

# 庄戸トンネル検討会

## 第3回検討会

### 参考資料

平成21年5月19日

東日本高速道路株式会社 関東支社 横浜工事事務所

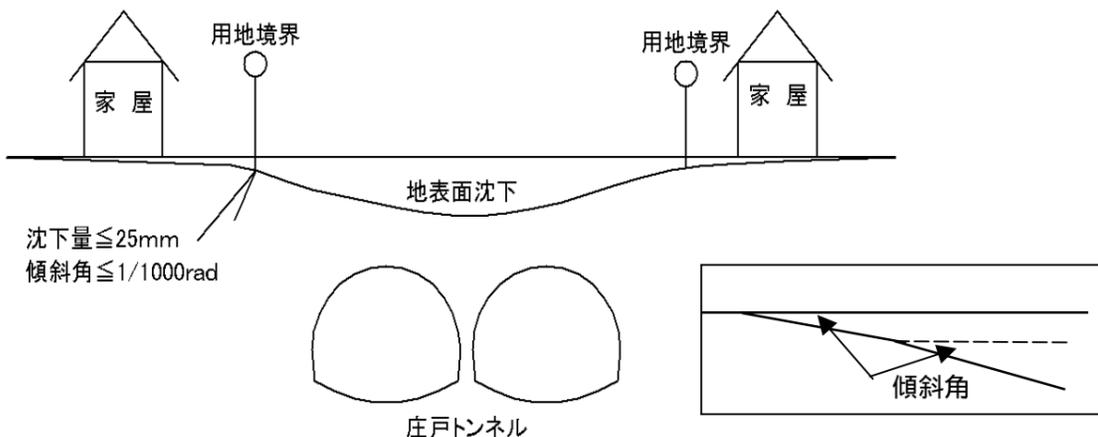
株式会社ネクスコ東日本エンジニアリング

## 目 次

1 ) 地盤沈下に対する管理基準値の設定 . . . . .	1
2 ) 解析ステップ . . . . .	2
3 ) 地盤の変形係数の設定 . . . . .	4
4 ) F E Mによる地表面沈下解析における下方境界の影響 . . . . .	5
5 ) 土留め壁の解析 . . . . .	7
6 ) 低土被り部地表面沈下量の予測方法 . . . . .	9

3.1 地盤沈下に対する管理基準値の設定の補足資料

1) 地盤沈下に対する管理基準値の設定



参図1 家屋に対する地表面の許容沈下量

参表1 第1回庄戸トンネル検討会で決定した管理基準値

対象	文献名	管理基準値	採用値
家屋	地中構造物の建設に伴う近接施工指針	日本トンネル技術協会 S11.2 ・沈下：20～30mm ・傾斜角：1～2/1,000 (rad)	・沈下：25mm ・傾斜角：1/1,000 (rad)  (注) 採用値は、左表の値を考慮した。
	構造物等に近接した山岳トンネルの設計施工に関する研究報告書	日本トンネル技術協会 H4.3 ・沈下：20～200mm ・傾斜角：(1～1.4)/1,000 (rad)	
	土質基礎工学ライブラリ-34 近接施工	土質工学会 H1.9 ・沈下：20～200mm 但し、RC造を対象	

参表2 家屋に対する地盤沈下(地表面沈下)の管理基準値設定例(その2)

建物構造の分類	許容値の例		建築設計指針による構造別の総沈下量の限界値の例				備考
			圧密層 (mm)		即時沈下 (mm)		
	標準値	最大値	標準値	最大値	標準値	最大値	
建築物	CB	布	20	40			・構造形式の記号は以下の通り。 CB：コンクリートブロック構造 RC：鉄筋コンクリート造 RCW：壁式鉄筋コンクリート構造 W：木造
		独立	50	100			
	RC RCW	布	100	200			
		べた	100	200			
	W	布	25	50	15	25	
		べた	25	50			

引用文献：「建築基礎構造物設計指針」(日本建築学会)

参表3 家屋に対する地盤沈下(地表面沈下)の管理基準値設定例(その3)

圧密沈下の場合	許容相対沈下量	構造種別	コンクリートブロック造	鉄筋コンクリート造		
		基礎形式	連続(布)基礎	独立基礎	連続(布)基礎	べた基礎
		標準値 (mm)	10	15	20	20～(30)
		最大値 (mm)	20	30	40	40～(60)
	許容変形角 (rad)	0.5～1.0×10 <sup>-3</sup>		1.0～2.0×10 <sup>-3</sup>		
	沈下量 許容最大	標準値 (mm)	20	50	100	100～(150)
最大値 (mm)		40	100	200	200～(300)	

即時沈下の場合	許容最大沈下量	構造種別	コンクリートブロック造	鉄筋コンクリート造		
		基礎形式	連続(布)基礎	独立基礎	連続(布)基礎	べた基礎
		標準値 (mm)	15	20	25	30～(40)
		最大値 (mm)	20	30	40	60～(80)
		許容変形角 (rad)	0.3～1.0×10 <sup>-3</sup>		0.5～1.0×10 <sup>-3</sup>	

(注) ( ) は、地中ばりせいが大きい場合、あるいは2重スラブ等で十分剛性が大きい場合。

引用文献：「横浜市建築構造設計指針(2003年)」(横浜市建設局)

3.2 分合流部の地表面沈下予測の補足資料(解析ステップ)

2) 解析ステップ

解析ステップ図 (導坑方式)					
STEP1 初期応力状態	STEP9 上り線上半中央坑支保	STEP17 上り線インバートコンクリート	STEP25 下り線上半中壁撤去		
STEP2 地表より地盤改良	STEP10 上り線上半内側坑掘削	STEP18 Cランプ側壁コンクリート	STEP26 下り線覆工コンクリート		
STEP3 中央・側壁導坑掘削	STEP11 上り線上半内側坑支保	STEP19 下り線上半中央坑掘削	STEP27 下り線盤下げ掘削		
STEP4 中央・側壁導坑支保	STEP12 上り線上半外側坑掘削	STEP20 下り線上半中央坑支保	STEP28 下り線インバートコンクリート		
STEP5 中央・Hランプ側壁コンクリート	STEP13 上り線上半外側坑支保	STEP21 下り線上半内側坑掘削			
STEP6 上半導坑掘削	STEP14 上り線上半中壁撤去	STEP22 下り線上半内側坑支保			
STEP7 上半導坑支保	STEP15 上り線覆工コンクリート	STEP23 下り線上半外側坑掘削			
STEP8 上り線上半中央坑掘削	STEP16 上り線盤下げ掘削	STEP24 上り線上半外側坑支保			

