

A・6 高盛土下における函渠への作用土圧について

土木試験所 ○田 中 博 明
森 康 夫
阿 部 和 明

まえがき

最近、山岳地などにおける公共施設の整備が進み、それにともない土かぶり厚10m以上の高盛土下に埋設函(管)渠を設計施工する機会が多くなってきている。しかし、土かぶり厚10m以上の函渠に対する盛土荷重の推定法については、種々提案されてはいるものの確たる方法のないのが実情であり、特に、函渠頂版上に作用する鉛直盛土荷重の大きさ、および函渠縦断方向の分布形状などの推定は、合理的な函渠の設計施工を行う上で重要な問題となってきた。

このため、土かぶり厚10m以上の実際に施工された数箇所を調査対象として種々の計器を設置し、盛土の進捗状況に応じて変化する盛土荷重や躯体断面力等を測定してきた。本報文では、それらの測定結果などの概要について述べるとともに高盛土下の函渠に作用する盛土荷重の評価法について、現在提唱されている理論式やFEM解析を用い考察を加えた。

1. 調査対象函渠の概要

今回、ここで取り上げた現場はA～Dの4現場であり、各現場の函渠の断面形状、地盤概況、盛高Hおよび埋設計器の設置位置等を図-1に示した。現場A、BおよびDの函渠は、鉄筋コンクリート製のいわゆる剛性函渠であり、現場Cは肉厚 $t = 5.3\text{ mm}$ のメタルコルゲート管(撓性函渠)である。いずれの現場も直接基礎として設計施工されているが、現場Bにおいては原地盤が軟弱なため函渠直下を良質な材料で置換し、支持力を確保することとしている。しかし、現場Bは、さらに下層に被任水層があること、置換部以深もある程度圧縮性のある地盤も介在していることなどから考えると、盛土荷重によって函渠、周辺地盤ともかなり沈下することが予想される。

また、現場AとBの函渠の支持地盤は岩盤と角礫であり、あまり大きな沈下を起すことは考えられない。現場Cでは、コルゲートメタルアルバート、¹⁾マニュアルに従って一部良質土で置換しており周辺地盤は、崖錐層であるがその深さ、力学的性質に関しては明らかでない。

設置した計器は、側壁、頂版および

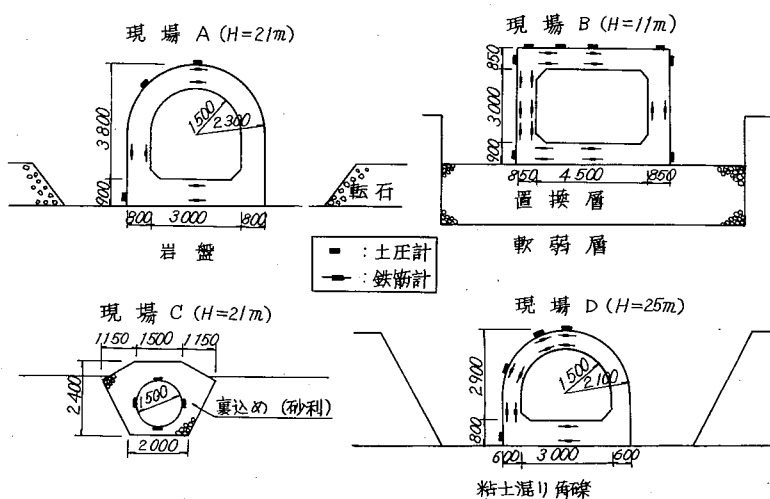


図-1 調査対象函渠の概要

(たなか ひろあき) (もり やすお) (あべ かずあき)

底版に土圧と地盤反力を測定する目的で容量 $5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ の土圧計を設置した。地下水位の高い場合は間隙水圧計を $1 \sim 2$ 箇所土中に埋設した。また、函渠横断方向の断面力を測定するため図に示したような位置に鉄筋計を設置した。

表-1に盛土材の土質特性値として粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、および単位体積重量 γ_t の値を示した。 γ_t は、度数分布から最も度数の高い値を代表値として示したが、一般に $\pm 0.15 \text{ t/m}^3$ の標準偏差の有ることが確かめられている。 c および ϕ については、現場 B、D が三軸圧縮試験により求めた値を示しており、現場 A、C は推定値である。

