

竹割り型掘削工法の設計と施工について

—第二東名高速道路巴川橋下部工工事—

浜野 孝* 坂部光彦* 岩波 基**

第二東名高速道路巴川橋（下部工）工事は、猿田川橋と巴川橋とを上下線あわせて12橋脚施工するもので、このうち猿田川橋P6上下線の橋脚基礎の構造物掘削工において竹割り型掘削工法を採用した。竹割り型掘削工法の施工実績は数例あるが、本工事は2001年11月に制定された「竹割り型構造物掘削 設計・施工マニュアル」¹⁾に基づいて設計および施工が行われた初めての工事である。本報文は、工事概要、設計の概要、および、施工時の計測結果について報告するものである。

キーワード：竹割り型掘削工法，地山補強土工，リングビーム

1. はじめに

現東名・名神高速道路は、昭和44年5月の全線開通以来、国土の基幹交通を担う大動脈として、産業・文化・経済に大きく貢献してきた。しかし近年、経済の急速な発展に伴って物流・移動の主体が自動車にシフトしたことで交通量が増大し、ほぼ全線にわたり混雑が顕著となってきた。その結果、一部区間では慢性的な交通渋滞も発生するなど本来の高速性・定時性の低下を来している。そのため、近い将来ますます増大する交通需要への対応が困難となることが予想された。これらの問題点に対応するとともに、現東名・名神高速道路と一体となって将来における一層の高速交通機能の確保及び交通需要増大に応える新たなルート的高速道路として、また現東名・名神高速道路との適切な交通機能の分担と高度信頼性及び相互代替性確保の一環として第二東名・名神高速道路が計画されたのである。

第二東名巴川橋（下部工）工事は、第二東名のうち静岡県静岡市において、12基の橋脚と3基の橋台を施工する橋梁下部工事を主体とするものである。そのうち、猿

田川橋 P6 橋脚は、当初、のり面勾配 1 : 0.3 で、鉄筋補強土工によって深礎杭頭部まで掘削する計画であった。しかし、施工箇所の地山の勾配が 44° の急斜面で、かつ、土砂部及び強風化岩部の層が厚いことから、表層の土砂部が安定する勾配で掘削するには、その範囲が多くなるため、竹割り型掘削工法を採用し掘削範囲を小さくすることとした。なお、本工事は 2001 年 11 月に制定された「設計・施工マニュアル」に基づき、設計と施工が行われた最初の工事である。本報文は、工事概要及び設計の概要、そして、施工時の計測結果について報告するものである。

2. 工事概要

第二東名巴川橋（下部工）工事の全体概要を以下に記す。また、Photo. 1 に猿田川橋、巴川橋の工事完成予想図を、Photo. 2 に竹割り型掘削工法の施工状況を示す。

工事名：第二東名高速道路 巴川橋（下部工）工事
発注者：日本道路公団 静岡建設局



Photo. 1 第二東名 猿田川橋（左）、巴川橋（右）工事完成予想図

* 名古屋支店 土木事業部

** 土木事業本部 土木設計部 地質・基礎グループ

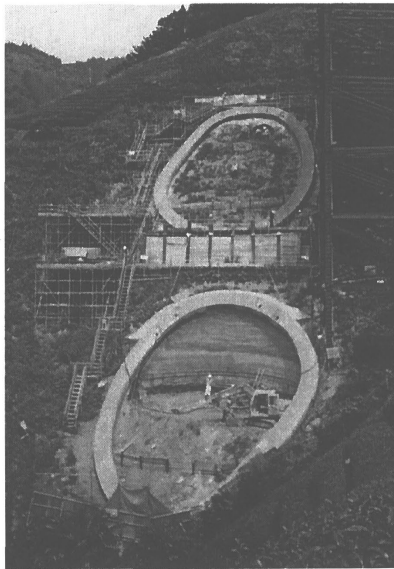


Photo. 2 深礎杭竹割り部の施工状況

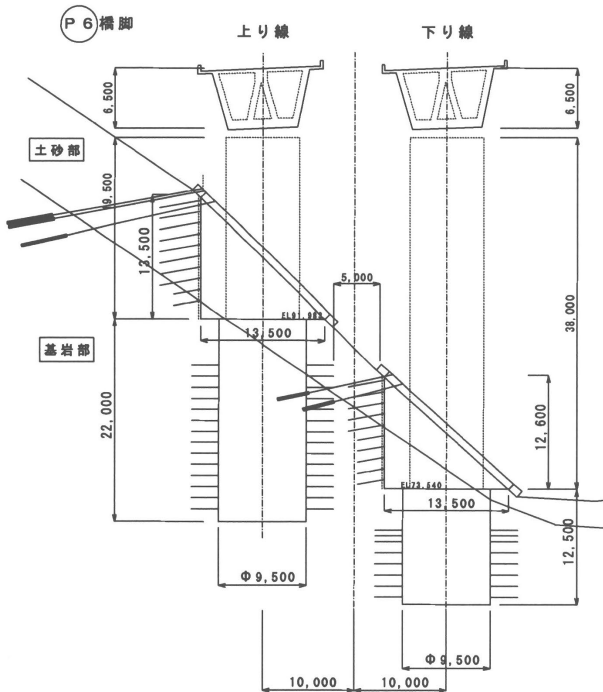


Fig. 1 P6 橋脚断面図

工事場所：静岡県 静岡市

工期：平成 12 年 3 月 23 日～平成 15 年 3 月 27 日

(1,100 日間)

