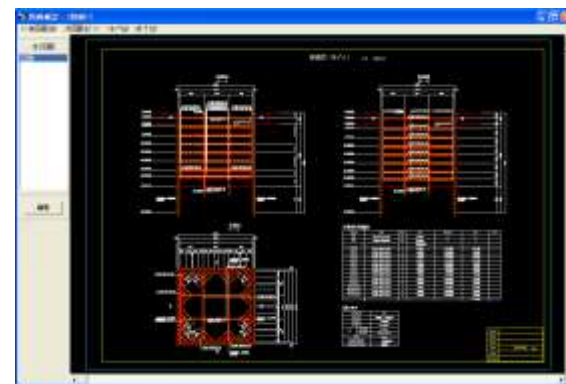
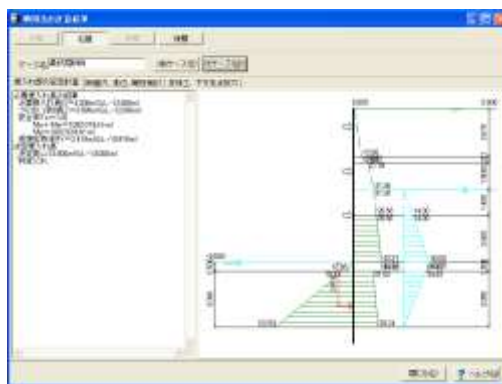
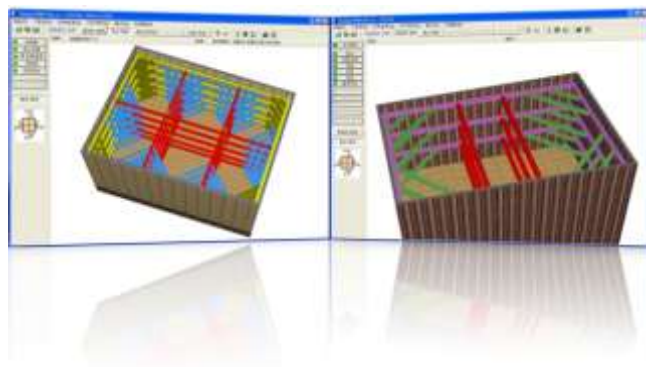


仮設（土留め工）

Ⅱ.慣用法による土留め壁の設計



適用基準一覧

設計法	適用基準	旧基準
慣用法 壁体設計	道路土工 仮設構造物工指針 平成11年3月 社団法人日本道路協会	
	トンネル標準示方書開削工法編・同解説 2016年制定 土木学会	平成18年 平成8年
	鉄道構造物等設計標準・同解説開削トンネル 平成13年3月(財)鉄道総合技術研究所	
	首都高速道路 仮設構造物設計基準 平成19年5月 (財)首都高速道路厚生会	平成2年10月
	山留め設計指針 2017年 社団法人 日本建築学会	2002年
	設計要領第二集 平成18年5月 NEXCO	平成12年1月
	日本下水道事業団 設計基準 (案) 土木設計編 平成4年4月	
弾塑性法 壁体設計	道路土工 仮設構造物工指針 平成11年3月 社団法人日本道路協会	
	トンネル標準示方書開削工法編・同解説 2006年制定 土木学会	平成8年
	鉄道構造物等設計標準・同解説開削トンネル 平成13年3月(財)鉄道総合技術研究所	
	首都高速道路 仮設構造物設計基準 平成15 or 19年5月 (財)首都高速道路厚生会	平成2年10月
	山留め設計施工指針 2017年 社団法人 日本建築学会	2002年
	設計要領第二集 平成18年5月 NEXCO	平成12年1月
	日本下水道事業団 設計基準 (案) 土木設計編 平成4年4月	
	共同溝設計指針 昭和61年3月 社団法人 日本道路協会	

仮設指針の目次

1.設計の基本

2.土質定数

3.荷重

4.材料

5.設計計算に用いる物理定数

6.許容応力度

7.全体安定性の検討

8.周辺構造物への影響に関する検討

9.土留め壁の設計

10.支保工の設計

11.路面覆工・仮栈橋の設計

12.自立式土留めの設計

13.小規模土留めの設計

14.その他の設計

仮設指針の目次

8.周辺構造物への影響に関する検討	V 部
9.土留め壁の設計	
9-1.設計一般	II 部
9-2.土留め壁および中間杭の支持力	
9-3.掘削底面の安定	II、III 部
9-4.慣用法による土留め壁の設計	II 部
9-5.弾塑性法による土留め壁の設計	III 部
9-6.土留め壁の部材設計	
12.自立式土留めの設計	II 部
14.その他の設計	
14-1.控え杭タイロッド式土留めの設計	
14-2.偏土圧が作用する土留めの設計	III 部

設計手法の分類(仮設指針)

支保工形式	掘削深さ	土留めの応力・変形の計算法
切ばり式 アンカー式	$H \leq 3.0\text{m}$	小規模土留めの設計（慣用法）
	$3.0\text{m} < H \leq 10.0\text{m}$	慣用法 ★1)
	$H > 10.0\text{m}$ ★2)	弾塑性法
自立式	$H \leq 3.0\text{m}$ ★3)	弾性床上のはり理論

★1) 慣用法では土留め壁の変形量を求めることができない。近接構造物が存在し、変形量を求める必要がある場合は弾塑性法によるのがよい。

★2) N値が2以下もしくは粘着力が 20kN/m^2 程度以下の軟弱地盤においては掘削深さ $H > 8.0\text{m}$ に対して適用する。

★3) 良質地盤においては概ね掘削深さ 4.0m 以浅に適用する。

設計手法の分類(仮設指針)

掘削深さが10mをこえる場合は、地層構成が複雑になるとともに、作用する土圧や水圧も増大し、断面決定用土圧の適用性の問題や、慣用法のような土留め壁の変形を考慮できない手法で設計した場合に、**切梁反力や受働側地盤反力分布が実情に合わないといった問題が発生する。**

よって、地盤や土留めの構造をより実際に近い形にモデル化できること、掘削に伴い発生する壁体のモーメントや変形の分布が壁の全長に渡って計算できること、および入力荷重条件に対して比較的任意性があり、使用実績が豊富であることを考慮して**弾塑性法を用いることとする。**

引用文献:「道路土工 仮設構造物工設計指針、平成11年3月、(社)日本道路協会」

設計手法の分類(建築学会)

工事の規模	根切り深さの 目安	土留めの応力・変形の計算法		
		梁・ばねモデル (弾塑性法)	単純梁モデル (慣用法)	自立山留め ★2) 梁・ばねモデル
自立	～ 5.0m	◎	—	○
中小規模	～ 15.0m	◎	○ ★1)	—
大規模	15.0m ～	◎	△	—

◎: 推奨、 ○: 適用可、 △: 条件によっては適用可

★1) 慣用法は、硬質地盤で15.0m、軟弱地盤で8.0m程度を目安とする。

★2) 自立山留め梁・ばねモデルはChangの式を意味する。

自立式土留め工の設計方法

■ 梁・ばねモデル(弾性床上の無限長の杭、Changの式)

仮設指針、下水道、建築学会、首都高速平成15年、設計要領第二集平成18年

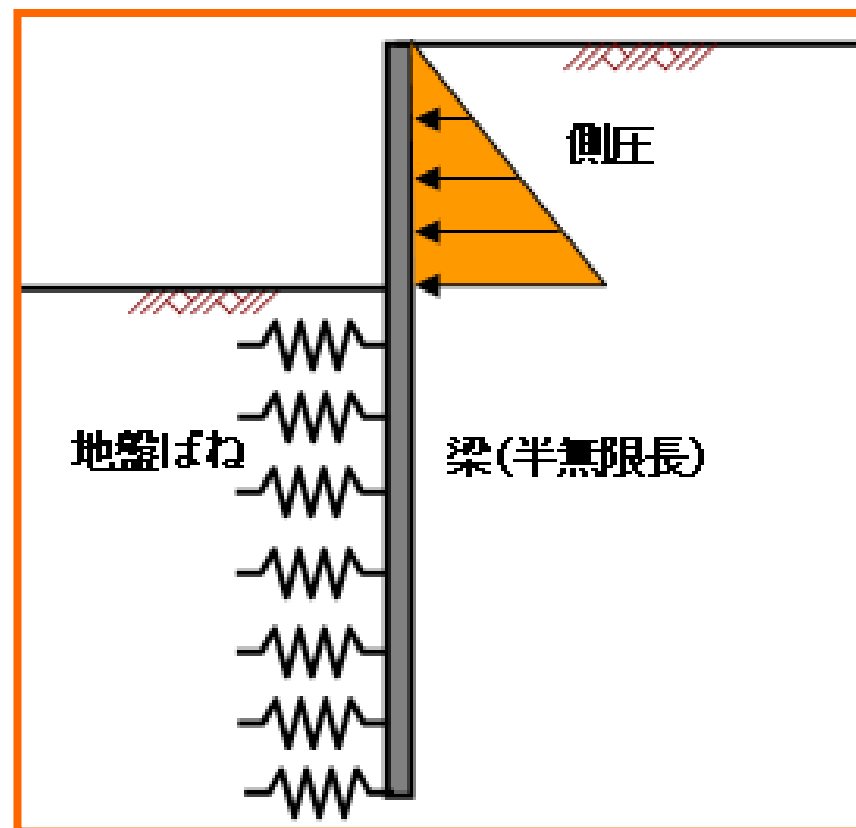
(1) 山留め壁はばねで支持された半無限長さの梁とする

(2) 山留め壁および地盤はいずれも一様な弾性体として扱う

(3) 荷重の扱い

建築学会：側圧の合力で集中荷重扱い

建築以外：分布荷重扱い



自立式土留め工の設計方法

■ モーメントと水平力の釣り合いを考慮する方法(遮水性土留め)

