- 開発許可申請などを対象とした設計計算セミナー

# 擁壁設計の考え方と計算方法

## 第２回 擁壁に作用する荷重(土圧、上載荷重、地下水)の計算

株式会社　綜合システム

# はじめに

この度、「開発許可申請などを対象とした設計計算セミナー」を受講していただき、誠にありがとうございます。はじめに、本セミナーは次のような趣旨で開催させていただいております。予め、ご理解ご了承のほど、よろしくお願いいたします。

土地開発行為に関わる方や土木設計計算の基礎を学びたい方などを対象としています。特に、今まで設計計算などの実務経験がほとんどない、土木工学分野の学習機会がほとんどなかった方など、**設計初心者の方を対象**としています。

本セミナーでは、**設計計算の流れ**と**設計計算の基礎的な考え方を理解**していただくことに観点をおいた内容としています。これにより、**設計者の判断や考察する力をつけて、技術的観点での説明ができる力**に繋げていただければという趣旨としています。

# 擁壁設計の考え方と計算方法

- 第１回　擁壁の概要と擁壁設計の流れ　[実施済]
- **第２回　擁壁に作用する荷重（土圧、上載荷重、地下水）の計算**
  - 地震時の検討
  - 土圧の計算
  - 上載荷重の扱い
  - 地下水の作用
- 第３回 【予定】擁壁の安定計算（転倒・滑動・支持力の照査）
- 第４回 【予定】擁壁の部材計算（たて壁の設計、底版の設計）許容応力度設計法

# 擁壁に作用する荷重

擁壁に作用する荷重

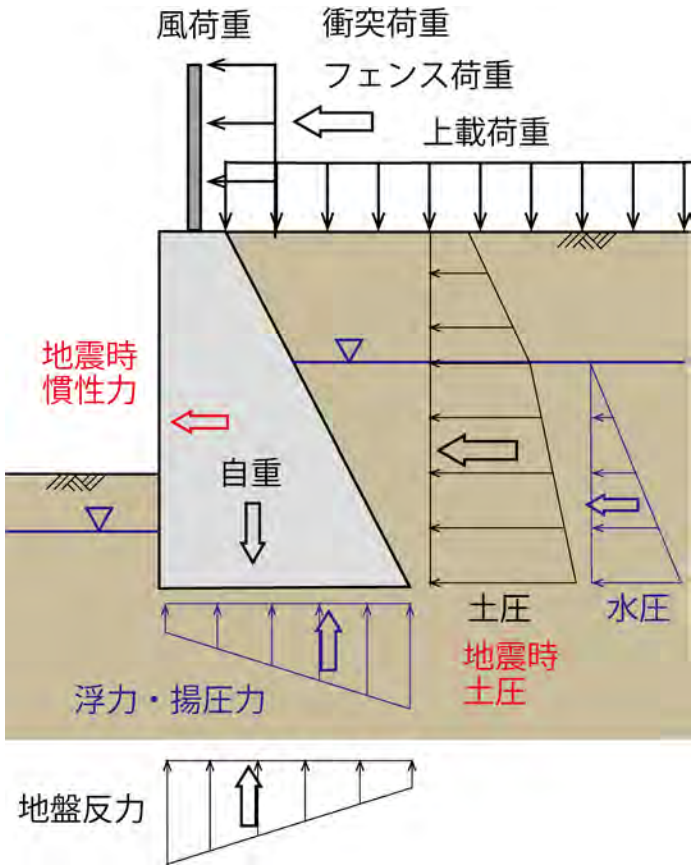
# 擁壁に作用する荷重

- **自重**
- **上載荷重**

| | |
|---|---|
| 道路土工 | 活荷重、死荷重 |
| 盛土等防災 | 積載荷重 |
| 土地改良 | 自動車荷重、群集荷重、宅地荷重、雪荷重 |

- **土圧**
- **水圧及び浮力**
- 地震の影響（**地震時土圧**、**地震時慣性力**）
- 風荷重　※道路土工、土地改良
- 衝突荷重　※道路土工、土地改良
- フェンス荷重　※盛土等防災
- その他荷重（擁壁に直接載荷する工作物荷重など）

これら荷重が作用することにより、その反力として生じる**地盤反力**も荷重の一つと言える



# 地震時の検討

地震動の扱い

震度法の考え方と計算

# 地震時の検討 (1)

地震時の検討は、施設の重要度によって必要とされる検討レベルが異なり、各施設の特性によって適正と判断される地震時計算方法で行なう必要がある。

○：設計機会が多い　△：設計機会が少ない

| 構造分類 | | 地上構造物 | | | 地中構造物 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 施設 | | 擁壁 | 開水路 | 橋梁<br>(橋脚など) | ボックス<br>カルバート | 管 | 杭基礎 |
| 地震時の検討 | 不要<br>(常時のみ) | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | △ |
| | レベル1<br>地震動 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | レベル2<br>地震動 | △ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| 地震時計算方法<br>(※) | レベル1<br>地震動 | **震度法** | 震度法 | 震度法 | 応答変位法 | 応答変位法 | 震度法 |
| | レベル2<br>地震動 | **震度法**<br>～ | 震度法<br>～ | 保有水平耐力法<br>～ | 応答変位法<br>～ | 応答変位法<br>～ | 保有水平耐力法<br>～ |

（※）地震時計算方法（特にレベル2地震動）は、構造物の重要度と要求性能によって適正な計算方法（非線形解析や動的解析が必要な場合がある）で行う必要があり、記載の計算方法に限られるものでない。

**擁壁設計**で地震時の検討が必要とされる場合は、**震度法(静的照査法)**の適用が一般的である。

# 地震時の検討 (2)

| 道路土工擁壁工指針 | 盛土等防災マニュアルの解説 | 土地改良事業設計方針<br>農道・水路工・耐震設計 |
|---|---|---|
| ・**レベル1地震動**⇒性能1,性能2を満足<br>・**レベル2地震動**⇒性能2,性能3を満足<br>性能１：擁壁としての健全性を損なわない<br>性能２：損傷が限定的で機能回復が速やかに行える<br>性能３：損傷が擁壁として致命的にならない | ・**中地震時**(震度5程度)<br>宅地又は建築物の供用期間中に1～2度程度発生する確率の地震を想定<br>・**大地震時**(震度6～7程度)<br>発生確率は低いが直下型または海溝型巨大地震を想定 | ・**レベル1地震動**⇒B種<br>・**レベル2地震動**⇒A種<br>A種：復旧困難で、極めて重大な２次災害を引き起こす可能性があるもの<br>B種：A種、C種以外<br>C種：高さH=8m以下で、重要度は低く、かつ復旧が容易なもの |
| **震度法等** | **震度法等** | **震度法等** |
| 部材照査⇒許容応力度法等 | ・中地震時⇒部材照査<br>・大地震時⇒安定照査、部材照査<br>※部材照査は許容応力度法、終局耐力法 | ・レベル1地震動⇒許容応力度法による部材照査<br>・レベル2地震動⇒限界状態設計法<br>(許容応力度法による部材照査) |

# 地震時の検討 (3)

## 震度法（静的照査法）による計算

$$k_h = k_{h0} \cdot c_z$$

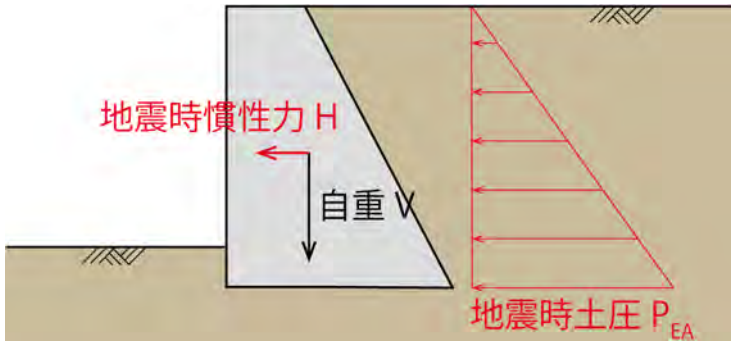
$$H = V \cdot k_h$$

$$\theta = \tan^{-1} k_h$$

**地震時慣性力**とは擁壁躯体が地震によって**横揺れする力**

地震時土圧の計算に使用される

$k_{h0}$：設計水平震度の標準値
$c_z$：地域別補正係数
$k_h$：設計水平震度
$V$：擁壁の自重(kN)（片持ちは埋戻し土も考慮）
$H$：擁壁の自重による地震時慣性力(kN)
$\theta$ ：地震時合成角(度)




## 設計水平震度の標準値 $k_{h0}$

道路橋示方書 Ⅴ耐震設計編（平成24年版）
道路土工 擁壁工指針（平成24年版）

### 【道路土工擁壁工指針】

**【土地改良(耐震設計)】の擁壁もほぼ同様**

地盤に及ぼす地震動の特性から、地盤の特性値$T_G$を求め、地盤種別（Ⅰ種,Ⅱ種,Ⅲ種）ごとに定められた設計水平震度の標準値$k_{h0}$が決まる。

| | 地盤種別 | | |
|---|---|---|---|
| | Ⅰ 種 | Ⅱ 種 | Ⅲ 種 |
| 地盤の目安 | 良好な洪積地盤及び岩盤 | Ⅰ,Ⅱ種地盤に属さない洪積・沖積地盤 | 沖積地盤のうち軟弱地盤 |
| 地盤の特性値 | $T_G < 0.2$(s) | $0.2 \leqq T_G < 0.6$(s) | $0.6 \leqq T_G$(s) |
| レベル1地震動 | 0.12 | 0.15 | 0.18 |
| レベル2地震動 | 0.16 | 0.20 | 0.24 |

$$T_G = 4\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{V_{si}}$$

$T_G$：地盤の特性値(s)
$H_i$：i番目の地層の厚さ(m)
$V_{si}$：i番目の地層の平均せん断弾性波速度(m/s)
砂質土 $V_{si} = 80N_i^{1/3}(1 \leq N_i \leq 50)$
粘性土 $V_{si} = 100N_i^{1/3}(1 \leq N_i \leq 25)$
$Ni$：i番目の地層の平均N値

### 【盛土等防災マニュアル】

耐震対策においては、造成宅地及び農地等では、以下の地震動を考慮するものとされている。

| 標準設計水平震度 | |
|---|---|
| 中地震時（中規模地震動） | 0.20 |
| 大地震時（大規模地震動） | 0.25 |

# 震度法による計算 (4)

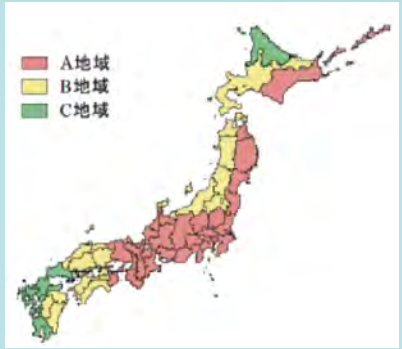
## 地域別補正係数$c_z$

道路橋示方書 Ⅴ耐震設計編（平成24年版）
道路土工 擁壁工指針（平成24年版）

### 【道路土工擁壁工指針】
**【土地改良(耐震設計)】の擁壁もほぼ同様**

設計水平震度の標準値$k_{h0}$は、強い地震動が生じる可能性が高い地域(A)を標準として定めている。それ以外の地域(B,C)には補正係数を乗じて値を低減させることで合理性をもたせている。

| 地域区分 | 地域別補正係数 $c_z$ | 対象地域 |
|---|---|---|
| A | 1.0 | 下記２地域以外の地域 |
| B | 0.85 | 「Zの数値 $R_i$ 及び $A_i$ を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」（建設省告示）第１項（Zの数値）表中（二）に掲げる　地域 |
| C | 0.7 | 「Zの数値 $R_i$ 及び $A_i$ を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」（建設省告示）第１項（Zの数値）表中（三）及び（四）に掲げる地域 |




### 【盛土等防災マニュアル】

地域別補正係数czは「建築基準法施工令第88条 第1項」に規定するZの値を使用する。地域ごとに、1.0、0.9、0.8、0.7の値に分類される。

| | 地方 | 数値 |
|---|---|---|
| 一 | （二）から（四）までに掲げる地方以外の地方 | 1.0 |
| 二 | 北海道のうち<br>札幌市 函館市 小樽市 室蘭市 北見市 夕張市 岩見沢市 網走市 苫小牧市 美唄市 芦別市 江別市 赤平市 三笠市 千歳市 滝川市 砂川市 歌志内市 深川市 富良野市 登別市 恵庭市 伊達市 札幌郡 石狩郡 厚田郡 浜益郡 松前郡 上磯郡 亀田郡 茅部郡 山越郡 檜山郡 爾志郡 久遠郡 奥尻郡 瀬棚郡 島牧郡 寿都郡 磯谷郡 虻田郡 岩内郡 古宇郡 積丹郡 古平郡 余市郡 空知郡 夕張郡 樺戸郡 雨竜郡 上川郡（上川支庁）のうち東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町 勇払郡 網走郡 斜里郡 常 呂郡 有珠郡 白老郡<br>青森県のうち<br>青森市 弘前市 黒石市 五所川原市 むつ市 東津軽郡 西津軽郡 中津軽郡 南津軽郡 北津軽郡 下北郡<br>秋田県<br>山形県<br>福島県のうち<br>会津若松市 郡山市 白河市 須賀川市 喜多方市 岩瀬郡 南会津郡 北会津郡 耶麻郡 河沼郡 大沼郡 西白河郡<br>新潟県<br>富山県のうち<br>魚津市 滑川市 黒部市 下新川郡<br>石川県のうち<br>輪島市 珠洲市 鳳至郡 珠洲郡<br>鳥取県のうち<br>米子市 倉吉市 境港市 東伯郡 西伯郡 日野郡<br>島根県<br>岡山県<br>広島県<br>徳島県のうち<br>美馬郡 三好郡<br>香川県のうち<br>高松市 丸亀市 坂出市 善通寺市 観音寺市 小豆郡 香川郡 綾歌郡 仲多度郡 三豊郡<br>愛媛県<br>高知県<br>熊本県（三）に掲げる市及び郡を除く。）<br>大分県（三）に掲げる市及び郡を除く。）<br>宮崎県 | 0.9 |
| 三 | 北海道のうち<br>旭川市 留萌市 稚内市 紋別市 士別市 名寄市 上川郡（上川支庁）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝日町、風連町及び下川町 中川郡（上川支庁）増毛郡 留萌郡 苫前郡 天塩郡 宗谷郡 枝幸郡 礼文郡 利尻郡 紋別郡<br>山口県<br>福岡県<br>佐賀県<br>長崎県<br>熊本県のうち<br>八代市 荒尾市 水俣市 玉名市 本渡市 山鹿市 牛深市 宇土市 飽託郡 宇土郡 玉名郡 鹿本郡 葦北郡 天草郡<br>大分県のうち<br>中津市 日田市 豊後高田市 杵築市 宇佐市 西国東郡 東国東郡 速見郡 下毛郡 宇佐郡<br>鹿児島県（名瀬市及び大島郡を除く。） | 0.8 |
| 四 | 沖縄県 | 0.7 |

## 設計水平震度の計算例

地域区分（一）地域として$c_z$=1.0、大地震時($k_{h0}$=0.25)の設計水平震度を算定する

$$k_h = k_{h0} \cdot c_z = 0.25 \times 1.0 = 0.25$$

# 地震時の検討 (5)

擁壁の設計における地震時荷重は、指針や基準書ごとに次のように定められている。

| 擁壁設計に用いる地震時荷重 | | |
|---|---|---|
| **道路土工擁壁工指針** | **盛土等防災マニュアルの解説** | **土地改良事業設計指針<br>農道・水路工・耐震設計** |
| **・擁壁躯体の地震時慣性力<br>・地震時土圧**<br>↓<br>**共に**作用させる | **①地震時土圧<br>②常時土圧＋擁壁躯体の慣性力**<br>↓<br>**いずれか大きい方**の荷重を作用させる | **・擁壁躯体の地震時慣性力<br>・地震時土圧**<br>↓<br>**共に**作用させる |

# 土圧の計算

土圧の概念と分類

クーロン土圧式の計算

試行くさび法による計算

土圧計算の諸定数

# 土圧の計算方法

土圧の大きさや向きを決める設計条件

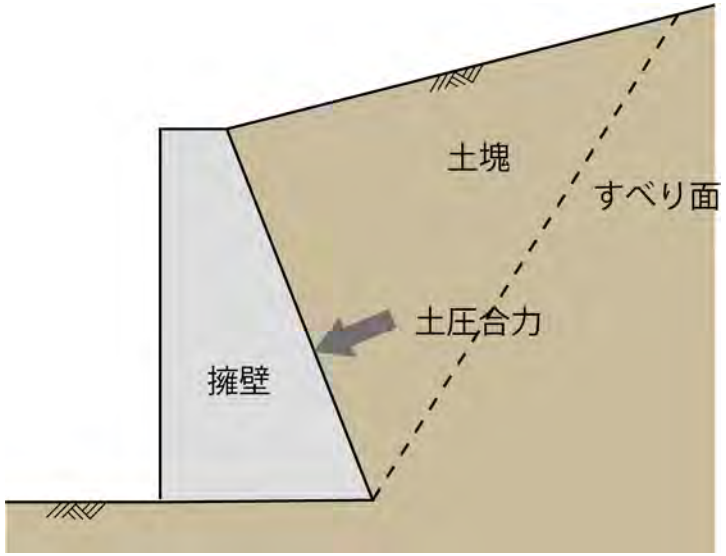
**地質　　背後地形　　上載荷重　　地下水　　土圧作用面　など**

擁壁背後の土に**すべり面**が生じ、
**くさび状の土塊**がすべり面に沿って動くという考え

一般的な擁壁の土圧計算

**クーロン土圧**
**または任意土圧**

**試行くさび法**



# クーロン土圧の概要

**砂質土を対象とし、擁壁背後の土にすべり面が生じ、くさび状の土塊がすべり面に沿って動くという考えで導かれた計算方法**

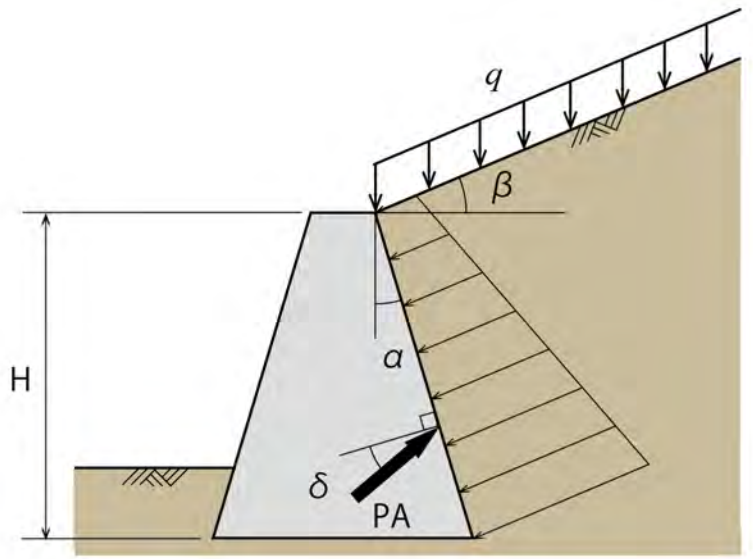
クーロンの常時主働土圧の計算式

$$p_a = K_A \cdot \gamma \cdot H + K_A \cdot q$$

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot L + K_A \cdot q \cdot H \cdot L$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cdot \cos(\alpha + \delta)\left\{1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right\}^2}$$

