

軟弱地盤での開削工事における地盤改良と計測管理 —京葉線越中島駅開削工事—

Soil Improvement and Observational Control on Excavation Works in Soft Ground
—Excavation Works at Etchujima Station on the Keiyo Line—

三 浦 正 宣 (みうら まさよし)

日本鉄道建設公団設計室 主査

青 木 一二三 (あおき ひふみ)

日本鉄道建設公団設計室 補佐

鬼 頭 誠 (きとう まこと)

日本鉄道建設公団設計室 調査役

斉 藤 健 治 (さいとう けんじ)

日本鉄道建設公団東京支社工事第六課 係長

1. はじめに

JR 京葉線は、既に飽和状態にあった JR 総武線および営団地下鉄東西線の混雑緩和を目的に計画され、昭和63年度末に蘇我駅（千葉県）～新木場駅間が部分開業、その2年後の平成2年3月に新木場駅～東京駅間（以下、都心ルートという）も開業し、現在、千葉・房総方面と東京都心部を結ぶ動脈路線の一つとして、旅客の用に供している。

本工事現場は、都心ルートのほぼ中央に位置し、周辺は文教・住宅地区からなる市街地道路下の大規模開削工事の現場である。このような周辺環境条件に加えて、対象となる地盤は鋭敏で非常に軟弱な沖積シルトであったため、生石灰杭工法による地盤改良を行うとともに、施工管理等の目的から現場計測を実施することとした。

本稿は、軟弱地盤開削工事における地盤改良（生石灰杭工法）の設計・施工と土留め壁への影響およびその評価ならびに現場計測について述べるものである。

2. 地質および工事の概要

2.1 地質概要

この地域一帯は、東京下町低地に位置し、第四紀沖積世に堆積した軟弱なシルト層が30m以上の層厚で広範囲にわたって分布している。

本工事現場における地質縦断を図

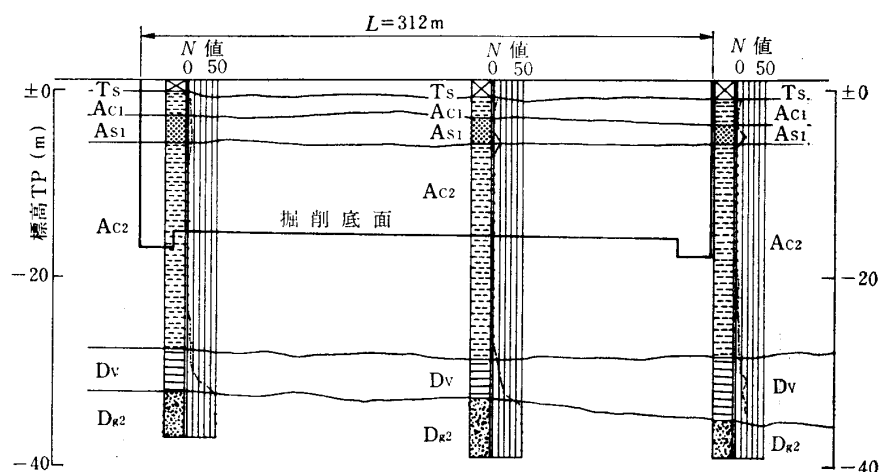
—1に示すが、層序は上位より埋土 (Ts), 上部有楽町層 (Ac₁, As₁), 下部有楽町層 (Ac₂), 埋没ローム層 (Dv) および埋没段丘礫層 (Dg₂) となっている。このなかで、本工事の設計・施工面において注意を要した有楽町層のシルトは、N値0～2, 自然含水比40～60%, 液性限界35～55%, 一軸圧縮強さ6～8 tf/m²程度となっており、非常に軟弱で不安定な性状を呈している。

なお、地下水に関しては、自然水位で GL-1～-2m と高い位置に存在している。

2.2 工事概要

本工事は、図—2および図—3に示すように道路直下に鉄道地下駅を構築するための延長312m, 掘削幅19m, 掘削深さ17mの大規模掘削工事であり、両端部は、シールド到達・発進のための拡張された立坑形式の構造となっている。

土留め壁は、地盤が軟弱であることなどから、剛



図—1 地質縦断面図

性の大きい鋼管矢板 ($\phi=800$ mm, $L=24\sim31$ m, 570本)を採用したが、経済化を図る面からこの種の工事としては薄肉の9mmとし、中詰めコンクリートは施工しないタイプとした。このため、施工に先立ち、使用する鋼管矢板の偏平化試験を実施し、局部座屈等に対する安全性を確認した¹⁾。