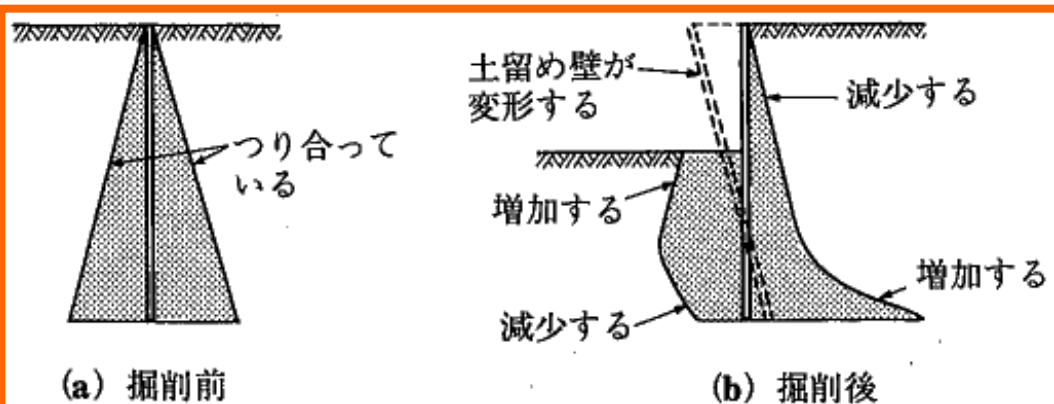
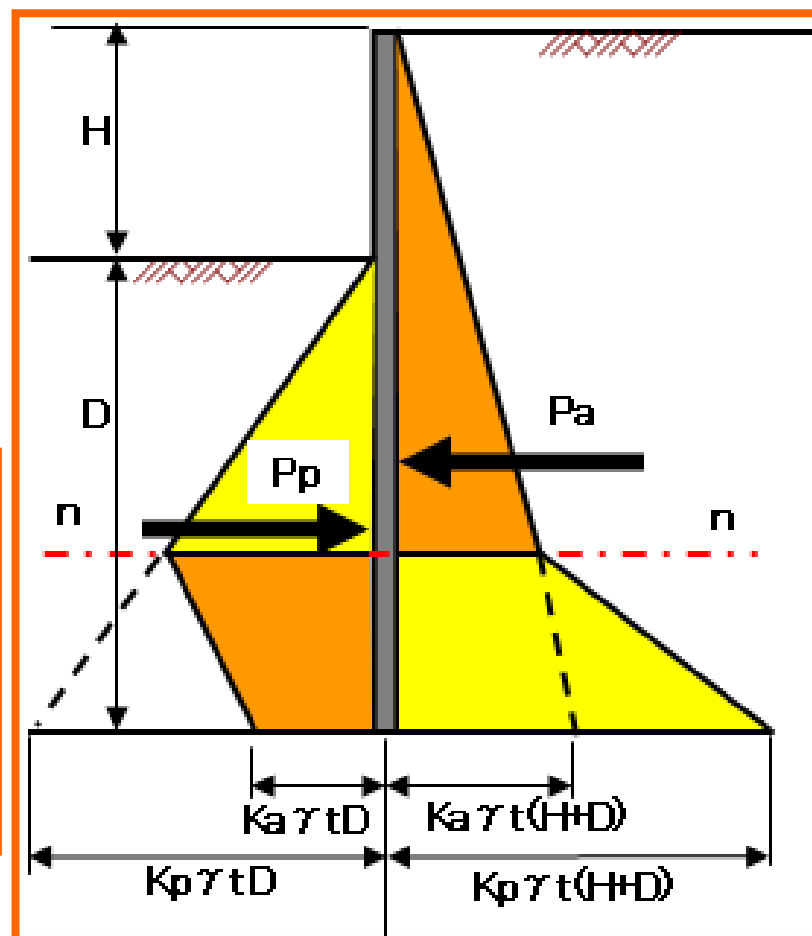
土木学会、鉄道標準

(1) 土留め壁先端を固定端とする片持ち梁とする。

(2) n-nラインより下方の土圧

背面側: 受働土圧

掘削側: 主働土圧



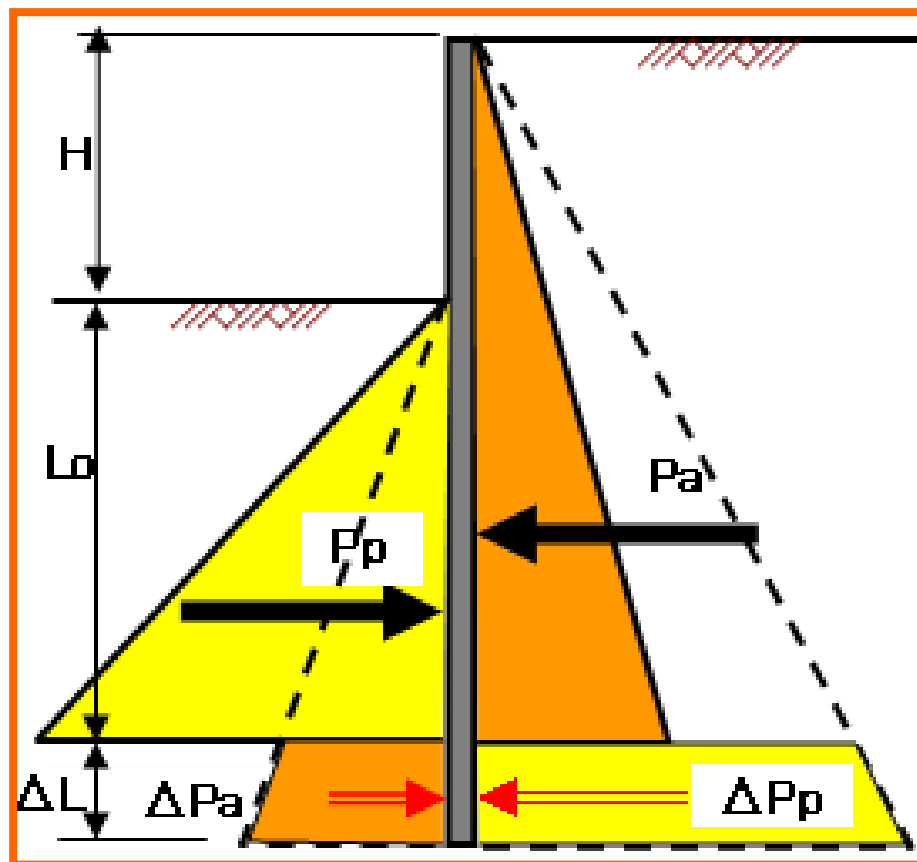
自立式土留め工の設計方法

■ モーメントと水平力の釣り合いを考慮する方法(開水性土留め)

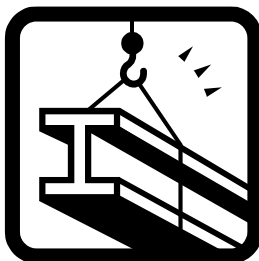
道路公団H12年、首都高速H2年

(1) 土留め壁先端を固定端とする片持ち梁とする。

(2) 道路公団は、付加根入れは無視。



プログラムによる演習



自立式設計演習

自立式土留め工 -解決フォーラム-

・「弾性床上的の半無限長の杭」(Chang)の留意点

自立式のChangの方法による根入れ長で、土留め壁の剛性の大きなものほど根入れ長が長くなるのはなぜか。

自立式土留め工 - 解決フォーラム -

Changの方法によると、自立式土留めの根入れ長(l_0)は、式①にて算出することになります。

$$l_0 = \frac{2.5}{\beta} \quad \dots\dots \text{式①}$$

式中の β 値は、杭の特性値と呼ばれているもので、式②で求めます。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kH \cdot B}{4EI}} \quad \dots\dots \text{式②}$$

ここに、

kH : 水平方向地盤反力係数で、通常、 **$1/\beta$ の範囲の平均値**(kN/m^3)

B : 土留め壁の幅で、親杭は杭幅、鋼矢板の場合は単位幅(m)

E : 土留め壁のヤング係数(kN/m^2)

I : 土留め壁の断面二次モーメント(m^4)

自立式土留め工 -解決フォーラム-

今、 $kH=100000(\text{kN}/\text{m}^2)$ (N値15に相当)、
 $E=2.0 \times 10^8(\text{kN}/\text{m}^2)$ として、鋼矢板のⅢ型、Ⅳ型を例に、
 β 値、並びに、根入れ長を計算し比較した結果を表-1に示します。

