

参考資料 16 親杭横矢板壁の設計に用いる地盤ばねの考え方

1. はじめに

弾塑性法による掘削土留め工の設計では、一般に、地盤反力係数の算定には載荷幅を 10m とした場合の式を用い、地盤ばねの算定は設計で考える奥行き全幅（単位幅とすることが多い）に作用させることとしている。しかしながら、土留め壁の種類が親杭横矢板壁の場合においては、掘削底以深では親杭は離散的に配置されることから、上記の考え方が必ずしも適切ではない可能性が考えられる。

そこで、他の設計標準や他企業体の技術基準も参考に、親杭横矢板壁の設計で用いるべき地盤反力係数と地盤ばねについて比較検討を行った。

2. 地盤反力係数と地盤ばねの算定

他の設計標準や他企業体の技術基準を調査し、地盤反力係数と地盤ばねの具体的な算定法を整理した。その一覧表を参考表 16.1 に示す。本付属資料「掘削土留め工の設計」での通常の実践による地盤反力係数、地盤ばねの算定は上述した通りであり、表中のように記載される。

次に、他企業体の技術基準に目を向けると、道路土工 - 仮設構造物工指針¹⁾（以下、「道路土工」と記載）では、親杭横矢板壁の場合に限り、表中に示す式を用いて地盤反力係数ならびに地盤ばねの算定を行うこととしている。地盤反力係数については、親杭間隔 B_0 と親杭のフランジ幅 B_f との比 η によって割増を行う（ただし、 η の上限値を 4 と設定する）。一方で、地盤ばねについてはフランジの部分のみに作用させることとしている。その結果、地盤ばねとしては、 $\eta = 4$ の場合は本付属資料と同じ値となり、 $\eta > 4$ の場合は通常の実践と比較して $4/\eta$ 倍の値となる。

また、親杭を鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物・抗土圧構造物）²⁾（以下、「基礎標準」と記載）に準じて杭基礎として取り扱い、杭の水平地盤反力係数の算定式を用いる方法も考えられる。表中に示す式は、「基礎標準」での杭の水平地盤反力係数算定式であり、杭径 D を親杭のフランジ幅 B_f に書き換えた記載としている。この地盤反力係数算定式は、地盤反力がフランジ幅に依存すること、ならびに群杭に対する補正を行うことが特徴である。なお、群杭に対する補正式 $e_g(\eta)$ 中の $m \cdot n$ の値は、親杭横矢板壁の場合、水平荷重の作用方向の杭本数は 1 本、作用直角方向の本数は多数となることに基いて定めている。

参考表 16.1 地盤反力係数・地盤ばねの算定手法の比較

方法	地盤反力係数 (kN/m ³)	地盤ばね (kN/m)
通常の実践	$k_h = 0.24\alpha E_0$	$K_h = A \cdot k_h = 0.24\alpha E_0 A$
道路土工	$k_h = \eta \cdot 0.24\alpha E_0, \eta = B_0/B_f \leq 4$	$K_h = (B_f/B_0) A \cdot k_h = \begin{cases} 0.24\alpha E_0 A & (\eta \leq 4) \\ (4/\eta) \cdot 0.24\alpha E_0 A & (\eta > 4) \end{cases}$
基礎標準	$k_h = e_g(\eta) \cdot f_{ik}(0.6\alpha E_0 B_f^{-3/4})$ $e_g(\eta) = [1 - 5\{1 - (0.6 - 0.25k)\eta^{(0.3+0.2k)}\} \times \{1 - m^{-0.22} n^{-0.09}\}]^{4/3}$ $f_{ik} = 1, m = 1, n = 10, k = 0.6$	$K_h = (B_f/B_0) A \cdot k_h$ $= (1/\eta) \cdot e_g(\eta) \cdot f_{ik}(0.6\alpha E_0 B_f^{-3/4}) A$

注) 表中の A は設計計算時の単位奥行き幅面積を表す。他の文字については、本付属資料ならびに各技術基準を参照されたい。

3. 各種地盤ばねを用いた試計算例

2で示した地盤反力係数・地盤ばねの算定式を用いて、自立式の親杭横矢板壁の試計算を実施し、土留め壁の変形に及ぼす各算定式の感度について確認を行った。

試計算を行った解析モデルを参考図 16.1 に示す。地盤は地表面から 5.0m の深さまでが N=4 の軟弱な粘性土、その下に N=30 の良質な砂質土が堆積するものとし、この地盤で 3.0m の掘削を行うこととした。親杭となる H 鋼は H-350 とし、親杭間隔は 0.7m, 1.4m, 2.2m および 3.0m の 4 ケースを想定した。2で示した親杭間隔 B_0 と親杭のフランジ幅 B_f の比 η に換算すると 2.0, 4.0, 6.3, 8.6 となる。なお、親杭の根入長を親杭間隔が最も大きい 3.0m のケースにおいて本付属資料に従って算定したところ 7.0m となり、いずれのケースにおいてもこの値を設計根入長とすることとした。

