流れ盤斜面について（その2）
―― 対策工例と工法決定根拠 ――

宮内　彰

1. まえがき

流れ盤斜面について（その1）において流れ盤の定義をし、流れ盤節理面の、例を示した。また現場での走向・傾斜をステレオネット上に示し、流れ盤の範ちゅうにあるか、否かを図示する一例を示した。今回は、切土のり面で流れ盤構造に相遇した場合の斜面崩壊防止対策工法例を示し、その工法を採用した基本的な考え方を示すこととする。なお、実際の施工時には考えているように順調に施工出来ない場合があり、これらの問題を解決する案を示すこととする。

2. 流れ盤斜面切土のり面の対策例

2-1. アンカー付き張りコンクリート工の設計例 ― 国道314号線（大曲地内）流れ盤 ―

(1) 地質概要

島根県横田地区の花崗岩地帯である。弾性波速度値は V_p=1100～1700 m/s を示し軟岩Ⅱと判定される。注意すべきことは、軟岩Ⅱ程度の岩盤は切土後数ヶ月もすると、軟岩Ⅰ程度のルーズな表面になり、V_p=700～1000 m/s 値になることである。軟岩Ⅱであるので発破施工であり、これによるゆるみが大きな原因となっているが、節理が発達している岩盤ほど微小抜け出しで自由面が多くなりルーズ化が進みやすい。ここではクサビ抜け出しの例である。

