

(16) 鉄筋補強土工法による風化花崗岩の山留め工試験工事

本州四国連絡橋公団今治工事事務所	第三工事長	白石 哲磨
同 上	第三工事長付	平井 良樹
日本建設機械化協会建設機械化研究所	主任研究員	石川 計臣
同 上	専門研究員	○横沢圭一郎

Full scale field test work on virtical cutting with steel bar reinforcement method

Tetuma SHIRAISHI, Honshu-Shikoku Bridge Authority
Yoshiki HIRAI, Honshu-Shikoku Bridge Authority
Kazuomi ISHIKAWA, Japan Construction Method and Machinery Research Institute
Keiichiro YOKOZAWA, Japan Construction Method and Machinery Research Institute

Abstract

Full scale field test work on virtical cutting with steel bar reinforcement method was carried out. This excavation method has been chosen for the ground substructure work of Kurushima Bridge, one of the Honshu-Shikoku Bridge, in order to minimize the change of surrounding landscape. Virtical cutting of 25 meters in maximum height was executed for weathered granite, reinforcing the cut surface with long-full bonded rock bolts and shotcrete.

Various measuement were conducted in respect to the effect of reinforcement and the safety of construction. This report introduces the outline of this experimental execution and the result of measurement.

1. はじめに

本州四国連絡橋公団(以降は公団と略称)が計画している西瀬戸自動車道・来島大橋は、瀬戸内海国立公園の景勝地・来島海峡に架かる橋梁であり、陸上部の橋梁下部工は、ほとんど第2種特別地域に構築されることになる。そのため、構造物掘削は直切り山留め工法等によって地形改変を極力抑える必要がある。

公団は、この山留め工法として施工性・経済性に優れている「鉄筋補強土工法」に着目した。しかし、同工法は施工実績が少なく、設計法も確立されていないうえ、山留め高さが20m以上という大規模施工となるため、現地地質(風化花崗岩)に対する適用性が懸念された。そこで、このような問題点を解明するために、事前に試験工事を行うことにした。

試験は、本工事と同一地質が分布する愛媛県今治市において、昭和63年12月から平成元年7月までの間実施した。その結果多くの情報は得られたが、本報告では試験概要と計測結果を主体に報告する。

2. 地 質

対象地質は、領家帯の風化花崗岩であり、公団の岩盤区分D級を主体とした試験工事である。山留め工の設計およびFEM事前解析では表-1に示した公団の橋梁下部工設計時に用いる地盤定数を基に行った。ただし、D級岩盤は $D_L \sim D_H$ の3つに区分せず、 D_M で代表させた。

掘削後に観察した壁面の地質および岩盤区分の分布状況は、図-1に示すとおりであり、計画時の岩盤区分の分布状況とはほぼ合っていた。最も高い試験体(直高25m)には、断層と粘土化した強風化珩岩(来島貫入岩類)が斜めに分布していることも明らかになり、非常にすべり易い状況にあったことを物語っている。

表-1 橋梁下部工の設計地盤定数

定数項目	単位体積重量 γ (g/cm^3)	粘着力 C (kg/cm^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	弾性係数 E (kg/cm^2)	ポアソン比 ν
岩盤区分					
D _L	2.0	0.1	30	150	0.42
D _M	2.1	0.5	35	750	0.40
D _H	2.2	1.0	37	1,500	0.38
C _L	2.3	3.0	40	3,000	0.35
C _M	2.35	4.5	40	6,000	0.33
C _H	2.4	7.0	45	12,000	0.30

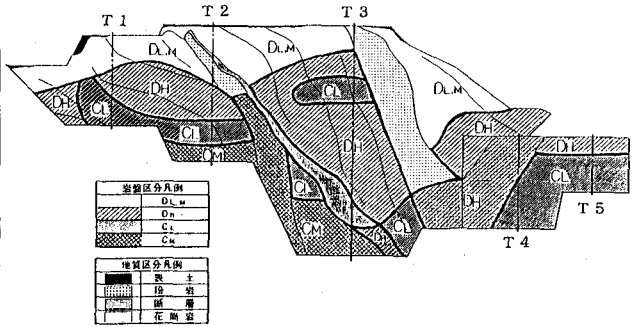


図-1 試験体壁面の地質および岩盤区分

3. 試験体の構造

鉄筋補強土工法による山留め工の基本構造は鉄筋(ロックボルト)と吹付けコンクリートを主たる補強材(山留め高さが高い場合にはH鋼杭を併用)とした単純な構造体である。

試験体は本工事と同一の規模とし、試験ヤードの立地条件と地質条件を考慮したうえ、限られた範囲に表-2に示す5種類の試験体(以降T1~T5と略称)を計画・設計した。なお、T3は山留め高さが高いので、鉄筋に加えて鉄骨を壁面後方1.5mの位置に配置した。また、T2とT3には安全対策として、許容変位量を越えた際に作用するアンカーを設計した。T4、T5(T1~T3直交方向)は鉄筋の補強効果を確認するために、T1~T2に比して打設間隔を広くした試験体である。

