



雪崩予防施設の設計・設置法に
関する共同研究報告書(その3)

平成3年11月

建設省土木研究所
(社)鋼材倶楽部

目 次

1. はじめに	1
1.1 共同研究の目的	1
1.2 共同研究の研究項目と分担	1
2. 雪圧特性に関する調査	3
2.1 調査目的	3
2.2 調査概要	3
2.3 調査結果	5
2.4 調査のまとめ	11
3. 雪圧特性に関する検討	12
3.1 解析概要および目的	12
3.2 実用化のための計算時間の検討	12
3.3 グライド条件の検討	14
3.4 実測結果と計算結果との比較	17
3.5 結論	25
4. 上部構造に関する検討	26
4.1 目的	26
4.2 概要	26
4.3 スプライン補間について	27
4.4 主柱の構造設計	28
4.5 検討結果	33
5. 基礎構造に関する検討	37
5.1 概要	37
5.2 検討項目	37
5.3 コンクリート基礎	37
5.4 新基礎工法	41
6. 最適構造に関する検討	45
6.1 検討概要	45
6.2 堆雪形状に関する検討	46
6.3 雪圧シミュレーションによる雪圧分布解析	49

6.4 雪圧分布形状に関する検討	52
6.5 設計の雪圧荷重に関する検討	56
7. 実斜面における基礎の検証実験	60
7.1 背景および目的	60
7.2 実験工程	60
7.3 実験の供試体	61
7.4 供試体の設計	64
7.5 実験方法	71
7.6 実験結果と考察	79
7.7 結論	88
8. 設計指針（案）の検討	89
8.1 概要	89
8.2 雪崩予防柵の設計指針（案）	97
9. おわりに	117

— 資 料 —

1. 平板載荷試験データ

— 付 録 —

1. 共同研究の組織と参加会社
2. 会議開催状況

雪崩予防施設の設計・設置法に 関する共同研究報告書(その3)

建設省土木研究所		(株) 中 山 製 鋼 所	蓮尾 泰三
道 路 部 部	長 柴田 正雄	〃	畑田 佳則
道路交通総括研究官	神崎 紘郎	〃	堅川 勝三
道 路 研 究 室 長	松村 哲男	日 鐵 建 材 工 業 (株)	末成 健夫
道路研究室研究員	岡 邦彦	〃	石川 秀也
新潟試験所 所	長 下村 忠一*	日本鋼管ライトスチール(株)	今村 宏司
〃	綱木 亮介	〃	高野 孝一
主 任 研 究 員	石平 貞夫	川 鉄 建 材 工 業 (株)	安田 誠宏
研 究 補 助 員	中島 久男	〃	青木 幹人
※現 雪センター企画調整部兼研究調査部次長		住 金 鋼 材 工 業 (株)	田中 幹夫*
		〃	波多江俊一
(社)鋼材倶楽部		〃	平山 智良
土木専門委員長(新日本製鐵(株))	新見 吉和	神 鋼 建 材 工 業 (株)	川口 芳之
新 日 本 製 鐵 (株)	三木 勝美	〃	柴田 忠志
N K K (日 本 鋼 管 (株))	榊 信昭	〃	松田 博
川 崎 製 鐵 (株)	西澤 信二	東 京 製 鋼 (株)	押尾 祐三
住 友 金 属 工 業 (株)	飯村 修	〃	三原 浩稔
(株) 神 戸 製 鋼 所	前花 忠夫	〃	吉田 泰則
ト ピ ー 工 業 (株)	菅澤 保則	※現 システム科学コンサルタンツ土木担当部長	

要旨：雪崩予防施設の設計設置法に関する共同研究報告書(その3)

本報告は、建設省土木研究所と(社)鋼材倶楽部との共同研究として昭和63年度から平成2年度までに行った「雪崩予防施設の設計設置法に関する研究」について、平成2年度実施分の成果をとりまとめたものである。

本共同研究は、現地における雪圧観測を通して雪崩予防施設に作用する雪圧特性を解明し、有効かつ経済的な雪崩予防施設の設計、設置基準作成のための基礎資料を得ることを目的とするものである。そこで本報告書は平成2年度実施分の研究成果として、雪圧観測結果をもとに本研究で提案するグライド係数と雪圧分布形状の妥当性を検討した成果、および検証用予防柵を用いて地盤反力係数を考慮した基礎構造の設計方法について検証した成果、さらに雪崩予防柵の設計に用いる雪圧の分布形状を雪圧シミュレーションによって解析した成果などについて、これらの研究成果を1冊にまとめたものである。

キーワード：雪崩予防柵、雪圧、グライド、クリープ、積雪、設計、シミュレーション、有限要素法、基準、指針、地盤反力係数

1. はじめに

1.1 共同研究の目的

現在、雪崩予防施設に作用する雪圧荷重の算定は、スイスの示方書に準拠して行われているが、毎年春先になると数多くの施設において破損が見受けられ（59年豪雪時には特に多かった）、効率的な設計が行われているとは言い難いのが現状である。これは日本のような比較的密度の大きい雪質に対して、スイスのような比較的密度の小さい雪を対象として設定された雪圧特性（荷重計算の基礎となる斜面積雪のグライド係数・クリープ係数等）を用いており、実現象と必ずしも適応していないためと考えられている。このようなことから建設省土木研究所道路研究室および新潟試験所では、数年前から多積雪地における雪崩予防施設に作用する雪圧特性について調査を実施してきた。また、民間企業においても雪崩予防施設の上部および下部構造に関して新製品を開発するための検討を行っている。

以上のことから、雪崩予防施設に作用する雪圧特性を解明し、有効かつ経済的な雪崩予防施設の設計・設置基準を作成するための基礎資料を得ることを目的として昭和63年度に共同研究を開始した。

1.2 共同研究の研究項目と分担

本共同研究は、現地における雪圧観測を通して雪崩予防施設に作用する雪圧特性を解明し、有効かつ経済的な雪崩予防施設の設計、設置基準作成のための基礎資料を得ることを目的とするものであり、昭和63年度～平成2年度の3年間にわたり研究を行った。本研究を進めるにあたり、土木研究所および(社)鋼材倶楽部は、それぞれ表-1.1に示す研究細目についてそれぞれ分担して研究を行った。また、共同研究を進めるにあたり委員会を設置して研究を行った。なお、具体的な委員会の構成については、巻末付録を参照願いたい。

表-1.1 雪崩予防施設の設計・設置方法に関する共同研究の研究内容

研究項目	研究細目	実施年度			研究分担		研究内容
		63年度	元年度	2年度	土木研究所	鋼材倶楽部	
1. 既存施設の破損実態に関する研究	1-1 破損実態の調査 ・土研保有資料の整理 ・機関別アンケート調査	■■■■■			○	◎	建設省各地方建設局、北海道開発局、日本道路公団ならびに各県に対して、調査表によるアンケート調査とヒアリングによる聞き取り調査から雪崩予防施設の破損の実態調査を行い、雪圧算定の問題箇所（バー、基礎）を抽出した。
	1-2 設計等の現状と問題点の整理 ・アンケート調査とりまとめ	■■■■■			○	◎	機関別の設計の現状と設計要領を整理することにより、グライド係数、雪圧分布形、基礎構造に関する検討の必要性を明らかにした。
2. 雪崩予防施設の雪圧特性に関する研究	2-1 雪圧特性に関する実験 ・雪圧実験（雪圧観測） ・グライド、クリープ測定	■■■■■	■■■■■	■■■■■	◎		雪圧観測および断面観測において、斜面状態・方位別のグライド係数、斜面勾配・柵縦間隔と最大雪圧の関係、雪圧の分布形状と作用方向について現地実験を行った。
	2-2 雪圧特性に関する検討 ・グライド特性等まとめ ・設計荷重算定式の検討 ・雪圧シミュレーション開発	■■■■■	■■■■■	■■■■■	○	◎	雪圧実験をもとに、グライド係数と雪圧分布形の見直しを行い、設計荷重算定式を検討した。また、3次元有限要素法による雪圧シミュレーションを開発し、雪崩予防柵に作用する雪圧の付加荷重ならびに辺縁効果について実測結果と計算結果を比較し、解析の妥当性を検討した。
3. 雪崩予防施設の設計設置法に関する研究	3-1 上部構造に関する検討			■■■■■		◎	任意の雪圧分布形状に対して、上部構造の各部材（バー、支柱、支柱）に作用する応力を計算する方法を検討した。
	3-2 基礎構造に関する検討 ・現有構造の耐力実験 ・新しい基礎に関する検討			■■■■■		◎	雪崩予防柵の基礎構造について代表的な基礎構造モデルによる耐力実験を行い、地盤反力係数を考慮した設計方法について検討を行った。また、各基礎工法（コンクリート基礎、鋼製L型基礎、アンカー基礎、杭基礎）に対し、設計における留意点と考え方を整理した。
	3-3 最適構造に関する検討 ・設計積雪深の検討 ・最適構造の検討		■■■■■	■■■■■	◎		雪崩予防柵の設置箇所における設計積雪深を算定するために、標高による積雪深の補正方法を検討した。また、雪崩予防柵の上に堆雪する積雪の形状を推定する方法を検討した。 モデル積雪を雪圧シミュレーションによって解析し、雪崩予防柵に作用する雪圧の分布形状から最適な構造のあり方を提案し、従来の設計方法と比較検討した。
	3-4 検証実験 ・グライド係数の検証 ・雪圧分布形状の検証 ・構造物の耐力検証			■■■■■	○	◎	雪圧測定及び断面観測からグライド係数等の諸係数及び雪圧シミュレーションによる雪圧分布形状について検証を行った。 検証用予防柵の破壊荷重から地盤反力係数を考慮した基礎構造の設計方法について検証を行った。
4. 雪崩予防施設の設計設置基準（案）の検討	4-1 雪崩予防施設の設計設置基準（案）に関する検討			■■■■■	◎	○	本共同研究の最終成果として有効かつ効果的な雪崩予防柵の設計指針（案）をとりまとめた。

凡例：◎は主担当を、○は副担当を示す。

2. 雪圧特性に関する調査

2.1 調査目的

雪崩予防柵は、積雪の斜面移動を抑制して雪崩の発生自体を阻止するものであり、雪崩発生の危険性のある斜面に多く設置されているが、豪雪年等の雪融け時期になると破損しているケースが見られる。これは、設計に必要なグライド・クリープ係数等が、防雪工学ハンドブック等では低温乾雪を対象としたスイスの示方書を引用して作成されていることから、我が国のような高温多雪で湿った雪質に対しては十分に適合していないためと考えられる。

そこで、我が国の雪質に適したグライド・クリープ係数等の解明を目的として、昭和61年度から自然斜面での雪圧調査を実施した。

2.2 調査概要

自然斜面における調査は、表-2.1に示すように新潟県上越地方（図-2.1）で昭和61年度から実験地を毎年増やして実施した。また平成2年度には、上越地方の調査だけでは地域的な結果となることも考えられるため、気象状況等が異なる豪雪地の山形県朝日村（図-2.2）において雪圧調査を実施した。

表-2.1 実験地の推移

	場 所	年 度				
		昭和 61	62	63	平成 1	2
雪 圧	江 口					
	土 路					
	浦川原					
	松之山					
	朝 日					
グ ラ イ ド ・ ク リ ー プ	江 口					
	小 局					
	関					
	幕ノ沢					

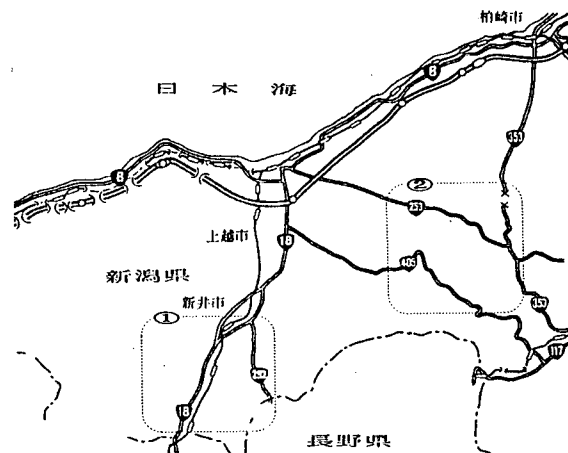
雪圧調査を行った斜面は、表-2.2に示すように勾配が28～45度、地表状態（植生等）が低木、草、カヤ地等の14箇所である。これらの斜面状況は、表-2.3に示している雪圧式に用いるハンドブックのグライド係数表の5ケースに対応している。

また、グライド・クリープ調査について表-2.4に示した。斜面は、勾配が16～40度、地表状態が畑、低灌木、草、カヤ地の10箇所である。

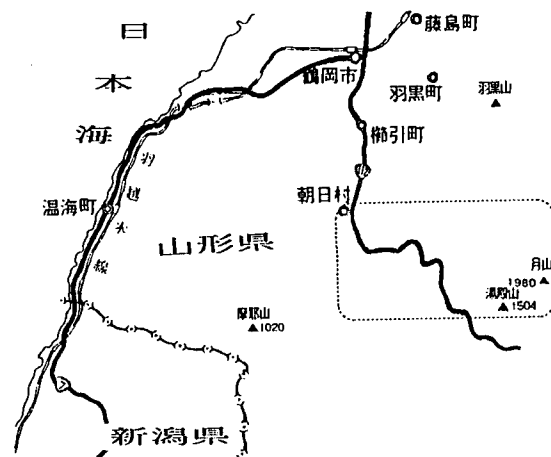
なお、施設の設置状況、測定項目および方法等の詳細は共同研究報告書（その1、その2）を参照されたい。

表-2.2 雪圧調査の斜面状況

場 所	記 号	勾 配	方 位	植 生
江 口	A	35度	南	カヤ地
	B	35度	北東	カヤ地
	C	30度	南	カヤ地
	D	45度	南	カヤ地
	E	35度	南	カヤ地
土 路	A	40度	西	笹地
	B	30度	西	草地
	C	35度	西	草地
	D	32度	西	草地
	E	35度	西	草地
	F	32度	西	低木地
浦川原		40度	南	カヤ地
松之山		28度	北東	カヤ地
朝 日		32度	北東	草地



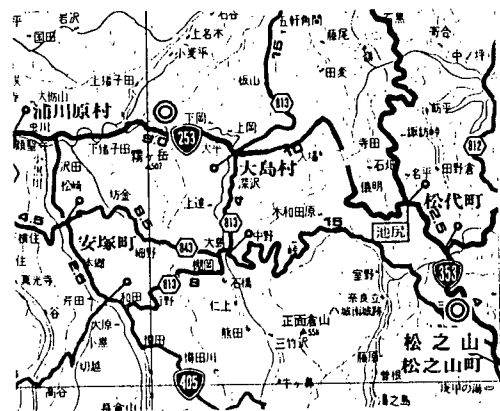
周辺の位置図



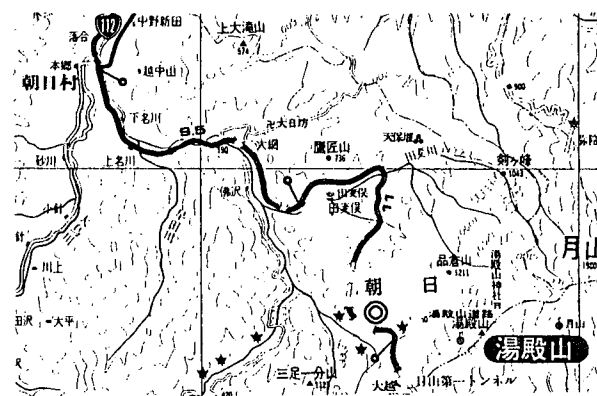
周辺の位置図



詳細図①



詳細図②



詳細図

図-2.2 山形県朝日村の調査地点位置図

1 : 250,000 0 5 10km

図-2.1 上越地域における調査地点の位置図

表-2.3 ハンドブックのグライド係数表

地表状態（植生等）	北向き斜面	南向き斜面 （東・西を含む）
I ・玉石（直径30cm以上）の斜面 ・大岩の凹凸面	1. 2	1. 3
II ・れき（直径30cm以上）の斜面 ・丈1 m以上のかん木地 ・50cm以上の凹凸地面	1. 6	1. 8 土 路
III ・小さいかん木地 ・50cm以下の凹凸地面 ・草 地	2. 0 朝 日	2. 4 江 口、土 路
IV ・平滑岩盤 ・葉の長い草地 ・湿 地	2. 8 江口、松之山	3. 2 江 口、土 路 浦川原

表-2.4 グライド・クリープ調査の斜面状況

場 所 斜面記号	勾 配	方位	地表状態	測定 箇所数
江 口	a 16度	南	畑地	3箇所
	b 20度	南	畑地	3箇所
	c 28度	南西	カヤ地	3箇所
小 局	a 19度	北東	畑地	3箇所
	b 23度	北東	か・草地	3箇所
	c 30度	北東	か・草地	3箇所
関	24度	北西	か・草地	1箇所
幕 沢	a 30度	北西	低灌木	1箇所
	b 38度	北西	低灌木	1箇所
	c 40度	南東	低灌木	1箇所

2.3 調査結果

表-2.5に、調査期間内における各観測地の最大雪圧と最大積雪深を示した。この5年間は、雪が少ない状況が顕著で、特に昭和63年度は暖冬少雪となり、表のように雪圧が作用せずにほとんど成果が得られなかった。一方、63年度のグライド・クリープ調査については実験地を積雪の多い関、幕ノ沢に変更して調査を行った。したがって、グライド・クリープ係数のまとめにあたっては、積雪が多い昭和62年度および平成2年度を中心としたデータにより検討を行い、成果としてまとめた。

表-2.5 各観測地における年度別の最大雪圧と最大積雪深

		年 度				
		昭和 6 1	6 2	6 3	平成 1	2
江 口	雪 圧 tf/m	0.888	1.840	0.032	1.006	2.020
	積雪深H m	1.50	1.91	0.40	1.69	1.87
土 路	雪 圧 tf/m		2.607	0.177	0.451	2.099
	積雪深H m		2.40	0.80	1.68	2.16
松之山	雪 圧 tf/m			0.120	1.280	6.918
	積雪深H m			0.71	2.50	3.97
浦川原	雪 圧 tf/m			0.016	0.816	3.942
	積雪深H m			0.11	1.15	2.58
朝 日	雪 圧 tf/m					15.968
	積雪深H m					6.41

2.3.1 雪圧式

予防柵に作用する斜面雪圧は、積雪深、雪密度、クリープ係数、グライド係数を用いた理論式により算定している。その雪圧算定式は式-2.1、2.2である。

なお、ここでは雪崩予防柵を設置する場合の雪圧算定には設計積雪深、設計雪密度を用いる。その設計積雪深および設計雪密度の考え方と計算方法については、共同研究報告書（その2）に

まとめている。

雪圧の斜面に平行な成分(tf/m)

$$S_N = \frac{\gamma H^2}{2} K \cdot N \quad \dots\dots\dots (式-2.1)$$

雪圧の斜面に直角な成分(tf/m)

$$S_q = \frac{a}{N \cdot \tan \theta} S_N \quad \dots\dots\dots (式-2.2)$$

γ : 雪密度(tf/m³)

H : 積雪深 (m)

K : クリープ係数

N : グライド係数

θ : 斜面の勾配 (度)

$$a = \frac{1-2 \cdot \nu_c}{2 \cdot (1-\nu_c)}$$

ν_c : 積雪のポアソン比

a : 雪質に関する比

($\nu_c = 0.4 \cdot \gamma$)

注) 単位については重力単位系とする

2.3.2 クリープ係数の検討

現在のクリープ係数は、以下に示す式-2.3の計算式から求める方法と表-2.6に示す換算表から求める方法があるが、一般的に積雪内部の変位を測定することはしないため、表-2.6の雪密度からクリープ係数を求めて雪圧を計算している。

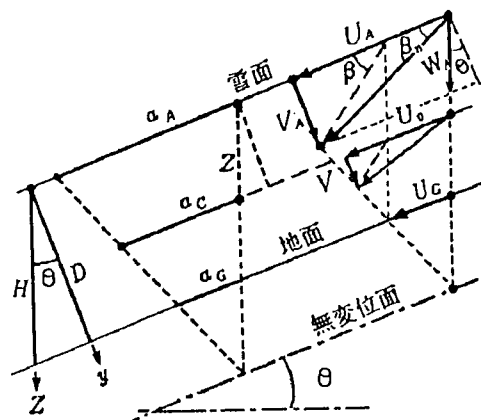
(1) 計算により求める方法

積雪内部の変位位置は、図-2.3に示す通りである。

$$K = \frac{\sin 2\theta}{3} \sqrt{\frac{2}{\tan \theta \cdot \tan \beta}} \quad \dots\dots (式-2.3)$$

θ : 斜面勾配 (度)

$$\tan \beta = \frac{V_A}{U_A - U_G}$$



(2) 斜面勾配と雪密度から換算する方法

図-2.3 積雪内部の変位位置

表-2.6 雪密度によるクリープ係数

雪密度: γ (tf/m ³)	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
$K / \sin 2\theta$	0.70	0.76	0.83	0.92	1.05

そこで、一般に用いられているクリープ係数表の適合性について、表-2.4に示した斜面での測定結果をもとに式-2.3と表-2.6により検討を行った。しかし、実測したデータは積雪が少ない期間中のものが多く積雪深の増減が激しいために、積雪深 1.0m以上、測定期間が10日以上デー

タのみを対象とした。この条件により、斜面勾配19～40度、雪密度 0.225～0.396tf/m³の16ケースを選択した。これら16ケースについて、クリープ係数を雪密度（表-2.6）および積雪内部変位（式-2.3）から求めると表-2.7に示す結果となる。

表-2.7 実測をもとにした表-2.6および式-2.3によるクリープ係数

年 度	場 所	勾 配 θ	積雪深H m	雪密度 γ tf/m ³	表から $K/\sin 2\theta$	式(実測) $K/\sin 2\theta$
S 6 1	江口b	20度	1.06	0.225	0.715	0.593
	江口c	28度	1.01	0.328	0.780	0.441
			1.05	0.328	0.780	0.631
S 6 2	小局a	19度	2.21	0.255	0.733	0.671
			2.32	0.255	0.733	0.713
			2.14	0.255	0.733	0.668
	小局b	23度	2.15	0.249	0.729	0.694
			2.21	0.249	0.729	0.726
			2.34	0.249	0.729	0.703
	小局c	30度	2.08	0.260	0.736	0.650
			2.10	0.260	0.736	0.642
			2.32	0.260	0.736	0.636
S 6 3	幕ノ沢a	30度	2.26	0.396	0.827	0.657
	幕ノ沢b	38度	1.95	0.359	0.801	0.640
	幕ノ沢c	40度	1.56	0.370	0.809	0.710
	関	24度	1.09	0.377	0.814	0.626

図-2.4に、表中の式-2.3によるクリープ係数（ $K/\sin 2\theta$ ）と雪密度の関係を示した。また、実線は換算表によるクリープ係数である。これを見ると実測によるクリープ係数は換算表に比べて小さい値となり、雪密度が大きくなってもクリープ係数はほとんど変わらないといえる。したがって、我が国での設計雪密度は通常 $\gamma = 0.30 \sim 0.35 \text{tf/m}^3$ となるため、その範囲での設計雪圧の安全性を考えると現在用いられている表-2.6のクリープ係数（ $K/\sin 2\theta$ ）の値はほぼ妥当なものといえる。