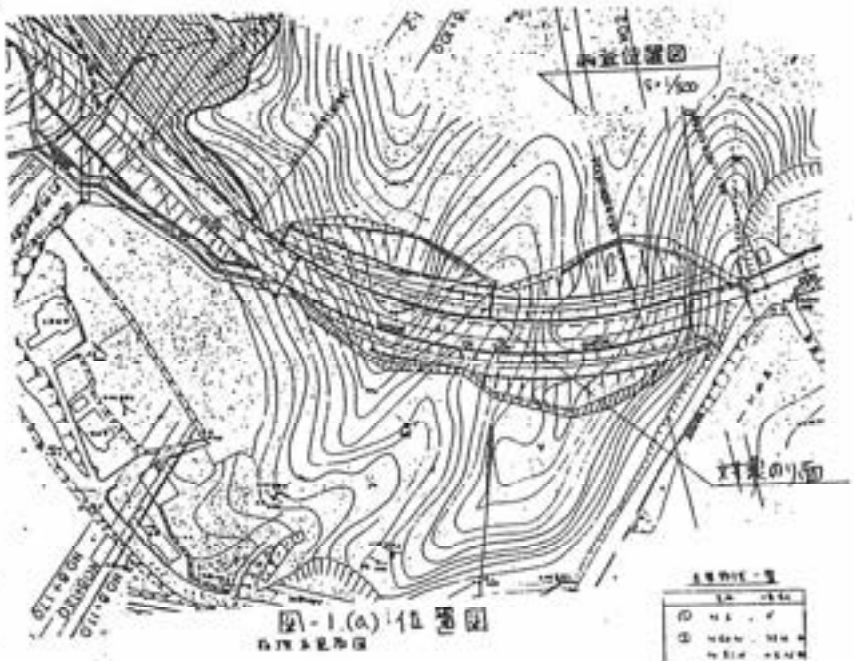


図-1.(a) 位置図

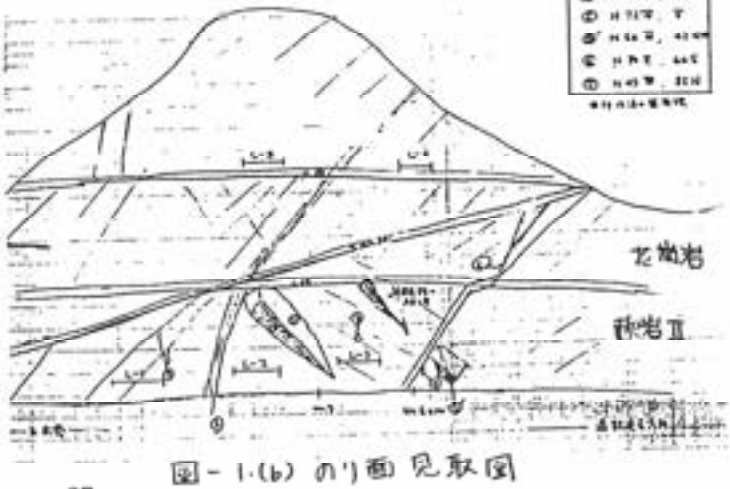


図-1.(b) のり面見取図

出典：日本道路公団「設計要領第1集」

(2) 抜け出し時の安全率の算定

クサビの安全率は、すべり面の抵抗が摩擦のみで受けもたれ、内部摩擦角は両方のすべり面について同じと仮定すれば

$$F = \frac{(R_A + R_B)\tan\phi}{W\sin\psi_i}$$

R_A：面Aにおける垂直抗力

R_B：面Bにおける垂直抗力

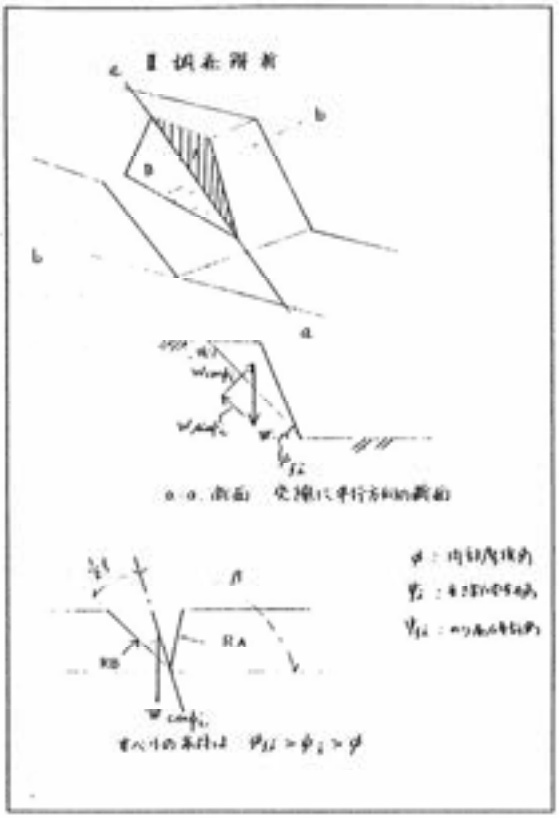


図-2. 解析基本図

R_A と R_B を求めるために交線に直交する面内において水平方向と垂直方向について解くと、

$$R_A \sin(\beta - \tfrac{1}{2}\xi) = R_B \sin(\beta + \tfrac{1}{2}\xi)$$

$$R_A \cos(\beta - \tfrac{1}{2}\xi) - R_B \cos(\beta + \tfrac{1}{2}\xi) = W\cos\psi_i$$

$$R_A + R_B = \frac{W\cos\psi_i \sin\beta}{\sin\frac{1}{2}\xi}$$

したがって、

$$F = \frac{\sin\beta \cdot \tan\phi}{\sin\frac{1}{2}\xi \cdot \tan\psi_i}$$

これを

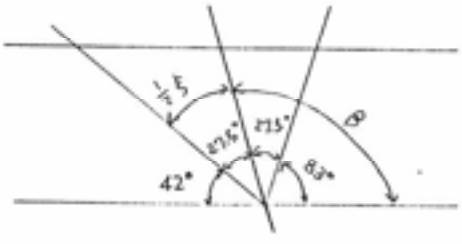
$$F_W = K \cdot F_P$$

F_W：摩擦のみによって支持されるクサビの安全率

F_P：斜面が ψ_i で傾き、破壊面が ψ_i で傾く平面すべりの安全率

K：クサビ係数と称し、$K = \dfrac{\sin\beta}{\sin\frac{1}{2}\xi}$

現状クサビ破壊ブロックで図-2の④と⑤'の断理で計算してみる。



④の傾斜角：83°

⑤'の傾斜角：42°

$\beta = 27.5 + 83 = 110.5°$

$\phi = 30°$（内部摩擦角：推定値）

$\xi = 55°$, $\frac{1}{2}\xi = 27.5°$

$\psi_i = 50°$, 交線の傾斜角

$\sin\beta = \sin 110.5° = 0.937$

$\tan\phi = \tan 30° = 0.577$

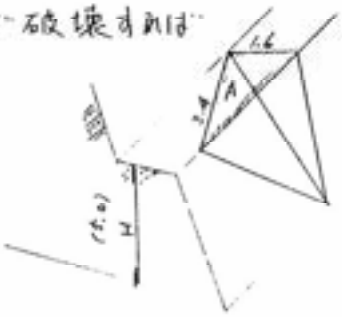
$\sin\frac{1}{2}\xi = \sin 27.5° = 0.462$

$\tan\psi_i = \tan 50° = 1.192$

$$F = \frac{\sin\beta \cdot \tan\phi}{\sin\frac{1}{2}\xi \cdot \tan\psi_i} = \frac{0.937 \times 0.577}{0.462 \times 1.192} = 0.982$$

実際には粘着力 c のすべり抵抗力と間隙水圧 u のすべり力に働く力とがある。現状のように節理面が開口しはじめると、c の項は 0 に近くなり u が大きく作用するので降雨・融雪等により $F \ll 1$ の条件下に容易になっていく。

このようにクサビ破壊を起こせば岩塊は土圧力として作用する。岩塊の重量を今の場合に試算すると、小段天端一杯まで破壊すれば



$$V = \frac{A \cdot H}{3} = \frac{2.3 \times 5}{3} = 3.8$$

$$W = V \cdot \gamma_t = 3.8 \times 2.6 = 9.9 \simeq 10t$$

(3) のり面対策の考え方

クサビ土塊の抜け出しは、岩盤はく落に同じである。道路土工指針（S.61.11.改訂版）に準拠すればクサビ破壊を防止する目的の対策工種は表－1の□で囲ったものになる。これらの対象工法のそれぞれの採用理由は表－2のとうりである。当のり面の対策工としては、例記したようなクサビ状抜け出しが、逐次のり面に発生し、土圧を発生するほどに節理系が発達していると考えられたので基本的に張りコンクリート工とし、岩塊すべり力に対し安全率 1.5 以上が得られるようなアンカー工を付け加えることとした。

