

首都高速道路公団神奈川建設局設計課長 泉 満明 正会員
 同 関内工事事務所 ○萩原英輔 同
 (株)大林組関内工事事務所 中川金剛 同

(1) はじめに

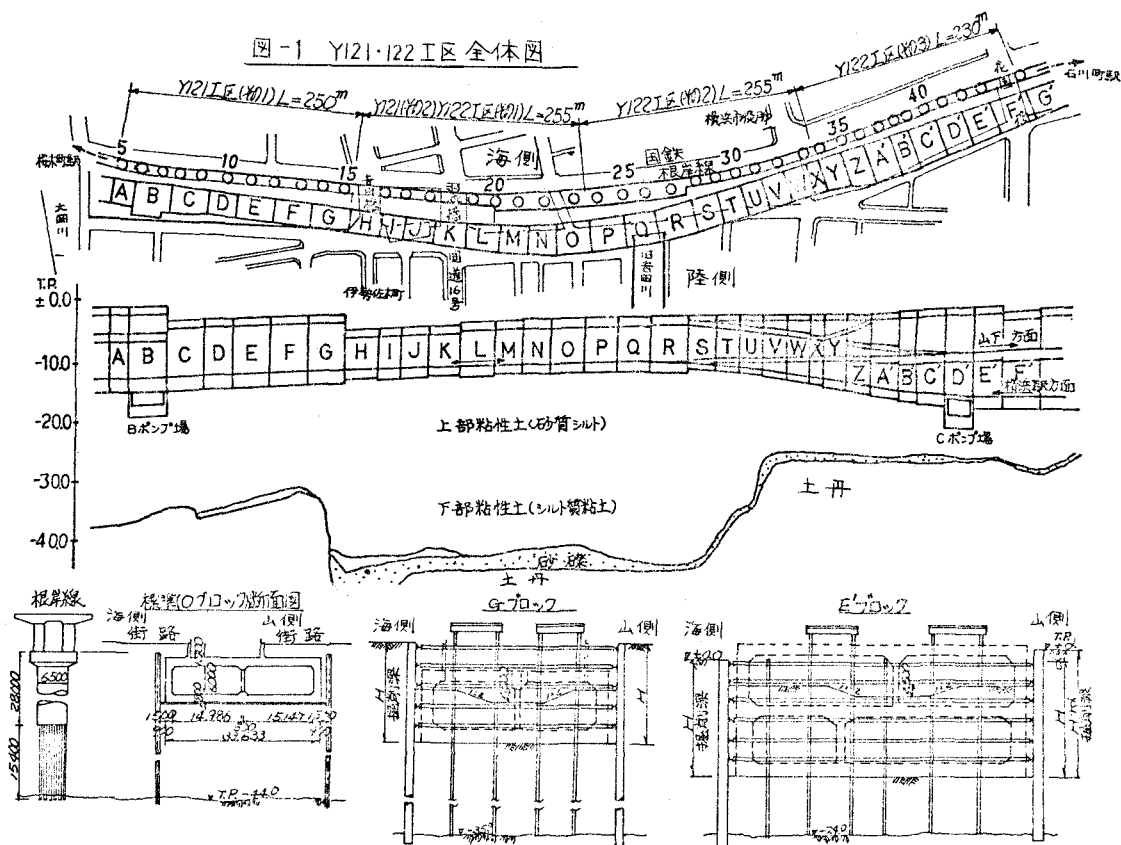
首都高速「横浜・羽田空港線(Ⅱ期)」の横浜市桜木町から関内・伊勢佐木町を経由して石川町に至る半地下構造および遂道構造区間は、軟弱なシルト質粘性地盤において開削工法で施工中である。(図-1)

