

# 1. 水路の側壁が完成から1年4ヶ月後に転倒

2000年7月に徳島県阿南市で、田んぼの水路の側壁が延長60mにわたり図1.1のように転倒する事故がありました。この水路は、1999年3月に竣工していました。側壁はなぜ転倒したのでしょうか。

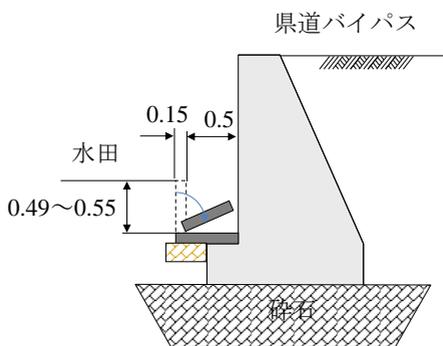


図 1.1 側溝が転倒した水路

## 常識の欠如による間違った施工

側壁が転倒した水路は、無筋コンクリート構造でした。無筋コンクリートの水路は、図1.2(a)のように最初に側壁を施工し、その後で底のコンクリートを打設するのが一般的です。ところが、この順番を間違っていました。



(a) 正しい施工順序

(b) 間違った施工順序

図 1.2 水路の施工方法

**間違って施工すると土圧の抵抗力が 1/6 になる**

正しい施工をした場合と間違って施工した場合について、土圧に対する抵抗力がどの程度異なるのか計算してみましょう。

側壁に作用する土圧を  $P$  とすれば、正しい施工をした場合の側壁の転倒に対する安全率  $F_s$  は、抵抗モーメントと転倒モーメントの比で表すことができ、

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{1.86 \times 0.15 / 2}{(0.18 - 0.15)P}$$

となります。安全率が  $F_s=1.0$  になる土圧は、 $P=4.7\text{kN/m}$  となります。

一方、間違っただけの施工をした場合の側壁の転倒に対する安全率は、

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{1.35 \times 0.15 / 2}{0.13P}$$

となります。安全率が  $F_s=1.0$  になる土圧は、 $P=0.8\text{kN/m}$  となります。

間違っただけの施工をした場合、土圧に対する抵抗力は、正しい施工をした場合の 1/6 になります。側壁が転倒した原因は、施工の順番を間違えたことにありました。

著者が建設コンサルタント会社に入社して最初の仕事は、水路の材料を算定することでした。

側壁の型枠面積=側壁の全高×2×水路延長

として計算することを上司から教わりました。施工の正しい順番を考えれば、型枠面積はこのようになるというわけです。

施工の順番には、安全性を確保する上で重要な意味があったのです。

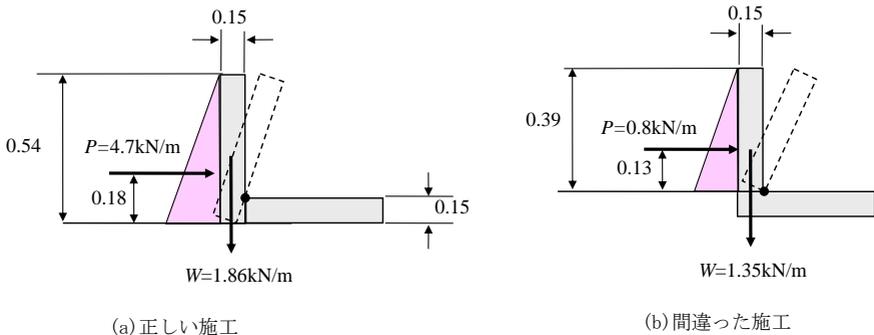


図 1.3 土圧に対する抵抗力

## 2. 擁壁が薄くても崩壊しなかったわけ

1985年に、地質調査会社の技術部長(技術士 応用理学部門)をしている友人のN氏から相談を受けました。

高知県中村市(現・四万十市)内の宅地擁壁についてでした。高さ2.1mの間知ブロック積み擁壁の背後に盛土して宅地が造成されていたところに、さらに高さ2.9mのもたれ式擁壁でかさ上げ盛土をして宅地を広げていました。

造成された土地に工場を建設することになり、擁壁の安全性の評価を依頼されたそうです。図面を見ると擁壁断面があまりにも薄すぎます。「こんなに薄い擁壁で大丈夫だろうか」というのが、相談の内容でした。

盛土の標準貫入試験結果はN値が5~9、単位体積重量は $\gamma=20\text{kN/m}^3$ 、三軸圧縮UU試験の結果は、せん断抵抗角 $\phi=40^\circ$ 、粘着力 $c=25\text{kN/m}^2$ でした。

