

湖成堆積粘性土地盤上の護岸改修工事に 伴う変状の機構と対策

前中良啓¹・右城猛²・八木則男³・矢田部龍一⁴

¹正会員 建設省四国地方建設局道路工事課長補佐 (〒760-0066 高松市福岡町4-26-32)

²正会員 工博 第一コンサルタンツ常務取締役 (〒780-8122 高知市高須新町3-1-5)

³フェロー 工博 愛媛大学教授 工学部環境建設工学科 (〒790-8577 松山市文京町3)

⁴正会員 工博 愛媛大学教授 工学部環境建設工学科 (〒790-8577 松山市文京町3)

本論文は、湖成堆積粘性土地盤上の護岸改修工事に伴い発生した堤体が変状を起こした機構の解明と対策工の検討を行ったものである。その結果、変状発生の主要因は深層混合処理工法による改良体の弾性的曲げ変形と軟弱粘性土地盤の有する卓越したクリープ変形特性にあることがわかった。また、改良体の構造をブロック状にすることにより変状の発生を抑えることができることも確認された。

Key Words : soft clay, creep, excavation, deformation analysis, countermeasure

1. まえがき

一級河川宇治川は、四国の最高峰石鎚山に源を発し、太平洋に注ぐ幹線流路延長124kmの仁淀川の左支川である。仁淀川の河口から9.6km上流で仁淀川に合流している。宇治川は両側を山に挟まれ、河床勾配が緩く、低典型の地形のため、洪水時には仁淀川の水位の上昇で内水湛水となり、度々甚大なる被害を受けてきている。特に、昭和50年8月の台風5号では流域の平野部の90%が浸水し、床上浸水1,400戸、床下浸水1,324戸の被害が、昭和51年9月の台風17号では、床上浸水1,563戸、床下浸水579戸の被害が発生した。そこで昭和51年から56年にかけて暫定河道拡幅および排水機場ポンプ増設などの激甚災害対策特別緊急事業が、また、昭和55年から昭和61年にかけて上流部の河川改修工事が実施されている。これによって宇治川流域の洪水被害は大幅に軽減されたものの、地形的特性から抜本的対策には至らず毎年のように浸水被害に悩まされている。この浸水被害の軽減・解消を図ることを目的として平成7年度より浸水対策特別緊急事業により、放水路の建設と排水機場の増設およびそれに伴う河道拡幅工事を実施している。

本対象地は仁淀川との合流点から上流の1.2kmから2.8km区間の河道断面の拡幅箇所であり、のり勾配を1:3.0から1:1.0に変更するとともに現河床を2m

低下させて所定の河道断面を確保する計画である。宇治川の下部には軟弱な湖成粘性土が厚く堆積しており、これらの改修工事に伴い、堤防のり面の崩壊、周辺地盤の沈下などが度々発生し、近隣の構造物に多大な影響を与えてきている。

本報告では、平成7年度に行われた護岸工事の際に発生した変状の概要と変状が発生した機構の検討結果ならびに、その検討結果に基づいて行われた平成8年度の工事の概要を述べる。

2. 土質概要^{1),2)}

本地区の地盤の概要と標準貫入試験結果を図-1に示す。なお、平成7年度の工事対象区間はNo. 46+8.5m~No. 51+6mの97.5mであり、平成8年度の工事対象区間はNo. 51+6m~No. 54の54mである。図に示すように深度10m~15m付近まで軟弱な沖積粘土層がほぼ水平に堆積している。沖積粘性土層の間には、一部有機質砂質土や有機質粘性土、それと砂質土層を挟在している。N値は全体的に0~5程度と非常に小さい。

各種土質試験結果(自然含水比, 比重, 湿潤密度, 塑性限界, 液性限界, 圧密降伏強度, 粒度分布, 一軸圧縮試験ならびに等方圧密非排水三軸試験より求めた非排水せん断強度)を図-2に示す。なお、塑性