形状や土質定数等の諸元値を**計算公式に代入**にするだけで土圧が算出できる
ただし、**条件制限がある**



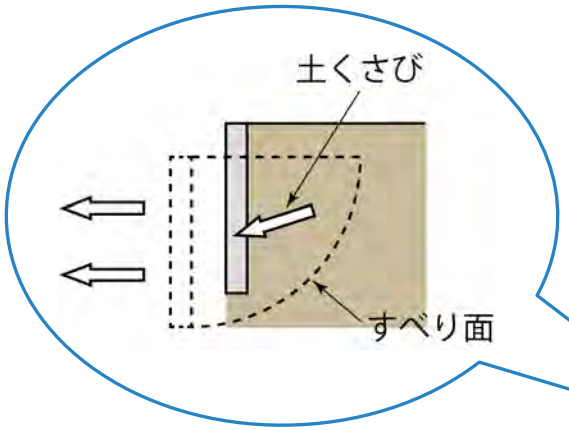

$P_a$：土圧強度(kN/m²)
$P_A$：土圧(kN)
$K_A$：主働土圧係数
γ：土の単位体積重量(kN/m³)
$H$：土圧作用高(m)
L：擁壁延長(m)

$q$：上載荷重(kN/m²)
$\phi$：土の内部摩擦角(°)
δ：壁面摩擦角(°)
α：擁壁背面のなす角(°)
β：背面土のなす角(°)

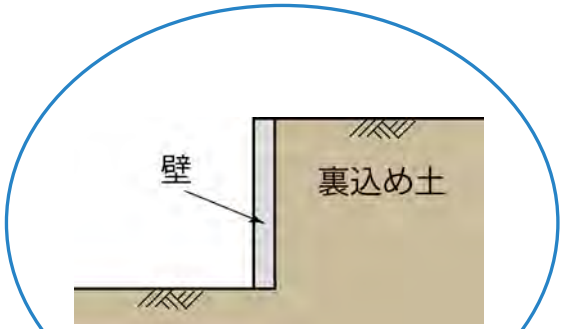
# 主働土圧・受働土圧・静止土圧 (1)

**擁壁**の背面土から生じる土圧

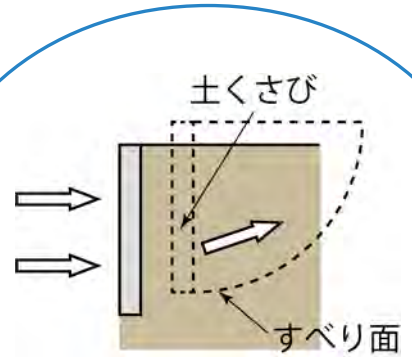
**主働土圧**

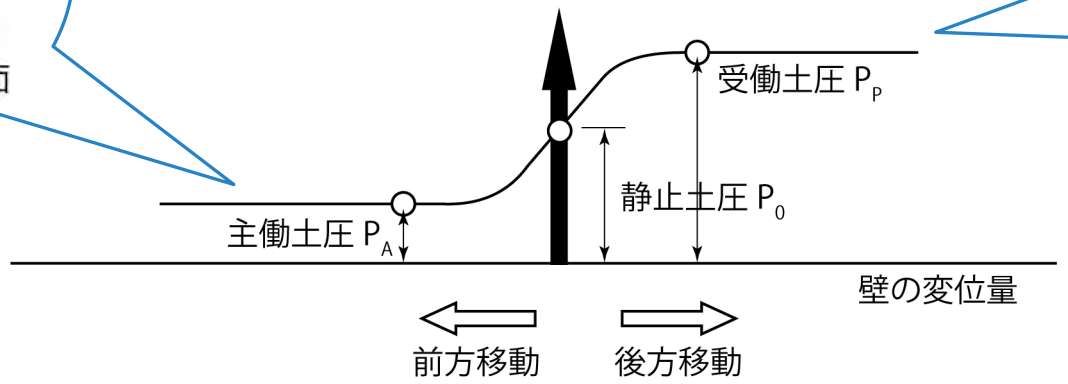



**静止土圧**




**受働土圧**




**壁の移動と土圧**

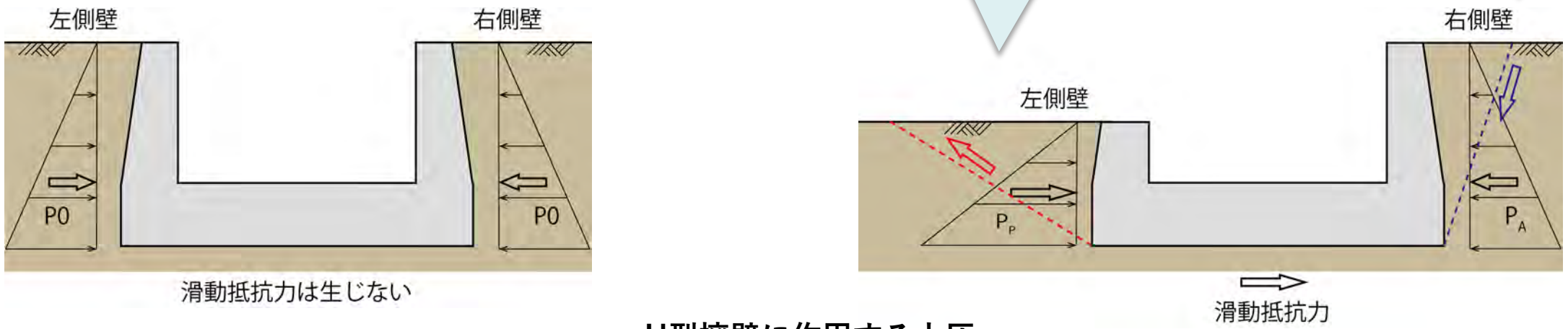
# 主働土圧・受働土圧・静止土圧 (2)

左右対称の**U型擁壁**
左側土圧と右側土圧が均衡している状態
➜土圧は左右ともに静止土圧($P_0$)となる

**静止土圧**
すべり面は生じない
（土圧係数$K_0$：**0.5**）

**受働土圧**
擁壁が土塊を
押し上げようとする
⇒重力に逆らう方向
（土圧係数$K_P$：**大**）

**主働土圧**
土塊が擁壁を
押してくる
⇒重力に沿う方向
（土圧係数$K_A$：**小**）




**U型擁壁に作用する土圧**

# 土圧の水平成分・鉛直成分 (1)

**擁壁背面のなす角 α、**
**壁面摩擦角 δ を**
考慮する場合

土圧が斜め方向に
作用する

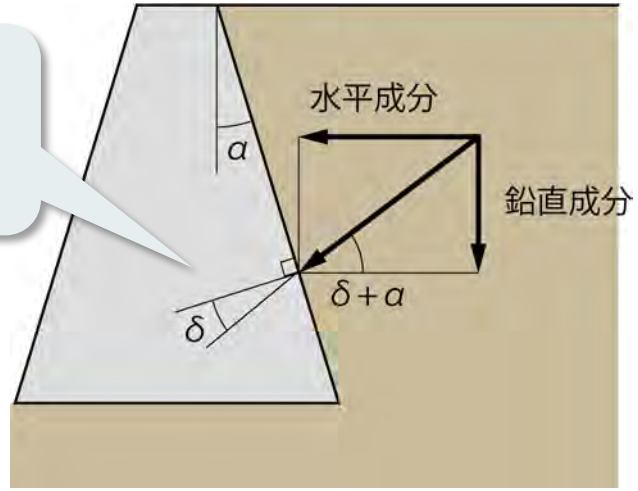
**土圧**は
**水平成分**と**鉛直成分**に
分けて扱うことが多い

**土圧合力の水平成分・鉛直成分**

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\delta + \alpha)$$
$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\delta + \alpha)$$

$P_{AH}$：主働土圧の水平分力(kN)
$P_{AV}$：主働土圧の鉛直分力(kN)
$P_A$：主働土圧の合力(kN)

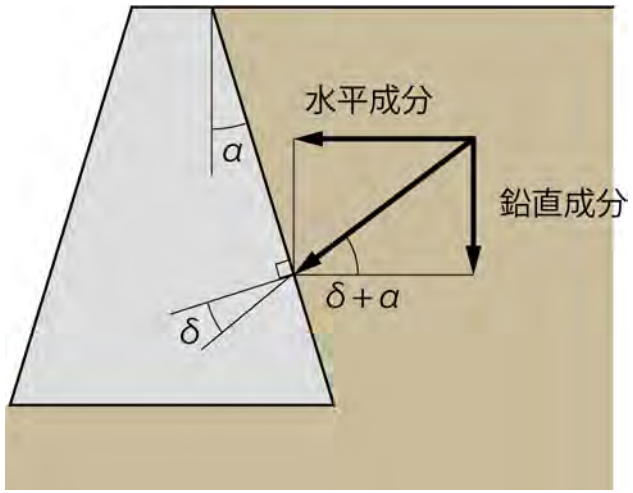
**壁面摩擦角 δ** とは、力が伝わるときに土粒子と壁面等の間に生じる摩擦力による偏角をいう