請負者：株式会社熊谷組・株式会社本間組共同企業体

工事内容及び工事数量

①工事延長：総延長 828m (土工延長 65m, 橋梁延長 763m)

②本線幅員：土工部 16.5m×2, 橋梁部 16.5～20.00m

③主要工種

(1)橋脚工：12 基 (上下線) うち鋼管・コンクリート

複合構造橋脚 8 基

基礎, 深礎杭 $\phi 9.5 \sim 11.0\text{m}$ $L=12.5 \sim 24.0\text{m}$ 12 本
 躯体, $W8.55 \sim 8.00 \times B6.00 \sim 4.50\text{m}$ $H=19.5 \sim 72.0\text{m}$
 (下部工工事施工範囲は, 仕上がり高さより 5m 下がり)

(2)橋台工：3 基 (上下線)

基礎, 単列深礎杭 $\phi 3.0\text{m}$ $L=12.5 \sim 19.0\text{m}$ 12 本

(3)土工：土工量合計 77,400 m^3

(4)栈橋・構台工： $W=6.0\text{m}$, $L=400\text{m}$

(5)その他：用排水工 1,400m, 側道 100m など

このうち, 猿田川橋 P6 橋脚の上下線基礎工事において, 竹割り型掘削工法を採用した。Fig. 1 に断面図を示す。

3. 設計概要

3. 1 設計の考え方

「竹割り型構造物掘削 設計・施工マニュアル」¹⁾ (以下, 本マニュアルという) の適用規模は, 掘削直高さが 5m を超えて, 18m 以下で, かつ, 掘削直径が 18m までである。

設計フローを Fig. 2 に示す。また, 各部位の設計について以下に概略を述べる。

3. 1. 1 吹付けコンクリートの設計

本工法においては, 吹付けコンクリートを土圧に抵抗し, かつ, 地山の保護を目的とした部材として設置する。その仕様は, 本マニュアルにおいて, 設計基準強度 $\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ とし, 掘削高が 5～10m の場合はコンクリート厚さが 200mm, 鉄筋が D19ctc300, 掘削高が 10～18m の場合は, コンクリート厚さが 250mm, 鉄筋が D22ctc300 と規定されている。

3. 1. 2 補強材の設計

補強材は, 地山と一体化してその安定性を向上させることと, 地山の变形を抑制することを目的として設置する。その仕様は, 標準の鉄筋径が D25 で, 水平方向の間隔を 1.0m, 鉛直方向の間隔を 1.2m としている。また, 土砂部の補強材長さは掘削高さに対する比率で規定されており, 土砂部の掘削高さが全掘削高さの半分以上を占める場合には掘削高さの 1/2 とし, 土砂部がそれ以下の場合には全掘削高さの 1/3, 岩盤部のみの場合にはその 1/4 としている。なお, 最小長さは土砂および D 級岩盤では 4m とし, C₁ 級岩盤以上で 3m としている。

本工事では, 詳細な地質調査結果から上下線とも土砂部が掘削高さの半以下であり, 基岩部は十分な強度を有していることを考慮して補強材長を定めた。

3. 1. 3 リングビームの設計

リングビームは, 掘削前に地表面で剛性の高いリングを形成することで, 掘削時の地表面付近の吹付けコンクリートが大きく変位することを抑制し, 地山の安定性を低下させないことを目的として設置する。その仕様は,