宅地が造成されて数年がたっています。擁壁には何の変状も見られません。こんなに薄いのになぜ崩壊せずに安定していたのでしょうか。

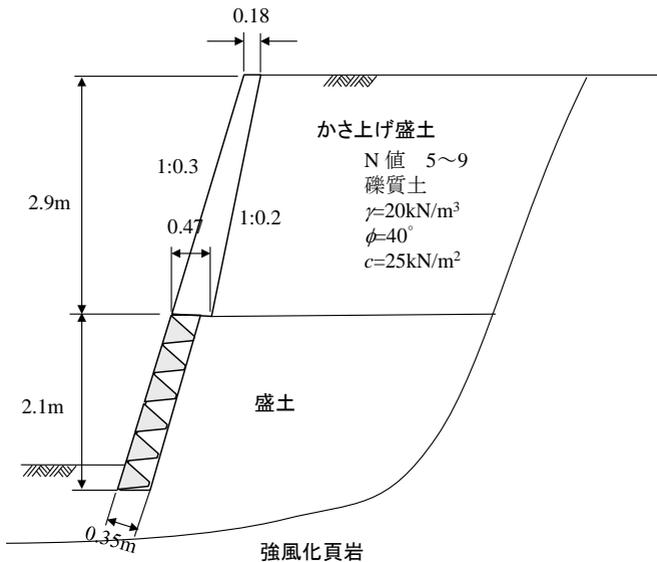


図 2.1 擁壁の断面

### 常識的な擁壁断面

私たちが擁壁を設計する場合には、『道路土工—擁壁工指針』あるいは『宅地防災マニュアル』に基づいて計算しています。

高さ 5.0m、前面勾配 1.0:3 のコンクリート擁壁を、背面の盛土が礫質土、砂質土、粘性土の 3 ケースで『道路土工—擁壁工指針』に基づいて計算すると、図 2.2 の断面になります。なお、擁壁底面の摩擦係数は  $\mu=0.6$  としています。

私たちはこのような擁壁を見慣れていますが、友人の N 氏も図 2.1 の断面を見て違和感を覚えたのだと思われます。

### 極端に薄い断面の擁壁が安定しているわけ

擁壁を設計する場合、盛土が礫質土であれば  $\gamma=20\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=35^\circ$ 、 $c=0$  の土質定数を標準的に使用しています。ところが、土質試験から得られた土質定数は、 $\gamma=20\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=40^\circ$ 、 $c=25\text{kN/m}^2$  です。盛土として粒土分布の良い土がよく締固められていることがわかります。このため、前面に擁壁がなくても盛土は自立できることが考えられます。つまり、擁壁は法面の風化保護の機能しか有していないことが考えられます。

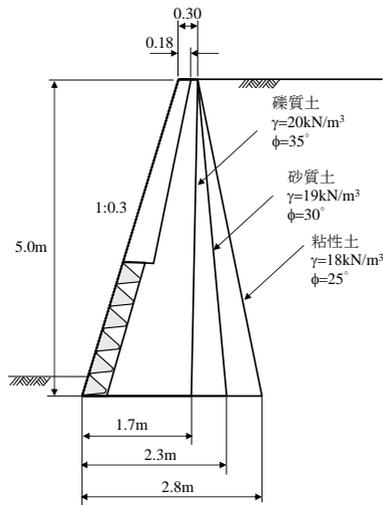


図 2.2 常識的な擁壁断面

法面の自立高さ  $H_c$  は、式(2.1)の Culmann 式で求めることができます。

$$H_c = \frac{4c}{\gamma} \cdot \frac{\sin \theta \cos \phi}{1 - \cos(\theta - \phi)} \dots\dots\dots (2.1)$$

法面勾配は 1:0.3、傾斜角は  $\theta = \tan^{-1}(1/0.3) = 73^\circ$  です。  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi = 40^\circ$ 、 $c = 25 \text{ kN/m}^2$  として計算すると、自立高さは、

$$H_c = \frac{4 \times 25}{20} \times \frac{\sin 73^\circ \times \cos 40^\circ}{1 - \cos(73^\circ - 40^\circ)} = 22.7 \text{ m}$$

となります。理論的には、擁壁がなくとも高さ 22.7m までは自立できます。

### 今後の対策

現在、擁壁は安定しています。しかし、盛土内部に水が浸透すると粘着力が減少するため、危険な状態になります。また、地震で振動を受けると崩壊する恐れがあります。工場敷地として利用するのであれば、図 2.3 のように前面にコンクリートを打設して補強する、グラウンドアンカーで補強するなどの対策が必要です。

### Culmann 式の誘導

Culmann 式は、法面の自立高さや、地山の土質定数を推定する上でとても便利な式です。適正に活用するには、どのような前提条件で誘導されているかを知らなければなりません。誘導してみましょう。

図 2.4 のように傾斜角  $\theta$  (勾配 1:n) で高さが  $H_c$  の法面が、直線すべりの極限平衡状態(安全率が 1.0 の状態)にあるとします。