# 土圧の水平成分・鉛直成分 (2)

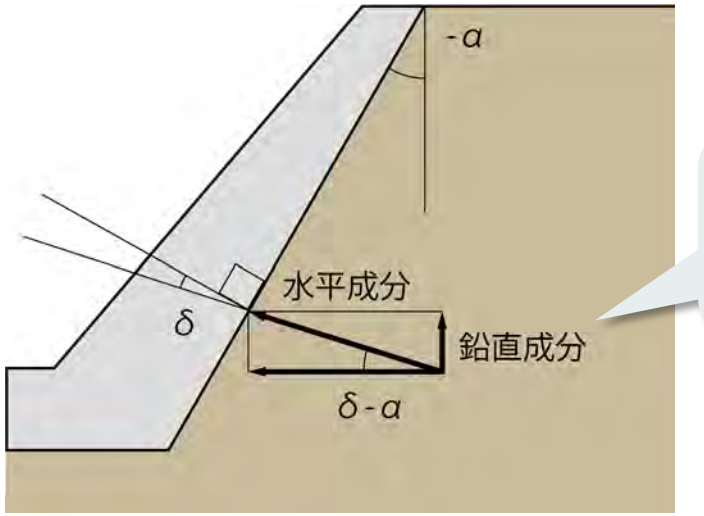
## 重力式擁壁

土圧合力は擁壁背面に
**斜め下向き**に作用する




## もたれ式擁壁・ブロック擁壁

擁壁背面が逆ころび
➜土圧合力の**鉛直成分が上向き**になる場合が多い
➜安定性が確保される理由

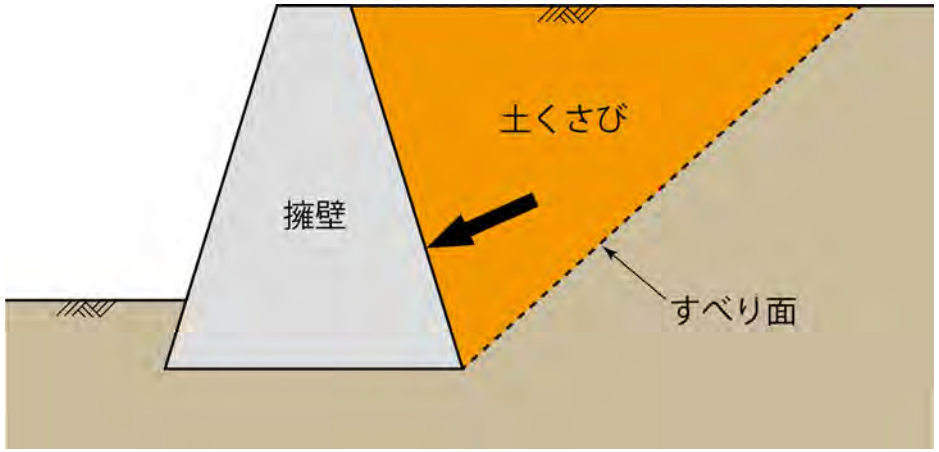



鉛直成分が上向きになると、**擁壁を助ける働き**をする

# 盛土部擁壁と切土部擁壁

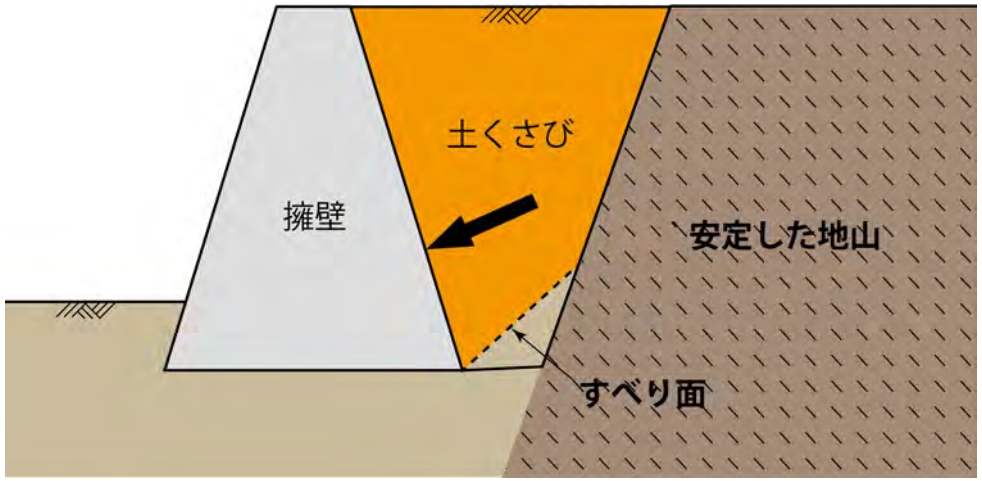
## 盛土部擁壁

**通常の土圧計算モデル**




## 切土部擁壁

擁壁の背後に**自立した堅固な地山**（軟岩や硬岩など）が近接している場合の土圧計算モデル



# 土圧の計算方法 (1)

**実際の現象**

- すべり面は非線形で円弧に近い形状をなす
- 背面土は土質の異なる地層が形成

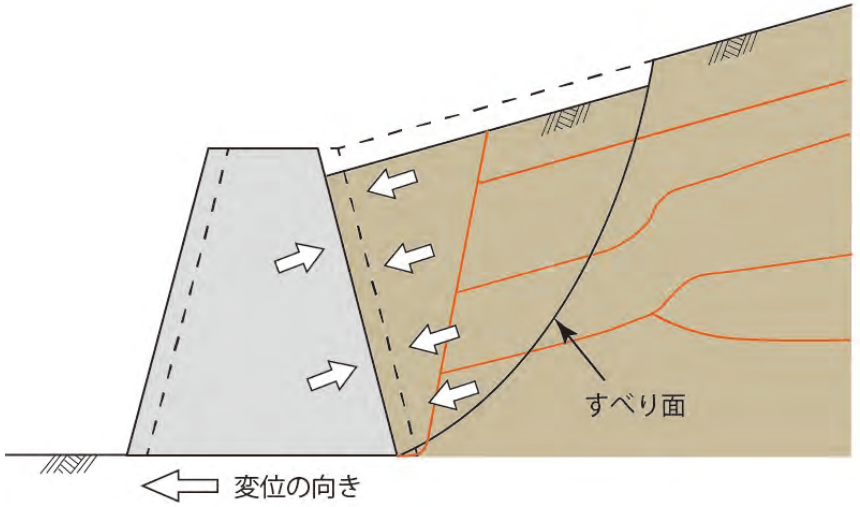
**→線形的でない複雑な土圧**が生じている

多くの研究や経験則より、
力学的理論に基づく計算の単純化が可能となる

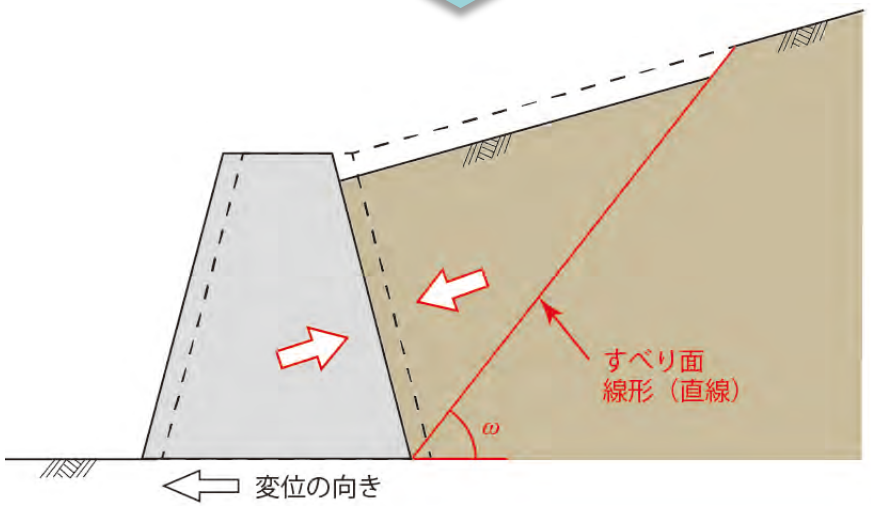
**一般的な土圧計算方法**

- すべり面を**線形(直線)**とみなす
- 背面土は**一様な土質**とみなす

**→簡便な計算**で土圧を予測できる




**実際の現象**

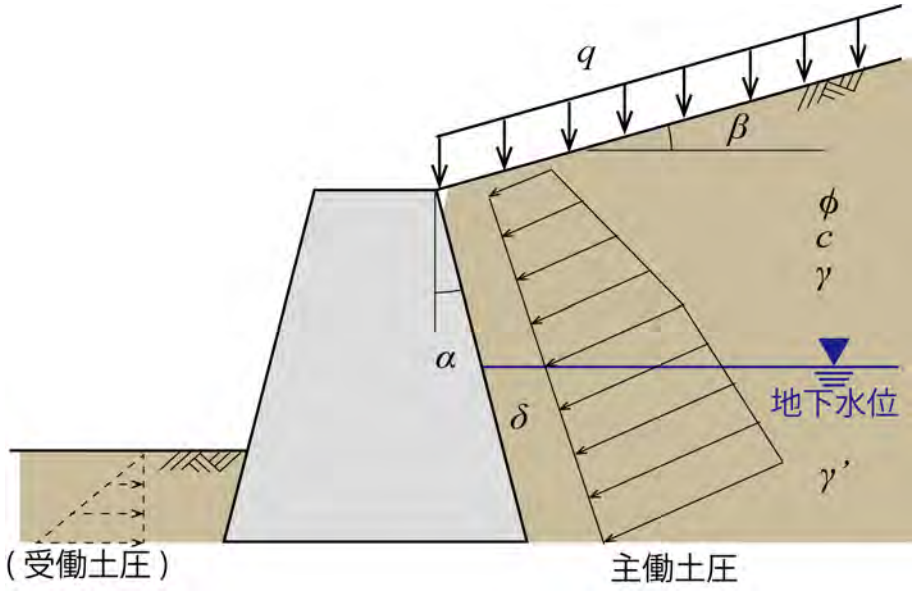



**簡便化した
計算モデル**

# 土圧の計算方法 (2)

土圧の大きさや向きを決める設計条件

- 背面土の諸定数
  - ・土の湿潤単位体積重量　$\gamma$ (kN/m$^3$)
  - ・土の水中単位体積重量　$\gamma'$(kN/m$^3$)
  - ・せん断抵抗角(内部摩擦角) $\phi$ (度)
  - ・粘着力 c(kN/m$^2$)
- 壁面摩擦角　$\delta$ (度)
- 壁と鉛直面のなす角　$\alpha$ (度)
- 上載荷重 q(kN/m$^2$)
- 背面傾斜角　$\beta$ (度)




一般的(簡易的)な土圧計算方法

**クーロン土圧**
**または任意土圧**

**擁壁設計に常用**

ランキン土圧

**試行くさび法**

**擁壁設計に常用**

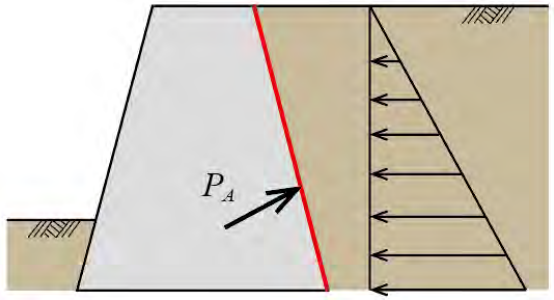
改良試行くさび法　など

(任意)土圧係数　盛土等防災マニュアルより
・砂利または砂：0.35
・砂質土：0.40
・粘性土(シルト、粘土が多い)：0.50

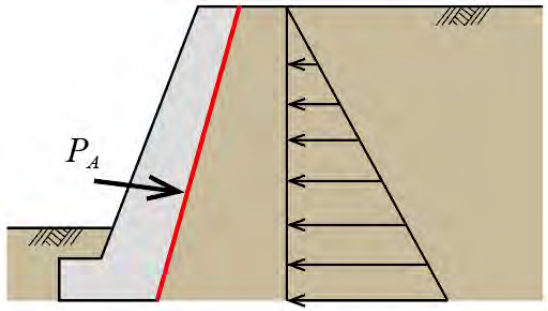
改良試行くさび法は、かかと版のある片持ちばり式擁壁の計算方法

# 土圧作用面

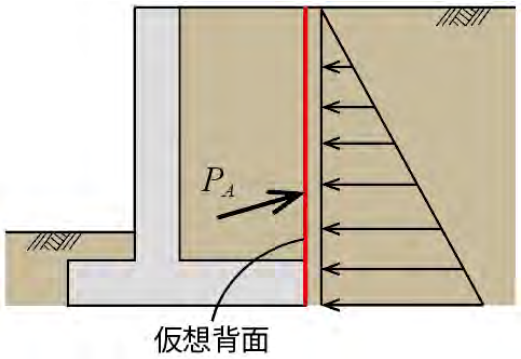
## 安定計算

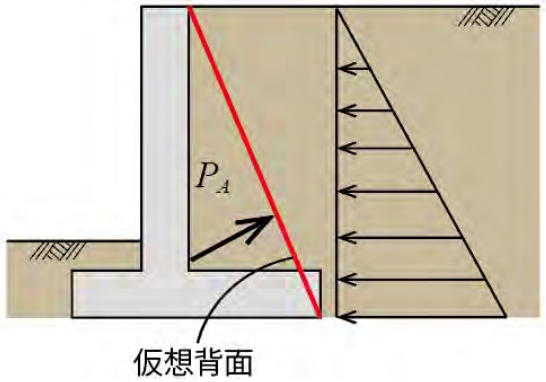



重力式擁壁



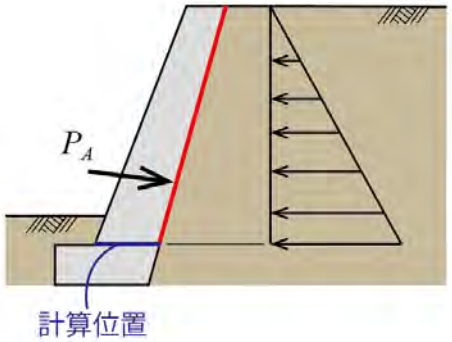

もたれ式擁壁



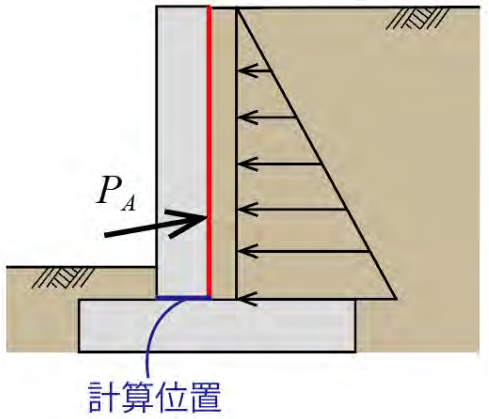




**片持ちばり式擁壁（仮想背面が土圧作用面）**

## 部材計算




もたれ式擁壁




**片持ちばり式擁壁**

# クーロン土圧 (1)

**砂質土を対象とし、擁壁背後の土に線形(直線)のすべり面が生じ、くさび状の土塊がすべり面に沿って動くという考えで導かれた計算方法**

常時　主働土圧

- 土圧強度 $p_a$(kN/m²)

① $p_{a1} = K_A \cdot q$

② $p_{a2} = K_A \cdot q + K_A \cdot \gamma \cdot h$

③ $p_{a3} = K_A \cdot q + K_A \cdot \gamma \cdot h + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w$

土圧強度pa
= 上載荷重による土圧項
＋湿潤土の土圧項
＋水中土の土圧項

- 土圧(合力) $P_A$(kN)

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot L + K_A \cdot \gamma \cdot h \cdot h_w \cdot L + \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma' \cdot h_w^{\,2} \cdot L + K_A \cdot q \cdot H \cdot L$$

- 土圧の水平成分 $P_{AH}$(kN)

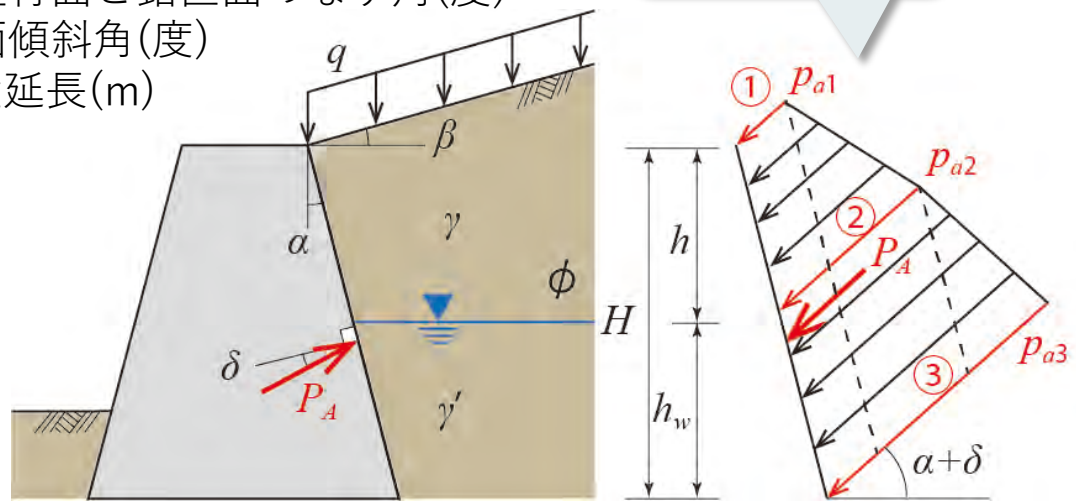
$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

- 土圧の鉛直成分 $P_{AV}$(kN)

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta)$$

$K_A$　：主働土圧係数
$\gamma$　：土の湿潤単位体積重量(kN/m³)
$\gamma'$：土の水中単位体積重量(kN/m³)
H　：土圧作用高(m)
hw　：底面から地下水位までの高さ(m)
h　：H - hw(m)
q　：上載荷重(kN/m²)
$\phi$　：せん断抵抗角(内部摩擦角)(度)
$\delta$　：壁面摩擦角(度)
$\alpha$　：擁壁背面と鉛直面のなす角(度)
$\beta$　：背面傾斜角(度)
L　：擁壁延長(m)

土圧は角度をもって作用
(α, δ を考慮)



# クーロン土圧 (2)

- 常時　主働土圧係数　$K_A$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi-\alpha)}{\cos^2\alpha\cdot\cos(\alpha+\delta)\cdot\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\beta)}{\cos(\alpha+\delta)\cdot\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2}$$

- 常時　受働土圧係数　$K_P$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi+\alpha)}{\cos^2\alpha\cdot\cos(\alpha+\delta)\cdot\left\{1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi-\delta)\cdot\sin(\phi+\beta)}{\cos(\alpha+\delta)\cdot\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2}$$

- 地震時 主働土圧係数 $K_{EA}$（物部・岡部式）

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi-\alpha-\theta)}{\cos\theta\cdot\cos^2\alpha\cdot\cos(\alpha+\delta_E+\theta)\cdot\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta_E)\cdot\sin(\phi-\beta-\theta)}{\cos(\alpha+\delta_E+\theta)\cdot\cos(\alpha-\delta_E)}}\right\}^2}$$

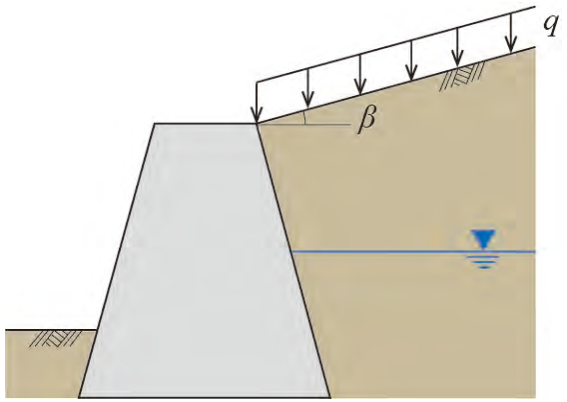
$\phi$　：せん断抵抗角(内部摩擦角)(度)
$\delta$　：(常時)壁面摩擦角(度)
$\delta_E$　：(地震時)壁面摩擦角(度)
$\alpha$　：擁壁背面と鉛直面のなす角(度)
$\beta$　：背面傾斜角(度)
$\theta$　：地震時合成角(度)
$\theta = \tan^{-1}k_h$
$k_h$　：設計水平震度

# クーロン土圧 適用上の制限

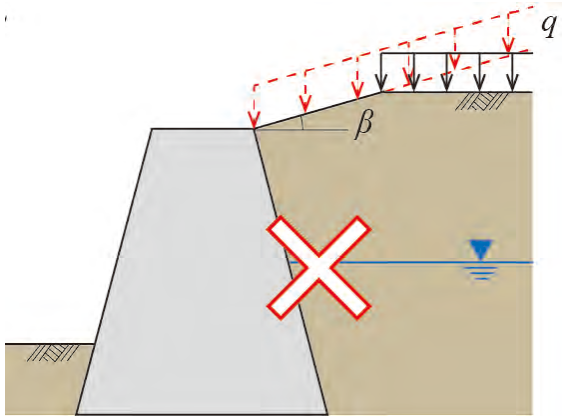
クーロン土圧の適用上の制限

- **切土部擁壁**には適用できない
- **$\phi < \beta$となる場合は適用できない**

  ここで、$\phi$：土のせん断抵抗角(内部摩擦角)、$\beta$：背面傾斜角
- **粘着力c**を考慮することができない
- 背面が**水平**または**一様傾斜地**以外の台形盛土のような形状での使用は望ましくない
- 上載荷重qの**全面載荷**の適用のみで、**部分載荷**には適用できない




**適用可能なモデル**




**適用が望ましくないモデル**

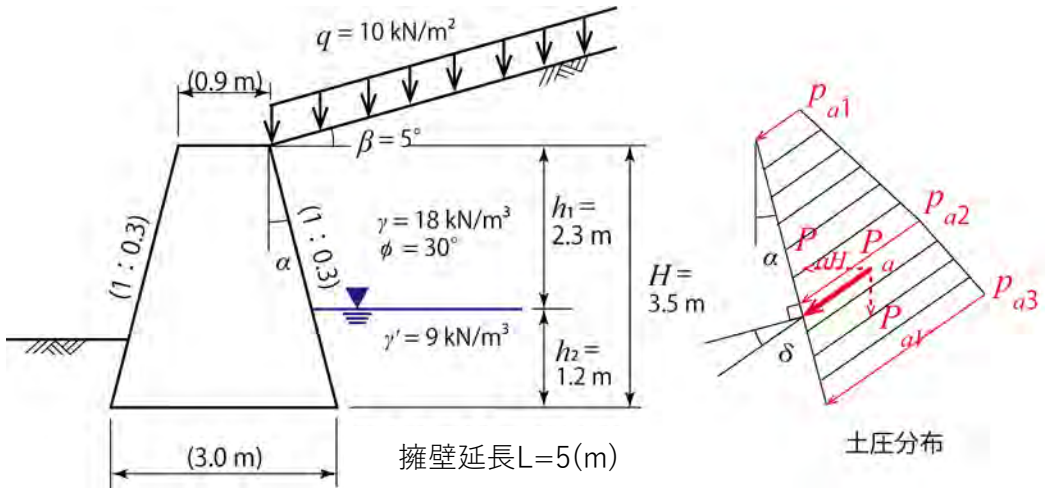
# クーロン土圧 計算例 (1)

**クーロン主働土圧の式を用いて、土圧（合力）Paを求める。**

$\alpha$：壁背面と鉛直面のなす角
$\delta$：壁面摩擦角

1. 先に $\alpha$ と $\delta$ を求めておく

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{0.3}{1.0}\right) = 16.699^\circ \qquad \delta = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3}\times 30^\circ = 20^\circ$$




2. クーロン主働土圧係数 KA を求める

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi-\alpha)}{\cos^2\alpha\cdot\cos(\alpha+\delta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(30^\circ-16.699^\circ)}{\cos^2 16.699^\circ\times\cos(16.699^\circ+20^\circ)\times\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(30^\circ+20^\circ)\times\sin(30^\circ-5^\circ)}{\cos(16.699^\circ+20^\circ)\times\cos(16.699^\circ-5^\circ)}}\right\}^2}$$

$$= 0.477$$

# クーロン土圧 計算例 (2)

**（前頁からの続き）**

各計算位置で算出した土圧強度$p_a$(kN/m²)
土圧合力$P_a$(kN)と**混同しないこと**

土圧の作用力位置の
計算は第３部
で説明します

3.土圧変化点ごとの土圧強度$p_a$ を求める

$$p_{a1} = K_A q = 0.477\times10.0 = 4.77\ (\mathrm{kN/m^2})$$

$$p_{a2} = p_{a1} + K_A\gamma h_1 = 4.77 + 0.477\times18.0\times2.3 = 24.518\ (\mathrm{kN/m^2})$$

