

# 神戸2号線 長田開削トンネル（大規模掘削）の情報化施工

神戸建設部 山手工事事務所 曾根英樹  
鎌倉安博

## 要 約

神戸2号線長田側起点部で長田ランプ分岐部を含む、一部二層多径間のボックスカルバート構造を開削トンネルとして施工中である。

掘削規模 延長123m、幅45m、深さ27mと大規模掘削の部類に属する。この工事区域西側には、兵庫県立の文化体育館及びスポーツ会館があり、東側には神戸市立中央市民球場等の公共施設が密集している。このうち体育館とは2.40m、スポーツ会館とは1.20mと掘削土留線と建物外壁とが極度に近接しており、隣接公共施設への影響を最小限にするべく、土留工種として体育館側は鋼管矢板とし球場側はソイル土留壁（SMW）を採用した。公共施設管理者と協議の結果「建築基礎構造設計指針」に準じ建物への影響を与えない範囲の管理値として沈下量1.6mm、傾斜 $1.0 \times 10^{-3}$ rad、建物基礎杭本体の耐力計算より基礎杭の変位1.8cmとし、FEM解析を行って、安全性を確認した。

これを上限値とし、現場施工の管理目標値を80%と設定した。これらの制約条件を満足しながら円滑な施工を行うため、施工段階において、建物の沈下、傾斜、土留杭の傾斜および変形、間隙水圧及び周辺地盤の沈下、掘削面内のリバウンド量等の現場計測を行った。

これらの計測は工事の各段階毎に行い、その結果をもとに次段階から最終段階までの予測を行い、切梁導入軸力の修正を行う等の情報化施工を実施した。

## ま え が き

都市高速道路2号線（通称 神戸山手線）は昭和47年9月に都市計画決定されたが、地元住民から道路計画再検討の要望があり、昭和50年4月に高速2号線再検討専門委員会が神戸市長の諮問機関として設置された。以来、同委員会において8年間慎重な審議が行なわれた後、昭和58年9月に答申がなされ、「道路計画としておおむね妥当」

との評価が得られた。昭和59年度より妙法寺地区で工事着手し、平成2年度で50%の区間で工事中（一部竣工）となっている。

本トンネル工事場所は、神戸市長長田区蓮池町という地名からも推測される通り、その昔は「蓮池」（灌漑用ため池）であり、奈良時代に名僧、行基が築造したと記されている。その後、昭和6年に埋立られ、市街化に伴い、現在では蓮池小学校、県立文化体育館、スポーツ会館、市民球場等

が立地している。(図-1 位置図)

再検討期間中に体育館建設が始まり(昭和60年3月完成)道路トンネル構造物も当初は上下線が単独(分離)構造となっていたが、詳細設計の結果、上床版厚等の関係より上下線一体構造に変更した。これに伴い掘削規模が大幅に大きくなった

このような大規模掘削に伴い、既存の公共建物への影響を最小限とするよう要請された。

建物への影響を把握するには、建物基礎杭の変位量を直接監視したいが困難が多く、また監視用

の調査孔を設置する場所の確保もできない。次善の策として「建築基礎構造設計指針」の即時沈下に対する建物の限界値の表より支持地盤：洪積粘土 構造種別：鉄筋コンクリート 基礎形式：独立とし、これにより管理上限値と設定した。

変形角  $\theta$   $1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$

相対沈下量  $s$  1.6cm

建物基礎杭の変形について杭の抵抗モーメントより計算し許容タワミ量を算出した。

杭最大タワミ量 1.84cm



A部 詳細図

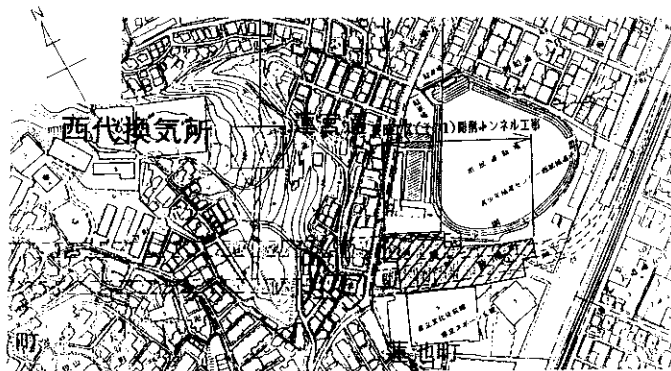


図-1 位置図

# 1. 地質概要

神戸長田区周辺の地質は、高取山を構成する中生代白亜紀の貫入岩類である六甲花崗岩類を基盤岩類とし、須磨断層を境とし、南部に更新世大阪層群が接して分布する。大阪層群は向背地を形成

