磐越自動車道深沢アーチカルバートの施工

小 林 進^{*1}・長 江 進^{*2}

概 要 磐越自動車道に建設された深沢アーチカルバートは、河川・市道を一挙に横過する独立基礎形式を採用した高次不静定構造物であり、アーチスパン 30.0 m、ライズ比 1/2、延長 159.0 m と、今まで建設事例のない国内最大級の大断面と延長をもつアーチカルバートである。このため、設計施工にあたり温度応力によるひびわれ対策や、独立基礎をもつ大規模な不静定地中構造物における構造検討等、設計・施工にあたり種々の検討・調査を行い施工された。ここでは、その検討結果および施工概要について報告する。

キーワード：アーチ、カルバート、高次不静定構造物、温度応力、マスコンクリート、FEM 解析、限界状態設計

1. はじめに

東北横断自動車道いわき新潟線（磐越自動車道）は、常磐自動車道いわき JCT を起点とし、東北自動車道郡山 JCT を経由し、北陸自動車道新潟 JCT に至る総延長 212 km の高速道路である。本路線のうち郡山 JCT ～磐梯熱海 IC 間 9.0 km は、磐越自動車道最初の区間として平成 2 年 10 月末に開通している。

当該路線は阿武隈山系や奥羽山系の急しゅんな山岳地を横過しており、このため今夏供用予定の磐梯熱海 IC ～猪苗代磐梯高原 IC 間は、谷部の沢が深く入り込んだ急しゅんな地形であり、長大トンネル 6 本（延長約 7 km）が連続している。深沢アーチカルバートは、この連続トンネル区間のうち高玉西トンネルと中山トンネルに挟まれた沢部に位置し、両トンネル工事から発生する建設残土約 30 万 m³ の受入れ用地確保のため計画された、いままです建設事例のない国内最大級の大断面、延長をもったアーチカルバートである。

このため、設計施工にあたり種々の検討・調査を行い施工されたものであり、本稿はその概要について報告するものである。

2. アーチカルバートの概要

深沢アーチカルバートの一般図を図-2 に示す。トンネルに挟まれた沢地に施工された深沢アーチカルバートは、河川（普通河川深沢川：幅員 19.7 m、最大水深 2.6 m）と郡山市道との併用林道（幅員 5.0 m）とを、一挙に横過する独立基礎形式を採用した高次不静定構造物で

ある。アーチカルバートの土かぶり厚は 8.7 m、河川と道路本線との交差角度がきつことなどからアーチスパンが 30.0 m、延長が 159.0 m となっている。

当該施工箇所にアーチカルバートを採用した理由は、前記にも述べたように 2 本の長大トンネルに挟まれており、これら両トンネル工事から発生する建設残土約 30 万 m³ を捨土しなければならない。しかし、建設現場周辺は深い沢地形を呈しており、砂防指定地になっている箇所もあり、また建設残土受入れ箇所までの運搬には、交通渋滞がしばしば発生している一般国道を通行しなければならないなど、建設工事上の問題点が発生した。このため、元設計では橋りょうにて横過していた当該施工箇所を、急きょアーチカルバートに変更したものである。

しかしながら、建設残土受入れのポケットはできなかったものの、前記のように世界でも類を見ない大断面のアーチカルバートとなったため、種々の問題点の検討解決を進めながら工事を実施してゆくこととなった。

3. 検討内容

3.1 温度応力およびひびわれの検討

一般図に示すように、このアーチカルバートの側壁部フーチング部は断面が大きいことから、温度ひびわれの問題が懸念された。このため、図-5 に示す検討フローにしたがい深沢アーチカルバートの、施工における許容ひびわれ幅を 0.3 mm 以下と設定し、仮定した施工条件下での発生ひびわれ幅についての事前検討を実施し、施工対策の有効性について確認を行った。コンクリート構造物の許容ひびわれ幅は、構造物の重要度・耐用年数・環境条件・鉄筋のかぶり・構造物の表面保護条件などによって異なるものであるが、これらの条件のうち構造

*1 こばやし・すすむ／日本道路公団 仙台建設局 郡山工事事務所 中山工事区 工事長

*2 ながえ・すすむ／ 同上 建設部 構造技術課

図-1 位置図

Construction of Fukazawa Arch Culvert of Ban-Etsu Highway (Niigata-Iwaki)