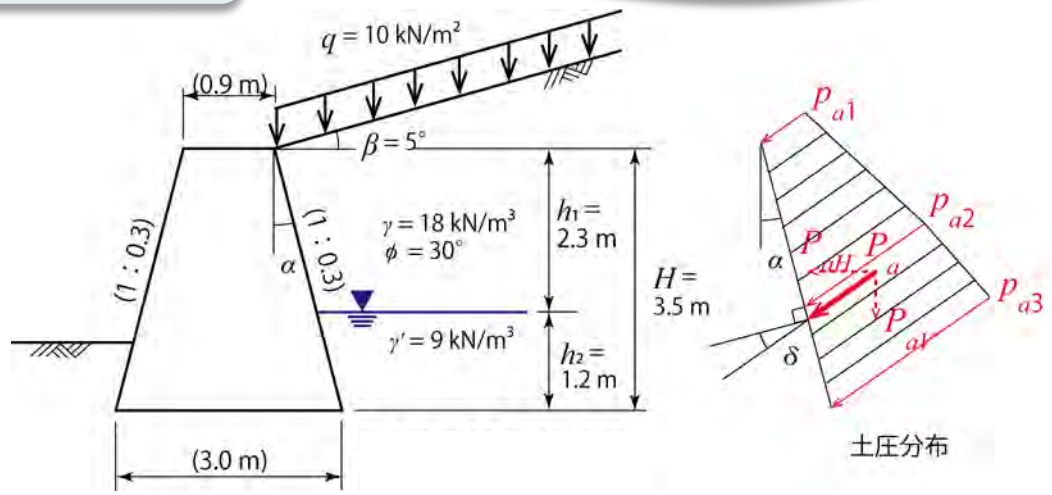
$$p_{a3} = p_{a2} + K_A\gamma' h_2 = 24.518 + 0.477\times9.0\times1.2 = 29.669\ (\mathrm{kN/m^2})$$

4.土圧（合力）$P_A$を求める

$$P_A = \frac{1}{2}(p_{a1}+p_{a2})h_1L + \frac{1}{2}(p_{a2}+p_{a3})h_2L$$

$$= \frac{1}{2}\times(4.77+24.518)\times2.3\times5.0 + \frac{1}{2}\times(24.518+29.669)\times1.2\times5.0$$

$$= 330.965\ (\mathrm{kN})$$




土圧合力$P_A$(kN)は、土圧分布形の面積合計×延長の算出値であるため、**一般の土圧公式で求めなくとも算出ができる**

5 .土圧の水平成分 $P_{AH}$ と鉛直成分 $P_{AV}$ を求める。

$$P_{AH} = P_A\cos(\alpha+\delta) = 330.965\times\cos(16.699^\circ+20^\circ) = 265.363\ (\mathrm{kN})$$

$$P_{AV} = P_A\sin(\alpha+\delta) = 330.965\times\sin(16.699^\circ+20^\circ) = 197.788\ (\mathrm{kN})$$

土圧の水平成分と鉛直成分の計算すると、2つの成分値に大きな差がないが、これは**土圧が大きく斜め向きに作用**していることを示している

# 試行くさびの概要

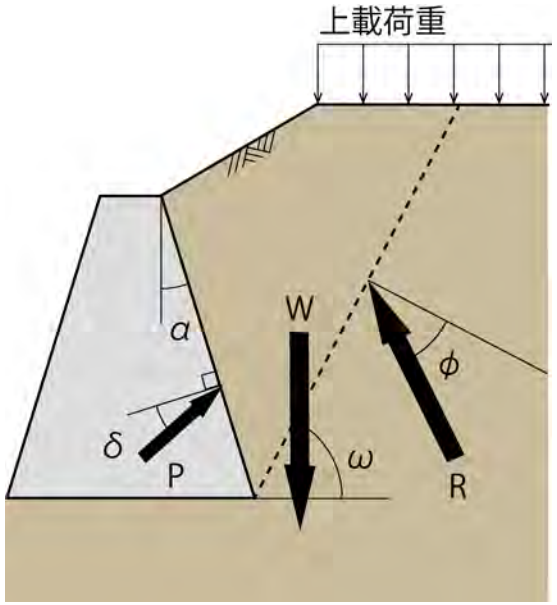
**くさび状の土塊に作用する連力が互いにつり合い状態（ベクトル閉合）となるように、クーロン土圧を図解によって求める方法**

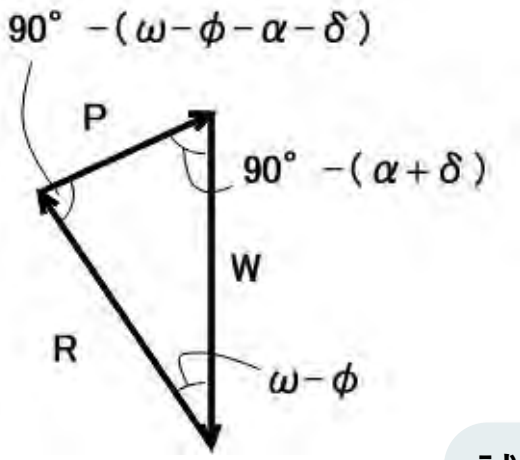
試行くさび法による常時主働土圧の計算式

**収束計算が必要**となるため、
原則、**計算機ありきの解法**と言える
クーロン土圧より適用範囲が広い

$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$P_A$：土圧(kN)
$W$：土くさびの重量(kN)
$\omega$：仮定のすべり面の角(°)
$\phi$：土の内部摩擦角(°)
$\delta$：壁面摩擦角(°)
$\alpha$：擁壁背面のなす角(°)
$\beta$：背面土のなす角(°)
$R$：すべり面からの反力(kN)




連力図

**試行くさび法**

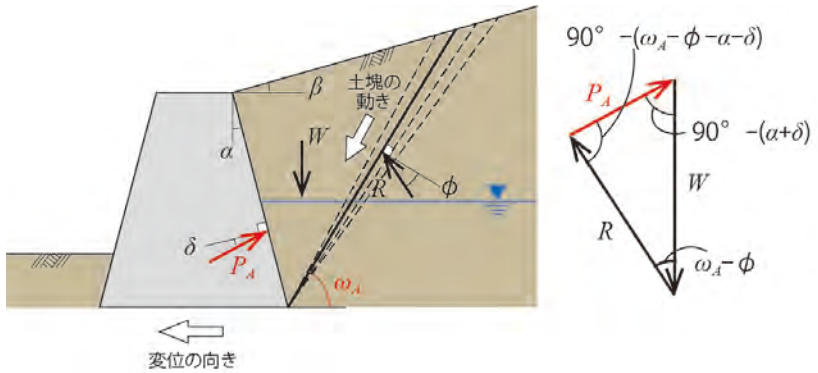
**クーロン土圧**

**試行くさび法**に対して、
**クーロン土圧**は条件制限があり**適用範囲が狭域**である

# 試行くさび法 (1)

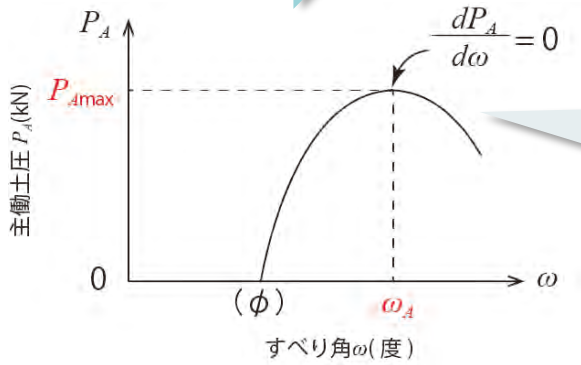
くさび状の土塊に作用する連力が互いにつり合い状態（ベクトル閉合）となるように**収束計算**によって求める方法

- **主働土圧**　：　すべり角$\omega_A$を変化させて、$P_A$の**最大値**を求める　➡　主働土圧：$P_A$(kN)



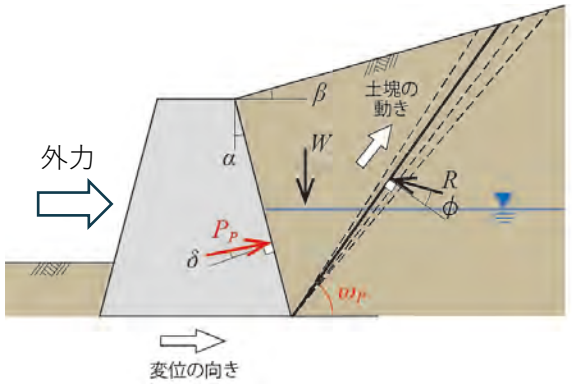


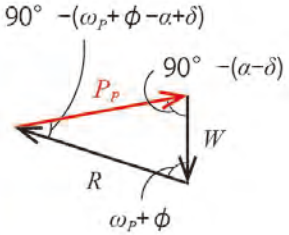


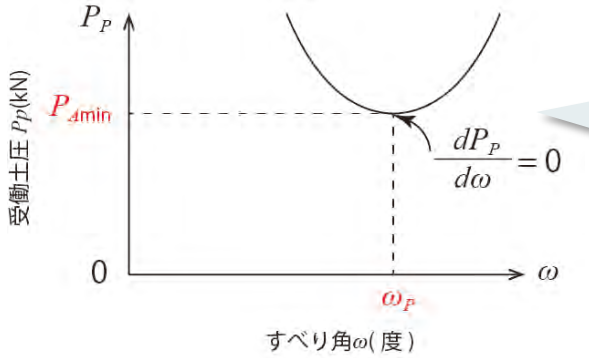



**土圧が最大値**を得るときの**すべり角$\omega_A$**を見つける

- **受働土圧**　：　すべり角$\omega_P$を変化させて、$P_P$の**最小値**を求める　➡　受働土圧：$P_P$(kN)




**土圧が最小値**を得るときの**すべり角$\omega_P$**を見つける

# 試行くさび法 (2)

**盛土部擁壁**　**常時　砂質土(粘着力 c ＝0) 主働土圧**

- 土圧 $P_A$(kN)

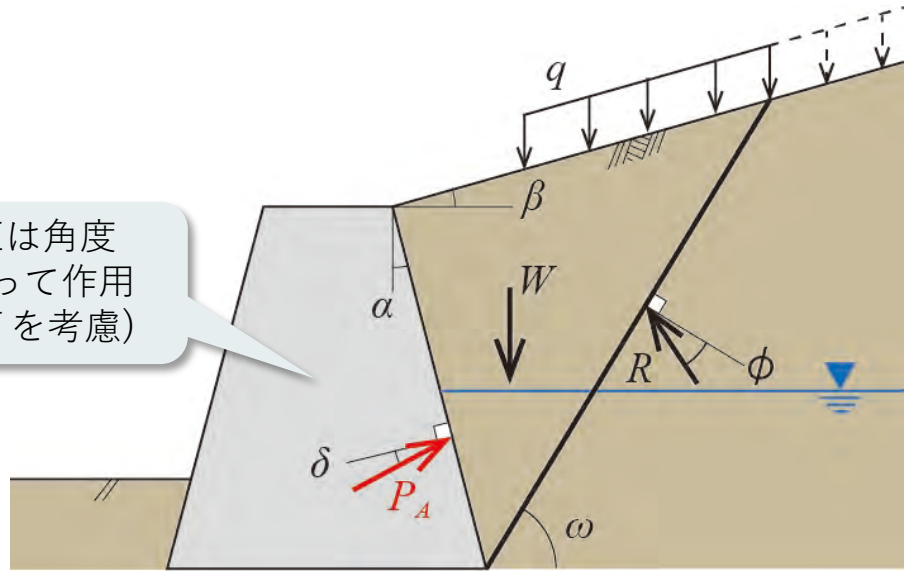
$$P_A = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

- 土圧の水平成分 $P_{AH}$(kN)

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

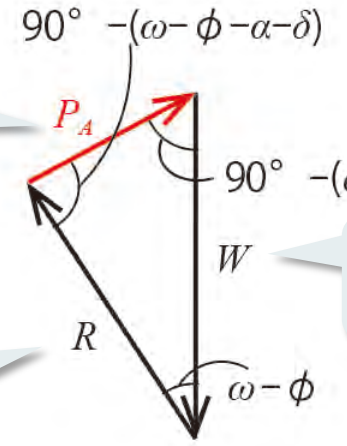
- 土圧の鉛直成分 $P_{AV}$(kN)

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta)$$




土圧は角度をもって作用(α,δを考慮)

W：土くさびの重量(kN)
ω：すべり角(度)
ϕ：せん断抵抗角(内部摩擦角)(度)
δ：壁面摩擦角(度)
α：擁壁背面と鉛直面のなす角(度)
R：すべり面からの反力(kN)
q：上載荷重(kN/m2)
β：背面傾斜角(度)




土圧(擁壁に働く反力として扱うため逆向き)$P_A$(kN)

土くさび(+上載荷重)の重量W(kN)

すべり面に作用する**反力R(kN)**は、つり合い式の展開で消除されるが、実際にはこの力も働いている

# 試行くさび法 (3)

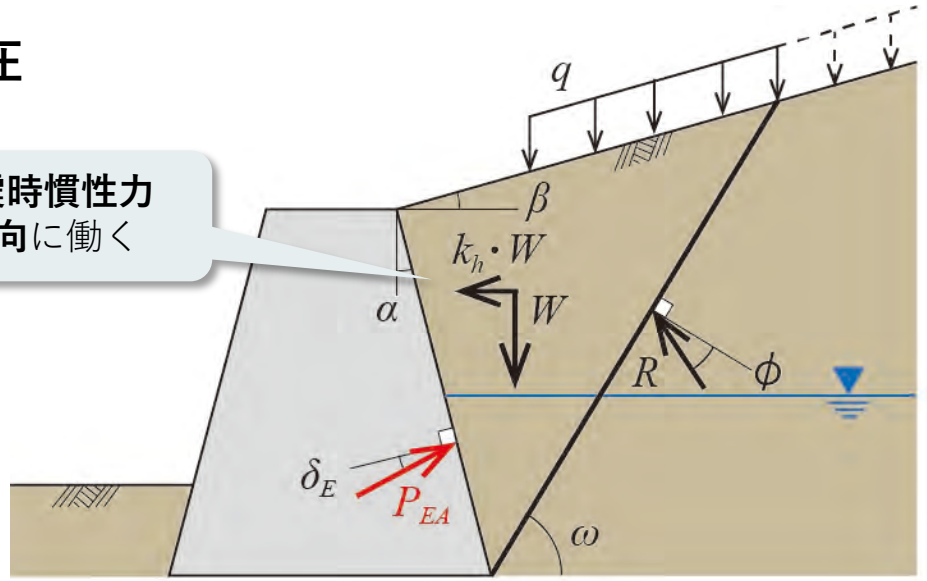
**盛土部擁壁**　　**地震時　砂質土(粘着力 c ＝0) 主働土圧**

- (地震時)土圧 $P_{EA}$(kN)

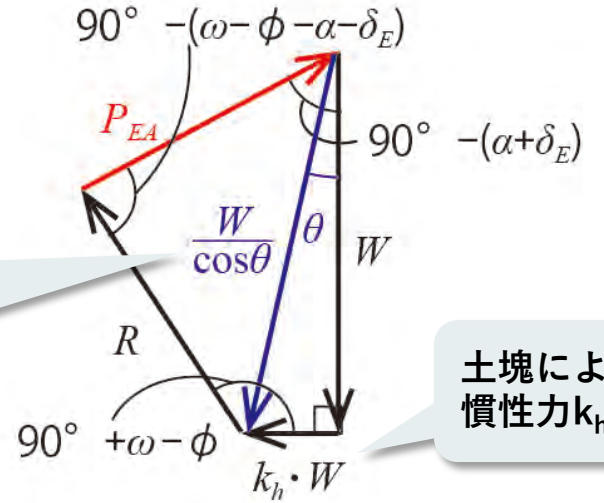
$$P_{EA}=\frac{W\cdot\sin(\omega-\phi+\theta)}{\cos(\omega-\phi-\alpha-\delta_E)\cdot\cos\theta}$$

W ：土くさびの重量(kN)
$\omega$ ：すべり角(度)
$\phi$ ：せん断抵抗角(内部摩擦角)(度)
$\delta_E$：(地震時)壁面摩擦角(度)
$\alpha$ ：擁壁背面と鉛直面のなす角(度)
R ：すべり面からの反力(kN)
q ：上載荷重(kN/m²)
$\beta$ ：背面傾斜角(度)
$\theta$ ：地震時合成角(度) $\theta=\tan^{-1}k_h$
$k_h$ ：設計水平震度

土塊による**地震時慣性力 kh･W**が**水平方向**に働く




地震時慣性力による水平力と土塊重量の鉛直力との**合成した力**で現すと**W/cos θ**となり、その偏角を**地震時合成角 θ**として現す




**土塊による地震時慣性力 $k_h$･W**が追加

# 試行くさび法 (4)

**盛土部擁壁**　**常時　粘着力 c を考慮　主働土圧**

- 土圧 $P_A$(kN)

$$P_A = \frac{W\sin(\omega-\phi) - c\,l\cos\phi \cdot L}{\cos(\omega-\phi-\alpha-\delta)}$$