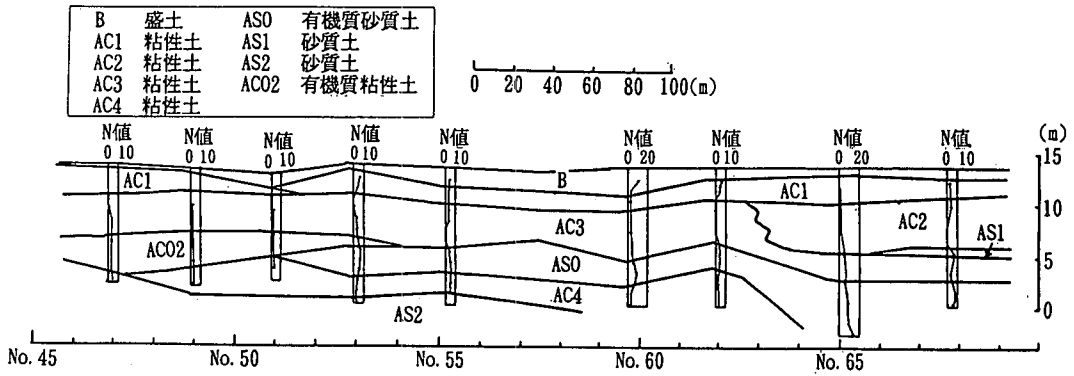


図-1 宇治川右岸の地質構成

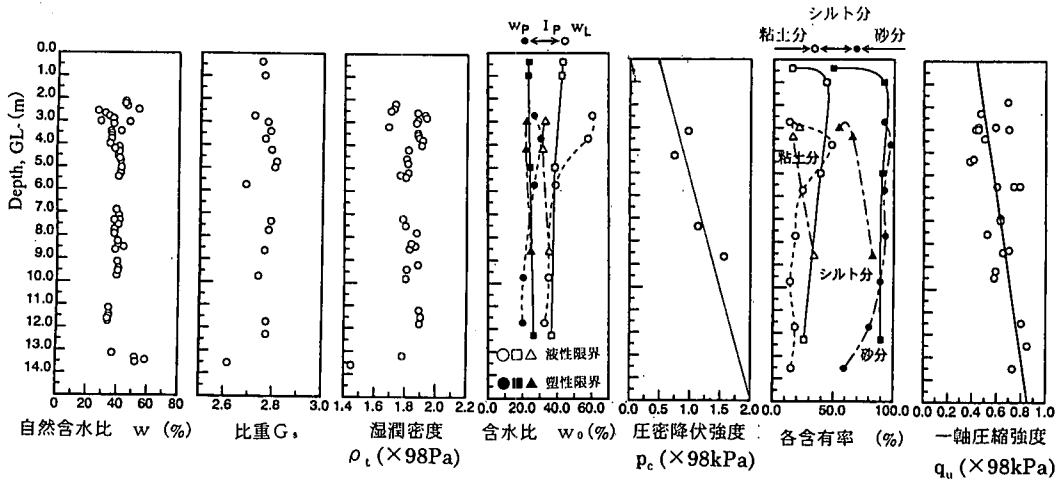


図-2 各種土質試験結果

限界、液性限界などは複数のボーリングコアの結果を示している。図に示していないことも含めて本地区の土質の特性は次のようである。

①自然含水比 w は40%前後、塑性限界 w_p が20%~30%程度、液性限界 w_L が40%前後と比較的低塑性(塑性指数 $I_p=10\sim20$)の粘性土である。なお、液性限界が50%前後のものは有機物を含有している影響である。有機物含有量は1.5%~4.5%程度である。

②比重 G_s は2.7~2.8程度と若干大きい、これはクロライトを主成分として含むためである。なお、クロライトの含有はX線回折による鉱物分析により確かめている。クロライトは緑色岩やグリーンタフに多く含まれる粘土鉱物で、せん断抵抗角は小さく、変成岩帯やグリーンタフ地域での地すべり多発の主要因となっている³⁾。スメクタイトと同様に3層構造の粘土鉱物である。クロライトが主成分となっている沖積粘性土地盤は非常に珍しいが、宇治川の上流域に御荷鉾緑色岩が広く分布しているからである。

③粒度分布は全体的に粘土分が20%、シルト分が

50%~60%、砂分が20%~30%程度の割合であり、土質分類では粘土質シルトに分類される。

④圧密降伏強度 p_c はばらついているが、図に直線で示す $p_c=0.5+0.1Z$ ($\times 98kPa$)程度の関係が認められる。ここで、 Z は深さ(m)である。これから対象地盤は49kPa程度の先行荷重を受けた過圧密地盤であることが分かる。なお、地形的にみて49kPa程度もの先行荷重を有している理由は明らかではない。

⑤一軸圧縮試験ならびに等方圧密非排水三軸試験から得られたせん断強度は、図に直線で示す $\tau=0.22+0.015Z$ ($\times 98kPa$)程度の関係が認められる。表層部でかなりのせん断強度を有しているのが特徴的である。

3. 平成7年度護岸工事の概要と変状の実態¹⁾

(1) 工事の概要

前述したように、宇治川周辺の地盤が軟弱なため、

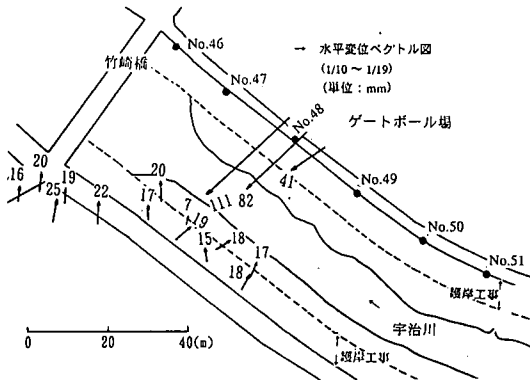


図-3a) 改修予定区間の平面図と水平変位ベクトル図

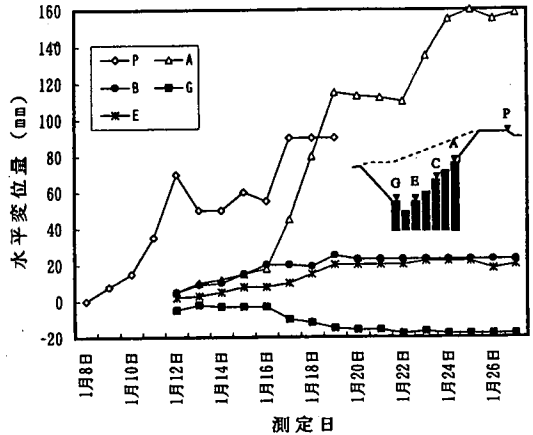


図-4 No. 47+10m地点の改良杭頭部および堤防天端の水平変位の経時変化

する。地盤改良後の二次掘削は、まず、No. 46+8.5m～No. 48の間の約30m区間を試験的に行い、護岸工が完了した後、残りの約70m区間の施工を行うこととしている。

(2) 変状の概要

変状は最初の30m区間の二次掘削時にまず発生した。掘削の経過とクラックの発生位置は図-3b)に示してある。地盤改良後、順次②、③・・・と掘削が進んだが、⑤の部分掘削された1月10日に堤防背面のゲートボール場にクラックが発生した。翌日には更に3.8m奥にクラックが発生し、以後クラックは拡大を続けたので、1月19日から堤防とゲートボール場の一部を図-3b)に示すように排土した。

