

ILC 計画における地山評価方法と延伸工事に伴う工事振動の検討

INVESTIGATION OF VIBRATION IN EXTENSION WORK AND GROUND EVALUATION FOR THE ILC PROJECT

兼松亮^{#, A)}, 小林真人^{A)}, 松元和伸^{A)}, 川端康夫^{A)}, 佐貫智行^{B)}, 京谷孝史^{B)}
Kiyoshi Kanematsu^{#, A)}, Masahito Kobayashi^{A)}, Kazunobu Matsumoto^{A)}, Yasuo Kawabata^{A)},
Tomoyuki Sanuki^{B)}, Takashi Kyoya^{B)},
^{A)} Tobishima Corp., ^{B)} Tohoku Univ.

Abstract

It is important to evaluate the vibration during tunnel construction for stable operation of the ILC. The authors measured vibration caused by blasting during the construction of a road tunnel near the ILC candidate site and verified the vibration propagation characteristics. As a result, we clarified that the magnitude of the vibration at an arbitrary position can be predicted as a function of the distance and the amount of the explosive. In addition, we had to change the design of the original supporting system during the construction, which was designed based on the elastic wave exploration before the construction, in about 30% of the whole tunnel. It may suggest that the elastic wave exploration cannot capture cracks and that the design of the supporting system depends on these cracks.

1. はじめに

ILC は円形加速器とは異なり、全長を延伸することによって性能が向上する。将来的に実験を継続しながら直線トンネルを延伸する可能性を検討するためには、トンネル延伸時に生じる工事振動の特性を把握しておくことは重要である。筆者らは ILC 建設候補地と同種岩盤(人首花崗岩)を掘削する道路トンネル工事を利用して、発破振動の伝搬性状を検討した。また工事では、設計時に弾性波探査結果に基づき推定した岩盤性状と、実施工時の岩盤性状との間に差異が生じ、約 30%の区間では当初設計より 2 ランク重い支保パターンを採用する事態が生じた。そこで、ILC のトンネル計画の調査・設計に反映させることを目的として、施工時の発破の振動伝搬特性や岩石試料の結果を用いた地山の弾性波速度を再確認し、設計時の弾性波探査結果の評価法について検討した。本報ではこれらの検討結果を報告する。

2. 発破による振動と伝搬性状

トンネル工事の発破掘削に伴う振動は遠距離まで伝搬することから、トンネル周辺に静穏を要する住宅や、精密機械を設置した施設などがある場合には影響の予測と評価が必須である。発破振動の予測には、段あたりの爆薬量、離隔距離、発破条件や岩盤特性によって変化する定数 K からなる、いわゆる発破振動の推定式[1]が用いられている。この推定式は K 以外に、爆薬量と離隔距離に係数 m や n を与えるが、 K , m , n は実験的に求めるためバラツキが大きい。そのため、発破点から遠距離地点で高精度の影響評価が要求される ILC 施設への適用は困難と考える。

このような技術的な背景により、ILC 建設候補地と同種岩盤を掘削するトンネルで発破振動を計測することで、

その伝搬性状を検討した。

2.1 実験概要

発破振動の計測は Figure 1 に示すように、トンネル縦断方向に坑口から 100m 間隔に設置した測点 V1 から V8 で行った。ただし、施工中のトンネルで計測を行ったため、切羽が V4 付近にあった場合の測点は V3, V2, V1, V5 付近にあった場合は V4, V3, V2, V1 のように切羽の進捗に併せて測点を追加した。ここで、切羽と最近接の測点間距離は 50m から 100m 程度とした。切羽から最近接測点の応答を用いてプリトリガ計測を行い、応答は全測点で同期させサンプリング周波数 1kHz で PC へ記録した。計測量は 3 方向の振動速度として、トンネル断面方向を X、縦断方向を Y、地盤の上下方向を Zとした。ここで、トンネル側壁の岩盤を削孔(直径 300mm、深さ 300mm)し、岩盤面に打ち込んだボルトアンカーを介して振動速度センサーを固定した。アンカーで固定した後、孔にはモルタルを充填した。ILC 試験機器の外乱振動に対する管理は変位振幅で行うことから、計測した振動速度を時間軸で積分して変位に変換した。ここで、積分によって生じた直流成分と振動速度計の共振(14Hz)成分を除去するために 20Hz でハイパスフィルタをかけた。Table 1 に計測対象とした発破の諸元を示す。Figure 2 に

