

室見トンネルにおける振動防止を考慮した施工実施例

Urban Tunnel Excavation, Preventing Vibration——Muromi Tunnel

米田 辰夫*
Tatsuo Yoneda

要 約

福岡市営地下鉄1号線愛宕下工区において山岳トンネル工法を採用。周辺に民家が密集していることおよび一部地質が風化崖錐であることから、周辺地盤の沈下、振動を軽減する目的で、ロードヘッダ・発破併用工法を採用し、地盤変状、振動を測定しながら慎重な施工を行った。結果は、地盤変状については管理基準(相対沈下量15mm、変形角 1.0×10^{-3} rad)以下に収まったが、振動については管理基準(振動レベル75dB)を若干上回る(最大78dB)ことがあった。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 施工管理目的および計測器設置
- § 3. 現場付近の地質について
- § 4. トンネルの施工概要と掘さく進捗状況
- § 5. 地盤の変形および沈下測定結果と施工管理
- § 6. 発破振動の測定結果と施工管理
- § 7. おわりに

§ 1. はじめに

当工事は、総延長が636mで駅舎部(延長99m)と山岳トンネル(延長537m)からなる工事である。室見駅は延長135mの内、当社施工分が99m、地下3層の相対式ホームを有する地下駅で、オープンカット工法で施工した。

この地下3階を終点方発進基地として、土被りわずか4mで川幅113mの室見川下をロードヘッダ(MRH-S125)にて上部半断面先進レール工法で掘さくした。また、工事途中から工期短縮を図るため、起点方0k820mに築造した立坑から迎え掘りを行った。

以上の施工については「土木施工」1979. 2および「建設の機械化」1980. 6で報告したので、本報告では迎え掘りにおける沈下、振動などの周辺環境からみた施工管理について述べる。

§ 2. 施工管理目的および計測器設置

発進立坑からのトンネル掘さくは、各種資料により直上部が風化を帯びた崖錐帯であり、しかも約100mにわたり愛宕山南麓にある9階建マンションの地下部を通過しなければならない。このため、トンネル掘さくに伴う周辺地盤の沈下ならびに変形挙動を鉛直型および水平型連続傾斜計により調査し、このマンションに変状が生じないように施工を計測により管理した。

当変形観測においては、鉛直傾斜計用パイプ6箇所、水平傾斜計用パイプ7箇所の設置を行い、これらはその設置位置、目的によりA、B、C、Dの4断面に分類した。

また、この地点を過ぎると土被り14.5mで3階建の外科病院があり、下部半断面掘さく時の発破振動を測定管理する目的と、上部マンションの振動管理も含めて6箇所発破振動検出器を設置し測定記録することにした。変形観測断面ごとの目的をTable 1、使用計器をTable 2、計器設置位置平面図をFig.2に示す。

§ 3. 現場付近の地質について

福岡市付近に分布する地質は沖積層、洪積層、古第三紀層に大別されるが愛宕山付近では古第三紀系の姪浜層群が分布している。これは砂岩を主体とし、一部に薄い頁岩を挟んでいる。この砂岩はほぼ水平の層理面を有し、

