

トンネル掘削に基づく建造物の沈下と対策

—地表沈下量と地圧の大きさ—

井 上 平*
牧 野 幸 次**

1. ま え が き

新野中山トンネル掘削にあたり、上部左右に近接している建物、温泉揚湯管、鉄道トンネル等に変状を発生させないよう対策を講ずるために、あらかじめ地表沈下予定量を算出し、実測沈下量と地質、土かぶり、掘削切端と測定点間の距離、時間などの諸条件から各種の変状防止工を施工した。以下その内容について述べる。

2. 工 事 概 要

このトンネルは上部の地形が海側に下り勾配で、上部には大建築物（ホテルなど）が密集しているという制約を受け、東海道新幹線と在来東海道線との間隔約 70 m の間に計画され、それぞれの離れは約 25~30 m の複線型、延長 300 m のトンネルである（図-1~2、写真-1）。

地質は 図-2 に示すように風化凝灰岩（一部風化安山岩）および礫混り粘土で、あまり良質なものではない。「双設ずい道の離隔距離に関する研究報告書」¹⁾によれば、併設トンネルの中心距離は、地山が完全弾性体と考えられる場合には掘削幅の 2 倍、粘土などの軟弱な地山中では 5 倍とすれば、

* 正会員 国鉄施設局管理課長（元・東京第二工事局次長）

** 正会員 国鉄東京第二工事局線増第三課長

ほとんど影響がない、と報告されている。新トンネルの掘削幅は 11 m であり、この地質においては 3~4 倍の約 35~45 m 程度を必要とするが、地形上 25 m しかとれない箇所もあった。トンネル各部の構造、巻厚などを 図-3 に示す。

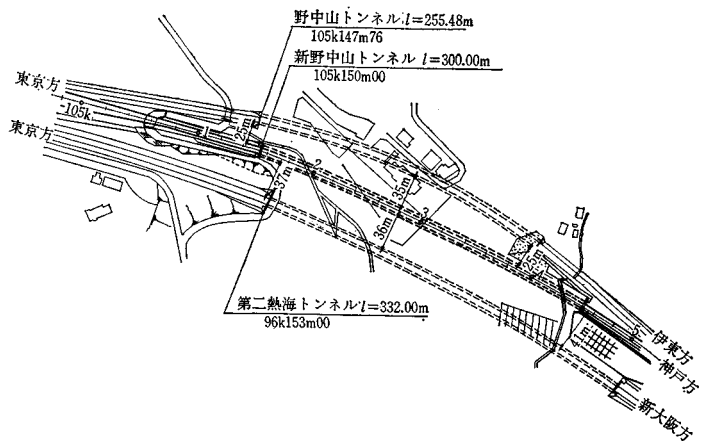


図-1 新野中山トンネル位置図

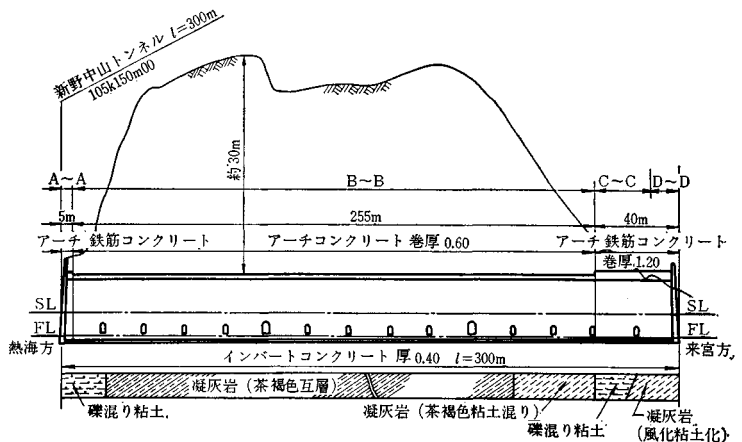


図-2 新野中山トンネル全体図

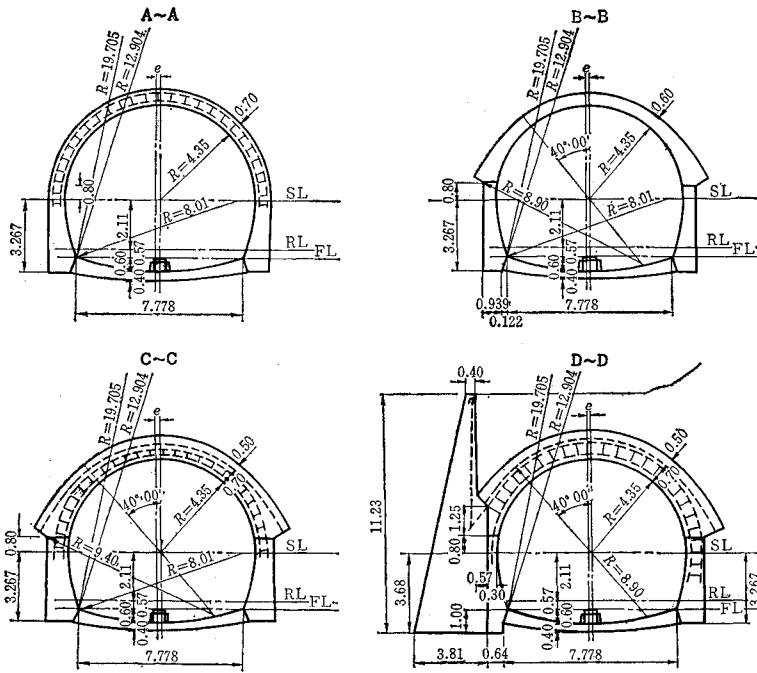


図-3 新野中山トンネル断面図 (A~A, B~B等は図-2参照のこと)

