

土被りがインバートタイプアーチカルバートの支持力に及ぼす影響について

京都大学大学院 学生員 ○村上慶晃 正会員 木村 亮, 岸田 潔
モジュラーチ工法協会 正会員 岩崎喬夫 非会員 川村淳一

1. はじめに

プレキャストアーチカルバートの基礎形式には、図-1 に示すようにアウトフーチングタイプやインバートタイプがあり、施工現場の地盤状態に応じて最適な形式が選択される。具体的な設計手順¹⁾としては、まず地盤の支持力を支持力公式²⁾より算定し、想定される荷重（上載荷重や自重など）が支持力を上回らない基礎形式を選択する。そのため、設計では支持力の算定をいかに正確に行うかが重要となる。

現状の設計に用いられている公式は、直接基礎のもので、プレキャストアーチカルバートに対するものではなく、支持力公式の「根入れに関する項 $\gamma D_f N_q$ 」における根入れ深さ D_f を、どのように考えればよいか課題となる。現行の設計手法では、図-2 のように坑内の地盤高さを根入れ深さ D_f としているが¹⁾、この方法では土被りが支持力に及ぼす影響が十分考慮できていない。特にインバートタイプの場合には、それと同幅の直接基礎とみなすのが妥当な流れである。本稿では、プレキャストアーチカルバートの支持力について検証するため、模型実験及び弾性 FEM 解析を実施し、インバートタイプのプレキャストアーチカルバートの支持力について検証する。

2. 模型実験概要

実験装置の概要を図-3 に示す。覆工模型はインバートタイプのアーチカルバート模型ならびにそれと同幅の直接基礎模型を用いる。模型はアルミ製（ヤング率 $E_t = 70 \text{ MPa}$ ）で、奥行き $b_t = 50 \text{ mm}$ である。アーチカルバート模型は実際に用いられているプレキャストアーチカルバートの規格²⁾の1/50縮尺サイズで、高さ $D = 144 \text{ mm}$ である。荷重はジャッキ直下に取り付けたロードセルによって計測する。また、覆工模型の変位は、覆工模型上部に取り付けた変位計にて計測する。模型地盤は砂質地盤をモデル化し、円形断面を有する直径 1.6 mm , 3.0 mm の2種類のアルミ棒を重量比 3:2 で混合したものを積み上げた積層体とする。この積層体の粒径加積曲線は豊浦珪砂のそれにほぼ平行となり、単位体積重量は $\gamma =$

21.6 kN/m^3 、粘着力は $c = 0 \text{ kN/m}^2$ 、奥行き長さ $b_t = 50 \text{ mm}$ 、内部摩擦角 $\phi = 23.9^\circ$ である。実験は、土被り高さ H を変化させて行う。実験パターンを表-1 に示す。なお、土被り高さ H は、覆工模型底面からの土被り高さとする。実験は、まず高さ 400 mm までアルミ棒を積み上げ、覆工模型を設置する。つぎに、所定の土被り高さまで（表-1 参照）アルミ棒を積み上げ、ジャッキにて載荷する。

3. 実験結果と考察

インバートタイプの荷重—変位関係を図-4 に、インバートタイプ模型と直接基礎模型の荷重—変位関係の比較を図-5 に示す。なおパラメータは、土被り高さ H と覆工高さ D の比、 H/D で表記する。この図より、インバートタイプは直接基礎と同様の力学挙動を示す。すなわち、極限支持力を算定する際の根入れ深さ D_f は従来のように坑内地盤高さとする方法は、極限支持力を土被り高さによらず一

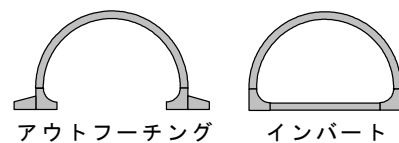


図-1 アーチカルバートの基礎形式

極限支持力 $Q_u = \kappa c N_c + 0.5 \gamma B N_\gamma + \kappa \gamma D_f N_q$

根入れ効果に対する係数 $\kappa = 1 + 0.3 D_f / B$

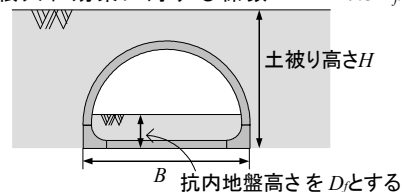
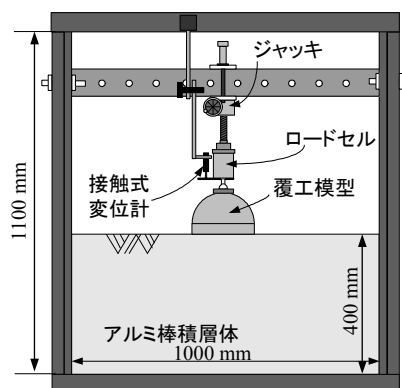
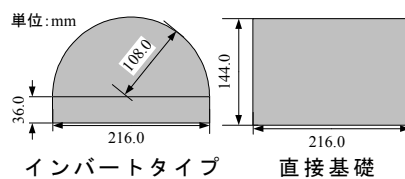


図-2 極限支持力の算出方法



(a) 実験装置



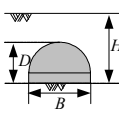
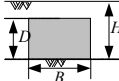
(b) 覆工模型

図-3 実験概要

キーワード 支持力, アーチカルバート, 土被り

連絡先 〒606-8501 京都市左京区吉田本町 京都大学工学研究科都市社会工学専攻 TEL 075-753-5106

表-1 実験パターン

	覆工模型	概観	土被り比 H/D	計測項目
支持力 模型実験	インバート		$H = 432 \text{ mm } (H/D = 3.0)$ $H = 360 \text{ mm } (H/D = 2.5)$ $H = 288 \text{ mm } (H/D = 2.0)$ $H = 216 \text{ mm } (H/D = 1.5)$ $H = 144 \text{ mm } (H/D = 1.0)$ $H = 40 \text{ mm } (H/D = 0.28)$ $H = 0 \text{ mm } (H/D = 0.0)$	・載荷荷重
	直接基礎		$H = 144 \text{ mm } (H/D = 1.0)$ $H = 40 \text{ mm } (H/D = 0.28)$	・覆工模型の 鉛直荷重

定と算定することになるので、不適であるといえる。

つぎに、極限支持力について検証する。最初に、連続する3つの計測点における割線勾配の平均値が最初に負となる点を破壊点とし、そのときの荷重を支持力 A とする。図-6 は図-4 の荷重-変位関係を曲線で結んだものであり、破壊点は×印で示した。破壊点以降に大きな荷重変化は見られないため、支持力 A はインバートタイプがもつ最大の支持力、すなわち極限支持力であるといえる。

また、根入れがない $H = 0 \text{ mm}$ に対して、FEM による弾性解析を実施し³⁾、実験値がこの解析結果と異なってくる変位量 3.6 mm を、本実験のすべてのケースに対する弾性領域の限界と定め、その限界での荷重を支持力 B とする。この解析結果を図-6 に太線で示した。

図-7 に土被り比 H/D と支持力 A との関係を黒丸で、支持力 B との関係を白丸で示す。そして根入れに関する項における根入れ深さ D_f を土被り高さ H とした算定値 A と、土被り高さ H の $1/2$ とした算定値 B の2種類を示した。それぞれ、図-2 に示した「根入れ効果に対する係数 κ 」を考慮した値と考慮しない値の2つを示した。

図-7 より、算定値 A は支持力 A とほぼ一致している。「根入れ効果に対する係数 κ 」を考慮すればより実験値に近づくため、土被り比 $H/D = 3.0$ 以内であれば、この方法はインバートタイプの極限支持力を表現できるといえる。しかし、今回支持力 A を考えた破壊点の変位は、図-6 に示すように、土被り高さによって $8 \text{ mm} \sim 16 \text{ mm}$ の間にばらつきがある。

支持力 B は算定値 B とほぼ一致し、「根入れ効果に対する係数 κ 」による影響は少ない。根入れ深さ D_f を、土被り高さ H の $1/2$ として算定すれば、施工する基礎地盤を弾性領域内に収めることができるといえる。今後、より定量的な検証を行うには、弾塑性解析を行い、破壊の評価をより詳細に検討していく必要がある。

4. 結論と今後の課題

インバートタイプの極限支持力を支持力公式から算定する際、従来のように根入れ深さ D_f を坑内の地盤高さとするは不適であるといえる。土被り比 $H/D = 3.0$ 以内であれば、根入れ深さ D_f を土被り高さ H とし、「根入れ効果に対する係数 κ 」を考慮して算定すれば、基礎地盤の最大支持力内に、土被り高さ H の $1/2$ として算定すれば、基礎地盤の弾性領域内に抑えて施工できると結論付けられる。今後は、破壊に対する評価をより詳細に行うため、本実験に対する弾塑性 FEM 解析の実施を行う予定である。

参考文献

1) 財団法人 地域地盤環境研究所モジュラー工法協会：Modularch 技術マニュアル，2002。2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編，2002。3) Yashima A., et al：Soil Movements Associated with Tunneling and Their Effects on Adjacent Pilefoundation, Bull. Disaster Prevention Research Institute, Vol.35, Part 4, p.316, 1985

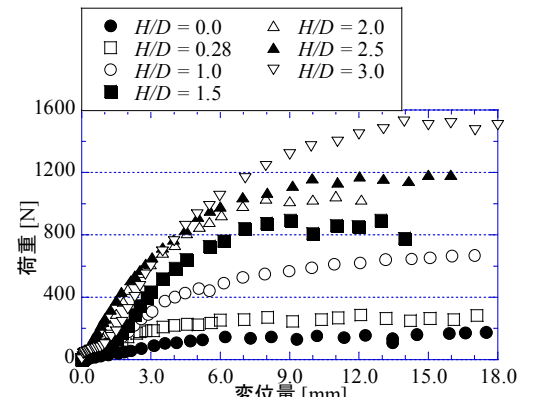


図-4 インバートタイプ荷重-変位関係

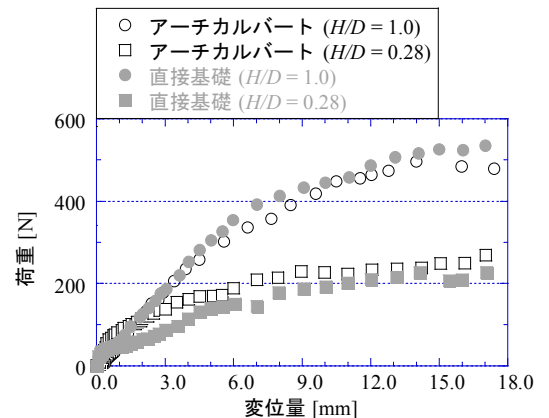


図-5 インバートタイプと直接基礎の比較

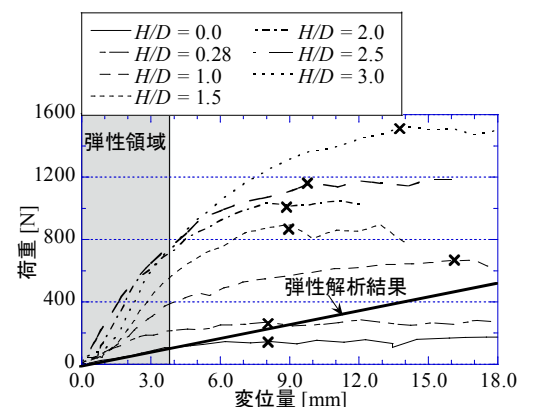


図-6 弾性領域と破壊点

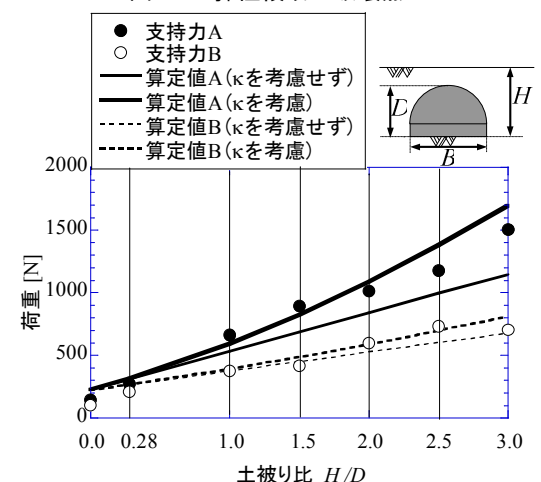


図-7 極限支持力と土被り比の関係