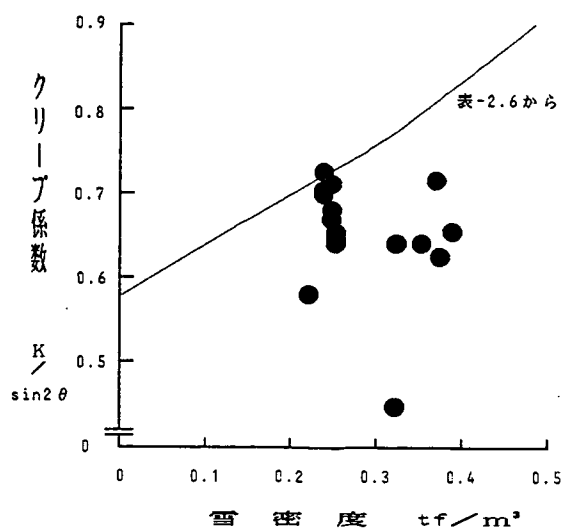


図-2.4 雪密度とクリープ係数（ $K/\sin 2\theta$ ）

2.3.3 グライド係数の検討

通常グライド係数は、斜面方位・山肌・植生状況により表-2.3に示すグライド係数が用いられている。しかし、施設が被災する原因の大半は、その施設の設計時に使用するグライド係数の値

が不適切であるためと考えられる。そこで、式-2.1、2.2により実際の予防柵に作用した雪圧等を用いて、我が国の雪質に適したグライド係数について検討を行った。

なお積雪深については、設計積雪深が再現確率積雪深（過去の各最大積雪深により推定する方法）を用いてるため、各年度における柵周辺での最大積雪深とした。ただし、観測状況（測定間隔）によっては、最大積雪深を計測していない場合があり、その場合は現地の積雪重量や相関の良い他地点の積雪深から推定を行った。

このようにして、表-2.2に示した斜面における積雪深、雪密度（設計雪密度と同じ）、クリープ係数と雪圧よりグライド係数を求めた。しかし、積雪深が少ないために積雪に埋まらない柵の中部から上部には落雪等による衝撃力が作用して雪圧が大きくなるケースも多いため、各予防柵の設計積雪深に対して積雪深が50%以上のデータのみを対象にして検討を行った（この条件を満たすデータは、勾配範囲28～40度の16ケースである）。その結果を表-2.8に示す。

表-2.8 逆算によるグライド係数および積雪等のデータ

年 度	場 所 柵記号	地表状態	方 位	N	勾 配	雪密度 tf/m ³	積雪深 m	K	実測雪圧 tf/m	逆算N
S 6 2	江口A	カヤ地	南	3.2	35度	0.333	1.91	0.731	1.840	4.12
	〃 E	灌木	南	2.4	35度	0.326	1.51	0.731	0.832	3.06
	土路A	草地	西	3.2	40度	0.338	2.40	0.775	2.607	2.95
	〃 B	笹地	西	2.4	30度	0.338	2.40	0.681	2.615	3.21
	〃 C	草地	西	2.4	35度	0.338	2.40	0.739	2.347	2.66
	〃 D	草地	西	2.4	32度	0.338	2.40	0.707	2.463	2.90
H 1	松之山	カヤ地	北東	2.6	28度	0.339	2.50	0.653	1.280	1.85
H 2	江口A	カヤ地	南	3.2	35度	0.332	1.87	0.735	2.020	4.73
	土路A	笹地	西	3.2	30度	0.336	2.16	0.680	2.939	4.78
	〃 B	草地	西	2.4	35度	0.335	2.07	0.737	1.560	2.35
	〃 C	草地	西	2.4	32度	0.335	2.07	0.705	2.049	3.37
	〃 D	草地	西	2.4	32度	0.335	2.07	0.705	1.674	3.31
	〃 F	低木地	西	1.8	32度	0.336	2.16	0.706	1.400	2.52
	浦川原	カヤ地	南	3.2	40度	0.340	2.58	0.776	3.942	4.49
	松之山	カヤ地	北東	2.6	28度	0.346	3.97	0.657	6.918	3.86
	朝 日	草地	北東	2.0	32度	0.351	6.41	0.715	15.968	3.10

N：表-2.3による値 K：表-2.6による値 逆算N：式-2.1、2に実測雪圧を入れ逆算した値

つぎに、ここで求めたグライド係数と表-2.3のグライド係数の関係を図-2.5に示した。図は、X軸をハンドブックのグライド係数、Y軸は実測からのグライド係数としている。この結果、ほ

とんどの場合は表-2.3のグライド係数より、実測値から算出されたグライド係数の方が大きくなっていることがわかる。表-2.3のグライド係数と実測から算出されたグライド係数の関係から概ね各最大値（●印）は式-2.4で表すことができる。

$$Y = 1.469 \cdot X \quad \dots\dots\dots (式-2.4)$$

Y：実際の雪圧によるグライド係数

X：ハンドブックのグライド係数

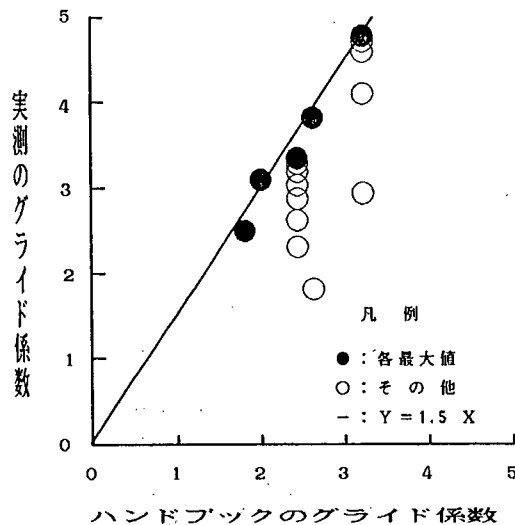


図-2.5 ハンドブックのグライド係数との比較

したがって、雪圧の実測結果に若干の安全性等を考慮した新しいグライド係数は、表-2.3のグライド係数を一定の増加率 1.5（実線）で修正した、表-2.9に示すグライド係数となる（新しいグライド係数表では、今回の実測データ16ケースのうちの15ケースが条件を満たされる）。

また、図-2.6に実測から算出したグライド係数とハンドブックのグライド係数の比と斜面勾配の関係を示した。その結果から判断すると、勾配による割増し係数は不要で、これまでと同様な考え方で斜面の性状、向きをもとに表-2.9のグライド係数を使用すればよいものと考えられる。

表-2.9 新しいグライド係数

地表状態（植生等）	北向き斜面	南向き斜面 （東・西を含む）
I ・玉石（直径30cm以上）の斜面 ・大岩の凹凸面	1.8	2.0
II ・れき（直径30cm以上）の斜面 ・丈1m以上のかん木地 ・50cm以上の凹凸地面	2.4	2.7
III ・小さいかん木地 ・50cm以下の凹凸地面 ・草地	3.0	3.6
IV ・平滑岩盤 ・葉の長い草地 ・湿地	3.9	4.8

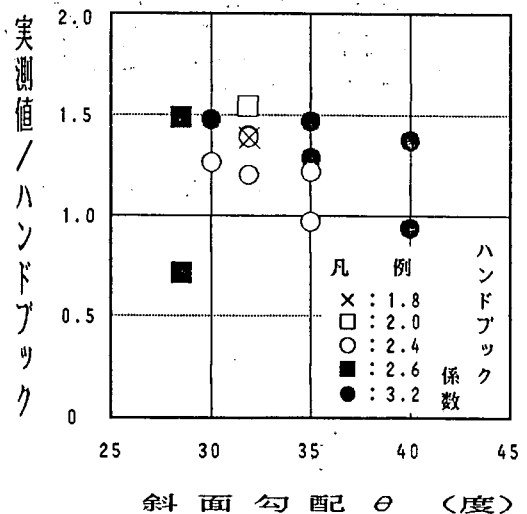


図-2.6 勾配別によるグライド係数

2.3.4 雪圧の分布形状

雪圧の分布形状については、昭和58年より切土斜面の東菅沼で観測を行っている。観測は、幅10m、高さ2.12mの予防柵に50×50cmの受圧板を横方向に20枚、高さ方向に3枚並べて、その主だった箇所雪圧の測定を行った。図-2.7に、柵の端部周辺（①～③、⑤～⑦）と中央部（④）の位置を示した。

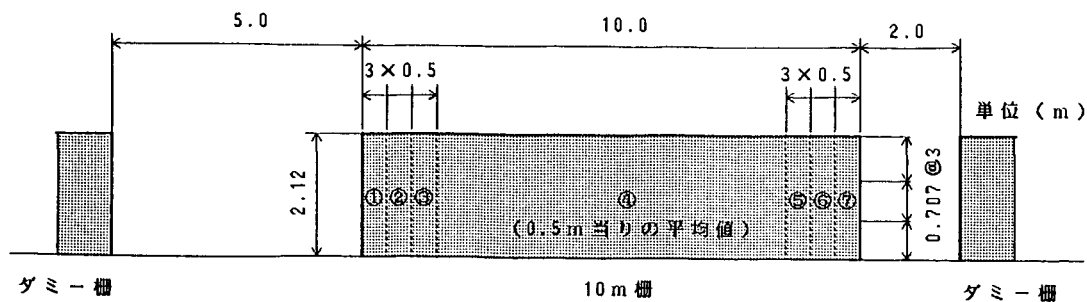


図-2.7 柵横方向の端部および中央部の位置図

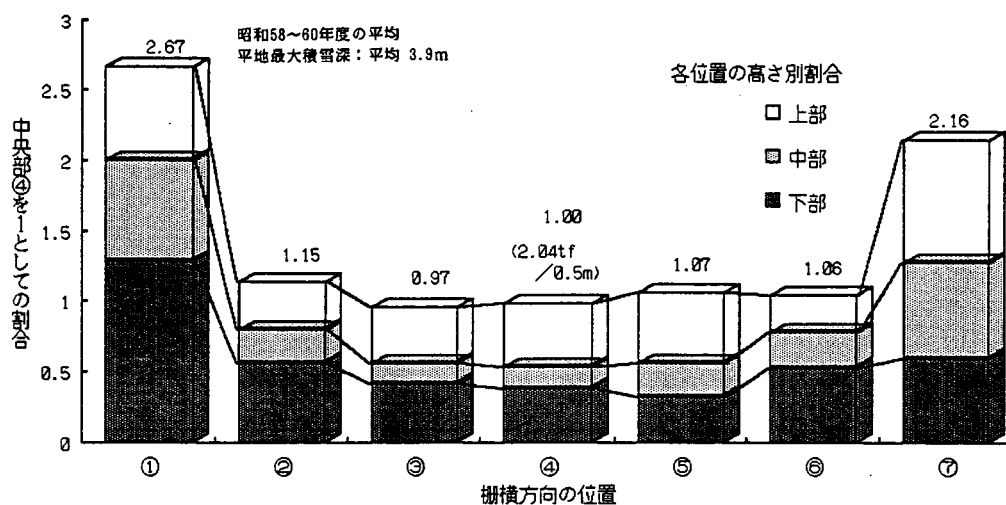


図-2.8 積雪深が多い場合の雪圧分布形状

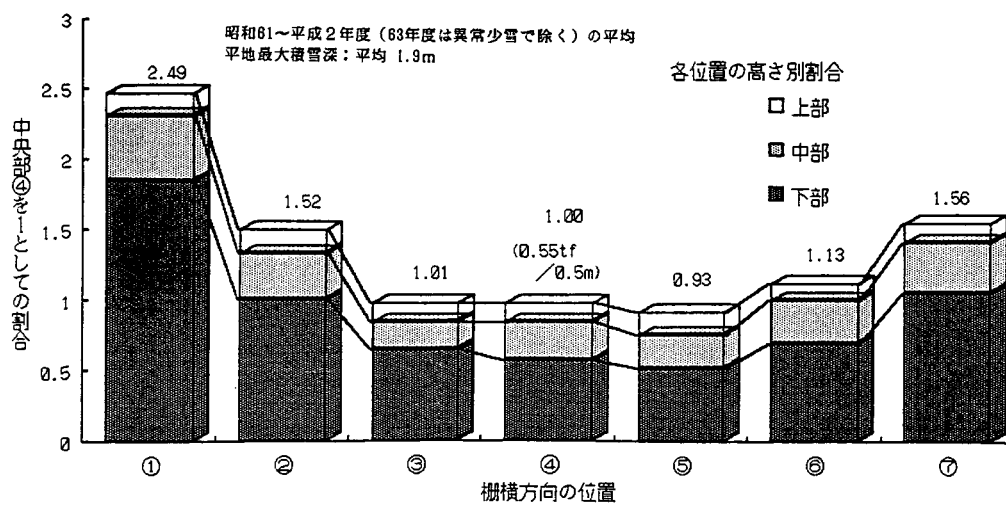


図-2.9 積雪深が少ない場合の雪圧分布形状

図-2.8（積雪の多い場合）、図-2.9（積雪の少ない場合）に、柵中央部（④）に作用した雪圧と端部における雪圧の割合を示した。また、各位置での高さ別に作用した雪圧の割合も示した。

その結果、雪圧の横方向における分布形状は、端部周辺には辺縁荷重が作用するために中央部より大きな雪圧が作用し（分布形状等については、積雪状況および柵横間隔により異なる場合がある）、高さ方向の分布形態は、積雪深の多い図-2.8に比べ、積雪深が少ない図-2.9の場合は、上部に雪圧がほとんど作用しないことがわかる。また、柵横間隔についてみると、図-2.8より柵横間隔5 m側（①）では積雪の流動が活発なため、柵下部へ作用する割合が多くなるが、2 m側（⑦）では積雪の流動を抑制して堆積させるため、柵上部への割合が多くなることがわかる。

以上のことから、予防柵の設計は、これまでの辺縁荷重、下段部付加荷重の他に柵上段部への付加荷重も考慮する必要があることがわかった。

2.4 調査のまとめ

調査期間中は積雪深が少ない場合がみられたが、過去5年間のデータをもとにしてグライド・クリップ係数をまとめることができた。特にグライド係数については、我が国の雪圧実態から求めたことにより、今後は各地の積雪状況に適した施設の設計に反映できるものと考えられる。

3. 雪圧特性に関する検討

3.1 解析概要および目的

雪崩予防柵に作用する雪圧の分布形状を調査する方法としては、従来から実施している現地調査による方法が最も直接的な方法ではあるが、雪圧等に関するデータは気象条件や地形条件によって大きく影響されることから、雪圧等の検討に際して十分なデータを収集するためには長い時間と多額の費用を要する。

そこで、雪崩予防柵に作用する雪圧の分布形状を容易に推定する方法として、積雪の挙動を数値的に解析することにより雪圧を間接的に調査する雪圧シミュレーションを開発した。

平成2年度は前年度に課題とされていた計算精度の向上、グライド条件の考え方を整理するとともに3次元に拡張した雪圧シミュレーションにより、雪崩予防柵に作用する雪圧の付加荷重ならびに辺縁効果について、実測値と計算値を比較し、3次元シミュレーションの妥当性を検討した。

3.2 実用化のための計算時間の検討

短時間にかつ高精度に計算を行えるように土木研究所の大型計算機に移植を行った。

なお、大型計算機を用いたとしてもメッシュの細かさ（節点の数）によって計算時間が大きく異なる。図-3.1に節点数と計算時間の関係を示す。

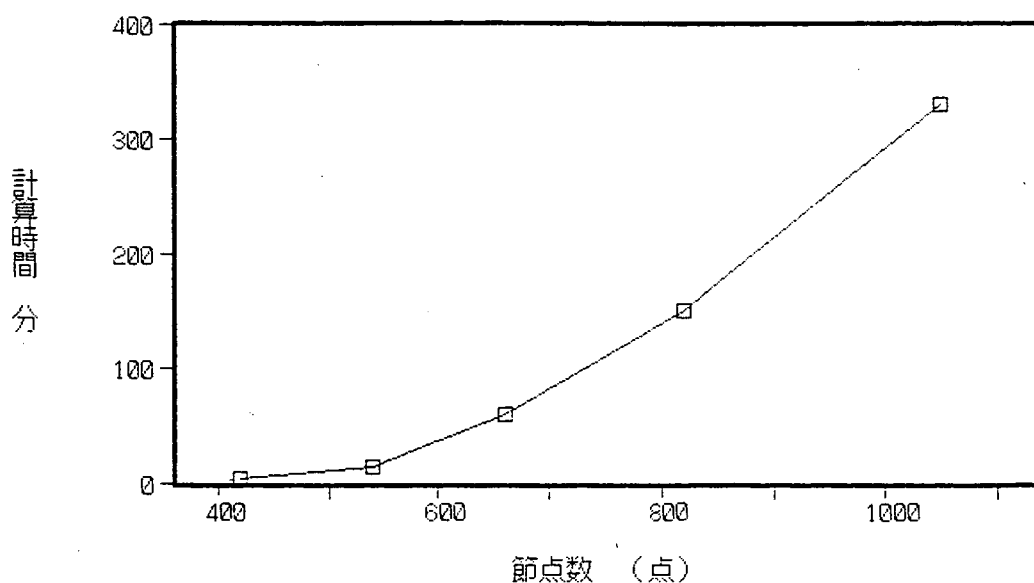


図-3.1 節点数と計算時間との関係

3.2.1 計算条件および検討ケース

ケーススタディとして次の計算条件について、細かく計算する方法（ケースA）と粗く計算する方法（ケースB）を行ってみた。

なお、雪圧の変化を大きくして計算の妥当性をわかり易くするために通常よりも大きなグライド条件を設定し、大きな雪圧が計算されるようにした。

表-3.1 計算条件および節点数

計 算 条 件		→	節点数	ケースA	ケースB
積雪深	3m	→	斜面方向	9	6
雪密度	0.35t/m ³	→	柵垂直方向	7	7
グライド量	1.1cm/日	→	横方向	13	10
斜面勾配	40度				
			全節点数	819	420

3.2.2 計算結果

図-3.2にシミュレーション計算結果を示す。

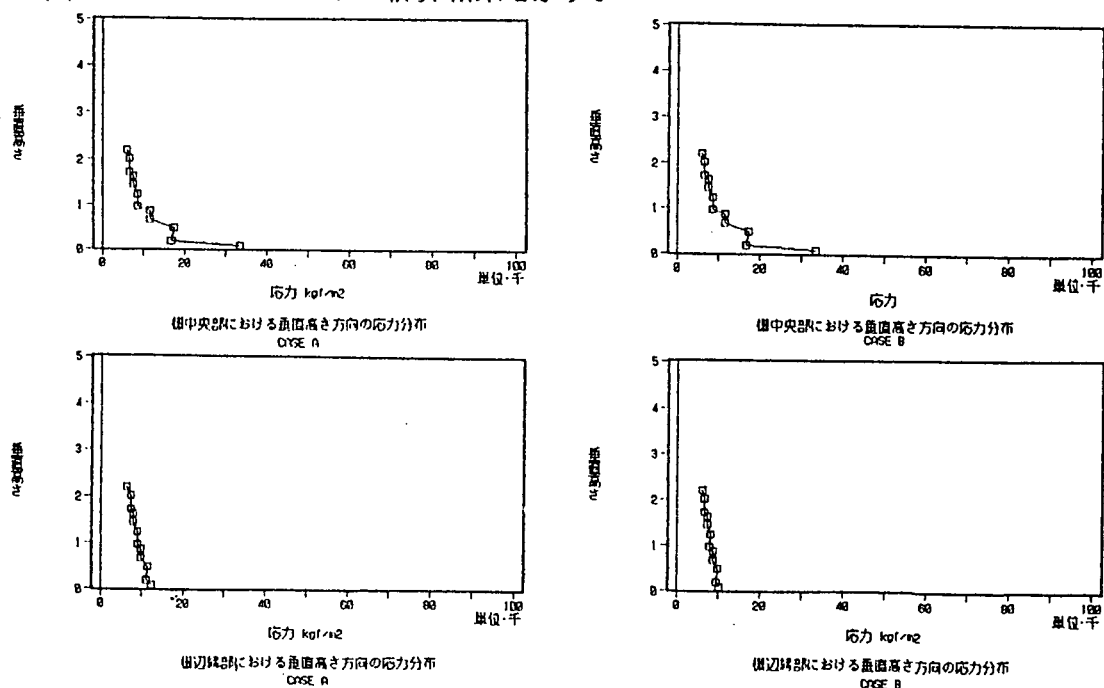


図-3.2 計算結果

以上の結果、節点数の数を減らしても計算の結果は変わらなかった。

これより、今後の計算としては実用面から 420節点以上で計算を行うものとした。

3.3 グライド条件の検討

予防柵に作用する雪圧は、グライド条件の設定によって変動する。そこで、実験から得られた雪圧データに整合させるようなグライド条件の設定方法について検討することとした。

3.3.1 グライド条件の設定

シミュレーションでは柵間部において、積雪が斜面下方と連続しているにもかかわらず、積雪が連続した状況の断面観測結果がないため、この部分で積雪を切断して解析した。

そこで、積雪が連続した状況に変わるものとして、図-3.3のように柵間部に強制的にグライドを量を与えた場合、柵間部にグライドとクリープを与えた場合を新潟県新井市東菅沼地区における昭和61年 2月13日の実測結果と比較した。

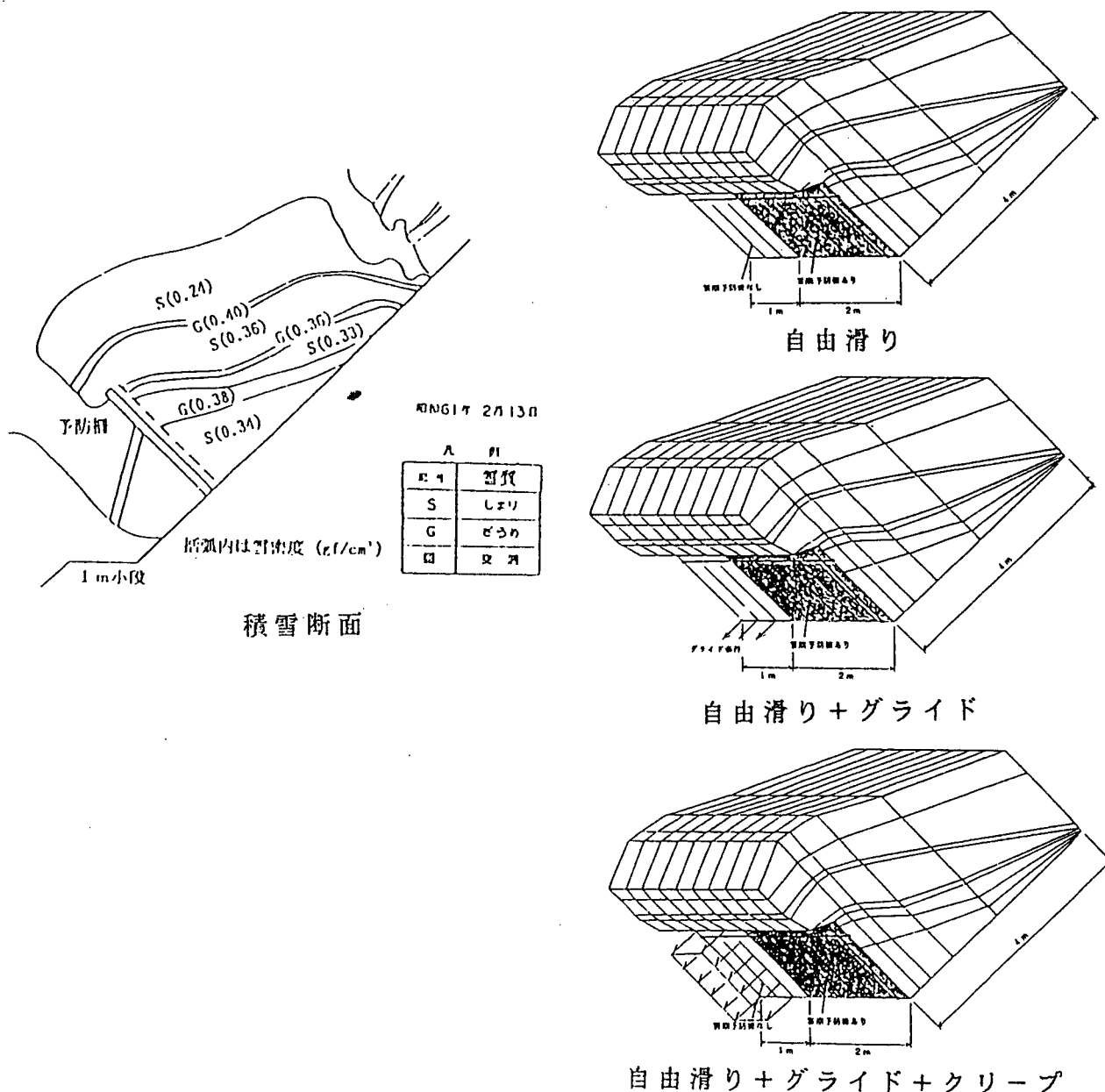


図-3.3 グライド条件の設定

3.3.2 現地観測結果

計算必要なデータを備えている実測結果のうち、積雪深が比較的大きい新潟県新井市東菅沼地区における実測結果のケース 2 とケース 3 について計算を行った。図-3.4 に計算結果を示す。