するが、平野部では更新世の段丘堆積層が覆っている。当該地周辺には北西に標高330mの高取山をひかえ山頂からの斜面は著しく侵食された壮年期の地形を示している。

近接施工を前提としてボーリング調査、孔内試験、透水試験、土質試験を行った。

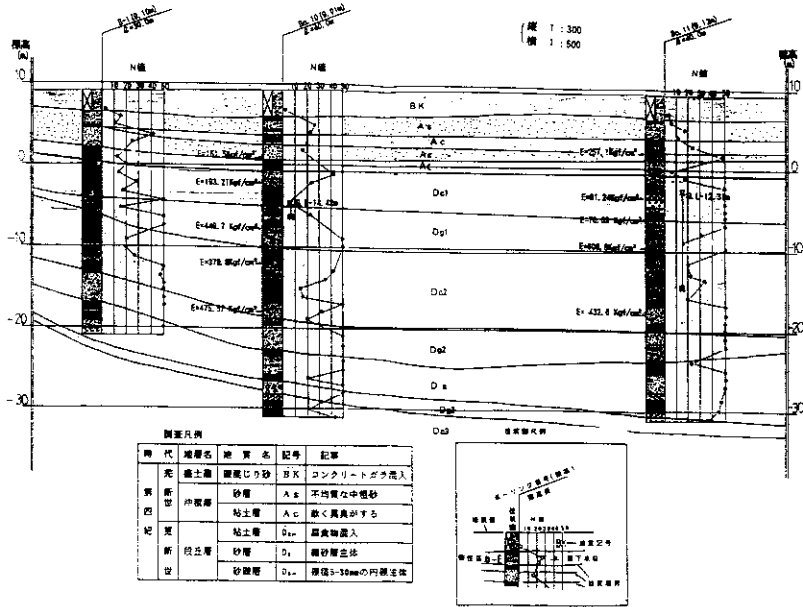


図-2 地質横断面図

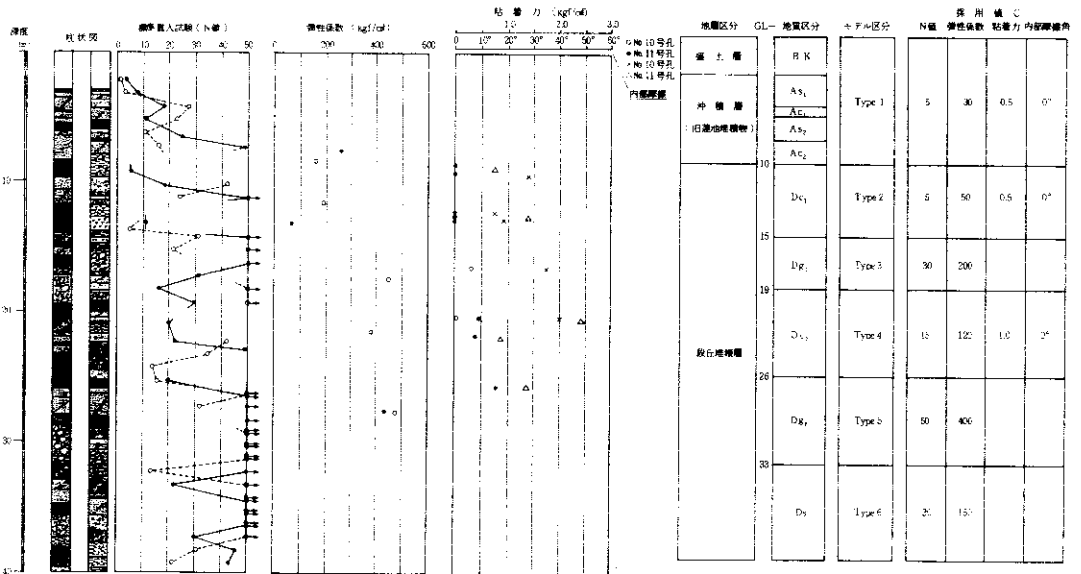


図-3 各層における土質特性

図-4 モデル地盤定数

## 2. 設計概要

大規模掘削に伴い近接する公共建物への影響を最小限とする土留形式を断面形状、剛性、経済性等から比較検討した結果、次のとおり決定した。

体育館側 鋼管矢板  $\phi 800$ 、 $t = 9\text{mm}$ 、  
 $\ell = 30\text{m}$ 、 $18\text{m}$   
 球場側 SMW H400  $t = 13 \times 21\text{mm}$   
 $\ell = 27\text{m}@900$   
 $36\text{m}@450$

掘削に伴い近接建物に対する影響度を有限要素法を用いて解析、評価した。この目的は次のとおりである。

- ① 近接建物の定量的な変状を求め、許容値との照査
- ② 予測値が許容値を越えた場合、許容値内におさえるための対策工の立案
- ③ 土留工の耐力チェック、その妥当性の把握  
有限要素法の概要を以下に示す。

### ① 各部材のモデル化

地盤：平面ひずみ要素

鋼管矢板、SMW、切梁、建物杭：梁要素

建物：梁要素

### ② 解析の手順

| ステージ | 施工段階   | 解析内容        |
|------|--------|-------------|
| 1    | 初期応力算定 | 現況地盤での応力算定  |
| 2    | 建造物構築  | スポーツ会館、文化会館 |
| 3    | 最終掘削   | 強制変形入力、切梁設置 |

### ③ 地盤定数

| 項目    | 記号     | 決定法    |
|-------|--------|--------|
| 弾性係数  | E      | 孔内載荷試験 |
| ポアソン比 | $\mu$  |        |
| 粘着力   | C      | 三軸圧縮試験 |
| 内部摩擦角 | $\phi$ | N値より推定 |

### ④ 構造物の相関関係（断面図）

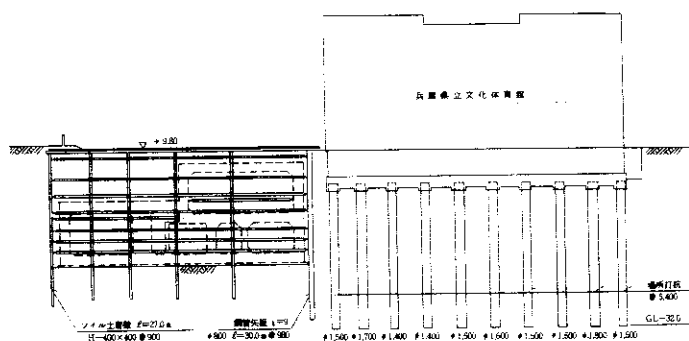


図-5 文化体育館断面図

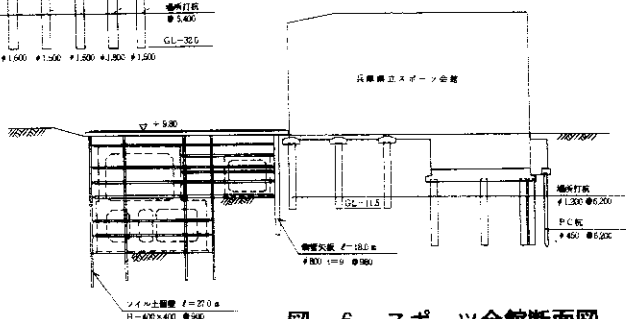


図-6 スポーツ会館断面図

⑤ 構造物定数

A) 兵庫県立文化体育館

表-1 建物の計測管理値

| モデル化する部材       | E (kg/cm <sup>2</sup> ) | I (cm <sup>4</sup> )  | A (cm <sup>2</sup> ) | r (1/m) | 備考 |
|----------------|-------------------------|-----------------------|----------------------|---------|----|
| 鋼管矢板           | 2.1×10 <sup>6</sup>     | 177,551               | 228.2                | 7,850   |    |
| S M W          | 2.1×10 <sup>6</sup>     | 74,000                | 243.0                | 7,850   |    |
| 場所打ち杭 φ=1.4m   | 2.7×10 <sup>5</sup>     | 3.470×10 <sup>6</sup> | 2.85×10 <sup>3</sup> | 2,500   |    |
| " φ=1.5        | "                       | 4.599×10 <sup>6</sup> | 3.27×10 <sup>3</sup> | 2,500   |    |
| " φ=1.6        | "                       | 5.954×10 <sup>6</sup> | 3.72×10 <sup>3</sup> | 2,500   |    |
| " φ=1.7        | "                       | 7.588×10 <sup>6</sup> | 4.20×10 <sup>3</sup> | 2,500   |    |
| " φ=1.8        | "                       | 9.538×10 <sup>6</sup> | 4.71×10 <sup>3</sup> | 2,500   |    |
| 切梁 H-300×300   | 2.1×10 <sup>6</sup>     | 6.80×10 <sup>3</sup>  | 3.99×10 <sup>1</sup> | 7,850   |    |
| " H-400×400    | 2.1×10 <sup>6</sup>     | 2.22×10 <sup>4</sup>  | 7.29×10 <sup>1</sup> | 7,850   |    |
| 文化体育館<br>梁、柱部材 | 2.1×10 <sup>5</sup>     | 4.0×10 <sup>7</sup>   | 1.2×10 <sup>4</sup>  | 2,500   |    |