図-4に変位量が最も大きかった測点No. 47+10m地点の地盤改良杭頭部および堤防天端の水平変位の経時変化を示す。天端のP点および杭頭のA点では10cmを越える大きな変位が観測されているが、杭頭のC、E、Gの各点では2cm程度の移動量が観測されているだけである。なお、P点とそれ以外の観測点とでは初期値が異なる（観測開始日が異なる）ので厳密な比較はできない。

No. 46+8.5m～No. 48の間の掘削に伴う変位量は当初弾性FEM解析で最大7cm(のり肩頂部)と予想していたが、これを大きく越えた。この原因として、地盤改良率の不足、後列杭のせん断破壊、地盤改良に伴う原地盤の強度低下、それに伴う改良体下面での滑動などが考えられる。変状の機構を解明するためには地表面だけでなく、地盤内の変位観測が必要である。そこで、No. 48～No. 51+6m区間の護岸工に際して、No. 48m+10m地点の3箇所のボーリング孔で孔内傾斜計による観測を行なうこととした。ボーリン

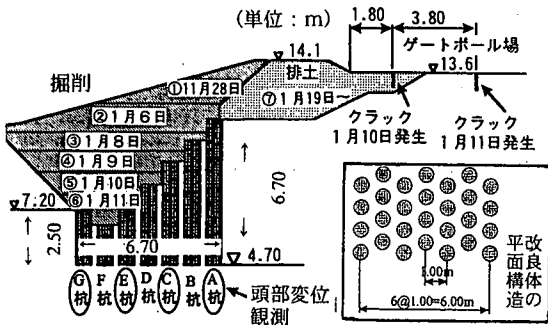


図-3b) 地盤改良体の平面構造と縦断面図ならびに掘削の経過とクラック発生位置(No. 47+10m地点)

改修工事のたびにのり面崩壊等の問題が生じている。そこで、1.2kmから2.8km区間の河川改修においてはセメントミルクを用いた深層地盤改良工法の一つであるCCP工法(一重管を用いた高圧噴射攪拌工法)により地盤改良した後、掘削することとした。これまでに種々の問題を起こしてきた軟弱地盤であるので、今回の工事区間は背後に重要構造物のない箇所を選定している。

図-3a)に平成7年度の河川改修区間の平面図を示す。図には1月10日～19日の間の累積水平変位ベクトル図を併記してある。図-3b)にCCP工法による地盤改良範囲の縦断面図を示す。図の日付は工事日を示す。施工の手順は図-3b)に示しているが、次のようである。まず、①11月28日と示してある表層部分を一次掘削して地盤改良の施工スペースを確保した後、CCP工法による地盤改良を行う。地盤改良条件は、改良体の直径0.7m、改良体の間隔1.0m、改良率38.5%、改良地盤の設計一軸圧縮強度 $q_u=0.98\text{MPa}$ である。地盤改良は約100mの全区間をまとめて施工している。

地盤改良後、さらに②1月6日、③1月8日・・・と二次掘削して所定の断面を確保した後、護岸工を施工

ゲ孔の位置は図-6に示してある。

図-5に平成8年2月5日から2月14日のNo. 48+10m地点の3箇所の観測孔頭部および堤防肩観測杭の水平変位の経時変化を示す。観測孔No. 2は改良体内部に、観測孔No. 1は杭間に設置してある。2月9日から堤防背後の排土を行ったため観測杭のデータは2月8日までしか取られていない。排土の範囲は図-3b)に示した範囲とほぼ同じである。なお、観測孔No. 3と堤防肩の観測杭は近接している。孔内傾斜計による観測を始めた2月6日の時点で、観測杭には60mmを越える水平変位が観測されているにもかかわらず、孔内傾斜計による観測では5mmの変位しか観測されていない。これは孔内傾斜計を設置するボーリング位置を定めるために局所的に地盤改良体の頭部が露出するまで掘削しており、これによって孔内傾斜計設置前に地盤が変位したことが推測される。したがって、孔内傾斜計で測定された変位量は3本の観測孔の相対変位量を示すもので絶対変位量ではない。実際の水平変位量は、孔内傾斜計によるものより少し大きい。掘削により孔内傾斜計の変位が増大したので2月9日より背後地盤の排土を実施し、2月14日には変位の増加はほぼ停止した。

図-6に2月14日時点における3カ所のボーリング孔の水平変位の深度方向分布を示す。なお、いずれのボーリング孔の水平変位も下端を不動点として整理している。ボーリング孔の下端部を通るような深いすべりは実際的には起こりにくいのでこの整理で問題ないと思われる。観測された変位は曲げ変形的である。改良体下端位置での水平変位は2cm程度で、それより2m下方では水平変位は発生していない。測点No. 47+10m地点の地盤改良杭の変位は後列ほど大きかった。本地点では前列のNo. 1の方がNo. 2より大きい。前述したようにNo. 1は改良体の杭間に設置しているので、杭間粘土が中抜けした可能性がある。図-6には孔内傾斜計と観測杭での観測結果を基にして作成した等水平変位量曲線を併記してある。これから曲げ変形が卓越していることが明らかである。

(3) 過大な変位が発生した原因の検討

通常の設計に基づいて必要安全率を確保して護岸改良工事を行ったにもかかわらず過大な変位が発生した。排土することによりかろうじて崩壊の発生は免れたが、変位は当初の予想を大きく超えるものであった。

過大な変位が発生した原因として改良率が小さかったこととその結果としてのくい式配置としたこと以外に、(1) CCP工法による改良体の強度不足、(2) 地盤改良時の攪拌による未改良地盤の強度低下、(3)