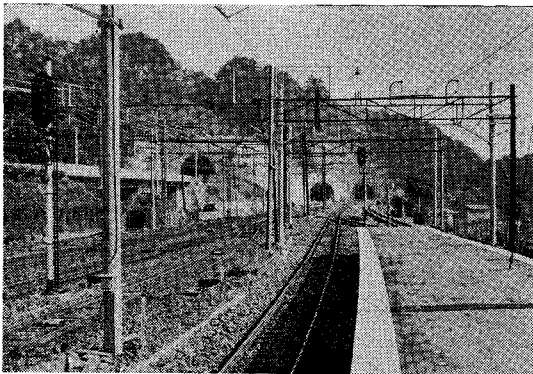


写真-1 新野中山トンネル (中央) を神戸方から望む

3. 両側鉄道トンネルの防護

新トンネル掘削にさきだち、両側トンネル内部の変状調査を行ない、変状部にはモルタル充填、モルタルパッド等を施すとともに、おのおののトンネル覆工背面と地山との空げき部にフォームクリートを注入した。注入材料の標準配合は表-1、材料試験結果は表-2のとおりである。

注入圧は常時 $2\sim 3 \text{ kg/cm}^2$ 、最終圧 $5\sim 7 \text{ kg/cm}^2$ で、全注入量は 772.4 m^3 (野中山トンネル: $512.3 \text{ m}^3=2.0 \text{ m}^3/\text{m}$ 、第2熱海トンネル: $260.1 \text{ m}^3=0.8 \text{ m}^3/\text{m}$) であった。

また、両トンネルの左右側壁に直視ひずみ計 (仕様・

表-3)、断面測定用インバールテープ (バーニヤ付き)、地表面には地すべり計等を設置、測定を継続した。

4. トンネル掘削

掘削方式はリングカット先進上部半断面工法で、1区画 (4.8mに限定) 掘削後ただちに支保工、アーチコンクリートを打ち²⁾、1次裏込モルタル注入を行なってから、次の1区画を掘削することとし、また掘削始めから1次注入完了までは最大限6日、アーチコンクリート打設後2次注入までを5日と限定した。また、リング部および土平部分は火薬の使用を禁止した。支保工は $H-208 \times 202 \times 10 \times 16$ ($\omega=65.7 \text{ kg/m}$)、 $H-200 \times 200 \times 8 \times 12$ ($\omega=49.9 \text{ kg/m}$) の2種を用いピッチはおのおの 0.9 m とした。

5. 1次および2次覆工裏込モルタル注入

覆工アーチ背面の空げきを充填し、主動土圧を均等に分布させ、受働土圧を有効に働かせるために、また掘削による地山のゆるみを極力少くするためモルタル注入を施行した。モルタルの標準配合および注入機械、施工結果を表-4~6に示す。

表-1 フォームクリートの標準配合

| セメント (kg) | 起 泡 剤 (L) | W/C (%) | 空気量 (%) |
|-----------|-----------|---------|---------|
| 350.0 | 1.48 | 60.0 | 64.0 |

表-2 材料試験成績

| 材 令 (日) | 圧 縮 強 度 (kg/cm^2) | 曲げ引張強度 (kg/cm^2) | 平均比重 |
|---------|------------------------------|-----------------------------|------|
| 10 | 13 | 6.8 | 0.46 |
| 28 | 21 | 8.2 | 0.49 |

表-3 コンクリート直視ひずみ計の仕様

| 測定範囲 | 精度 (1目盛) | 寸 法 (直径×長さ) | 重 量 (g) | ゲージ長 (mm) | |
|------------|-----------|-------------|---------|-----------|------|
| フルスケール (μ) | 盛 替 え (μ) | (μ) | (mm) | (g) | (mm) |
| 300 | 25000 | 10 | 21×210 | 110 | 200 |

表-4 注入モルタルの標準配合

| セメント (kg) | 砂 (kg) | 水 (kg) | エスコート (kg) | W/C (%) | フロー値 (sec) | 空気量 (%) |
|-----------|--------|--------|------------|---------|------------|---------|
| 150 | 900 | 200 | 3 | 133 | 20 | 40 |

表-5 注入機械

| 種別 | 数量 | 能力 |
|----------------|-----|------------------|
| アシポン AP-2型 | 台 1 | 吐出量 60~100 l/min |
| グラウトミキサ GMS-8型 | 台 1 | 容量 220 l×2 |

表-6 注入区間および注入量

| 区間 | 注入区間 | 注入時期 | 注入圧力 (kg/cm ²) | 注入量 |
|------|----------------------------|-----------------|----------------------------|--|
| 1次注入 | 105k 155m~105k 450m (295m) | アーチコンクリート打設翌日 | 2 | 1494 m ³ 5.1 m ³ /m |
| 2次注入 | 105k 155m~105k 410m (255m) | アーチコンクリート打設後6日目 | 6 | 762 m ³ 3.0 m ³ /m |