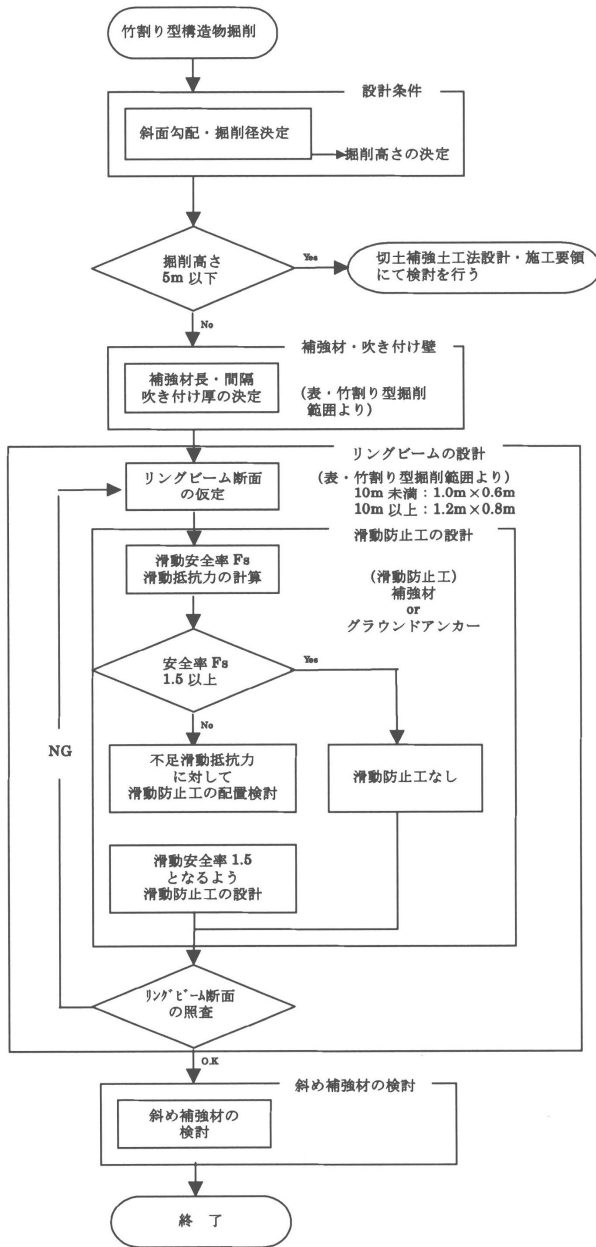


Fig.2 設計フロー

設計基準強度 $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$ のコンクリートとし、掘削高が5~10mではコンクリートの幅1.0m×高さ0.6mで、掘削高が10~18mでは幅1.2m×高さ0.8mが標準となっている。また、グラウンドアンカーを設置する場合、リングビームが受圧板として働くため、リング側部での変位量が4mmとなる分布荷重を想定してリングモデルで断面力を算定して設計を行う。

3.1.4 リング垂直補強材の設計

リング垂直補強材は、掘削時に地山の自立が困難な場合に、その対策として設置する。その標準的な仕様は、D25の鉄筋を1.0mピッチ程度に配置し、長さは自立が困難な層の厚さから定めることになっている。なお、リングビームの滑動力に抵抗できるかを確認し、抵抗力が不足する場合には斜め補強材で補填する。

3.1.5 底版コンクリートの設計

底版コンクリートは、地山の変位防止と深礎のガイドウォールとしての役割がある。標準的な仕様は、設計基準強度 σ_{ck} が 18N/mm^2 のコンクリートで、厚さが500mmとされている。

3.1.6 グラウンドアンカーの設計

グラウンドアンカーは、斜め補強材のみでリングビーム全体の滑動抵抗力が不足する場合に設置し、リング斜め補強材に代えて、リングの山側へ放射状に配置する待ち受け式構造が基本となっている。グラウンドアンカーの設計は、躯体背面に作用する土圧を試行くさび法または円弧滑りによって求めて検討する。

3.2 構造諸元

本マニュアルに基づき定めた構造諸元を Table 1 に示す。なお、設計計算から定まった仕様には網掛けで示し、その他のものは標準仕様を採用した。

Table 1 構造諸元

工種	項目	諸元	
		上り線	下り線
掘削	掘削径	14m (13.5m)	
	深礎径	9.5m	
	最大掘削深さ	13.5m	12.6m
地山補強材	土砂部補強材	SD345 D25 L=4.5m	SD345 D25 L=4.0m
	岩部補強材	SD345 D25 L=3.0m	
	打設間隔	縦×横:1.2m×1.0m	
吹付壁	吹付け壁厚	0.25m	
	吹付け壁補強	D22@300, 溶接金網	
リングビーム	リングビーム断面	縦×横:800mm×1000m	
	リングビーム鉄筋	縦: D16 ctc200mm 横: D16×2ctc120mm (複鉄筋)	
底版コンクリート	底面厚	0.5m	
グラウンドアンカー	アンドン	PC鋼 7本より12.7mm 6本	PC鋼 7本より12.7mm 8本
	設計アンカー力	659 kN/本	877 kN/本
	打設間隔	15 deg	
リングビーム斜め補強材	鉛直補強材	SD345 D25 L=6.0m	SD345 D25 L=5.0m
	打設間隔	8.5 deg	
	打設本数	29本	

4. 施工状況

4.1 施工概要

P6 橋脚は上下線のとも本工法で施工した。Fig. 1 に示す断面形状に対して、掘削の1段は1.2~1.5mとし、上り線を10ステップ、下り線を9ステップで施工した。また、本工法の床付け位置からは、橋脚基礎となる深礎杭 ($\phi 9.5\text{m}$, $h=22.0\text{m}$, 12.5m) の施工を行った。

