

パイプルーフ下掘削時の変位推定法に関する検討

Investigation of Ground Displacement Prediction in Excavation under Pipe-roofing

小山 幸則*・小島 芳之*・岡野 法之*・森本 持男**・長門 範高***

Yukinori KOYAMA, Yoshiyuki KOJIMA, Noriyuki OKANO, Mochio MORIMOTO and Noritaka NAGATO

In pipe-roof method of excavation, it is inevitable that ground surface settlement. It is important for the safe train operation to predict such settlement in excavation.

We simulated two in-situ measurements about behavior of pipe-roofing. For simulation, Elasto-plastic Method was used. As a result, we propose a method of pipe-roofing displacement considering ground reaction coefficient, plasticizing of adjacent face and redistribution of earth pressure with pipe-roofing displacement.

Keyword: pipe-roofing, in-situ measurement, elasto-plastic method

1. はじめに

線路下横断構造物等の地下構造物を建設する際にパイプルーフ工法を用いる場合は、パイプルーフ施工後のパイプ下掘削時に、必ず地盤沈下を引き起こすが、列車走行の安全等地表部の安全を確保する意味から、その沈下量を的確に予測することが重要である。しかしながら、その予測手法は確立されておらず、いろいろな手法で行われているのが現状である。そこで、本研究では、土被りの大きい場合および小さい場合におけるパイプ下掘削時のパイプ挙動の現場計測結果について、土留めの設計に用いられる弾塑性法によるシミュレーションを行い、パイプ下掘削時のパイプルーフ変位の予測法の提案を行う。

2. パイプルーフ下掘削時の計測結果のシミュレーション

まず、京都市営地下鉄蹴上駅工区のパイプルーフ下掘削時のパイプルーフ変位量の計測結果を基に、梁・ばねモデルを用いた弾塑性法によりシミュレーションを行い、解析モデルを提案した。その結果を踏まえ、JR東西線加島駅工区の現地計測結果をシミュレーションし、提案した解析モデルの妥当性を検証した。

* 正会員 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部
** 日本鉄道建設公団 大阪支社工事第2部
*** 西日本旅客鉄道(株) 神戸工事所

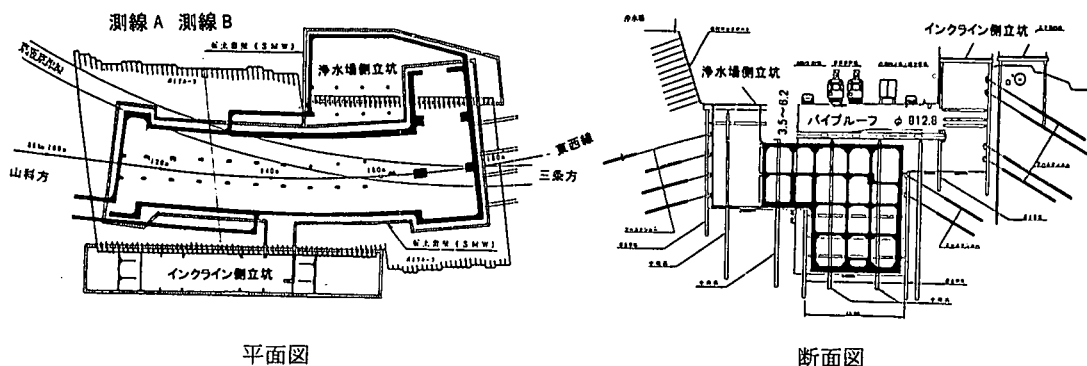


図 1 蹴上駅工区の平面および断面図

2.1 土被りの大きい場合<京都市営地下鉄蹴上駅工区>

(1) 計測現場の概要

南禅寺の南に位置し、府道四ノ宮・四ツ塚線と仁王門通りとが合流する三叉路下に延長 185m の蹴上駅を路下開削工法と山岳トンネル工法により施工されている。

当工区は開削部延長66m、地下4階の駅構築で、路上の交差点内には軌道があり交通量もきわめて多く、種々の埋設管が設置されていることから、道路の両側に立坑を設け、立坑内より路下に鋼管を圧入してパイプルーフを形成し、道路および京津線軌道の仮受けが行われている。当工区の平面および縦断面図を図1に示す。パイプルーフ下の掘削は安全性、確実性を図るため、インクライン側の立坑から全断面を切り開く片押し掘削工法が採用されている。

(2) シミュレーションを実施したパイプルーフ

シミュレーションを実施したパイプルーフは図 1 中に示す測線 A および B であるが、今回は測線 A について述べる。なお、シミュレーションは 2 次掘削までである。