*九州(支)福岡地下鉄(出)係長

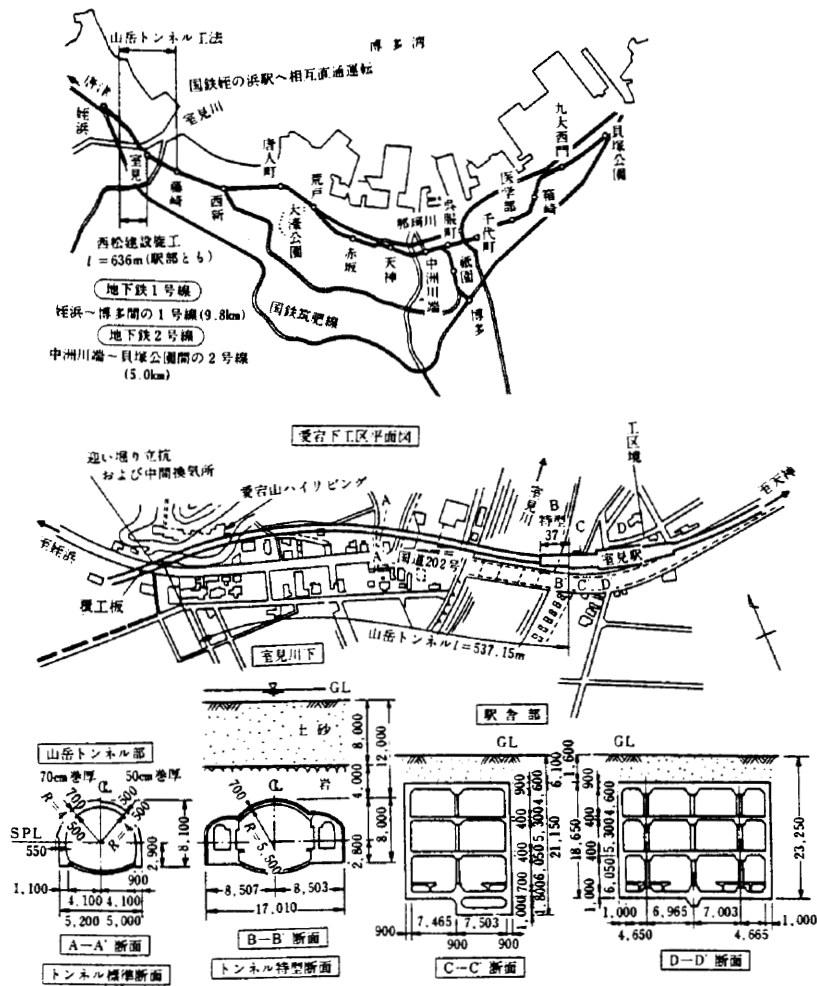


Fig.1 路線平面、断面図
Outline of Atagoshita section

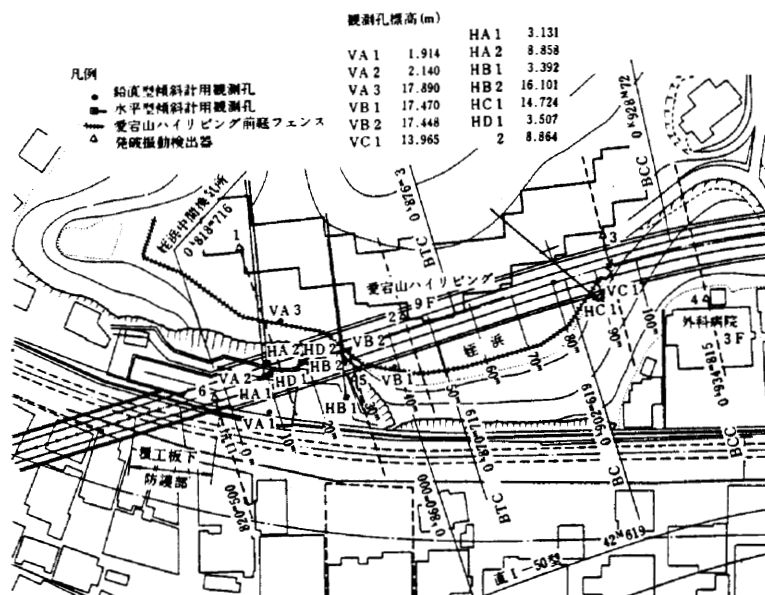


Fig.2 観測孔および振動検出器設置平面図
Layout of observation hole and vibration detector

Table1 観測孔の設置概要
Outline of observation holes

位置 (坑口からの距離)	目的	傾斜計 区分	観測 孔名	深度 m	設置日 ※	初期値 観測日
A断面 (10m)	坑口付近の安定性、特に偏圧やすべりに対する安定性を事前にキャッチする。	鉛直型	VA 1	18	6月23日	8月24日
			VA 2	18	6月24日	8月24日
			VA 3	35	S53 8月25日 ～31日	9月4日
		水平型	HA 1	45	8月8日 9月16日	9月21日
			HA 2	42	8月8日 9月23日	9月26日
B断面 (28m)	トンネル発進直後の実状を調べるとともにマシジョンの最近接部直前におけるマシジョン下地盤の挙動を調べその影響を調べる。	鉛直型	VB 1	35	9月1日 9日	9月14日
			VB 2	35	8月29日 9月8日	9月12日
		水平型	HB 1	35	9月13日 10月6日	10月17日
			HB 2	35	9月3日 10月3日	10月7日
C断面 (85m)	トンネル直上の法面の安定性、マシジョン東側の安定性の確認。	鉛直型	VC 1	35	9月6日 13日	10月25日
		水平型	HC 1	32	9月11日 18日	10月25日
D断面 (縦断方向)	トンネルの縦断方向において、トンネル上部およびマシジョン地盤の挙動、トンネル施工管理。	水平型	HD 1	50	8月18日 9月9日	9月13日
			HD 2	50	8月24日 9月20日	9月29日

※グラウトおよび洗浄を含む。

ボーリングは鉛直型φ66ガイドパイプVP内径40mm
水平型φ112 " アルミ外径87mm
t = 2mm

Table2 使用計器仕様
Specification of instrument

	計測範囲	感 度	全システム精度
鉛直型連続傾斜計SINCO社製 モデル50320	0°±30°	0.01%FS (10秒)	±0.25cm /ケーシング長10m
水平型連続傾斜計SINCO社製 モデル50329	90°±30°	0.01%FS	±0.25cm /ケーシング長10m

岩相は海緑石を含んで新鮮なものは青緑～青灰色を示すが、風化したものは黄～黄褐色を示す。また頁岩も坑口より105m付近から上半下部付近に水平に1枚見られ、層厚は20～30cmであった。切羽の観察結果から上半においては坑口から45m付近まで黄褐色粘土を挟んだクラック(幅5～40cm)がほぼ鉛直方向に見られ、主に青灰～黄褐色砂岩から成っていたが、以後風化された砂岩は次第に少なくなり青色砂岩が主体であった。

§4. トンネルの施工概要と掘さく進捗状況

先ず工法の選定にあたり、直上に住宅が多い市街地の地下の掘さくであり、トンネル頂盤上部の岩被りが薄く発破等を使用すると地山をゆるめ、地表陥没等の危険性があり、また戦前、戦後を通じての早良炭鉱の採炭道がトンネル下部にある。このような条件のもとに、施工法はそのトンネルの延長、掘さく断面の形状寸法、工期、地質条件等に基づき最も安全かつ経済的なものが選定されるべきであるが、当工区では地盤沈下、振動、騒音対策を重視して、上半断面をロードヘッダによる機械掘さくとし、下半をロードヘッダと発破の併用工法で施工した。

