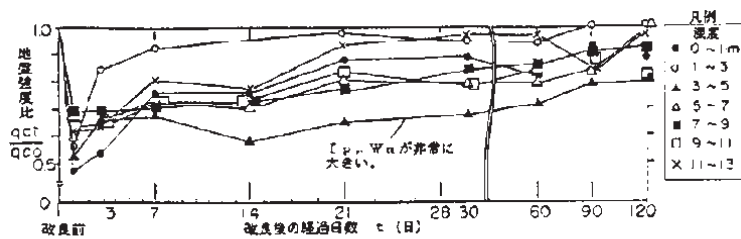


図-4.4.4(a) 地盤強度比の経時的変化 (高压噴射混合処理工法工区)

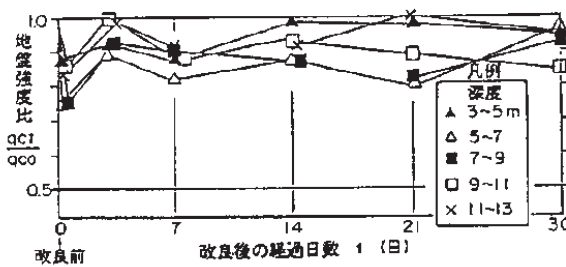


図-4.4.4(b) 地盤強度比の経時的変化 (粉体噴射攪拌工法工区)

図2-3 改良柱の施工に伴う周辺粘土の強度低下と回復(佐賀経済調査協会、1996)

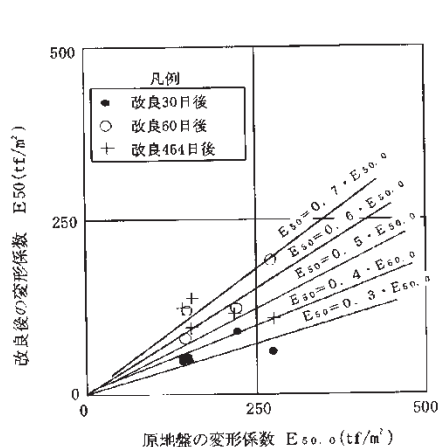


図-4.4.3(a) 原地盤と改良後の変形係数 E_{50} の関係
(高噴射混合処理工法工区)

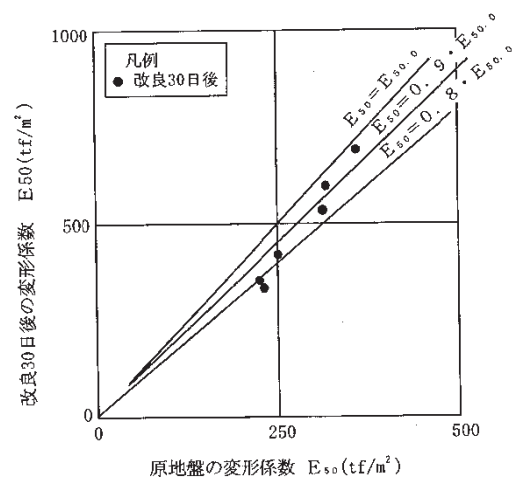


図-4.4.3(b) 原地盤と改良後の変形係数 E_{50} の関係
(粉体噴射攪拌工法工区)

図2-4 改良柱の施工に伴う周辺粘土の変形係数の低下と回復(佐賀経済調査協会、1996)

(2) 解析的検討

被災現場における改良柱の周辺粘土の鋭敏比を調べた結果、5程度であることが確認された。図2-5は改良柱の間の粘土（幅70cm）がすり抜けて盛土破壊を引き起こしたかどうかを検討したものである。同図右に示すように、改良柱の間の粘土せん断強度が原地盤の20%にまで低下すると仮定したときの滑り安全率は2.7、50%まで低下したときの安全率は6.6程度である。改良柱間の粘土のせん断強度が、震度5弱程度の地震により原地盤の20%程度にまで低下するとは到底思えない。つまり、すり抜けが生じるとは考えられない。

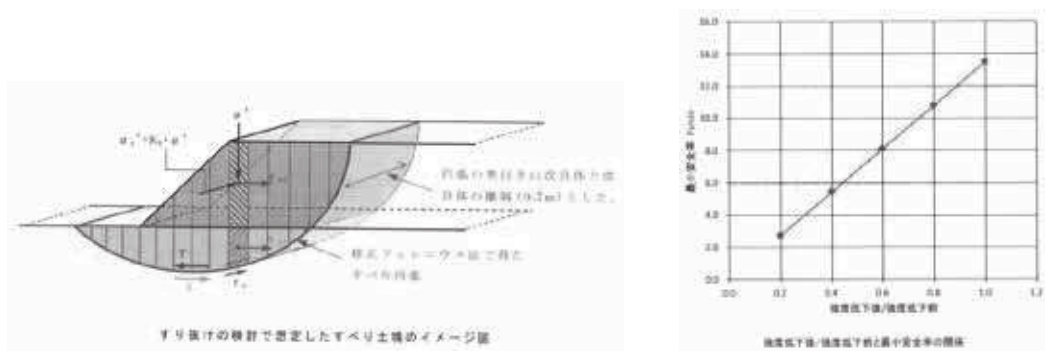


図2-5 改良柱の間の粘土強度が攪乱で低下したときの滑り安全率の変化

現場において、すり抜けを示唆する現象が生じているかどうか観察が行われた。盛土を除去し原地盤を掘削した状態での観察によれば、改良柱群は道路側面方向に放射状に変形しており（後出写真4-2）直線的なすり抜けは起こりにくいこと、改良柱の頭部が原地盤面より数m深いところまで押し込まれた箇所では改良柱の頭部に盛土材が接していること、さらに改良柱間の周辺粘土は深さ数10cm程度貫入しているものの、それ以上の深さにはめり込んでいないこと、などが確認された。

以上に述べた（1）、（2）および現場状況の観察結果から、WGでは当現場における盛土崩壊のメカニズムとして、すり抜けは考えられないと結論した。

2.3 敷き網・スラブの機能

(1) WGにおける議論

実証盛土では改良柱群と盛土の間に敷き網（金網）を用いることが提案された。WGでは金網を敷くことの効果は明確にできないものの、過去に行われた某空港工事において金網の効果が認められたとの報告を受けて、実証盛土の際、安全サイドの観点から金網を敷くことを了承した。しかし、実際の盛土工事では敷き網やスラブを施工せずに盛土が載せられた。このこのために改良地盤にまで滑り破壊が及んだのではないかと、との疑問が出された。このことについての検討結果を以下に述べる。

(2) 解析的検討

佐賀県有明海沿岸道路整備事務所の受託研究として行われた佐賀大学の解析結果（柴ら、

2013)によれば、実証盛土で用いた金網（引張強度22.5kN/m）では、引張応力が作用して破損するとの計算結果が示された（図2-6のcase1とcase3）。高強度引張材（引張強度200kN/m）を用いれば同図case5に見られるように、破損しないとの結果が得られている。これらの解析では、金網あるいは高強度引張材はたわみなく設置されたと仮定して計算されている。実証盛土で金網が破損したかどうかは確認されていない。