⑥ 強制変位の設定

強制変位としては土留（鋼管矢板、SMW）

の変形値、及び掘削完了後のリバウンド量とした。

解析結果

兵庫県立文化体育館及びスポーツ会館に対する変状と各許容値との比較一覧表を下に示す。

(1) 兵庫県立文化体育館

| 項目   | 解析値   | 許容値  |   |
|--|---|--|---|
|  |   | 下限   | 上限  |
| 最大相対沈下量<br>S <sub>dmax</sub> (cm)                                | 0.039cm                                     | 0.7  | 1.6   |
| 最大変形角<br>θ <sub>max</sub> (rad)                                  | 7.8×10 <sup>-3</sup>                        | 0.5×10 <sup>-3</sup>                       | 1.0×10 <sup>-3</sup>                        |
| 建築物の側方移動量<br>δ (cm)  | 0.709cm                                     | δ=1.0cm                                    |   |
| 杭頭の最大変位量<br>δ <sub>p</sub> (cm)                                  | 0.709cm                                     | 常時<br>δ <sub>p</sub> =1.0cm                | 地震時<br>δ <sub>p</sub> =1.5cm                |
| 杭の最大たわみ量<br>δ <sub>max</sub> (cm)                                | 1.403cm                                     | 中期<br>1.84cm                               |   |
| 杭体の応力度照査<br>σ <sub>c</sub> ・σ <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) | σ <sub>c</sub> =40.5<br>σ <sub>s</sub> =158 | σ <sub>c</sub> =70<br>σ <sub>s</sub> =2000 | σ <sub>c</sub> =140<br>σ <sub>s</sub> =3500 |

(2) 兵庫県立スポーツ会館

| 項目   | 解析値  | 許容値  |   |
|--|--|--|---|
|  |  | 下限   | 上限  |
| 最大相対沈下量<br>S <sub>pmax</sub> (cm)                                | 0.177cm                                    | 0.7  | 1.6   |
| 最大変形角<br>θ <sub>max</sub> (rad)                                  | 3.45×10 <sup>-4</sup>                      | 0.5×10 <sup>-3</sup>                       | 1.0×10 <sup>-3</sup>                        |
| 側方移動量<br>δ (cm)  | 0.752cm                                    | δ=1.0cm                                    |   |
| 杭頭の最大変位量<br>δ <sub>p</sub> (cm)                                  | 0.752cm                                    | 常時<br>δ <sub>p</sub> =1.0cm                | 地震時<br>δ <sub>p</sub> =1.5cm                |
| 杭の最大たわみ量<br>δ <sub>max</sub> (cm)                                | 1.903cm                                    | 中期<br>1.84cm                               |   |
| 杭体の応力度照査<br>σ <sub>c</sub> ・σ <sub>s</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) | σ <sub>c</sub> =41.7<br>σ <sub>s</sub> =43 | σ <sub>c</sub> =70<br>σ <sub>s</sub> =2000 | σ <sub>c</sub> =140<br>σ <sub>s</sub> =3500 |

下限とは有害なひびわれが発生するか、しないかの境界領域  
上限とは有害なひびわれが発生する率が極めて高い状態

考 察

FEM解析の結果、近接建物の安全性は確認できた。しかし、解析値それ自体及びその前提条件等を総合的に判断すれば、現場施工においては下

記項目の計測（情報化）施工が必須であり、事態をリアルタイムに把握し、対応する施工体制が最適と判断した。

(1) 土留め壁の計測

- 1) 土留め壁に作用する土圧
- 2) 土留め壁に作用する水圧
- 3) 土留め壁の曲げひずみ
- 4) 土留め壁の変形

(2) 切ばり、腹起しの計測

- 1) 切ばりに作用する軸力と変形
- 2) 腹起しのたわみ、ねじり
- 3) 接合部の緩み、曲部破壊

4) 切ばりの温度変化

(3) 周辺地盤の管理

- 1) 周辺地盤の変位計測、背面地盤の変形
- 2) 構造の変位計測、構造物の沈下傾斜

3. 工事概要

1. 工事名

長田工区（その1）開削トンネル工事

2. 工事場所

神戸市長田区蓮池町

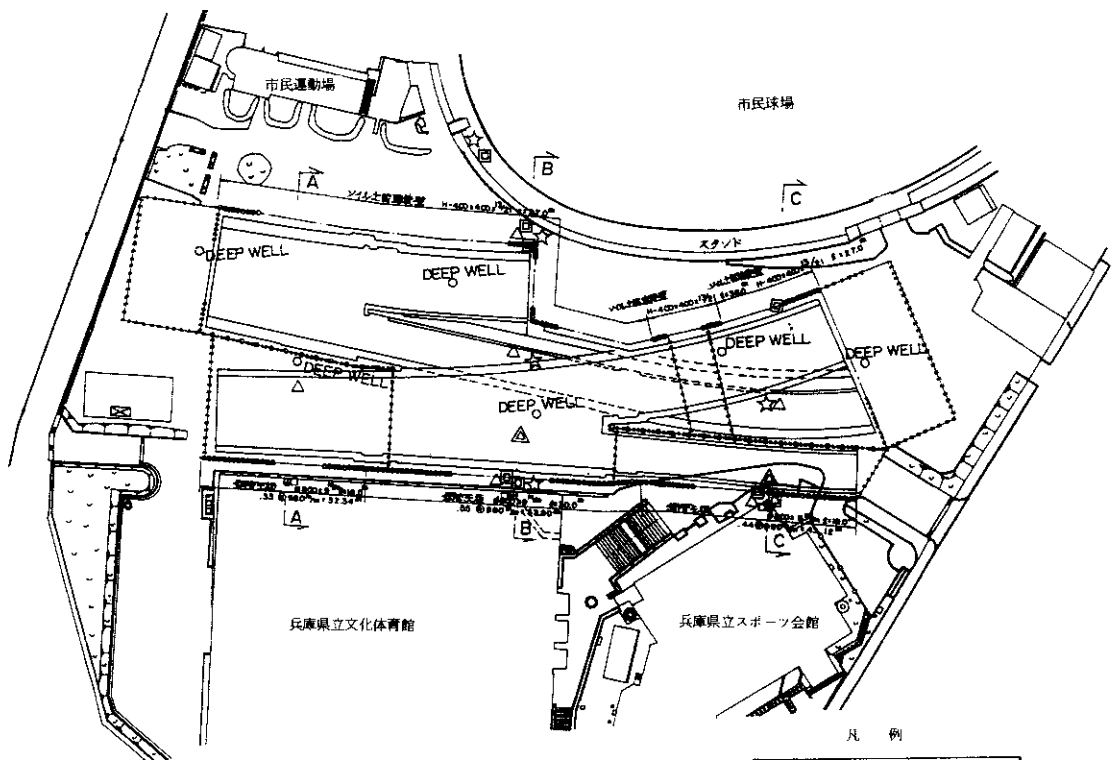


図-7 工区平面図計測器配置平面図

| 記号 | 計器     | 数   | 量   |
|----|--------|-----|-----|
| ⊕  | 水盛式沈下計 | 3ヶ所 | 3台  |
| ⊙  | 基準水槽   | 2ヶ所 | 2台  |
| □  | 固定式傾斜計 | 3ヶ所 | 6台  |
| □  | 挿入式傾斜計 | 8ヶ所 | 8台  |
| △  | 間隙水圧計  | 6ヶ所 | 15台 |
| △  | ひずみ計   | 2段面 | 26台 |
| ☆  | 地中変位計  | 5ヶ所 | 5台  |