表－1　（表3－7）のり面保護工の工種と目的

分類	工種	目的・特徴
植生工	種子散布工	浸食防止、 凍上崩落抑制、全面植生（緑化）
	客土吹付工	
	厚層基材吹付工	
	張芝工	
	植生マット工	
	植生筋工	盛土のり面の浸食防止、部分植生
	筋芝工	
	土のう工	不良土、硬質土のり面の浸食防止、 部分植生
	植生穴工	
	樹木植栽工	環境保全、景観
構造物によるのり面保護工	モルタル吹付工	風化、浸食防止
	コンクリート吹付工	
	石張工	
	ブロック張工	
	プレキャスト枠工	中詰めが土砂やぐり石の空詰めの場合は浸食防止
	コンクリート張工	のり面表層部の崩落防止、多少の土圧を受けるおそれのある箇所の上留め、岩盤はく落防止
	吹付枠工	
	現場打コンクリート枠工	
	アンカー工	
	編種工	のり面表層部の浸食や通水による流失の抑制
	ヒャかご工	
	落石防止網工	落石防止
	石積、ブロック積擁壁工	ある程度の土圧に対抗（抑止工）
	ふとんかご工	
	井桁組擁壁工	
	コンクリート擁壁工	
	くい工	
	補強土工	

表－2　採用基準表

工種	採用理由、対象岩盤	適用
(1) コンクリート張工	節理が非常に多い岩盤、 ルーズな崩壊層、 1:0.5より急な場合は鉄筋を入れる。	
(2) コンクリートブロック枠工	湧水のある切土のり面、 植生が適さない箇所、 1:0.8より緩やかなのり面	抜け出し安定 はく落
(3) 現場打ちコンクリート枠工	風化岩の長大のり面、などで長期にわたる安定に疑問があると思われる箇所 コンクリートブロック枠工では、崩壊の恐れがある場合	枠は鉄筋コンクリートの現場打ち枠内は状況に応じて、ブロック張りコンクリート張り石張りとする。
(4) アンカー工	硬質または、軟質のり面で岩盤にキレツがあり、崩落、剥落する恐れがある場合。	・現場打ちコンクリート枠工、 ・コンクリート張り工 ・種壁・吹付枠工 などと併用する
(5) 吹付枠工	凹凸のあるされつのない岩盤のり面、早期に保護する必要のあるのり面	

(4) アンカーの設計（張りコンクリートの設計は省略）

i) アンカーの設計

クサビが最も大きくなった場合の中央断面を用いて設計する。

a) 設計条件

すべり面の内部摩擦係数	$\phi = 30°$
岩の単位体積重量	$\gamma_t = 2.6\ t/m^3$
目標安全率	$F_s = 1.2$
張りコンクリート厚	水平長 0.35 m

b) 設計張力の算定

すべり岩塊＋コンクリート重量 $W = \frac{1}{2}(2.0+0.35)\times 5.0 \times 2.6\ t/m$

$= 15.28\ t/m$

アンカー張力 $T = \dfrac{F_s \cdot W \cdot \sin\theta - W\cos\theta \cdot \tan\phi}{\cos\beta + \sin\beta \tan\phi}$

$= \dfrac{1.2\times 15.28\times 0.766 - 15.28\times 0.643\times 0.577}{0.232 + 0.542}$

$= \dfrac{14.05 - 6.67}{0.774} = 10.55\ t/m$

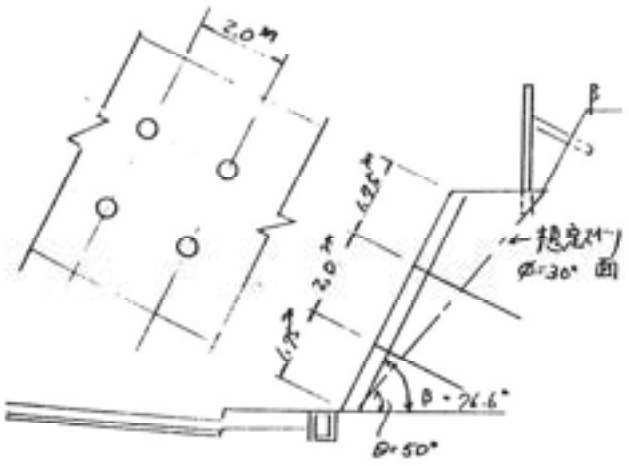


図-3. アンカーの施工図

アンカー1本当り必要引張力 P_t は

$P_t = \dfrac{T \cdot d}{n}$　　d：アンカーの水平設置間隔

$= \dfrac{10.55\times 2}{2}$　　n：アンカーの段数

$= 10.55\ t/本$ ⟶（これにより、ロックボルト D25（SD35）を採用）

許容引張強度 ： 11.8 t/本

c) アンカー定着長 l_b

i) 定着岩盤とグラウト材との必要定着長 l_1

$l_1 = \dfrac{F_s \cdot P_t}{\pi \cdot D \cdot \tau_a} = \dfrac{3.0\times 10.55\times 10^3}{\pi \cdot 3.6\times 20} = 140\ cm$