By Susumu Kobayashi and Susumu Nagae

Concrete Journal, Vol. 29, No. 9, pp. 28~37, Sept. 1991

Synopsis Fukazawa arch culvert was constructed along the bottom of a steep gorge enabling the highway to cross it over the structure. The arch culvert carries a municipal road and a river inside. The outline of the structure is shown as follows; arch span : 30.0 m, rise/span ratio of arch : 1/2, length of arch culvert : 159.0 m. This arch culvert of the largest scale in Japan was structurally analyzed by FEM for multi-statically indeterminate structure with individual footing foundation. This report shows structural characteristics and constructional method of arch culvert. In order to design and construct this structure, prevention of thermal cracks in mass concrete, multi-statically indeterminate underground structure and limit state design for reinforced structure were examined.

Keywords : arch culvert, multi-statically indeterminate structure, thermal stress, mass concrete, finite element analysis, limit state design

図-2 アーチカルバート一般図

图-3 平面图

物の重要性・耐用年数と許容ひびわれ幅との関係は、鉄筋腐食そのものが構造物の安全性にどのように関連づけられるか不明であり、一律に決め難いものになっている。このため、深沢アーチカルバートでの許容ひびわれ幅は、国内外の諸機関で採用されている値を参考にして、高速道路下で半永久的に供用される構造物という位置づけから、フーチング部は0.3 mm 以下、側壁部は0.2mm 程度とした。

解析は、工事全体の工程よりフーチング、側壁部が6月～11月の施工、アーチ部が4月～9月の施工であり、

Case 1 (夏季 7~8 月) と Case 2 (秋季 11 月) の 2 ケースについて、二次元 FEM 温度応力解析により検討を実施した。検討ケース条件は表-1 に示すとおりであり、フーチング部と側壁部とのコンクリート打継間隔を、2 週間とする施工打継目 (フーチング部 15 m スパン、側壁部 7.5 m スパン) を考慮している。

また解析に必要な要因として、施工条件（コンクリート材料および配合・施工法・現場環境等）によるコンクリートの断熱温度上昇や強度特性については、実際に用いる材料により実験を行い求めることが望ましいが、今

表-1 検討ケース条件

Case	コンクリート 打設温度 (°C)	外気温度 (°C)	配 合			熱伝達率 η (kcal/ m ² ・h・°C)	打継間隔 (日)
				フーチング コンクリート	側壁コンクリート		
1	30	25	設計基準強度 f'_c (kgf/cm ²)	240	240	10	14
			セメントの種類	高炉セメントB種	普通セメント		
2	15	10	最大骨材寸法 G_{max} (mm)	40	25		
			スランプ SL (cm)	8±2.5	8±2.5		
			単位セメント量 C (kg/m ³)	280	300

図-4 横断面図

図-5 温度応力およびひびわれ幅検討フロー

回はコンクリート標準示方書（施工編）に示されている標準値および生コンプラントの実績値を参照して求めた値を用いている。

温度応力検討の結果を表-2 に示す。検討の結果では、コンクリート打設後 3～5 日で温度上昇量が 34～38 °C となり、このときの断面中心部と表面部との温度差（温度勾配）は、フーチング部にて 28～29 °C、側壁部にて 32～34 °C と大きな値を示している。また応力解析で

も引張強度よりも大きな引張応力が確認され、温度ひびわれ指数による評価でも表-3 に示すようにひびわれ発生確率は、フーチング部 60～68 %、側壁部 92～93 % と高い値になっている。

さらにひびわれ幅については、イギリス標準規格 5337 により算定した^{注)}が、表-4 に示すように設定した許容ひびわれ幅を大きく超過していることから、何らかのマスコンクリート対策が必要であると判断し、対策の検討を行った。

マスコン対策としては、プレクーリング、パイプクーリング、低発熱セメントの使用および、単位セメント量を低減し、水和熱抑制を目的とした配合設計の実施などが考えられる。このなかで当地区は低発熱セメントの供給に対して問題があることや、最初からプレクーリングやパイプクーリングを実施するほどの大断面ではないと思われることから、まず配合設計の変更により最初のスパンで試験施工を行い、温度応力等の測定調査を行った後、それ以降の対策方法について判断することとした。