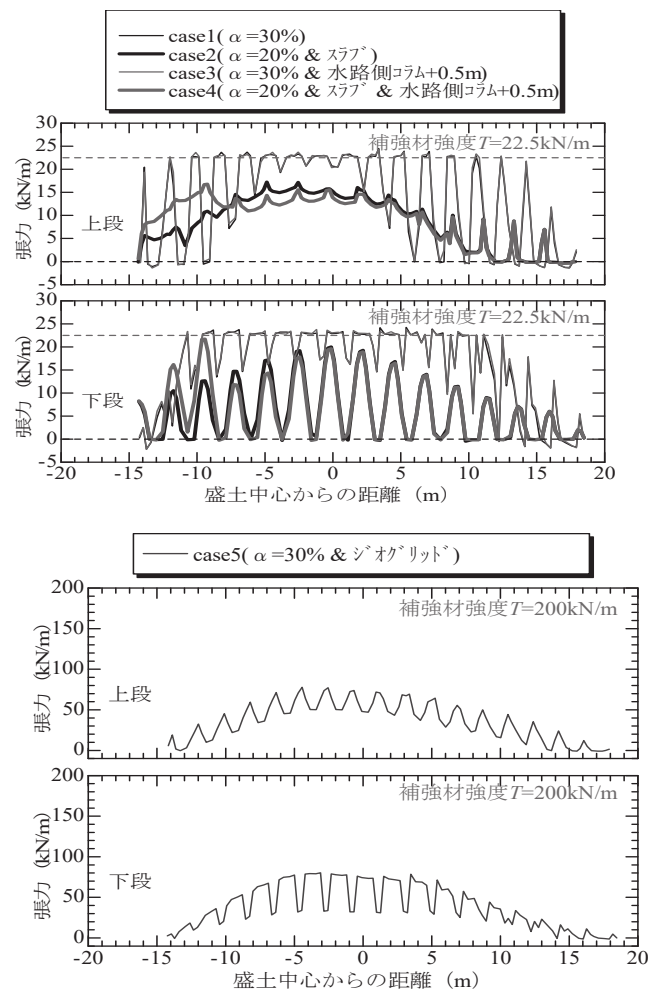


図2-6 敷網に生じる張力分布（盛土完成から3年後）（柴、2013）

（3）表面硬化層（クラストレイヤー）の効果

佐賀平野では、表面付近に50cm～70cmの表面硬化層（クラストレイヤーという）が広く分布している（フローティング基礎研究会，2008）。この層の効果は変形解析の際には考慮されていないが、浅層改良層あるいは敷き網の機能に代わる役割を果たすのではないかと、この見解が示された。クラストレイヤーを掘削除去して浅層改良を施工する場合には、原地盤の表面近くの最も軟弱な層を乱す可能性があることがWGにおいて指摘された。

芦刈地区の実証盛土について、敷き網を採用しない対策工法により試験盛土が実施されたが、動態観測の結果から変位は設計許容値を満足し、収束傾向がみられた。このことか

ら、盛土工事においては敷き網なしの対策工法に問題はないと判断した。

敷き網・スラブの効果に関しては、本章（２）および（３）に説明したように、盛土の安全性を高めるものではあるが、地盤状況からその施工が必要であるとの判断がないかぎり、盛土安定に不可欠ではないと判断した。

次に、当該地盤に限ってなぜ崩壊したのか説明が求められた。現場調査の状況から、改良柱の強度発現を阻害する要因が関与していると判断した。阻害要因として可能性が高いのは、原地盤中の有機物の存在であると考えた。以下に、この問題について検討した結果を述べる。

３．有機物の堆積、強度発現への影響

3.1 佐賀平野の沖積層と有機質土

佐賀平野に堆積している沖積粘土層は下位から上位にかけて非海成の蓮池層下部、海成の有明粘土層、非海成の蓮池層上部の層序で堆積している場合が多い。最上層の蓮池層上部には、アシ等の植生やミミズなどの活動等による有機物が含まれていることが少なくない。図3-1は、佐賀平野において有機物が固化材の効果に及ぼす影響を示した事例である。有機物量が3～4%程度の場合、固化材による強度発現に問題が生じることは少ないが、同値が8%程度を超えると強度発現は難しくなることが経験されている。

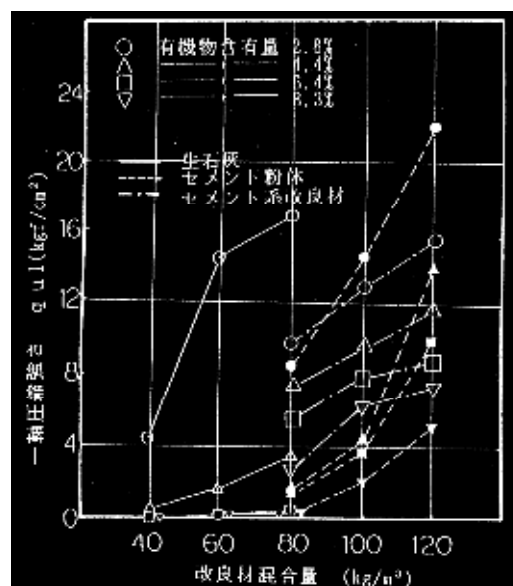


図3-1 佐賀平野粘土の有機物含有量と強度発現への影響（佐賀経済調査協会，1996）

3.2 埋没クリークと潮だまりの有機物

佐賀平野には縦横に水路（クリークという）が走っている。圃場整備による付け替えによって、佐賀平野における旧クリークのおよそ半分は地盤内に隠れてしまったことが推定されている（藤川ら，2004）。被災地の盛土縦断方向に走っていた埋没クリーク（図

3-2) もその一つと考えてよい。その昔、各クリークにおいては年に1度の地域農民による「ごみ揚げ」が行われ、クリーク片側の田畑に散布されていた（江口，1977）。ごみとはクリークにたまった泥土のことで、この作業はゴミクイとも呼ばれていた。諸富町史（1984）によれば、南北に走るクリークの場合は東側の田畑、東西クリークでは北側の田畑に利用権があったという。ごみ揚げはクリーク水量の確保と田畑への施肥（有機物）を兼ねた重要な作業であった。佐賀平野の1割3分（13%）の面積を占めるクリークに溜まるごみの量は年産1億万貫（1万貫=37,500kg）に達し、稲作にとって重要な自給肥料であったとの記述がある（江口，1977）。ごみ揚げにより埋没クリークの周辺部表土には有機物等が蓄積した可能性がある。さらに被災現場付近には、いわゆる「潮だまり（潮あそび）」と呼ばれる遊水池が存していた（後出、写真6-1）。このような地歴から、浅い地層ならびに深い地層における高有機質土の堆積が説明できるのではないかな。

- ・ 旧水路部は、施工時にはすでに圃場整備がなされていたため、通常の田畑になっていた。
- ・ 被災後の調査で、1971年の字図、1975年の航空写真で水路位置が確認される。
- ・ いずれの図からも、本線オフランプ側ののり肩付近に水路があったと推定され、崩壊の位置と隣接する。
- ・ 旧水路の埋戻しが十分でなく、地表面下に緩い箇所が存在した可能性がある。

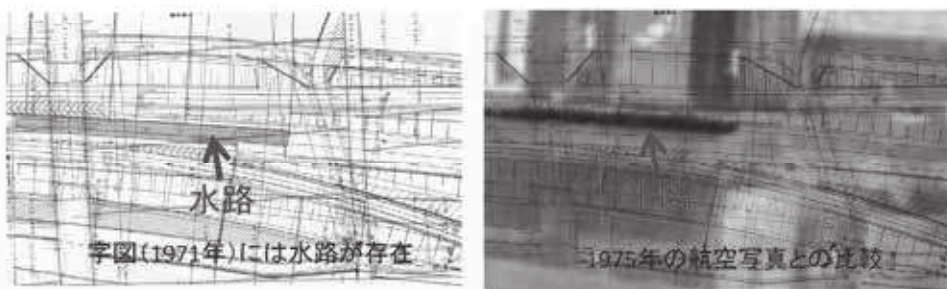


図3-2 盛土縦断方向の埋没クリーク

3.3 強熱減量と改良体強度

被災箇所における有機物の含有量を推定するために、強熱減量（有機物含有量に近い）が調査された。図3-3は調査位置である。図3-4に調査結果を示しているが、強熱減量は9%～13%のものが多く、16%を超えるものもあった。有機物含有量は強熱減量との間で関係深いこと、固化の阻害要因として有機物中のフミン酸が関与していること、などが知られている（セメント協会，2012）。このように、当該地盤の強熱減量は、佐賀平野の多くで測定される強熱減量に比べかなり高いことがわかった。

強熱減量と改良柱強度の関係は、残存改良柱が地盤内で複雑に変位していたこともあって明確にはできなかった。しかしながら、過去の経験から改良柱強度が低かった原因の一つに有機物が関与したことは十分に考えられることである。