τ_a：アンカー周面の摩擦抵抗（kg/cm²）

ii) アンカー材とグラウト材との必要定着長 l_2

$l_2 = \dfrac{P_t}{\pi \cdot d \cdot \tau_{oa}} = \dfrac{10.55\times 10^3}{\pi \cdot 2.5\times 14} = 96.00\ cm$

τ_{oa}：アンカー材とグラウト材の付着強度（kg/cm²）

l_1 と l_2 のいずれか長い方を定着長とする。ここでは 140 cm の直近値 1.5 m を定着長とする。

2-2. 差し筋付きモルタル吹付工の設計例 ― 一般県道横田伯南線(福万来地内)

(1) 地質概要

三郡変成岩帯の泥質片岩で、変成度は高く岩は硬質岩である。片理面は極めて顕著に発達し当地区では概ね N40°W/37°SW の単斜構造である。

道路改良工事で山側を計画にもとずいて切土して行った所、尾根状凸地形部ののり尻部を切った際に幅30m、高さ20m、厚さ5m が流れ盤節理面に沿って流れ出した。岩盤すべりである。

崩壊の素因は泥質片岩の風化した部分がルーズ化していたこと、及び流れ盤構造をしているというにある。

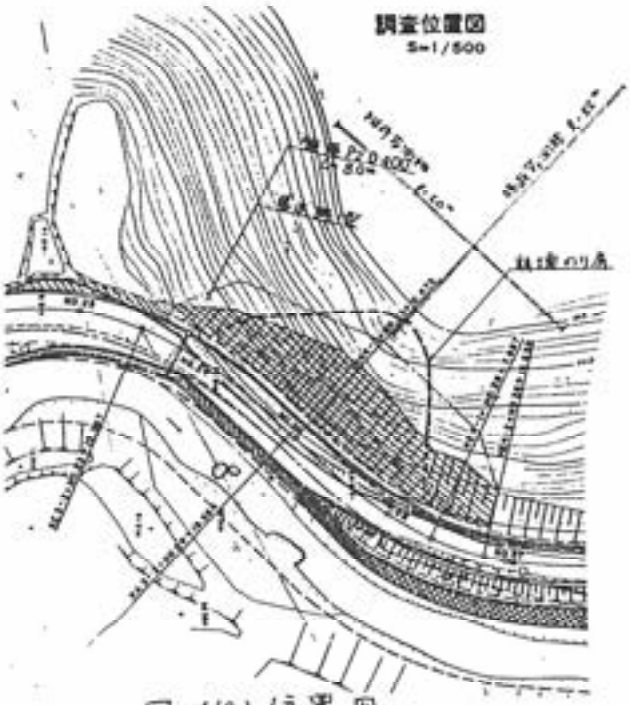


図-4(a) 俯瞰図

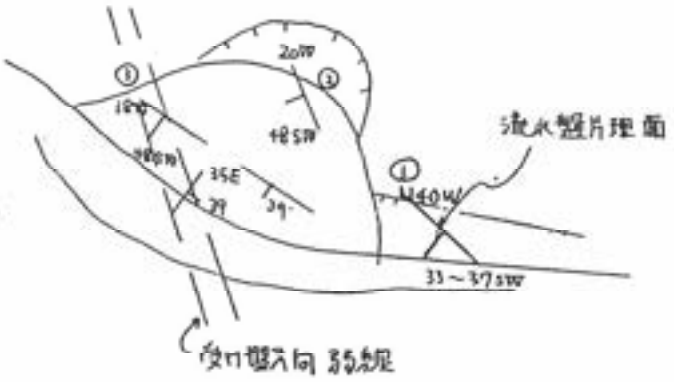


図-4(b) 流れ盤節理発見取図

(2) 対策の考え方

対策としては、2つの検討事項がある。

(i) のり面勾配の検討

(ii) のり面保護工の検討

一般に流れ盤の場合、全面高が10m以上ののり面では 1:0.8 より急な勾配は採用しない方がよいとされている。

(i) のり面勾配の考え方

この対象箇所は後背斜面が40°~50°の急傾斜である。1:0.8 よりも緩い勾配で切れば非常に長大なのりとなりかえって危険となる。従って、のり面下方部の新鮮堅硬な部分はルーズ化した部分を除去して流れ盤に沿う勾配とし 崩土ののり