試験体T1~T3の正面図を図-2、主計測断面図を図-3に示す。ただし、図-2と図-3は施工後の完成図であるため、表-2の補強材の諸元と若干異なっている。

表-2 各試験体の補強材の諸元(計画時)

試験体 No.	T1	T2	T3	T4	T5
山留め高さ	10m	15m	25m	10m	6m
鉄筋長	5m	7m	10m	10m	5m
打設間隔	鉛直	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m
	水平	1.5m	1.0m	2.0m	2.0m
受持面積	2.25㎡	1.5㎡	3.0㎡	3.0㎡	3.0㎡
鉄骨有無	無	無	有	無	無
アンカー本数	—	2本	13本	—	—
アンカー長	—	16m	16~20m	—	—

注)① 吹付厚は10cm、金網有り。

② 鉄筋は異形棒鋼(SD35D25)、鉄骨はH鋼杭(H-300)。

③ 鉄筋の打設角度は、下向き5°を標準。

④ アンカーはPC鋼棒(D32)を使用。

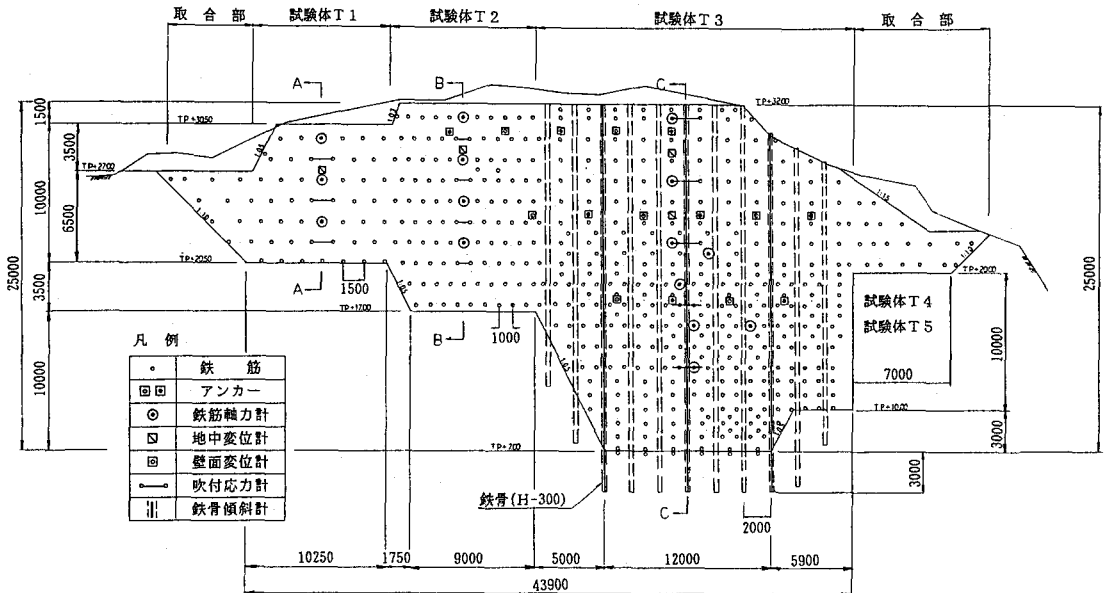
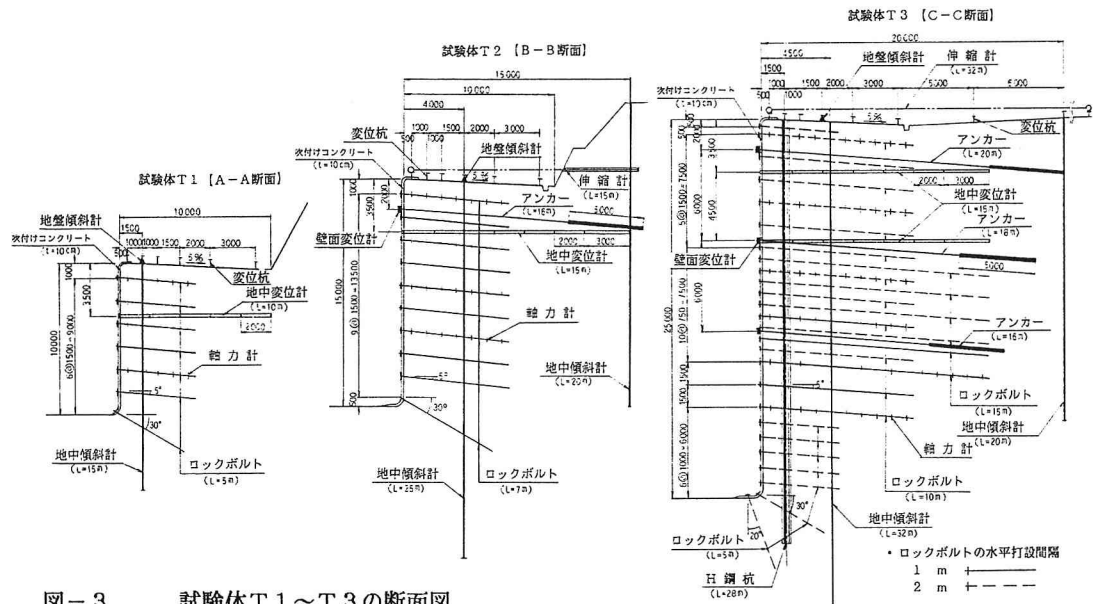


