Kobe University Repository : Kernel

PDF issue: 2025-12-04

コンクリートカルバートの実施工に伴う変状の原因と対策に関する事例研究

許，晋碩
澁谷，啓

(Citation)
土木学会論文集A2（応用力学）,68(2):I_361-I_372

(Issue Date)
2012

(Resource Type)
journal article

(Version)
Version of Record

(Rights)
©2012 公益社団法人 土木学会

(URL)
https://hdl.handle.net/20.500.14094/90003314

土木学会論文集 A2（応用力学），Vol. 68, No. 2（応用力学論文集 Vol. 15），I_361-I_372, 2012.

コンクリートカルバートの実施工に伴う変状の原因と対策に関する事例研究

Case study on the causes and countermeasures against deformation of concrete culverts

許晋碩*・澁谷啓**
Jinsuk HUR and Satoru SHIBUYA

*神戸大学大学院 博士課程後期課程 工学研究科市民工学専攻（〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1）
** Ph.D，博士（工） 神戸大学大学院 教授 工学研究科市民工学専攻（〒657-8501 神戸市灘区六甲台町 1-1）

Case study was carried out into the causes and countermeasures against excessively deformed concrete culverts during and immediately after the construction in the embankment. Two cases dealing with the issue of typical backwards problem in geotechnical engineering were examined. In this paper, first of all, the outline of the damaged culvert as well as the surrounding embankment is in detail described. The background, together with the cause of damage, is discussed based on the results of site investigation. Secondly, it was attempted to elucidate the deformation mechanism of the embankment by means of numerical analysis, and the countermeasures are proposed. Finally, the stability of the embankment with the countermeasures was evaluated.

Key Words: *case study, site investigation, numerical analysis, compaction*

1. はじめに

近年，地盤内構造物の建設技術が飛躍的に進展し，我が国のような狭い国土においても立体的で効率的な土地利用が可能となってきた．例として，宅地，道路あるいは鉄道の既存盛土構造物中に，周辺環境や交通をそれ程阻害することなくコンクリートボックスを挿入する工法，比較的薄いプレキャストコンクリートアーチカルバートを補強盛土内に設置する低コストなトンネル工法，等が注目されてきており，施工実績も着実に増加している．このようなコンクリートカルバートの設計では，地盤工学だけでなく構造工学の知識が要求される．一方，盛土のような地盤構造物の設計においては，施工に伴う基礎地盤や盛土の変形を陽な形で取り入れた性能設計法の導入は未だ不十分な状況にある．本研究では，コンクリートカルバートに関する新工法を用いた実際の工事中に発生した構造物の変状トラブルに対して，その原因を究明し適切な対策工について述べている．本論文では２つの事例を紹介している．事例 1 は，アーチカルバートの新設工事中に発生した亀裂・変形トラブルに関する事例であり，事例 2 は，既存盛土構造物にアンダーピニング工法でボックスカルバートを挿入する際に発生した沈下トラブルに関する事例である．

表－1 地盤構造物の主なトラブルの原因

項　　目	事例 1	事例 2
1. 施工マニュアルの不備 (コンクリート構造物周辺の盛土の締固め不足)	◎	◎
2. 施工履歴の未考慮		○
3. 地盤材料のバラツキ (軟弱層存在、締固め不良)	○	○
4. 降雨によるサックション損失		
5. 形状の影響による偏土圧	○	
6. 地盤調査の不十分		○
7. 根拠が不明確な設計変更		

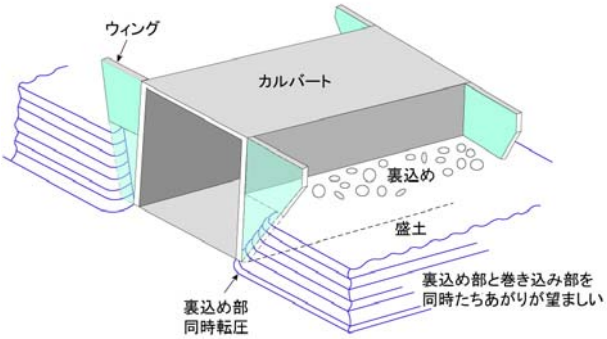
盛土構造物の変状の様々な原因を**表－1** にまとめている．この表から明らかなように，本論文では，主にカルバートの裏込め工の締固め不良に起因した地盤変形問題を取り扱っている．また，これら２つの事例は，地盤工学における典型的な逆解析問題である．一般に逆問題を解くためには，まず，トラブル現場を変位量と破壊モードに関してモデル化し，初期段階から現段階までの予想可能なシナリオを推定する，同時に地盤調査および観測データに基づき，最も現実的なシナリオを選定した上，将来の挙動予測並びに補強対策を提案することになる．本研究のトラブル事例も上記の流れに準じて実施されている．

2. 土の締固め度が地盤剛性に及ぼす影響

一般に，L 型擁壁などの従来型の抗土圧構造物は，土圧を擁壁自体の重量と曲げ・せん断抵抗で支える構造物である．一方，補強盛土の場合，土材料に欠けている引張り力に対して，剛性を持つ人工材を用いて補強することにより，すべりに対する土塊の抵抗を増す構造である．このような補強盛土内にコンクリート構造物を設置する場合，コンクリート構造物の安全性確保のため締固め転圧がかからないように施工することになる．これらの理由により，構造物の周辺部は相対的に締固め度が低くなるから局所的に地盤剛性が低い箇所が形成される恐れがある．

2.1 ボックスに対する裏込み材の施工締固めの規定

カルバートとは，用水あるいは排水のための水路やあるいは車の通路として道路や鉄道などの下に設けられる構造物である．[1] 裏込めの材料としては，締固めが容易で，圧縮性が小さく，透水性が高くかつ水の浸入によっても強度が低下しないような安定した地盤材料を選定する必要がある．さらに，裏込め工の締固めの程度は，カルバート周辺の盛土の沈下に直接に関連し，上部路面の不陸の原因となるだけでなく，土圧の適正な作用を左右するため，入念な施工管理が要求される． また裏込め材は，一層仕上がり厚さが 20 ~ 30cm 程度になるようにまき出し，十分締固めなければならない．なお，十分な締固めのためには，適切な転圧機を使用する必要があるが，カルバートの構造に悪影響を与えないように注意すべきである．裏込め工の施工時に特に問題となるのは，**図－1** のようなウイングの巻き込み部の施工であり，裏込め部と巻き込み部を同時に立ち上げるなど，一般土工に比べてきめ細かい施工が要求される．一方，ウイングの周辺は裏込め材の締固め作業が難しいのが現実である．

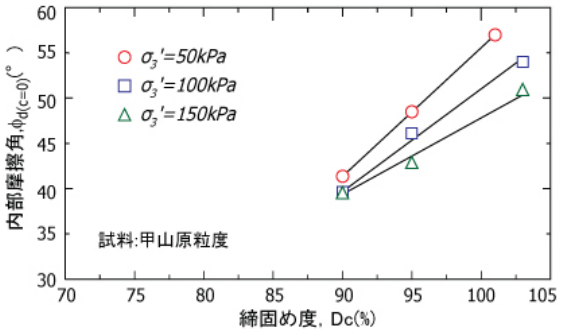


図－1　裏込めの施工 [2]

2.2　締固め度と強度定数の関係

現行の盛土構造物の問題点として，通常の盛土は仕様規定による設計せん断強度（例えば，砂質土はϕ=30° c=0，礫は ϕ=35° c=0）に準じる設計法が採用されている．一方，実施工時には許容下限値による締固め管理(例えば，宅地盛土は締固め度 D_c=85%，道路盛土は締固め度 D_c=90%)[6]が行われる．この場合，設計強度と締固め管理法とは悪平等となり，許容下限値以上の締固めによる強度や剛性の増加を評価しないことになる．

現実には，**図－2** のように，良く締め固めると地盤は強く硬くなって，内部摩擦角が増加する．構造物の裏込め施工時に何らかの理由で締固め度が所定の値より小さくなると所定の地盤強度が発現されない．