図-5 差し筋工対策図

っている部分は 1:0.6 の切土とする。

(ii) のり面保護工の考え方

全面モルタル吹付工とし、長さ 1.5 m の差し筋アンカー（D16 程度）を施す。ピッチは 2 m とする。地表からの岩盤状態を観察すると、流れ盤片理面が今後ルーズ化して剥離しそうな深度が、崩壊後の表面から約 1 m 程度とみなせるのでこの部分を一体化しかつルーズ化しない部分に 0.5 m ほど差しておく。なおのり尻部の 1:0.5 の部分は硬質な岩であり、この部分を強固にしておくことによって、上方部に変形をまたさないようにする。

(3) 安定検討

(i) 差し筋工検討の考え方

図-6 のように将来に及び風化帯 1.0 m が滑り落ちようとする荷重をアンカー差し筋が負担するものと考える。現況において斜面が安定している条件は(1)式であり、ここで $F_s = 1.0$ とすれば

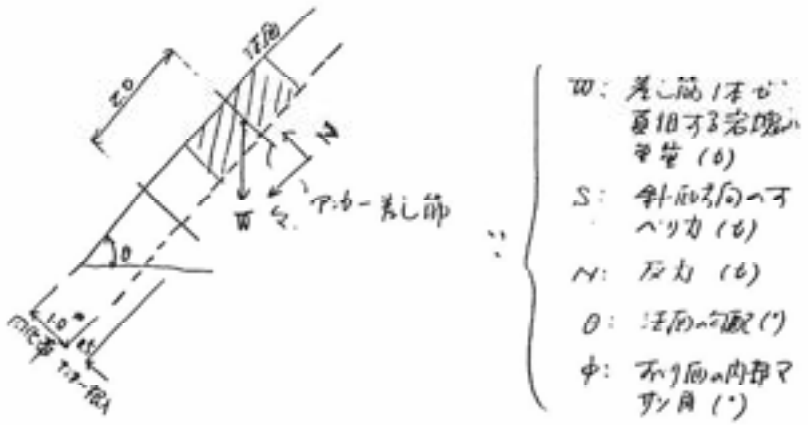


図-6(a) 差し筋概要図

$$F_s = \frac{N\tan\phi}{S} = \frac{W\cos\theta\cdot\tan\phi}{W\sin\theta} = \frac{\tan\phi}{\tan\theta} = 1.0 \quad \cdots\cdots\cdots (1)$$

したがって $\phi = \theta$ である。

アンカー差し筋の負担する荷重 ΔS は、計画安全率 F_p にみあう荷重を考えれば

$$F_p = \frac{W\sin\theta + \Delta S}{W\sin\theta} = 1.0 + \Delta F$$

$$\Delta S = \Delta F \cdot W\sin\theta \quad \cdots\cdots\cdots (2)$$

ここで計画安全率 F_p は、すべり止めアンカーとしての F_p であるが、基準等確立されたものはないので、「斜面崩壊防止工事の設計と実例、本編 p162 (3)」―（---、ロックボルトおよびすべり止めアンカーを斜面安定工に用いる場合の設計、施工の基準は確立されたものがなく、現場に合わせてケーススバイケースで設計、施工している場合が多い。）― により、当地の現場状況等により $F_p = 1.3$ と設定する。

(ii) 設計条件と検討

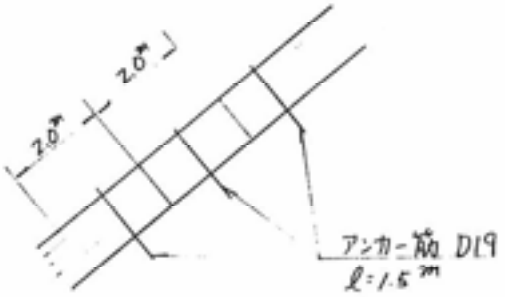
・鉄筋 SD30．D19 … $A_s = 2.865\,cm^2$

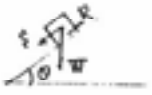
・鉄筋長 $l = 1.5^m$

・ピッチ $ctc = 2.0^m$

・斜面傾斜角 $\theta = 39°$

・風化による岩塊の緩み層厚は約1mと仮定する。





S：すべり力・$W \cdot \sin\theta$

R：すべり抵抗力 $= W\cos\theta \cdot \tan\phi$

図-6(b) 差し筋概要図

異形鉄筋 SD30 の諸元は、

許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 1800\ kg/cm^2$

許容セン断応力度 $\tau_a = \sigma_{sa} \times \frac{1}{\sqrt{3}} \fallingdotseq 1000\ kg/cm^2$

アンカー筋1本が負担する岩塊の重量は図-6(b)に示すように、

$W = 2.0 \times 2.0 \times 1.0 \times 2.7 = 10.8\,t$

(2)式よりアンカー1本の受け持つセン断力は

$\Delta S = \Delta F \cdot W \sin\theta$

$= 0.3 \times 10.8 \times \sin 39°$

$= 2.04\ t/本$

アンカー筋 D19mm を使用すれば

$\tau = \frac{\Delta S}{A_s} = \frac{2.04 \times 10^3}{2.865} = 712\ kg/cm^2 < \tau_a = 1.000\ kg/cm^2$． ∴ ok