地質は、土砂部 (崖錐または強風化岩) が表層から最大層厚12.0m程度分布し、それ以深はC₁級の基岩部である。

Fig. 3 に施工フローを示し、以下に本工法による施工の概要を述べ、本工事の施工において、特に留意した点について付け加えた。

4.1 リングビームの施工

4.1.1 基面整形

リングビーム設置個所の伐開除根、基面整形を行い、

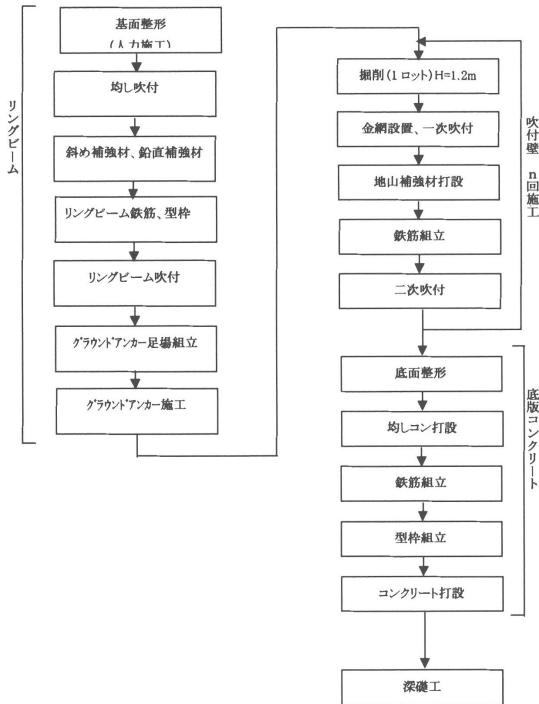


Fig. 3 施工フロー

浮き石、転石等を除去し、均し吹付を実施する。

本工事では、急傾斜地での作業となるため、親綱を上部の木、アンカーより取り、安全帯を使用して人力にて作業した。

4.1.2 補強材打設

リングビーム滑動防止のための補強材（斜め補強，鉛直補強）の位置出しを行い，打設する。

当工事では，打設にクレーンによる吊り下げ式削孔機を使用し，地山にアンカーを設けてワイヤリングにて角度調整した。また，斜め補強材は，打設角度下向き 10° を基本とするが，地山形状により土かぶりとなる箇所については，最低 1m の土かぶりを確保するため，打設角度を調整した。

4.1.3 鉄筋及び型枠組立

鉄筋を組立てた後，フリーフォーム型枠を組立てる。P6 橋脚の施工位置は急傾斜地であるためリングの基面が完全に平滑とならず，リングビームの鉄筋は，D16 ダブル配筋を地山形状に合わせながら，所定のかぶり，継手長，ピッチを確保するように施工した。

4.1.4 コンクリート吹付

型枠寸法，鉄筋かぶり等を確認後，コンクリートを吹き付ける。打設済みの補強材は，30cm 程度吹き付けたあと，座金，ナットで定着させ，さらに所定の厚さまで吹き付けて，表面は平滑に吹き付けて仕上げる。

本工事では，リングコンクリートを密実に施工するため，吹付作業は手吹きで行い，下方より順次上方に吹き付けた。

4.1.5 グラウトアンカー工

単管足場設置後，グラウトアンカーを施工する。

ここでは，グラウトの強度発現を確認後，緊張工を実施し，グラウトアンカーに待ち受け効果を期待して定着荷重は設計荷重の 20% とした。

4.2 吹付壁

4.2.1 掘削

掘削は基本的に 1 ロット (H=1.2m~1.5m) ごとに行い，重機足場が確保できるまでは，人力掘削を行い，以後は重機にて掘削する。

4.2.2 一次吹付

掘削完了後，側面を整形し，浮き石等を除去し，溶接金網を取り付け，10cm の一次吹付を実施する。

4.2.3 地山補強材打設

補強材は下向き 10° で打設し，グラウトは早強セメントを用いて，1 日養生後プレート，ナットで一次吹付面に定着させる。

本工事では，地山補強材打設も最初はクレーンによる吊り下げ式削孔機を使用し，足場幅が確保できる段階まで下がった時点でクローラ式削孔機に変えて補強材を打設した。

4.2.4 二次吹付

鉄筋組立後，二次吹付を実施する。可能な限り均等に吹き付け，一次吹付とあわせた吹付厚 25cm を確保する。

4.3 底版コンクリート

吹付壁完成後，底面整形を行い，均しコンクリートを打設し，鉄筋組立後，型枠を組立て，コンクリートを打設する。

本工事では底版コンクリート打設に，クレーンとコンクリートバケットを使った。

底版コンクリートは，深礎工掘削作業の際のガイドとなり，口元保護の役割も担うものなので，仕上がり寸法の精度と内側面の鉛直性に注意して入念に施工を行った。

5. 動態計測の結果

5.1 計測工の概要

本工事の構造は，既往の深礎の施工結果等をもとに定められた本マニュアルに準じているが，本工法の施工実績がほとんど無いため，補強工メカニズムに未解明な部分があることや，調査における地盤の評価及びそれをもとにした設計に限界があることから，設計段階では予測できない事態（変状，崩壊等）が生ずることが考えられた。そこで，動態観測を行いながら安全性確保に主眼を置いて細心の注意を払いながら施工を実施した。

計測工の目的は以下のとおりである。

- ①竹割り及び深礎杭掘削時の周辺地山及び構造物本体の挙動を把握すること。
- ②リングビーム及び補強材の応力状態を把握すること。
- ③追加対策工が必要となった場合、その基礎資料とする。
- ④上記①、②の結果をもとに、施工管理体制に反映させる。