表-1 盛土材の土質特性

現場 A	$C = 0.1 \sim 0.81$ $\phi = 30 \sim 34$ $\gamma_t = 1.72 \text{ t/m}^3$
現場 B	$C = 0.0$ $\phi = 41 \sim 46$ $\gamma_t = 1.57 \text{ t/m}^3$
現場 C	$C = 0.13 \sim 0.58$ $\phi = 33 \sim 35$ $\gamma_t = 1.70 \text{ t/m}^3$
現場 D	$C = 0.1 \sim 0.2$ $\phi = 34 \sim 37$ $\gamma_t = 1.90 \text{ t/m}^3$

盛土の施工速度は、現場 B 以外では $2 \sim 3$ 年程度かけて完成断面を確保しており、年間約 10 m 程度の施工速度となっている。現場 B については、 $6 \sim 7$ 年かけて盛土施工しており当初予想していた通り地盤沈下はかなり進行していると考えられる。いずれの現場も冬期の盛土施工は行っていない。

函渠縦断方向の盛土形状は、現場 A、C および D が台形状、また、現場 B は、かなりの延長にわたりほぼ一様の土かぶり厚 H が確保されている。

2. 土圧および断面力の測定結果

土圧および断面力は、盛土進捗状況に応じ経時的に測定したが、図-2は、函渠頂版に作用する実測鉛直土圧 P_v と土かぶり厚 H の関係を示したものである。但し、現場 B では、頂版上に 4 個の土圧計を設置したが、図-2ではそれら 4 個の平均値として示してある。また、図-3には、函渠側面に作用する実測水平土圧 P_H と土かぶり厚 H との関係を示した。但し、 P_H は、土かぶり厚 H に対しての水平土圧の増分を示したものであり、土圧測定点から函渠頂版までの水平土圧は含んでいない。

また、現場 A および B では、間隙水圧 P_w が測定されており実測値からその影響を除いてある。その値は、土かぶり厚 H によって異なるが、 $H \approx 10 \text{ m}$ および函渠底面付近で現場 A で $P_w = 0.53 \text{ kg/cm}^2$ 、現場 B で $P_w = 0.43 \text{ kg/cm}^2$ となっており、現場 A の測定値は諸条件から判断して高めの値を与えているものと思われる。

図-2および3によると P_v および P_H とも土かぶり厚 H に比例して増加する傾向があるが、 P_v

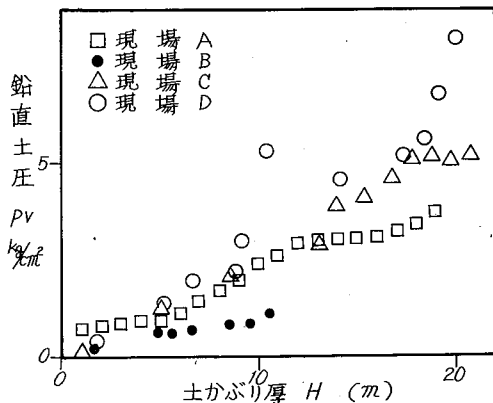


図-2 実測鉛直土圧と土かぶり厚 H

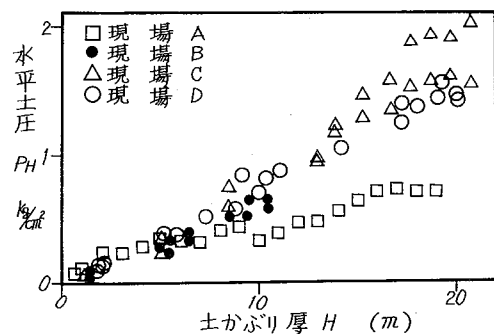


図-3 実測水平土圧と土かぶり厚 H

～Hにおいては、現場Aがあまり顕著な増加傾向となっていないこと、現場CでもH≒12m前後から増加割合がそれ以前に比較して鈍くなっていることなど、各現場ごとに異なった傾向も見られる。また、 $P_H \sim H$ において現場AがH≒10mを境に他の測定値に比較して不規則な増加傾向を示しているが、高めに測定された間隙水圧を考慮して補正したことによるものと考えられる。