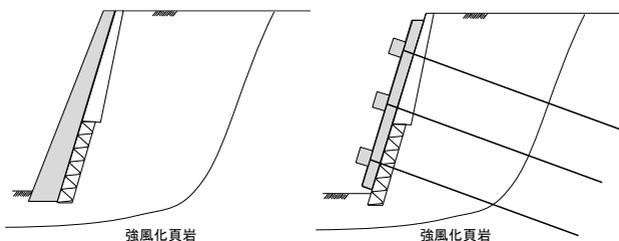


図 2.3 補強工法

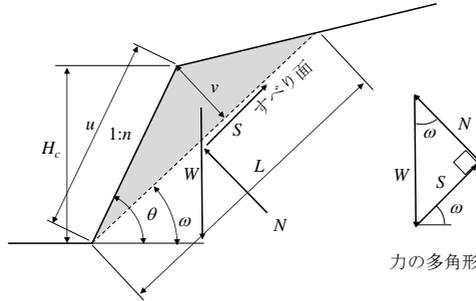


図 2.4 Culmann 式の説明

すべり面が水平となす角を  $\omega$ 、地山の単位体積重量を  $\gamma$ 、せん断抵抗角を  $\phi$ 、粘着力を  $c$ 、すべり面の長さを  $L$ 、すべり土塊の重量を  $W$  とします。

すべり面方向のせん断力は、

$$W \sin \omega \dots\dots\dots (2.2)$$

すべりに対する抵抗力は、

$$S = cL + W \cos \omega \tan \phi \dots\dots\dots (2.3)$$

すべり面方向の力のつり合い条件式は、式(2.2)と式(2.3)より

$$W (\sin \omega - \cos \omega \tan \phi) = c \cdot L \dots\dots\dots (2.4)$$

のり面の長さ  $u$  は幾何学的に、

$$u = H_c / \sin \theta \dots\dots\dots (2.5)$$

土塊のすべり面から法肩までの距離  $v$  は、

$$v = u \sin(\theta - \omega) \dots\dots\dots (2.6)$$

すべり土塊の重量  $W$  は、式(2.5)と式(2.6)より

$$W = \frac{\gamma}{2} u \cdot v = \frac{H_c \gamma L}{2} \cdot \frac{\sin(\theta - \omega)}{\sin \theta} \dots\dots\dots (2.7)$$

式(2.4)と式(2.7)より、法面の限界自立高さ  $H_c$  は、式(2.8)となります。

$$H_c = \frac{2c}{\gamma} \cdot \frac{\sin \theta}{\sin(\theta - \omega)(\sin \omega - \cos \omega \tan \phi)} \dots\dots\dots (2.8)$$

$H_c$  は  $\omega$  の関数になっています。式(2.8)をグラフ化すると図 2.4 のようになります。  $H_c$  を最小とする  $\omega$  が正解のすべり角であり、そのときの  $H_c$  が正解の自立高さとなります。

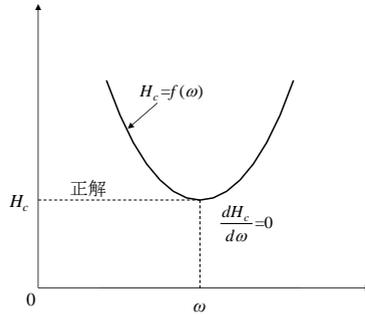


図 2.4  $\omega$  と  $H_c$  の関係

正解の  $H_c$  は、 $\omega$  を変化させて数値計算によって試行錯誤的に求めることもできますが、微分法を適用すれば  $H_c$  求める式が得られます。

式(2.8)を  $\omega$  で微分して 0 とおくと、 $\omega$  が次のように求められます。

$$\omega = \frac{\theta + \phi}{2} \dots\dots\dots (2.9)$$

式(2.9)を式(2.8)に代入して整理すると、式(2.1)の Culmann 式が得られます。

### 3. 宅地擁壁が降雨で倒壊

2020年6月19日の朝、松山市内の駐車場のコンクリート擁壁が、延長12mにわたって写真3.1のように倒壊しました。

写真3.2は倒壊を免れた端部の状態です。石積の上に現場打ちコンクリート造のもたれ式擁壁が施工されていました。

松山市では前日から雨が降っており、25時間で99.5mm、時間最大雨量は13.5mmでした。

倒壊現場では、1ヶ月前から駐車場のアスファルト舗装に写真3.3のような亀裂が入っていました。

以上のような状況から、擁壁が倒壊した原因を推察してください。



写真 3.1 倒壊したコンクリート擁壁(森伸一郎氏撮影)



写真 3.2 倒壊した擁壁の端部

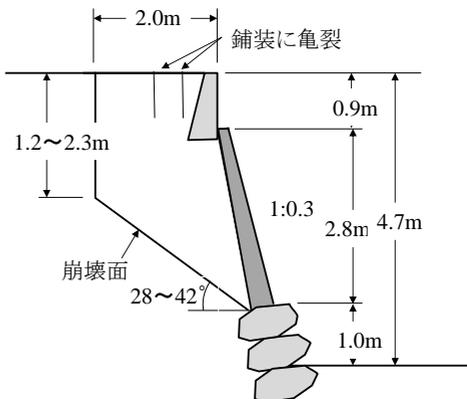


図 3.1 推定断面図



写真 3.3 崩壊の1ヶ月前に撮影された擁壁上部の駐車場

### 暗渠排水からの漏水が倒壊の原因

写真 3.1 を見ると、上段の駐車場のアスファルト舗装の下に、暗渠排水らしき構造物が見えます。写真中央から少し右側に寄ったところです。また、写真 3.3 にはグレーティングが見えます。集水桝と考えられます。