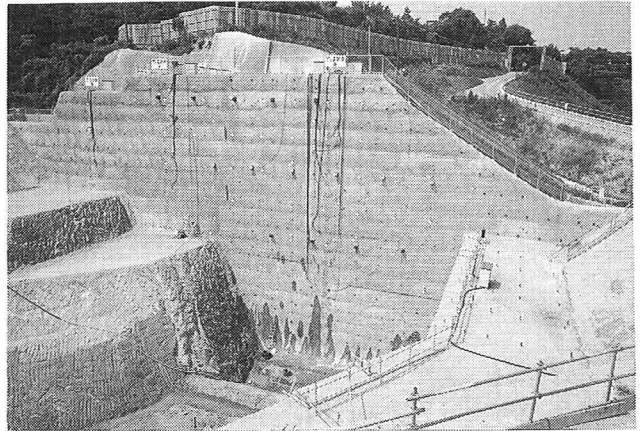
図-2 試験体T1~T3の正面図



図－3 試験体T1～T3の断面図

4. 施工

施工方法は①掘削工②吹付け工③ロックボルト工の順に施工し、①～③の作業サイクルを繰返ししながら、各試験体を所定高さまで施工した。なお、T3のH鋼杭は掘削に先立ち打設した。施工では極力地山の変形を抑えるように、1回当りの単位掘削高さを標準1.5mとし、一次掘削(壁面より5mまで)と二次掘削に分けたうえ、二次掘削と吹付けは同日に行うような工程管理を行った。さらに、地山変位と補強材の応力に管理値を定め、計測による日常安全管理体制をしいて情報化施工を行った。なお、底部にC_mの硬岩が出現したが、全て機械で掘削した。



写真－1 山留め工完成後の全景

その結果、T3以外は計画どおり工事が完了したが、T3は断層と強風化珩岩の影響により、途中段階で設計変更を行い、鉄筋を長くして打設間隔を密(1回の掘削高さを1mにしたり、水平間隔を縮めた)にしたうえ、補助工法(斜め打ちの鉄筋)を施すなどして2.5mの工事を無事完了した(写真－1参照)。

5. 計測

(1) 計測内容

計測は各試験体ともほぼ中央に主計測断面を設け、表－3に記すような計測を行った。計器の設置位置は図－1と図－2に示したとおりである。

(2) 計測結果

① T1～T3の主計測における肩部の変位を図－4に示したが、掘削深さ9.3m時の変位量を比較す

ると、T3が23mm、T1

が14mm、T2が11mmという順に少なくなっている。この原因としては、鉄筋の長さや打設密度および地質の相違や原地形の形状等が考えられる。

② 壁面変位は、掘削時に変位が発生してそ

の後収束する傾向を示すが、いずれも掘削が深くなるに従い、図-4のように変位が推移する。その変位量としては、掘削1m当り1～2mm程度であった。

③ 図-4のT3の初期掘削に変位量が多いのは、主計測に強風化珩岩が分布していたためであり、風化花崗岩のみの測点による同位置の変位は最終掘削時で平均23mmであった。また、掘削が深くなるに従い、変位増分が少ないのは鉄筋の打設間隔を密にしたことと20m以深の地質が良くなったためである。