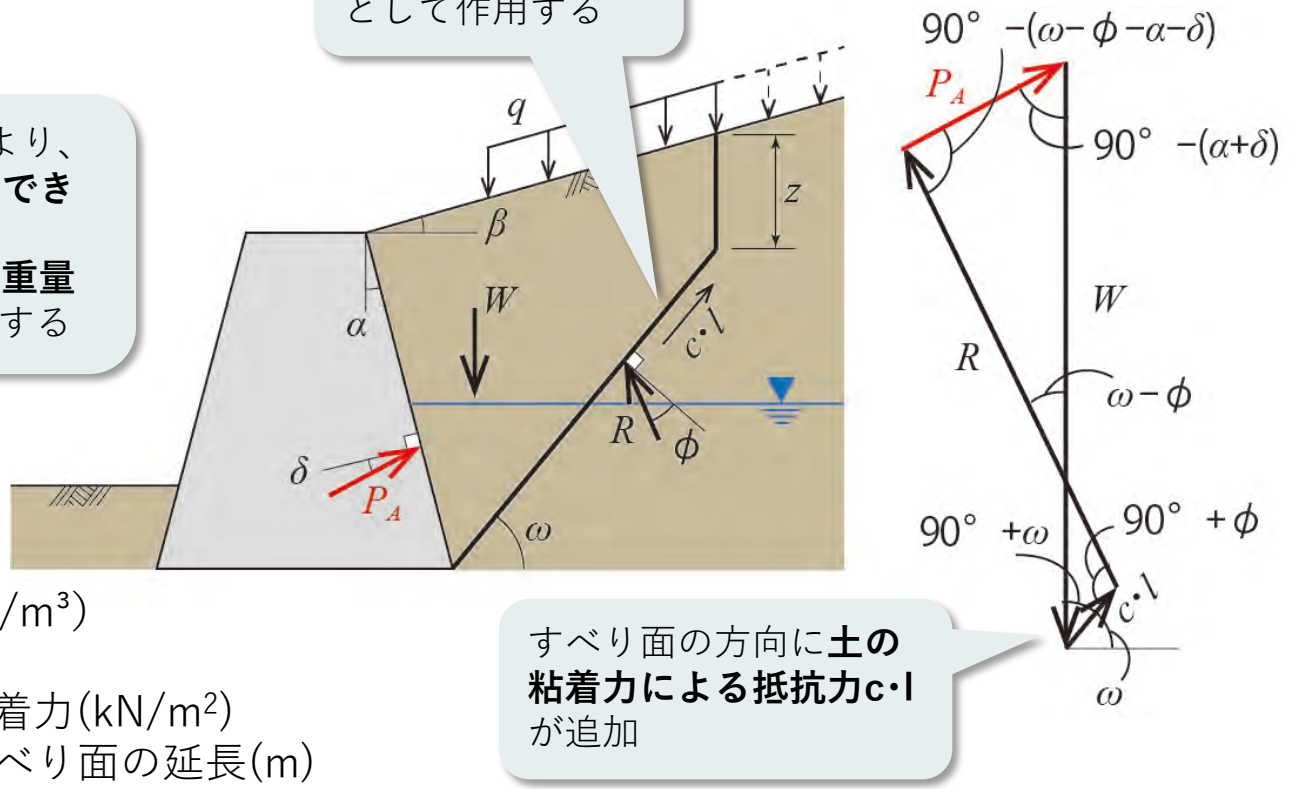
- 粘着高 z(m)

$$z = \frac{2c}{\gamma}\cdot\tan\left(45° + \frac{\phi}{2}\right)$$

土の粘着力cにより、**土のみで自立ができる高さ**
これは**土くさび重量Wの低減**に効果する

**土の粘着力による抵抗力c･lが抵抗力**として作用する

**土の粘着力c**を過大に期待した設計は、**土圧の計算値を小さくしてしまう**ため、**危険側の設計**になることを認識すること




すべり面の方向に**土の粘着力による抵抗力c･l**が追加

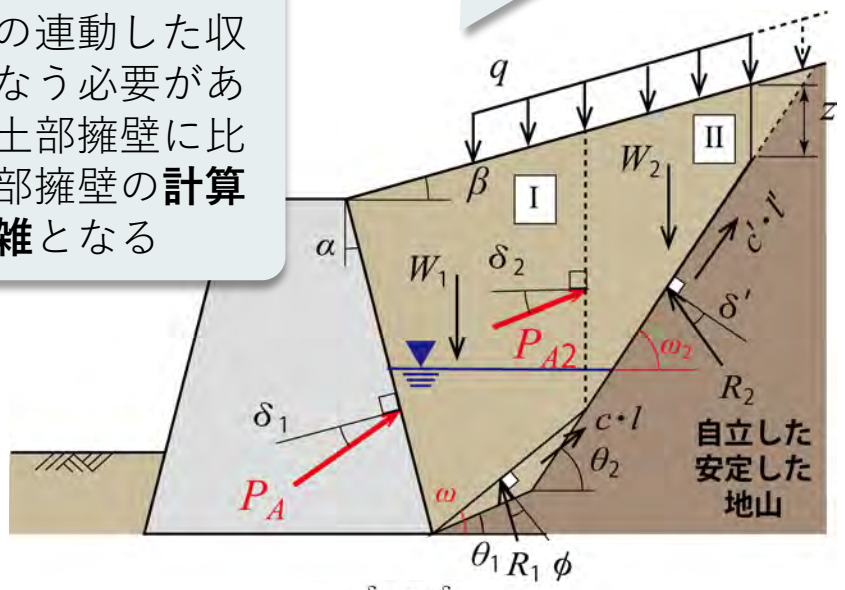
W：土くさびの重量(kN)
$\omega$：すべり角(度)
$\phi$：せん断抵抗角(内部摩擦角)(度)
$\delta$：壁面摩擦角(度)
$\gamma$：粘着高zの算定に用いる土の単位体積重量（kN/m³）
$\alpha$：擁壁背面と鉛直面のなす角(度)
R：すべり面からの反力(kN)
q：上載荷重(kN/m²)
$\beta$：背面傾斜角(度)
c：粘着力(kN/m²)
l：すべり面の延長(m)
L：擁壁の延長(m)

# 試行くさび法 (5)

すべり面と切土面の関係によって**ケースは様々**

## 切土部擁壁　　常時　粘着力 c を考慮　主働土圧

Ⅰ領域とⅡ領域の2領域と領域間での連動した収束計算を行なう必要があるため、盛土部擁壁に比べると切土部擁壁の**計算はかなり複雑**となる




- 土圧 $P_A$(kN)

$$P_A = \frac{P_{A2}\cdot\cos(\omega-\phi-\delta_2)+W_1\cdot\sin(\omega-\phi)-c\cdot l\cdot\cos\phi\cdot L}{\cos(\omega-\phi-\delta_1)}$$

- Ⅱ域からの土圧 $P_{A2}$(kN)

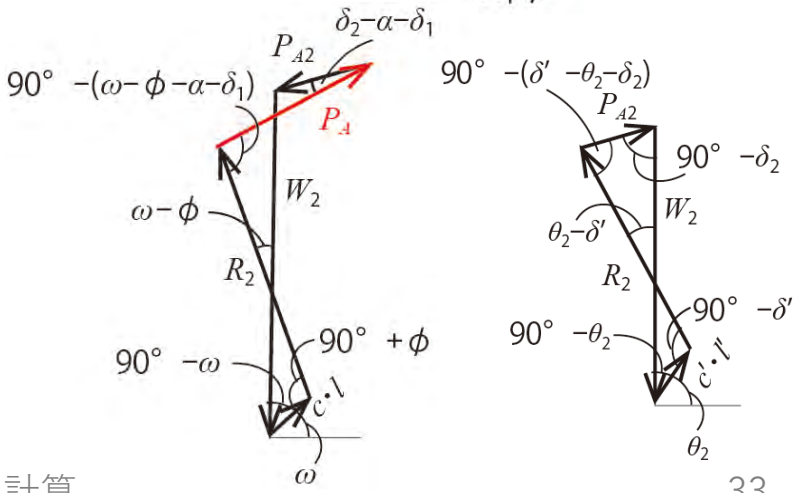
$$P_{A2} = \frac{W_2\cdot\sin(\theta_2-\delta')-c'\cdot l'\cdot\cos\delta'\cdot L}{\cos(\theta_2-\delta'-\delta_2)}$$

ここに挙げた計算式は切土部擁壁モデルの一例にすぎない

- 粘着高 z(m)

$$z=\frac{2c}{\gamma}\cdot\tan\left(45°+\frac{\phi}{2}\right)$$

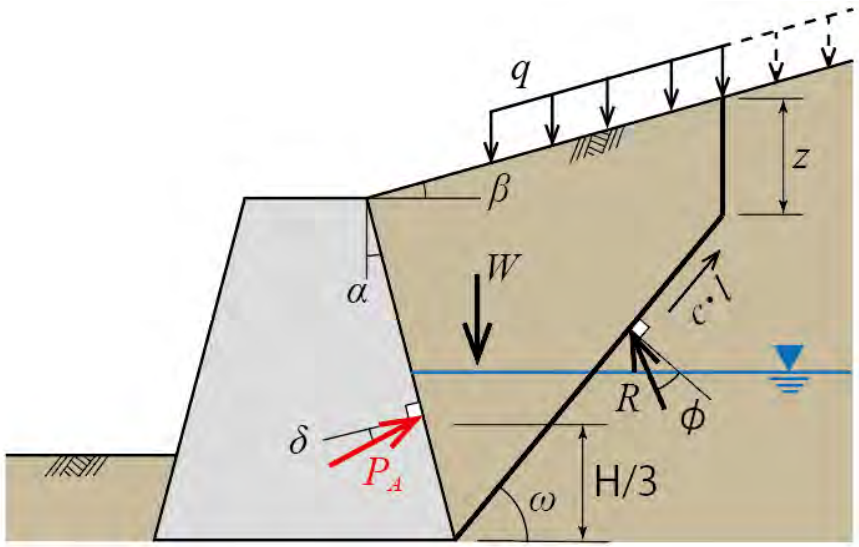
W1：Ⅰ域の土くさび重量(kN)
W2：Ⅱ域の土くさび重量(kN)
$\omega 1, \omega 2$：すべり角(度)
$\theta 1, \theta 2$：切土面の角度(度)
$\phi$ ：せん断抵抗角(内部摩擦角)(度)
$\delta$ ：壁面摩擦角(度)
$\delta$ '：切土面における壁面摩擦角(度)
$\delta_1, \delta_2$：Ⅰ域とⅡ域における壁面摩擦角(度)
$\alpha$ ：擁壁背面と鉛直面のなす角(度)
c,c'：粘着力又は付着力(kN/m²)
l,l'：すべり面の延長(m)
R1,R2：すべり面からの反力(kN)
q ：上載荷重(kN/m2)
$\beta$ ：背面傾斜角(度)
L：擁壁の延長(m)



# 試行くさび法 利点・欠点

試行くさび法の利点

- 盛土部擁壁、**切土部擁壁**に適用できる
- **土のせん断抵抗角（内部摩擦角）$\phi$**と**粘着力c**が考慮できる
- 背面が多段盛土のような**複雑な傾斜形状**にも適用ができる




試行くさび法の欠点

- **収束計算**であるため、計算チェックが行いにくい
- 土くさびを一つの土塊として上載荷重や湿潤土と水中土の総和重量ΣWで扱うため、
  **土圧の作用位置を**クーロン土圧のように加重平均による**重心位置で求められない**
  →「**通常、土圧作用面Hの1/3としてよい**」とされている。

作用力の位置については
第3回で説明します

# 試行くさび法 計算例 (1)

**試行くさび法を用いて、土圧（合力）Paを求める。**

すべり角 ω を変化させて主働土圧 $P_a$ が最大値を得るときの ω を見つける

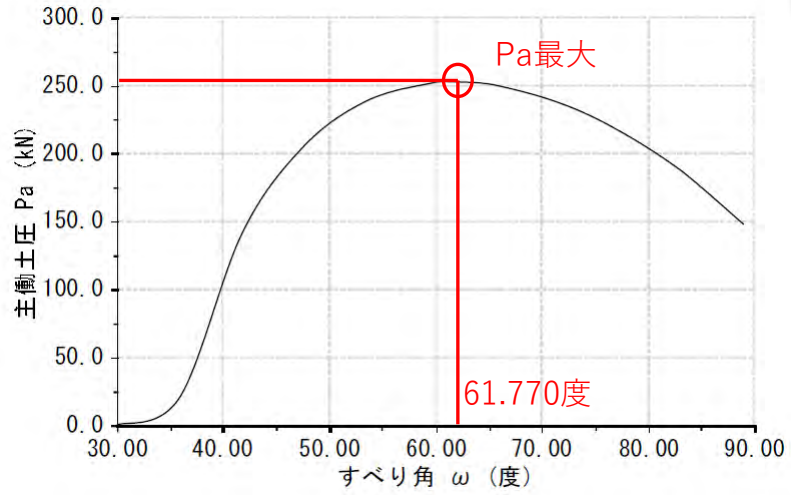
$$P_a = \frac{W\sin(\omega - \phi) - c\,l\cos\phi \cdot L}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

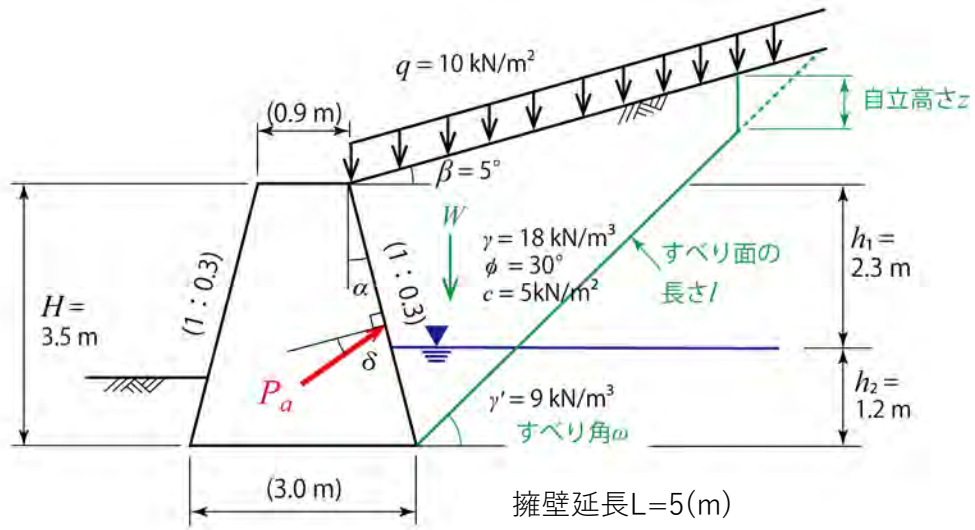
トライアル計算より

$$\omega = 61.770^\circ$$

が得られた

すべり角ωを変化させながら、**主働土圧$P_a$が最大値となるときのすべり角ω**を見つけ出す




$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{0.3}{1.0}\right) = 16.699^\circ \quad \delta = \frac{2}{3}\phi = \frac{2}{3}\times 30^\circ = 20^\circ$$

$$z = \frac{2c}{\gamma}\tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$= \frac{2\times 5.0}{18}\times\tan\left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2}\right) = 0.962\ (\mathrm{m})$$

# 試行くさび法 計算例 (2)

ω=61.770° のとき

土くさび重量（上載荷重も含む） $W = 617.935\ (\mathrm{kN})$

すべり面の長さ　$l = 3.414\ (\mathrm{m})$

すべり角ωの値によって、
土くさび重量 W(上載荷重qの作用範囲も含む)
すべり面の長さl
も共に値が変化する

これより、土圧 $P_A$（最大値）は次の値を得る

$$P_A = \frac{W\sin(\omega-\phi) - c\,l\cos\phi \cdot L}{\cos(\omega-\phi-\alpha-\delta)} = \frac{617.935\times\sin(61.770^\circ - 30^\circ) - 5.0\times3.414\times\cos 30^\circ\times5.0}{\cos(61.770^\circ - 30^\circ - 16.699^\circ - 20^\circ)}$$

$$= 252.367\,(\mathrm{kN})$$

クーロン土圧のような
土圧強度pa(kN/m$^2$)の
算出過程は必要ない

また、土圧の水平成分 $P_{AH}$ と鉛直成分 $P_{AV}$ を求めると次の値となる

$$P_{AH} = P_A\cos(\alpha+\delta) = 252.367\times\cos(16.699^\circ + 20^\circ) = 202.344\ (\mathrm{kN})$$

$$P_{AV} = P_A\sin(\alpha+\delta) = 252.367\times\sin(16.699^\circ + 20^\circ) = 150.817\ (\mathrm{kN})$$

# 土の分類と諸定数 (1)

| 諸定数 | 一般的な分類 | 適用できる土圧計算方法 |
|---|---|---|
| せん断抵抗角（内部摩擦角）$\phi$（度） | **砂質土** | **クーロン土圧** |
| | | ランキンレザール土圧 |
| | | **試行くさび法** |
| | | 改良試行くさび法（※） |
| 粘着力c（$kN/m^2$）<br>せん断抵抗角（内部摩擦力）$\phi$（度） | **粘性土** | **試行くさび法** |
| | | ランキンレザール土圧 |

（※）かかと版のある片持ちばり式擁壁が対象

擁壁の設計計算に適用される土圧計算
➜通常、**砂質土**として計算する場合が多い

# 土の分類と諸定数 (2)

## 土の単位体積重量

### 自然地盤（道路土工指針より）

| 土質 | 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³) | |
|---|---|---|
| | 緩いもの | 密なもの |
| 砂利・砂礫 | 18 | 20 |
| 砂質土 | 17 | 19 |
| 粘性土等 | 14 | 18 |

### 埋戻し土

| 土質 | 土の湿潤単位体積重量 (kN/m³) | |
|---|---|---|
| | 道路土工 | 盛土等防災 |
| 砂利・砂礫 | 20 | 18 |
| 砂質土 | 19 | 17 |
| 粘性土等 | 18 | 16 |

地下水位以下の場合、
**土の水中単位体積重量 $\gamma'$ ＝ 土の湿潤単位体積重量 $\gamma$ － 9.0(kN/m³)**
として設定されることが多い。
これは土の飽和状態と湿潤状態の単位体積重量の差を1.0(kN/m³)程度と想定していることによる。