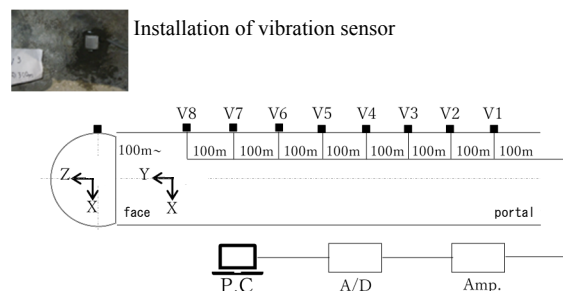


Figure 1: Measurement system of blasting vibration.

[#] kiyoshi_kanematsu@tobishima.co.jp

発破パターン(C II -b)を例示する。図の瞬発が初段発破(芯抜き)であり、初段が起爆したのち②段から⑩段まで順に起爆する。各段には爆薬を装填する複数の孔が地山の状態に応じて設けられる。

Table 1: Blasting Parameters

Tunnel support pattern	D I , C II -b
Detonator	DS type 10 stage
Amount of explosive / stage	Core: 0.4 kg - 14.0 kg
	Around: 1.4 kg - 21.0 kg
Amount of explosive / total	21.6 kg -137.2 kg

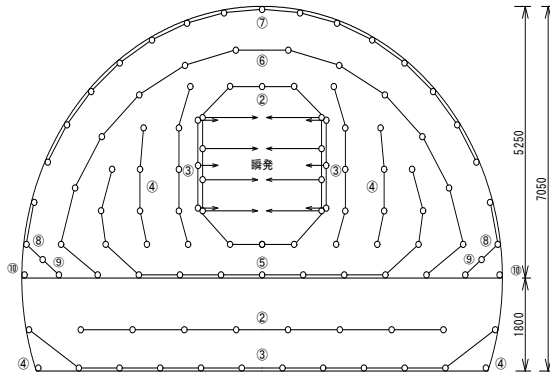


Figure 2: Blast pattern (Type: C II -b).

2.2 発破による振動の特性

トンネル発破による振動の特性を把握するために、Figure 3 に振動変位の時間応答波形の計測例を示す。Figure 4 に振動変位のフーリエスペクトルの分析例を示す。実験対象としたトンネルでは Table 1 に示したように DS 雷管(秒時差約 250ms)を使用し 10 段の発破掘削を行っている。Figure 3 の①は初段発破(芯抜き)に対応し、切羽に自由面を形成するため応答量が大きくなっている。②以降は自由面を有して掘削する払い発破である。自由面を有しているため初段発破に比べて応答は小さくなりやすい。また、図中の②以降の応答が等間隔でないのは、雷管の秒時精度により、段ごとや同じ段にある複数孔間でも起爆時間に誤差を生じているためである。岩盤における発破振動は 2 次的な波の発生がほとんどないので、図のように段ごとの振動継続時間は誤差を含む起爆秒時差に比べて十分に短い。そのため、各段の振動が重畳することがないので段薬量と振動の関係で整理できる。

Figure 5 に測点 V1 から V8 における振動変位の周波数特性を文献[2]にならい 1/3 オクターブバンドで例示する。データは V8 の切羽からの離隔が 66 m から 92.4m における発破のなかから、10 回の発破を選択して平均したものである。結果は、切羽に最も近接する測点 V8 の応答が最大となった。また、粘性地盤などとは異なり、30 Hz や 100Hz 付近の周波数にピークがあること事わかる。V8 から 100m 離れた V7 では応答が 1/10 になり、全周波数成分が急激に減衰する様子が確認できる。V7 から V6 にかけての減衰量は V8 から V7 に比べて約半分であり、V6 から V1 にかけては減衰幅が小さくなることから、

