

P12 雪崩予防柵

・ 鋼製L型基礎の載荷実験報告

日鐵建材工業(株) ○小林 純 石川 秀也 根本 良一

はじめに

雪崩防止施設は種々の形式が設置されているが、なかでも発生区に設置する雪崩予防柵は有効な手段として広く普及している。しかし、昭和59年等の豪雪では雪崩予防施設の倒壊・破損が数多く見られた。このため、建設省土木研究所と鋼材倶楽部(高炉・建材メーカー13社)による「雪崩予防施設の設計・設置法に関する共同研究」が昭和63年より実施され、数多くの研究成果を得た。更に、本研究の最終成果として「雪崩予防柵及び吊柵の設計・設置指針」を提案し、雪センターにより設置された策定委員会でオーソライズ化が行われた。指針では国内の新工法の普及を目的として、ヨーロッパ諸国で数多く実施されているアンカー基礎・杭基礎・鋼製L型基礎を紹介した。

当社では鋼製L型基礎の以下の利点に着目し、基 表-1 コンクリート基礎との経済性比較
礎の評価方法を検討するため実物大の実験を行った。

- ①残土を利用するため、廃棄処理が不要。
- ②コンクリートの搬入が必要なく、労力が低減。
- ③斜面にコンクリートを露出させず、景観が良い。
- ④工期短縮が可能・経済的である(表-1)。

積雪 m	タイプ	部材重量 (t)	床掘量 (m³)	型枠 (m²)	コンクリート (m³)	材工費 (千円)
2	従来	0.598 (108千円)	6.0 (39千円)	15.8 (95千円)	4.2 (50千円)	292
	新規	0.622 (125千円)	6.0 (39千円)	—	ソイルメント (42千円)	206

(柵幅4m当り、施工単価資料による)

1 実験概要

本実験の目的は、鋼製L型基礎の実物大の供試体を用いて、支柱基礎根入れ部の引抜き抵抗と支柱基礎の耐力を検討することである。

1. 1 方法

反力壁前面の実験フィールドの、幅4m×奥行き5m×深さ1.2mを掘削し、基礎地盤となる土質試料を転圧しながら敷き均す。次に床掘を施し予防柵供試体を設置後、埋戻しを行った。基礎地盤には山砂、表土を、埋戻し土には山砂、表土、ソイル



写真-1 実験状況

セメントを使用した。予防柵供試体は、設計積雪深2m、斜面勾配30°の設計条件における柵高さであり、柵幅は4mとした。実験は、水平地盤に供試体を設置し、反力壁を介した10tジャッキで集中荷重を載荷した。実験状況を写真-1に示す。

表-2 土質試料の実験ケース

1. 2 土質試料

予防柵を設置する山腹斜面は様々な土質が考えられるため、基礎地盤には山砂と表土の2種類、埋戻し土は3ケースを設定した(表-2)。尚、ここ
でいう山砂、表土とは、それぞれ日本統一土質分類法による砂質土、粘性土を表している。また、ソイルセメントは表土1m³に対し、100kgの高炉セメントB種を混合したものである。

	基礎地盤	埋戻し土
CASE1	山砂	山砂
CASE2		表土
CASE3	表土	ソイルメント

1. 3 載荷方法、及び測定項目

予防柵供試体への載荷は、荷重200Kgピッチで地盤が破壊するまで行った。加圧は設計積雪深2.0m, 斜面勾配30°の設計条件における偏角度6.5°で、集中荷重に置き換えて行った。測定項目は、①支柱基礎根入れ部上の地表面の鉛直変位量(浮き上がり)②支柱の地表面部の水平変位量③支柱基礎の根入れ部に作用する土圧④支柱基礎に作用する土圧⑤つなぎ材の歪⑥、⑦支柱材の歪の7測定点である。載荷位置、測定位置を図-1に示す。

2 実験結果、及び考察

2. 1 支柱基礎の引抜き抵抗

基礎部に作用する反力を求めるために、予防柵に集中荷重を作用させフレーム解析を行った。解析モデルを図-2に示す。その結果、載荷重P, 引抜力 T_q , 反力 T_N について、次の関係式を得た。

$$T_q = 0.686 \cdot T_N \cdots \cdots (\text{式. 1}) \quad T_N = 0.514 \cdot P \cdots \cdots (\text{式. 2})$$