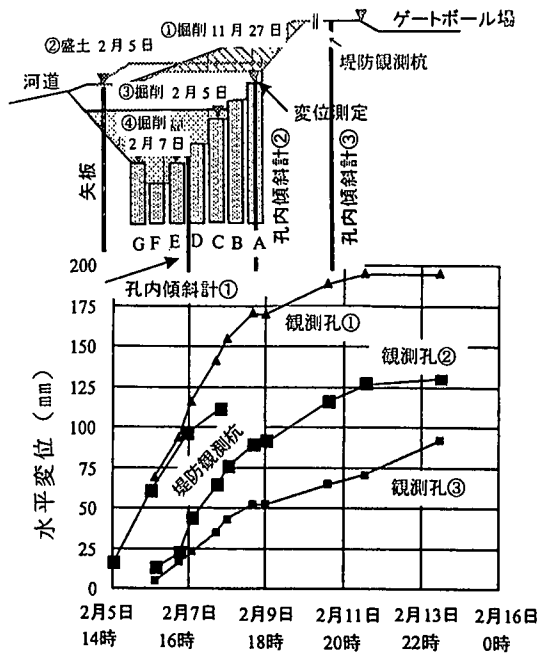


図-5 No. 48+10m地点の観測孔頭部および天端の水平変位の経時変化

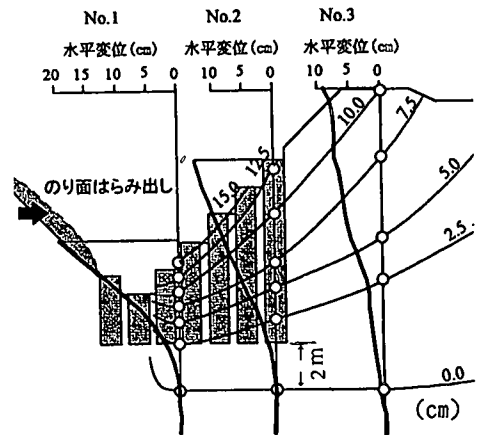


図-6 No. 48+10m地点の孔内傾斜計による観測結果と等水平変位量曲線(挿入式傾斜計による計測結果)

改良体の弾性的曲げ変形、(4) 粘性土地盤のクリープ変形などが考えられる。これら以外にも改良体の滑動や改良体全体を含むすべり破壊、改良体の回転などが考えられる。しかし、孔内傾斜計の観測結果からはこの両者の変形モードは考えられない。以下に個々の要因について検討を行う。

a) 改良体の強度不足

改良体の一軸圧縮強度の設計値は $q_u = 0.98 \text{ MPa}$ である。円弧すべり計算では、安全率 $F_s = 3.0$ を見込んだ下記の粘着力が設計に採用されている。

$$\text{粘着力 } C_u = (\text{一軸圧縮強度} / 2) \times \text{改良率} \div \text{安全率} =$$

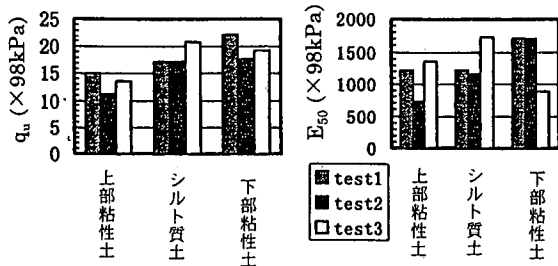


図-7 地盤改良後の一軸圧縮強度と変形係数

$$(980/2) \times 0.385 \div 3 = 62.72 \text{ kPa}$$

図-7に地盤改良後の q_u と変形係数 E_{s0} を示す。何れも材令28日の改良土で、3供試体の試験結果を示している。地盤改良前の粘着力 C は19.6~39.2kPa, 変形係数 E_{s0} は0.20~1.47MPa程度であったが、改良後は粘着力 C は0.54~1.08MPa, 変形係数 E_{s0} は70.5~169.5MPaになっている。改良前に比べて粘着力は28倍程度に、変形係数は100~300倍程度に改善されている。また、当初の目標値である $q_u=0.98\text{MPa}$ も十分クリアされている。以上より、地盤改良体は十分な強度を発揮しており、過大な変形要因として地盤改良体の強度不足は考えられない。

b) 地盤改良時の攪拌による未改良地盤の強度低下

CCP工法は、ボーリングマシンで所定の深さまで削孔した後、ロッド先端に取り付けられた特殊噴射装置から地盤硬化剤であるセメントミルクを高圧(19.6MPa)で噴出しながらロッドを所定の速度で回転しながら引き上げるにより、円柱状の固結体を造成し、それによって地盤改良を図る工法である⁴⁾。したがって、地盤改良時の地盤の攪拌によって非改良地盤の強度が施工前より低下していることが考えられる。

そこで、地盤改良後測点No.48地点のボーリング孔No.1とNo.2の地盤改良杭下端から0.5m付近の非改良部から不攪乱試料を採取し、一軸圧縮試験を実施した。試験結果を図-8に示す。これから地盤改良による攪拌により改良体下端の地盤の一軸圧縮強度が2~3割程度低下していることがわかる。このデータは改良体間の地盤の試験結果ではないが、全体的にこの程度の強度低下が起こっているとして粘性土掘削完了時の安全率をフェレニウス法により求めてみた。用いたせん断強度は $c_u = 0.026Z (\times 98\text{kPa})$ (Z :地表面からの深さm)で、得られた安全率は護岸工事の掘削計画断面で1.36であった。したがって、地盤改良による攪拌により粘性土地盤の強度低下が起こっていたとしても、それだけでは変状発生の原因を説明できない。