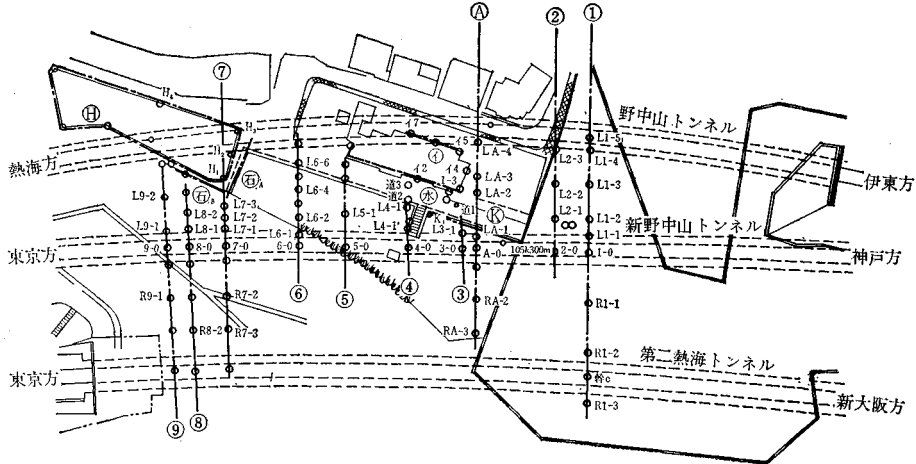


図-4 測点配置図

| No.1 | No.2 | No.A | No.3 | No.4 | No.5 | No.6 | No.7 | No.8 | No.9 |
|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|----------|----------|-----------|-----------|
| 105k320m | 105k310m | 105k287m | 105k283m | 105k267m5 | 105k252m5 | 105k235m | 105k214m | 105k202m5 | 105k199m4 |

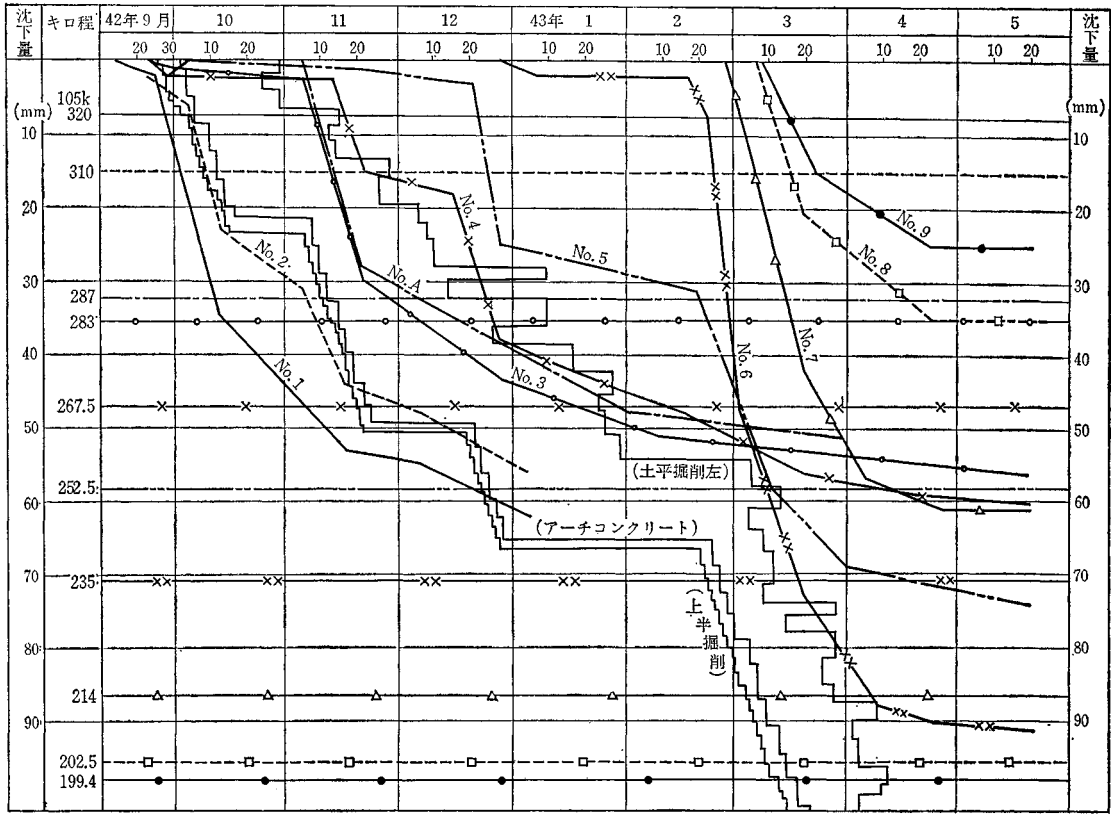


図-5 トンネル中心地表沈下測定図

6. 地上建造物への対策

(1) 地表沈下量測定

トンネル掘削による地表面への影響を調べるとともに、後述の沈下量予定計算のための資料を得るために、日本工学製S型ティルテングレレベル(0.1mm読み)および付属標尺を用いて図-4の測線について沈下量を測定した。

測定結果より次のように推論される。

a) トンネル中心線直上の地表沈下(図-5)

① 測点に切端が40~50mに近づくと沈下が始まり(仰角約35°),10~15mに近づくと急激に増大する(仰角約70°)。

② 切端が接近するにつれて沈下は増大し、測点直下に達したときの沈下量は、ほぼ10~15mmの範囲である。

③ 切端通過後も沈下は続き、切端が約30mのはなれとなるまで沈下曲線は急勾配で、それ以降はゆるやかとなり、約70mはなれておおむね水平となり沈下は止る。

④ 切端が5mの至近距離に近づいても、掘削を中止すると沈下はゆるやかとなる。また、掘削再着手の準備(鏡はずし)のみでも沈下は急激に増大する。これは、地山のゆるみによる地圧が上部からだけでなく、切端前面へも及ぶものと考えられる(6-0測点)。

⑤ 切端通過後5~8mで掘削を中止すると沈下は継続するが、ふえ方は緩慢となり、沈下曲線は水平に近くなる。掘削を再開すると再び沈下量は急激にふえる(4-0,5-0測点)。

⑥ 最終累計沈下量は25~91mmの範囲で、平均60mm程度と考えられるが、8-0,9-0測点が小さく(25~30mm),5-0,6-0測点が大きい(74~91mm)。これは、覆工背面注入時期の早遅、覆工コンクリート打設、土平返しの時期、地質、施工の精粗などに関連があるものと考えられる。

b) 横断方向の沈下(図-6)