Fig. 4 に、本工法の概要図及び計測器の配置位置を示す。また、Table 2 に計測の配置位置を、Table 3 に計測頻度を示す。

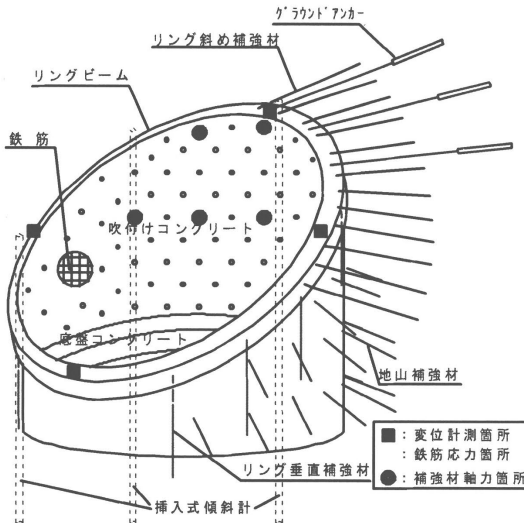


Fig. 4 計測器の配置位置

Table 2 計測器の配置

計測項目	使用機器	計測器配置
目視観察	—	壁面及び掘削上部のり面
リングビーム天端水平(鉛直)変位	光波測距儀	上り線、下り線各4点
地中変位	孔内傾斜計	18,16,12m 計3本(上り線のみ)
リングビーム補強材軸力	補強材軸力計	斜め補強材3本(上り線のみ)
吹付壁補強材軸力	補強材軸力計	吹付壁補強材5本(上り線のみ)
リングビーム鉄筋応力	鉄筋ひずみ計	D16-2本×4箇所(上り線のみ)

Table 3 計測頻度

計測項目	計測頻度
地中水平変位	竹割り工:掘削日毎1日2回
	深礎工:各段掘削後1回
	深礎掘削完了後:週1回
リングビーム補強材軸力	1日2回および各段の掘削開始前後
吹付壁補強材軸力	1日2回および各段の掘削開始前後
リングビーム鉄筋応力	1日2回および各段の掘削開始前後
リングビーム天端変位	竹割り工:掘削日毎1日1回
	竹割り工掘削完了後:週1回
目視観察	施工日毎最低2回および各段の掘削開始前後

5.2 地中変位・リングビーム変位

上り線頂部位置での地中変位結果を Fig. 5 に示す。また、上り線リングビーム天端の変位計測結果を Fig. 6 に示す。

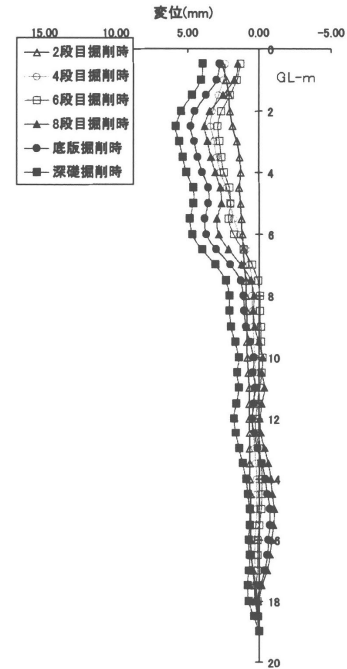


Fig. 5 地中変位結果図(上り線頂部)

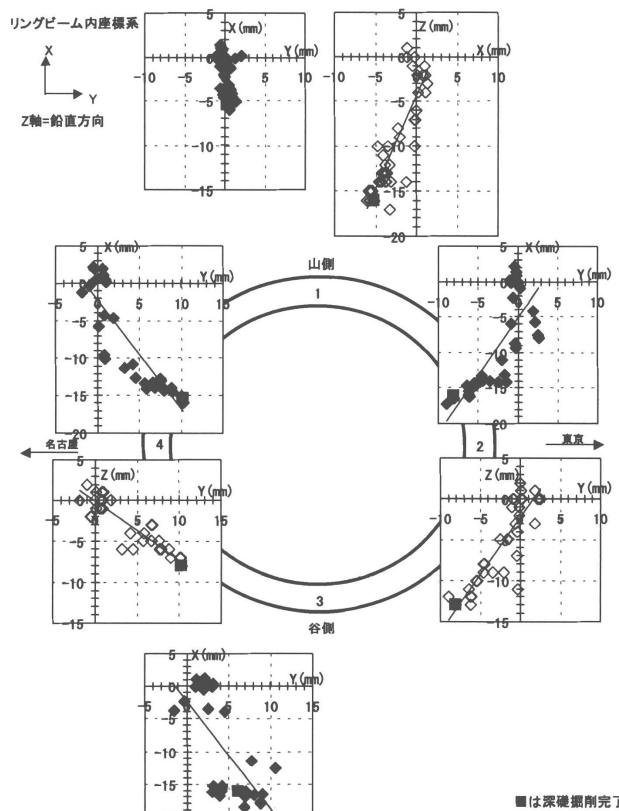


Fig. 6 リングビーム変位結果図

Fig. 5 に示すように上り線頂部位置の掘削側への水平変位は、竹割り掘削開始当初はほとんど見られなかったが、掘削が5m/13.5m(4段掘削時)を過ぎたあたりから、3~5mm程度変位の増加が見られ、斜面方向に滑動する傾向が見られた。しかし、床付け掘削時およびそれ以降の