ケース 2 昭和61年 2月13日 (平地積雪深 300cm)

ケース 3 昭和61年 3月 5日 (平地積雪深 270cm)

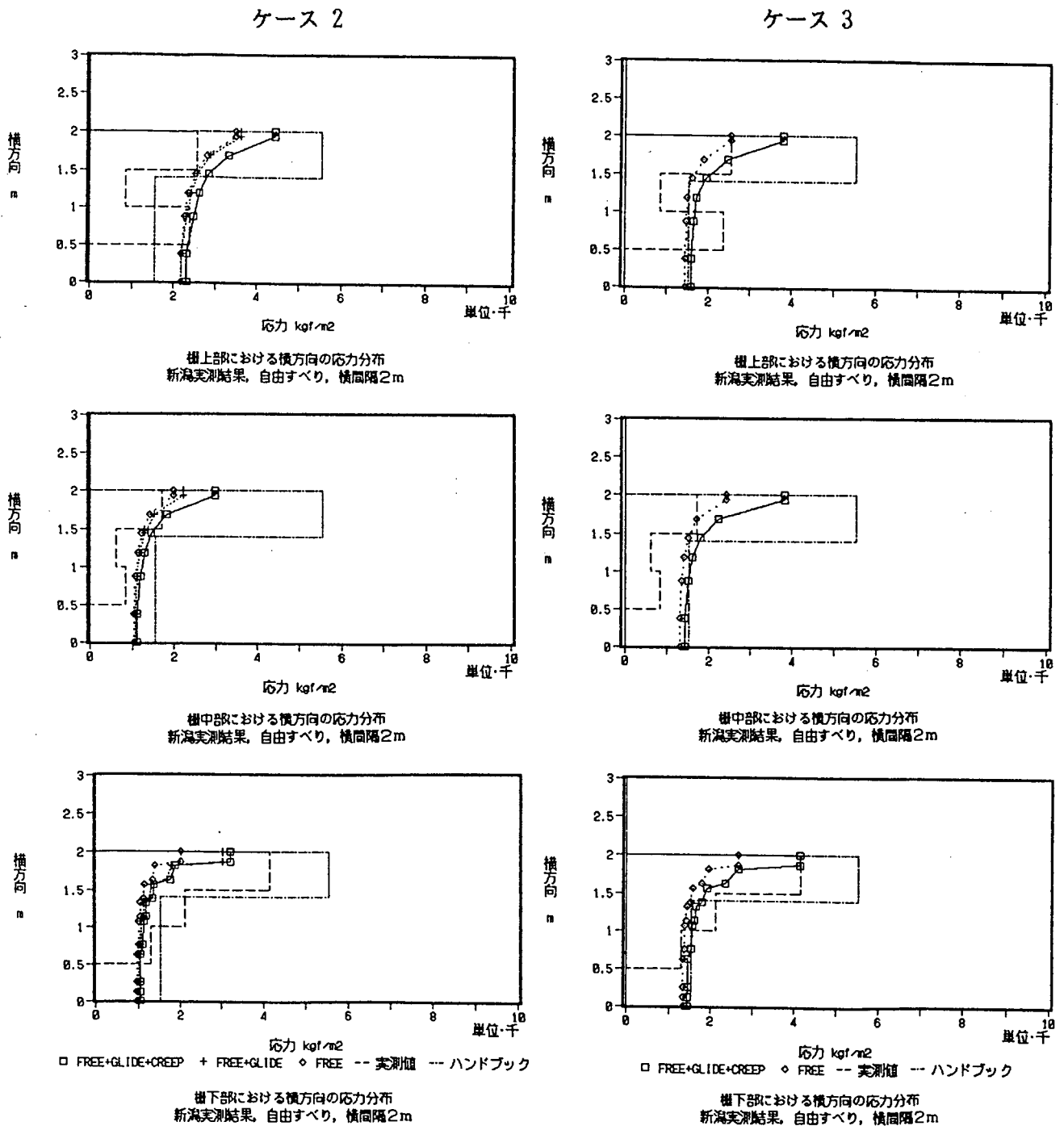


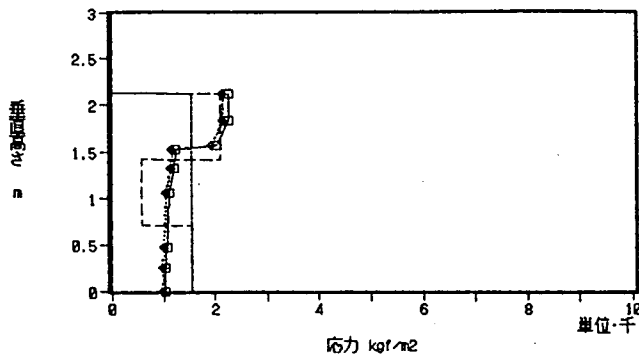
図-3.4(a) 計算結果

ケース2 昭和61年 2月13日 (平地積雪深 300cm)

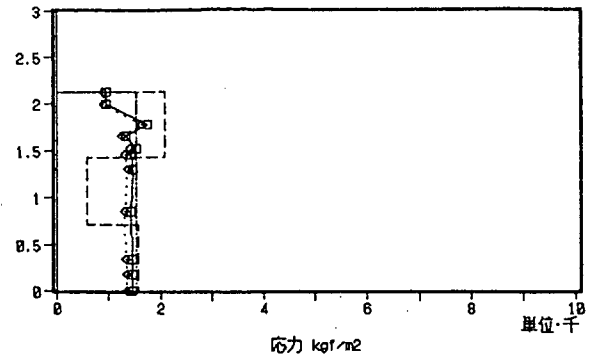
ケース3 昭和61年 3月 5日 (平地積雪深 270cm)

ケース 2

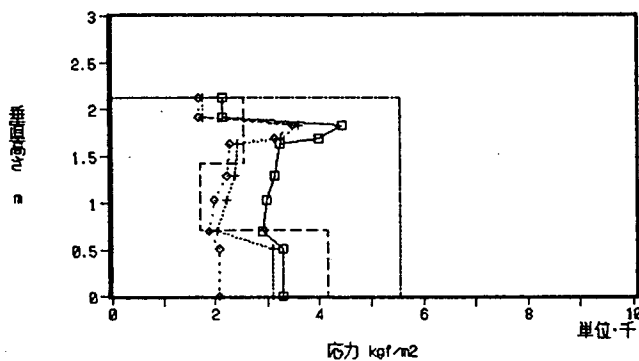
ケース 3



樹中央部における垂直方向の応力分布
新潟実測結果, 自由すべり, 横間隔2m

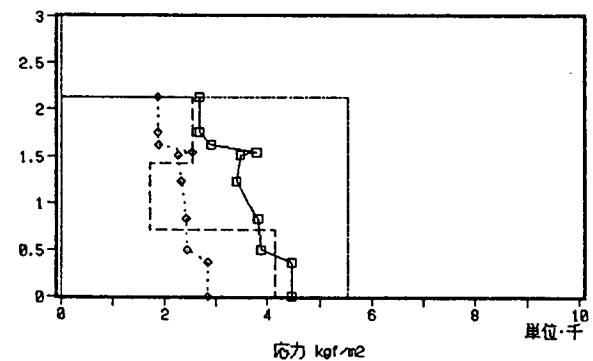


樹中央部における垂直方向の応力分布
新潟実測結果, 自由すべり, 横間隔2m



□ FREE+GLIDE+CREEP + FREE+GLIDE ◇ FREE -- 実測値 --- ハンドブック

樹辺縁部における垂直方向の応力分布
新潟実測結果, 自由すべり, 横間隔2m



□ FREE+GLIDE+CREEP ◇ FREE -- 実測値 --- ハンドブック

樹辺縁部における垂直方向の応力分布
新潟実測結果, 自由すべり, 横間隔2m

図-3.4(b) 計算結果

グライド+クリープを設定することによって、柵の辺縁部の下部で大きな雪圧が計算され、実測値に近い値が計算できることが明かになった。

3.4 実測結果と計算結果との比較

3.4.1 新潟県新井市東菅沼地区の実測結果との比較

既設の予防柵において雪圧および積雪状況を具体的に観測した結果について、雪圧シミュレーションにて計算を行い、ハンドブックから算定される雪圧および実測結果と比較検討した。

(1) 現地観測結果

雪圧シミュレーションに関連する必要な観測データ（予防柵に作用する雪圧および積雪状況）を備えている観測結果のうち、積雪深が比較的大きいケース2（昭和61年 2月13日）とケース3（昭和61年 3月 5日）について行った。

ケース1	昭和61年1月17日（積雪深130cm）
ケース2	昭和61年2月13日（積雪深300cm）
ケース3	昭和61年3月 5日（積雪深270cm）
ケース4	昭和62年1月27日（積雪深115cm）
ケース5	昭和62年2月24日（積雪深123cm）
ケース6	昭和62年3月10日（積雪深140cm）
ケース7	平成元年2月 7日（積雪深 65cm）

(2) 計算条件

雪崩予防柵に堆積している積雪を図-3.5のような要素に分割し、3次元有限要素法によって雪崩予防柵に作用する雪圧を算定した。

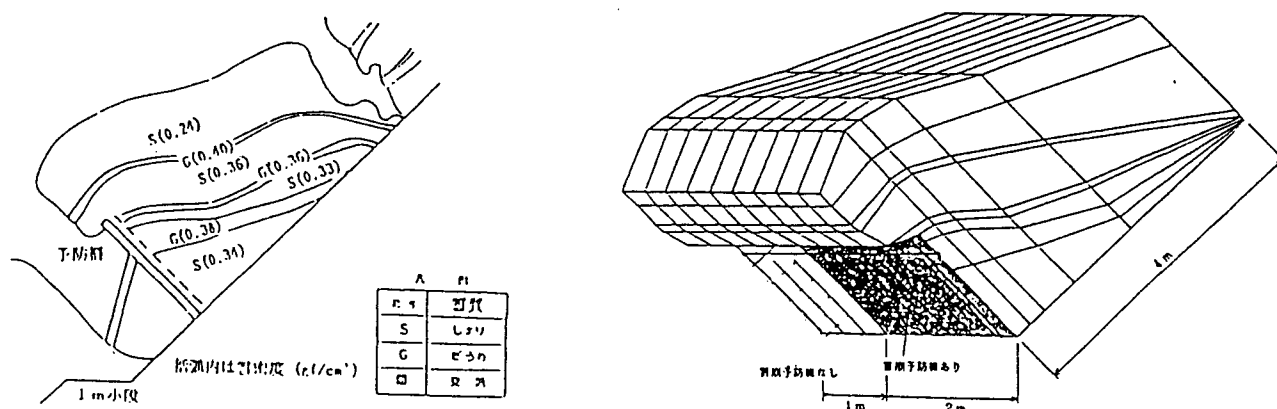


図-3.5 計算モデル図

- ・入力条件

積雪深、斜面勾配、雪密度、柵傾きは、それぞれ観測結果より設定する。

- ・柵横間隔に関しては2通りで計算した。

①柵横長さ4 mで横間隔2 mの予防柵を対象

計算範囲3 m (柵有2 m + 柵無1 m)

②柵横長さ4 mで横間隔5 mの予防柵を対象

計算範囲4.5m (柵有2 m + 柵無2.5m)

- ・グライド条件

図-3.6に示すように斜面は自由滑り状態、柵間部にグライドとクリープを設定

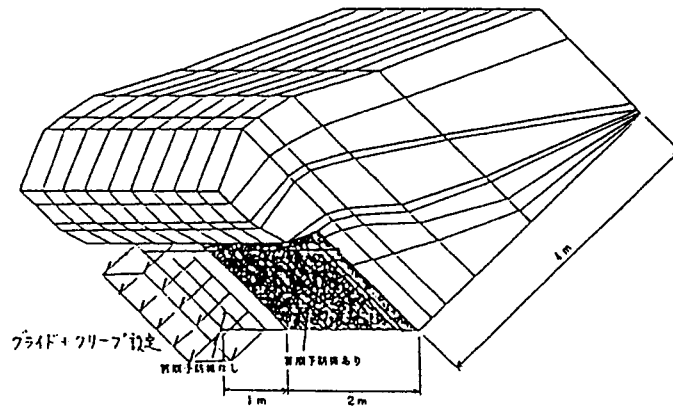


図-3.6 グライド条件の設定

(3) 雪圧の比較結果

現地観測による実測値と雪圧シミュレーションから算定される計算値ならびに防雪工学ハンドブックから算定される計算値と比較した。図-3.7に計算結果を示す。

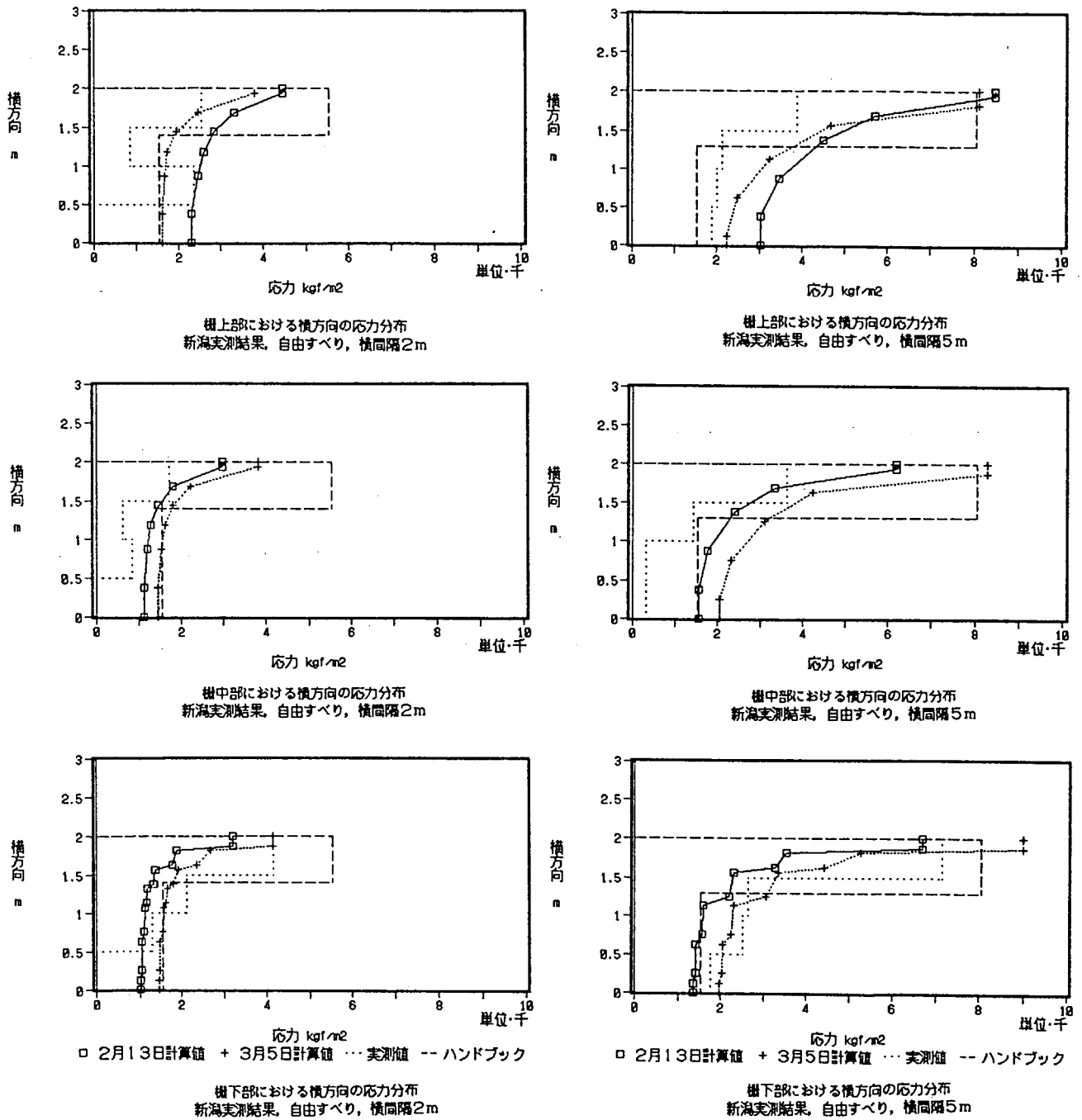
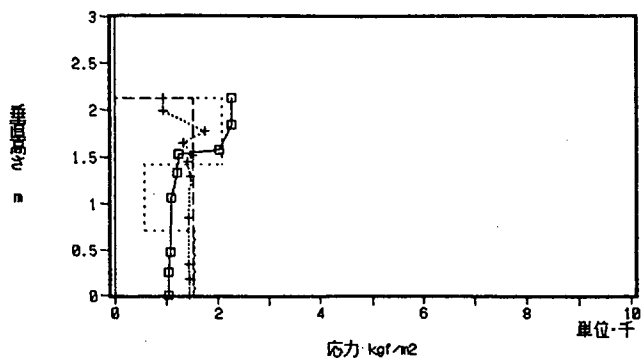
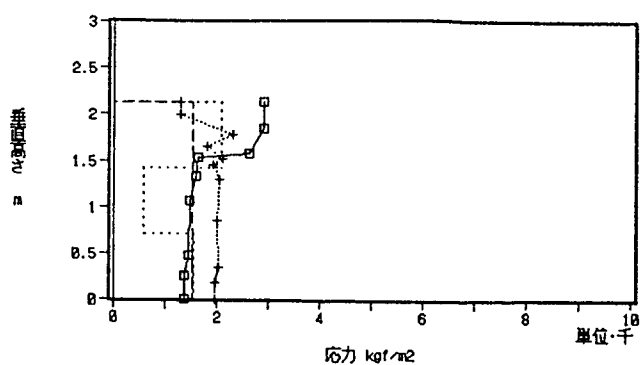


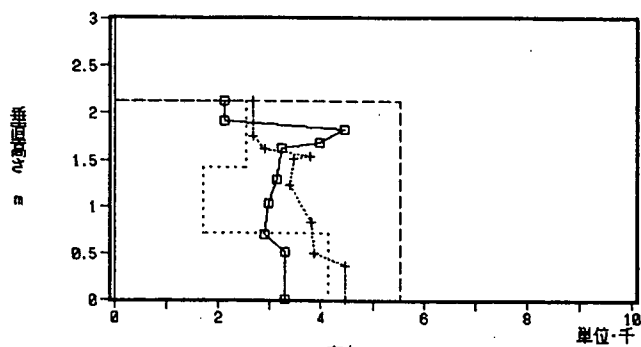
図-3.7(a) 計算結果



樹中央部における垂直方向の応力分布
新潟実測結果, 自由すべり, 横間隔2m

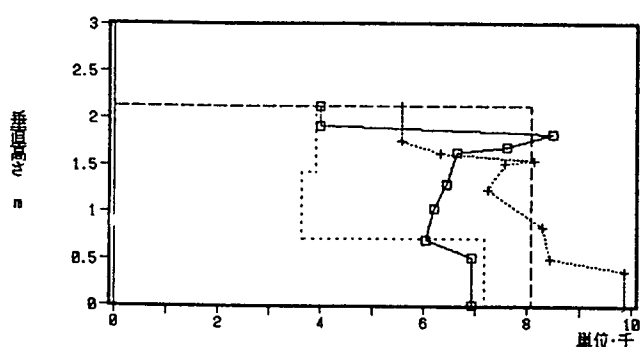


樹中央部における垂直方向の応力分布
新潟実測結果, 自由すべり, 横間隔5m



□ 2月13日計算値 + 3月5日計算値 ... 実測値 -- ハンドブック

樹辺縁部における垂直方向の応力分布
新潟実測結果, 自由すべり, 横間隔2m



□ 2月13日計算値 + 3月5日計算値 ... 実測値 -- ハンドブック

樹辺縁部における垂直方向の応力分布
新潟実測結果, 自由すべり, 横間隔5m

図-3.7(b) 計算結果

以上の結果から、雪圧シミュレーションによる雪圧の分布形状に関する解析が可能であることが確認された。

3.4.2 山形県酒田工事事務所管内における実測結果との比較

山形現地観測結果とシミュレーションの計算結果とを比較するに当たって、写真-3.1のように柵間部に雪が無かったために、柵の部分のみを3次元で計算した結果と、雪圧を比較した。また、積雪が斜面方向に長く繋がっている場合のシミュレーションの要素の取り方の検討を行った。