(3) 解析条件

(a) 土被りおよび土質条件

土被りおよび土質定数を表1に示す。

(b) パイプルーフの寸法および剛性

パイプルーフの外径および肉厚はそれぞれ $\phi=812.8$ mm および $t=14$ mm である。パイプルーフの剛性については、鋼管内に中詰め材として発砲モルタルを充填しているため、別途行われた鋼管の載荷試験の結果を踏まえ、中詰め材の剛性を全断面の6割と評価した。

パイプルーフの曲げ剛性は、1mあたり、 $EI=8.030 \times 10^4$ (tf・m²) である。

(c) 上載荷重 (表2)

パイプルーフ全長にわたり上載荷重をかけた時点初期状態とし、掘削に伴い地盤ばねを削除していく手法と、発進側立坑位置から切羽位置までの掘削区間のみ荷重をかける手法とでは等価となるので、ここでは後者の手法を用いた。なお、活荷重は考慮しない。

(d) 地盤ばね定数

直接基礎の鉛直方向地盤反力係数 k_v (参考文献1) による)より算出した。なお、本現場の土質を勘案し、砂質土・粘性土の互層の式 $k_v(\text{kgf/cm}^3)=0.5 \alpha E_c B_v^{-3/4}$ を用いた。ここでは、パイプルーフ底面の換算幅 B_v を5m、10mおよび最終掘削面積より求めた44.5mの3つに変化させて行った。

表1 土被りおよび土質定数

土 被 り H	6.0 m
単位体積重量 γ	1.8 tf/m ³
N 値	60
粘 着 力 c	1.0 tf/m ²
内部摩擦角 ϕ	35°

表2 上載荷重

土 被 り 荷 重	11.0 tf/m ²
パイプルーフ自重	1.19 tf/m ²
合 計	12.2 tf/m ²

よって、 $B_v = 5\text{m}$ とした場合： $k_v = 7090 (\text{tf/m}^3)$

$B_v = 10\text{m}$ とした場合： $k_v = 4220 (\text{tf/m}^3)$

$B_v = 44.5\text{m}$ とした場合： $k_v = 1380 (\text{tf/m}^3)$

(e) 立坑と中間杭および仮受け支柱のばね定数

インクライン側立坑のばね定数は鋼材の断面積、長さおよび設置間隔から求めた (72100 tf/m/m)。

中間杭のばね定数は、中間杭自身のばね定数および受桁のばね定数とその設置間隔を考慮して求めた (27100 tf/m/m)。

(f) 切羽近傍の塑性化

パイプルーフ沈下に伴う切羽近傍の地盤の塑性化を考慮するため、切羽からの距離に応じた極限支持力を求める。

水平地盤における極限支持力およびそれと同じ（斜面による鉛直支持力補正係数 $\lambda = 1$ ）になる α （図3）を掘削高さを考慮した斜面上直接基礎の極限支持力算定手法²⁾により求める。その際、載荷幅 B は 1m ($B=2\text{m}$ および $B=3\text{m}$ として行ったが、求められる αB がほとんど相違ないことを確認している）とした。

計算結果は $\alpha B=8.6\text{m}$ 、水平地盤における極限支持力 $=156\text{tf/m}^2$ であった。

以上の結果より、切羽位置の抵抗土圧を 0tf/m^2 とし、切羽より $\alpha B=8.6\text{m}$ の位置の抵抗土圧を 156tf/m^2 とし、その間の抵抗土圧を線形に変化すると仮定して、切羽近傍の塑性化をモデル化した。

(g) 土圧の再配分

掘削範囲に引張ばねを作用させ、パイプルーフのたわみに伴う土圧の再配分を考慮した。その値は、地盤の圧縮ばねの2分の1および3分の1として、両者を比較することとした。

(h) 解析モデル

以上すべてを考慮した場合の解析モデルを図4に示す。

(4) 解析ケース

解析ケースを表3に示す。

(5) 解析結果

施工順序および荷重を図5に示す。

まず、1次掘削について、仮受け支柱等ばね、地盤反力係数をパラメータに弾性解析を行った。その結果を図6(a)に示す。

換算幅が 5m や 10m の地盤反力係数を用いた場合は、解析結果の方が計測結果よりもかなり小さくなり、変位量の推定において危険側となるため、望ましくないといえる。すなわち、地盤反力係数を求めるための換算幅 B_v は、掘削面積より求めるのがよいと考えられる。