土留め壁の支保部材はすべてH型钢による切梁方式とし、一般部においては6段切梁(覆工桁を含む)・7次掘削、立坑部においては7段切梁(同)・8次掘削となっている。

また、これら土留め架構の設計における側圧等の考え方は、旧国鉄東京第一工事局の要領²⁾に準拠し、断面力および変形の算定は、弾塑性法(中村・中沢方式)³⁾により行った。

3. 生石灰杭による地盤改良

生石灰杭工法は、軟弱地盤中に生石灰を主成分とする材料(ケミコライム)を円柱状に圧入造成し、造成された生石灰杭により土中水の脱水、地盤の圧

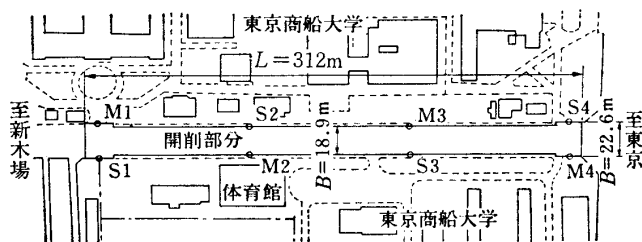


図-2 開削平面および主計測位置図

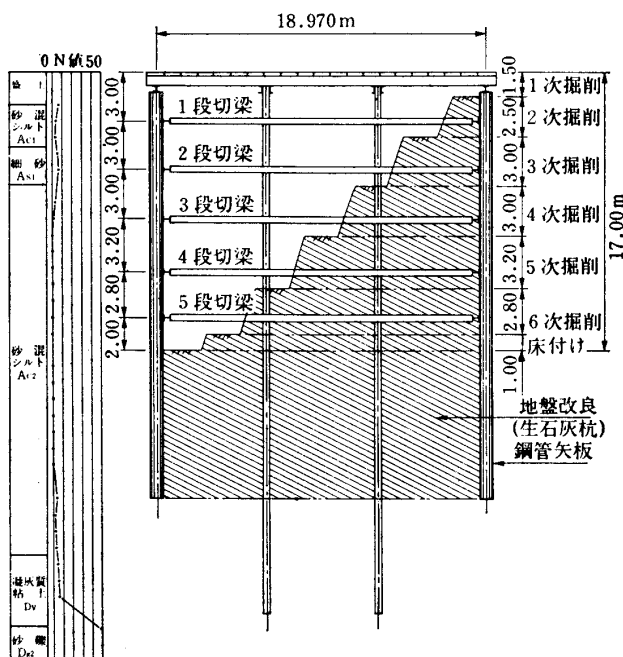


図-3 開削断面図(一般部)

密作用により地盤改良を行うものであり、本工事現場のような軟弱シルト層の改良に多くの実績を有する工法である。

(1) 設計・施工

本工事現場は、前述のように非常に軟弱で鋭敏比の高いシルト層が対象であったことから、当初段階において地盤強度の増加およびトラフィカビリティの向上を目的とした生石灰杭による地盤改良が計画された。

地盤の設計改良強度は、土留め壁の変形・応力の抑制およびヒービングに対する安全率確保の面から判断し、粘着力 c ($q_u/2$ と仮定) で GL-17mまでは 6 tf/m^2 (原地盤: $c=3 \text{ tf/m}^2$)、それ以深は 8 tf/m^2 (原地盤: $c=4 \text{ tf/m}^2$) とした。

杭配置については、過去の実績等から判断し、設計強度を確保できると想定された $\phi 400$ mm, 1.4mピッチの正方形配置を基本とした。

改良範囲は、一般部においては GL-4m から土留め壁先端まで、立坑部においては GL-4m ~ -28m までとし、施工方法は無排土方式とした。

なお、施工数量は、総本数 2 943 本、総延長 66 000 mとなっている。

(2) 改良効果

図-4に原地盤と改良地盤(施工後4週間経過時点)の含水比および一軸圧縮強さ q_u の試験値を示す。生石灰杭の施工により、含水比で6~8%の低下、一軸圧縮強さで8~10 tf/m^2 (粘着力で4~5 tf/m^2) の増加が図られ、設計強度を満足する結果が得