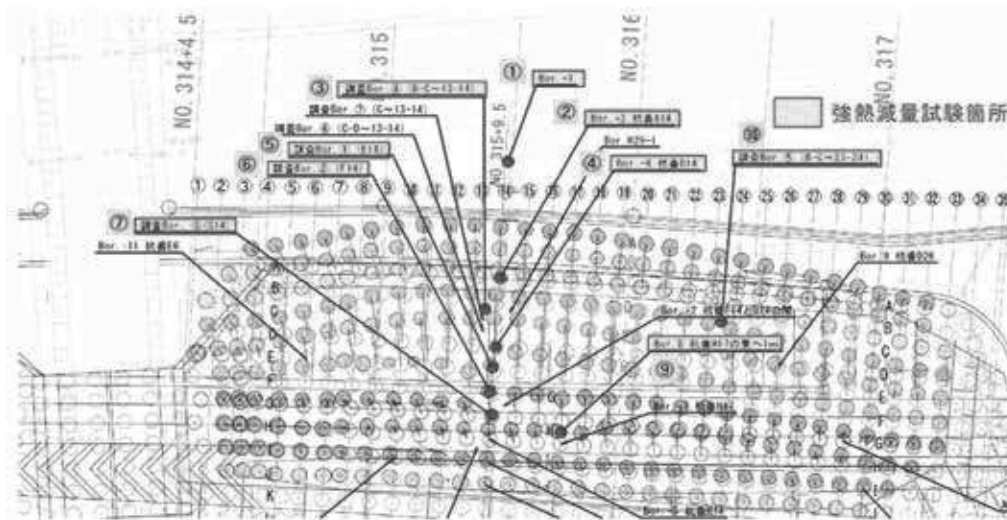


図3-3 強熱減量の調査位置

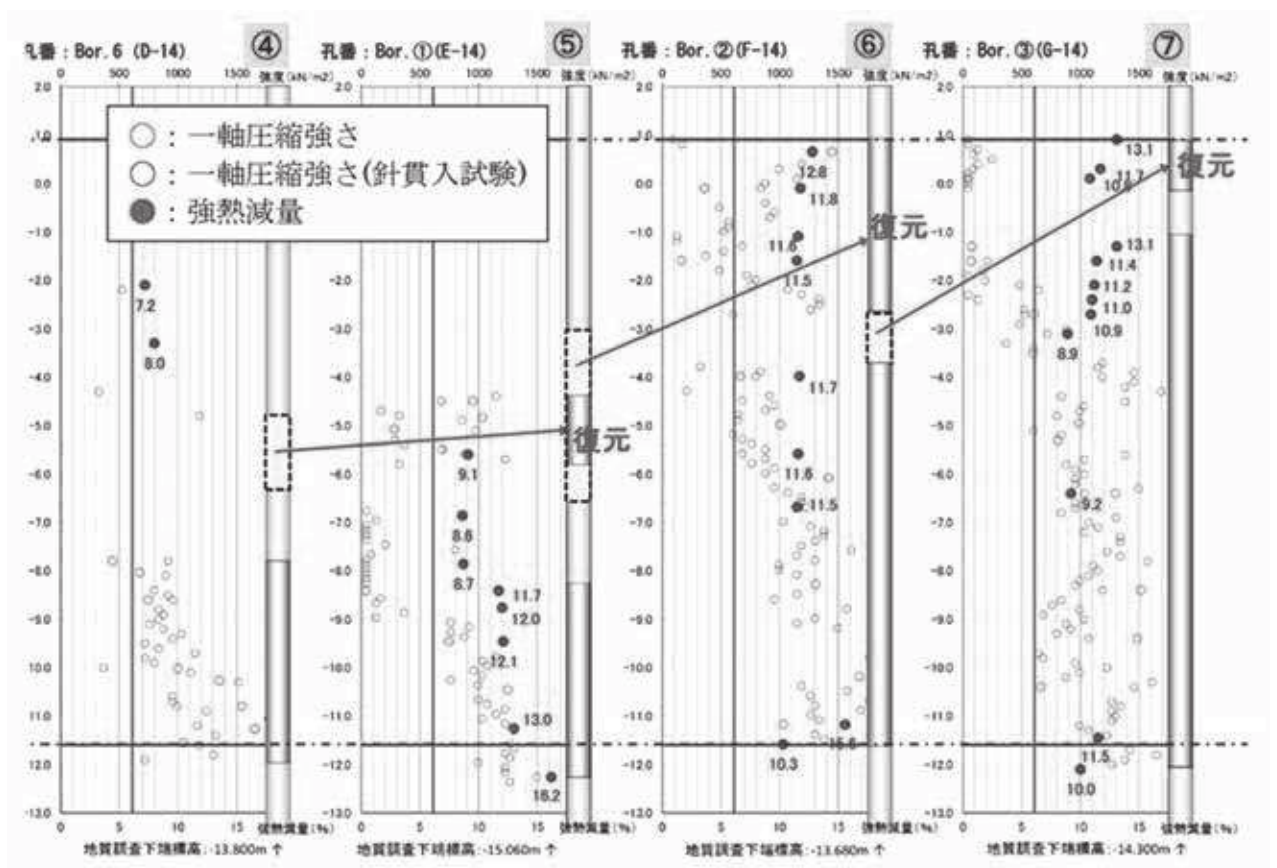


図3-4 強熱減量と改良柱強度の関係

4. 崩壊メカニズムの推測

4.1 盛土施工中の挙動

平成27（2015）年10月ごろ、盛土はほぼ所定の高さに達していた状態で盛土にクラックが発生したとの記録がある。佐賀県では補強土壁天端における変位の記録、平成28（2016）

年1月に調べた松尾・川村の管理図、双曲線法による沈下予測、などで安定性が確認できたとして、平成28（2016）年3月26日に開通式を迎えた。同4月16日の熊本地震の後、道路にクラックを確認、同5月に盛土沈下および水平変位が継続していることから、補強土上部の盛土撤去が提案されたが、結果的に同6月に松杭による法尻対策（約8m長木杭を3列打設）が図られた。その後、オフランプの不陸をオーバーレイで修復、沈下傾向は続いている中で、同6月22日の豪雨で変形が加速し崩壊に至ったようである。写真4-1は、被災原因検討のために盛土を除去する過程で見つかった盛土内クラックである。



写真4-1 盛土除去後のクラック観察

4.3 盛土除去、改良地盤掘削による調査

写真4-2は、盛土除去後に改良柱の頭部状況を調べる過程の写真である。これで見られるように、盛土縦断方向に平行なE列、F列およびG列の改良柱の頭部は、盛土材で押し込まれた状態であり、一部改良柱は原地盤面から数m深いところまで確認された。



写真4-2 盛土材の落ち込みとE列、F列、G列改良柱の押し込み

4.4 変形～破壊のプロセス

ボーリング調査結果に基づいて、現場の状況を模式的に描いたのが図4-1である。図3-4にも示したように、盛土中央付近の改良柱は、原地盤面近く、あるいは少し深いところで設計強度より低い部分のあることがわかってきた。強度発現が低い部分について代表的な改良柱強度を示したのが図4-2である。

