

III-10

軟弱地盤における圧気を用いた山留掘削について

首都高速道路公団神奈川建設局設計課長

正会員

寺内常晃

同

設計課

正会員

三橋晃司

同

桜木町工事事務所

正会員

○萩原英輔

(1). はじめに

軟弱な粘性地盤において通常の山留め壁を使用した場合の諸問題については、R.B. Peck により 1969 年に安定指数 (Stability number: N_b) という概念を導入して説明されている。それによればいわゆる限界掘削深以上の掘削は、切戻反力の異常な増加およびヒービングによる掘削底面の土の破壊を生じて掘削が不可能である。しかし、近年の建設工事量の増加は、必然的に地質条件が悪く建設が不適当な場所においても、深い掘削を伴う各種の構造物を建設する必要が生じてきた。このような地盤における開削工事の施工例については、次のように 2 種類に大別できる。

(i) 鋼矢板や P・I・P 山留め壁と地盤改良との組み合わせ

(ii) 鋼管矢板や連続地中壁のような剛度 (又は断面係数) の大きな山留め壁の採用

前者については掘削面下の土のせん断強度を増加させることにより、通常の極限平衡法による設計手法を採用して設計を行なっているが、掘削面より下の土の強度の増加は山留め内のみ地盤改良することにより得ているので R.B. Peck の安定指数の理論的根拠となっている土の支持機構とは可成異なったものとなっている。今後、この点に関する理論的解明と共に安定指数との関係、改良の妥当な範囲等の検討が必要である。

後者については、山留め壁と弾塑性床土の連続梁と考へて、各掘削段階の増分を累加して求めている。構造系は、掘削面上は鋼製又は RC スラブによる切梁を弾性支承とし、下端を土丹等の強固な地盤で支持することによって、山留め背面の抵抗土圧がほぼ全弾塑性状態になった後の側圧の増加は、山留め壁の大きな曲げ剛性によって切梁と強固な地盤に伝達させることを考へている。従って各部位は、それに応じた断面・形状が必要となるが、土丹深が 40m 〜 50m に達する場合で 15m 〜 25m にも及ぶ掘削の場合には、設計モーメントは非常に大きなものとなり現在ある工法では施工不可能な場合がある。そのような場合の施工方法として次のことが考へられる。

(i) 床付面下に連続地中壁等による地中切梁を予め打設し、仮憩の支持地盤を上に上げる。

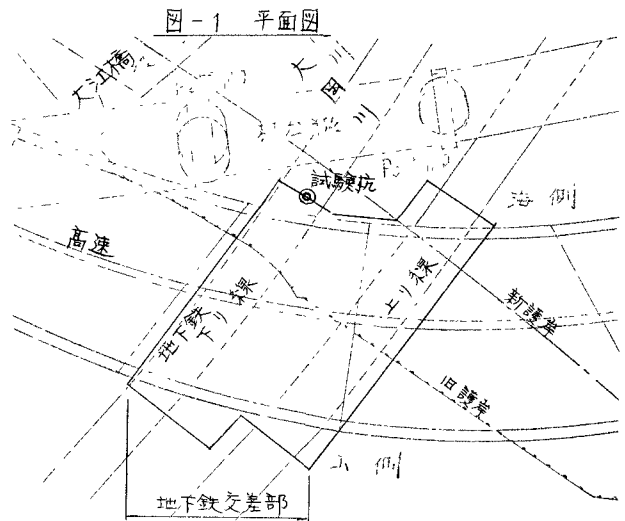
(ii) (i) に相当するような強固な地盤改良を行なう

(iii) 圧気による荷重効果を利用する

この報告書は、首都高速横浜・羽田空港線 (Ⅱ期) と横浜市営地下鉄 3 号線が互いにトンネルにく、国鉄根岸線桜木町駅前立体交差する部分において圧気を用いた山留めを行なったものである。未経験な施工方法であるために、可成試行錯誤的な面もあったが、工事は 49 年 5 月に無事完了した。

(2) 施工順序

この工区においては、構築の一部が大岡川の河川内に入っているため、この部分の工事を湧水期内に完了させ、増水期には通水させる必要がある。従って、最終掘削面迄掘削し



下床版を最初に打設し、順次上床版まで施工する順巻き工法では工程上無理があるので、高速の上床版までを最初に掘削して上床版を打設後、鋼管矢板との間の止水を行ない、河川内の鋼管矢板を切断し河川を現況に復してから下床版を施工する逆巻き工法を採用した。高速の下床版を施工後、地下鉄3号線部分の掘削に際して、高速の構築と土留め壁に囲まれた空間を圧気することによる荷重効果により陸側においては27m、河川側ではH.W.Lから24.5mに達する深い掘削に伴う大きな側圧に抵抗させることにした。