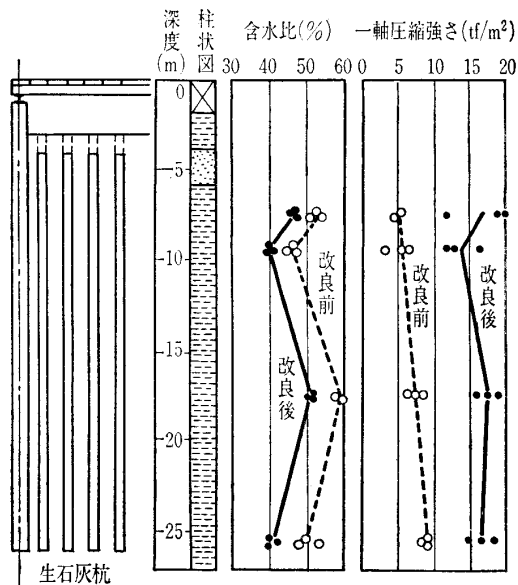


図-4 含水比と一軸圧縮強さの試験結果

られた。

4. 現場計測

本工事現場においては、前述のように、①対象地盤が極めて軟弱であること、②市街地道路直下の大規模開削工事であること、③土留め壁としての鋼管矢板は、薄肉の中空タイプであること、および④両端部は、シールド到達・発進のための立坑形式としていることなどの特徴を有していたことから、工事中に土留め架構および周辺地盤の挙動を迅速かつ適切に把握し合理的な施工管理を行うため、現場計測を実施することとした。

なお、総工事費（本体構造物を含む）に占める現場計測費の割合は、約3%である。

4.1 計測計画

現場計測の計画に当たって、常に担当者の悩みの種となるのが、計測断面の設定、計測項目の選定および計器種別・測定間隔等の判断である。これに関しては明確な基準はなく、また一義的に決定するには困難であることから、各々の現場の状況に応じた弾力的な計画を策定すべきである。

要は、工事を管理する上で「①どのような情報が必要で、②その情報を得るためにはいかなる計画とすべきか、③さらに、得られた情報をどう反映するか」ということを基本として全体計画を立てることが重要と考えられる。

本工事現場においては、以下のような考え方を基本に具体的な計測計画を策定した。

(1) 計測断面の設定

計測断面は、以下に示す旧国鉄上野地下駅開削工事での現場計測⁴⁾の考え方を参考として、前掲図—2に示した $M_1-S_1 \sim M_4-S_4$ の4断面・8箇所とした。

参考：理想的な計測断面の選定

- ① 施工管理の判断資料を得る目的では、地盤、施工方法および工事期間等を考慮し、危険と思われる場所
- ② 設計資料を得る目的では、地盤、応力等わかりやすく、標準的な場所
- ③ 測定の作業性および工事現場との関連より、保守・点検の良好な場所
- ④ 安全管理上から（施工順序を考慮し）後続ブ

ロックに生かせるような場所

⑤ 測定計器に与える振動が小さい場所

(2) 計測項目の選定

計測項目の選定に当たっては、各設計値との比較、土留め架構各部材の安全確認および周辺地盤・建物等の監視を行うための必要最小限の項目とし、鋼管矢板については、M計測箇所では土圧、水圧、応力、傾斜（変形）、頭部水平変位の5項目、S計測箇所では傾斜、頭部水平変位の2項目、切梁については、軸力測定とした。また、周辺地盤関係については、地表面沈下および建物基礎沈下の2項目とした。

(3) 使用計器および取付け間隔

計器の機種選定に当たっては、測定が長期にわたるため、土圧計および水圧計については長期安定性に優れた差動トランス型としたが、鋼管矢板の応力測定に対しては、測定点数が多いことから経済性を考慮し、ひずみゲージを採用した。なお、ゲージの貼付けは長期安定性の向上を図るため、「焼付け方式」とした。また、切梁の軸力測定には、鋼管矢板応力測定とタイプを合わせ、ひずみゲージ式のひずみ計を採用した。

なお、 M_2 箇所における計器の取付け間隔を図—5に示す。

(4) 計測システム

計測システムは、測定点数が多いことから迅速な測定と状況の把握を図るため、図—6に示すように可能な限り「自動計測システム」を採用することとした。

なお、挿入式傾斜計による傾斜測定については、省力化の面から測定値を自動的に読み取り保存し、保存されたデータをオンラインにてパソコンに転送可能なデジタルインクリノレコーダーを採用した。