# 解析ステップ図 (無導坑方式)

STEP1 初期応力状態	STEP9 上り線上半内側坑掘削	STEP17 上り線下半外側坑掘削	STEP25 下り線上半中央坑支保	STEP33 下り線下半内側坑支保	STEP41 下り線インバート外側坑支保
STEP2 地表より地盤改良	STEP10 上り線上半内側坑支保	STEP18 上り線下半外側坑支保	STEP26 下り線下半中央坑掘削	STEP34 下り線インバート内側坑掘削	STEP42 下り線中壁撤去
STEP3 上り線上半中央坑掘削	STEP11 上り線下半内側坑掘削	STEP19 上り線インバート外側坑掘削	STEP27 下り線下半中央坑支保	STEP35 下り線インバート内側坑支保	STEP43 下り線インバートコンクリート
STEP4 上り線上半中央坑支保	STEP12 上り線下半内側坑支保	STEP20 上り線インバート外側坑支保	STEP28 下り線インバート中央坑掘削	STEP36 下り線上半外側坑掘削	STEP44 下り線覆工コンクリート
STEP5 上り線下半中央坑掘削	STEP13 上り線インバート内側工掘削	STEP21 上り線中壁撤去	STEP29 下り線インバート中央坑支保	STEP37 下り線上半外側坑支保	
STEP6 上り線下半中央坑支保	STEP14 上り線インバート内側坑支保	STEP22 上り線インバートコンクリート	STEP30 下り線上半内側坑掘削	STEP38 下り線下半外側坑掘削	
STEP7 上り線インバート中央坑掘削	STEP15 上り線上半外側坑掘削	STEP23 上り線覆工コンクリート	STEP31 下り線上半内側坑支保	STEP39 下り線下半外側坑支保	
STEP8 上り線インバート中央坑支保	STEP16 上り線上半外側坑支保	STEP24 下り線上半中央坑掘削	STEP32 下り線下半内側坑掘削	STEP40 下り線インバート外側坑掘削	

3.2.3 解析物性値の補正資料

3) 地盤変形係数の設定

3.1) 変形係数の算定方法

地盤の変形係数の代表的な算定方法には、以下の方法がある。

- 平板載荷試験による方法
- 孔内水平載荷試験による方法
- 一軸または三軸圧縮試験による方法
- 標準貫入試験によるN値から算出する方法

各方法により算出された変形係数に対する相関関係については、種々の比較試験により明らかにされており、「道路橋示方書・同解説 下部構造編」などにおける地盤反力度の算定においては、下表(表-解 9.5.1 変形係数  $E_0$  と ) に示す補正係数 を用いた補正を行っている。

変形係数 $E_0$ の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 $\alpha$	
	常時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	2

注) 暴風時は、常時の値を用いるものとする。

「道路橋示方書・同解説 下部構造編」(H14.3, p255)

これは、例えば、平板載荷試験による変形係数  $E_p$  と孔内水平載荷試験による変形係数  $E_b$  の関係を、

$$E_p = \alpha \cdot E_b \quad (\alpha = 4)$$

との相関関係を示している。

3.2) 庄戸地区の地質調査結果

ここでは、庄戸トンネルに確認される地質における、変形係数の算定方法を記載する。

地質調査では、坑内水平載荷試験により変形係数が算定されており、上記による補正係数( ) により用いられた値としている。

表.2.1.1 変形係数の算定根拠 (単位:  $kN/m^2$ )

	個数	最小値	最大値	平均値	標準偏差	2 平均値	補正係数( )	変形係数
盛土層	4	4,800	38,000	21,925	17,715	21,925	4	87,700
凝灰質砂岩層	18	107,000	940,000	422,107	243,657	368,077	4	1,472,000

3.3) 解析に用いる変形係数の設定

なお、「原位置岩盤試験法の指針」(平板載荷試験法、せん断試験法、孔内載荷試験法)(土木学会岩盤力学委員会試験・計測小委員会:H12.12)では、孔内載荷試験による変形係数  $E_b$  と平板載荷試験による変形係数  $E_p$  が、必ずしも左記の表(表-解 9.5.1 変形係数  $E_0$  と ) の関係を示さない場合があるとしている。その一例としては、下図 6.3.35 のような傾向が示されている。

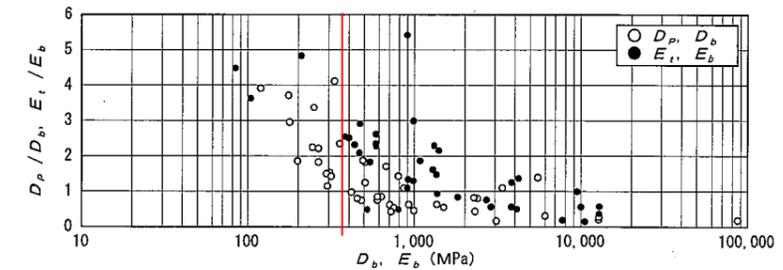


図-6.3.35 孔内載荷試験による変形係数  $D_b$  および弾性係数  $E_b$  と平板載荷試験による変形係数  $D_p$  および弾性係数  $E_p$  との関係 (原著者<sup>29)</sup>による本書のための一部加筆)

同書では、こうした背景を基に、変形係数の換算係数を独自に設定した事例として、本州四国連絡橋公団や東京電力(株)の事例を紹介している。(図-6.3.36、6.3.37)