振動源に近い範囲では急激に減衰し、遠くなるほど減衰量が小さくなるのがわかる。

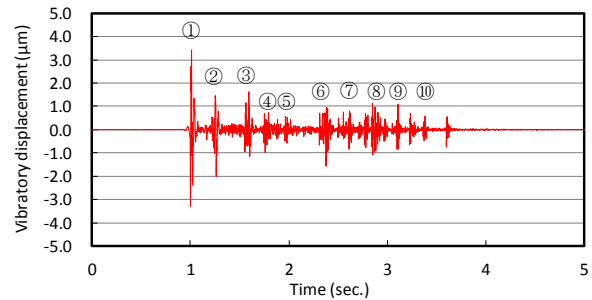


Figure 3: Time response of blasting vibration, Measurement point: V8, Direction: Y.

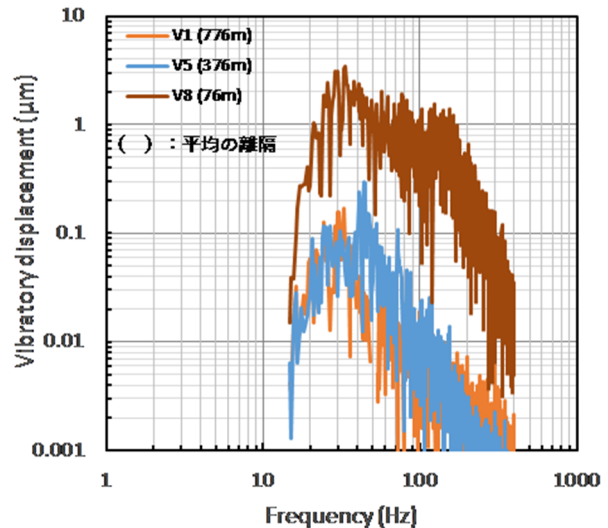


Figure 4: Frequency response of blasting vibration, Direction: Y, Fourier spectrum.

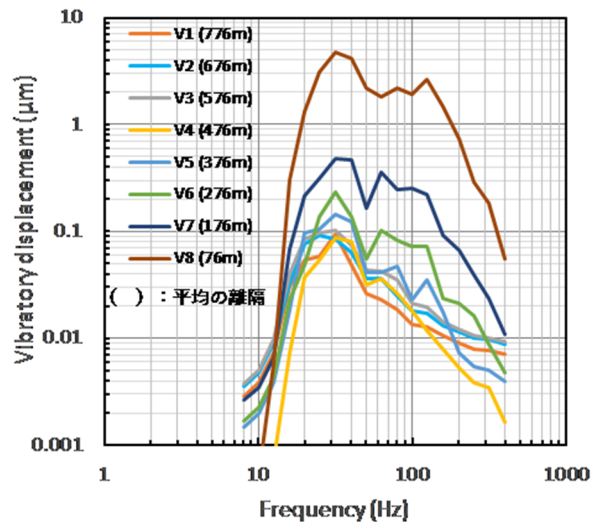


Figure 5: Frequency response of blasting vibration, Direction: Y, 1/3 Octave band, First detonation: 4.2 kg~12.8 kg.