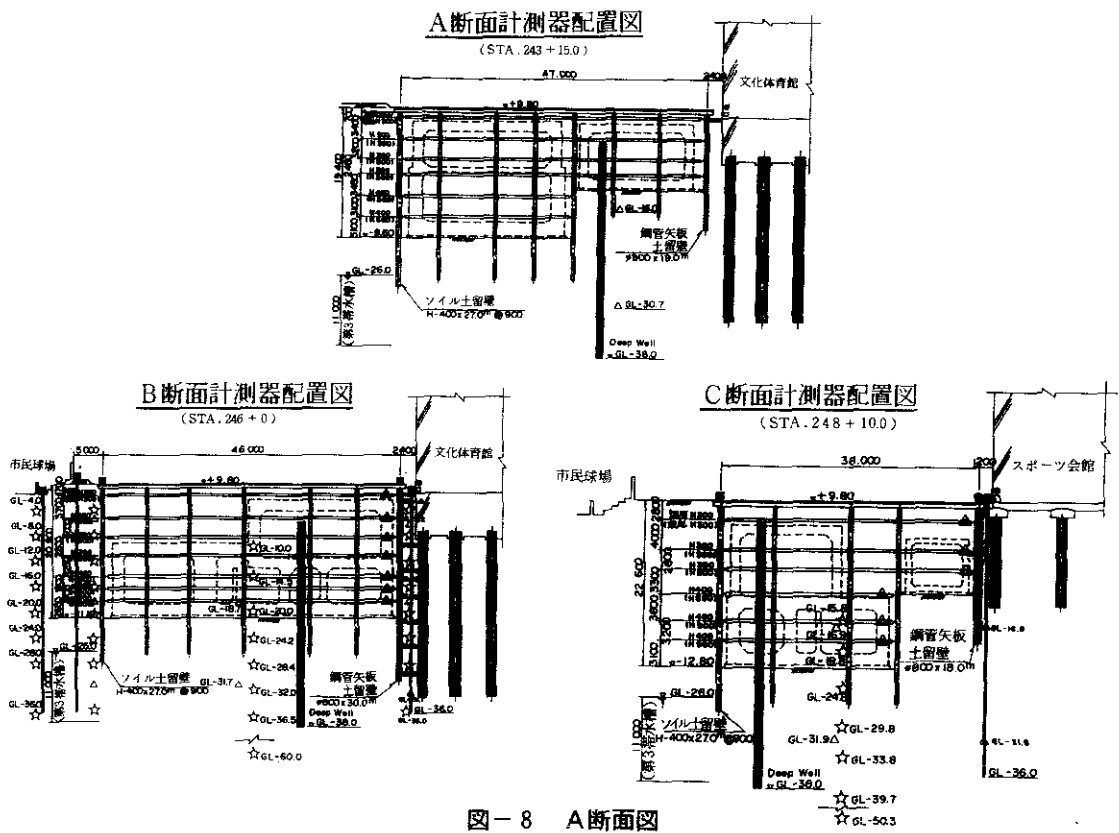


図-8 A断面図

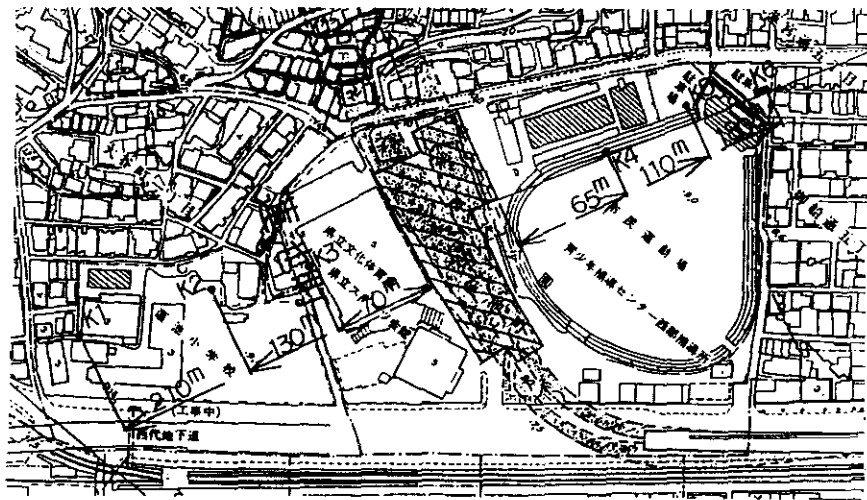


図-9 観測井設置位置図





#### 4 情報化施工

##### (1) 工事に伴って発生が予想される変状の原因とその対策

工事に伴って発生する一般的な現象としては、**図-10(a)**のように土圧によって切梁のたわみ

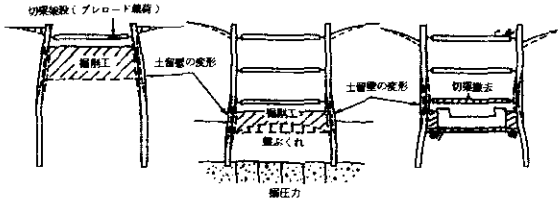
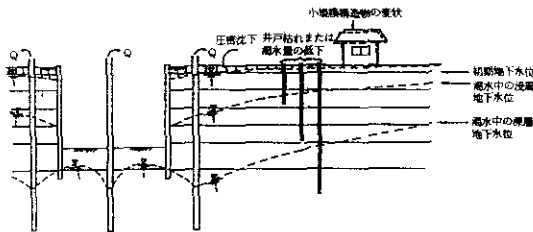


図-10 工事に伴う地盤の挙動



や縮み・土留壁のたわみが生じ、又掘削に伴う土荷重低減により、応力解放が原因として生じるリバウンドと被圧地下水による盤ぶくれ、地盤の回り込みによるヒービング等が変状となって現れる。又土留壁周辺の地盤では、土圧の増大・地盤の回り込み・土留壁の変形などに起因して**図-10(b)**に見られるような地盤沈下や排水に伴う地下水の低下・井戸の枯渇などの発生が考えられる。このような現象が近接構造物に変状をもたらす直接的な要因となるが、実際には地盤の複雑性と各々の現象を綿密に評価する手法が十分でないこともあって、工事を進める上で、何らかの指標を示す計測管理が必要となる。

##### (2) 計測計画(及び管理)とその結果

###### 1) 計測計画

前述のような現象を捕らえることに加え、近接建物の重要度・工事規模・施工方法・経済性を考

慮した結果、以下の三点に着目し計画を行った。

①近接建物の挙動を直接捕らえることにより、被害度あるいは安全度を確認する。(コメント:当工区に隣接する建物は公共構造物であり、管理者の要請なども考慮して、建物の沈下・傾き等の挙動を監視することとした。)