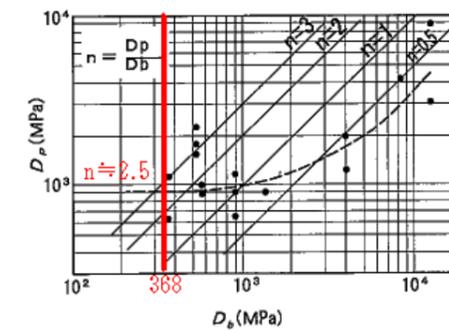


図-6.3.36 孔内載荷試験による変形係数  $D_b$  から平板載荷試験による変形係数  $D_p$  への換算曲線<sup>29)</sup>

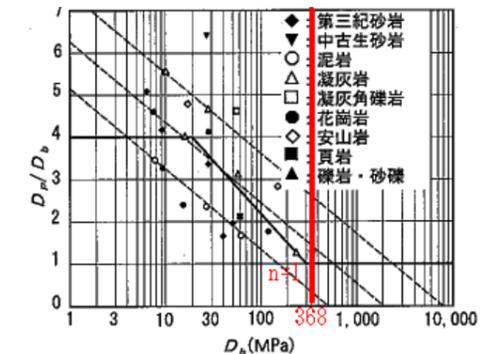


図-6.3.37 孔内載荷試験による変形係数  $D_b$  から平板載荷試験による変形係数  $D_p$  への換算曲線<sup>29)</sup>

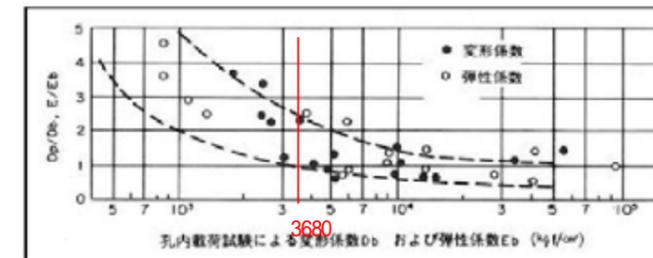


図-87 孔内載荷試験・平板載荷試験の弾性係数の違い

引用: 孔内載荷試験の現状と課題(土木学会)

(注) 図中の朱書き: 庄戸トンネルの凝灰質砂岩(Nts)の孔内載荷試験結果(2 の平均値)

地質調査では、孔内水平載荷試験、一軸圧縮強度試験などが実施され、その結果から変形係数が求められている。庄戸トンネルの基盤層である凝灰質砂岩(Nts)は、図中の朱書きのように  $\alpha = 1 \sim 4$  の中間的な関係になることが予想される。

したがって、今回実施する地表面沈下予測における変形係数の設定は、 $\alpha = 4$  の場合、 $\alpha = 1$  の場合の2条件によるものとした

### 3.2.4 分合流部の解析結果の補足資料

#### 4) FEMによる地表面沈下解析における下方境界の影響

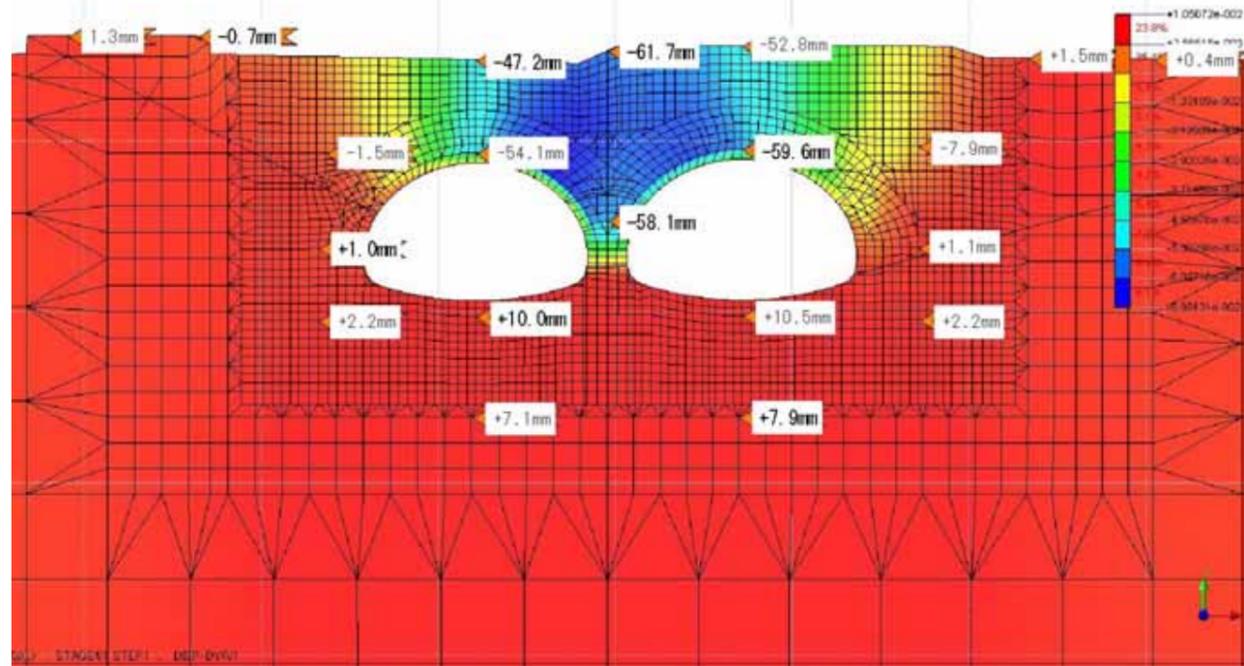
FEMによる地表面沈下解析では、トンネル下方の境界領域の設定により地表面沈下量が異なる結果となることがある。

ここでは、下方境界に設定による地表面沈下量を試算し、地表面沈下量がほぼ一定値となる下方境界の位置を求めた。試算は、掘削底面から下方境界までの長さを、Case-1：4D（約120m，D：掘削幅）、Case-2：30m、Case-3：10mの3条件で実施した。

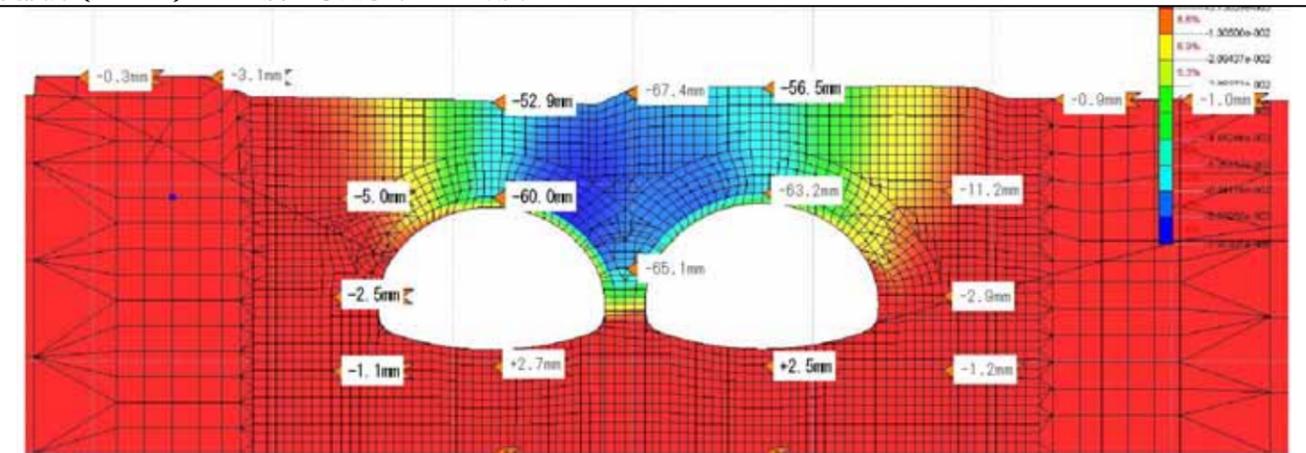
Case-1は、地表面沈下量をもっとも小さく、トンネルの両側にわずかであるが地表面が隆起する結果となった。Case-2、Case-3は、ほぼ同等の地表面沈下量となり、トンネル両側の地表面隆起もほとんど見られない結果となる。Case-2、Case-3の下方境界位置で地表面沈下量はほぼ一定化することが分かった。この結果から、**下方境界の設定位置を、掘削底面から10m**として解析を行うこととする。