実際の地盤の安全率は更に大きいと考えられる。

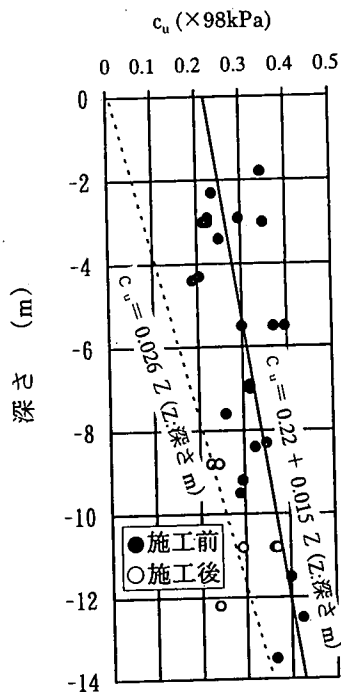


図-8 地盤改良前後の粘性土の一軸圧縮強度

それは、①すべり面全域で強度低下したせん断強度を用いているが、実際は全域では強度低下していないこと、②地盤改良後の非改良地盤のせん断強度として原点を通る直線を仮定しているが、当地盤の上部粘性土は地表部でも c を有しており、安全率は今回の計算結果よりも大きくなる。

以上のことから、改良体周辺の粘土地盤に強度低下はみられるが、これだけで今回の変状発生の原因を説明することはできないことが分かる。

c) 改良体の弾性的曲げ変形

孔内傾斜計による観測結果からすべり破壊的な変形ではないことが明らかになった。すなわちすべりに対する安全率が1.0を下回っているわけではない。本地区のCCP工法による地盤改良率は38.5%と少ない。このため、サンドイッチ状に残された非改良地盤の弾性変形および改良地盤を含む改良体全体の曲げ変形が発生することが予想される。そこで、今回の変状のどの程度が弾性変形によるものなのか検討してみた。

図-9のように改良体の背面に側圧(側圧係数0.8)が作用し、前面には合力が背面側圧に等しい地盤反力が等分布として作用するものとして弾性FEM解析を行った。解析に用いた改良体の弾性係数は、 $E=70.5\text{MPa}$ 、非改良部の弾性係数は $E=0.69\text{MPa}$ とした。非改良部は試験の平均値、改良部は最小値をとっている。

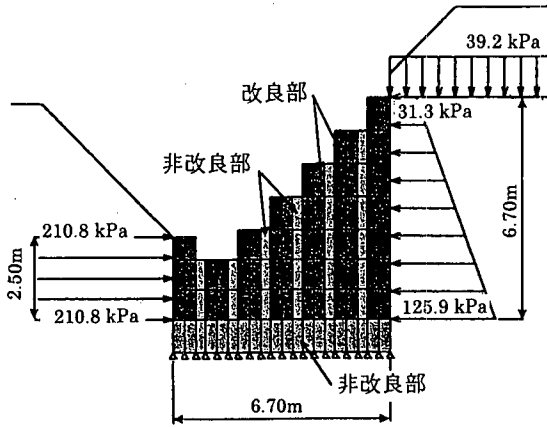


図-9 地盤改良体の弾性FEM解析モデル

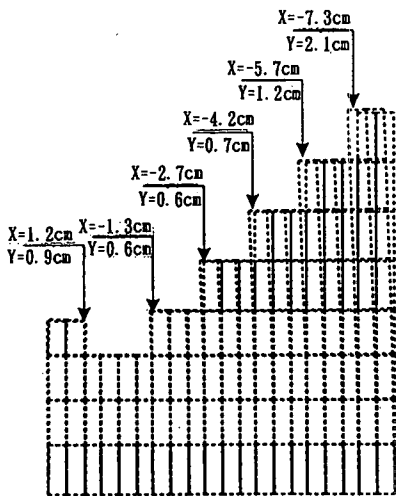


図-10 地盤改良体の弾性FEM解析結果

また、境界条件としては、下端はヒンジ固定で、改良部と非改良部は連続としている。

解析結果を図-10に示す。実測値では最大20cm程度の水平変位が観測されたのに対して、解析では7.3cm程度と今回の変状を十分には説明できていない。しかし、前述したように杭間粘土は地盤改良に伴う乱れにより若干強度低下が起り、弾性係数も実際は低下していることを考慮すると解析値は7.3cmより少しは大きくなる。図-6に示した等水平変位量曲線からも弾性的な曲げ変形が今回の変位の一つの要因であることが伺える。

d) 粘性土地盤のクリープ変形

当該地盤が当初の予想をはるかに超える過大な変位を生じた原因として、粘性土地盤のクリープ変形の可能性も考えられる。そこで、宇治川粘性土地盤のクリープ特性を明らかにするため、クリープ試験

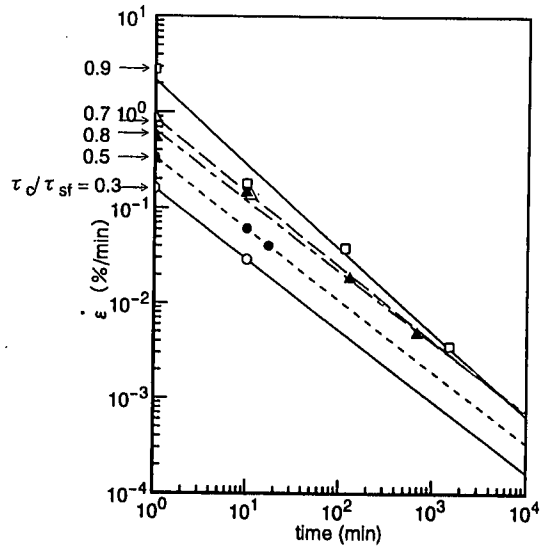


図-11 ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ と時間 t の関係

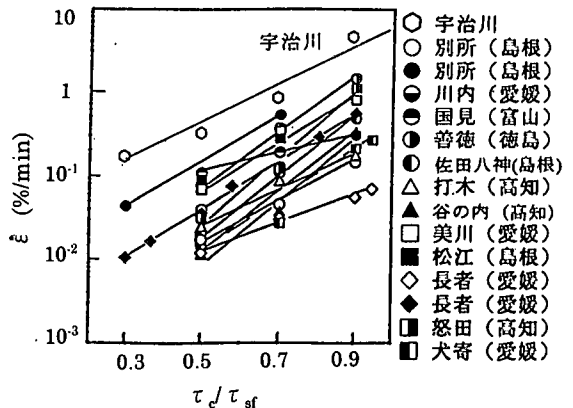


図-12 $t=1\text{min}$ の時のひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ と応力比 τ_c/τ_{sf} の関係