深礎掘削時においては、さらに若干の変位増加(3~5mm)はあるものの変位の大きな増加は見られなかった。

変位量については、地中の掘削側への変位が最大 5mm 程度、リングビーム天端変位は、側部において掘削側への水平変位 (Y 軸方向) は 10mm 程度、鉛直変位 (Z 軸方向) は 10~20mm 程度発生している。

これらは、見掛けのせん断ひずみ²⁾ ($\gamma = \delta / H$) で 0.07% 程度であり、Table 4 に示す安定管理基準の通常レベル以下の変位であった。ここで、 γ は見掛けのせん断ひずみ、 δ は頂部位置の水平変位、H は頂部位置での掘削深度である。しかし、側部の水平変位は設計で想定している変位量 (4mm) より大きい値となっている。

Table 4 水平変位管理基準値

	通常レベル	δ
土砂	$\delta / H \leq 0.20\%$	27mm
軟岩	$\delta / H \leq 0.15\%$	20mm
硬岩	$\delta / H \leq 0.10\%$	13.5mm

H:掘削高 δ :水平変位

5.3 補強材軸力

Fig. 7 に補強材軸力の計測断面配置を、Fig. 8~10 にその結果を示す。リング斜め補強材では、設計軸力 90kN に対して、最大軸力 15kN (設計値の 17%) であった。また、頭部近くで圧縮軸力が作用しており、これはリングビーム及び吹付け壁の自重による沈下の影響で、沈下に対しても斜め補強材が抵抗しているものと考えられる。

地山補強材 (吹付け壁) の上段及び下段は、地中変位分布と一致するように、上段補強材の軸力が大きくなっている。設計軸力 67.5kN に対して、最大軸力で 23kN (設計値の 34%) であった。地山補強材は、地山と一体となって地山の安定性を増加させ、変形を抑制することで吹付けコンクリート壁に作用する土圧を軽減することができる。本工事では、設計軸力に対して実際の作用軸力が小さくなっていることから吹付けコンクリート壁と地山との一体化が良好であるため、縦断面で見た 2次元状態