駐車場の盛土の沈下によって、暗渠排水あるいは配水管と集水桝の取り付け部に損傷を生じ、そこから漏水したことが考えられます。

漏水で盛土の飽和度が高まると、粘着力が減少し、土圧が増加します。その結果、擁壁が前方へ回転変位し、盛土が緩み写真 3.3 に見られるような亀裂が入っ

たものと推測されます。

その亀裂から雨水が入り、盛土が飽和状態になり、土圧がさらに増加して擁壁を倒壊させたものと推測されます。

### 崩壊面の形状から $c$ 、 $\phi$ を推定

倒壊した擁壁の壁厚は、写真 3.1 に見られるように常識では考えられないほどの薄さでした。普通丸鋼  $\phi 9\text{mm}$  が  $300\text{mm}$  間隔に配置されていました。この鉄筋は擁壁の部材強度を高めますが、外的安定性を高める効果はありません。

断面がこのような薄くても長年にわたり擁壁は安定していました。これは、盛土の粘着力の効果です。擁壁に土圧がほとんど作用していなかったためと考えられます。

崩壊面は図 3.1 の形状をしています。ここで、次の 2 つの条件を設定することによって、盛土の粘着力  $c$  とせん断抵抗角  $\phi$  (=内部摩擦角)の両方を理論的に求めることができます。

【条件 1】土塊  $abcd$  のすべり安全率は 1.0 である。

$$F_s = \frac{W \cos \omega \tan \phi + cL}{W \sin \omega} = 1.0 \dots\dots\dots (3.1)$$

【条件 2】法面  $cd$  は極限平衡状態にあり、 $h_c$  の高さで鉛直に自立している。

$h_c$  で鉛直に自立するために必要な粘着力  $c$  は、Culmann 式で式(3.2)のように表されます。

$$c = \gamma h_c \frac{1 - \sin \phi}{4 \cos \phi} \dots\dots\dots (3.2)$$

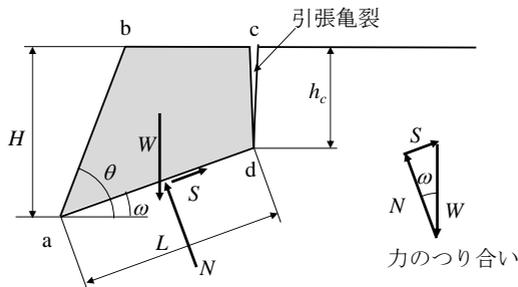


図 3.1 崩壊面の形状



## 4. 拡幅した村道が完成直後の降雨で崩壊

1980年頃のことです。徳島県の山間部の村道が、拡幅した直後の降雨で写真4.1のように崩壊しました。

村道は、図4.1のように谷側にブロック積み擁壁を施工して拡幅されてきました。道路を拡幅する際にどのような問題があったのでしょうか。



写真 4.1 倒壊したブロック積み擁壁

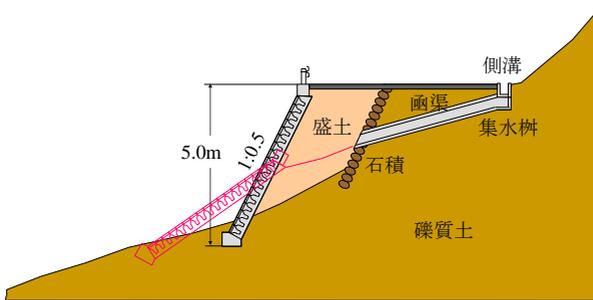


図 4.1 崩壊した道路の断面図

崩壊した盛土内に、中空の四角い形状をしたコンクリート構造物が見えます。これは排水用のボックスカルバートです。信じられないことですが、道路を谷側へ拡幅する際に、元々あったボックスカルバートを残したまま継ぎ足すことなく、その前方に盛土が施工されていました。

ブロック積み擁壁には、 $\phi 50$  mm程度の水抜き孔を  $2.0\text{m}^2$  に 1 箇所設置されましたが、それだけではボックスカルバートから盛土に入ってきた水を排水する能力はなく、盛土が飽和状態になって崩壊したと考えられます。

## 5. ブロック塀が傾いた

建築用のコンクリートブロックを用いて土留を兼ねたブロック塀が施工されていました。ブロックには 0.4m 間隔、つまりブロック 1 箇所につき 1 本の割合で異形棒鋼 D10(SD295A)が配置されていました。ブロック塀は、図 5.1 のように天端で 0.07m 外側に傾いてしまいました。塀はなぜ傾いたのでしょうか。