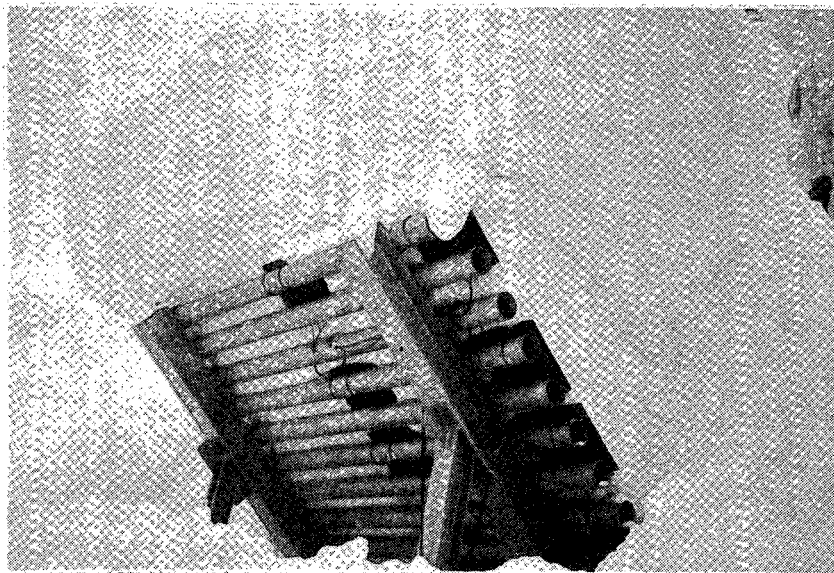


写真-3.1 現地状況

(1) 山形実測結果

山形実測結果は次の3ケースであるが、今回は計算した結果のうちケース1について比較した。

ケース1 平成3年2月 7日

ケース2 平成3年3月12日

ケース3 平成3年3月21日

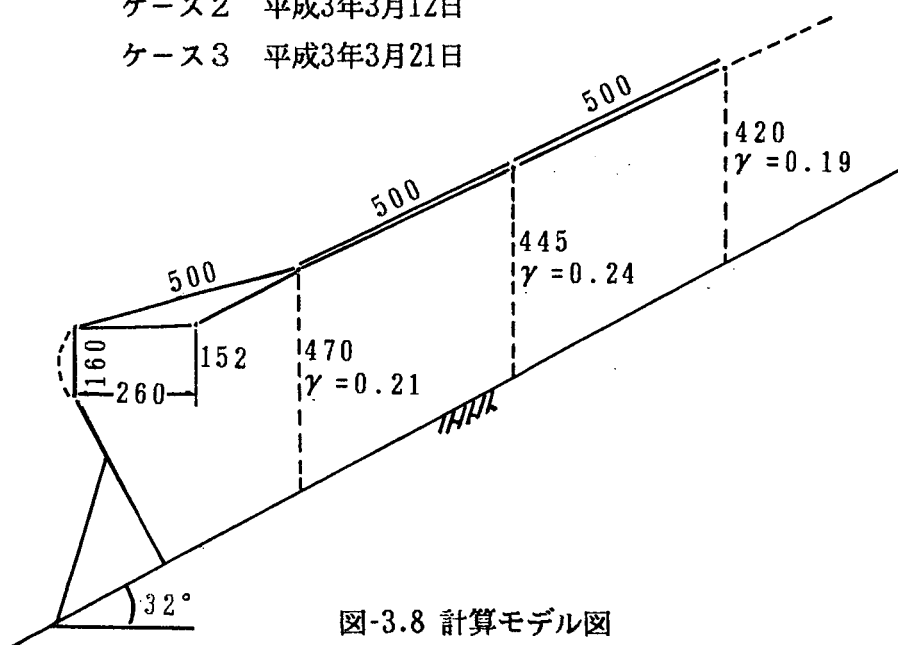


図-3.8 計算モデル図

(2) 計算条件

・入力条件

積雪深、雪密度、斜面勾配、柵傾き、柵横間隔はそれぞれ観測結果より設定する。

・斜面最上端部の柵からの距離は3 m、7 m、13 mの3通りとした。(図-3.9参照)

・グライド条件

図-3.9のように柵の部分だけ計算をするので、柵間部のグライドを考えずにグライドは自由滑りのみとした。

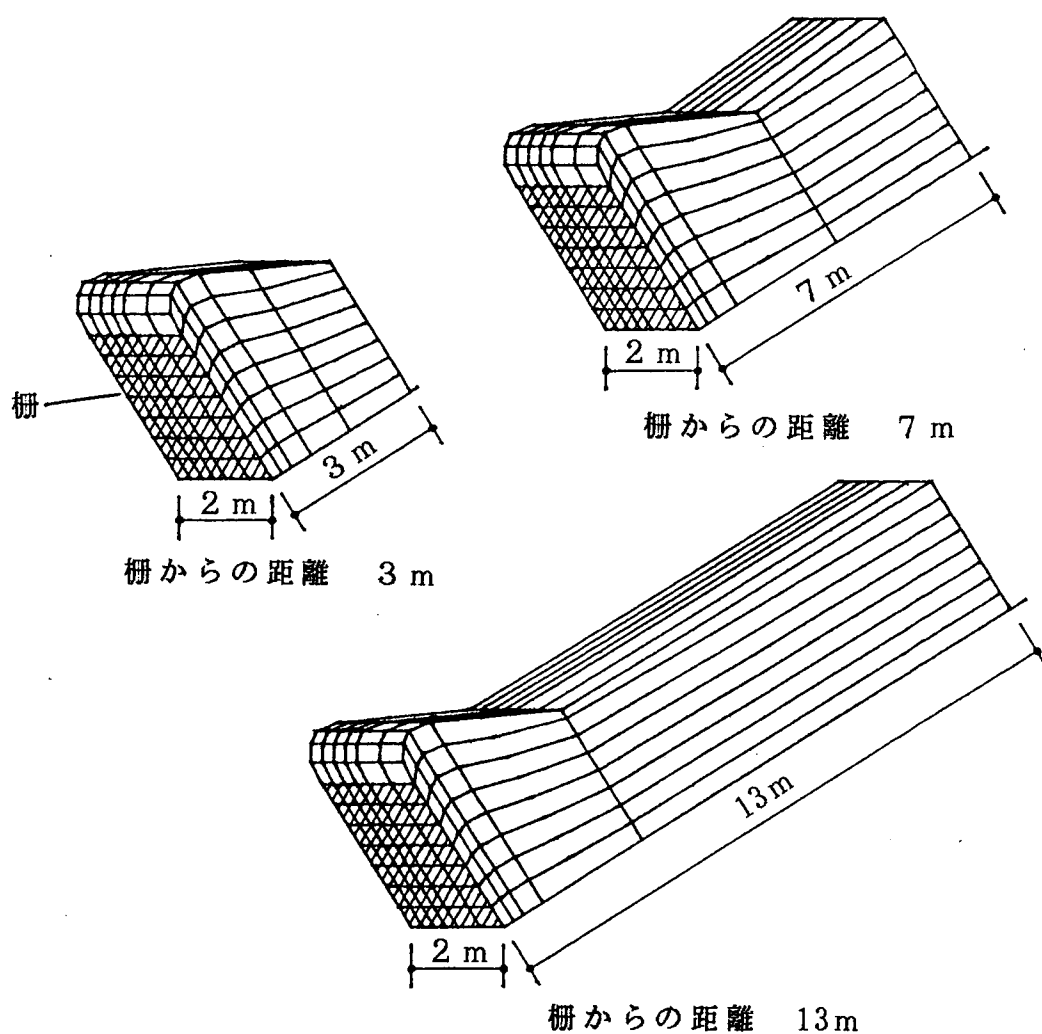


図-3.9 計算モデル図

(3) 雪圧の比較検討

現地観測による実測値と雪圧シミュレーションによる計算値、防雪工学ハンドブックから算定される計算値と比較した。図-3.10 に計算結果を示す。

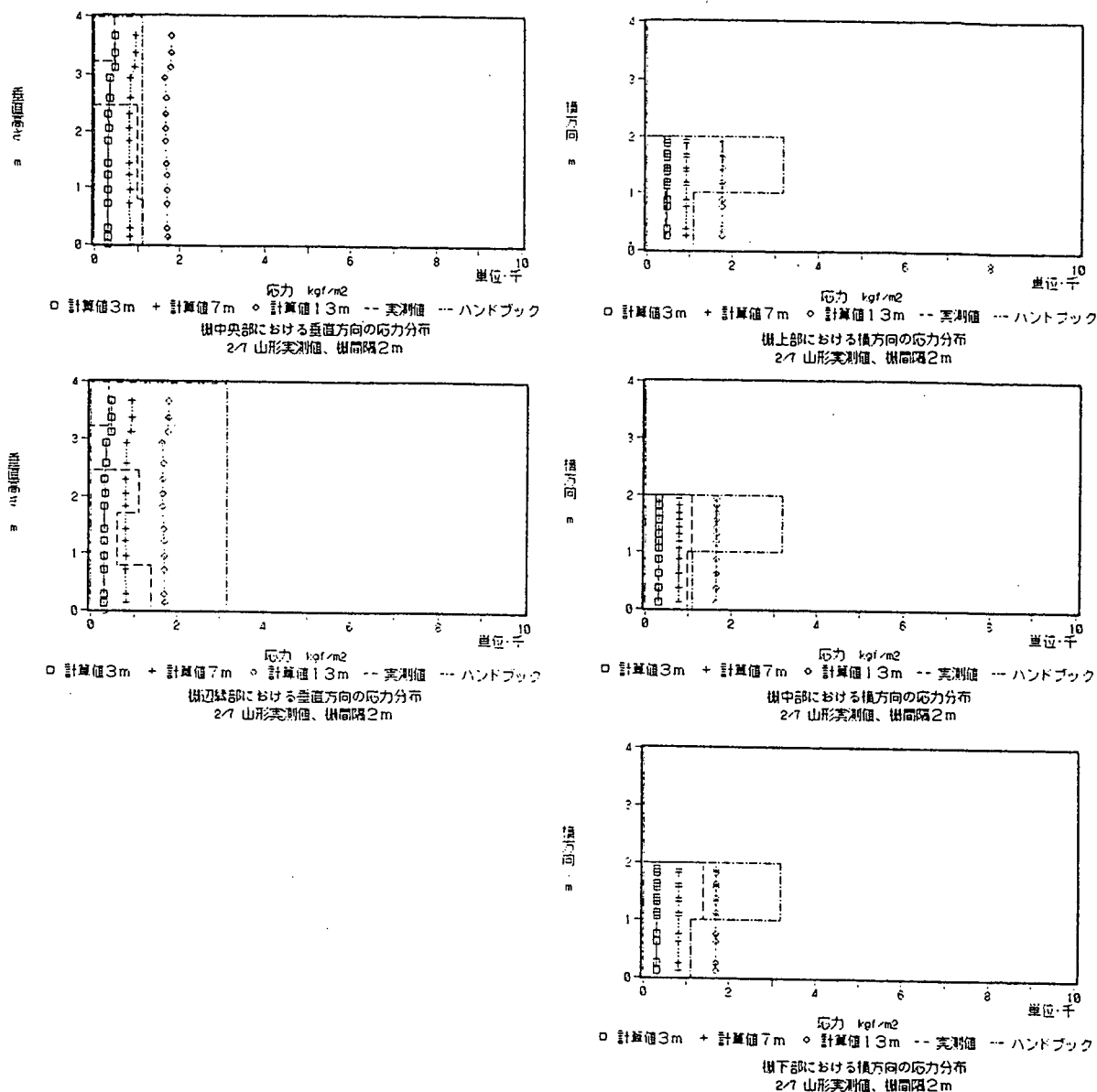


図-3.10 計算結果

(4) 柵から斜面最上端部までの距離の検討

シミュレーションより算定された雪圧の積分値と実測値とを比較した。

図-3.11 に計算結果を示す。

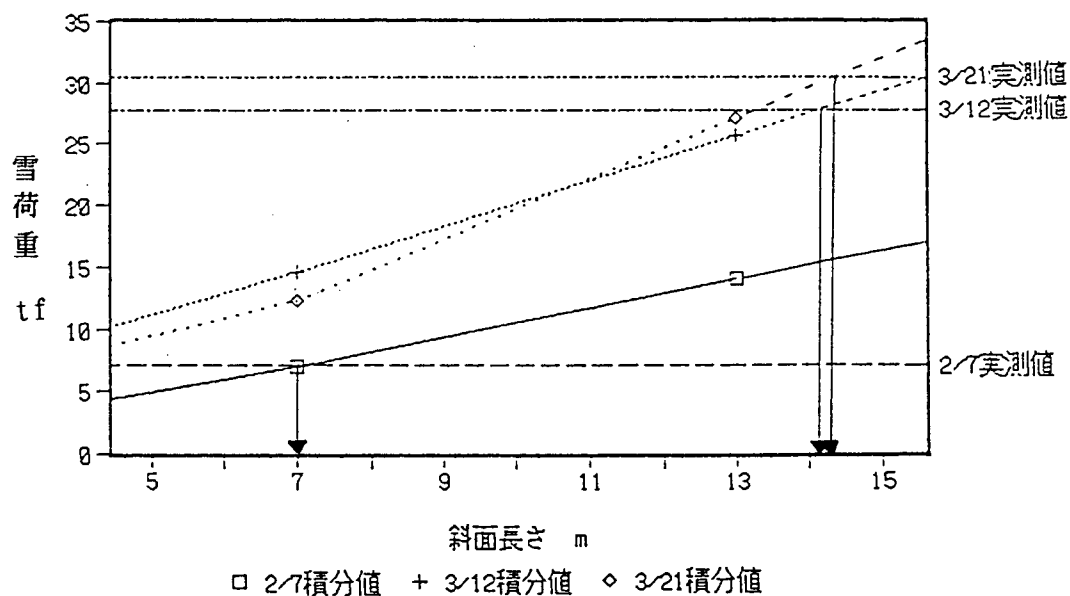


図-3.11 柵にかかる雪圧の斜面長さによる分布

以上の結果より、山形検証実験での条件（斜面勾配32度、かや地、北東向き斜面）においては、シミュレーションの柵から斜面最上端部までのメッシュの切る距離は密度が小さい場合（ 0.21 tf/m^3 ）は、7m付近、密度が大きい場合（ 0.40 tf/m^3 ）には14m付近が最適であると思われる。

3.5 結論

本研究は、雪崩予防施設のより有効かつ経済的な施設計画および設計を行うことを目的とし、斜面積雪の挙動を3次元でとらえ、斜面積雪の各層に作用する応力と変位を3次元有限要素法(FEM)を用いて算定するとともに、予防施設に働く雪圧を把握するものである。シミュレーションの開発にあたって、3次元の妥当性を検討した。

検討の結果をまとめると以下の通りになる。

- (1) 計算精度の向上の検討から、大型計算機を使った場合、420節点(斜面方向6、柵垂直方向7、横方向10)程度で雪圧を検討するうえでの精度は十分得られる。
- (2) グライド条件は、雪が柵間部で連続した場合のことを考慮した方法(斜面は自由滑り状態、柵間部に強制的にグライドとクリープを与えた方法)が最も実測値に近い値が得られる。
- (3) グライド条件を2)のように設定した計算値を新潟実測結果と比較すると、ほぼシミュレーションは実測値を再現していると思われる。
- (4) 山形実測結果と計算値との比較では、山形検証実験での条件(斜面勾配32度、かや地、北東向き斜面)で斜面方向に連続した積雪がある場合、密度が比較的小さい場合(0.21 t f/m^3)は7m付近で、密度が大きい場合(0.40 t f/m^3 前後)は14m付近でメッシュを切るのが良いと考えられます。

4. 上部構造に関する検討

4.1 目的

3次元シミュレーションの結果を有効的に予防柵の設計へ反映させるために、離散的に得られた雪圧荷重データを補間して、予防柵を構成する支柱ならびにバーの設計荷重の設定を目的としている。

本検討では一般的にデータの補間法として用いられている3次スプライン補間法を用いるものとした。

4.2 概要

本検討で考慮した雪圧シミュレーションの概要とその成果を示すと図-4.1のようになる。ここでは積雪深2mに対応したモデル積雪に関する3次元雪圧シミュレーションを行っている。

本検討では計算結果得られたデータをもとにし、スプライン補間により離散データを連続的に整理するものとする。本検討の概要に関するフローチャートを示すと図-4.2のようになる。

作業としては

- ①離散値の座標を把握する。
- ②設計される予防柵の支柱とバーの諸元を把握する。
- ③離散値の縦横方向に対する補間を行う。
- ④上部構造に対応した位置における荷重を求める。
- ⑤設計条件の確定。

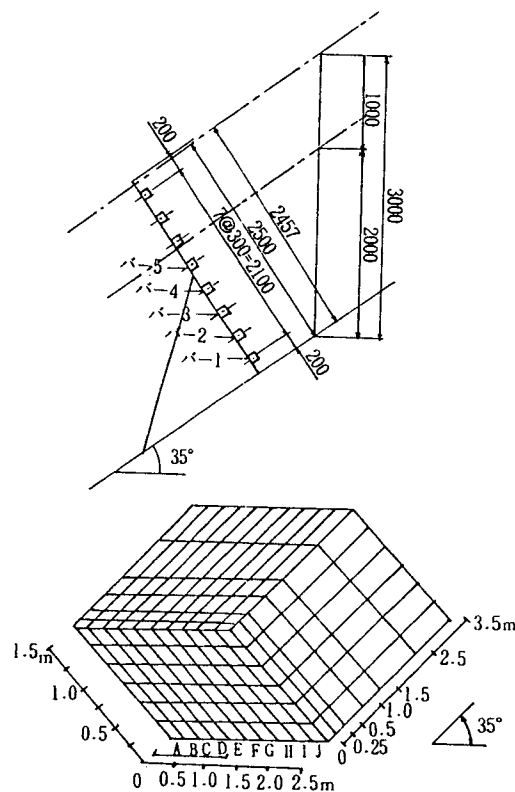


図-4.1 雪圧シミュレーションの概要

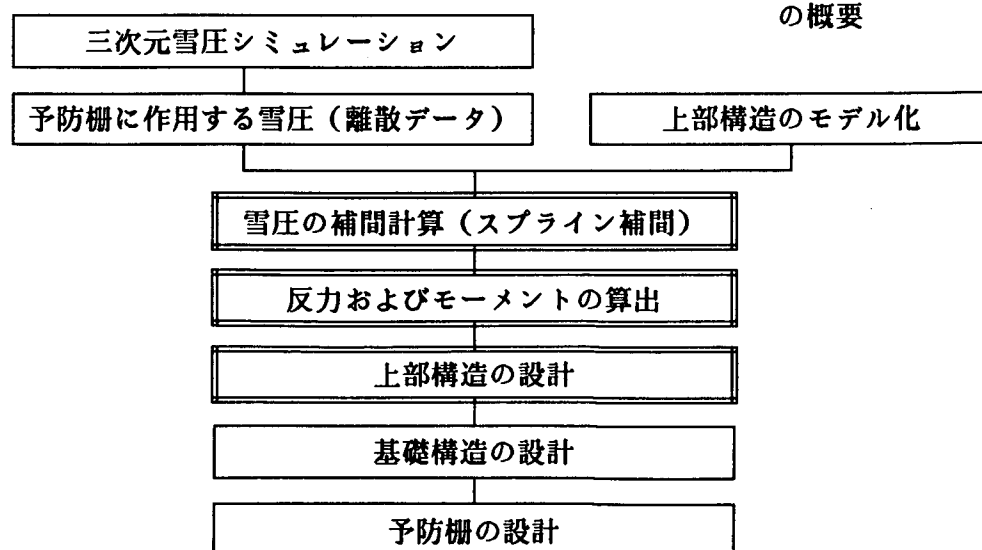


図-4.2 検討フローチャート

4.3 スプライン補間について

3次スプライン補間法は与えられた近似区間 (a, b) をいくつかの小区間に分け、それぞれの小区間ごとに多項式を使用して、全体として与えられた点の値を通り、かつ1階、2階の微分係数（一般に n 次の多項式ならば $n-1$ 階の微分係数まで）が、それらの点で一致するように定めるという方法である。

本検討における雪崩予防柵の柵に作用する荷重の設定にあたっては、次のようになる。

(1) データ入力

(2) $X-Y$ 座標系において、実測値を基にスプライン補間で関数を求める。

- ① 求めたい点の数の算出
- ② 求めたい点の算出
- ③ 端末条件の設定 ($X-Y$ 座標系、 $Z-Y$ 座標系)
- ④ スプライン補間
- ⑤ 画面出力

(3) $X-Y$ 座標系から $Z-Y$ 座標系に変換する。

(4) $Z-Y$ 座標系において、 $X-Y$ 座標系の値を基にスプライン補間で関数を求める。

- ① 求めたい点の数の算出
- ② 求めたい点の算出
- ③ スプライン補間
- ④ 画面出力

(5) $Z-Y$ 座標系において、ロンバーク積分法によって両端、中央のバーごとに面積を求め、単位荷重を算出する。

(6) (5)の単位荷重から両端、中央のバーごとの荷重を算出する。

(7) 各バーに作用する荷重の作用点を算出する。

(8) 各バーに作用する荷重・作用点を基に、梁（両端張出梁）の計算を行う。

- ① 反力の計算
- ② 曲げモーメントの計算
- ③ 最大曲げモーメントの計算

4.4 主柱の構造設計

4.4.1 設計条件

設計積雪深 : $H=2.0$ (■), 雪密度 : $\gamma=0.35$ (tf/■³)

斜面勾配 : $\theta=35^\circ$, 柵長 : $l=4.0$ (■)

4.4.2 荷重

(1) 比雪圧 : p, q (tf/■²)

比雪圧は、斜面平行雪圧(S_N)、斜面垂直雪圧(S_a)およびスノープリズム (G)の合力 (R)のうち柵の支持面に直角な成分および平行な成分が支持面全体に等分布するものとして求める。ただし、ここではスノープリズムは考慮しない。

① 斜面に平行な雪圧 : S_N (tf/■)

$$S_N = \gamma \cdot (H^2/2) \cdot K \cdot N = 1.26 \text{ (tf/■)}$$

γ : 雪の平均密度, H : 設計積雪深

K : クリープ係数, N : グライド係数

$\gamma=0.35$ (tf/■³) とすると、

$$K/\sin 2\theta = 0.795 \therefore K=0.75$$

$$N=2.4$$

② 斜面に垂直な雪圧 : S_a (tf/■)

$$S_a = \frac{a}{N \cdot \tan \theta} \cdot S_N = 0.31 \text{ (tf/■)}$$

a : 雪質に関する比 = $(1-2 \cdot \nu)/2(1-\nu) = 0.42$

ν : 雪の粘性ポアソン比 = $0.4 \cdot \gamma$

③ 合力 : R (tf/■)

$$R = \sqrt{(R_N^2 + R_a^2)} = 1.30 \text{ (tf/■)}$$

ここで、

$$R_N = S_N = 1.26 \text{ (tf/■)}$$

$$R_a = S_a = 0.31 \text{ (tf/■)}$$

$$\xi_R = \tan^{-1}(R_a/R_N) = 14.0^\circ$$

④ 分力 : P, Q (tf/■)

i) 支持面に直角な分力

$$P = R \cdot \cos(\xi_R - \rho) = 1.26 \text{ (tf/■)}$$

ii) 支持面に平行な分力

$$Q = R \cdot \sin(\xi_R - \rho) = 0.31 \text{ (tf/■)}$$

⑤ 比雪圧 : p, q (tf/■²)

i) 支持面に直角な比雪圧

$$p = P/B_K = 0.77 \text{ (tf/■²)}$$

$$B_K = Ds = H \cdot \cos \theta = 1.64 \text{ (m)}$$

ii) 支持面に平行な比雪圧

$$q = Q/B_K = 0.19 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

(2) 辺縁効果による雪圧力 : P_e (tf/m²)