4.2 計測管理方法

(1) 測定頻度

測定頻度は、自動測定項目に対しては1日1回、挿入式傾斜計による鋼管矢板変位は3日に1回、また、周辺地盤・建物の沈下は週1回を基本とした。

(2) 安全管理および予測管理

計測管理のフローを図—7に示す。

土留め架構の管理については、各部材の許容応力度の80%値を第一次管理基準値、100%を第二次管理基準値として設定し、発生応力との比較検討によ

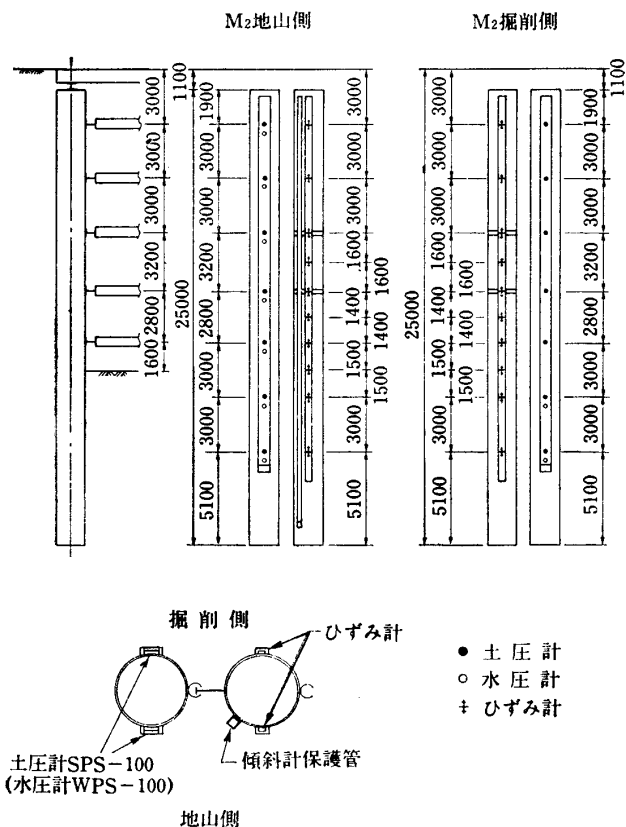


図-5 鋼管矢板の計器配置図

〔自動計測〕	
計器名	測点数
鋼管矢板	
土圧計	46
水圧計	19
ひずみ計	124
切梁	
ひずみ計	52

〔手動計測〕	
計測項目	測点数
鋼管矢板	
水平変位	8
頭部変位	8
切梁	
軸力	5

図-6 計測システム図

り安全性の確認を行うこととした。

一方、側圧および鋼管矢板変位に関しては、各々、設計側圧、設計計算値を管理基準値として測定値と比較検討するとともに、前回計測結果との比較、経時変化等の状況把握により管理を行うこととした。

また、掘削の途中過程において、鋼管矢板応力が第一次管理基準値に近づいたことなどから、安全を見込んで弾塑性法による現状解析としてのフィッティングを行うとともに、その結果得られた諸定数値を用いて予測解析を行い、許容応力度をオーバーしないことを確認のうえ、施工を継続した。