こうして室見トンネルは室見駅側から昭和52年12月に掘さくを始めたが、一軸圧縮強度600～1,200kgf/cm²(58.8～117.6MN/m²)と超硬岩と室見川横断による毎分約1500l/minの塩分を含んだ坑内湧水のため、日進約1.3mの牛歩の施工にならざるを得ず、起点方立坑からの迎え掘りを余儀なくされ、昭和53年8月からロード

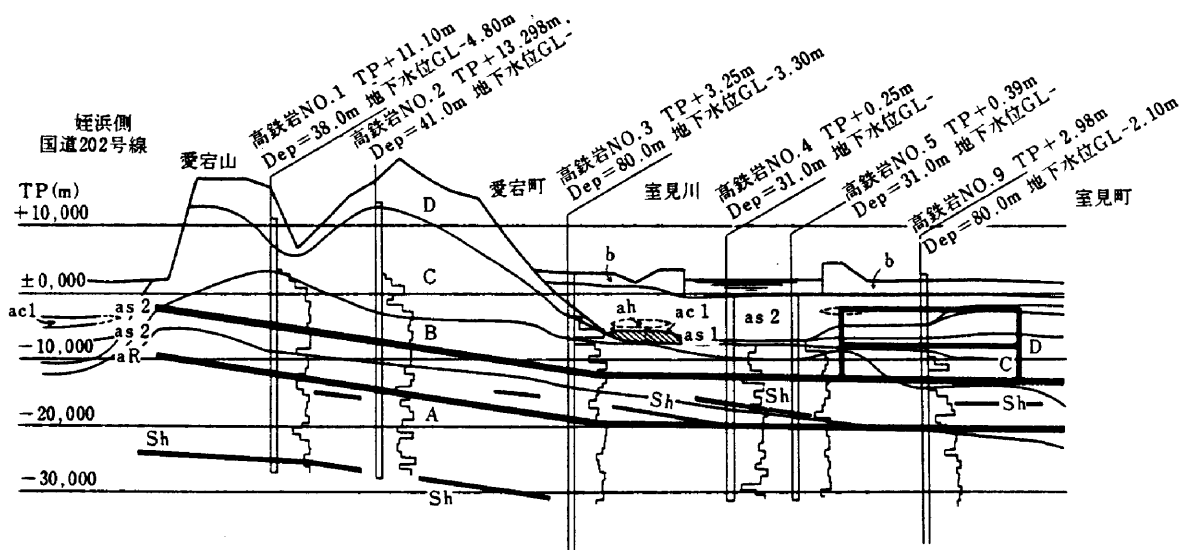


Fig.3 地質縦断面図
Geological profile

Table3 岩盤分類表
Classification of rock

岩盤区分		説 明	ボーリングコアの状況		ボーリングコアによる岩石試験					
			掘進方法	コアの形状	静弾性係数 kgf/cm ²	圧縮強度 kgf/cm ²	P波速度 km/s 1 2 3 4			
良好な岩盤	A岩盤	ほぼ新鮮で硬質の岩盤 割れ目も比較的少なく（割れ目間隔30cm以上）目に沿って変質や粘土などの介在物はほとんど見られない。ハンマで強打してかろうじて割れる程度であり、少なくともコンクリートと同等もしくはそれ以上の強度を有する。掘削には発破を要する。一般に青灰色もしくは暗灰色～灰白色を呈する。おもに砂岩、れき岩の未風化部に多い。	使用 ダブルコアチューブ メタルクラウン 清水掘り	長柱状	5,000	300				
						200,000				
普通の岩盤	B岩盤	岩塊自体は硬質であるが割れ目が多く（割れ目間隔30～10cm）目に沿って風化変質が見られ、しばしば脆質物や粘土が介在するような岩盤、または割れ目は少ないが局部的に脆質物を伴うような岩盤など。 ハンマで強打すると容易に割れる程度でコンクリートと同等もしくはそれ以下の強度を有する。掘削には一般に発破を要する。岩塊の中心部には新鮮な色を呈するところもあるが、割れ目沿いでは幅広く褐灰色などの変質色を呈する。頁岩の最も良好な部分はこれにほぼ相当する。	チューブ使用 メタルクラウン 清水掘り ダブルコア	長柱状	3,000	100				
				短柱状	30,000	500				
悪い岩盤	C岩盤	岩塊そのものはやや硬質であるが割れ目が多く（割れ目間隔20cm以下のことが多い）ような岩盤もしくは風化変質 岩質的に脆質でハンマで容易に割れる程度（しかし手で押しつぶすことや割ることは不可能）の岩盤など。 全体的に割れ目に囲まれた岩塊も褐灰色等に風化変質により変色している。コンクリートよりも脆質であるが掘削には一部発破を要する。	清水掘り メタルクラウン ダブルコアチューブ使用 ダブルコア	短角れき柱状 長柱状	1,000	30				
					30,000 (おもに10,000以下)	150				
	C2	岩質的にはやや軟質もしくは風化変質により軟質となった岩盤。手で押しつぶすことはできないが辛じて割ることができる程度で発破はおおよそ不要。	泥水使用 ダブルコアチューブ使用 メタルクラウン ダブルコア	短角れき柱状	500	10				
					3,000	50				
極めて悪い岩盤	D岩盤	Ds	貫入試験 メタルクラウン使用 泥水掘り 無水掘り標準	土塊状	1,000以下	30以下 (おもに10以下)				
	Dc	Dsに類似の軟質岩盤のうち粘性土に類似の粒度組成を有するもの。	同上	土塊状	1,000以下	30以下 (おもに10以下)				
	Dh	Dcに類似の状況を示すが石英もしくは岩質頁岩などのように有機物質を多量に含むもの。これは必ずしも風化変質によるとは限らない。	同上	土塊状	1,000以下	30以下 (おもに10以下)				