②建物基礎杭の変状要因となる土留壁と、それを構成している切梁等の変位・軸力を監視・管理する。(コメント:建物に影響を与える最大の場所がこの基礎杭であるが、土留壁との離隔がほとんど無いため、土留壁の変位を杭の変位と置き換えることにより管理することとした。これは、設計段階で検討した下記の考え方を採用しているものである。「**図-11**において建物基礎杭の断面計

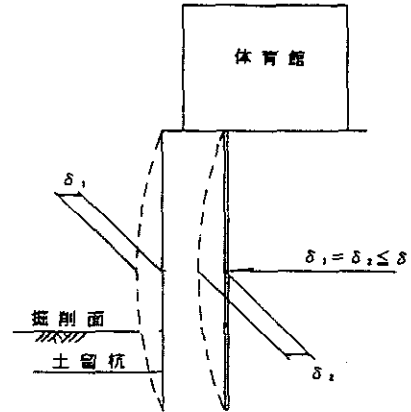


図-11 土留壁の変形による基礎杭の影響

算より杭の許容変位量( $\delta a$ )を求め、次に土留壁のたわみ( $\delta 1$ )が同じ変形量で杭に伝達される( $\delta 2$ )と仮定し $\delta 1 = \delta 2 \leq \delta a$ となるような剛性をもった土留工を採用する」)

③掘削に伴う地盤の挙動を監視・管理する。

(コメント:大規模掘削の特徴である土の盛り上がり現象(リバウンド・盤ぶくれ・ヒービング)を的確に捕らえ、施工の安全性を確保するために実施することとした。又、水替えに起因する地下水の変動を把握するために観測井も合わせて実施した。)

以上の目的により、**図-7**に示す計測機器の配置を行った。上記の計測目的から各計器を分類す

ると、

①の目的・・・連通管式沈下計、固定式傾斜計、建物近傍の挿入式傾斜計、温度計

②の目的・・・土留杭内挿入式傾斜計、歪み計（切梁軸力計）、温度計

③の目的・・・鉛直変位計、間隙水圧計、ソイル土留壁側の挿入式傾斜計、水位観測計

となる。配置方法としては、図-7の通り体育館・スポーツ館それぞれの代表断面（B、C）を設定したが、体育館については「面」の開削となるため、補完する断面Aを設定することとした。又深さ方向については、以下に示す考え方により設定した。

a) 建物近傍の挿入式傾斜計

建物基礎杭先端までの深さに設置し、杭の変状を確認する。

b) 土留杭内挿入式傾斜計

土留杭先端を不動点と設定し、杭全長の水平変位を計測する。

c) 歪み計（切梁軸力計）

切梁軸力管理の目的から、代表2断面の各切梁に設置する。

d) 鉛直変位計

「実質的なリバウンド発生領域は掘削幅の0.83倍程度」<sup>7)</sup>の過去の実績から、

②断面では

掘削深度20.084m + 掘削幅46.567m × 0.83倍  
≒ 60m

③断面では

掘削深度20.961m + 掘削幅34.279m × 0.83倍  
≒ 50m

を測定深さとし、また測点は各地層の歪みレベルを確認することを目的に、各地層境界に配置する

e) 間隙水圧計

事前の地質調査より3層の滯水層が確認されていることより、各滯水層に水圧計を設置する。

f) ソイル土留壁側の挿入式傾斜計

背面地盤の変状は主動滑り線にそって発生し、土留杭の下端付近以内ではほぼ納まっていることから、測点は土留杭の下端付近までとし、等間隔

で配置する。<sup>8)</sup>

g) 水位観測計

水替えによる地下水位の変動が考えられるため、いわゆる「井戸公式」により範囲及び深さを設定する。<sup>5)</sup>

2) 計測管理

建物の変状を確認する項目（沈下、傾斜）、及び切梁軸力、地盤の間隙水圧・鉛直変位等、土留架構の安全性を確認する項目は、自動測定により常に設計値と比較できる出力内容とし予測を行える体制とした。又、土留変位、周辺地盤の変位等自動計測がやや困難な項目は、各工事段階毎（切梁の設置撤去の前後）に手動計測を行い、確認する体制とした。

また計測管理については図-12に示すフローチ

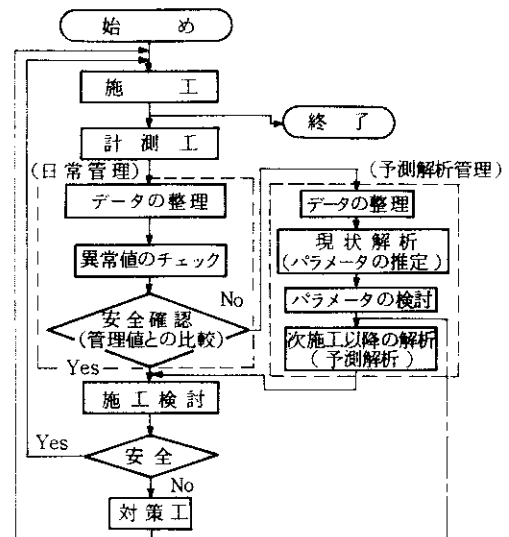


図-12 現場計測管理のフローチャート

ャートにより、時間毎に出力される値を監視する「日常管理」と、次掘削以降の土留壁の挙動を予測する「予測解析管理」により管理を行った。この中で、建物の管理値については、前述の解析結果を基に表-1の通り設定した。表中の数値については、「建築基礎構造設計指針」の中の「即時沈下に対する建物の限界値の下限値と上限値」を

準用することとし、基礎杭の変位（杭の最大たわみ量）は、先の1.8cmを上限値とし、その80%値（一般的に目安として使われている値）を一次管理値とした。

a) 日常管理

観測により得られたデータと、計画・設計段階で計算された予測値とを比較し、管理値以内かどうかの確認を行う。（1. 週報による常時管理；月報による経時変化の監視）

b) 予測解析管理

日常管理で比較される計算値は、避けることの出来ない不確定要素（土留壁に作用する側圧；地盤の反力抵抗等）があるため解析値と計算値は、必ずしも一致するとは限らない。従って計測結果を基にパラメータを修正して次段階以降の予測を行いながら工事を進めていくこととした。又、近接建造物の予測解析については、土留壁の変位予測管理で代行することとした。