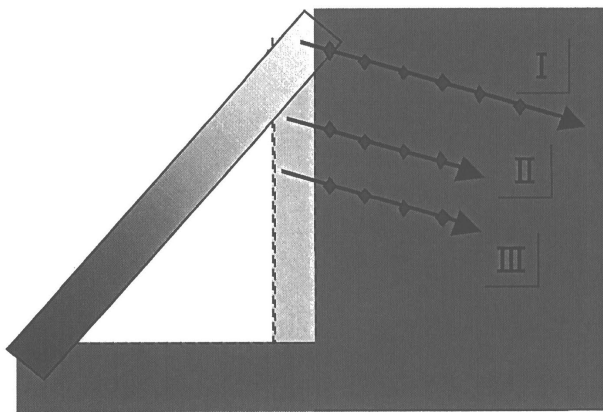


Fig. 7 補強材軸力計測断面図

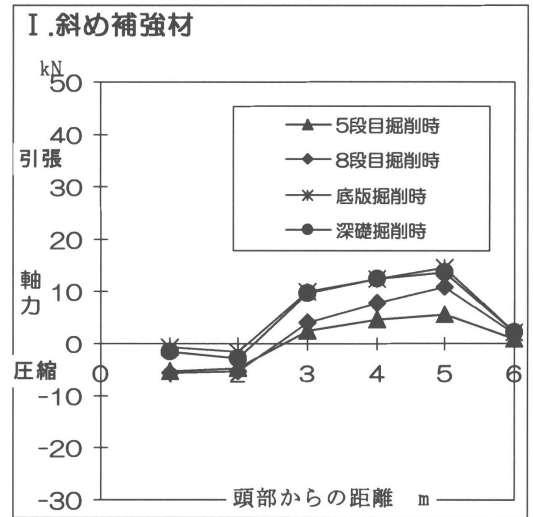


Fig. 8 補強材軸力計測結果図

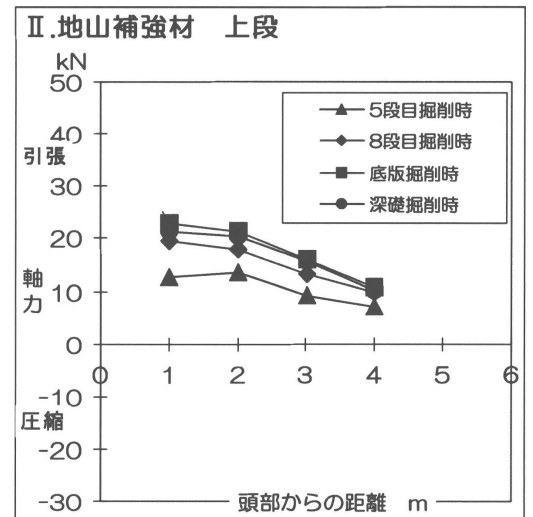


Fig. 9 補強材軸力計測結果図

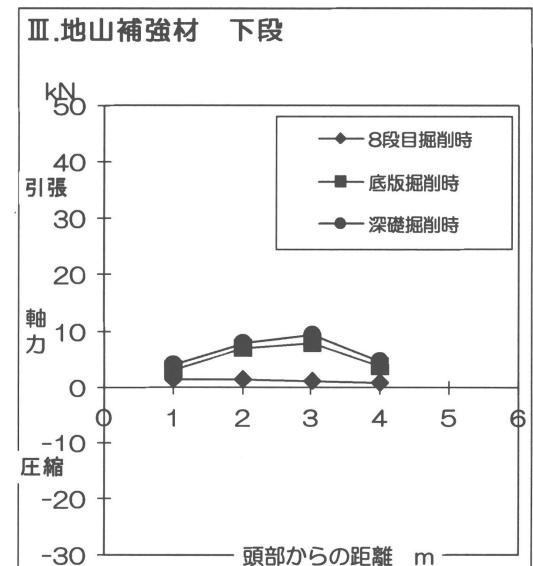


Fig. 10 補強材軸力計測結果図

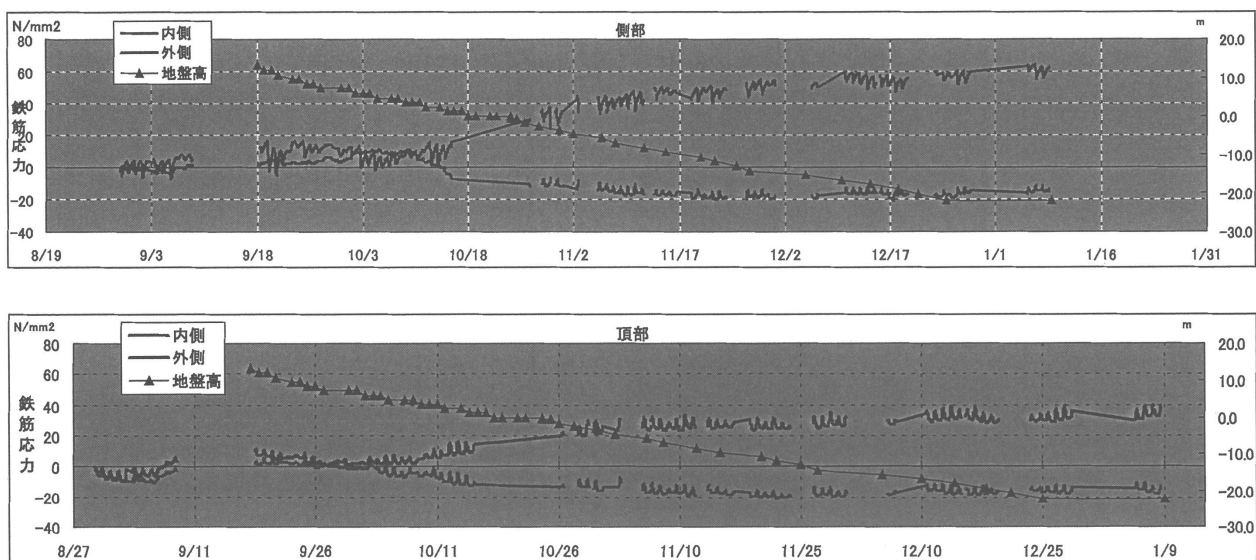


Fig. 11 リングビーム鉄筋応力結果図

Table 5 リングビームの最大鉄筋応力度 (N/mm²)

		設計値	計測最大値
頭部	内側	-31.8	-21
	外側	112.3	64
側部	内側	114.7	50
	外側	-2.6	-9
	内側	114.7	65
	外側	-2.6	-21
下端部	内側	-31.8	-21
	外側	112.3	53

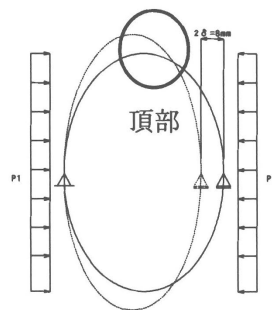


Fig. 12 リングビーム鉄筋応力結果図

を想定して設計を行っているが、実際には平面2次元的に見たときに円形であることによるリング効果が挙動に大きく影響している可能性があると考えられる。

5.3 リングビーム鉄筋応力

Table 5 に、頂部、側部および下端部でリングビームの外側と内側鉄筋に配置された鉄筋応力計の最大鉄筋応力度と設計応力度を、Fig. 11 に、頂部と側部でリングビームの外側と内側鉄筋に配置された鉄筋応力計の鉄筋応力経時変化図を示す。

リングビームの鉄筋については、Fig. 12 のように、変位が片側 $\delta=4\text{mm}$ (両側 8mm) となるような等分布荷重モデルとして鉄筋量を求めている。Fig. 6 からわかるように変位の形状が側部が大きく、頂点、下端部が小さいという卵型を示していることと、Fig. 11 に示したようにリングビーム4箇所での鉄筋応力は、頂部では外側引張で、側部では内側引張の曲げ挙動であったことは、計算モデルの変形傾向が計測にほぼ合う結果であった。しかし、設計では Fig. 12 のように側部の水平変位が内側へ片側