# 粘着力cの扱い

**粘性土等** → 土の主強度 **粘着力c** → **抵抗力**として作用する → 土圧が**小さく**なる → **高い粘着力c**を安易に用いると**実際に作用する土圧よりも小さい土圧**で擁壁設計してしまう**危険性**がある

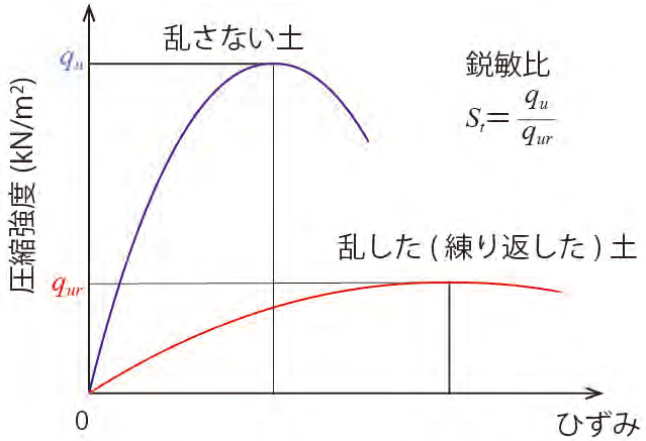
大きな粘着力cを設定すると**土圧=0**となる場合もある

粘着力cは、土質性状を十分把握したうえで設定することが重要

粘着力の算出方法

一軸圧縮試験等 ➜ 圧縮強さqu(kN/m²) ➜ 粘着力c(kN/m²) = qu / 2

粘性土は、乱した（練り返した）土になると、乱さない土（現地盤の状態）では有していた粘着力が、著しく低下してしまう場合がある
➜鋭敏比Stが大きい値の土はその傾向が大きい




実務設計では、**粘着力c=0(kN/m²)**として与えることが**最も安全側設計**である

# 仮想背面傾斜角 β'

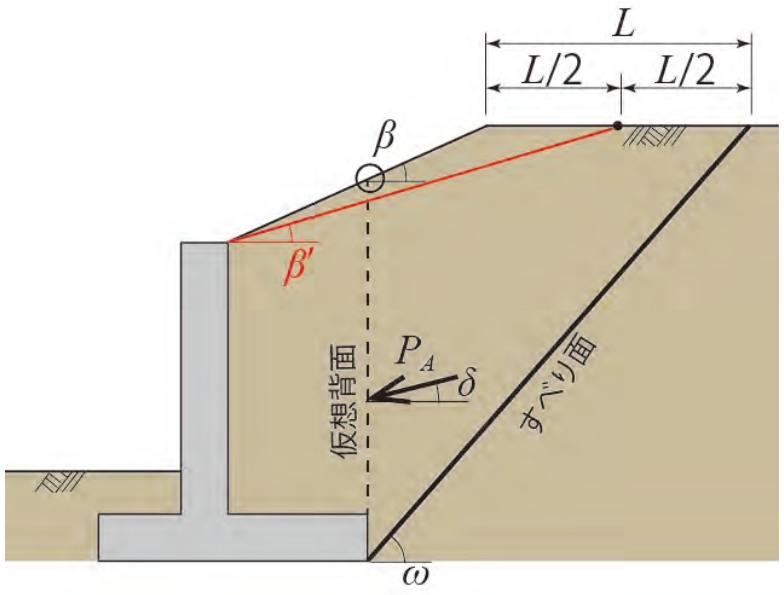
・**片持ちばり式擁壁（仮想背面あり）**
・背面が**盛土形状**
・土圧計算方法：**試行くさび法**

→ 背面傾斜角 β

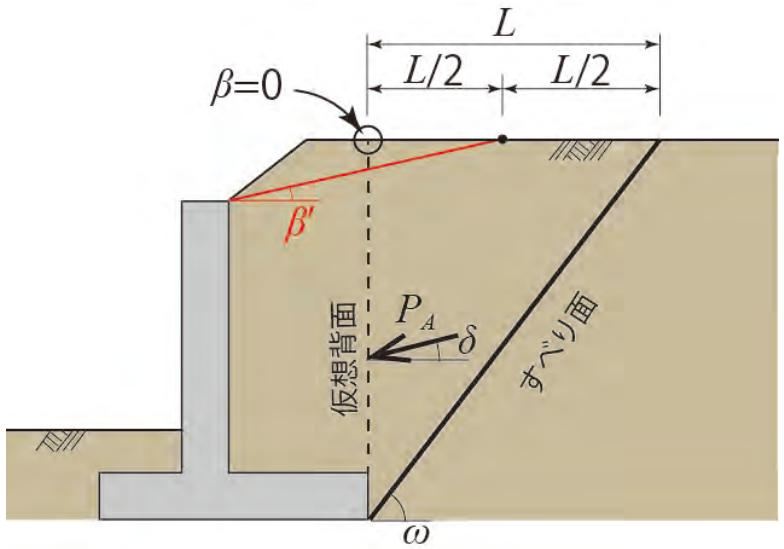
↓

**仮想背面傾斜角 β'**

→ 仮想背面(土と土)の
**壁面摩擦角 δ** に影響




**仮想背面が盛土法面と交差する場合**




**仮想背面が盛土平坦面と交差する場合**

# 壁面摩擦角 δ (1)

**擁壁壁面と土粒子間に生じる摩擦の程度を表す**

➔ 壁面が**コンクリート**の場合と**土(仮想背面**を指す)の場合で設定方法が大きく異なる

**β'**が使用されるのは
・**片持ち擁壁（仮想背面あり）**
・背面が**盛土形状**
・土圧計算「**試行くさび法**」

| 土圧作用面の状態 | 常時 | 地震時 |
|---|---|---|
| **土とコンクリート** | 2/3・ϕ | 1/2・ϕ |
| **土と土** | β‘ | $\tan\delta_E = \dfrac{\sin\phi\cdot\sin(\theta+\Delta-\beta')}{1-\sin\phi\cdot\cos(\theta+\Delta-\beta')}$<br>$\sin\Delta = \dfrac{\sin(\beta'+\theta)}{\sin\phi}$<br>$(\beta+\theta\geq\phi\rightarrow\delta_E=\phi)$ |

だたし、$\beta' > \phi$ のときは $\delta = \phi$

安定計算で使用

**クーロン土圧**の場合
仮想傾斜角 β'は存在しない
**➔背面傾斜角 β** で設定

δ、$\delta_E$は
**ϕを超えない**

試行くさび法に組み入れた**複雑な収束計算**が必要となる

# 壁面摩擦角 δ (2)

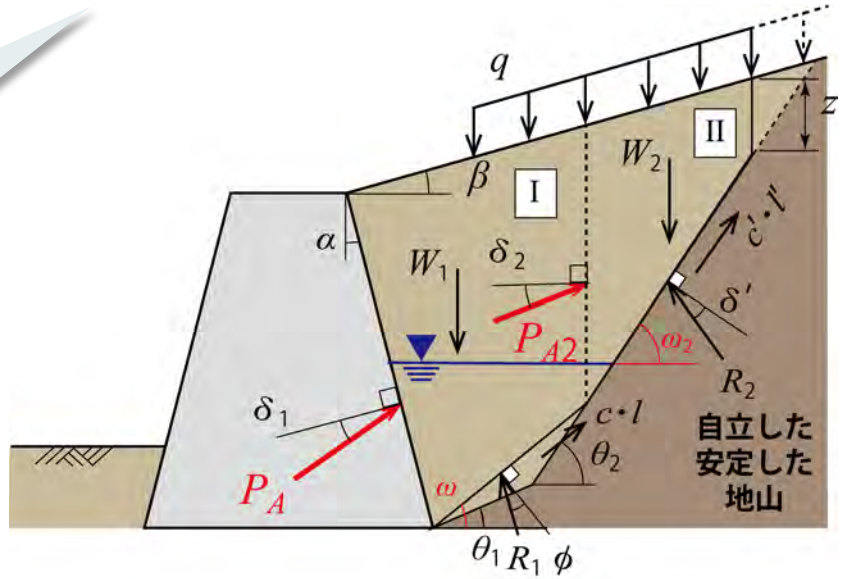
## 切土部擁壁

切土面における壁面摩擦力 δ’

| 地山や地質の表面状態 | δ’ |
|---|---|
| 軟岩以上で比較的均一な平面をなしている場合 | 2/3・ϕ |
| 粗面であるか、段切り等の処理がされ粗面とみなしうる場合 | ϕ |

埋め戻し土の ϕ を指す

切土面は**固い地山**との接面であるため「**土とコンクリート**」と**類似**した算出となる



# かさ上げ盛土高比

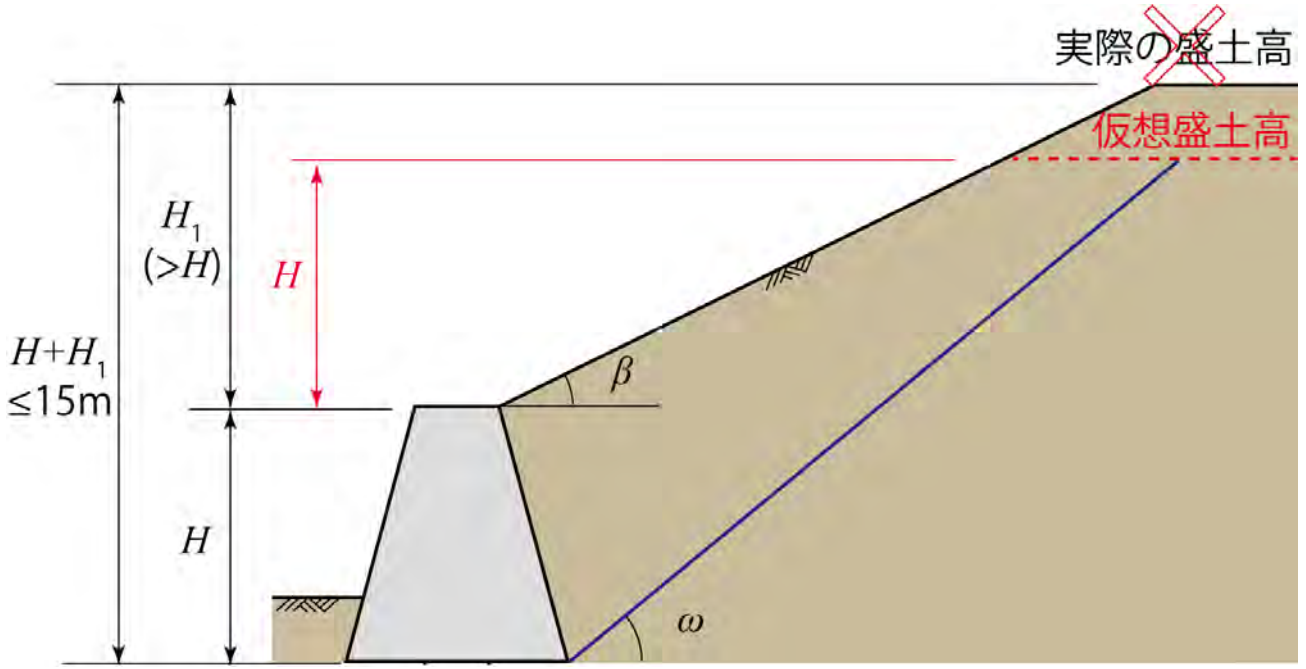
**試行くさび法**

背面盛土が一定の条件を満足する場合

① H1 / H ＞ 1
② H + H1 ≦15m

実際の盛土高ではなく、

**仮想盛土高**で土圧計算してよい




実際のすべり面は**円弧に近い形状**となるが、土圧計算では簡便化のため、すべり面を**線形(直線)**とみなすことから、**盛土高が高く**なると実際のすべり土塊に比べ**土塊重量が過大**に算出されてしまう傾向にある。
**かさ上げ盛土高比**は、この**補正手段**と考えてよい。
ただし、経験より**条件①②に該当する場合での適用**となる。

# 上載荷重の扱い

上載荷重とは

上載荷重の作用

上載荷重の分類

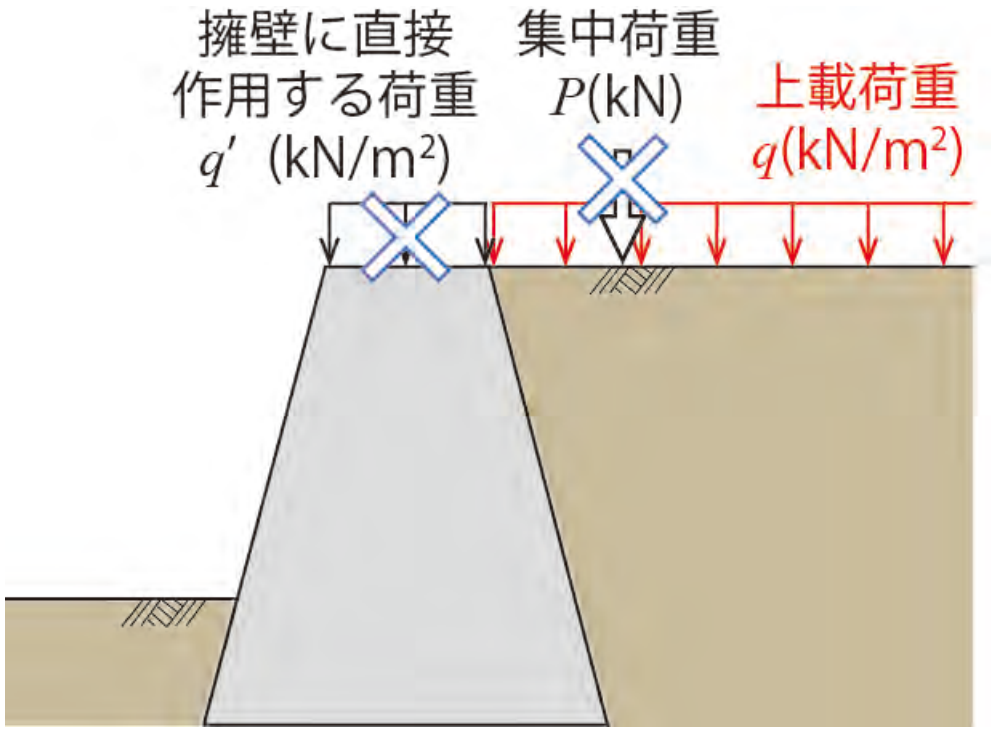
換算上載荷重

# 上載荷重とは

上載荷重

指針・基準により
「載荷重」「表面載荷重」「積載荷重」の記載あり

- 擁壁の**背後地盤上に載荷する荷重**を指す
  擁壁躯体に直接作用する荷重は含まれない
- **等分布荷重(kN/m²)**
  集中荷重(kN)としては考えない