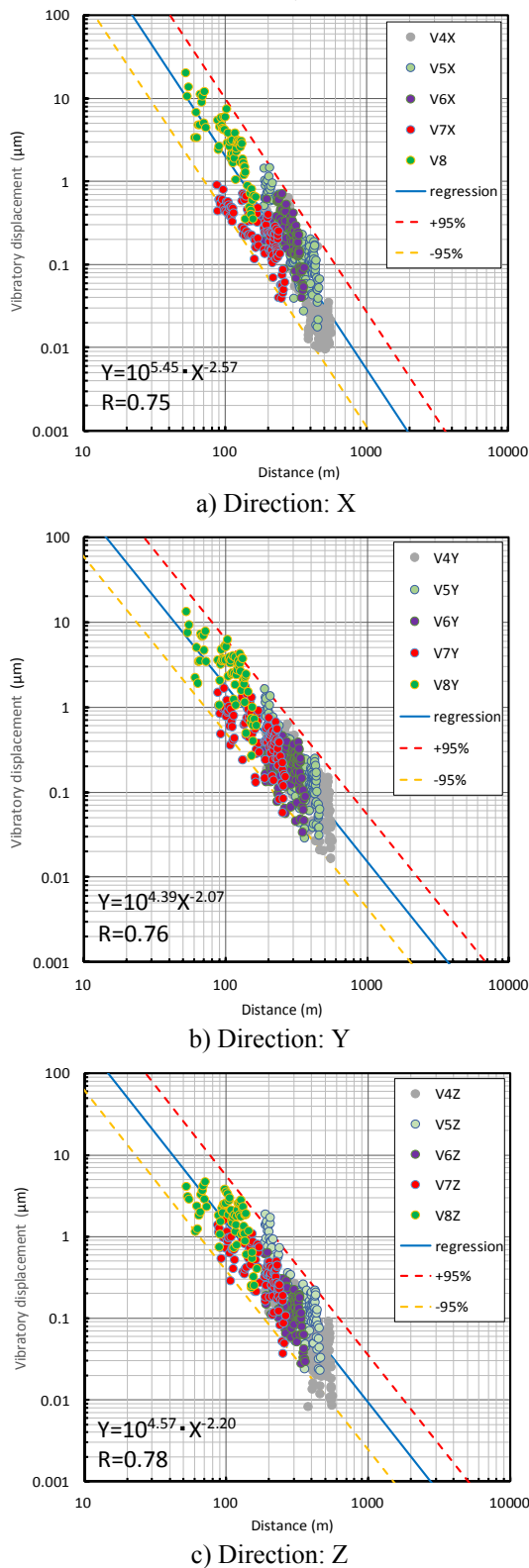


Figure 6: Relationship between distance and vibration displacement.

2.3 距離と振動の関係

Figure 6 に、振動の方向別に切羽からの距離と応答との関係を示す。ここでは、発破の時間応答波形から最大

値を読み取った。ただし、切羽の進捗に伴い S/N の悪化した測点 V1 から V3 のデータは削除した。また、回帰分析による近似式、相関係数、±95%信頼線を併記した。

振動の方向別の傾きは X が最も急峻で、Y, Z は X に比べて緩やかなことがわかる。切羽から 1km の変位振幅の振れ幅は、±95% 値では X が 0.001μm から 0.03μm、Y が 0.004μm から 0.055μm、および Z では 0.0025μm から 0.035μm となった。振動の方向によって傾きが異なる理由を今回は明確にできないが、X 方向をトンネル断面方向としたため、Y と Z に比べて構造的な要因による動的な特性が異なっていたことが要因として考えられる。

切羽から同一距離であっても変位振幅に 1 オーダー程度の幅が確認できる。Table 1 に示したように対象としたトンネル工事での段葉量は 0.4kg から 21.0kg の幅があること、応答に発破精度による誤差も含まれているためである。

以上のことから、実測値に基づいて ILC 施設に対する発破振動の影響評価を行うには、変位振幅の最大側に対して、切羽からの離隔と段葉量を考慮する必要がある。

3. 設計段階の地山評価手法について

3.1 支保パターンとの設計と実績

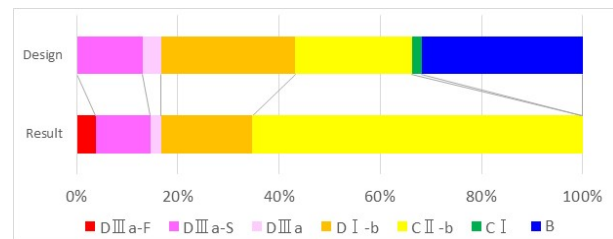


Figure 7: Change of tunnel support pattern between design and result.

