

1027 ヒービングの安定と掘削土留工の設計方法に関する一考察

(株) 複合技術研究所 正会員 ○矢崎澄雄
(財) 鉄道総合技術研究所 正会員 館山 勝
(財) 鉄道総合技術研究所 正会員 小島謙一

1. はじめに

鉄道では、掘削土留工の設計についてこれまでの基準である「掘削土留工設計指針」¹⁾に換わる新しい標準を作成している。新しい標準(以降、本標準と称す)の作成に当たって種々の試算・検討を実施しているが、本稿では粘性土地盤の掘削の際に問題となることの多いヒービングの検討方法と、ヒービング検討結果と土留工の設計結果の関連性について試算を行った内容について報告する。

2. ヒービング検討式の比較試算

本標準では、ヒービングの検討方法はベックの安定係数によることを基本としているが、ベックの安定係数では①地盤粘着力の深さに伴う増分を考慮することが困難であること、②ヒービング対策として底盤改良を行った際の検討が困難であることから、表1に示す各種検討式の比較試算を行い、本標準での提案式について検討を行った。

試算は、掘削深さ $H=15\text{m}$ 、掘削幅 B を変動させ $H/B=0.5, 1.0, 2.0, 3.0$ の5掘削断面を想定して行った。また、各試算断面の粘着力は、①Peckの安定係数による検討方法を基本として $N_b=3, 3.14, 4, 5, 6, 7, 8$ を与えるように設定した。ただし、⑦建築学会修正式については、回転支点を与える最下段切ばりの位置を掘削底面から 3.0m 、根入れ長 3.0m として、回転半径を与えた。

表1 比較に用いたヒービング検討式

	検討方法	検討式	提唱安全率
①	Peckの安定係数	$N_b = \frac{\gamma \times H}{c}$	$N_b \leq 5.14$
②	Terzaghi-Peckの方法	$F = \frac{5.7 \times c}{\gamma \times H - \frac{\sqrt{2} \times c \times H}{B}}$	$F_s \geq 1.5$
③	Tschebotarioffの方法	$F = \frac{5.14 \times c}{H \times \gamma - \frac{c \times H}{B}}$	$F_s \geq 1.5 \sim 2.0$
④	Bjerrum-Eidの方法	$F = \frac{(5.1 \sim 7.5) \times c}{\gamma \times H}$	$F_s \geq 1.2$
⑤	建築学会旧基準式	$F = \frac{2 \times \pi \times c}{\gamma \times H}$	$F_s \geq 1.2$
⑥	首都高速道路公団式	$F = \frac{2c}{\gamma \times r} + \frac{2 \times \pi \times c}{\gamma \times H}$	$F_s \geq 1.2$
⑦	建築学会修正式	$F = \frac{2 \left(\frac{90 + \cos^{-1} \left(\frac{h}{r} \right)}{180} \right) \times \pi \times c}{\gamma \times H}$	$F_s \geq 1.2$

図1に試算結果の一例として $H/B=2.0$ のケースを示す。ヒービングに対する安全率は、土塊背面のせん断力を考慮するか否かにより大きく異なり、せん断力を考慮する検討方法②③④では、大きな安全率となり、提唱安全率も大きく設定しているものの $N_b=5$ 以上でも安定する結果となる場合があることがわかる。

背面のせん断抵抗を考慮しない⑤⑦の式については、⑤建築学会旧基準式では $N_b=5$ のときに概ね $F_s=1.2$ 程度を示しており、①ベックの安定係数とほぼ同等の結果を与える式であることがわかる。⑦建築学会修正式は、 $N_b=5$ のときに $F_s=1.0$ 程度となっており最も小さな安全率を示している。

これらのことから本標準においては、基本的にはヒービングの検討はベックの安定係数により行うこととしているが、その結果 $N_b=5$ 以上となる場合には、対策工を行い、その際の検討方法は建築学会修正式によることとした。これは、⑦建築学会修正式は過剰に安全側である可能性もあるが、ヒービング安定のために粘着力の深さによる増分を考慮したり、改良地盤の物性を考慮する場合には、地盤の不均一性など不確定要素を含んでいることから、安全側の検討方法である⑦建築学会修正式が妥当であると判断したものである。

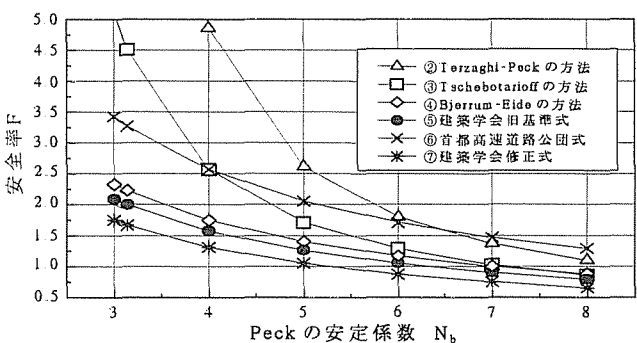


図1 ヒービング安全率試算結果 ($H/B=2.0$)

3. N_b 値と掘削土留工の設計結果の関連

比較的軟弱な粘性土層の掘削では、土留壁の釣合い根入長が非常に長くなり、設計上不合理となる場合がある。そこで、ベックの安定係数 N_b と本標準により算出される釣合い根入長の関係について、その傾向を整理した。試算は、 $N=2 \sim 5$ 、 $c=(1/4 \sim 1/8)N^2$ 、掘削深さ $5, 10, 15\text{m}$ の種々の組合せの断面について実施した。

On The Relation Between Heaving and Excavation Design : S.Yazaki (Integrated Geotechnology Institute l.t.d), M.Tateyama, K.Kojima (Railway Technical Research Institute)