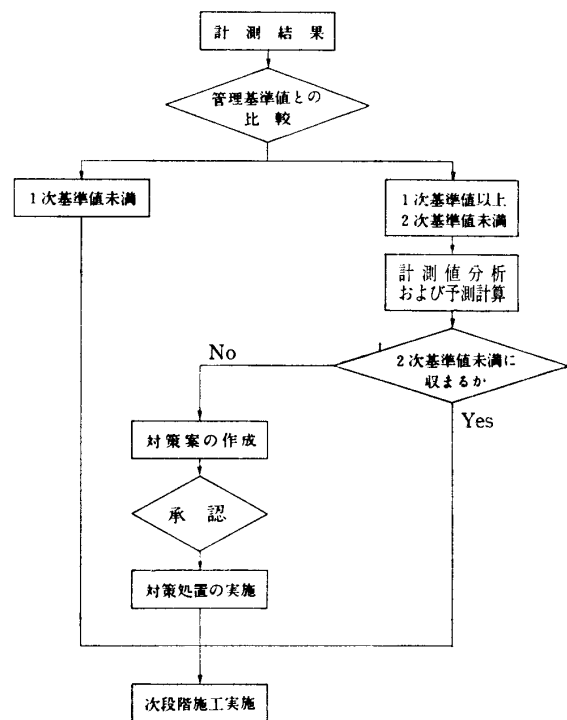


図-7 計測管理フロー図

4.3 計測結果とその評価

(1) 生石灰杭施工時の挙動

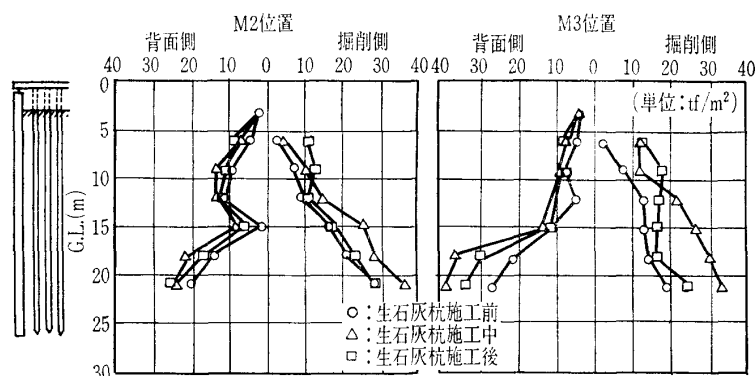
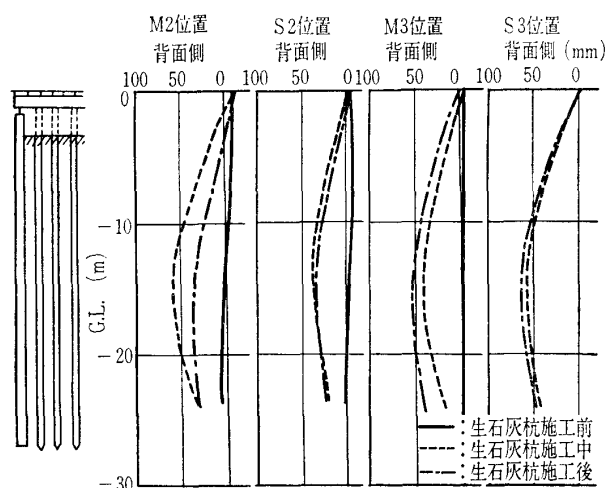
開削工事における地盤改良として生石灰杭を施工することにより、側圧が増加したり、土留め壁に変形が生じるという現象は一般によく知られているが、本工事においても図-8、9に示すような側圧の増加および壁体変形が観測された。

掘削面側および背面側における側圧増加量は、最大で10~13 tf/m²、

土留め壁の背面側への変形量は、同じく 60 mm とかなり大きく、このため、25 tf・m 程度の負の曲げモーメントが発生した。

生石灰杭の施工完了後、これらの値は減少傾向を示すが、側圧が比較的短期間（4~5日）で増加量の50%ほど減少し、その後、施工前の側圧状態近くまで戻る傾向を示すのに対し、土留め壁の変形・応力は、施工中に生じた最大値の80%程度が残留する結果となった。

また、生石灰杭の施工に伴うこれら土留め壁への影響は、現場計測により、杭の打設直後に生じていることから、ケーシング貫入による間隙水圧の増加

図-8 生石灰杭施工時の増加側圧分布⁵⁾図-9 生石灰杭施工時の土留め壁の変形⁵⁾

が主たる要因であると考えられる。

(2) 掘削過程における土留め壁の挙動

図-10, 11に各掘削段階における土留め壁の変形および曲げモーメントの当初設計値と実測値を示す。

変形に関しては、掘削面側への絶対変位で10～35 mm程度と当初設計 60 mmに対してかなり小さな値となっているものの、土留め壁の移動量（相対変位量）は、50～70 mm程度であり、設計値に近い結果となっている。

一方、曲げモーメントについても設計最大値 59 tf・m に対し、実測最大値 55 tf・m と近い値となっているが、土留め壁の先端部付近においては、両者の間に違いもみられる。