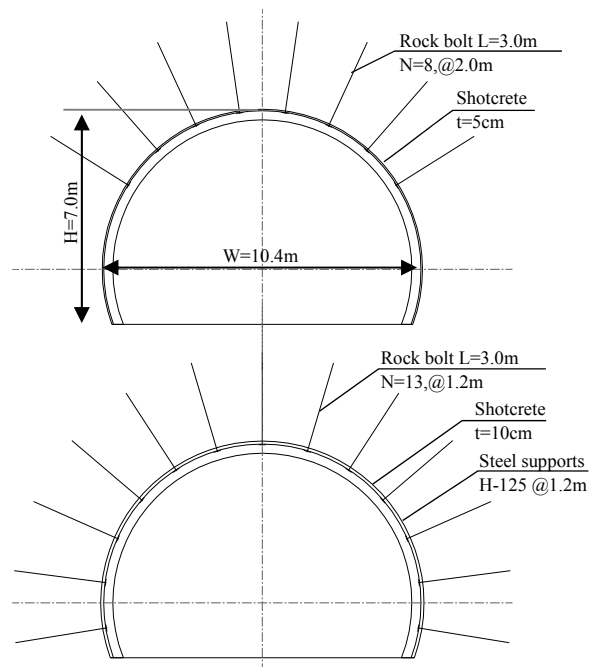


Figure 8: Tunnel support pattern (upper: B, lower: C II -b).

本報で紹介する ILC 同種岩盤の道路トンネルでは、延長 $L=1,022\text{m}$ のうちトンネル中央部の約 32% ($L=325\text{m}$) の区間は非常に良好な岩盤が期待され、支保パターンは B パターンが設計されていた。しかし、対象区間の地山は想定していたほど良好ではなかったことから、施工では 2 ランク重い支保パターン (CII-b パターン) の採用となった。Figure 7 に設計と実績の支保パターン変化、Figure 8 に B 及び CII-b パターンの支保パターン図を示す。山岳トンネルでは、事前調査の制約条件や調査数量の少なさ等から、設計と実績の支保パターンに差異が生じ得る。本トンネルのように 2 ランク重い支保パターンへの変更事例も多数報告されており、その都度設計変更により工事費を見直して対応している。このような事象は工事費増大につながる恐れがあるため、本トンネルで設計と実績の乖離が生じた原因について検討した。

3.2 設計支保パターンの設定方法とその問題点

山岳トンネルでは事前の地質調査により工学的な地山の良否を表す地山等級を判定し、その結果に基づき設計支保パターンを設定する。しかし、事前地質調査でトンネル全線の地山状況を詳細に把握するには限界がある。そのため、坑口部や小土被り区間を除く一般部では、弾性波探査で得られた地山弾性波速度の値を最も重視し、地山等級の判定を行うことが多い。Table 2[3] に花崗岩の弾性波速度と地山等級の関係を表した地山分類表を示す。これは道路トンネルで一般的に用いられている分類表である。弾性波速度は地盤が硬いほど伝達速度が速いことから、地盤の工学的な分類に適しているとともに、ほかの地質情報に比べ地盤を定量的に評価で

Table 2: Elastic Wave Velocity and Ground Classification

地山等級	代表岩石名	弾性波速度 $V_p(\text{km/s})$				
		1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
B	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス					
CI	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス					
CII	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス					
DI	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩 ホルンフェルス					

きる特徴がある。そのため地山等級の判定に利用しやすい指標ではあるが、その一方、弾性波探査の結果を過度に信頼してしまうことで、設計と実績支保パターンが乖離する事例も多く、本トンネルもその 1 例である。そこで、弾性波探査以外の方法も用いて、地山弾性波速度を測定し、地山弾性波速度の信頼性について検討した。

3.3 対象トンネルの弾性波探査結果

本トンネルの弾性波探査結果を Figure 9 に示す。弾性波探査はトンネルラインに沿って地表面に測線を設置し、人工的に弾性波を発生させ、地層境界で屈折して戻ってきた波の到達時間を測定する。その測定データを基に、各地層の弾性波速度を求める。弾性波速度の求め方は、地山を層構造と仮定して解析する従来の手法 (はざとり法) と、地山を格子状に区分し各格子の速度を解析する手法 (トモグラフィー的解析) があり、本トンネルでは両手法を実施している。トンネル一般部では、はざとり法が $5.2\sim 5.4\text{km/s}$ 、トモグラフィー的解析は 4km/s 前後の速度値を示し、はざとり法の方が 1km/s 以上高い数値を示しているものの、いずれも花崗岩類の弾性波速度としては地山等級 B~C I 級の値を示している。

なお、本トンネルでは、従来から利用されているはざとり法の値を参考に地山等級を設定している。最近ではトモグラフィー的解析の普及や相対的に信頼性が高いと考えられていることから同手法の利用が主流となりつつある。