それぞれのケースにおける、掘削終了時の土留め頭部変位と η の関係を参考図 16.2 に示す。

通常の見取りと比較して、「道路土工」の場合は $\eta > 4$ の範囲で大きな変位となっている。

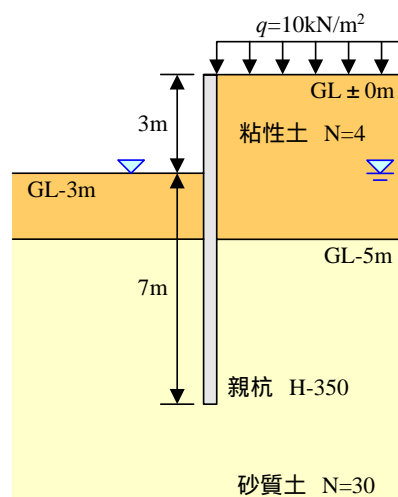
「基礎標準」による場合も $\eta > 4$ の範囲で大きな変位となる点は「道路土工」と同様ではあるが逆に $\eta < 4$ の範囲では通常の見取りと比較すると若干小さな変位となった。

4. 地盤反力係数と地盤ばねの算定

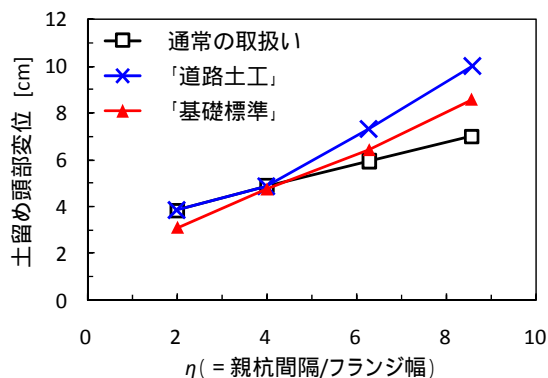
上記試計算の傾向は、必ずしも全てのケースにあてはまるわけではなく、地盤状況や掘削深さ等によって変わることが想定される。そこで、 η をパラメータとして、通常の見取りとその他の基準間で地盤ばね自体の比較を行った。その結果を参考図 16.3 に示す。この図において、縦軸は同じ η の条件で、通常の見取りの地盤ばねと「道路土工」ならびに「基礎標準」の地盤ばねの比を表している。なお、

「基礎標準」の地盤ばねは、参考表 16.1 の式に示すようにフランジ幅 B_f によって値が変わるため、一般的な親杭として用いられる H-300, H-350 および H-400 の場合を想定した。

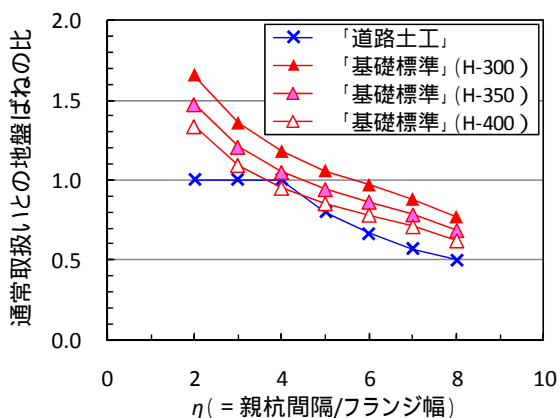
「道路土工」の地盤ばねに着目すると、 $\eta > 4$ の場合に η が大きくなるに従って通常の見取りと比較して値が小さくなる傾向が見られ、例えば $\eta = 8$ の場合には 1/2 倍の値となっている。この減少傾向は、「基礎標準」の地盤ばねにおいても見られる。ただし、「基礎標準」の地盤ばねは η が小



参考図 16.1 検討対象モデル



参考図 16.2 試計算結果



参考図 16.3 地盤ばねの比較

さい範囲においては 通常の取扱いと比べ大きな値となっている。

5 . おわりに

上記検討結果に基づき、安全側への配慮と設計での運用のしやすさを考慮して、本付属資料での親杭横矢板壁の設計は道路土工 - 仮設構造物工指針に準じた取扱いとすることとした。なお「基礎標準」に準拠した地盤反力係数・地盤ばねの算定については、実験や更なる試計算を行い、適用の可否について検討を進める予定である。

参考文献

- 1)日本道路協会：道路土工 - 仮設構造物工指針，1999.3 .
- 2)鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物，2000.6 .