(圧密非排水三軸クリープ試験)を実施した。

使用した供試体は不かく乱ならびにそれを繰り返し再圧密したものである。クリープ試験は圧密圧力196kPaで圧縮した後、非排水状態で静的せん断強度 τ_{sf} の0.3倍、0.5倍、0.7倍、0.8倍、0.9倍、0.95倍のクリープ荷重 τ_c を載荷した。なお、不かく乱供試体の τ_{sf} は別に行った三軸圧縮試験により求めたが、 $\tau_{sf}=98\text{kPa}$ である。

図-11に各載荷段階におけるひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ と時間 t の関係を、また、図-12に $t=1\text{min}$ の時の $\dot{\epsilon}$ と応力比の関係を示す。ここで、応力比は τ_c/τ_{sf} である。図には全国の地すべり地のすべり面粘性土の試験結果も併記してある⁵⁾。いずれの試料も $\log \dot{\epsilon}$ と応力比の関係は、直線関係にあることがわかる。宇

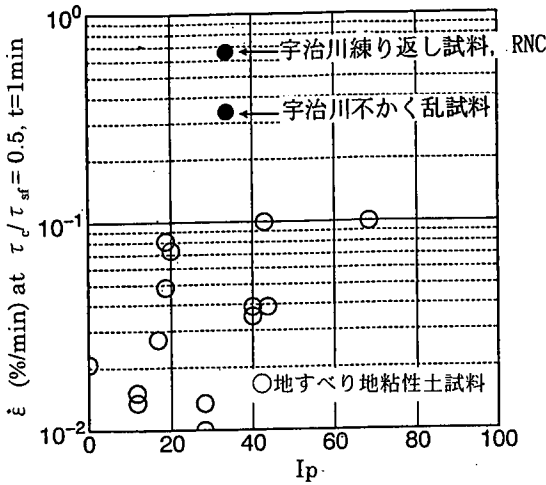


図-13 $\tau_c/\tau_{sf}=0.5$, $t=1\text{min}$ におけるひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ と塑性指数 I_p の関係

治川粘性土の応力比の変化に伴うひずみ速度の変化は、応力比が0.7から0.8に変化するとひずみ速度は約1.54倍、0.7から0.9に変化するとひずみ速度は約2.64倍となる。宇治川の試料と地すべり地のそれを比べると何れの応力比でも宇治川の粘性土のひずみ速度がかなり大きい。

図-13に $\tau_c/\tau_{sf}=0.5$ で、 $t=1\text{min}$ におけるひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ と塑性指数 I_p の関係を示す。図中の白丸は、図-12に示した全国の地すべり地のすべり面の粘土の試験結果である。また、RNCは不かく乱試料を練り返し、再圧密した供試体を意味している。地すべり地の粘性土にはスメクタイトを多量に含む第三紀層地すべり地のものが含まれている。第三紀層地すべり地は、年間のクリープ的な移動が何mにも達している。宇治川の粘性土は地すべり地の最も大きなひずみ速度を持つ粘性土と比べても3.5倍程度大きい。通常の地すべり地の粘性土のそれと比べると10倍以上も大きい。これから、当該地区では、僅かの応力変化で顕著なクリープ変形が発生することが予想される。なお、宇治川の粘性土が卓越したクリープ特性を示す理由は不明である。以上より、宇治川の粘性土地盤はクリープ特性が異常に卓越した地盤であることが明らかになった。したがって、当該地盤の過大な変位の原因として粘性土のクリープの影響が極めて大きいと考えられる。掘削に伴う地盤変形を粘弾塑性解析などの数値解析によって予測することは可能であるが、本対象地では応力履歴が不明なこともありあまり実用的とはいえない。実際の設計では、クリープ変形の影響を考慮し低減したせん断強度、例えば上限降伏値のようなものを用いることも考えられる。なお、クリープ試験から求められ

た上限値は静的強度の0.7倍程度である。

以上、幾つかの要因について検討を行ったが、大変形が発生したことを完全に説明することはできなかった。事前の安定計算では必要安全率を確保できていたが、結果として大変形が発生したことから、改良率が小さくてくい式配置となったことにより、改良体の強度と剛性が不足したことに問題があったと考えられる。

4. 平成8年度護岸工事の概要²⁾

(1) 地盤改良工法

平成7年度護岸工事の変状に対する検討の結果、改良率が小さく、くい式配置とした改良体の剛性と強度の不足がかなり影響している可能性が高いことが明らかになった。そこで、平成8年度の護岸工事では改良体を杭式からブロック式に変更して、剛性を増すこととした。改良域は安定解析により完成河道の安全率が1.20となる断面とした。なお、安定解析に際してクリープ特性の卓越した地盤であることを考慮して、実験により求めたせん断強度 $c_u = 0.22 + 0.015Z (\times 98\text{kPa})$ を2割低減した設計せん断強度 $c_{u'} = 0.176 + 0.012Z (\times 98\text{kPa})$ を用いている。