以下に、盛土部（掘削方式：導坑あり）における地盤改良あり、地盤改良無しでの試算結果を示す。

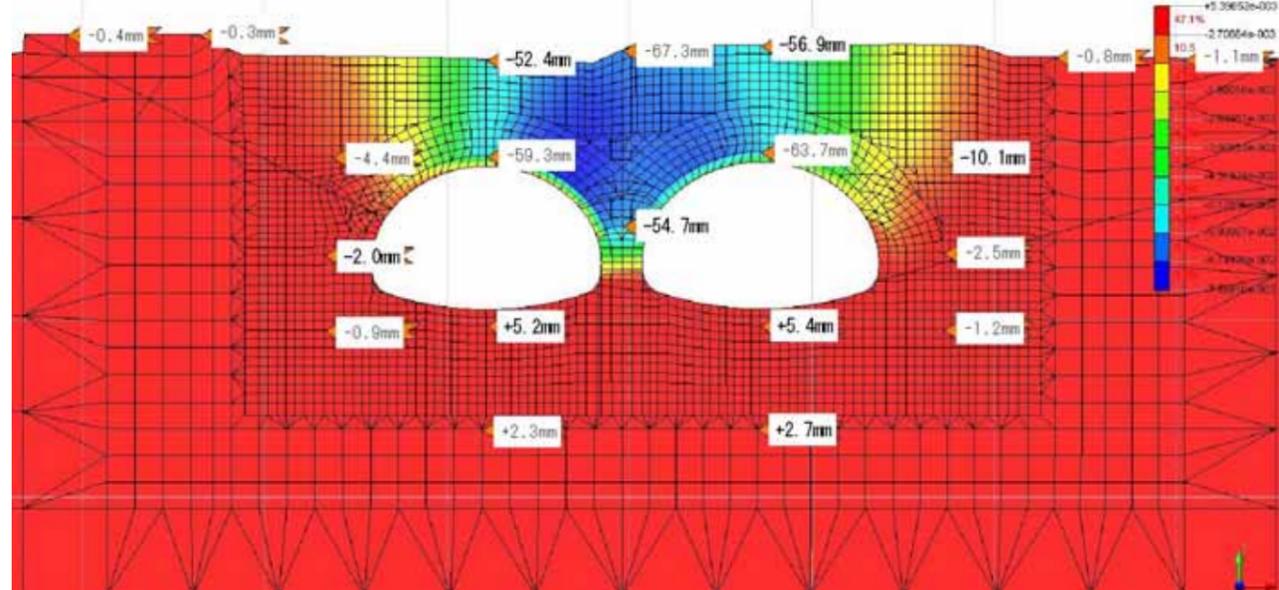
参考-1 下方境界の設定位置による地表面沈下量の傾向試算（その1） 盛土層 導坑方式 地盤改良あり