なお、解析において、土中基礎部の条件は以下の通りとした。

◇支柱基礎：部材軸直角方向の地盤バネ

$$\bullet \text{ 水平地盤バネ定数 } S_H = k_H \cdot B / 2 = 1500 \text{ t/m}^2$$

◇支柱基礎：バネ支承(鉛直, 水平, 回転バネ)

$$\bullet \text{ 鉛直バネ } - K_v = k_v \cdot A = 1000 \times 0.75 = 750 \text{ t/m}$$

$$\bullet \text{ 底面せん断バネ } - K_s = \lambda \cdot K_v = 1/3 \times 750 = 250 \text{ t/m}$$

$$\bullet \text{ 回転バネ } - K_r = k_r \cdot I_r = 1000 \times \{(3.0/2) \times 0.5^3\} / 12 = 16 \text{ t} \cdot \text{m}$$

ここに、 k_H ：横方向地盤係数 $=k_s=1.0 \text{ kg/cm}^3=1000 \text{ t/m}^3$

$$k_v$$
：鉛直地盤反力係数 $=k_s=1000 \text{ t/m}^3$

$$I_r$$
：基礎底面の断面二次モーメント(m^4)、 B ：横矢板の幅 $=3.0 \text{ m}$

$$A$$
：基礎底面積 $=I_r \cdot B / 2 = 0.5 \times 3.0 / 2 = 0.75 \text{ m}^2$

$$\lambda$$
：鉛直地盤反力係数に対するせん断バネ定数の比 $=1/3$

引抜き抵抗力 T_q の評価は、①土塊による載土重量と②根入れ部の反力による摩擦抵抗が考えられる。土塊重量のみの引抜き抵抗力を $T_{q,w}$ 、土塊重量に摩擦抵抗を加えたものを $T_{q,r}$ とすると以下の式で表せる。

$$T_{q,w} = w_1 + w_2 = 1.19 \text{ t}$$

$$T_{q,r} = w_1 + w_2 + (w_2 \cdot \sin \rho + T_N) \tan \phi_s = 1.19 + 0.24 T_N$$

ここに、 w_1 ：土塊BCDEの載土重量 $=0.97 \text{ t}$,

w_2 ：土塊ABEの載土重量 $=0.21 \text{ t}$ ϕ_s ：矢板と土の壁面摩擦角 $=2/3 \cdot \phi = 13.3^\circ$

(式. 1), (式. 2)より、荷重Pが作用した時の安全率は、

表-3 土質特性

種類	最大乾燥密度 t/m^3	最適含水比(%)	粘着力C(kg/cm^2)	内部摩擦角 ϕ°	単位体積重量(t/m^3)
山砂	1.608	19.67	0.07	25.0	1.71
表土	1.227	40.13	0.16	5.5	1.68