配合設計の検討による示方配合を表-5 に示す。ただ

注) 検討時の昭和 62 年当時は日本では算定式がなく、その後日本コンクリート工学協会で統一された案が発表されている。

表-2 温度応力検討結果

打 設 温 度 (°C)	Case 1		Case 2	
	30.0		15.0	
	フーチング部	側 壁 部	フーチング部	側 壁 部
最 高 温 度 $T_{\max}$ (°C)	64.0	66.6	50.3	53.5
最高温度時材令 (日)	3.5	3.5	3.5	5.0
最大温度上昇量 (°C)	34.0	36.6	35.3	38.5
温度勾配 (頂部) (°C)	27.3	31.5	28.0	34.2
温度勾配 (側部) (°C)	28.1	30.5	28.8	32.8
最大引張応力 $\sigma_{t\max}$ (kgf/cm ²)	21.6	32.3	19.6	35.4
最大引張応力時材令 (日)	3.5	3.5	4.0	5.0
最大引張応力時張強度 f_c (kgf/cm ²)	17.3	18.7	16.7	19.0
温度ひびわれ指数 $f_c / \sigma_{t\max}$	0.80	0.58	0.85	0.54

表-3 温度ひびわれ発生確率

			温度ひびわれ発生確率 (%)	
			二次元 FEM	C.P. 法
Case 1	打設温度 30°C	フーチング部	68	65
		側 壁 部	92	36
Case 2	打設温度 15°C	フーチング部	60	—
		側 壁 部	93	—

表-4 ひびわれ幅、間隔の算定結果
(British Standard 5337)

		ひびわれ間隔 l (cm)	ひびわれ幅 W (mm)
フーチング部	Case 1	500	0.90
	Case 2	500	0.93
側 壁 部	Case 1	375	0.71
	Case 2	375	0.73

(注) コンクリート打設温度 Case 1 は 30°C, Case 2 は 15°C

(1) ひびわれ間隔

$$l_{\max} = \frac{f_{ct} \cdot \phi}{2 \cdot \tau_s \cdot P}$$

ここに、 f_{ct} : コンクリートの引張強度(材令 3 日)(kgf/cm²) τ_s : 鉄筋とコンクリート間の付着強度 (kgf/cm²) P : 鉄筋比 ϕ : 鉄筋径 (cm)ただし、 $f_{ct}/\tau_s = 0.67$

(2) ひびわれ幅

$$W_{\max} = \frac{d_c}{2} \cdot (T_1 + T_2) \cdot l_{\max}$$

ここに、 d_c : コンクリートの熱膨張係数 ($1.2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$) T_1 : 水和熱によるピーク温度と雰囲気温度との差(°C) T_2 : 気温変化による温度降下量 (°C)ただし、 T : (部材平均温度最大値)-(雰囲気温度)部材平均温度最大値は、部材最大温度 ($T_{\max}$) とそのときの部材最低温度 ($T_{\min}$) により次式より算定した値を用いた。

$$T_{\max} = \frac{2}{3} (T_{\max} - T_{\min}) + T_{\min} \quad T_2 = 0$$

し、単位セメント量を低減することから目標強度を得られなくなるため、単位水量も減少することとし、打設時の作業性を確保するため高性能減水剤を使用している。

試験施工における、コンクリート温度の経時変化を図-6 に示す。コンクリート温度の上昇量は、フーチング中央部で約 42°C、側壁中央部で約 50°C となり、事前検討値(表-2)に比べ約 7~13°C 高い値となっている。

この理由として、示方配合の検討により事前検討時のセメント量と若干異なることや、断熱温度上昇式の推定が不明確であることなどが挙げられる。

計測結果をもとに温度解析を行った結果と計測結果の代表値との比較を表-6 に示す。表において側部および側壁部の上端部の計測値が若干高くなっているが、型わくや養生マットの影響および日気温変動等によるものと思われ、全体的にはほぼ合致している。

また、コンクリートの有効応力経時変化を図-7 に示す。これを見ると、フーチング部の中央部ではコンクリート打設後圧縮応力が作用し、材令 1.5 日で-14.5 kgf/cm² のピークに達してその後圧縮応力が減じ引張応力が作用するようになり、側壁打設により急激に引張応力が働き、ひびわれが発生したものと思われる。下部も中央部と同様の傾向が見られるが、その程度は小さ