地盤改良工法は平成7年度と同様にCCP工法で、地盤改良範囲は安定解析結果を元に図-14に示すとおりとした。なお、求められた安全率は図-14の断面で1.48であり、将来河道を掘り下げた完成河道断面で安全率が1.20となるように設計している。改良杭の直径は平成7年度工事と同様に0.7mであるが、改良率を68.7% (平成7年度は38.5%) に高めている。ただし、改良杭は8列とし、平成7年度より一列増やしているが、改良幅は5.6mであり0.9m減少している。改良体の設計圧縮強度は平成7年度と同じ $q_u = 0.98\text{MPa}$ である。

ブロック式にした場合の変位量を平成7年度と同様の弾性FEMによる局所解析により求めた。図-15に解析モデルを示す。改良杭は直径70cmの円形断面であるが、2次元解析とするため円形断面と等価な曲げ剛性を有する幅0.7m、奥行き長1.0mの長方形断面に換算して計算した。また、変形係数は改良体が70.5MPa (長方形換算値41.2)、改良体底面下部の地盤のそれを0.69MPaとした。その結果、水平変位が最大でも2.4cmと十分な許容範囲内であった。なお、剛体と仮定した改良体の滑動と転倒に対する安全率は1.2以上、支持力に対しては3.0以上あることを確認している。

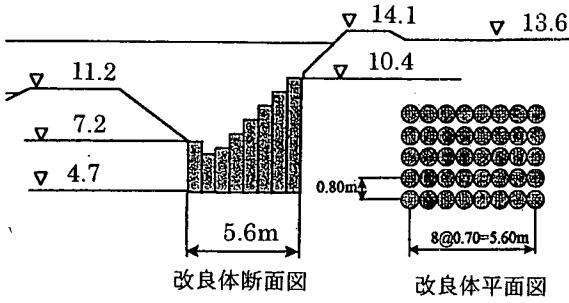


図-14 地盤改良体の縦断面図ならびに平面構造

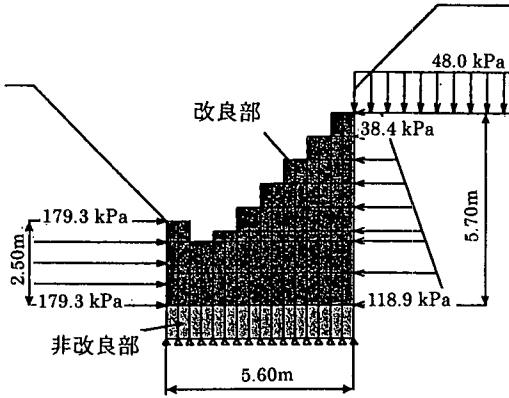


図-15 平成8年度地盤改良体の弾性FEM解析モデル

(2) 変位観測結果

変位観測は図-16の平面図に示すように、当初はNo. 52+10mの地点で孔内傾斜計を5箇所設置して行った。しかし、10月14日に未改良部ののり面で小崩壊が発生したので、10月16日以降No. 52, No. 52+10m, No. 53の各位置で7本の観測杭を設置して地表面変位の観測を行った。

掘削期間中における孔内傾斜計設置地点の地盤表面の水平変位の挙動を図-17に示す。また、掘削が完了し、変位も停止した10月28日における孔内傾斜計の観測結果を図-18に示す。図-18にはのり面の崩壊面を併記してある。Bor. 1は、10月8日に約50mm左岸側に変位し、以後の変位増加は見られない。8日の変位は工事用道路の盛土を施工したときに発生したものであり、掘削には関係ない。Bor. 2は最終的に約50mm右岸側に変位している。これは南側のり面掘削に伴う地盤変位と考えられる。10月18日～21日の間では、左岸側の変位が認められるが、北側のり面頭部を排土した土が掘削面に堆積したことによるもので、掘削に伴う変位ではない。Bor. 3は10月13日に左岸側へ5mm程度の変位を生じた。これは図-18に示す北側のり面の非改良部崩壊の影響である。その後、掘削が進んでも変位は増加していない。Bor. 4