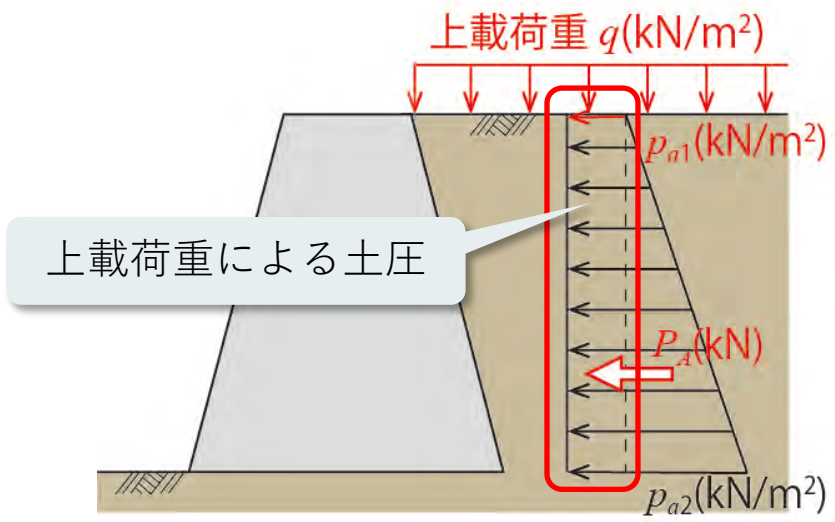


# 上載荷重の作用 (1)

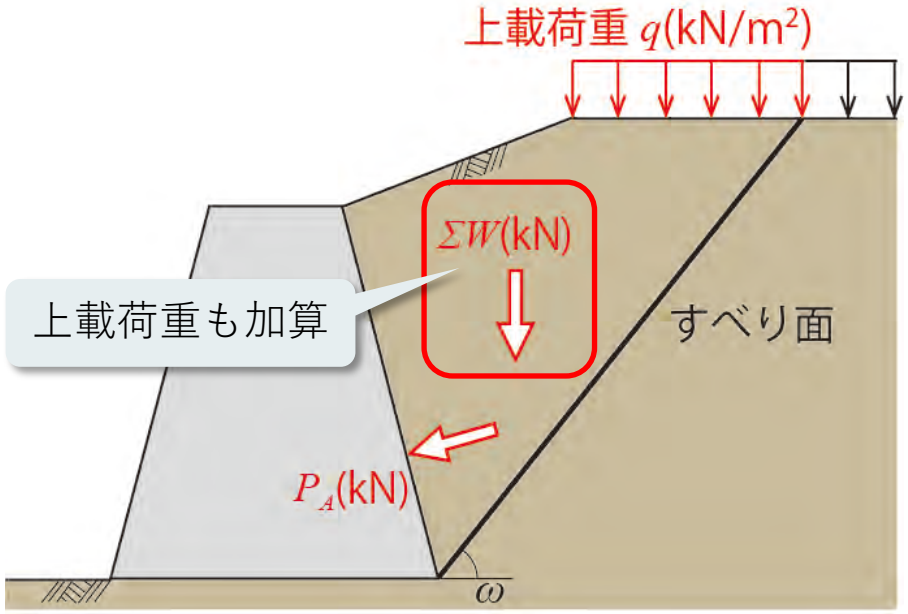
重力式擁壁

**上載荷重による土圧**としての作用

- クーロン土圧：
  地表面位置での**土圧強度$p_{a1}$(kN/m²)**として計算




- 試行くさび法：
  すべり面までの範囲の上載荷重が**土塊重量ΣW(kN)に加算**



# 上載荷重の作用 (2)

片持ちばり式擁壁

① **上載荷重による土圧**としての作用

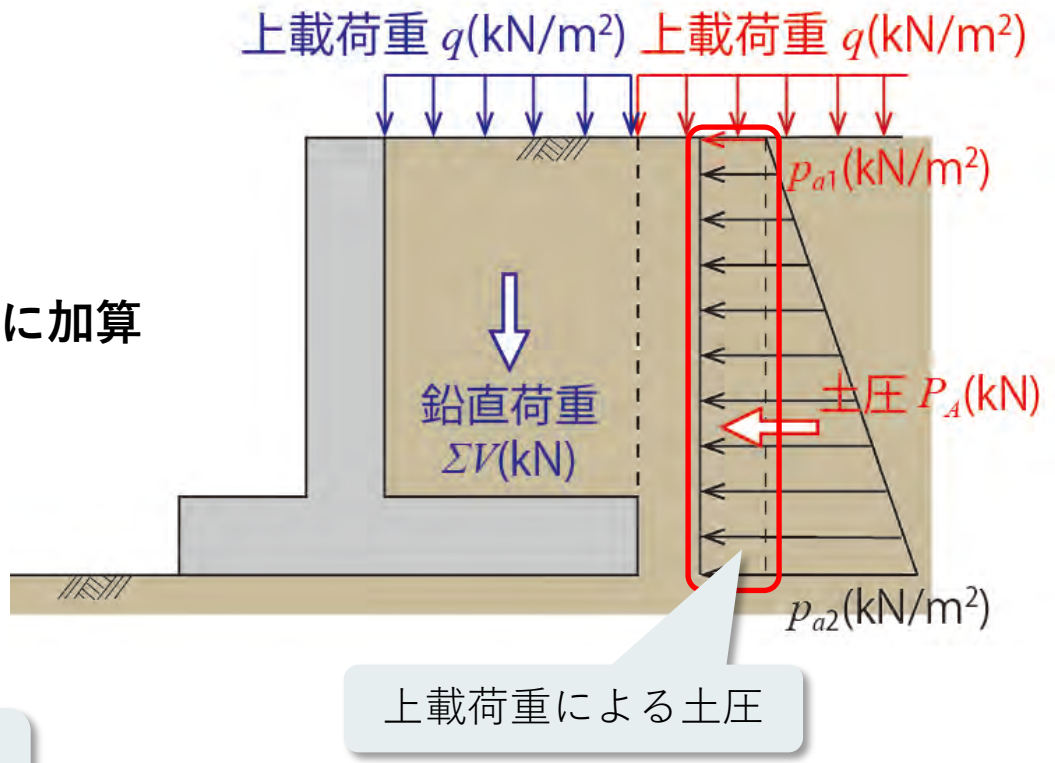
- クーロン土圧：
  地表面位置での**土圧強度$p_{a1}$(kN/m²)**として計算
- 試行くさび法：
  すべり面までの範囲の**上載荷重**が**土塊重量ΣW(kN)に加算**

② **鉛直荷重**としての作用

片持ちばり式擁壁のかかと版上の上載荷重が、
擁壁に作用する**鉛直荷重ΣV(kN)に加算**
(全面載荷の場合)

かかと版のある
片持ちばり式擁壁のみ

全面載荷の場合
（第3回で説明）



# 上載荷重の分類

| 指針・基準 | 記載名称 | 設計での適用例 |
|---|---|---|
| **道路土工** | 載荷重（自動車荷重等） | 活荷重（自動車荷重、群集荷重等）<br>死荷重（建築物、工作物等） |
| | 雪荷重 | 雪荷重（雪荷重、圧雪された雪荷重） |
| **盛土等防災** | 積載荷重<br>（建築物、工作物、積雪等） | 活荷重（自動車荷重、群集荷重等）<br>死荷重（建築物、工作物等）<br>雪荷重（雪荷重、圧雪された雪荷重） |
| **土地改良** | 活荷重：自動車荷重 | そのまま適用 |
| | 活荷重：群集荷重 | そのまま適用 |
| | 死荷重：宅地荷重 | そのまま適用 |
| | 死荷重：雪荷重 | そのまま適用 |

**同時に作用させない**

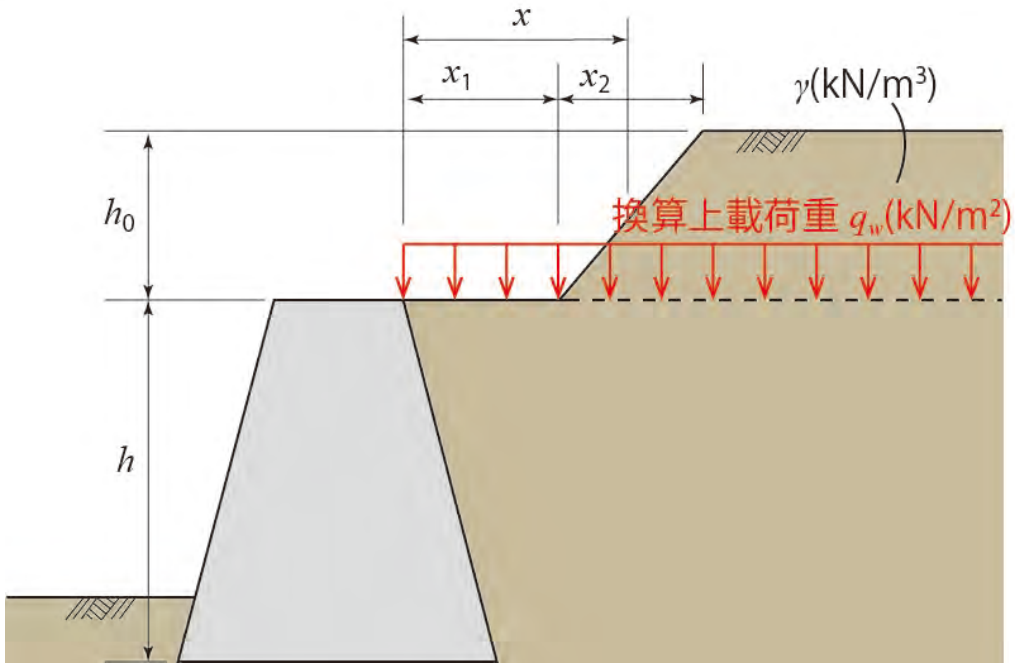
活荷重　自動車荷重(T-25)：10(kN/m$^2$)
（道路土工擁壁工指針）
群集荷重：3～5(kN/m$^2$)（水路工）
盛土等防災「載荷荷重」では、死荷重として
一般的な戸建て住宅を想定している場合は
5～10(kN/m$^2$)程度を標準としている

雪荷重　qs=γs・Zs(kN/m$^2$)
γs：雪の単位堆積重量(kN/m$^3$)
一般的に3.5 (kN/m$^3$)
Zs　：設計積雪深(m)
圧雪された雪荷重　qs=1.0(kN/m$^2$)
＊圧雪された雪荷重＋活荷重(自動車荷重)として用いる

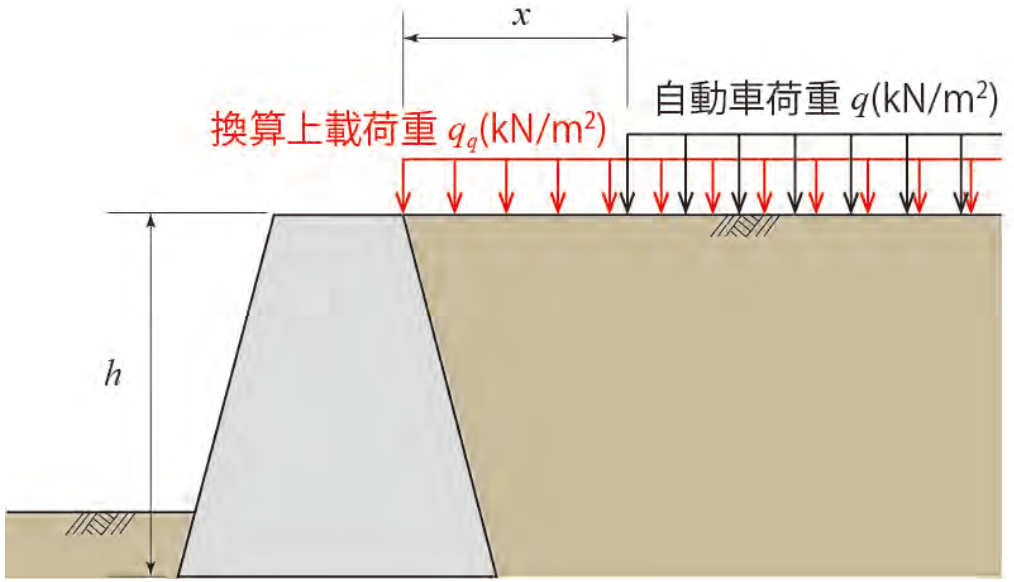
# 換算上載荷重 (1)

| 指針・基準 | 換算上載荷重の対象荷重 | 換算上載荷重(kN/m²) |
|---|---|---|
| **土地改良（水路工）** | 盛土荷重 | $q_w$ |
| | 自動車荷重 | $q_q$ |
| | 群集荷重 | |

これらは、本来、クーロン土圧式では計算対象外となる載荷条件であるが、**換算上載荷重に置き換えることで計算可能**としている




**盛土荷重**




**自動車荷重・群集荷重**

# 換算上載荷重 (2)

**フリューリッヒの地盤応力理論を応用した換算式**

**土地改良基準「水路工」**

$$q_w = \gamma \cdot h_0 \cdot I_w$$

$$q_q = q \cdot I_w$$

$$I_w = \left[ 1 + \left( \frac{x}{h} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \cdot \left\{ 1 + \left( \frac{x}{h} \right)^2 \right\} \cdot \tan^{-1} \left( \frac{x}{h} \right) - \frac{2}{\pi} \cdot \left( \frac{x}{h} \right) \right]$$

qw　：盛土の換算上載荷重(N/m²)
qq　：自動車荷重等の換算上載荷重(N/m²)
q　：自動車荷重等の上載荷重(N/m²)
Iw　：等分布荷重換算係数
$\gamma$　：盛土の単位体積重量(kN/m³)
h　：擁壁高(m)
h0　：盛土高(m)
x　：擁壁背面からの載荷位置(m)
(盛土荷重の場合) x = x 1 + 1/2・ x 2

**クーロン土圧が適用できないモデル**

- **部分的範囲のみ**に自動車荷重、群集荷重が作用する
- **盛土**（部分的傾斜であり一様な傾斜地でない）がある

本来、**試行くさび法**を適用して計算するモデル

計算適用外である**クーロン土圧**が**適用可能**となる

# 地下水の作用

水圧の計算

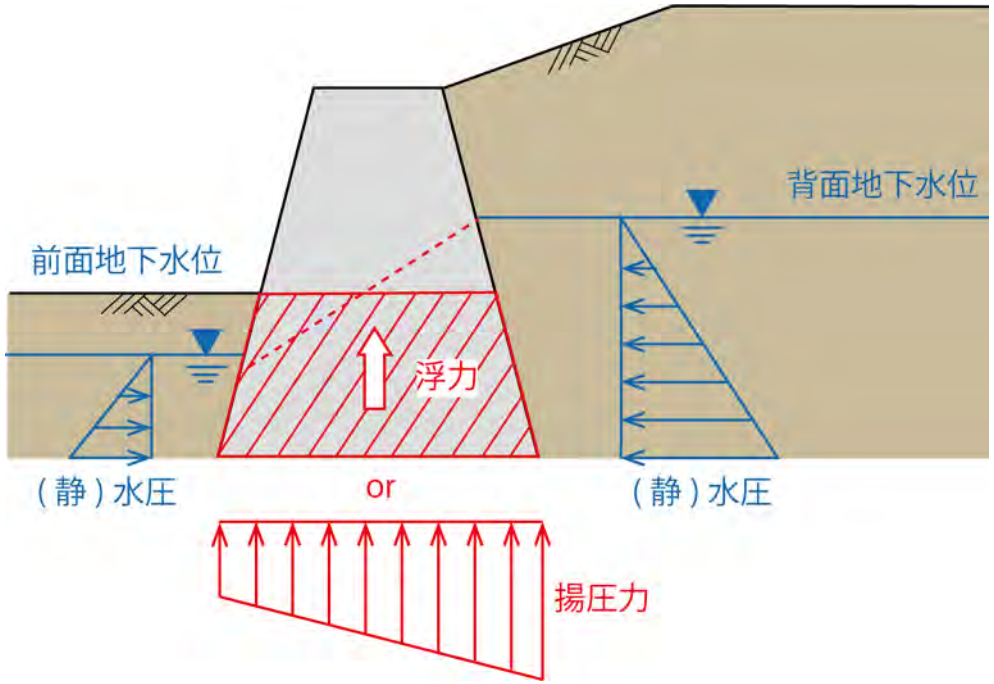
浮力・揚圧力の計算

# 地下水の作用

擁壁の背面側や前面側に底面より高い位置に**地下水位がある**場合
背面土や基礎地盤への浸透水として、擁壁に次のような作用をもたらす

- 水平方向の力　：**(静)水圧**
- 鉛直方向の力　：**浮力** or **揚圧力**

**擁壁設計**では**浮力**を
用いることが一般的



# 水圧 (1)

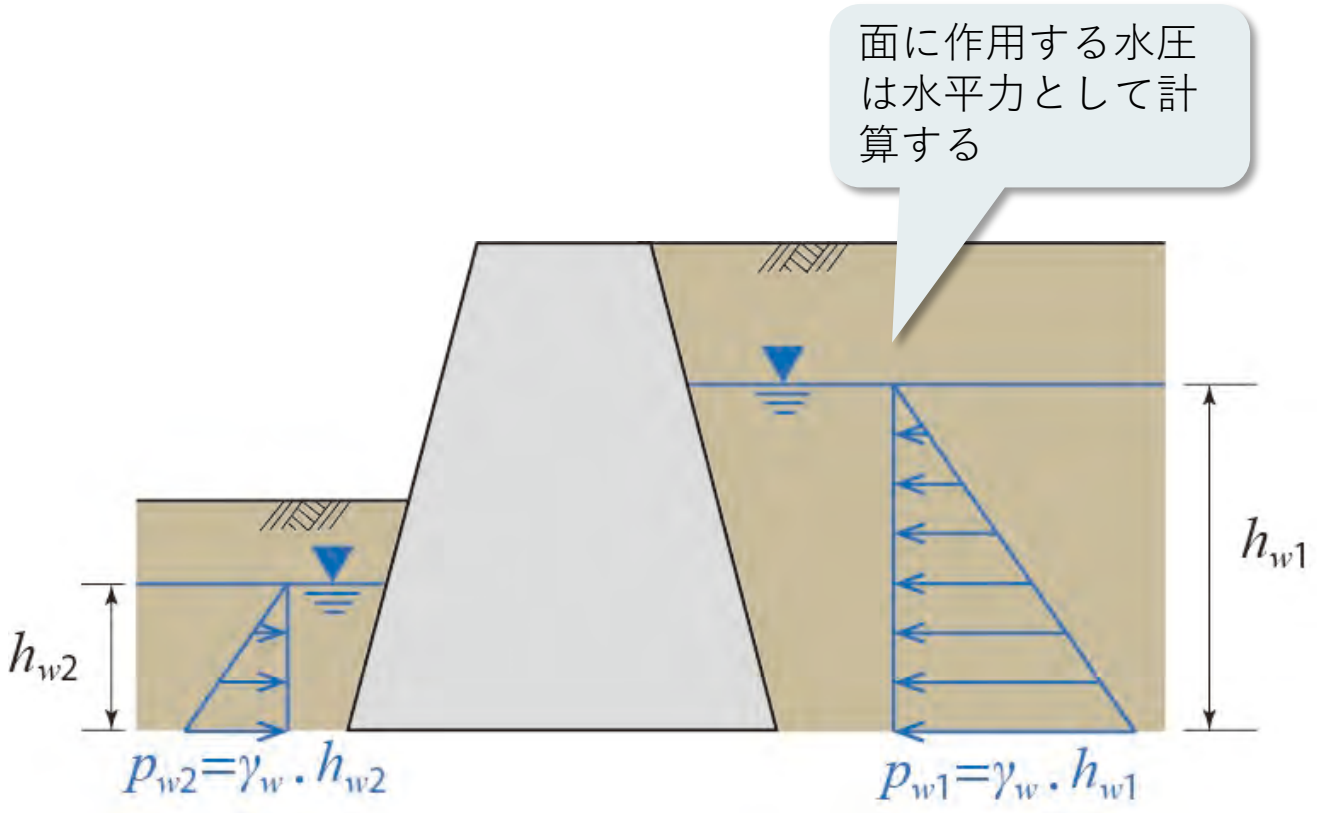
水圧（静水圧）の計算式

$$p_w = \gamma_w \cdot h$$

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot p_w \cdot h \cdot L = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2 \cdot L$$

$p_w$ ：水圧強度(kN/m$^2$)
$P_w$ ：水圧(kN)
$\gamma_w$ ：水の単位体積重量(kN/m$^3$) =9.8kN/m$^3$
h ：擁壁底面からの水深(m) =1.2m
L ：擁壁延長(m) =10m

水の単位体積重量
$\gamma w = \rho w \cdot g$ (kN/m$^3$)
$\rho w$：水の密度(t/m$^3$)
g ：重力加速度(m/s$^2$)
＊SI単位と工学単位の関係
1(N) = 1(kg･m/s$^2$)