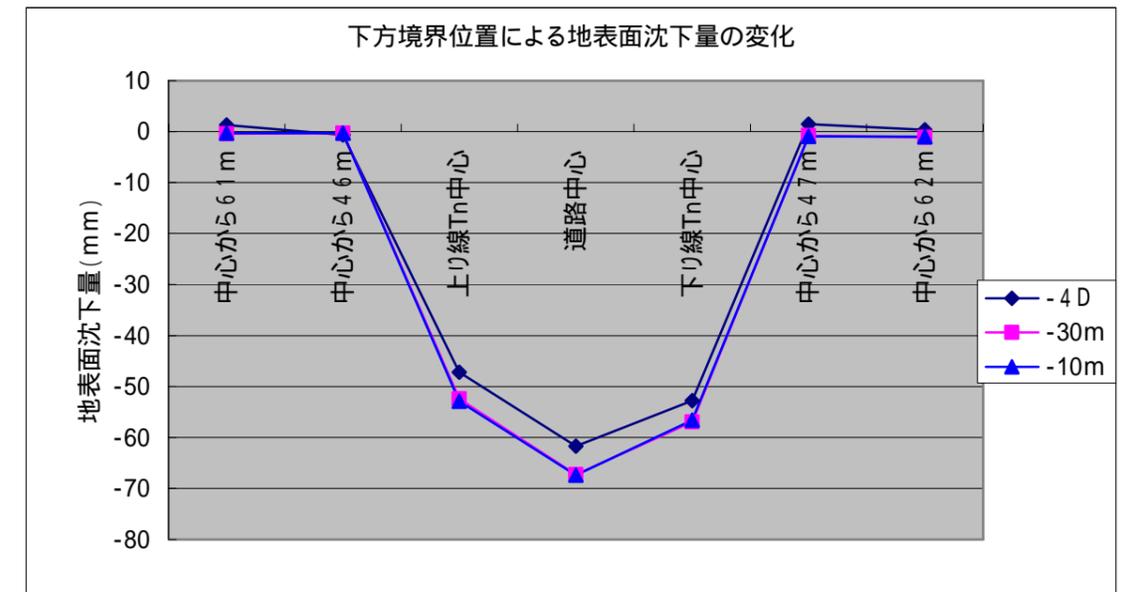
下方境界：掘削底面から4D（約120m，D：掘削幅）の場合



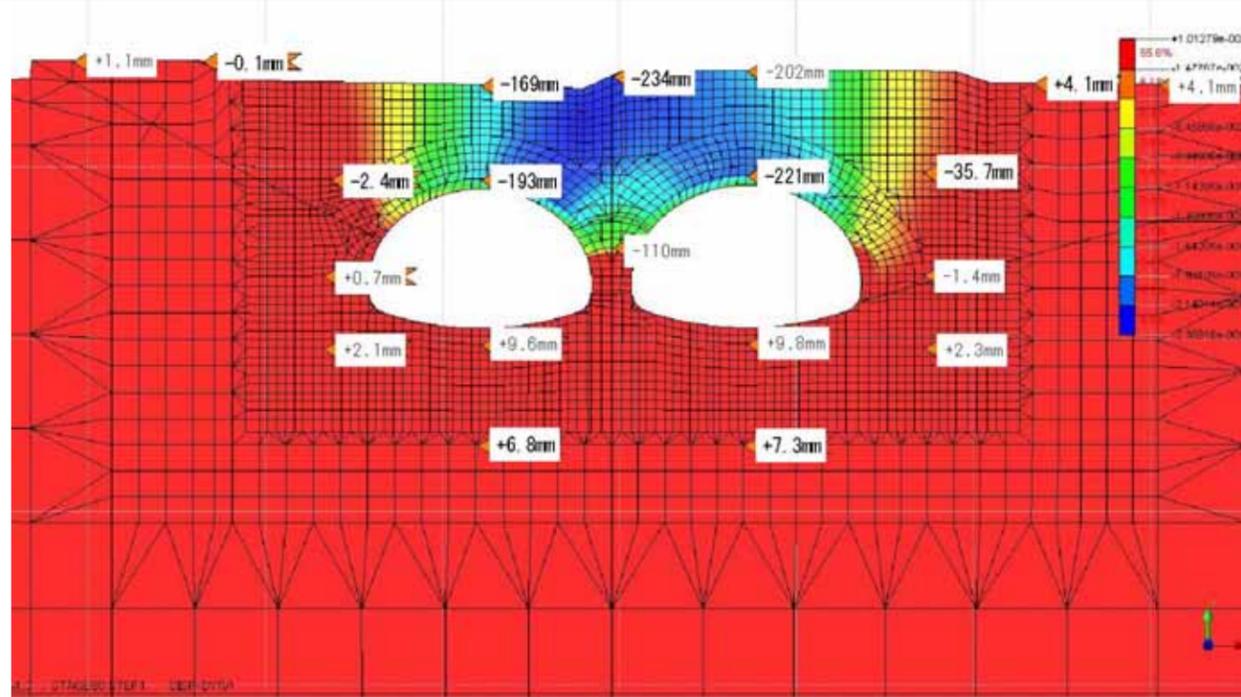
下方境界：掘削底面から10mの場合



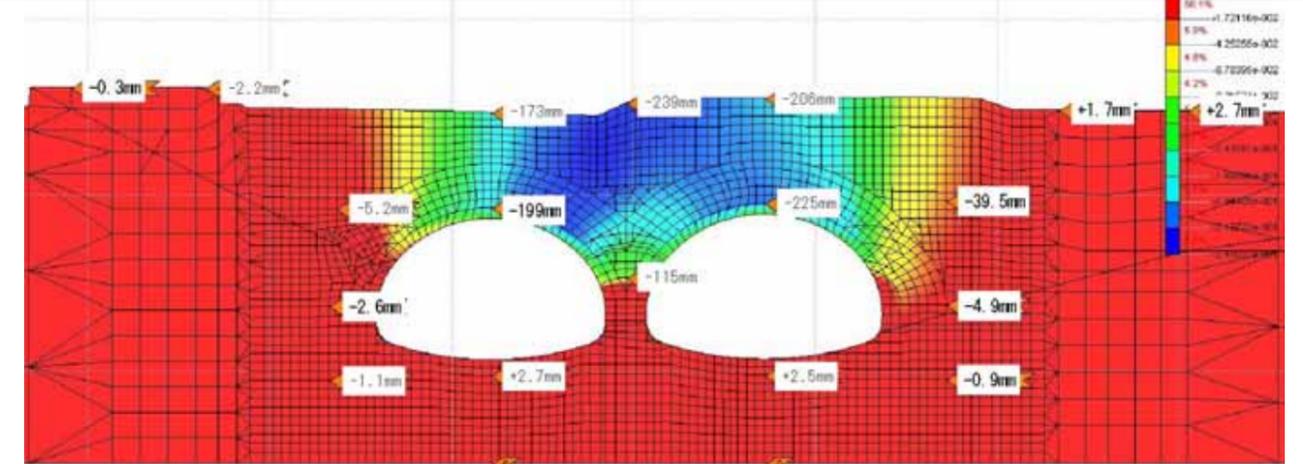
下方境界：掘削底面から30mの場合



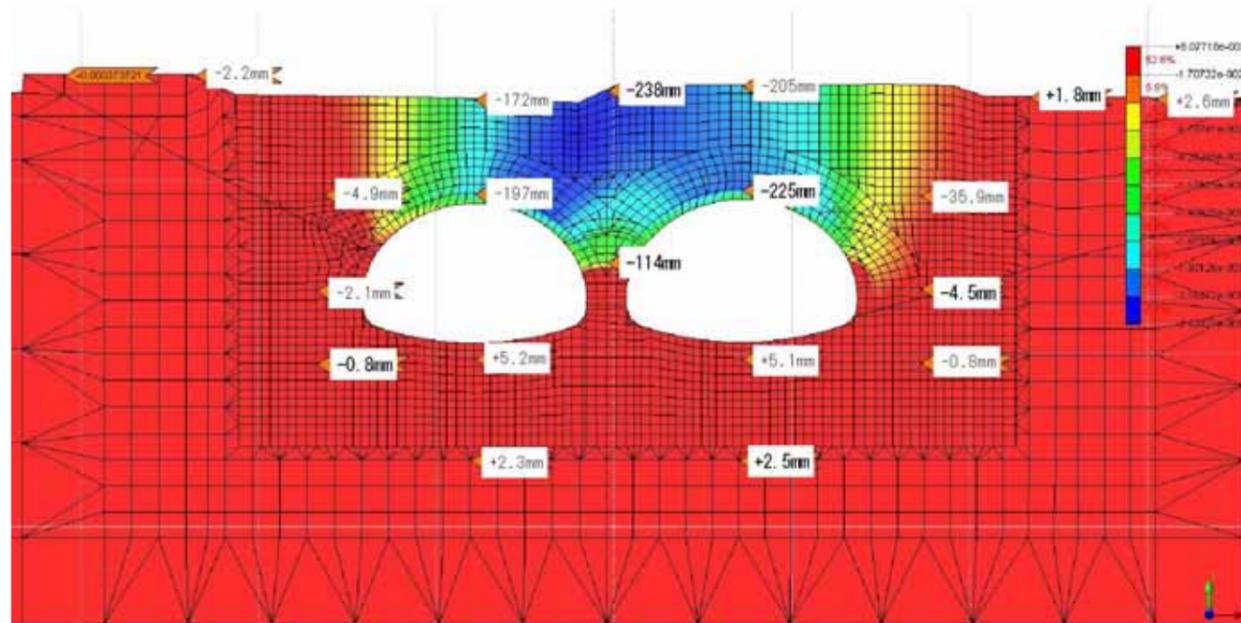
参考 - 2 下方境界の設定位置による地表面沈下量の傾向試算（その2） 盛土層 導坑方式 地盤改良なし