い。側部は打設後、引張応力が作用し材令 4.5 日で 17 kgf/cm² のピークに達し、その後減少に転じ応力 0 付近を変動している。側壁部の中央部は、コンクリート打設後圧縮応力が作用し材令 3.5 日で-22.7 kgf/cm² のピークに達し、その後減少して引張応力 6 kgf/cm² 程度が作用している。下部も中央部とはほぼ同様の傾向を示し、材令 6 日で-8.5 kgf/cm² の圧縮応力が作用した後

表-5 示方配合表

コンクリートの種別		設 計 基 準				配 合 (m ³ 当り)								備 考	
		設計基 準強度 (kgf/ cm ²)	スラン プ (cm)	空気量 (%)	粗骨材 の最大 寸法 (mm)	水セメ ント比 (%)	細骨材 率 s/a (%)	単位セ メント 量 (kg)	単 位 水 量 (kg)	単位細骨材量 (kg)		単位粗骨材量 (kg)			単位混 和剤量 (g)
										川 砂		砕 石 4020	砕 石 2505		
B1-1	普通ポルトラ ンドセメント	240	8±2.5	4±1	25	57.7	44.5	300	173	792		—	1 026	遅延形 750	
	流動化剤使用	240	8±2.5	4±1	25	56.8	43.5	280	159	797		—	1 074	遅延形 1 260	
B2-1	普通ポルトラ ンドセメント	240	8±2.5	4±1	40	58.2	41.0	280	163	746		334	783	遅延形 700	
	流動化剤使用	240	8±2.5	4±1	40	57.3	40.0	260	149	751		350	817	遅延形 1 170	

表-6 温度解析値と実測値の比較 (最高温度: °C)

かっこ内は材令 (日)

	フーチング部		側 壁	
	解 析 値	実 測 値	解 析 値	実 測 値
打 設 温 度	26.0	21.5~26.5	28.0	26.0~30.0
中 央 部	68.9 (3.0)	67.6 (3.2)	77.7 (3.0)	77.4 (3.0)
下 端 部	47.5 (5.0)	46.2 (3.5)	57.4 (6.0)	57.7 (5.3)
天 端 部	39.9 (1.5)	34.5 (2.1)	44.9 (1.0)	49.8 (1.7)
側 部	39.4 (1.5)	42.9 (2.1)	43.2 (1.0)	50.4 (2.1)

減少し、5~6 kgf/cm² の引張応力で安定した状態となっている。天端部は、打設後引張応力が作用し材令3日で11.2 kgf/cm² の引張応力となり、その後減少し圧縮応力が作用している。図-7において、解析値が2本あるが矢印の先の値は、コンクリート内部の有効応力によるクリープの影響を考慮した解析値である。

ひびわれ発生状態は、側壁部において幅 0.2 mm 程度のものが側面に1本ずつ鉛直に発生したが、材令の進行にともなひびわれ幅は減少し、微細ひびわれとなった。またフーチング部でも、側面に幅 0.08~0.2 mm 程度のひびわれが発生したが、材令が3か月ほど経過すると微細ひびわれになっている。これは、内部拘束応力による表面ひびわれの特徴で、内部温度が低下した表面部との温度差が小さくなると、表面部に作用していた引張応力が減少し圧縮応力が作用するためと考えられる。このように最大 0.2 mm 幅のひびわれは生じたものの材令の進行にともない小さくなる傾向にあり、現況程度のひびわれであれば構造物に対して問題はないものと判断し工事施工を実施した。

3.2 アーチカルバートの構造検討

深沢アーチカルバートのように独立基礎を有する大規模な不静定地中構造物における問題点を明確にするため図-8に示すフローで検討を行った。

(1) 事前検討

施工過程、地盤形状などを考慮し、土圧および基礎変形

が構造物にどのような影響を与えるかを、二次元 FEM 弾性解析により検討を行った。その結果、① C_M 級の流紋岩 (安山岩質) 仮定した変形係数 $E=7\,700\text{ kgf/cm}^2$ でも、荷重が大きいため基礎変形が生ずる。また地盤反力度の偏心も、70 (片盛土時)~120 tf/m² (供用時)となる。②作用土圧については、土圧係数 $\alpha=1.3$ 、 $K_0=0.2\sim0.3$ 程度を考慮する必要がある、しかも地山の影響を受け左右対称とならない。③偏土圧時に生じる曲げモーメントが非常に大きく、不等変位時にも相当量の曲げモーメントが生じる可能性が大きい。などの点が判明し、独立したフーチングを固定と考えるアーチ構造の支持力機構には、より正確な地盤情報の把握が必要であり、詳細の2次土質調査を実施している。