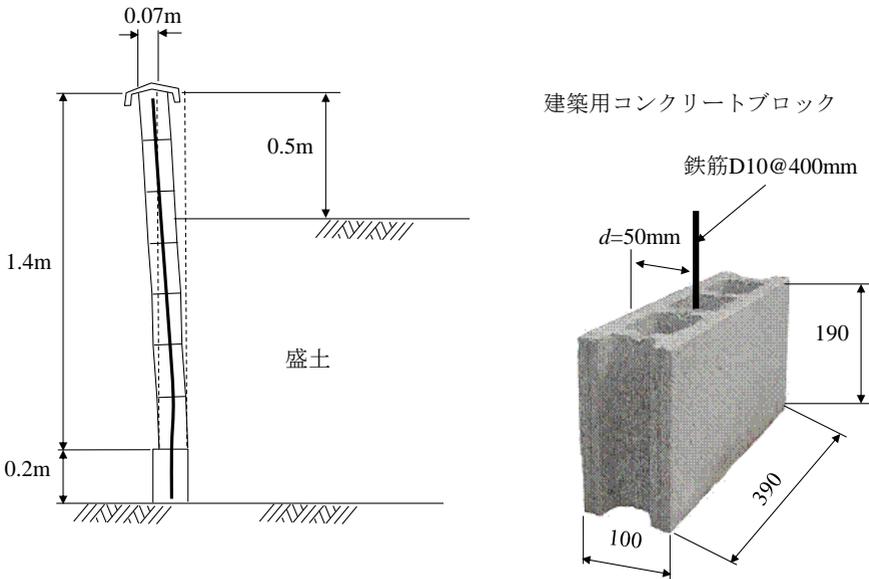


図 5.1 傾いたブロック塀

### ブロック塀に作用する荷重と下端における断面力

ブロック塀に作用する荷重は、ブロックの自重と盛土の土圧です。これらの荷重によってブロック塀の下端には、軸力  $N$ 、せん断力  $S$ 、曲げモーメント  $M$  が発生します。

ブロック塀が傾いた原因として考えられるのは、土圧とそれによる曲げモーメントです。これについて計算してみます。

土圧の算定式には、一般にクーロン公式が用いられていますが、ここではランキン公式を使用します。ランキン式を使う理由は次の3つです。

- ①壁面が鉛直で滑らかな場合 ( $\alpha=0, \delta=0$ )には、クーロン公式でもランキン公式でも同じ土圧が与えられる。
- ②壁面が粗な場合 ( $\delta>0$ )よりも滑らかな場合 ( $\delta=0$ )が土圧は大きく与えられる。
- ③計算はクーロン式よりもランキン式が簡単。

盛土を砂質土とすれば、土の単位体積重量は  $\gamma=19\text{kN/m}^3$ 、せん断抵抗角  $\phi=30^\circ$  と考えることができます。

ランキン式で土圧(=主働土圧) $P_A$ は、次のように求められます。

$$K_A = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 0.33 \dots\dots\dots (5.1)$$

$$P_A = \frac{1}{2}\gamma H_2^2 K_A = \frac{1}{2} \times 19 \times 0.9^2 \times 0.33 = 2.54\text{kN/m} \dots\dots\dots (5.2)$$

塀付け根の曲げモーメントは

$$M = \frac{1}{3}H_2 P_A = \frac{1}{3} \times 0.9 \times 2.54 = 0.76\text{kN}\cdot\text{m/m} \dots\dots\dots (5.3)$$

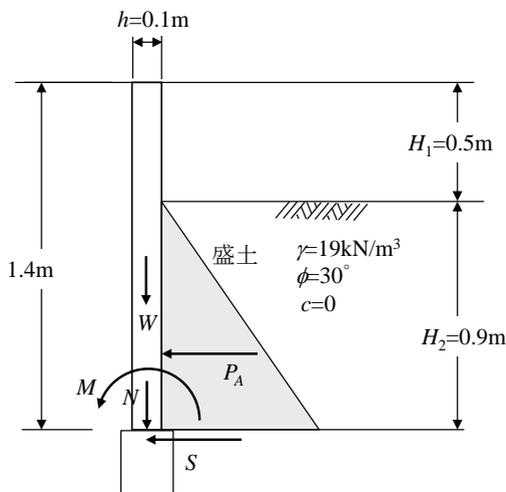


図 5.2 ブロック塀に作用する荷重

### ブロック天端の弾性変位量

土圧の作用を受けて、ブロック塀が弾性変形したと考えられます。

ブロックのコンクリートの設計基準強度を  $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$  とすると、ヤング係数は  $E_c=2.35 \times 10^7 \text{kN/m}^2$  です。

ブロック塀の 1m 当たりの断面二次モーメントは、次のようになります。

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.0 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