① 辺縁効果 : S_R (tf/m)

$$S_R = f_R \cdot S_N = 3.12 \text{ (tf/m)}$$

ここで、

$$f_R : \text{辺縁効果係数} = (0.92 + 0.65 \cdot N) \cdot A/2 = 2.48$$

$$A : \text{隣接柵間隙} = 2.0 \text{ (m)}$$

② 雪圧力 (辺縁力の比雪圧) : P_e (tf/m²)

$$P_e = S_R/B_K = 1.9 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

4.4.3 荷重の載荷

(1) 主柱、支柱の設計の場合

荷重の載荷分布は、図-4.3 のようになるので2 本主柱の構造の場合の骨組の設計における荷重 w_x , w_y は次式により求められる。

$$w_x = P_e \cdot \Delta l + p \cdot l/2 = 2.59 \text{ (tf/m)}$$

$$P_e : \text{辺縁効果による雪圧力} = 1.9 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$p : \text{支持面に直角な比雪圧} = 0.77 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\Delta l : \text{辺縁雪圧力の作用幅} = 0.60 \cdot A/2 = 0.60 \leq Ds/3 = 0.55 \text{ (m)}$$

$$w_y = q \cdot \lambda = 0.06 \text{ (tf/m)}$$

$$\lambda : \text{バー間隔} = 0.3 \text{ (m)}$$

一方、本検討での主柱の設計荷重を図-4.4 のように設定し、主柱の midpoint を境に雪圧力 P を P_{11} と P_{21} に分けて検討し、次式により算定する。

$$P_{11} = \gamma \cdot (H^2/2) \cdot K \cdot N \cdot \alpha_{11} / (B_K/2) \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$P_{21} = \gamma \cdot (H^2/2) \cdot K \cdot N \cdot \alpha_{21} / (B_K/2) \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

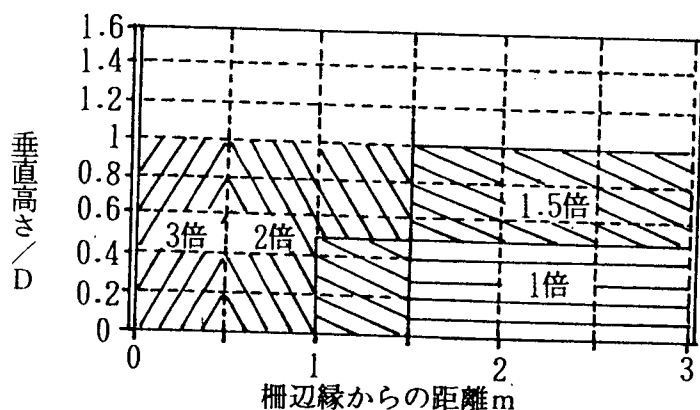


図-4.3 設計荷重分布

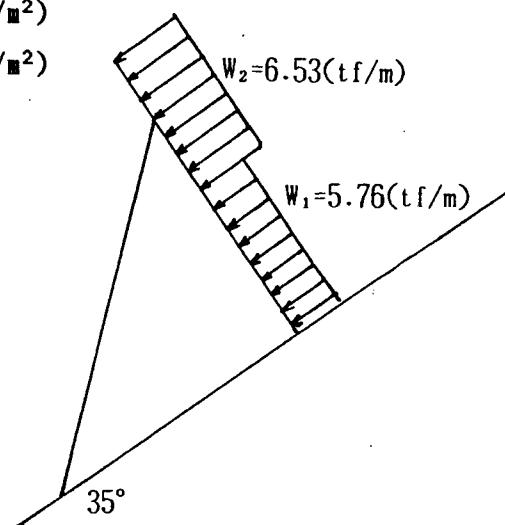


図-4.4 載荷分布

表-4.1 計算結果

i	d (■)	α_{1i}	P_{1i}	α_{2i}	P_{2i}
1	0.5	3.0	4.61	3.0	4.61
2	0.5	2.0	3.07	2.0	3.07
3	0.5	1.5	2.30	2.0	3.07
4	0.5	1.0	1.54	1.5	2.30

本検討の場合の荷重の載荷分布は、図-4.5のようになるので2 本主柱の構造の場合の骨組の設計における荷重 w_1 、 w_2 は次式により求められる。

$$w_1 = \sum_{i=1}^n (P_{1i} \cdot d) \quad (n=1, \dots, 4) \text{ (tf/■)}$$

$$= 5.76 \text{ (tf/■)}$$

$$w_2 = \sum_{i=1}^n (P_{2i} \cdot d) \quad (n=1, \dots, 4) \text{ (tf/■)}$$

$$= 6.53 \text{ (tf/■)}$$

4.4.4 各部の設計

(1)主柱の設計

① 部材の長さ

$$B_K = H \cdot (\cos \theta / \cos \rho) = 1.64 \text{ (■)}$$

② 支柱の取付位置

「新編 防雪工学ハンドブック」では、支柱の取付位置Aは主柱を片側張出し梁と仮定して積雪等分布荷重 w (tf/■)を載荷したときの点Aの曲げモーメントの絶対値 M_A とAB間の最大曲げモーメントの絶対値が等しくなるとして次式の a について解くことにより求められる。

$$4.83 a^2 - (2.41 + 4.83 B_K) a + B_K (B_K + 1) = 0$$

$B_K=1.64$ (■)を代入して解くと、 $a=0.57$ (■)が求められる。

$$L = B_K - a + 0.5 = 1.57 \text{ (■)}$$

$$R_A = w_x \cdot (B_K + 1) \cdot B_K / (2 \cdot L) = 3.57 \text{ (tf)}$$

$$R_B = w_x \cdot L / 2 - w_x \cdot a^2 / (2 \cdot L) = 1.77 \text{ (tf)}$$

③ 曲げモーメント

$$M_A = -w_x \cdot a^2 / 2 = -0.42 \text{ (tf} \cdot \text{■)}$$

$$A \sim B \text{ 間 } M_{\max} \text{ の位置 } x = R_A / w_x - a = 0.81 \text{ (■)}$$

$$M_{\max} = R_A \cdot x - w_x \cdot (a + x)^2 / 2 = 0.42 \text{ (tf} \cdot \text{■)}$$

④ 軸方向力 (引張)

$$N_{AD} = w_y \cdot a$$

$$= 0.06 \cdot 0.57 = 0.03 \text{ (tf)}$$

$$\begin{aligned}
 N_{AB} &= R_A \cdot \tan(90^\circ - \theta_1) - N_{AD} \\
 &= 3.57 \cdot \tan(90^\circ - 40^\circ) - 0.03 \\
 &= 4.22 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{BA} &= N_{AB} - w_y \cdot L \\
 &= 4.22 - 0.06 \cdot 1.57 \\
 &= 4.13 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

⑤ 支点反力

$$\begin{aligned}
 R_{v2} &= R_B \cdot \cos \theta_4 - N_{BA} \cdot \sin \theta_4 \\
 &= -2.37 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{h2} &= R_B \cdot \sin \theta_4 + N_{BA} \cdot \cos \theta_4 \\
 &= 3.82 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

本検討の場合、支柱に作用する荷重の計算結果から得られた反力と曲げモーメントを示すと図-4.5のようになる。ここで、作業は電算によるフレーム計算により行った。これによれば、本検討の場合の荷重が予防柵の支柱の上部の方が大きくなるため、支柱の位置は「新編防雪工学ハンドブック」による考え方に比較して、より予防柵の上部に近づく。

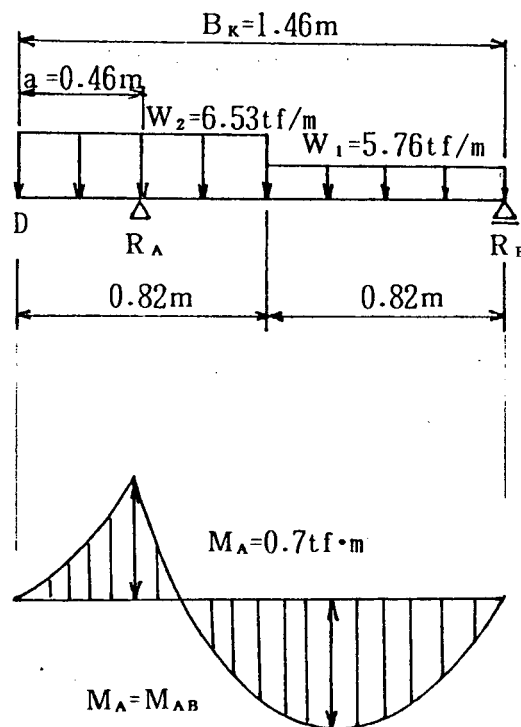


図-4.5 最大曲げモーメント

(2) 支柱の設計

① 支柱の長さ

$$\begin{aligned}L_s &= (B_K - a) \cdot \sin(90^\circ - \rho) / \sin \theta_3 \\ &= 1.4 \text{ (m)}\end{aligned}$$

② 軸方向力 (圧縮)

$$\begin{aligned}N_{Ac} &= R_A / \sin \theta_1 \\ &= 5.55 \text{ (tf)}\end{aligned}$$

③ 支点反力

$$\begin{aligned}R_{v1} &= N_{Ac} \cdot \cos \theta_2 \\ &= 5.53 \text{ (tf)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{h1} &= N_{Ac} \cdot \sin \theta_2 \\ &= 0.48 \text{ (tf)}\end{aligned}$$

(3) バーの設計

① 部材の長さ：バーの長さは、柵の長さに等しくとる。

$$l = 4.0 \text{ (m)}$$

② 支柱間隔：支柱間隔 l_2 は、一般には次式で求められる。

$$l_1 = 0.15 \cdot l = 0.60 \text{ (m)}$$

$$l_2 = l - 2 \cdot l_1 = 2.80 \text{ (m)}$$

③ 曲げモーメント

「新編 防雪工学ハンドブック」では、バーを両端張出し梁と仮定し、曲げモーメントを計算する。

$$\begin{aligned}w_p &= (1.3p + 0.325p) \cdot \lambda \\ &= 0.38 \text{ (tf/m)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}w_o &= 1.3 \cdot p_o \cdot \lambda \\ &= 0.74 \text{ (tf/m)}\end{aligned}$$

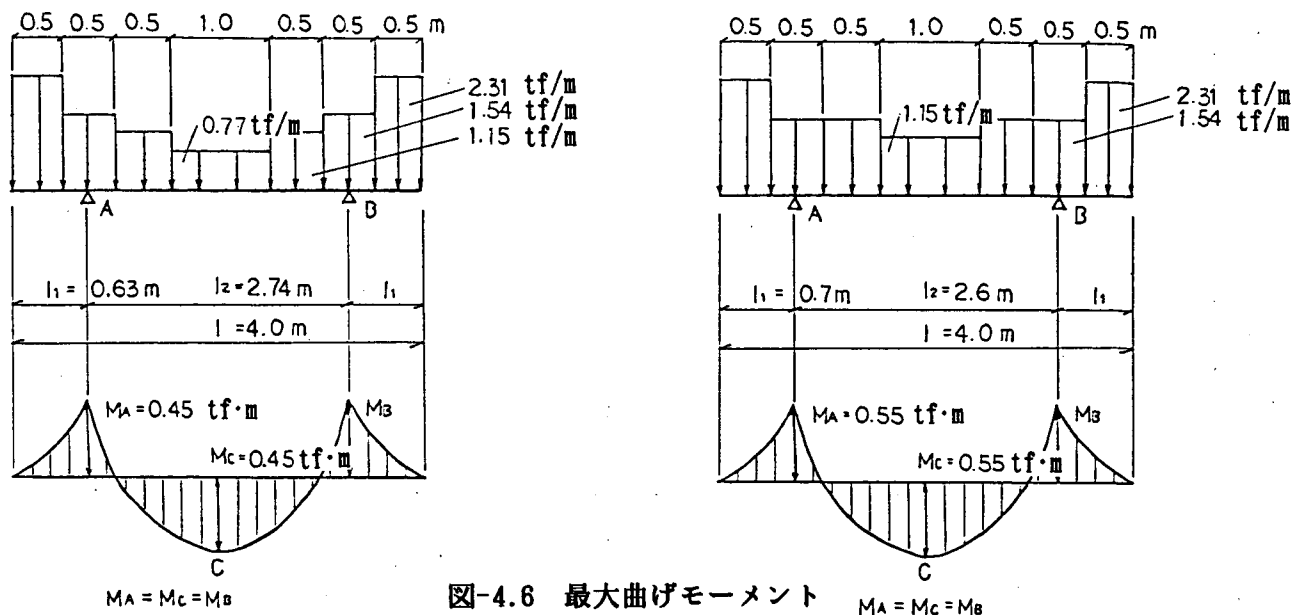
支柱の位置を端部より l_1 (ここでは Δl) の曲げモーメント

$$\begin{aligned}M_A &= -(w_p + w_o) / 2 \cdot \Delta l \cdot (2l_1 - \Delta l) - w_p \cdot (l_1 - \Delta l)^2 / 2 \\ &= -0.2 \text{ (tf} \cdot \text{m)}\end{aligned}$$

A～B間の曲げモーメントは中点Cで最大となる

$$\begin{aligned}M_C &= -(w_p + w_o) / 2 \cdot \Delta l \cdot (2l_1 - \Delta l) - w_p \cdot (l_1 - \Delta l)^2 / 2 + w_p \cdot (l - 2l_1)^2 / 8 \\ &= 0.17 \text{ (tf} \cdot \text{m)}\end{aligned}$$

本検討の場合、バーに作用する荷重と計算結果から得られた曲げモーメントを示すと図-4.6のようになる。これによれば、本検討の場合、荷重が予防柵端部にならびに上部に大きく作用しているため、主柱の位置は「新編 防雪工学ハンドブック」による考え方に比較して、より端部の方に近づく。



4.5 検討結果

以上の検討結果をまとめると表-4.2のようになる。表-4.2によれば、本検討の成果によれば、予防柵に作用する荷重が「新編 防雪工学ハンドブック」に比較して辺縁部と上部に大きく作用しているため、予防柵のバーと主柱の張り出し部は全体的に短くなる傾向となる。

表-4.2 設計検討結果

	ハンドブックによる設計	設計荷重分布に基づく設計
主柱の設計		
支柱の取付位置		
バーの設計		

4.6 付録

スプライン補間

区間 $[a, b]$ で定義された関数を $f(x)$ とする。区間を $a=x_1 < x_2 < \dots < x_n < x_{n+1}=b$ に分割し、 n 個の小区間 $[x_i, x_{i+1}]$ における 3 次の多項式を

$$y_i(x) = a_{0i} + a_{1i}(x-x_i) + a_{2i}(x-x_i)^2 + a_{3i}(x-x_i)^3 \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (1)$$

とすれば、その 1 階および 2 階の導関数は

$$y'_i(x) = a_{1i} + 2a_{2i}(x-x_i) + 3a_{3i}(x-x_i)^2 \quad (2)$$

$$y''_i(x) = 2a_{2i} + 6a_{3i}(x-x_i) \quad (3)$$

となる。与えられた分点を通ることから、式 (1) より

$$y_i(x_i) = f(x_i) \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (4)$$

$$y_i(x_{i+1}) = f(x_{i+1}) \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5)$$

を得る。また、与えられた点において 1 階、2 階の微分係数が一致することから式 (2), (3) は

$$y'_i(x_i) = y'_{i-1}(x_i) = f'(x_i) \quad (i=2, \dots, n) \quad (6)$$

$$y''_i(x_i) = y''_{i-1}(x_i) \quad (i=2, \dots, n) \quad (7)$$

となる。

次に、 $y_i(x)$ の係数 $a_{0i}, a_{1i}, a_{2i}, a_{3i}$ 間の関係を調べてみる。

$$f(x_i) = f_i, \quad y'_i(x_i) = s_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (8)$$

とおけば、式 (4), (6) より

$$a_{0i} = f_i, \quad a_{1i} = s_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (9)$$

が得られるから、式 (1), (2) はそれぞれ

$$y_i(x) = f_i + s_i(x-x_i) + a_{2i}(x-x_i)^2 + a_{3i}(x-x_i)^3 \quad (10)$$

$$y'_i(x) = s_i + 2a_{2i}(x-x_i) + 3a_{3i}(x-x_i)^2 \quad (11)$$

となる。式 (10), (5) で $\Delta x_i = x_i - x_{i-1}$ とおくと

$$y_i(x_{i+1}) = f_i + s_i \Delta x_{i+1} + a_{2i} \Delta x_{i+1}^2 + a_{3i} \Delta x_{i+1}^3 \equiv f_{i+1} \quad (12)$$

を得る。これより係数 a_{2i} は

$$a_{2i} = \frac{f_{i+1} - f_i}{\Delta x_{i+1}^2} - \frac{s_i}{\Delta x_{i+1}} - a_{3i} \Delta x_{i+1} \quad (13)$$

となる。

また、式 (11), (8) より

$$y'_i(x_{i+1}) = s_i + 2a_{2i} \Delta x_{i+1} + 3a_{3i} \Delta x_{i+1}^2 \equiv s_{i+1} \quad (14)$$

上式の a_{2i} に式 (13) を代入し、整理すると係数

$$a_{3i} = \frac{s_{i+1} + s_i}{\Delta x_{i+1}^2} - 2 \frac{f_{i+1} - f_i}{\Delta x_{i+1}^3} \quad (15)$$

を得る。よって、すべての $s_i (i=1, 2, \dots, n)$ が得られれば $y_i(x)$ の係数がすべて求められることになる。

s_i の求め方は、式(7),(3)より

$$2a_{2i-1}+6a_{3i-1}\Delta x_i=2a_{2i} \quad (i=2,3,\dots,n) \quad (16)$$

となる。上式の a_{2i-1} , a_{2i} に対して式(13),(15)を a_{3i-1} に対して式(15)を代入して、 s_i , f_i で表わすと、次の s_i に関する漸化式を得る。

$$\begin{aligned} & \Delta x_{i+1}s_{i-1}+2(\Delta x_i+\Delta x_{i+1})s_i+\Delta x_is_{i+1} \\ & =3\left[\frac{f_i-f_{i-1}}{\Delta x_i}\Delta x_{i+1}+\frac{f_{i+1}-f_i}{\Delta x_{i+1}}\Delta x_i\right] \quad (i=2,3,\dots,n) \end{aligned} \quad (17)$$

上式は両端の条件(拘束された端末条件)

$$y'(a)=(x_2-x_1)/2, \quad y'(b)=(x_n-x_{n-1})/2 \quad (18)$$

を与えれば解くことができる。

したがって、式(17)は $n-1$ 個の未知数 $s_2, \dots, s_n$ を含む3重対角行列を係数行列にもつ連立1次方程式である。

5. 基礎構造に関する検討

5.1 概要

コンクリート連続基礎は従来法によると、側面の摩擦抵抗力を無視するためボリュームが大きくなる傾向にあり斜面崩壊や、主動土圧による滑動などが問題となる事から側面の摩擦抵抗力を考慮した設計方法を検討した。

コンクリート独立基礎においては、コンクリート基礎検証実験結果から、基礎の設計には地盤反力係数を考慮した方が望ましい事がわかったため、独立基礎の設計においては、地盤反力係数を考慮した設計方法を検討した。

また、新基礎工法としては、鋼製L型基礎・アンカー基礎・杭基礎の設計方法について検討した。

5.2 検討項目

各基礎構造設計における検討項目は表-5.1に示す通りである。

表-5.1 基礎の検討項目

検討項目	コンクリート基礎		新基礎		
	独立基礎	連続基礎	鋼製L型基礎	杭基礎	アンカー基礎工法
	*主柱引抜き力の検討 *支柱地耐力の検討	*滑動の検討 *転倒の検討 *支持力の検討 ※円弧滑りの検討	*引抜き力の検討 *各部材断面の検討 *地耐力の検討	*横方向に対する許容支持力の検討 *曲げ、剪断応力度の検討 *根入れ長さの算定	*引張応力度の検討 *定着長の検討 *アンカー断面の検討

* : 本共同研究において新規検討した項目を示す。

※ : 現場技術者の判断により検討する。

5.3 コンクリート基礎

5.3.1 コンクリート独立基礎

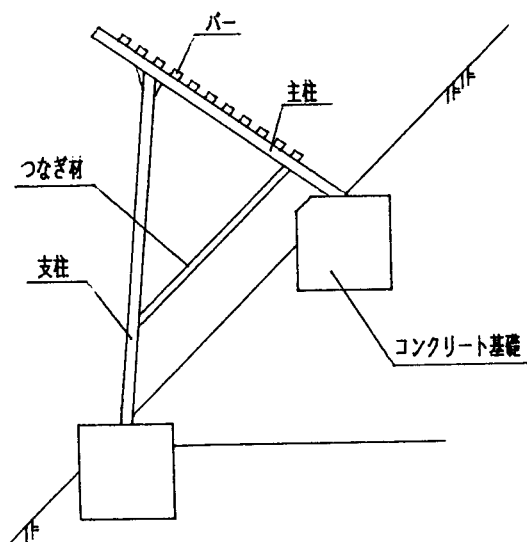
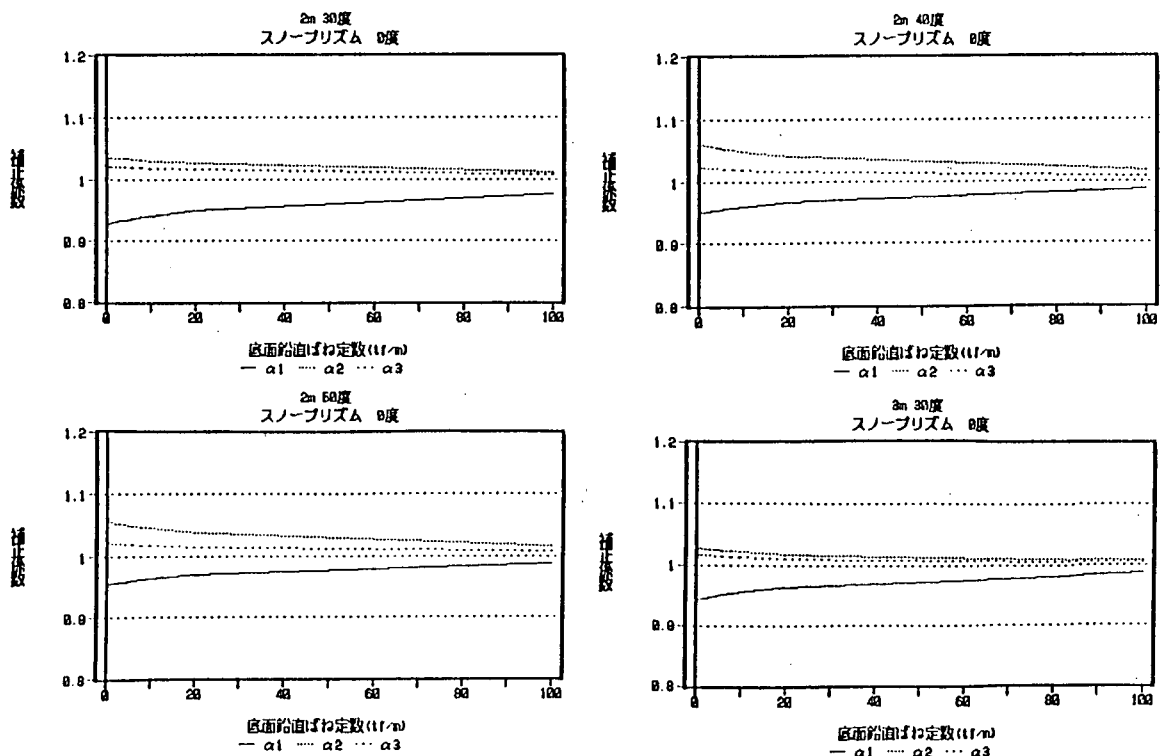