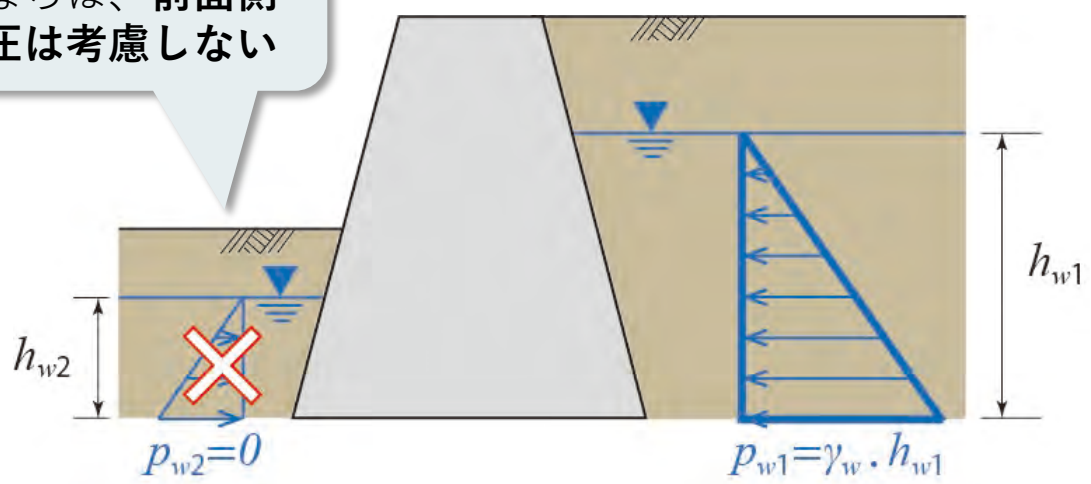
# 水圧 (2)

擁壁の前面側と背面側ともに地下水位が在る場合

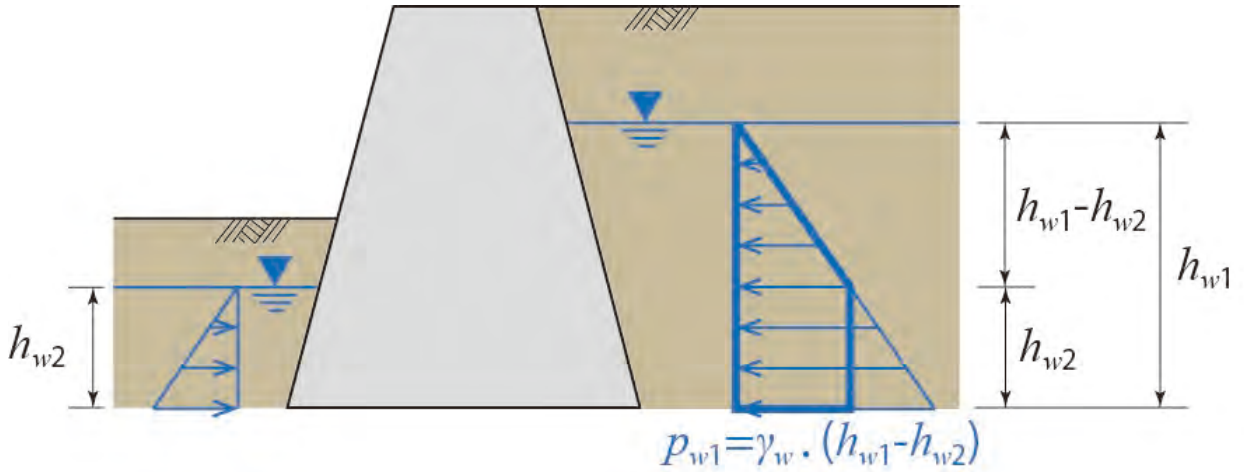
➡ 擁壁の設計目的やその設置する条件に応じて、**水圧の設定条件を考える**

**背面側水圧**のみを考慮

**安全側設計**で考えるならば、**前面側水圧は考慮しない**




**背面側**と**前面側**の**水圧**の差を考慮



# 浮力 (1)

**アルキメデスの原理**：擁壁の地下水位以下にある躯体体積分の水重量に値する力が上向きに働く

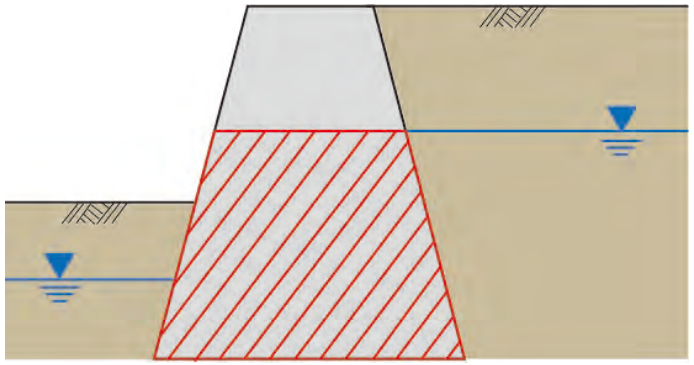
浮力の計算式

$$U_p = -\gamma_w \cdot V$$

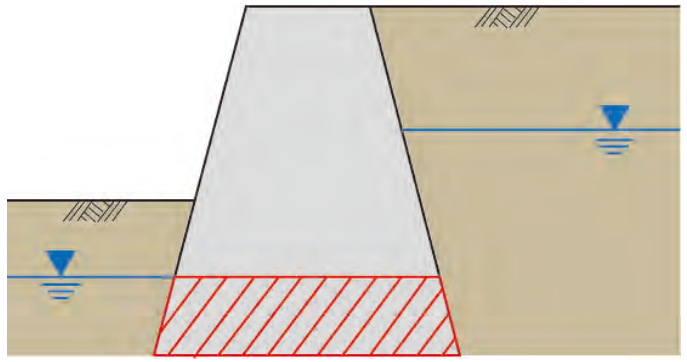
Up　：浮力(kN)
γw　：水の単位体積重量(kN/m³)
V　　：地下水位以下の擁壁体積(m³)

➡ 擁壁の設計目的やその設置する条件に応じて、**浮力の設定条件**を考える

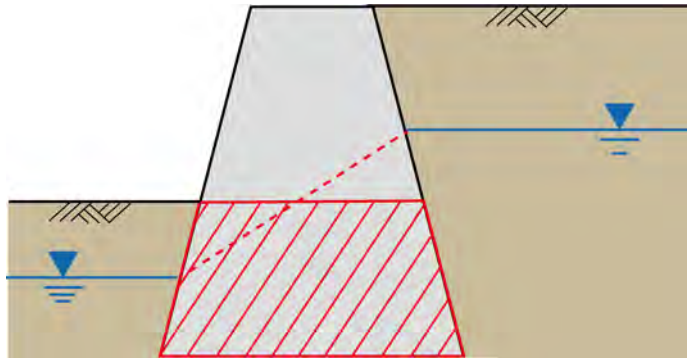
**背面側水位**で浮力を考慮



**前面側水位**で浮力を考慮



背面側水位と前面側水位の
**平均高さ**で浮力を考慮



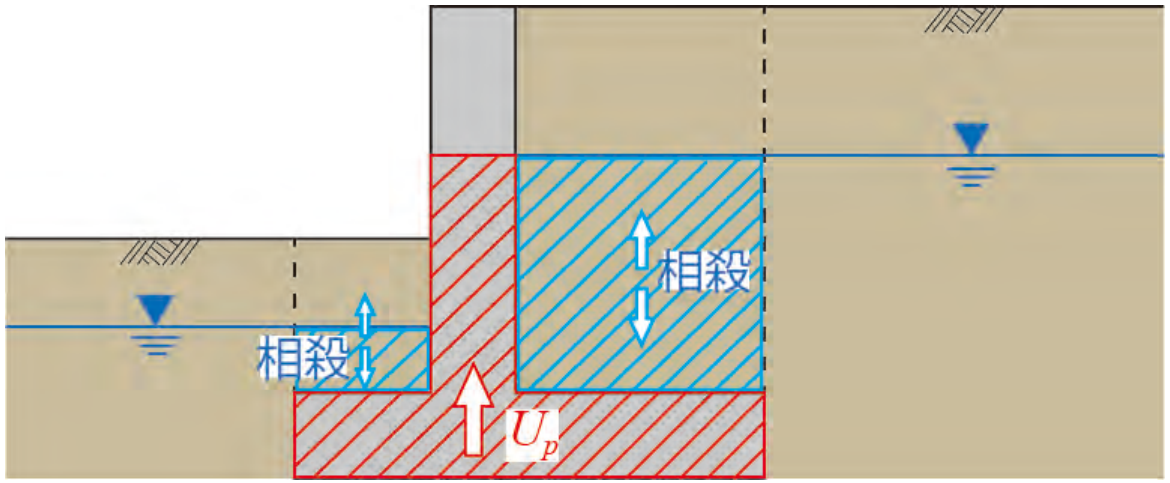
# 浮力 (2)

※片持ちばり式擁壁の場合

かかと版やつま先版上の地下水位

擁壁自重とみなす鉛直力ΣVの水重Vw分 ＝ **上向きに作用する浮力ΣUp**

擁壁の実質の**躯体体積分のみ**が水重量に値する力が上向きに働く
（**相殺**により、かかと版やつま先版上の埋戻し範囲の体積は控除できる）



# 揚圧力 (1)

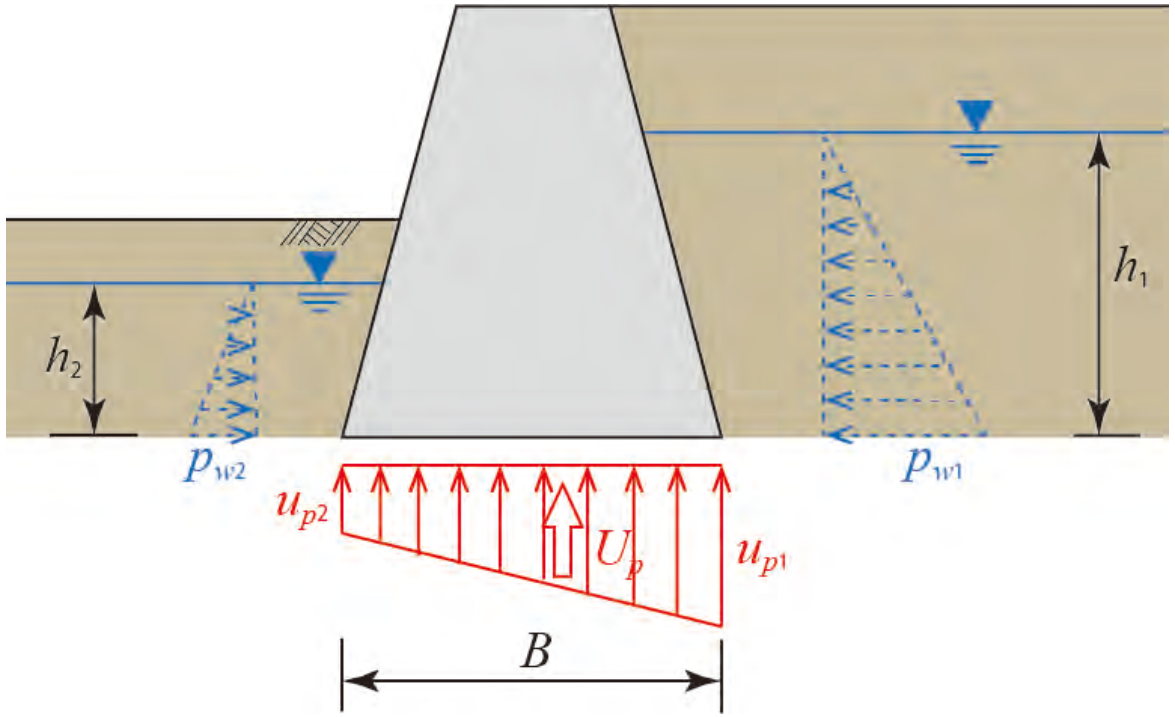
揚圧力の計算式

$$u_{p1} = -p_{w1} = -\gamma_w \cdot h_1$$

$$u_{p2} = -p_{w2} = -\gamma_w \cdot h_2$$

$$U_p = \frac{1}{2} \cdot \left( u_{p1} + u_{p2} \right) \cdot B \cdot L$$

Up　：揚圧力(kN)
up1　：背面側揚圧力強度(kN/m$^2$)
up2　：前面側揚圧力強度(kN/m$^2$)
γw　：水の単位体積重量(kN/m$^3$)
h1　：擁壁底面からの背面側水深(m)
h2　：擁壁底面からの前面側水深(m)
B　：擁壁底版幅(m)
L　：擁壁延長(m)




基礎地盤の浸透水の作用により
擁壁底版下から**上向きの力**が働く

# 揚圧力 (2)

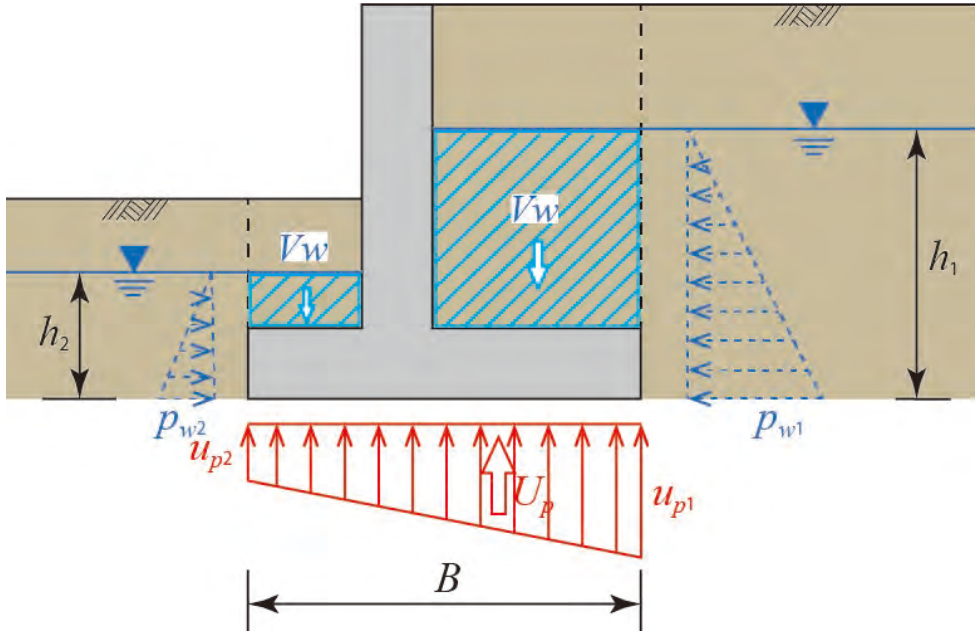
※片持ちばり式擁壁の場合

かかと版やつま先版上の地下水位

擁壁自重とみなす鉛直力ΣVの水重$V_w$分 ≠ 上向きに作用する揚圧力ΣU

擁壁のかかと版やつま先版上の水重は、鉛直力ΣVに**加算**しておく必要がある

浮力のような**相殺の扱いにはならない**



# 地下水による作用 計算例

**重力式擁壁の背面地盤内に地下水がある場合、擁壁に作用する水圧と浮力の計算を行う**

水圧と浮力の
作用力位置の計算は
第３部で説明します

水圧の計算

$$p_w = \gamma_w \cdot h = 9.8 \times 1.2 = 11.76(kN/m^2)$$

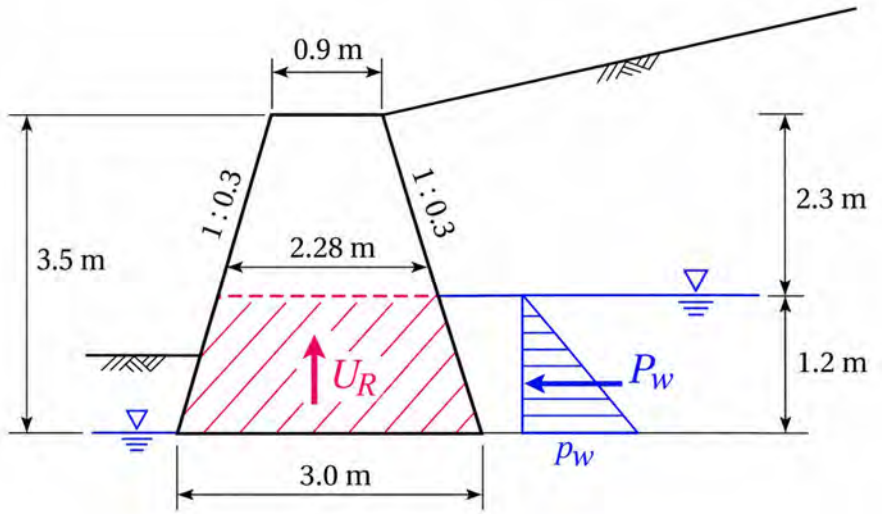
$$P_w = \frac{1}{2} \cdot p_w \cdot h \cdot L = \frac{1}{2} \times 11.76 \times 1.2 \times 5.0 = 35.28(kN)$$

浮力の計算

背面側水位で浮力を考慮した場合

$$V = \frac{1}{2} \times (2.28 + 3.0) \times 1.2 \times 5.0 = 15.84(m^3)$$

$$U_p = -\gamma_w \cdot V = -9.8 \times 15.84 = -155.232(kN)$$



# まとめ

- **地震時（設計水平震度の計算）：**適用基準に応じて、対象地震動と荷重の組合せを決める
- **土圧の計算：**背後地形や土質に合わせ、クーロン土圧・試行くさび法などを選ぶ
  - クーロン土圧：盛土部擁壁、砂質土、背面が水平または一様傾斜、上載荷重は全面載荷
  - 試行くさび：盛土・切土部擁壁、多段盛土、粘性土、上載荷重の部分載荷にも対応
- **上載荷重：**土圧への影響に加え、かかと版上では鉛直荷重としての作用も考える
- **地下水：**水位条件に応じて、水圧と浮力・揚圧力の作用を考える

# ご清聴ありがとうございました。