① 中央部が最大沈下を示し、その影響は片側40~50mに及ぶ。また、左右の沈下はトンネル中心線に対してほぼ対称であるが、地形、土かぶりなどにより多少移動する。

② 沈下曲線の急折点はトンネル中心から約20~25mはなれの点である。この点は、上半部外側下端から約62°の勾配線と地表面との交点で、この角度は $45^\circ + \phi/2$ (ϕ は土の内部摩擦角)に近い値である。縦断方向の急折点の領域は約10~15m(上半前面端より約70°)であるのと比較すると、掘削による地山の解放面は、縦

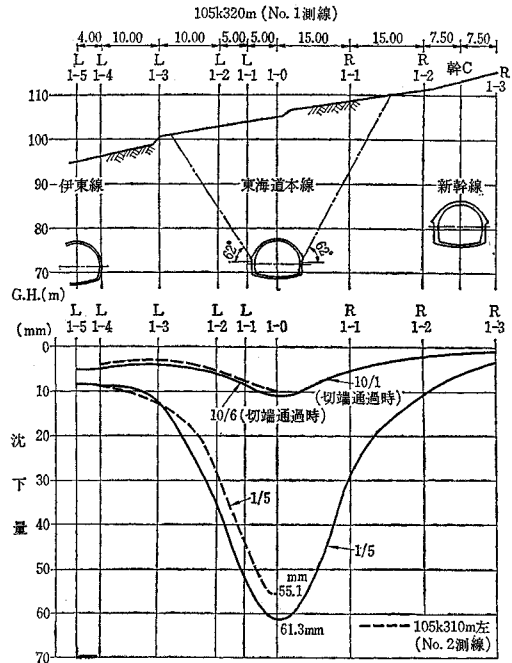


図-6 横断方向の地表沈下曲線
(105k320m, No.1測点)

断方向は2面であるのに、横断方向は3面であることも一部関連があるように考えられる。

(2) 地中沈下測定

地中沈下は、 $\phi 65$ mm、深さ25m(トンネルアーチコンクリート上端と同高)のボーリング孔内に硬質塩化ビニールパイプをそう入し、孔底にモルタルを入れて鉄筋($\phi 19$ mm)をアンカーし、地上に導いた鉄筋上端を測定した。位置はトンネル中心線から7.9mはなれの位置で、温泉揚湯管と同じはなれの地点を選定した。この測点の地表沈下量はNo.2測線から判断して35mmであるが、地中の沈下量は12.1mmで従来の定説と反対の結果が測定された。これについては後述する。

(3) 地表沈下予定量の計算

沈下現象は多くの影響因子を有しているため、各現場によって多種多様であるが、掘削面積、掘削高、土かぶり、掘削方法、地層傾斜、地質、掘削速度等のほか、作業員の熟練の程度、施工の精粗、支保工の強度、安定および設置の早遅などに大きく影響される。

地表沈下の科学的研究は、すでに100年ほど前から進められてきた。1858年のGonot⁹⁾の発表した直角説(Vertical theory)以来漸次研究が進み、1907年にKöhneは実測結果から計算に必要な種々の要素を決定し、沈下予定計算法を創始した。その後、Keinhorst(水平層における沈下予定計算)、Bals(他方法による沈

下予定計算), Schleier (傾斜層における計算法), Perz (傾斜層の沈下計算法の簡略化および沈下中間形にも言及)等, 種々の計算法が発表された。次に二, 三の例をあげる。

① Briggs 氏公式⁴⁾

$$\text{沈下量 } s = m \cdot \frac{2.2}{2.2 + \sqrt{\frac{H}{100}}}$$

ここに, m : トンネル高, H : 土かぶり

② Goldreich 氏公式⁴⁾

$$\text{沈下量 } s = m - k \cdot H$$

ここに, k =土の容積の増加係数 $=\frac{V_e - V_s}{V}$

V_e =掘削量, V_s =沈下コーン内の土の容積,

V =全移動帯の容積で, k の最小値は 0.01

でトンネル高のふえるにつれて増加し, $m=4\text{ m}$ のときには k =約 0.03 となる。これらの公式は, 使用に際し, やや不明確な点があったので採用をやめ, 次の式を採用した。すなわち

$$\text{沈下量 } s (\text{mm}) = e \cdot m \cdot a \cdot z^3$$

ここに, e =影響面積係数=地下の一定面積の掘削が地表上の任意の一点に対してどれだけの影響を与えるかという係数(%)で, 完全面に対する掘削面積と掘削位置の関数, m =掘削高(トンネル高)(mm), a =沈下係数=影響面積全部を掘削した場合($e=1$)の沈下終了時の沈下量を掘削高で割った商, z =時間係数=沈下期間ないし沈下時期と掘削時期との関係を規定する係数。

上式で e, a, z の計算は, はなはだ複雑であるので, 基本的な考えは, 全く同様である近似的な簡易計算法によった。

a) 山荘の沈下予定量

No. 1, No. 2 測線のトンネル中心線上の最大沈下量 s (実測値) から a を求める (図-7)。

No. 1 測線 105 k 320 m (キロ程)

土かぶり $h=30.75\text{ m}$

No. 2 測線 105 k 310 m (キロ程)