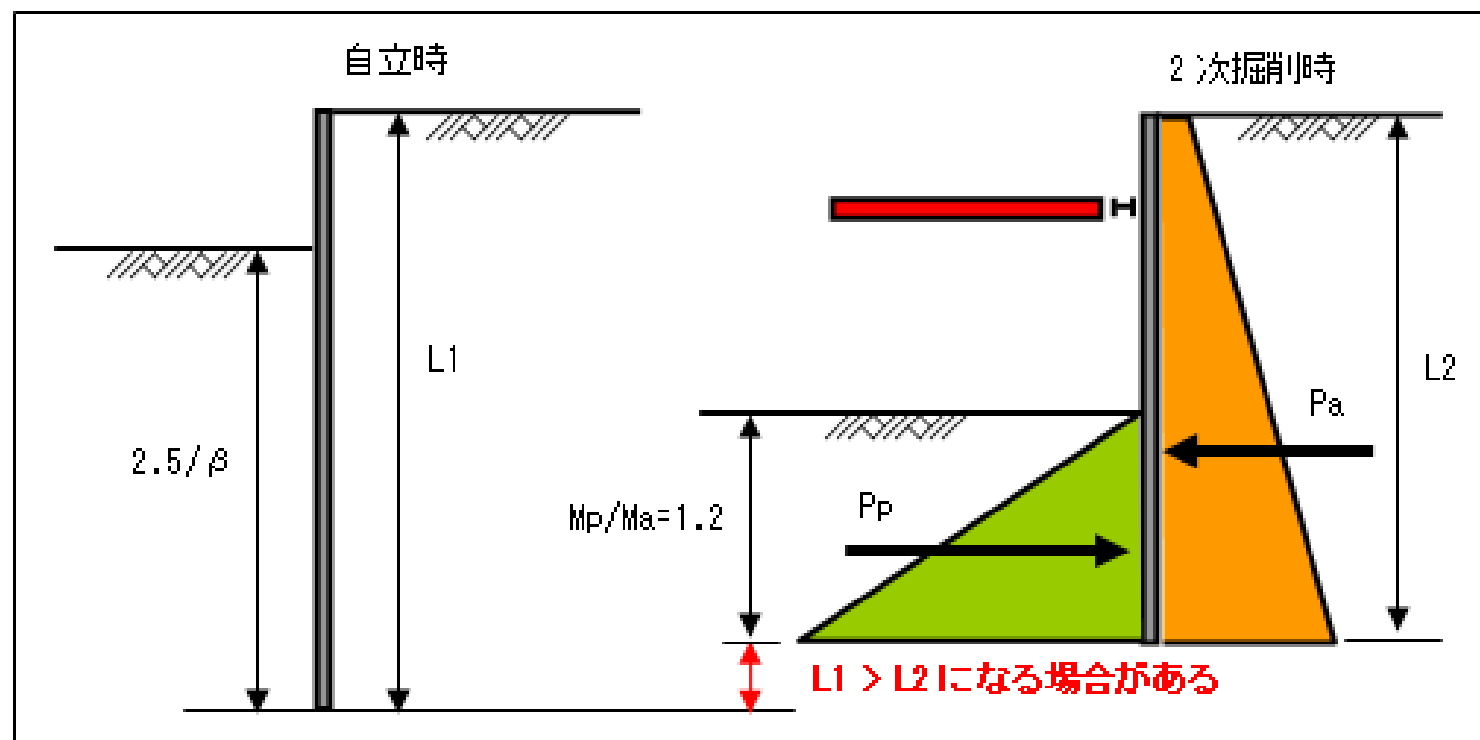
▼表-1 鋼矢板Ⅲ型、Ⅳ型の根入れ長比較結果

鋼矢板	断面二次モーメント(m^4)	特性値 β (m^{-1})	根入れ長 $l_0(\text{m})$
Ⅲ型	17400×10^{-8}	0.9206	2.715
Ⅳ型	38600×10^{-8}	0.7544	3.314

土留め壁の剛性を増したのだから根入れ長は小さくなるはずと錯覚しがちですが、計算式の仕組み上、根入れ長は大きくなるので注意が必要です。

自立式土留め工 -解決フォーラム-

似たような計算結果として、自立状態での必要全長(L1)が、2次掘削時の必要全長(L2)より長くなる場合が稀にあります。前者はChangの方法、後者はモーメントのつり合い法による考え方の相違に起因するものです。



自立式土留め工 -解決フォーラム-

- ・土留め壁の長さをL1にするのか、L2にするのか

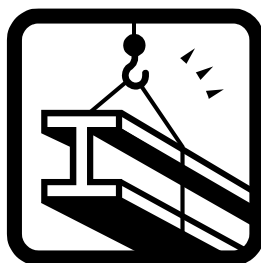
(1) L1がL2よりも長くなるチェックポイントの1つに土留め壁の剛性が絡んでいることをご理解頂きたい。

(2) 2次掘削時の切梁設置を上方に移動することでL2を長くできる場合もある。

- ・ $2.5/\beta$ の「2.5」倍について

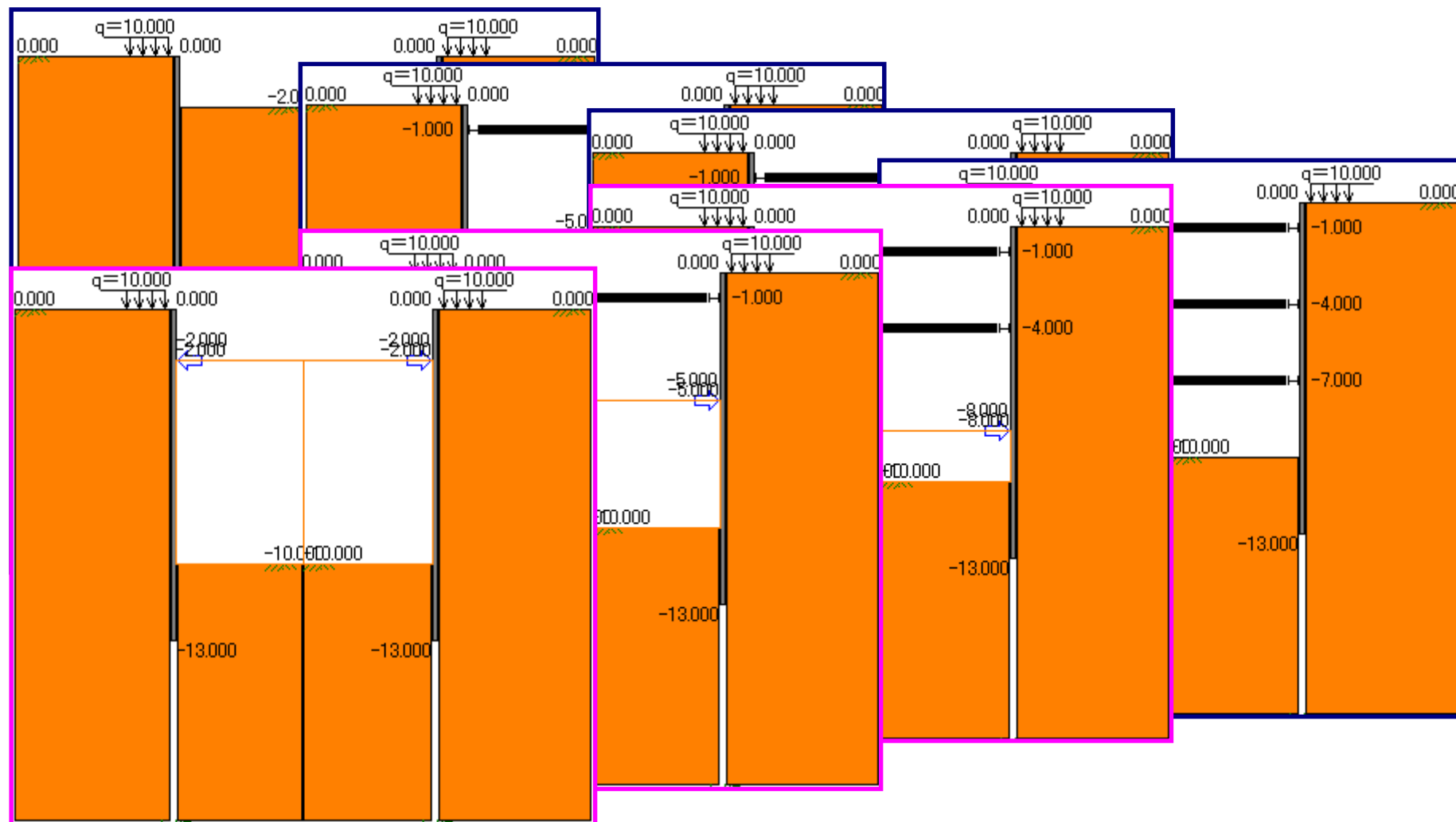
仮設指針では「一般に、土留め壁の根入れ長は杭が半無限長とみなせる長さとして $3/\beta$ 以上といわれていますが、 $2.5/\beta$ と比較して、杭頭変位及び曲げモーメントの差が数%であることや、根入れ長が長い場合に、土留め壁を引抜く際の周辺地盤への影響が大きくなることなどを考慮して根入れ長と定めた。」としています。