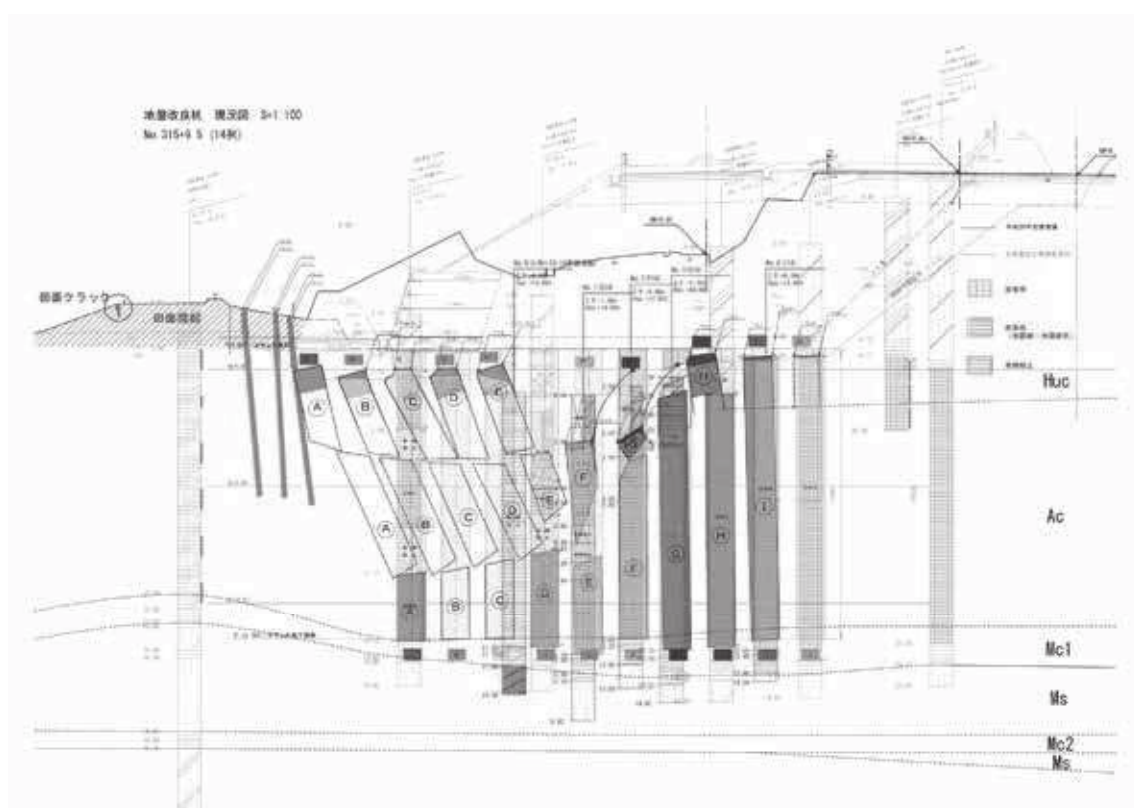


図4-1 ボーリング調査に基づいて推定した地盤内イメージ図

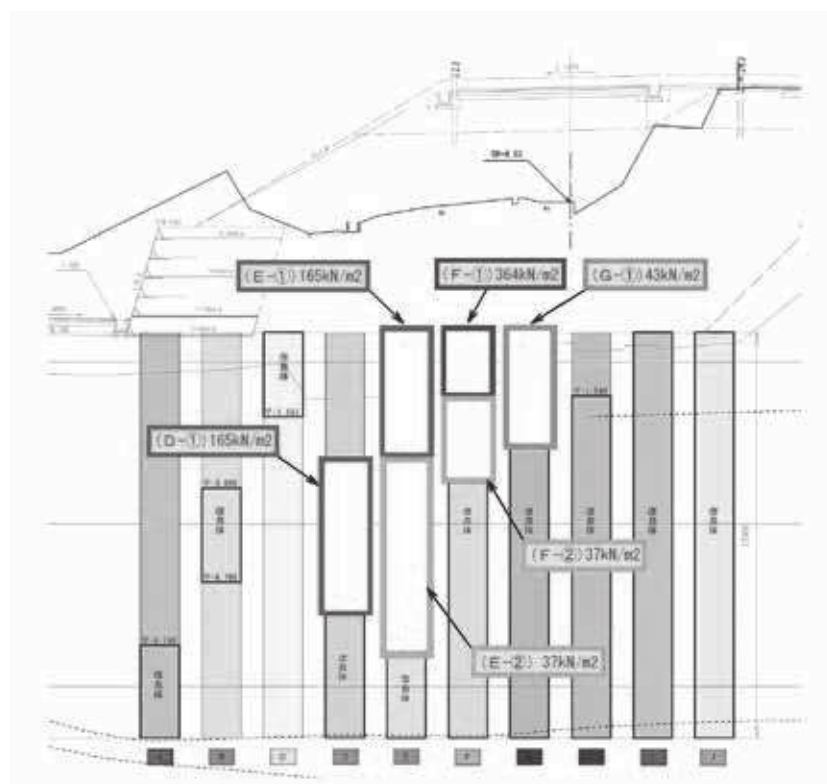


図4-2 解析に用いた改良柱の強度

上記の改良柱強度を用いて、破壊に至る過程をFEMで解析的に示そうとしたのが図4-3である。FEMによる変形～破壊のプロセス検証は変形初期を説明するものであって、大変形して破壊に至る状況を説明するものではない。変形過程においては滑りに関する安全率は1.0以上であったものが、降雨によって安全率1.0を下まわったことが確認されている。

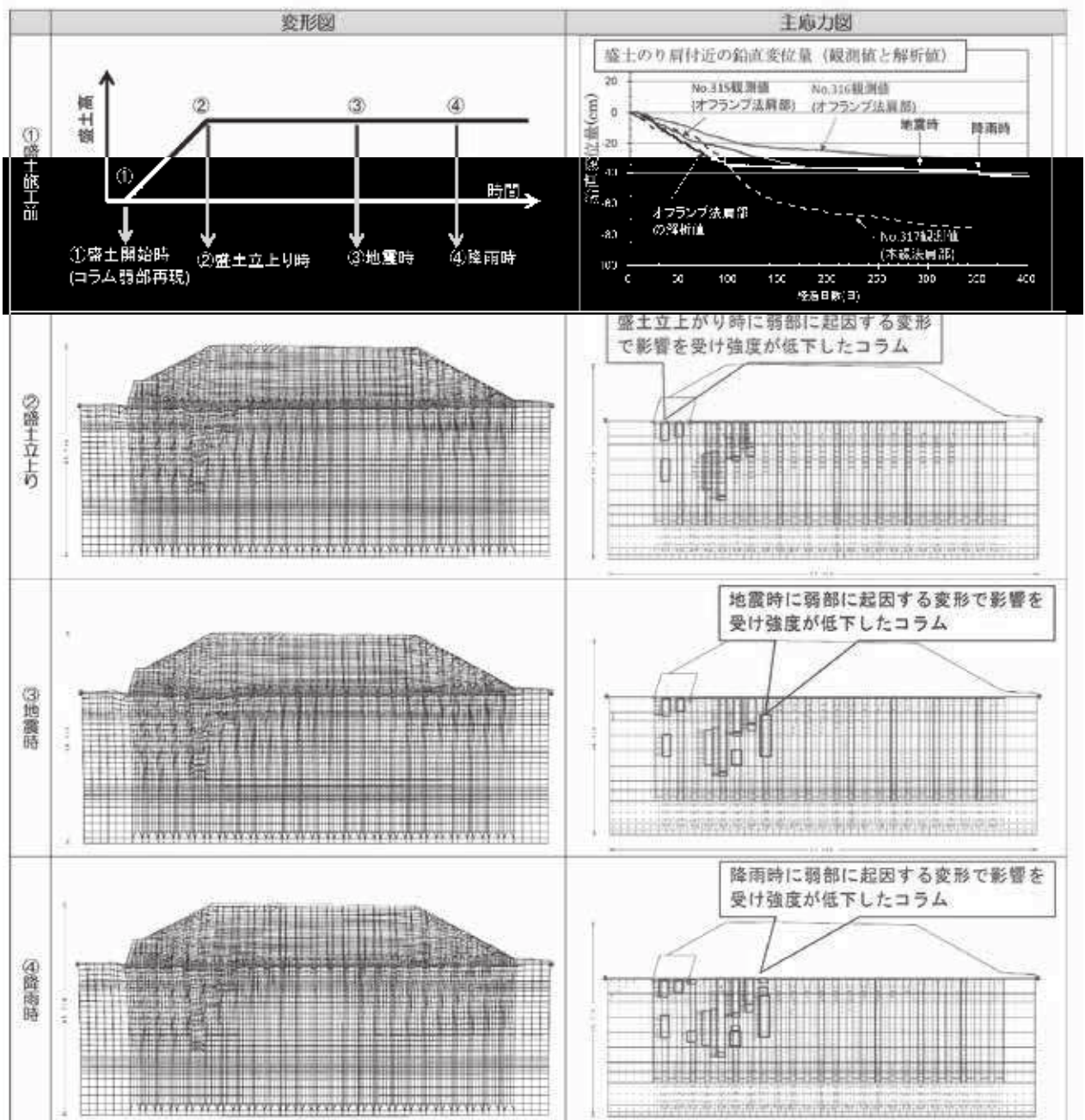


図4-3 盛土変形のプロセス (FEM解析)