施工順序は図-3に示す通りである。

図-2 断面図

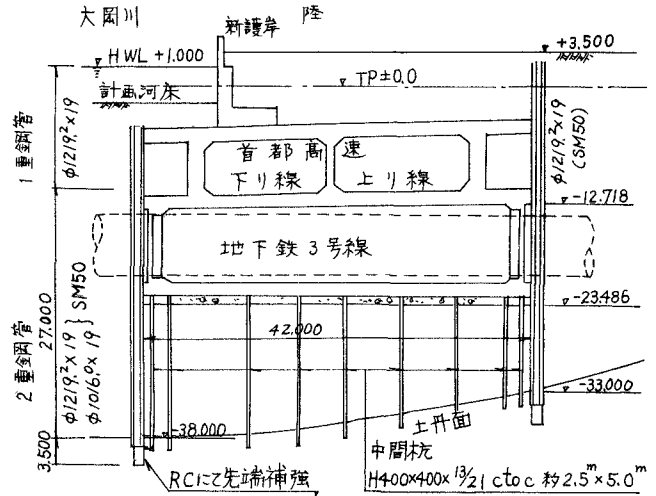
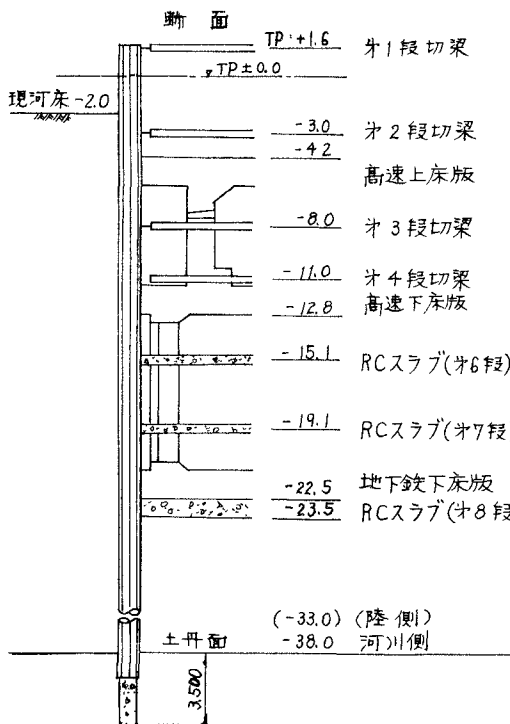


図-3 施工順序図



施工順序

- | | |
|---------------|---------------------------------|
| 1) 1次掘削 | 1段切梁を取付後 TP-3.5m まで掘削 |
| 2) 2次 | 2段切梁を取付後 TP-8.5m まで掘削 |
| 3) | 3段切梁を取付 |
| 4) 上床版打設 | 3段切梁と支保工とする |
| 5) | 1 2段切梁撤去、鋼管矢板切河 |
| 6) 3次掘削 | 4段切梁を取付後 TP-13.7m まで掘削 |
| 7) 5次掘削 | 5段切梁を取付後 TP-15.6m まで掘削 |
| 8) 6段スラブ | 鋼製切梁のかわりにRCスラブとする |
| 9) | 4, 5段切梁撤去 |
| 10) 下床版打設 | 6段スラブを支保工とする |
| 11) 6次掘削 | 圧気 TP-19.55m まで掘削 |
| 12) 7次掘削 | 圧気 7段スラブを打設後 TP-23.5m (床付) まで掘削 |
| 13) 断気 | 8段スラブを打設後、断気して6・7段スラブを撤去 |
| 14) 地下鉄構築施工 | |
| 15) 高速側壁・中壁施工 | |

(3) 設計条件

この付近は江戸中期迄は釣鐘状の入江であったが、その後、新田開発のために埋め立てられ、そして現在の市街地が形成されている。この付近では、5～6mの埋立土の下に海成の軟弱なシルト質粘土がオ三紀層の上に、層厚約30～35mで堆積している。シルトの上部には華いレンズ状に細砂層および砂礫層が発達している。土丹は図-2のように陸側から河川側に向って傾斜していて、陸側には土丹の上に層厚8m程度の細砂層がある。

シルト質粘土は、地質調査の結果から正規圧密粘土と考えられ、一軸圧縮強度は土圧圧の約70～80%に分布し深さに応じて直線的に増加している。水平地盤反力係数(K値)は基準K値を求め変位に対する補正を行

なっている。LLT試験は粗砂(TP-9.0m), シルト(TP-16.5m), シルト質粘土(TP-22.5m)で行なったが深さにかかわらずほぼ一定値を示していて, 各々 1.4, 1.2, 1.4 であった。土質の常数をまとめると次のようになる。