土かぶり $h=29.72\text{ m}$

$m=8.63\text{ m}$, B (掘削幅) $=10.744\text{ m}$

限界角 r は水平層の場合は一般に $40\sim 75^\circ$ といわれているが, No. 1, 2 測線の沈下曲線図から 40° 付近と考えられるので, $r=40^\circ$ とする。

$$\frac{h \cdot \cot r}{6} = \text{No. 1 測線の場合}$$

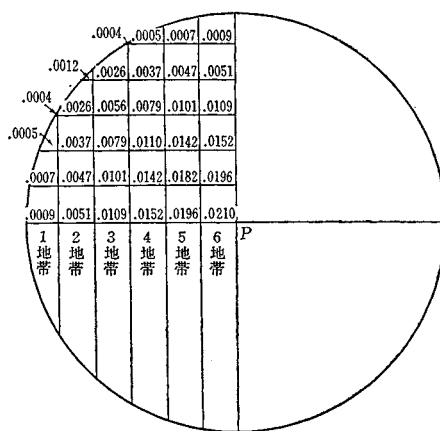
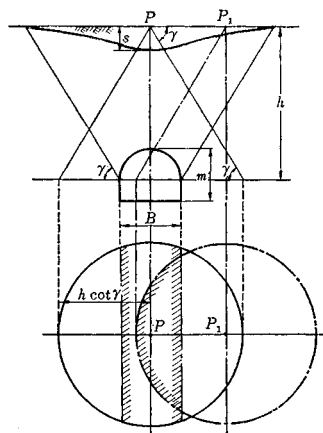
$$30.75 \times 1.192 / 6 = 6.121$$

$$= \text{No. 2 測線の場合}$$

$$29.72 \times 1.192 / 6 = 5.916$$

$$\frac{B/2}{h \cdot \cot 40^\circ / 6} = \text{No. 1 の場合} = 0.878$$

$$= \text{No. 2 の場合} = 0.908$$



(注): 第1地帯 $e/2=0.0025$ 第4地帯 $e/2=0.0525$
 第2地帯 $e/2=0.0175$ 第5地帯 $e/2=0.0675$
 第3地帯 $e/2=0.0375$ 第6地帯 $e/2=0.0727$

図-7 水平層における影響線

影響面積係数 e は (図-7 参照)

No. 1 の場合 $e=0.0727 \times 0.878 \times 4 = 0.255$

No. 2 の場合 $e=0.0727 \times 0.908 \times 4 = 0.264$

ゆえに, 求める a は

$$\text{No. 1: } a = \frac{62}{0.255 \times 8630} = 0.028$$

$$\text{No. 2: } a = \frac{56}{0.264 \times 8630} = 0.025$$

平均して $a \approx 0.027$

山荘の予定沈下量 (はなれ 17 m の地点)

$h=20.85\text{ m}$, $r=40^\circ$, $m=8.63\text{ m}$,

$a=0.027$, $B=10.744\text{ m}$, $B/2=5.372$

$$\frac{h \cdot \cot 40^\circ}{6} = \frac{20.85 \times 1.192}{6} = \frac{24.853}{6} = 4.15$$

$$l_1 = 17 - 5.372 = 11.628,$$

$$11.628 \div 4.15 = 2.801$$

$$l_2 = 24.853 - (17 + 5.372) = 2.481,$$

$$2.481 \div 4.15 = 0.598$$

分布図から

$$e = \{0.25 - (0.0727 + 0.0675 + 0.0525) \times 0.801 + 0.0025 \times 0.598\} \times 2 = 0.132$$

ゆえに、沈下量 s は

$$0.132 \times 8630 \times 0.027 = 30.8 \text{ (mm)}$$

となる。

b) マンションの予定沈下量

前と同様にして No. 4, No. 5, No. 6 測線から計算してマンションの予定沈下量 (はなれ 19.4 m の地点) $s = 36.2 \text{ mm}$ を得る。

(4) 建物の許容沈下量

日本建築学会中国支部基礎地盤委員会⁹⁾ が中国地方各都市において主要建物の基礎形式と不同沈下量の実測、障害調査を行ない、これを建物の剛性を無視し、テルツァーギの一次元圧密だけを考慮した現行慣用法により計算される沈下量と比較して、相対沈下に対する建物剛性の影響、不等沈下障害に対する許容沈下量についての試案を示している。その要約は次のとおりである。

① 鉄筋コンクリート造の独立基礎は慎重な検討が必要であり、コンクリートブロック造の布基礎は、できるだけ強固にすること。

② 相対沈下量は建物の剛性 (基礎を含む) の影響で慣用計算値より、かなり小さくなる。

③ 構造種別により剛性やねばりに差があり、不等沈下による、きれつの現われ方が違う。

④ 現行の建築基礎設計基準では、許容沈下量をフーチング基礎、ベタ基礎に分けて示しているが、上記②、③よりすれば、上部構造種別と基礎形式の組合せを考慮して示すべきである。

⑤ 不等沈下障害に直接関与するのは部材角あるいは相対沈下量であるから、これらに対する許容値を求めるとが本筋である。

以上の資料として表-7 を作成している。

上記ならびに建築工学的な検討の結果

山荘の許容沈下量: 20 mm

マンションの許容沈下量: 15 mm

と推定した。

(5) 温泉揚湯管の防護 (中埋鋼管柱列防護工)

トンネル側壁外方 2.4 m の位置に地下 300 m から揚湯している揚湯管があり、ここに切端が近づくにつれて防護工が必要となった。よって、施工中、毎日湯量を測定するとともに、図-8 に示すような防護工を施行し、No. 4 測線の沈下測定を行なった。測定結果より次のように推論した。す

表-7 許容相対沈下量 (単位: mm)

| 構造種別 | R C 造り | | | | RC(W)造り |
|------|--------|----|----|-------|---------|
| | CB造り | 独立 | 布 | ベタ | |
| 基礎形式 | 布 | 独立 | 布 | ベタ | 布 |
| 標準値 | 10 | 15 | 20 | 20~30 | 20 |
| 最大値 | 20 | 30 | 40 | 40~60 | 40 |