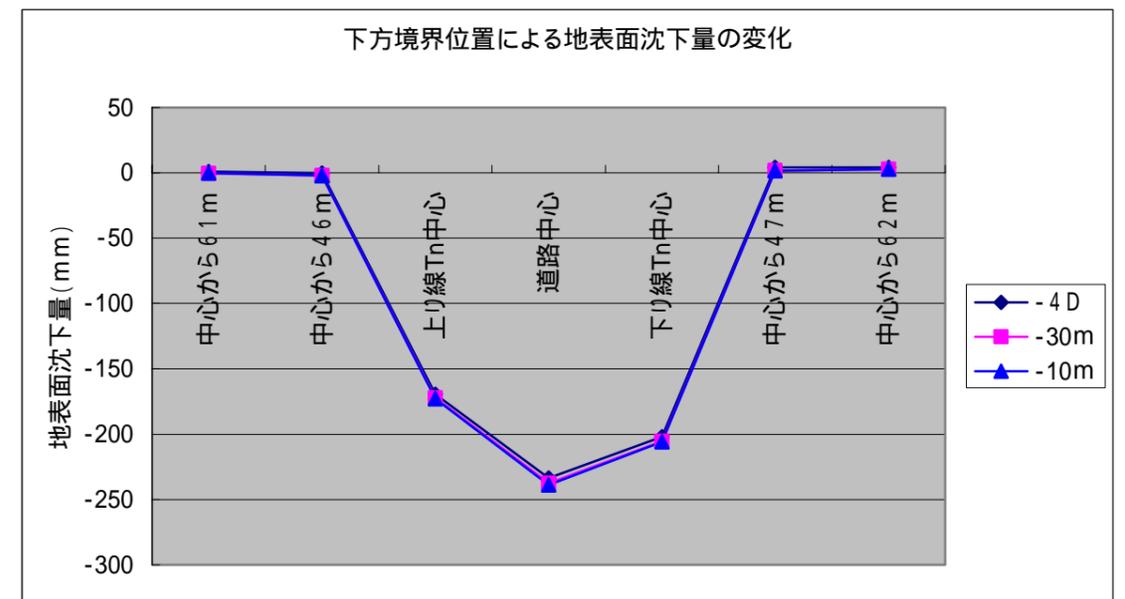
下方境界：掘削底面から 4D (約 120m, D:掘削幅) の場合



下方境界：掘削底面から 10m の場合



下方境界：掘削底面から 30m の場合



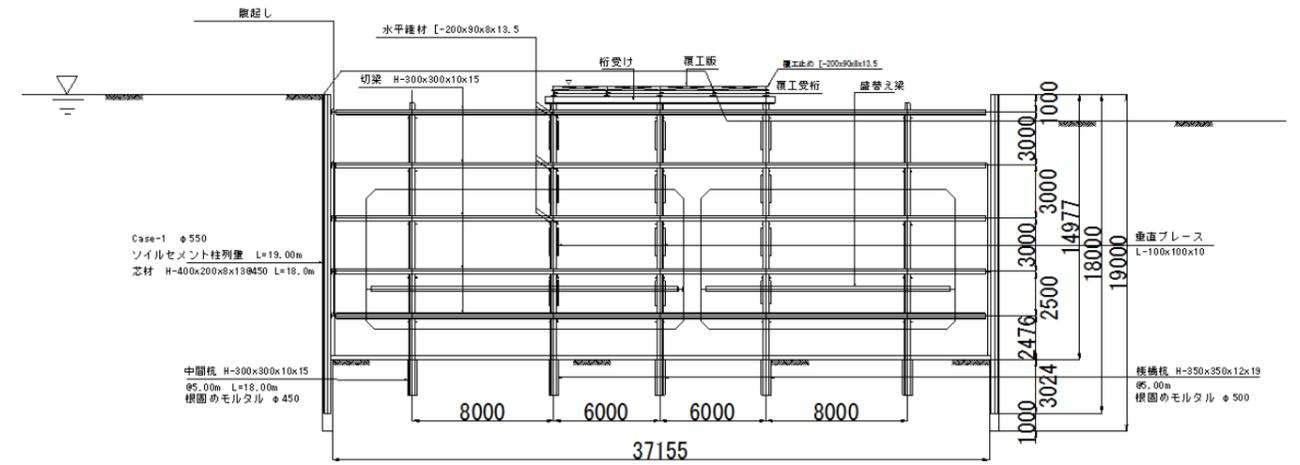
3.3 低土被り部の地表面沈下予測の補足資料

5) 土留め壁の解析

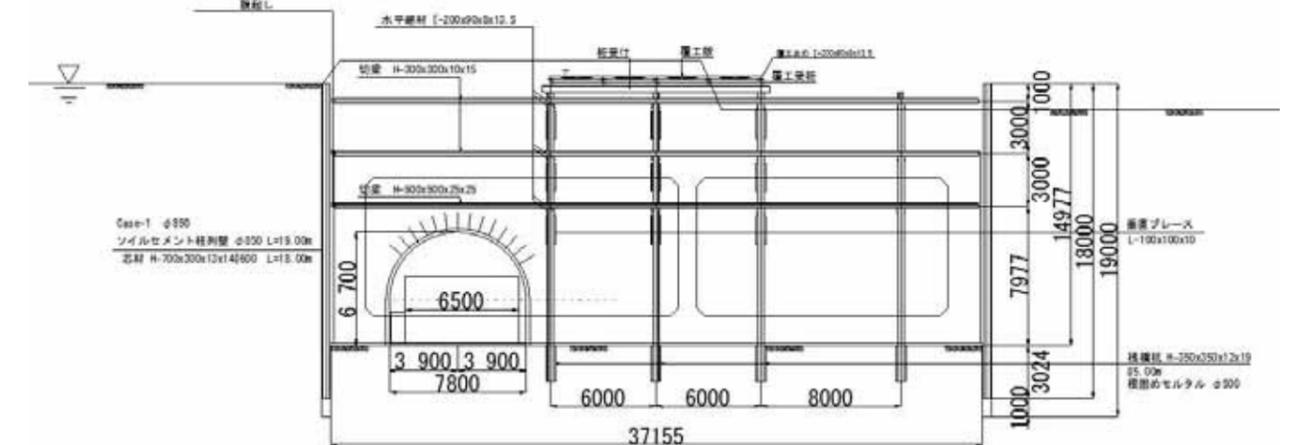
表 3.2.3 に示す「切梁の配置条件」、「地盤条件」で実施する。

参表 4 土留め壁の解析のケース

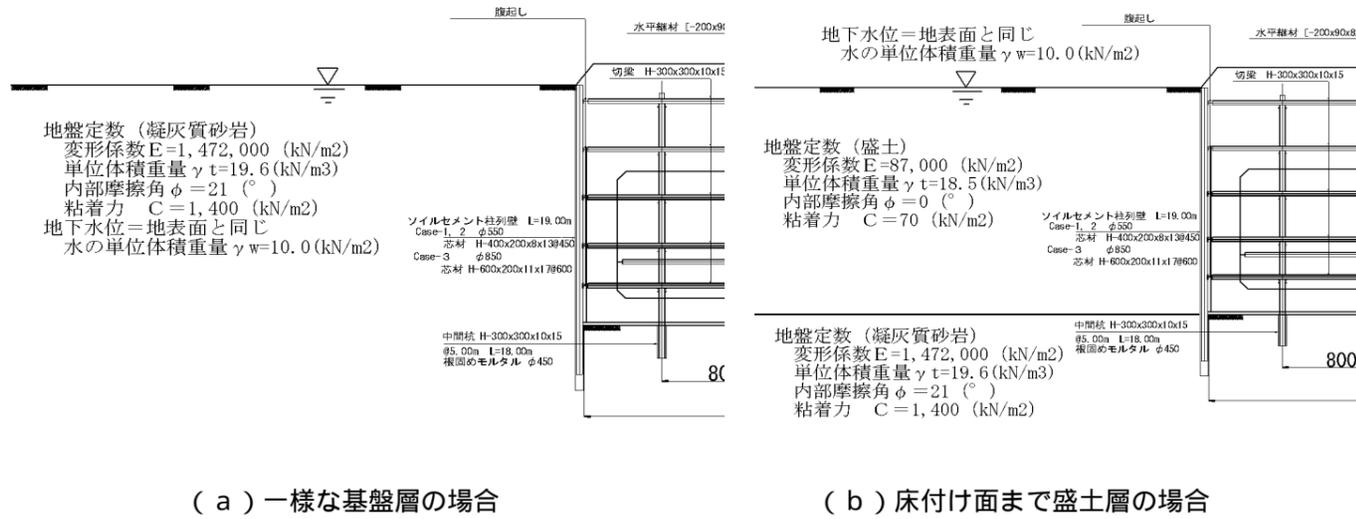
ケース	Case-1-a	Case-1-b	Case-2-a	Case-2-b