2-3. 吹付のり枠工（アンカー付）の設計例 —— 島根県㊟安来伯太日南線（上十年畑）—

(1) 地質概要

標高300m，谷底巾は50～80mの花崗岩分布域。切土のり面表層部には軟岩I状が露出しているが，のり尻部では軟岩II状のやや硬質のものが多く，節理系が発達している。

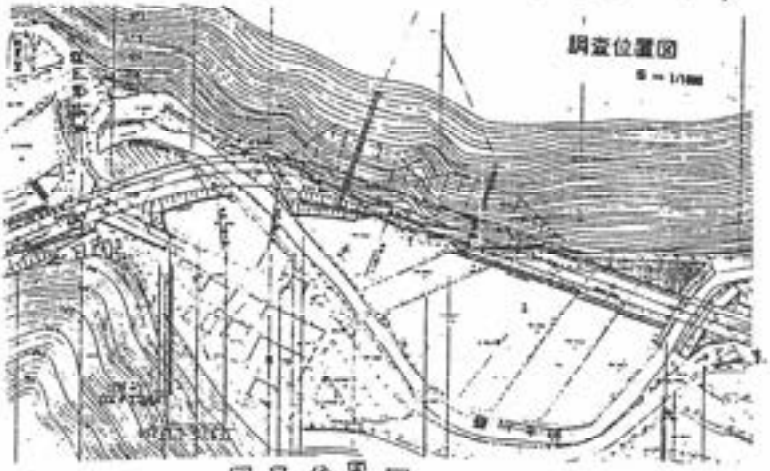


図-7. 位置図

弾性波探査の結果は図-の通りである。 V_p: 550～670 m/s では マサ土状風化を示し、土壌硬度計では 32~38mm (オニマサ状)、普通マサ土状では硬度指数は 20mm 程度である。

計画切土のり面に分布する花崗岩の V_p 値は V_p = 1100 m/sec で 軟岩Ⅱに分類される。 軟岩Ⅱに対する弊社の標準のり勾配は 1:0.5～0.8, ここでは 用地の制限もあり、当初計画通り 1:0.5 で切土することに決定した。

調査時には、節理系は道路と斜交する 流れ盤節理で傾斜角は 37° が目についた。

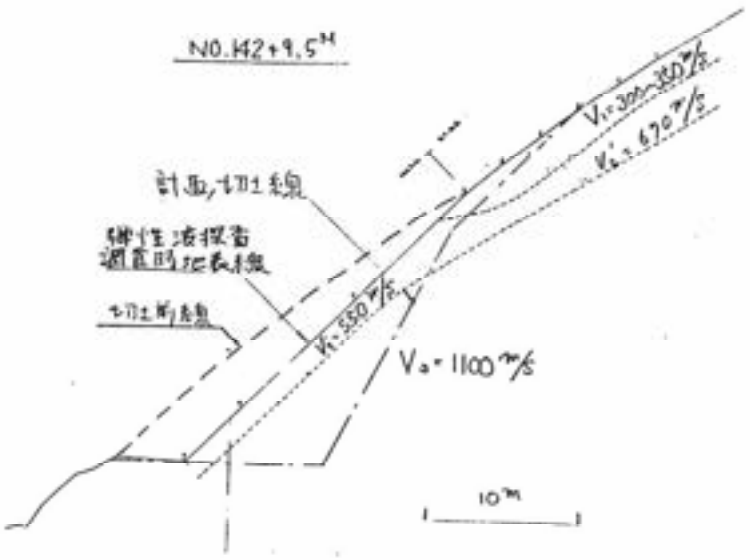


図-8, 弾性波探査結果図

図-9 標準対策工図

(2) 調査時における対策工案

この時点では 上記37°の流れ盤 があるので 計画切土面 に対しては 次の① ～③ 案を提起した。

① : 特に問題のない場合は 軟岩部は モルタル吹付工とする。

② : 小崩壊を多数発生するような状態であれば、コンクリート張工とし 差し筋 L=2m とする。

③ : 幅が 1m 以上ある岩塊が抜け出し、拡大することが予想される場合は 現場打法枠工又は 吹付法枠工(特殊現場打法枠工)とする。

(3) 設計切土後における対策工案

切土完了後では、主たる流れ盤の 37° は目立たなくなり θ=55° の斜交流れ盤が顕著であり、すでに 幅 2m, 深さ 1m, 長さ 5m の規模で流出しており、この流れ盤節理は ほぼ 軟岩部一面に発達している。 すでに凹所が出来ており 単なる吹付工では対処で

きないと判断しアンカー付吹付法枠工とした。コンクリート張工はこのような粗いのり面になると施工上に難点がある。

(4) 対策工の考え方

流れ盤状い節理の発達する斜面では、崩落すると推定される層すに、せん断抵抗のための鋼棒(差し筋)を適当に配置し滑落を防止する。更に節理の状況に応じて枠部分が選定される。当地では岩塊の大きさが大小様々で1:0.5の急勾配であり表層1mは不安定であるので 300mm×300mm の枠断面とし 2000mm×2000mm の格子に組み、中はモルタル吹付とした。