図－2　締固め度と内部摩擦角の関係

3. 事例研究

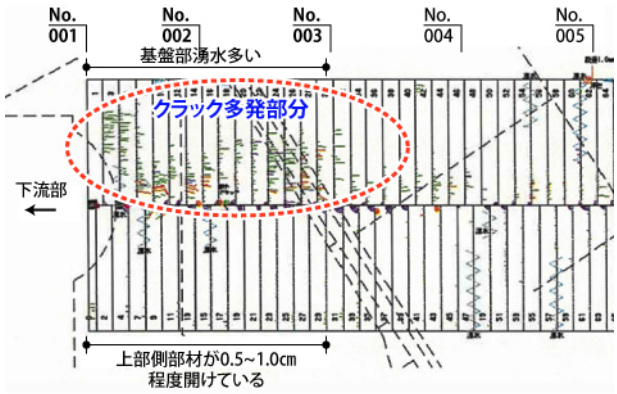
3.1 事例 1：　アーチカルバートボックス建設中の変形トラブル

本事例は，兵庫県内にある鳥取自動車道本線において工事中のアーチカルバートおよび周辺の補強盛土に発生した大変形トラブルに関する事例である(**図 - 3**)．表 - 2 には当該現場のアーチカルバート構造物の設計条件と材料強度をまとめておく．

表－2　当初の設計条件と材料強度

鉛直荷重	土圧：土被り高，活荷重：B 活荷重
水平荷重	土圧：静止土圧，土圧係数：0.50
単位重量	舗装：22.5 k N/m^2，土砂：19.0 k N/m^2
	鉄筋コンクリート：24.5 k N/m^2
設計水平震度	上部工(Ⅱ種)：0.24，基礎工(Ⅰ種)：0.16
設計基準強度	基礎部：18N/mm^2，プレキャスト：35 N/mm^2

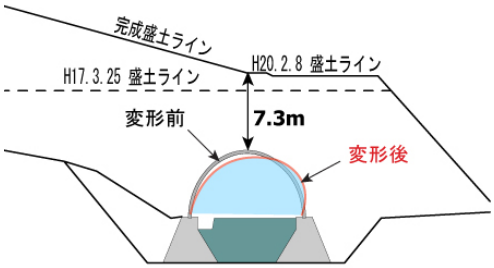
図－3　アーチカルバートの坑口部の全景



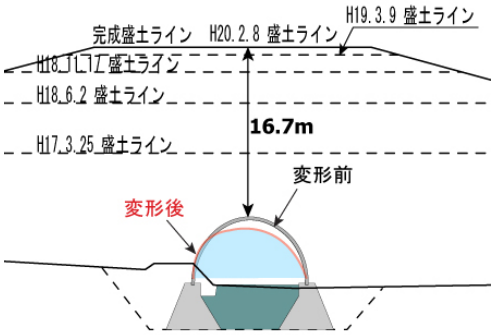
図－4　カルバート天端部の扇型クラック発生様子

(1)　工事の概要とトラブルの発生状況

中国横断自動車道の姫路～鳥取線は平成 21 年度の全面開通に向けて工事が進められたが，一部の工事箇所において**図－3** と**図－4** のようなテクスパン工法を採用した工事中，盛土作業の終わる段階でアーチカルバート構造物が**図－5** の示すように歪む変状トラブルが見られた．施工に採用された３ヒンジアーチ構造のテクスパン工法の特徴は，土圧に対して安定性が高く，施工時に発生する曲げモーメントを低減でき，薄いアーチ部材にもかかわらず，高盛土が可能となることである．当該現場の工事の概要と施工履歴を**表－3** に示す．本研究では，検討対象区間の変状発生の原因を明らかにするとともに，適切な対策工を選定するために，室内土質試験および数値解析を実施した．



(a)　下流側坑口部
(No.003_最大水平変位観測部，107.2mm)



(b)　中央部
(No.006_最大鉛直変位観測部，85.0mm)

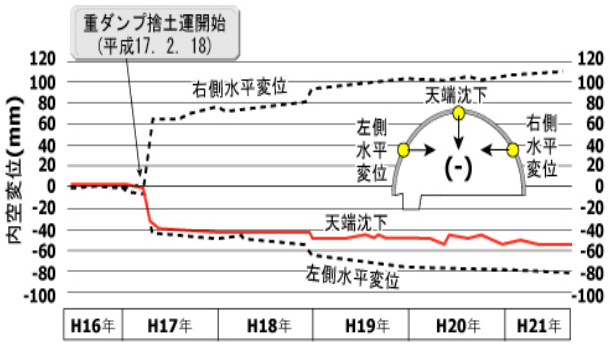
図－5　動態観測結果(H20.2.8 観測結果基準)

表－3　工事履歴とトラブル発生までの経緯

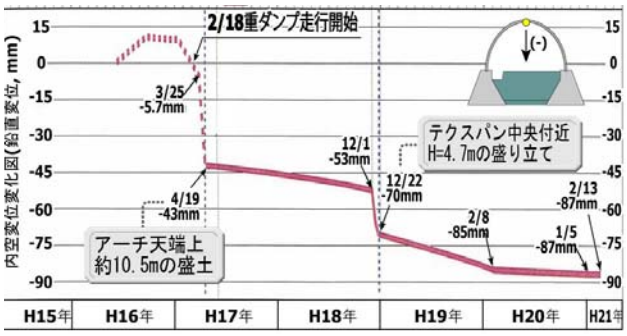
H14.12 月~H15.08 月	道路詳細設計・地盤調査
H15.09 月~H16.01 月	工事着手～アーチ部材設置
H16.06 月	裏込施工の開始
H16.11 月	裏込の施工がテクスパンを横断して，路体盛土施工開始
H17.02 月~H17.05 月	重ダンプの走行開始(2/18)，盛土がアーチ天端 10.5m に達する(3/4)→テクスパンの変位発生(最初変位確認は H17.04)
H17.06 月	アーチ部剥落により部材調査および一部補修実施
H17.12 月	重ダンプ走行停止、安定性検討の着手
H18.10 月~H19.01 月	テクスパン中央付近盛り立てによりテクスパンの変位拡大
H19.04 月~H21.10 月	重ダンプ走行(急激な変位拡大はなし)

当現場の変状トラブルに対する対策工の検討時点の動態観測結果によると，全体のアーチカルバートの中で，鉛直変位の最大値は 87 ㎜(中央部天端)，縦断方向の水平変位の最大値 106 ㎜(下流側部)，横断方向水平変位の最大値は 110 ㎜(下流側部のトンネル右側測点)であった．また，天端では剥落が発生し，アーチ部材には多数のクラックが発生した．このクラックの最大隙間は 0.4 ㎜であったが，0.1 ㎜以下のヘアクラックが多数発生した．

一方，**図－6** に示す動態観測の結果から，上部盛土工事が終わった時点以来は，アーチカルバートの内空変位が収束傾向にあったことが分かる．ちなみに，施工履歴に伴う変位発生経過の分析により，アーチカルバート上部の盛土重量，車両の走行および補強盛土の築造が変位拡大の直接の原因となったことが分かる．ここで，盛土は，ジオテキスタイルを水平に敷設することにより補強している．したがって，補強材は盛土を急勾配で立ち上げることには有効であるが，テクスパンの水平方向の変位に対しては効力がないことを指摘しておきたい．



(a)　坑口部(No.003)



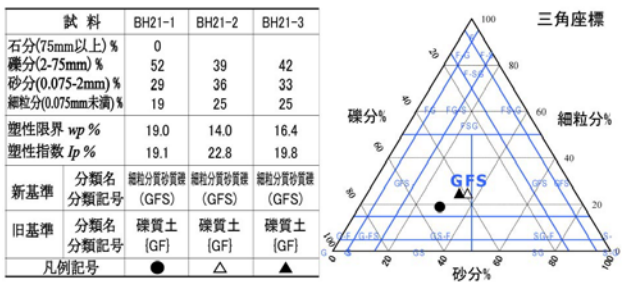
(b) 中央部(No.006)

図－6 施工履歴による内空変位の経過

(2) 地盤調査

検討対象区間の変状発生原因を解明し，適切な対策工を模索するため，テクスパンの坑口部でボーリング調査を実施した．３か所のボーリングコア No.BH21-1（ρ_s = 2.680 g/cm^3），No.BH21-2（ρ_s = 2.638 g/ cm^3），ボーリングコア No.BH21-3（ρ_s = 2.675 g/ cm^3）に対して室内土質試験を実施した．盛土に用いられた材料は，三角座標による工学的分類では，細粒分質砂質礫（GFS）に分類されるが，採取された試料を目視で確認すると細粒分が多かった(**図-7**)．粒度試験結果から，細粒分の含有率が 19%～25%程度であり，テクスパン工法の締固め基準（テクスパン工法設計施工マニュアル（案），H10 年 12 月）が規定している基準値の 15%を超えている事実が分かった．