④ T1～T3について、1.5mの単位掘削の際に発生した地中のひずみ増分を図化した一例が図-5である。同図より、ひずみ増分が多いのは、壁面最下部から上方へほぼ45°の方向となっており、その範囲内に入ってしまった変位計および鉄筋軸力計にはほとんどひずみ増分が見られない。このように地山は、掘削が深くなるに従って変形する範囲も徐々に後方へ移行していく。

表-3 各試験体の計測内容

計測項目	測定方法	手動/自動	T1	T2	T3	T4	T5
地表面変位	変位杭測量	○	18点	18点	38点	15点	15点
	伸縮計	○	—	1測線	1測線	—	—
	地盤傾斜計	○	1箇所	1箇所	1箇所	—	—
壁面変位	光波測量	○	11点	15点	49点	10点	9点
	アンカー変位計	○	—	1箇所	7箇所	—	—
地中変位	地中水平変位計	○	1箇所	1箇所	2箇所	1箇所	—
	挿入式傾斜計	○	1箇所	2箇所	6箇所	1箇所	1箇所
鉄筋軸力	鉄筋軸力計	○	3本	4本	8本	3本	1本
H鋼杭応力	ひずみゲージ	○	—	—	1本	—	—
壁面応力	吹付け応力計	○	3箇所	4箇所	5箇所	—	—

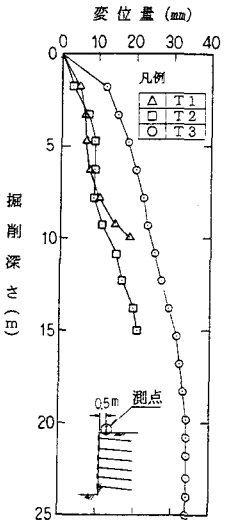


図-4 肩部の変位量

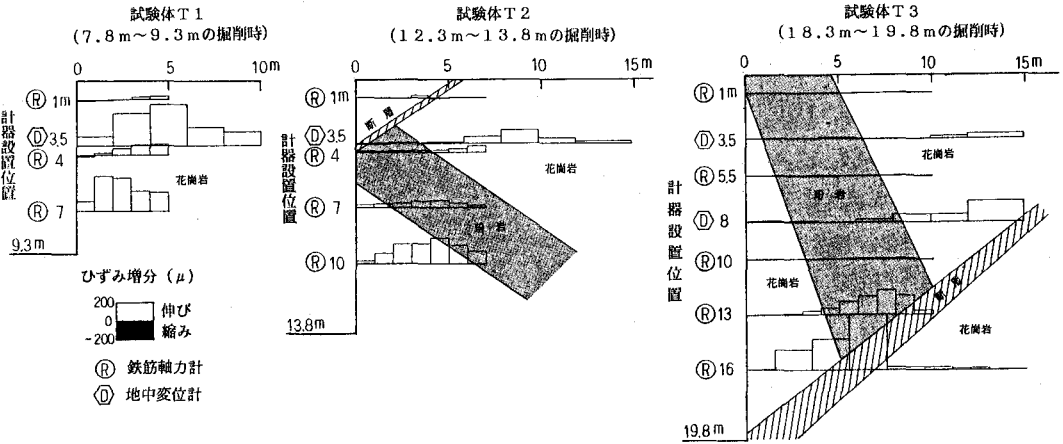


図-5 単位掘削時(1.5m)の地中ひずみの増分

⑤ 図-6に示したT1～T3の最終掘削後の軸力分布より、T1、T2の軸力はいずれも管理基準値の10tf以内に収まっている。したがって、D級の風化花崗岩で山留め高さ15m程度までは、顕著な断層や強風化帯がない場合には、当初の設計でほぼ問題ないことが判明した。T3の軸力は、山留め高さ10mまでの鉄筋は10tf以下であるが、13m以深の軸力は10tf以上となり最大20tfにも達した。このように、大きな軸力が発生した要因としては、断層と強風化珩岩の影響と考えている。軸力が大きくなったことに対しては、計測管理により予め耐力のあるツイストボルトに変更したうえ、鉄筋の打設間隔を密(3㎡/本→1㎡/本に変更)にして対処した。なお、鉄筋には断層以外にはほとんど曲げモーメントが作用せず引張力だけであった。また、H鋼杭は補強効果が有ることが確認できたが、定量的な評価までには至らなかった。