切梁式土留め工の設計計算



自立式→切梁式

切梁式土留め工の架設ステップ



切梁式土留め工の根入れ長検討

■ 安全率の扱い

掘削切ばり時の根入れ長の安定計算は、必要根入れ長を

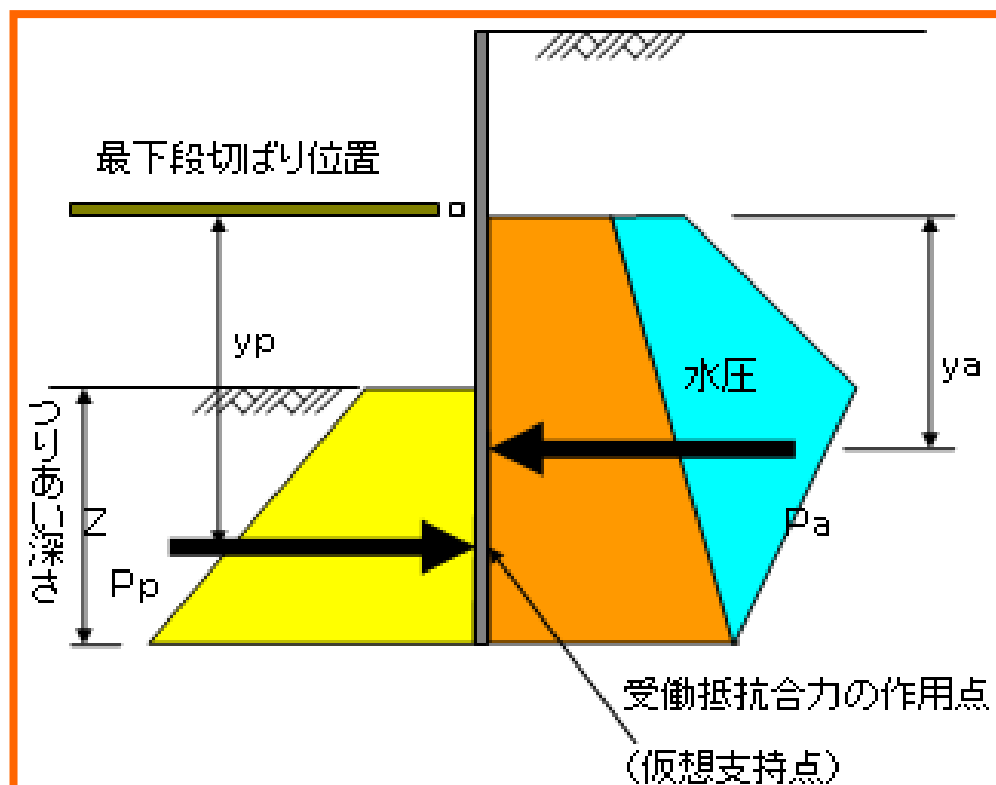
1. $M_a = M_p$ となるつり合い深さ(Z)に安全率を掛け合わせた長さとする
 2. $M_p / M_a > \text{安全率}$ となるように、安全率を力(モーメント)に考慮した長さとする
- の2通りの考え方があります。

■ 土圧

一般的に、ランキン、または、クーロンなどの**理論土圧**を使用する。

■ 根入れ部の土圧および水圧に対する安定

つり合い深さは極限平衡法を用いて計算し、各掘削段階の最下段切ばり位置に関し、その切ばりより下方における背面側からの主働側圧によるモーメントと、掘削側の受働側圧による抵抗モーメントに対して、上記の考え方で検討を行う。



切梁式土留め工の断面計算用土圧

■ 断面計算用土圧(断面決定用土圧)とは

断面算定用土圧は、

1. 土圧計を設置して測定した側圧
2. 切梁軸力の現場測定結果による側圧

などから、設計用にモデル化したもので「見掛けの側圧」と呼ぶこともあります。

■ 仮設指針の説明(P.36)

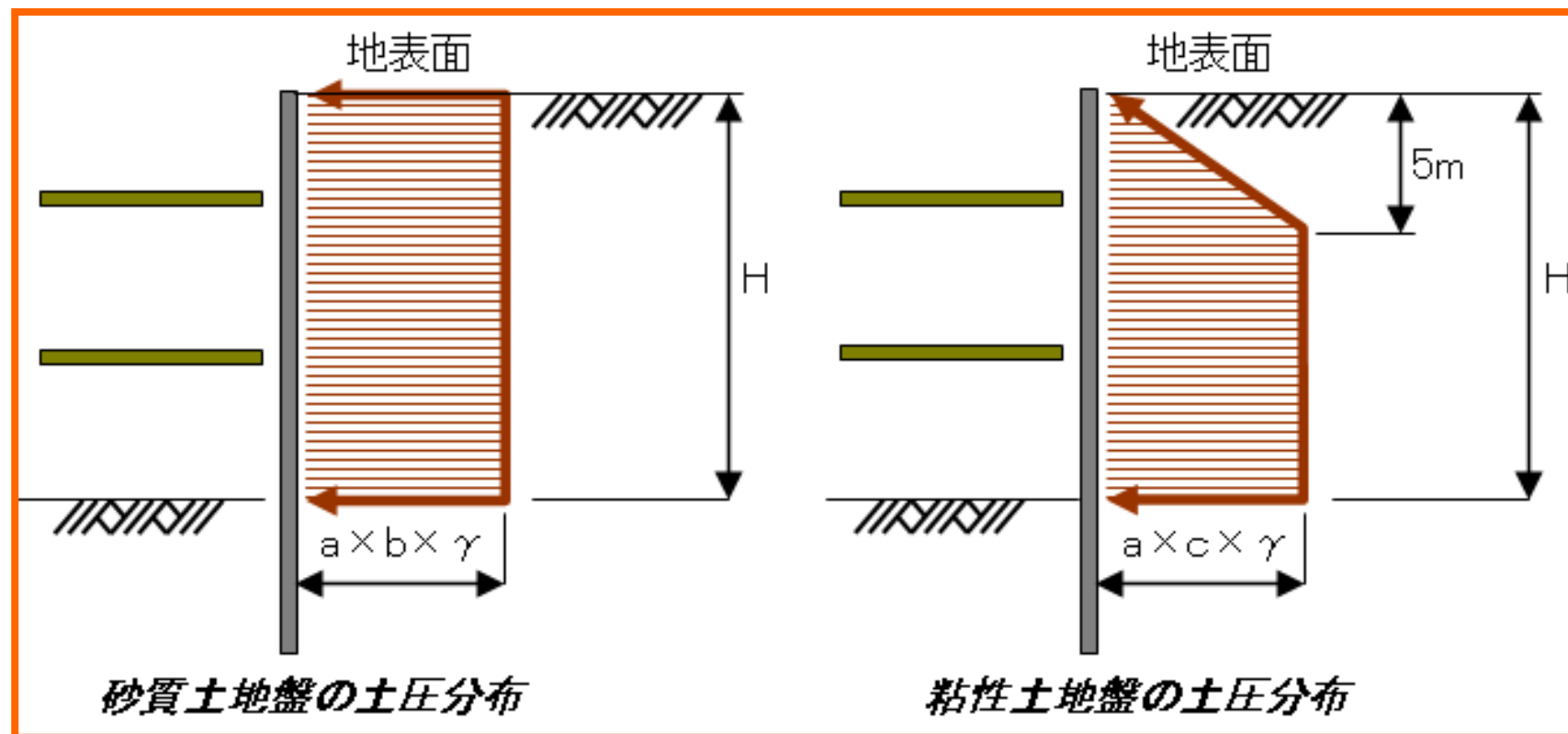
砂質土地盤の土圧は**長方形分布**とし、粘性土地盤の土圧は**台形分布**とする。

断面決定用土圧は、多数の土圧測定結果を、慣用法に用いることを前提にとして整理し得られた見掛けの土圧分布であり、基になった土圧実測例はあくまで標準的な地盤、掘削深さ、施工法についてのものである。