また，締固め試験結果，最大乾燥密度は 1.93g/cm^3，最適含水比は 13.2%であった．一方，盛土材料の強度定数（c,，φ）を求めるため，一面せん断試験およびベンダーエレメント試験および変形係数を求めるための三角圧縮試験を実施した．**表-4** および**表-5** は，それぞれ一面せん断試験および三角圧縮試験の条件である．



試 料		BH21-1	BH21-2	BH21-3
石分(75mm以上) %		0		
礫分(2-75mm) %		52	39	42
砂分(0.075-2mm) %		29	36	33
細粒分(0.075mm未満) %		19	25	25
塑性限界 *wp* %		19.0	14.0	16.4
塑性指数 *Ip* %		19.1	22.8	19.8
新基準	分類名	細粒分質砂質礫	細粒分質砂質礫	細粒分質砂質礫
	分類記号	(GFS)	(GFS)	(GFS)
旧基準	分類名	礫質土	礫質土	礫質土
	分類記号	(GF)	(GF)	(GF)
凡例記号		●	△	▲

図－7 三角座標による工学的分類

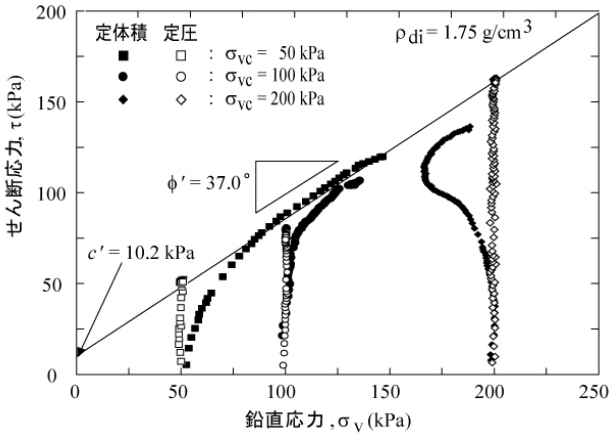
表－4 一面せん断試験の条件

区分	初期乾燥密度 ρ_{di} (g/cm^3)	含水比 w (%)	せん断速度 (mm/min)	鉛直圧密応力 σ_{vc} (kPa)
定圧	1.63 / 1.75	13	0.1	50, 100, 200
定体積	1.75	13	1	

表－5 三軸圧縮試験の条件

区分	初期乾燥密度 ρ_{di} (g/cm^3)	含水比 w (%)	せん断速度 (mm/min)	鉛直圧密応力 σ_{vc} (kPa)
排水	1.63/1.77	13	0.1	50, 100, 200

図－8 は，定圧および定体積一面せん断試験より得られた応力経路図である．定体積試験における圧密圧力σ_{vc} = 50kPa と 100kPa では，せん断に伴いストレスパスが原点から遠ざかる過圧密的な挙動を示していることがわかる．強度定数に関しては，初期乾燥密度ρ_{di} = 1.75g/cm^3 の場合は，過圧密気味の供試体であるため c' = 10.2kPa が得られたが，ρ_{di} = 1.63g/cm^3 の試験では，σ_{vc} によらず正規圧密的な挙動が観察された．また，粘着力 c'は，ρ_{di} = 1.63g/cm^3 の場合の値(c' = 4.5 kPa)がρ_{di} = 1.75g/cm^3 の場合の値(c' = 10.2kPa)と比較して半分程度となった．

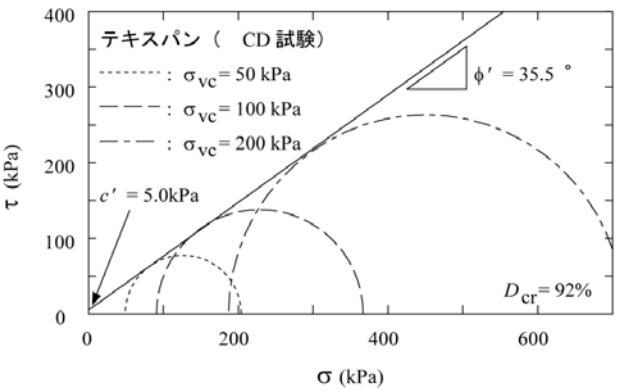


図－8 応力経路（定体積および定圧一面せん断試験）

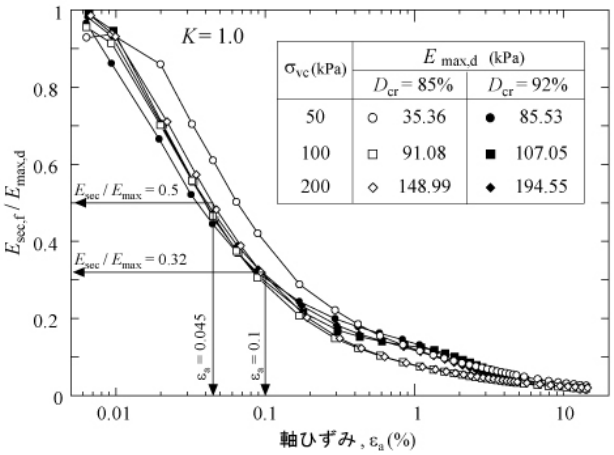
図－9 は圧密排水三軸圧縮試験より得られた破壊時のモールの応力円群である．一方，**図－10** は三軸試験の応力～ひずみ関係を BE 試験から得られた $E_{max,d}$ で正規化した場合の原地盤の $E_{sec,f}$～ε_a 関係の推定である．この図から，初期乾燥密度および拘束圧の違いによらずヤング率のひずみレベル依存性は同様な傾向を示していることが分かる．通常の砂質土では，ひずみレベルが 0.1%程度でヤング率が半減(E_{sec} / E_{max} ≈ 0.5)することが知られている[5]が，本試験結果では ε_a = 0.1%で E_{sec} / E_{max} ≈ 0.32 となり，E_{sec} / E_{max} = 0.5 に対応する ε_a = 0.045%となった．この結果は，顕著なひずみレベル依存性（ひずみに対する非線形性）を示している．これらの結果より，変形解析用の地盤パラメータとして，深さによって異なる弾性係数を適切な方法で入力する必要があると判断される．

表－6 は，一面せん断試験と三軸圧縮試験から得た強度定数の比較である．一面せん断試験の結果は三軸圧縮試験の結果と比較して，(c, φ)が幾分大きい結果となった．これは，試験方法に従う供試体の飽和・不飽和状態の違いによる影響もあると考えられるが，いずれにして

も盛土材料の設計強度(c=0, φ=30°)よりも大きな値を示していることから，強度に関する限りは盛土材料として問題はないと判断される．しかし，変形が問題になる場合において剛性が十分である保証はない．なお，室内試験より得られた補強盛土材料の変形特性(G)と強度特性(c, φ)は数値解析を実施するときの参考値とした．



図－9 破壊時のモールの応力円
（圧密排水三軸圧縮試験）



図－10 $E_{sec,f}/E_{max,d}$～ε_a 関係

表－6 試験方法の違いによる強度定数の比較

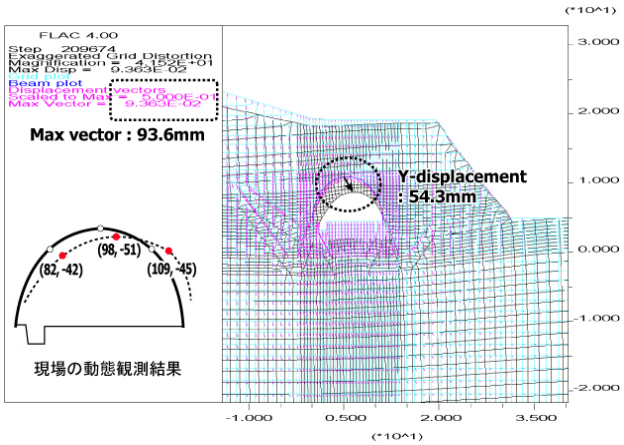
試験	試験条件	初期乾燥密度 ρ_{di} (g/cm^3)	粘着力, c (kPa)	内部摩擦角 φ (°)
一面	定圧	1.63	4.5	37.2
		1.75	10.2	37.0
三軸	排水	1.63	2.4	35.3
		1.77	5.0	35.5