表-8 L4-1 と K_1 測線の沈下量比較

| 区 分 | (単位: mm) | |
|---|----------|---------|
| | L4-1 点 | K_1 点 |
| 切端通過時 K_1 (42年11月16日) L4-1 (42年11月19日) | 6.7 | 10.0 |
| 温泉管地点と切端のはなれ 112.5m の時点 (上半貫通時点) 43年3月31日 | 43.9 | 51.7 |

なわち、道-1, 2 点は舗装上にあり、イ-7 点は建物基礎にあるので、沈下曲線の連続性には疑問がある。ただし、L4-1 点とほぼ同距離にあり、かつ土留壁上の K_1 点と比較すると表-8 のとおりで、効果はあったと判断される。

(6) 空孔柱列防護工

トンネルとマンションの間に縁切り帯を設け、掘削に伴う沈下はトンネル側のみに生じ、マンション側には及ばないようにするため空孔柱列を設け (図-9)、その効果を確かめて本番のマンション部に採用と決めた。測定結果を図-10 に示す。

(7) ベントナイト柱列による防護工

マンションは地上7階建て、RC造りであり (写真-2)、機能的な障害を与えることは絶対に避けなければならない。そこで掘削前に変状調査を行ない、エレベーターについても、あらかじめ機能調査を行なうとともに傾斜測定のためのピアノ線を設置し、建物の隅角には水準器を二方向にとりつけ、これらの測定とともに沈下測定

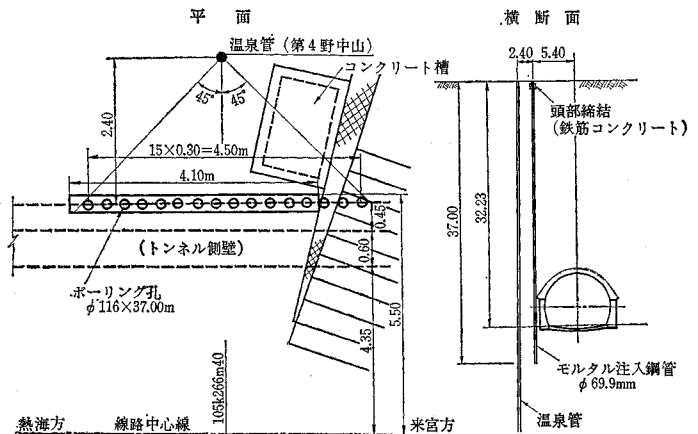


図-8 防護工施工図 (中埋鋼管柱列)

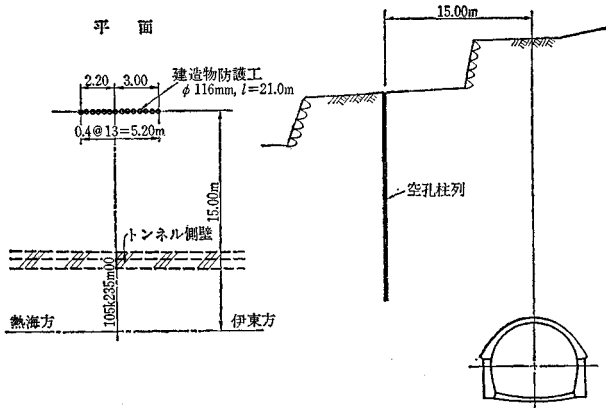


図-9 防護工施工図(空孔柱列)

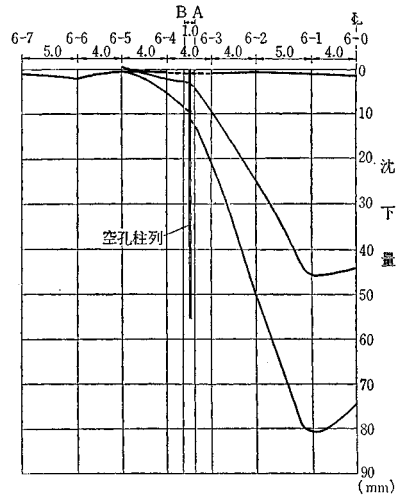


図-10 空孔柱列施工箇所沈下曲線図

表-9 ベントナイト泥液配合表 (1m³あたり)

| セメント (kg) | ベントナイト (kg) | 砂 (kg) | 水 (kg) | 混和剤 (kg) | フロー値 (sec) |
|-----------|-------------|--------|--------|----------|------------|
| 75 | 300 | 688 | 540 | 2.3 | 19~21 |

を行ないながら 図-11 の防護工を施行した。

なお、オーガ孔に填充したベントナイト泥液の配合は表-9 のとおりである。

防護工施行のためのアースオーガ機の走行路をつくるため、一部切り後埋戻したため、この付近の測定を欠き、横断方向の沈下曲線が描けず防護工による沈下曲線の不連続性による効果の確認はできなかったが、図-12 のように山荘とマンションの隅角部 I₁ 点と H₁ 点を比較すると、マンションの沈下は少なく(切端通過時で H₁=1.5 mm < I₁=3.2 mm, 切端通過後 1.5 月の時点で H₁=2.7 mm < I₁=10.5 mm)、実際沈下の累計量は 3.8 mm であった。沈下予定計算値では 36.2 mm で、約 10% であり、許容沈下量 15 mm に対しては 1/4 で変状は認められなかった。

7. 地山のゆるみと地圧との関係

7. 地山のゆるみと地圧との関係

支保工 2 基のおのおのの両下端に支柱式ロードセル (50 t 用) を、頂部と地山の間にフラットジャッキ (70 t 用) 1 台を設置して支保工の背面地圧と支保工支点反力を