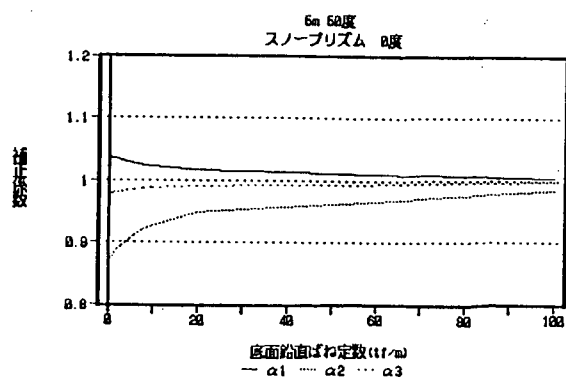
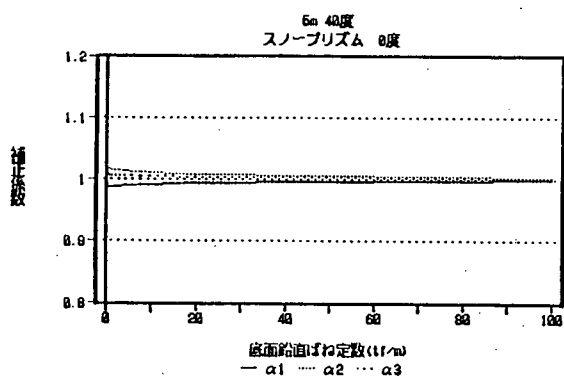
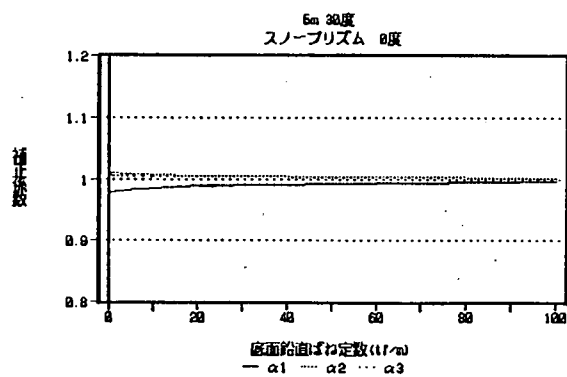
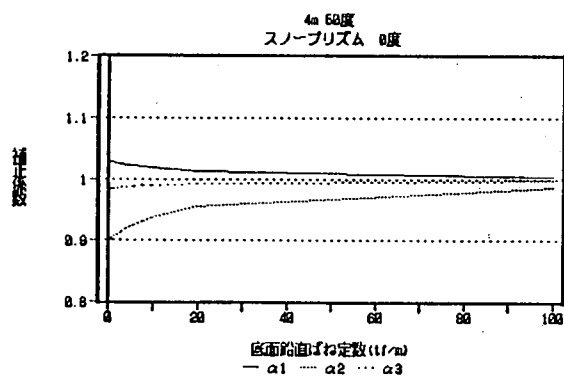
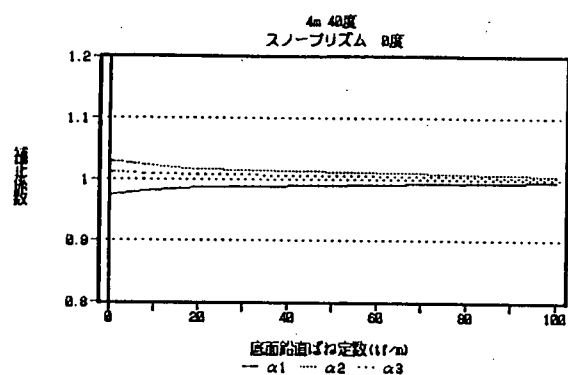
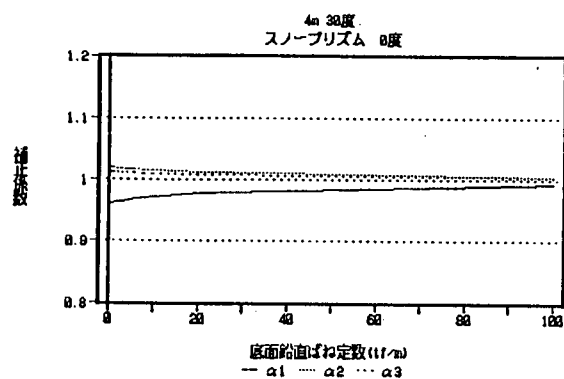
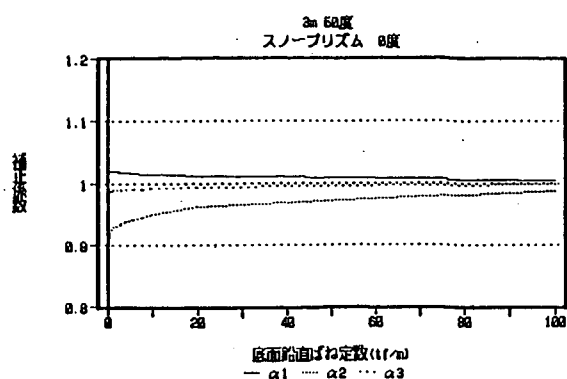
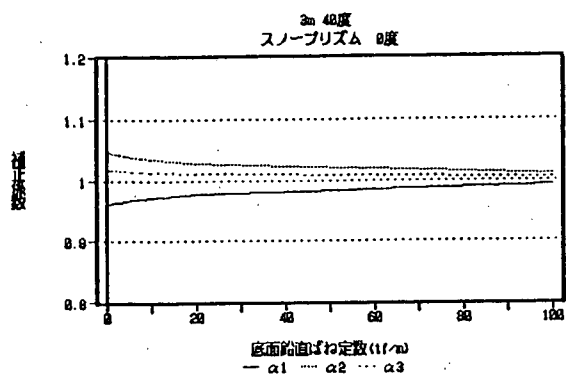
図-5.1 コンクリート独立基礎

表-5.2 独立基礎設計法の比較

	従 来 の 設 計 法	新 規 設 計 法
主柱の引き抜き	$\frac{(2F_1+F_2) \cdot S_{ZUL} + G_Q + (T_N + G_N) \tan \phi_B}{T_Q} \geq 1.5$ コンクリート基礎は動かないものとし、 コンクリート面と土の粘着力を考慮している。	$\frac{G_Q + (T_N' + G_N) \tan \phi_B}{T_Q'} \geq 1.5$ 粘着力は考慮しない。(検証実験による。) $T_N' = (\alpha_1 \cdot \cos \theta + \alpha_2 \cdot \sin \theta) \cdot T_N$ $T_Q' = (\alpha_1 \cdot \sin \theta + \alpha_2 \cdot \cos \theta) \cdot T_Q$ α = 換算係数 上部工の反力に地盤反力係数を考慮した換算係数を乗じる。
支柱の地耐力	$\frac{R_{AC} + G}{A} \leq \sigma_{CA}$	$\frac{R_{AC}' + G}{A} \leq \sigma_{CA}$ $R_{AC}' = \alpha_3 \cdot R_{AC}$ α = 換算係数 上部工の反力に地盤反力係数を考慮した換算係数を乗じる。
記号説明	$2F_1$: 基礎穴の底から地表面までの両側面積 S_{ZUL} : 土とコンクリートの粘着力 G_N : 基礎自重の斜面方向の成分 R_{AC} : 支柱の鉛直方向反力 A : 支柱基礎の低面積	F_2 : 主柱基礎の谷側に接する面積 T_N : 斜面方向の反力 T_Q : 斜面鉛直方向の反力 G_Q : 基礎自重の鉛直方向の成分 $\tan \phi_B$: 摩擦係数 G : 支柱基礎の自重

表-5.3 換算係数表





5.3.2 コンクリート連続基礎

図-5.2に示す様な連続基礎コンクリートの場合には、鉛直面ABには背面地盤からの主動土圧、鉛直面CDからはコンクリート底面以下の地盤から主動土圧が働く。ただし、コンクリート基礎前面に働く受動土圧はあっても無視する。

また、コンクリート基礎が法線方向に独立している基礎に対しては、側面の摩擦抵抗を考慮するものとする。

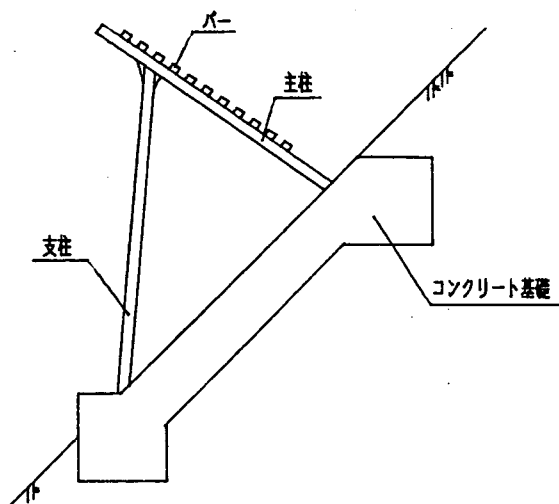


図-5.2コンクリート連続基礎

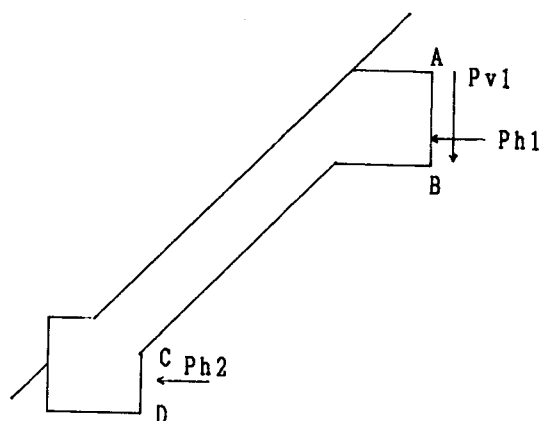


図-5.3連続基礎の土圧

表-5.4 連続基礎設計法の比較

	従来の設計法	新規設計法
滑動の検討	$\frac{\Sigma V \cdot \tan \phi_B}{\Sigma H} > 1.5$	$\frac{(N_F - F + R_{V1} + R_{V2} + P_{V1} \times L) \tan \phi + F}{R_{h1} + R_{h2} + (P_{h1} + P_{h2}) \times L} > 1.5$ 側面摩擦抵抗力と主動土圧を考慮した。
記号説明	ΣV: 全鉛直荷重 ΣH: 全水平荷重 N_F: 基礎の自重 F: コンクリート基礎の両側面に働く摩擦力 R_{V1}: 支柱の鉛直方向反力 R_{V2}: 主柱の鉛直方向反力 L: コンクリート基礎の奥行き R_{h1}: 支柱の水平方向反力 R_{h2}: 主柱の水平方向反力 P_{V1}: 鉛直面ABに働く接線方向の主動土圧 ϕ_B: 地盤とコンクリートの内部摩擦角 P_{h1}: 鉛直面ABに働く水平方向の主動土圧 P_{h2}: 鉛直面CDに働く水平方向の主動土圧	

5.4 新基礎工法

5.4.1 鋼製L型基礎構造の設計

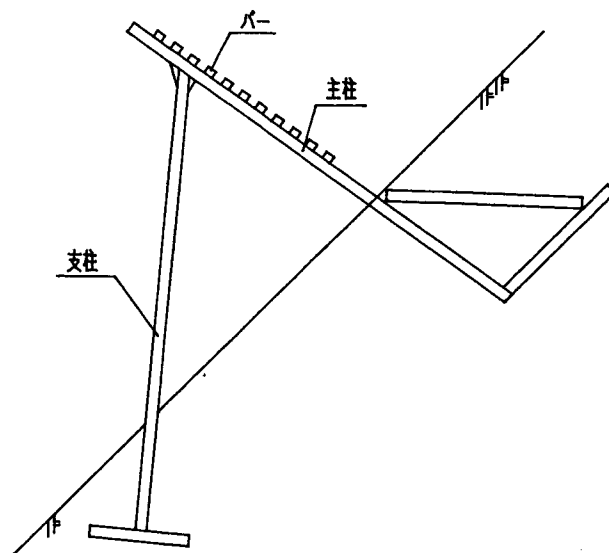


図-5.4 鋼製L型基礎

(1) 山側基礎の設計

山側基礎の設計では、引抜きに対する検討、引抜き防止板の断面の検討、ねかせ梁およびブレースの断面検討を行う。

① 引抜きに対する検討

$$\frac{T_a'}{T_a} \geq 1.5$$

T_a' : ねかせBCによる抵抗力 (tf)

$$T_a' = S_1 \sin \theta + N_2 + S_2$$

T_a : 引抜き力 (tf)

S_1 : DC面の摩擦力 (tf)

$$S_1 = W_1 \cos \theta \tan \phi_B$$

θ : 主柱と斜面のなす角 (°)

N_2 : 土塊ABCDの斜面直角方向成分重量 (tf)

S_2 : BC面の摩擦力 (tf) $S_2 = (T_N + P) \tan \phi$

ϕ_B : 土の内部摩擦角

P : 土塊ABCDEの斜面平行方向成分重量 (tf)

ϕ : 矢板と土の壁面摩擦角

T_N : 主柱の反力 (tf)

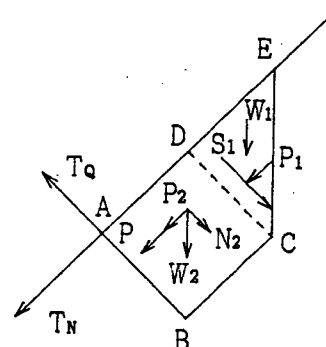


図-7.21 山側基礎

②引抜き防止板の断面の検討

引抜き防止板（部材BC上の梁）の最大支間曲モーメント M_{max} を求め、

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{Z} \leq \sigma_{sa}$$

となるように設定する。

なお、支柱根入れ部AB間にも同じ板を取り付ける。

③ねかせ梁およびブレースの断面検討

支柱取付部AおよびB点をピン支点とした左図のモデルで設計する。

ねかせ梁（部材BC）の断面は、最大曲モーメント M_{max} 、最大せん断力 S_{max} 、軸力Nを求めて

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{sa}$$

$$\tau_{max} = \frac{S_{max}}{A} \leq \tau_{sa}$$

Z：ねかせ梁の断面係数(cm^3)

A：ねかせ梁の断面積(cm^2)

となるよう設定する。

ブレースの断面は、軸力Nを求めて、

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} \leq \sigma_{sa}$$

となるよう設定する。

(2)谷側基礎の検討

①地耐力の検討

支持板BC上部の土の重量Gと、支柱を通して作用する圧縮力Rに対して、プレート下部の地耐力 q_a との関係が以下の様になるよう設定する。

$$\frac{R + G \cos \theta}{A} \leq q_a'$$

q_a' ：傾斜角 α で低減した値

A：基礎面の面積 (m^2)

②支持板断面の設計

支持板の断面は、支持板の最大曲モーメントを求めて、

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{Z} \leq \sigma_{sa}$$

となる様に設定する。

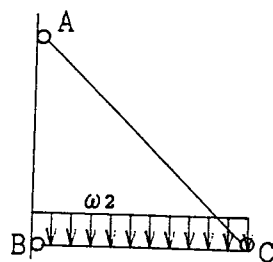


図-7.22 ねかせ梁およびブレースのモデル図

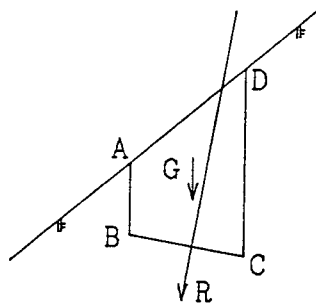


図-7.23 谷側基礎

5.4.2 アンカー基礎（スイス方式）構造の設計

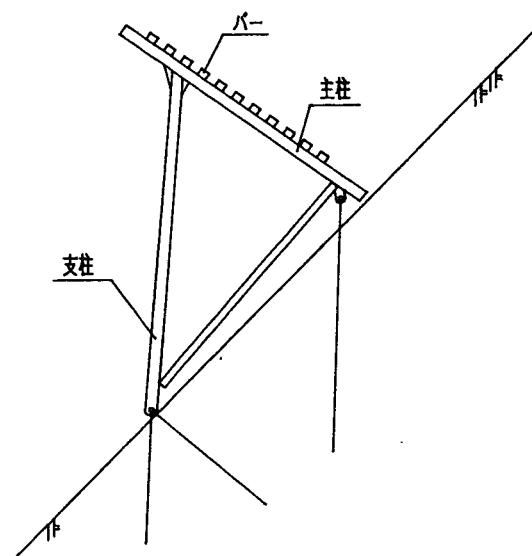


図-5.8 アンカー基礎（スイス式）

(1) 引張材の検討

引張材の許容応力は、降伏応力の0.7として計算する。

$$\text{許容応力 } \sigma_a = 0.7 \times A \times \sigma_{sy}$$

A : 引張材の断面積 (cm^2)

σ_{sy} : 降伏応力 (kgf/cm^2)

(2) 定着長の検討

$$\text{定着長 } l = \frac{T_i}{\tau \cdot \pi \cdot D} f_s$$

T_i : 引抜力 (kgf) D : 直径 (cm)

τ : 周辺摩擦応力度 f_s : 安全率

5.4.3 杭基礎（吊棚）構造の設計

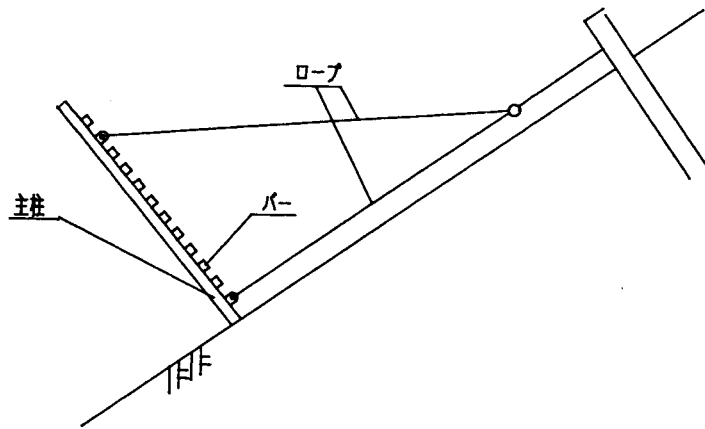


図-5.9 吊棚

(1) 杭の横方向に対する許容支持力

$$H = 2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3$$

$E I$: 基礎の曲げ剛性 (kgfcm^2)

β : 杭の特性値 (cm^{-1})

上部工の反力から求めた引張力より大きくなる様に許容支持力を設定する。

(2) 応力度の検討

① 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} \leq \sigma_y \quad M_{\max} = -0.3224 \frac{H}{\beta}$$

$M_{\max}$: 最大曲モーメント ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$)

σ_y : 降伏応力 (kgf/cm^2)

② 剪断応力度

$$\tau_{\max} = \alpha \frac{Q}{A} \leq \tau_a \quad \alpha = \frac{4(D^2 + Dd + d^2)}{3(D^2 + d^2)}$$

Q : 剪断力 ($=H$) (kgf)

A : 断面積 (cm^2)

D : 外径 (cm)

d : 内径 (cm)

(3) 杭の根入れ長さの算定

$$l = \frac{\pi}{\beta} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot D}{4 E I}}$$

6. 最適構造に関する検討

6.1 検討概要

6.1.1 検討目的

雪崩予防柵の最適な構造設計を行うためには、雪崩予防柵に作用する雪圧の分布形状を把握しておくとともに、構造諸元を変化させた場合に雪圧荷重がどのように変化するかをつかんでおく必要がある。なかでも、積雪深や雪密度などのように雪圧算定式において直接反映されている要因だけでなく、斜面勾配や柵の間隔などのように雪圧算定式では直接考慮されていない要因が変化した場合に、柵の上部や辺縁部における雪圧分布にどのような影響を与えるのかを調査しておく必要がある。

6.1.2 検討内容

雪崩予防柵の設計に用いる雪圧の分布形状を調査する方法としては、従来から実施している現地観測による方法が最も直接的な方法ではあるが、雪圧等に関するデータは気象条件や地形条件によって大きく影響されることから、雪圧等の検討に際して十分なデータを収集するためには長時間と多額の費用を要する。一方、雪崩予防柵に作用する雪圧を解析するためには、雪崩予防柵に堆雪する積雪の形状を仮定する必要がある。

そこで、雪崩予防柵に作用する雪圧の分布形状を容易に推定する方法としては、第3章において有効性が確認されている雪圧シミュレーションを用いるものとし、雪崩予防柵に堆雪する積雪の形状については、流体理論から算定する方法を提案することにより、雪崩予防柵の設計に用いる雪圧荷重を解析することとした。さらにここでは、雪圧シミュレーションを用いて解析された雪圧分布と、防雪工学ハンドブックから算定される結果とを比較検討することとした。

[積雪形状等の実測値]



堆雪形状に関する検討 (6.2)



[設計に用いるモデル積雪]



雪圧シミュレーション
による雪圧分布解析 (6.3)



[予防柵に作用する雪圧]



雪圧分布形状の検討 (6.4)

設計雪圧荷重に関する検討

(6.5)

→ [従来の雪圧分布形状]

図-6.1 最適構造に関する検討内容

6.2 堆雪形状に関する検討

6.2.1 検討方法

雪崩予防柵の上に堆雪する積雪の形状は、主として重力の作用によって決まり、堆雪した積雪は時間の経過とともにゆっくりと斜面を流下する。その様子はあたかも粘性の高い流体が非常に遅い速度で斜面上を流下する現象に似ている。そこで、粘性流体が斜面上をゆっくりと流下するときの流れから雪崩予防柵の上に堆雪する積雪の形状を推定するものとした。

流れの速度が非常に小さくかつ粘性の高い流体においては、粘性力が重力による慣性力よりも卓越するため、積雪の x 方向および y 方向の移動速度をそれぞれ u 、 v 、また積雪の内部応力を p 、積雪の粘性係数を μ とすると流体理論から次の方程式が成り立つ。

$$\text{(連続方程式)} \quad \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\text{(式-6.1)}$$

$$\text{(x 方向運動方程式)} \quad \frac{\partial p}{\partial x} = \mu \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] \quad \dots\dots\text{(式-6.2)}$$

$$\text{(y 方向運動方程式)} \quad \frac{\partial p}{\partial y} = \mu \left[\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right] \quad \dots\dots\text{(式-6.3)}$$

したがって、(式-6.1) ~ (式-6.3) より次の方程式が得られる。

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = 0 \quad \dots\dots\text{(式-6.4)}$$

また、積雪の流れ関数を q とすると

$$u = \frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\partial q}{\partial y} \quad \dots\dots\text{(式-6.5)}$$

$$v = \frac{\partial p}{\partial y} = - \frac{\partial q}{\partial x} \quad \dots\dots\text{(式-6.6)}$$

で与えられる。したがって、 $p : \text{const}$ の等内部応力線と、 $q : \text{const}$ なる流線とは直交するとともに、流れ関数 q も積雪の内部応力 p と同様な方程式が成立する。

$$\frac{\partial p}{\partial x} \cdot \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial p}{\partial y} \cdot \frac{\partial q}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\text{(式-6.7)}$$

$$\frac{\partial^2 q}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 q}{\partial y^2} = 0 \quad \dots\dots\text{(式-6.8)}$$