変形、曲げモーメントとも全体的にみれば、弾塑性法による当初設計は、ほぼ妥当であったと判断されるが、絶対変位量・変形モー

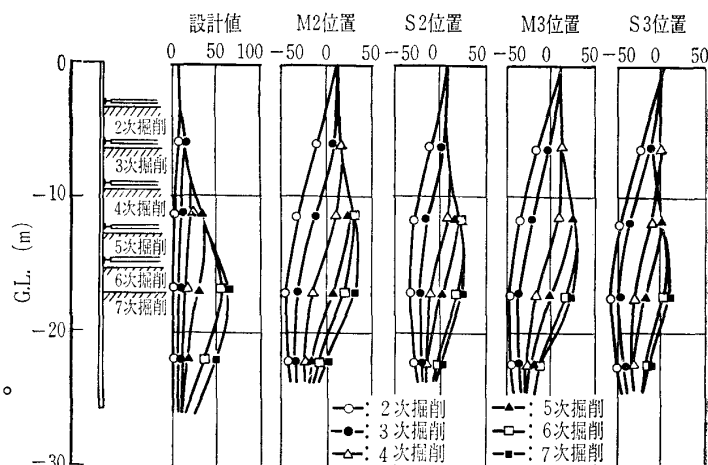
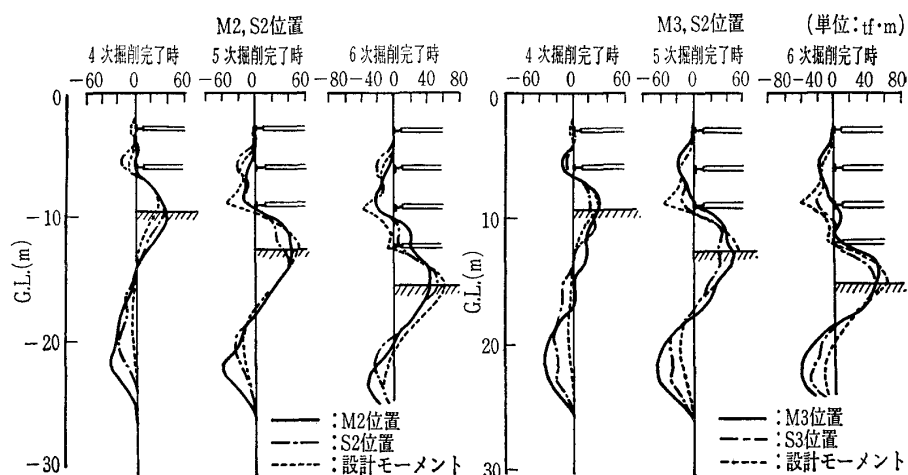
ド等の差異は、前述の生石灰杭の施工の影響により生じたものであり、特に施工管理の面からも当初設計時点でこの影響を考慮することが望ましいと考えられる。

5. 生石灰杭施工による土留め壁への影響の評価方法

開削工事における地盤改良としての生石灰杭の施工は、4. で述べたように側圧の増

加および土留め壁の背面側への変形を生じさせ、その影響度には無視し得ないものがあり、土留め壁の変形・応力あるいは地表面沈下等に対する設計および施工管理上の合理性を考えれば、この影響を当初設計時点において考慮することが望まれる。

このような観点から、筆者らは本工事現場での計測結果を解析することにより、生石灰杭の施工（無排土方式）が土留め壁に及ぼす影響を定量的に把握する手法を考案し⁶⁾、同手法の妥当性を検証するた

図-10 各次掘削段階における土留め壁の変形⁵⁾図-11 各次掘削段階における土留め壁の曲げモーメント⁵⁾

報文-2136

めに行った条件の異なるほかの3現場での解析においても比較的よい結果が得られた⁷⁾ので紹介したい。

なお、誌面の関係上、ここでは結論だけを述べることにし、詳細については参考文献によらるたい。

(1) 解析の基本モデル

基本モデルは図-12に示すように、剛性 EI (幅1 m当たりの換算値) を有した土留め壁が、背面側および掘削面側の地盤ばねに支持された、いわゆる弾性床上の梁モデルに増加側圧が作用するモデルとする。

また、土留め壁の上端および下端の拘束条件は、現場の施工状況、地盤状況により、自由、ピン、せん断ばねの中から選択する。

(2) 水平地盤反力係数

水平地盤反力係数は、粘性土については一軸圧縮強さ q_u より求まる粘着力 $c = q_u/2$ (kgf/cm^2) を基準に $k_h = 0.4c$ (kgf/cm^3) とし、深度方向に4~5 m程度の間隔で直線的に変化させる。また、砂質土については、 N 値を基準に $k_h = 0.4N/16$ とする。