ヘッダ2台で上半先進工法にて迎え掘りを行った。

また、坑口から50m以後は、アーチコンクリート面で反響する爆破音を軽減させるため、中割導坑を上半と併進（上半礫搬出の関係上）させる工夫をし騒音防止に務めた。迎え掘りの進捗状況をFig.4に示す。

§5. 地盤の変形および沈下計測結果と施工管理

5-1 管理基準

今回の計測結果を施工管理に適用するために、建築物

の変形の発生規準として次のような考え方で管理規準を定めた。

建築物が沈下によってクラックの発生等が生じるのはFig.5に示した相対沈下量が増大することにより変形角の大きさが許容限度を越えることに起因する。「建築基礎構造設計規準同解説」（日本建築学会、1974）によれば、鉄筋コンクリート造に対して、変形角の許容限度として次の値が提案されている。

$$\theta_{cr} = (1.0(\text{下限}) \sim 2.0(\text{上限})) \times 10^{-3} \text{ rad}$$

また、許容相対沈下量として、独立RC造では標準値

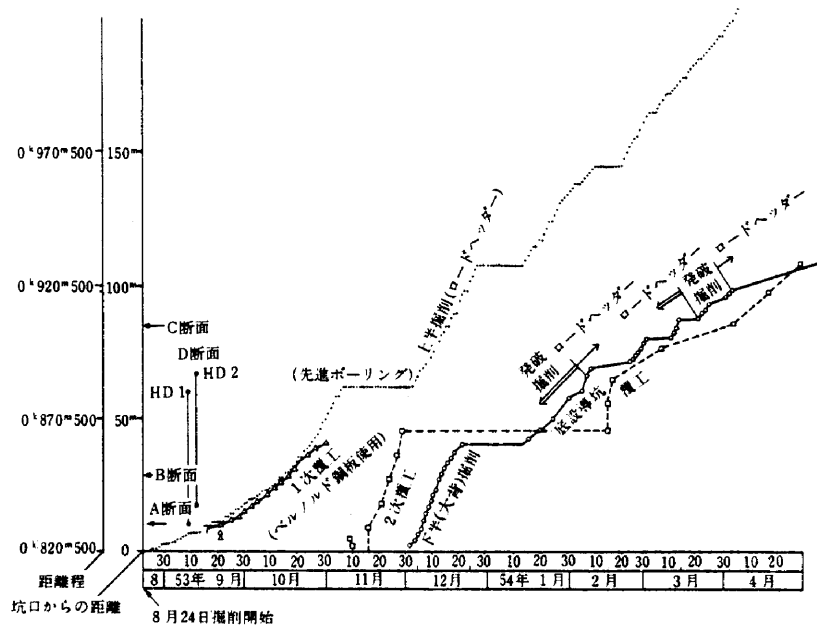


Fig.4 工事進捗状況図
Progressive curve of product

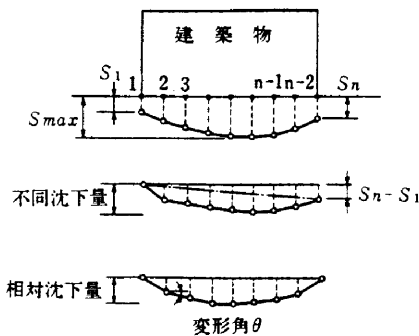


Fig.5 相対沈下量
Relative settlement

Table4 管理規準表
Criteria of execution control

	変形角(rad)	相対沈下量(cm)
Aランク(施工続行)	0.67×10^{-3} 以下	1.0cm以下
Bランク(施工注意観測続行)	$0.67 \sim 1.0 \times 10^{-3}$	1.0~1.5cm
Cランク(対策必要)	1.0×10^{-3} 以上	1.5cm以上

1.5cm, 最大値 3.0cm とされている。

今回の計測で、マンション基礎直下を通る HB-2, HC-1 の水平型傾斜計によって変形角を測定し、この変形角が建物基礎面での変形角が等しいという安全側の仮定を行って、Table 4 に示す基準で管理した。