2次土質調査結果に基づく変形係数を用い、荷重と許容変位量の関係について FEM 解析を行った。解析検討の結果、不等変位は盛土荷重の増加にともない乗数的に増加し、躯体の応力度を許容できる変位量としては 10 mm 程度であり、このときの基礎となる岩盤での必要変形係数は $3\,000\text{ kgf/cm}^2$ となった。また荷重条件を仮定した検討においては、土圧はクーロン理論等で示されているように壁面摩擦の影響を大きく受けると予想されていたので、有限要素法の摩擦型ジョイント要素を壁面に用いて、摩擦剛性をパラメータとした解析をしており、その結果壁面摩擦は外力として無視できないほど大きい値となった。

図-6 コンクリート温度経時変化図

図-7 コンクリート有効応力経時変化図

さらに、荷重低減工法（フリクションカット工法，EPS 盛土）の検討も行ったが、線形的な効果はあるものの経済的に有効的な手段とはならなかった。解析結果による土圧係数は、 $\alpha=1.2$ 、 $K=0.2$ となっている。

(2) 対策工の実施

深沢地区の岩盤は、棚倉断層破碎帯の西端に位置し、その構成は、流紋岩、角れき岩、片麻岩、凝灰岩と複雑に入り組んでいて、土質調査の結果から設計地盤反力 90 tf/m^2 を超える不安定構造物の基礎として適さない脆弱な箇所があることが判明したことや、アーチカルバートと高速道路とは鋭角で交差するため、一部分が偏土圧状態の盛土形状となることから図-9 の流れにより対策工を実施した。しかし、深沢アーチカルバートは延長が 159 m もあることから、標準断面における解析結果のみでは対策の有無およびその程度を判断しかねた

図-8 検討の経緯

図-9 対策および動態観測施工の実施フロー

め、11 ブロックに分割されたフーチングごとの地盤条件に応じた適切な対応策の検討を行っている。

a. 岩盤変形係数の向上

地質調査の結果、図-10 に示すように上部 $0 \sim 3 \text{ m}$ の良質層の下に $3 \sim 7 \text{ m}$ に脆弱層が存在するため、変形係

図-10 岩盤の改良範囲

図-11 計測器の配置図

数の向上をはかる目的で二重管ダブルパッカー工法のコンソリデーショングラウトを行った。コンソリデーショングラウトを実施したのは、11ブロック中4ブロックであり改良後の地盤変形係数は、3 500~5 400 kgf/cm²となった。改良前の地盤変形係数が2 000 kgf/cm²程度であったことから改良は十分に達成されたと思われる。

b. 断面耐力の増強

断面耐力は、当初設計の許容応力度法から限界状態設計法に変更し、合理的な耐力評価を行っている。

c. 偏土圧の防止

偏土圧については、躯体の終局状態と等価となる盛土高の差を算定して(約9.0 m)検討した結果、中山トンネルの下流側が該当したため、工事用地を追加買収しバランス盛土にて偏土圧の防止を行っている。

(3) 動態観測による躯体の安全管理の実施

深沢アーチカルバートの高玉西トンネル側(山側)は、風化の著しい片麻岩の地盤を基礎としており、グラ

図-12 側壁部断面耐力 ($M \sim N$ 相関図)

ウト注入後の地盤変形係数は、3 500~5 400 kgf/cm²に向上しているが、中山トンネル側(川側)に位置するフーチングは、亀裂はあるものの硬質な流紋岩に設置されている。その地盤変形係数は20 000~30 000 kgf/cm²程度であると想定され、山側と川側の基礎地盤の変形係数が数倍近く異なっており、不静定アーチ構造物には致命的な不等変位が懸念される。このためアーチカルバートの土圧応力による変形問題に対して、完成時に高速道路上り線直下になる最も作用土圧の大きいブロックに計測器を設置し、動態観測を実施することとした。