本報告は、国鉄根岸線の関内駅附近の延長990mの開削工事区間における山留め工の切梁反力の実測に関する中間報告である。通常の山留め工の場合の切梁に対する土圧については、1969年にメキシコで開催された「オ7回世界土質基礎工学会議」にて、過去の豊富な施工例をもとにして R.B. Peck により Stability number (Nb: 安定指数) という概念を導入して慣用的な見かけの土圧(以下 Peck の土圧という)が提案されている。この報告では、鋼管矢板を用いた剛な山留め工の切梁反力の実測値と Peck の土圧と比較対照して、剛度の高い山留め杭の場合に、前述のような慣用的な取扱いが可能か否かについて若干の検討を行なった。

(2) 設計・施工

この工区の概要は図-1の通りである。国鉄根岸線に並行している浜大岡川を TP±0.0m 迄埋立後、高速道路工事を行なっている。従って土留めに作用する土圧は旧河川内の埋地盤高が陸側より 1.5m ~ 2.5m 低いために偏土圧となっている。掘削中は 25.1m ~ 45.2m、床付深は TP-8.2m ~ TP-16.8m である。そして B・D'グロ

図-1 Y121・Y122工区全体図



ツクのみは高速排水ポンプ室のためにTP-20.5 mである。又、両ブロックは構築の一部を先行して打設し切梁として用いる工法を採用した。一般のブロックの掘削深ではFブロックが最深で19.1 mである。

土質状態は図-2に示すような軟弱なシルト質粘性土で、強固な地盤である土丹層はTP-24 m ~ -45 mにある。掘削中の周辺地盤の変状の場合にその影響を最小限にする目的で、掘削するブロックの両側のブロックの土を可能な限り残す掘削方法を採用した。そして、その法面の安全性のために生石灰杭による地盤改良と床付面より5 mの深さ迄行っている。改良効果は、含水比が約10%の減少、単位体積重量が約3%の増加、一軸圧縮強度が約80%の増加である。

山留め杭は、切梁を弾性バネ、抵抗土圧を弾・塑性バネとする支承に支持される連続梁と仮定した構造モデルで各掘削段階毎の解析を行なって、掘削深および土丹深と作用モーメントとの関係とを求め、それぞれの掘削深に応じてφ609.6×9.5(抵抗モーメント:RM=43^{tm/m})~φ1422.4×21.9(RM=537^{tm/m})の鋼管矢板を用いた鋼管矢板は、曲げに対する断面保持のためコンクリートで中詰し、先端は設計上必要とする長さを土丹中に打込んだ。更に打設困難な長さの場合には中詰めコンクリートの先端のRC伸強して鋼管矢板先端よりも更に深く埋め込んでいる。

切梁・腹起に作用する土圧については、前述の計算結果の切梁反力がPeckの土圧と大差はないために慣用的な手法に従ってPeckの土圧の下半分として設計した。切梁はH400×400×13/21, 腹起はH400×408×21/21を標準として、水平間隔2.5 m, 鉛直間隔2 m~3 m(2.5 m標準)に配置した。

(3) 切梁荷重計測

掘削に並接して国鉄沿岸線の高架橋およびビル等がある上に、以上に述べたような経験の少ない軟弱地盤での深い大規模な開削工事であるので、掘削による並接構造物への影響および山留め工の安全性には細心の注意が必要である。従って、B・U・Dの3ブロックにおいては、鋼管矢板に作用する土圧・水圧、発生する曲げモーメント