以上、函渠に作用する盛土土圧の測定結果について述べてきたが、計器設置時からかなり長い期間の測定であったため、計器の絶縁性や受圧板の耐錆性など色々な点で問題が生じてくる。

また、土圧計による土圧の計測は、その設置方法や計器性能上の問題も指摘されており、その測定結果の利用にあたっては十分な注意が必要である。

今回も土圧計による実測値の信頼性を確認する目的で、函渠に実測土圧を作用させ断面力（曲げモーメント）を計算し実測値と対比した。

図-4は、その結果の一部を示したものである。計算にあたり函渠の各部位は弾性体として、コンクリート部材

においては全断面有効とし断面力を計算した。現場Cにおいては、応力測定を行っていないため管渠の変形量で対比することとした。

この結果、現場Bの頂版と側壁で計算値に比較して実測値がかなり大きな値となっているほか、一部に若干の違いもみられるが、断面力計算上の仮定等も考慮すると総じてよい対応を示しているものと思われ、実測盛土土圧はほぼ正しいものと推察される。

3. 考 察

1) 土圧係数

土圧係数は、一般に直土圧 ($P_v = r_t \cdot H$) との比で表わすが、ここでも実測土圧と表-1に示した値を利用して鉛直土圧係数 α ($P_v / r_t \cdot H$) および水平土圧係数 K ($P_H / r_t \cdot H$) の両者を計算し、土かぶり厚Hとの関係で示すと図-5および6のようになる。

今回のような突出形函渠の頂版に作用する鉛直盛土土圧は、函渠の剛性、基礎形式や函渠周辺地盤の沈下などの影響を受けて、単なる直土圧 ($r_t \cdot H$) 以上の鉛直荷重が頂版に作用すると考えられている。現在、道路土工指針（以下、指針という）でも杭基礎の場合、それまでの調査結果などにもとづき、躯体幅Bと土かぶり厚Hとの比 H/B の大きさに応じ鉛直土圧係数を $\alpha = 1.0 \sim 1.6$ として設計することとしているが、直接基礎では $\alpha = 1.0$ ($H \leq 10m$) としている。