(3) 数値解析による変形挙動

(a) 逆解析による 現場の地盤物性値の推定

アーチカルバートと補強盛土の変状の原因を推定し，適切な対策工を検討するため，各種地盤調査結果および施工中の動態観測結果を参考にして，2 次元及び 3 次元数値解析を実施した．まず，動態観測の結果に基づいた逆解析により，現場の地盤物性値を推定した．次に，盛土の変状に影響を及ぼす可能性のある因子を考慮した各種解析を実施した．なお，数値解析には，地盤工学分野で世界的に広く用いられている汎用解析プログラムである FLAC を用いた．まず，現場の地盤物性値を推定するために，現場の地形条件，施工履歴および降雨条件などを考慮した一連の逆解析を実施した．

本研究で実施した逆解析とは，現場の動態観測結果などをフィティングすることにより，採用した構成モデルの入力パラメータを決めることである．今回の解析に採用した地盤モデルはモールクーロン弾塑性モデル(Mohr-Coulomb モデル)であるので，繰り返し解析によって当該現場の地盤単位体積重量(γt)，粘着力(c)，内部摩擦角(φ)，弾性係数(E)，ポアソン比(ν)を決めることとした．ただし，アーチカルバートの場合は，工場製品であるからメーカーの諸元を解析に反映している．ちなみに，補強盛土の補強部に対しては，補強材を個別にモデリングせずに，盛土材とジオグリッドが一体化した複合地盤と仮定した．**図－11** はアーチカルバートの下流側坑口部（No.003）における逆解析の結果であり(H20.2.8 の観測結果を基準にして物性値を推定している)，現状の変位傾向と比べて，水平変位は多少小さい値であるが，鉛直変位はうまく表現できていることが分かる．**表－7** は逆解析により推定された現場の地盤物性値のまとめである．



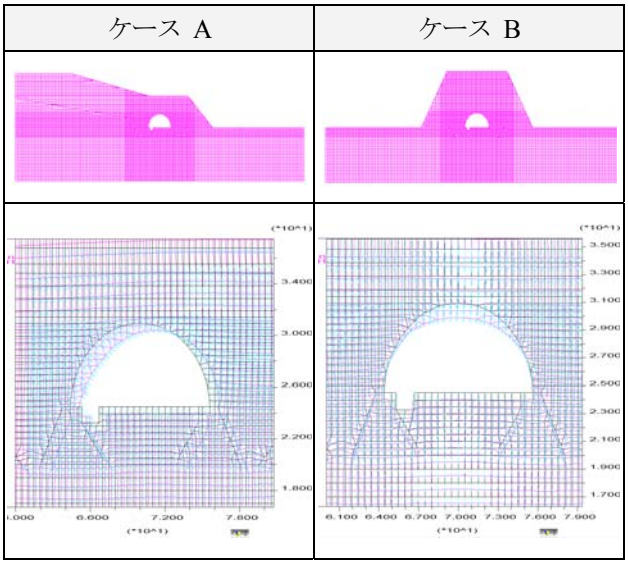
図－11 坑口部の変形図(No.003)

表－7 逆解析により推定した現場の地盤物性値

単位体積重量 γt	粘着力 c	内部摩擦角 φ	弾性係数 E	ポアソン比 ν
18.6 kN/m^3	5.0kPa	35deg.	60MPa	0.36

(b) 偏土圧および道路築造の影響

地形および道路盛土がアーチカルバートに及ぼす影響を検討するために定性的な解析を実施した．ケース A は当該現場の地形および施工履歴をシミュレートした解析であり，ケース B はアーチカルバートに偏土圧を与えないように施工過程を通して荷重が左右対称となるように施工する場合を想定している．

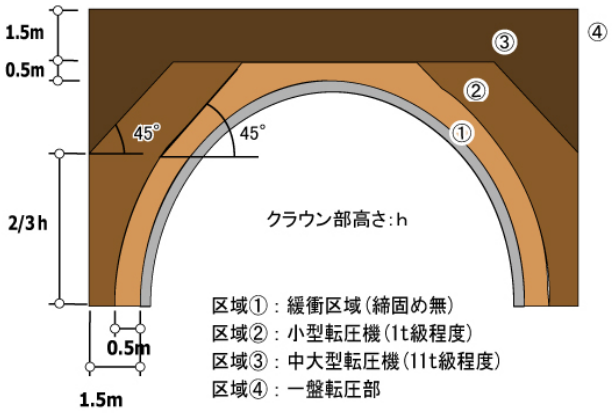


図－12　盛土形状の違いによる変形図

図－12 に示すように，ケース A は偏土圧の影響を受け，アーチカルバートに非対称変形を起こすことが確認された．一方，水平ボーリング及び現場調査の結果，アーチカルバートの坑口部周辺の盛土材の単位体積重量が相当低いことが分かった．

この原因として，**図－13** にテクスパン工法の締固め基準（テクスパン工法設計施工マニュアル（案），H10 年 12 月）を示す．テクスパン近傍の緩衝領域①では，無転圧で良いと規定されている．これは，テクスパン自体が柔構造であるため，領域①を十分に締固めてしまうと盛土高が天端に到達した時点でテクスパンの最終形状が半円形とならないため，換言すれば，トンネル周辺の土の締固め度を加減することでトンネルの形状を半円形に保つことを暗に期待している．これでは，偏土圧が作用した時に，テクスパンが歪み変形を生じるのは容易に推定される．

以上の検討より，当現場のアーチカルバートの坑口部（No.003）の歪んだ変形は，「盛土の形状に起因する偏土圧の影響」と「盛土材の単位体積重量の不均質性（緩衝領域①）」に起因していると考えられる．よって，本事例のように偏土圧が作用する現場では，テクスパン工法の適用には十分な配慮(偏土圧に対する補強対策や施工順序の調整など)が必要となる．

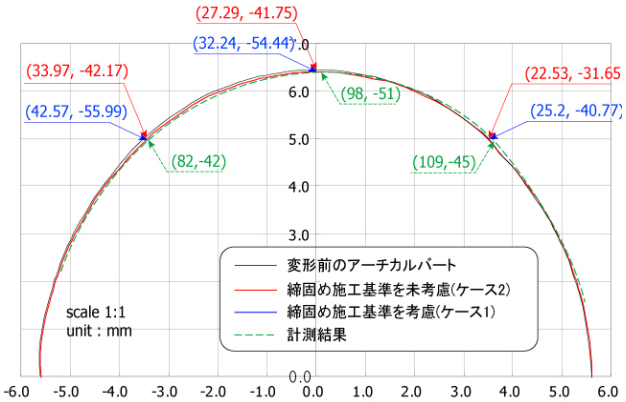


図－13　テクスパン工法の締固め施工基準

表－8　締固めの違いによる地盤物性値の推定

区分		γ_t, kN/m^3	c, kPa	ϕ, deg.	E, MPa	ν
ケース 1	領域 1	19.1	5.0	35	5	0.38
	領域 2	20.0			10	0.37
	領域 3	21.0			25	0.36
	領域 4	21.0			40	0.36
ケース 2 (領域 1~4)		21.0	5.0	35	40	0.36

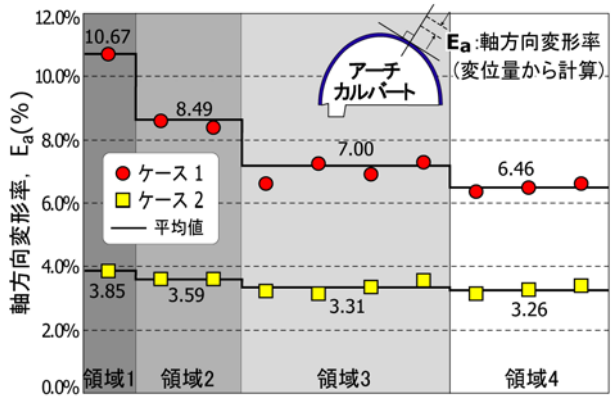
表－8 は，最初段階で逆解析より推定した地盤物性値(**表－7**)に加えて，領域①~④の転圧の差を考慮して地盤物性値(単体積重量，弾性係数，ポアソン比)を再算定した結果である．**図－14** には，締固め施工基準を考慮した場合としない場合の数値解析結果と現場の動態観測結果を比較している．