$\delta=4\text{mm}$ (両側 8mm)、そして、頂部の斜面方向の変位が外側へ片側 $\delta=4\text{mm}$ と想定しているが、計測では側部の水平変位が片側 $\delta=8\text{mm}$ で頂部の斜面方向の変位が外側へ片側 $\delta=6\text{mm}$ となり、設計値が実際より小さかった。また、鉄筋引張応力度の最大値が 60N/mm^2 程度(設計値の30%)で、設計値より小さい値であった。以上のように設計で想定した変位と断面力は実際と異なっており、それは設計荷重と解析モデルの評価が主な原因だと考える。

6. 設計と施工における課題

6.1 設計上の課題

6.1.1 リングビームの設計

本マニュアルにおいて、リングビームの設計は掘削高によってビームの大きさがきめられ、グラウンドアンカーを設置する場合にはリング側部での変位量が 4mm となる分布荷重を想定してリングモデルで断面力を算定して設計を行うことが提案されている。しかし、リングビームに発生する断面力は、掘削高だけでなく、掘削径によ

って大きく影響を受ける。また、リング側部の変位量を4mmとして分布荷重を算出する根拠が明確になっていない。したがって、変位量を固定して断面力を算定し、リングビームの仕様を決める設計法には問題があると考えられる。

また、前項で述べたように、本工事では変位量が設計値の約2倍である8mm程度生じているが、鉄筋の発生応力度が設計値の1/3程度であった。このことから設計に用いる構造解析手法にも問題があると考えられる。

さらに、リングビームは実際の地山に合わせて施工するためリングビームの形状が円形となっていない場合が多い。これを円形リングとして設計の構造解析を行うことが安全側の設計であるとは言えない。

以上の点から、リングビームの設計方法についてはさらに検討が必要であると考えられる。

6.1.2 リングビームと吹付け壁の接合

本マニュアルでは、リングビームと吹付け壁の接合について言及していない。設計思想として、リングビームの剛性を吹付け壁に伝達することが構造上有利ならば、吹付け壁の主鉄筋をリングビームに定着することが必要となる。また、リングビームの剛性と吹付け壁のそれとが大きく違うことから、一体化すべきでないのならば、そのことをマニュアルに明記すべきであると考えられる。

計測結果からは、リングビームと吹付け壁には変位量に差があっても、安定上の問題が生じていないことから、一体化する必要性は無い可能性があると思われる。

今後、計測データを蓄積し、耐荷機構を明確にして設計・施工マニュアルに明記することが必要であると考えられる。

6.2 施工上の課題

本工法は、急傾斜地を掘削する場合の土留め工法であるが、当工事において施工が困難であり、改善が望まれる点について述べる。

6.2.1 リングビームの施工

リングビームの施工では基面整形がリングビームの品質とリングビームと地山との一体化にとって重要となる。

しかし、本工事の施工箇所では地山の勾配が44°の急斜面であり、土砂部及び強風化岩部の層が厚いために、足場が悪く、伐除根や浮き石、転石等の除去に工期を要した。また、補強材の打設は、クレーンによる吊り下げ式削孔機を使用しているため、角度調整の精度を確保することが困難であった。特に斜め補強材削孔時の孔壁崩壊により打設能率に極端な低下があったことから、今後自穿孔ボルトの採用も検討する必要がある。さらに、地山の凹凸に合わせて鉄筋及び型枠を急傾斜地に精度良く組み立てることは、施工上、最も困難であった。今後は、急勾配に適応した型枠の開発が必要であると考えられる。

6.2.1 近接施工時の施工管理

猿田川橋P6橋脚の上下線は、橋脚中心間隔が20mで、リングビームの最小間隔では5.6mしか離隔がない近接施工であった。そのため、上下線の竹割り型掘削を同時に施工することで相互の影響を抑えるように試みた。しかし、山側にある上り線では受働土圧が小さくなり、谷川にある下り線では主働土圧が小さくなるのが予想される。また、下り線の斜め補強材やグラウンドアンカーは上り線深礎を避けて施工する必要があった。このようなことから、上り線では計測施工が行われたが、下り線では計測を実施しなかった。今後、このような近接した施工を行う場合には、両方の基礎において計測施工が不可欠であると考えられる。また、設計においても近接施工による影響を考慮することが必要である。

7. まとめ

本工事は平成15年3月27日に無事竣工した。本工法によって施工した猿田川橋P6橋脚は、本マニュアルにしたがうことにより問題なく安全に施工することができた。

本工法は、今後さらに設計と施工の合理化を行うことで、一層のコスト削減に寄与できる工法であると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路公団：「竹割り型構造物掘削設計・施工マニュアル」, 2001. 11
- 2) 日本道路公団：「切土補強土工法設計・施工要領」, 1998. 10.

The Report on Construction of The Second Tomei Expressway Tomoe River Bridge

Takashi HAMANO, Mitsuhiro SAKABE, and Motoi IWANAMI

Abstract

In the construction of the second Tomei Expressway Tomoe River Bridge, 12 supporting beams are built. In basic construction of a bridge, a method of behavior of angle cut cylinder excavation is adopted. A manual of a design and execution of this method of construction was established in November 2002. We built it according to this manual. We report about the construction summary and the measurement result.

Keywords: behavior of angle cut cylinder excavation, reinforced earth work method, ring beam