以下、省略。

切梁式土留め工の断面決定用土圧

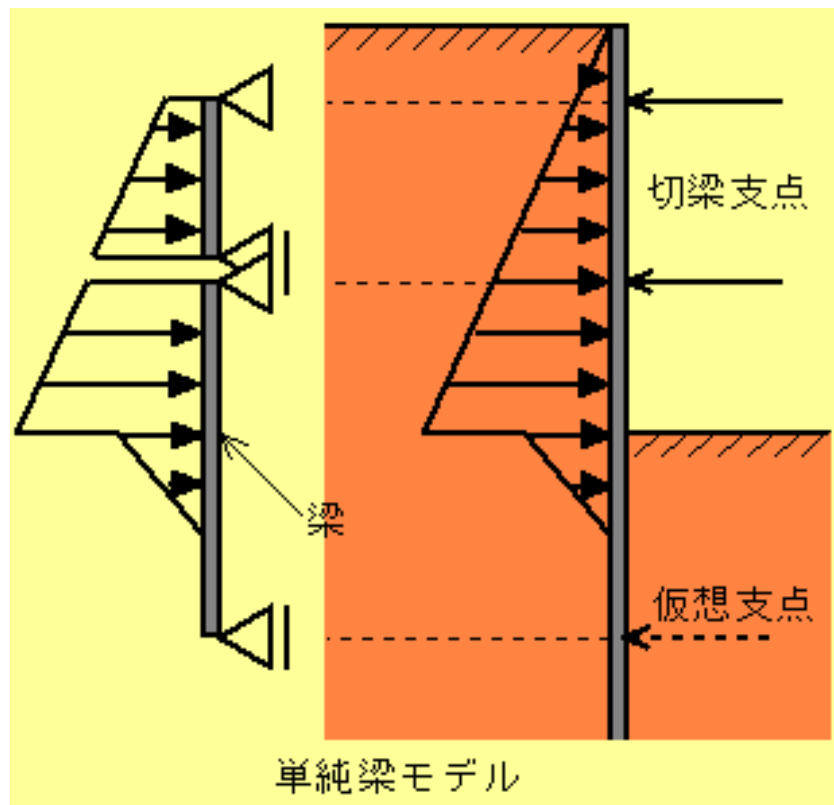
■ 仮設指針の断面決定用土圧



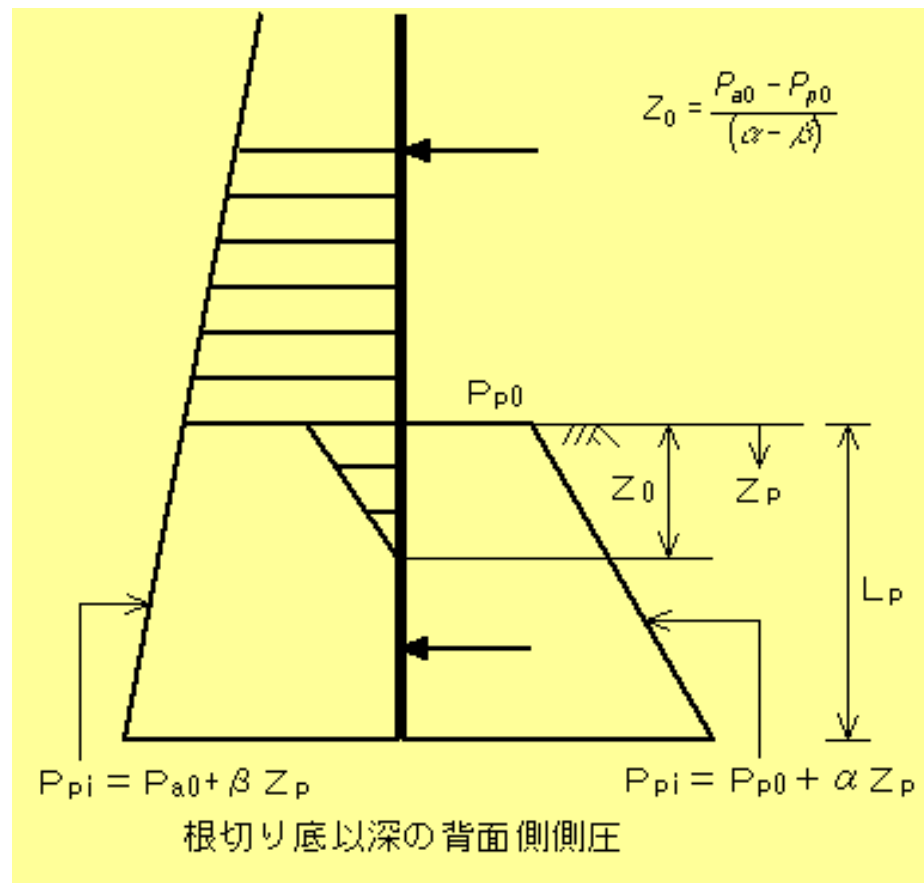
掘削深さ H	係数 a
$5.0m \leq H$	$a = 1$
$5.0m > H \geq 3.0m$	$a = (1/4)(H+1)$

b	c	
砂質土	粘性土	
2	$N > 5$	4
	$N \leq 5$	6

単純ばり法による断面計算



単純梁モデルによる山留め壁の設計



根切り底面以深の背面側側圧

剛性の検討

土留め壁の変位は下式を満足しなければならない。

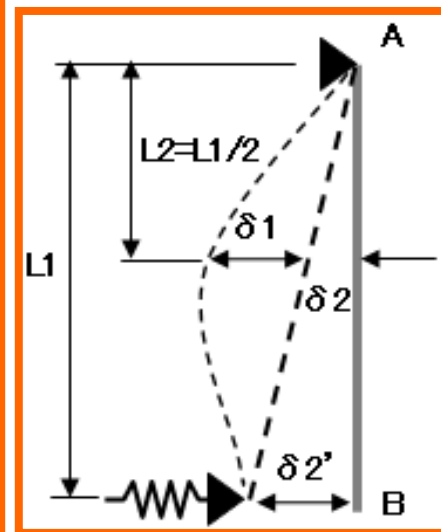
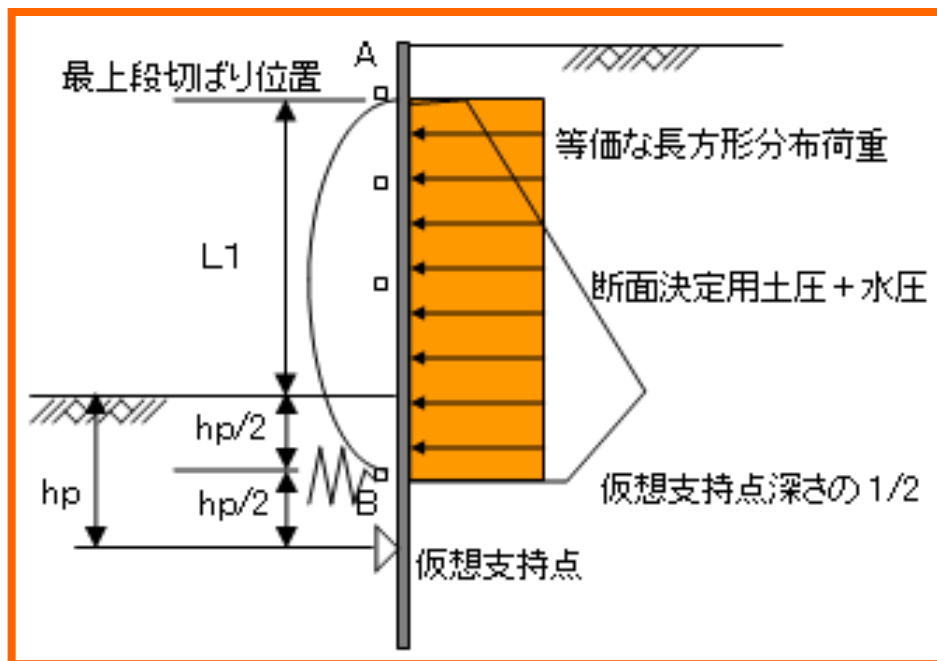
$$\delta = \delta 1 + \delta 2 < 0.3m$$