図－14　解析結果と計測結果の比較

この結果から，ケース 1 の天端沈下量がケース 2 に比べて最大 30%大きいことが分かり，アーチカルバート周辺の締固め度がカルバートおよび盛土の変形に大きく影響することが明らかとなった．**図－15** は，締固め度が異なる領域ごとの変形率を計算した結果である．領域 1 の変形率は約 10%程度と最大値を示している．この結果より，アーチカルバート部に近いほど弾性係数のひずみ依

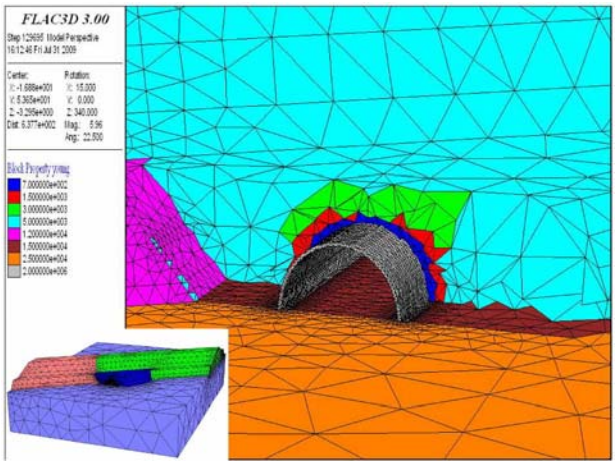
存性により剛性が小さくなり，より変形しやすいこと(**図－10** 参考)，したがって，締固め度の差による剛性の違いが構造物の不均等な変形の原因になった可能性が高いと言える．



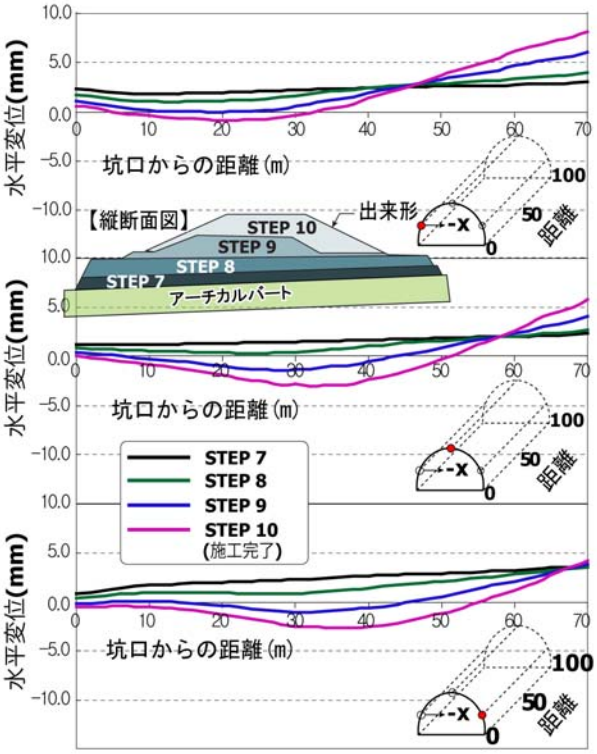
図－15　締固め度領域ごとの変形率

(c) 坑口近傍の 3 次元変形挙動の評価

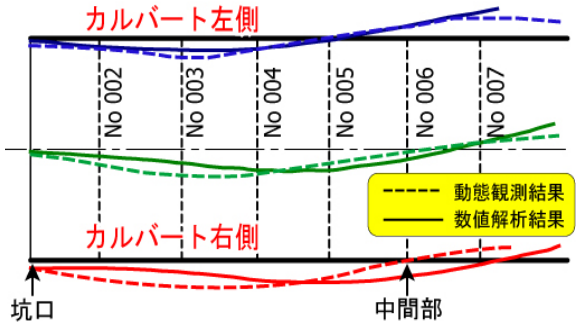
アーチカルバートの坑口近傍において，典型的な 3 次元変形挙動が観察された．とりわけ，当該現場の場合は，傾斜した地形条件，縦断・横断方向の施工履歴が平面的ではなく立体的であった．よって，本研究では 3 次元数値解析を実施して，トンネル線形の変形挙動に及ぼす地形条件および施工履歴による影響を検討した．**図－16** に本解析に用いた 3D モデルを示す．施工によるアーチカルバートの内空変位の変化は，**図－17** のようにカルバート構造物の設置後，補強盛土の築造，道路体盛土工事と進むにつれ，側壁および中央部の変位が増加し，道路体盛土および偏土圧の影響を受けてカルバートの左右側の壁部および天端部の水平方向の変位がそれぞれ S 字型を示していることが分かる．この傾向は，現場の動態観測結果と同じ傾向であった(**図－18**)．



図－16　3D モデルと締固め度領域



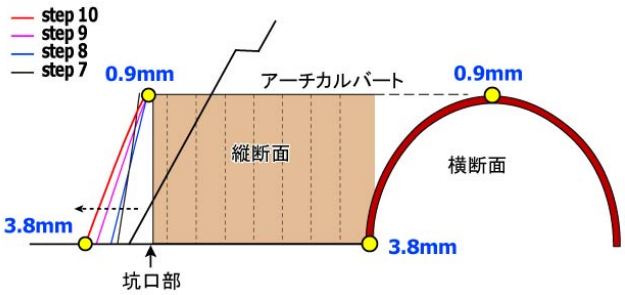
図－17　施工段階おけるカルバート内空の水平変位



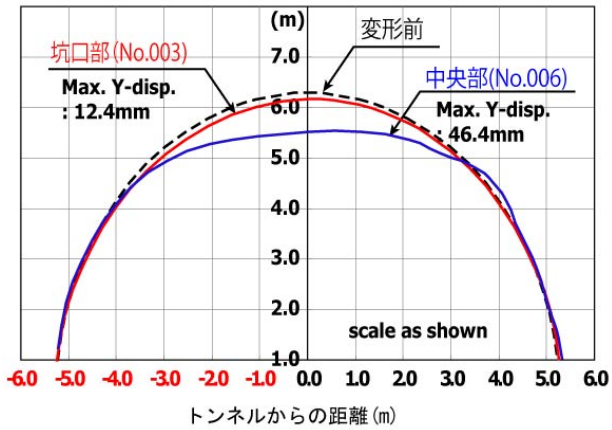
図－18　計測結果と数値解析結果の比較

3 次元数値解析より予測した坑口部とアーチカルバート中央部の変位傾向をそれぞれ **図－19**，**図－20** に示す．これらの結果から，坑口部の縦断方向の変位は前面方向へ最大 3.8 ㎜発生し，カルバートの下端部の変位が上端部より大きいことがわかる．

一方，坑口部の天端の沈下量は最大 12.4 ㎜，中央部は 46.4 ㎜発生し，中央部の上載荷重が坑口部より大きいこと，さらに締固め不足により盛土地盤のアーチング効果がうまく発揮されていないことが確認できた．以上の事柄から，坑口部の偏土圧と中央部の高盛土がアーチカルバートの変形の原因と考えられる．



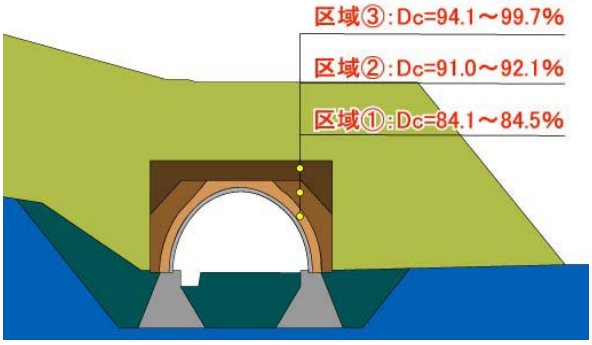
図－19　坑口部の縦断方向の変形傾向



図－20　坑口部と中央部の発生変位の比較

(4) トラブルの原因

図－21 は，現場の水平ボーリング調査により盛土の締固め度を調べた結果である．アーチカルバート周辺の区域①の締固め度は 84%程度であり，区域②と区域③の締固め度はそれぞれ 91%，94%以上であった．この結果から各区域の締固め度は施工マニュアルが規定している締固め度を十分に満たしていたことが分かる．このように当該現場の場合，盛土の使用材料や盛り立て，締固めなどの施工方法は,「テクスパン工法設計･施工マニュアル」に適合したものとなっており，マニュアル上問題となる点は見当たらなかった．