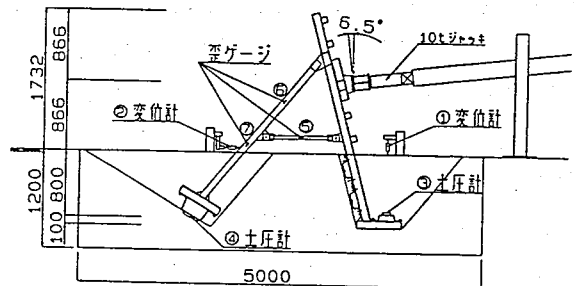


図-1 載荷方法・測定位置

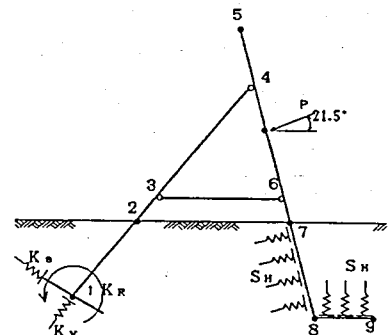


図-2 構造モデル

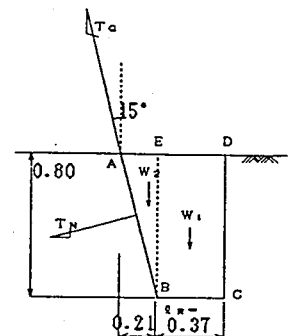


図-3 支柱基礎

$$F_w = \frac{T_{aw'}}{T_a} = \frac{1.19}{0.353 \cdot P}$$

$$F_r = \frac{T_{ar'}}{T_a} = \frac{1.19 + 0.123 \cdot P}{0.353 \cdot P}$$

これら安全率と載荷重 P は図-4の関係となり、 $F=1$ の荷重が破壊荷重 P_r である。式より土塊重量のみでは $P_w=3.37t$ 、摩擦を考慮すると $P_r=5.17t$ となる。主柱根入れ部上の地表面の浮き上がりである、鉛直変位（測点①）が開始した時点の載荷重を破壊荷重とし、理論値と比較した（表-4）。荷重と変位の関係は図-5に示すとおりである。山砂では、破壊荷重 $P_w=3.37t$ に対して $3.60t$ から浮き上がり始めた。良質な砂質土であったこと、また水平地盤上のため十分な転圧が可能であったことなどから、載土重量の他にせん断抵抗力、および摩擦抵抗が寄与したものと考えられる。表土の場合は山砂と同様の転圧方法・転圧回数で実施したが、高含水比のため転圧効果は認められなかった。このため、変位開始荷重が $P_w=3.37t$ を下まわる $3.32t$ であった。しかし、 $P_w=3.37t$ 時の鉛直変位は $\delta=0.32mm$ と極めて微小であり、実験の誤差範囲にあるといえる。ソイルセメントでは、山砂と同等以上の耐荷力を確認することができた。

セメントの混入によって土の一軸圧縮強度が、表土と比較して約4.5倍（ $q_u=14.7t/m^2$ ）と著しく向上したためであると考えられる。

2. 2 支柱基礎の耐荷力

支柱基礎での地耐力を検討するため、支柱基礎の底面に設置した土圧計の値（測点④）をグラフにした（図-6）。ここで、理論値としたのはフレーム解析で得られた支点反力である。山砂は比較的大きく、ソイルセメントは小さな値となった。山砂は、理論値を求めるときの鉛直地盤反力係数が実際より小さいため（ $k_v=1.0 \text{ kg/cm}^3$ ）であると思われる。支持地盤がしっかりしていたため、反力が大きく現れた。主柱基礎が浮き上がり始めた $3.6t$ を過ぎても支持力は衰えず、直線的に土圧が増加している。表土は理論値とほぼ等しくなったが、支持力が不足しているため載荷重 $4t$ 程度で測定不可能となった。ソイルセメントは極端に小さな土圧となったが、これはソイルセメントが支柱基礎と一体になり、埋戻し土全体が支持面となったためであると考えられる。

一方、支柱基礎の水平方向（実斜面では斜面方向）の変位を検討するため、地表面での支柱の水平変位を測定し（測点②）、フレーム解析の理論値と比較した（図-7）。山砂は載荷重 $3.2t$ で理論値の変位を越えており、 $3t$ 程度まで弾性範囲内であることがわかる。主柱基礎の引抜き破壊荷重 $3.6t$ に対

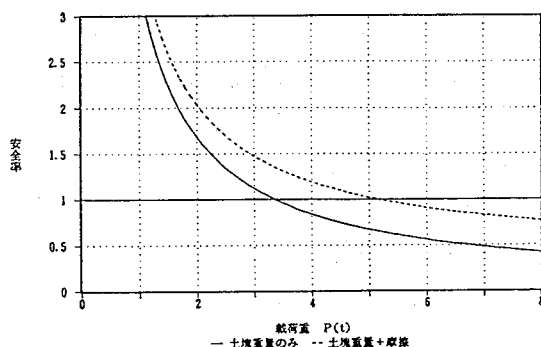


図-4 載荷重と安全率

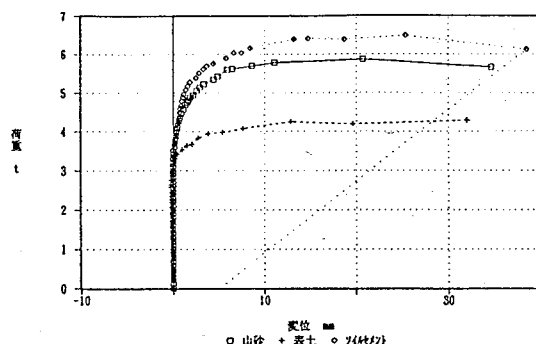


図-5 荷重と鉛直変位

表-4 破壊荷重

埋戻し土	破壊荷重 t		最大荷重 t	
	理論値	変位開始荷重		
山 砂	P _w = 3.37	P _r = 5.17	3.60 t	5.87
表 土			3.32 t	4.29
ソイルセメント			3.99 t	6.49