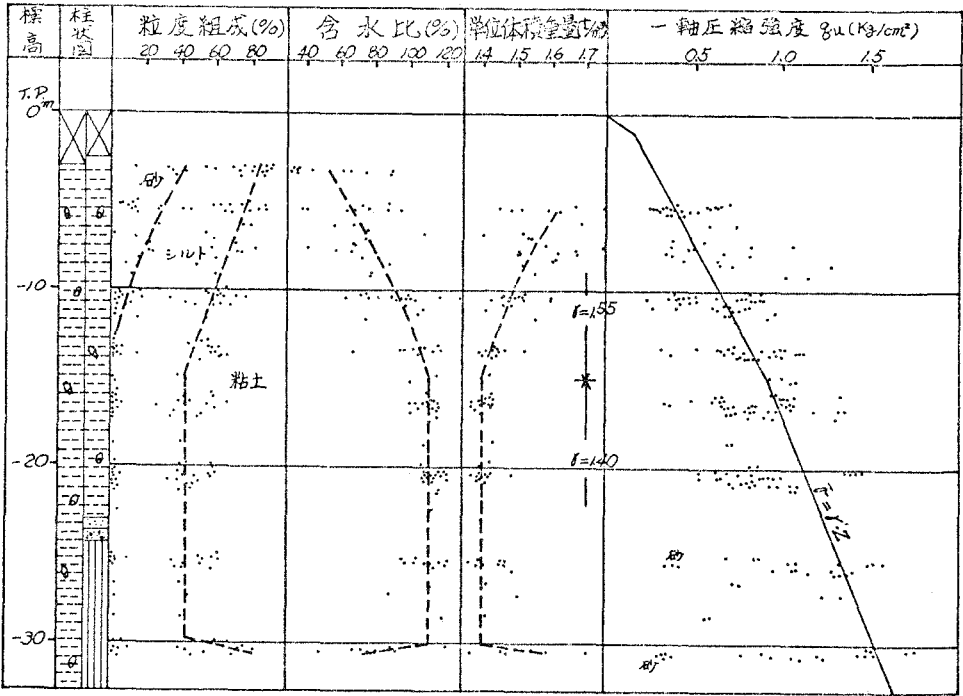


図-2 土質係数 - 變図

ント・変位, 周辺地盤の変位, 切梁反力の測定等の山留め工全般に対する計測を行なっている。又他の全ブロックについて切梁反力, 鋼管矢板の頭部変位・はらみ出し等を測定している。連接構造物については, 全区間, 周辺地盤の沈下・根岸線の橋脚変動(傾斜・沈下・水平変位等)を測定している。以上の諸計測を通じて予測した事態を事前に察知し有効な対策を講じえるようにした。

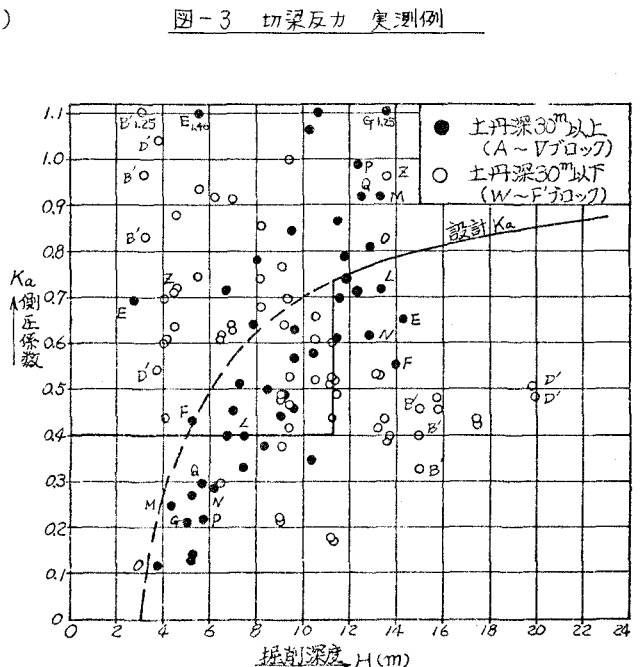
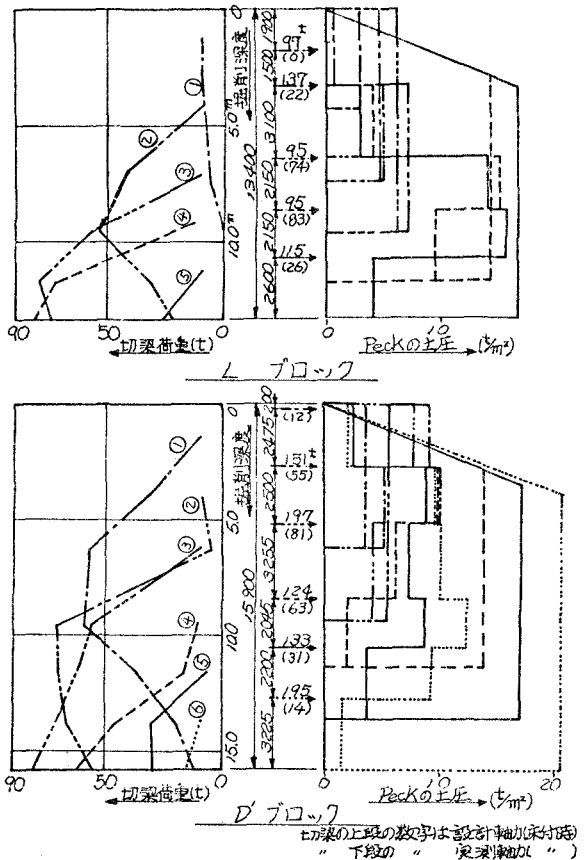
切梁荷重は全ブロックについて測定し国鉄例で測定している。B・U・Dブロックおよび試験掘削ブロックであるD・Eブロックでは3列, 他のブロックでは1列を測定している。土圧計はブルドン管圧力計による直読式で, 型名はSS321(油圧), 測定範囲200t, 最小読取値2tである