土圧によるブロック塀天端の変位量  $d$  は、次のように求められます。

$$d = \frac{\gamma K_A H_2}{120EI} (5H_1 + 4H_2) = \frac{19 \times 0.33 \times 0.9}{120 \times 2.35 \times 10^7 \times 8.33 \times 10^{-5}} \times (5 \times 0.5 + 4 \times 0.9) \\ = 1.3 \times 10^{-4} \text{m} = 0.13 \text{mm}$$

弾性変位量は微小です。天端が 7cm も変位したのは、ブロック塀の下端が曲げモーメントによって破壊していることが考えられます。

### ブロック塀下端の曲げ応力度

単鉄筋コンクリート構造として曲げ応力度を計算してみます。

曲げモーメント  $M=0.76 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$ 、有効幅  $b=1,000 \text{mm}$

有効高  $d=h/2=100/2=50 \text{mm}$

使用鉄筋量  $A_s=D10@400 \text{mm}=71.33 \times 1,000/400=178 \text{mm}^2$

$$\text{鉄筋比 } p = \frac{A_s}{bd} = \frac{178}{1,000 \times 50} = 3.56 \times 10^{-3}$$

ヤング係数比  $n=15$ 、 $np=15 \times 3.56 \times 10^{-3}=0.0534$

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = \sqrt{0.0534^2 + 2 \times 0.0534} - 0.0534 = 0.278$$

$$j = 1 - k/3 = 1 - 0.278/3 = 0.907$$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{kjbd^2} = \frac{2 \times 0.76 \times 10^6}{0.278 \times 0.907 \times 1,000 \times 50^2} = 2.4 \text{N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 21/3 = 7 \text{N/mm}^2 \text{ O.K.}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{0.76 \times 10^6}{178 \times 0.907 \times 50} = 94 \text{N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180 \text{N/mm}^2 \quad \text{O.K.}$$

コンクリートの曲げ圧縮応力、鉄筋の引張応力のいずれも許容応力度に対して十分余裕があります。ブロック塀が曲げ破壊したとは考えられません。

### 鉄筋の付着応力

鉄筋は基礎コンクリートに 200mm 埋め込まれていました。鉄筋とコンクリートの付着応力度は、

$$\tau_o = \frac{\sigma_s A_s}{\pi \phi l} = \frac{94 \times 178}{3.14 \times 10 \times 200} = 2.7 \text{N/mm}^2$$

許容付着応力度は、

$$\tau_{oa} = \frac{\sigma_{ck}}{15} = \frac{21}{15} = 1.4 \text{N/mm}^2 > 2.7 \text{N/mm}^2 \quad \text{N.G.}$$

基礎への埋込長(=定着長)が不足していたため、土圧による曲げモーメントで鉄筋が引き抜かれ、ブロック塀が前方へ傾き、天端で 7cm の変位を生じたものと推測されます。

鉄筋の必要定着長  $l_a$  は次式で求めることができます。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} \phi \dots\dots\dots (5.4)$$

鉄筋が SD295A でコンクリートが  $\sigma_{ck} = 21 \text{N/mm}^2$  なら  $\sigma_{sa} = 180 \text{N/mm}^2$ 、 $\tau_{oa} = 1.4 \text{N/mm}^2$  であるので、 $l_a = 32 \phi$  となります。

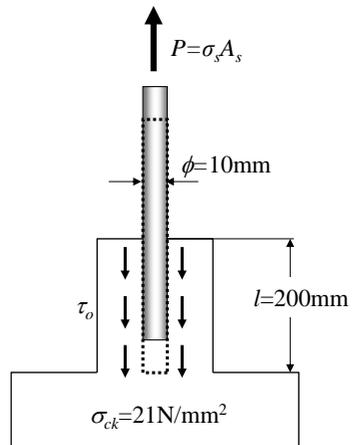


図 5.3 鉄筋の引き抜き

## 6. ブロック積み擁壁が鉛直に立って安定

著者が生まれ育ったのは、高知県の山間部にある本山町古田という片田舎です。1980年頃、生家がある集落に通じる農道の擁壁が前方へ起き上がり、図6.1のようにほぼ鉛直な状態になっていました。擁壁は、間知ブロックの練積み構造です。元々は4分勾配で施工されていました。擁壁が起き上がったことで、背後の路面が下がったため、2.2mの区間をアスファルトで補修されていました。

擁壁は、農道の路側擁壁と河川護岸を兼ねたものになっています。河床には岩盤が路頭しており、ブロック積み擁壁は岩盤の上に施工されていることを確認できます。

擁壁は、壁体が後方へ傾いているほど壁面に作用する土圧は小さく、転倒に対する安全率は大きいはずですが、壁面が鉛直になれば作用する土圧が増加し、転倒に対する安全率は低下するはずですが。