図－21　水平ボーリングによる現場の締固め度調査

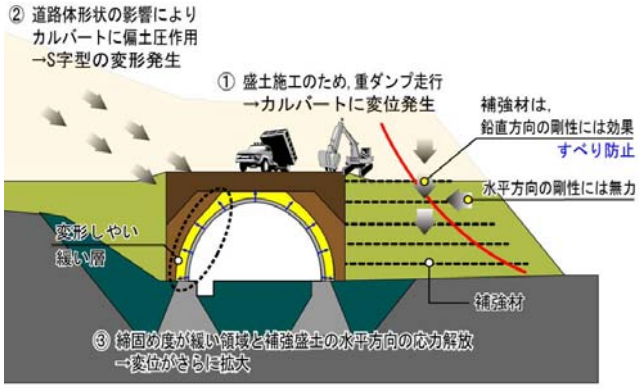
変形解析結果は，アーチアルバートに偏土圧が作用した可能性を示唆しており，盛土体の傾斜が大きいことによる偏土圧が，アーチカルバートボックスのＳ字型変形の直接な原因と考えられる．一方，関連マニュアルである「テクスパン工法設計・計測マニュアル(案)，H10.12 月」では，偏土圧に関しての詳細な記載はないが，土中構造物を検討する際には，偏土圧に対する検討は不可欠であり，今回のように斜角が大きな場合は，事前の周到な検討が必要であったと言える．

以上に述べた事柄により，カルバートのＳ字型の大変形の発生メカニズムは以下のように推定できる(**図－22**)．

①アーチカルバート設置後の盛土施工のため，重ダンプの走行に伴い変位が発生,

②道路体盛土の形状の影響により，偏土圧が作用してアーチカルバートがＳ字型に変形,

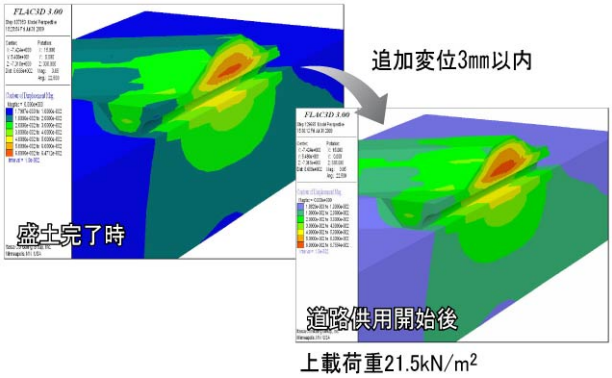
③アーチカルバート周辺の締固め度が相対的に緩い領域の存在および補強盛土部の水平方向の応力解放の影響で変位がさらに拡大.



図－22　変形メカニズム

(5) トラブルの対策

現場は，土工事が終了しているので追加の死荷重に対しての検討は必要ない状況であった．なお，道路の供用中の舗装･交通荷重の影響を検討した結果, 上載荷重 21.5 kN/m^2（交通荷重＝10 kN/m^2、舗装＝0.5m×23 kN/m^3）に対して，約 2.9 ㎜の追加変位の発生が予想されたが，カルバートのさらなるクラック等の発生の危惧は大きくないと判断された(図 - 23)。



図－23　舗装・交通荷重による影響

したがって，本事例の対策としては，現状でアーチカルバートボックス自体が破壊には至っていないこと，また，内空変位の増大も収束傾向にあることから，検討時点では大規模な補強の必要はなく，ヘアクラック目地の補修，剥落防止などの対策を実施することが妥当と判断した．しかし，アーチカルバートの変位は収束傾向にあったが，完全に収束していないため，現況の変形・変状とアーチカルバートのコンクリートパネルの許容応力度から算定した横断方向の許容変位量を用いて，アーチカルバートの安全評価および道路の安全性確保のための経過観察を行うこととなった．また，維持管理のため横断方向の水平変位の観測を継続することとした(図－24)．

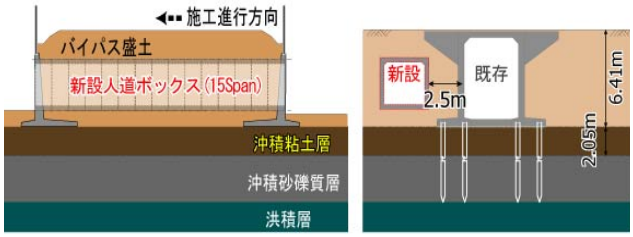
図－24　カルバートの変状に対する対策工

3.2 事例 2：　既存盛土内への人道ボックス挿入時に発生した沈下トラブル

本事例は，**図－25** のような約 10 万台／日の通過交通量を有する兵庫県の重要幹線道路のバイパスにおいて，バイパス盛土内の既設横断ボックスに近接した位置において，人道ボックスを新設する工事に伴い発生したボックスの沈下および盛土の変形トラブルに関する事例研究である．**表－9** に当該現場に設置されるボックスカルバート構造物の諸元をまとめておく．

表－9　ボックスカルバート構造物の諸元

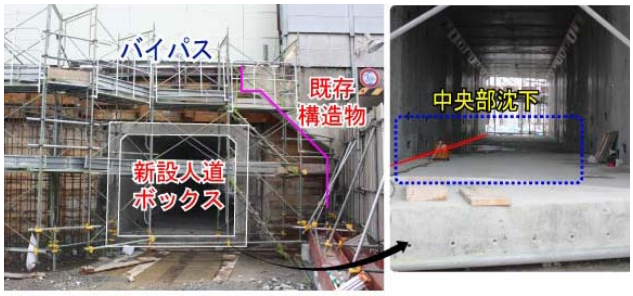
寸法	高さ/幅	3.40m/3.60m
	厚さ/セグメント長	0.30m/1.52m
新設函体全延長		23.256m
最大土被り		1.84m



図－25　人道ボックスの設置現況

(1) 工事の概要とトラブルの発生状況

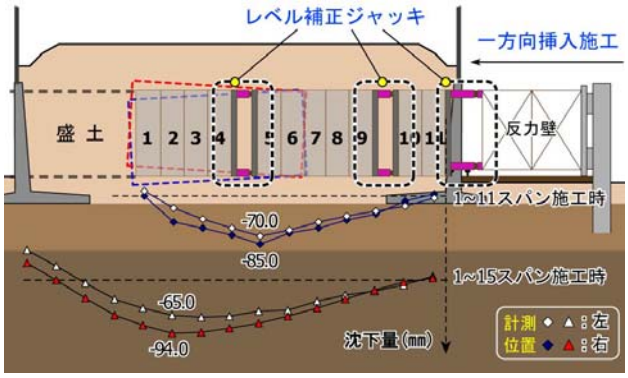
人道ボックスの設置には，非掘削工法（片側一方向挿入施工）が採用されたが，新設ボックスの挿入工事中に，**図－25** のようにボックスの中間部において，管理値を超える最大 94 ㎜の沈下が観測されて工事が中断された．本研究では，事後に実施した地盤調査結果ならびに施工順序を反映した数値解析を実施して，沈下・変形の原因を究明し，適切な事後対策工を検討した．