3) 計測結果

この項では主に日常管理で行った結果について紹介することとし、その他の結果については別項で述べることとする。

a) 連通管式沈下計・固定式傾斜計

建物の沈下及び傾斜の経時変化を図-13に示

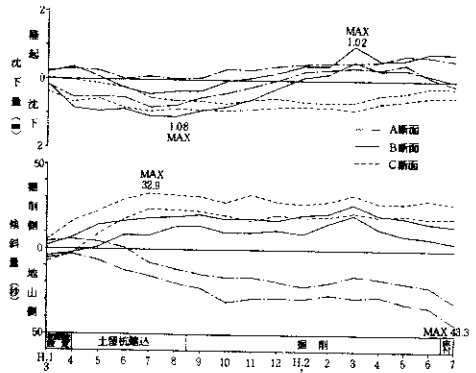


図-13 近接建物の変状結果

す。このグラフは工事着手前から掘削床付け完了時点までの動きを表したものであるが、掘削に伴って、沈下・傾斜が増加していくものと予測していたが、掘削を開始した平成1年8月以降、沈下については微小ではあるが盛り上がり傾向が、又傾斜にいたっては体育館南北の動きに見られるように正負が全く違った計測結果となった。変動量は一次管理値に比して遥かに小さい値となっている。

b) 土留壁周辺の挿入式傾斜計

各掘削時における土留壁周辺の水平変位の変化を示したのが図-14である。プレロード管理の効

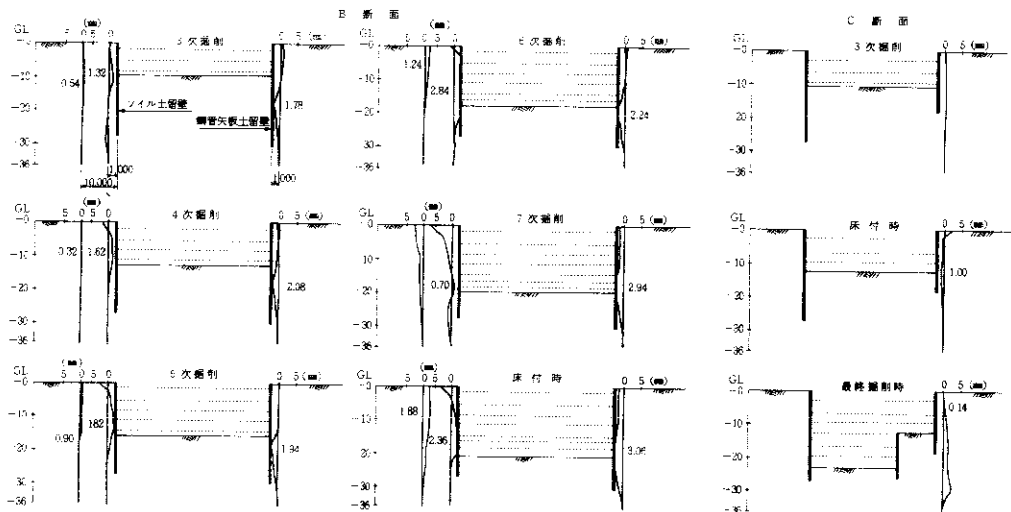


図-14 周辺地盤の水平変位

果により鋼管矢板側（建物側）が最大で3.06mm、ソイル土留壁側の10m地点では1.88mmと小さい値となっている。

c) 水位観測計

観測井の地下水位の経時変化を図-15に示す。

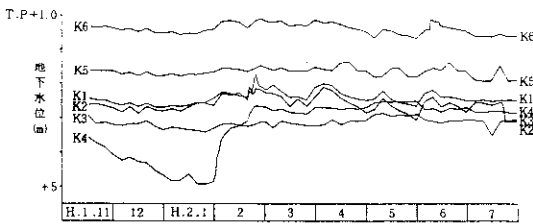


図-15 観測井中地下水位の経時変化

水替えに伴う水位の低下が懸念されたが、K4について水替え開始時に一時的な低下は見られたものの、回復した後はほぼ一定値を示している。

d) 間隙水圧計

掘削床付面以深の被圧滞水層により盤ぶくれが懸念されたため、ディープウエル工により水圧の管理を行った結果が図-16である。ポンプ等の故

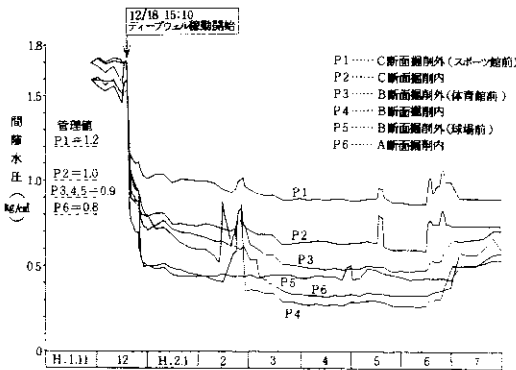


図-16 間隙水圧（第3帯水層）の経時変化

障により一時的に水圧が上がった時期もあるが、ほぼ管理値内におさまっていると言える。

3) 切梁軸力管理と土留杭変位量

切梁の架設については、当初から設計切梁反力の70%をプレロード荷重として導入することにより、土留杭の変位を押さえる計画となっているこ

とから、プレロード力の管理を行いながら土留壁の変位を確認する手法を取った。

切梁軸力管理の流れを示したのが図-17である導

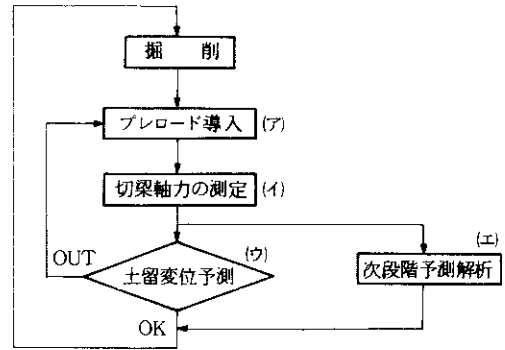


図-17 切梁軸力管理フローチャート

入プレロード力は、実際には切梁の隙間やH鋼の縮みなどにより低下することから、プレロードを導入後、各段の切梁軸力を測定し、この値を使って土留壁の変位予測（最大変位）を行い、許容値と比較することにより管理することとした。

フローチャートにより実施した結果を表-2、図-18に示す。この図表より、実際導入されてい

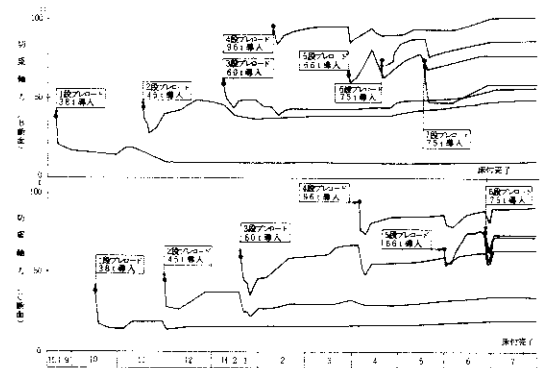


図-18 切梁軸力の経時変化

表-2 軸力管理数値一覧表

| 掘削段階 | 掘削深度   | リハウンド量        | リハウンド深度(層厚)  |
|------|--------|---------------|--------------|
| 4次掘削 | -8.8m  | 2.0mm         | 12.0m(3.2m)  |
| 5次掘削 | -11.5m | 2.1mm         | 17.0m(5.5m)  |
| 6次掘削 | -14.8m | 10.2mm        | 26.0m(11.2m) |
| 7次掘削 | -16.0m | 10.4mm        | 36.0m(20.0m) |
| 8次掘削 | -18.0m | 11.2mm        | 36.0m(18.0m) |
| 床付掘削 | -20.0m | 12.9mm(6.1mm) | 40.0m(20.0m) |