粘着力 $C=0.2\text{kg/cm}^2$ ($\pm$: TP ± 0.0 よりの深度)

単位体積重量 $\gamma=1.5$ (砂質シルト $\gamma=1.55$, 粘土質シルト $\gamma=1.45$ が標準)

内部摩擦角 $\phi=0^\circ$

設計K値 $K=K_0/\sqrt{y} \approx 0.5 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$ (基準K値 $K_0=1.4 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$) 最終予定変位 $y=10 \text{ cm}$

上記のような土質に対して, 山留め杭の掘削の構造モデルは次のような弾塑性床土の連続梁として, 図-3に示す施工順序に従った設計を行っている。

(i) 山留め壁は切梁(弾性梁), 抵抗土圧(弾塑性), 土丹に支持される連続梁とする。

(ii) 土の反力は弾性反力が「ランキンの受働土圧-静止土圧」を越えぬ場合には弾性反力を採用し, 越える場合には前記の抵抗土圧を上限とする

(iii) 計算は前段階の山留め壁の変位を初期変位として与え全土圧に対し計算する。そして前段階との変位の差からその段階での増分を計算し, それを累加する。

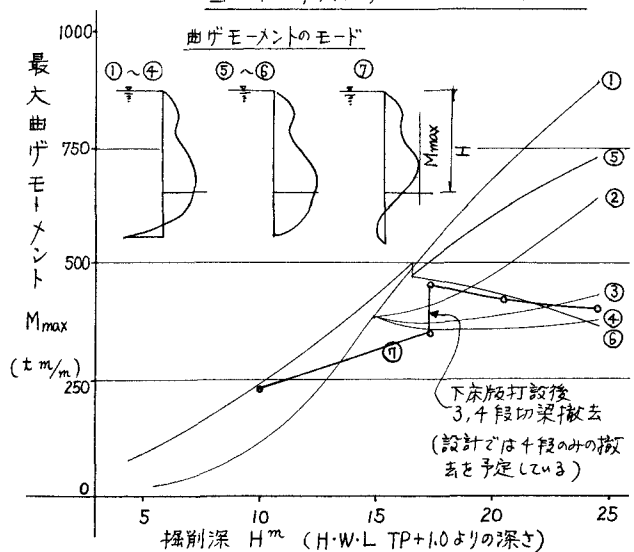
(4) 計算結果および測定結果

この交差部分の地下鉄との一体構造物は高速部の掘削を開始後計画・設計され, 更に9.5m深く掘削する必要が生じたために, 山留の補強方法, 計測に使用する計器の種類, 取付方法等は, その時点での施工の進行状況に応じて実施可能な方法に限定されている。従って通常の開削方法で施工するためには, 抵抗モーメントが900 $\text{t}\cdot\text{m}/\text{m}$ 程度の山留め壁が必要と予想された既に打込まれた鋼管矢板($\phi 1219 \times 19$, SM50, $RM=424 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$)の補強と同時に山留め壁に作用する曲げモーメントの抵減を計ることとした

鋼管矢板に作用する曲げモーメントの減少を計るために圧気を利用することとし, ①~④にて圧気の変化による作用モーメントの変化の概略検討を行なった。圧気圧が1.0 t/m^2 であれば無圧気の $1/2$ 程度に減少することが認められたので, 更に詳細に検討の結果⑤, ⑥の計算を行ない, 下床版から上方への圧気モレ, ベントナイトモルタルにて止水したジャンクションからの圧気モレとそれに伴ない圧気が反対側にまわること等による荷重の減少, 掘削面下の粘性土に対し100%の荷重効果を認められるかどうか

という疑問を考慮し掘削面のみ圧気が荷重効果を發揮する⑤に対して設計した。実際には, 下床版からの圧気モレが激しく, 0.6気圧を確保した。鋼管矢板の応力は, 鋼管の中詰コンクリートのための掘削時に, カールソン型表面ひずみ計を取付けることにより, ひずみより計算した。又作用モーメントはひずみから逆算している。

図-4 最大曲げモーメント-掘削深



- | | |
|---|---|
| ① | $C=4 \text{ t}/\text{m}^2$ (const) 無圧気 |
| ② | 15.0mから土丹迄 0.5 気圧 |
| ③ | 1.0 " |
| ④ | 1.5 " |
| ⑤ | $C=0.2\text{kg/cm}^2$ 16.5mから掘削面のみ 1.0 気圧 |
| ⑥ | 土丹迄 1.0 " |
| ⑦ | 実測値 圧気 0.6 気圧 |