図－26　沈下トラブル状況

(2) 施工現況および動態観測

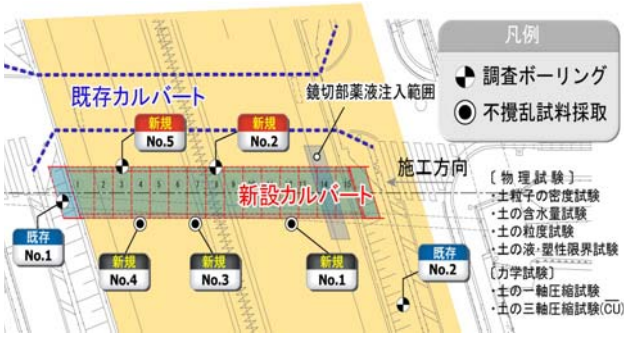
当該現場に採用された R&C 工法は供用中の交通路を遮断することなく，その直下にボックスカルバートを設置するアンダーパス施工法の一種であり，現場の施工法としては，**図－26** に示すようにセグメント長が 1.52m の矩形のコンクリートボックスを一方向挿入法が採用されている．ちなみに，施工中のレベル補正のために 3 箇所の油圧ジャッキが設置された．しかし，工事中の動態観測の結果から，ボックスカルバートの挿入につれ，ボックス両端部に隆起が発生し，中間部において最大 94 ㎜の沈下が観測された．沈下の傾向として，既存ボックス側である右側の沈下量が大きく，左側が相対的に小さい傾向を示している．なお，工事中に設定した沈下管理基準値は一次および二次管理値がそれぞれ 15 ㎜，60 ㎜であった．一次管理値を越えた時点で上部道路面の沈下の動態観測を開始し，二次管理値を越えた時点から計測頻度の増加および路面監視を強化した．なお，路面の最大沈下量は 32 ㎜程度で，降雨時には上部路面の沈下が進行することも確認された．



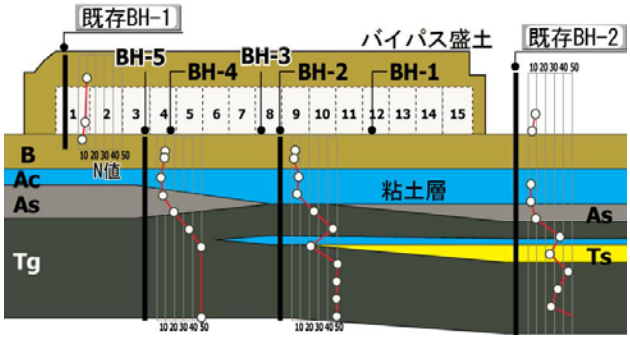
図－26　アンダーパス施工計画と動態観測結果

(3) 現場調査および室内試験

図－27 に示すように，現場の地盤の状態を詳細に把握するため，追加の地盤調査を実施した．まず，既存のボーリング資料を補足する目的で，1mピッチの標準貫入試験を伴う調査ボーリングを2箇所において実施した．さらに，その調査ボーリングはボックス直下の盛土層を調べるため，ボックスカルバート内部にて実施した．その調査結果より，ボックスカルバート直下の盛土層は，比較的ルーズで予想外に軟弱(N 値の３程度)であったことも明らかとなった．



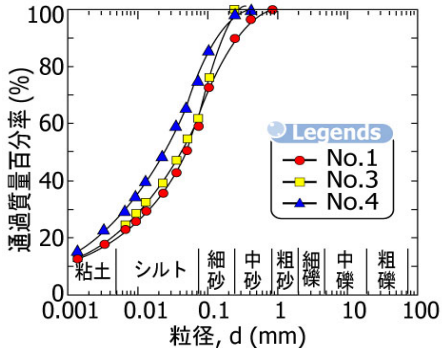
(a)　追加ボーリング調査の位置



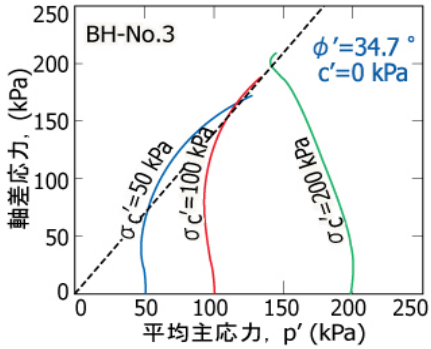
(b)　追加調査により推定された地層

図－27　地層推定断面図

また，ボックスカルバート下部の軟弱な粘性土層を対象として，３箇所で不撹乱試料を採取し，採集された試料を用いた室内土質試験を行った(**図－28** および**図－29**)．**表－10** は室内試験結果のまとめである．現場の沖積粘土層の土粒子の密度はρ_s=2.66 ～ 2.71g/cm^3，自然含水比はw_n=22.7～28.1%で，砂分の混入が比較的多く，粘性土としては一般的な含水比より若干小さな値であることが分かる．また，粒度組成とコンシステンシー特性から細粒分が多い土の曲線状態を示し，工学的分類では「CL」粘土(低液性限界)に分類された．この結果より，当該現場に分布している沖積粘土層は圧縮性が小さく，体積変化率や透水性が小さいなどの工学的性質が明らかとなった．



図－28　沖積粘土の粒径特性



図－29　三軸圧縮試験結果

表－10　室内試験結果の一覧表

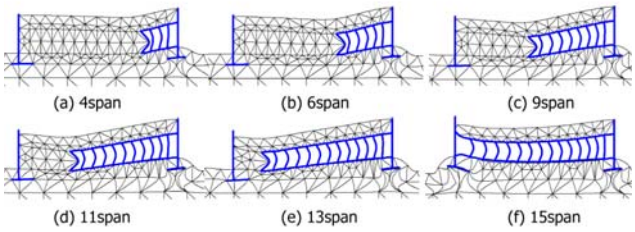
調　査　地　点		BH-1	BH-3	BH-4
試　料　深　度、(m)		2.2~2.6	2.0~2.9	2.0~2.9
土粒子の密度, ρ_s (g/cm^3)		2.663	2.709	2.683
自然含水比, w_n (%)		22.7	28.1	24.8
一軸圧縮試験	圧縮強度,q_u (kN/m^2)	201.6	157.4	128.1
	破壊ひずみ,(ε_f %)	2.36	9.74	2.76
	変形係数,E_{50}(MN/m^2)	9.88	3.62	5.82

(4) 数値解析による変形挙動検討

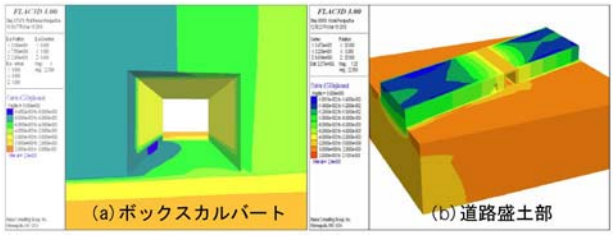
(a) 施工履歴を考慮した変形解析

図－30 は，施工順序を反映した2次元変形解析結果である．解析結果より，ボックス設置による上載荷重の除荷の影響により，工事中に段部の隆起が発生しているのが確認された．このような下部地盤の変形の影響により，一方向挿入施工時において所定のレベルを確保することが難しくなる．結果として，**図－32** に示す施工最終段階では，現場の計測結果と同様に，段部は隆起し，中間部は沈下する傾向が見られた．なお，施工履歴を厳密に反映した 3 次元変形解析(**図－31**)の結果では，最終掘削後のボックスカルバートの下部の沈下は5.0～8.1 ㎜程度であり，実際の沈下量と比較して解析結果の沈下量の方が小さい値となった(**図－32**)．これは元々ボックスカルバ

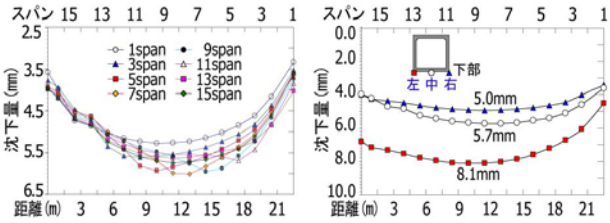
ートの上部に作用している荷重自体も小さいこと，また，ボックスカルバートの施工が「鉄板→ 箱形ルーフ→ 内部掘削→ 高剛性のカルバート押込み」の順で行われたことを数値解析に反映すると，各施工段階で順次応力解放が生じるために実測よりも大きな地盤隆起が発生し，結果として沈下量が小さくなったものと考えられる．なお，実際の変状とは異なり，左側より右側の沈下量が小さく予測されたのは（**図－32(b)**），数値解析において既存ボックスカルバートによる変位拘束効果であると考えられ，本稿の 3.2 に示すような追加検討を実施した．



図－30　掘削による変形挙動(PLAXIS)



図－31　ボックスカルバートの沈下量等高線(FLAC3D)