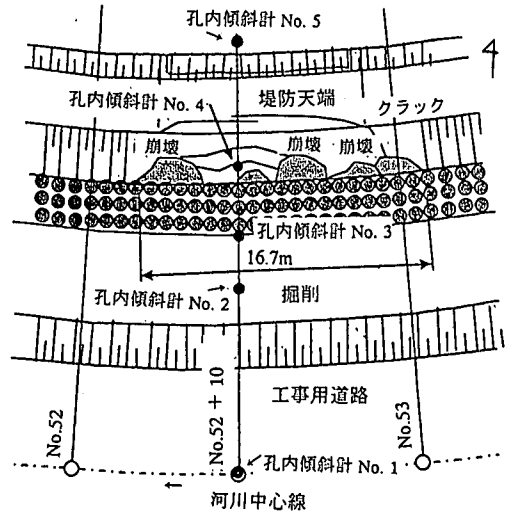


図-16 小崩壊発生箇所の平面図ならびに孔内傾斜計の設置位置

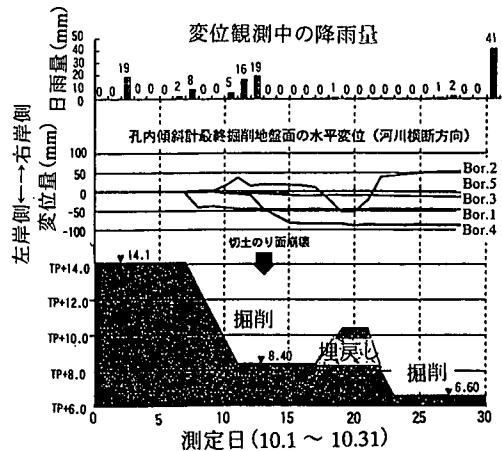


図-17 孔内傾斜計頭部の水平変位の経時変化ならびに変位観測中の降雨量 Sta. No. 52+10m

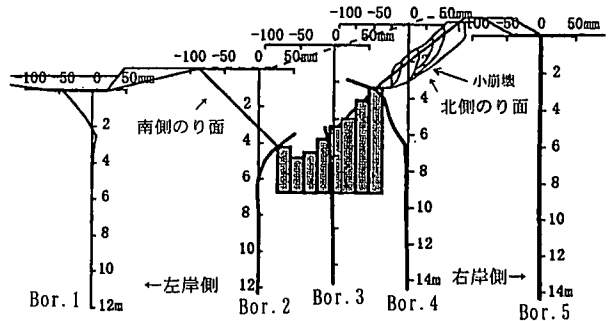


図-18 孔内傾斜計による地盤の水平変位の観測結果と堤体の崩壊断面

は10月13日に変位が急激に発生し、17日には左岸側へ70mm変位した。これも北側のり面の非改良部の崩壊の影響である。のり面崩壊時に、この位置の測定管が抑止杭の役割を果たしており、すべり土塊の重量で大きく変化した。のり面を緩勾配で切り直した後は、変位が増加することはなかった。Bor. 5では変位は認められない。のり面崩壊時にも変位が認められなかった。

10月16日以降に観測が行われた観測杭による地表面の変位観測結果については図示していないが、河道方向、鉛直上向き方向の何れとも8mm以下と僅かの変位であった。

なお、図-17で10月17日～21日にかけて2mほど埋め戻しをしているが、これは小崩壊に続く大規模な崩壊の発生を危惧したためである。変位観測に基づき大規模な崩壊の発生のおそれがないことを確認してから掘削を再開している。

以上のことから、小崩壊による変位を除くと10～20mm程度の変位しか発生しておらず、弾性解析による事前予測でほぼ評価できていることがわかる。これから今回の設計法と対策工の妥当性が確認された。したがって、今後の護岸工事に対してはブロック式改良を用いるが、過去何度も問題を引き起こした地盤であることを考慮して観測施工を原則とすることとした。

なお、地盤の変形挙動には降雨量が影響すると考えられるので簡単に述べておく。平成7年度工事においてはクラック発生日前の10日間で1mmの降雨があっただけであり、降雨が大変位発生の要因ではない。平成8年度工事では図-17に示すように小崩壊発生前の10日間に総計69mmの降雨が記録されており、これが表層の小崩壊を誘発したと考えられる。

5. あとがき

本報告は軟弱地盤上の護岸改修工事に伴う堤体の変位の概要と機構について検討を行ったものである。得られた結論を平成7年度工事と8年度工事に分けて示すと次のようである。なお、1)～5)は平成7年度工事の検討結果から得た結論である。

- 1) 孔内傾斜計による観測の結果、明瞭なすべり面を持つすべりは発生していないことが分かった。したがって、すべりに対する安全率は1.0を切っていないと考えられる。
- 2) CCP工法により改良した改良体の強度は設計強

度を十分に上回っており、改良体の強度不足が原因している可能性はない。

- 3) 地盤改良時の改良体下端部の地盤では強度低下が起こっている。しかし、この強度定数を用いて安定計算を行っても安全率は1.0より大きく、地盤の強度低下が変状発生の主要因ではない。
- 4) 対象地盤の粘性土のクリープひずみ速度は第三紀層の地すべり地の粘性土のそれよりも大きく、クリープ変形が卓越した地盤であることが特色である。また、クリープ変形による上限降伏値は静的破壊強度の7割程度である。したがって、クリープ変形が卓越している本地盤の設計強度に関しては、クリープの影響による低減率を考慮する必要がある。
- 5) 掘削に伴う堤体の変位の主要因としては、改良率が小さくて、くい式配置となったことによる改良体の剛性ならびに強度の不足にある。そこで、対策として改良率を高めることとクリープ変形が卓越している土であることを考慮して設計にはクリープ破壊降伏強度を用いることなどが考えられる。
- 6) 平成8年度の工事に際しては、前年度の検討結果を参考にして改良体を杭式からブロック式に変更することにより剛性を増した。その結果、問題となるような変状は発生せず、設計法と対策工の妥当性が確認された。

謝辞：本研究の実験の一部は愛媛大学工学部土木海洋工学科の卒業生諸氏にお世話になった。記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 四国地建高知工事事務所：平成7年度宇治川地質解析業務委託成果報告書、1996。
- 2) 四国地建高知工事事務所：平成8年度宇治川地質解析業務委託成果報告書、1997。
- 3) 矢田部龍一、八木則男、榎明潔：破碎帯地すべり粘土の力学特性、土木学会論文集、第406号/Ⅲ-11, pp. 43-51, 1989。
- 4) 実用軟弱地盤対策技術総覧編集委員会編：第11章、第4節、高圧噴射攪拌工法、pp. 801-806, 1993。
- 5) 矢田部龍一、八木則男、松村真一郎：地すべり地の粘性土の非排水クリープ特性に関する一考察、第31回地盤工学研究発表会発表講演集、pp. 2009-2010, 1996。

(1997.9.11受付)

CONSIDERATION ON MECHANISM OF DEFORMATION DUE TO SOIL EXCAVATION IN SOFT CLAY

Yoshihiro MAENAKA, Takeshi USHIRO, Norio YAGI and Ryuichi YATABE

The deformations were observed over wide range when the soil excavation works were conducted in the soft clay. To make clear a mechanism of this deformation and to investigate a countermeasure work, the creep tests and deformation analysis by the FEM were carried out. From these tests and analysis following results could be drawn. A creep deformation of the clay takes large part and creep strength is 60 or 70 % of the peak strength from the triaxial test. The CCP method was adopted as the countermeasure work. It is clear from the FEM analysis considering the creep characteristics that a bigger rigidity of the CCP is necessary to stop the deformation.