実測値による曲げモーメントのモードは、図-4のように土丹附近の約10mの範囲に負の曲げモーメントが発生しているが、これは土丹中への3.5mの埋め込みが半固定状態となっていることや、土丹附近の土の強度が設計値よりも大きい値であるため今後この点に留意した設計方法、土質の常数の選定を行なう必要がある。又このために正の曲げモーメントも設計値 $500 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$ より少な $M=350 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}$ となっている。圧気期間中の掘削に伴う曲げモーメントの変化は、わずかながら減少の傾向にありその曲線は土丹迄圧気が有効である場合の⑥に類似している。しかしこの点については土質の評価の甘さ等の他の要素の関係もあり、土丹迄有効であるという結論は得られはりが、定性的には荷重効果があったといえる。

切梁はRCスラブであるので鉄筋応力の経時変化を測定しているが、コンクリートの鉄筋計の指示値は通常弾性ひずみ以外の、乾燥収縮・吸水膨張・クリープ等のひずみの影響も含まれるので、これらを長期にわたる変化量から分離するのは困難である。従って比較的短期の変化が見られた場合のみ弾性変化とみなし各支点反力の変化量を計算しそれを累加した。

表-1と図-5から2/21から2/23の一時点に断気した時の変化量から圧気の分布を推定してみるとモーメントの変化量からは②と③の中間と判断される。又表-1からは、反力の変化量は47tでありこれは前記の②と③の反力とも一致する。従って土中への圧気効果は5m程度であり三角形分布と推定される。これは土中に埋め込んだ水圧計の

図-5 断気に伴う鋼管矢板の曲げモーメントの変化

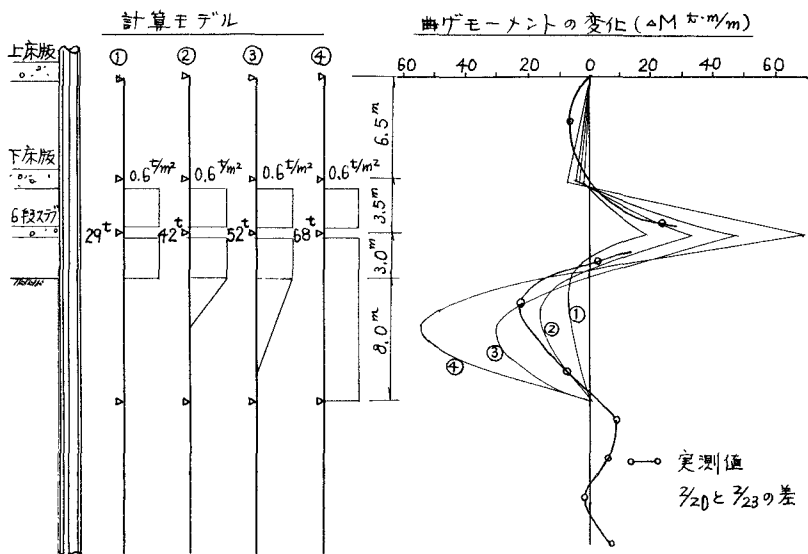


表-1 支点反力変化量 (t/m)

年月日	昭和49年1月初旬	2/20-2/21	2/21-20	2/21-23	2/23-2/28	3/1-4/8	4/8-10	4/20-6/20
工程	掘削	掘削	圧気	断気	再圧気	掘削	再断気	6.7掘削
工種			p=0.6 t/m ²	p=0	p=0.6		p=0	
支点反力	-15.6	-18.0	"	"	"	-23.5	"	"
高速下床版	ΔR=0 ΣR=0	"	"	"	"	ΔR=40 ΣR=40	ΔR=0 ΣR=0	ΔR=70 ΣR=110
サ5段切梁	撤去済 終局値	R5=107 t/m	-	-	-	-	-	-
サ6段スラブ	R6=47	ΔR6=47 R6=94	ΔR6=24 R6=70	ΔR6=47 R6=117	ΔR6=24 R6=93	ΔR6=47 R6=140	ΔR6=36 R6=176	-
サ7段スラブ	-	-	-	-	打設			-
サ8段スラブ	-	-	-	-	-	打設	ΔR8=0 R8=0	ΔR8=190

変化もほぼ上記に一致している。鋼管矢板の掘削と反対側の水圧計は深さに関係なく、ほぼ一様に $1 \text{ t}/\text{m}^2$ 程度の増加が測定されているが、圧気モレによるものかというかは明らからない。

(5) おわりに

圧気を利用した山留の場合の設計・施工例についての問題について、圧気の荷重効果の若干の検討を行ったが設計に沿った十分な計測結果は得られなために、断定的な結論は避けるが、荷重効果がある程度期待できるものである。計測の方法について更に検討する必要がある。最後に本稿まとめに際し御協力いただいた鹿島建設(株)の横谷氏、および工事関係者にこの紙面を借りて謝意を表す次第です。

以上