(3) 作用荷重

作用荷重としての増加側圧は、図-12に示すように、生石灰杭施工範囲の中心をピークとし、底辺は上方に $0.67B$ (B : 掘削幅), 下方に $1.5B$ とする三角形分布を基本とするが、作用範囲は生石灰杭施工範囲とする。また、増加側圧のピーク値 Δq は、次式により求める。

$$\Delta q = \eta \cdot E \cdot a_p$$

$$E = \alpha \cdot E_0$$

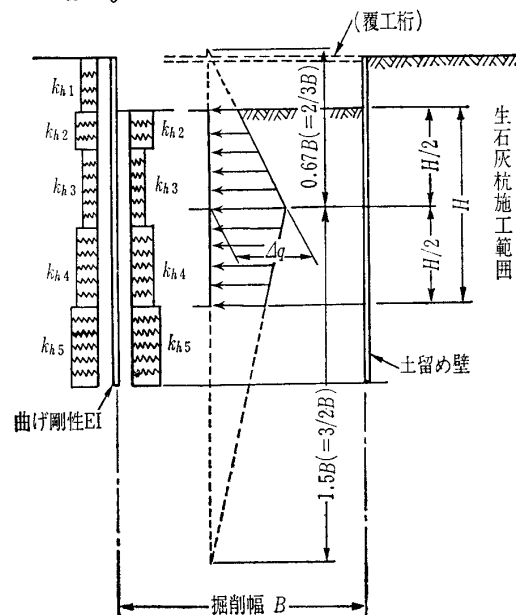


図-12 解析の基本モデル

$$a_p = \pi \cdot \phi^2 / (4 \cdot l_1 \cdot l_2)$$

ここに、

Δq : ケーシング貫入による増加側圧のピーク値 (kgf/cm^2)

η : 貫入側圧係数 ($\eta = 0.35$)

E : 設計に用いる地盤の変形係数 (kgf/cm^2)

E_0 : 一軸圧縮試験による Δq 発生位置での原地盤の変形係数 (kgf/cm^2)

α : 補正係数 ($\alpha = 4$)

a_p : ケーシング平面占有率

ϕ : ケーシング (杭) 径 (m)

l_1, l_2 : 杭間隔 (m)

6. おわりに

本工事は、市街地での軟弱地盤における大規模開削工事であったにもかかわらず、生石灰杭による地盤改良と現場計測による入念な施工管理の結果、一度の事故もなく安全に施工を完了することができた。

本稿が、同種工事における施工管理の計画を立てるうえでの一助となれば幸いである。また、今回紹介させていただいた生石灰杭施工による土留め壁への影響評価の方法に対しても、ご意見、ご批判をいただければ幸いである。

最後に、本稿をまとめるに当たり、資料を提供していただいた西松建設細井副部長はじめ、関係各位に感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 田崎和之ほか: 土留用鋼管矢板の偏平化座屈試験, 土木学会第43回年次学術講演会, III部門, pp. 482~483, 1988.
- 2) 国鉄東京第一工事局: 土木関係「仮設構造物設計要領」(案) 1. 土留め工および路面覆工, 1978. 9.
- 3) 中村兵次ほか: 掘削工事における土留め壁応力解析, 土質工学会論文報告集, Vol. 12, No. 4, pp. 95~103, 1972.
- 4) 神立哲男: 上野地下駅 測定・解析 (中間報告), 東工, 第32巻, 第3号, pp. 79~115, 国鉄東京第一工事局, 1982. 3.
- 5) 北浦 実ほか: 軟弱地盤中の地下駅開削工事の現場計測を用いた施工管理 その1, 土木学会第43回年次学術講演会, III部門, pp. 750~751, 1988.
- 6) 三浦正宣・青木一二三ほか: 軟弱粘性土地盤における掘削土留工の解析 (その1, その2), 第25回土質工学研究発表会, pp. 1453~1456, pp. 1457~1458, 1990.
- 7) 三浦正宣ほか: 軟弱粘性土地盤における掘削土留工の解析 (その3), 第26回土質工学研究発表会, pp. 1527~1528, 1991.

(原稿受理 1991. 5. 1)