5. 考察

5.1 固化材の配合量と改良柱打設

佐賀県の施工管理基準では、現場で採取した試料に対して固化材を配合する室内試験を行い、一定の安全率を乗じて現場配合量を決めている。当該箇所を含む工区においては、4種類の固化材が選ばれ、室内配合試験によって比較検討された。いずれの場合も粘土1m³当たり固化材100kgで所定の強度が得られることが確認され、施工者に対してこのことが周知された。改良柱群を施工した後、「佐賀県土木工事施工管理の手引き」に従って位置確認とチェックボーリング試料による強度確認が行われた記録が残っている。

現場施工では、指定された量だけ固化材を用いて施工するのが一般的であるが、安全性を高めるために施工者の判断で量を増加することもある。当該現場の隣接工区においても、1m³当たり120kg～130kgを混合したケースがあったようである。

室内配合試験で用いた粘土は、一部に有機質を多く含むことがあり、固化材の指定量では所定強度の発現が難しい場合もある。被災現場においては、図3-4に示したように、通常の粘性土より多くの有機物が含まれていた。このような地盤リスクを回避するためには、固化材の選定、混合量の指定について慎重な判断が求められる。また、室内試験だけに頼るのではなく、試験杭によって現場強度を確認する作業の導入が望まれる。

5.2 現場施工の質

No. 315～No. 318の被災現場において、結果的に改良体のE列、F列およびG列からなる3列の改良柱は強度不足であることがわかった（図4-2）。道路縦断方向3列の強度が不足していることから、施工不良ではないかとの指摘があった。しかし、実際には、改良柱の施工順序は道路横断方向（図3-3の上下方向）に施工されたことから、縦断方向（図3-3の左右方向）3列だけが強度不足となった事実を施工不良で説明するのは難しいと考えた。旧クリークの有機物が「ごみ揚げ」によってクリーク東側に排出・堆積した可能性がある。この作業による有機物の排出・堆積は、地表の数10cmであろうから、深い位置における高有機質土の説明はできない。深い位置では、写真6-1に示すように昔の「潮だまり」などが影響した可能性が考えられる。

5.3 攪拌エネルギーの室内条件と現場条件の違い

固化材の混合量を決めるのに、佐賀県の設計法では室内ミキサーで混合した供試体強度を参考にしている。一方、現場においては攪拌翼を用いた施工機械を用いることが多い。後者による現場攪拌エネルギーは室内試験における約1分間の攪拌エネルギーに相当するとの試算が報告されている（西田・三浦，1995）。室内配合試験における攪拌エネルギーと施工機械による攪拌エネルギーの違いは、固化材の添加量を増やすことで補うという考え方が現状である。小規模の施工が多い佐賀県では、現行方法もやむを得ないところはある。

そのような現状において、施工機械の効率改善と施工実績の積み重ねからくる安心感が、

施工現場に求められる高い技術力、経験に基づく判断力の重要性を忘れることに繋がってはいないか。今後の大規模施工において、本施工に先立って試験杭を施工し、その結果に基づいて固化材の種類と混合量を決定するという品質管理手法を取り入れる必要がある。

6. 被災の教訓

6.1 地歴調査

佐賀平野面積の13%を占めるクリークは、圃場整備によってその50%程度が消滅（付け替え）して埋没クリークとなったと推定されている（藤川ら，2004）。図6-1は埋没クリークを判読した例である。大正3～6年に存在し現存しないクリークが2か所、昭和6年～15年には存在し現存しないクリーク13か所、昭和22年～23年に存在し現存しないクリークが22か所、現在のクリークが41か所という調査結果であった。これらより消滅率を求めるとおよそ50%となる。また、図6-2に示すように、昔の河道が扇状地における河川争奪によって移動し、現在は地表から消えている場合もある（三浦ら，2000）。



図6-1 埋没クリークの判読調査（藤川ら，2004）

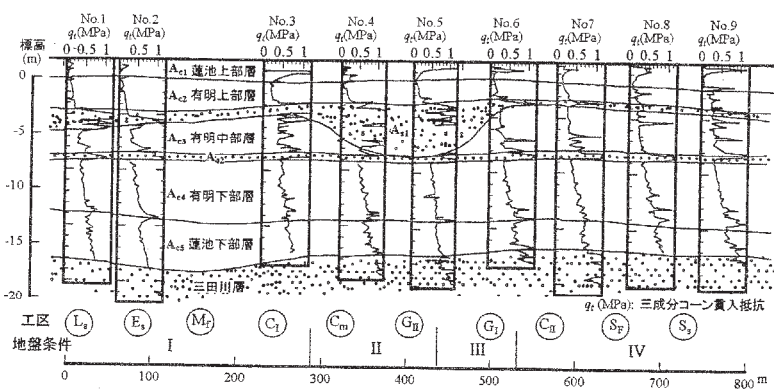


図-1 三成分コーン貫入試験による地層断面図

図6-2 詳細地質調査で判明した旧河道の存在（三浦ら，2000）

旧河道、埋没クリーク、潮だまりなどは、古地図、地歴図、航空写真などによって知る

ことができる。併せて、その土地の古老たちからのヒアリングがきっかけとなり見出されることがある。今後の調査において、このような地歴に関する調査やヒアリングを行うことが勧められる。

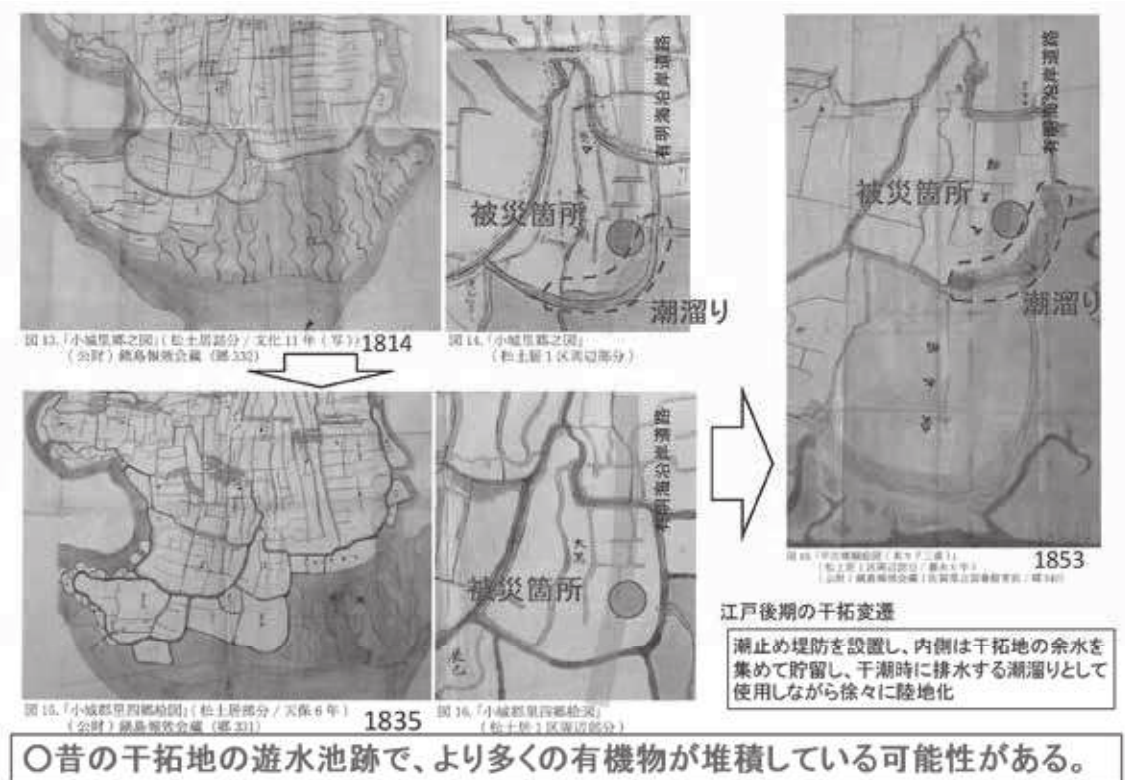


写真6-1 潮だまり (潮あそび)