(4) 計測結果および考察

切梁反力は, Y・E・A'ブロックが上下線に分離していることにより35ブロックにおいて50列の測定がある。切梁段数は3段〜9段である。本報告では掘削完了ブロックの代表例について紹介する。

図-3はLブロック(鋼管矢板: $\phi 812.2 \times 12.7$ 土丹深: -45.0 m, 現地盤高に段差なし)とD'ブロック($\phi 1422.4 \times 21.9$, -25.0 m, 段差: 2.2 m)の切梁反力の実測例で, 各掘削段階毎の変化を示す。掘削深は土圧計が設置されている海側の現地盤よりの深さで, 現地盤に段差のあるD'ブロックでは山側の掘削深が 2.2 m深く 18.1 mとなる。第1段切梁は, 現地盤の段差・生る反杭打設時に生ずる鋼管矢板の横移動による受働土圧と一次掘削時のその土圧の解放・鋼管矢板の剛性と土丹深等に影響されている。従って, 鋼管矢板の剛性が大で, 山側の段差のみを掘削し海側の鋼管矢板の頭部に切梁を設置する場合には受働土圧が解放されず第1段切梁に作用するために切梁反力は著しく大である。

切梁反力を下ろし分担法により分担面積当りに換算した土圧は中段の切梁で最大となるのは従来の報告と一致する。切梁反力の掘削に伴う変化は切梁設置後の掘削と次の掘削で増加し, 以後は減少する傾向がある。特に第1段切梁



では軸力が零になる場合が多い。切梁長が長く、現場継手数が多いため $10^t \sim 15^t$ 程度の通常のゆるみ止めではゆるみを完全に除去するのは困難であると考へられ、切梁設置後直ちに弾性支承として働かず、ゆるみを止める分を変位してから有効に働き始めることが観察される。従って、新しく設置した切梁の上段の切梁に荷重が作用する傾向がある。特にこの点は最下段の切梁反力に顕著である。更に最下段の切梁反力が少である原因については、図-1の断面図のように中央を機械掘削のため余掘りすることにより実際の下分担の分担面積が小である影響も考えられる。