地盤条件	一様な基盤層	床付けまで盛土 下位 = 基盤層	一様な基盤層	床付けまで盛土 下位 = 基盤層
土留め壁の規模	H-400x200x8x13 @450 (mm)		H-700x300x13x24 @600 (mm)	
地下水位	TP61.5m			
パイロットソルの有無	無し		あり	



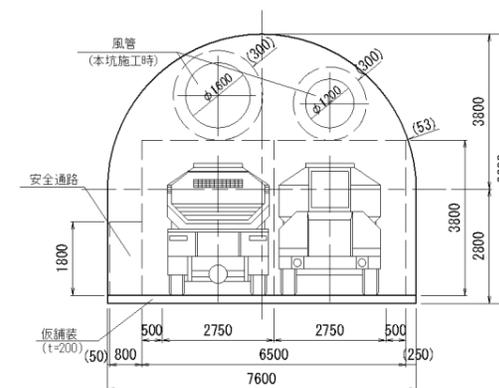
参図 3(1/2) Case-1 の切梁配置概要図



参図 3(2/2) Case-2 の切梁配置概要図



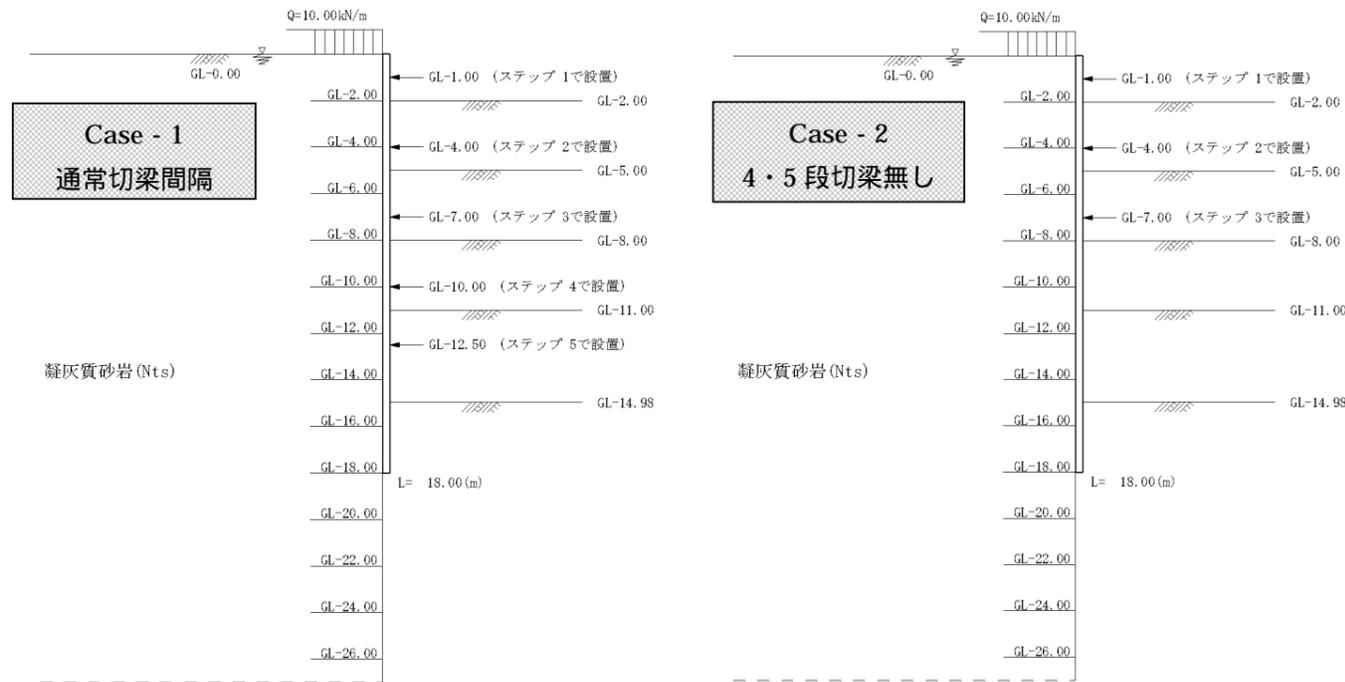
参図 2 土留め計算の地盤条件



参図 4 工用パイロットトンネル断面規模 (案) (2車線トンネル、内空幅 = 7.6m)