| 掘削段階   | 掘削深度   | 関係式      | リハウンド層      | 弾性係数                    | 計算値    | 実測値    |
|--------|--------|----------|-------------|-------------------------|--------|--------|
| 4次掘削   | -8.8m  | 431.5P/E | 8.8m~12.0m  | 194.0kg/cm <sup>2</sup> | 3.5mm  | 2.0mm  |
| 5次掘削   | -11.5m | 768 P/E  | 11.5m~17.0m | 322.0kg/cm <sup>2</sup> | 4.9mm  | 2.1mm  |
| 6次掘削   | -14.8m | 1678 P/E | 14.8m~26.0m | 415.0kg/cm <sup>2</sup> | 10.9mm | 10.2mm |
| 7次掘削   | -16.0m | 3250 P/E | 16.0m~36.0m | 435.0kg/cm <sup>2</sup> | 22.0mm | 10.4mm |
| 8次掘削   | -18.0m | 2870 P/E | 18.0m~36.0m | 428.0kg/cm <sup>2</sup> | 21.7mm | 11.2mm |
| 床付掘削   | -20.0m | 3250 P/E | 20.0m~40.0m | 428.0kg/cm <sup>2</sup> | 27.0mm | 12.9mm |
| 床付1ヶ月後 | -20.0m | 2470 P/E | 24.2m~40.0m | 428.0kg/cm <sup>2</sup> | 20.8mm | 6.1mm  |

る切梁軸力は設計値導入時の95%~55%まで低下している。この中で、1段切梁の低下量が非常に大きい、これは架設位置が地表面付近であるため、主動土圧が小さいためのものと考えられる。変位予測については、4段切梁までは当初設計と同じ土圧係数(0.6)を用いて変位の確認を行ってきたが、実際測定される変位量が小さいため、以降については土圧係数(0.5)<sup>1)</sup>を使用することとした。

又、次段階予測については、以下の考え方により実施するものとした。

「予測解析は、弾塑性解析の基本理論より土留壁

は、図-19のようにI、II、IIIの3つの領域と

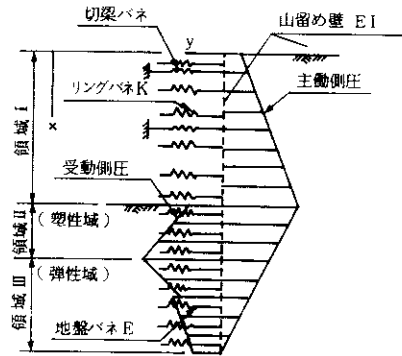


図-19 山留め解析モデル

考えると、それぞれの領域における土留壁の変位に及ぼす主な要因は次のように設定することができる。

- 領域I 主動土圧(土圧係数)
  - 領域II 主動土圧(土圧係数)、受動土圧(土のC・φ)
  - 領域III 地盤のバネ(横方向地盤反力係数)
- ( )内は、主要因に関与するパラメータ

実際には掘削初期の実測値を観察すると、領域Iで解析値との差が大きくなっていること、から土圧係数のみを変更することで修正を行うものとする。」

上記の手法により行った各掘削段階の予測と実測値を図-20に示す。前述した設計時の予測よりも

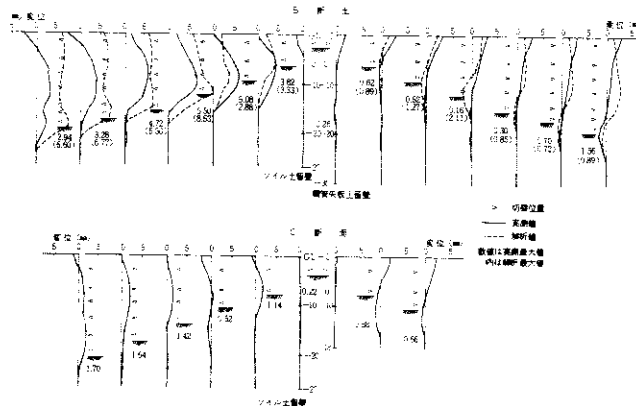


図-20 山留壁変形図(工)

遙かに小さい値となっているが、これは修正予測で土圧係数を当初の1/2~1/3に低減して解析を行ったことなどから、主動土圧が小さかったことによるものと思われる。

### (3) 掘削に伴うリバウンド量の予測と実測

掘削に伴う土荷重低減による応力解放が原因として起きるバウンド、被圧地下水による盤ぶくれ、地盤の回り込みによるヒービング等があるが紙面の都合でこの一部を記す。

リバウンド量の予測式

#### ㉑ 圧密理論式

$$\delta = \frac{Cr}{1 + e_0} \cdot h \cdot \log \frac{\Delta P + P_0}{P_0}$$

ここに、 $\delta$  : リバウンド量

$Cr$  : 膨張係数

$e_0$  : 初期間隙比

$\Delta P$  : 地中応力の変動量

$P_0$  : 圧密降伏応力

$h$  : 層厚

#### ㉒ スタインプレーナー式

$$W = P \frac{B}{E} \left[ (1 - \mu^2) F1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F2 \right]$$

$$F1 = \frac{1}{\pi} \left[ nL \log \frac{(1 + \sqrt{nL^2 + 1}) \sqrt{nL^2 + nD^2}}{nL(1 + \sqrt{nL^2 + nD^2 + 1})} + \log \frac{(1 + \sqrt{nL^2 + 1}) \sqrt{1 + nD^2}}{nL + \sqrt{nL^2 + nD^2 + 1}} \right]$$

$$F2 = \frac{nD}{2\pi} \tan^{-1} \frac{nL}{nD \sqrt{nL^2 + nD^2 + 1}}$$

$W$  : 有効弾性体上、長方形載荷面隅角点の鉛直変位

$P$  : 載荷圧

$B$  : 長方形載荷面の幅

$E$  : 弾性体の弾性係数

$\mu$  : 弾性体のポアソン比

$nL$  :  $L/B =$ 長方形載荷面の長さ係数

$L$  : 長方形載荷面の長さ

$nD$  :  $D/B =$ 有限厚弾性体の厚さ係数

$D$  : 有限弾性体の厚さ

掘削段階毎の掘削深度、リバウンド量、リバウンド深度(その層厚)は次表のとおり

#### 実測値

| 掘削段階  | 掘削深度  | リバウンド量        | リバウンド深度(層厚)  |
|-------|-------|---------------|--------------|
| 4次掘削  | 8.8m  | 2.0mm         | 12.0m(3.2m)  |
| 5次掘削  | 11.5m | 2.1mm         | 17.0m(5.5m)  |
| 6次掘削  | 14.8m | 10.2mm        | 26.0m(11.2m) |
| 7次掘削  | 16.0m | 10.4mm        | 36.0m(20.0m) |
| 8次掘削  | 18.0m | 11.2mm        | 36.0m(18.0m) |
| 床付け掘削 | 20.0m | 12.9mm(6.1mm) | 40.0m(20.0m) |