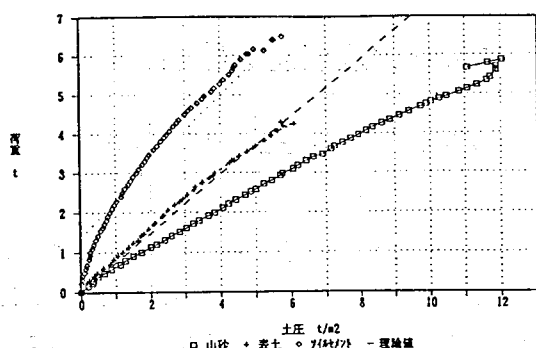


図-6 载荷重と土圧

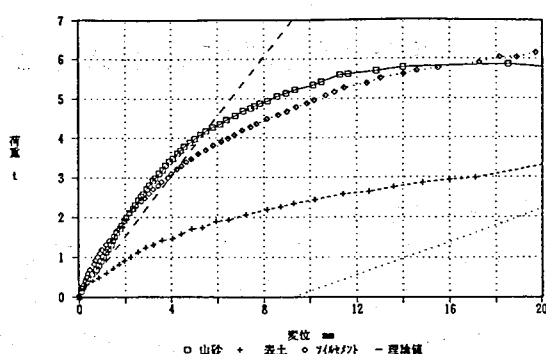


図-7 载荷重と水平変位

しては4.5mm程度の水平変位である。表土の変位は極端に大きく支持力不足であることがわかるが、ソイルセメントの場合は山砂以上の耐荷力を示している。ソイルセメントの水平変位は载荷重4t程度まで直線的に増加している。主柱基礎浮き上がりの荷重は3.99tであるので、その後の水平変位の増加は主柱が浮き上がったことの影響と考えられる。

3 結論

主柱基礎の引抜き抵抗は、載土荷重、せん断抵抗、摩擦抵抗等が考えられたが、粘性土はせん断抵抗、摩擦抵抗が期待できなかった。また、砂質土、ソイルセメントの場合も載土重量のみの設計値よりわずかに大きな値を示した程度である。つまり、引抜き抵抗力は、設計上では載土重量のみで評価するのが妥当と云える。

支柱基礎の地盤支持力は、地盤反力係数を正確に設定することができれば問題ないといえる。しかし、粘性土の場合は支持力が低いため支柱の斜面方向の移動が大きく、注意が必要である。この対策には支持板を大きくするなどの方法が考えられるが、土質条件による個々の検討は困難である。従って、土質条件が良好でないことが明かな場合には、ソイルセメントを使用するのが得策である。尚、実験では施工現場を想定してユンボによる攪拌を行ったため、文献より想定される一軸圧縮強度 ($q_u = 45 \text{ t/m}^2$) の1/3程度 (14.7 t/m^2) であった。しかし、実験では良好な結果が得られたことから、厳密な攪拌が行われなくてもある程度の強度が期待できるものといえる。

参考値として、設計積雪深ごとの基礎の根入れ深さを表-5に示す。

表-5 根入れ深さ

積雪深	斜面勾配	根入れ深さ (mm)	
		山側基礎	谷側基礎
2 m	40°	900	800
3 m		1375	1125
4 m		1450	1450

4 今後の課題

今回の実験は、鋼製L型基礎の基礎の耐荷力を、基礎地盤・埋戻し土の違いによって検討した。これは、雪崩予防柵が山腹斜面に設置されるものであり、その土質条件は様々なケースが考えられるからである。L型基礎の耐荷力は土質条件に左右されるため、このような不確定要素に対する考え方を整理する必要がある。更に、斜面上の流水による基礎の洗掘防止の検討が必要である。

尚、今冬に実斜面における試験設置を行い、その結果を来年度報告する予定である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所, (財) 鋼材倶楽部: 雪崩予防施設の設計・設置に関する共同研究報告書その3, 共同研究報告書第67号, 1991
- 2) (社) セメント協会: セメント系固化材による地盤改良マニュアル, 1990