そこで、これらの方程式を図-6.2に示すような斜面と雪崩予防柵とを境界とする境界条件にて解析するものとする。

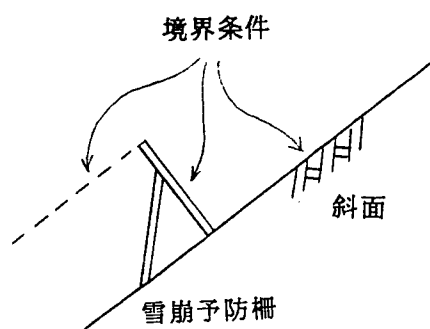


図-6.2 堆雪形状に関する検討に用いる境界条件

ここで、 $z = x + i y$ 、 $w = p + i q$ とすると複素関数解析より、

$$z = \frac{1}{\pi} \left[\left[(\pi w)^2 - 1 \right]^{1/2} - \cosh^{-1}(\pi w) \right] + i \quad \cdots \cdots (\text{式-6.9})$$

となることが知られている。これより、

$$x = \frac{s + r}{\pi} \quad \cdots \cdots (\text{式-6.10}) \quad y = \frac{t + \theta}{\pi} \quad \cdots \cdots (\text{式-6.11})$$

で与えられる。ただし、

$$r = \frac{1}{2} \log \left[(\pi p + s)^2 + (\pi q + t)^2 \right] \quad \cdots \cdots (\text{式-6.12})$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{\pi q + t}{\pi p + s} \right] \quad \cdots \cdots (\text{式-6.13})$$

$$s = \left[\frac{(a^2 + b^2)^{1/2} + a}{2} \right]^{1/2} \quad \cdots \cdots (\text{式-6.14})$$

$$t = \left[\frac{(a^2 + b^2)^{1/2} - a}{2} \right]^{1/2} \quad \cdots \cdots (\text{式-6.15})$$

$$a = \pi^2 p^2 - \pi^2 q^2 - 1 \quad \cdots \cdots (\text{式-6.16}) \quad b = 2 \pi^2 p q \quad \cdots \cdots (\text{式-6.17})$$

とする。

6.2.2 検討結果

前述の解析結果において、 $q = C$ として計算することにより、雪崩予防柵に堆雪した積雪を側面から見た形状を求めると図-6.3に示す結果が得られた。ここで、図中Cは斜面無限遠方上における堆雪積雪深と雪崩予防柵の設計積雪深との比で与えられる値とする。

表-6.1 モデル積雪の
積雪深比(C=1の場合)

柵からの 距離比 x/D	積雪深比 y/D
0.00	1.718
0.25	1.654
0.50	1.579
1.00	1.426
2.00	1.233
3.00	1.148
4.00	1.106
5.00	1.081

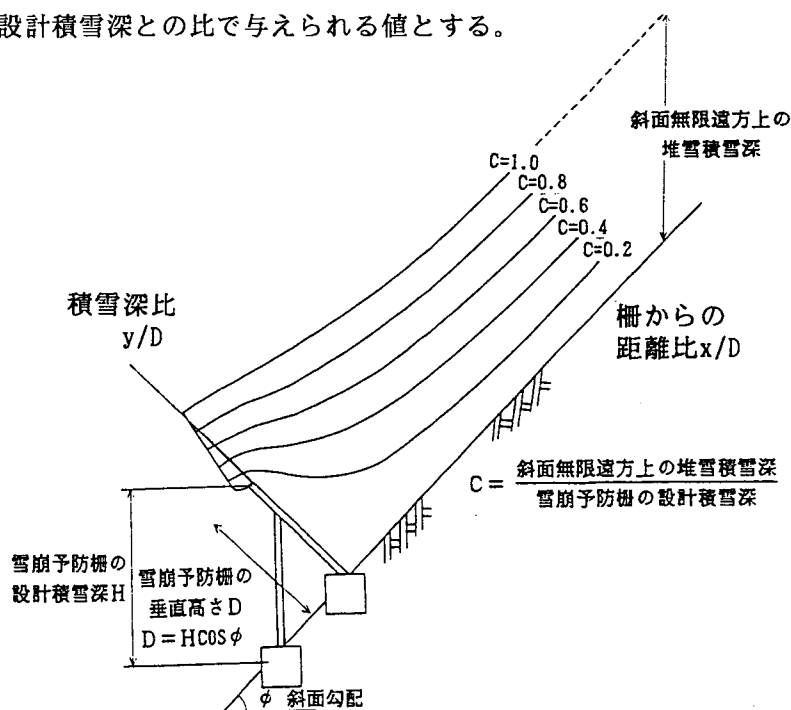


図-6.3 雪崩予防柵に堆雪する積雪形状

さらに、新潟試験所において実施した積雪断面観測の結果（図-6.4）に対して、図-6.3による流体理論から推定される積雪の形状を比較検討すると図-6.5に示すとおりとなり、非常によく一致することがわった。

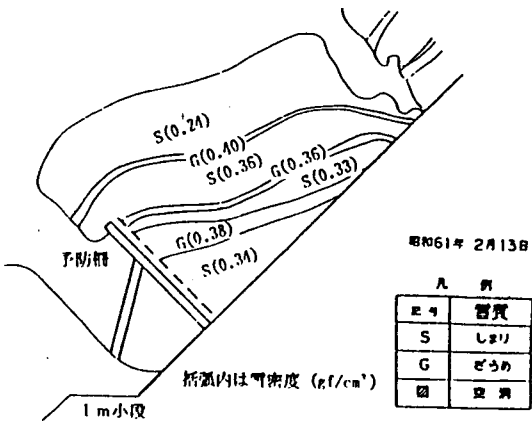


図-6.4 積雪断面観測の結果

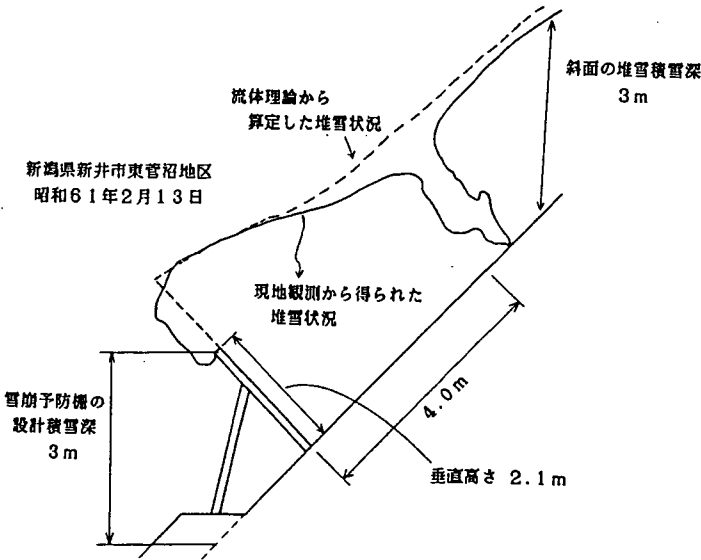


図-6.5 積雪の堆雪形状の比較

6.3 雪圧シミュレーションによる雪圧分布解析

6.3.1 雪崩予防柵に作用する雪圧の概算値

雪崩予防柵に作用する雪圧をおおよそでも概算することができれば、雪圧シミュレーションによる雪圧の分布解析に関する検討を進める際において非常に有益である。そこで、雪崩予防柵に堆雪している積雪の側面積から雪崩予防柵に作用する雪圧の概算値 F_A を算定し、雪圧シミュレーションから得られる計算値と比較検討した。

斜面を自由すべりと仮定すると、雪崩予防柵に作用する雪圧の概算値 F_A は次式で仮定できる。

$$F_A = \gamma A \sin \theta \quad \dots\dots(\text{式-6.18})$$

ここで、 γ は雪密度、 A は積雪の側面積、 θ は斜面勾配とする。

概算値 F_A と雪圧シミュレーションから得られる計算値 F_s との比 F_s/F_A を検討した結果を図-6.7に示す。なお、雪圧シミュレーションにて解析する際の境界条件として、①斜面を自由すべりとした場合、②斜面を自由すべりとし柵間部においてグライドを設定した場合、③斜面を自由すべりとし柵間部においてグライドとクリープを設定した場合、の3つのケースに関して検討した。その際、グライドとクリープは斜面を自由すべりとしたときに発生する積雪の最上端部における積雪の挙動量とした。

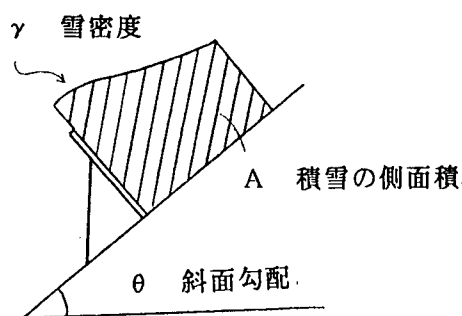


図-6.6 雪崩予防柵に堆雪する積雪の側面積



図-6.7 雪崩予防柵に作用する雪圧

その結果、積雪の側面積から求められる雪圧の概算値 F_A は、斜面を自由すべりと仮定したときの雪圧シミュレーションから得られる計算値 F_s と非常によく一致しており、概算値と計算値の比 F_s/F_A は約1であった。

一方、柵間部にグライドとクリープを与えたときの雪圧シミュレーションから得られる計算値は、概算値の約1.2～1.5倍であり、これは従来の防雪工学ハンドブックに柵間部のグライドとクリープを考慮することにより、グライド係数が約1.5倍程度になるものと考えられる。また、①～③の3つのケースについて、柵の垂直方向の応力分布ならびに柵の横方向の応力分布はそれぞれ図-6.8～図-6.11に示すとおりであり、柵間部にグライドとクリープを設定することにより、特に柵辺縁部において雪圧分布が大きくなることがわかる。

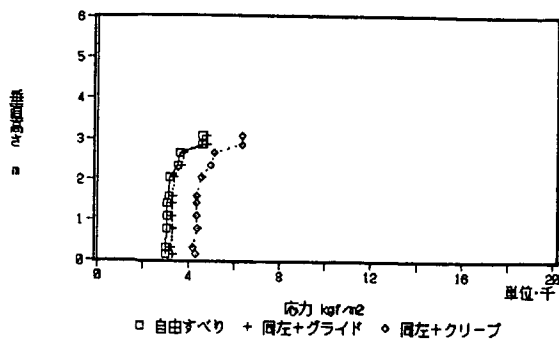


図-6.8 境界条件による雪圧分布の変化（柵中央部）

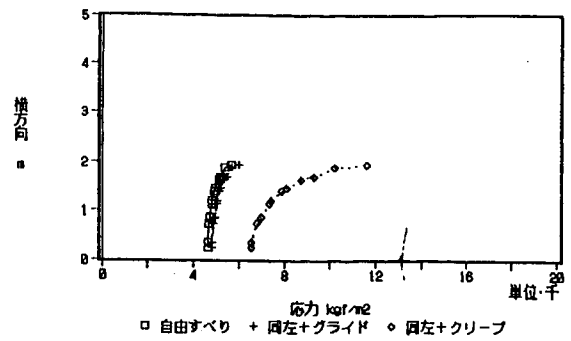


図-6.10 境界条件による雪圧分布の変化（柵上部）

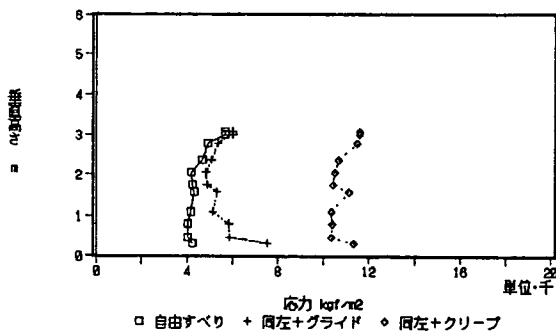


図-6.9 境界条件による雪圧分布の変化（柵辺縁部）

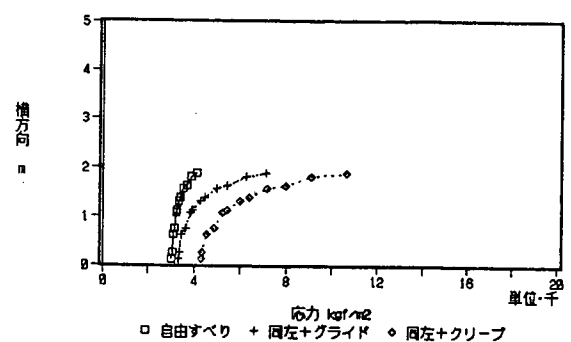


図-6.11 境界条件による雪圧分布の変化（柵下部）

6.3.2 斜面積雪のグライド量に関する検討

斜面積雪の1日あたりのグライド量 U_G は

$$U_G = \frac{d}{dt} \int \varepsilon dx = \int \frac{d\varepsilon}{dt} \dots\dots (式-6.19)$$

で与えられる。（ ε ：積雪のひずみ）

長期的な粘性変形においては

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{F}{\eta} \dots\dots (式-6.20)$$

が成立する。（ F ：雪圧、 η ：粘性係数）

図-6.12 のような斜面においては、柵から x の距離における雪圧 F は、

$$F = \gamma (L - x) \sin \theta \dots\dots (式-6.21)$$

で与えられる。（ γ ：雪密度(tf/m^3)、 L ：積雪の斜面方向の長さ、 θ ：斜面勾配）

したがって、

$$U_G = \int \frac{\gamma (L-x) \sin \theta}{\eta} dx = \frac{\gamma \sin \theta}{2 \eta} [- (x-L)^2 + L^2] \dots\dots (式-6.22)$$

ここで、粘性係数として

$$\eta (tf \cdot \text{日}/m^2) = 0.00828 \exp(23.2 \gamma) \dots\dots (式-6.23)$$

とし、斜面積雪のグライドの概算値を算定し、雪圧シミュレーションから得られる計算値と比

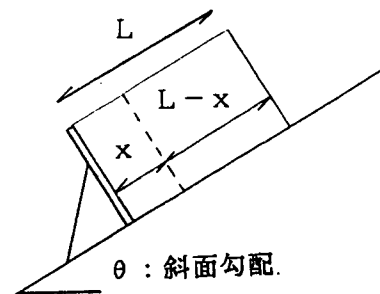


図-6.12 斜面積雪のグライド

較した。図-6.13 は、積雪深 4 m、斜面勾配 40 度、雪密度 0.35 tf/m³、横間隔 2 m、柵傾き 0 度、雪圧シミュレーションで計算されたグライド量が非常によく一致している。また、他のケースについても上式から得られる概算値と雪圧シミュレーションから得られる計算値を比較した結果、非常によく一致していた。

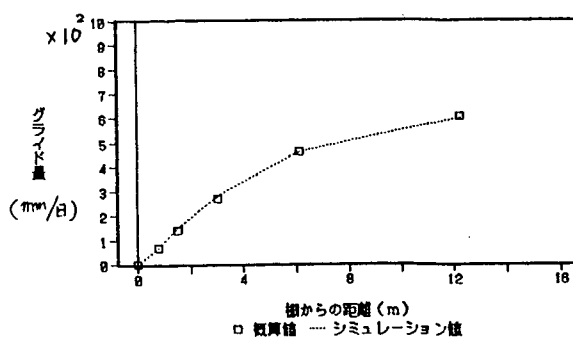


図-6.13 積雪の挙動の計算値の比較

6.3.3 グライド係数の算定方法に関する検討

グライド量 U_g からグライド係数 N を算定する方法としては、防雪工学ハンドブックにおいては、次式で算定できるとしている。

$$N = \left[1 + 3 \frac{2 \eta_s U_g}{\gamma D^2 \sin \theta} \right]^{1/2} \dots\dots (式-6.24)$$

ここで、 η_s は雪の剪断粘性係数、 γ は雪密度、 θ は斜面勾配、 D は雪崩予防柵の垂直高さ ($= H \cos \theta$)、 H は設計積雪深とする。

前述のグライド量に関する算定式(式-6.22)と、上式(式-6.24)から雪崩予防柵に作用する雪圧を算定し、雪圧シミュレーションから得られる計算値と比較した。なお、雪の粘性係数 η と雪の剪断粘性係数 η_s とは、次の関係が成立するものとした。

$$\eta_s = \frac{\eta}{2(1 + \nu)} \quad (\nu : \text{ポアソン比} = 0.4 \gamma) \dots\dots (式-6.25)$$

その結果、図-6.14に示すように、グライド量から算定されたグライド係数は斜面を自由すべりとして雪圧シミュレーションから逆算したグライド係数におおよそ一致することがわかった。

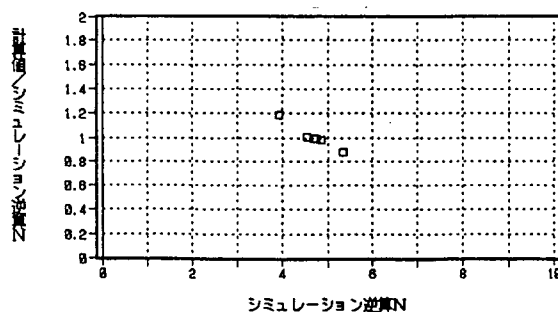


図-6.14 グライド係数の比較

6.4 雪圧分布形状に関する検討

6.4.1 検討内容

雪崩予防柵に作用する雪圧は、設計積雪深、斜面勾配、雪密度、柵横間隔、柵列間隔、柵傾き（スノープリズムの影響）、グライド条件によって異なるものと考えられる。そこで、これらの要因が変化した場合の雪圧分布形状について、雪圧シミュレーションを用いて解析する。

解析は流体理論から推定されるモデル積雪を雪崩予防柵に堆雪させ、雪圧シミュレーションを用いて雪圧分布形状を算出するものとする。なお、斜面は自由すべりとし、柵間部で強制的なグライドとクリープを与えるものとする。また、雪圧の分布形状に関する検討においては、特に図-6.15 に示すように、柵中央部下部、柵中央部上部、柵辺縁部下部、柵辺縁部上部の4個所に着目して検討を行うものとする。

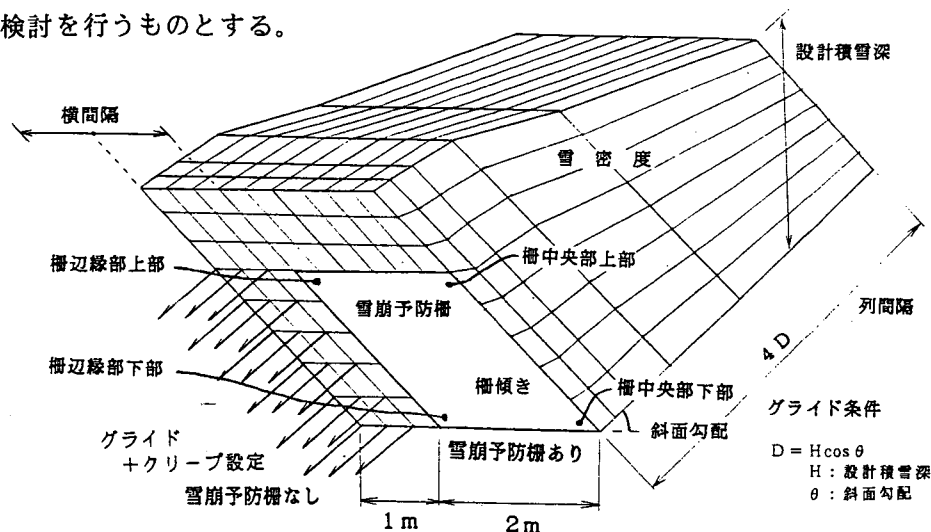


図-6.15 雪圧分布形状に関する検討に用いる各要因

表-6.2 雪圧分布形状に関する検討ケース

番号	設計積雪深	斜面勾配	雪 密 度	横間隔	列間隔	柵傾き	グライド条件
1	3 m	40度	0.35 tf/m ³	2 m	4 D	0度	自由すべり
2	4 m	"	"	"	"	"	"
3	5 m	"	"	"	"	"	"
4	4 m	30度	"	"	"	"	"
5	"	50度	"	"	"	"	"
6	"	40度	0.30 tf/m ³	"	"	"	"
7	"	"	0.40 tf/m ³	"	"	"	"
8	"	"	0.35 tf/m ³	1 m	"	"	"
9	"	"	"	3 m	"	"	"
10	"	"	"	4 m	"	"	"
11	"	"	"	5 m	"	"	"
12	"	"	"	2 m	3 D	"	"
13	"	"	"	"	5 D	"	"
14	"	"	"	"	6 D	"	"
15	"	"	"	"	4 D	5度	"
16	"	"	"	"	"	10度	"
17	"	"	"	"	"	15度	"
18	"	"	"	"	"	20度	"
19	"	"	"	"	"	0度	注 1

（注1）グライド量について数種類変化させて解析を行った。

6.4.2 積雪深の変化による雪圧分布の変化

柵中央部下部、柵中央部上部、柵辺縁部下部、柵辺縁部上部の4個所における雪圧の計算値を、斜面を自由すべりのみ（グライド、クリープは設定しない）と仮定したときの柵中央部下部の計算値に対する雪圧比で示すと図-6.16 のようになり、雪崩予防柵に作用する単位面積あたりの雪圧は積雪深に比例することがわかる。

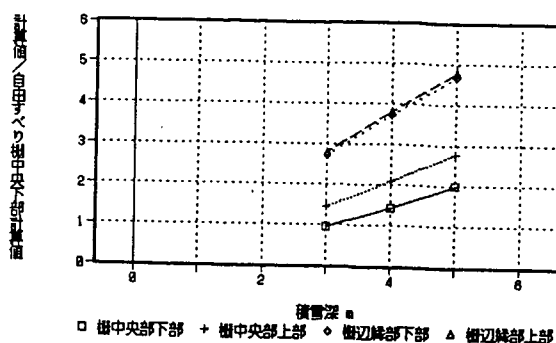


図-6.16 積雪深の変化による雪圧分布の変化

6.4.3 斜面勾配の変化による雪圧分布の変化

柵中央部下部、柵中央部上部、柵辺縁部下部、柵辺縁部上部の4個所における雪圧の計算値を、斜面を自由すべりのみ（グライド、クリープは設定しない）と仮定したときの柵中央部下部の計算値に対する雪圧比で示すと図-6.17 のようになり、雪崩予防柵に作用する単位面積あたりの雪圧は、斜面勾配（30～50度）によってあまり変化しないことがわかる。

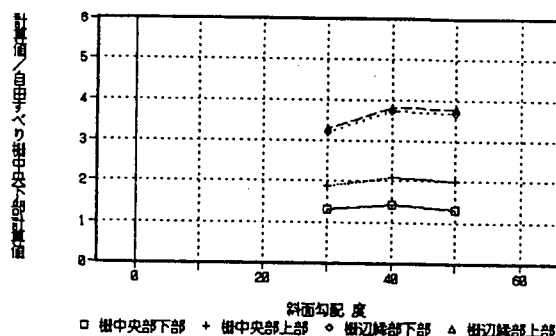


図-6.17 斜面勾配の変化による雪圧分布の変化

6.4.4 雪密度の変化による雪圧分布の変化

柵中央部下部、柵中央部上部、柵辺縁部下部、柵辺縁部上部の4個所における雪圧の計算値を、斜面を自由すべりのみ（グライド、クリープは設定しない）と仮定したときの柵中央部下部の計算値に対する雪圧比で示すと図-6.18 のようになり、雪崩予防柵に作用する単位面積あたりの雪圧は雪密度に比例することがわかる。