5-2 計測結果

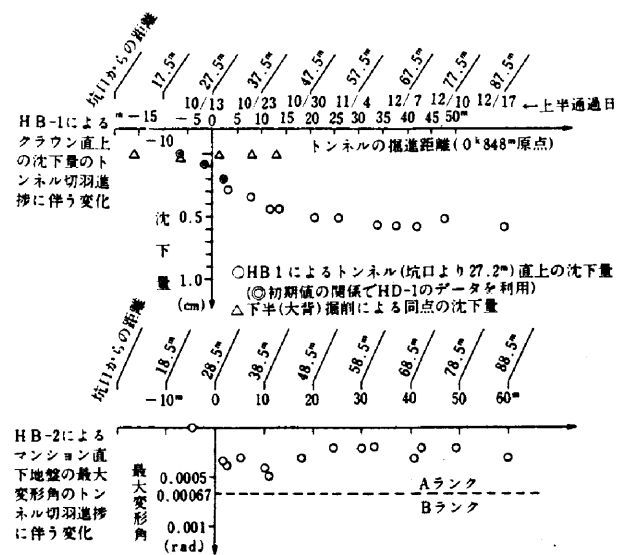
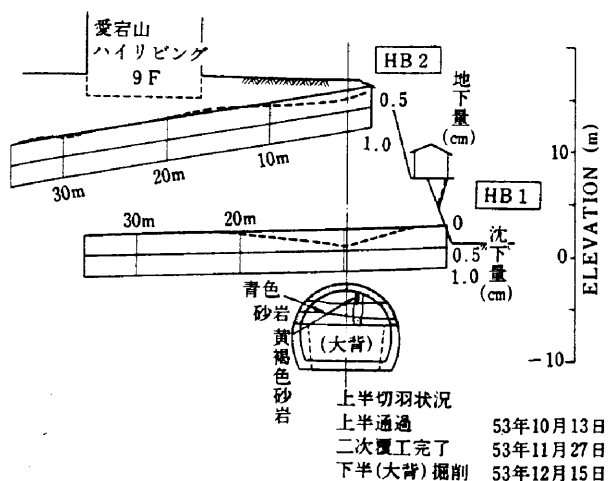
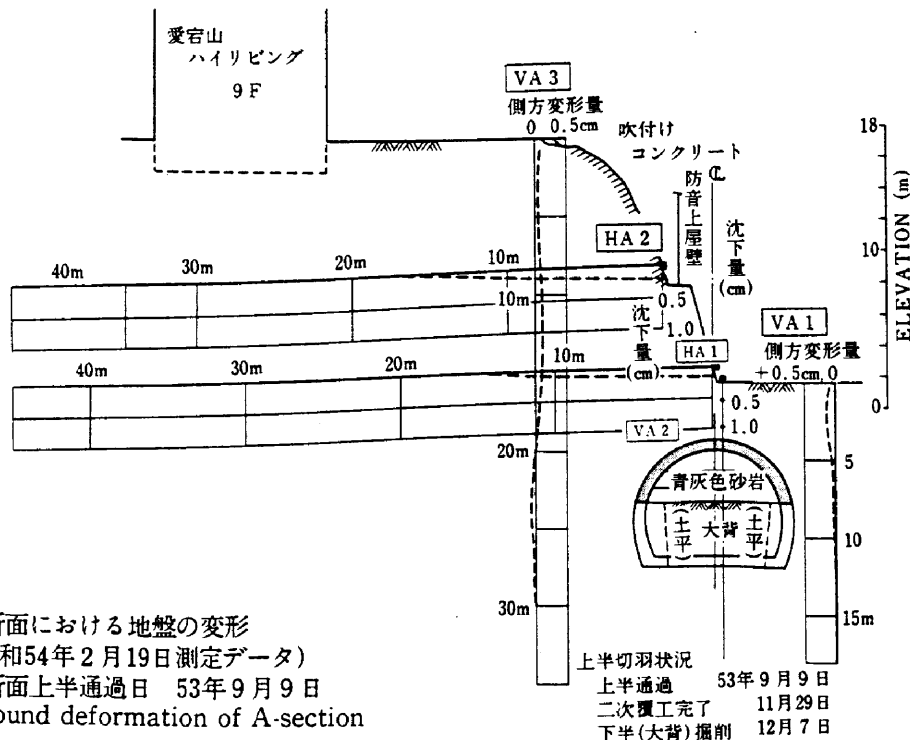
(1) A断面の計測結果

A断面は坑口付近の偏圧や地山のすべりによる変形をキャッチすることを目的に、坑口から約 10m の地点においてトンネル横断方向に鉛直型 3 本、水平型 2 本を設

置し、特に鉛直型 VA-2 は切羽の変形挙動をつかむことも目的とした。発進 17 日後 (昭和 53 年 9 月 9 日) に本断面付近を通過し、計測結果は Fig.6 に示す様にこの断面での変形はすべて 3 mm 以下であり、また 12 月 2 日から下半部の掘さくが始まったが、これによる影響はほとんど見られなかった。

(2) B断面における計測結果

B断面は坑口から 28m の地点に鉛直型 2 本、水平型 2 本の観測孔を設置し、これらの観測孔は平面的にトンネルがマンションと重なる直前の断面において、トンネル直上地盤およびマンション基礎直下の沈下状況および切羽の安定性 (VB-2.B 方向) をキャッチする目的で設置した。まずトンネル横断方向の挙動を示すと、ロードヘッダ通過 25 日後 (約 35m まで掘さく) の計測結果を Fig.7 に示す。水平傾斜計観測孔 HB-1 を見るとトンネルクラウン直上 (約 4m) で 4~5 mm の沈下を示している。ただし HB-1 はパイプ設置の都合上その初期値は断面通過後に設定したので、切羽の B 断面への接近時および通過後の 3 日間の沈下量は縦断方向に設置し HD-1 (HB-1 と近い点で交差する) の計測結果から推測する。HD-1 の HB-1 との交差部における切羽通過後 3 日間の沈下量は 2 mm であった。この結果から HB-1 における全沈下量は $4 + 2 = 6$ (mm) 程度と推測できる。また、HB-1 の沈下モードは正規確率分布曲線的な形状を呈し、沈下は Fig.7 に見られるように左側 10m 右側 6m 程度、掘さく断面の下端から約 45° の仰角の範囲に影響が見られる。左右非対称なのは横断面が斜面をもち、