図2にその結果を、Nbと(釣合い根入長/掘削深さ)比の関係として示す。同図から、Nb=3程度を越えると釣合い根入長は急激に大きくなる傾向となり、特にN値が小さいときにその傾向は顕著であることがわかる。本標準では、Nb=5を越えた場合には、ヒービングに対する対策を行うこととしているため、Nb=5以上の条件については対策工の効果を考慮することで根入長も短く考えられるが、Nb=3~5については基本的には対策工を行わなくてもよいため、図2のように根入長は掘削深さの1倍から場合によっては2倍以上になる場合がある。

しかし、このような場合でも土留壁根入れ部の仮想支持点は通常掘削底面から5m程度以内の場合が多く、掘削深さの2倍となるような根入長は不合理と考えられる。

そこで、Nb=3~5の範囲となる掘削条件の場合に、慣用計算法と弾塑性法で設計結果にどのような差があるのかを把握することを目的として、図3に示すNb=5となる断面を想定して両計算法の比較試算を行った。

その結果を表2に示す。釣合い計算の結果、必要根入長は20.7mと掘削深さの約2倍が必要となった。また、慣用計算法による結果得られた掘削土留工の仕様について、弾塑性法を行った結果についても同表に示した。慣用計算法と弾塑性法の設計結果を比較すると、土留壁に作用する最大せん断力は弾塑性法によるほうが大きくなるものの、最大モーメント、切梁反力については慣用計算法のほうが大きくなる結果となった。

図4は、図3の断面について根入長を変化させた場合の弾塑性法による土留め壁の安定の度合いを土留壁変位量・弾性領域率を代表として示したものである。同図から、弾塑性法によった場合には、根入長7.0mでは全域塑性領域となり安定しない結果となったが、根入長8.0mから弾性領域が出現し、根入長15m程度で土留壁変位量および弾性領域率はほぼ収束する結果となっており、この結果からは根入れ長を15mとして図3の掘削断面の土留工仕様を決定できるものと判断される。

4. おわりに

本標準では、掘削深さ15m未満については、その設計を慣用計算法によってよいこととしており、今回試算を行った結果からも、土留壁に作用する曲げモーメント・切梁反力は慣用計算法によったほうが安全側であり問題ないものと考えられる。しかし、本試算のように根入長については弾塑性法を適用することで、経済化を図れる可能性があること、軟弱な地盤の掘削では掘削深さが浅くても土留壁変位量の確認を行う必要があることから、以上の試算結果を基に、粘性土地盤で特にN値が小さく、Nbが3~5の範囲となる掘削断面では弾塑性法を適用していく方向で今後審議を行い、適切な掘削土留工の設計方法を提案していく予定である。

<参考文献>

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所：掘削土留工設計指針，昭和62年9月
- 2) 地盤工学会編：設計における強度定数-c, φ, N値-土質基礎工学ライブラリー32，昭和63年5月

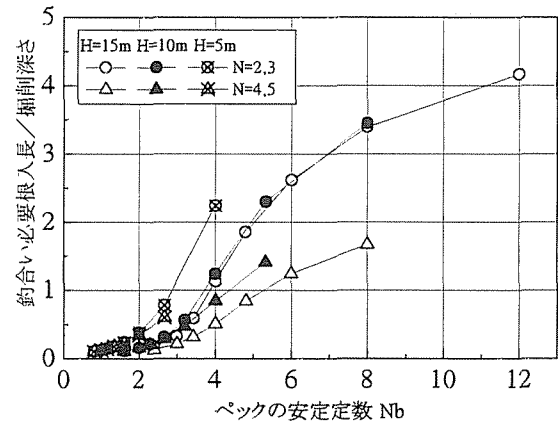


図2 Nbと(釣合い根入長/掘削深さ)の関係

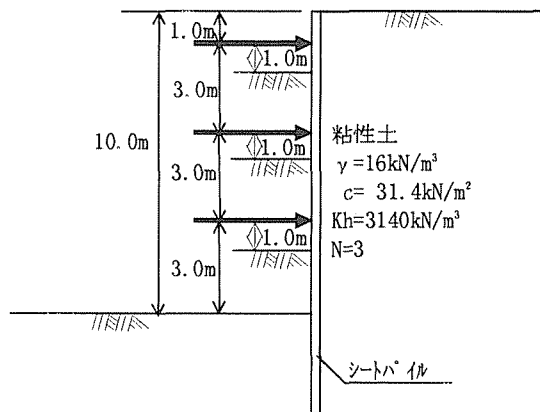


図3 検討断面

表2 各設計法による結果

項目		慣用計算法	弾塑性法
土留壁	釣合い根入長(m)	20.7	21.0
	最大モーメント(kN・m)	238.4	163.8
	最大せん断力(kN)	164.9	184.4
	変位量(mm)	—	74.0
弾性領域率(%)		—	64.0
切梁	1段目(kN/m)	98.1	60.2
	2段目(kN/m)	242.3	198.1
	3段目(kN/m)	291.4	264.9

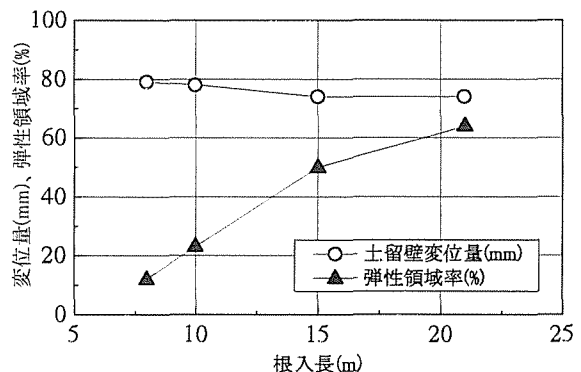


図4 弾塑性法による根入長と変位量・弾性領域率