$\delta 1$: 最上段切ばり位置と仮想支点位置の1/2を支点とする単純ばりの等分布荷重載荷時の変位置

$$\delta 1 = \frac{5w\ell_1^4}{384EI}$$

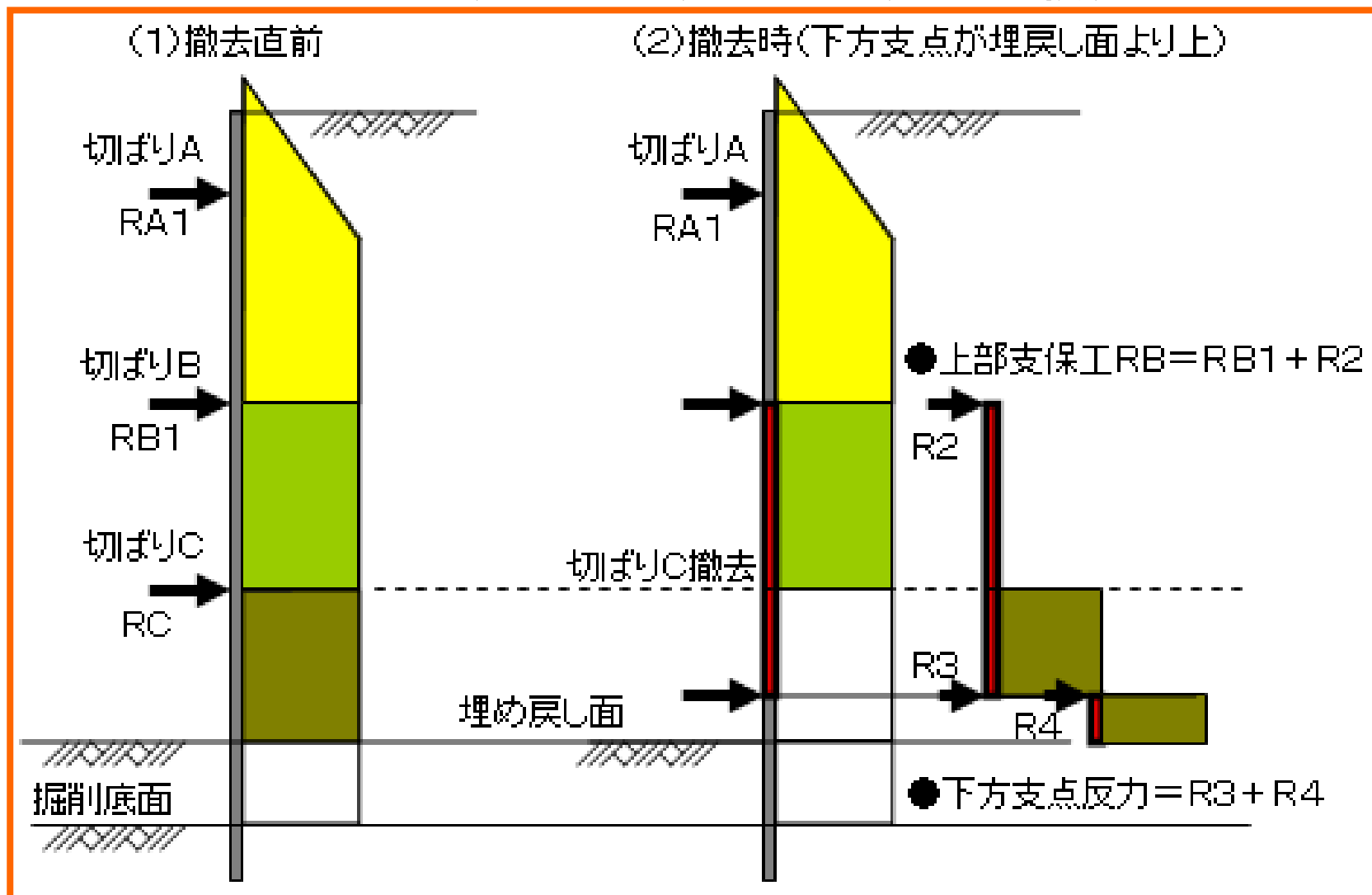
$\delta 2$: 最大たわみが生じる位置における弾性支点変位の影響

$$\delta 2 = \frac{\delta'}{2} = \frac{R}{2K}$$



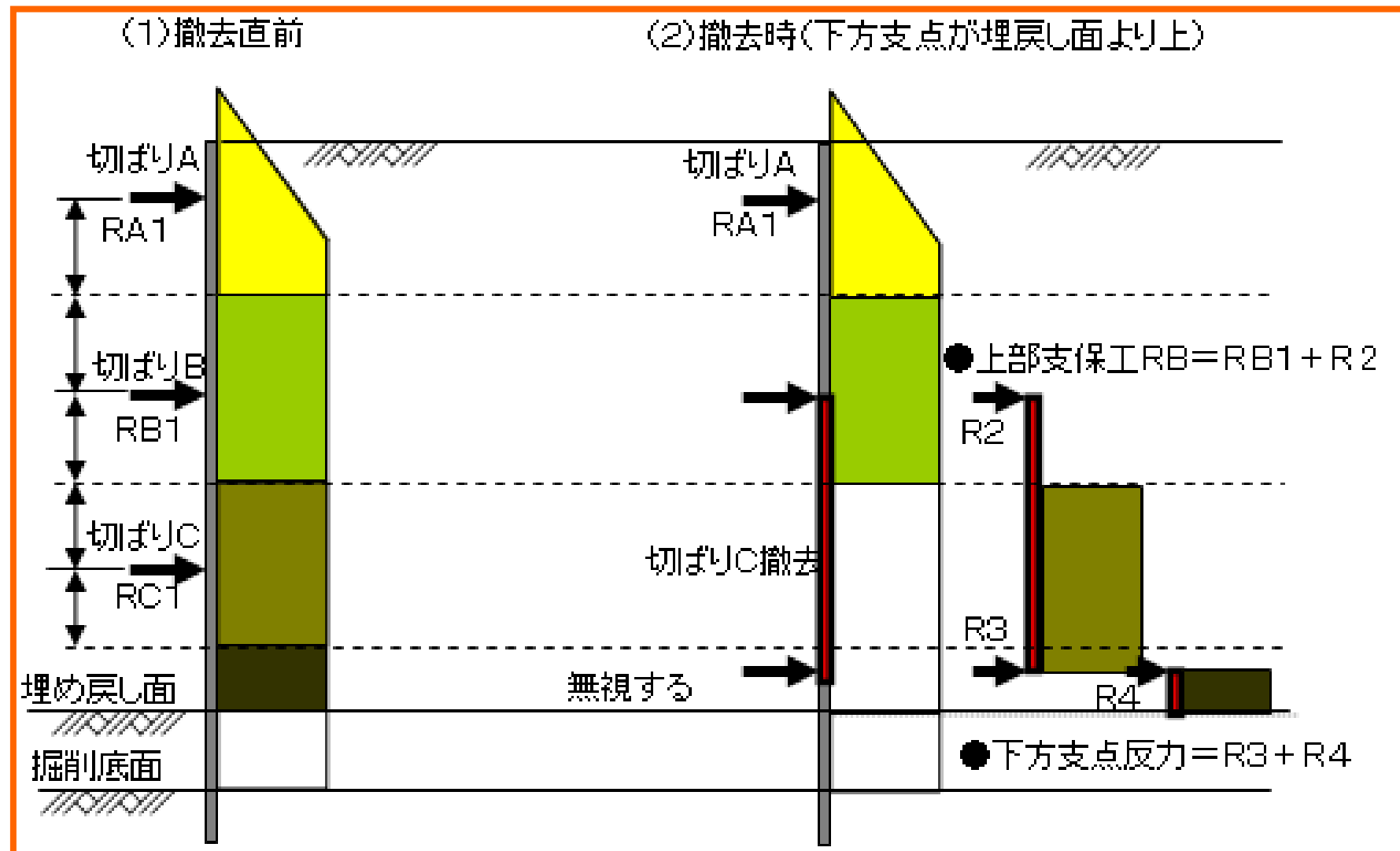
切梁支保工(反力の計算)

- 下方分担法(仮設指針、土木学会、首都高速、設計要領、下水道)



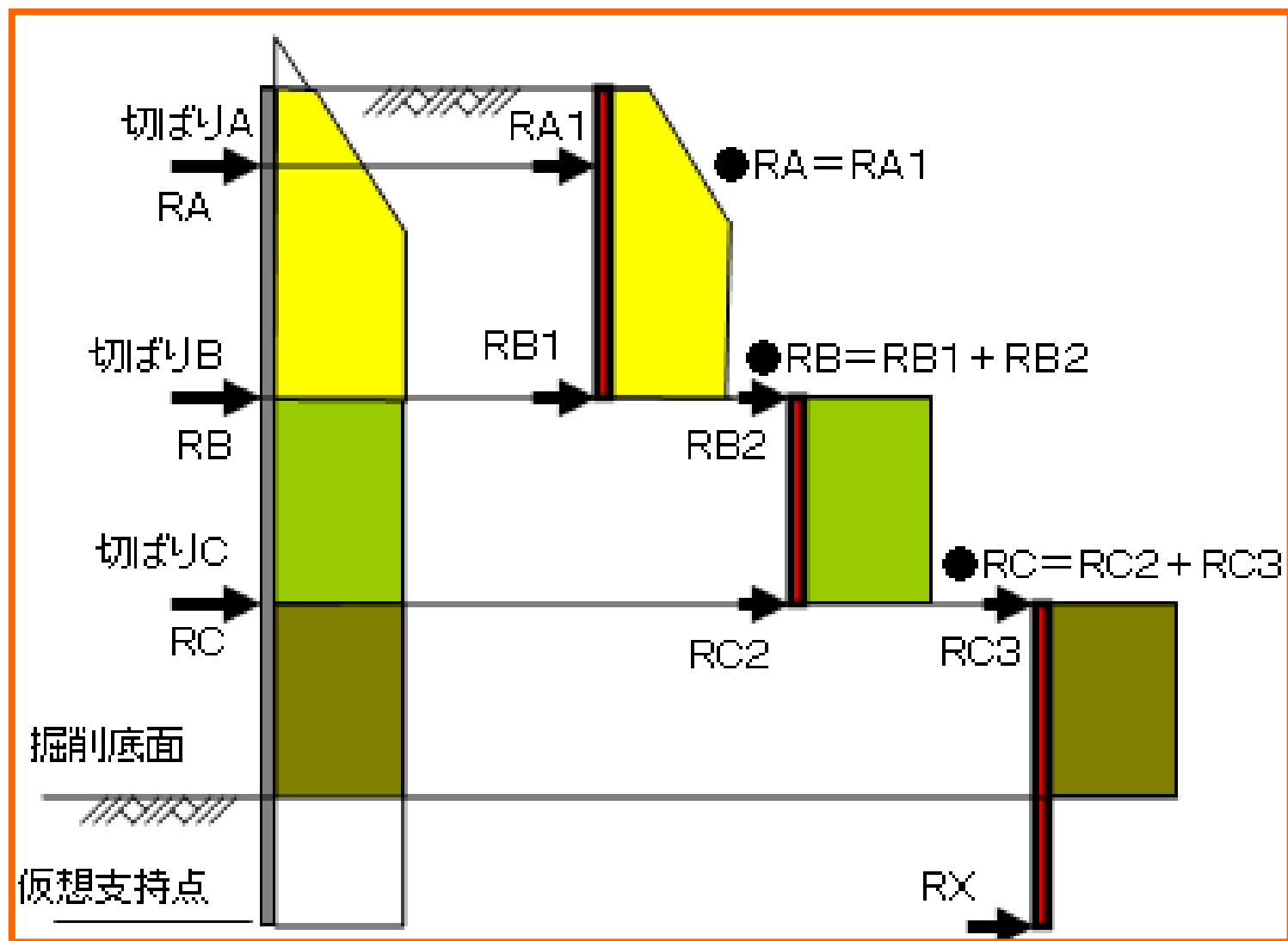
切梁支保工(反力の計算)

- 1/2分割法(建築学会S63)

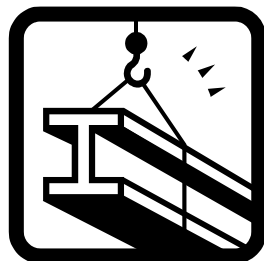


切梁支保工(反力の計算)

- 単純ばり法(鉄道標準、建築学会)



プログラムによる設計演習(その2)



切ばり式設計演習

底面安定について

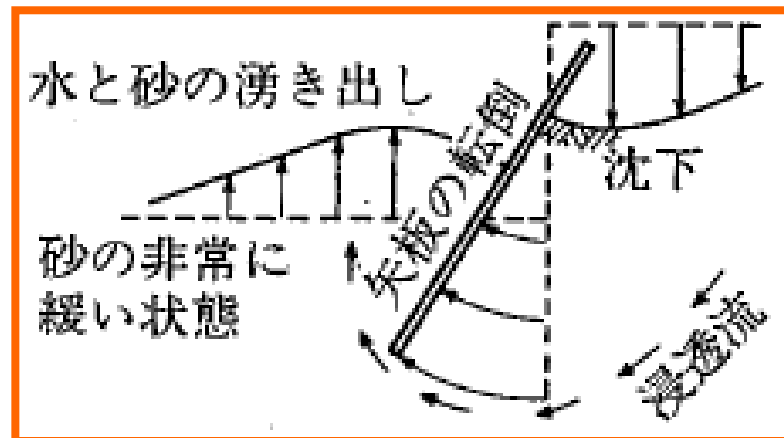
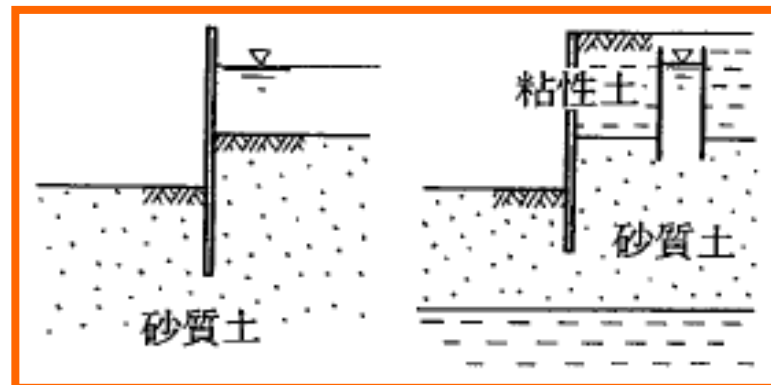
・ボーリング