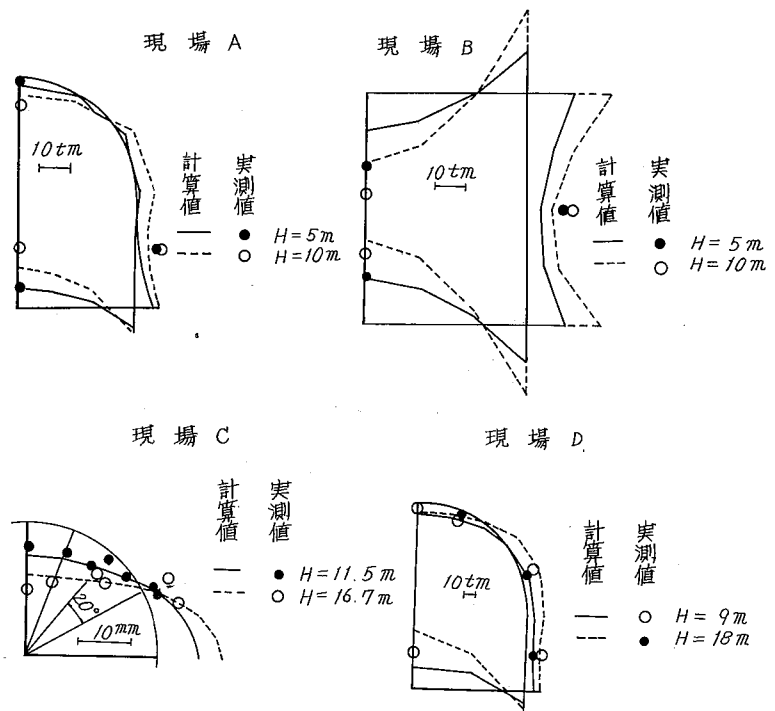


図-4 躯体横断方向の実測断面力と計算値の対比

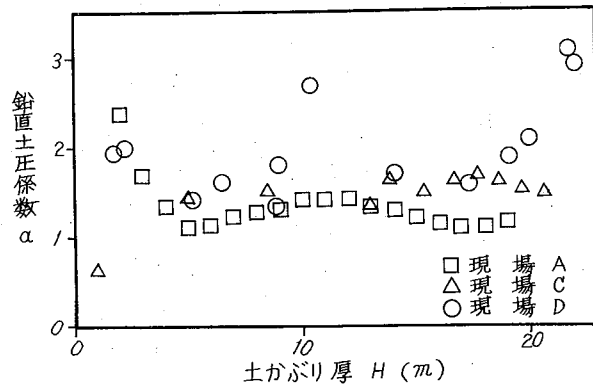


図-5 鉛直土圧係数 α

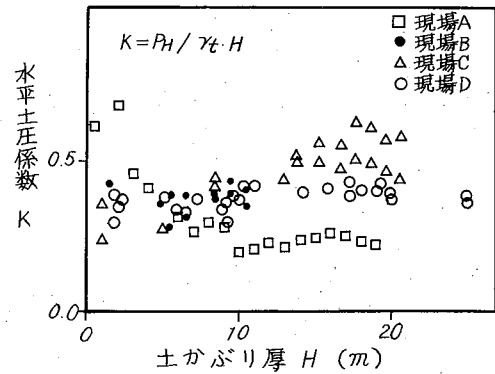


図-6 水平土圧係数 K

図-5によるとかなりバラツキもあるが、 α は、3現場で $\alpha > 1.0$ となっており、現場Aで1.1～1.4、Bで1.4～1.7、Cで1.5～2.0程度と現場ごとに異なった値をとるようである。なお、現場Bにおいては、後述するように頂版上の測定位置によって実測土圧強度が異なっており、 $\alpha \approx 1.0$ かもしくはそれ以下の値をとっている。すなわち、現場Bにおいては支持地盤が他の現場より沈下しやすく、応力集中が生じにくいいため α も小さくなったものと考えられる。

この点、現場Cも撓み性函渠であり、他に比較すると α は小さくなると考えられるが、施工時に安全性を確保するため支保工により管渠自体の自由な変形を抑制しており、そのことと周辺土の圧縮量との関連で $\alpha \geq 1.4$ と大きな値となったものと考えられる。

いずれにしても、応力集中の生じにくい特殊な場合を除いて鉛直土圧係数 α は、指針における H/B などとの相関性を見出しえなかったが、総じて $\alpha = 1.2 \sim 1.8$ 程度の範囲で観測されているものが多く、盛土材料や施工にともなう不確実性、あるいは設計計算上の諸条件を考えれば、 $\alpha = 1.5$ 前後で安全性を照査しておくのも、現段階では簡便な手法といえる。

次に、水平土圧係数 K は、通常の剛性函渠では壁体の変位しないものと考え、 $K_0 = 0.4 \sim 0.6$ として設計するのが一般的である。今回の場合、図-6のような結果となったが、現場Aでは、 $H \leq 10 m$ の範囲で $K = 0.6$ から0.2へと H に反比例して低下し、その後0.2～0.25程度の一定値をとる傾向を示しており、間隙水圧の補正の影響で低めの値を示している。これに反し、現場Cでは、 $H \leq 14 m$ の範囲で $K = 0.3$ から0.5程度まで H に比例して増加し、その後0.5～0.6程度の一定値をとる結果となっている。

これは、撓み性管渠が、鉛直盛土荷重により変形を起し、側壁が外側に変位したことにより生ずる地盤反力を土圧として測定したことによるものであり、本来は、水平土圧とは区別して整理すべきものであろう。

また、現場BおよびDの K については、 $H \leq 10 m$ で $K = 0.3 \sim 0.4$ の範囲でバラツいたものとなっているが、 $H \geq 10 m$ 前後から $K = 0.4$ 程度の落ち着いた値を示している。すなわち、一般的な設計値としては低めの値をとっていることとなるが、函渠部材の設計上危険側の外力を与えてしまう場合もあるため注意する必要がある。