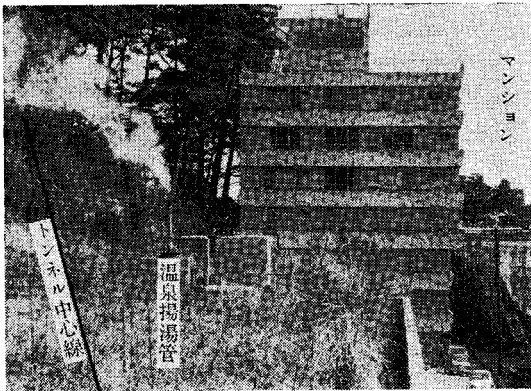


写真-2 トンネル上に位置するマンション

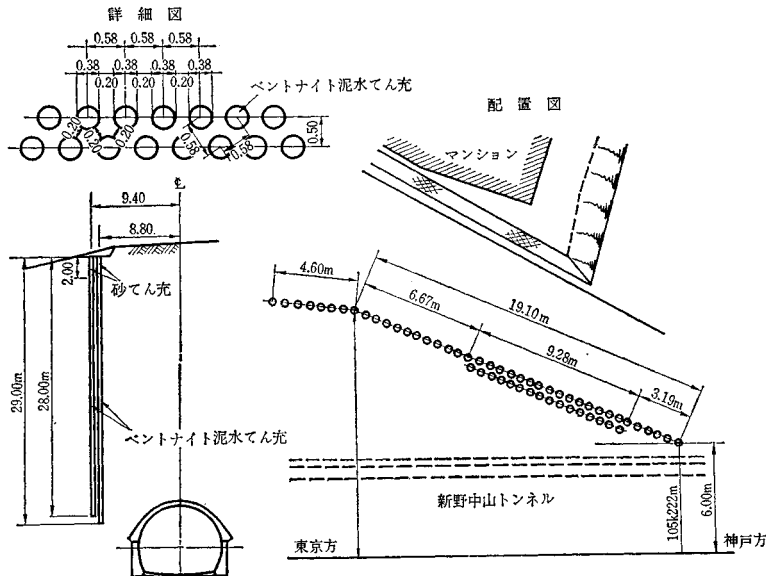


図-11 防護工施工図(ベントナイト柱列)

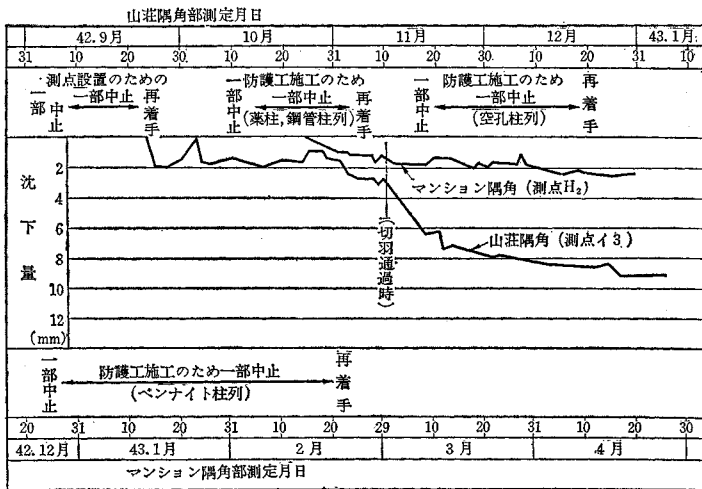


図-12 地上建物沈下比較図

観測した。

支保工建込時に計器をとりつけたため、先行荷重はもちろん観測できない。図-13 の観測結果より次のように判断した。

① 覆工背面の地圧は、計器がなじむまでの6日間は下降し、その後急激に増大し20日間で 15 t/m^2 (max.) に達し、その後は下降し10日間で 10 t/m^2 まで低下して変化は止る。 15 t/m^2 は岩石の比重を2.7程度とした場合、土荷重の高さは5.6m(内空断面の幅8.7m)となり、トンネル標準示方書(昭和39年8月土木学会制定)第24条の「土圧が大きいと推定される場合」の土

荷重の高さ6m(内空断面の幅10m)とおおむね一致している。

土圧曲線と8-0点の地表沈下と対比すると、47日で沈下がやや停止するのに対して地圧は34日で均衡を保ち、約2週間のずれがある。これは、掘削により一度ゆるめた地山は、下部からアーチアクションでバランスしてくることを示している。

② 支保工支点の反力の総和は、max. 20~24 t/基で、左右非対称である。反力増加の傾向は、計器をセットしてから12日間で最高となり(アーチコンクリート打設後5日)、以後は下降線をたどり約18日間で水平となる。

覆工背面の地圧が増加しているのに、

反力が下降線をたどるのは、支保工への荷重がコンクリートの硬化につれて一部ずつ覆工コンクリートに移行してゆくためであろう。また、支保工の反力と地圧とが均衡を保つのは、ほぼ同一時期である。

8. 沈下量と土かぶりの関係

従来の常識では、土かぶりが大きければ沈下は小さくなるということになっているが、今回測定の結果、土かぶりの大きいほうが沈下量が多いという結果がでた(図-14, 15)。これは地質の状態、地形、土かぶり等の条件および土中に沈下の零を保つ一種のアーチアクシ