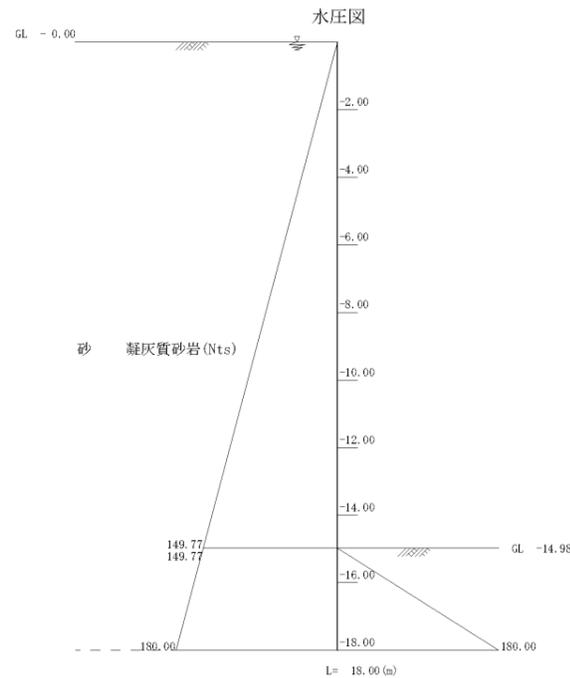
土留め計算の概要

(1) 施工ステップ



参図 5 施工ステップ図 (各掘削は、切梁設置位置-1.0m)

(2) 地下水圧



参図 6 地下水圧

(土留め壁先端での左右の水圧は等しい)

(3) 側圧算定式 道路土工 - 仮設構造物工指針 (H11年3月) による

背面側主働側圧式

砂質土  $P_a = K_a (q + \gamma h - W_a) - 2 C \sqrt{K_a} + W_a$   
 粘性土  $h \leq H$  の時  $P_a = K_{a1} (q + \gamma h)$   
 $h > H$  の時  $P_a = K_{a1} (q + \gamma H) + K_{a2} \cdot \gamma (h - H)$   
 但し、 $P_a \geq$  仮想水圧

ここで

$h$ : 地盤面からの深さ (m)  
 $H$ : 掘削深さ (m)  
 $q$ : 上載荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\gamma$ : 土の湿潤単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $C$ : 粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $W_a$ : 背面側水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$   
 $\phi$ : 内部摩擦角 (度)

$K_{a1}$ ,  $K_{a2}$  はN値により下記のように決められる。  
 $8 \leq N$  値 の時  $K_{a1} = 0.5 - 0.010xH \geq 0.3$   $K_{a2} = 0.5$   
 $4 \leq N$  値 < 8 の時  $K_{a1} = 0.6 - 0.010xH \geq 0.4$   $K_{a2} = 0.6$   
 $2 \leq N$  値 < 4 の時  $K_{a1} = 0.7 - 0.025xH \geq 0.5$   $K_{a2} = 0.7$   
 $N$  値 < 2 の時  $K_{a1} = 0.8 - 0.025xH \geq 0.6$   $K_{a2} = 0.8$

掘削側受働側圧式

砂質土  $P_p = K_p (\gamma h - W_p) + 2 C \sqrt{K_p} + W_p$   
 粘性土  $P_p = K_p \cdot \gamma h + 2 C \sqrt{K_p}$

ここで

$h$ : 掘削面からの深さ (m)  
 $\gamma$ : 土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $C$ : 粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $W_p$ : 掘削側水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$K_p = \cos \phi^{**2} / (1 - \sqrt{(\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta)})^{**2}$   
 $\phi$ : 内部摩擦角 (度)  
 $\delta$ : 土留め壁と地盤との摩擦角 (度)  $\delta = \phi / 3$

静止側圧式

砂質土  $P_o = K_{o1} \cdot (\gamma h - W_p) + W_p$   
 粘性土  $P_o = K_{o2} \cdot \gamma h$

ここで

$h$ : 掘削面からの深さ (m)  
 $\gamma$ : 土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $W_p$ : 掘削側水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

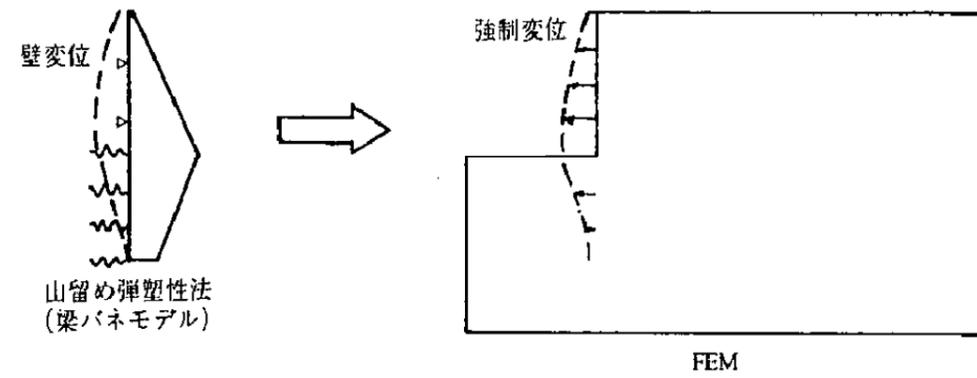
$K_{o1} = 1 - \sin \phi$   
 $\phi$ : 内部摩擦角 (度)

$K_{o2}$  はN値により下記のように決められる。  
 $8 \leq N$  値 の時  $K_{o2} = 0.5$   
 $4 \leq N$  値 < 8 の時  $K_{o2} = 0.6$   
 $2 \leq N$  値 < 4 の時  $K_{o2} = 0.7$   
 $N$  値 < 2 の時  $K_{o2} = 0.8$

6) 低土被り部地表面沈下量の予測方法

下記の予測方法による。

FEMによる予測 : 土留め壁の変位を強制変位とし、背面地盤の変形を求める方法



参図7 地表面沈下量の予測方法概念図 (FEMによる予測)