2) 土圧の計算手法と実測値

函渠に作用する土圧に対する研究は古くから行われており、水平土圧 P_H は、上述の静止土圧係

数Kを用い $P_H = K \cdot r_t \cdot H$ とし表わすのが一般的であるが、鉛直土圧 P_v は、函渠躯体と盛土との間の相対沈下の発生によるセン断抵抗の影響を考慮した種々の理論式が提案されている。

その理論式の考え方の基本になっているのは、マーストンの式と考えられるが、いま、現場A、Dについて等沈下面が盛土表面まで存在しないと仮定しマーストンの式から計算される鉛直土圧 P_v と直土圧 $r_t H$ と実測値と対比して示すと図-7のような結果になる。

図によると、現場Dにおいては値そのものに差はあるものの増加の傾向は、マーストンの式に類似したものとなっている。しかし、現場Aでは、 $H=10m$ 程度までは、マーストンの式に比較的良い対応を示しているものの、それ以上の土かぶり厚に対しては徐々に直土圧に近づく傾向を示している。測定値の信頼性等さらに追及しなければならぬ面もあるが、盛土材料や施工上の不確性、換言すると理論式の適用のむずかしさがうかがわれる。

最近、このような地盤～構造物～盛土の系に対して問題点を解明するため有限要素法 (FEM) 解析が利用されているが、計算に必要な土質定数や境界条件の設定方法などになお検討の余知があり、さらに、従来までの設計手法に対する経緯もあり、特別な場合以外は設計段階で利用しうるに至っていないのが実情といえる。しかし、先述の測定結果をより汎用性のあるものとして発展させていくためには、FEM解析の利用はかなり有効なものと考えられる。

このため、今回は図-8に例示したようなFEMの解析モデル(概要)による計算土圧を求め実測値と対比し、その適合性について検討することとした。

計算上にあたって、各部材はすべて二次元(線形)弾性体と考えることとし、盛高としては縦断方向の盛土分布を考慮

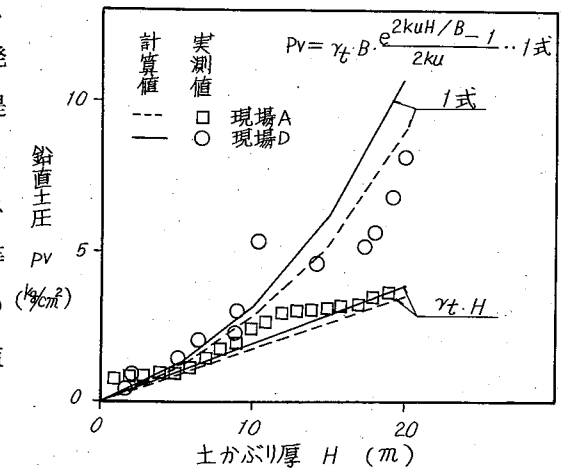


図-7 計算鉛直土圧と実測値

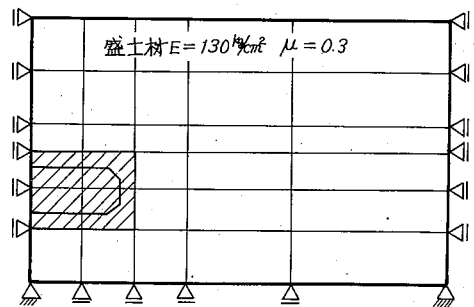


図-8 FEM計算モデル概要

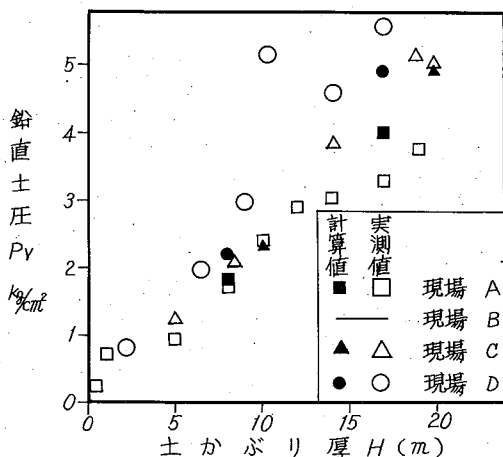


図-9 FEM解析による鉛直土圧

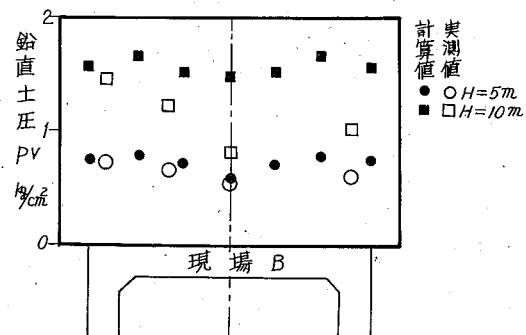


図-10 FEM解析による鉛直土圧(現場B)