3.4 発破振動測定による地山弾性波速度

前述 (2 章) の発破振動測定で得られた 100m 毎の振動データを基に、隣接する測点間の振動伝播時間を算出し、簡易的に測点間 (100m) の弾性波速度を算出した。その結果、測点間の弾性波速度は、いずれも概ね新鮮な花崗岩類の弾性波速度 ($3.9\sim 5.3\text{km/s}$) を示すことが明らかとなった。Figure 9 と Table 3 に各測点間の弾性波速度を示す。なお、V5 については、局所的な不良地山の存在や機器設置不良が疑われる到達時間遅れが生じていたため、ここでは異常値として排除する。

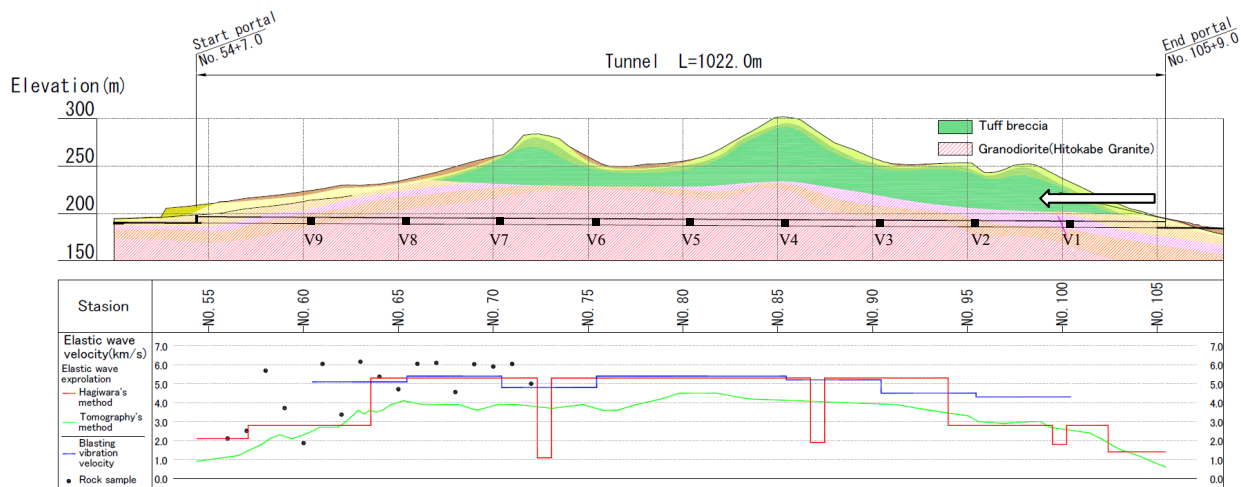


Figure 9: Geological profile and results of various measurements.

Table 3: Blasting Wave Velocity

Section	Distance (m)	Name	Average of blasting wave velocity (km/s)	Standard deviation
V1-V2	100	V ₁₋₂	4.3	0.14
V2-V3	100	V ₂₋₃	4.5	0.18
V3-V4	100	V ₃₋₄	5.2	0.41
V4-V6	200	V ₄₋₆	5.4	0.20
V6-V7	100	V ₆₋₇	4.8	0.12
V7-V8	100	V ₇₋₈	5.4	0.14
V8-V9	100	V ₈₋₉	5.1	0.14

3.5 岩石試料の弾性波速度

割れ目の影響を受けない岩石固有の弾性波速度を求めるため、トンネル切羽の岩塊から整形した岩石試料(5×5×10cm)を用いて超音波伝播速度試験を実施した。その結果、Figure 9 に示すように No.72 から No.63 付近までは非常に高い値(平均 5.4km/s)を示し、それ以降は 2~4km/s 台の低い値が主体となった。この速度値の変化傾向は弾性波探査の結果と概ね一致しており、速度値も概ね同レベルとなっている。これらの結果から、地表から実施した弾性波探査は実際の地山の弾性波速度(岩石試料の弾性波速度)を高い精度で捉えていることが明らかとなった。