【地盤の状態】

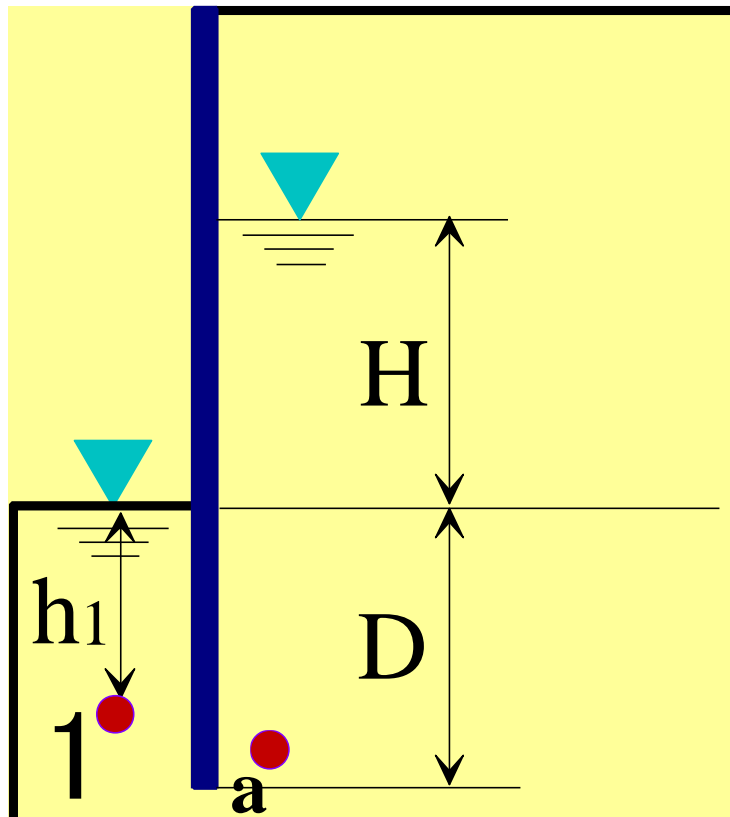
地下水位の高い砂質土の場合、土留め工付近に河川、海等、地下水の供給源がある場合

【現象】

水位差により上向きの浸透流が生じる。この浸透圧が土の有効重量を超えると、沸騰したように沸き上がり、掘削底面の土のせん断抵抗を失い、土留め工の安定が損なわれる。



ボーリングに対する安全率の定義



点1における過剰水圧:

$$U_1 = P_1 - \gamma_w h_1$$

Terzaghi & Peck's Method:

$$U_a = \gamma_w H/2$$

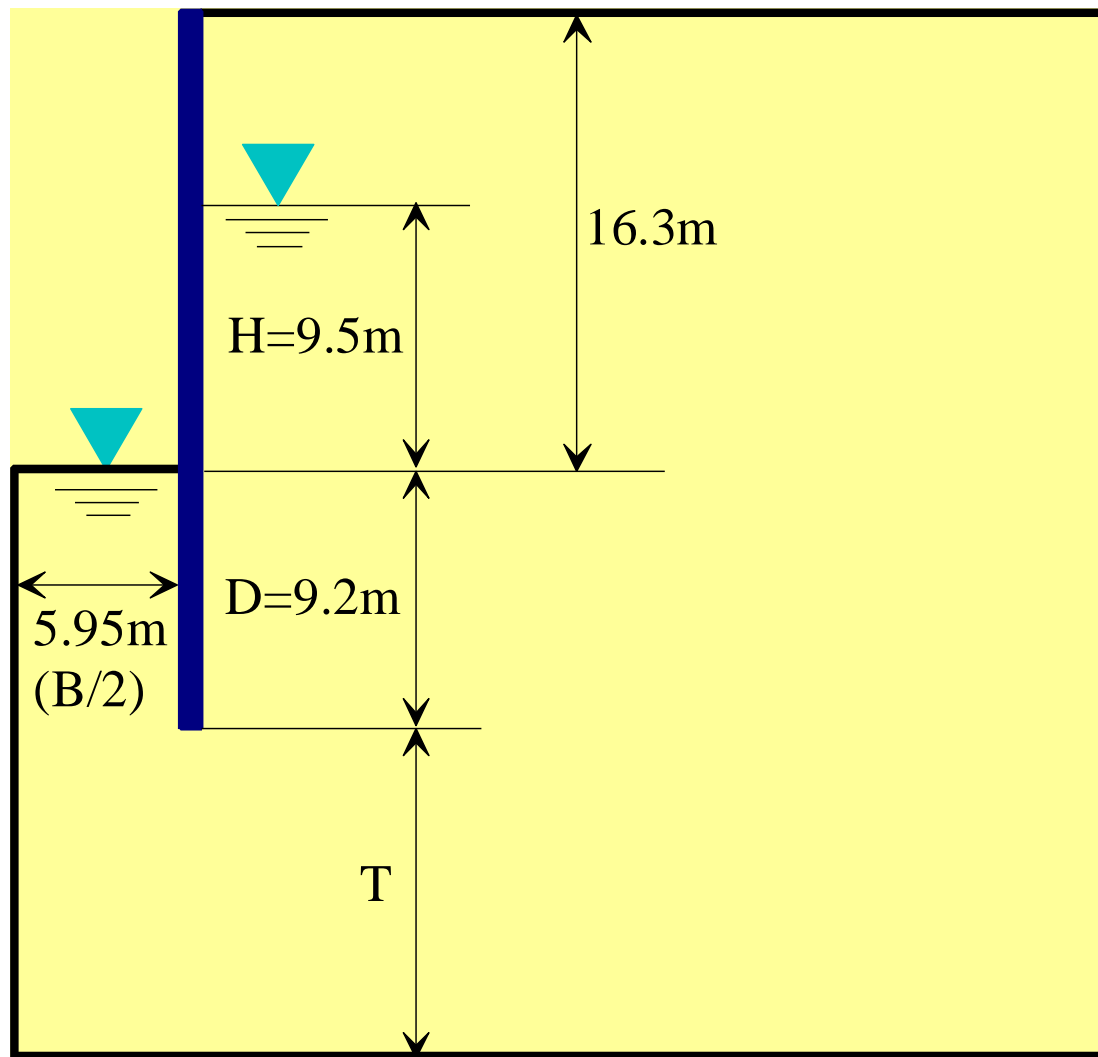
Symons' Method:

$$U_a = \gamma_w HD/(H+2D)$$

ボーリングに対する安全率:

$$F_s = \gamma' D/U_a$$

CASE-1



- 掘削規模:
- 長さ: 21.2m
- 幅: 11.9m
- 深さ: 16.3m

ボーリングに対する安全率

計算法	U (kPa)	安全率
Tergazhi & Peck 山留め設計施工指針	46.60	1.579
Symons	30.73	2.395
NAVFAC DM-7	—	1.49
仮設構造物工指針*	69.53	1.058
FEM (2D)	57.27	1.285
FEM (3D)	76.71	0.959

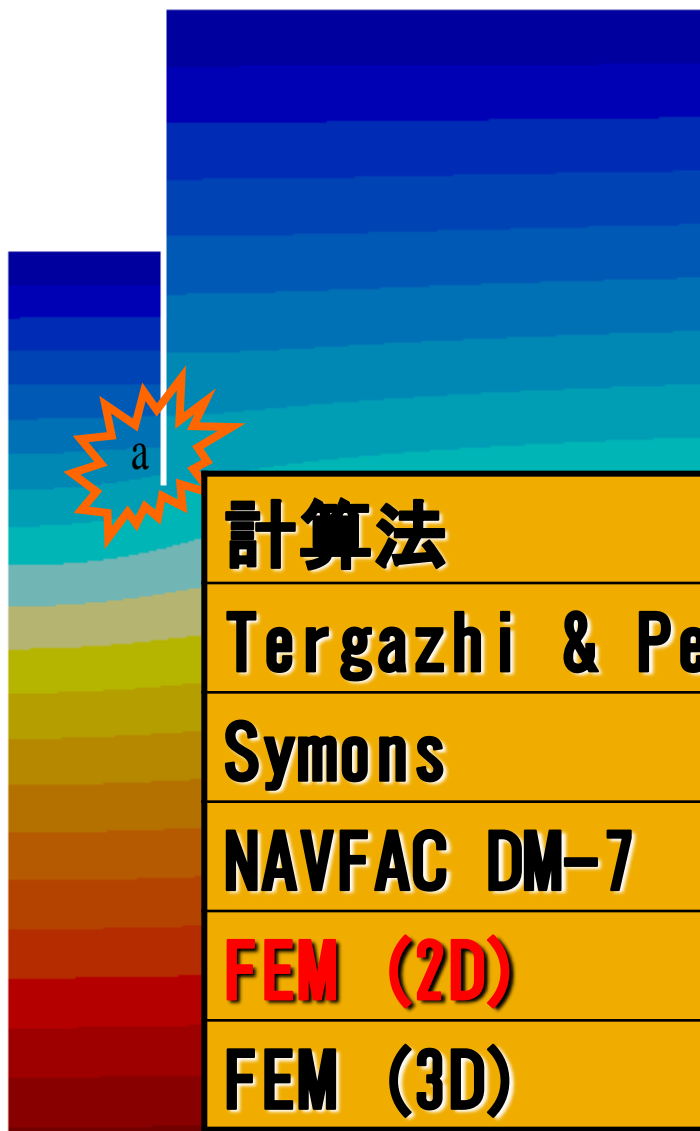
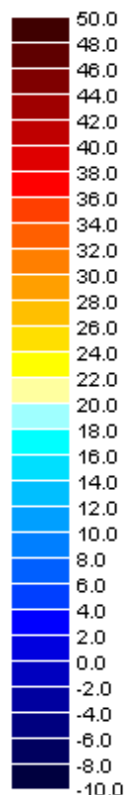
$$*U = \lambda_1 \lambda_2 \frac{1.57 \gamma_w H}{4},$$