また、深沢アーチカルバートは前述したとおり、半径15 m、延長159 mと大きく、かつ独立基礎を有する不静定構造物であり、応力的に不明確な点や経済的な断面設計の観点から、許容応力度法から終局強度に対する限界状態設計法に設計の基本方針を変更している。このため、動態観測による変形の異常や応力の異常について、施工中および施工後の躯体の安定管理を実施することが、その良否を見極めるうえで重要であると判断した。

今回の動態観測は、アーチカルバート内に埋設された各種計測機器のデータをリアルタイムで処理し、変形の異常、応力の異常を主にフィードバックさせるシステムを構築し、施工中および施工後の躯体の安定管理を以下の3項目の方法で判定し施工管理を実施している。

1) 躯体に発生している応力度(曲げモーメント、軸

写真-1 現場状況 (1989年5月)

図-13 応力管理図 (D 32)

図-14 地盤盤圧計局所安全率

力)が、設計条件内(終局限界状態 Rd 面内)に納まっていることの確認および、応力移行状況から今後の状態が安定方向に向かっているか否かで1次的管理を実施している。図-12は躯体安定管理のための管理基準であり、軸力と曲げを受けるRC部材の破壊基準は、このように表示することができ、 Rd は深沢アーチカルバートの終局限界状態を表しており、この基準にて管理を行っている。

写真-1は平成元年5月の現場状況であり、平成2年4月末時点までの応力管理図を図-13に示す。4月末時点での盛土高さは、フーチング天端より川側(中山トンネル側)、山側(高玉西トンネル側)ともに22.6mの盛土高まで施工している。応力管理図を見ると、全体的に軸力の発生量が小さく、曲げモーメントの発生量が大きくなっている。

これは盛土高さが十分でないことから、アーチアクションが生ずるまでに至っていないことを表しているものと思われる。

2) 基礎となる岩盤の変形は、岩盤内の局所的なせん断破壊で生じると考えられる。しかし、今回のように

アーチスパンの1/2000程度の微小変形を許容とする場合は、直接変形を管理していたのでは計測精度の問題で不明確になる可能性があるため、岩盤内のローカルシェアゾーンに対する安全性の確認をもって1次管理としている。ここでは、強度定数(室内三軸残留強度と亀裂係数により算出)による局所安全率で行っている。

図-14の局所安全率は、盛土高5.5~6mのときを除いて、ほぼ20程度で安定している。このように急激に安全率が低下するのは、この程度の盛土高では考えにくく直接変位(沈下、回転)の発生も見られないことから計測センサーの誤作動と考えられ、躯体基礎は安定した状態にあると判断している。

3) 躯体に発生している応力度の管理や基礎となる岩盤の変形管理だけでは、微小変形時での直接変形管理はむずかしく、結果の判定が後手に回ってしまう可能性が多いため、変形による安定管理の手法として、微小変形にも対応し、かつ今後の状況判断が容易な変位速度管理も実施した。

4. あとがき

種々の検討と動態観測の繰返しにより実施してきた、深沢アーチカルバートの施工ではあったが、現在は舗装工事でも暫定2車線の施工ではあるが完了しており、作用荷重としてはほぼ完成型で作用しているものと思われる。アーチカルバートに作用する土圧や躯体断面力は、盛土高がアーチカルバート天端から高くなるにつれて急増していくことが知られている。このため、動態観測についても舗設完了までの応力調査を実施しており、アーチ構造としての断面力や土圧係数の確定ができるものと思っている。

これからの横断道建設では、建設残土の捨て場確保が必要不可欠であり、橋りょうで横過するより経済的となるこのようなアーチカルバートの建設事例が多くなることが予想される。このため今年度は、過去に例がない超大アーチカルバートの動態観測調査結果から解析検討を実施し、深沢アーチカルバートでの外力や断面力の照査結果をふまえ、躯体の安定、基本設計外力、基本設計断面力の一般化まで展開した設計マニュアル作成を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書，昭61.10
- 2) 日本道路公団仙台建設局：深沢アーチカルバート事前検討書，昭62.5
- 3) 同上：深沢アーチカルバート計測計画書，昭62.6
- 4) 同上：深沢アーチカルバート計測報告書(昭和62~平成2各年度)，昭63.3~平3.3