図-4は、実測による見かけの側圧係数とPeckの側圧係数とを掘削深度に示している。実測の見かけの側圧係数は下方分担法による分担面積通りに換算した切梁反力の最大値と海側の床付深における土留め背面の土の重量(γH)との比である。図より実測の見かけの側圧係数は掘削深に対し一義的に決定することは不可能である。掘削深の浅い場合は、前述のように一段切梁架設前の一次掘削の範囲の相異から生ずる土石反抗による受働土圧の解放の差と現地盤高の段差による偏土圧による影響が大きい。掘削深度の変化では、掘削に伴ない増加するグループと減少するグループに分けられる。掘削深に対し土丹深が深い場合には、見かけの側圧係数の実測値

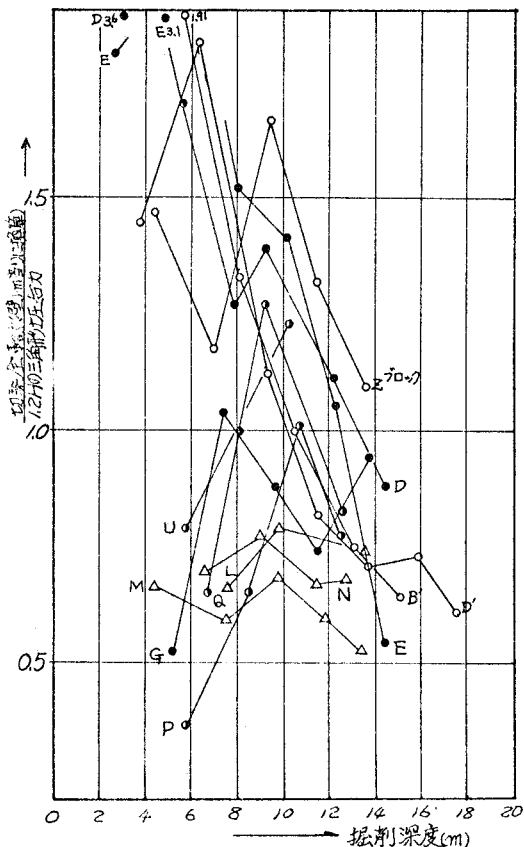


図-5 切梁全反力変化図

はPeckの土圧をやゝ下まわって掘削深と共に増加するが、Peckの土圧を越える場合も多い。これは、主として中段の切梁で全切梁反力を負担する傾向があるためで、均等に土圧が作用するように各段の切梁を架設することができればPeckの土圧以内に入ると考えられる。しかし平均的な施工の場合には以上述べたような結果も生ずるので注意を要する。なお、この場合の全切梁反力は図-5に示すように各掘削段階においてほぼ掘削深迄の三角形分布の全土圧の60%~70%で一定である。従ってこの範囲では地盤改良の効果が充分発揮され、掘削による土圧を掘削底面の土が負担していると考えられる。

掘削深が土丹深に対し浅い場合は、掘削初期では大きな側圧係数が測定され、この点については前述の通りであるが、掘削深が土丹深の $1/2$ 程度になると図-4より実測の側圧係数は0.4~0.5になる。又切梁反力の分布も上段と下段が小である台形分布となる。これは比較的固い粘性地盤の切梁反力の分布に類似している。

以上より、切梁設計に際してはPeckの土圧を使用する場合には、切梁を特に慎重に架設して反力の均等化を計ると共に、計測と併用して施工する必要がある。

(5) おわりに

この工事は、以上のような仮設工に対する諸問題を有しているのが、設計・施工について「大岡川筋国鉄橋脚並接施工工事に関する研究委員会(鈴木俊男委員長)」において諸先輩の御意見をうけたまわりながら施工を進めている。幸いにも、現在9割程度の掘削が完了していることは、諸先輩の御協力のたまものと深く感謝いたします。最後に本報告をまとめるに当り御協力いただいた(株)三井建設、(株)大林組、(株)間組、(株)豊村組および応用地質(株)の工事関係者の方々にこの紙面を借りて謝意を表す次第です

以上