6.2 強度発現の早期判断の必要性

固化材と現場粘性土の相性を短時間で判断できる簡易法の開発が待たれる。チェックシートを用意し、ボーリング試料について粘土色調、臭い、含水比、pH、地歴などを記入し、有機物含有量の多寡を概略判別する。強度発現が疑わしいときは固化材を練り混ぜた供試体を高い温度(例えば40℃)で養生し、1日、3日後の針貫入試験で固化状況を調べる、といったことが考えられないか。強度発現は、温度・時間積に関係が深いというコンクリートでの経験則に習った手法である。

6.3 施工中～施工後の沈下・変位観察

盛土部において大きな沈下が観測された事例として、No.238 地点および被災箇所 No.315 地点を対象に沈下計算値と観測値の比較結果を例示したのが図 6-3 および図 6-4 である。それぞれに添付した計算表には、地盤内増加応力をブシネスクの方法を用いた場合と 30°分散で求めた場合を併記している。両者は荷重分散位置などの仮定が異なる。沈下対象とする深さは、後出の図 6-6 を参照して盛土幅程度まで行っている。

【No.238 断面】

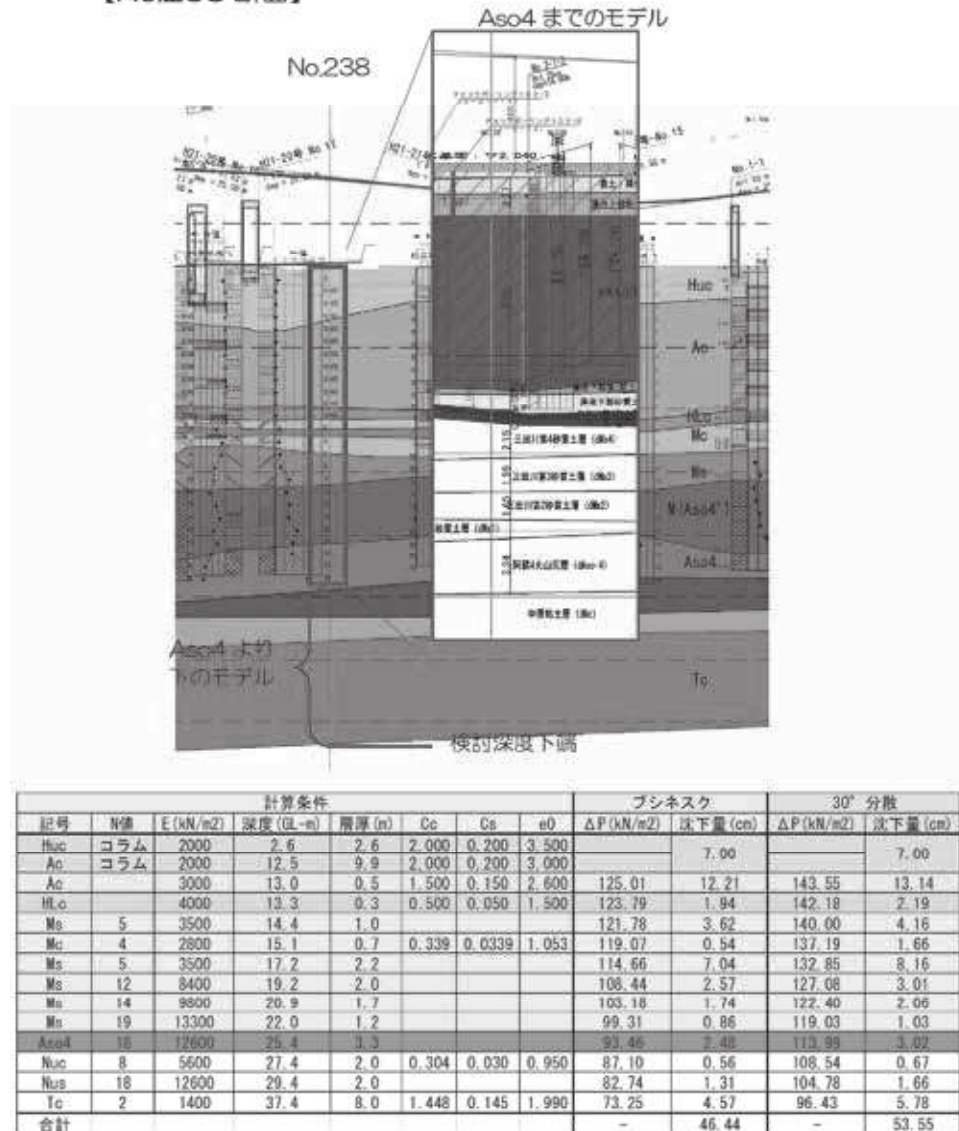


図 6-3 No. 238 地点の地盤特性と計算沈下量

No.238 において、最終沈下量 S_f を従来法（軟弱層 HuUc～HLc のみを沈下計算の対象としていた）で求めると、図 6-3 の表に示すように S_f は 22cm ($=7.00+13.14+2.19$) 程度となる。この値は図 6-5 に示した観測値と大きく異なる。この場所の盛土幅は法尻～法尻間で 48m、法肩～法肩間で 21m であることを考慮し、更新統 37m 深さまでを計算すると $S_f = 46.4\text{cm} \sim 53.5\text{cm}$ となる。一層深い位置まで沈下計算すると、沈下量予測値はさらに増える。このように、中・高盛土では完新統（沖積層）までの沈下計算でとどめるのではなく、更新統まで考慮することで観測値は計算沈下量に近づく（伊賀屋ら，2012）。