同観測孔口から約4mはコンクリート擁壁を斜めに横切って設置されたためと考えられる。

なお、HB-2を見ると、マンション直下の沈下量はほとんど発生しておらず斜面の法肩において3~4mmの沈下が認められた。HB-1によるクラウン直上の沈下量の経時変化、HB-2によるマンション直下地盤の最大変形角の経時変化をFig.8に示した。これによると断面通過後10~15m程度掘さくが進んだところで沈下は落ちついている。Fig.8には下半掘さくによる沈下量の推移

も示したが、この図からは下半掘さくの影響がほとんど見られず、上半掘さく時に沈下の大部分が生じたことがわかる。これらの結果は、管理規準値のAランク以内にすべて納まっておりマンションに与えた影響もなかった。

(3) D断面における計測結果

この立坑付近からトンネルクラウン直上に2本の水平傾斜計用観測孔を設置して縦断方向の連続的な変形を測定した。掘さくの進行に伴う上部地盤の沈下状況をFig.9に示した。Fig.9から上半掘さくの進行にともなって

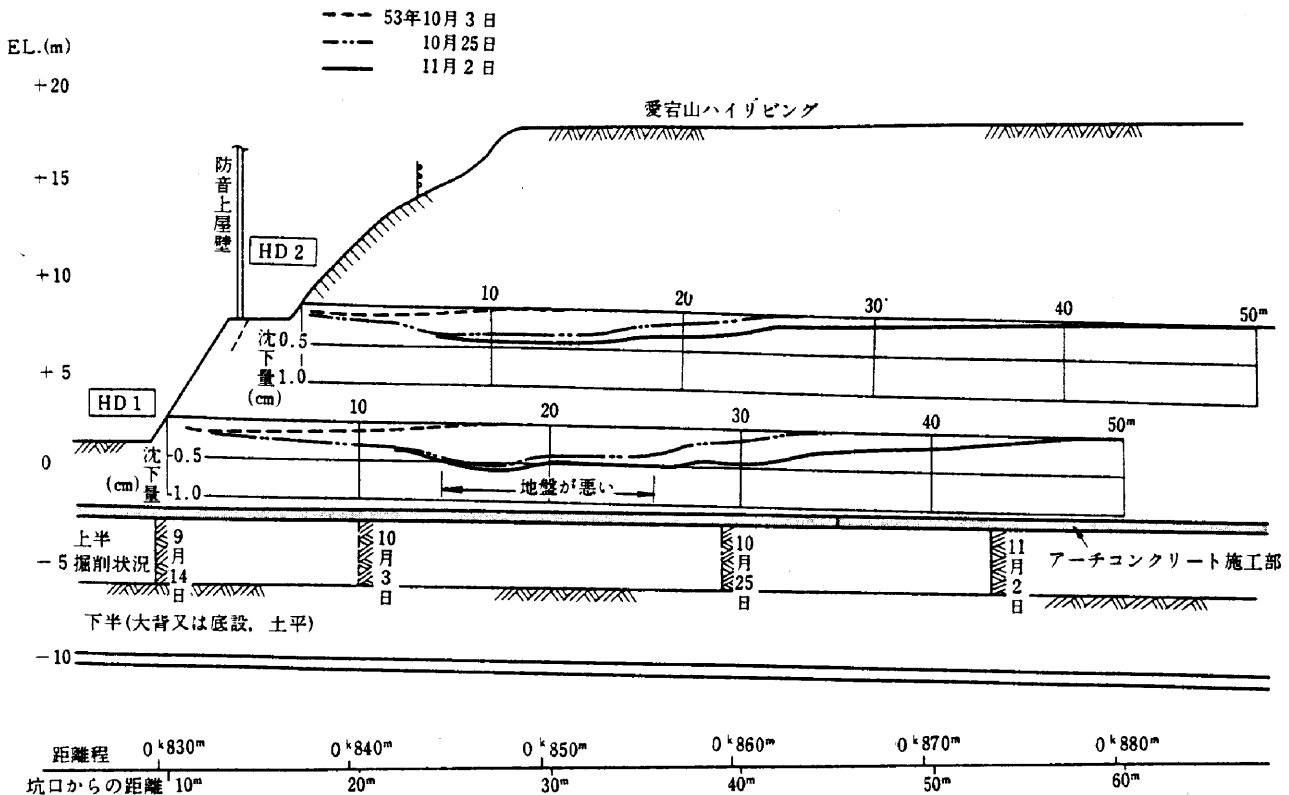


Fig.9 D断面における地盤の変形の進行状況
Progression of ground deformation at D-section

切羽 5m 程度の地点まで先行沈下を生じているのがわかる。また大きい沈下量を示す地点は坑口約 20~40m 付近であり、この区間は平面的には愛宕山南麓斜面の法肩であり、地盤を構成する姪浜層が強く風化された区域でもある。この区間では上半掘削時においても切羽に多くの風化された黄褐色砂岩（多くは鉛直に近いクラックに粘土を挟んでいる）が確認された。またこれより深い地点（マンション最近接部）では切羽に見られた岩の状態も良く、かつ沈下量も小さいので地表面沈下量は B 断面における沈下量よりもかなり小さい。