#### スタインプレーナー式を用いた予測と実測

| 掘削段階  | 掘削深度  | 関係式      | リバウンド層      | 弾性係数                    | 計算値    | 実測値    |
|-------|-------|----------|-------------|-------------------------|--------|--------|
| 4次掘削  | 8.8m  | 431.9P/E | 8.8m~12.0m  | 194.0kg/cm <sup>2</sup> | 3.5mm  | 2.0mm  |
| 5次掘削  | 11.5m | 788 P/E  | 11.5m~17.0m | 322.0kg/cm <sup>2</sup> | 4.9mm  | 2.1mm  |
| 6次掘削  | 14.8m | 1678 P/E | 14.8m~26.0m | 415.0kg/cm <sup>2</sup> | 10.3mm | 10.2mm |
| 7次掘削  | 16.0m | 3250 P/E | 16.0m~36.0m | 435.0kg/cm <sup>2</sup> | 22.0mm | 10.4mm |
| 8次掘削  | 18.0m | 2670 P/E | 18.0m~36.0m | 428.0kg/cm <sup>2</sup> | 21.7mm | 11.2mm |
| 床付け掘削 | 20.0m | 3250 P/E | 20.0m~40.0m | 428.0kg/cm <sup>2</sup> | 27.0mm | 12.9mm |
| 床付け掘削 | 20.0m | 2470 P/E | 24.2m~40.0m | 428.0kg/cm <sup>2</sup> | 20.6mm | 6.1mm  |

#### 鉛直変位の経時変化

掘削開始から掘削完了までの周辺地盤、掘削面内における鉛直変位の経時変化を図-21に示す。

掘削の進行に伴ってリバウンド量は増大するが床付け完了時点では土の応力解放は収束しており、それ以降の増加は観測されていない。

#### あとがき

テルツァギーが情報化施工を提唱したのは1948年である。これは計画、設計段階で不確定な要素は一応の目安をたてておき、施工段階の現場計測により挙動を把握しながら、設計、施工の修正を行ないながら制約条件を満足させる円滑な施工を行うものである。山岳トンネルのNATM工法は、この手法を積極的に採用した工法である。

大深度地下開発が叫ばれて久しく地下の開発は今後ますます増加し、その規模は面積的かつ深さ的に拡大していくと考えられる。

当長田開削トンネルは阪神高速道路公団として前例のない掘削規模である。大規模掘削における

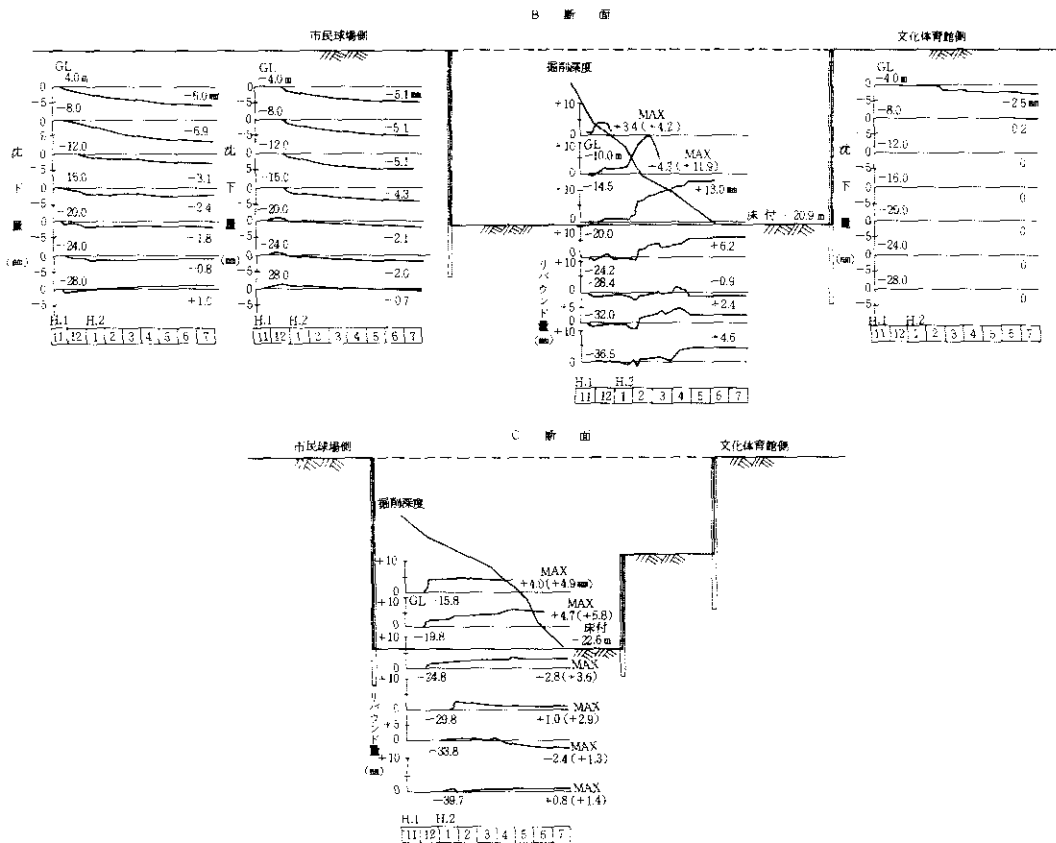


図-21 鉛直変位の経時変化

情報化施工事例も建築関係では多く見られるが土木分野では少ない。

長田工区(その1)開削トンネル工事は平成2年11月現在の進捗率50%であり、工事途中の状態である。現在、掘削が完了し基盤面から順次①カルバート構築、②埋戻し、③切梁撤去土留工と構築物の隙間充填等の作業を繰り返し工事が完了する予定である。工事完了後、総合的な考察を行い稿を改めて報告したいと考えている。

最後に本報告作成にあたり尽力を賜った関係各位に深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

1) 長田地区、地質調査報告書

2) 長田工区、近接施工検討(有限要素法検討書)  
 3) 土質工学における情報化施工研究報告書  
 土木学会、土構造および基礎委員会  
 4) 土を削るー現場計測と施工管理ー土質工学会  
 建築基礎構造設計基準、同解説ー日本建築学会  
 5) 仮設建造物の計画と施工、土木学会編  
 6) 土留め計測の現場活用法 大志万和也編  
 山海堂  
 7) 第20回土質工学回「軟弱地盤における開削工事でのリバウンド測定」  
 8) 軟弱地盤における大規模土留掘削の挙動と解析  
 I 土と基礎37-5  
 9) Torzaghi, Kand Peck RB; Soil Mechanic in Engineering Practic: