

用途地域図 ( 1 / 14 )

凡例

- |              |         |
|--------------|---------|
| 第一種低層住居専用地域  | 準住居地域   |
| 第二種低層住居専用地域  | 近隣商業地域  |
| 第一種中高層住居専用地域 | 商業地域    |
| 第二種中高層住居専用地域 | 工業地域    |
| 第一種住居地域      | 準工業地域   |
| 第二種住居地域      | 工業専用地域  |
|              | 市街化調整区域 |

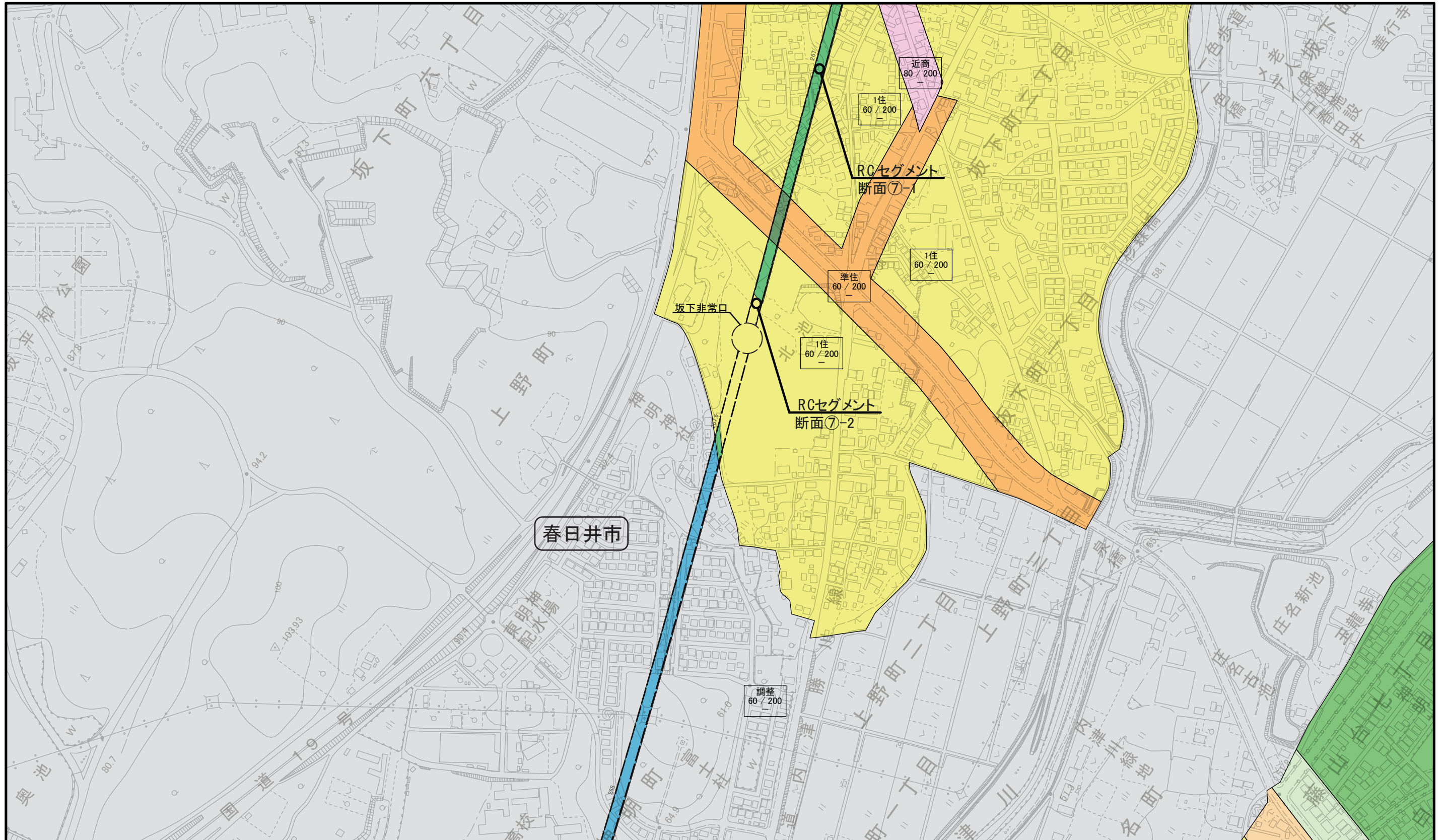
用途地域
建ぺい率(%) / 容積率(%)
高度地区高さの 最高限度(m)

資料：「国土数値情報ダウンロードサービス」(平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ)  
「道風くんの春日井まっぷ」(平成30年3月時点、春日井市ホームページ)



縮尺 S=1:5,000



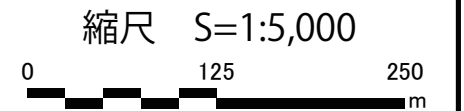


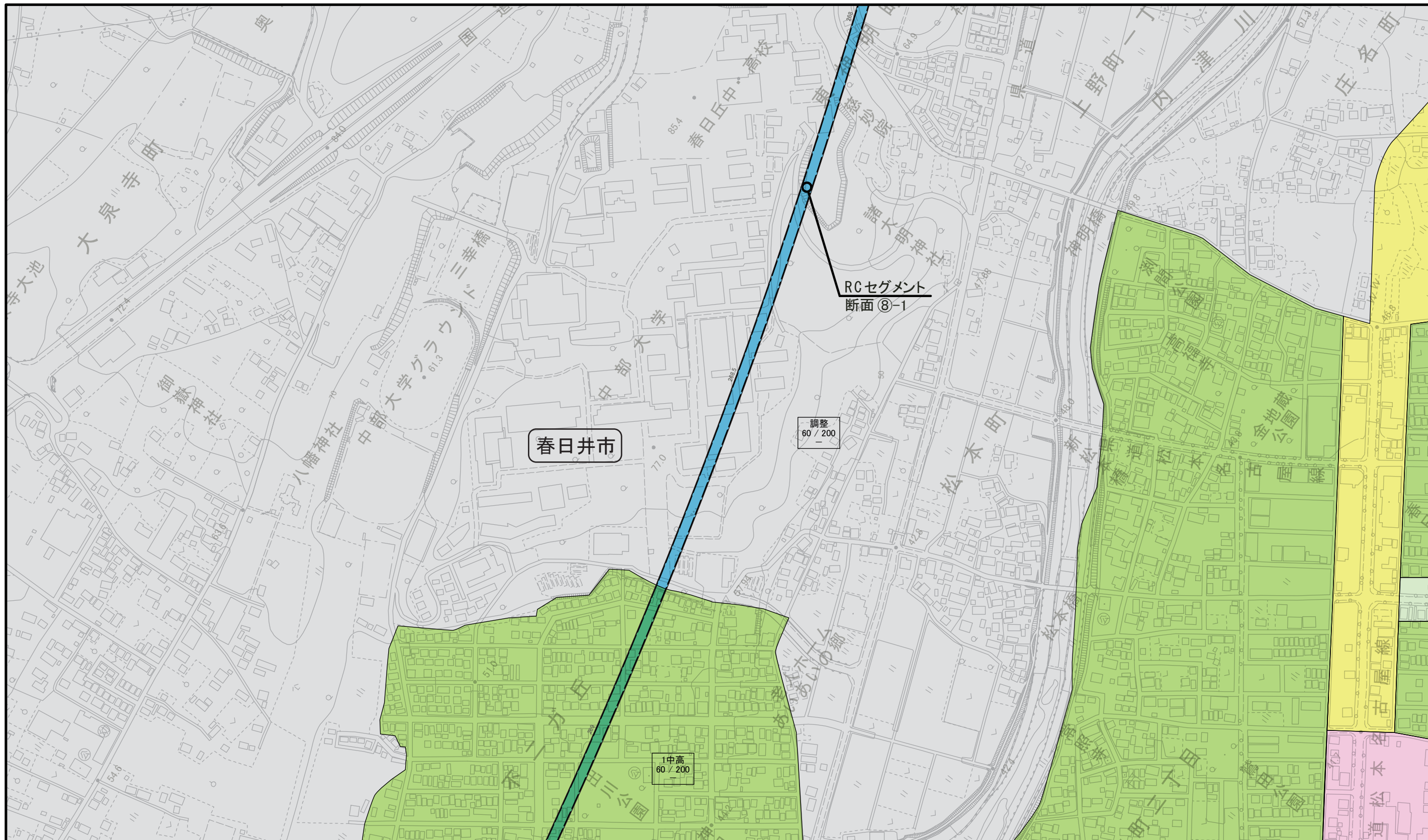
用途地域図 ( 2 / 14 )

- 凡例
- 第一種低層住居専用地域
  - 第二種低層住居専用地域
  - 第一種中高層住居専用地域
  - 第二種中高層住居専用地域
  - 第一種住居地域
  - 第二種住居地域
  - 準住居地域
  - 近隣商業地域
  - 商業地域
  - 工業地域
  - 準工業地域
  - 工業専用地域
  - 市街化調整区域

用途地域
建ぺい率(%) / 容積率(%)
高度地区高さの 最高限度(m)

資料：「国土数値情報ダウンロードサービス」(平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ)  
「道風くんの春日井まっぷ」(平成30年3月時点、春日井市ホームページ)





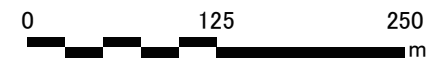
用途地域図 ( 3 / 14 )

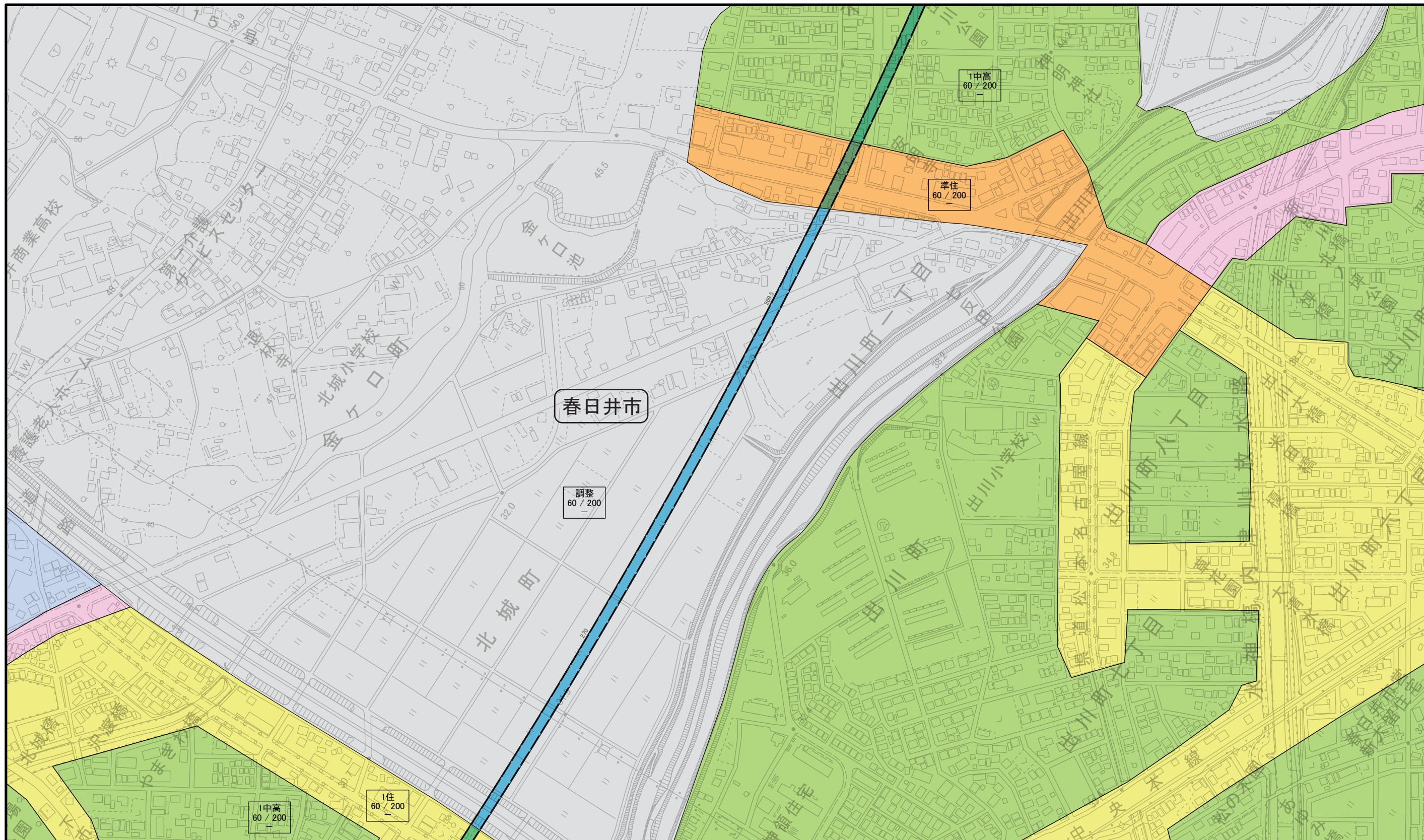
凡例

- |              |         |
|--------------|---------|
| 第一種低層住居専用地域  | 準住居地域   |
| 第二種低層住居専用地域  | 近隣商業地域  |
| 第一種中高層住居専用地域 | 商業地域    |
| 第二種中高層住居専用地域 | 工業地域    |
| 第一種住居地域      | 準工業地域   |
| 第二種住居地域      | 工業専用地域  |
|              | 市街化調整区域 |

用途地域
建ぺい率(%) / 容積率(%)
高度地区高さの 最高限度(m)

資料：「国土数値情報ダウンロードサービス」（平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ）  
「道風くんの春日井まっぷ」（平成30年3月時点、春日井市ホームページ）



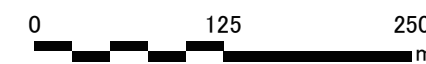


用途地域図 ( 4 / 14 )

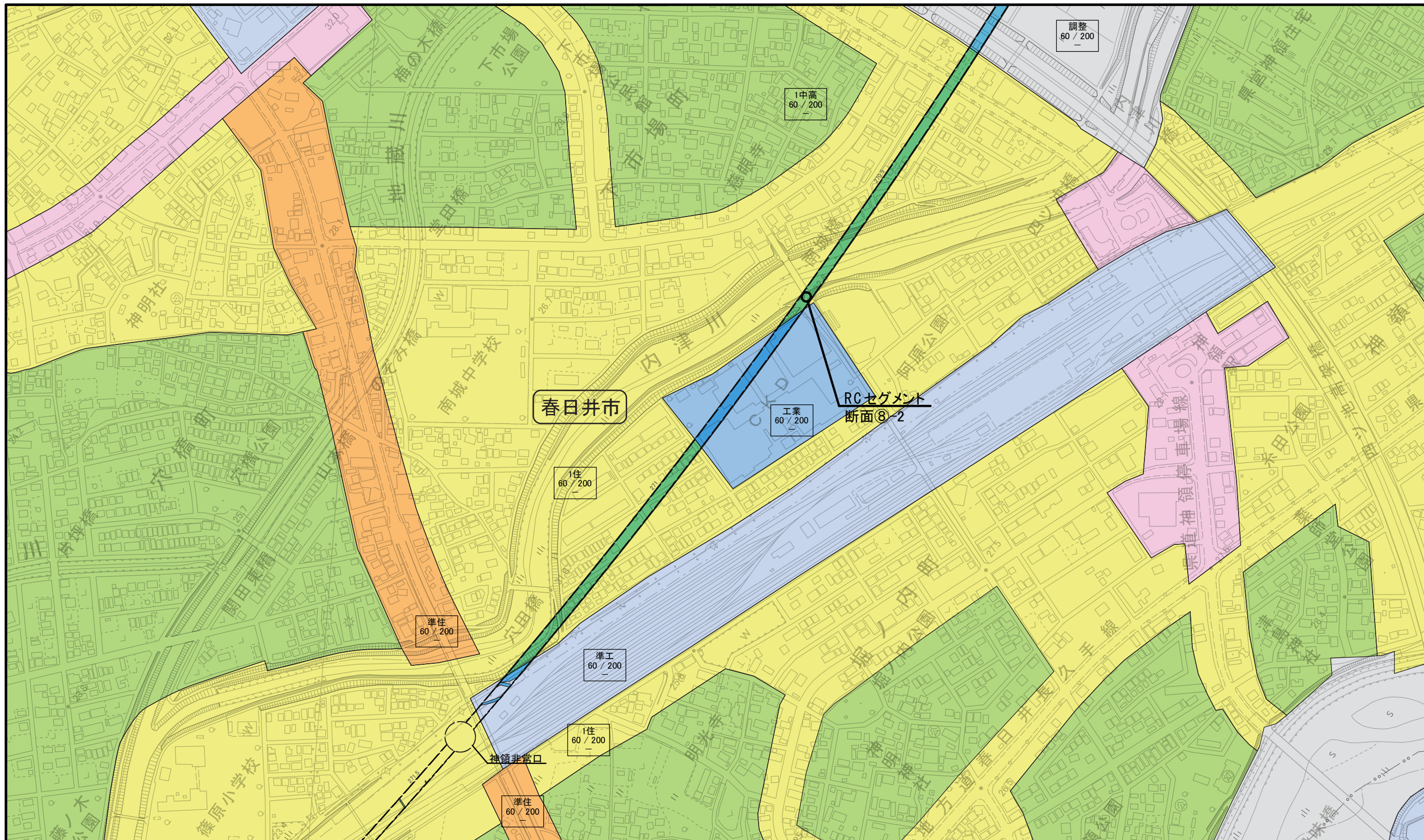
- 凡例
- 第一種低層住居専用地域
  - 第二種低層住居専用地域
  - 第一種中高層住居専用地域
  - 第二種中高層住居専用地域
  - 第一種住居地域
  - 第二種住居地域
  - 準住居地域
  - 近隣商業地域
  - 商業地域
  - 工業地域
  - 準工業地域
  - 工業専用地域
  - 市街化調整区域

用途地域  
建ぺい率(%) / 容積率(%)  
高度地区高さの  
最高限度(m)

縮尺 S=1:5,000



資料 : 「国土数値情報ダウンロードサービス」 (平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ)  
「道風くんの春日井まっぷ」 (平成30年3月時点、春日井市ホームページ)



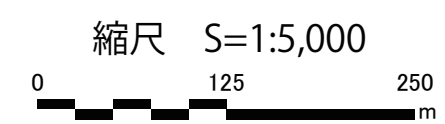
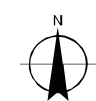
用途地域図 ( 5 / 14 )

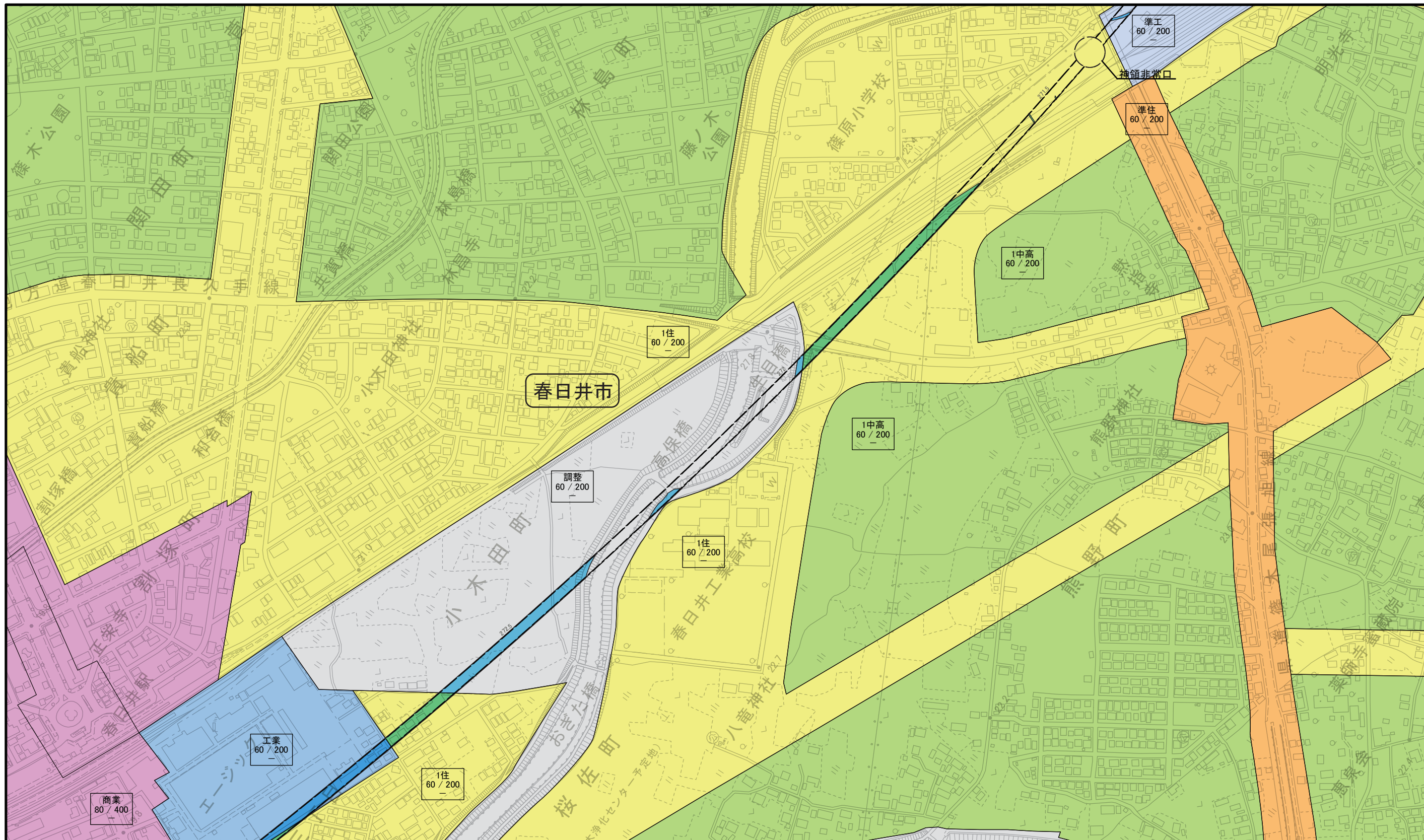
凡例

- |              |         |
|--------------|---------|
| 第一種低層住居専用地域  | 準住居地域   |
| 第二種低層住居専用地域  | 近隣商業地域  |
| 第一種中高層住居専用地域 | 商業地域    |
| 第二種中高層住居専用地域 | 工業地域    |
| 第一種住居地域      | 準工業地域   |
| 第二種住居地域      | 工業専用地域  |
|              | 市街化調整区域 |

用途地域
建ぺい率(%) / 容積率(%)
高度地区高さの 最高限度(m)

資料：「国土数値情報ダウンロードサービス」(平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ)  
「道風くんの春日井まっぷ」(平成30年3月時点、春日井市ホームページ)





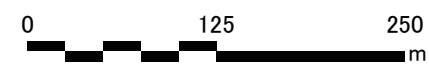
用途地域図 ( 6 / 14 )

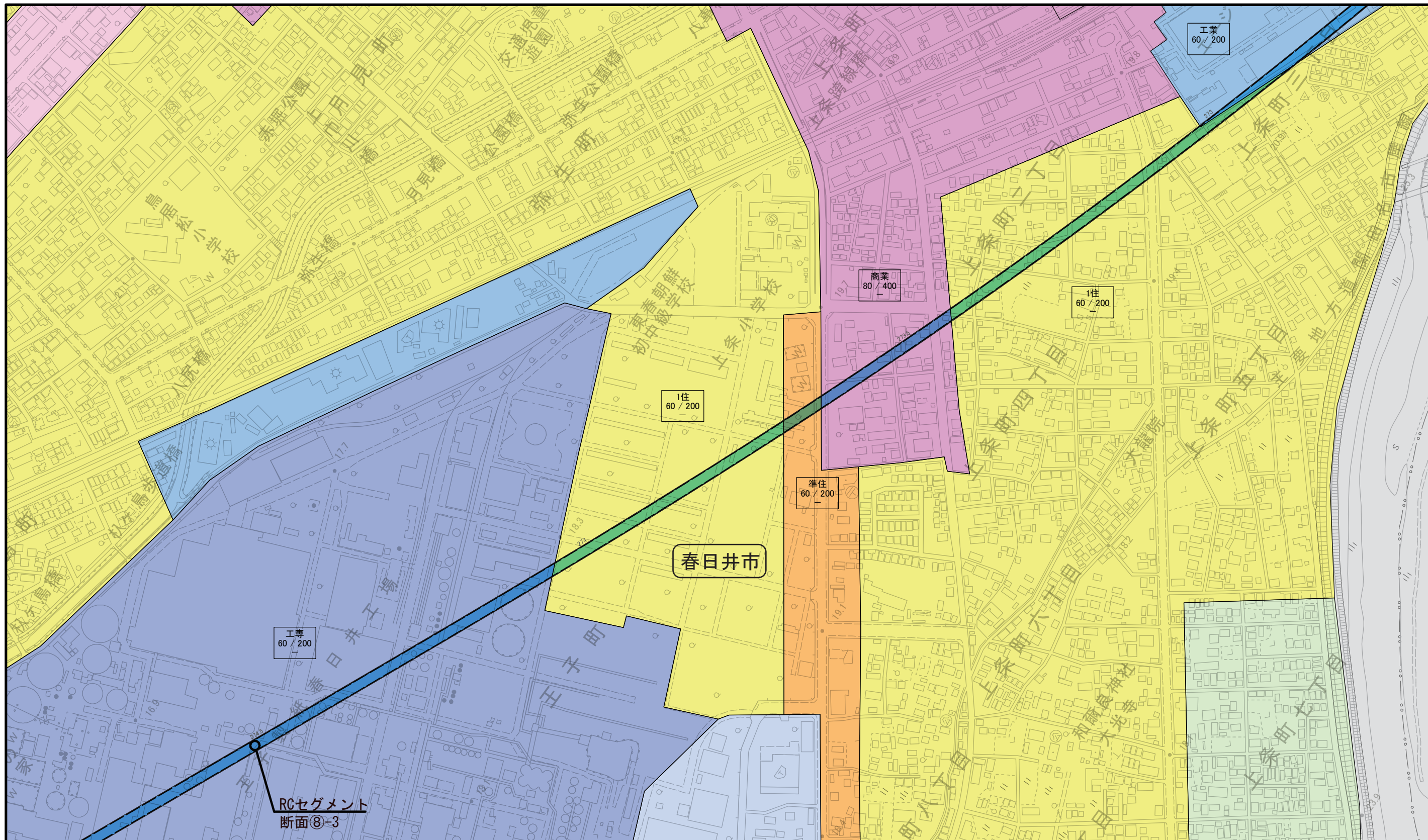
凡例

- |              |         |
|--------------|---------|
| 第一種低層住居専用地域  | 準住居地域   |
| 第二種低層住居専用地域  | 近隣商業地域  |
| 第一種中高層住居専用地域 | 商業地域    |
| 第二種中高層住居専用地域 | 工業地域    |
| 第一種住居地域      | 準工業地域   |
| 第二種住居地域      | 工業専用地域  |
|              | 市街化調整区域 |

用途地域
建ぺい率(%) / 容積率(%)
高度地区高さの 最高限度(m)

資料：「国土数値情報ダウンロードサービス」(平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ)  
「道風くんの春日井まっぷ」(平成30年3月時点、春日井市ホームページ)





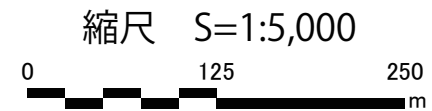
用途地域図 (7 / 14)

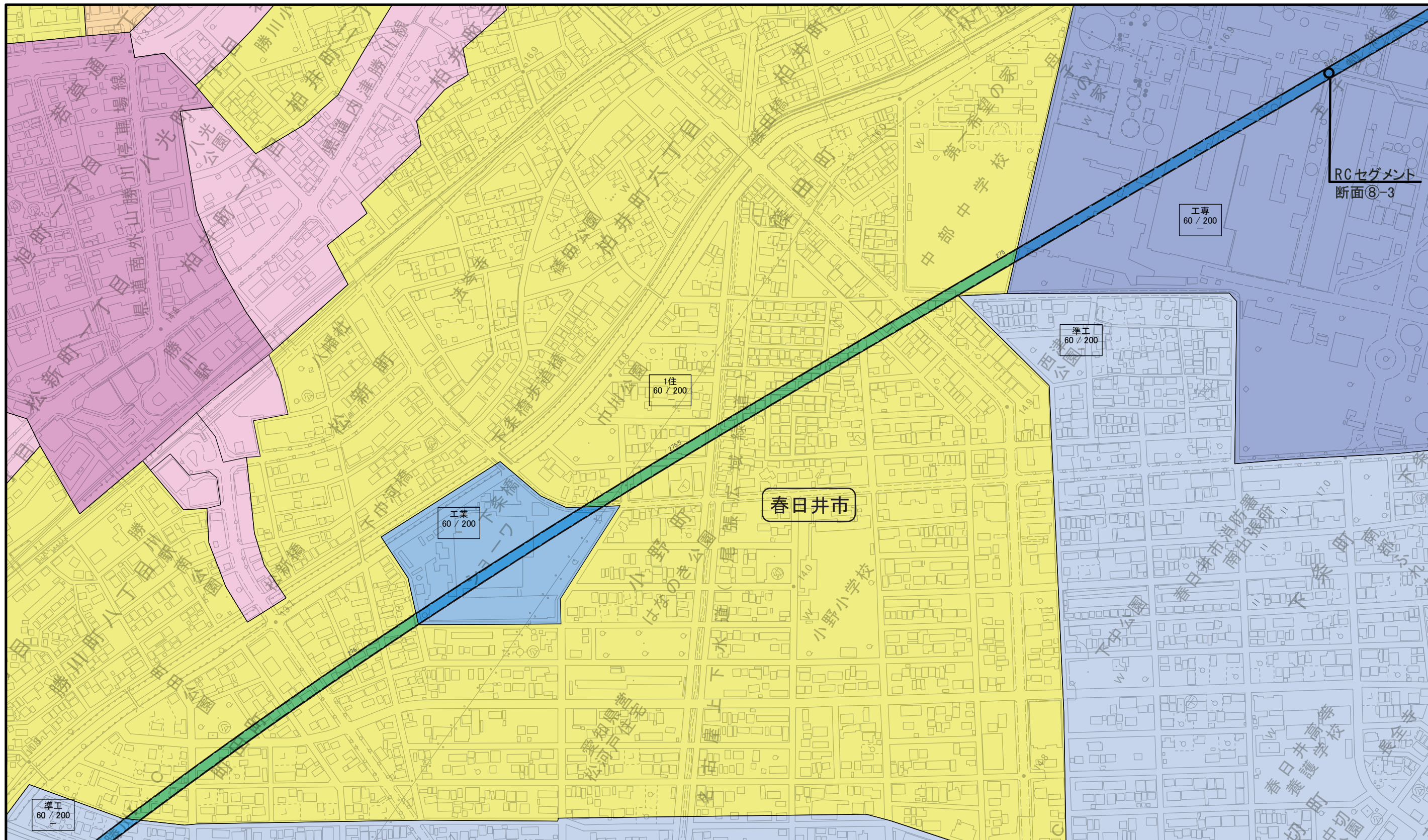
凡例

- |              |         |
|--------------|---------|
| 第一種低層住居専用地域  | 準住居地域   |
| 第二種低層住居専用地域  | 近隣商業地域  |
| 第一種中高層住居専用地域 | 商業地域    |
| 第二種中高層住居専用地域 | 工業地域    |
| 第一種住居地域      | 準工業地域   |
| 第二種住居地域      | 工業専用地域  |
|              | 市街化調整区域 |

用途地域
建ぺい率(%) / 容積率(%)
高度地区高さの 最高限度(m)

資料：「国土数値情報ダウンロードサービス」（平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ）  
「道風くんの春日井まっぷ」（平成30年3月時点、春日井市ホームページ）





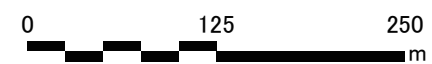
用途地域図 ( 8 / 14 )

凡例

- |              |         |
|--------------|---------|
| 第一種低層住居専用地域  | 準住居地域   |
| 第二種低層住居専用地域  | 近隣商業地域  |
| 第一種中高層住居専用地域 | 商業地域    |
| 第二種中高層住居専用地域 | 工業地域    |
| 第一種住居地域      | 準工業地域   |
| 第二種住居地域      | 工業専用地域  |
|              | 市街化調整区域 |

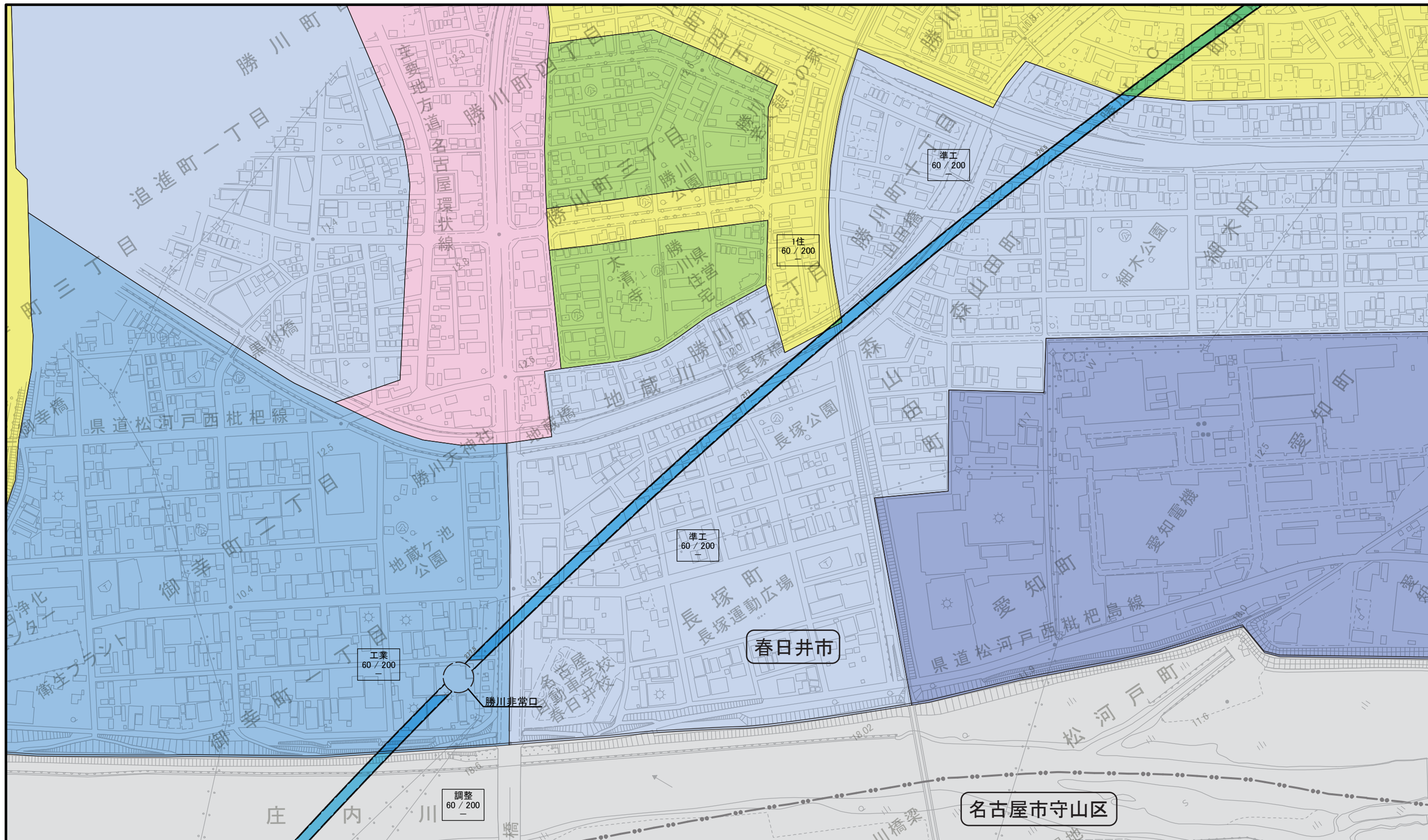
用途地域
建ぺい率(%) / 容積率(%)
高度地区高さの 最高限度(m)

資料：「国土数値情報ダウンロードサービス」(平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ)  
「道風くんの春日井まっぷ」(平成30年3月時点、春日井市ホームページ)



縮尺 S=1:5,000



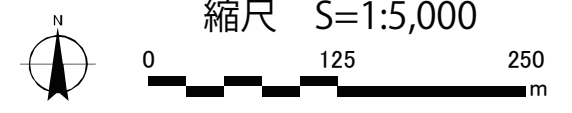


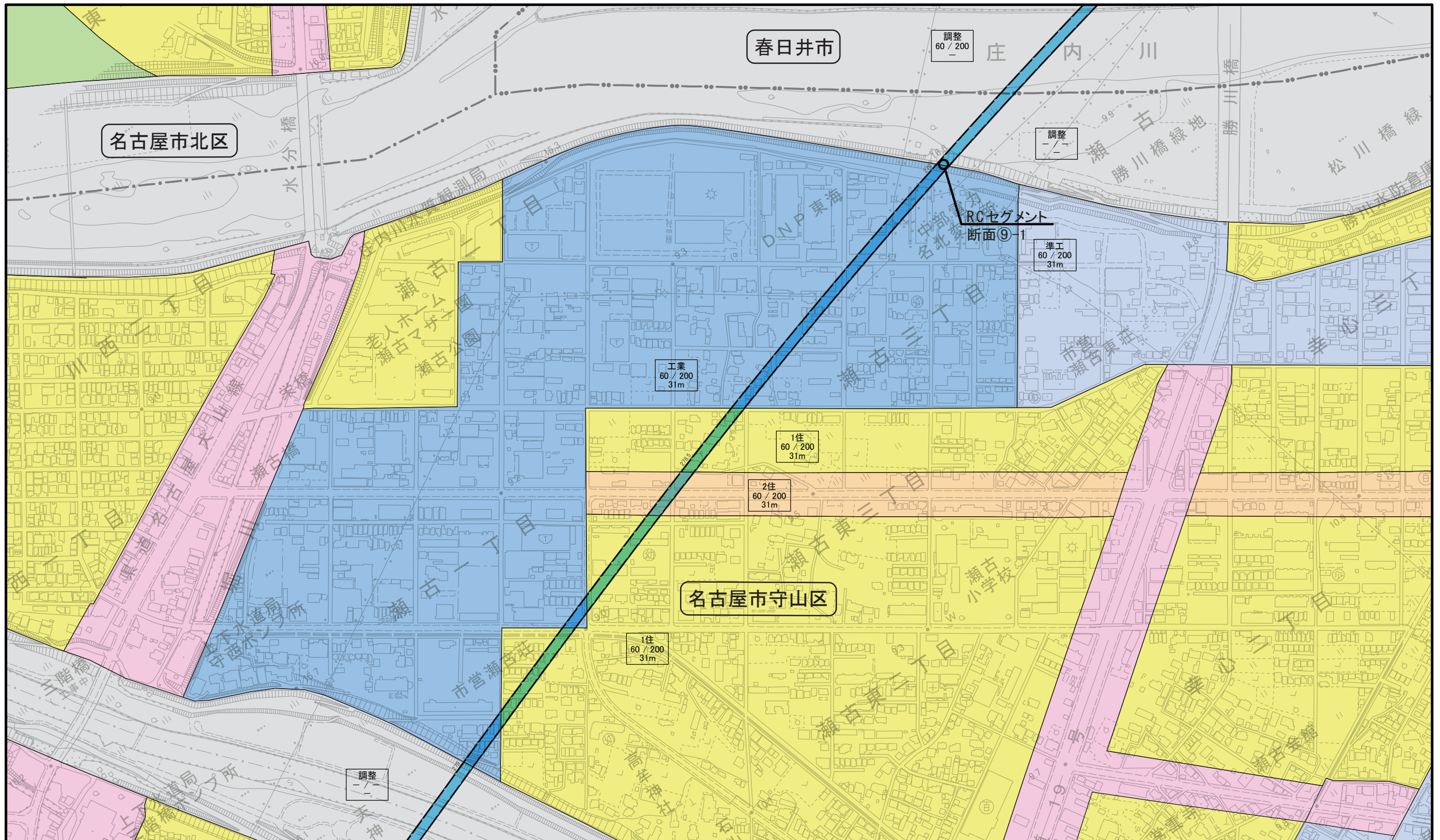
用途地域図 (9 / 14)

- 凡例
- 第一種低層住居専用地域
  - 第二種低層住居専用地域
  - 第一種中高層住居専用地域
  - 第二種中高層住居専用地域
  - 第一種住居地域
  - 第二種住居地域
  - 準住居地域
  - 近隣商業地域
  - 商業地域
  - 工業地域
  - 準工業地域
  - 工業専用地域
  - 市街化調整区域

用途地域	
建ぺい率(%) / 容積率(%)	高度地区高さの最高限度(m)
調整 60 / 200	
準工業 60 / 200	
工業 60 / 200	
住 60 / 200	

資料：「国土数値情報ダウンロードサービス」(平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ)  
「道風くんの春日井まっぷ」(平成30年3月時点、春日井市ホームページ)  
「名古屋市都市計画情報提供サービス」(平成30年3月時点、名古屋市ホームページ)





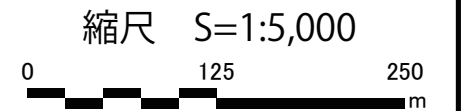
用途地域図 ( 10 / 14 )

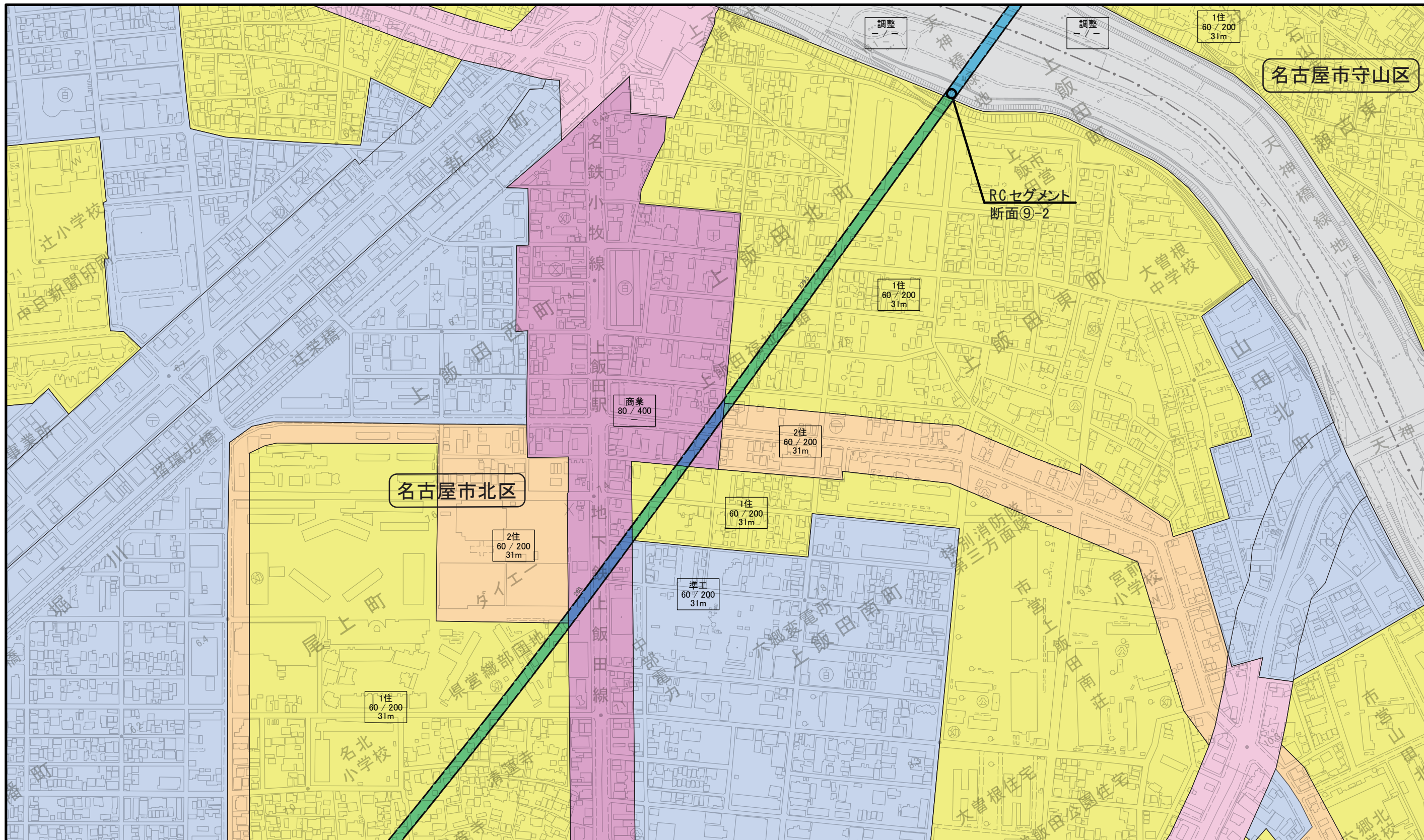
凡例

- |              |         |
|--------------|---------|
| 第一種低層住居専用地域  | 準住居地域   |
| 第二種低層住居専用地域  | 近隣商業地域  |
| 第一種中高層住居専用地域 | 商業地域    |
| 第二種中高層住居専用地域 | 工業地域    |
| 第一種住居地域      | 準工業地域   |
| 第二種住居地域      | 工業専用地域  |
|              | 市街化調整区域 |

用途地域
建ぺい率(%) / 容積率(%)
高度地区高さの 最高限度(m)

資料：「国土数値情報ダウンロードサービス」(平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ)  
「道風くんの春日井まっぶ」(平成30年3月時点、春日井市ホームページ)  
「名古屋市都市計画情報提供サービス」(平成30年3月時点、名古屋市ホームページ)





名古屋市守山区

名古屋市北区

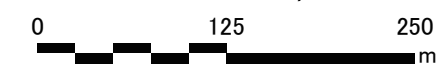
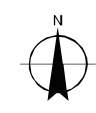
RCセグメント  
断面⑨-2

- 凡例
- 第一種低層住居専用地域
  - 第二種低層住居専用地域
  - 第一種中高層住居専用地域
  - 第二種中高層住居専用地域
  - 第一種住居地域
  - 第二種住居地域
  - 準住居地域
  - 近隣商業地域
  - 商業地域
  - 工業地域
  - 準工業地域
  - 工業専用地域
  - 市街化調整区域

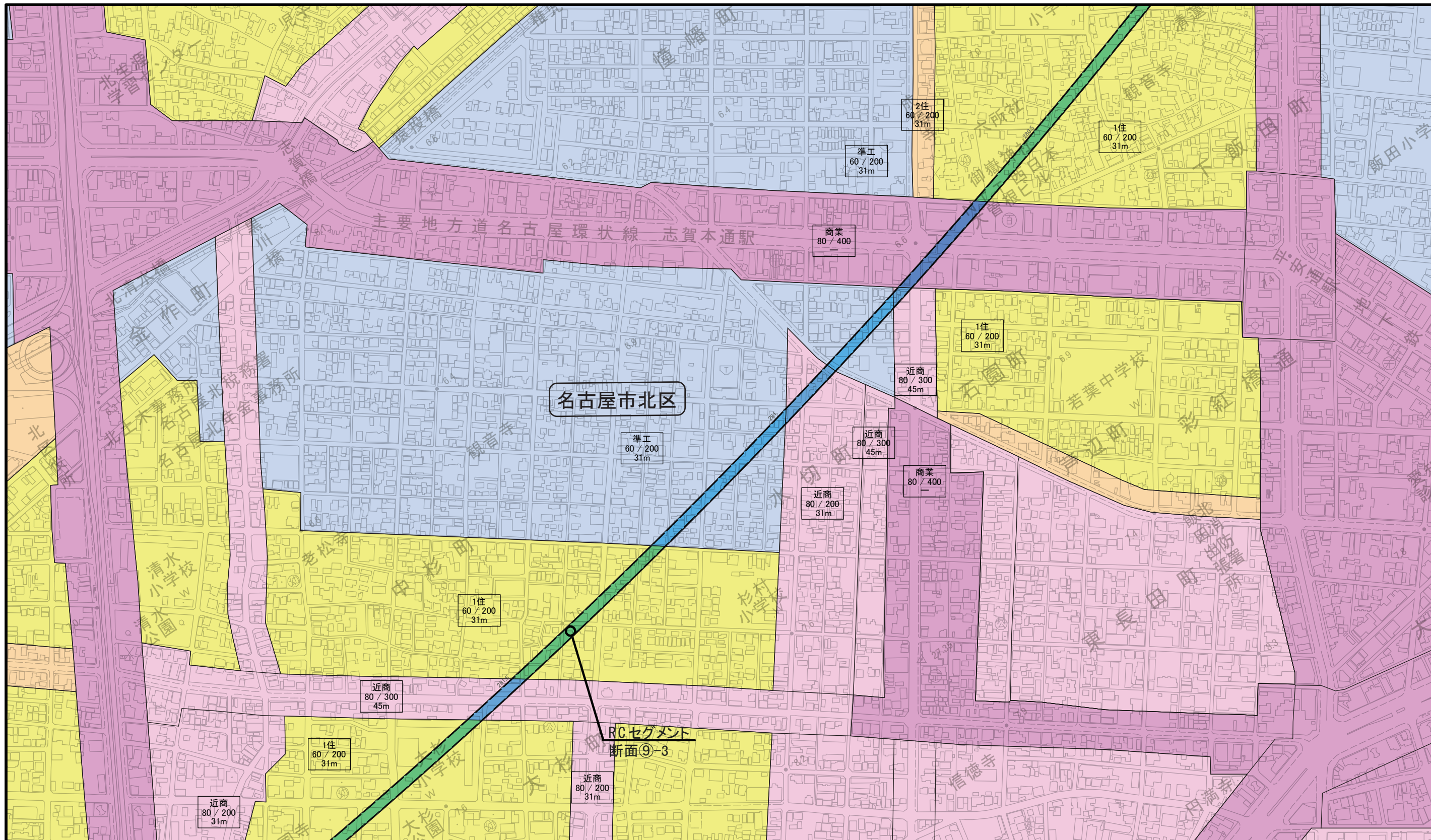
用途地域  
建ぺい率(%) / 容積率(%)  
高度地区高さの  
最高限度(m)

用途地域図 ( 11 / 14 )

縮尺 S=1:5,000



資料：「国土数値情報ダウンロードサービス」(平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ)  
「名古屋市都市計画情報提供サービス」(平成30年3月時点、名古屋市ホームページ)



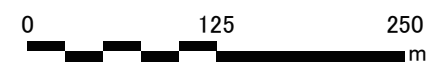
用途地域図 (12 / 14)

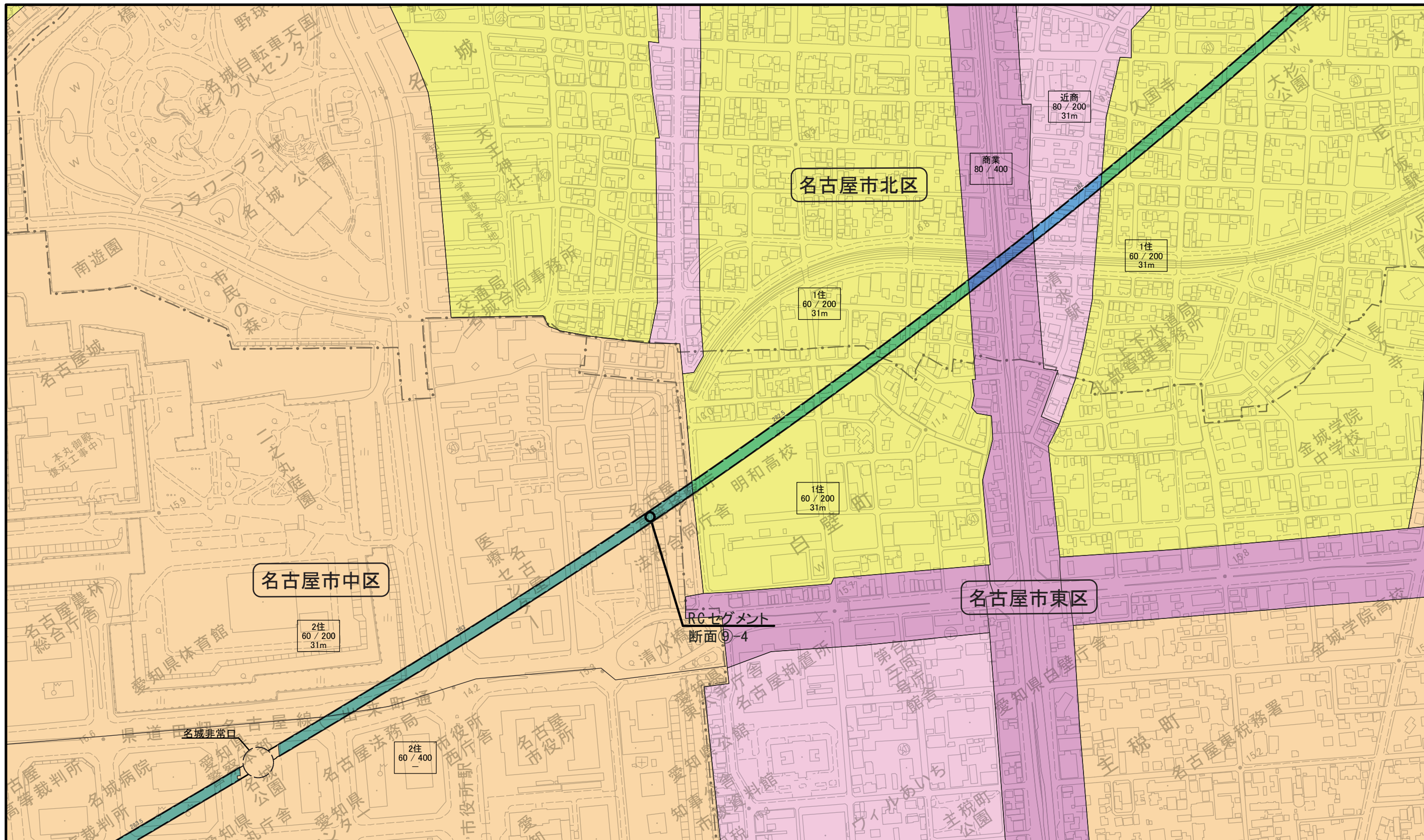
凡例

- |              |         |
|--------------|---------|
| 第一種低層住居専用地域  | 準住居地域   |
| 第二種低層住居専用地域  | 近隣商業地域  |
| 第一種中高層住居専用地域 | 商業地域    |
| 第二種中高層住居専用地域 | 工業地域    |
| 第一種住居地域      | 準工業地域   |
| 第二種住居地域      | 工業専用地域  |
|              | 市街化調整区域 |

用途地域
建ぺい率(%) / 容積率(%)
高度地区高さの 最高限度(m)

資料：「国土数値情報ダウンロードサービス」(平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ)  
「名古屋市都市計画情報提供サービス」(平成30年3月時点、名古屋市ホームページ)





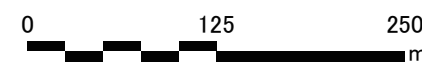
用途地域図 ( 13 / 14 )

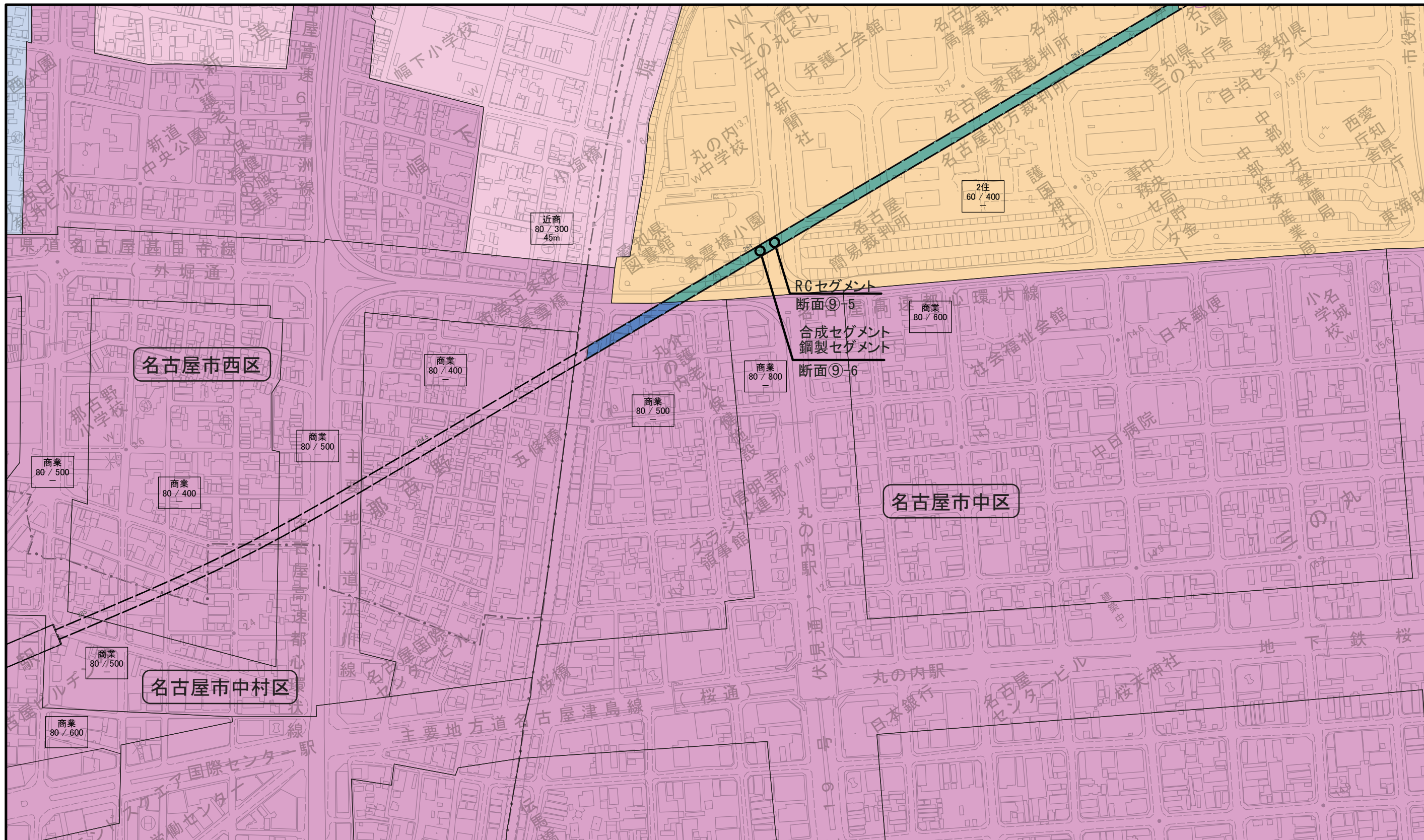
凡例

- |              |         |
|--------------|---------|
| 第一種低層住居専用地域  | 準住居地域   |
| 第二種低層住居専用地域  | 近隣商業地域  |
| 第一種中高層住居専用地域 | 商業地域    |
| 第二種中高層住居専用地域 | 工業地域    |
| 第一種住居地域      | 準工業地域   |
| 第二種住居地域      | 工業専用地域  |
|              | 市街化調整区域 |

用途地域
建ぺい率(%) / 容積率(%)
高度地区高さの 最高限度(m)

資料：「国土数値情報ダウンロードサービス」(平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ)  
「名古屋市都市計画情報提供サービス」(平成30年3月時点、名古屋市ホームページ)





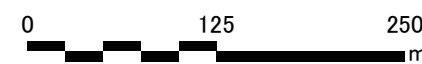
用途地域図 (14 / 14)

凡例

- |              |         |
|--------------|---------|
| 第一種低層住居専用地域  | 準住居地域   |
| 第二種低層住居専用地域  | 近隣商業地域  |
| 第一種中高層住居専用地域 | 商業地域    |
| 第二種中高層住居専用地域 | 工業地域    |
| 第一種住居地域      | 準工業地域   |
| 第二種住居地域      | 工業専用地域  |
|              | 市街化調整区域 |

用途地域
建ぺい率(%) / 容積率(%)
高度地区高さの 最高限度(m)

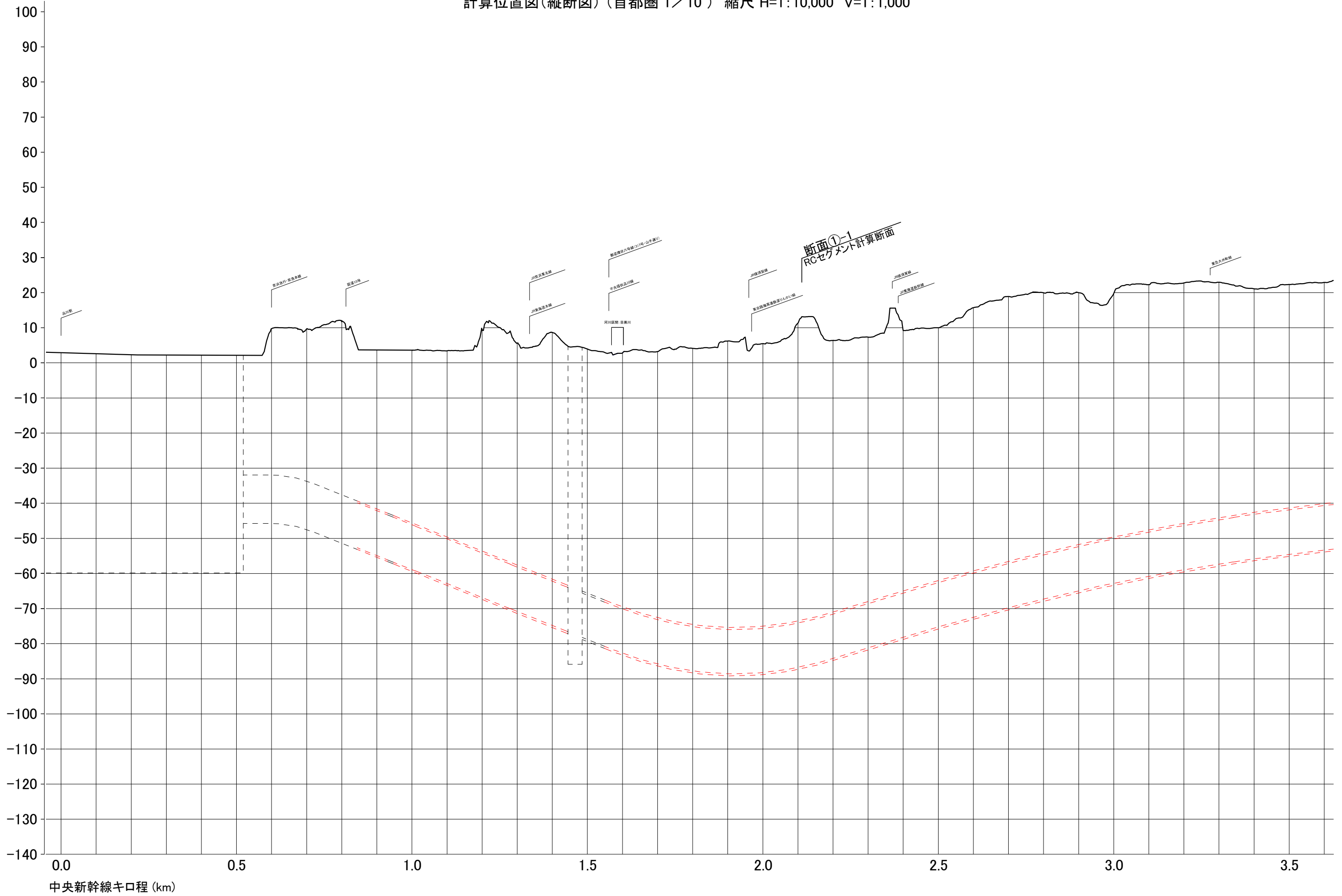
資料：「国土数値情報ダウンロードサービス」(平成30年3月時点、国土交通省国土政策局国土情報課ホームページ)  
「名古屋都市計画情報提供サービス」(平成30年3月時点、名古屋市ホームページ)



縮尺 S=1:5,000

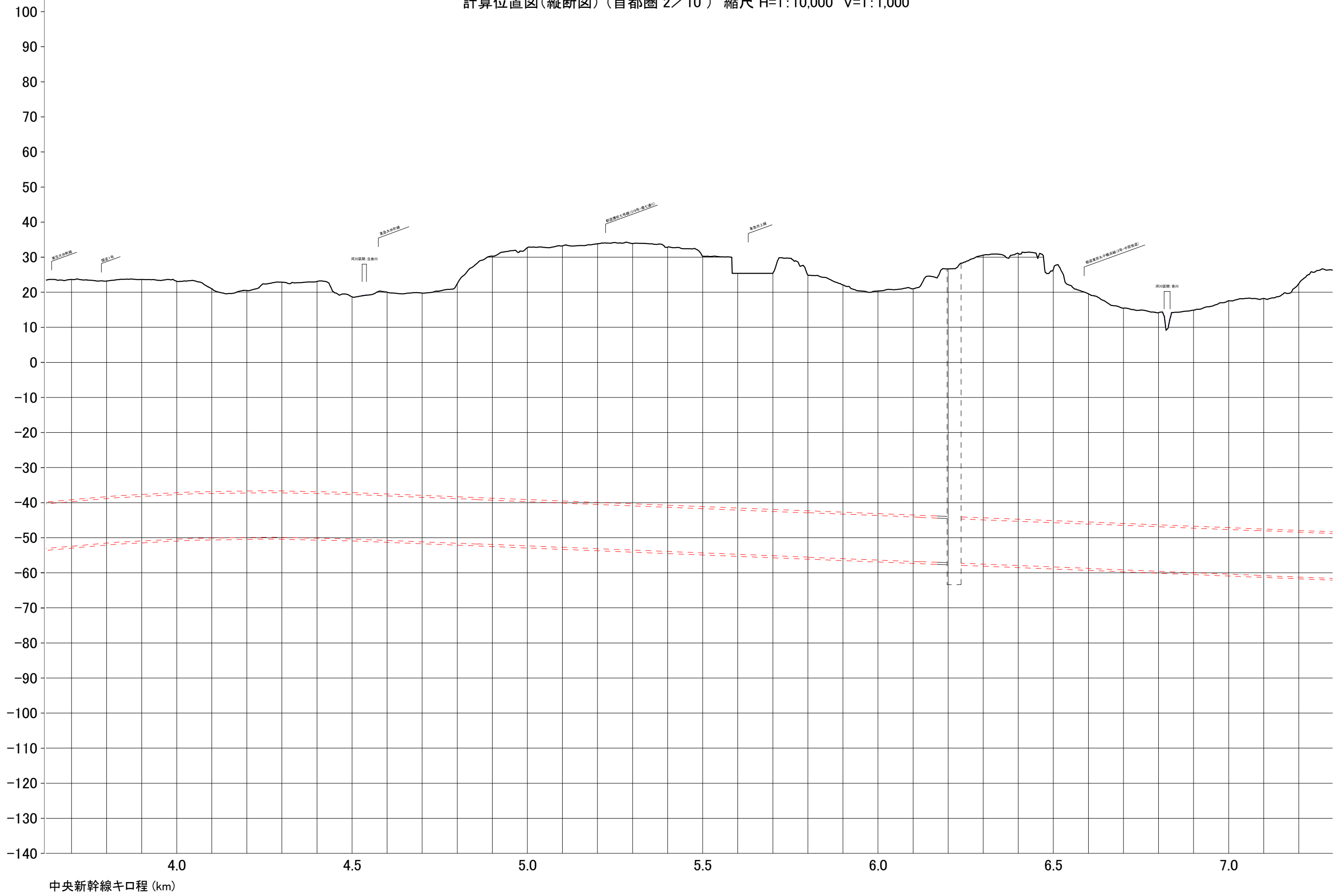
TP (m)

計算位置図(縦断面)(首都圏 1/10) 縮尺 H=1:10,000 V=1:1,000



TP (m)

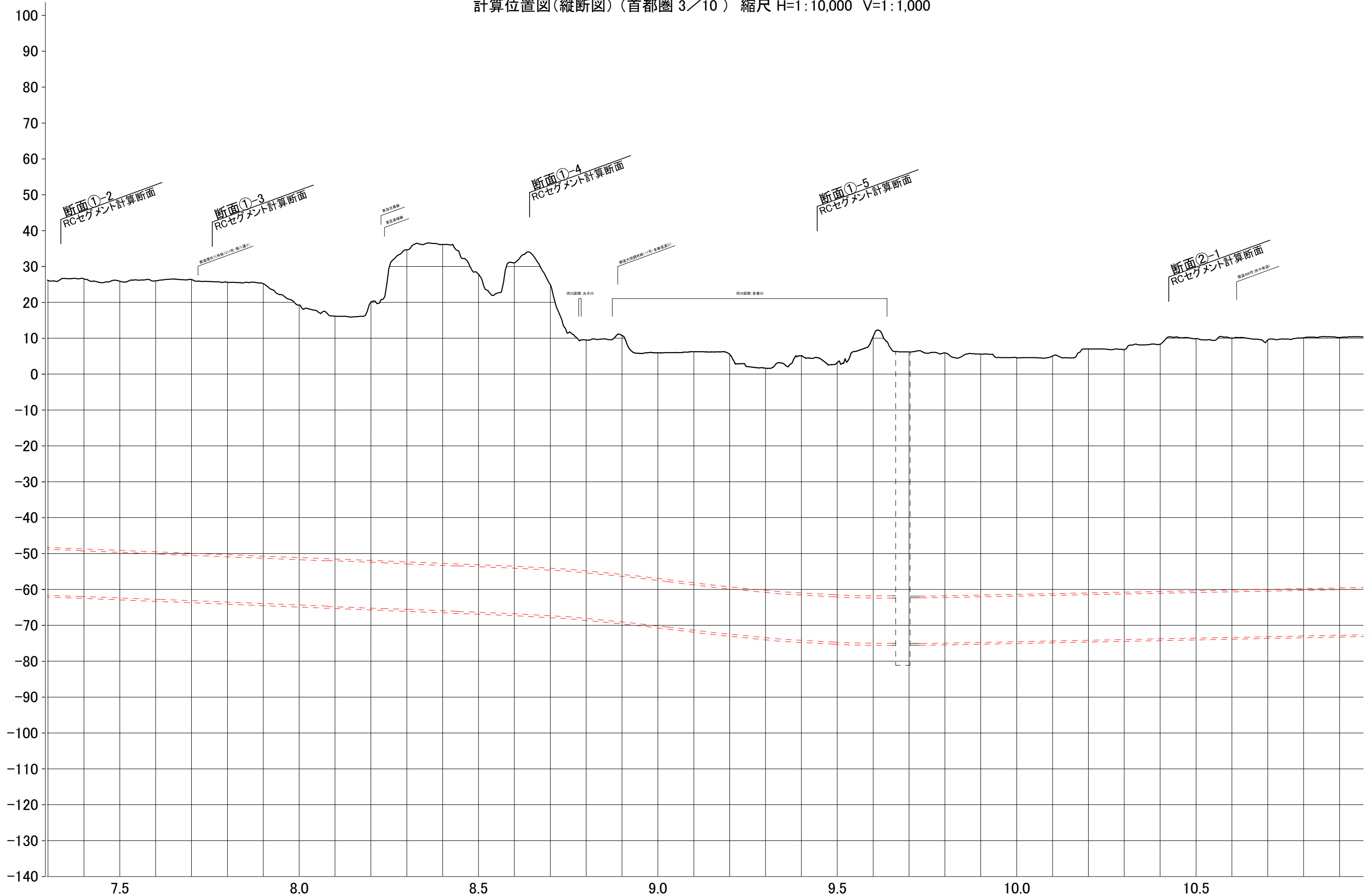
計算位置図(縦断面図)(首都圏 2/10) 縮尺 H=1:10,000 V=1:1,000





TP (m)

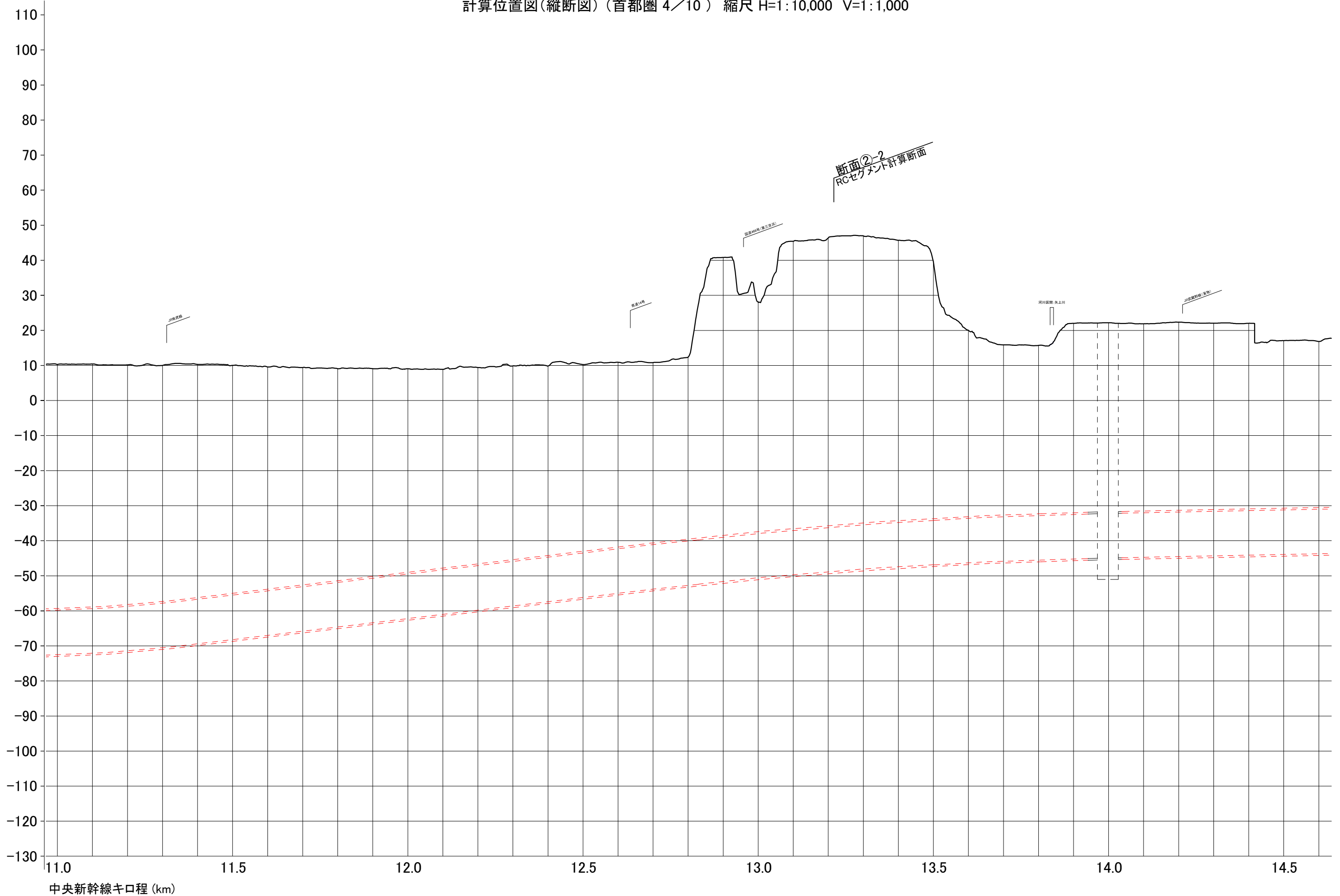
計算位置図(縦断図)(首都圏 3/10) 縮尺 H=1:10,000 V=1:1,000



中央新幹線キロ程 (km)

TP (m)

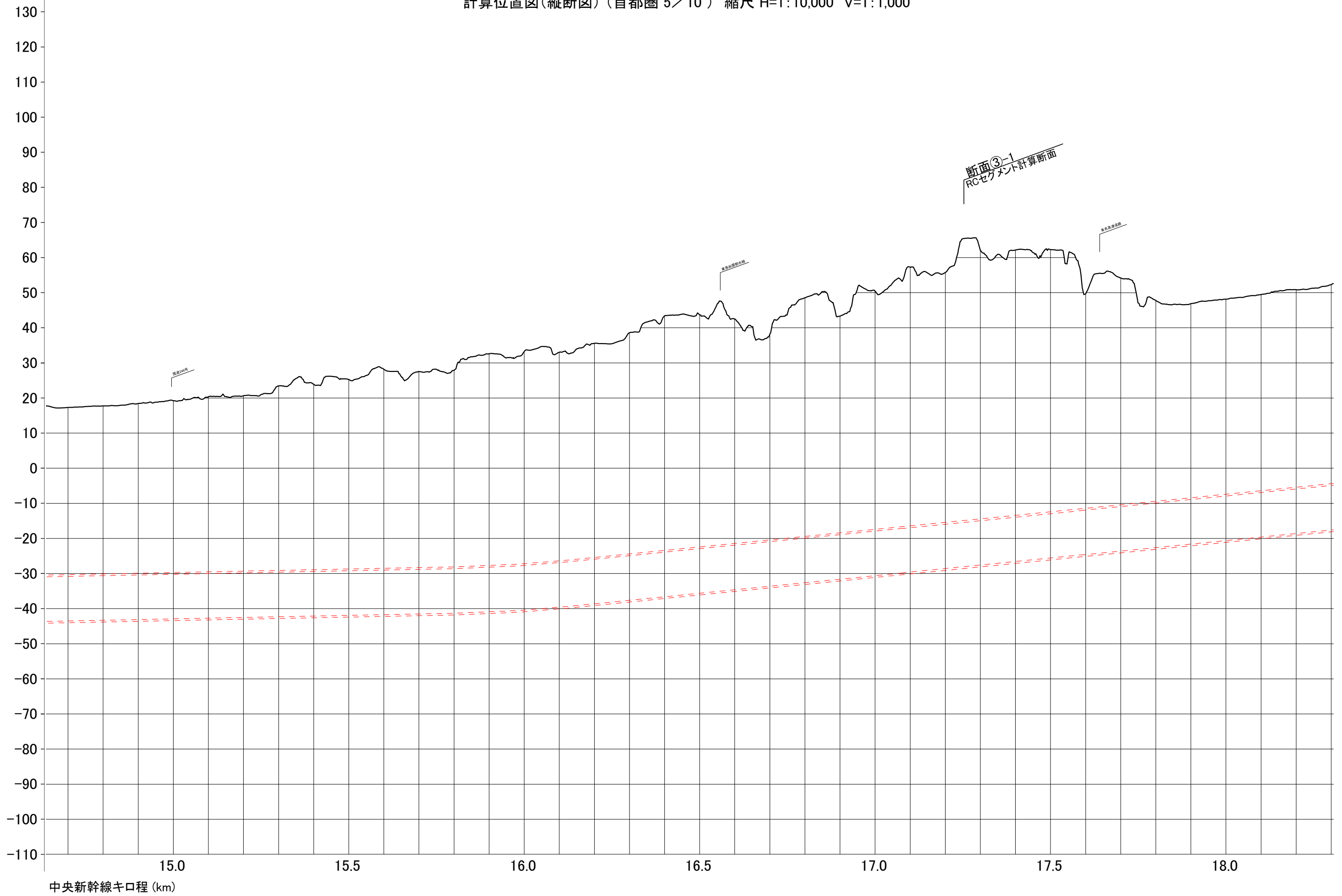
計算位置図(縦断面)(首都圏 4/10) 縮尺 H=1:10,000 V=1:1,000



中央新幹線キ口程 (km)

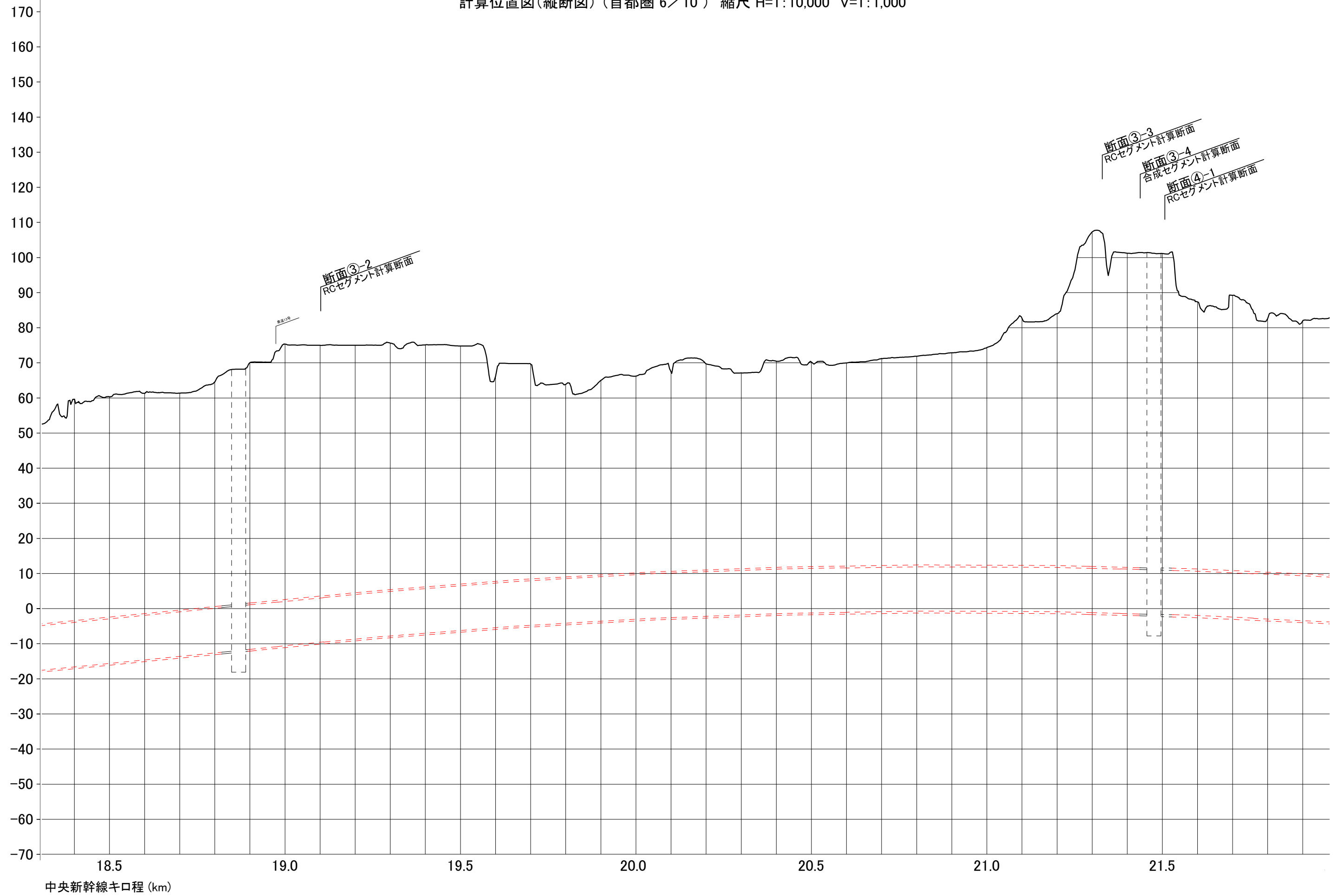
TP (m)

計算位置図(縦断面)(首都圏 5/10) 縮尺 H=1:10,000 V=1:1,000



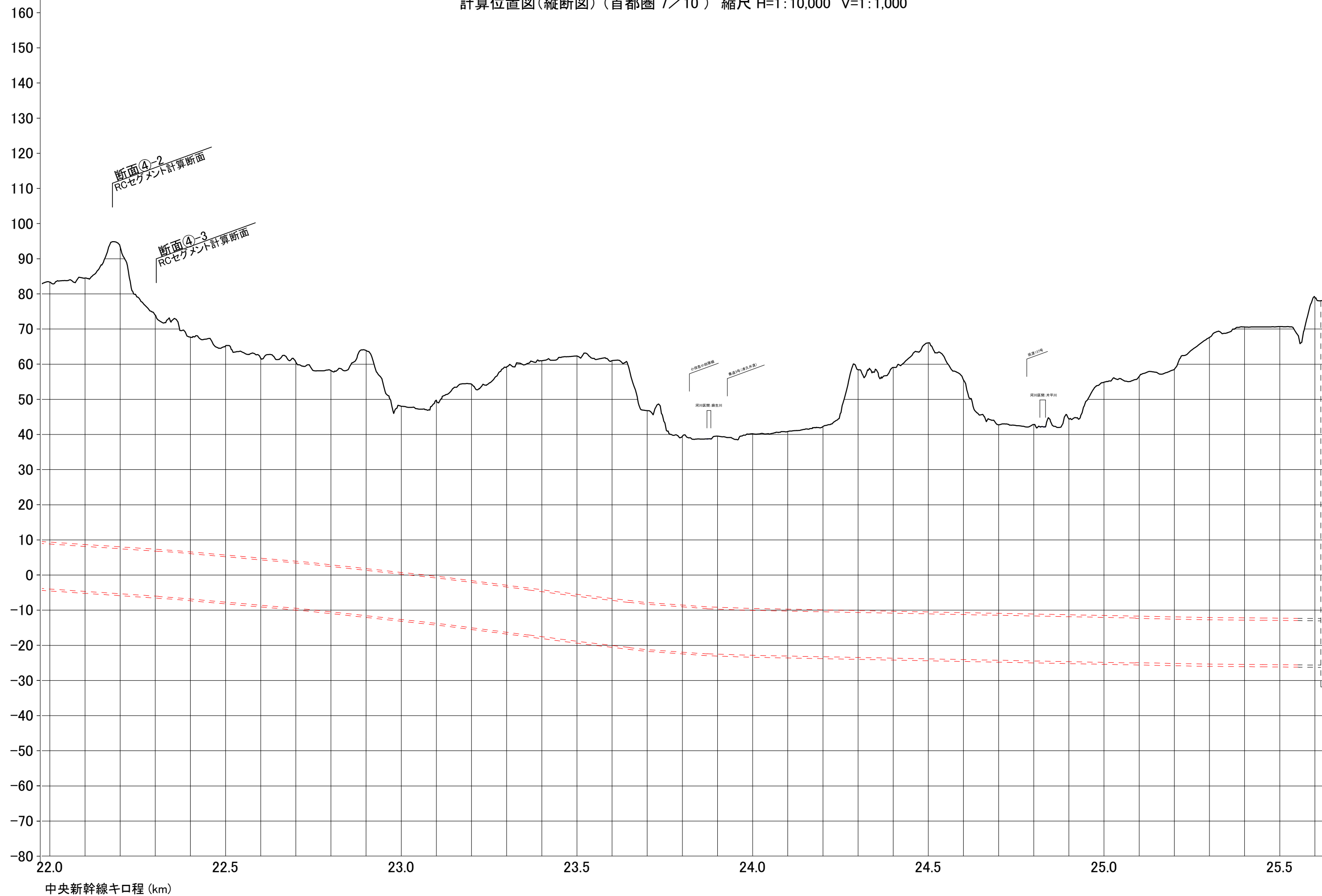
TP (m)

計算位置図(縦断面)(首都圏 6/10) 縮尺 H=1:10,000 V=1:1,000



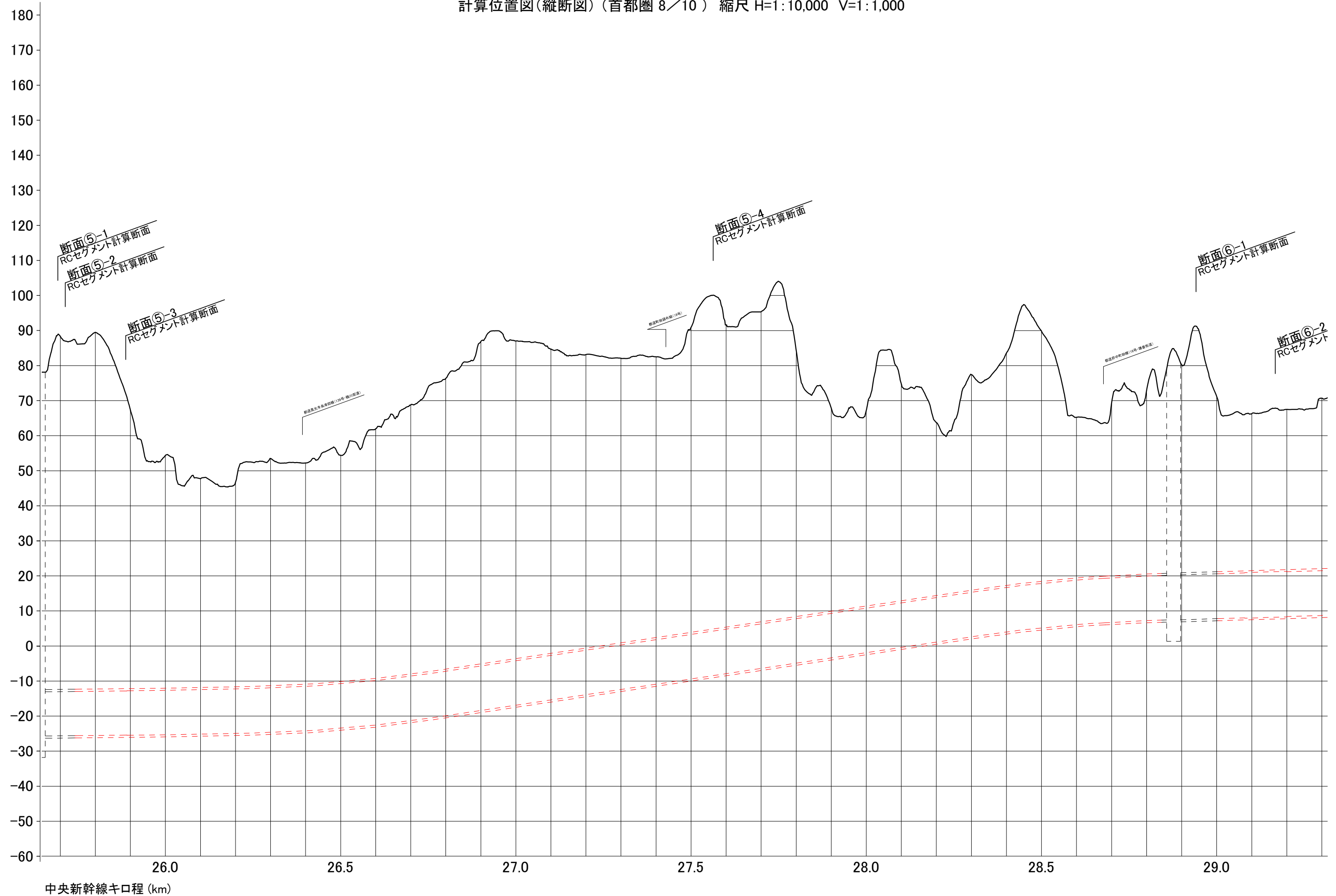
TP (m)

計算位置図(縦断面)(首都圏 7/10) 縮尺 H=1:10,000 V=1:1,000



TP (m)

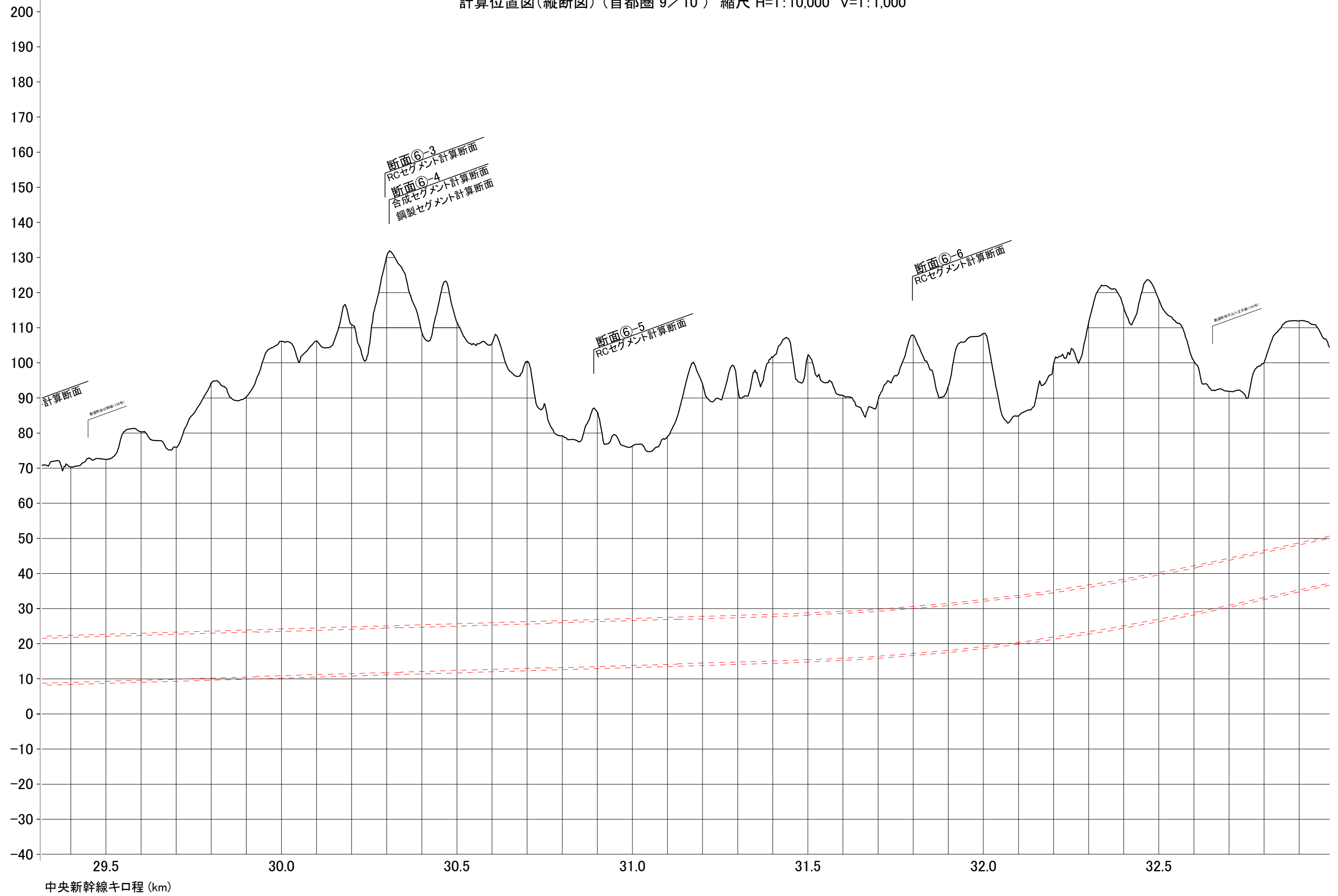
計算位置図(縦断図)(首都圏 8/10) 縮尺 H=1:10,000 V=1:1,000



中央新幹線キ口程 (km)

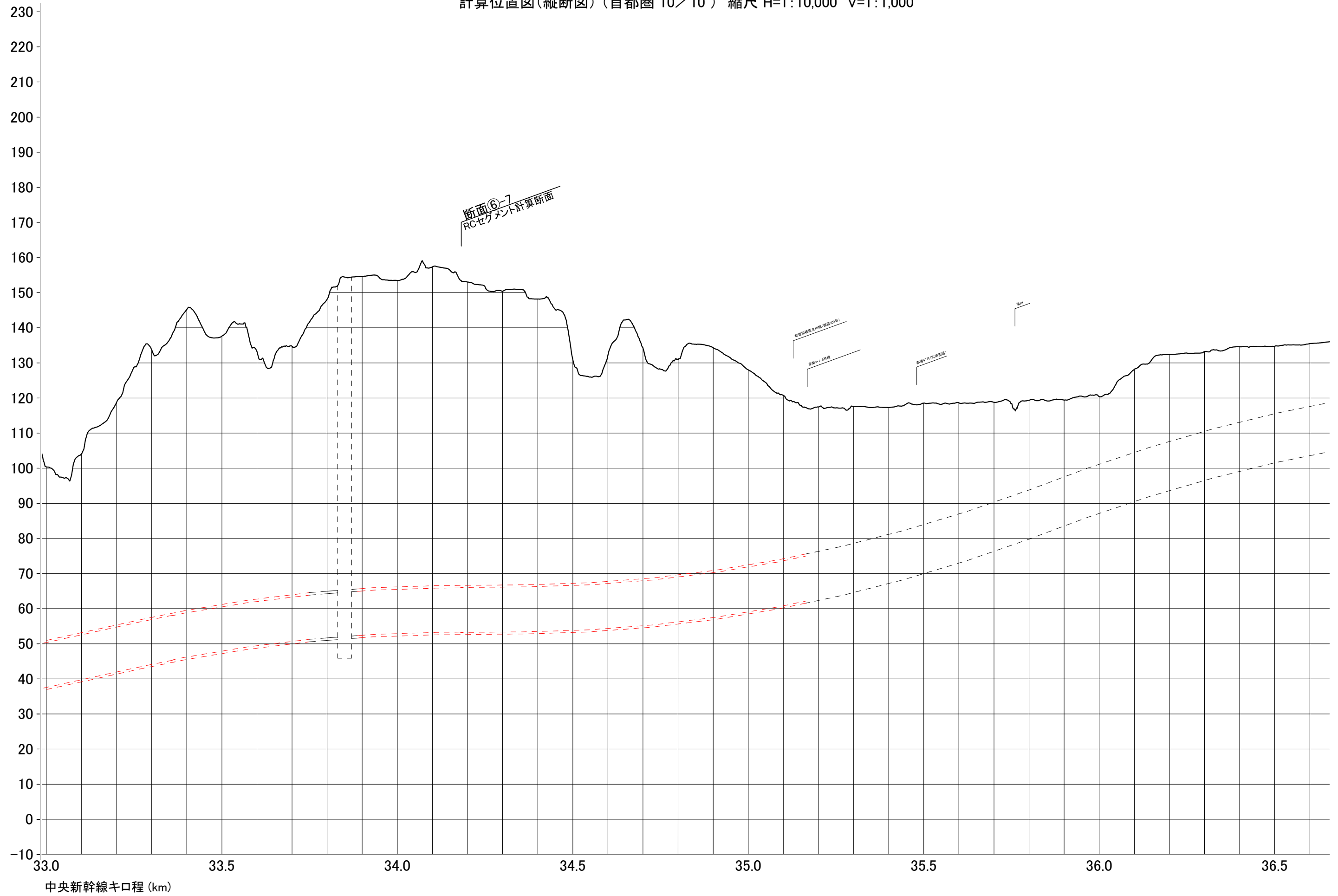
TP (m)

計算位置図(縦断面)(首都圏 9/10) 縮尺 H=1:10,000 V=1:1,000

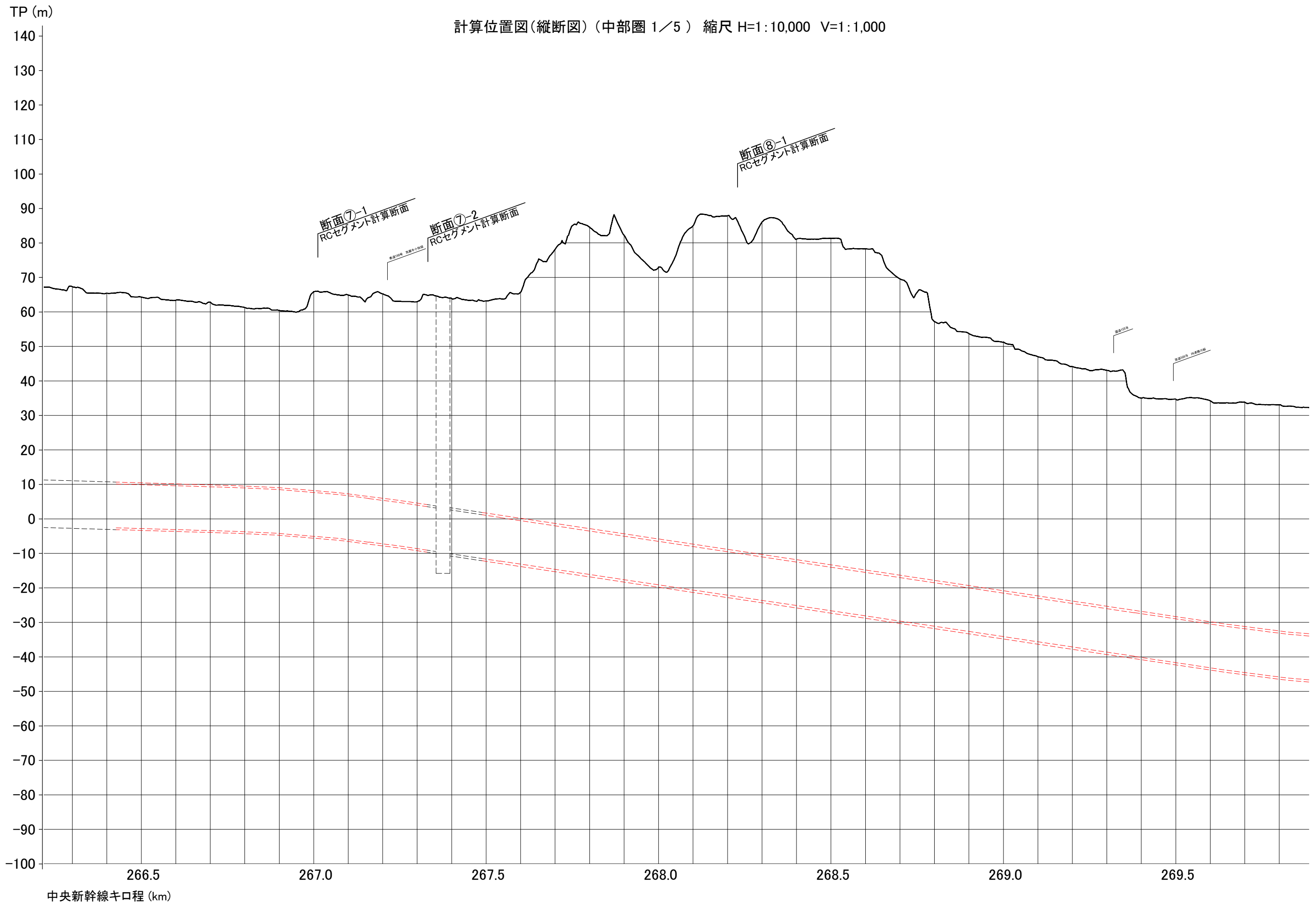


TP (m)

計算位置図(縦断面)(首都圏 10/10) 縮尺 H=1:10,000 V=1:1,000



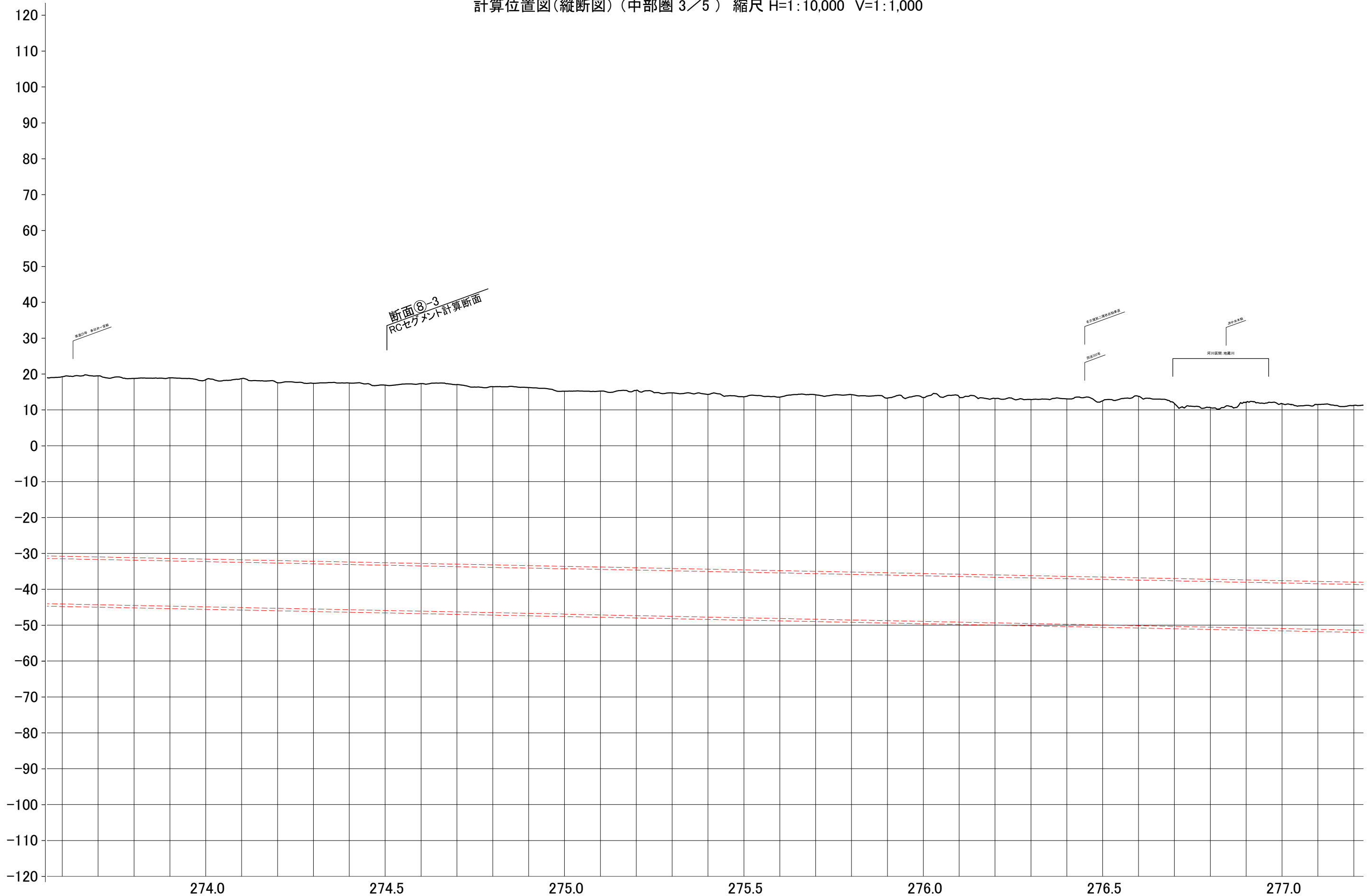






TP (m)

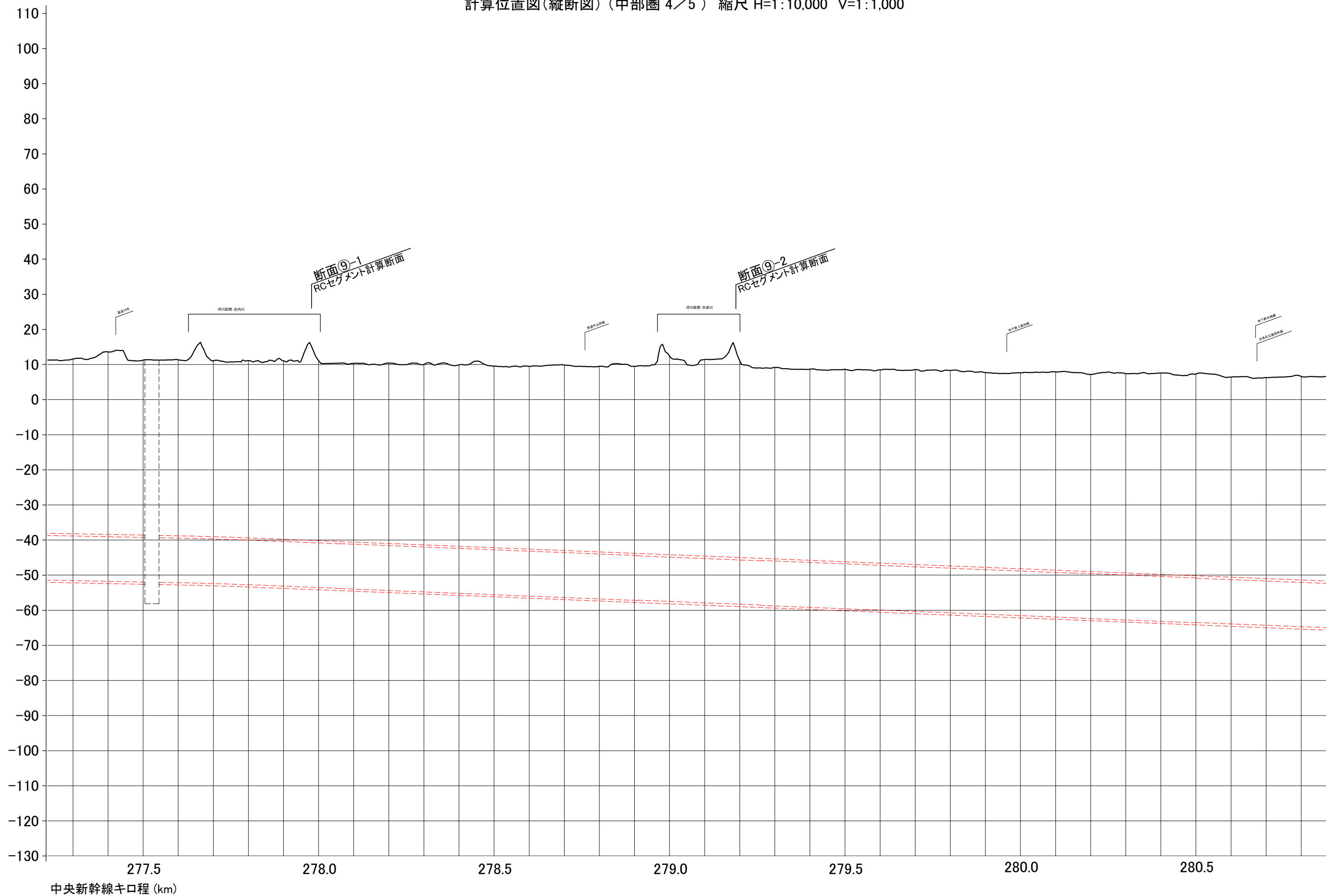
計算位置図(縦断面)(中部圏 3/5) 縮尺 H=1:10,000 V=1:1,000



中央新幹線キ口程 (km)

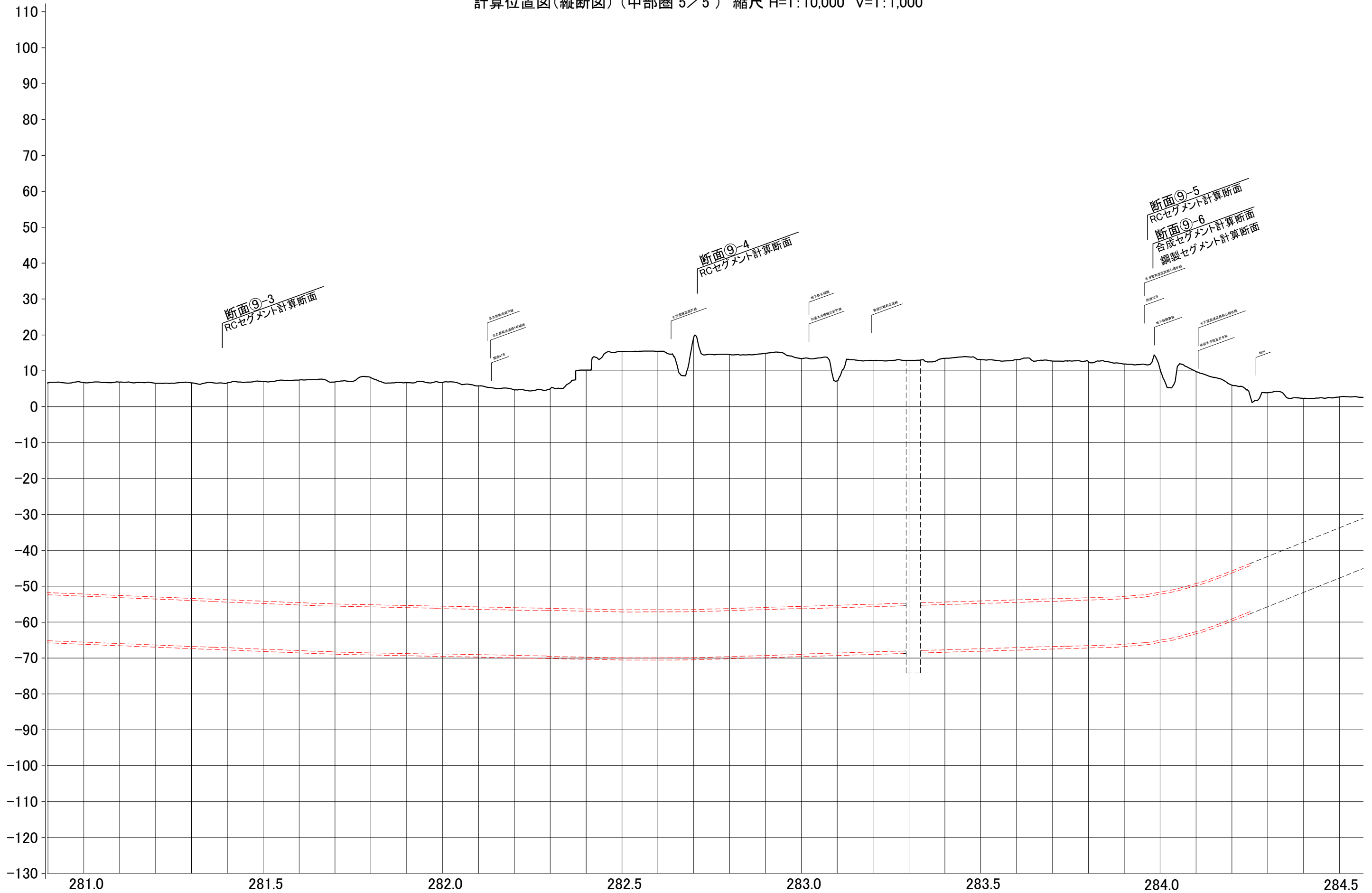
TP (m)

計算位置図(縦断面)(中部圏 4/5) 縮尺 H=1:10,000 V=1:1,000



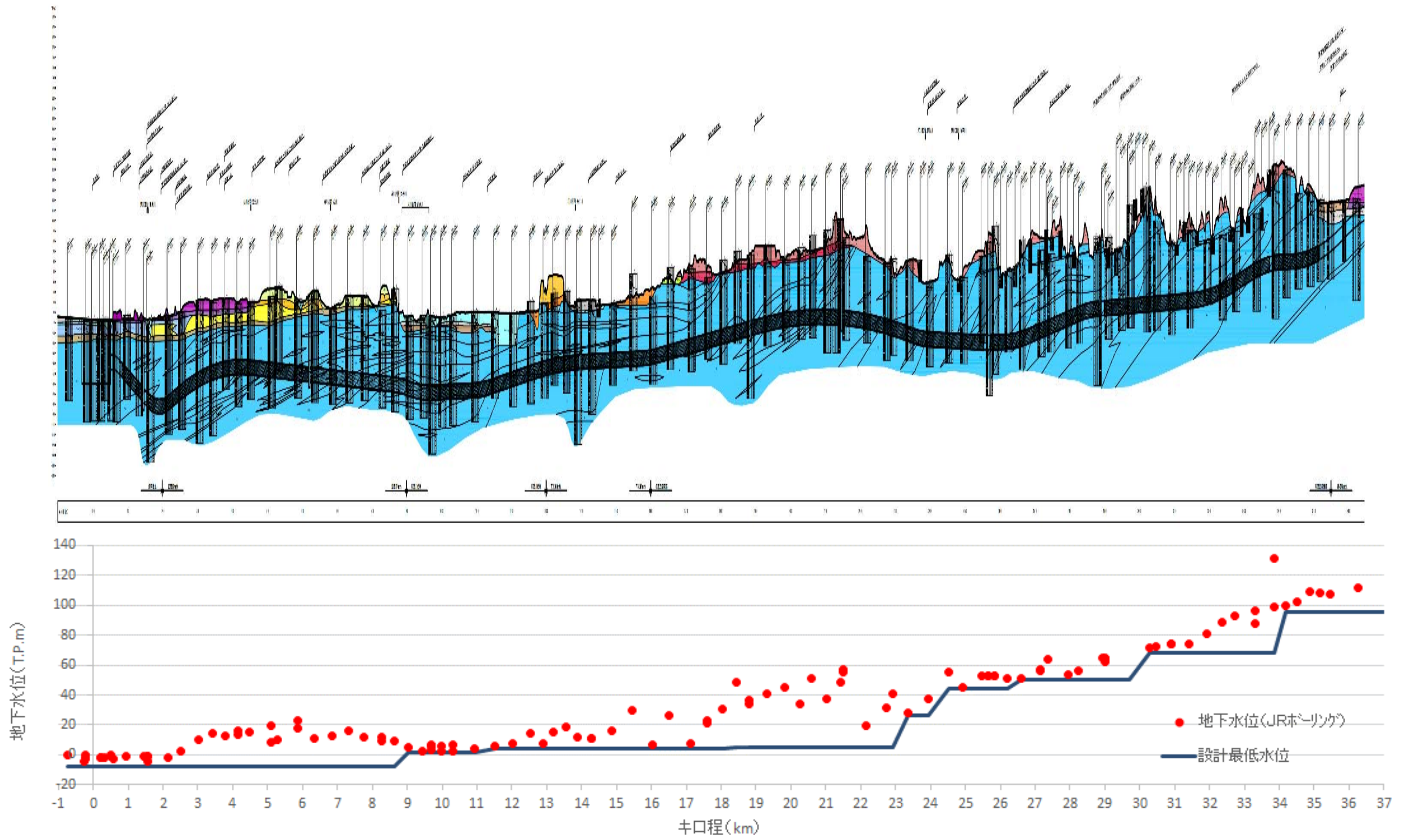
TP (m)

計算位置図(縦断面)(中部圏 5/5) 縮尺 H=1:10,000 V=1:1,000



中央新幹線キ口程 (km)

本線トンネルと地下水位観測位置の関係（首都圏）

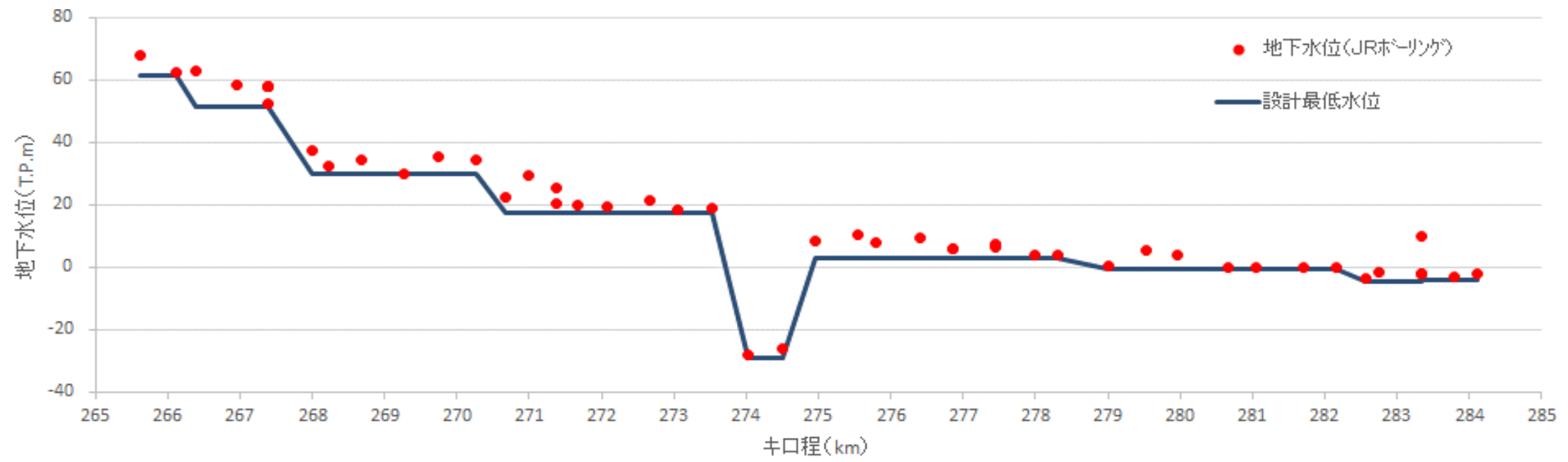
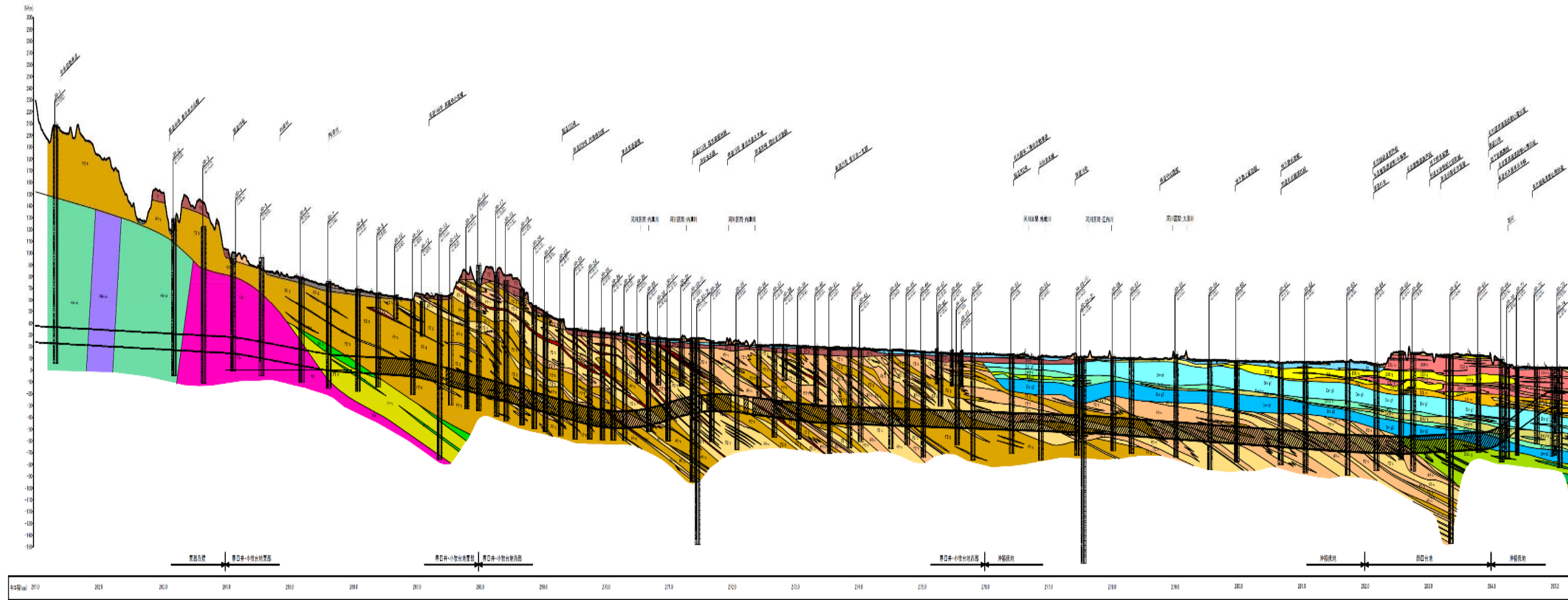


・**首都圏の地下水位（低水位）の季節変動について**

中央新幹線沿線の地下水位の季節変動確認するにあたり、平成2年～29年に測定された地下水位について、地域（地層）毎に最高地下水位と最低地下水位の差が最大となった箇所の測定結果を抽出した。

首都圏では、北多摩層、平山層、大矢部層は概ね3m以内、飯室層、王禅寺層、柿生層は概ね2m以内、高津層、鶴川層、連光寺層、小山田層は概ね1m以内の変動で安定していると考えられる。よって、季節変動を考慮した設計地下水位（低水位）は、地域（地層）毎に測定された年間の最低地下水位に対し最大季節変動幅分を安全側に考慮し、一律で地下水位を下げたものとする。

本線トンネルと地下水位観測位置の関係（中部圏）





・ **中部圏の地下水位（低水位）の季節変動について**

中央新幹線沿線の地下水位の季節変動を確認するにあたり、平成 20 年～29 年に測定された地下水位について、地域（地層）毎に最高地下水位と最低地下水位の差が最大となった箇所の測定結果を抽出した。

中部圏では、事業区域を通して概ね 1m 以内の変動で安定していると考えられる。よって、季節変動を考慮した設計地下水位（低水位）は、地域（地層）毎に測定された年間の最低地下水位に対し最大季節変動幅分を安全側に考慮し、一律で地下水位を下げたものとする。

## 計算方法について（基準Ⅲ）P. 7, 8）

図1に構造モデルの概念を示す。

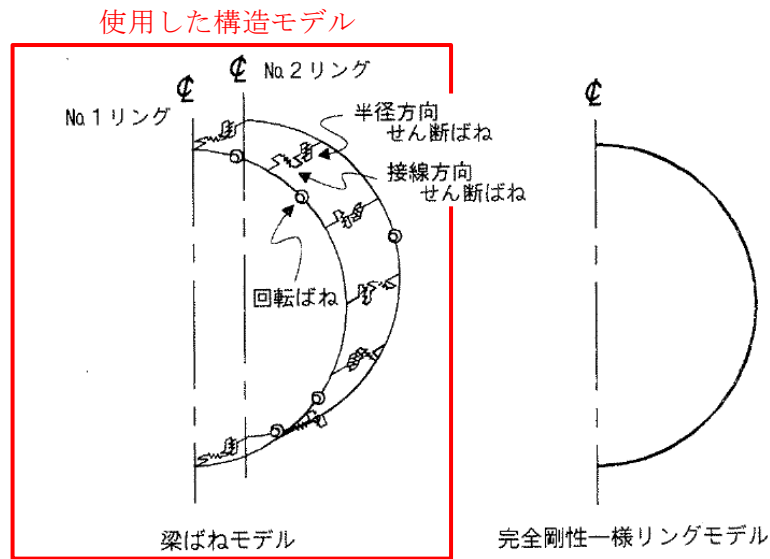


図1 セグメントリングの構造モデル

梁ばねモデル……シールドトンネルのセグメントを梁で、周方向および軸方向継手をばねで表現した構造モデルをいう。

図2に各構造モデルで使用する荷重-構造系モデルの例を示す。

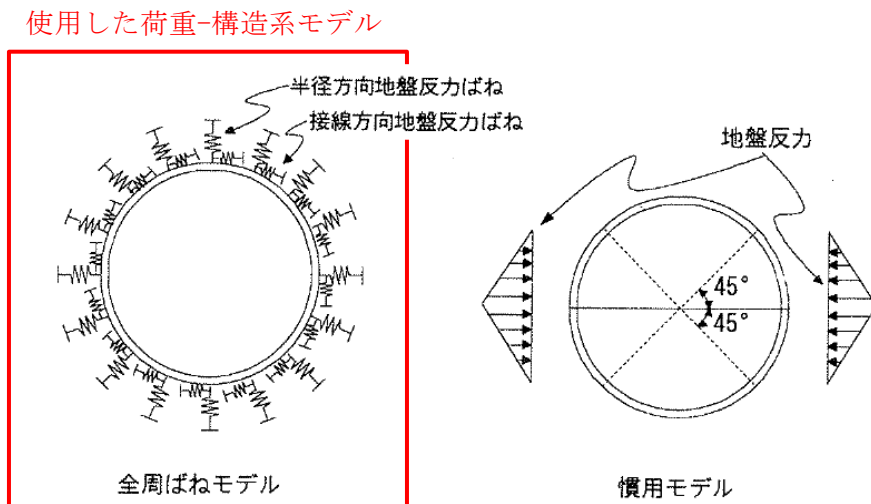


図2 トンネルと地盤との相互作用モデル

全周ばねモデル……地盤とセグメントリングの相互作用を、初期状態において全周にわたり地盤ばねで表現した荷重-構造系モデルをいう。地盤ばねの特性は線形または非線形として取り扱うが、地盤ばねが伸長する場合のばね定数を0とすると部分的にばね反力が生じることになる。

■構造解析プログラム

非線形2重3リング構造解析プログラム

「SHIL」Ver.2

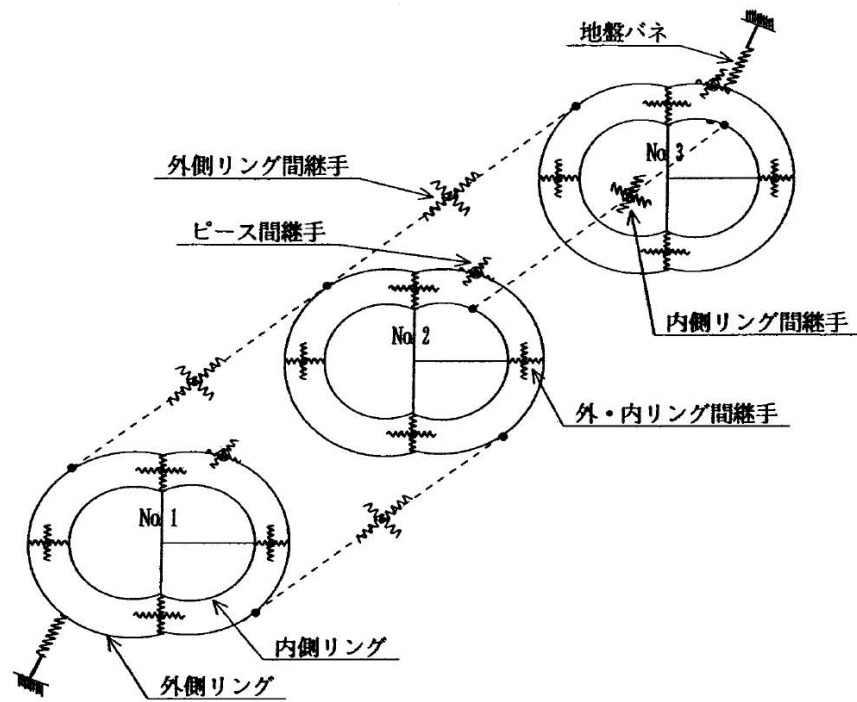
機能マニュアル

平成14年12月

日本シビックコンサルタント株式会社

## ■解析対象モデル

本プログラムの解析対象モデルを下図に示します。






上図の様に、外・内の2重リング構造（任意形状が可能）を最大3リングまで、種々の非線形を考慮しながら解析可能です。

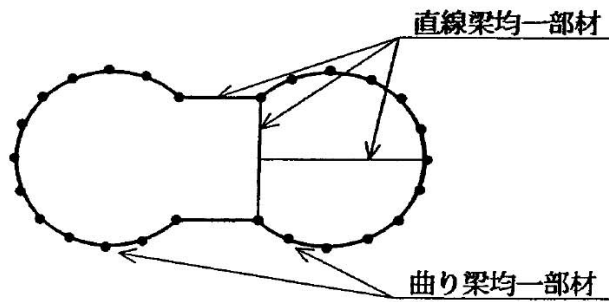
■機能・特色



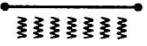
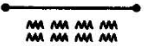
・構造要素

i) 対象要素

- ・ 直線均一部材 
- ・ 曲り梁均一部材 
- ・ バネ部材（ピース間継手）  (長さはありません)

任意の形状を、直線均一部材、曲り梁均一部材およびバネ部材を用いてモデル化します。

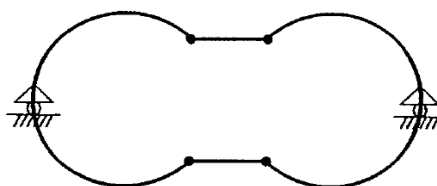


- ・ メンバーリリース  
- ・ 弾性床（線形・非線形）   曲り梁は不可

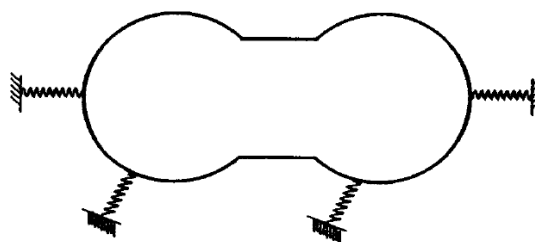
但し、弾性床については、直線均一部材にのみ指定可能です。

ii) 支 点

- ・ 剛支点



- ・ 弾性バネ支点



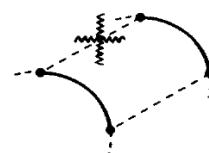
上記、両タイプについては、傾斜座標系による支持が可能です。

iii) バ ネ

- ・ 層間バネ（線形・非線形）



- ・ リング間バネ（線形・非線形）



- ・ ピース間継手バネ（線形・非線形）



- ・ 境界要素（線形・非線形）…… 一般的には地盤のバネに適用されます。



・荷重

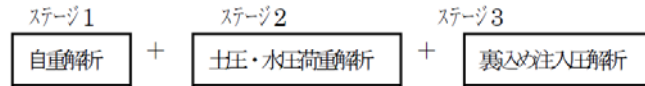
- ・ 集中荷重
- ・ 分布荷重
- ・ ひずみ荷重
- ・ 特殊荷重として
  - ・ 鉛直方向土圧荷重
  - ・ 水平方向土圧荷重
  - ・ 水圧荷重
  - ・ 泥水圧荷重
  - ・ 鉛直方向反力荷重
  - 底部に全荷重とつりあう上向等分布荷重の自動計算
  - ・ 強制変位荷重

(注) 分布荷重は、プログラム内で節点荷重に置き換えます。

・ステージ・ステップ解析機能

ステージ

- ・ 荷重のセット
- ・ 地盤バネのセット



というように、各荷重状態を表現するものです。

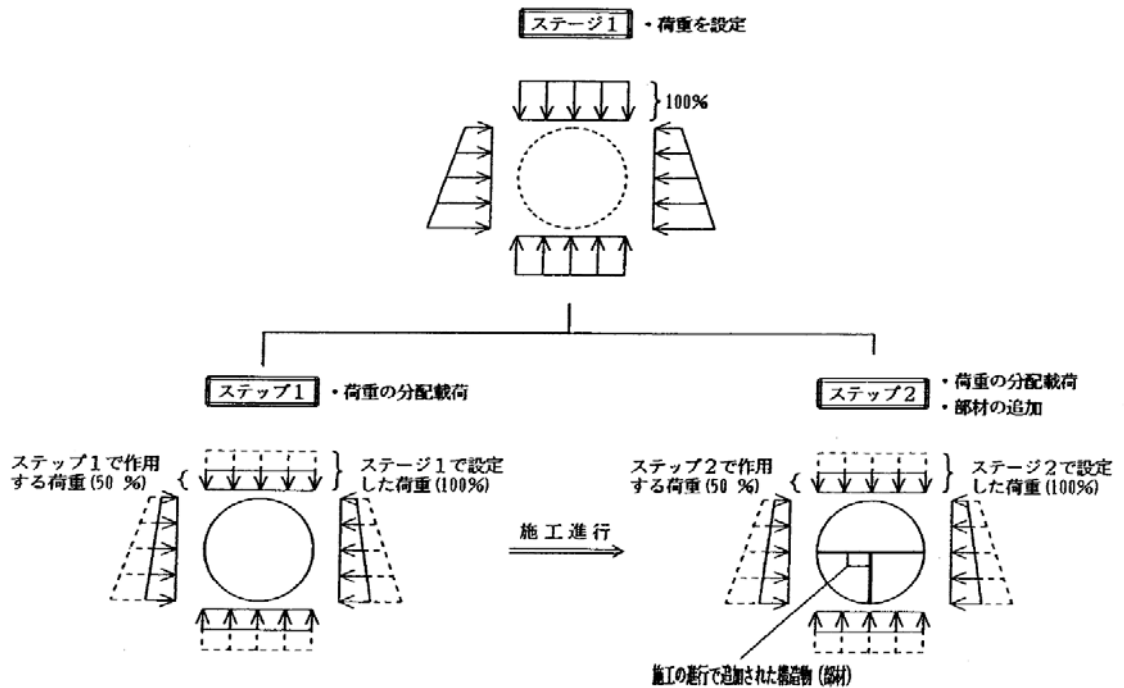
また、ステージ毎に地盤バネを適用する部材及び地盤バネ強さを設定できます。

ステップ

- ・ 構造系の変更 (鋼材・鉄筋・コンクリート)
- ・ ステージでセットした地盤バネの設置、除去
- ・ ステージでセットした荷重の分配・撤去

ある荷重状態下 (ステージ) での施工進行を追う場合等がございます。

(例)

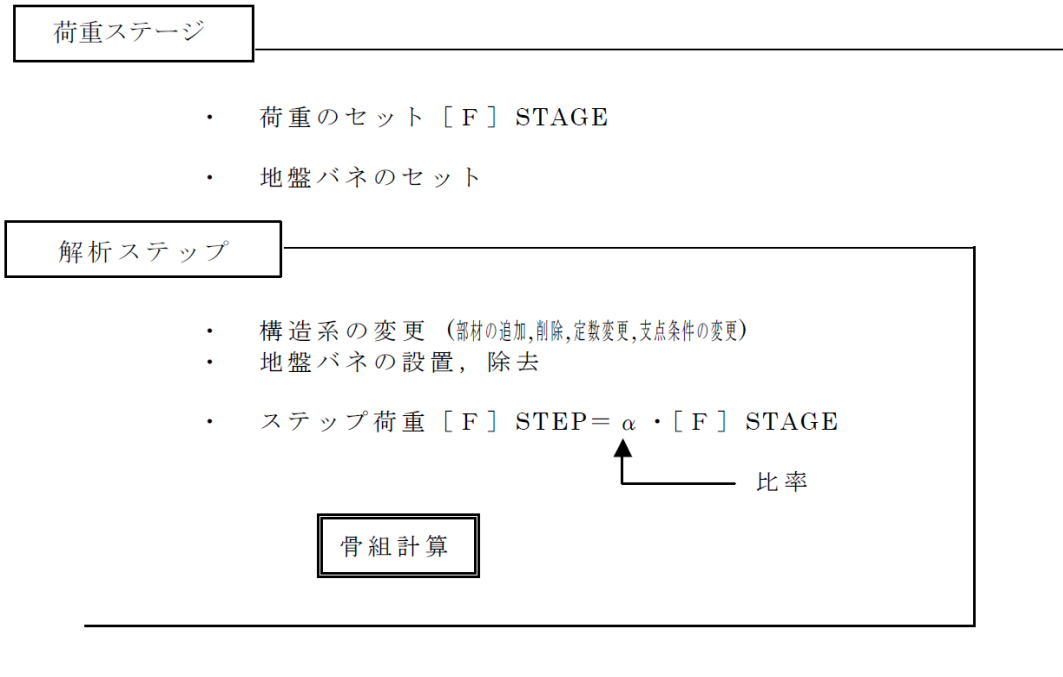


一般的には ステージ=1, ステップ=1 として使います。



## ■プログラムの全体的な流れ（荷重ステージと解析ステップ）

プログラムの全体的な構成は、**荷重ステージ**と**解析ステップ**から成り立っています。本プログラムでは6段階の荷重ステージと、各荷重ステージ毎に3ステップの解析ステップを設けることができます。



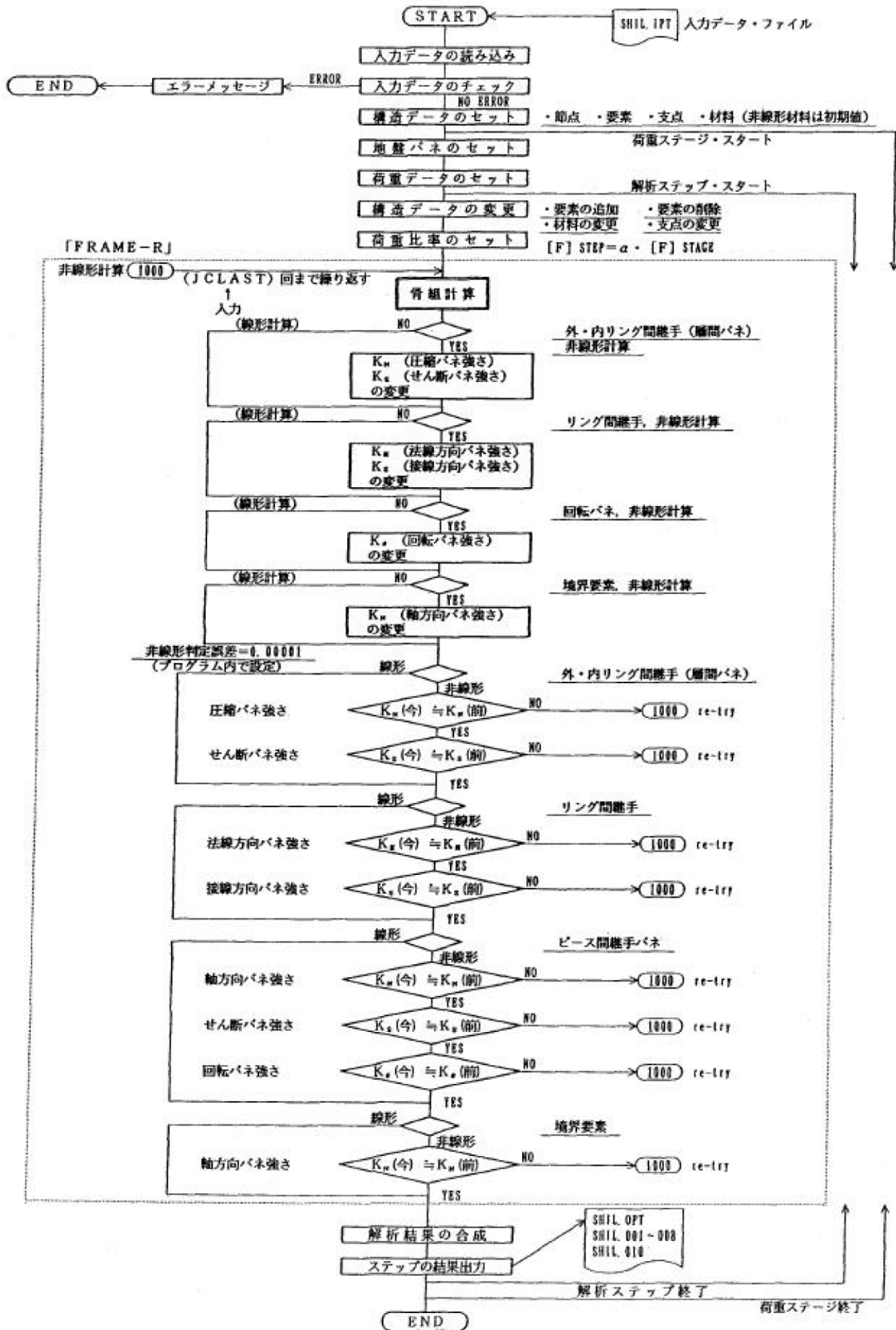
### 解析結果（断面力）

解析結果（断面力）は、各ステップ毎に計算した結果を累積することにより、そのステップの結果とします。

注) 非線形収束計算は、各解析ステップ毎に行います。

次頁にプログラムの概略の流れ図を示します。

「SHIL」解析概略フロー



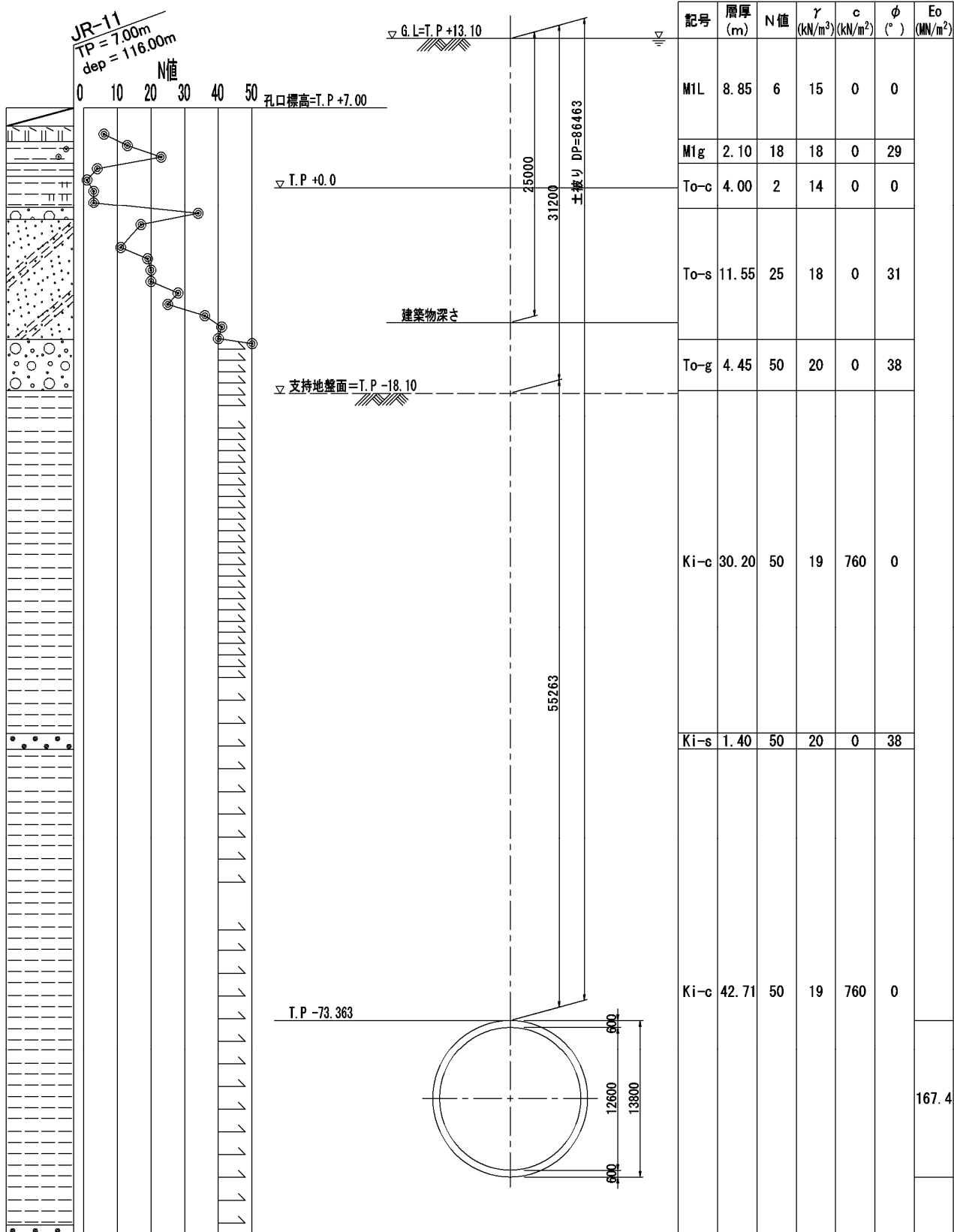
## ■出力

計算を行うと以下のファイルが作成されます。必要なものを出力して下さい。

(“test” というデータで計算を行った場合。)

ファイル名	内 容
test	入力データ
test.list	全計算結果
SHIL.IPT	入力データ (testと同一)
SHIL.OPT	全計算結果 (test.listと同一)
SHIL.HNT	非線形ピース間継手バネの収束状況
SHIL.000	インプットデータ
SHIL.001	変位
SHIL.002	支点反力
SHIL.003	直線梁，曲り梁，ピース間継手バネの断面力
SHIL.004	ピース間継手バネの断面力
SHIL.005	非線形ピース間継手バネの収束バネ値
SHIL.006	リング間バネ断面力
SHIL.007	層間バネ断面力
SHIL.008	境界要素断面力
SHIL.010	直線梁，曲り梁，ピース間継手バネについての最大，最小断面力 (リング間バネ，層間バネ，境界要素は含まず)

RCセグメント:首都圏 断面①-1



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 86.763(m) 【=86.463+0.600/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 31.20(m) 【=13.10-(-18.10)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )	
1	M1L	15.00	8.85	132.75
2	M1g	18.00	2.10	37.80
3	To-c	14.00	4.00	56.00
4	To-s	18.00	10.05	180.90
排土荷重		25.00	407.45	

$$\text{従って、 } p = 300+25\gamma_e = 300+407.45 = 707.45 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (707.45+10 \times 0.00-250)}{2 \times (86.763-31.20)+70} = 176.79 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.600 \times \cot\left(\frac{(45+0.000/2)}{2}\right) = 15.934\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、  
 $\phi = (13.200\text{m} \times 0\text{度}) / 13.200\text{m} = 0.000\text{度}$ )

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量  
 地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.200/2 = 6.600\text{m}$

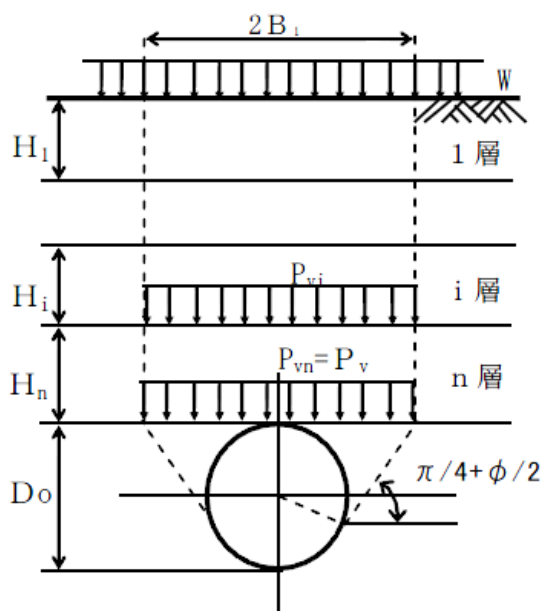


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

▽ ≡	No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 φ (°)
	1	M1L	8.850	6	15.0	5.0	0	0
2	M1g	2.100	18	18.0	8.0	0	29	
3	To-c	4.000	2	14.0	4.0	0	0	
4	To-s	11.550	25	18.0	8.0	0	31	
5	To-g	4.450	50	20.0	10.0	0	38	
6	Ki-c	30.200	50	19.0	9.0	760	0	
7	Ki-s	1.400	50	20.0	10.0	0	38	
8	Ki-c	24.213	50	19.0	9.0	760	0	
	合計	86.763						

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (5.0 - 0.0/15.934) \times 8.850$$

$$= 44.25 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{15.934 \times (8.0 - 0.0/15.934)}{1.0 \times \tan 29^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 2.100/15.934})$$

$$+ 44.25 \times e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 2.100/15.934}$$

$$= 57.33 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = (\gamma_3 - c_3/B_1)H_3 + P_{v2} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (4.0 - 0.0/15.934) \times 4.000 + 57.33$$

$$= 73.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{15.934 \times (8.0 - 0.0/15.934)}{1.0 \times \tan 31^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 31^\circ \times 11.550/15.934}) \\
&\quad + 73.33 \times e^{-1.0 \times \tan 31^\circ \times 11.550/15.934} \\
&= 122.35 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{15.934 \times (10.0 - 0.0/15.934)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.450/15.934}) \\
&\quad + 122.35 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.450/15.934} \\
&= 138.35 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 760.0/15.934) \times 30.200 + 138.35 \\
&= -1,030.29 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v6} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v7} &= \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{15.934 \times (10.0 - 0.0/15.934)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.400/15.934}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.400/15.934} \\
&= 13.53 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= P_{vc} = (\gamma_8 - c_8/B_1)H_8 + P_{v7} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 760.0/15.934) \times 24.213 + 13.53 \\
&= -923.43 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{vc} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}
\end{aligned}$$



(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

	No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
▽セグメント図心頂面	8	Ki-c	13.200	50	9.0	118.80
		合計	13.200			118.80

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 9.0 \times 13.200 = 118.80 \quad \text{kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 118.80 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (86.763 - 0.000) = 867.63 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 86.763(m) 【=86.463+0.600/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.8m、セグメント厚さは 60cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 167400 \times (13.200)^{-3/4} \\ &= 164.4 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.0N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-195.0N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-96.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-97.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-214.6N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.9N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

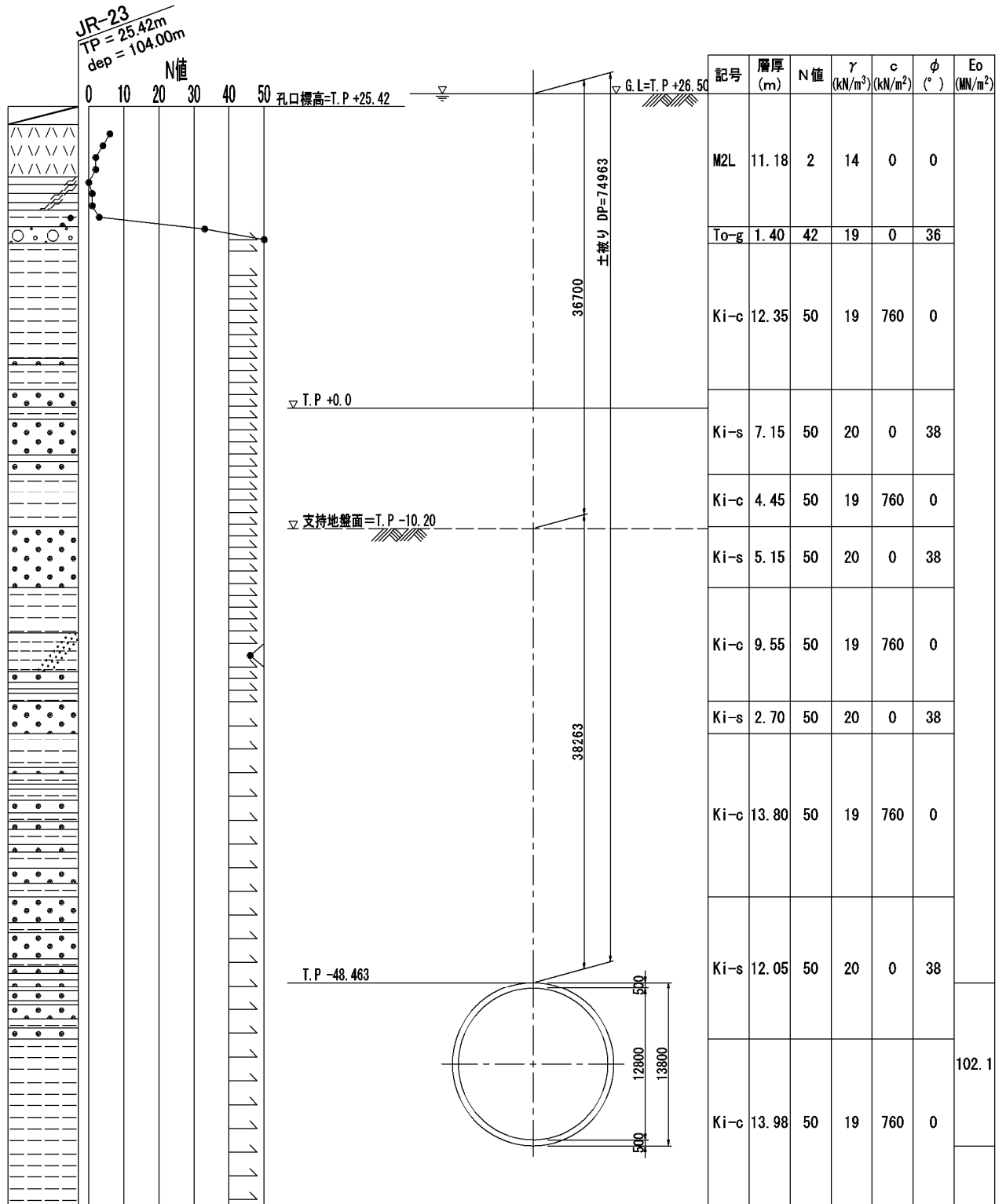
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 首都圏 断面①-2



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

## (a) 荷重の算定

### (i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準 I) 4.4 建築物による荷重の算定方法に準拠して算定する。

当該地域は、都市計画法（昭和43年法律第100号）第8条第1項第1号の第1種低層住居専用地域又は第2種低層住居専用地域内の区域に該当するため、この場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = rp$$

上記の式において、

$P$  : 通常の建築物の建築により作用する荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

$r$  : 当該区域において指定されている建ぺい率 ( = 0.50 )

$p$  : 次式により算出した建築物の荷重 ( $\text{kN/m}^2$ ) ※建物1階当りの荷重は、 $18\text{kN/m}^2$

$$p = p_u = 18f = 18H_B/3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

この式において、

$H_B$  : 当該地域において法令の規定により建築可能な建築物の高さの最高限度 ( = 10.0 m )

$f$  :  $H_B/3$  から算出された地上階数 (切り上げ整数値とする)

$$\therefore p = 18H_B/3 = 18 \times 10.0 / 3 = 18 \times 4 = 72.0 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = rp = 0.50 \times 72.0 = 36.00 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.650 \times \cot\left(\frac{(45+13.049)/2}{2}\right) = 13.779\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (4.567\text{m} \times 38\text{度} + 8.733\text{m} \times 0\text{度}) / 13.300\text{m} = 13.049\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.300/2 = 6.650\text{m}$

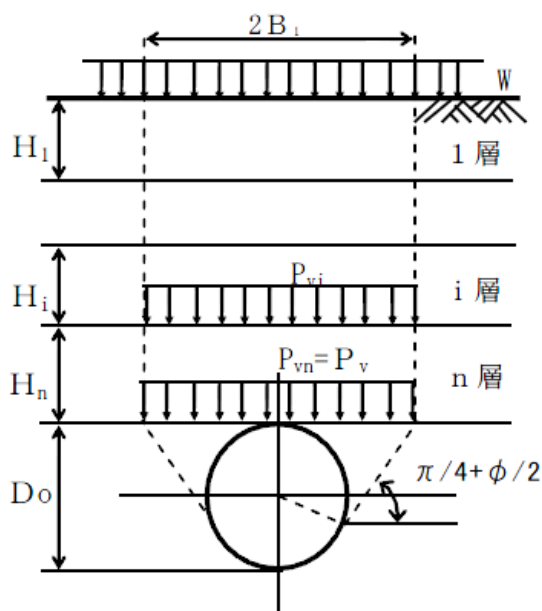


図2 緩み土圧算定図



表1 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	M2L	11.180	2	14.0	4.0	0	0
2	To-g	1.400	42	19.0	9.0	0	36
3	Ki-c	12.350	50	19.0	9.0	760	0
4	Ki-s	7.150	50	20.0	10.0	0	38
5	Ki-c	4.450	50	19.0	9.0	760	0
6	Ki-s	5.150	50	20.0	10.0	0	38
7	Ki-c	9.550	50	19.0	9.0	760	0
8	Ki-s	2.700	50	20.0	10.0	0	38
9	Ki-c	13.800	50	19.0	9.0	760	0
10	Ki-s	7.483	50	20.0	10.0	0	38
合計		75.213					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (4.0 - 0.0/13.779) \times 11.180$$

$$= 44.72 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{13.779 \times (9.0 - 0.0/13.779)}{1.0 \times \tan 36^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 36^\circ \times 1.400/13.779})$$

$$+ 44.72 \times e^{-1.0 \times \tan 36^\circ \times 1.400/13.779}$$

$$= 53.68 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = (\gamma_3 - c_3/B_1)H_3 + P_{v2} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (9.0 - 760.0/13.779) \times 12.350 + 53.68$$

$$= -516.35 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v3} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.779 \times (10.0 - 0.0/13.779)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 7.150/13.779}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 7.150/13.779} \\
&= 58.78 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v5} = (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.779) \times 4.450 + 58.78$$

$$= -146.62 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v5} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.779 \times (10.0 - 0.0/13.779)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 5.150/13.779}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 5.150/13.779} \\
&= 44.66 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v7} = (\gamma_7 - c_7/B_1)H_7 + P_{v6} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.779) \times 9.550 + 44.66$$

$$= -396.13 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v7} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= \frac{B_1(\gamma_8 - c_8/B_1)}{K_0 \tan \phi_8} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1}) + P_{v7} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.779 \times (10.0 - 0.0/13.779)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.700/13.779}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.700/13.779} \\
&= 25.03 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v9} = (\gamma_9 - c_9/B_1)H_9 + P_{v8} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.779) \times 13.800 + 25.03$$

$$= -611.93 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v9} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v10} = P_{vc} = \frac{B_1(\gamma_{10} - c_{10}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{10}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1}) + P_{v9} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1} \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.779 \times (10.0 - 0.0/13.779)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 7.483/13.779})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 7.483/13.779}$$

$$= 60.98 \text{ kN/m}^2$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
9	Ki-c	5.817	50	9.0	52.35
10	Ki-s	7.483	50	10.0	74.83
▽セグメント図心頂面		合計			127.18

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 9.0 \times 5.817 + 10.0 \times 7.483 = 127.18 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 127.18 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (75.213 - 0.000) = 752.13 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 75.213(m) 【=74.963+0.500/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.8m、セグメント厚さは 50cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 102100 \times (13.300)^{-3/4} \\ &= 99.7 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	13.9N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-191.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-99.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	16.0N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-92.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-218.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

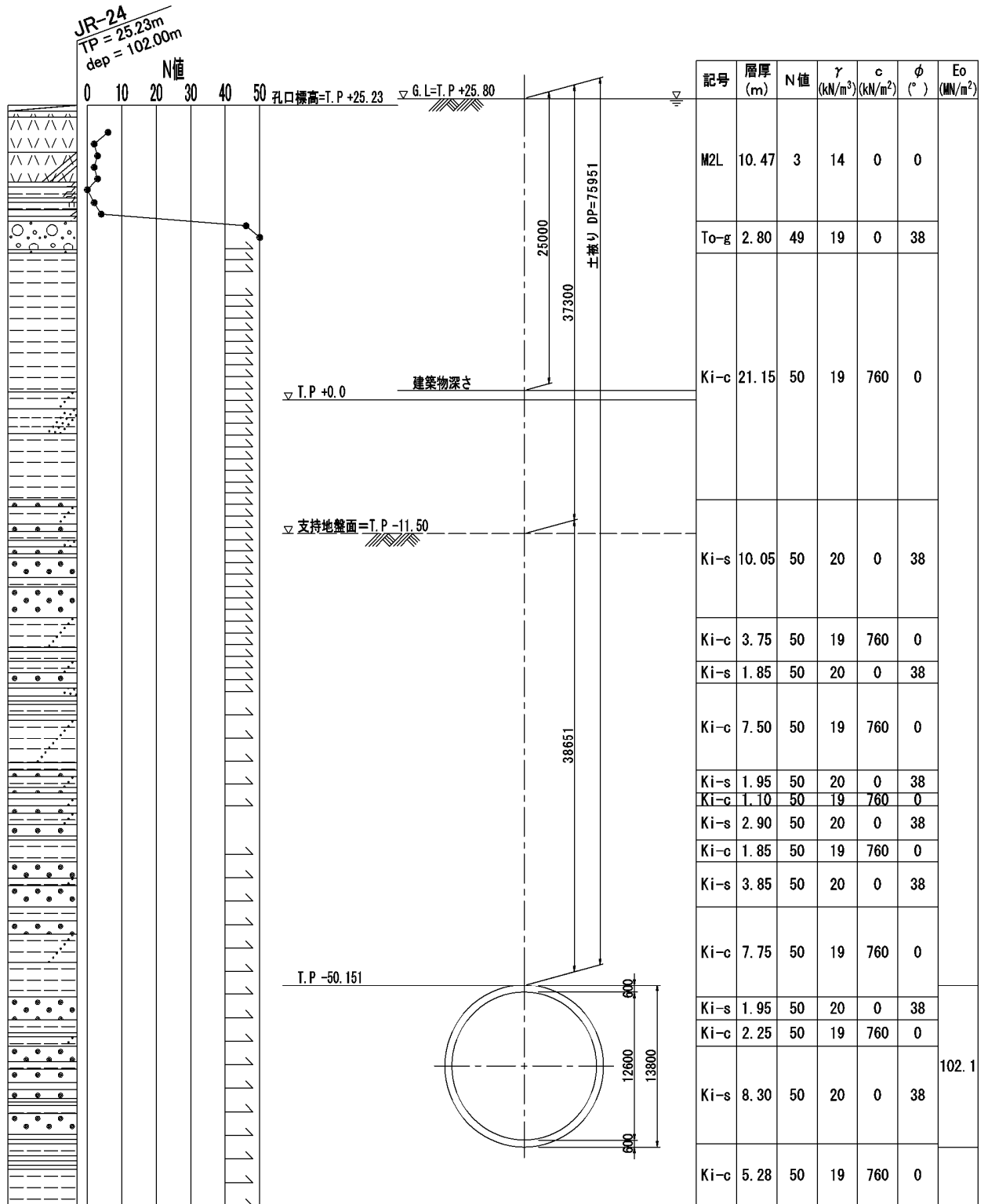
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.6N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

(d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 首都圏 断面①-3



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況



(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 地表から地下水位までの深さ 0.000 (m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ 76.251 (m) 【=75.951+0.600/2】

h : 地表から支持地盤上面までの深さ 37.30 (m) 【=25.80-(-11.50)】

p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$  : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 M2L	14.00	10.47	146.58
2 To-g	19.00	2.80	53.20
3 Ki-c	19.00	11.73	222.87
排土荷重		25.00	422.65

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+422.65 = 722.65 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (722.65+10 \times 0.00-250)}{2 \times (76.251-37.30)+70} = 223.70 \quad \text{kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.600 \times \cot((45 + 29.453/2)/2) = 11.495\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (0.719\text{m} \times 0\text{度} + 1.950\text{m} \times 38\text{度} + 2.250\text{m} \times 0\text{度} + 8.281\text{m} \times 38\text{度}) / 13.200\text{m} = 29.453\text{度} )$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.200/2=6.600\text{m}$

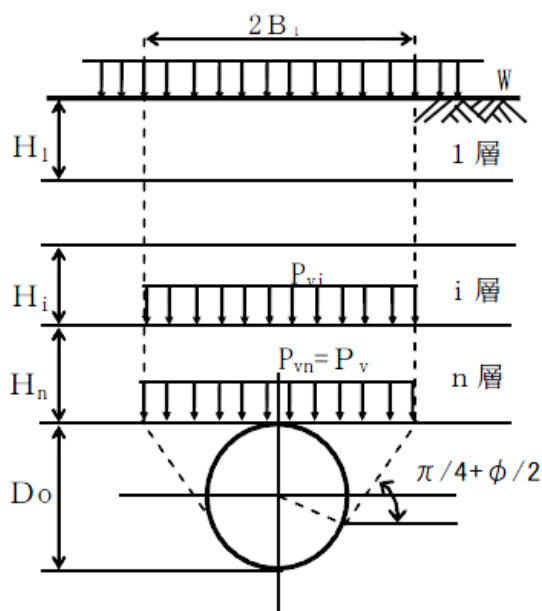


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	M2L	10.470	3	14.0	4.0	0	0
2	To-g	2.800	49	19.0	9.0	0	38
3	Ki-c	21.150	50	19.0	9.0	760	0
4	Ki-s	10.050	50	20.0	10.0	0	38
5	Ki-c	3.750	50	19.0	9.0	760	0
6	Ki-s	1.850	50	20.0	10.0	0	38
7	Ki-c	7.500	50	19.0	9.0	760	0
8	Ki-s	1.950	50	20.0	10.0	0	38
9	Ki-c	1.100	50	19.0	9.0	760	0
10	Ki-s	2.900	50	20.0	10.0	0	38
11	Ki-c	1.850	50	19.0	9.0	760	0
12	Ki-s	3.850	50	20.0	10.0	0	38
13	Ki-c	7.031	50	19.0	9.0	760	0
合計		76.251					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (4.0 - 0.0/11.495) \times 10.470$$

$$= 41.88 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{11.495 \times (9.0 - 0.0/11.495)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.800/11.495})$$

$$+ 41.88 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.800/11.495}$$

$$= 57.57 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = (\gamma_3 - c_3/B_1)H_3 + P_{v2} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (9.0 - 760.0/11.495) \times 21.150 + 57.57$$

$$= -1,150.43 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v3} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{11.495 \times (10.0 - 0.0/11.495)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 10.050/11.495}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 10.050/11.495} \\
&= 72.82 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v5} = (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/11.495) \times 3.750 + 72.82$$

$$= -141.36 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v5} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{11.495 \times (10.0 - 0.0/11.495)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.850/11.495}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.850/11.495} \\
&= 17.38 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v7} = (\gamma_7 - c_7/B_1)H_7 + P_{v6} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/11.495) \times 7.500 + 17.38$$

$$= -410.99 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v7} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= \frac{B_1(\gamma_8 - c_8/B_1)}{K_0 \tan \phi_8} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1}) + P_{v7} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{11.495 \times (10.0 - 0.0/11.495)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.950/11.495}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.950/11.495} \\
&= 18.26 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v9} = (\gamma_9 - c_9/B_1)H_9 + P_{v8} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/11.495) \times 1.100 + 18.26$$

$$= -44.57 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v9} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v10} = \frac{B_1(\gamma_{10} - c_{10}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{10}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1}) + P_{v9} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{11.495 \times (10.0 - 0.0/11.495)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.900/11.495})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.900/11.495}$$

$$= 26.32 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v11} = (\gamma_{11} - c_{11}/B_1)H_{11} + P_{v10} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/11.495) \times 1.850 + 26.32$$

$$= -79.34 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v11} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v12} = \frac{B_1(\gamma_{12} - c_{12}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{12}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1}) + P_{v11} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{11.495 \times (10.0 - 0.0/11.495)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.850/11.495})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.850/11.495}$$

$$= 33.87 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v13} = P_{vc} = (\gamma_{13} - c_{13}/B_1)H_{13} + P_{v12} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/11.495) \times 7.031 + 33.87$$

$$= -367.71 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{vc} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
10	Ki-s	0.469	50	10.0	4.69
11	Ki-c	1.850	50	9.0	16.65
12	Ki-s	3.850	50	10.0	38.50
▽セグメント図心頂面 13	Ki-c	7.031	50	9.0	63.28
	合計	12.731			123.12

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 10.0 \times 0.469 + 9.0 \times 1.850 + 10.0 \times 3.850 + 9.0 \times 7.031 = 123.12 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 123.12 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (76.251 - 0.000) = 762.51 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 76.251(m) 【=75.951+0.600/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.8m、セグメント厚さは 60cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 102100 \times (13.200)^{-3/4} \\ &= 100.3 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。



### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	13.9N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-192.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-84.9N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-88.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-211.5N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

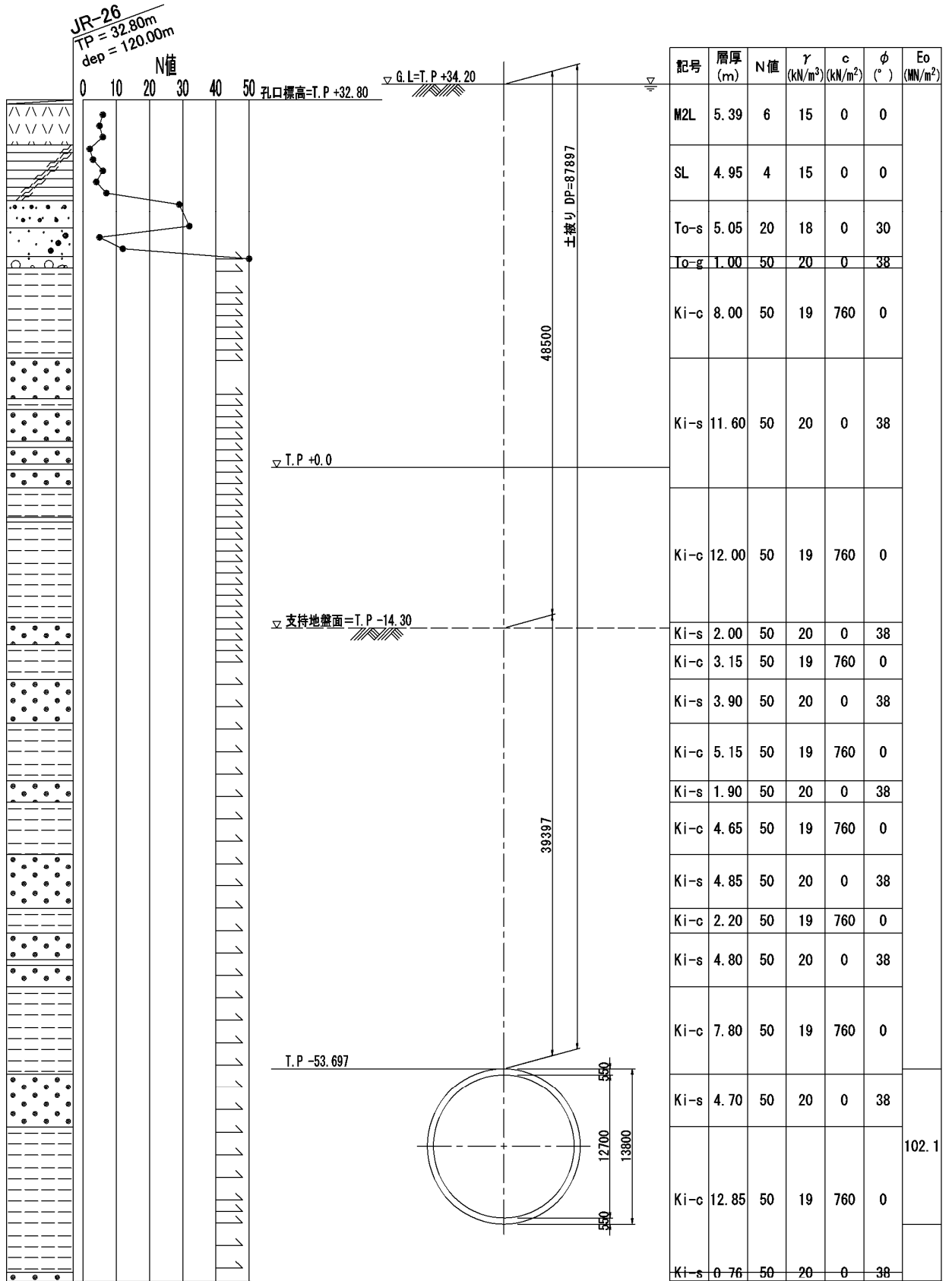
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 首都圏 断面①-4



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

## (a) 荷重の算定

### (i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準 I) 4.4 建築物による荷重の算定方法に準拠して算定する。

当該地域は、都市計画法（昭和43年法律第100号）第8条第1項第1号の第1種低層住居専用地域又は第2種低層住居専用地域内の区域に該当するため、この場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = rp$$

上記の式において、

$P$  : 通常の建築物の建築により作用する荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

$r$  : 当該区域において指定されている建ぺい率 ( = 0.40 )

$p$  : 次式により算出した建築物の荷重 ( $\text{kN/m}^2$ ) ※建物1階当りの荷重は、 $18\text{kN/m}^2$

$$p = p_u = 18f = 18H_B/3 \quad (\text{kN/m}^2)$$

この式において、

$H_B$  : 当該地域において法令の規定により建築可能な建築物の高さの最高限度 ( = 10.0 m )

$f$  :  $H_B/3$  から算出された地上階数 (切り上げ整数値とする)

$$\therefore p = 18H_B/3 = 18 \times 10.0 / 3 = 18 \times 4 = 72.0 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = rp = 0.40 \times 72.0 = 28.80 \quad \text{kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.625 \times \cot((45 + 13.479/2)/2) = 13.662\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (0.218\text{m} \times 0\text{度} + 4.700\text{m} \times 38\text{度} + 8.332\text{m} \times 0\text{度}) / 13.250\text{m} = 13.479\text{度} )$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.250/2 = 6.625\text{m}$

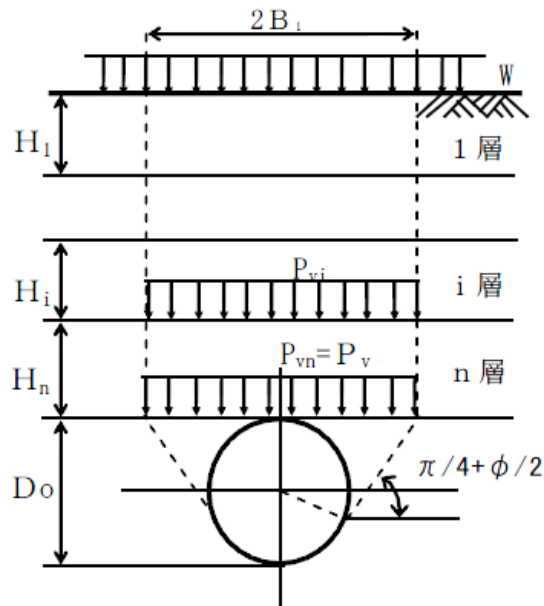


図2 緩み土圧算定図

表1 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	M2L	5.390	6	15.0	5.0	0	0
2	SL	4.950	4	15.0	5.0	0	0
3	To-s	5.050	20	18.0	8.0	0	30
4	To-g	1.000	50	20.0	10.0	0	38
5	Ki-c	8.000	50	19.0	9.0	760	0
6	Ki-s	11.600	50	20.0	10.0	0	38
7	Ki-c	12.000	50	19.0	9.0	760	0
8	Ki-s	2.000	50	20.0	10.0	0	38
9	Ki-c	3.150	50	19.0	9.0	760	0
10	Ki-s	3.900	50	20.0	10.0	0	38
11	Ki-c	5.150	50	19.0	9.0	760	0
12	Ki-s	1.900	50	20.0	10.0	0	38
13	Ki-c	4.650	50	19.0	9.0	760	0
14	Ki-s	4.850	50	20.0	10.0	0	38
15	Ki-c	2.200	50	19.0	9.0	760	0
16	Ki-s	4.800	50	20.0	10.0	0	38
17	Ki-c	7.582	50	19.0	9.0	760	0
合計		88.172					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (5.0 - 0.0/13.662) \times 5.390$$

$$= 26.95 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (5.0 - 0.0/13.662) \times 4.950 + 26.95$$

$$= 51.70 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v3} &= \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.662 \times (8.0 - 0.0/13.662)}{1.0 \times \tan 30^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 30^\circ \times 5.050/13.662}) \\
&\quad + 51.70 \times e^{-1.0 \times \tan 30^\circ \times 5.050/13.662} \\
&= 78.14 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.662 \times (10.0 - 0.0/13.662)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.000/13.662}) \\
&\quad + 78.14 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.000/13.662} \\
&= 83.52 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 760.0/13.662) \times 8.000 + 83.52 \\
&= -289.51 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v5} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.662 \times (10.0 - 0.0/13.662)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 11.600/13.662}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 11.600/13.662} \\
&= 84.79 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v7} &= (\gamma_7 - c_7/B_1)H_7 + P_{v6} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 760.0/13.662) \times 12.000 + 84.79 \\
&= -474.76 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v7} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= \frac{B_1(\gamma_8 - c_8/B_1)}{K_0 \tan \phi_8} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1}) + P_{v7} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.662 \times (10.0 - 0.0/13.662)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.000/13.662}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.000/13.662} \\
&= 18.90 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v9} = (\gamma_9 - c_9/B_1)H_9 + P_{v8} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$\begin{aligned}
&= (9.0 - 760.0/13.662) \times 3.150 + 18.90 \\
&= -127.98 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v9} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v10} &= \frac{B_1(\gamma_{10} - c_{10}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{10}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1}) + P_{v9} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.662 \times (10.0 - 0.0/13.662)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.900/13.662}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.900/13.662} \\
&= 34.96 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v11} = (\gamma_{11} - c_{11}/B_1)H_{11} + P_{v10} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$\begin{aligned}
&= (9.0 - 760.0/13.662) \times 5.150 + 34.96 \\
&= -205.18 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v11} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v12} &= \frac{B_1(\gamma_{12} - c_{12}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{12}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1}) + P_{v11} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.662 \times (10.0 - 0.0/13.662)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.900/13.662}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.900/13.662} \\
&= 18.00 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$



$$P_{v13} = (\gamma_{13} - c_{13}/B_1)H_{13} + P_{v12} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.662) \times 4.650 + 18.00$$

$$= -198.82 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v13} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v14} = \frac{B_1(\gamma_{14} - c_{14}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{14}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{14} H_{14}/B_1}) + P_{v13} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{14} \cdot H_{14}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.662 \times (10.0 - 0.0/13.662)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.850/13.662})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.850/13.662}$$

$$= 42.36 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v15} = (\gamma_{15} - c_{15}/B_1)H_{15} + P_{v14} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.662) \times 2.200 + 42.36$$

$$= -60.22 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v15} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v16} = \frac{B_1(\gamma_{16} - c_{16}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{16}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{16} H_{16}/B_1}) + P_{v15} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{16} \cdot H_{16}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.662 \times (10.0 - 0.0/13.662)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.800/13.662})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.800/13.662}$$

$$= 41.98 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v17} = P_{vc} = (\gamma_{17} - c_{17}/B_1)H_{17} + P_{v16} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.662) \times 7.582 + 41.98$$

$$= -311.56 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{vc} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
15	Ki-c	0.868	50	9.0	7.81
16	Ki-s	4.800	50	10.0	48.00
▽セグメント図心頂面	17	Ki-c	50	9.0	68.24
	合計	13.250			124.05

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 9.0 \times 0.868 + 10.0 \times 4.800 + 9.0 \times 7.582 = 124.05 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 124.05 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (88.172 - 0.000) = 881.72 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 88.172(m) 【=87.897+0.550/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.8m、セグメント厚さは 55cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 102100 \times (13.250)^{-3/4} \\ &= 100.0 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	12.9N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-182.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-114.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-100.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-210.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.4N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 首都圏 断面①-5

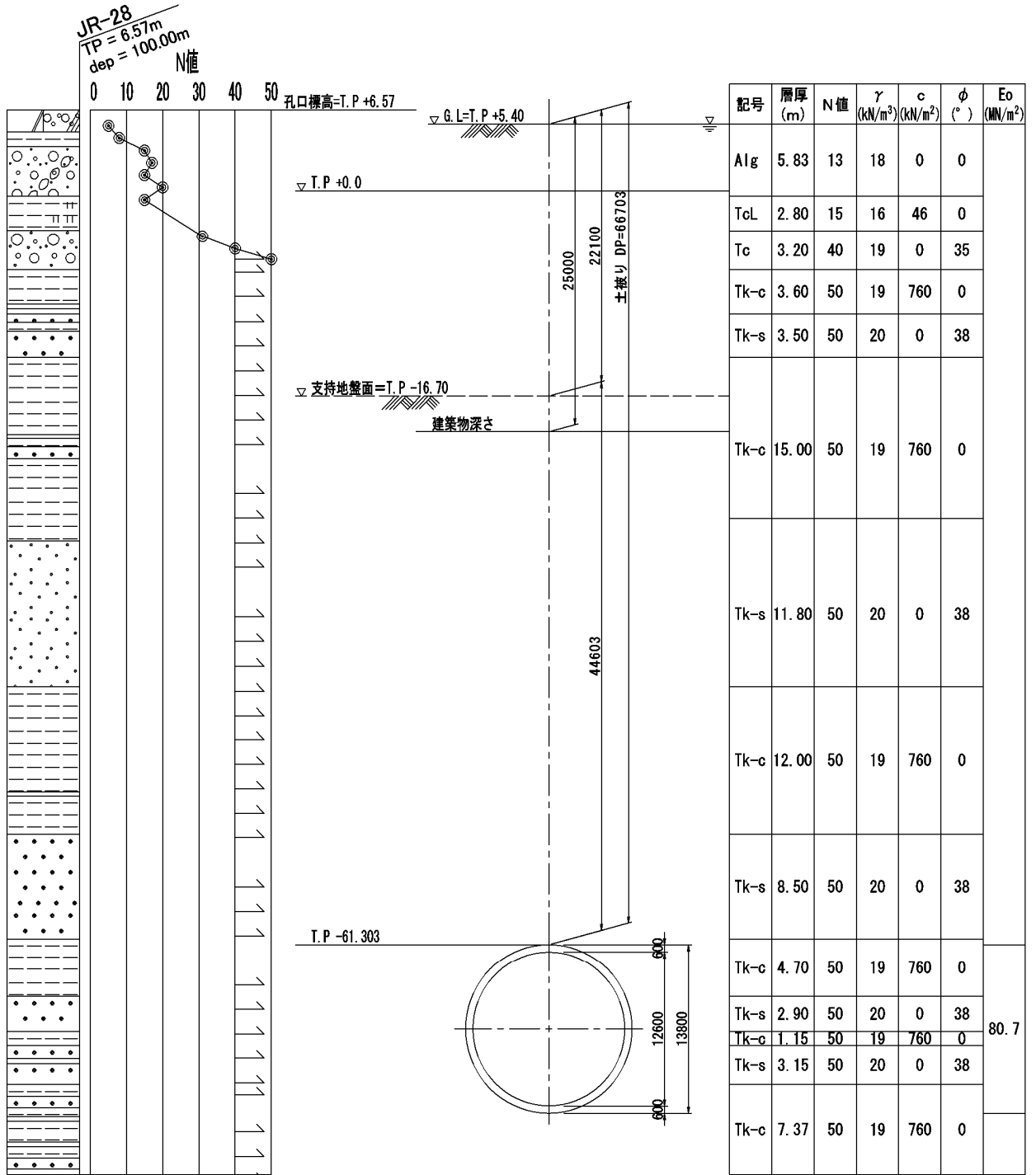


図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 67.003(m) 【=66.703+0.600/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 25.00(m) (22.10(m)<25.00(m)より)

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 Al-g	18.00	5.83	104.94
2 TcL	16.00	2.80	44.80
3 Tc	19.00	3.20	60.80
4 Tk-c	19.00	3.60	68.40
5 Tk-s	20.00	3.50	70.00
6 Tk-c	19.00	6.07	115.33
排土荷重		25.00	464.27

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+464.27 = 764.27 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (764.27+10 \times 0.00-250)}{2 \times (67.003-25.00)+70} = 233.75 \text{ kN/m}^2$$



(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.600 \times \cot\left(\frac{(45+17.417/2)/2}{2}\right) = 13.035\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (3.927\text{m} \times 0\text{度} + 2.900\text{m} \times 38\text{度} + 1.150\text{m} \times 0\text{度} + 3.150\text{m} \times 38\text{度} + 2.073\text{m} \times 0\text{度}) / 13.200\text{m} = 17.417\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量  
地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.200/2 = 6.600\text{m}$

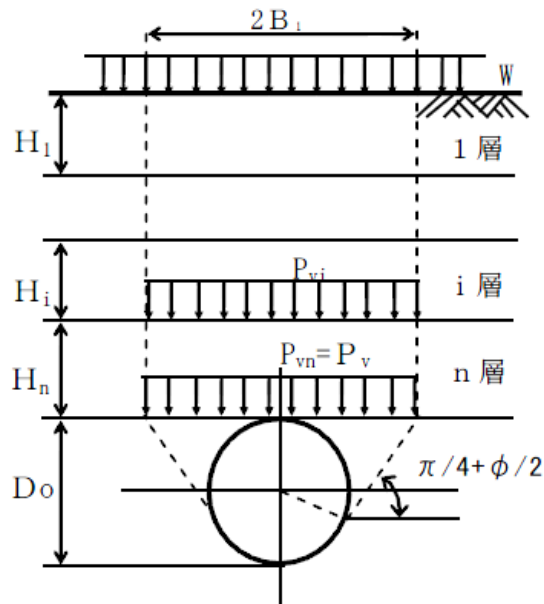


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 φ (°)
1	Al-g	5.830	13	18.0	8.0	0	0
2	TcL	2.800	15	16.0	6.0	46	0
3	Tc	3.200	40	19.0	9.0	0	35
4	Tk-c	3.600	50	19.0	9.0	760	0
5	Tk-s	3.500	50	20.0	10.0	0	38
6	Tk-c	15.000	50	19.0	9.0	760	0
7	Tk-s	11.800	50	20.0	10.0	0	38
8	Tk-c	12.000	50	19.0	9.0	760	0
9	Tk-s	8.500	50	20.0	10.0	0	38
10	Tk-c	0.773	50	19.0	9.0	760	0
合計		67.003					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (8.0 - 0.0/13.035) \times 5.830$$

$$= 46.64 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (6.0 - 46.0/13.035) \times 2.800 + 46.64$$

$$= 53.56 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{13.035 \times (9.0 - 0.0/13.035)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 3.200/13.035})$$

$$+ 53.56 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 3.200/13.035}$$

$$= 71.56 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v4} = (\gamma_4 - c_4/B_1)H_4 + P_{v3} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.035) \times 3.600 + 71.56$$

$$= -105.94 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v4} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v5} = \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.035 \times (10.0 - 0.0/13.035)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.500/13.035})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.500/13.035}$$

$$= 31.57 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v6} = (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.035) \times 15.000 + 31.57$$

$$= -708.00 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v6} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v7} = \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.035 \times (10.0 - 0.0/13.035)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 11.800/13.035})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 11.800/13.035}$$

$$= 84.59 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v8} = (\gamma_8 - c_8/B_1)H_8 + P_{v7} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.035) \times 12.000 + 84.59$$

$$= -507.06 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v8} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v9} &= \frac{B_1(\gamma_9 - c_9/B_1)}{K_0 \tan \phi_9} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1}) + P_{v8} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.035 \times (10.0 - 0.0/13.035)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 8.500/13.035}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 8.500/13.035} \\
&= 66.60 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v10} = P_{vc} &= (\gamma_{10} - c_{10}/B_1)H_{10} + P_{v9} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 760.0/13.035) \times 0.773 + 66.60 \\
&= 28.49 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
8	Tk-c	3.927	50	9.0	35.34
9	Tk-s	8.500	50	10.0	85.00
10	Tk-c	0.773	50	9.0	6.96
合計		13.200			127.30

▽セグメント図心頂面

$$\begin{aligned}
P_{min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
&= 9.0 \times 3.927 + 10.0 \times 8.500 + 9.0 \times 0.773 = 127.30 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 127.30 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (67.003 - 0.000) = 670.03 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 67.003(m) 【=66.703+0.600/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.8m、セグメント厚さは 60cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 80700 \times (13.200)^{-3/4} \\ &= 79.0 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-198.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-68.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-77.9N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-215.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

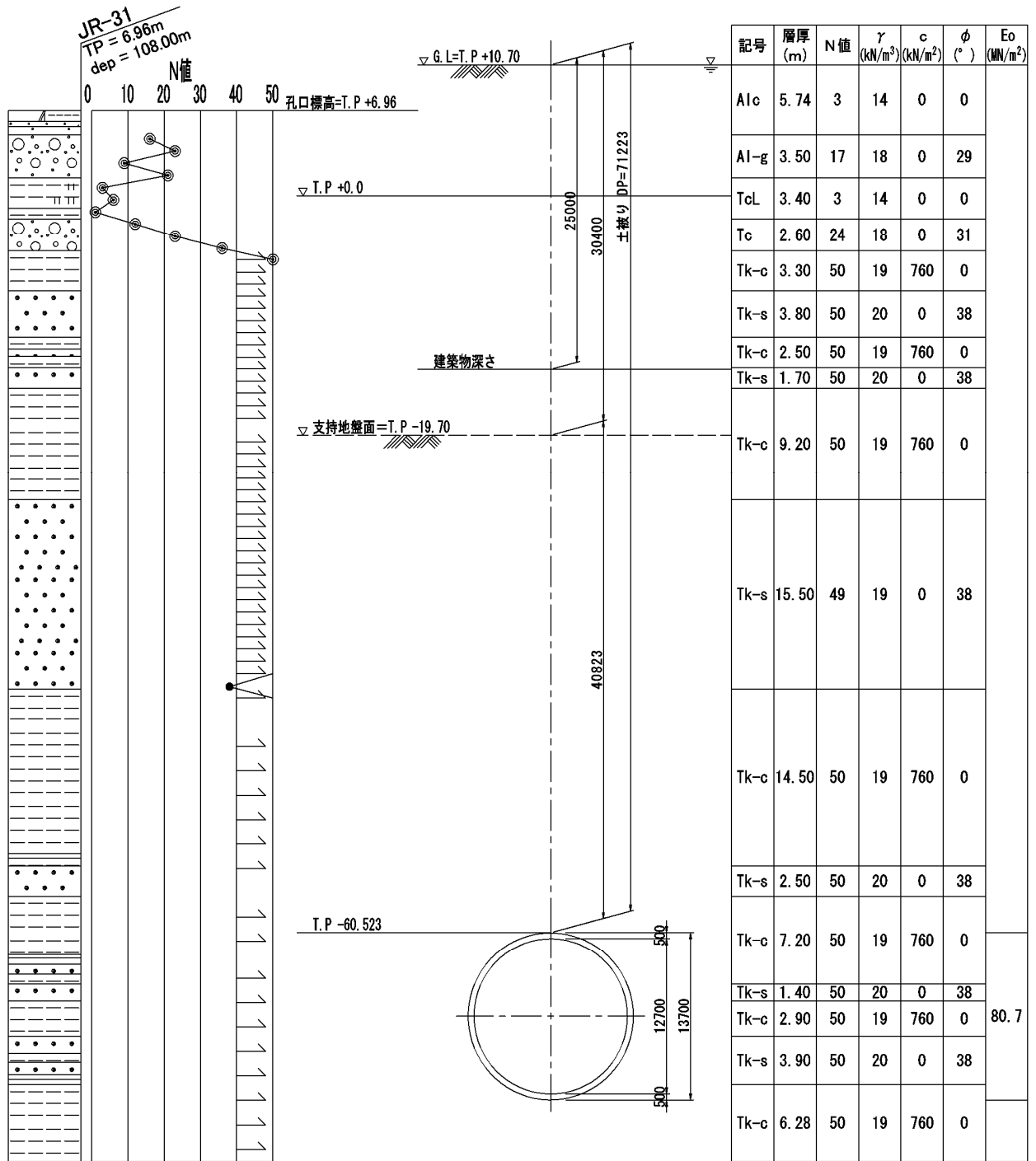
	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

(d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。



RCセグメント: 首都圏 断面②-1



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

## (a) 荷重の算定

### (i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ 71.473(m) 【=71.223+0.500/2】

h : 地表から支持地盤上面までの深さ 30.40(m) 【=10.70-(-19.70)】

p : 次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 246+p_u$$

$$p_u = 18f = 18H_B/3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $H_B$  : 当該地域で法令の規定により建築可能な建築物の高さの最高限度(= 20.0 m)

f :  $H_B/3$  から算出された地上階数 (切り上げ整数値とする)

$$\therefore p_u = 18H_B/3 = 18 \times 20.0 / 3 = 18 \times 7 = 126.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{従って、} p = 246+p_u = 246+126.0 = 372.00 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (372.00+10 \times 0.00-250)}{2 \times (71.473-30.40)+70} = 56.13 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1) H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.600 \times \cot\left(\frac{(45+15.258/2)/2}{2}\right) = 13.346\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (3.967\text{m} \times 0\text{度} + 1.400\text{m} \times 38\text{度} + 2.900\text{m} \times 0\text{度} + 3.900\text{m} \times 38\text{度} + 1.033\text{m} \times 0\text{度}) / 13.200\text{m} = 15.258\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量  
地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.200/2 = 6.600\text{m}$

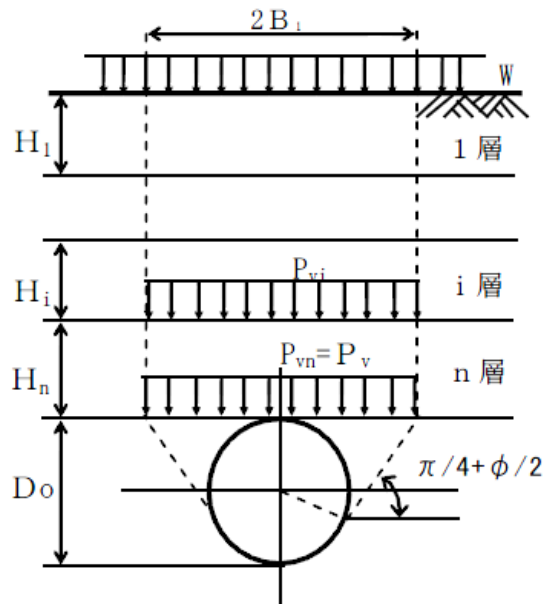


図2 緩み土圧算定図

表1 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	Alc	5.740	3	14.0	4.0	0	0
2	Al-g	3.500	17	18.0	8.0	0	29
3	TcL	3.400	3	14.0	4.0	0	0
4	Tc	2.600	24	18.0	8.0	0	31
5	Tk-c	3.300	50	19.0	9.0	760	0
6	Tk-s	3.800	50	20.0	10.0	0	38
7	Tk-c	2.500	50	19.0	9.0	760	0
8	Tk-s	1.700	50	20.0	10.0	0	38
9	Tk-c	9.200	50	19.0	9.0	760	0
10	Tk-s	15.500	49	19.0	9.0	0	38
11	Tk-c	14.500	50	19.0	9.0	760	0
12	Tk-s	2.500	50	20.0	10.0	0	38
13	Tk-c	3.233	50	19.0	9.0	760	0
合計		71.473					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (4.0 - 0.0/13.346) \times 5.740$$

$$= 22.96 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.346 \times (8.0 - 0.0/13.346)}{1.0 \times \tan 29^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 3.500/13.346})$$

$$+ 22.96 \times e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 3.500/13.346}$$

$$= 45.91 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = (\gamma_3 - c_3/B_1)H_3 + P_{v2} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (4.0 - 0.0/13.346) \times 3.400 + 45.91$$

$$= 59.51 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.346 \times (8.0 - 0.0/13.346)}{1.0 \times \tan 31^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 31^\circ \times 2.600/13.346}) \\
&\quad + 59.51 \times e^{-1.0 \times \tan 31^\circ \times 2.600/13.346} \\
&= 72.56 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v5} = (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.346) \times 3.300 + 72.56$$

$$= -85.66 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v5} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.346 \times (10.0 - 0.0/13.346)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.800/13.346}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.800/13.346} \\
&= 34.07 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v7} = (\gamma_7 - c_7/B_1)H_7 + P_{v6} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.346) \times 2.500 + 34.07$$

$$= -85.79 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v7} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= \frac{B_1(\gamma_8 - c_8/B_1)}{K_0 \tan \phi_8} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1}) + P_{v7} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.346 \times (10.0 - 0.0/13.346)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.700/13.346}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.700/13.346} \\
&= 16.18 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v9} = (\gamma_9 - c_9/B_1)H_9 + P_{v8} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.346) \times 9.200 + 16.18$$

$$= -424.92 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v9} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v10} = \frac{B_1(\gamma_{10} - c_{10}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{10}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1}) + P_{v9} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.346 \times (9.0 - 0.0/13.346)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 15.500/13.346})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 15.500/13.346}$$

$$= 91.69 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v11} = (\gamma_{11} - c_{11}/B_1)H_{11} + P_{v10} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.346) \times 14.500 + 91.69$$

$$= -603.53 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v11} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v12} = \frac{B_1(\gamma_{12} - c_{12}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{12}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1}) + P_{v11} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.346 \times (10.0 - 0.0/13.346)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.500/13.346})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.500/13.346}$$

$$= 23.26 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v13} = P_{vc} = (\gamma_{13} - c_{13}/B_1)H_{13} + P_{v12} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/13.346) \times 3.233 + 23.26$$

$$= -131.75 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{vc} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
11	Tk-c	7.467	50	9.0	67.20
12	Tk-s	2.500	50	10.0	25.00
▽セグメント図心頂面	13	Tk-c	50	9.0	29.10
	合計	13.200			121.30

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 9.0 \times 7.467 + 10.0 \times 2.500 + 9.0 \times 3.233 = 121.30 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 121.30 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (71.473 - 0.000) = 714.73 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 71.473(m) 【=71.223+0.500/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)



## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.7m、セグメント厚さは 50cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 80700 \times (13.200)^{-3/4} \\ &= 79.2 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.0N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-193.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-96.9N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-87.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-214.0N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

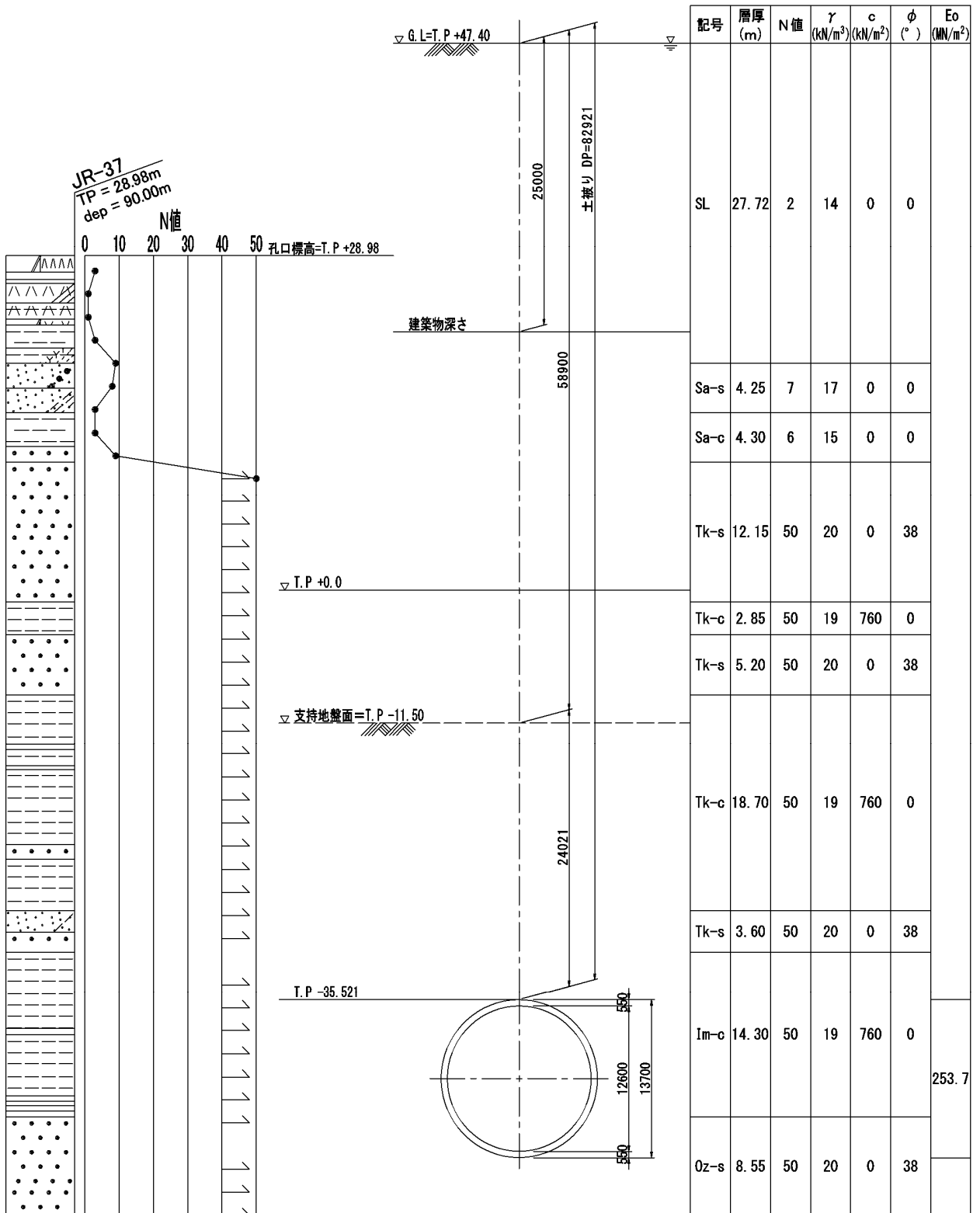
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント:首都圏 断面②-2



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

## (a) 荷重の算定

### (i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 83.196(m) 【=82.921+0.550/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 58.90(m) 【=47.40-(-11.50)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 246+p_u$$

$$p_u = 18f = 18H_B/3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $H_B$ ：当該地域で法令の規定により建築可能な建築物の高さの最高限度(= 20.0 m)

f： $H_B/3$  から算出された地上階数(切り上げ整数値とする)

$$\therefore p_u = 18H_B/3 = 18 \times 20.0 / 3 = 18 \times 7 = 126.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{従って、} p = 246+p_u = 246+126.0 = 372.00 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (372.00+10 \times 0.00-250)}{2 \times (83.196-58.90)+70} = 72.01 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.575 \times \cot\left(\frac{(45+9.467/2)}{2}\right) = 14.186\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (9.874\text{m} \times 0\text{度} + 3.276\text{m} \times 38\text{度}) / 13.150\text{m} = 9.467\text{度} )$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.150/2 = 6.575\text{m}$

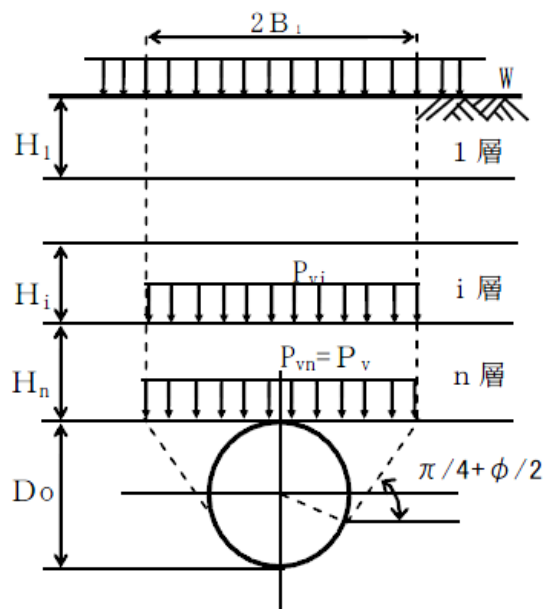


図2 緩み土圧算定図

表1 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	SL	27.720	2	14.0	4.0	0	0
2	Sa-s	4.250	7	17.0	7.0	0	0
3	Sa-c	4.300	6	15.0	5.0	0	0
4	Tk-s	12.150	50	20.0	10.0	0	38
5	Tk-c	2.850	50	19.0	9.0	760	0
6	Tk-s	5.200	50	20.0	10.0	0	38
7	Tk-c	18.700	50	19.0	9.0	760	0
8	Tk-s	3.600	50	20.0	10.0	0	38
9	Im-c	4.426	50	19.0	9.0	760	0
合計		83.196					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2) \text{式}$$

$$= (4.0 - 0.0/14.186) \times 27.720$$

$$= 110.88 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots(2) \text{式}$$

$$= (7.0 - 0.0/14.186) \times 4.250 + 110.88$$

$$= 140.63 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = (\gamma_3 - c_3/B_1)H_3 + P_{v2} \quad \dots\dots(2) \text{式}$$

$$= (5.0 - 0.0/14.186) \times 4.300 + 140.63$$

$$= 162.13 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{14.186 \times (10.0 - 0.0/14.186)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 12.150/14.186}) \\
&\quad + 162.13 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 12.150/14.186} \\
&= 171.62 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v5} = (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/14.186) \times 2.850 + 171.62$$

$$= 44.58 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{14.186 \times (10.0 - 0.0/14.186)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 5.200/14.186}) \\
&\quad + 44.58 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 5.200/14.186} \\
&= 78.69 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v7} = (\gamma_7 - c_7/B_1)H_7 + P_{v6} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/14.186) \times 18.700 + 78.69$$

$$= -754.84 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v7} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= \frac{B_1(\gamma_8 - c_8/B_1)}{K_0 \tan \phi_8} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1}) + P_{v7} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{14.186 \times (10.0 - 0.0/14.186)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.600/14.186}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.600/14.186} \\
&= 32.66 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$



$$P_{v9} = P_{vc} = (\gamma_g - c_g/B_1)H_9 + P_{v8} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (9.0 - 760.0/14.186) \times 4.426 + 32.66$$

$$= -164.62 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{vc} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P(kN/m <sup>2</sup> )
7	Tk-c	5.124	50	9.0	46.12
8	Tk-s	3.600	50	10.0	36.00
9	Im-c	4.426	50	9.0	39.83
合計		13.150			121.95

▽セグメント図心頂面

$$P_{min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 9.0 \times 5.124 + 10.0 \times 3.600 + 9.0 \times 4.426 = 121.95 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 121.95 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (83.196 - 0.000) = 831.96 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 83.196(m) 【=82.921+0.550/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.7m、セグメント厚さは 55cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 253700 \times (13.150)^{-3/4} \\ &= 249.8 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	13.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-192.5N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-110.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-101.6N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-217.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

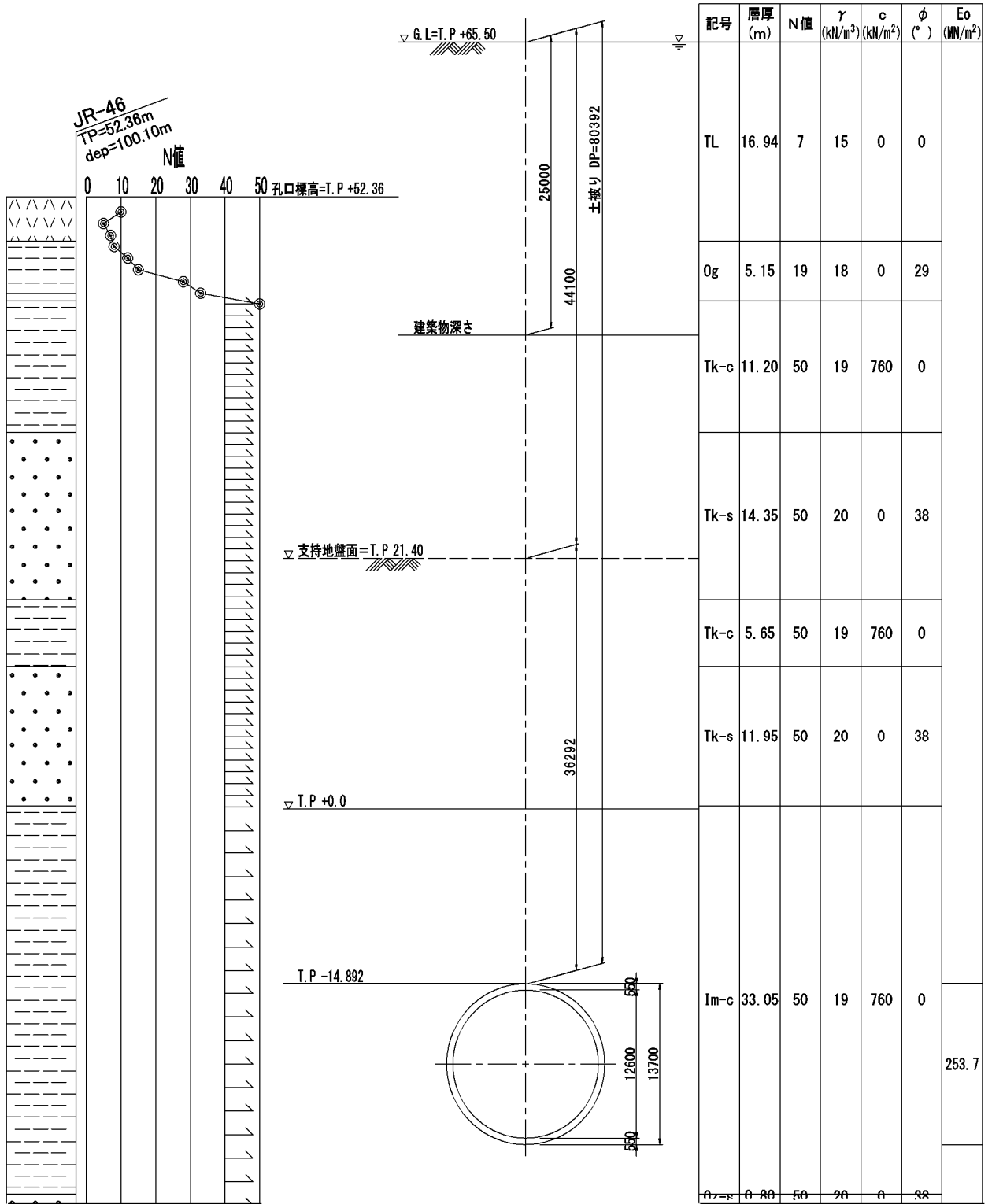
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 首都圏 断面③-1



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

## (a) 荷重の算定

### (i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 地表から地下水位までの深さ 0.000 (m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ 80.667 (m) 【=80.392+0.550/2】

h : 地表から支持地盤上面までの深さ 44.10 (m) 【=65.50-(21.40)】

p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 246+p_u$$

$$p_u = 18f = 18H_B/3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $H_B$  : 当該地域で法令の規定により建築可能な建築物の高さの最高限度 (= 20.0 m)

f :  $H_B/3$  から算出された地上階数 (切り上げ整数値とする)

$$\therefore p_u = 18H_B/3 = 18 \times 20.0 / 3 = 18 \times 7 = 126.0 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\text{従って、} p = 246+p_u = 246+126.0 = 372.00 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (372.00+10 \times 0.00-250)}{2 \times (80.667-44.10)+70} = 59.66 \quad \text{kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1) H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.575 \times \cot((45 + 0.000/2)/2) = 15.873\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、  
 $\phi = (13.150\text{m} \times 0\text{度}) / 13.150\text{m} = 0.000\text{度}$ )

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量  
 地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.150/2 = 6.575\text{m}$

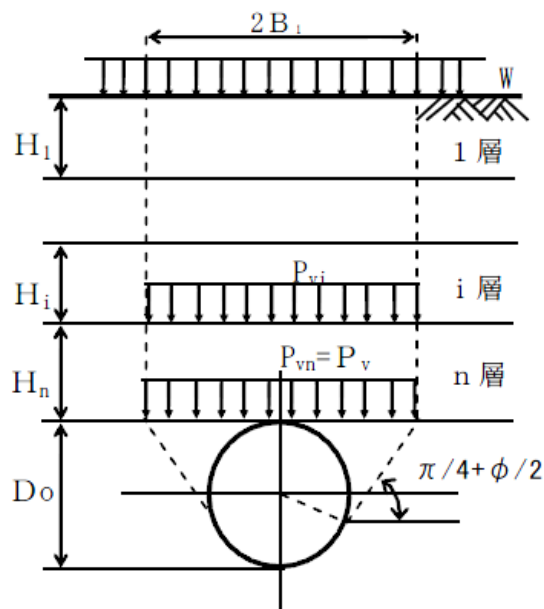


図2 緩み土圧算定図



表1 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	TL	16.940	7	15.0	5.0	0	0
2	Og	5.150	19	18.0	8.0	0	29
3	Tk-c	11.200	50	19.0	9.0	760	0
4	Tk-s	14.350	50	20.0	10.0	0	38
5	Tk-c	5.650	50	19.0	9.0	760	0
6	Tk-s	11.950	50	20.0	10.0	0	38
7	Im-c	15.427	50	19.0	9.0	760	0
合計		80.667					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (5.0 - 0.0/15.873) \times 16.940$$

$$= 84.70 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{15.873 \times (8.0 - 0.0/15.873)}{1.0 \times \tan 29^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 5.150/15.873})$$

$$+ 84.70 \times e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 5.150/15.873}$$

$$= 108.47 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = (\gamma_3 - c_3/B_1)H_3 + P_{v2} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (9.0 - 760.0/15.873) \times 11.200 + 108.47$$

$$= -326.99 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v3} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{15.873 \times (10.0 - 0.0/15.873)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 14.350/15.873}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 14.350/15.873} \\
&= 102.91 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v5} = (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$\begin{aligned}
&= (9.0 - 760.0/15.873) \times 5.650 + 102.91 \\
&= -116.76 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v5} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{15.873 \times (10.0 - 0.0/15.873)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 11.950/15.873}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 11.950/15.873} \\
&= 90.34 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v7} = P_{vc} = (\gamma_7 - c_7/B_1)H_7 + P_{v6} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$\begin{aligned}
&= (9.0 - 760.0/15.873) \times 15.427 + 90.34 \\
&= -509.46 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{vc} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表2 層序表及び土性値一覧表

	No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
▽セグメント図心頂面	7	Im-c	13.150	50	9.0	118.35
		合計	13.150			118.35

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 9.0 \times 13.150 = 118.35 \quad \text{kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 118.35 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (80.667 - 0.000) = 806.67 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 80.667(m) 【=80.392+0.550/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.7m、セグメント厚さは 55cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 253700 \times (13.150)^{-3/4} \\ &= 249.8 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	13.6N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-189.5N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-108.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-98.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-209.6N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

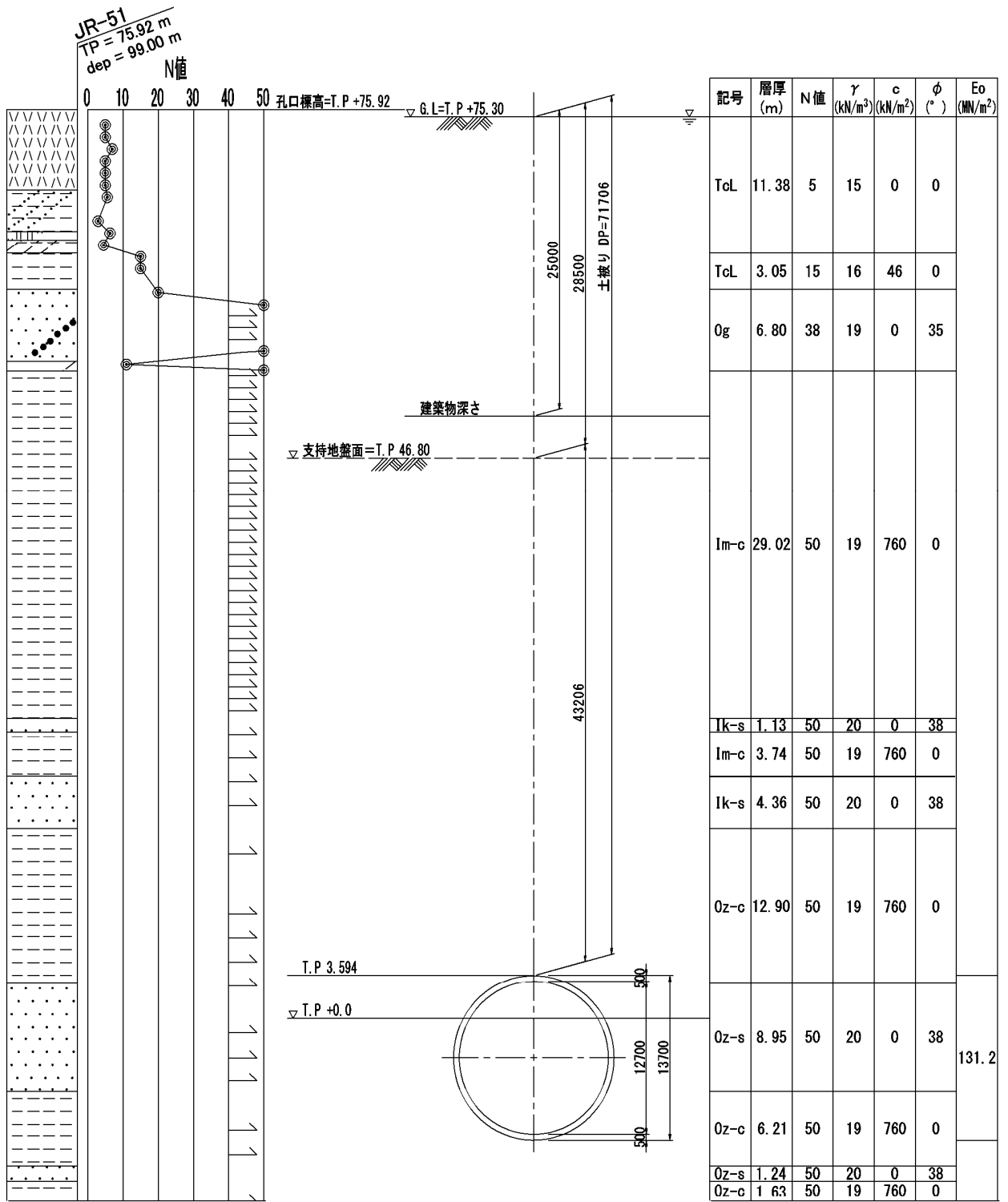
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.0N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 首都圏 断面③-2



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況



## (a) 荷重の算定

### (i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 地表から地下水位までの深さ 0.000 (m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ 71.956 (m) 【=71.706+0.500/2】

h : 地表から支持地盤上面までの深さ 28.50 (m) 【=75.30-(46.80)】

p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 246+p_u$$

$$p_u = 18f = 18H_B/3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $H_B$  : 当該地域で法令の規定により建築可能な建築物の高さの最高限度 (= 20.0 m)

f :  $H_B/3$  から算出された地上階数 (切り上げ整数値とする)

$$\therefore p_u = 18H_B/3 = 18 \times 20.0 / 3 = 18 \times 7 = 126.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{従って、} p = 246+p_u = 246+126.0 = 372.00 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (372.00+10 \times 0.00-250)}{2 \times (71.956-28.50)+70} = 54.43 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.600 \times \cot\left(\frac{(45+25.765/2)/2}{2}\right) = 11.936\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (0.424\text{m} \times 0\text{度} + 8.950\text{m} \times 38\text{度} + 3.826\text{m} \times 0\text{度}) / 13.200\text{m} = 25.765\text{度} )$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.200/2 = 6.600\text{m}$

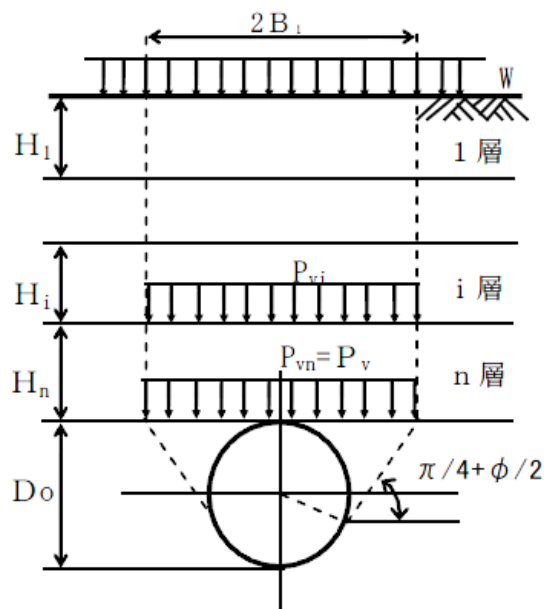


図2 緩み土圧算定図

表1 層序表及び土性値一覧表

▽ ≡	No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 φ (°)
	1	TcL	11.380	5	15.0	5.0	0	0
2	TcL	3.050	15	16.0	6.0	46	0	
3	Og	6.800	38	19.0	9.0	0	35	
4	Im-c	29.020	50	19.0	9.0	760	0	
5	Ik-s	1.130	50	20.0	10.0	0	38	
6	Im-c	3.740	50	19.0	9.0	760	0	
7	Ik-s	4.360	50	20.0	10.0	0	38	
8	Oz-c	12.476	50	19.0	9.0	760	0	
	合計	71.956						

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (5.0 - 0.0/11.936) \times 11.380$$

$$= 56.90 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (6.0 - 46.0/11.936) \times 3.050 + 56.90$$

$$= 63.45 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{11.936 \times (9.0 - 0.0/11.936)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 6.800/11.936})$$

$$+ 63.45 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 6.800/11.936}$$

$$= 93.04 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v4} = (\gamma_4 - c_4/B_1)H_4 + P_{v3} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/11.936) \times 29.020 + 93.04$$

$$= -1,493.57 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v4} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v5} = \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{11.936 \times (10.0 - 0.0/11.936)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.130/11.936})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.130/11.936}$$

$$= 10.89 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v6} = (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/11.936) \times 3.740 + 10.89$$

$$= -193.59 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v6} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v7} = \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{11.936 \times (10.0 - 0.0/11.936)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.360/11.936})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.360/11.936}$$

$$= 37.93 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v8} = P_{vc} = (\gamma_8 - c_8/B_1)H_8 + P_{v7} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/11.936) \times 12.476 + 37.93$$

$$= -644.17 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{vc} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
7	Ik-s	0.724	50	10.0	7.24
8	0z-c	12.476	50	9.0	112.28
合計		13.200			119.52

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 10.0 \times 0.724 + 9.0 \times 12.476 = 119.52 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 119.52 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (71.956 - 0.000) = 719.56 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 71.956(m) 【=71.706+0.500/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.7m、セグメント厚さは 50cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 131200 \times (13.200)^{-3/4} \\ &= 128.8 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	13.1N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-185.7N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-121.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-99.5N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-212.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

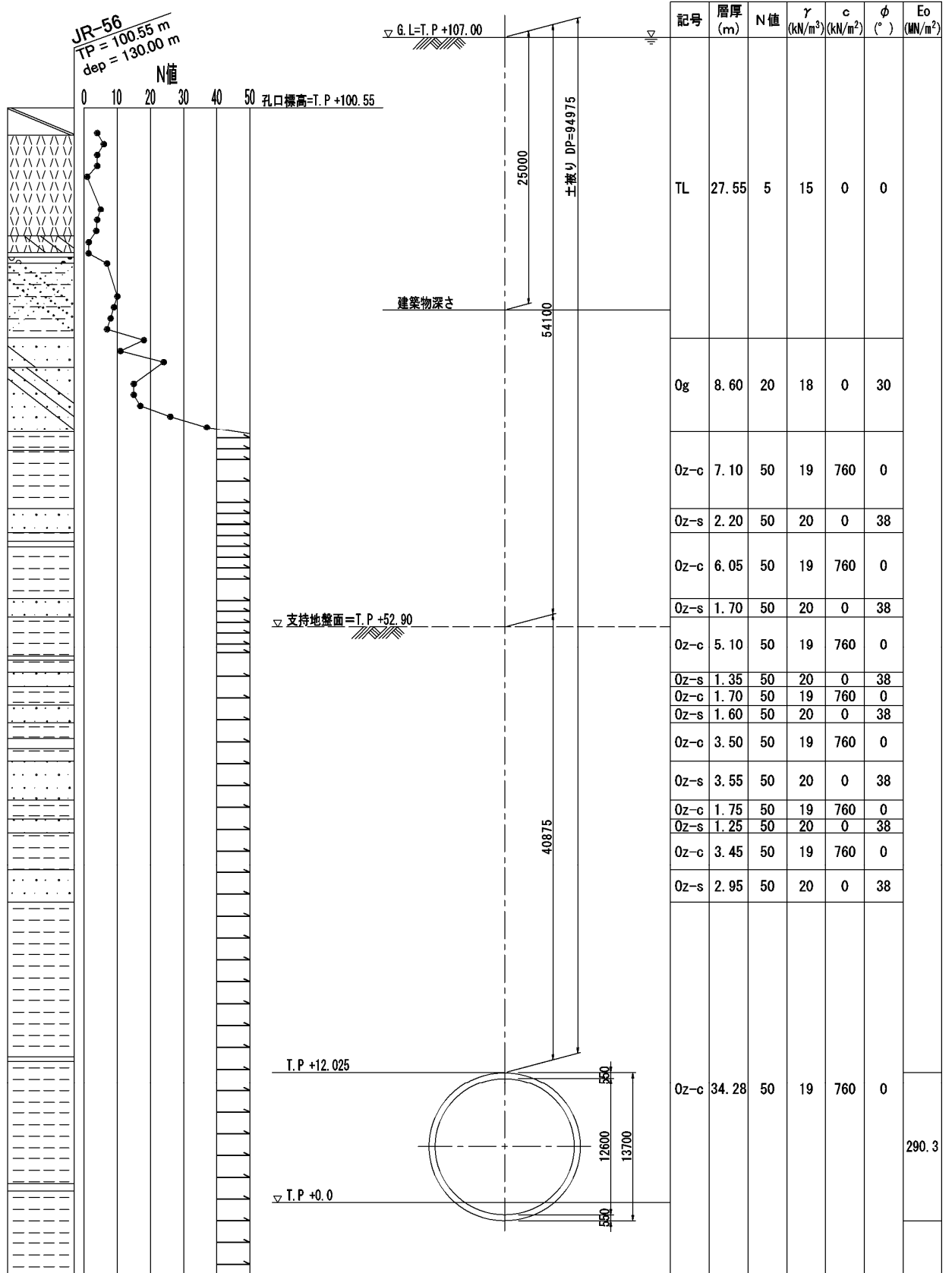
	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.1N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK



(d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント:首都圏 断面③-3



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

## (a) 荷重の算定

### (i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 地表から地下水位までの深さ 0.000 (m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ 95.250 (m) 【=94.975+0.550/2】

h : 地表から支持地盤上面までの深さ 54.10 (m) 【=107.00-(52.90)】

p : 次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 246+p_u$$

$$p_u = 18f = 18H_B/3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $H_B$  : 当該地域で法令の規定により建築可能な建築物の高さの最高限度(= 20.0 m)

f :  $H_B/3$  から算出された地上階数 (切り上げ整数値とする)

$$\therefore p_u = 18H_B/3 = 18 \times 20.0 / 3 = 18 \times 7 = 126.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{従って、} p = 246+p_u = 246+126.0 = 372.00 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (372.00+10 \times 0.00-250)}{2 \times (95.250-54.10)+70} = 56.07 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.575 \times \cot\left(\frac{(45+0.000/2)}{2}\right) = 15.873\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、  
 $\phi = (13.150\text{m} \times 0\text{度}) / 13.150\text{m} = 0.000\text{度}$ )

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量  
 地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.150/2 = 6.575\text{m}$

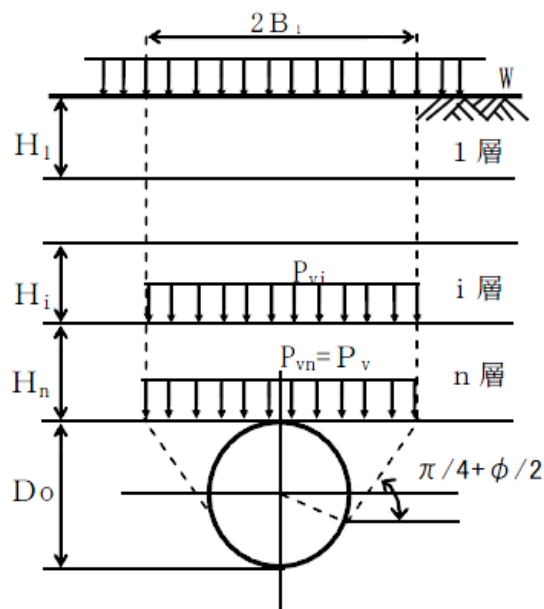


図2 緩み土圧算定図

表1 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	TL	27.550	5	15.0	5.0	0	0
2	Og	8.600	20	18.0	8.0	0	30
3	Oz-c	7.100	50	19.0	9.0	760	0
4	Oz-s	2.200	50	20.0	10.0	0	38
5	Oz-c	6.050	50	19.0	9.0	760	0
6	Oz-s	1.700	50	20.0	10.0	0	38
7	Oz-c	5.100	50	19.0	9.0	760	0
8	Oz-s	1.350	50	20.0	10.0	0	38
9	Oz-c	1.700	50	19.0	9.0	760	0
10	Oz-s	1.600	50	20.0	10.0	0	38
11	Oz-c	3.500	50	19.0	9.0	760	0
12	Oz-s	3.550	50	20.0	10.0	0	38
13	Oz-c	1.750	50	19.0	9.0	760	0
14	Oz-s	1.250	50	20.0	10.0	0	38
15	Oz-c	3.450	50	19.0	9.0	760	0
16	Oz-s	2.950	50	20.0	10.0	0	38
17	Oz-c	15.850	50	19.0	9.0	760	0
合計		95.250					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (5.0 - 0.0/15.873) \times 27.550$$

$$= 137.75 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{15.873 \times (8.0 - 0.0/15.873)}{1.0 \times \tan 30^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 30^\circ \times 8.600/15.873})$$

$$+ 137.75 \times e^{-1.0 \times \tan 30^\circ \times 8.600/15.873}$$

$$= 159.83 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = (\gamma_3 - c_3/B_1)H_3 + P_{v2} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.873) \times 7.100 + 159.83$$

$$= -116.22 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v3} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v4} = \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{15.873 \times (10.0 - 0.0/15.873)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.200/15.873})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.200/15.873}$$

$$= 20.85 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v5} = (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.873) \times 6.050 + 20.85$$

$$= -214.37 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v5} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v6} = \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{15.873 \times (10.0 - 0.0/15.873)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.700/15.873})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.700/15.873}$$

$$= 16.31 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v7} = (\gamma_7 - c_7/B_1)H_7 + P_{v6} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.873) \times 5.100 + 16.31$$

$$= -181.98 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v7} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= \frac{B_1(\gamma_8 - c_8/B_1)}{K_0 \tan \phi_8} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1}) + P_{v7} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{15.873 \times (10.0 - 0.0/15.873)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.350/15.873}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.350/15.873} \\
&= 13.06 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v9} = (\gamma_9 - c_9/B_1)H_9 + P_{v8} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.873) \times 1.700 + 13.06$$

$$= -53.04 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v9} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v10} &= \frac{B_1(\gamma_{10} - c_{10}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{10}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1}) + P_{v9} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{15.873 \times (10.0 - 0.0/15.873)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.600/15.873}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.600/15.873} \\
&= 15.39 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v11} = (\gamma_{11} - c_{11}/B_1)H_{11} + P_{v10} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.873) \times 3.500 + 15.39$$

$$= -120.69 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v11} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v12} &= \frac{B_1(\gamma_{12} - c_{12}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{12}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1}) + P_{v11} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{15.873 \times (10.0 - 0.0/15.873)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.550/15.873}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.550/15.873} \\
&= 32.57 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v13} = (\gamma_{13} - c_{13}/B_1)H_{13} + P_{v12} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.873) \times 1.750 + 32.57$$

$$= -35.47 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v13} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v14} = \frac{B_1(\gamma_{14} - c_{14}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{14}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{14} H_{14}/B_1}) + P_{v13} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{14} \cdot H_{14}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{15.873 \times (10.0 - 0.0/15.873)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.250/15.873})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.250/15.873}$$

$$= 12.12 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v15} = (\gamma_{15} - c_{15}/B_1)H_{15} + P_{v14} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.873) \times 3.450 + 12.12$$

$$= -122.02 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v15} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v16} = \frac{B_1(\gamma_{16} - c_{16}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{16}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{16} H_{16}/B_1}) + P_{v15} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{16} \cdot H_{16}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{15.873 \times (10.0 - 0.0/15.873)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.950/15.873})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.950/15.873}$$

$$= 27.46 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v17} = P_{vc} = (\gamma_{17} - c_{17}/B_1)H_{17} + P_{v16} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.873) \times 15.850 + 27.46$$

$$= -588.79 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{vc} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$



(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表2 層序表及び土性値一覧表

	No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
▽セグメント図心頂面	17	0z-c	13.150	50	9.0	118.35
		合計	13.150			118.35

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 9.0 \times 13.150 = 118.35 \quad \text{kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 118.35 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (95.250 - 0.000) = 952.50 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 95.250(m) 【=94.975+0.550/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.7m、セグメント厚さは 55cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 290300 \times (13.150)^{-3/4} \\ &= 285.9 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-199.0N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-121.9N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.9N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-111.6N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-218.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

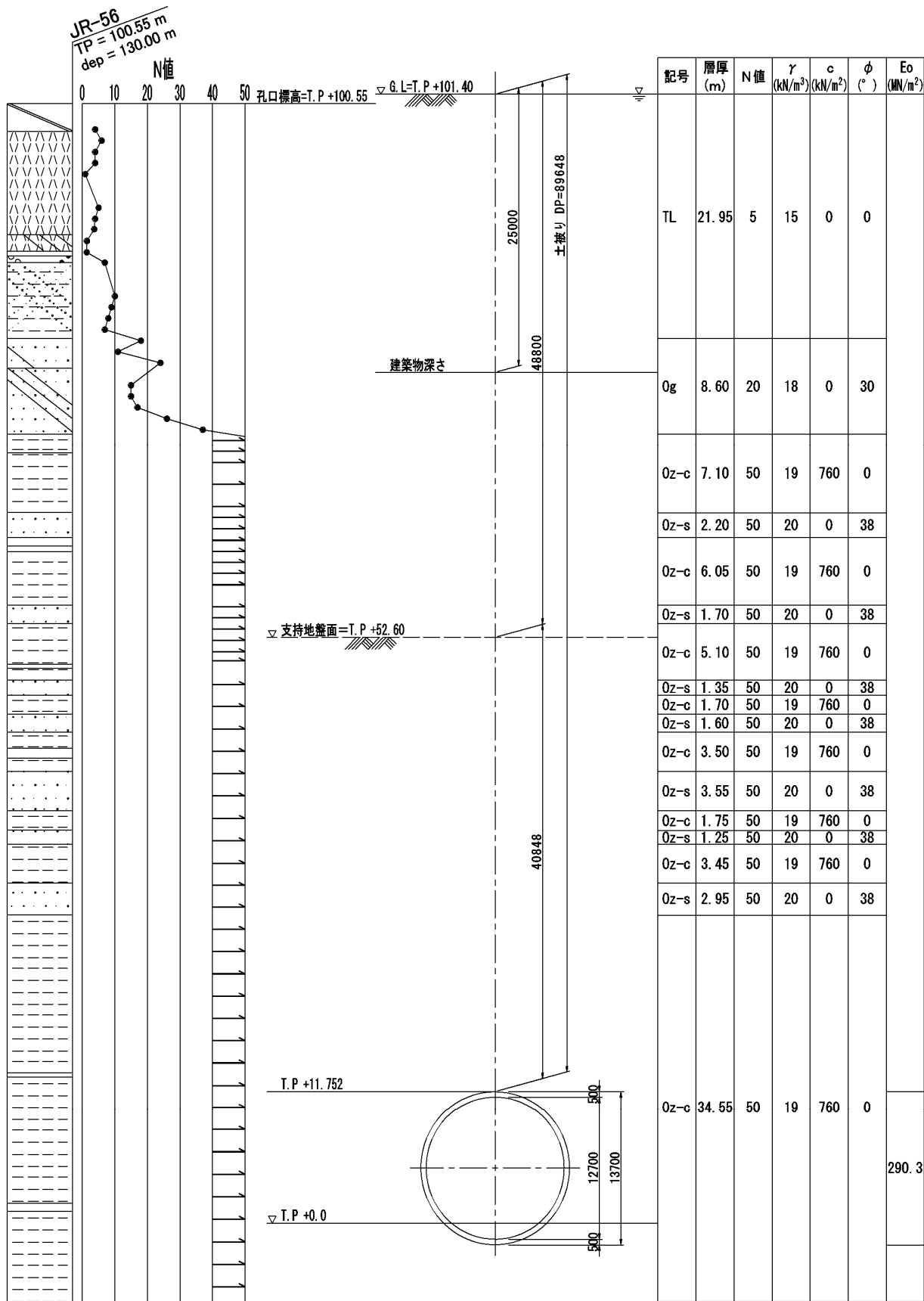
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

合成セグメント:首都圏 断面③-4



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 89.898(m) 【=89.648+0.500/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 48.80(m) 【=101.40-(52.60)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 Ac	15.00	21.95	329.25
2 D5-g	18.00	3.05	54.90
排土荷重		25.00	384.15

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+384.15 = 684.15 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (684.15+10 \times 0.00-250)}{2 \times (89.898-48.80)+70} = 199.68 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.600 \times \cot((45 + 0.000/2)/2) = 15.934\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、  
 $\phi = (13.200\text{m} \times 0\text{度}) / 13.200\text{m} = 0.000\text{度}$ )

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量  
 地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.200/2 = 6.600\text{m}$

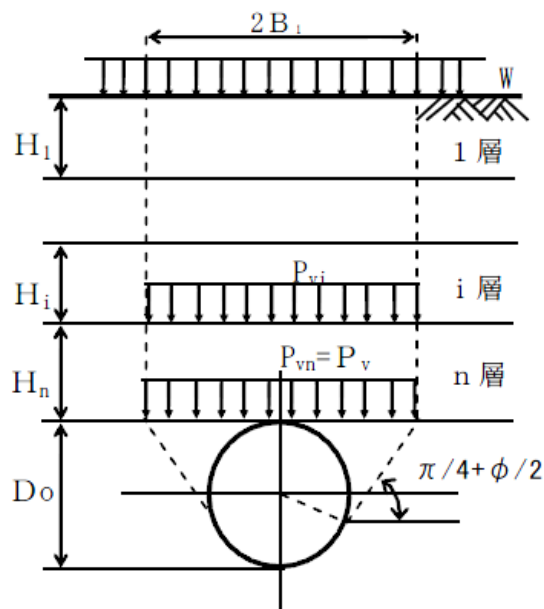


図2 緩み土圧算定図



表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	TL	21.950	5	15.0	5.0	0	0
2	Og	8.600	20	18.0	8.0	0	30
3	Oz-c	7.100	50	19.0	9.0	760	0
4	Oz-s	2.200	50	20.0	10.0	0	38
5	Oz-c	6.050	50	19.0	9.0	760	0
6	Oz-s	1.700	50	20.0	10.0	0	38
7	Oz-c	5.100	50	19.0	9.0	760	0
8	Oz-s	1.350	50	20.0	10.0	0	38
9	Oz-c	1.700	50	19.0	9.0	760	0
10	Oz-s	1.600	50	20.0	10.0	0	38
11	Oz-c	3.500	50	19.0	9.0	760	0
12	Oz-s	3.550	50	20.0	10.0	0	38
13	Oz-c	1.750	50	19.0	9.0	760	0
14	Oz-s	1.250	50	20.0	10.0	0	38
15	Oz-c	3.450	50	19.0	9.0	760	0
16	Oz-s	2.950	50	20.0	10.0	0	38
17	Oz-c	16.098	50	19.0	9.0	760	0
合計		89.898					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (5.0 - 0.0/15.934) \times 21.950$$

$$= 109.75 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{15.934 \times (8.0 - 0.0/15.934)}{1.0 \times \tan 30^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 30^\circ \times 8.600/15.934})$$

$$+ 109.75 \times e^{-1.0 \times \tan 30^\circ \times 8.600/15.934}$$

$$= 139.48 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = (\gamma_3 - c_3/B_1)H_3 + P_{v2} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.934) \times 7.100 + 139.48$$

$$= -135.27 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v3} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v4} = \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{15.934 \times (10.0 - 0.0/15.934)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.200/15.934})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.200/15.934}$$

$$= 20.85 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v5} = (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.934) \times 6.050 + 20.85$$

$$= -213.27 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v5} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v6} = \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{15.934 \times (10.0 - 0.0/15.934)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.700/15.934})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.700/15.934}$$

$$= 16.31 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v7} = (\gamma_7 - c_7/B_1)H_7 + P_{v6} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.934) \times 5.100 + 16.31$$

$$= -181.04 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v7} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= \frac{B_1(\gamma_8 - c_8/B_1)}{K_0 \tan \phi_8} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1}) + P_{v7} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{15.934 \times (10.0 - 0.0/15.934)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.350/15.934}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.350/15.934} \\
&= 13.06 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v9} = (\gamma_9 - c_9/B_1)H_9 + P_{v8} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.934) \times 1.700 + 13.06$$

$$= -52.72 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v9} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v10} &= \frac{B_1(\gamma_{10} - c_{10}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{10}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1}) + P_{v9} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{15.934 \times (10.0 - 0.0/15.934)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.600/15.934}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.600/15.934} \\
&= 15.39 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v11} = (\gamma_{11} - c_{11}/B_1)H_{11} + P_{v10} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.934) \times 3.500 + 15.39$$

$$= -120.05 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v11} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$\begin{aligned}
P_{v12} &= \frac{B_1(\gamma_{12} - c_{12}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{12}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1}) + P_{v11} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{15.934 \times (10.0 - 0.0/15.934)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.550/15.934}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.550/15.934} \\
&= 32.58 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v13} = (\gamma_{13} - c_{13}/B_1)H_{13} + P_{v12} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.934) \times 1.750 + 32.58$$

$$= -35.14 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v13} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v14} = \frac{B_1(\gamma_{14} - c_{14}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{14}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{14} H_{14}/B_1}) + P_{v13} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{14} \cdot H_{14}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{15.934 \times (10.0 - 0.0/15.934)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.250/15.934})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.250/15.934}$$

$$= 12.12 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v15} = (\gamma_{15} - c_{15}/B_1)H_{15} + P_{v14} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.934) \times 3.450 + 12.12$$

$$= -121.38 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v15} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v16} = \frac{B_1(\gamma_{16} - c_{16}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{16}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{16} H_{16}/B_1}) + P_{v15} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{16} \cdot H_{16}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{15.934 \times (10.0 - 0.0/15.934)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.950/15.934})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.950/15.934}$$

$$= 27.47 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v17} = P_{vc} = (\gamma_{17} - c_{17}/B_1)H_{17} + P_{v16} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.934) \times 16.098 + 27.47$$

$$= -595.47 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{vc} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

	No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
▽セグメント図心頂面	17	0z-c	13.200	50	9.0	118.80
		合計	13.200			118.80

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 9.0 \times 13.200 = 118.80 \quad \text{kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 118.80 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (89.898 - 0.000) = 898.98 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 89.898(m) 【=89.648+0.500/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

合成セグメントとする。

トンネル外径は 13.7m、セグメント厚さは 50cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 290300 \times (13.200)^{-3/4} \\ &= 285.1 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鋼材に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	9.9N/mm <sup>2</sup>	16N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鋼材	-148.2N/mm <sup>2</sup>	210N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鋼材	-99.3N/mm <sup>2</sup>	210N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.1N/mm <sup>2</sup>	16N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鋼材	-55.8N/mm <sup>2</sup>	210N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鋼材	-185.5N/mm <sup>2</sup>	210N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手の鋼材に発生する応力度は圧縮であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	引張力	許容引張力	判定
継手	圧縮	106kN 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

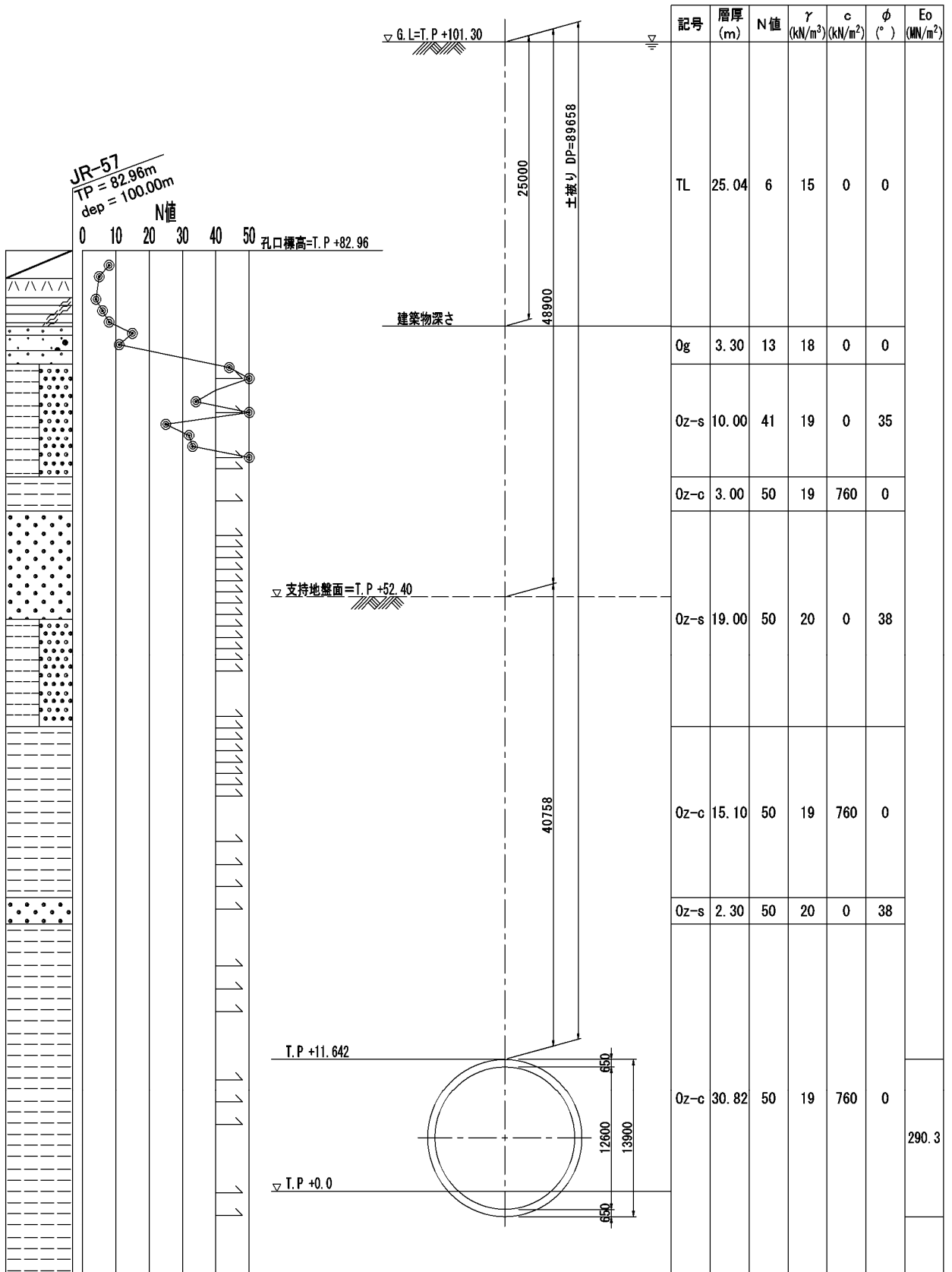
	引張力	許容引張力	判定
継手	圧縮	106kN 以上	OK



#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント:首都圏 断面④-1



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ 89.983(m) 【=89.658+0.650/2】

h : 地表から支持地盤上面までの深さ 48.90(m) 【=101.30-(52.40)】

p : 次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$  : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 TL	15.00	25.00	375.00
排土荷重		25.00	375.00

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+375.00 = 675.00 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (675.00+10 \times 0.00-250)}{2 \times (89.983-48.90)+70} = 195.51 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.625 \times \cot((45 + 0.000/2)/2) = 15.994\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、  
 $\phi = (13.250\text{m} \times 0\text{度}) / 13.250\text{m} = 0.000\text{度}$ )

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量  
 地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.250/2 = 6.625\text{m}$

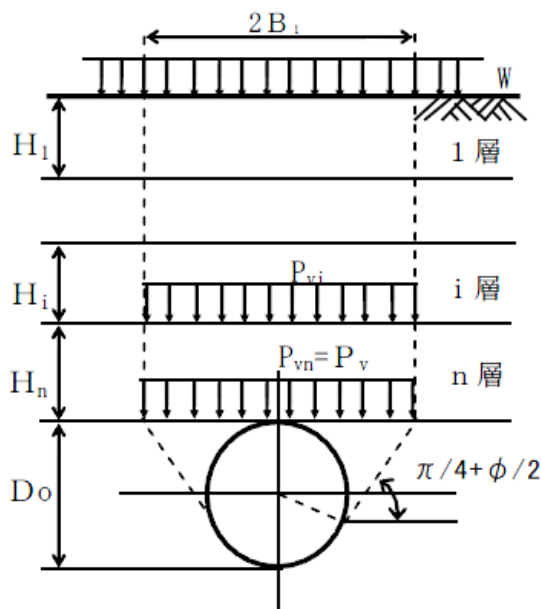


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

▽ ≡	No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 φ (°)
	1	TL	25.040	6	15.0	5.0	0	0
2	Og	3.300	13	18.0	8.0	0	0	
3	Oz-s	10.000	41	19.0	9.0	0	35	
4	Oz-c	3.000	50	19.0	9.0	760	0	
5	Oz-s	19.000	50	20.0	10.0	0	38	
6	Oz-c	15.100	50	19.0	9.0	760	0	
7	Oz-s	2.300	50	20.0	10.0	0	38	
8	Oz-c	12.243	50	19.0	9.0	760	0	
	合計	89.983						

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (5.0 - 0.0/15.994) \times 25.040$$

$$= 125.20 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (8.0 - 0.0/15.994) \times 3.300 + 125.20$$

$$= 151.60 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{15.994 \times (9.0 - 0.0/15.994)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 10.000/15.994})$$

$$+ 151.60 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 10.000/15.994}$$

$$= 170.74 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v4} = (\gamma_4 - c_4/B_1)H_4 + P_{v3} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.994) \times 3.000 + 170.74$$

$$= 55.19 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v5} = \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{15.994 \times (10.0 - 0.0/15.994)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 19.000/15.994})$$

$$+ 55.19 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 19.000/15.994}$$

$$= 145.61 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v6} = (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.994) \times 15.100 + 145.61$$

$$= -436.01 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v6} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v7} = \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{15.994 \times (10.0 - 0.0/15.994)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.300/15.994})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.300/15.994}$$

$$= 21.76 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v8} = P_{vc} = (\gamma_8 - c_8/B_1)H_8 + P_{v7} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/15.994) \times 12.243 + 21.76$$

$$= -449.81 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{vc} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
7	0z-s	1.007	50	10.0	10.07
8	0z-c	12.243	50	9.0	110.19
合計		13.250			120.26

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 10.0 \times 1.007 + 9.0 \times 12.243 = 120.26 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 120.26 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (89.983 - 0.000) = 899.83 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 89.983(m) 【=89.658+0.650/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)



## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.9m、セグメント厚さは 65cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 290300 \times (13.250)^{-3/4} \\ &= 284.2 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.4N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-202.0N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-96.0N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.4N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-99.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-215.7N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

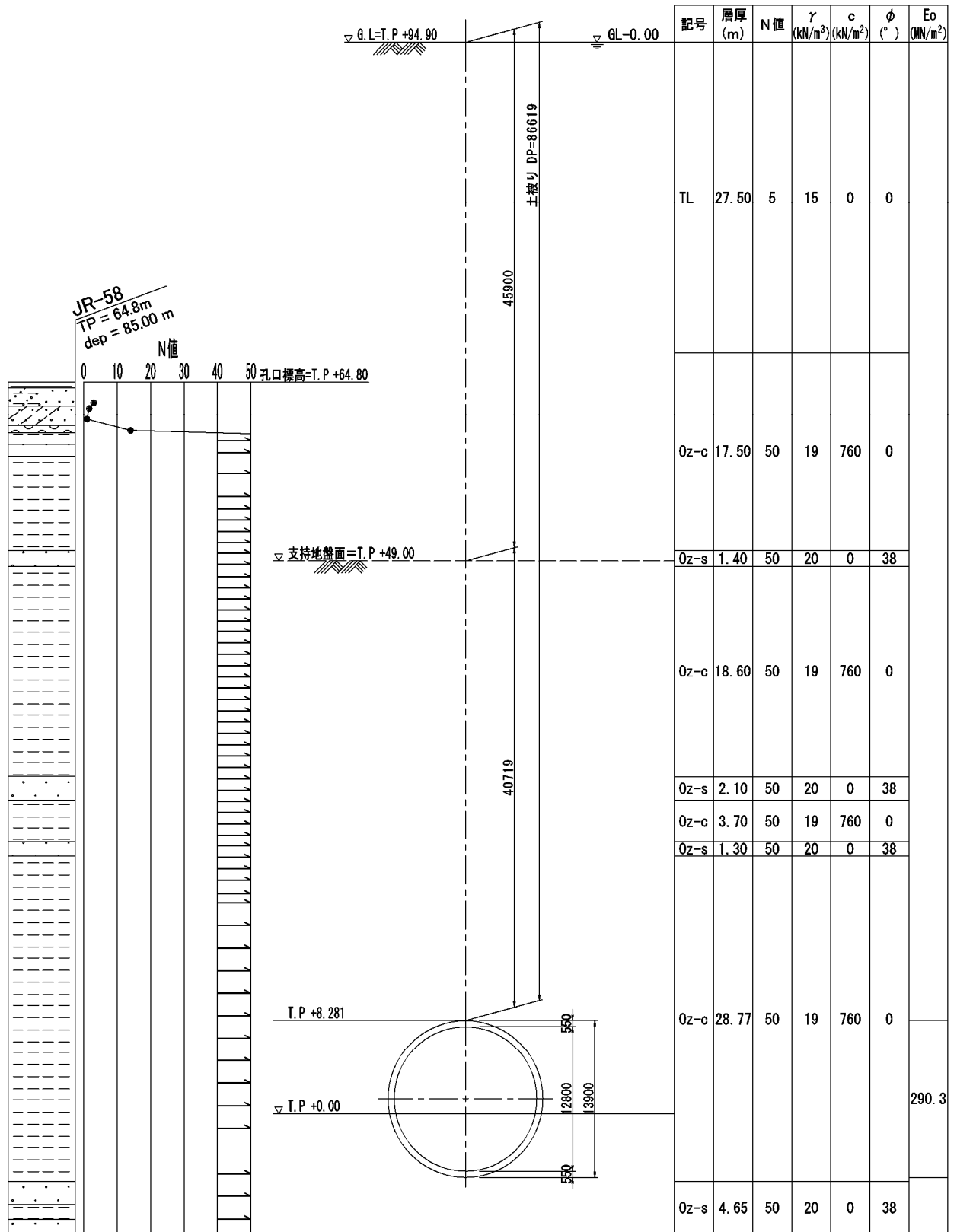
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント:首都圏 断面④-2



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

## (a) 荷重の算定

### (i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準 I) 4.4 建築物による荷重の算定方法に準拠して算定する。

当該地域は、都市計画法（昭和43年法律第100号）第8条第1項第1号の第1種低層住居専用地域又は第2種低層住居専用地域内の区域に該当するため、この場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = rp$$

上記の式において、

$P$  : 通常の建築物の建築により作用する荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

$r$  : 当該区域において指定されている建ぺい率 ( = 0.40 )

$p$  : 次式により算出した建築物の荷重 ( $\text{kN/m}^2$ ) ※建物1階当りの荷重は、 $18\text{kN/m}^2$

$$p = p_u = 18f = 18H_B/3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

この式において、

$H_B$  : 当該地域において法令の規定により建築可能な建築物の高さの最高限度 ( = 10.0 m )

$f$  :  $H_B/3$  から算出された地上階数 (切り上げ整数値とする)

$$\therefore p = 18H_B/3 = 18 \times 10.0 / 3 = 18 \times 4 = 72.0 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = rp = 0.40 \times 72.0 = 28.80 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.675 \times \cot\left(\frac{45 + 0.000/2}{2}\right) = 16.115\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、  
 $\phi = (13.350\text{m} \times 0\text{度}) / 13.350\text{m} = 0.000\text{度}$ )

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量  
 地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.350/2 = 6.675\text{m}$

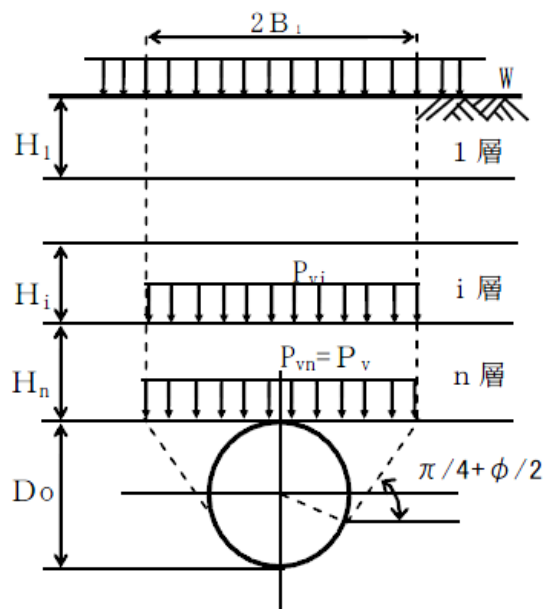


図2 緩み土圧算定図

表1 層序表及び土性値一覧表

▽ ≡	No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 φ (°)
	1	TL	27.500	5	15.0	5.0	0	0
2	0z-c	17.500	50	19.0	9.0	760	0	
3	0z-s	1.400	50	20.0	10.0	0	38	
4	0z-c	18.600	50	19.0	9.0	760	0	
5	0z-s	2.100	50	20.0	10.0	0	38	
6	0z-c	3.700	50	19.0	9.0	760	0	
7	0z-s	1.300	50	20.0	10.0	0	38	
8	0z-c	14.794	50	19.0	9.0	760	0	
	合計	86.894						

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (5.0 - 0.0/16.115) \times 27.500$$

$$= 137.50 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (9.0 - 760.0/16.115) \times 17.500 + 137.50$$

$$= -530.32 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v2} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{16.115 \times (10.0 - 0.0/16.115)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.400/16.115})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.400/16.115}$$

$$= 13.54 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v4} = (\gamma_4 - c_4/B_1)H_4 + P_{v3} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/16.115) \times 18.600 + 13.54$$

$$= -696.26 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v4} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v5} = \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{16.115 \times (10.0 - 0.0/16.115)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.100/16.115})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.100/16.115}$$

$$= 19.97 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v6} = (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/16.115) \times 3.700 + 19.97$$

$$= -121.23 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v6} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v7} = \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{16.115 \times (10.0 - 0.0/16.115)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.300/16.115})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.300/16.115}$$

$$= 12.60 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v8} = P_{vc} = (\gamma_8 - c_8/B_1)H_8 + P_{v7} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/16.115) \times 14.794 + 12.60$$

$$= -551.95 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{vc} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$



(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表2 層序表及び土性値一覧表

	No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
▽セグメント図心頂面	8	0z-c	13.350	50	9.0	120.15
		合計	13.350			120.15

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 9.0 \times 13.350 = 120.15 \quad \text{kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 120.15 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (86.894 - 0.000) = 868.94 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 86.894(m) 【=86.619+0.550/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.9m、セグメント厚さは 55cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 290300 \times (13.350)^{-3/4} \\ &= 282.6 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	13.4N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-189.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-119.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.6N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-106.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-215.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.4N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

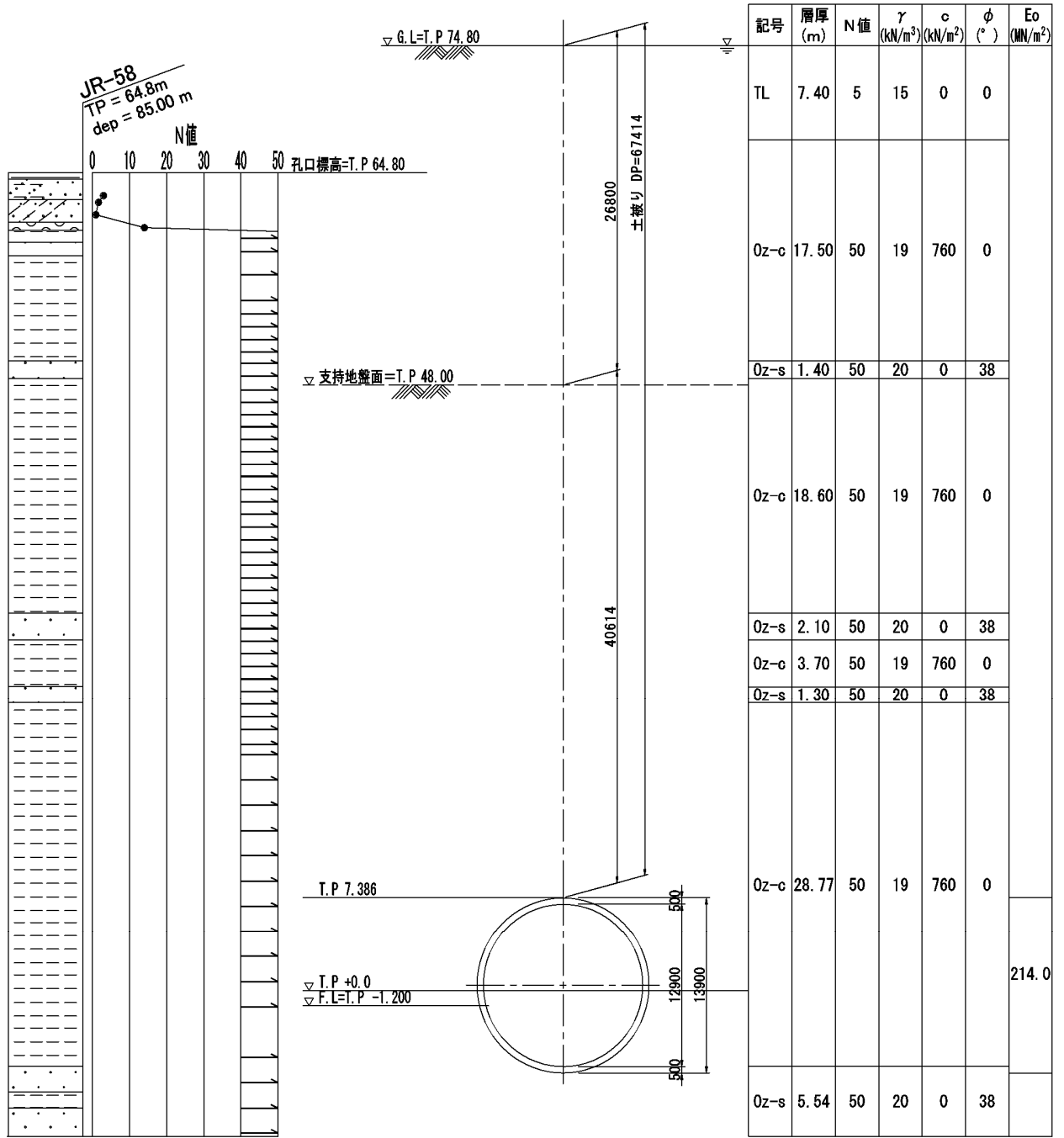
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

(d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 首都圏 断面④-3



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

## (a) 荷重の算定

### (i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準 I) 4.4 建築物による荷重の算定方法に準拠して算定する。

当該地域は、都市計画法（昭和43年法律第100号）第8条第1項第1号の第1種低層住居専用地域又は第2種低層住居専用地域内の区域に該当するため、この場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = rp$$

上記の式において、

$P$  : 通常の建築物の建築により作用する荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )

$r$  : 当該区域において指定されている建ぺい率 ( = 0.40 )

$p$  : 次式により算出した建築物の荷重 ( $\text{kN/m}^2$ ) ※建物1階当りの荷重は、 $18\text{kN/m}^2$

$$p = p_u = 18f = 18H_B/3 \quad (\text{kN/m}^2)$$

この式において、

$H_B$  : 当該地域において法令の規定により建築可能な建築物の高さの最高限度 ( = 10.0 m )

$f$  :  $H_B/3$  から算出された地上階数 (切り上げ整数値とする)

$$\therefore p = 18H_B/3 = 18 \times 10.0 / 3 = 18 \times 4 = 72.0 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = rp = 0.40 \times 72.0 = 28.80 \quad \text{kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.700 \times \cot((45 + 0.834/2)/2) = 16.010\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (13.106\text{m} \times 0\text{度} + 0.294\text{m} \times 38\text{度}) / 13.400\text{m} = 0.834\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.400/2 = 6.700\text{m}$

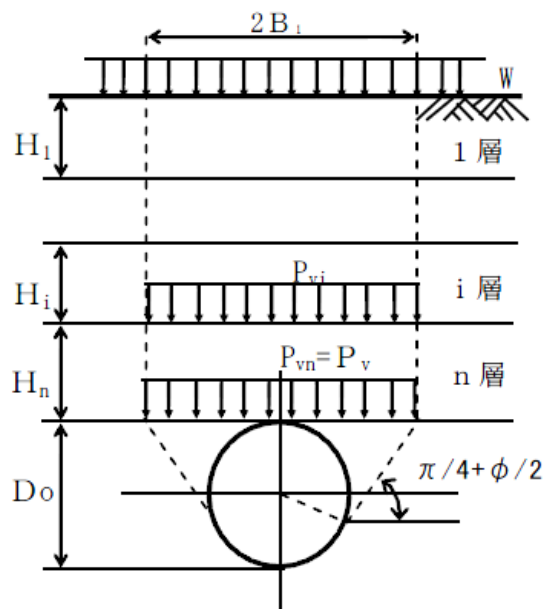


図2 緩み土圧算定図



表1 層序表及び土性値一覧表

▽ ≡	No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 φ (°)
	1	TL	7.400	5	15.0	5.0	0	0
2	0z-c	17.500	50	19.0	9.0	760	0	
3	0z-s	1.400	50	20.0	10.0	0	38	
4	0z-c	18.600	50	19.0	9.0	760	0	
5	0z-s	2.100	50	20.0	10.0	0	38	
6	0z-c	3.700	50	19.0	9.0	760	0	
7	0z-s	1.300	50	20.0	10.0	0	38	
8	0z-c	15.664	50	19.0	9.0	760	0	
	合計	67.664						

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (5.0 - 0.0/16.010) \times 7.400$$

$$= 37.00 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (9.0 - 760.0/16.010) \times 17.500 + 37.00$$

$$= -636.23 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v2} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{16.010 \times (10.0 - 0.0/16.010)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.400/16.010})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.400/16.010}$$

$$= 13.53 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v4} = (\gamma_4 - c_4/B_1)H_4 + P_{v3} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/16.010) \times 18.600 + 13.53$$

$$= -702.02 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v4} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v5} = \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{16.010 \times (10.0 - 0.0/16.010)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.100/16.010})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.100/16.010}$$

$$= 19.96 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v6} = (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/16.010) \times 3.700 + 19.96$$

$$= -122.38 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v6} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v7} = \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{16.010 \times (10.0 - 0.0/16.010)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.300/16.010})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.300/16.010}$$

$$= 12.60 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v8} = P_{vc} = (\gamma_8 - c_8/B_1)H_8 + P_{v7} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/16.010) \times 15.664 + 12.60$$

$$= -590.00 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{vc} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表2 層序表及び土性値一覧表

	No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
▽セグメント図心頂面	8	0z-c	13.400	50	9.0	120.60
		合計	13.400			120.60

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 9.0 \times 13.400 = 120.60 \quad \text{kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 120.60 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (67.664 - 0.000) = 676.64 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 67.664(m) 【=67.414+0.500/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.9m、セグメント厚さは 50cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 214000 \times (13.400)^{-3/4} \\ &= 207.8 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	13.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-193.0N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-110.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.9N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-94.9N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-217.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.1N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

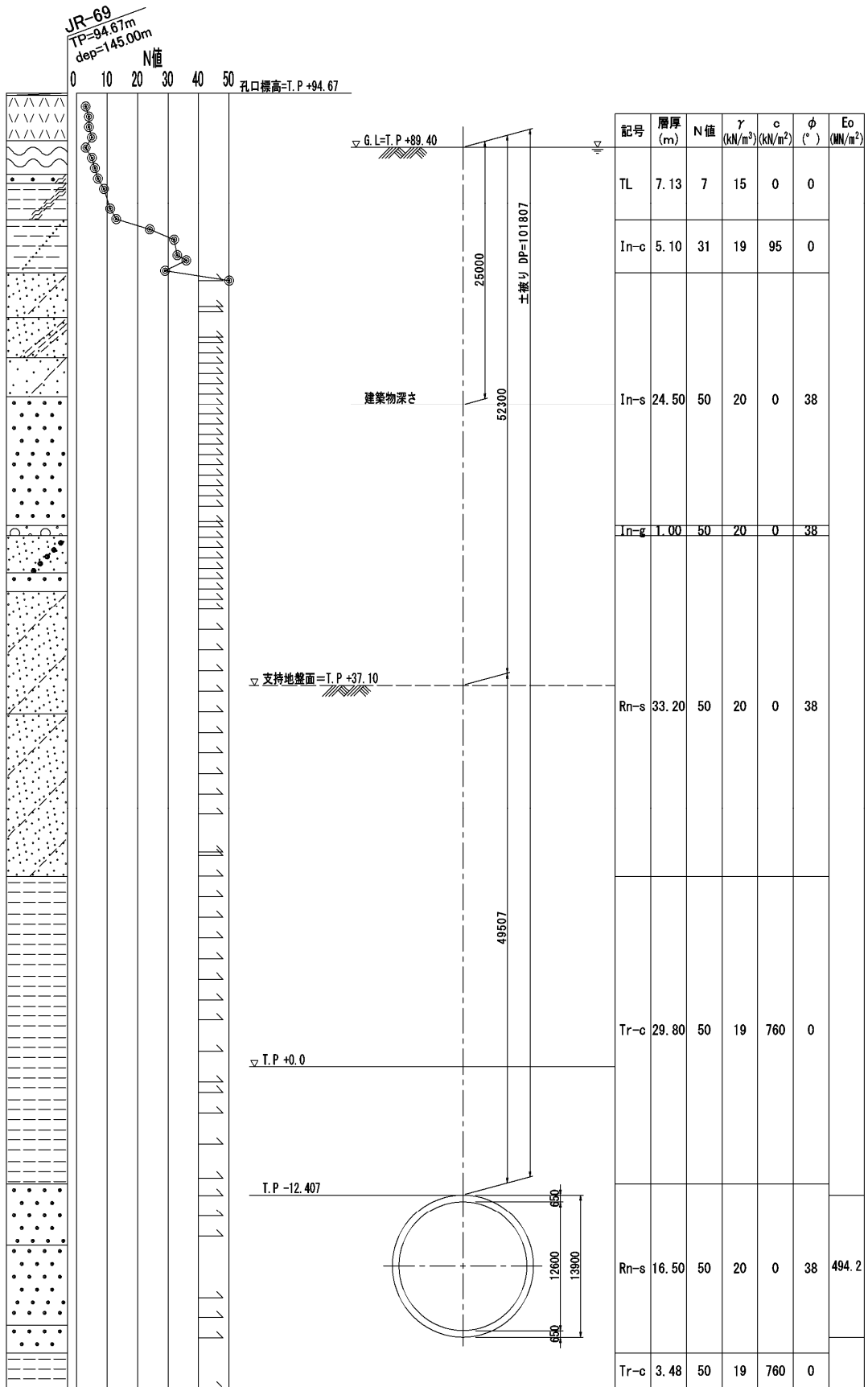
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

(d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント:首都圏 断面⑤-1



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況



(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 地表から地下水位までの深さ 0.000 (m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ 102.132 (m) 【=101.807+0.650/2】

h : 地表から支持地盤上面までの深さ 52.30 (m) 【=89.40-(37.10)】

p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$  : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 TL	15.00	7.13	106.95
2 In-c	19.00	5.10	96.90
3 In-s	20.00	12.77	255.40
排土荷重		25.00	459.25

従って、 $p = 300+25\gamma_e = 300+459.25 = 759.25 \text{ kN/m}^2$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (759.25+10 \times 0.00-250)}{2 \times (102.132-52.30)+70} = 210.11 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準 I) 4.2土圧及び水圧、基準 II) ~基準IV) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1) H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.625 \times \cot((45 + 38.000/2)/2) = 10.602\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値  $\phi$  により、

$$\phi = (13.250\text{m} \times 38\text{度}) / 13.250\text{m} = 38.000\text{度} )$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.250/2 = 6.625\text{m}$

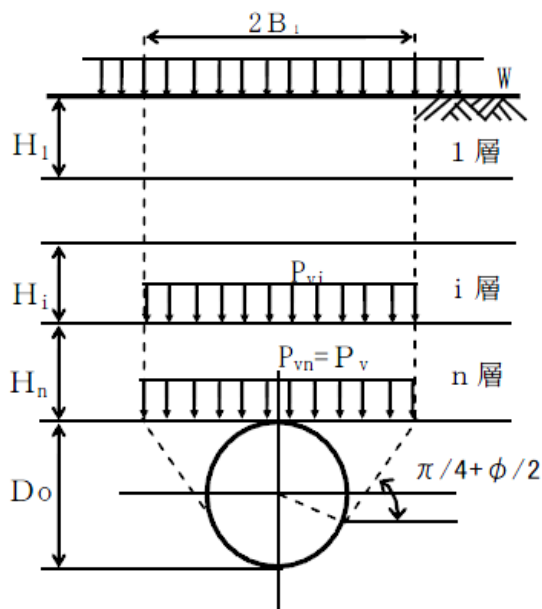


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	TL	7.130	7	15.0	5.0	0	0
2	In-c	5.100	31	19.0	9.0	95	0
3	In-s	24.500	50	20.0	10.0	0	38
4	In-g	1.000	50	20.0	10.0	0	38
5	Rn-s	33.200	50	20.0	10.0	0	38
6	Tr-c	29.800	50	19.0	9.0	760	0
7	Rn-s	1.402	50	20.0	10.0	0	38
合計		102.132					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (5.0 - 0.0/10.602) \times 7.130$$

$$= 35.65 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 95.0/10.602) \times 5.100 + 35.65$$

$$= 35.85 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.602 \times (10.0 - 0.0/10.602)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 24.500/10.602})$$

$$+ 35.85 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 24.500/10.602}$$

$$= 119.28 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.602 \times (10.0 - 0.0/10.602)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.000/10.602}) \\
&\quad + 119.28 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.000/10.602} \\
&= 120.45 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.602 \times (10.0 - 0.0/10.602)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 33.200/10.602}) \\
&\quad + 120.45 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 33.200/10.602} \\
&= 134.38 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 760.0/10.602) \times 29.800 + 134.38 \\
&= -1,733.62 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v6} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v7} = P_{vc} &= \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.602 \times (10.0 - 0.0/10.602)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.402/10.602}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.402/10.602} \\
&= 13.32 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
6	Tr-c	11.848	50	9.0	106.63
7	Rn-s	1.402	50	10.0	14.02
合計		13.250			120.65

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 9.0 \times 11.848 + 10.0 \times 1.402 = 120.65 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 120.65 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (102.132 - 0.000) = 1,021.32 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 102.132(m) 【=101.807+0.650/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.9m、セグメント厚さは 65cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 494200 \times (13.250)^{-3/4} \\ &= 483.9 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.4N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-203.0N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-113.6N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-111.5N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-218.7N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

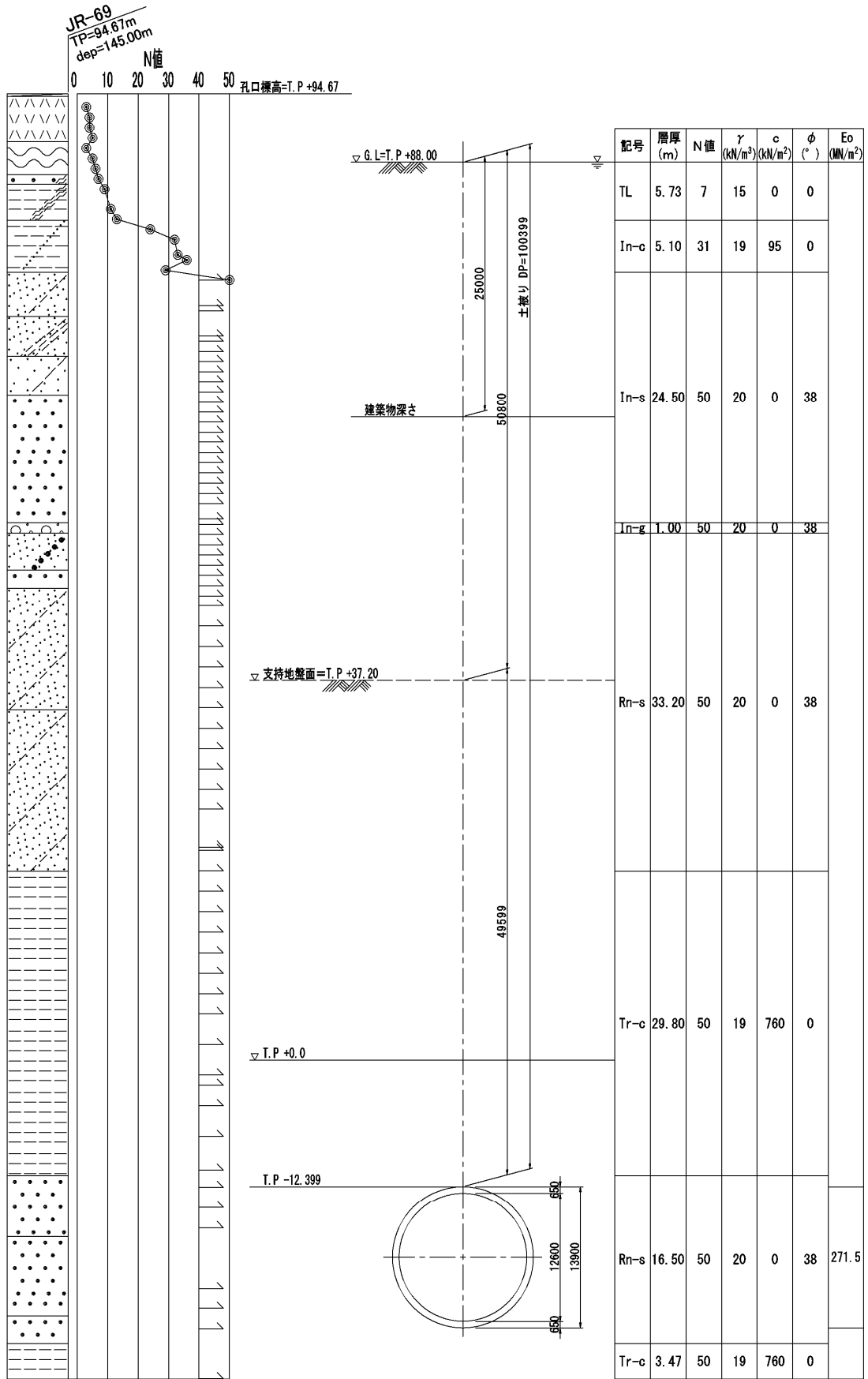
	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.9N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK



#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 首都圏 断面⑤-2



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 地表から地下水位までの深さ 0.000 (m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ 100.724 (m) 【=100.399+0.650/2】

h : 地表から支持地盤上面までの深さ 50.80 (m) 【=88.00-(37.20)】

p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300 + 25 \gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$  : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量 ( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量 ( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25 \gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25 \gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 h <sub>n</sub> (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 B	15.00	5.73	85.95
2 TL	19.00	5.10	96.90
3 In-s	20.00	14.17	283.40
排土荷重		25.00	466.25

$$\text{従って、} p = 300 + 25 \gamma_e = 300 + 466.25 = 766.25 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (766.25 + 10 \times 0.00 - 250)}{2 \times (100.724 - 50.80) + 70} = 212.76 \quad \text{kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ)～基準Ⅳ)に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.625 \times \cot\left(\frac{(45+38.000)/2}{2}\right) = 10.602\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (13.250\text{m} \times 38\text{度}) / 13.250\text{m} = 38.000\text{度} )$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.250/2 = 6.625\text{m}$

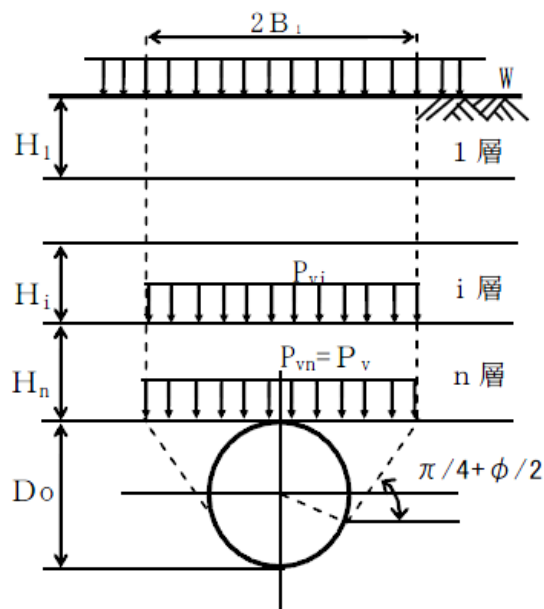


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

▽ ≡	No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 φ (°)
	1	B	5.730	7	15.0	5.0	0	0
2	TL	5.100	31	19.0	9.0	95	0	
3	In-s	24.500	50	20.0	10.0	0	38	
4	In-g	1.000	50	20.0	10.0	0	38	
5	Rn-s	33.200	50	20.0	10.0	0	38	
6	Tr-c	29.800	50	19.0	9.0	760	0	
7	Rn-s	1.394	50	20.0	10.0	0	38	
	合計	100.724						

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (5.0 - 0.0/10.602) \times 5.730$$

$$= 28.65 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 95.0/10.602) \times 5.100 + 28.65$$

$$= 28.85 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.602 \times (10.0 - 0.0/10.602)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 24.500/10.602})$$

$$+ 28.85 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 24.500/10.602}$$

$$= 118.13 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.602 \times (10.0 - 0.0/10.602)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.000/10.602}) \\
&\quad + 118.13 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.000/10.602} \\
&= 119.38 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.602 \times (10.0 - 0.0/10.602)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 33.200/10.602}) \\
&\quad + 119.38 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 33.200/10.602} \\
&= 134.29 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 760.0/10.602) \times 29.800 + 134.29 \\
&= -1,733.71 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v6} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v7} &= P_{vc} = \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.602 \times (10.0 - 0.0/10.602)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.394/10.602}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.394/10.602} \\
&= 13.25 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
6	Tr-c	11.856	50	9.0	106.70
7	Rn-s	1.394	50	10.0	13.94
合計		13.250			120.64

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 9.0 \times 11.856 + 10.0 \times 1.394 = 120.64 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 120.64 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (100.724 - 0.000) = 1,007.24 \quad \text{kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 100.724(m) 【=100.399+0.650/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)



## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.9m、セグメント厚さは 65cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 271500 \times (13.250)^{-3/4} \\ &= 265.8 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-203.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-109.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-108.6N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-219.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

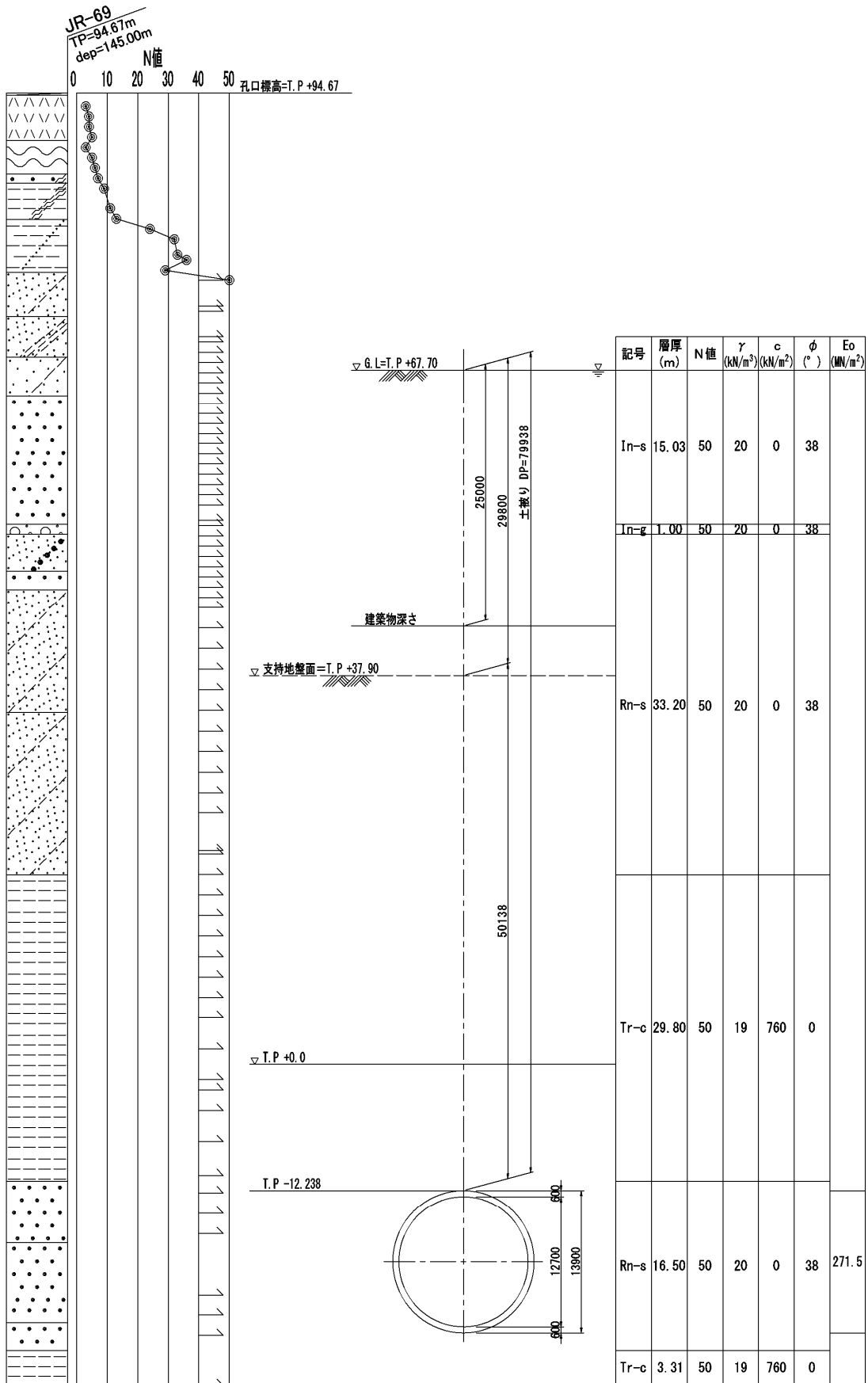
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.9N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

(d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 首都圏 断面⑤-3



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 80.238(m) 【=79.938+0.600/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 29.80(m) 【=67.70-(37.90)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 In-s	20.00	15.03	300.60
2 In-g	20.00	1.00	20.00
3 Rn-s	20.00	8.97	179.40
排土荷重		25.00	500.00

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+500.00 = 800.00 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (800.00+10 \times 0.00-250)}{2 \times (80.238-29.80)+70} = 225.31 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.650 \times \cot\left(\frac{(45+38.000)/2}{2}\right) = 10.642\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (13.300\text{m} \times 38\text{度}) / 13.300\text{m} = 38.000\text{度} )$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.300/2 = 6.650\text{m}$

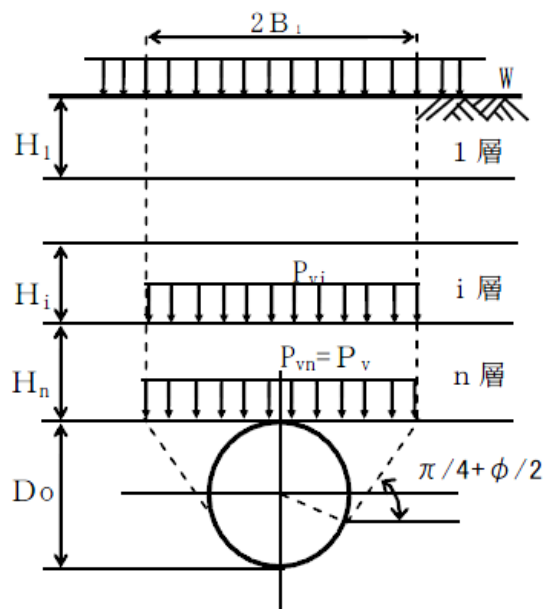


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 φ (°)
1	In-s	15.030	50	20.0	10.0	0	38
2	In-g	1.000	50	20.0	10.0	0	38
3	Rn-s	33.200	50	20.0	10.0	0	38
4	Tr-c	29.800	50	19.0	9.0	760	0
5	Rn-s	1.208	50	20.0	10.0	0	38
合計		80.238					

※ ▽地下水位

$$\begin{aligned}
 P_{v1} &= \frac{B_1(\gamma_1 - c_1/B_1)}{K_0 \tan \phi_1} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_1 \cdot H_1/B_1}) \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
 &= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 15.030/10.642}) \\
 &= 91.03 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{v2} &= \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
 &= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.000/10.642}) \\
 &\quad + 91.03 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.000/10.642} \\
 &= 94.23 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{v3} &= \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
 &= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 33.200/10.642}) \\
 &\quad + 94.23 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 33.200/10.642} \\
 &= 132.54 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{v4} &= (\gamma_4 - c_4/B_1)H_4 + P_{v3} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
 &= (9.0 - 760.0/10.642) \times 29.800 + 132.54 \\
 &= -1,727.43 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v4} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} = P_{vc} &= \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.208/10.642}) \\
&\quad + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.208/10.642} \\
&= 11.56 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
4	Tr-c	12.092	50	9.0	108.83
5	Rn-s	1.208	50	10.0	12.08
合計		13.300			120.91

▽セグメント図心頂面

$$\begin{aligned}
P_{min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
&= 9.0 \times 12.092 + 10.0 \times 1.208 = 120.91 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 120.91 kN/m<sup>2</sup>となる。



(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (80.238 - 0.000) = 802.38 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 80.238(m) 【=79.938+0.600/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.9m、セグメント厚さは 60cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 271500 \times (13.300)^{-3/4} \\ &= 265.1 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-197.7N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-98.9N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-100.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-211.6N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.0N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

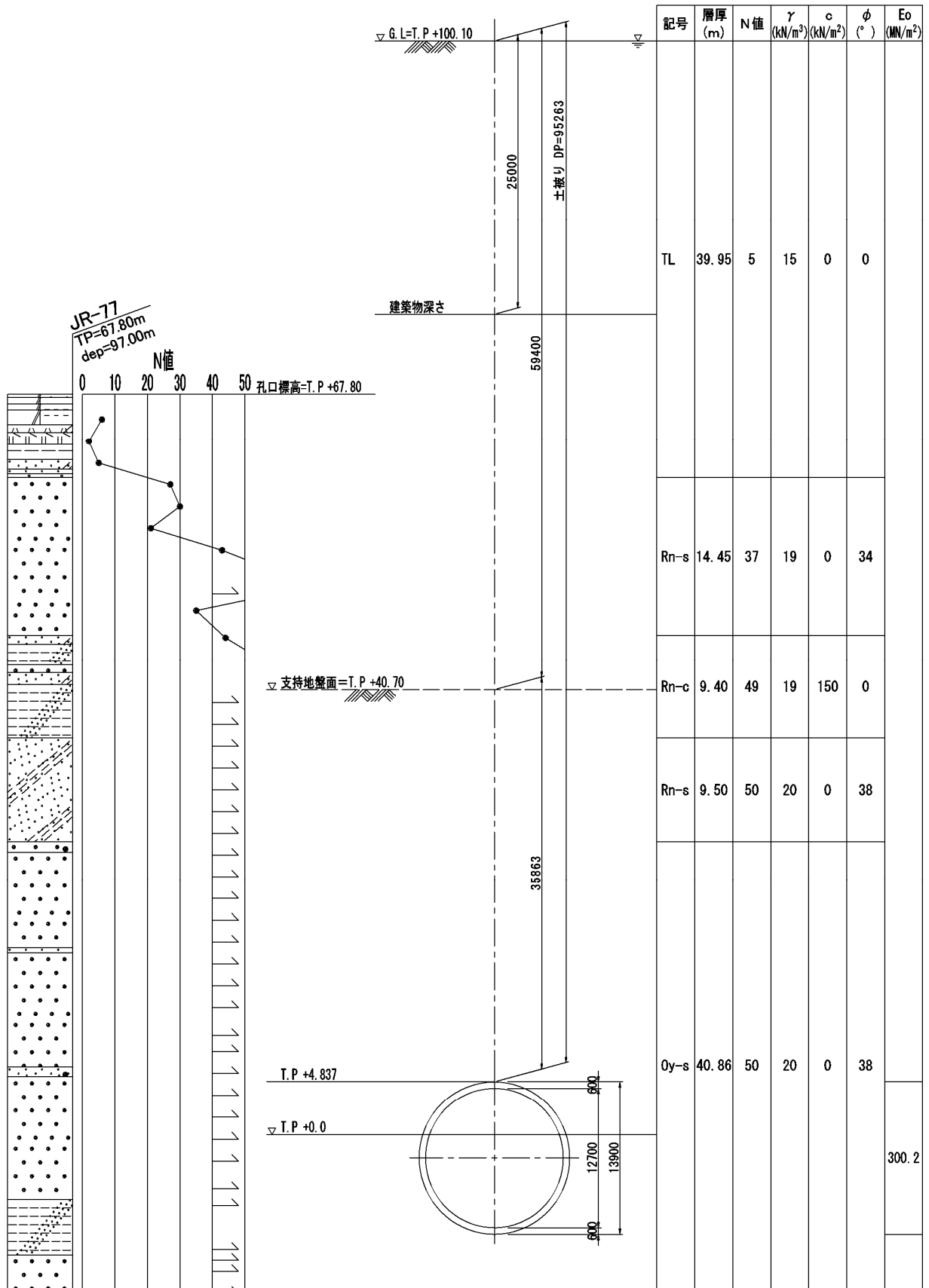
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.6N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

(d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント:首都圏 断面⑤-4



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

## (a) 荷重の算定

### (i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 地表から地下水位までの深さ 0.000 (m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ 95.563 (m) 【=95.263+0.600/2】

h : 地表から支持地盤上面までの深さ 59.40 (m) 【=100.10-(40.70)】

p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 246+p_u$$

$$p_u = 18f = 18H_B/3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $H_B$  : 当該地域で法令の規定により建築可能な建築物の高さの最高限度 (= 31.0 m)

f :  $H_B/3$  から算出された地上階数 (切り上げ整数値とする)

$$\therefore p_u = 18H_B/3 = 18 \times 31.0 / 3 = 18 \times 11 = 198.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{従って、} p = 246+p_u = 246+198.0 = 444.00 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (444.00+10 \times 0.00-250)}{2 \times (95.563-59.40)+70} = 95.41 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.650 \times \cot\left(\frac{(45+38.000)/2}{2}\right) = 10.642\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (13.300\text{m} \times 38\text{度}) / 13.300\text{m} = 38.000\text{度} )$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.300/2 = 6.650\text{m}$

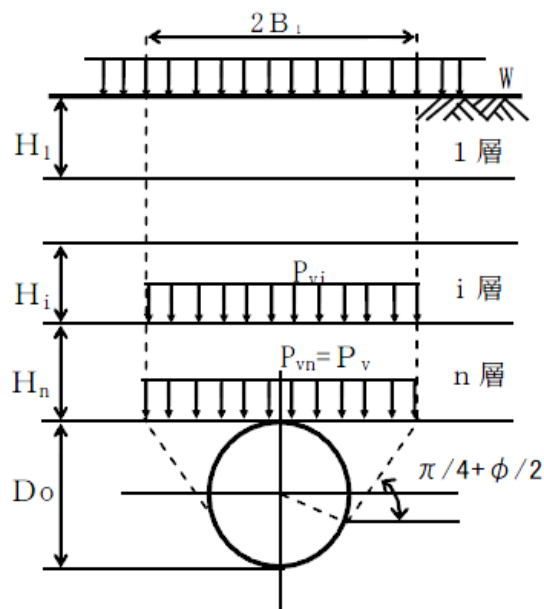


図2 緩み土圧算定図

表1 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	TL	39.950	5	15.0	5.0	0	0
2	Rn-s	14.450	37	19.0	9.0	0	34
3	Rn-c	9.400	49	19.0	9.0	150	0
4	Rn-s	9.500	50	20.0	10.0	0	38
5	Oy-s	22.263	50	20.0	10.0	0	38
合計		95.563					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (5.0 - 0.0/10.642) \times 39.950$$

$$= 199.75 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{10.642 \times (9.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 34^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 34^\circ \times 14.450/10.642})$$

$$+ 199.75 \times e^{-1.0 \times \tan 34^\circ \times 14.450/10.642}$$

$$= 165.11 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = (\gamma_3 - c_3/B_1)H_3 + P_{v2} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (9.0 - 150.0/10.642) \times 9.400 + 165.11$$

$$= 117.22 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v4} = \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 9.500/10.642})$$

$$+ 117.22 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 9.500/10.642}$$

$$= 126.76 \text{ kN/m}^2$$



$$\begin{aligned}
P_{v5} = P_{vc} &= \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \dots \dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 22.263/10.642}) \\
&\quad + 126.76 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 22.263/10.642} \\
&= 134.37 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
5	0y-s	13.300	50	10.0	133.00
合計		13.300			133.00

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 10.0 \times 13.300 = 133.00 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>vc</sub> = 134.37 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (95.563 - 0.000) = 955.63 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 95.563(m) 【=95.263+0.600/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.9m、セグメント厚さは 60cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 300200 \times (13.300)^{-3/4} \\ &= 293.1 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-204.6N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-99.0N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.6N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-103.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-217.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

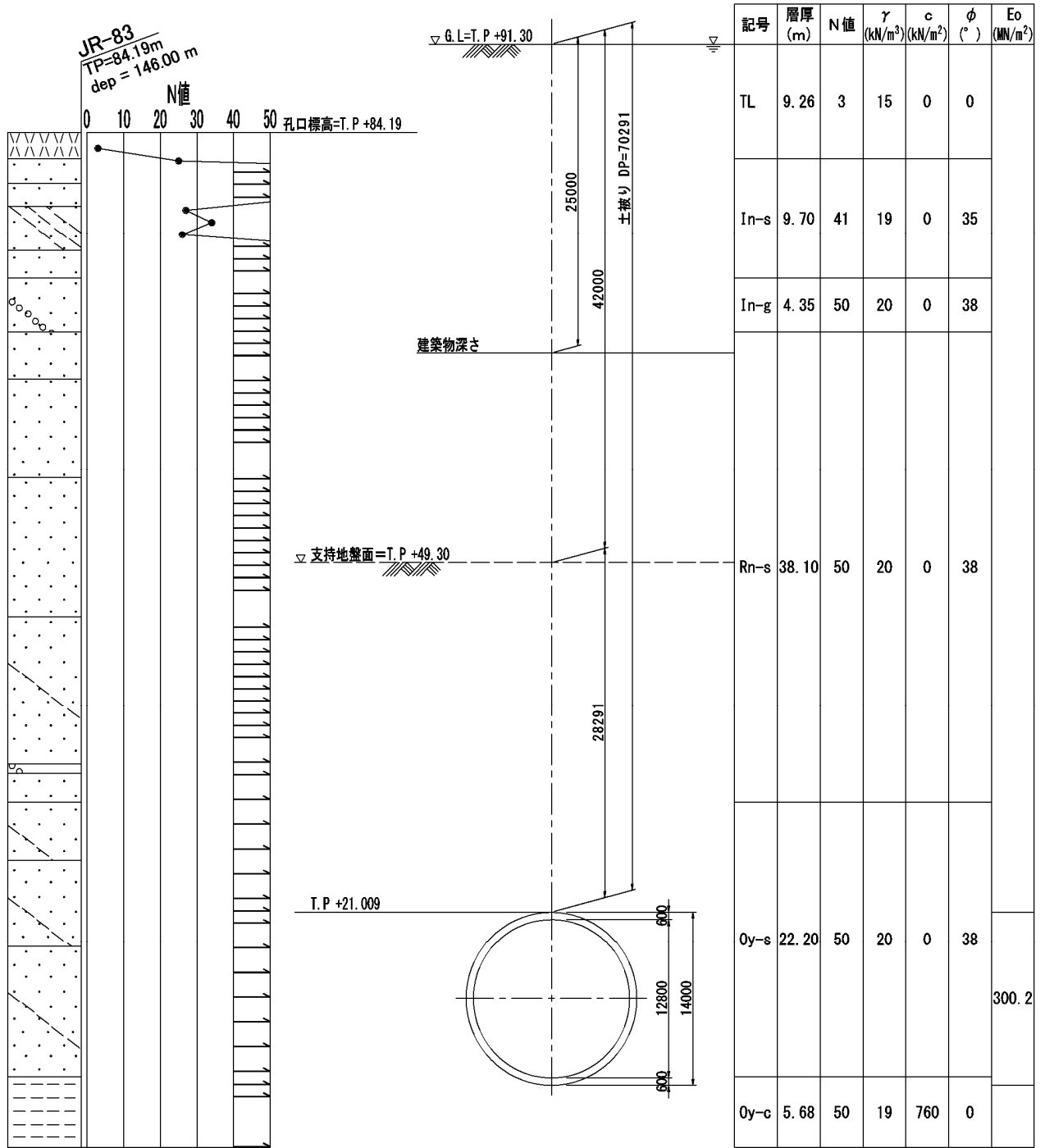
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント:首都圏 断面⑥-1



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 地表から地下水位までの深さ 0.000 (m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ 70.591 (m) 【=70.291+0.600/2】

h : 地表から支持地盤上面までの深さ 42.00 (m) 【=91.30-(49.30)】

p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$  : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_t \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 TL	15.00	9.26	138.90
2 In-s	19.00	9.70	184.30
3 In-g	20.00	4.35	87.00
4 Rn-s	20.00	1.69	33.80
排土荷重		25.00	444.00

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+444.00 = 744.00 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (744.00+10 \times 0.00-250)}{2 \times (70.591-42.00)+70} = 271.89 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1)式$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2)式$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.700 \times \cot((45+36.920/2)/2) = 10.836m$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (13.019m \times 38度 + 0.381m \times 0度) / 13.400m = 36.920度)$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.400/2 = 6.700m$

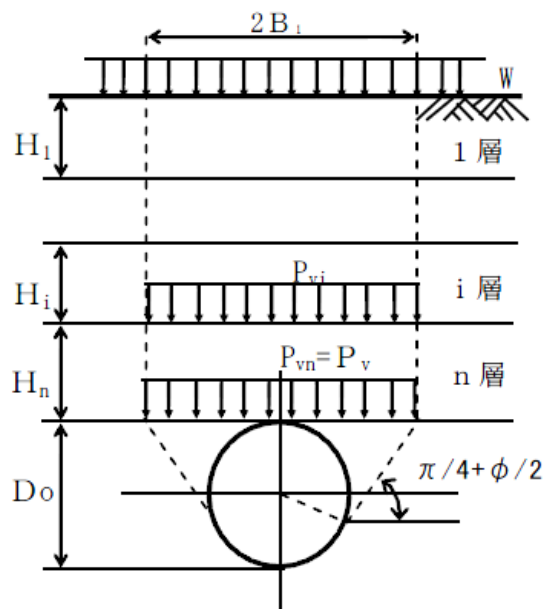


図2 緩み土圧算定図



表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	TL	9.260	3	15.0	5.0	0	0
2	In-s	9.700	41	19.0	9.0	0	35
3	In-g	4.350	50	20.0	10.0	0	38
4	Rn-s	38.100	50	20.0	10.0	0	38
5	Oy-s	9.181	50	20.0	10.0	0	38
合計		70.591					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (5.0 - 0.0/10.836) \times 9.260$$

$$= 46.30 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.836 \times (9.0 - 0.0/10.836)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 9.700/10.836})$$

$$+ 46.30 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 9.700/10.836}$$

$$= 89.60 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.836 \times (10.0 - 0.0/10.836)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.350/10.836})$$

$$+ 89.60 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.350/10.836}$$

$$= 102.82 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.836 \times (10.0 - 0.0/10.836)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 38.100/10.836}) \\
&\quad + 102.82 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 38.100/10.836} \\
&= 136.39 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} = P_{vc} &= \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.836 \times (10.0 - 0.0/10.836)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 9.181/10.836}) \\
&\quad + 136.39 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 9.181/10.836} \\
&= 137.51 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(4) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
4	Rn-s	4.219	50	10.0	42.19
5	Oy-s	9.181	50	10.0	91.81
合計		13.400			134.00

▽セグメント図心頂面

$$\begin{aligned}
P_{\min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
&= 10.0 \times 4.219 + 10.0 \times 9.181 = 134.00 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>vc</sub> = 137.51 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (70.591 - 0.000) = 705.91 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 70.591(m) 【=70.291+0.600/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 60cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 300200 \times (13.400)^{-3/4} \\ &= 291.5 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-211.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-72.0N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.6N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-92.6N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-215.5N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

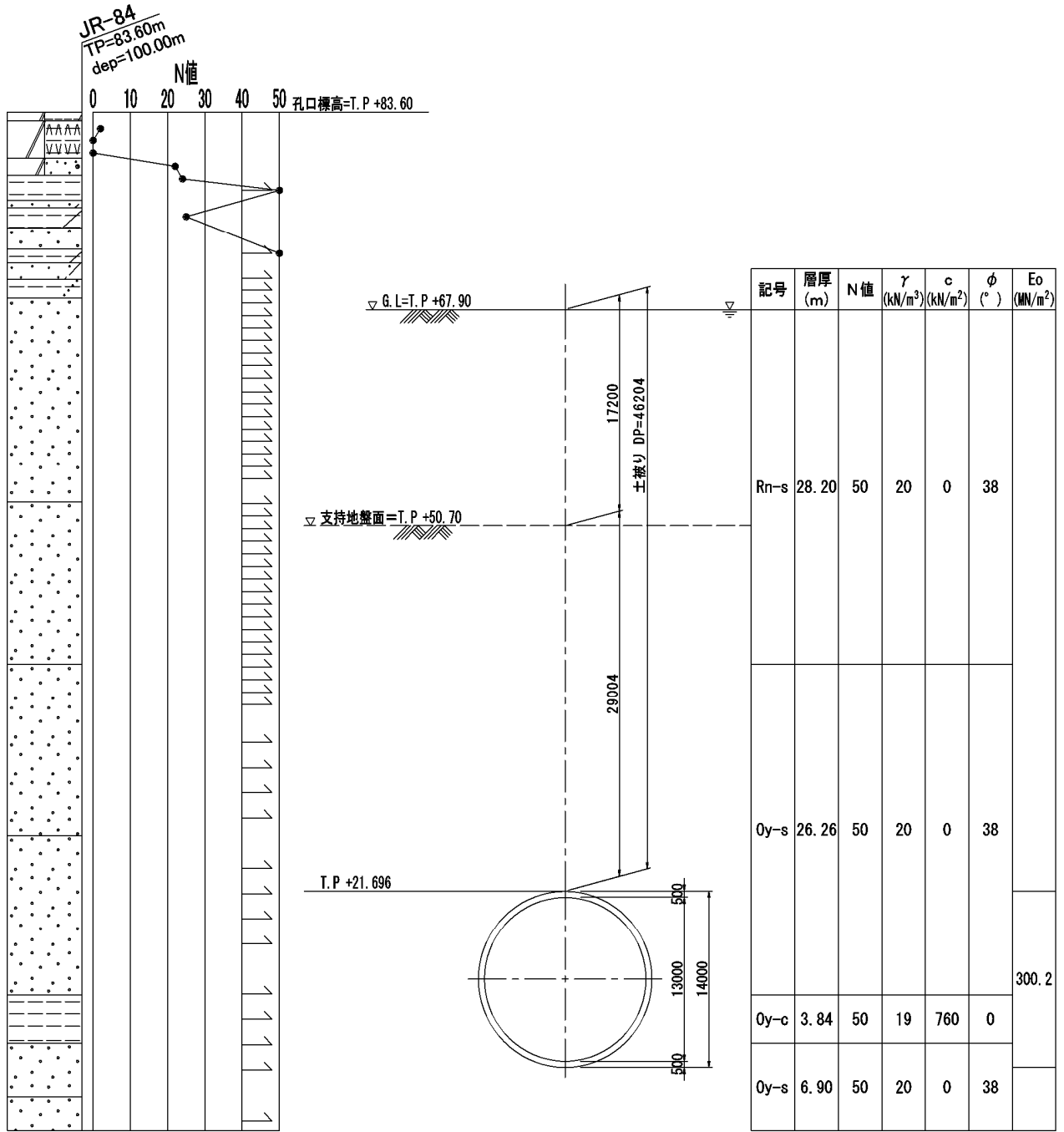
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント:首都圏 断面⑥-2



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

## (a) 荷重の算定

### (i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準 I) 4.4 建築物による荷重の算定方法に準拠して算定する。

当該地域は、都市計画法（昭和43年法律第100号）第8条第1項第1号の第1種低層住居専用地域又は第2種低層住居専用地域内の区域に該当するため、この場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = rp$$

上記の式において、

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

r : 当該区域において指定されている建ぺい率 ( = 0.40 )

p : 次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>) ※建物1階当りの荷重は、18kN/m<sup>2</sup>

$$p = p_u = 18f = 18H_B/3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

この式において、

H<sub>B</sub> : 当該地域において法令の規定により建築可能な建築物の高さの最高限度 ( = 10.0 m )

f : H<sub>B</sub>/3 から算出された地上階数 (切り上げ整数値とする)

$$\therefore p = 18H_B/3 = 18 \times 10.0 / 3 = 18 \times 4 = 72.0 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = rp = 0.40 \times 72.0 = 28.80 \text{ kN/m}^2$$



(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.750 \times \cot((45+27.191/2)/2) = 12.029\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (8.006\text{m} \times 38\text{度} + 3.840\text{m} \times 0\text{度} + 1.654\text{m} \times 38\text{度}) / 13.500\text{m} = 27.191\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.500/2 = 6.750\text{m}$

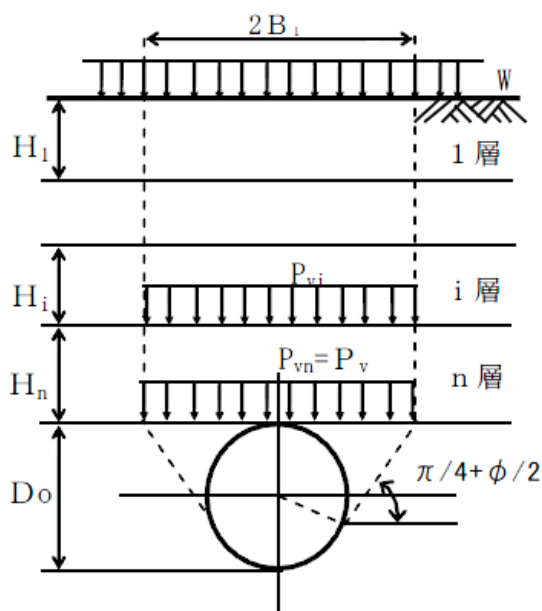


図2 緩み土圧算定図

表1 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
1	Rn-s	28.200	50	20.0	10.0	0	38
2	Oy-s	18.254	50	20.0	10.0	0	38
合計		46.454					

※ ▽地下水位

$$\begin{aligned}
 P_{v1} &= \frac{B_1(\gamma_1 - c_1/B_1)}{K_0 \tan \phi_1} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_1 \cdot H_1/B_1}) \dots\dots (1)式 \\
 &= \frac{12.029 \times (10.0 - 0.0/12.029)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 28.200/12.029}) \\
 &= 129.31 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{v2} = P_{vc} &= \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \dots\dots (1)式 \\
 &= \frac{12.029 \times (10.0 - 0.0/12.029)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 18.254/12.029}) \\
 &\quad + 129.31 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 18.254/12.029} \\
 &= 146.43 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・Dc) の算定

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )	
▽セグメント図心頂面	2	Oy-s	13.500	50	10.0	135.00
	合計		13.500			135.00

$$\begin{aligned}
 P_{min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
 &= 10.0 \times 13.500 = 135.00 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧は、上記 $P_{vc}$ と $P_{min}$ のうちいずれか大きい値であるため、 $P_{vc} = 146.43 \text{ kN/m}^2$ となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (46.454 - 0.000) = 464.54 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 46.454(m) 【=46.204+0.500/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 50cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 300200 \times (13.500)^{-3/4} \\ &= 289.8 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.0N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-190.5N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-70.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-82.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-195.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	6.4N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

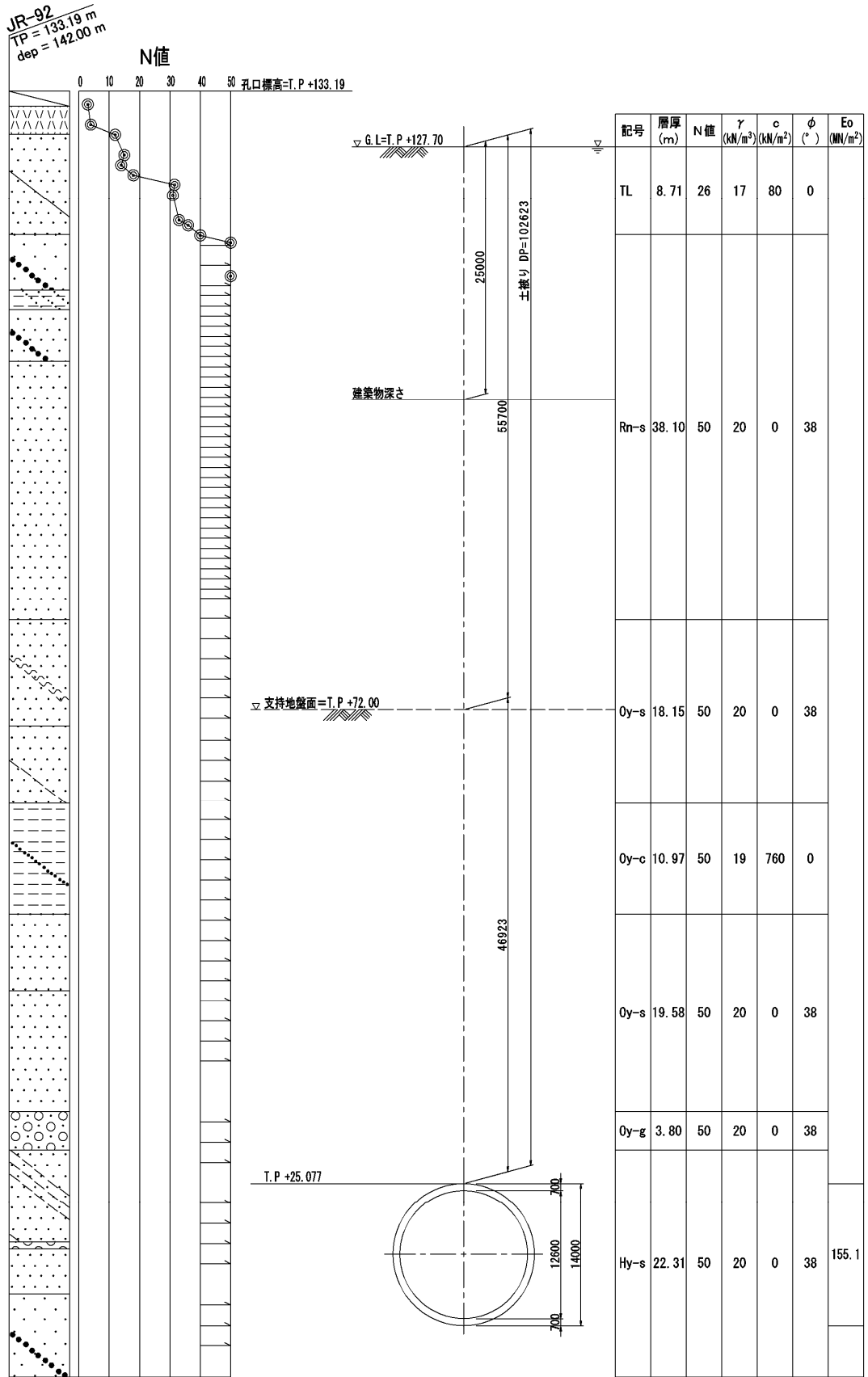
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	6.6N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

(d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 首都圏 断面⑥-3



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 102.973(m) 【=102.623+0.700/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 55.70(m) 【=127.70-(72.00)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 TL	17.00	8.71	148.07
2 Rn-s	20.00	16.29	325.80
排土荷重		25.00	473.87

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+473.87 = 773.87 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (773.87+10 \times 0.00-250)}{2 \times (102.973-55.70)+70} = 222.86 \text{ kN/m}^2$$



(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.650 \times \cot((45 + 38.000/2)/2) = 10.642\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (13.300\text{m} \times 38\text{度}) / 13.300\text{m} = 38.000\text{度} )$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.300/2 = 6.650\text{m}$

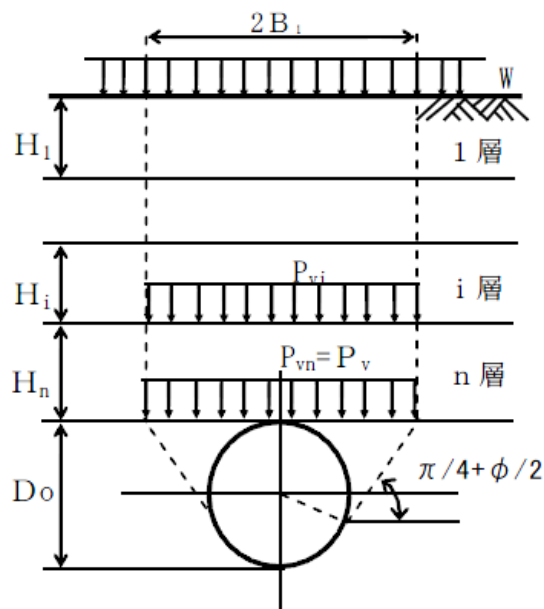


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	TL	8.710	26	17.0	7.0	80	0
2	Rn-s	38.100	50	20.0	10.0	0	38
3	Oy-s	18.150	50	20.0	10.0	0	38
4	Oy-c	10.970	50	19.0	9.0	760	0
5	Oy-s	19.580	50	20.0	10.0	0	38
6	Oy-g	3.800	50	20.0	10.0	0	38
7	Hy-s	3.663	50	20.0	10.0	0	38
合計		102.973					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (7.0 - 80.0/10.642) \times 8.710$$

$$= -4.51 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v1} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 38.100/10.642})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 38.100/10.642}$$

$$= 127.90 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 18.150/10.642})$$

$$+ 127.90 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 18.150/10.642}$$

$$= 134.02 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v4} = (\gamma_4 - c_4/B_1)H_4 + P_{v3} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/10.642) \times 10.970 + 134.02$$

$$= -550.67 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v4} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v5} = \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 19.580/10.642}) + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 19.580/10.642}$$

$$= 103.86 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v6} = \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.800/10.642}) + 103.86 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.800/10.642}$$

$$= 111.74 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v7} = P_{vc} = \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.663/10.642}) + 111.74 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.663/10.642}$$

$$= 117.51 \text{ kN/m}^2$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
5	Oy-s	5.837	50	10.0	58.37
6	Oy-g	3.800	50	10.0	38.00
7	Hy-s	3.663	50	10.0	36.63
合計		13.300			133.00

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 10.0 \times 5.837 + 10.0 \times 3.800 + 10.0 \times 3.663 = 133.00 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 133.00 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (102.973 - 0.000) = 1,029.73 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 102.973(m) 【=102.623+0.700/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 70cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 155100 \times (13.300)^{-3/4} \\ &= 151.4 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-211.9N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-83.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-97.5N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-219.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.6N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

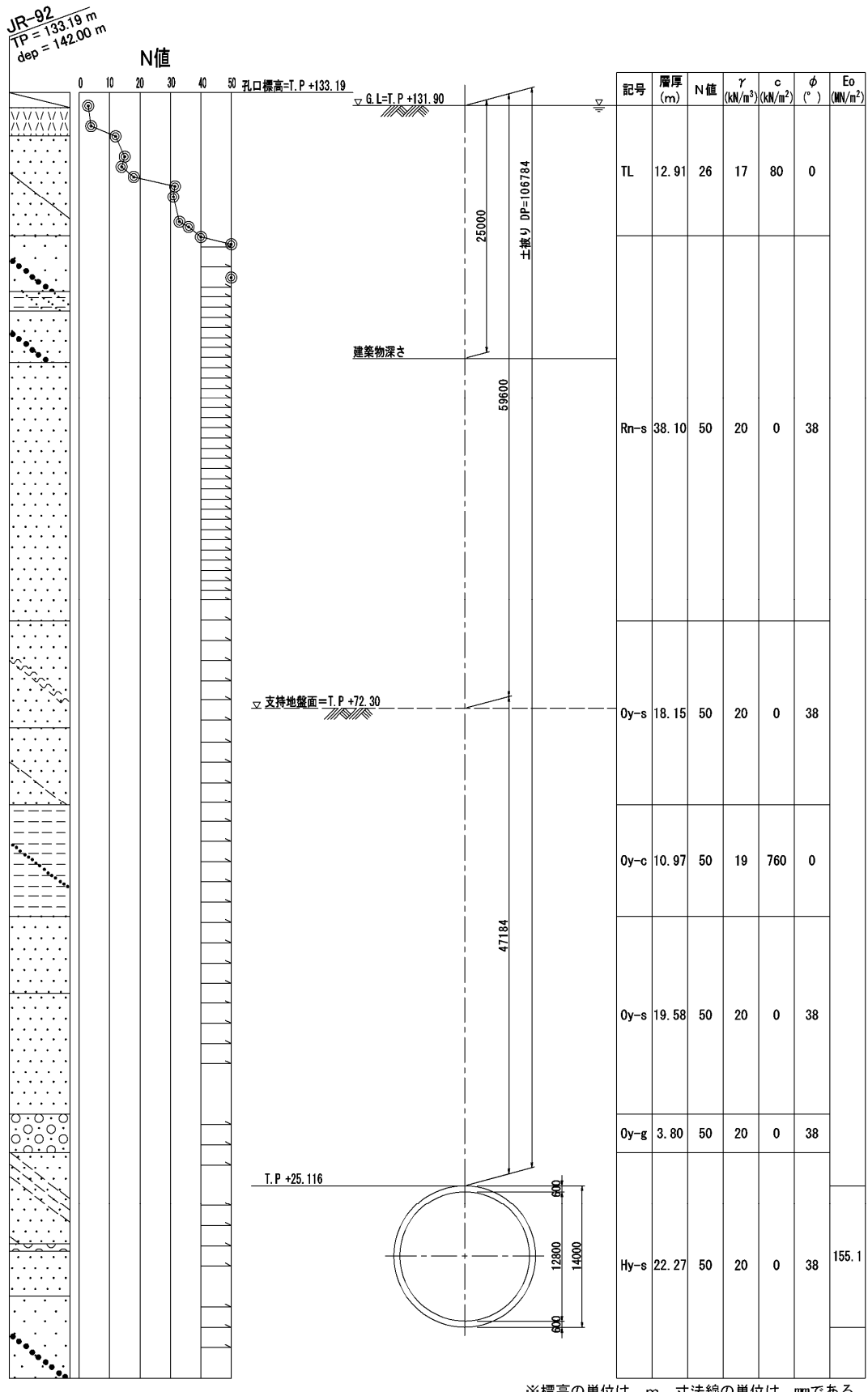
	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.9N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

(d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。



合成セグメント:首都圏 断面⑥-4



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 107.084(m) 【=106.784+0.600/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 59.60(m) 【=131.90-(72.30)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 TL	17.00	12.91	219.47
2 Rn-s	20.00	12.09	241.80
排土荷重		25.00	461.27

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+461.27 = 761.27 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (761.27+10 \times 0.00-250)}{2 \times (107.084-59.60)+70} = 216.94 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ)～基準Ⅳ)に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.700 \times \cot\left(\frac{(45+38.000)/2}{2}\right) = 10.722\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (13.400\text{m} \times 38\text{度}) / 13.400\text{m} = 38.000\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.400/2 = 6.700\text{m}$

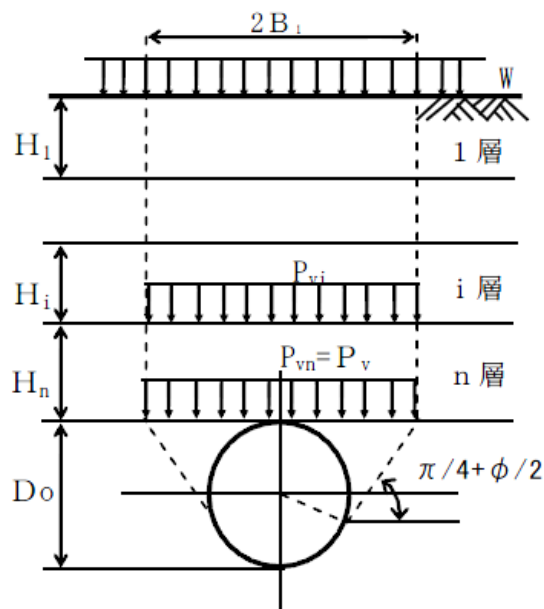


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	TL	12.910	26	17.0	7.0	80	0
2	Rn-s	38.100	50	20.0	10.0	0	38
3	Oy-s	18.150	50	20.0	10.0	0	38
4	Oy-c	10.970	50	19.0	9.0	760	0
5	Oy-s	19.580	50	20.0	10.0	0	38
6	Oy-g	3.800	50	20.0	10.0	0	38
7	Hy-s	3.574	50	20.0	10.0	0	38
合計		107.084					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (7.0 - 80.0/10.722) \times 12.910$$

$$= -5.96 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v1} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.722 \times (10.0 - 0.0/10.722)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 38.100/10.722})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 38.100/10.722}$$

$$= 128.69 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.722 \times (10.0 - 0.0/10.722)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 18.150/10.722})$$

$$+ 128.69 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 18.150/10.722}$$

$$= 134.96 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v4} = (\gamma_4 - c_4/B_1)H_4 + P_{v3} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/10.722) \times 10.970 + 134.96$$

$$= -543.89 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v4} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v5} = \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.722 \times (10.0 - 0.0/10.722)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 19.580/10.722}) + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 19.580/10.722}$$

$$= 104.29 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v6} = \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.722 \times (10.0 - 0.0/10.722)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.800/10.722}) + 104.29 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.800/10.722}$$

$$= 112.26 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v7} = P_{vc} = \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.722 \times (10.0 - 0.0/10.722)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.574/10.722}) + 112.26 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.574/10.722}$$

$$= 117.99 \text{ kN/m}^2$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
5	Oy-s	6.026	50	10.0	60.26
6	Oy-g	3.800	50	10.0	38.00
7	Hy-s	3.574	50	10.0	35.74
合計		13.400			134.00

▽セグメント図心頂面

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 10.0 \times 6.026 + 10.0 \times 3.800 + 10.0 \times 3.574 = 134.00 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 134.00 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (107.084 - 0.000) = 1,070.84 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 107.084(m) 【=106.784+0.600/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

合成セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 60cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 155100 \times (13.400)^{-3/4} \\ &= 150.6 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。



### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鋼材に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.3N/mm <sup>2</sup>	16N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鋼材	-230.2N/mm <sup>2</sup>	235N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鋼材	-66.9N/mm <sup>2</sup>	235N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.6N/mm <sup>2</sup>	16N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鋼材	-82.2N/mm <sup>2</sup>	235N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鋼材	-234.4N/mm <sup>2</sup>	235N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手の鋼材に発生する応力度は圧縮であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	引張力	許容引張力	判定
継手	圧縮	106kN 以上	OK

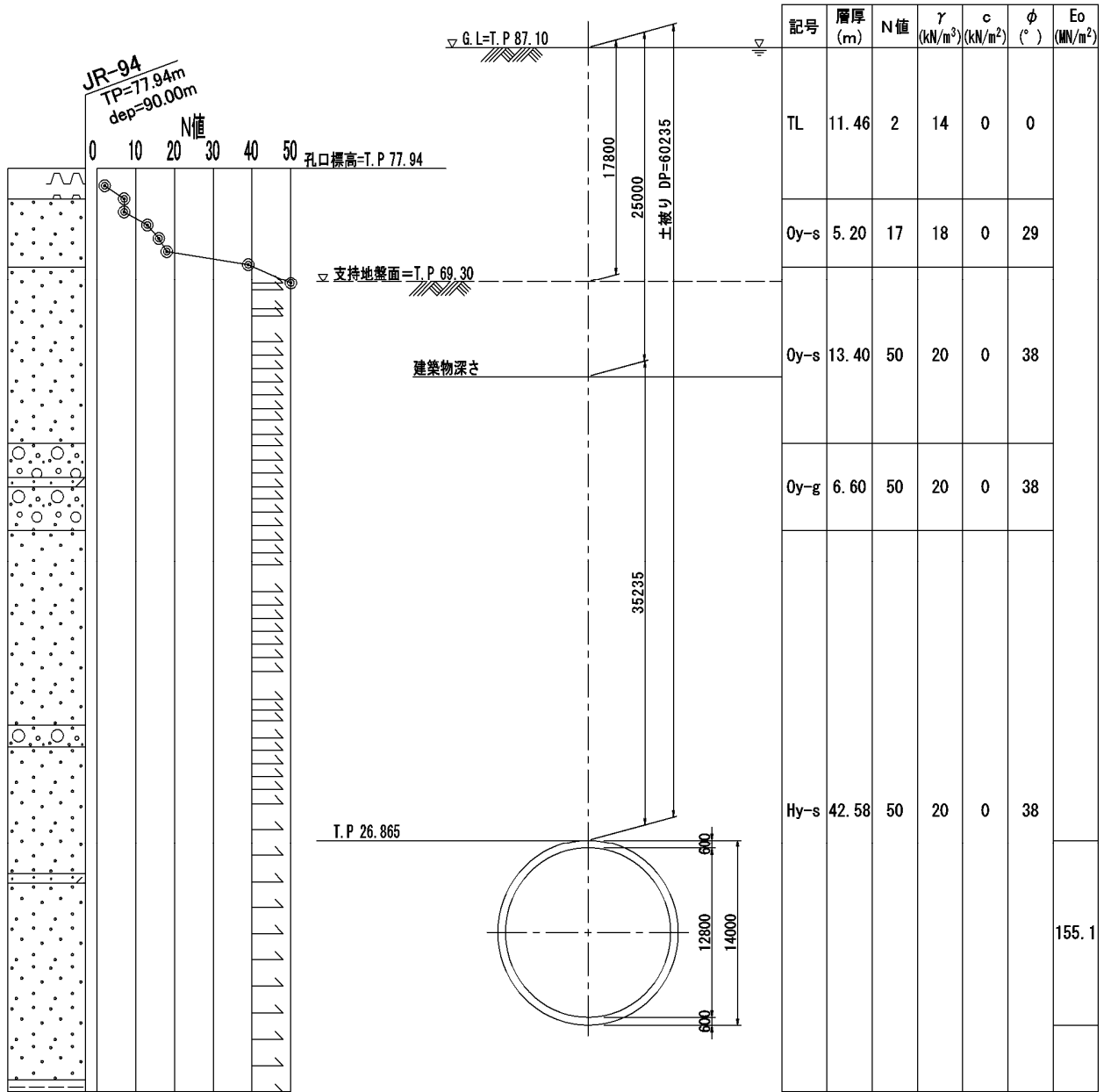
##### 負曲げ最大応力

	引張力	許容引張力	判定
継手	圧縮	106kN 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 首都圏 断面⑥-5



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 60.535(m) 【=60.235+0.600/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 25.00(m)

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 TL	14.00	11.46	160.44
2 0y-s	18.00	5.20	93.60
3 0y-g	20.00	8.34	166.80
排土荷重		25.00	420.84

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+420.84 = 720.84 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (720.84+10 \times 0.00-250)}{2 \times (60.535-25.00)+70} = 233.63 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ)～基準Ⅳ)に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.700 \times \cot((45 + 38.000/2)/2) = 10.722\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (13.400\text{m} \times 38\text{度}) / 13.400\text{m} = 38.000\text{度})$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.400/2=6.700\text{m}$

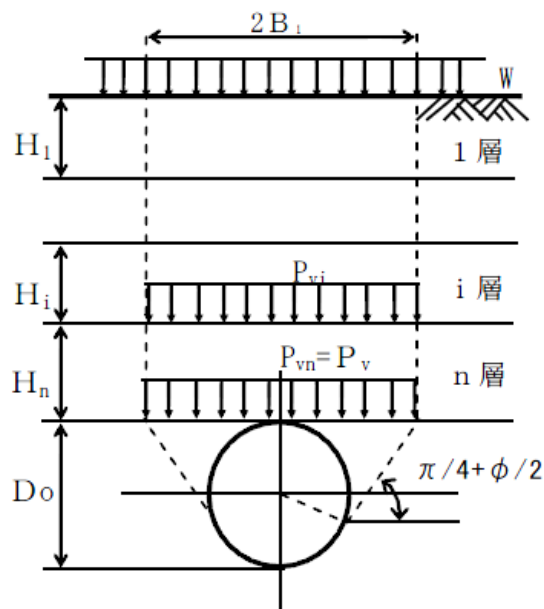


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

▽ ≡	No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 φ (°)
	1	TL	11.460	2	14.0	4.0	0	0
2	Oy-s	5.200	17	18.0	8.0	0	29	
3	Oy-s	13.400	50	20.0	10.0	0	38	
4	Oy-g	6.600	50	20.0	10.0	0	38	
5	Hy-s	23.875	50	20.0	10.0	0	38	
	合計	60.535						

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (4.0 - 0.0/10.722) \times 11.460$$

$$= 45.84 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{10.722 \times (8.0 - 0.0/10.722)}{1.0 \times \tan 29^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 5.200/10.722})$$

$$+ 45.84 \times e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 5.200/10.722}$$

$$= 71.51 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{10.722 \times (10.0 - 0.0/10.722)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 13.400/10.722})$$

$$+ 71.51 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 13.400/10.722}$$

$$= 112.48 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.722 \times (10.0 - 0.0/10.722)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 6.600/10.722}) \\
&\quad + 112.48 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 6.600/10.722} \\
&= 121.93 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} = P_{vc} &= \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.722 \times (10.0 - 0.0/10.722)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 23.875/10.722}) \\
&\quad + 121.93 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 23.875/10.722} \\
&= 134.55 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )	
▽セグメント図心頂面	5	Hy-s	13.400	50	10.0	134.00
		合計	13.400			134.00

$$\begin{aligned}
P_{\min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
&= 10.0 \times 13.400 = 134.00 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>vc</sub> = 134.55 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (60.535 - 0.000) = 605.35 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 60.535(m) 【=60.235+0.600/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)



## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 60cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 155100 \times (13.400)^{-3/4} \\ &= 150.6 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-205.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-55.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-77.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-208.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.0N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

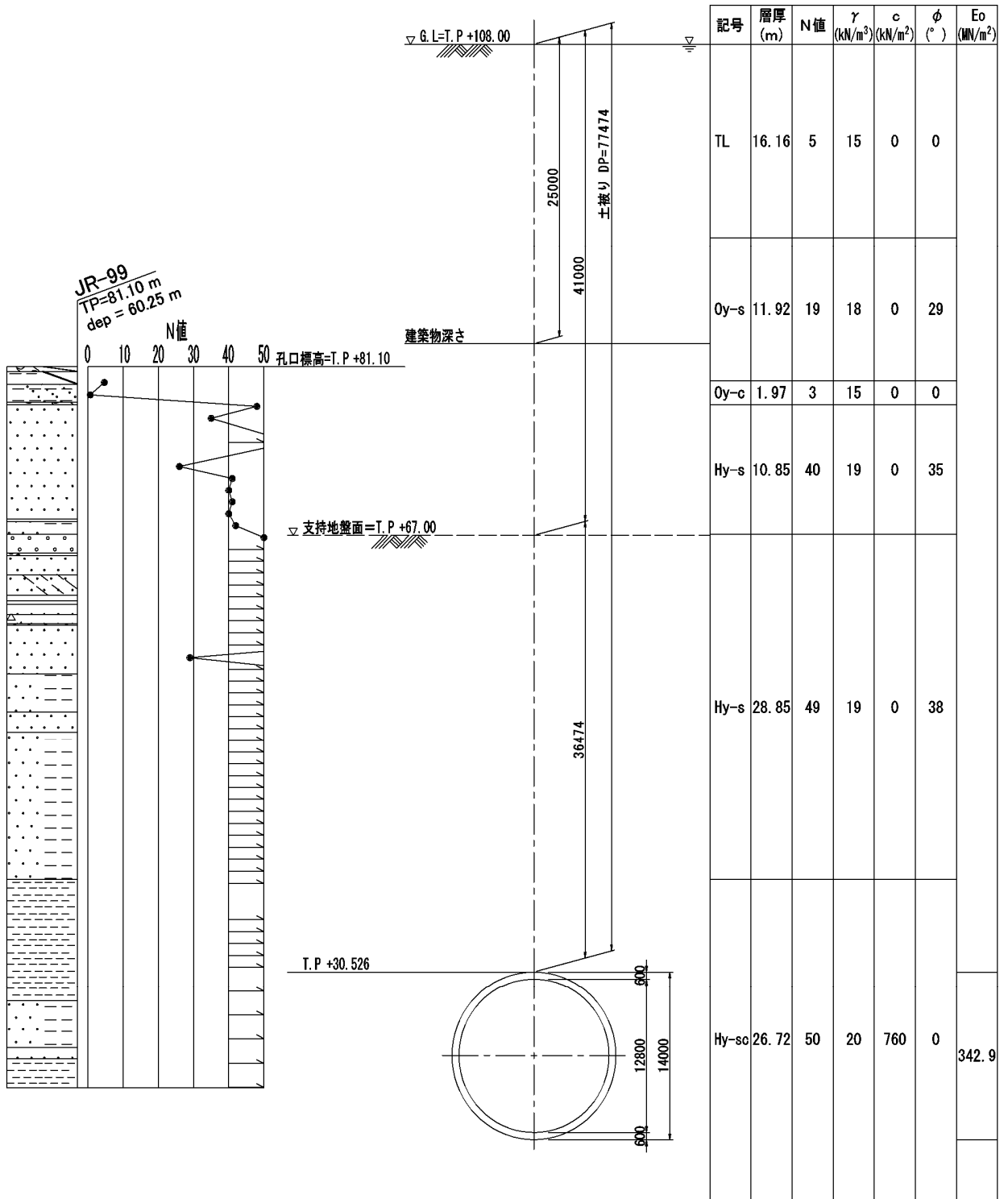
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.1N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 首都圏 断面⑥-6



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 地表から地下水位までの深さ 0.000 (m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ 77.774 (m) 【=77.474+0.600/2】

h : 地表から支持地盤上面までの深さ 41.00 (m) 【=108.00-(67.00)】

p : 次式により算出した建築物の荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$  : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 TL	15.00	16.16	242.40
2 Oy-s	18.00	8.84	159.12
排土荷重		25.00	401.52

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+401.52 = 701.52 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (701.52+10 \times 0.00-250)}{2 \times (77.774-41.00)+70} = 220.18 \quad \text{kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.700 \times \cot\left(\frac{(45+0.000/2)}{2}\right) = 16.175\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (13.400\text{m} \times 0\text{度}) / 13.400\text{m} = 0.000\text{度} \quad )$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.400/2 = 6.700\text{m}$

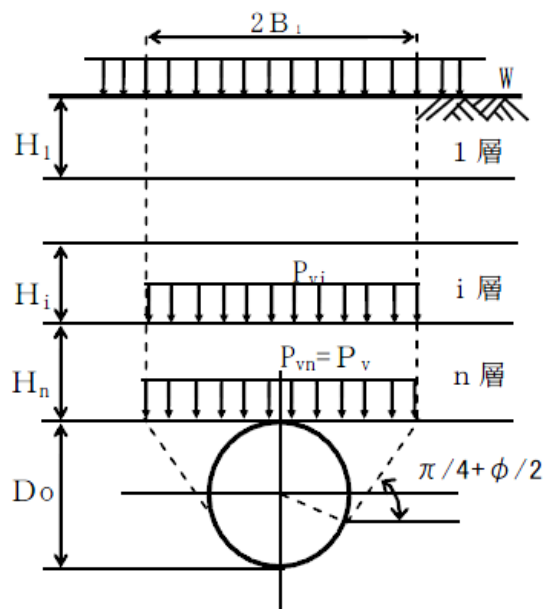


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	TL	16.160	5	15.0	5.0	0	0
2	Oy-s	11.920	19	18.0	8.0	0	29
3	Oy-c	1.970	3	15.0	5.0	0	0
4	Hy-s	10.850	40	19.0	9.0	0	35
5	Hy-s	28.850	49	19.0	9.0	0	38
6	Hy-sc	8.024	50	20.0	10.0	760	0
合計		77.774					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (5.0 - 0.0/16.175) \times 16.160$$

$$= 80.80 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{16.175 \times (8.0 - 0.0/16.175)}{1.0 \times \tan 29^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 11.920/16.175})$$

$$+ 80.80 \times e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 11.920/16.175}$$

$$= 131.99 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = (\gamma_3 - c_3/B_1)H_3 + P_{v2} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (5.0 - 0.0/16.175) \times 1.970 + 131.99$$

$$= 141.84 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{16.175 \times (9.0 - 0.0/16.175)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 10.850/16.175}) \\
&\quad + 141.84 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 10.850/16.175} \\
&= 166.60 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{16.175 \times (9.0 - 0.0/16.175)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 28.850/16.175}) \\
&\quad + 166.60 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 28.850/16.175} \\
&= 181.43 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= P_{vc} = (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (10.0 - 760.0/16.175) \times 8.024 + 181.43 \\
&= -115.35 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{vc} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
5	Hy-s	5.376	49	9.0	48.38
6	Hy-sc	8.024	50	10.0	80.24
▽セグメント図心頂面		合計			128.62

$$\begin{aligned}
P_{\min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
&= 9.0 \times 5.376 + 10.0 \times 8.024 = 128.62 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 128.62 kN/m<sup>2</sup>となる。



(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (77.774 - 0.000) = 777.74 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 77.774(m) 【=77.474+0.600/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 60cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 342900 \times (13.400)^{-3/4} \\ &= 332.9 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.6N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-202.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-90.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.1N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-100.5N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-210.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

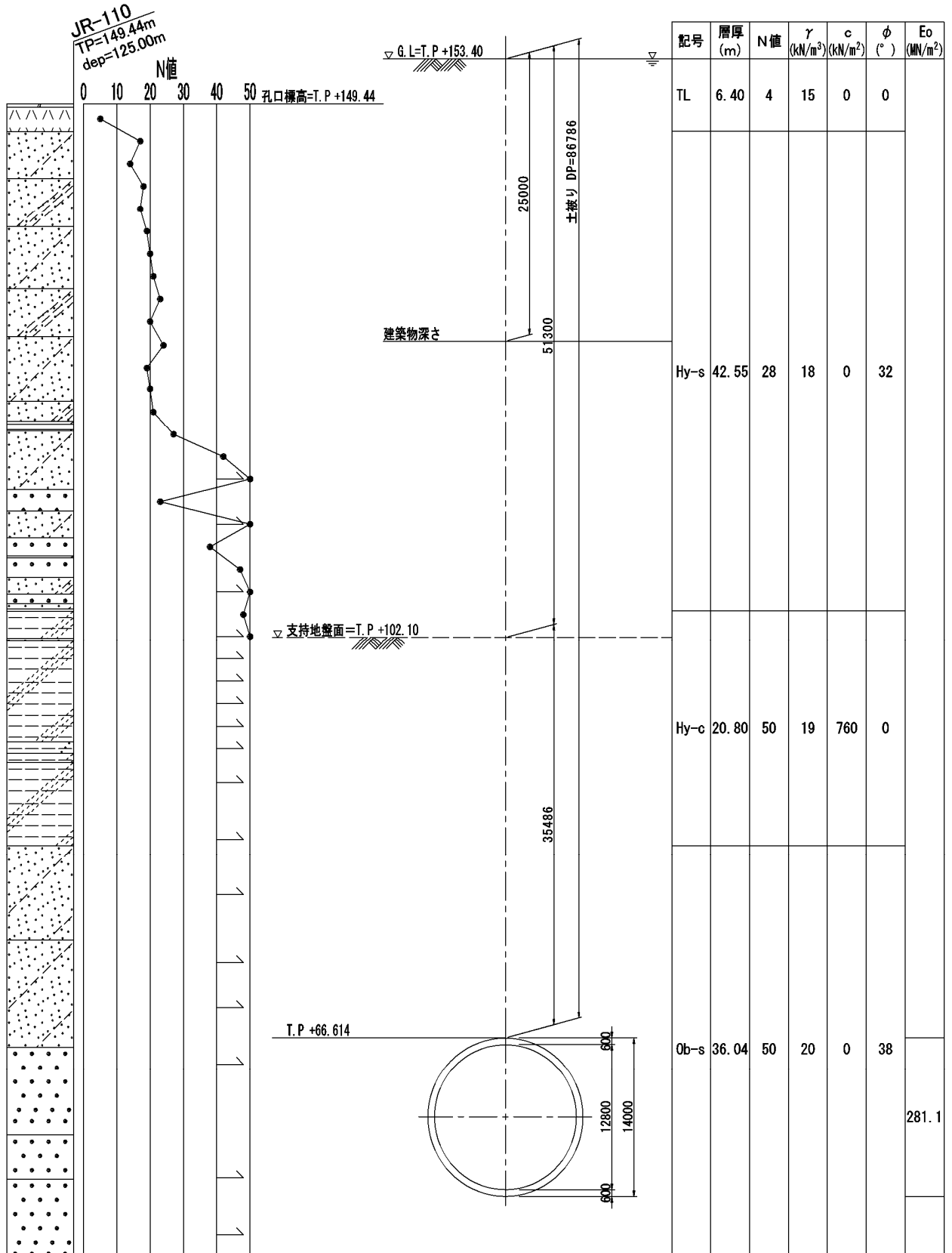
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 首都圏 断面⑥-7



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

## (a) 荷重の算定

### (i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 87.086(m) 【=86.786+0.600/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 51.30(m) 【=153.40-(102.10)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 246+p_u$$

$$p_u = 18f = 18H_B/3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $H_B$ ：当該地域で法令の規定により建築可能な建築物の高さの最高限度(= 31.0 m)

f： $H_B/3$  から算出された地上階数(切り上げ整数値とする)

$$\therefore p_u = 18H_B/3 = 18 \times 31.0 / 3 = 18 \times 11 = 198.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{従って、} p = 246+p_u = 246+198.0 = 444.00 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (444.00+10 \times 0.00-250)}{2 \times (87.086-51.30)+70} = 95.92 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.700 \times \cot((45 + 38.000/2)/2) = 10.722\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (13.400\text{m} \times 38\text{度}) / 13.400\text{m} = 38.000\text{度} )$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.400/2 = 6.700\text{m}$

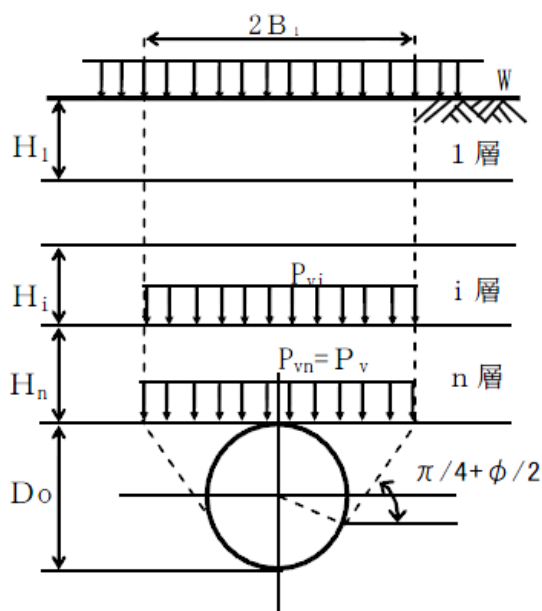


図2 緩み土圧算定図

表1 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	TL	6.400	4	15.0	5.0	0	0
2	Hy-s	42.550	28	18.0	8.0	0	32
3	Hy-c	20.800	50	19.0	9.0	760	0
4	Ob-s	17.336	50	20.0	10.0	0	38
合計		87.086					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (5.0 - 0.0/10.722) \times 6.400$$

$$= 32.00 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{10.722 \times (8.0 - 0.0/10.722)}{1.0 \times \tan 32^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 42.550/10.722})$$

$$+ 32.00 \times e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 42.550/10.722}$$

$$= 128.45 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = (\gamma_3 - c_3/B_1)H_3 + P_{v2} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (9.0 - 760.0/10.722) \times 20.800 + 128.45$$

$$= -1,158.70 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v3} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v4} = P_{vc} = \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{10.722 \times (10.0 - 0.0/10.722)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 17.336/10.722})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 17.336/10.722}$$

$$= 98.43 \text{ kN/m}^2$$



(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表2 層序表及び土性値一覧表

	No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
▽セグメント図心頂面	4	Ob-s	13.400	50	10.0	134.00
		合計	13.400			134.00

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 10.0 \times 13.400 = 134.00 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 134.00 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (87.086 - 0.000) = 870.86 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 87.086(m) 【=86.786+0.600/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 60cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 281100 \times (13.400)^{-3/4} \\ &= 272.9 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.6N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-203.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-99.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-101.9N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-215.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	7.9N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。



(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P : 通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L : 地表から地下水位までの深さ 0.000 (m)

H : 地表から設置する施設又は工作物までの深さ 58.173 (m) 【=57.898+0.550/2】

h : 地表から支持地盤上面までの深さ 25.50 (m) 【=66.10-(40.60)】

p : 次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$  : 排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_t \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 T2	20.00	4.244	84.88
2 P2-c	19.00	3.376	64.14
3 P2-g	19.00	8.450	160.55
4 P2-c	19.00	2.900	55.10
5 P2-g	20.00	6.030	120.60
排土荷重		25.00	485.27

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+485.27 = 785.27 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (785.27+10 \times 0.00-250)}{2 \times (58.173-25.50)+70} = 276.84 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ~基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots(2)式$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.625 \times \cot\left(\frac{(45+38.000/2)}{2}\right) = 10.602m$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (13.250m \times 38度) / 13.250m = 38.000 度)$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.250/2 = 6.625m$

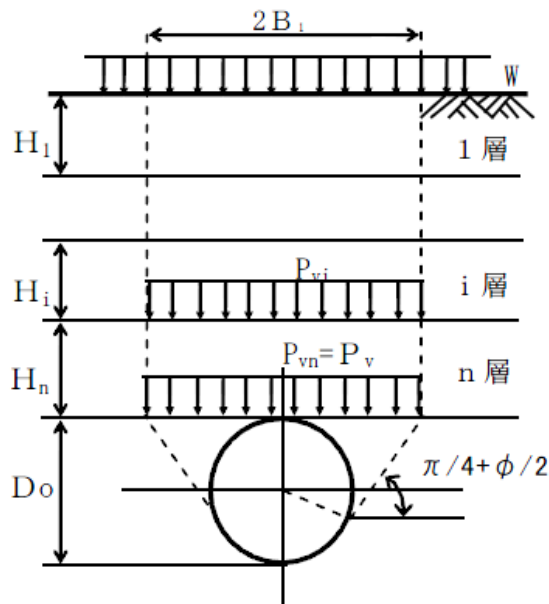


図2 緩み土圧算定図



表2 層序表及び土性値一覧表

▽ ≡	No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 φ (°)
	1	T2	4.244	50	20.0	10.0	0	38
	2	P2-c	3.376	47	19.0	9.0	144	0
	3	P2-g	8.450	36	19.0	9.0	0	34
	4	P2-c	2.900	31	19.0	9.0	95	0
	5	P2-g	39.203	50	20.0	10.0	0	38
	合計		58.173					

※ ▽地下水位

$$\begin{aligned}
 P_{v1} &= \frac{B_1(\gamma_1 - c_1/B_1)}{K_0 \tan \phi_1} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_1 \cdot H_1/B_1}) \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
 &= \frac{10.602 \times (10.0 - 0.0/10.602)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.244/10.602}) \\
 &= 36.44 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{v2} &= (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
 &= (9.0 - 144.0/10.602) \times 3.376 + 36.44 \\
 &= 20.97 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{v3} &= \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
 &= \frac{10.602 \times (9.0 - 0.0/10.602)}{1.0 \times \tan 34^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 34^\circ \times 8.450/10.602}) \\
 &\quad + 20.97 \times e^{-1.0 \times \tan 34^\circ \times 8.450/10.602} \\
 &= 71.08 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{v4} &= (\gamma_4 - c_4/B_1)H_4 + P_{v3} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
 &= (9.0 - 95.0/10.602) \times 2.900 + 71.08 \\
 &= 71.19 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} = P_{vc} &= \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.602 \times (10.0 - 0.0/10.602)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 39.203/10.602}) \\
&\quad + 71.19 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 39.203/10.602} \\
&= 132.11 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
5	P2-g	13.250	50	10.0	132.50
合計		13.250			132.50

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 10.0 \times 13.250 = 132.50 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 132.50 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii)水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (58.173 - 0.000) = 581.73 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 58.173(m) 【=57.898+0.550/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.8m、セグメント厚さは 55cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 136100 \times (13.250)^{-3/4} \\ &= 133.3 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	16.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-216.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-57.5N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	16.1N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-81.7N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-218.7N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

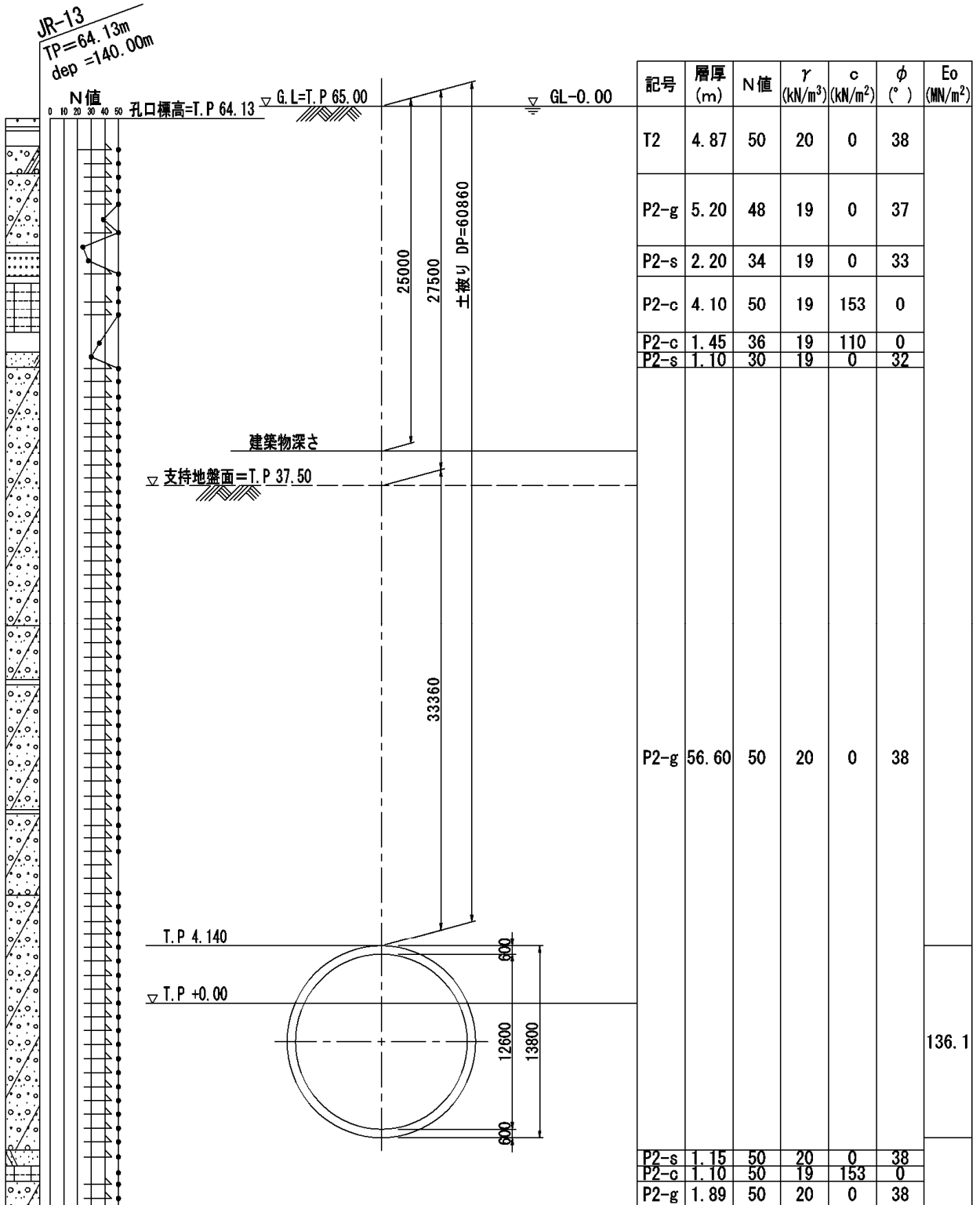
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 中部圏 断面⑦-2



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 61.160(m) 【=60.860+0.600/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 27.50(m) 【=65.00-(37.50)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_t \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 T2	20.00	4.87	97.400
2 P2-g	19.00	5.20	98.800
3 P2-s	19.00	2.20	41.800
4 P2-c	19.00	4.10	77.900
5 P2-c	19.00	1.45	27.550
6 P2-s	19.00	1.10	20.900
7 P2-g	20.00	6.08	121.600
排土荷重		25.00	485.950

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+485.95 = 785.95 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (785.95+10 \times 0.00-250)}{2 \times (61.160-27.50)+70} = 273.20 \text{ kN/m}^2$$



(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ~基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1)式$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2)式$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.600 \times \cot((45 + 38.000/2)/2) = 10.562m$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、 $\phi = (13.200m \times 38度) / 13.200m = 38.000度$ )

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.200/2 = 6.600m$

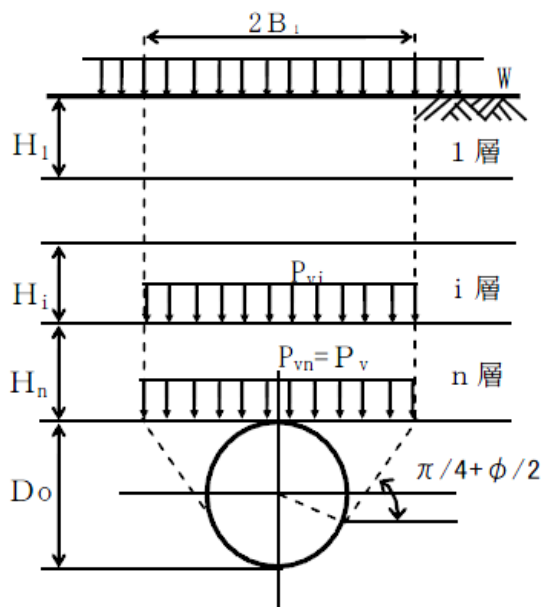


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	T2	4.870	50	20.0	10.0	0	38
2	P2-g	5.200	48	19.0	9.0	0	37
3	P2-s	2.200	34	19.0	9.0	0	33
4	P2-c	4.100	50	19.0	9.0	153	0
5	P2-c	1.450	36	19.0	9.0	110	0
6	P2-s	1.100	30	19.0	9.0	0	32
7	P2-g	42.240	50	20.0	10.0	0	38
合計		61.160					

※ ▽地下水位

$$\begin{aligned}
 P_{v1} &= \frac{B_1(\gamma_1 - c_1/B_1)}{K_0 \tan \phi_1} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_1 \cdot H_1/B_1}) \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
 &= \frac{10.562 \times (10.0 - 0.0/10.562)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.870/10.562}) \\
 &= 40.89 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{v2} &= \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
 &= \frac{10.562 \times (9.0 - 0.0/10.562)}{1.0 \times \tan 37^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 37^\circ \times 5.200/10.562}) \\
 &\quad + 40.89 \times e^{-1.0 \times \tan 37^\circ \times 5.200/10.562} \\
 &= 67.32 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{v3} &= \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
 &= \frac{10.562 \times (9.0 - 0.0/10.562)}{1.0 \times \tan 33^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 33^\circ \times 2.200/10.562}) \\
 &\quad + 67.32 \times e^{-1.0 \times \tan 33^\circ \times 2.200/10.562} \\
 &= 77.32 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$P_{v4} = (\gamma_4 - c_4/B_1)H_4 + P_{v3} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 153.0/10.562) \times 4.100 + 77.32$$

$$= 54.83 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v5} = (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 110.0/10.562) \times 1.450 + 54.83$$

$$= 52.78 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v6} = \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.562 \times (9.0 - 0.0/10.562)}{1.0 \times \tan 32^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 1.100/10.562})$$

$$+ 52.78 \times e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 1.100/10.562}$$

$$= 59.04 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v7} = P_{vc} = \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.562 \times (10.0 - 0.0/10.562)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 42.240/10.562})$$

$$+ 59.04 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 42.240/10.562}$$

$$= 131.84 \text{ kN/m}^2$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )	
▽セグメント図心頂面	7	P2-g	13.200	50	10.0	132.00
	合計	13.200				132.00

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 10.0 \times 13.200 = 132.00 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 132.00 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (61.160 - 0.000) = 611.60 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 61.160(m) 【=60.860+0.600/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 13.8m、セグメント厚さは 60cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 136100 \times (13.200)^{-3/4} \\ &= 133.6 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-209.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-54.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.6N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-76.5N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-213.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.1N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

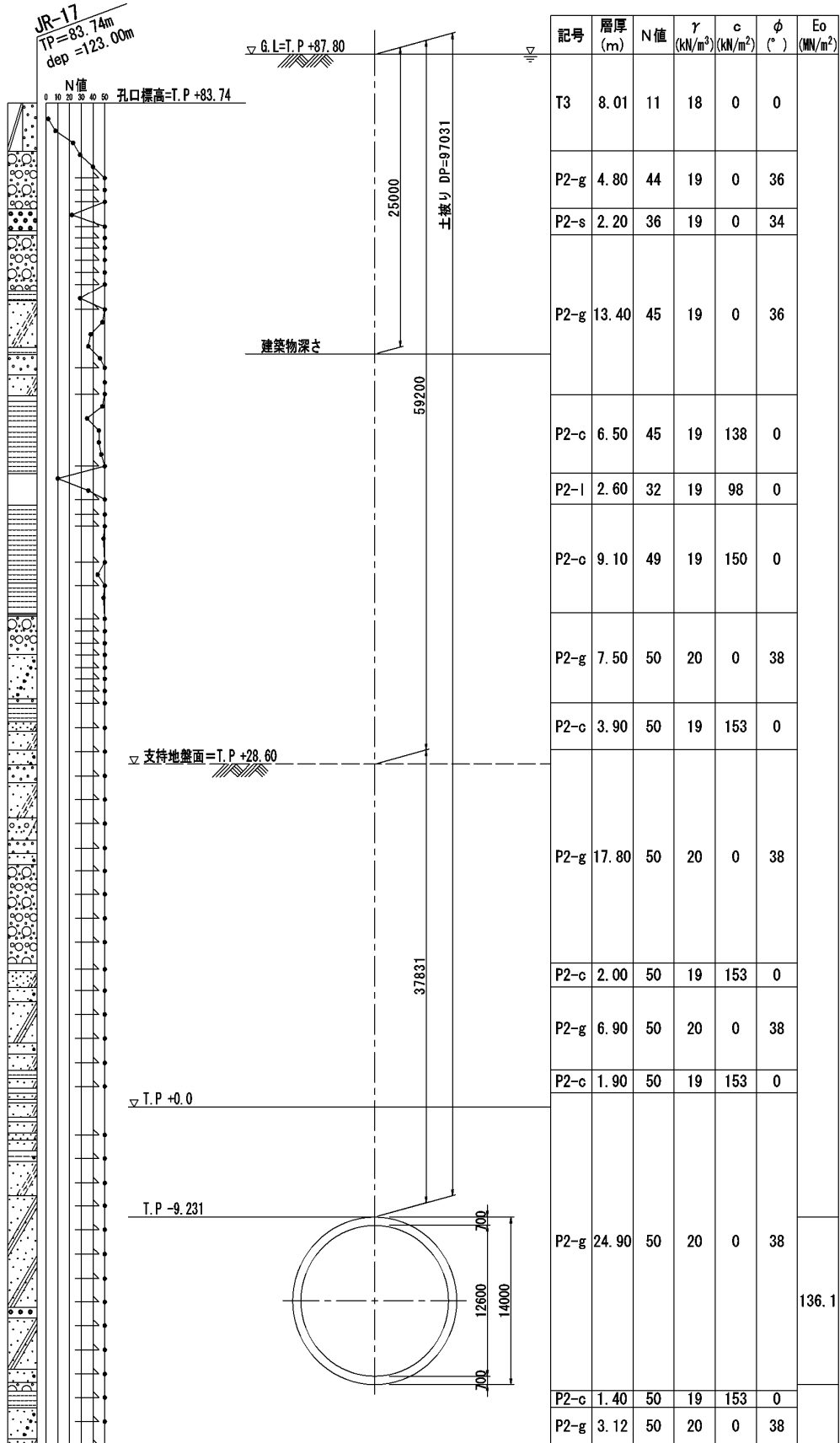
	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。



RCセグメント:中部圏 断面⑧-1



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 97.381(m) 【=97.031+0.700/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 59.20(m) 【=87.80-(28.60)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 T3	18.00	8.01	144.18
2 P2-g	19.00	4.80	91.20
3 P2-s	19.00	2.20	41.80
4 P2-g	19.00	9.99	189.81
排土荷重		25.00	466.99

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+466.99 = 766.99 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (766.99+10 \times 0.00-250)}{2 \times (97.381-59.20)+70} = 247.26 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.650 \times \cot\left(\frac{(45+38.000)/2}{2}\right) = 10.642\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、  
 $\phi = (0.000\text{m} \times 38\text{度}) / 13.300\text{m} = 38.000\text{度}$ )

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量  
 地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.300/2 = 6.650\text{m}$

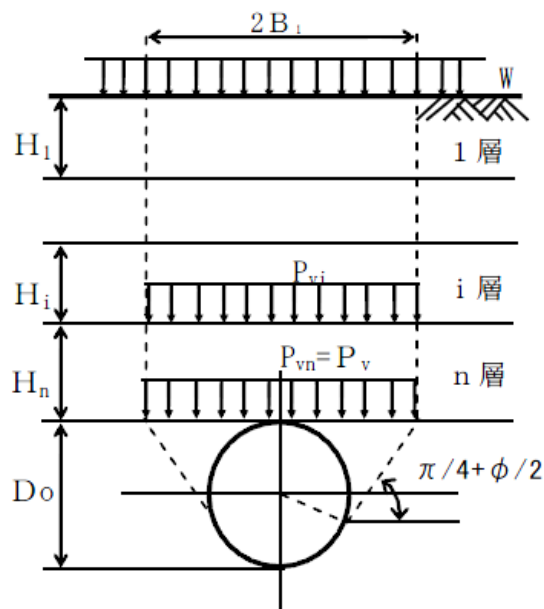


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	T3	8.010	11	18.0	8.0	0	0
2	P2-g	4.800	44	19.0	9.0	0	36
3	P2-s	2.200	36	19.0	9.0	0	34
4	P2-g	13.400	45	19.0	9.0	0	36
5	P2-c	6.500	45	19.0	9.0	138	0
6	P2-l	2.600	32	19.0	9.0	98	0
7	P2-c	9.100	49	19.0	9.0	150	0
8	P2-g	7.500	50	20.0	10.0	0	38
9	P2-c	3.900	50	19.0	9.0	153	0
10	P2-g	17.800	50	20.0	10.0	0	38
11	P2-c	2.000	50	19.0	9.0	153	0
12	P2-g	6.900	50	20.0	10.0	0	38
13	P2-c	1.900	50	19.0	9.0	153	0
14	P2-g	10.771	50	20.0	10.0	0	38
合計		97.381					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (8.0 - 0.0/10.642) \times 8.010$$

$$= 64.08 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.642 \times (9.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 36^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 36^\circ \times 4.800/10.642})$$

$$+ 64.08 \times e^{-1.0 \times \tan 36^\circ \times 4.800/10.642}$$

$$= 83.01 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v3} &= \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.642 \times (9.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 34^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 34^\circ \times 2.200/10.642}) \\
&\quad + 83.01 \times e^{-1.0 \times \tan 34^\circ \times 2.200/10.642} \\
&= 90.69 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.642 \times (9.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 36^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 36^\circ \times 13.400/10.642}) \\
&\quad + 90.69 \times e^{-1.0 \times \tan 36^\circ \times 13.400/10.642} \\
&= 115.35 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 138.0/10.642) \times 6.500 + 115.35 \\
&= 89.56 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 98.0/10.642) \times 2.600 + 89.56 \\
&= 89.02 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v7} &= (\gamma_7 - c_7/B_1)H_7 + P_{v6} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 150.0/10.642) \times 9.100 + 89.02 \\
&= 42.65 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= \frac{B_1(\gamma_8 - c_8/B_1)}{K_0 \tan \phi_8} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1}) + P_{v7} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 7.500/10.642}) \\
&\quad + 42.65 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 7.500/10.642} \\
&= 82.26 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v9} &= (\gamma_9 - c_9/B_1)H_9 + P_{v8} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 153.0/10.642) \times 3.900 + 82.26 \\
&= 61.29 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v10} &= \frac{B_1(\gamma_{10} - c_{10}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{10}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1}) + P_{v9} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 17.800/10.642}) \\
&\quad + 61.29 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 17.800/10.642} \\
&= 115.93 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v11} &= (\gamma_{11} - c_{11}/B_1)H_{11} + P_{v10} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 153.0/10.642) \times 2.000 + 115.93 \\
&= 105.18 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v12} &= \frac{B_1(\gamma_{12} - c_{12}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{12}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1}) + P_{v11} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 6.900/10.642}) \\
&\quad + 105.18 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 6.900/10.642} \\
&= 117.51 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v13} = (\gamma_{13} - c_{13}/B_1)H_{13} + P_{v12} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 153.0/10.642) \times 1.900 + 117.51$$

$$= 107.29 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v14} = P_{vc} = \frac{B_1(\gamma_{14} - c_{14}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{14}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{14} H_{14}/B_1}) + P_{v13} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{14} H_{14}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.642 \times (10.0 - 0.0/10.642)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 10.771/10.642})$$

$$+ 107.29 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 10.771/10.642}$$

$$= 123.10 \text{ kN/m}^2$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
12	P2-g	0.629	50	10.0	6.29
13	P2-c	1.900	50	9.0	17.10
▽セグメント図心頂面	14	P2-g	10.771	50	107.71
	合計	13.300			131.10

$$P_{min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 10.0 \times 0.629 + 9.0 \times 1.900 + 10.0 \times 10.771 = 131.10 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 131.10 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (97.381 - 0.000) = 973.81 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 97.381(m) 【=97.031+0.700/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)



## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 70cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 136100 \times (13.300)^{-3/4} \\ &= 132.9 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.4N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-200.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-82.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.4N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-94.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-214.9N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.1N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

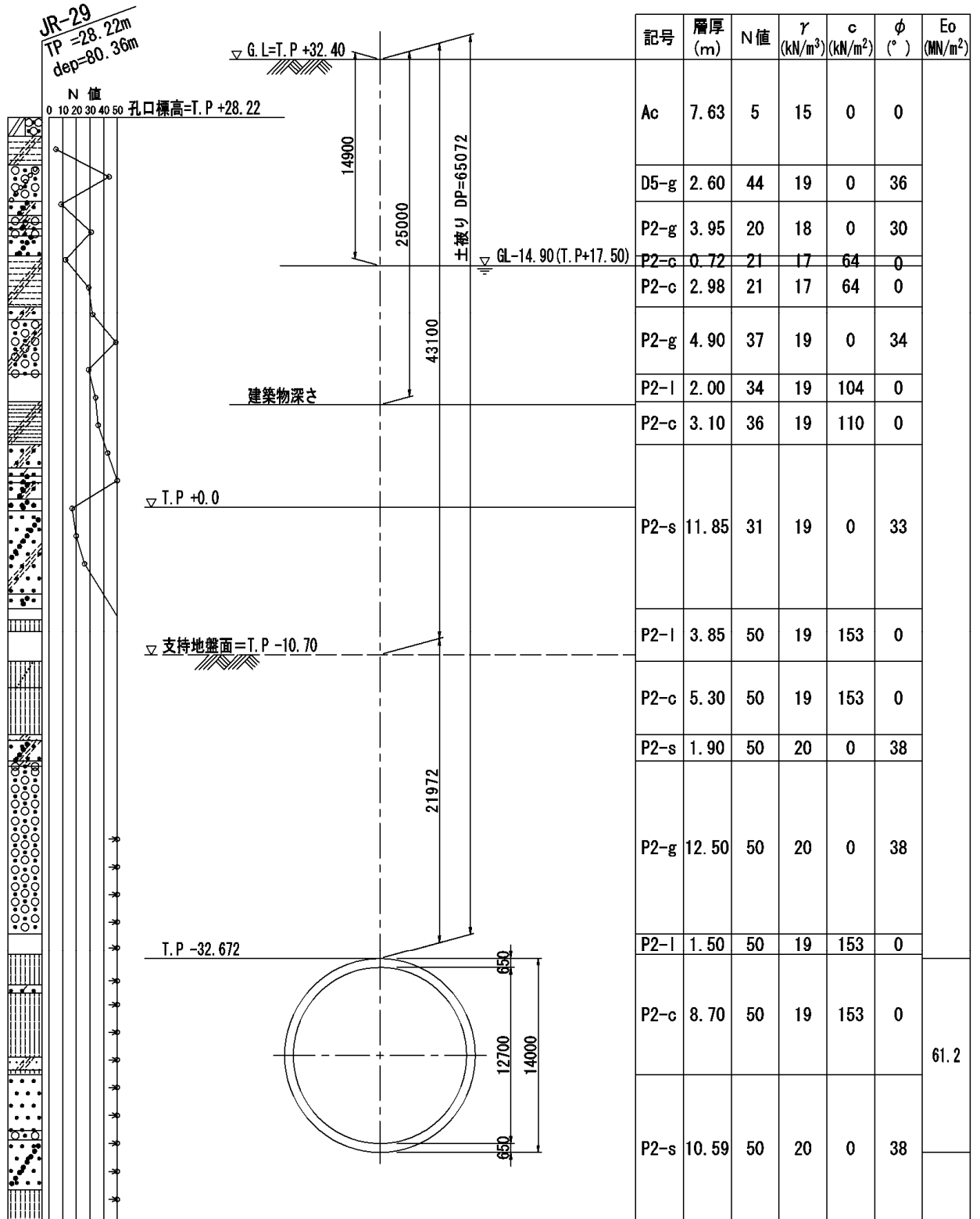
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント:中部圏 断面⑧-2



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 14.900(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 65.397(m) 【=65.072+0.650/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 43.10(m) 【=32.40-(-10.70)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> ) 飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_t \times h_n$ $\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 Ac	15.00	7.63	114.45
2 D5-g	19.00	2.60	49.40
3 P2-g	18.00	3.95	71.10
4 P2-c	17.00	0.72	12.24
5 P2-c	17.00	2.98	50.66
6 P2-g	19.00	4.90	93.10
7 P2-l	19.00	2.00	38.00
8 P2-c	19.00	0.22	4.18
排土荷重		25.00	433.13

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+433.13 = 733.13 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (733.13+10 \times 14.90-250)}{2 \times (65.397-43.10)+70} = 386.14 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.675 \times \cot\left(\frac{(45+14.992/2)/2}{2}\right) = 13.537\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (8.083\text{m} \times 0\text{度} + 5.267\text{m} \times 38\text{度}) / 13.350\text{m} = 14.992\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.350/2=6.675\text{m}$

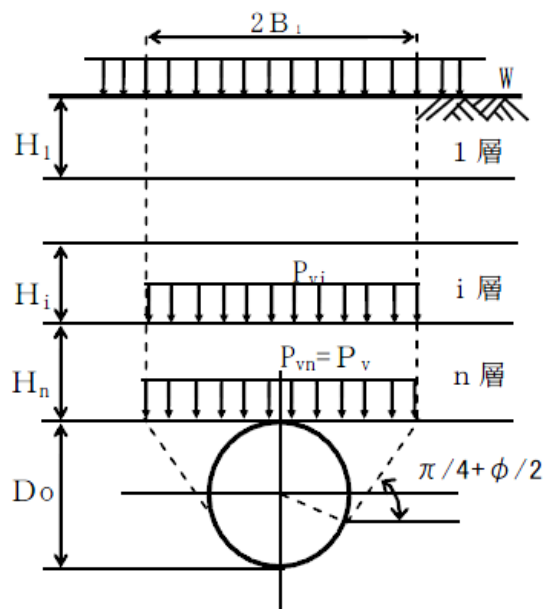


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	Ac	7.630	5	15.0	5.0	0	0
2	D5-g	2.600	44	19.0	9.0	0	36
3	P2-g	3.950	20	18.0	8.0	0	30
▽ ≡ 4	P2-c	0.720	21	17.0	7.0	64	0
5	P2-c	2.980	21	17.0	7.0	64	0
6	P2-g	4.900	37	19.0	9.0	0	34
7	P2-1	2.000	34	19.0	9.0	104	0
8	P2-c	3.100	36	19.0	9.0	110	0
9	P2-s	11.850	31	19.0	9.0	0	33
10	P2-1	3.850	50	19.0	9.0	153	0
11	P2-c	5.300	50	19.0	9.0	153	0
12	P2-s	1.900	50	20.0	10.0	0	38
13	P2-g	12.500	50	20.0	10.0	0	38
14	P2-1	1.500	50	19.0	9.0	153	0
15	P2-c	0.617	50	19.0	9.0	153	0
	合計	65.397					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (15.0 - 0.0/13.537) \times 7.630$$

$$= 114.45 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{13.537 \times (19.0 - 0.0/13.537)}{1.0 \times \tan 36^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 36^\circ \times 2.600/13.537})$$

$$+ 114.45 \times e^{-1.0 \times \tan 36^\circ \times 2.600/13.537}$$

$$= 145.65 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v3} &= \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.537 \times (18.0 - 0.0/13.537)}{1.0 \times \tan 30^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 30^\circ \times 3.950/13.537}) \\
&\quad + 145.65 \times e^{-1.0 \times \tan 30^\circ \times 3.950/13.537} \\
&= 188.50 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= (\gamma_4 - c_4/B_1)H_4 + P_{v3} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (17.0 - 64.0/13.537) \times 0.720 + 188.50 \\
&= 197.34 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (7.0 - 64.0/13.537) \times 2.980 + 197.34 \\
&= 204.11 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.537 \times (9.0 - 0.0/13.537)}{1.0 \times \tan 34^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 34^\circ \times 4.900/13.537}) \\
&\quad + 204.11 \times e^{-1.0 \times \tan 34^\circ \times 4.900/13.537} \\
&= 199.02 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v7} &= (\gamma_7 - c_7/B_1)H_7 + P_{v6} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 104.0/13.537) \times 2.000 + 199.02 \\
&= 201.65 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$



$$P_{v8} = (\gamma_8 - c_8/B_1)H_8 + P_{v7} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 110.0/13.537) \times 3.100 + 201.65$$

$$= 204.36 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v9} = \frac{B_1(\gamma_9 - c_9/B_1)}{K_0 \tan \phi_9} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1}) + P_{v8} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.537 \times (9.0 - 0.0/13.537)}{1.0 \times \tan 33^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 33^\circ \times 11.850/13.537})$$

$$+ 204.36 \times e^{-1.0 \times \tan 33^\circ \times 11.850/13.537}$$

$$= 197.10 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v10} = (\gamma_{10} - c_{10}/B_1)H_{10} + P_{v9} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 153.0/13.537) \times 3.850 + 197.10$$

$$= 188.24 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v11} = (\gamma_{11} - c_{11}/B_1)H_{11} + P_{v10} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 153.0/13.537) \times 5.300 + 188.24$$

$$= 176.04 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v12} = \frac{B_1(\gamma_{12} - c_{12}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{12}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1}) + P_{v11} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.537 \times (10.0 - 0.0/13.537)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.900/13.537})$$

$$+ 176.04 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 1.900/13.537}$$

$$= 175.75 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v13} &= \frac{B_1(\gamma_{13} - c_{13}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{13}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{13} H_{13}/B_1}) + P_{v12} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{13} \cdot H_{13}/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.537 \times (10.0 - 0.0/13.537)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 12.500/13.537}) \\
&\quad + 175.75 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 12.500/13.537} \\
&= 174.47 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v14} &= (\gamma_{14} - c_{14}/B_1) H_{14} + P_{v13} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 153.0/13.537) \times 1.500 + 174.47 \\
&= 171.02 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v15} = P_{vc} &= (\gamma_{15} - c_{15}/B_1) H_{15} + P_{v14} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 153.0/13.537) \times 0.617 + 171.02 \\
&= 169.60 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
13	P2-g	11.233	50	10.0	112.33
14	P2-l	1.500	50	9.0	13.50
15	P2-c	0.617	50	9.0	5.55
合計		13.350			131.38

$$\begin{aligned}
P_{\min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
&= 10.0 \times 11.233 + 9.0 \times 1.500 + 9.0 \times 0.617 = 131.38 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>vc</sub> = 169.60 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (65.397-14.900) = 504.97 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 65.397(m) 【=65.072+0.650/2】

L：地表から地下水位までの深さ 14.900(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 65cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 61200 \times (13.350)^{-3/4} \\ &= 59.6 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-209.6N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-23.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-57.5N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-215.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	9.0N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

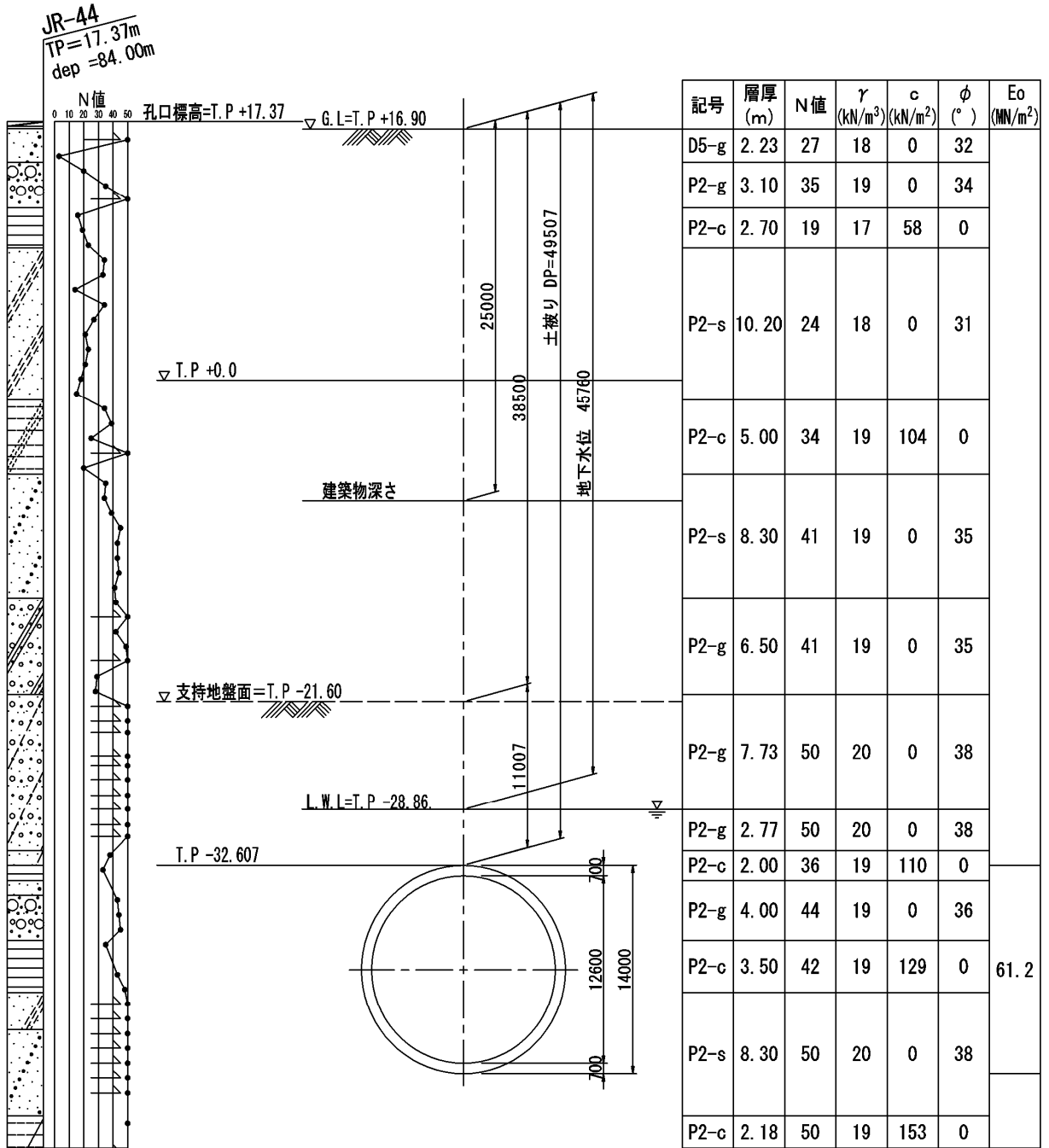
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント:中部圏 断面⑧-3



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより深いため、浮力の効果が見込めない場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70p}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 45.760(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 49.857(m) 【=49.507+0.700/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 38.50(m) 【=16.90-(-21.60)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> ) 飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_t \times h_n$ $\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )	
1	D5-g	18.00	2.23	40.14
2	P2-g	19.00	3.10	58.90
3	P2-c	17.00	2.70	45.90
4	P2-s	18.00	10.20	183.60
5	P2-c	19.00	5.00	95.00
6	P2-s	19.00	1.77	33.63
排土荷重		25.00		457.17

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+457.17 = 757.17 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70p}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times 757.17}{2 \times (49.857-38.50)+70} = 571.67 \quad \text{kN/m}^2$$



(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.650 \times \cot\left(\frac{(45+25.476)/2}{2}\right) = 12.062\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (0.673\text{m} \times 0\text{度} + 4.000\text{m} \times 36\text{度} + 3.500\text{m} \times 0\text{度} + 5.127\text{m} \times 38\text{度}) / 13.300\text{m} = 25.476\text{度} )$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.300/2 = 6.650\text{m}$

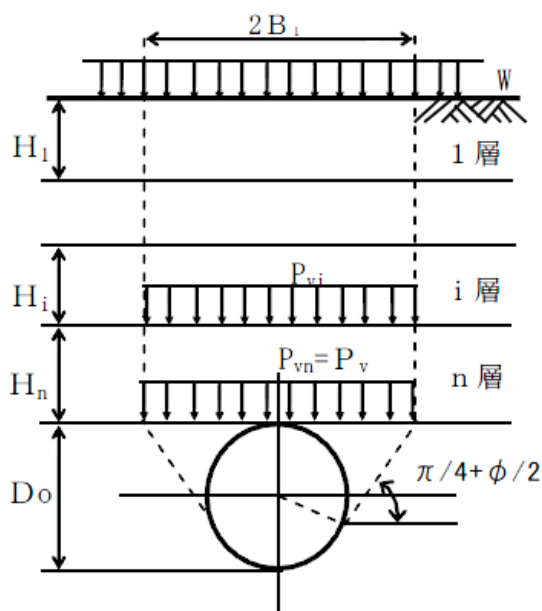


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	D5-g	2.230	27	18.0	8.0	0	32
2	P2-g	3.100	35	19.0	9.0	0	34
3	P2-c	2.700	19	17.0	7.0	58	0
4	P2-s	10.200	24	18.0	8.0	0	31
5	P2-c	5.000	34	19.0	9.0	104	0
6	P2-s	8.300	41	19.0	9.0	0	35
7	P2-g	6.500	41	19.0	9.0	0	35
▽	8	P2-g	7.730	20.0	10.0	0	38
≡	9	P2-g	2.770	20.0	10.0	0	38
	10	P2-c	1.327	19.0	9.0	110	0
	合計	49.857					

※ ▽地下水位

$$\begin{aligned}
 P_{v1} &= \frac{B_1(\gamma_1 - c_1/B_1)}{K_0 \tan \phi_1} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_1 \cdot H_1/B_1}) \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
 &= \frac{12.062 \times (18.0 - 0.0/12.062)}{1.0 \times \tan 32^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 2.230/12.062}) \\
 &= 37.91 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{v2} &= \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
 &= \frac{12.062 \times (19.0 - 0.0/12.062)}{1.0 \times \tan 34^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 34^\circ \times 3.100/12.062}) \\
 &\quad + 37.91 \times e^{-1.0 \times \tan 34^\circ \times 3.100/12.062} \\
 &= 85.95 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{v3} &= (\gamma_3 - c_3/B_1)H_3 + P_{v2} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
 &= (17.0 - 58.0/12.062) \times 2.700 + 85.95 \\
 &= 118.87 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.062 \times (18.0 - 0.0/12.062)}{1.0 \times \tan 31^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 31^\circ \times 10.200/12.062}) \\
&\quad + 118.87 \times e^{-1.0 \times \tan 31^\circ \times 10.200/12.062} \\
&= 215.46 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (19.0 - 104.0/12.062) \times 5.000 + 215.46 \\
&= 267.35 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.062 \times (19.0 - 0.0/12.062)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 8.300/12.062}) \\
&\quad + 267.35 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 8.300/12.062} \\
&= 290.27 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v7} &= \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.062 \times (19.0 - 0.0/12.062)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 6.500/12.062}) \\
&\quad + 290.27 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 6.500/12.062} \\
&= 301.91 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= \frac{B_1(\gamma_8 - c_8/B_1)}{K_0 \tan \phi_8} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1}) + P_{v7} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.062 \times (20.0 - 0.0/12.062)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 7.730/12.062}) \\
&\quad + 301.91 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 7.730/12.062} \\
&= 304.61 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v9} &= \frac{B_1(\gamma_9 - c_9/B_1)}{K_0 \tan \phi_9} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1}) + P_{v8} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.062 \times (10.0 - 0.0/12.062)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.770/12.062}) \\
&\quad + 304.61 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 2.770/12.062} \\
&= 279.94 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v10} &= P_{vc} = (\gamma_{10} - c_{10}/B_1)H_{10} + P_{v9} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 110.0/12.062) \times 1.327 + 279.94 \\
&= 279.78 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )	
7	P2-g	1.473	41	19.0	27.99	
8	P2-g	7.730	50	20.0	154.60	
9	P2-g	2.770	50	10.0	27.70	
▽セグメント 図心頂面	10	P2-c	1.327	36	9.0	11.94
	合計	13.300			222.23	

$$\begin{aligned}
P_{min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
&= 19.0 \times 1.473 + 20.0 \times 7.730 + 10.0 \times 2.770 + 9.0 \times 1.327 = 222.23 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>vc</sub> = 279.78 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (49.857-45.760) = 40.97 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 49.857(m) 【=49.507+0.700/2】

L：地表から地下水位までの深さ 45.760(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 70cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 61200 \times (13.300)^{-3/4} \\ &= 59.8 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.9N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-203.5N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	53.7N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-24.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-196.7N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	9.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

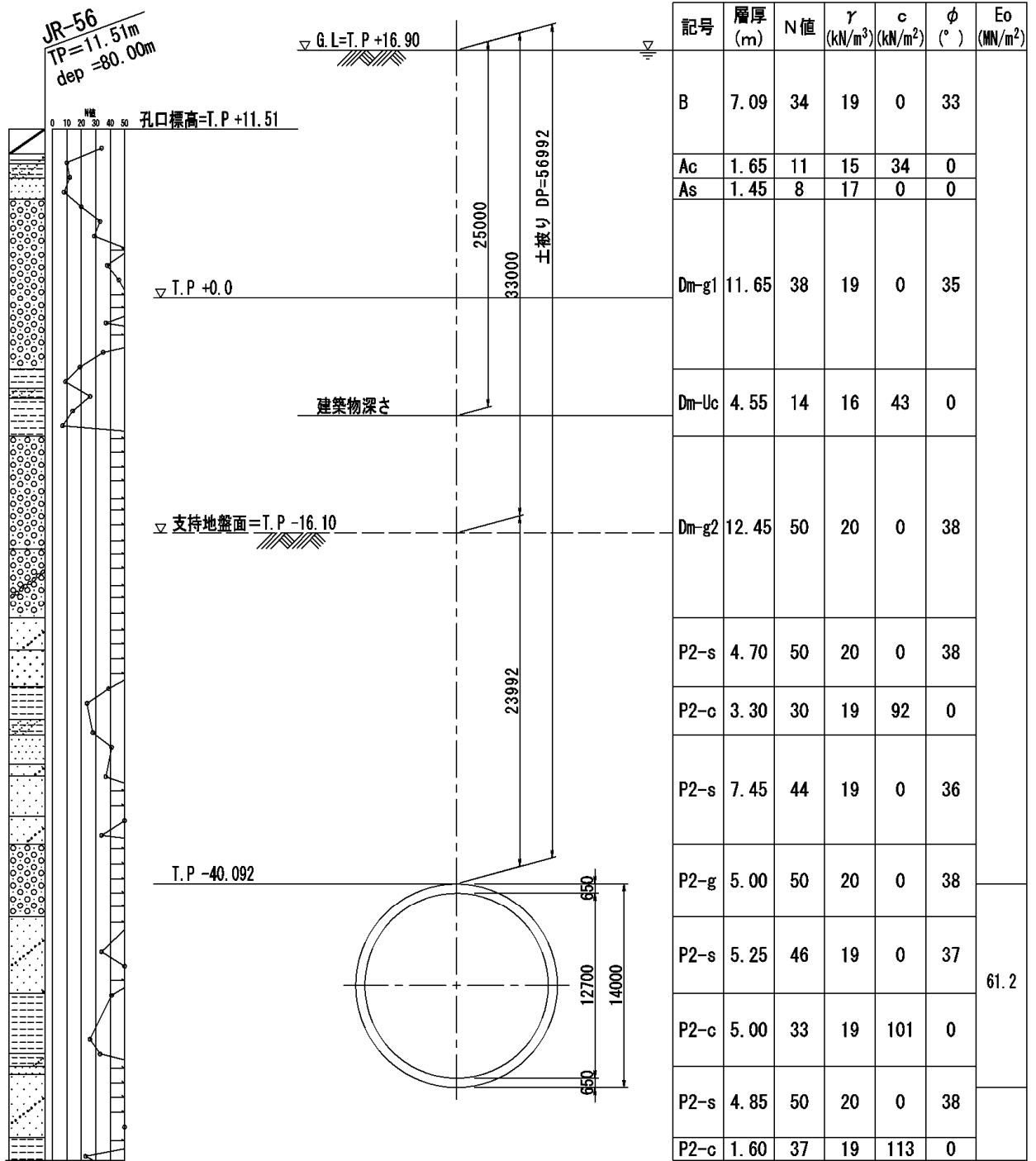
	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.0N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。



RCセグメント:中部圏 断面⑨-1



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 57.317(m) 【=56.992+0.650/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 33.00(m) 【=16.90-(-16.10)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 B	19.00	7.09	134.71
2 Ac	15.00	1.65	24.75
3 As	17.00	1.45	24.65
4 Dm-g1	19.00	11.65	221.35
5 Dm-Uc	16.00	3.16	50.56
排土荷重		25.00	456.02

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+456.02 = 756.02 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (756.02+10 \times 0.00-250)}{2 \times (57.317-33.00)+70} = 298.58 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.675 \times \cot((45 + 23.375/2)/2) = 12.374\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (1.973\text{m} \times 38\text{度} + 5.250\text{m} \times 37\text{度} + 5.000\text{m} \times 0\text{度} + 1.127\text{m} \times 38\text{度}) / 13.350\text{m} = 23.375\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.350/2 = 6.675\text{m}$

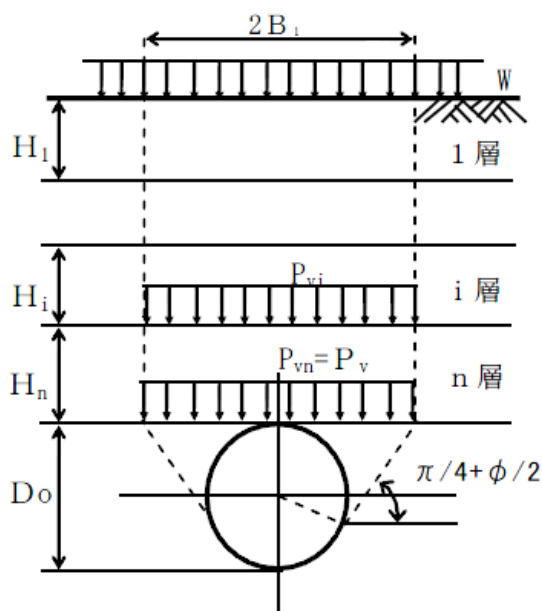


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	B	7.090	34	19.0	9.0	0	33
2	Ac	1.650	11	15.0	5.0	34	0
3	As	1.450	8	17.0	7.0	0	0
4	Dm-g1	11.650	38	19.0	9.0	0	35
5	Dm-Uc	4.550	14	16.0	6.0	43	0
6	Dm-g2	12.450	50	20.0	10.0	0	38
7	P2-s	4.700	50	20.0	10.0	0	38
8	P2-c	3.300	30	19.0	9.0	92	0
9	P2-s	7.450	44	19.0	9.0	0	36
10	P2-g	3.027	50	20.0	10.0	0	38
合計		57.317					

※ ▽地下水位

$$\begin{aligned}
 P_{v1} &= \frac{B_1(\gamma_1 - c_1/B_1)}{K_0 \tan \phi_1} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_1 \cdot H_1/B_1}) \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
 &= \frac{12.374 \times (9.0 - 0.0/12.374)}{1.0 \times \tan 33^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 33^\circ \times 7.090/12.374}) \\
 &= 53.28 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{v2} &= (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
 &= (5.0 - 34.0/12.374) \times 1.650 + 53.28 \\
 &= 57.00 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{v3} &= (\gamma_3 - c_3/B_1)H_3 + P_{v2} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
 &= (7.0 - 0.0/12.374) \times 1.450 + 57.00 \\
 &= 67.15 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.374 \times (9.0 - 0.0/12.374)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 11.650/12.374}) \\
&\quad + 67.15 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 11.650/12.374} \\
&= 111.51 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (6.0 - 43.0/12.374) \times 4.550 + 111.51 \\
&= 123.00 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.374 \times (10.0 - 0.0/12.374)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 12.450/12.374}) \\
&\quad + 123.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 12.450/12.374} \\
&= 142.26 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v7} &= \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.374 \times (10.0 - 0.0/12.374)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.700/12.374}) \\
&\quad + 142.26 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 4.700/12.374} \\
&= 146.40 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= (\gamma_8 - c_8/B_1)H_8 + P_{v7} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 92.0/12.374) \times 3.300 + 146.40 \\
&= 151.56 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v9} &= \frac{B_1(\gamma_9 - c_9/B_1)}{K_0 \tan \phi_9} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1}) + P_{v8} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.374 \times (9.0 - 0.0/12.374)}{1.0 \times \tan 36^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 36^\circ \times 7.450/12.374}) \\
&\quad + 151.56 \times e^{-1.0 \times \tan 36^\circ \times 7.450/12.374} \\
&= 152.17 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v10} = P_{vc} &= \frac{B_1(\gamma_{10} - c_{10}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{10}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1}) + P_{v9} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.374 \times (10.0 - 0.0/12.374)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.027/12.374}) \\
&\quad + 152.17 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.027/12.374} \\
&= 153.25 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
8	P2-c	2.873	30	9.0	25.86
9	P2-s	7.450	44	9.0	67.05
10	P2-g	3.027	50	10.0	30.27
▽セグメント図心頂面		合計			123.18

$$\begin{aligned}
P_{\min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
&= 9.0 \times 2.873 + 9.0 \times 7.450 + 10.0 \times 3.027 = 123.18 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>vc</sub> = 153.25 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (57.317 - 0.000) = 573.17 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 57.317(m) 【=56.992+0.650/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 65cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 61200 \times (13.350)^{-3/4} \\ &= 59.6 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。



### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-205.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-33.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.8N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-59.0N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-216.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.1N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

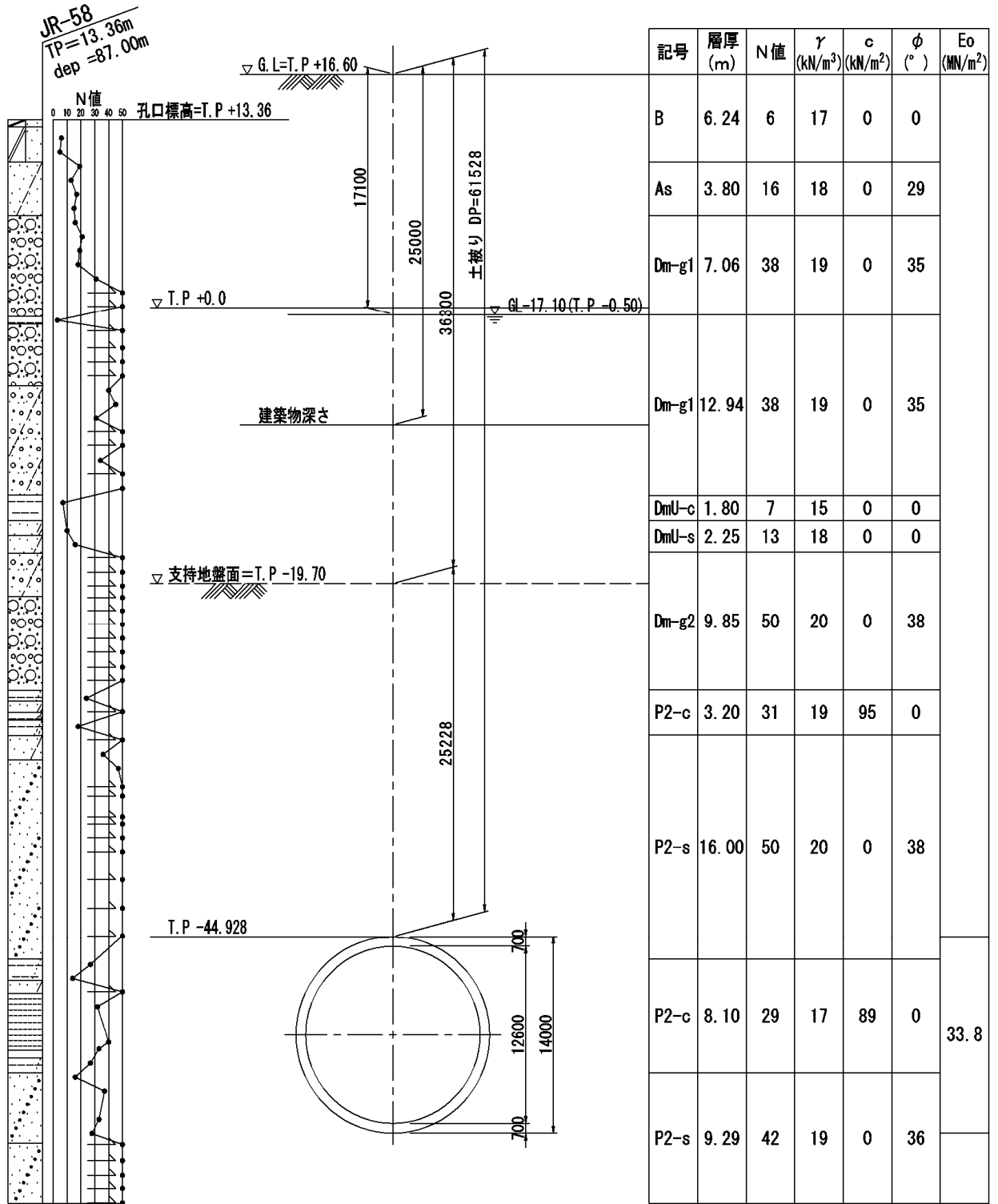
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント: 中部圏 断面㊸-2



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 17.100(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 61.878(m) 【=61.528+0.700/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 36.30(m) 【=16.60-(-19.70)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> ) 飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_t \times h_n$ $\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 B	17.00	6.24	106.08
2 As	18.00	3.80	68.40
3 Dm-gl	19.00	7.06	134.14
4 Dm-gl	19.00	7.90	150.10
排土荷重		25.00	458.72

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+458.72 = 758.72 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (758.72+10 \times 17.10-250)}{2 \times (61.878-36.30)+70} = 392.72 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ)～基準Ⅳ)に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.650 \times \cot\left(\frac{(45+14.265)/2}{2}\right) = 13.595\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (1.262\text{m} \times 38\text{度} + 8.100\text{m} \times 0\text{度} + 3.938\text{m} \times 36\text{度}) / 13.300\text{m} = 14.265\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.300/2 = 6.650\text{m}$

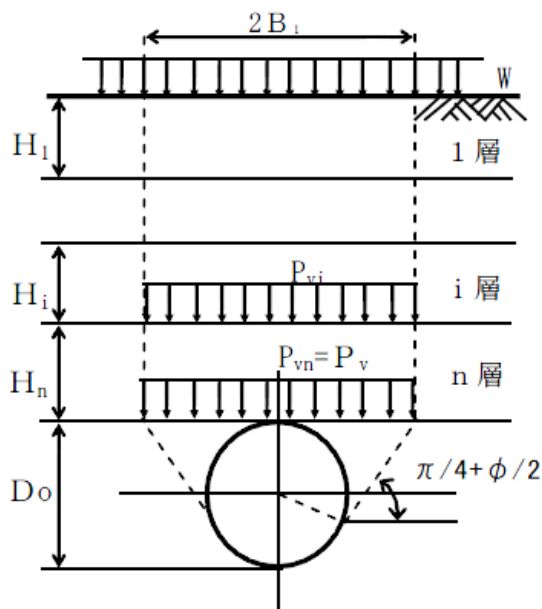


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	B	6.240	6	17.0	7.0	0	0
2	As	3.800	16	18.0	8.0	0	29
▽	Dm-g1	7.060	38	19.0	9.0	0	35
≡	Dm-g1	12.940	38	19.0	9.0	0	35
	DmU-c	1.800	7	15.0	5.0	0	0
	DmU-s	2.250	13	18.0	8.0	0	0
	Dm-g2	9.850	50	20.0	10.0	0	38
	P2-c	3.200	31	19.0	9.0	95	0
	P2-s	14.738	50	20.0	10.0	0	38
	合計	61.878					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (17.0 - 0.0/13.595) \times 6.240$$

$$= 106.08 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.595 \times (18.0 - 0.0/13.595)}{1.0 \times \tan 29^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 3.800/13.595})$$

$$+ 106.08 \times e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 3.800/13.595}$$

$$= 154.22 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.595 \times (19.0 - 0.0/13.595)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 7.060/13.595})$$

$$+ 154.22 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 7.060/13.595}$$

$$= 219.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.595 \times (9.0 - 0.0/13.595)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 12.940/13.595}) \\
&\quad + 219.66 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 12.940/13.595} \\
&= 197.81 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (5.0 - 0.0/13.595) \times 1.800 + 197.81 \\
&= 206.81 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (8.0 - 0.0/13.595) \times 2.250 + 206.81 \\
&= 224.81 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v7} &= \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.595 \times (10.0 - 0.0/13.595)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 9.850/13.595}) \\
&\quad + 224.81 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 9.850/13.595} \\
&= 202.85 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= (\gamma_8 - c_8/B_1)H_8 + P_{v7} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (9.0 - 95.0/13.595) \times 3.200 + 202.85 \\
&= 209.29 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v9} = P_{vc} &= \frac{B_1(\gamma_9 - c_9/B_1)}{K_0 \tan \phi_9} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1}) + P_{v8} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1} \quad \dots\dots (1) \\
&= \frac{13.595 \times (10.0 - 0.0/13.595)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 14.738/13.595}) \\
&\quad + 209.29 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 14.738/13.595} \\
&= 189.13 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )	
▽セグメント図心頂面	9	P2-s	13.300	50	10.0	133.00
	合計		13.300			133.00

$$\begin{aligned}
P_{\min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
&= 10.0 \times 13.300 = 133.00 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>vc</sub> = 189.13 kN/m<sup>2</sup>となる。



(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (61.878-17.100) = 447.78 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 61.878(m) 【=61.528+0.700/2】

L：地表から地下水位までの深さ 17.100(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 70cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 33800 \times (13.300)^{-3/4} \\ &= 33.0 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	16.2N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-211.7N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	14.2N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	16.3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-26.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-217.8N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	9.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

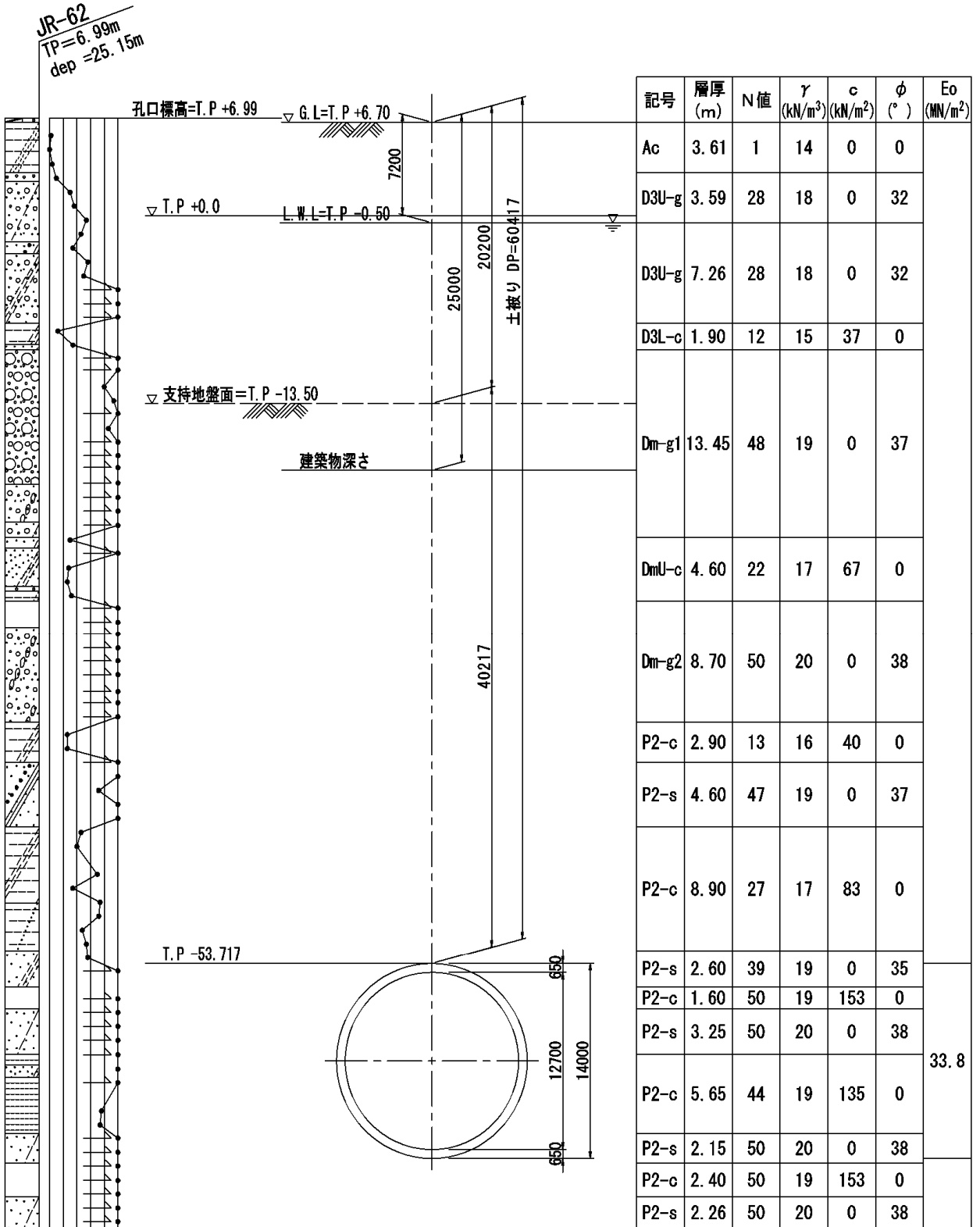
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	9.0N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント:中部圏 断面⑨-3



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 7.200(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 60.742(m) 【=60.417+0.650/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 25.00(m) (20.20(m)<25.00(m)より)

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> ) 飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_t \times h_n$ $\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 Ac	14.00	3.61	50.54
2 D3U-g	18.00	3.59	64.62
3 D3U-g	18.00	7.26	130.68
4 D3L-c	15.00	1.90	28.50
5 Dm-g1	19.00	8.64	164.16
排土荷重		25.00	438.50

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+438.50 = 738.50 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (738.50+10 \times 7.20-250)}{2 \times (60.742-25.00)+70} = 277.31 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.675 \times \cot\left(\frac{(45+17.056/2)}{2}\right) = 13.235\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (1.368\text{m} \times 35\text{度} + 1.600\text{m} \times 0\text{度} + 3.250\text{m} \times 38\text{度} + 5.650\text{m} \times 0\text{度} + 1.482\text{m} \times 38\text{度}) / 13.350\text{m} = 17.056\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量  
地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.350/2 = 6.675\text{m}$

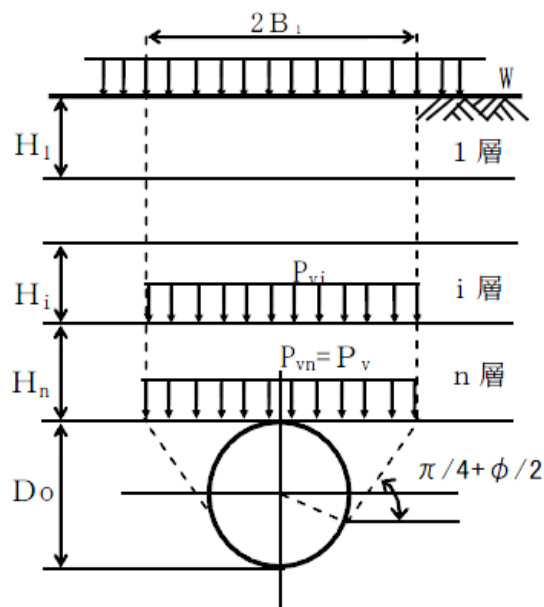


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	Ac	3.610	1	14.0	4.0	0	0
▽	2	D3U-g	28	18.0	8.0	0	32
≡	3	D3U-g	28	18.0	8.0	0	32
	4	D3L-c	12	15.0	5.0	37	0
	5	Dm-g1	48	19.0	9.0	0	37
	6	DmU-c	22	17.0	7.0	67	0
	7	Dm-g2	50	20.0	10.0	0	38
	8	P2-c	13	16.0	6.0	40	0
	9	P2-s	47	19.0	9.0	0	37
	10	P2-c	27	17.0	7.0	83	0
	11	P2-s	39	19.0	9.0	0	35
	合計	60.742					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (14.0 - 0.0/13.235) \times 3.610$$

$$= 50.54 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{13.235 \times (18.0 - 0.0/13.235)}{1.0 \times \tan 32^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 3.590/13.235})$$

$$+ 50.54 \times e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 3.590/13.235}$$

$$= 102.10 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{13.235 \times (8.0 - 0.0/13.235)}{1.0 \times \tan 32^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 7.260/13.235})$$

$$+ 102.10 \times e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 7.260/13.235}$$

$$= 121.64 \text{ kN/m}^2$$



$$P_{v4} = (\gamma_4 - c_4/B_1)H_4 + P_{v3} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (5.0 - 37.0/13.235) \times 1.900 + 121.64$$

$$= 125.83 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v5} = \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.235 \times (9.0 - 0.0/13.235)}{1.0 \times \tan 37^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 37^\circ \times 13.450/13.235})$$

$$+ 125.83 \times e^{-1.0 \times \tan 37^\circ \times 13.450/13.235}$$

$$= 143.08 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v6} = (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (7.0 - 67.0/13.235) \times 4.600 + 143.08$$

$$= 151.99 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v7} = \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{13.235 \times (10.0 - 0.0/13.235)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 8.700/13.235})$$

$$+ 151.99 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 8.700/13.235}$$

$$= 158.98 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v8} = (\gamma_8 - c_8/B_1)H_8 + P_{v7} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (6.0 - 40.0/13.235) \times 2.900 + 158.98$$

$$= 167.62 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v9} &= \frac{B_1(\gamma_9 - c_9/B_1)}{K_0 \tan \phi_9} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1}) + P_{v8} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1} \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.235 \times (9.0 - 0.0/13.235)}{1.0 \times \tan 37^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 37^\circ \times 4.600/13.235}) \\
&\quad + 167.62 \times e^{-1.0 \times \tan 37^\circ \times 4.600/13.235} \\
&= 165.42 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v10} &= (\gamma_{10} - c_{10}/B_1)H_{10} + P_{v9} \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (7.0 - 83.0/13.235) \times 8.900 + 165.42 \\
&= 171.91 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v11} = P_{vc} &= \frac{B_1(\gamma_{11} - c_{11}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{11}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{11} \cdot H_{11}/B_1}) + P_{v10} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{11} \cdot H_{11}/B_1} \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{13.235 \times (9.0 - 0.0/13.235)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 1.232/13.235}) \\
&\quad + 171.91 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 1.232/13.235} \\
&= 171.80 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
9	P2-s	3.218	47	9.0	28.96
10	P2-c	8.900	27	7.0	62.30
▽セグメント 図心頂面	11	P2-s	1.232	9.0	11.09
	合計	13.350			102.35

$$\begin{aligned}
P_{\min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
&= 9.0 \times 3.218 + 7.0 \times 8.900 + 9.0 \times 1.232 = 102.35 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>vc</sub> = 171.80 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (60.742 - 7.200) = 535.42 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 60.742(m) 【=60.417+0.650/2】

L：地表から地下水位までの深さ 7.200(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 65cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 33800 \times (13.350)^{-3/4} \\ &= 32.9 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-206.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-11.1N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	16.1N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-37.7N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-216.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	9.1N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

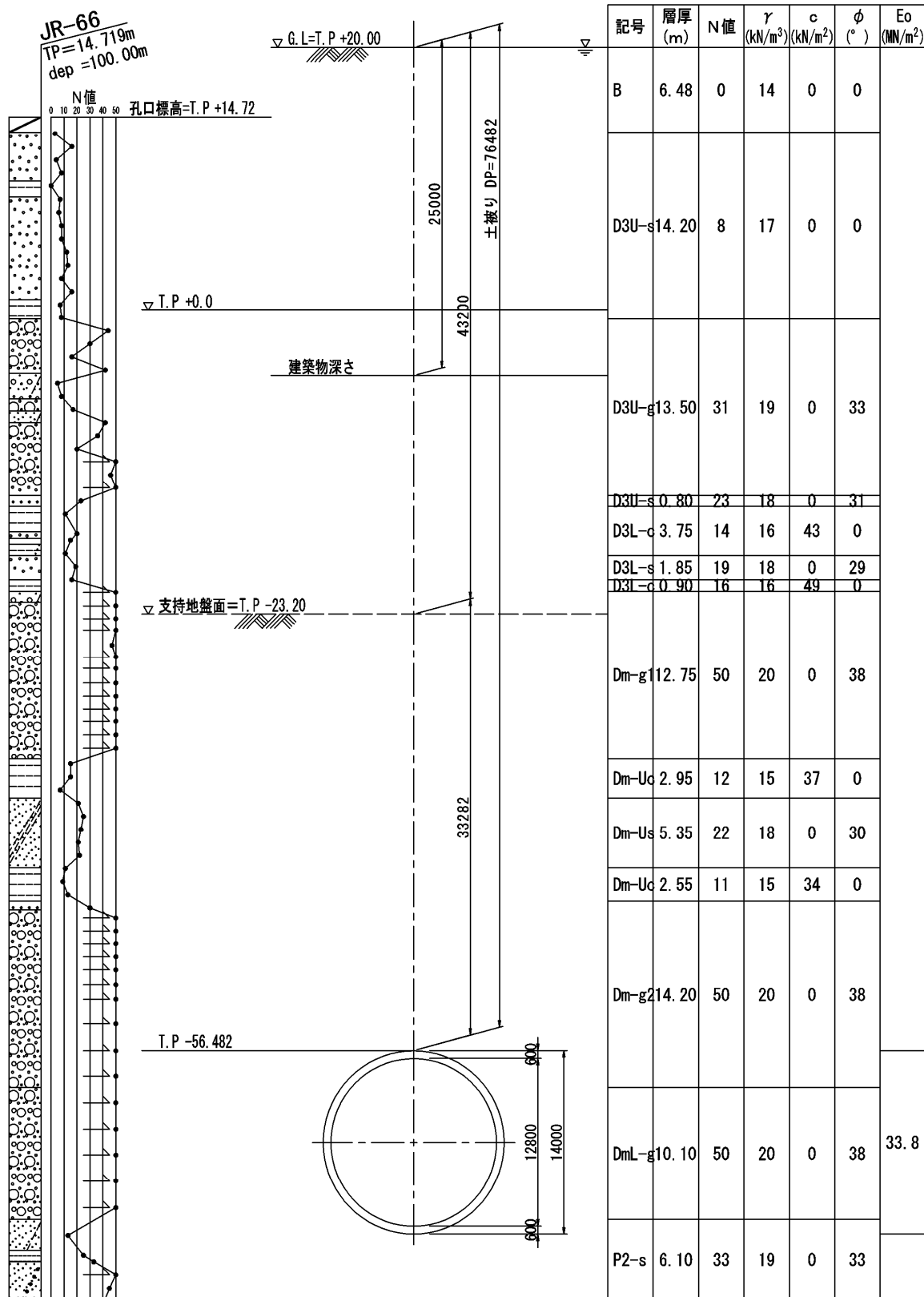
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.9N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

(d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント:中部圏 断面㊸-4



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

## (a) 荷重の算定

### (i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 76.782(m) 【=76.482+0.600/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 43.20(m) 【=20.00-(-23.20)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 246+p_u$$

$$p_u = 18f = 18H_B/3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 $H_B$ ：当該地域で法令の規定により建築可能な建築物の高さの最高限度(= 31.0 m)

f： $H_B/3$  から算出された地上階数(切り上げ整数値とする)

$$\therefore p_u = 18H_B/3 = 18 \times 31.0 / 3 = 18 \times 11 = 198.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{従って、} p = 246+p_u = 246+198.0 = 444.00 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (444.00+10 \times 0.00-250)}{2 \times (76.782-43.20)+70} = 99.01 \text{ kN/m}^2$$



(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.700 \times \cot\left(\frac{(45+37.701/2)/2}{2}\right) = 10.753\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (2.498\text{m} \times 38\text{度} + 10.100\text{m} \times 38\text{度} + 0.802\text{m} \times 33\text{度}) / 13.400\text{m} = 37.701\text{度} )$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.400/2 = 6.700\text{m}$

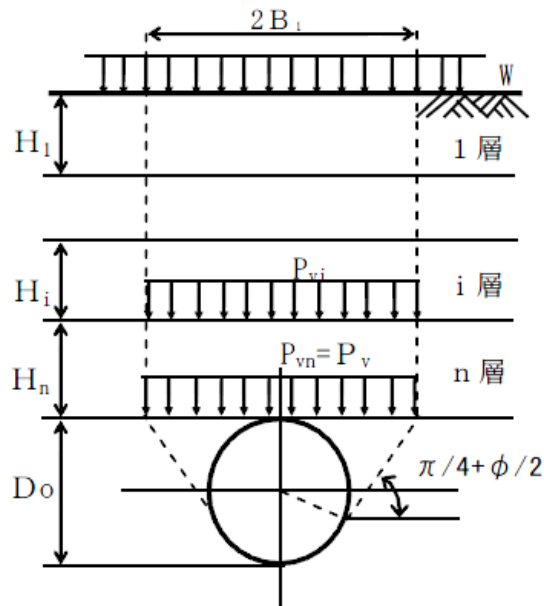


図2 緩み土圧算定図

表1 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	B	6.480	0	14.0	4.0	0	0
2	D3U-s	14.200	8	17.0	7.0	0	0
3	D3U-g	13.500	31	19.0	9.0	0	33
4	D3U-s	0.800	23	18.0	8.0	0	31
5	D3L-c	3.750	14	16.0	6.0	43	0
6	D3L-s	1.850	19	18.0	8.0	0	29
7	D3L-c	0.900	16	16.0	6.0	49	0
8	Dm-g1	12.750	50	20.0	10.0	0	38
9	Dm-Uc	2.950	12	15.0	5.0	37	0
10	Dm-Us	5.350	22	18.0	8.0	0	30
11	Dm-Uc	2.550	11	15.0	5.0	34	0
12	Dm-g2	11.702	50	20.0	10.0	0	38
合計		76.782					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (4.0 - 0.0/10.753) \times 6.480$$

$$= 25.92 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (7.0 - 0.0/10.753) \times 14.200 + 25.92$$

$$= 125.32 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.753 \times (9.0 - 0.0/10.753)}{1.0 \times \tan 33^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 33^\circ \times 13.500/10.753})$$

$$+ 125.32 \times e^{-1.0 \times \tan 33^\circ \times 13.500/10.753}$$

$$= 138.53 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.753 \times (8.0 - 0.0/10.753)}{1.0 \times \tan 31^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 31^\circ \times 0.800/10.753}) \\
&\quad + 138.53 \times e^{-1.0 \times \tan 31^\circ \times 0.800/10.753} \\
&= 138.73 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= (\gamma_5 - c_5/B_1)H_5 + P_{v4} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (6.0 - 43.0/10.753) \times 3.750 + 138.73 \\
&= 146.23 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.753 \times (8.0 - 0.0/10.753)}{1.0 \times \tan 29^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 1.850/10.753}) \\
&\quad + 146.23 \times e^{-1.0 \times \tan 29^\circ \times 1.850/10.753} \\
&= 147.05 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v7} &= (\gamma_7 - c_7/B_1)H_7 + P_{v6} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (6.0 - 49.0/10.753) \times 0.900 + 147.05 \\
&= 148.35 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= \frac{B_1(\gamma_8 - c_8/B_1)}{K_0 \tan \phi_8} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1}) + P_{v7} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_8 \cdot H_8/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{10.753 \times (10.0 - 0.0/10.753)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 12.750/10.753}) \\
&\quad + 148.35 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 12.750/10.753} \\
&= 141.88 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_{v9} = (\gamma_9 - c_9/B_1)H_9 + P_{v8} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (5.0 - 37.0/10.753) \times 2.950 + 141.88$$

$$= 146.48 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v10} = \frac{B_1(\gamma_{10} - c_{10}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{10}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} H_{10}/B_1}) + P_{v9} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{10} \cdot H_{10}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.753 \times (8.0 - 0.0/10.753)}{1.0 \times \tan 30^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 30^\circ \times 5.350/10.753})$$

$$+ 146.48 \times e^{-1.0 \times \tan 30^\circ \times 5.350/10.753}$$

$$= 147.11 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v11} = (\gamma_{11} - c_{11}/B_1)H_{11} + P_{v10} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (5.0 - 34.0/10.753) \times 2.550 + 147.11$$

$$= 151.80 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v12} = P_{vc} = \frac{B_1(\gamma_{12} - c_{12}/B_1)}{K_0 \tan \phi_{12}} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1}) + P_{v11} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_{12} \cdot H_{12}/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.753 \times (10.0 - 0.0/10.753)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 11.702/10.753})$$

$$+ 151.80 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 11.702/10.753}$$

$$= 143.69 \text{ kN/m}^2$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
11	Dm-Uc	1.698	11	5.0	8.49
12	Dm-g2	11.702	50	10.0	117.02
合計		13.400			125.51

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 5.0 \times 1.698 + 10.0 \times 11.702 = 125.51 \quad \text{kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>vc</sub> = 143.69 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (76.782 - 0.000) = 767.82 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 76.782(m) 【=76.482+0.600/2】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 60cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 33800 \times (13.400)^{-3/4} \\ &= 32.8 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.4N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-195.7N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-59.6N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.9N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-65.0N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-215.3N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.0N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

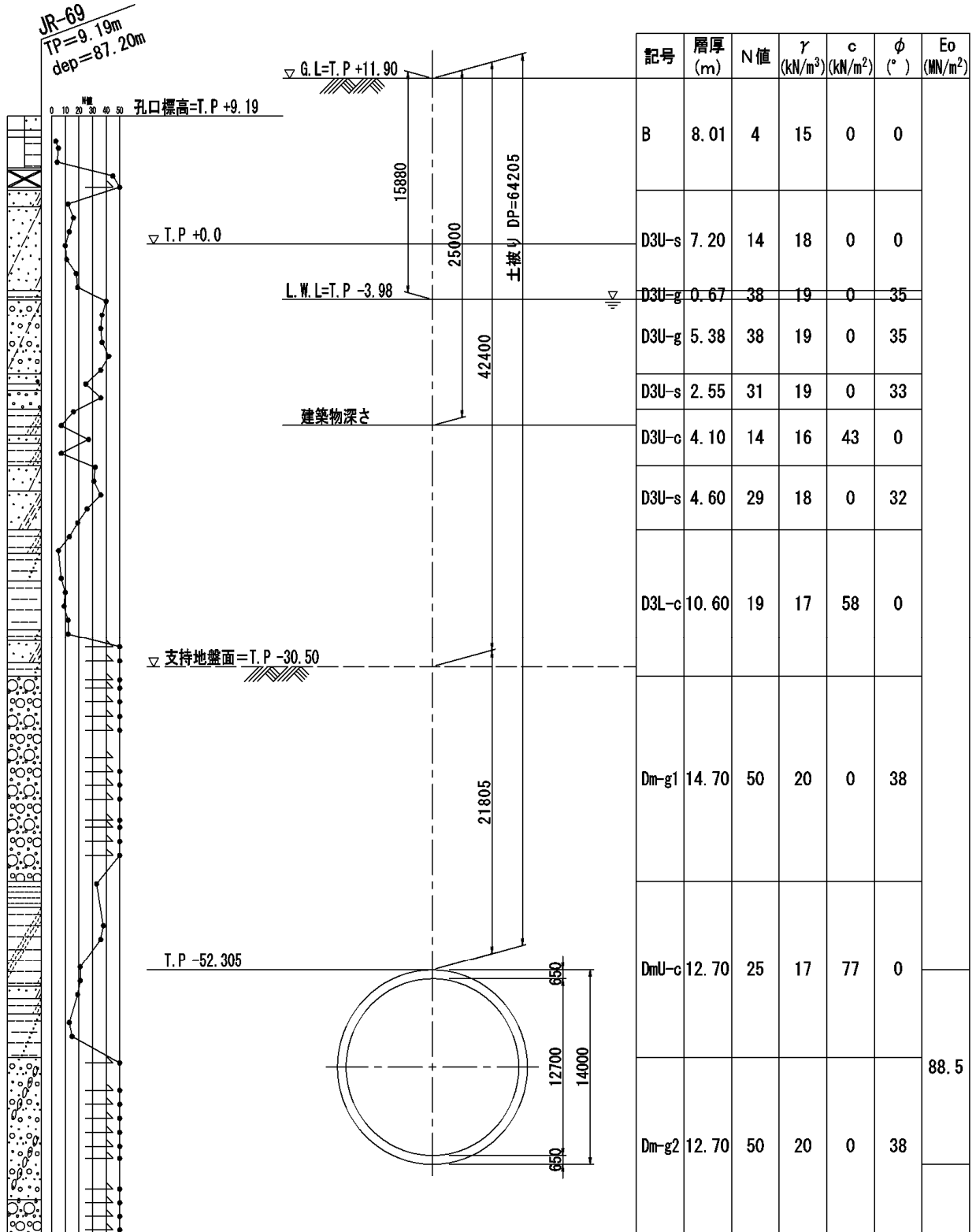
	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK



#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

RCセグメント:中部圏 断面㊟-5



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 15.880(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 64.530(m) 【=64.205+0.650/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 42.40(m) 【=11.90-(-30.50)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> ) 飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_t \times h_n$ $\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 B	15.00	8.01	120.15
2 D3U-s	18.00	7.20	129.60
3 D3U-g	19.00	0.67	12.73
4 D3U-g	19.00	5.38	102.22
5 D3U-s	19.00	2.55	48.45
6 D3U-c	16.00	1.19	19.04
排土荷重		25.00	432.19

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+432.19 = 732.19 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (732.19+10 \times 15.88-250)}{2 \times (64.530-42.40)+70} = 392.69 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.675 \times \cot\left(\frac{(45+20.978)/2}{2}\right) = 12.690\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (5.980\text{m} \times 0\text{度} + 7.370\text{m} \times 38\text{度}) / 13.350\text{m} = 20.978\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.350/2 = 6.675\text{m}$

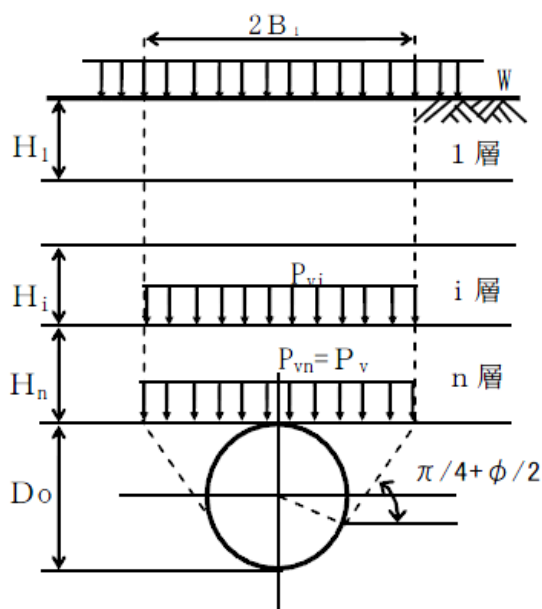


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	B	8.010	4	15.0	5.0	0	0
2	D3U-s	7.200	14	18.0	8.0	0	0
▽	3	D3U-g	0.670	19.0	9.0	0	35
≡	4	D3U-g	5.380	19.0	9.0	0	35
	5	D3U-s	2.550	19.0	9.0	0	33
	6	D3U-c	4.100	16.0	6.0	43	0
	7	D3U-s	4.600	18.0	8.0	0	32
	8	D3L-c	10.600	17.0	7.0	58	0
	9	Dm-g1	14.700	20.0	10.0	0	38
	10	DmU-c	6.720	17.0	7.0	77	0
	合計	64.530					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (15.0 - 0.0/12.690) \times 8.010$$

$$= 120.15 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (18.0 - 0.0/12.690) \times 7.200 + 120.15$$

$$= 249.75 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{12.690 \times (19.0 - 0.0/12.690)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 0.670/12.690})$$

$$+ 249.75 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 0.670/12.690}$$

$$= 253.18 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.690 \times (9.0 - 0.0/12.690)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 5.380/12.690}) \\
&\quad + 253.18 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 5.380/12.690} \\
&= 230.05 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.690 \times (9.0 - 0.0/12.690)}{1.0 \times \tan 33^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 33^\circ \times 2.550/12.690}) \\
&\quad + 230.05 \times e^{-1.0 \times \tan 33^\circ \times 2.550/12.690} \\
&= 223.42 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (6.0 - 43.0/12.690) \times 4.100 + 223.42 \\
&= 234.13 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v7} &= \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.690 \times (8.0 - 0.0/12.690)}{1.0 \times \tan 32^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 4.600/12.690}) \\
&\quad + 234.13 \times e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 4.600/12.690} \\
&= 219.60 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= (\gamma_8 - c_8/B_1)H_8 + P_{v7} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (7.0 - 58.0/12.690) \times 10.600 + 219.60 \\
&= 245.35 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v9} &= \frac{B_1(\gamma_9 - c_9/B_1)}{K_0 \tan \phi_9} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1}) + P_{v8} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.690 \times (10.0 - 0.0/12.690)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 14.700/12.690}) \\
&\quad + 245.35 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 14.700/12.690} \\
&= 195.97 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v10} = P_{vc} &= (\gamma_{10} - c_{10}/B_1)H_{10} + P_{v9} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (7.0 - 77.0/12.690) \times 6.720 + 195.97 \\
&= 202.23 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
9	Dm-g1	6.630	50	10.0	66.30
10	DmU-c	6.720	25	7.0	47.04
合計		13.350			113.34

▽セグメント図心頂面

$$\begin{aligned}
P_{\min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
&= 10.0 \times 6.630 + 7.0 \times 6.720 = 113.34 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>vc</sub> = 202.23 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (64.530 - 15.880) = 486.50 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 64.530(m) 【=64.205+0.650/2】

L：地表から地下水位までの深さ 15.880(m)



## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

RC セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 65cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 88500 \times (13.350)^{-3/4} \\ &= 86.4 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.4N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-206.7N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-30.7N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.4N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鉄筋	-66.4N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鉄筋	-210.6N/mm <sup>2</sup>	220N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手のコンクリート及び鉄筋に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.7N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

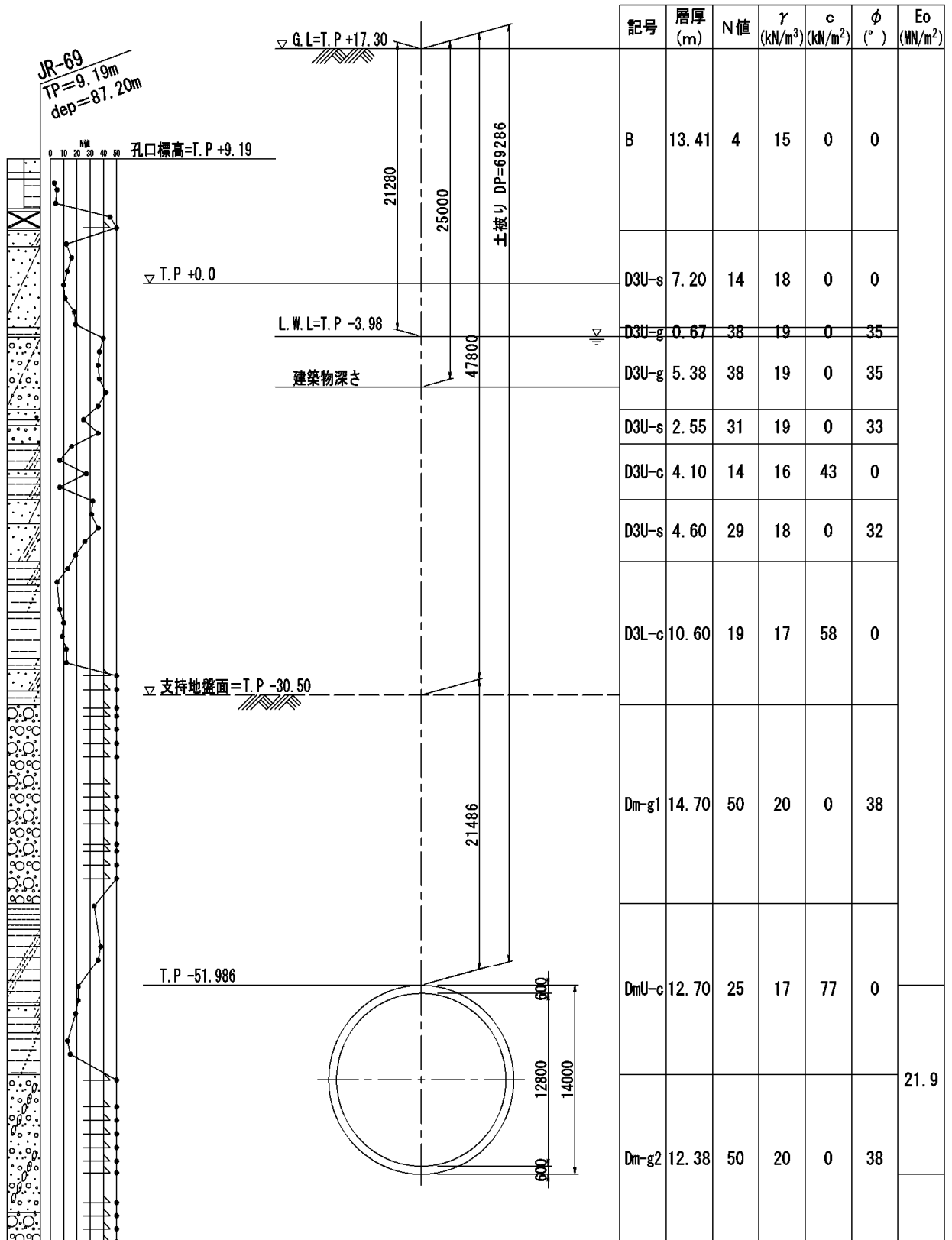
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	8.5N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
アンカー筋	全圧縮	200N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

(d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

合成セグメント: 中部圏 断面⑨-6



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 21.280(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 69.586(m) 【=69.286+0.600/2】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 47.80(m) 【=17.30-(-30.50)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> ) 飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_t \times h_n$ $\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 B	15.00	13.41	201.15
2 D3U-s	18.00	7.20	129.60
3 D3U-g	19.00	0.67	12.73
4 D3U-g	19.00	3.72	70.68
排土荷重		25.00	414.16

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+414.16 = 714.16 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (714.16+10 \times 21.28-250)}{2 \times (69.586-47.80)+70} = 417.24 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.700 \times \cot((45 + 20.066/2)/2) = 12.862\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (6.324\text{m} \times 0\text{度} + 7.076\text{m} \times 38\text{度}) / 13.400\text{m} = 20.066\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.400/2 = 6.700\text{m}$

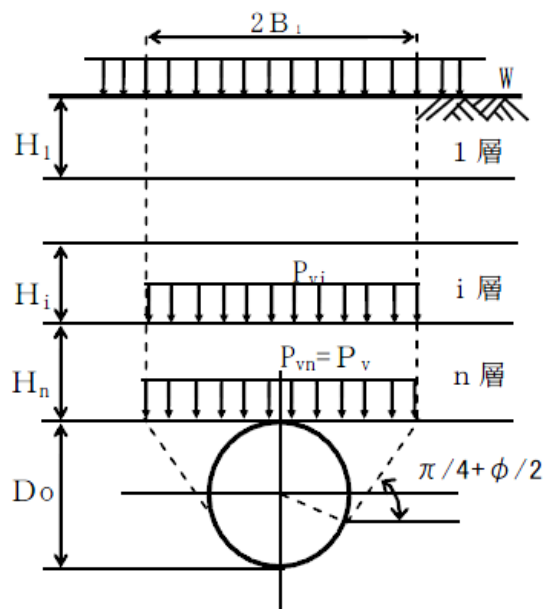


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)	
1	B	13.410	4	15.0	5.0	0	0	
2	D3U-s	7.200	14	18.0	8.0	0	0	
▽	3	D3U-g	0.670	38	19.0	9.0	0	35
≡	4	D3U-g	5.380	38	19.0	9.0	0	35
	5	D3U-s	2.550	31	19.0	9.0	0	33
	6	D3U-c	4.100	14	16.0	6.0	43	0
	7	D3U-s	4.600	29	18.0	8.0	0	32
	8	D3L-c	10.600	19	17.0	7.0	58	0
	9	Dm-g1	14.700	50	20.0	10.0	0	38
	10	DmU-c	6.376	25	17.0	7.0	77	0
	合計	69.586						

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (15.0 - 0.0/12.862) \times 13.410$$

$$= 201.15 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (18.0 - 0.0/12.862) \times 7.200 + 201.15$$

$$= 330.75 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{12.862 \times (19.0 - 0.0/12.862)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 0.670/12.862})$$

$$+ 330.75 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 0.670/12.862}$$

$$= 331.40 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.862 \times (9.0 - 0.0/12.862)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 5.380/12.862}) \\
&\quad + 331.40 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 5.380/12.862} \\
&= 289.23 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.862 \times (9.0 - 0.0/12.862)}{1.0 \times \tan 33^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 33^\circ \times 2.550/12.862}) \\
&\quad + 289.23 \times e^{-1.0 \times \tan 33^\circ \times 2.550/12.862} \\
&= 275.82 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (6.0 - 43.0/12.862) \times 4.100 + 275.82 \\
&= 286.71 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v7} &= \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.862 \times (8.0 - 0.0/12.862)}{1.0 \times \tan 32^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 4.600/12.862}) \\
&\quad + 286.71 \times e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 4.600/12.862} \\
&= 262.27 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= (\gamma_8 - c_8/B_1)H_8 + P_{v7} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (7.0 - 58.0/12.862) \times 10.600 + 262.27 \\
&= 288.67 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
P_{v9} &= \frac{B_1(\gamma_9 - c_9/B_1)}{K_0 \tan \phi_9} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1}) + P_{v8} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.862 \times (10.0 - 0.0/12.862)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 14.700/12.862}) \\
&\quad + 288.67 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 14.700/12.862} \\
&= 215.42 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v10} = P_{vc} &= (\gamma_{10} - c_{10}/B_1)H_{10} + P_{v9} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (7.0 - 77.0/12.862) \times 6.376 + 215.42 \\
&= 221.88 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
9	Dm-g1	7.024	50	10.0	70.24
10	DmU-c	6.376	25	7.0	44.63
▽セグメント図心頂面		合計			114.87

$$\begin{aligned}
P_{\min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
&= 10.0 \times 7.024 + 7.0 \times 6.376 = 114.87 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>vc</sub> = 221.88 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (69.586-21.280) = 483.06 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 69.586(m) 【=69.286+0.600/2】

L：地表から地下水位までの深さ 21.280(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

合成セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 60cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅲ) で規定されるコンクリート、鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、コンクリート設計基準強度 42N/mm<sup>2</sup> 相当以上、鉄筋 SD345 相当以上、鋼材 SM490 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 21900 \times (13.400)^{-3/4} \\ &= 21.3 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体のコンクリート及び鋼材に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	15.1N/mm <sup>2</sup>	16N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鋼材	-226.8N/mm <sup>2</sup>	235N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鋼材	55.8N/mm <sup>2</sup>	235N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
コンクリート	14.8N/mm <sup>2</sup>	16N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
外側鋼材	7.6N/mm <sup>2</sup>	235N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鋼材	-222.6N/mm <sup>2</sup>	235N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手の鋼材に発生する応力度は圧縮であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	引張力	許容引張力	判定
継手	圧縮	106kN 以上	OK

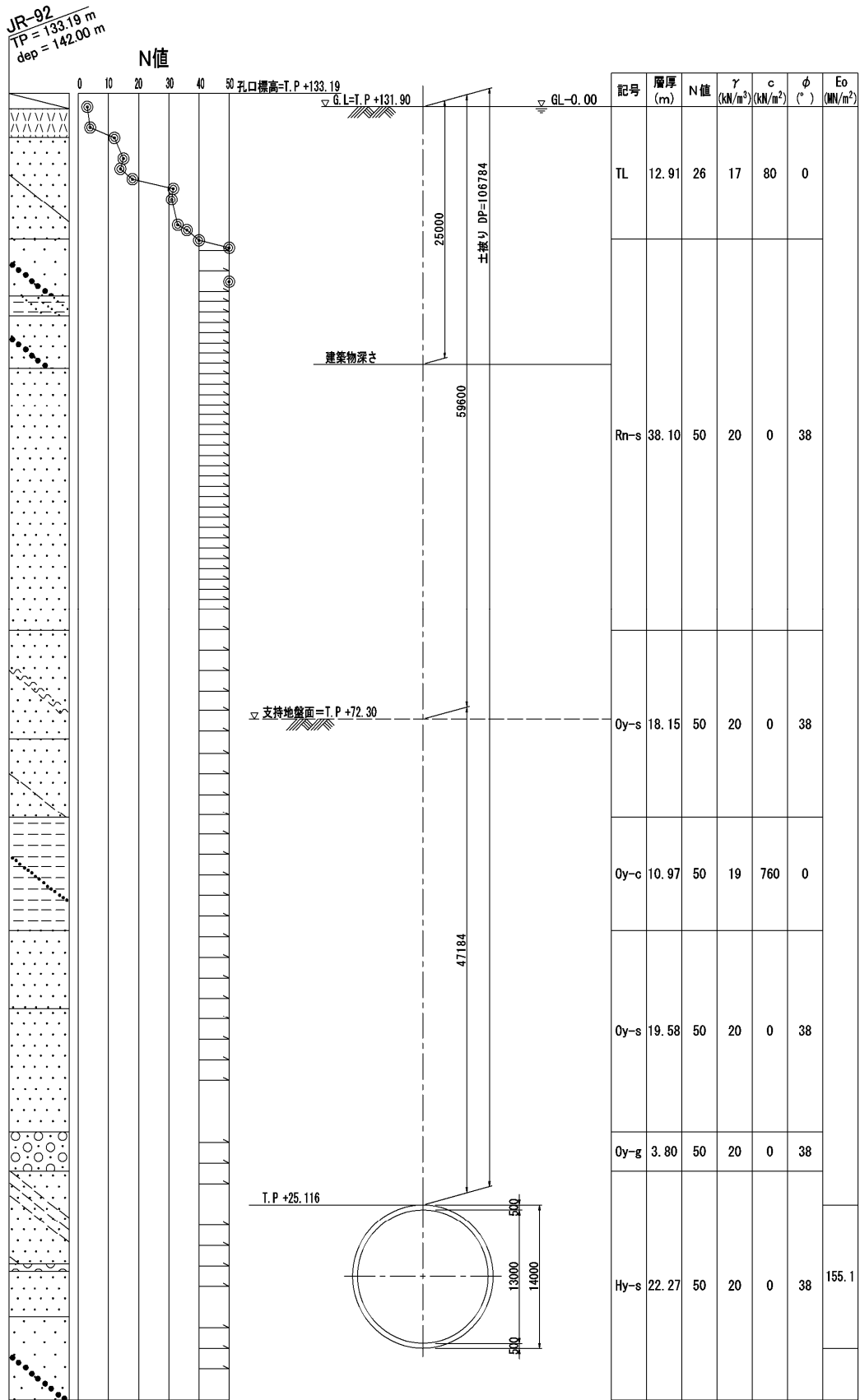
##### 負曲げ最大応力

	引張力	許容引張力	判定
継手	圧縮	106kN 以上	OK

(d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

鋼製セグメント: 首都圏 断面⑥-4



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況

(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 107.023(m) 【=106.784+0.239】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 59.60(m) 【=131.90-(72.30)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 TL	17.00	12.91	219.47
2 Rn-s	20.00	12.09	241.80
排土荷重		25.00	461.27

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+461.27 = 761.27 \text{ kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (761.27+10 \times 0.00-250)}{2 \times (107.023-59.60)+70} = 217.11 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}) = 6.762 \times \cot((45 + 38.000/2)/2) = 10.821\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値  $\phi$  により、

$$\phi = (13.523\text{m} \times 38\text{度}) / 13.523\text{m} = 38.000\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.523/2 = 6.762\text{m}$

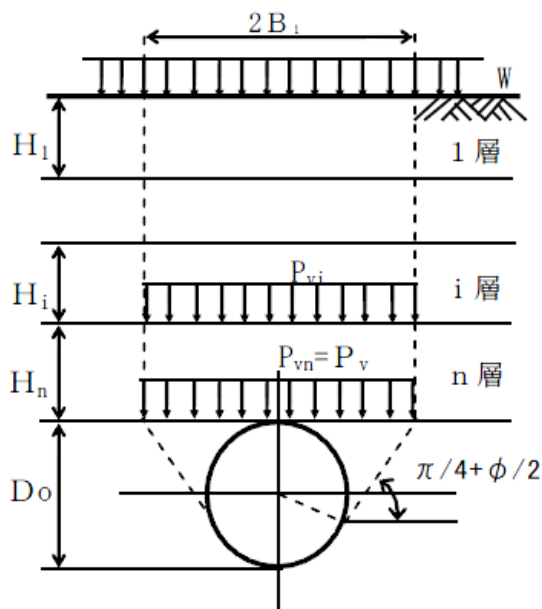


図2 緩み土圧算定図



表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	TL	12.910	26	17.0	7.0	80	0
2	Rn-s	38.100	50	20.0	10.0	0	38
3	Oy-s	18.150	50	20.0	10.0	0	38
4	Oy-c	10.970	50	19.0	9.0	760	0
5	Oy-s	19.580	50	20.0	10.0	0	38
6	Oy-g	3.800	50	20.0	10.0	0	38
7	Hy-s	3.513	50	20.0	10.0	0	38
合計		107.023					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (7.0 - 80.0/10.821) \times 12.910$$

$$= -5.07 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v1} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v2} = \frac{B_1(\gamma_2 - c_2/B_1)}{K_0 \tan \phi_2} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1}) + P_{v1} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_2 \cdot H_2/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.821 \times (10.0 - 0.0/10.821)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 38.100/10.821})$$

$$+ 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 38.100/10.821}$$

$$= 129.66 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.821 \times (10.0 - 0.0/10.821)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 18.150/10.821})$$

$$+ 129.66 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 18.150/10.821}$$

$$= 136.12 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v4} = (\gamma_4 - c_4/B_1)H_4 + P_{v3} \quad \dots\dots\dots (2) \text{式}$$

$$= (9.0 - 760.0/10.821) \times 10.970 + 136.12$$

$$= -535.61 \text{ kN/m}^2 \quad \therefore P_{v4} = 0.00 \text{ kN/m}^2 \text{ とする}$$

$$P_{v5} = \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.821 \times (10.0 - 0.0/10.821)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 19.580/10.821}) + 0.00 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 19.580/10.821}$$

$$= 104.81 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v6} = \frac{B_1(\gamma_6 - c_6/B_1)}{K_0 \tan \phi_6} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1}) + P_{v5} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_6 \cdot H_6/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.821 \times (10.0 - 0.0/10.821)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.800/10.821}) + 104.81 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.800/10.821}$$

$$= 112.89 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v7} = P_{vc} = \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots\dots (1) \text{式}$$

$$= \frac{10.821 \times (10.0 - 0.0/10.821)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.513/10.821}) + 112.89 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 3.513/10.821}$$

$$= 118.63 \text{ kN/m}^2$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
5	Oy-s	6.210	50	10.0	62.10
6	Oy-g	3.800	50	10.0	38.00
7	Hy-s	3.513	50	10.0	35.13
合計		13.523			135.23

▽セグメント図心頂面

$$P_{\min} = \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i$$

$$= 10.0 \times 6.210 + 10.0 \times 3.800 + 10.0 \times 3.513 = 135.23 \text{ kN/m}^2$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>min</sub> = 135.23 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (107.023 - 0.000) = 1,070.23 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 107.023(m) 【=106.784+0.239】

L：地表から地下水位までの深さ 0.000(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ) に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ) に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

鋼セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 50cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅱ)、Ⅲ) で規定される鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、鋼材 SM400 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅱ)、基準Ⅲ) で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ) で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ) に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$  の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 155100 \times (13.523)^{-3/4} \\ &= 149.6 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ) で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体の鋼材に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
外側鋼材	-248N/mm <sup>2</sup>	270N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鋼材	-60N/mm <sup>2</sup>	270N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
外側鋼材	-82N/mm <sup>2</sup>	270N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鋼材	-258N/mm <sup>2</sup>	270N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手の鋼材に発生する応力度は圧縮であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
継手	圧縮	380N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

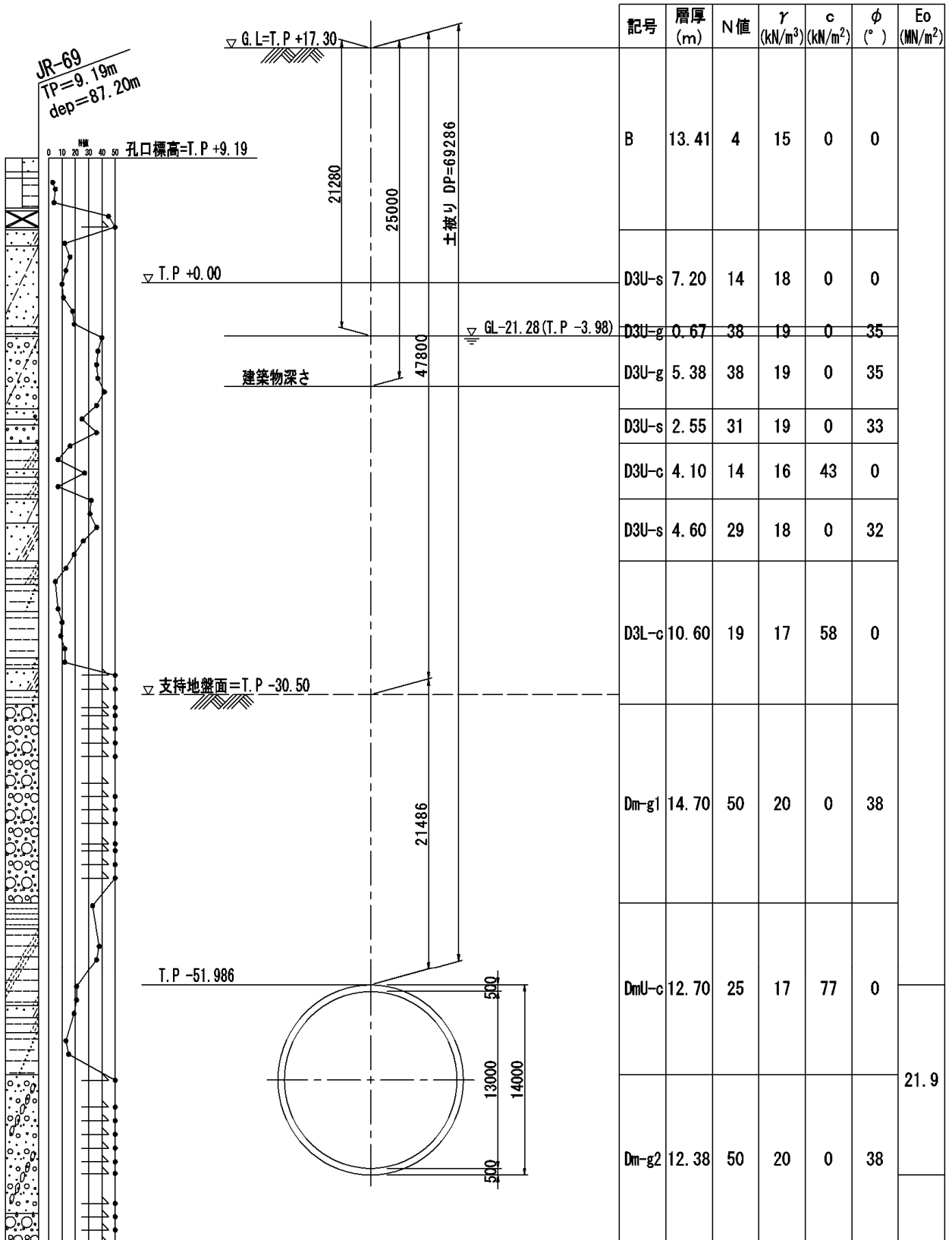
##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容引張力	判定
継手	圧縮	380N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (d) 結論

以上の計算により、基準Ⅰ)の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度法第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。

鋼製セグメント: 中部圏 断面⑨-6



※標高の単位は、m、寸法線の単位は、mmである。

図1 断面状況



(a) 荷重の算定

(i) 通常の建築物の建築により作用する荷重

基準Ⅰ) 4.4建築物による荷重の算定方法、基準Ⅲ)、基準Ⅳ) に準拠して算定する。  
 地下水位の深さが地表から25mより浅いため、浮力の効果が見込める場合に該当し、その場合の建築物による荷重の算定式は次式となる。

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70}$$

ただし、 $h \leq 25\text{m}$ (直接基礎)の場合は $h=25\text{m}$ とする。

上記の式において、

P：通常の建築物の建築により作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

L：地表から地下水位までの深さ 21.280(m)

H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 69.525(m) 【=69.286+0.239】

h：地表から支持地盤上面までの深さ 47.80(m) 【=17.30-(-30.50)】

p：次式により算出した建築物の荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$$p = 300+25\gamma_e$$

ここに、 $\gamma_e$ ：排土荷重算定時の土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以上では、土の湿潤単位体積重量( $\gamma_t$ )

地下水位以下では、土の飽和単位体積重量( $\gamma_{sat}$ )

よって、 $25\gamma_e$ は下表の計算の通りとなる。

表1 排土荷重 $25\gamma_e$ の計算

地層記号	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> ) 飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $h_n$ (m)	$\gamma_t \times h_n$ $\gamma_{sat} \times h_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 B	15.00	13.41	201.15
2 D3U-s	18.00	7.20	129.60
3 D3U-g	19.00	0.67	12.73
4 D3U-g	19.00	3.72	70.68
排土荷重		25.00	414.16

$$\text{従って、} p = 300+25\gamma_e = 300+414.16 = 714.16 \quad \text{kN/m}^2$$

以上より、通常の建築物の建築により作用する荷重は、

$$P = \frac{70(p+10L-250)}{2(H-h)+70} = \frac{70 \times (714.16+10 \times 21.28-250)}{2 \times (69.525-47.80)+70} = 417.69 \text{ kN/m}^2$$

(ii) 土圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅱ) ～基準Ⅳ) に準拠して算定する。

(7) 緩み土圧の算定

各層の緩み土圧は、(1)式により算定する。ただし、 $\phi_i=0$ の場合には(2)式を適用する。

$$P_{vi} = \frac{B_1(\gamma_i - c_i/B_1)}{K_0 \tan \phi_i} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1}) + P_{v(i-1)} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_i \cdot H_i/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式}$$

$$P_{vi} = (\gamma_i - c_i/B_1)H_i + P_{v(i-1)} \quad \dots\dots (2) \text{式}$$

ここに、 $B_1 = R \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) = 6.762 \times \cot\left(\frac{(45+20.058)/2}{2}\right) = 12.981\text{m}$

$K_0$  : 水平土圧と鉛直土圧の比 (通常 $K_0=1$ としてよい)

$\phi_i, \phi$  : 土の内部摩擦角

(トンネル範囲内対象土の平均値 $\phi$ により、

$$\phi = (6.385\text{m} \times 0\text{度} + 7.138\text{m} \times 38\text{度}) / 13.523\text{m} = 20.058\text{度}$$

$c_i$  : 土の粘着力

$\gamma_i$  : 土の単位体積重量で、地下水面より上は湿潤単位体積重量

地下水面より下は水中単位体積重量

$H_i$  : 層厚

$R$  : トンネル図心半径  $13.523/2 = 6.762\text{m}$

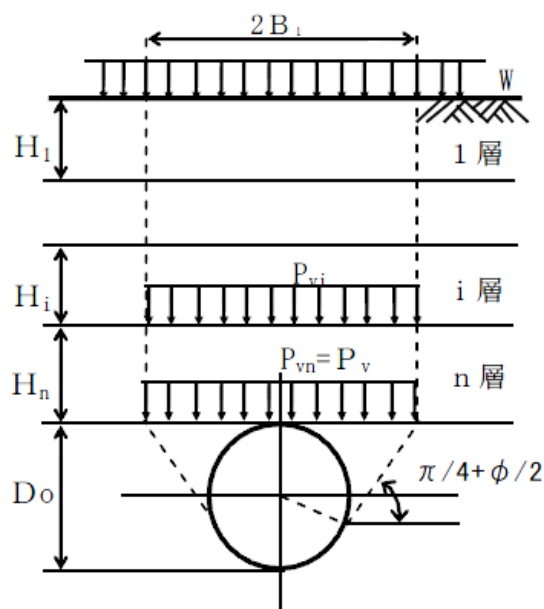


図2 緩み土圧算定図

表2 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	湿潤単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	水中単位 体積重量 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi$ (°)
1	B	13.410	4	15.0	5.0	0	0
2	D3U-s	7.200	14	18.0	8.0	0	0
3	D3U-g	0.670	38	19.0	9.0	0	35
4	D3U-g	5.380	38	19.0	9.0	0	35
5	D3U-s	2.550	31	19.0	9.0	0	33
6	D3U-c	4.100	14	16.0	6.0	43	0
7	D3U-s	4.600	29	18.0	8.0	0	32
8	D3L-c	10.600	19	17.0	7.0	58	0
9	Dm-g1	14.700	50	20.0	10.0	0	38
10	DmU-c	6.315	25	17.0	7.0	77	0
合計		69.525					

※ ▽地下水位

$$P_{v1} = (\gamma_1 - c_1/B_1)H_1 \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (15.0 - 0.0/12.981) \times 13.410$$

$$= 201.15 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v2} = (\gamma_2 - c_2/B_1)H_2 + P_{v1} \quad \dots\dots(2)式$$

$$= (18.0 - 0.0/12.981) \times 7.200 + 201.15$$

$$= 330.75 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{v3} = \frac{B_1(\gamma_3 - c_3/B_1)}{K_0 \tan \phi_3} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1}) + P_{v2} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_3 \cdot H_3/B_1} \quad \dots\dots(1)式$$

$$= \frac{12.981 \times (19.0 - 0.0/12.981)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 0.670/12.981})$$

$$+ 330.75 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 0.670/12.981}$$

$$= 331.51 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
P_{v4} &= \frac{B_1(\gamma_4 - c_4/B_1)}{K_0 \tan \phi_4} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1}) + P_{v3} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_4 \cdot H_4/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.981 \times (9.0 - 0.0/12.981)}{1.0 \times \tan 35^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 5.380/12.981}) \\
&\quad + 331.51 \times e^{-1.0 \times \tan 35^\circ \times 5.380/12.981} \\
&= 290.03 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v5} &= \frac{B_1(\gamma_5 - c_5/B_1)}{K_0 \tan \phi_5} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1}) + P_{v4} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_5 \cdot H_5/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.981 \times (9.0 - 0.0/12.981)}{1.0 \times \tan 33^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 33^\circ \times 2.550/12.981}) \\
&\quad + 290.03 \times e^{-1.0 \times \tan 33^\circ \times 2.550/12.981} \\
&= 276.84 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v6} &= (\gamma_6 - c_6/B_1)H_6 + P_{v5} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (6.0 - 43.0/12.981) \times 4.100 + 276.84 \\
&= 287.86 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v7} &= \frac{B_1(\gamma_7 - c_7/B_1)}{K_0 \tan \phi_7} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1}) + P_{v6} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_7 \cdot H_7/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.981 \times (8.0 - 0.0/12.981)}{1.0 \times \tan 32^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 4.600/12.981}) \\
&\quad + 287.86 \times e^{-1.0 \times \tan 32^\circ \times 4.600/12.981} \\
&= 263.69 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v8} &= (\gamma_8 - c_8/B_1)H_8 + P_{v7} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (7.0 - 58.0/12.981) \times 10.600 + 263.69 \\
&= 290.53 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v9} &= \frac{B_1(\gamma_9 - c_9/B_1)}{K_0 \tan \phi_9} (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1}) + P_{v8} e^{-K_0 \cdot \tan \phi_9 \cdot H_9/B_1} \quad \dots\dots (1) \text{式} \\
&= \frac{12.981 \times (10.0 - 0.0/12.981)}{1.0 \times \tan 38^\circ} \times (1 - e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 14.700/12.981}) \\
&\quad + 290.53 \times e^{-1.0 \times \tan 38^\circ \times 14.700/12.981} \\
&= 217.50 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_{v10} &= P_{vc} = (\gamma_{10} - c_{10}/B_1)H_{10} + P_{v9} \quad \dots\dots (2) \text{式} \\
&= (7.0 - 77.0/12.981) \times 6.315 + 217.50 \\
&= 224.25 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

(イ) 最小土圧 (1・D<sub>c</sub>) の算定

表3 層序表及び土性値一覧表

No	土質	層厚 H(m)	N値	水中単位 体積重量 γ' (kN/m <sup>3</sup> )	各層毎の 土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )
9	Dm-g1	7.208	50	10.0	72.08
10	DmU-c	6.315	25	7.0	44.21
▽セグメント図心頂面		合計			116.29

$$\begin{aligned}
P_{\min} &= \gamma \times D_c = \sum \gamma_i \times H_i \\
&= 10.0 \times 7.208 + 7.0 \times 6.315 = 116.29 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

土圧は、上記P<sub>vc</sub>とP<sub>min</sub>のうちいずれか大きい値であるため、P<sub>vc</sub> = 224.25 kN/m<sup>2</sup>となる。

(iii) 水圧

基準Ⅰ) 4.2土圧及び水圧、基準Ⅲ) に準拠して算定する。

$$P_w = 10 (H-L) = 10 \times (69.525 - 21.280) = 482.45 \text{ kN/m}^2$$

ここに、H：地表から設置する施設又は工作物までの深さ 69.525(m) 【=69.286+0.239】

L：地表から地下水位までの深さ 21.280(m)

## (b) 耐力の算定方法

### (i) 構造解析手法

基準Ⅲ)に規定される許容応力度設計法、構造計算手法による。また、断面力の算定は、基準Ⅲ)に規定されるはりばねモデルによる。

具体の断面力の算定では、セグメントリング解析ソフト：SHIL（一般販売名：モールマン（富士総研））を用いた。

計算手法については、添付資料 5-71 頁に示す。

### (ii) セグメント構造

鋼セグメントとする。

トンネル外径は 14.0m、セグメント厚さは 50cm とする。

### (iii) 使用材料及び条件

基準Ⅱ)、Ⅲ)で規定される鋼材を用いる。

構造部材に使用する材料は、鋼材 SM400 相当以上、ボルト 8.8 相当以上のものを発生する応力に応じて用いるものとする。

材料に対する許容応力度及び物理定数は、基準Ⅱ)、基準Ⅲ)で規定される値とする。

### (iv) 地盤反力係数及び側方土圧係数

基準Ⅲ)で示される構造解析手法において用いる地盤反力係数は、基準Ⅶ)に準拠し次式により算定する。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4}$$

ここに、 $k_r$ ：半径方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$ ： $E_0$ の算出方法および荷重条件に対する補正係数 ( $\alpha=4$  (孔内載荷試験))

$E_0$ ：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) (孔内載荷試験により地層ごとに設定)

$D_c$ ：セグメント図心直径 (m)

$$\begin{aligned} k_r &= 1.7 \alpha E_0 (D_c)^{-3/4} \\ &= 1.7 \times 4 \times 21900 \times (13.523)^{-3/4} \\ &= 21.1 \text{ (MN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側方土圧係数は、基準Ⅲ)、建築物荷重に対する側方土圧係数は、基準Ⅶ)で規定される値を用いる。

### (c) 耐力の算定結果

#### (i) セグメント本体部

セグメント本体部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント本体の鋼材に発生する応力度は所定の許容応力度以下であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
外側鋼材	-262N/mm <sup>2</sup>	270N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鋼材	72N/mm <sup>2</sup>	270N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
外側鋼材	14N/mm <sup>2</sup>	270N/mm <sup>2</sup> 以上	OK
内側鋼材	-263N/mm <sup>2</sup>	270N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

#### (ii) 継手部

セグメント継手部の応力度照査結果を下表に示す。

セグメント継手の鋼材に発生する応力度は圧縮であり、安全が確保されている。

##### 正曲げ最大応力

	発生応力度	許容応力度	判定
継手	圧縮	380N/mm <sup>2</sup> 以上	OK

##### 負曲げ最大応力

	発生応力度	許容引張力	判定
継手	圧縮	380N/mm <sup>2</sup> 以上	OK



#### (d) 結論

以上の計算により、基準 I) の荷重が作用した時に、各部材材料に発生する応力が基準類に示される許容応力度内にあることが確認され、そのことにより大深度地下の公共的使用に関する特別措置法 第16条第6号で規定される荷重に対して必要な耐力を有していることが確認されたこととなる。