ブロック積み擁壁は、4分勾配では安定せず、起き上がって鉛直になって安定していました。

いったい、どうしてこのように不思議な現象が起きているのでしょうか。

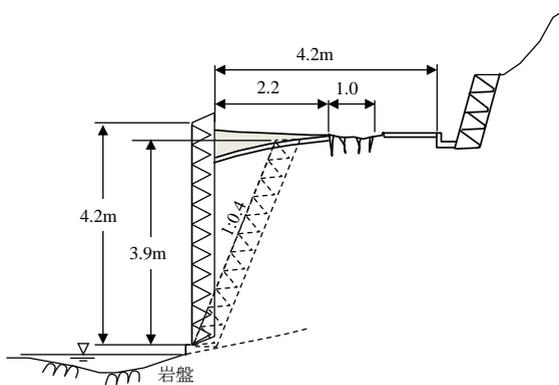


図 6.1 高知県本山町古田の農道のブロック積み擁壁

### 擁壁の設計に用いる土圧

擁壁の設計に用いる土圧は、「試行くさび法」が一般的に用いられています。試行くさび法は、1773年にフランスのクーロンが発表した論文「建築における静力学的な問題に最大と最小の原理を適用することについてのノート」に基づいています。

擁壁が前方へ少し移動すると、図 6.2(a)に示すように擁壁のかかとから盛土内部を通るすべり面 ac が発生し、土くさび abc が形成されます。土塊 abc に作用する力は、自重  $W$ 、壁面 ab からの反力  $P$ 、盛土からの反力  $R$  です。ab、ac は共にすべり面です。すべり面に作用する力は極限状態にあるため、すべり面の垂線に対して  $P$  は外部摩擦角  $\delta$  (=壁面摩擦角、一般に  $\delta = 2\phi/3$ )、 $R$  は内部摩擦角  $\phi$  だけ傾斜します。

$W$ 、 $P$ 、 $R$  の力のつり合い状態 (=極限平衡状態) は、図 6.2(b)の力の多角形として表すことができます。三角関数の正弦定理から式(6.1)を導くことができます。

$$P = \frac{\sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \delta - \alpha)} W \dots\dots\dots (6.1)$$

すべり角  $\omega$  を少しずつ変化させて  $P$  を計算すると、図 6.2(c)を描くことができます。 $P$  が最大となる  $\omega$  が正解の主働すべり角、そのときの  $P$  が正解の主働土圧となります。

このように試行錯誤的に主働土圧を求める方法を「試行くさび法」と呼んでいます。

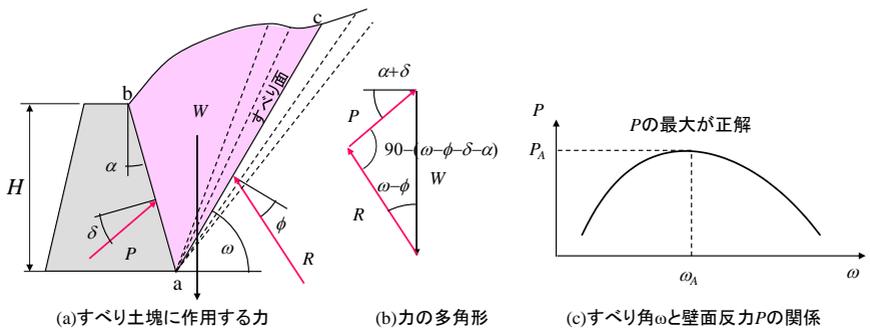


図 6.2 試行くさび法の説明

地表面が一様勾配( $\beta$ )か、水平( $\beta=0$ )であれば、 $P$ の最大値は微分法で求めることができ、式(6.2)となります<sup>2)</sup>。

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_A \dots\dots\dots (6.2)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \dots\dots\dots (6.3)$$

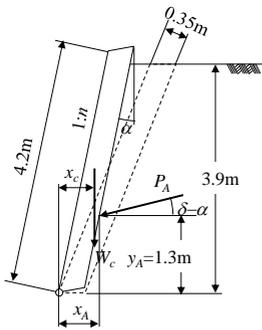
$\alpha=0$ (壁面が鉛直)、 $\beta=0$ (盛土面が水平)、 $\delta=0$ (壁面が滑らか)であれば、式(6.3)は式(6.4)となり、ランキン式と一致します。

$$K_A = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (6.4)$$

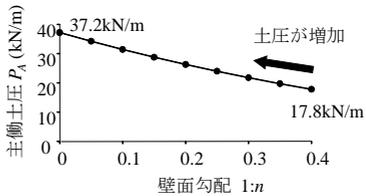
**ブロック積み擁壁に作用する土圧と転倒に対する安全率**

ブロック積み擁壁の壁面勾配を4分勾配( $\alpha=21.8^\circ$ )から鉛直( $\alpha=0$ )まで変化させて、主働土圧  $P_A$  および転倒に対する安全率  $F_s$  を計算すれば、図 6.3 となります。