【No.315 断面】

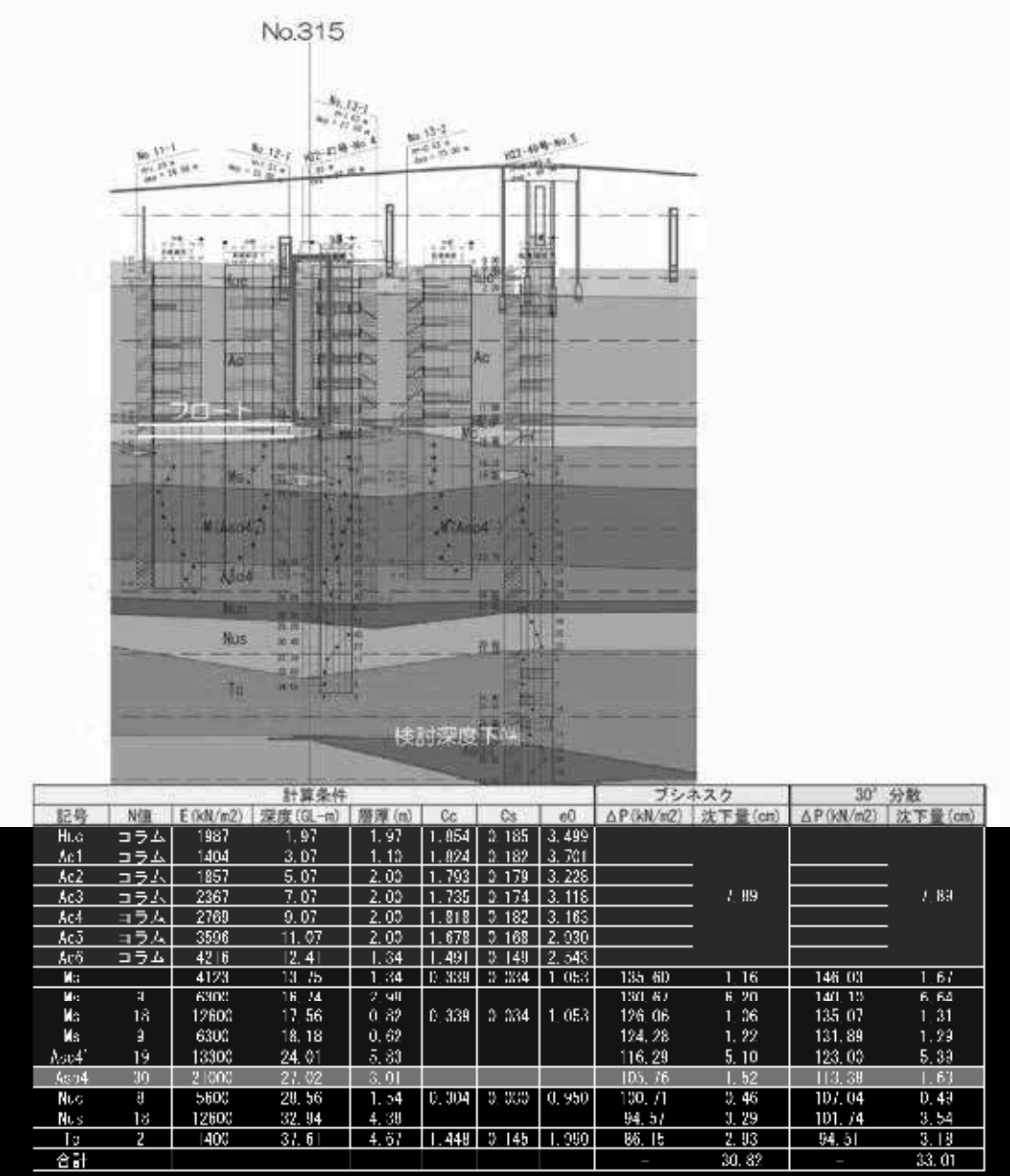


図 6-4 被災箇所 No. 315 地点の地盤特性と計算沈下量

一方、No.315 においては、従来法による計算沈下量 7.89cm、深さ 37m までの計算沈下量は 30~32cm であった。図 6-5 右図に示すように、盛土完成時の観測沈下量は約 30cm、その後沈下曲線の勾配は急になり、供用開始時には 80cm 程度と大きな差がみられた。盛土施工中は他地点と同様な沈下曲線を示しているが、詳細に見ると盛土完成後に沈下速度が速くなっていることがわかる。このような現象を、注意深く調べることで盛土沈下が正常か異常かを判別できないか。

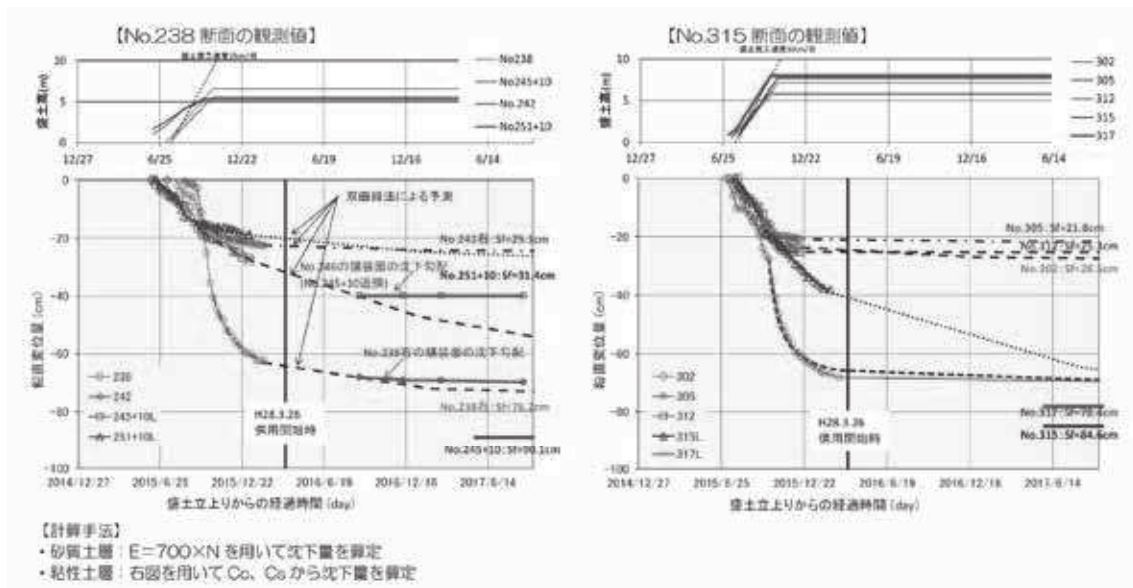


図 6-5 盛土の沈下予測と観測データの比較

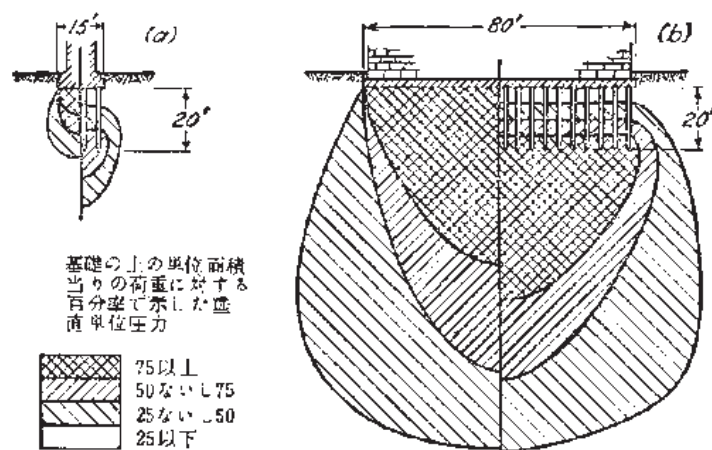


図 195 同じ荷重を支える同じ長さの杭からなる摩擦杭基礎の下の土中に生ずる水平圧力の増大を説明する図。(a) では基礎の幅が杭の長さに比較して小さいが、(b) では基礎の幅が杭の長さに比較して大きい

図 6-6 地中応力の大きさに及ぼす基礎幅の影響 (テルツアギ・ペック p435)

上述のように、盛土中、盛土後の施工管理の面からも、当初設計における沈下予測はボックスカルバートや盛土の幅や規模などに応じて計算深さを設定することが重要である。また、施工中ならびに施工後の観測値を的確に把握し、計算沈下量との比較を行い、適切な対策を実施することの重要性が理解できる。設計段階における沈下の計算深さは、先に述べたように、図 6-6 を参照して設定することを勧めたい。

6.3 着底層深さの面的変化

盛土工区では着底層の砂層中水質への環境影響を考慮して、改良柱の先端から1～2mの不透水層を残すように改良柱を施工してきた。いわゆるフロート長を残す考え方である。ボックスカルバートの基礎では、施工範囲がスポット的であり、構造物の安定性確保を優先する考え方で着底方式からなる改良柱を施工採用してきた。これまでの地下水水質の調査によれば、着底方式からなる改良柱の周辺地盤における水質変化は観察されていない。

一方、試験盛土区間において着底層深さの面的変化をスクリードライバサウンディング（SDS）試験で調べたところ、図6-7に示すように数10mの範囲において最大1.5m程度の深度差のあることがわかった。この試験盛土の一部において、改良柱のフロート長ゼロ、つまり着底箇所のあることも判明した。このような調査結果を考慮し、また改良柱着底による水質への影響は認められないことから、高盛土区間においては、従来のフロート方式から着底方式に変更することが示唆される。これにより、改良柱施工におけるトルク管理で着底が確認でき、また盛土の不同沈下も軽減できると期待される。着底方式の導入がどの程度のコスト増をもたらすのか、経済比較を行う必要がある。