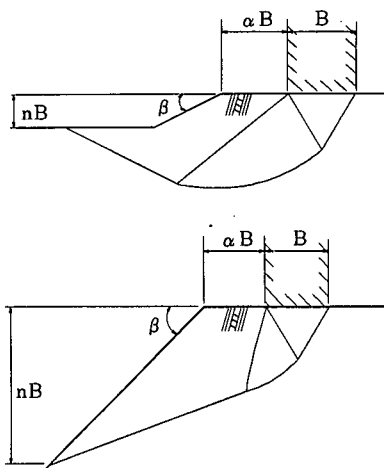


図3 斜面上の直接基礎の破壊モード

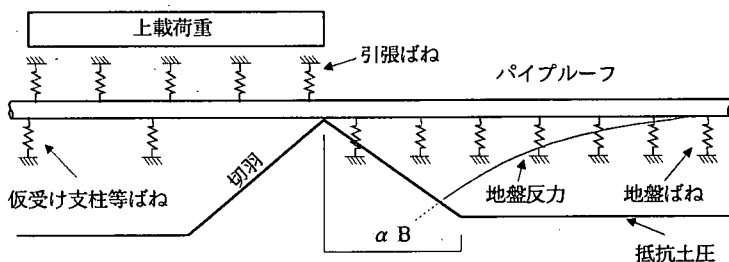


図4 解析モデル

表3 解析ケース

No.	掘削ステップ ^o	地盤反力の 換算幅	切羽付近の 塑性化	土圧の再配分
1	1次	5 m	考慮せず	考慮せず
2		10 m		
3		44.5 m (掘削全面積 より算出)		圧縮ばねの1/2
4				
5			考慮	圧縮ばねの1/3
6				
7	2次			

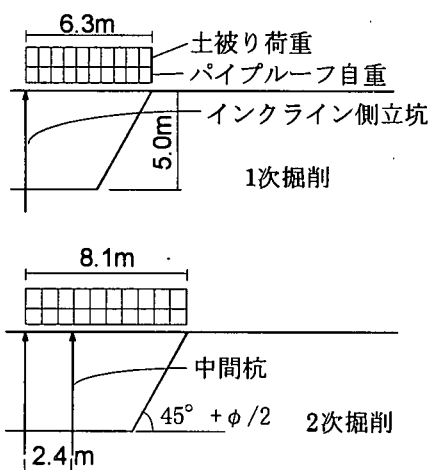


図5 施工順序および荷重

ただし、この場合には計測値よりやや大きめの沈下量となった。

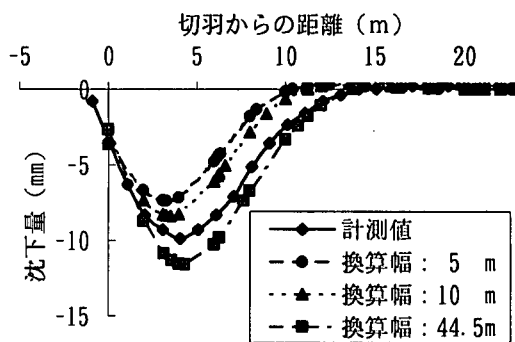
そこでフーチングの換算幅を44.5mとし、土圧の再配分を考慮したモデルを考える。掘削によりパイプセルフがたわむと、特に土被りが大きい場合、地盤のアーチング作用によって土圧の再配分が起こる。そこで、この土圧の再配分を地盤の引張ばねで表現し解析を行った。引張ばねは圧縮ばねの2分の1と3分の1の2通りとし、考慮幅は切羽位置までとして実施した。その結果を図6(b)に示す。図6(b)より、引張ばねを圧縮ばねの3分の1にしたときに、計測結果とよく合うことがわかる。

次に、切羽付近の地盤の塑性化を考慮した弾塑性解析結果を図6(c)に示す。弾性解析と塑性化を考慮した解析との違いはほとんどないが、より計測結果に近づいている。

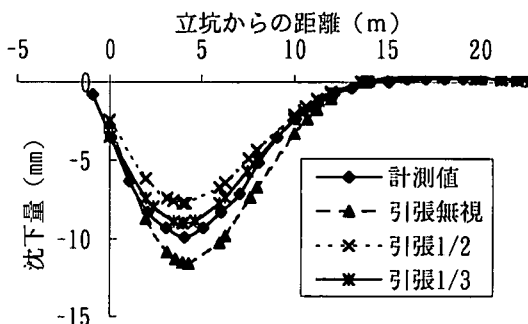
上記結果を踏まえ、測線Aの2次掘削について、換算幅44.5m、引張ばねを3分の1とし地盤の塑性化を考慮して解析を行った。その結果を図7に示す。いずれのケースも非常によく合っている。なお、実施工では中間杭のプレロードが行われているが、計測結果ではプレロード後沈下が更に進んでいることから、ここではプレロードを考慮していない。

3.2 土被りの小さい場合<JR東西線加島駅工区>

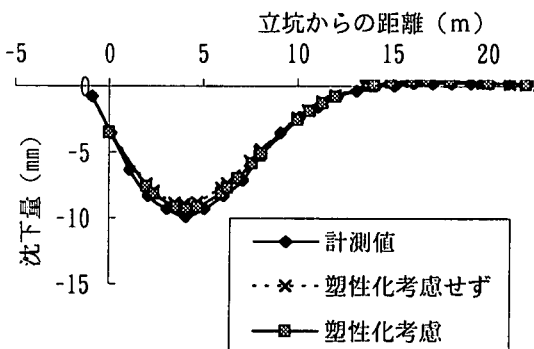
3.1の結果を踏まえ、シミュレーションを行う。



(a) 地盤反力係数の違い



(b) 土圧の再配分の有無



(c) 切羽近傍の塑性化の考慮の有無

図6 シミュレーション結果 (1次掘削)

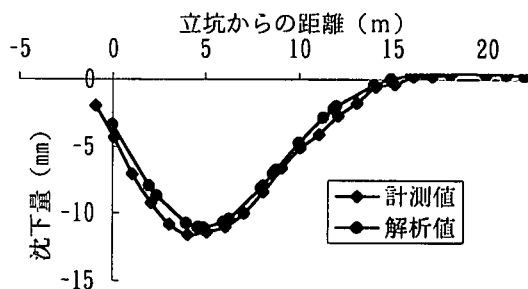


図7 シミュレーション結果 (2次掘削)

(1) 計測現場の概要

当工区は高密度な営業線である東海道本線に近接または直下に位置し、シールドトンネルから開削トンネルに移行する区間であり、延長 220m の地下駅部、同 205m の BOX 断面部、同 190m の U 型擁壁部および同 110m の地上部の神崎川橋梁までの路盤部の各区間からなっている。

(2) シミュレーションを実施したパイプルーフ

今回は、シミュレーションを実施したパイプルーフのうちの 1 箇所の結果について示す。上載土は端部仮受け支柱から離れたところより存在する。なお、シミュレーションは 2 次掘削までである。

(3) 解析条件

(a) 土被りおよび土質条件

土被りおよび土質定数を表4に示す。

(b) パイプルーフの寸法および剛性

パイプルーフの外径および肉厚はそれぞれ $\phi=812.8\text{ mm}$ および $t=22\text{ mm}$ である。パイプルーフの曲げ剛性については、管内部に H 型鋼で補強されており、 $\sigma_{ck}=240\text{ kgf/cm}^2$ (ヤング係数 $E=2.7\times 10^5\text{ kgf/cm}^2$) のコンクリートにより中埋めされているので、H 型鋼および中埋めコンクリートの剛性を考慮し、 $EI=2.00\times 10^5(\text{tf}\cdot\text{m}^2/\text{m})$ とした。

(c) 上載荷重

上載荷重は表5に示すとおりである。なお、活荷重は考慮しない。載荷幅は発進側立坑位置から切羽位置までとした。なお、パイプルーフ自重のみかかっている部分は、上部に土がなく、パイプルーフがむき出しになっている箇所である。

(d) 地盤ばね定数

3.1と同様、直接基礎の地盤反力係数より算出した。なお、本現場の土質を勘案し、砂質土、粘性土の互層の式を用いた。フーチング底面の換算幅は全掘削面積より求め、13.5 m である。

よって、地盤反力係数は 842 tf/m^3 である。

(e) 仮受け支柱のばね定数

仮受け支柱のばね定数は、仮受け受桁自身のばね定数および仮受け基礎地盤のばね定数とその設置間隔を考慮して求める。その値は 5740 tf/m/m である。

(f) 切羽近傍の塑性化

3.1と同様の手法により求めた。その結果、 $\alpha B=6.8\text{ m}$ 、水平地盤における極限支持力は 61.0 tf/m^2 である。

(g) 土圧の再配分

地盤の圧縮ばねの3分の1の引張ばねで表現することとした。なお、本工事では土被りが小さいので、土圧の再配分の範囲が全長に及ぶことはないと考えられる。そこで、引張ばねを利かせる範囲は、掘削範囲全長とした解析と、土圧の再配分がおこる範囲が1~2H程度 (H:土被り) と想定し、切羽位置から2Hとする (図4参照) 解析も行った。

(4) 解析結果

施工順序および荷重を図8に示す。

表4 土被りおよび土質定数

道床 碎石	被り	0.42 m
	単位体積重量	1.9 tf/m ³
土 砂	土被り H	1.03 m
	単位体積重量	1.8 tf/m ³
	N 値	20
	粘着力	0.0 tf/m ²
	内部摩擦角	35°

表5 上載荷重

土被り荷重	2.86 tf/m ²
パイプルーフ自重	1.63 tf/m ²

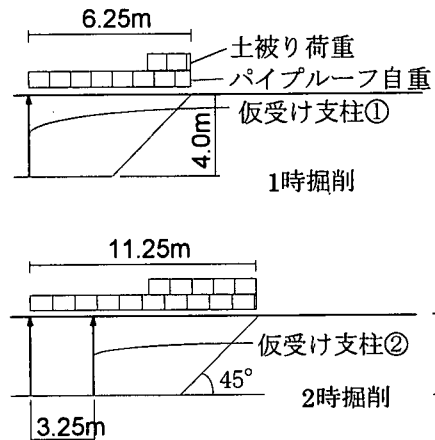


図8 施工順序および荷重

B₁部の1次および2次掘削後の解析結果を図9に示す。掘削部全長にわたり引張ばねを効かせた場合、計測結果に比べかなり小さな値となる。一方、切羽位置から2Hとした場合、計測結果にばらつきがあり、変形モードは若干異なるが、最大変形量はほぼ押さえることができる。

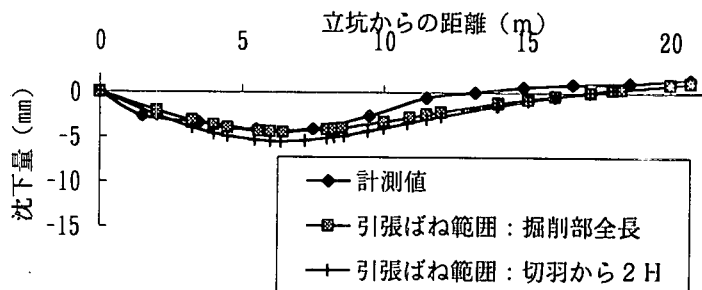


図9(a) B₁部の解析結果と計測値の比較 (1次掘削後)

3. まとめ

本解析結果から、パイプルーフ下掘削時のパイプルーフの挙動予測を従来より用いられている梁ばねモデルを用いて行う場合は、地盤ばね、土圧の再配分、切羽の塑性化について以下の(1)～(3)を考慮してモデル化することにより、実用上十分な精度で予測し得ることが分かった。

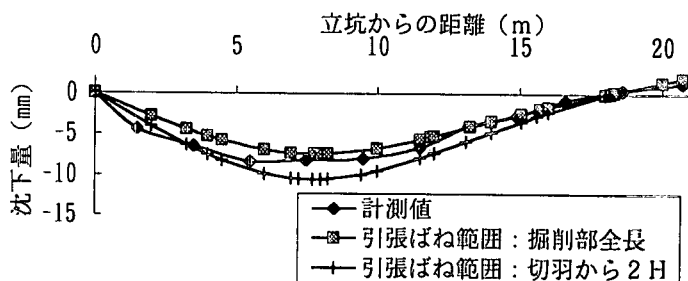


図9(b) B₁部の解析結果と計測値の比較 (2次掘削後)

- (1) 地盤反力係数を求める際のフーチング底面の換算幅の取り方は、現在まちまちであるが、安全側とするためにも掘削面積より算出し、ばね値を小さめにとる方が現実に近いものと考えられる。
- (2) 掘削によるパイプルーフの沈下に伴う土圧の再配分を、実際の再配分の形とは異なるが、割切って同じ大きさの引張ばねにより考慮すると、沈下量を精度よく推定できる。引張ばねを効かせる範囲は切羽から2H程度がよい。
- (3) 今回の解析では、切羽付近の塑性化は考慮しても考慮しない場合と大差はない結果となったが、考慮した方がより計測結果に近づくので、できれば考慮した方がよい。特に、地盤が軟弱かつ土被りが大きい等で塑性化の程度が大きい場合には、この手法は有効であると考えられる。

4. おわりに

本研究では、新たなパイプルーフ下掘削に伴う軌道変状の推定法を提案した。

立体交差化が進む今日、ますます線路下横断構造物の建設が増えると思われるが、今後さらに推進および地盤変状データ分析を進め、必要な時期に線路下横断構造物建設時の体系的な軌道変位評価法の確立・指針化を図っていきたい。

[参考文献]

- 1) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説（基礎構造物），1986.3.
- 2) 奥村文直：斜面付近の直接基礎の支持力，構造物設計資料No. 86 pp.3～8, 1986.6.