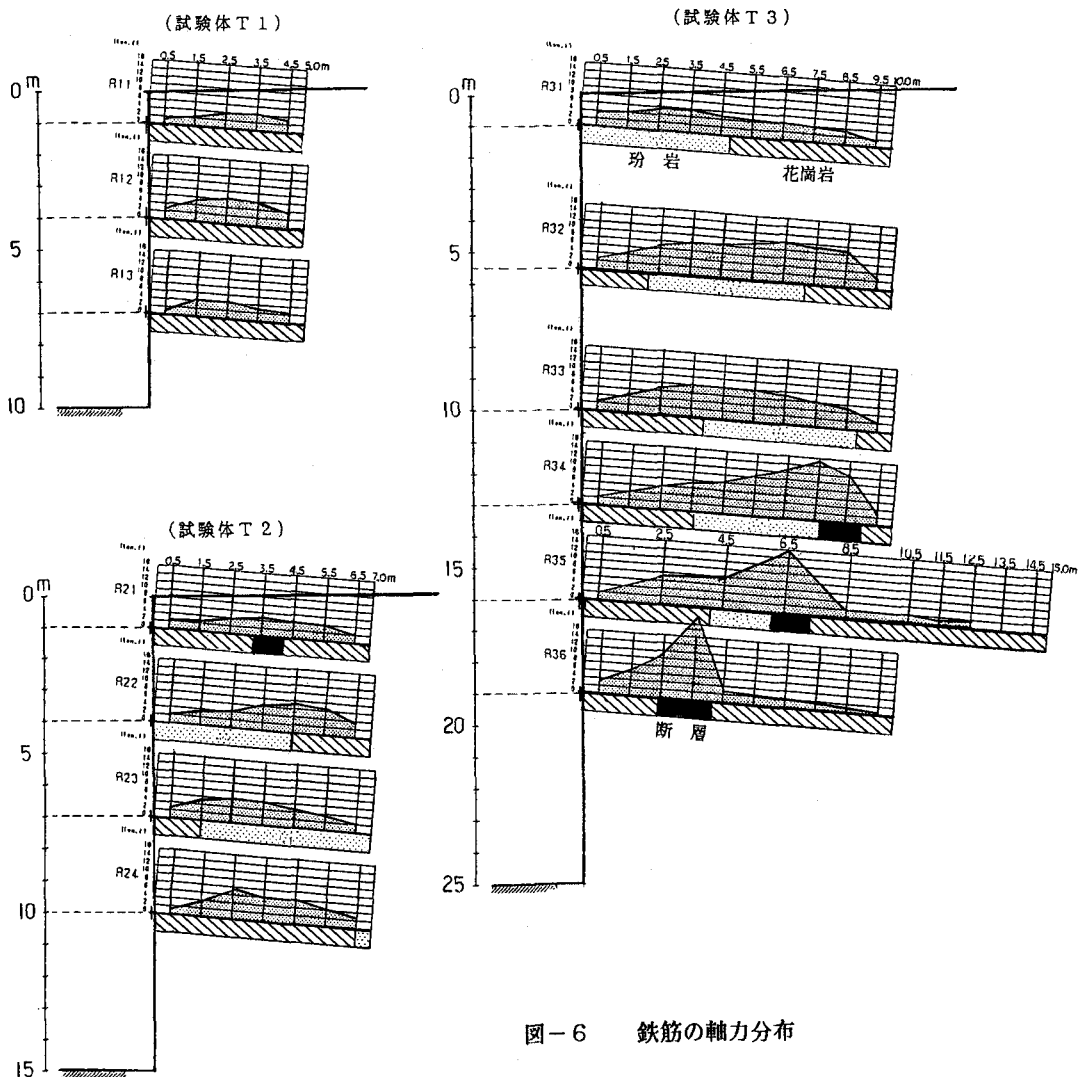


図-6 鉄筋の軸力分布

6. おわりに

鉄筋補強土工法は、最近切土斜面などにも採用されるようになり、施工実績も徐々に増えてはいるが、今回の試験工事のように直切りの山留め工に採用した例は少なく、まして25mの高さというのは国内では今までに例がないはずである。したがって、試験工事と言えども必ずしも順調であったわけではなく、鉄筋にはかなり大きな軸力が発生した。このような際にも、地山の変形等を計測によつて的確に把握し、変形を極力抑えるようにして施工する高度な技術が必要であると思われる。

試験工事によって、同工法の設計・施工の方針をほぼまとめることはできたと考えている。しかし、多くの計測結果を整理・解析すると未解決な部分もあり、問題点も残されているので、その点は、今後の実績等を基にして検討したいと考えている。