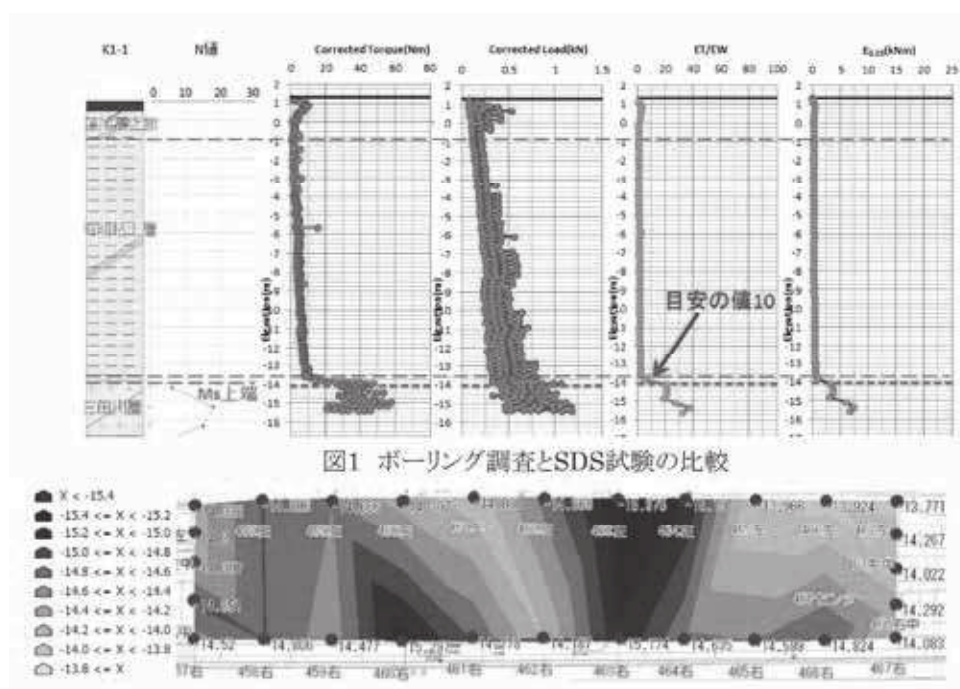


図6-7 SDS試験による着底層深さの面的変化

6.4 修復工事の概要と試験杭の導入

被災現場における修復工事が進められている。既存の改良柱を壊しながら直径1.6mの改良柱を施工できるエポコラム工法が採用された。面積改良率は30%、改良長はMs層（着底層）に起伏があることからフロート長1m以内（当初設計12.5～13.0m、修復工事で12.5m～13.5m）とすること、特殊土用の固化材を用いること、設計基準強度600kN/m²に対して安全率3

(1800kN/m²) および安全率4 (2400kN/m²) を目標として配合量を150kg/m³および180kg/m³とし試験杭で現場確認を行うこと、などの考えで施工が行われた。

また改良柱が残存する状態での地盤改良という特殊な施工であるため、次のような配慮がなされた。盛土変形への影響を小さくするために改良速度は通常より低速で行うこと、硬質地盤対応型の攪拌翼を使用すること、スクリー付きロッドによる排泥促進と固化材を投入しない先行掘削を併用して施工すること、などである。現場観察において、既存の改良柱の存否によらず打設に問題はないこと、表面に排土された土は既存改良柱の有無が判別できないほど細かくこなれていること、などが確認された。

サンプリングによる強度確認が行われ、表6-3の結果が得られている。これらの調査をもとにして、今後の盛土区間における地盤改良の在り方を検討していくことが求められる。

表6-3 修復工事における試験杭の結果

区分		試験杭					
杭番		No. 78	No. 57	No. 90	No. 53	No. 82	No. 65
配合量		150kg			180kg		
安全率		3			4		
層	上層	①	1,506	2,456	1,202	2,298	1,645
		②	1,868	1,625	1,521	1,496	2,142
		③	2,228	2,054	1,197	1,977	2,538
		平均	1,867	2,045	1,307	1,924	2,108
	中層	①	1,132	1,417	589	1,851	2,529
		②	1,382	1,617	1,547	2,634	1,359
		③	1,973	1,828	1,292	2,317	2,055
		平均	1,496	1,621	1,143	2,267	1,981
	下層	①	1,677	2,142	1,770	2,109	967
		②	880	793	2,121	2,189	1,175
		③	2,357	612	611	1,391	2,496
		平均	1,638	1,182	1,501	1,896	1,546

目標強度600kN/m²以下
但し、規格値は目標強度の85%以上であり、
600kN/m² × 85% = 510kN/m²

7. おわりに

有明海沿岸道路（佐賀福富道路）の整備事業は、広くて深い軟弱層の上に高盛土を施工するという佐賀県にとって初めての経験である。このため、環境保全の配慮とコスト縮減といういわばトレードオフの問題を克服しながらの設計施工となっている。WGのもとで実証盛土が検討され、その結果に基づいて現場施工条件が模索され、約6kmの工事は無事に行われてきたが、芦刈南ICにおいて熊本地震と豪雨のダブルパンチを受けて被災した。当該地盤は有機物を多く含むという素因が影響して改良柱の強度不足を招いたが、このようなリスクを回避するためには、試験杭の導入などが必要である。この度の経験を奇禍として、盛土設計・施工のあり方を見直し、安全性と合理性を高めるための方策が発注者、設計者および施工者から提案されることを期待したい。

謝辞

本報告は、有明海沿岸道路（佐賀福富道路）軟弱地盤対策技術検討委員会WGでの議論をまとめたものである。盛土被災の原因究明において、原孝弘所長様、末次俊郎副所長様をはじめ佐賀県有明海沿岸道路整備事務所の関係各位に大きなご苦勞をおかけしました。また、国立研究開発法人土木研究所ならびに国土交通省九州地方整備局福岡国道事務所における関係各位のご指導をいただきました。一連の解析検討において、基礎地盤コンサルタンツ株式会社、中央開発株式会社ならびにNPO法人技術交流フォーラムの関係各位にご協力いただきました。記して感謝の意を表します。報告の一部は、佐賀県有明海沿岸道路整備事務所受託研究ならびに日本学術振興会平成27年度～29年度科学研究費補助金（研究代表者：日野剛徳，基盤研究(C)（一般），課題番号15K06212）で得られた知見に基づくものであることを付記する。

引用文献

- 1) 三浦哲彦・赤峰剛徳・下山正一：有明粘土層の堆積環境とその鋭敏性について，土木学会論文集，No. 541／Ⅲ-35，pp. 119-131，1996.
- 2) 三浦哲彦・沈水龍・古賀勝喜・中村六史：ソイルセメント改良体の打設に伴う周辺粘土のせん断強度変化，土木学会論文集，No. 596／Ⅲ-43，pp. 209-221，1998.
- 3) 佐賀経済調査協会：「六角川軟弱地盤対策工法検討業務報告書」（三浦哲彦編集），1996.
- 4) 柴錦春：芦刈工区の試験盛土に関する解析的検討，平成24年度佐賀県有明海沿岸道路整備事務所受託報告書，2013.
- 5) フローティング基礎研究会：コラムスラブ工法・コラムアプローチ工法設計マニュアル，2008.
- 6) 江口辰五郎：佐賀平野の水と土～成富兵庫の水利事業～（宮地米蔵監修），新評社，1977.
- 7) 諸富町：諸富町史，1984
- 8) 西田耕一・三浦哲彦：鋭敏粘土地盤の深層混合改良に関するエネルギー的考察，土木学会論文集，No. 516／Ⅵ-27，pp. 165-172，1995.
- 9) セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル，第4版，2012.
- 10) 藤川和之・原義徳・逆瀬川方久・三浦哲彦：佐賀平野における帯状構造物の地盤調査間隔について，土と基礎，Vol. 52，No. 11，2004.
- 11) 三浦哲彦・藤川和之・坂井晃・浜武章：現場性能試験に基づく軟弱地盤上道路の建設費に関する考察，土木学会論文集，No. 659／Ⅲ-59，pp. 253-263，2000.
- 12) テルツアギ・ペック：土質力学・応用編（小野薫・星野和・加藤渉・三木五三郎共訳），p. 435、丸善、1963.
- 13) 伊賀屋豊・日野剛徳・柴錦春：佐賀低平地における自然地盤及びフロート式深層混合処理地盤上の試験盛土の挙動，地盤工学会誌，地盤工学会，Vol.60，No.8，pp.18-21，2012.

「軟弱地盤」編集委員会

編集委員長 日野 剛徳（佐賀大学教育研究院自然科学域理工学系）

編集委員 喜連川聰容（公益財団法人佐賀県建設技術支援機構）

平成 30 年（2018 年）5 月 発行

軟弱地盤研究会 会誌「軟弱地盤」 No. 15

発行所 軟弱地盤研究会

軟弱地盤研究会事務局

〒840-0857 佐賀市鍋島町大字八戸字上深町 3182 番地

（公財）佐賀県建設技術支援機構内

TEL 0952-26-1668 FAX 0952-26-1669

E-mail asgt@sagacat.or.jp

URL <https://www.sagacat.or.jp/asgt/index.html>