既述したような切羽の進行に伴う地盤の沈下の進捗状況をより明確にするために、B 断面と同様な方法で沈下量をプロットしたものが Fig.10 である。これから先行沈下は切羽前方 5~7m 程度まで発生しており、切羽通過後 10~15m で沈下は落ちついているのがわかる。この結果は HB-1 でのそれに一致し、全ての地点（20m, 25m, ……55m）における切羽通過時の沈下量 S_f と全沈下量 S を HD-1, HD-2 についてプロットしたのが Fig.11 である。この図から HD-1 については $S/S_f \approx 3$ であり、この付近の岩盤は先行沈下量の約 3 倍の全沈下量を生じて沈下が収束している。

§ 6. 発破振動の測定結果と施工管理

6-1 発破の検討

山岳トンネルの掘さくにおいて火薬を使用する場合は、§ 4. で述べたように振動、騒音対策を踏まえての火薬の種類、発破パターン等の検討が必要である。そこで室見トンネルでは上半を両坑口からロードヘッダ各々 2 台で切削した。下半断面大背は切羽をショートベンチカットにし、この切羽にパンホール（ $\phi 1,200\text{mm}$ ）をロードヘッダで切削して発破による岩盤応力解放時に必要な心抜に代る自由面を作り爆薬を使用することにした。使用爆薬は室見停留場での岩破碎実績等から当トンネルでは低爆速のダイナマイト（ $2,700\text{m/s} \sim 3,300\text{m/s}$ ）が作業効率、振動・騒音の軽減効果に適しているので使用する事にした。

6-2 発破作業

施工に先立ち地元自治会代表、県工業課、企業先等関係機関の立会をお願いし試験発破を繰返し、装薬量を 1 発破当り 1.6kg/回に制限することにした。薬量に制限があるため必然的に発破回数も多くなるので地元住民からの苦情が多く、発破地点直上の家屋にはその都度発破時刻を電話連絡するなどして沿道対策に苦慮した。

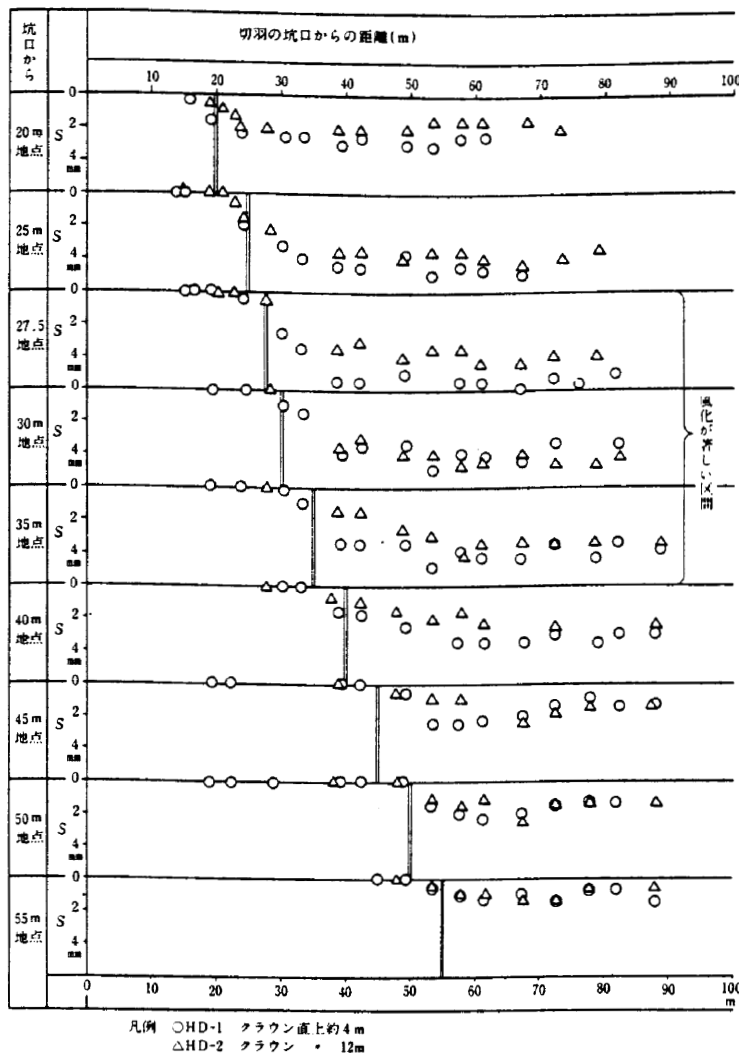


Fig.10 トンネル切羽の進行による地中内沈下の推移
Relationship between working head and settlement

6-3 測定方法と管理規準

そこで住民の発破に対する不安感をいかにやわらげるかで、Fig.2に示す位置に固定式の発破振動検出器（坂田電機 BZ-51）を発破振動以外にはあまり作動しない位置を選定して6箇所設置し、これらピックアップからのキャプタイヤケーブルはマンション1階測定室に設置した警報装置（振動分類装置内蔵 D5-610）に結合した。作業の進捗に応じて発破地点の隣接する最も近い家屋の直上付近のピックアップを選びチャンネルをセットし（通常は発破地点近くとその前後のピックアップを選びこの装置に入力した）坑内電話で連絡を取り、記録装置（5M-21）で測定記録した。