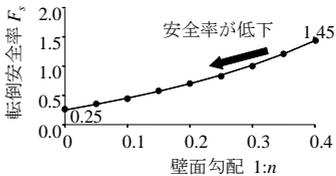
なお、主働土圧の計算において、擁壁の背面土は礫質土とし、 $\phi=35^\circ$ 、 $\delta=2\phi/3=23.3^\circ$ 、 $\gamma=20\text{kN/m}^2$  として計算しました。



(a)擁壁に作用する荷重



(b)壁面勾配と主働土圧の関係



(c)壁面勾配と転倒安全率の関係

図 6.3 転倒に対する安全率の計算

また、転倒に対する安全率  $F_s$  は式(6.5)で計算しました。

$$F_s = \frac{W_c x_c + P_A \sin(\alpha + \delta) x_A}{P_A \cos(\alpha + \delta) y_A} \dots\dots\dots (6.5)$$

ここに、 $x_c$  は擁壁の重心位置からつま先までの水平距離、 $y_A$  は主働土圧の作用高、 $x_A$  は主働土圧合力の作用点からつま先までの水平距離です。ブロック積み擁壁の控え厚は 0.35m、コンクリートの単位体積重量は 23kN/m<sup>3</sup> として計算しています。

### 擁壁が起き上がった原因

元のブロック積み擁壁は 4 分勾配です。その時の転倒に対する安全率は 1.45 あります。主働土圧によって擁壁が起き上がるとは考えられません。主働土圧より大きな力が作用したはずです。

擁壁が造られている本山古田は、「破碎帯地すべり」地域に属しており、1974 年に高知県農業基盤課が所管する地すべり地区に指定されています。

降雨の影響で地山の粘着力  $c$  が低下すると共に間隙水圧  $u$  が上昇して有効垂直応力  $\sigma$  が減少することでせん断抵抗力  $\tau_f$  が減少し(図 6.5(b))、地すべりが発生したと考えられます。地すべりの影響で、擁壁には主働土圧よりも大きい土圧が作用し、回転変位を生じたと推察されます。

地すべりが移動し続ければ擁壁は転倒しますが、排水ボーリングなどによる地

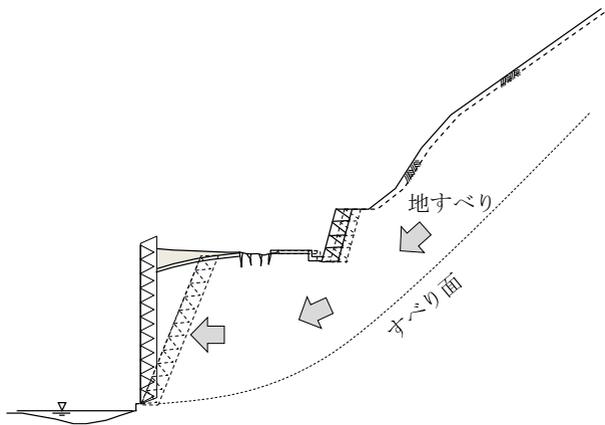


図 6.4 地すべりによる擁壁の傾斜

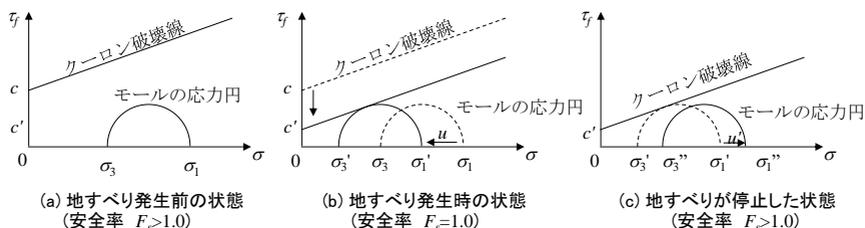


図 6.5 地すべり面のせん断応力状態

すべり対策が功を奏し、間隙水圧  $u$  が減少し、擁壁が鉛直になった時点で地すべりが停止したと考えられます(図 6.5(c))。

### ブロック積み擁壁が鉛直で安定を保つことができる理由

背面土に粘着力があれば鉛直でも自立できます。自立できる粘着力は、Culmann の式で次のように求めることができます。

$$c = \frac{\gamma \cdot H_c}{4} \cdot \frac{1 - \cos(\theta - \phi)}{\sin \theta \cos \phi} \dots\dots\dots (6.3)$$

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi = 35^\circ$ 、 $H_c = 3.9 \text{ m}$ 、 $\theta = 90^\circ$  とすると、

$$c = \frac{20 \times 3.9}{4} \times \frac{1 - \cos(90 - 35)}{\sin 90 \times \cos 35} = 10.2 \text{ kN/m}^2$$

粘着力が  $10 \text{ kN/m}^2$  程度あれば鉛直でも自立できることを意味します。

### 【参考文献】

- 1) 福岡正巳編：新しい土圧入門－土圧の考え方と実際－、近代図書、1982 年
- 2) 右城猛：擁壁工指針に基づいた目からウロコ 擁壁の設計法と計算例、理工図書、2014 年