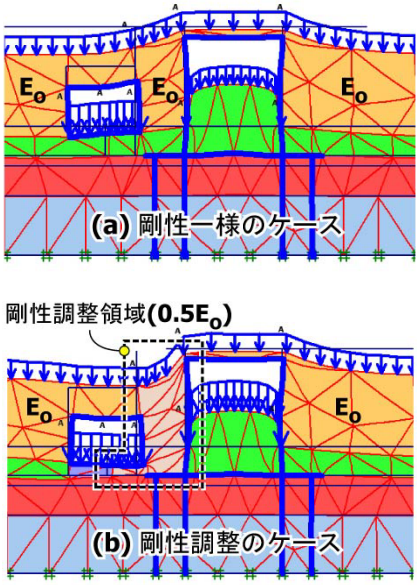


図－32　ボックスカルバートの沈下傾向(FLAC3D)

(b) 地盤剛性の差による人道ボックスの変形挙動

図－33 の解析結果は横断面の変形を示したものである．盛土層の剛性を一様と仮定した解析では，ボックスカルバートが既存ボックスカルバートの反対側に傾斜する結果となり，横断面の変形は実際の変形状況（動態観測結果）と異なった．

一方，既存のボックスカルバートとの間とボックスカルバート下部の盛土層の剛性を共に 1／2 とすると，**図－33(b)**に示すように既存のボックスカルバート側に傾斜し，実際の変形状況に定性的に一致する結果となった．これらの結果より，この部分の盛土層が締固め不足さらには雨水による浸食の影響により比較的柔らかかったと推定され，これは地盤調査結果(例えば，ボックスカルバート直下の盛土層が比較的ルーズで予想外に軟弱(N 値の３程度)であったこと)と整合する．



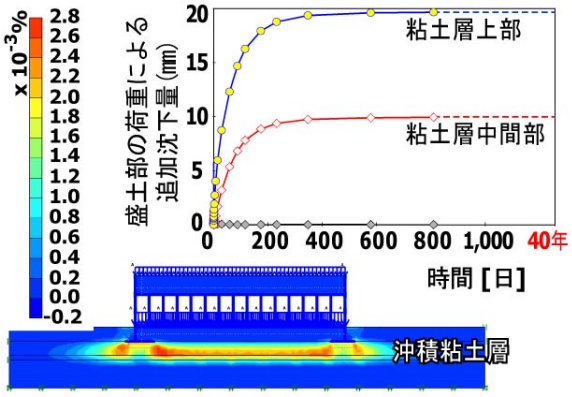
図－33　地盤剛性による変形挙動(PLAXIS)

(c) 沖積粘土層の長期沈下

盛土層の下部に存在する厚さ約 2m の沖積粘性土層の長期沈下を検討する目的でボックスカルバート施工の終了後，粘性土層の過剰間隙水圧がほぼ消散するまでの期間の圧密解析を行った．**図－34** は沖積粘性土層のせん断変形増分と沈下の経時変化をそれぞれ示したものである．沖積粘性土層の沈下速度は，施工の初期段階で大きく，おおよそ１年で沈下が落着き，粘性土層上面の最終沈下量は約 20 ㎜程度と小さいことが分かる．

表－11　粘土層の圧密解析(Modified Cam-Clay model)

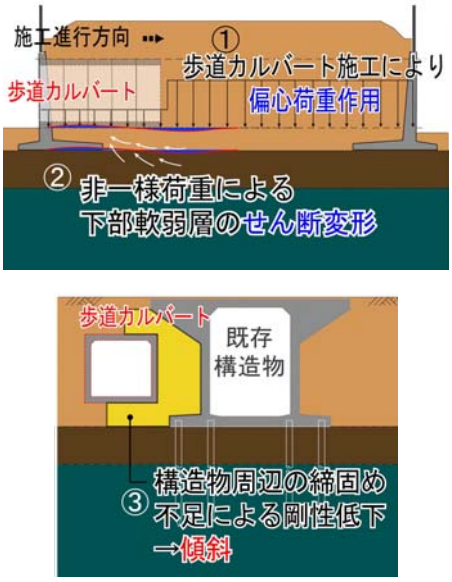
間隙比 e_0	単位重量 γ_t	透水係数 K	圧縮特性		強度特性	
			λ^*	κ^*	c	ϕ
0.5	16.0 kN/m^3	1.15E-7 (cm/sec)	0.156	0.036	20 kN/m^2	20°



図－34　粘土層の長期沈下量(PLAXIS)

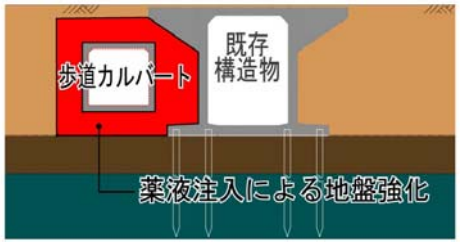
(5)トラブルの原因と対策

当該バイパスの道路面の沈下に対する応急対策（薬液注入）時に，道路面直下のコンクリート床版と下部の盛土層との間に空洞があることが判明した．これは道路盛土の建設から約 40 年が経過して，この部分が雨水の浸透水等により緩んだ状態にあったところに加えて，ボックスカルバート工事の掘削により，空洞がさらに拡大したものと推定された．なお，厳密な地盤調査および数値解析より推定されたボックスの沈下メカニズムとしては，人道ボックスの挿入により基礎地盤に非一様荷重が作用し，新設されたボックスの周辺の軟弱層にせん断変形が生じたためと考えられる（**図－35**）．



図－35　変状メカニズム（①→②→③）

その対策として，**図－36** に示すように道路面直下のコンクリート床版と下部の盛土層との間の空洞の充填，新設ボックスカルバートの周囲の軟弱な盛土層を薬液注入により強化することにしました．



図－36　恒久対策工

４．結論

本研究により得られた知見を以下にまとめる．

(1) 事例 1 では，施工履歴の不具合(重ダンプの走行管理)や盛土形状による偏土圧，アーチカルバート周辺地盤の締固め不足などが変形トラブルの原因であったと推定される．テクスパン工法では，施工管理を通して，カルバートに偏土圧が作用しないようにすることが重要である．対策としては，幸いにも変位が収束傾向にあったこと，アーチカルバートの破壊までには余裕があったため，直接な地盤補強はせず，カルバートのクラックを補修するとともに，管理計測を実施した．また，許容変形が小さい RC 構造物を先に建設して、後から荷重をもたらす施工順序に対しては対策ならびに改善も必要と考えられる．

(2) 事例 2 は，設計時の地盤調査（例えば，既存 BH-1 孔の深度）が不十分であったため，盛土下部の軟弱地盤の存在を見逃したことが指摘される．現行の性能設計に準じて設計を行なった場合，完成形の性能の確保はできるが，施工履歴を考慮した施工段階ごとの地盤の変形挙動，とりわけ掘削による基礎の軟弱地盤のせん断変形の予測が困難となる欠点が明らかとなった．

(3) これら２つの事例に共通して，カルバート周辺の締固め不足は局所的に盛土の地盤剛性を低下させるため，とりわけ柔なコンクリート構造物の変状原因となる．したがって，カルバート周辺の盛土部の締固めこそ重要であり，周到な管理が必要である．

(4) 設計・施工マニュアルを順守してもトラブルが発生した点に注目すると，現行の設計・施工マニュアルの一部見直し（とりわけ構造物周辺盛土の締固め管理値）が必要である．さらに，変状トラブルを未然に回避するためには，現場の地形条件を考慮して，必要な場合には安定性解析の他に施工履歴を反映した２次元あるいは３次元変形解析の実施が有効である．

参考文献

1) 岩松幸雄，工藤真之助，村椿良範：土圧を受ける構造物の設計「擁壁およびカルバートの設計と考え方」，鹿島出版会，p.81~87，1987
2) 日本道路協会編集：道路土工 - 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針，日本道路協会，p.170~174，1987
3) 上本雄也，澁谷啓，橋元洋典，川尻峻三：砂礫盛土材の締固め特性および変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響, 地盤工学ジャーナル, Vol. 6, No.2, pp.181~190, 2011
4) 龍岡文夫 監修：新しい補強土擁壁のすべて「盛土から地山まで」，総合土木研究所，2005
5) Tatsuoka, F. and Shibuya, S：Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests. Proceedings of the Ninth Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering，Vol.2，pp.101~177，1991
6) 兵庫県県土整備部まちづくり局建築指導課 監修：宅地造成等規制法による宅地造成技術マニュアル，社団法人兵庫県建築士会，1999

（2012 年 3 月 8 日　受付）