せず、一定値として処理することとした。

計算に必要な函渠の各部材の弾性係数 E は、 $2.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とし、現場Cにおいては、 $1.0 \times 10^3 \text{ kg/cm}^2$ とした。また、盛土材の E は、 N 値=4~5と考え $E_0=2.8 \text{ N}$ から $E_0=1.30 \text{ kg/cm}^2$ 、ポアソン比は、砂質土系の盛土材を考え $\mu=0.3$ と仮定することとし、地盤の弾性係数等は盛土材の弾性係数を基準にして推定することとした。

これらの仮定および諸数値を用いFEMにより計算

された函渠頂版上に作用する鉛直土圧を図-9および10に示した。その結果、A、CおよびDの3現場とも実測値と比較的よい対応を示す結果を得ることができた。現場Bについては、函渠頂版上の横断方向に数点の実測値を得ているからその各々について実測値と対比した。H=5mでは実測と計算の両者がよい対応を示しているが、H=10mでは、頂版中央付近で両者に大きな差があらわれており、先に示した図-4とも考えあわせると計算モデルと仮定に若干問題があったためと考えられる。

また、図-11には、FEM解析によって得られた函渠側壁に作用する計算水平土圧と実測値を対比して示したものであるが、土かぶり厚が大きくなると実測値と計算値の差が大きくなりポアソン比の設定値に多少検討の余知がある。

以上、鉛直土圧算定のための理論式とFEM解析の適用に関して述べてきたが、FEM解析は、今回の実測値をもとに汎用性をもたせ、函渠に対する一般的な設計土圧を考えていく上で、有効な手法と考えており、より細部にわたり検討を進めていきたいと考えている。

あ と が き

高盛土下の函渠に対する作用土圧の調査研究は少なく、その設計土圧、特に鉛直土圧の算定方法については、大きな、かつ早急に解決すべき検討課題となっている。今回、函渠縦断方向の盛土形状を無視し、今までの調査結果をまとめたが、その影響はかなり大きいものと考えており、今後、その影響も加味した形での検討結果についてまとめ、この種の函渠の設計施工に供していきたいと考えている。

参 考 文 献

- 1) 菊地理、逢坂秀俊：ボックスカルバート応力測定結果について（第13回北海道開発局技術研究発表会論文集）、（昭和44年度）
- 2) 田中博明、広瀬荘八郎、石原勝、堀暁児：高盛土下における函渠の応力調査結果について（第22回北海道開発局技術研究発表会論文集）、（昭和53年度）
- 3) 福岡正巳：現場技術者のための土圧・土留計算法と実例（「近代図書」昭和48年7月）
- 4) 土質工学会：コルゲートメタルカルバート・マニュアル（第1回改訂版）、（昭和47年5月）
- 5) 土質工学会：土質工学ハンドブック（1982年版）
- 6) 日本道路協会：道路土工指針（改訂版）、（昭和43年5月）

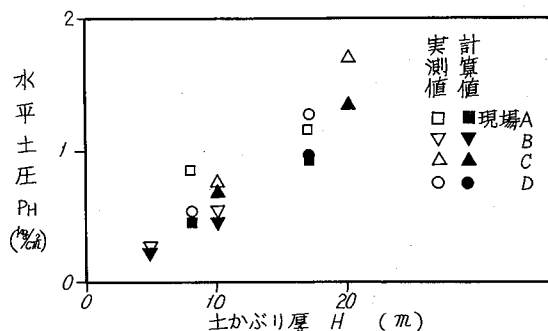


図-11 FEM解析による水平土圧