土留めの形状に関する補正係数：

$$\lambda_1 = 1.30 + 0.7(B/D)^{-0.45}$$

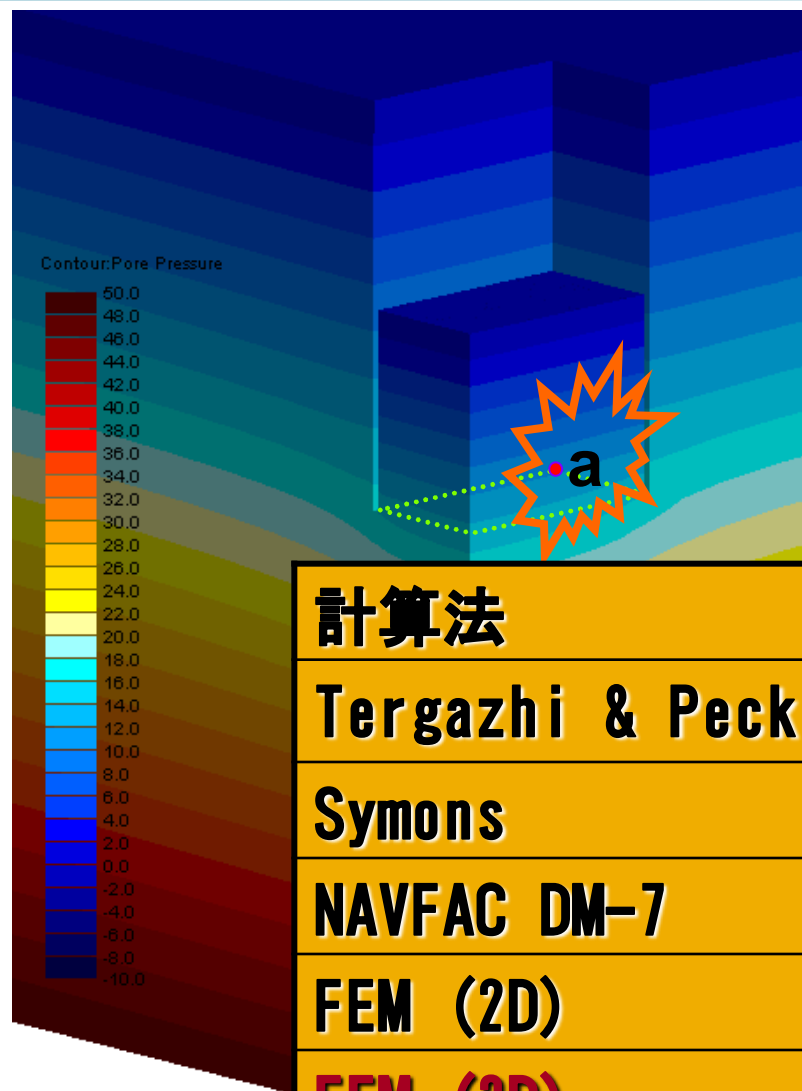
$$\lambda_2 = 0.95 + 0.09(L/B + 0.37)^{-2}$$

2次元の解析結果

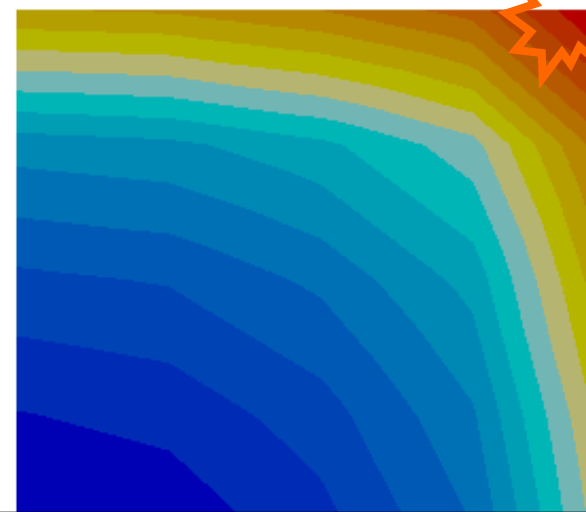
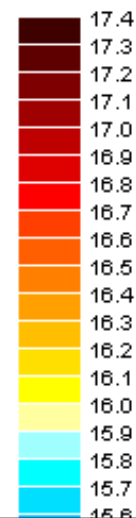


計算法	U_a (kPa)	安全率
Tergazhi & Peck	46.60	1.579
Symons	30.73	2.395
NAVFAC DM-7	—	1.49
FEM (2D)	57.27	1.285
FEM (3D)	76.71	0.959

3次元の解析結果



Contour:Pore Pressure



計算法

U_a (kPa)

安全率

Tergazhi & Peck

46.60

1.579

Symons

30.73

2.395

NAVFAC DM-7

—

1.49

FEM (2D)

57.27

1.285

FEM (3D)

76.71

0.959

構造力学ツールとは

慣用法から得られる断面力・変位は、基本的に、

(1)自立時は「**片持ち梁**」計算

(2)掘削切ばり時は「**単純梁**」計算である。

本プログラムでは、計算結果(Mmax、 δ_{max})のみを提示している関係で、その計算過程、値の根拠を知りたいというお客様が多く、本ツールを用意することになりました。

【本ツールの利点】

(1)Frame計算が簡単にできるようになり、かつ、その数値についても手計算で追える状態になった。

(2)計算点を変更することで、任意の位置における断面力・変位を得ることができるので、継ぎ手位置の照査に応用できる。

構造力学

タイトル 最終掘削時(Mmax)

考え方

構造モデル

☐ 片持ちばり ☒ 単純ばり

計算点 × 2.258 m

構造条件

スパン長 5.188 m

ヤング係数 2.100 E 8 kN/m²

断面二次モーメント 7.311111 E -4 m⁴

荷重条件

荷重No.	荷重開始位置a (m)	荷重幅b (m)	始端強度p1 (kN/m ²)	終端強度p2 (kN/m ²)
1	0.000	2.000	78.842	98.842
2	2.000	1.000	98.842	108.842
3	3.000	1.707	28.842	0.000
4	4.707	0.481	0.000	0.000

荷重描画倍率 1.000 ☒ 荷重強度を描画する



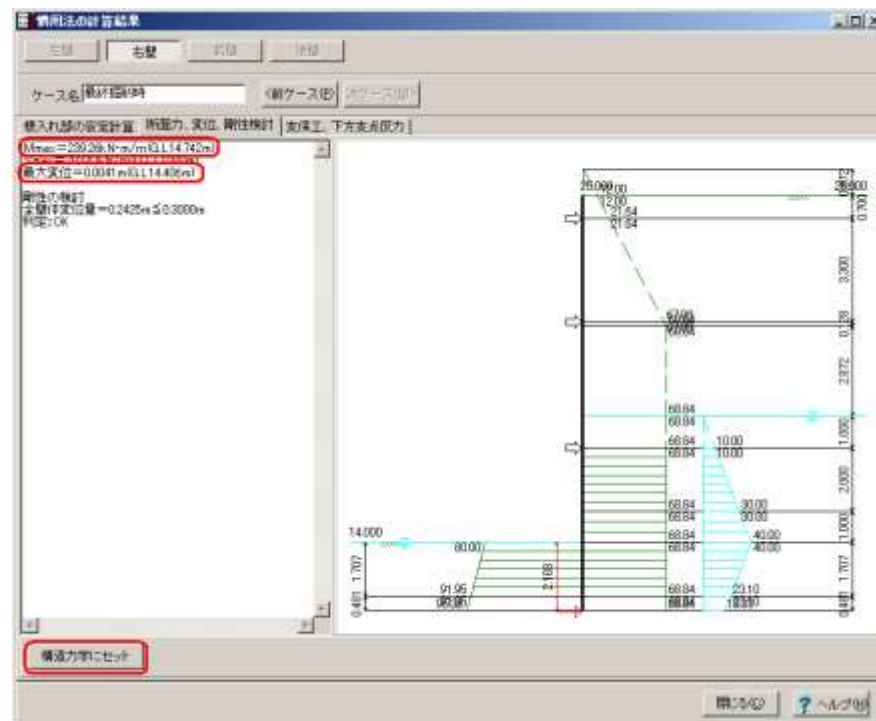
ポイント

[計算確認 | 慣用法]の詳細確認「断面力、変位、剛性検討」タブより計算条件を取得することができます。

計算実行 確定 取消 ヘルプ(H)

構造力学ツールの便利な使い方

(1) 慣用法－詳細確認の「断面力、変位、剛性検討」タブで、確認した検討ケースを選択した上で、**[構造力学にセット]**ボタンを押す。



(2) チェックする計算結果を選択する。
モーメントMmax or 変位量のチェック