3.6 弾性波速度の特徴と弾性波探査による地山評価の留意点

これまでの測定、試験結果から、弾性波探査の解析手法によって 1km/s 程度の速度差は生じてはいるものの、弾性波探査による地山弾性波速度値は信頼性が高いと考えられる。よって、設計と実績支保パターンの乖離が生じた原因は、弾性波速度の精度に問題があるわけではなく、弾性波速度による事前の地山予測の考え方に問題があると考えられる。

硬岩地山では、割れ目間隔の大小や開口の有無が切羽の安定性を左右することが多い。本トンネルでも割れ目の開口により岩塊の抜け落ちが発生し、鋼製支保工を用いた C II -b パターンを採用した経緯がある。掘削以前の拘束された地山状態では、割れ目は密着状態であったと考え、掘削時における割れ目の開口は弾性波速度のみでは見ることが困難であり、地山等級は危険側(実際よりも良い状態)に判定してしまうリスクがある。なお、事前の調査ボーリングでは、硬岩地山区間でも 20~60cm 間隔の平滑割れ目の存在を確認しており、おそらくそのような割れ目が開口したと考えられる。

また、本トンネルの特殊な地質条件も、地山評価を危険側に判定してしまった一因となっている可能性がある。花崗岩類は風化することで割れ目沿いに強度が低下し、最終的には土砂化(マサ)する特徴がある。本トンネルは、人首花崗岩の上部に凝灰岩が分布している地質条件であるため、土被りが 50m 以上あったとしても、人首花崗岩自体の土被りは風化の影響をうける 20~30m 程度しかなく、割れ目沿いに風化しやすく開口しやすい状態であった可能性が高い。

以上のことから、地表から測定した弾性波速度が十分信頼できる値であったにもかかわらず、設計と実績の乖離が生じた原因は、以下に示す弾性波探査の特徴や地質条件に起因するものと考えられる。

- 弾性波探査は岩盤の割れ目が密着した状態で測定するため、弾性波速度で割れ目を適切に評価することは難しい。そのため、弾性波速度のみに基づき設計がされた場合、開口しやすい割れ目がある地山では、支保パターンを危険側に設定してしまう可能性がある。
- 本トンネルは、弾性波速度が速い硬岩地山であったものの、割れ目が開口しやすい地質条件が重なり、設計と実績の乖離が生じたと考えられる。

4. まとめ

4.1 発破による振動

ILC 建設候補地と同種岩盤を掘削する道路トンネル工事による発破振動を計測し、その伝搬性状を検討した。発破振動によるピーク周波数は粘性地盤等に比べて高い周波数に現れるとされている。調査対象とした岩盤においても 30Hz と 100Hz 付近にピーク周波数を確認した。振動の伝搬特性を切羽からの離隔と変位振幅の関係で振動の方向別に整理した。その結果、トンネル断面方向の振動はトンネル軸方向や上下方向に比べて若干ではあるが早く減衰する傾向が確認できた。一方で、変位振幅には離隔と薬量が寄与していることが改めて明らかになり、実験対象としたトンネルにおける離隔と段薬量の関係から ILC 施設への影響評価が可能である。

4.2 弾性波探査による地山予測

設計の支保パターンと実際の支保パターンで 2 ランクの乖離が生じた原因について検討した。設計の支保パターンは弾性波探査による弾性波速度値を基に設定していることから、発破振動、岩石試料の弾性波速度を求めて弾性波探査の信頼性を検証した。その結果、弾性波探査は実際の地山の弾性波速度を高い精度で把握できていることが判明した。しかし、切羽の安定性を左右する割れ目の有無までは捉えきれないために、支保パターンの乖離が生じた可能性が高いことが明らかになった。硬岩地山が期待される ILC トンネルについても、今回判明した弾性波探査の特徴を踏まえた地山予測を行うことで工事費増大のリスクを抑えることが期待できる。

参考文献

- [1] K. Zakou *et al.*, “発破振動の周辺への影響と対策”, pp.14-28, Kajima-publishing, 1984.9
- [2] Michael Guinchard, Study about impact of civil engineering activities on the LHC beam stability-HL-LHC Frameeork, cern, 2017.
- [3] Japan Road Association; Technical Standard for Road Tunnels – Structures, 2003.