(i) アンカー鋼棒の設計

図-10のように // で囲まれる土塊が次々と下方に波及し、ついに仮想すべり面をなすすべり形態をとると考える。1本のアンカーが受け持つ設計せん断力は

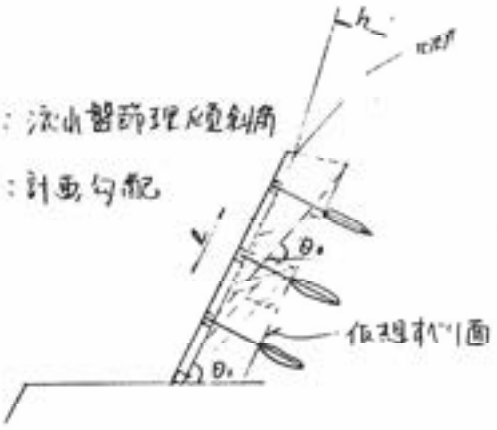


図-10. 計算概要図

$$S = F \cdot W \sin\theta_o - W\cos\theta_o \tan\phi - A \cdot C \quad ---(3)$$

ここで
- S：設計せん断力
- F：安全率
- W：アンカー1本が受け持つ土塊の重量
- φ, c：すべり面のせん断強度
- A：アンカー1本が受け持つ仮想すべり面の面積

アンカー鉄筋の所要断面積は

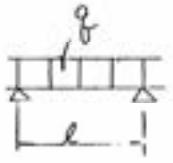
$$a = \frac{S}{\tau_a} \quad ------(4)$$

ここで
- a：鉄筋の断面積
- τa：鉄筋の許容せん断力

なおアンカー鉄筋は安定層へ 1.0m 程度定着させるものと考える。

(ii) のり枠断面の設計

アンカー点で支持される梁に鋼棒の許容引張力に相当する分布荷重が作用すると考えて、部材を設計する。



$$q = \frac{P_o}{l} \quad ----(5)$$

$$P_o = a \cdot \sigma_{sa} \quad ---(6)$$

P_o：アンカー1本の許容張力 (kg)

a：鉄筋の断面積 (cm²)，σ_{sa}：アンカーの許容引張応力度 (kg/cm²)

$$M_{max} = \frac{q\ell^2}{10} \quad \text{------ (7)}$$

必要鉄筋量 A_s は

$$A_s = \frac{M_{max}}{\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d} \quad \text{---- (8)}$$

この他、σ_s, σ_c に対する部材応力の検討を行なう。この検討は省略する。

以上の設計例は、アンカー体に引張力を与えて安定地山部と移動部とを緊結する場合と、単に鉄筋 $\ell = 2$ m 程度のものを安定地山部まで差して、鉄筋のセン断力で不安定な塊が動いても抵抗しうるように差し筋をしておく場合を示したことになる。前者の場合には、次の3等に示すように必要アンカー力 P_r は3つの項目を満足しなければならない。

3. アンカー体設計の3項目

アンカー体に外力 P が作用すると、

① 地山の抵抗力（許容引抜力 P_{ag}, アンカー体周面と地山の摩擦抵抗）

② アンカー体部の力（許容付着力 P_{ab}, 引張材とグラウトの付着強度）

③ 引張材の力（許容引張強度 P_{as}, 鋼材の引張強度）

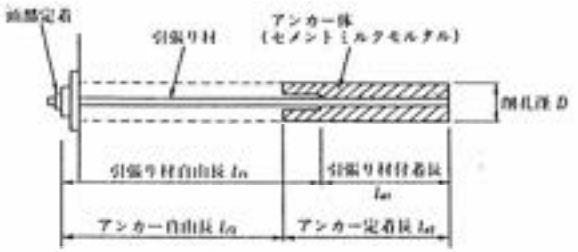


図 4.26 アンカーの構造

図－11. アンカー構造図

が反力として生ずる。この時の必要アンカー力 P_r は、上記の3項目の各力以下であることを満足しなければならない。（P_r：単位幅当りの必要アンカー力 (tf/m)）

すなわち、

① 許容引抜力 P_{ag} の算定

$$P_{ag} = n \frac{1}{F_s} \tau \cdot \pi \cdot D \cdot \ell_2 \quad \text{---------- (9)}$$

② 許容付着力 P_{ab} の算定

$$P_{ab} = n \cdot \tau_{ab} \cdot \pi \cdot d_s \cdot \ell_{sa} \quad \text{---------- (10)}$$