次に管理規準であるが試験発破等と併せて事前にこの付近一帯の地振動を測定し 67～75dB の数値を得た。これら各種データより警報装置を全チャンネル0.3カイン（cm/sec）にセットし、この数値をオーバーすると測定

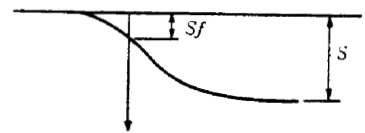
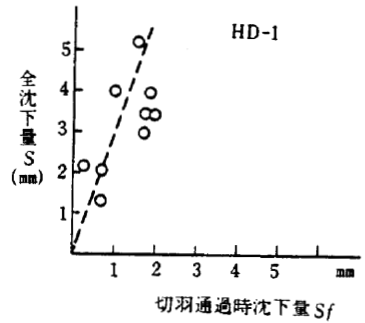
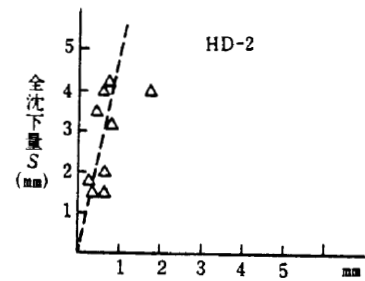


Fig.11 HD-1, HD-2における全沈下量と切羽通過時沈下量
Relationship between settlement which working head is passing under and total settlement at point HD-1, HD-2

室の警報装置が作動、5M-21に記録されたオシログラフを調べればどの孔の段発雷管の何段目にトラブルがあったかが分り、発破時の孔間隔、装薬量等パターン作成時に利用した。しかし実際には管理値0.1～0.2カイン（cm/sec）、65～75dBを目標に施工管理し、振動レベルに換算したのがFig.12である。発破による振動は体感として個人差が大きく、ほとんど音波としか感じないものでも恐怖感をいだく人が多く住民への安全をも含めた施工管理法等の説明、沿道家屋の事後処置の資料として記録保存は大いに役立ったと思う。

§7. おわりに

福岡市営地下鉄1号線のトップを切って昭和50年11月室見駅着工、52年12月にはトンネル掘さくを開始し昭和55年1月土木工事が完成した。同年7月から室見～天

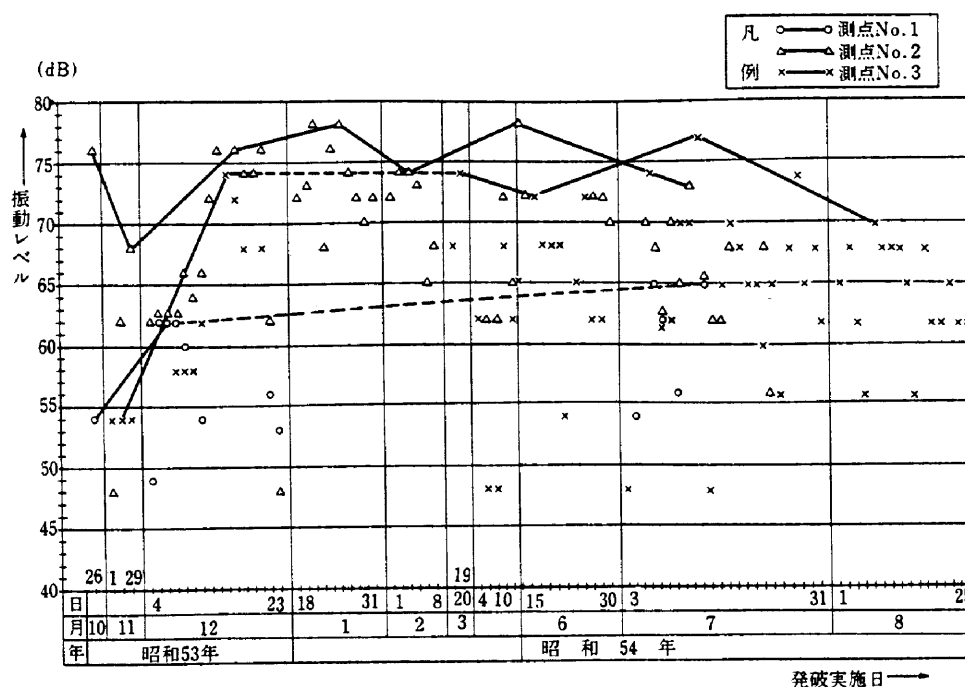


Fig.12 発破による各測点の振動レベル変動図
Change of vibration-level occurred by blasting at measuring point

神間の試運転が始められ、昭和56年7月からこの区間の営業運転が始まった。九州における情報、文化の拠点として発展を続ける人口100万の政令指定都市で住民の足として地下鉄1号線が、昭和58年3月から室見トンネルを通り国鉄筑肥線（佐賀県唐津市まで走行）と相互乗入れを行い、博多駅まで営業運転される。

この機会に愛宕山下工区の施工例の一部を報告させた頂いた。全工期死亡災害0で施工できたのも、企業先、関係諸官庁はもとより本社はじめ関係各位の御指導、御鞭撻があったことを申し添えるとともに、この紙面をかりて謝意を表します。

参考文献

- 1) 高速鉄道岩盤調査：福岡市
- 2) 主要都市及びその周辺部の地盤特性と基礎工法—その1, 西日本編九州地区：基礎工S51. 11 山内他