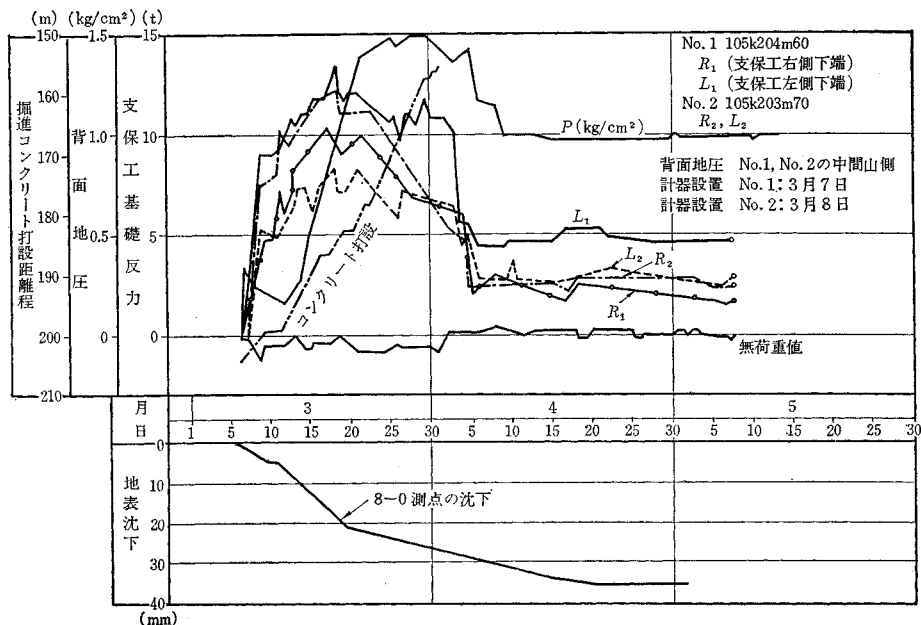
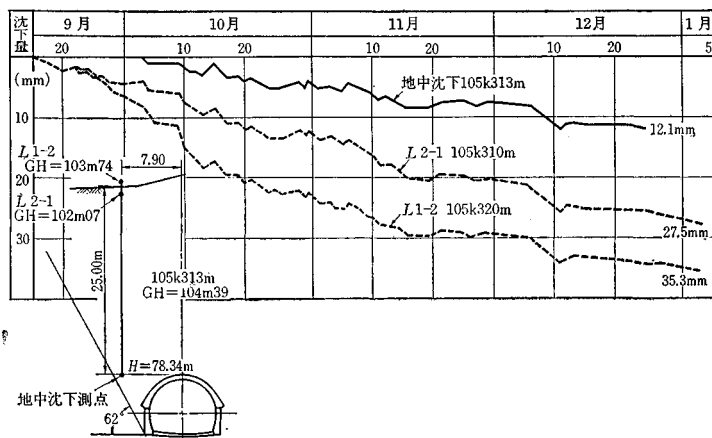
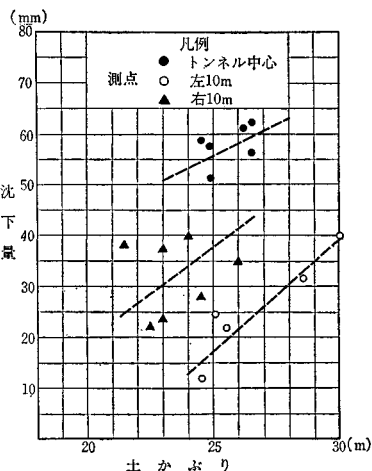


図-13 地山のゆるみと地圧との関係図



図一14 地中沈下と地表沈下の対比図



図一15 沈下と土かぶりの関係

ン領域のあることなどによるものと考えられ、今後の研究課題であろうと思われる。

9. む す び

以上述べたような調査、測定、防護工を施行しながらトンネルを新設し、在来線トンネルおよび上部の建物、揚湯管等になんらの支障を与えることなく、無事故で完成することができた。

測定結果の解析、判定には、さらに検討を加えて今後の工事の計画、設計、施工に役立てたいと願っている。終わりに、工事中種々ご指導を頂いた上司の方々に厚

く感謝申上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 日本鉄道技術協会：双設ずい道の離隔距離に関する研究報告書，昭和 34, 35, 36 年度
- 2) 土木学会：ずい道の適正覆工時期の研究報告書，昭和 41 年度
- 3) 山田穰編：鉱山保安ハンドブック，朝倉書院，1958 年
- 4) Széchy, K.: Tunnelbau, Springer Verlag, Wien, New York, 1969.
- 5) 日本建築学会中国支部基礎地盤委員会：建物基礎設計と不同沈下，建築技術，1967 年 5, 6, 7 号
(1970.9.29・受付)

トンネル工学シリーズ 7 第 6 回トンネル工学シンポジウム 最新刊

B 5 判 252 ページ
 定価 1800 円
 会員 1600 円
 特価 (〒 100 円)
 申込は代金に送料を添え、土木学会へ……。

TUNNEL SYMPOSIUM '70
 の発表論文の集録

発売中

- トンネル標準示方書解説 800 円
- シールド工法指針 800 円

●特別講演●

日本におけるトンネル工事 / 藤井松太郎

●国内編●

わが国における岩石トンネル掘進機の現状と将来 / 三谷 健
 わが国の山岳トンネルにおける不良地盤掘削工法 / 島田隆夫
 膨張性地山におけるトンネルの施工法 / 足立貞彦

トンネル土圧の時間依存性について / 村山朗郎

わが国における都市トンネルの現状と特異性について / 西嶋国造

東京地下駅における軟弱地盤の大規模開削 / 横山浩雄

軟弱地盤における地下切広げ工法の問題点と施工例 / 遠藤浩三

わが国における沈埋トンネルとその問題点 / 大平拓也

●国外編●

Present Status and Future Prospects of Tunnel Machines in the U.S.A.

J. GEORGE THON

Mountain Tunnel Driving in Bad Rock Formations. VICTOR L. STEVENS, P.E.

Bored Tunnels Through Water Bearing Strata in Urban Condition in England. THOMAS M. MEGAW

The Method of Widening the Tunnel Through Soft Sand Layers in Germany. WILFRIED KRABBE

The Present Status and Future Prospects of Immersed Tunnels in the Netherlands. H. C. WENTINK C. I.

Some Results in Freeway Tunneling by Means of Grouting Technique. DIEGO VANONI