③ 許容引張力 P_{as} の算定

$$P_{as} = n \cdot \sigma_{as} \cdot A_s \quad \text{---------- (11)}$$

ここに　P_{ag} ：許容引抜力（tf/m）

n ：奥行 1m 当りのアンカーの本数（本/m）

F_s ：安全率（仮設時＝1.5，短期＝2.0，長期＝3.0）

τ ：アンカー体と地盤との摩擦抵抗で表－　による（tf/m）

D ：アンカー体径で一般にボーリング削孔径とする（m）

ℓ_2 ：アンカー体定着長（m）

P_{ab} ：許容付着力（tf/m）

τ_{ab} ：引張材とグラウトの許容付着応力度で表－　による（tf/m²）

d_s ：引張材公称径（m）

ℓ_{sa} ：引張材付着長（m）

P_{as} ：許容引張力（tf/m）

σ_{as} ：引張材の許容引張応力度（tf/m²）で

$\sigma_{as} \leq 0.60\,\sigma_{us}$ かつ $\sigma_{as} \leq 0.75\,\sigma_{ys}$

σ_{us} ：引張材の引張強度（tf/m²）

σ_{ys} ：引張材の降伏点応力度（tf/m²）

A_s ：引張材の断面積（m²）

ℓ_a ：有孔長で ℓ_2 と ℓ_{sa} との大きい方を採用（m）

2-4

表－3
（表3－15）アンカー周面の摩擦抵抗 *)

地盤の種類			摩擦抵抗 (tf/m²)
岩盤	硬岩		150～250
	軟岩		100～150
	風化岩		60～100
	土丹		60～120
砂レキ	N値	10	10～20
		20	17～25
		30	25～35
		40	35～45
		50	45～70
砂	N値	10	10～14
		20	18～22
		30	23～27
		40	28～35
		50	30～40
粘性土			1.0C

（参考文献 8）の表を一部修正）

表－4　（表3－16）許容付着応力度 τ_{ab} (tf/m²)

	σ_{28}＝1800tf/m²	σ_{28}＝2400tf/m²	$\sigma_{28} \geq$ 3000tf/m²
PC鋼棒，PC鋼線	36	48	60
PC鋼より線，複合より線，異形棒鋼	72	96	120

注）σ_{28} はグラウト材の標準供試体の28日圧縮強度

4. 流水盤のり面対策工の問題点

図-12のようにロックボルトヌは芝筋工によって、のり表面に緊結・補強土工を施す場合に、2~3mの範囲であれば穿孔として削岩機を用いる方が簡便である。軟岩1程であれば削岩機による穿孔は可能である。ところが軟岩1程から風化程度が高くなって、礫混じり土状、土砂状となると、含水している部分が多くなり、穿孔が出来にくくなる。なぜなら削岩機はair pressureをbitの回転・衝撃力に換え岩を粉砕して繰粉を孔外に排出する仕様であるが、粉砕する相手が含水していれば粉末とはならないで粘土状のものが絶えずbitの先端部に付着して先に進めない。このような土質は大抵、のり肩に近い所となり切土後においてはのりの高い所に介在している。

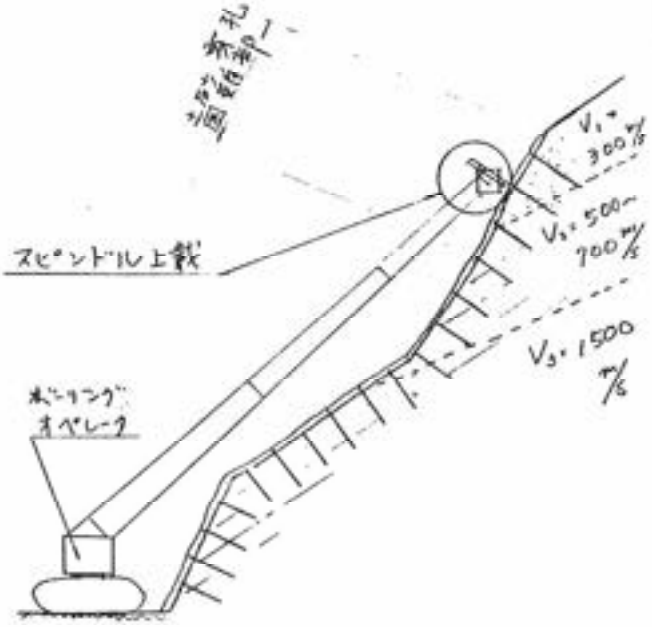


図-12. 特殊はしご車による土砂状地山のボーリング削孔図(案)

このような場合には水を送って削孔先端の繰粉を泥水にして孔外に排出するボーリング方式を採用すればいい訳であるが、地架設となり簡単には採用できないのである。最近はこのような部分に対応できるボーリングマシンが続々と開発されている。そのタイプを大別すると次の2種類である。

①. 軽量ボーリングマシンによるボーリング削孔(送水する)方式

②. エンジン・ポンプ部とスピンドル部をセパレートして削孔する方式

これらの場合は、のりの高い所に足場仮設をする必要がある。切土の当初から緊結・補強土工が設計されている場合は逆巻き工法で順を追って施工されるが、一般的には現在の所、切土中・後に岩盤状況を再吟味してその必要性が判定される場合が多い。このような条件のよくない位置での施工法として特殊はしご車で上記②の機械を装備して削岩が可能ではなかろうかと考える。