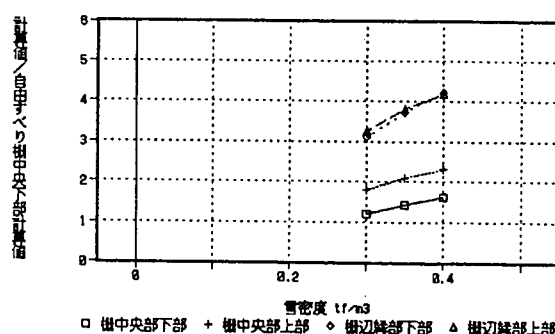


図-6.18 雪密度の変化による雪圧分布の変化

6.4.5 柵の横間隔の変化による雪圧分布の変化

柵の横間隔を変化させたときのグライド係数の変化は図-6.19 のようになり、柵中央部におけるグライド係数が斜面を自由すべりのみ（グライド、クリープは設定しない）と仮定したときのグライド係数の1.5倍未満とするためには、横間隔は2 m以下とする必要がある。また、柵の横間隔を変化させたときの柵の各部（柵中央部下部、柵中央部上部、柵辺縁部下部、柵辺縁部上部）

における雪圧比は図-6.20 に示すとおりである。

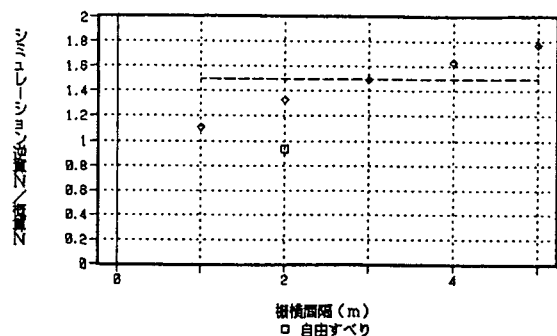


図-6.19 横間隔によるグライド係数の変化

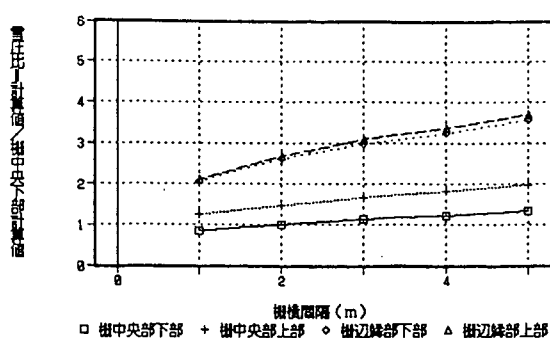


図-6.20 横間隔の変化による雪圧分布の変化

6.4.6 柵の列間隔の変化による雪圧分布の変化

柵の列間隔を変化させたときのグライド係数の変化は図-6.21 のようになり、柵中央部におけるグライド係数が斜面を自由すべりのみ（グライド、クリープは設定しない）と仮定したときのグライド係数の 1.5 倍未満とするためには、列間隔は 5 D 以下とする必要がある。また、柵の列間隔を変化させたときの柵の各部（柵中央部下部、柵中央部上部、柵辺縁部下部、柵辺縁部上部）における雪圧比は図-6.22 に示すとおりである。

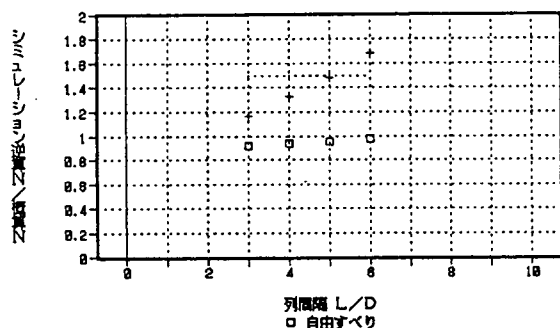


図-6.21 列間隔によるグライド係数の変化

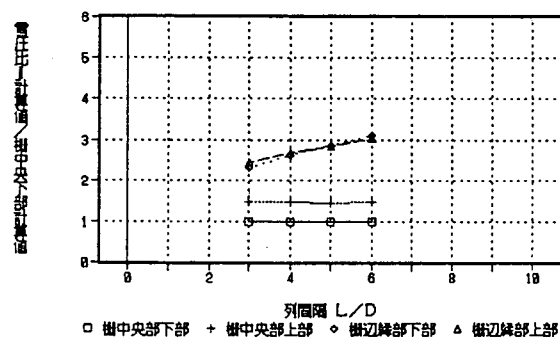


図-6.22 列間隔の変化による雪圧分布の変化

6.4.7 柵傾きの変化による雪圧分布の変化

雪崩予防柵の柵傾きを変化させた場合の雪圧分布の状況を図-6.23 ～図-6.26 に示す。その結果、柵傾きを大きくするに従い雪崩予防柵に作用する雪圧は小さくなる傾向がある。そこで、雪崩予防柵の設計においては、安全を考慮して柵傾き 0 度のときの雪圧分布をもって設計するのが望ましいと考えられる。

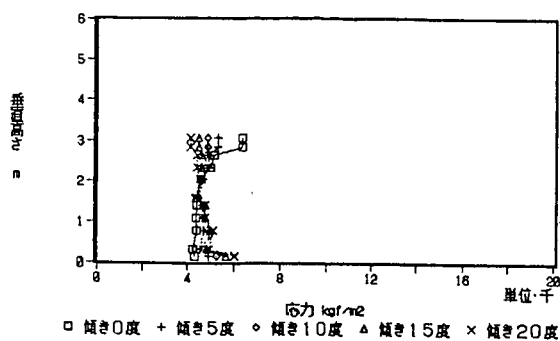


図-6.23 柵傾きの変化による雪圧分布の変化
(柵中央部)

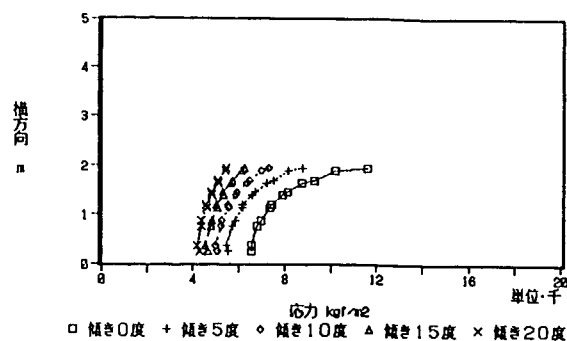


図-6.25 柵傾きの変化による雪圧分布の変化
(柵上部)

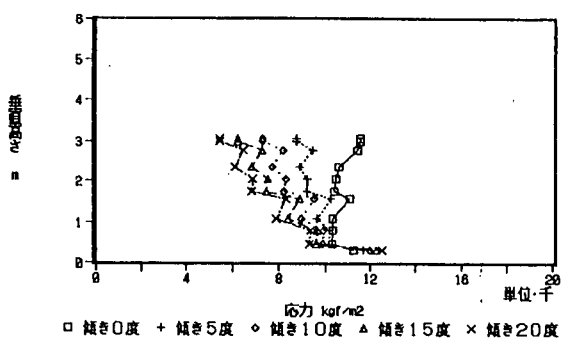


図-6.24 柵傾きの変化による雪圧分布の変化
(柵下部)

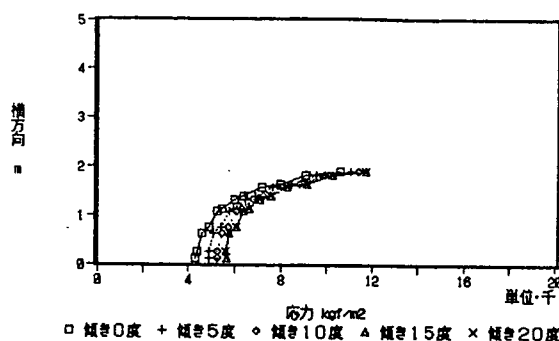


図-6.26 柵傾きの変化による雪圧分布の変化
(柵下部)

6.4.8 グライド量の変化による雪圧分布の変化

斜面におけるグライド量の上限值を変化させた場合の柵の各部(柵中央部下部、柵中央部上部、柵辺縁部下部、柵辺縁部上部)における雪圧比を図-6.27 に示す。その結果、グライド量が小さくなるにつれて雪圧比は小さくなるが、雪崩予防柵の設計においては雪溶け時を想定し、自由すべりの状態における解析結果を用いて検討するのが望ましいと考えられる。

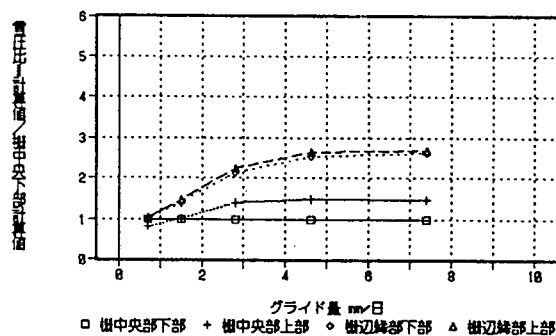


図-6.27 グライド量の変化による雪圧分布の変化

6.5 設計の雪圧荷重に関する検討

6.5.1 雪崩予防柵に作用する雪圧の算定

雪崩予防柵に作用する雪圧を算定する方法としては、雪崩予防柵に堆雪している積雪の側面積から概算する方法、グライド量からグライド係数を逆算し雪圧算定式から計算する方法、雪圧シミュレーションによって計算する方法の3つの方法が考えられるが、ここではこれらの各方法で算定される雪圧の関係について整理するものとする。まず、各方法の算定手順を図-6.28に示す。

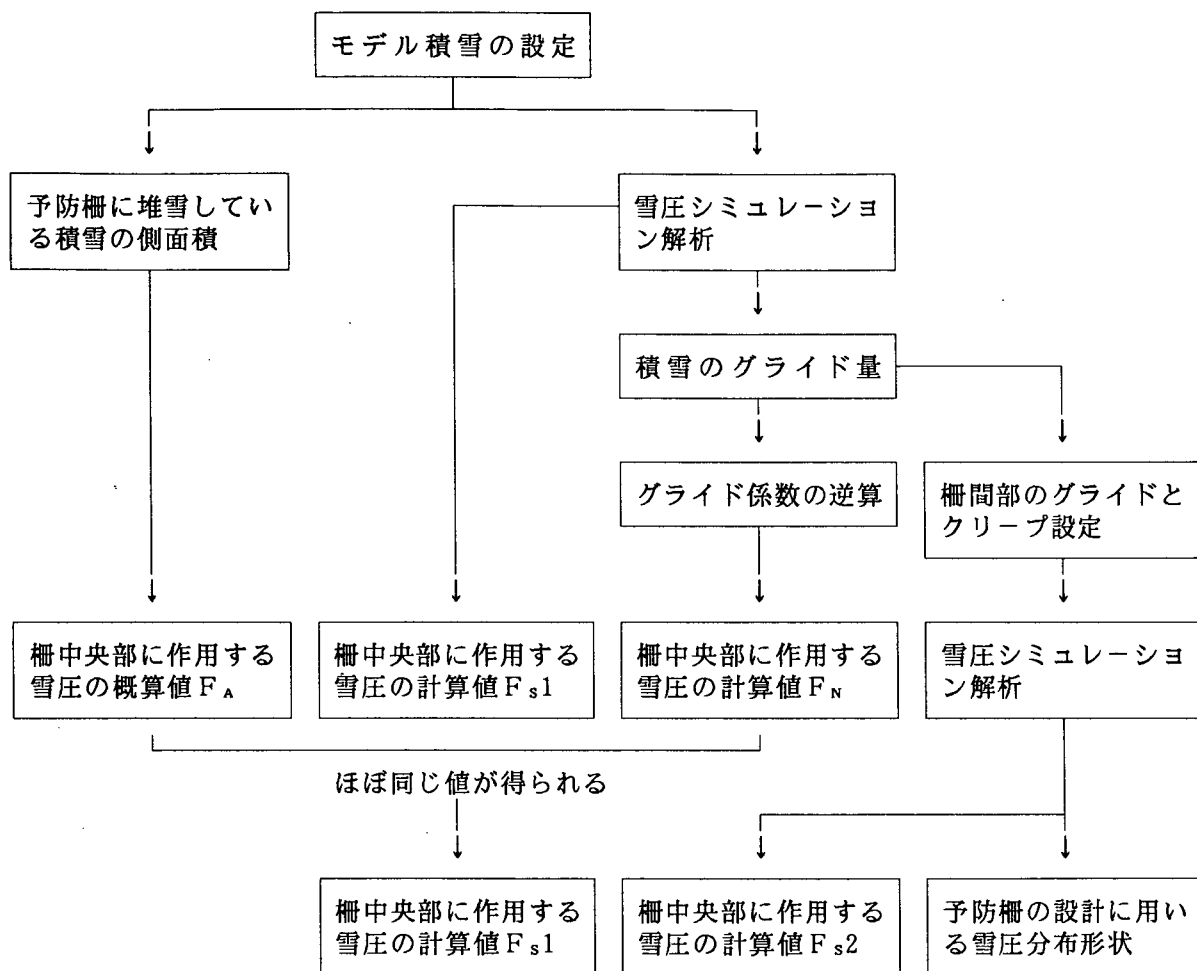


図-6.28 雪崩予防柵に作用する雪圧の算定

本調査の結果、柵中央部に作用する雪圧に関し、①雪崩予防柵に堆雪している積雪の側面積から算定した概算値 F_A 、②斜面を自由すべりのみ（柵間部にグライドやクリープを設定しない）とした場合の雪圧シミュレーションにより計算される計算値 F_{s1} 、③グライド量からグライド係数を逆算し雪圧算定式から計算される計算値 F_N はほぼ同じ値が得られることがわかった。そこで、雪崩予防柵の設計に際しては、②の斜面を自由すべりのみとした場合の雪圧の計算値 F_{s1} を

基準として検討を進めるものとする。

また、柵間部にグライドとクリープを設定した場合の雪圧シミュレーションによる計算値 F_{s2} が、上記の3つの値の約1.2～1.5倍になることがわかった。これは、従来の防雪工学ハンドブックでは無視されていた柵間部におけるグライドとクリープを考慮することにより、日本の雪としての特性を反映させることができ、雪圧の実測結果から得られたグライド係数が約1.5倍になるという結果とも一致しているものと考えられる。

そこで、雪崩予防柵の設計に用いる雪圧荷重については、柵間部にグライドとクリープを設定した場合の雪圧シミュレーションによる計算値を用いて検討するものとする。

6.5.2 雪圧の設計荷重に関する検討

雪崩予防柵に作用する雪圧の分布形状に影響を及ぼすと考えられる各種要因（①設計積雪深、②斜面勾配、③雪密度、④横間隔、⑤列間隔、⑥柵傾き、⑦グライド条件）が変化した場合の雪圧ならびにその分布形状の雪圧シミュレーションによる解析結果を用いて雪崩予防柵の設計に用いる雪圧の設計荷重について検討するものとする。

図-6.29～図-6.32に一例として、斜面勾配を変化させたときの雪圧分布形状を示す。ここで、雪圧比は柵中央部下部の計算値に対する比率である。ここで、図-6.29～図-6.32の斜線部で示すような荷重を雪崩予防柵の設計荷重とすると、この条件においては雪崩予防柵は設計上問題ないものと考えられる。また、そのときの斜面勾配の変化による雪圧比の変化は図-6.33に示すと

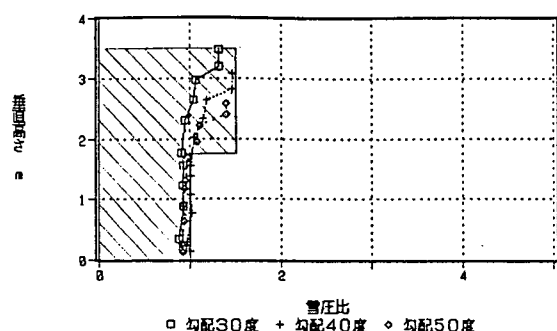


図-6.29 雪崩予防柵の設計荷重(柵中央部)

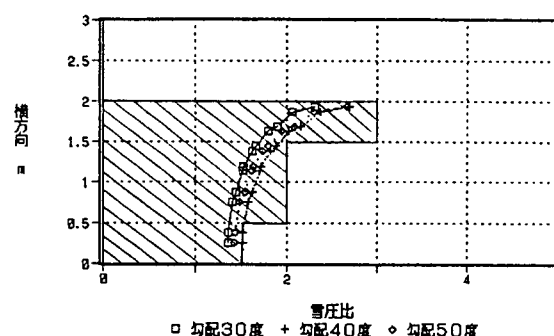


図-6.31 雪崩予防柵の設計荷重(柵上部)

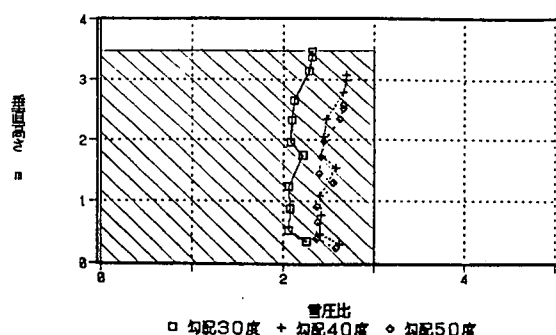


図-6.30 雪崩予防柵の設計荷重(柵辺縁部)

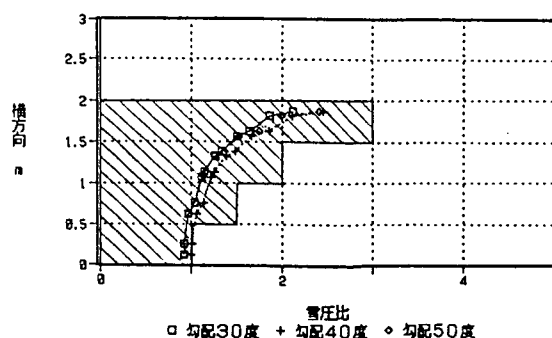


図-6.32 雪崩予防柵の設計荷重(柵下部)

おりである。さらに、積雪深および雪密度を変化させたときの雪圧比の変化は図-6.34～図-6.35に示すとおりである。そこで、図-6.36に示すような雪圧分布形状で設計することで問題はないものと考えられる。

なおここで、斜面勾配、雪密度、設計積雪深以外の要因による雪圧分布形状の変化については以下のように対応するものとする。

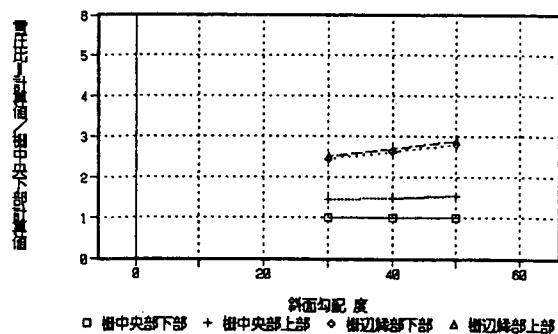


図-6.33 斜面勾配の変化による雪圧比の変化

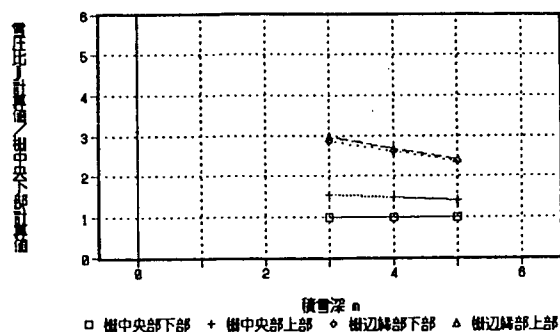


図-6.34 積雪深の変化による雪圧比の変化

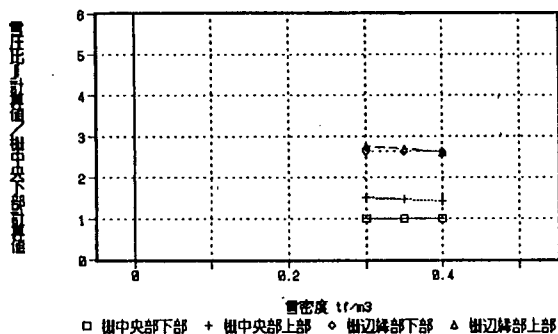


図-6.35 雪密度の変化による雪圧比の変化

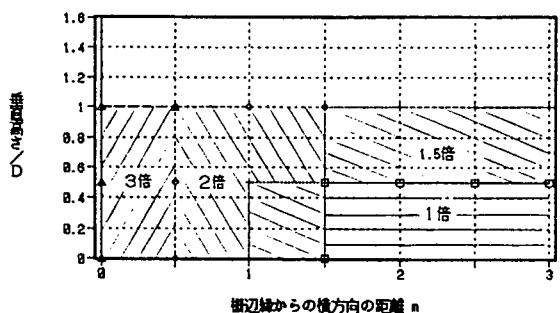


図-6.36 雪崩予防柵の設計荷重分布

- ①横間隔 …… 横間隔が2 m以下ならば、 $1.5 \times F_{s1} \geq F_{s2}$ の関係が成立するので、設計上問題はない。
- ②列間隔 …… 列間隔が5 D (D: 柵の垂直高さ) 以下ならば、 $1.5 \times F_{s1} \geq F_{s2}$ の関係が成立するので、設計上問題はない。
- ③柵傾き …… 全体雪圧が最大となる柵傾き0度のとき計算結果をもとに設計荷重を検討しているので、柵に傾きがある場合も設計上問題とはならない。
- ④グライド条件 …… 雪崩予防柵に作用する雪圧が最大となる状態 (斜面を自由すべりと仮定したとき状態) にて設計荷重を検討しているので、斜面と雪の剪断抵抗が期待できる場合においても当然設計上問題とはならない。

6.5.3 設計荷重に関する比較検討

前項より雪崩予防柵の設計においては、図-6.36 に示すような雪圧分布荷重を用いて設計することで問題はないことがわかった。そこで、ここでは、一例として、設計積雪深 4 m、斜面勾配 40度、雪密度 0.35kgf/m^3 、北向き葉の長い草地、柵横間隔 2 m、列間隔 12 m、柵傾き 0 度の場合に関し、防雪工学ハンドブックにおける設計荷重と比較した結果を図-6.37～図-6.40に示す。ここで、雪圧比は斜面を自由すべりのみ(柵間部にグライドやクリープを設定しない)とした場合の柵中央部下部の計算値に対する比率である。

その結果、雪崩予防柵の設計に用いる雪圧荷重は、防雪工学ハンドブックに比較して約 1.7 倍になっており、これはグライド係数の見直しによる約 1.5 倍の効果と雪圧分布荷重の見直しによる効果の影響であると考えられる。

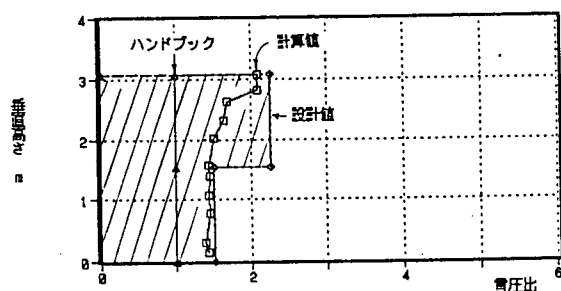


図-6.37 設計荷重の比較(柵中央部)

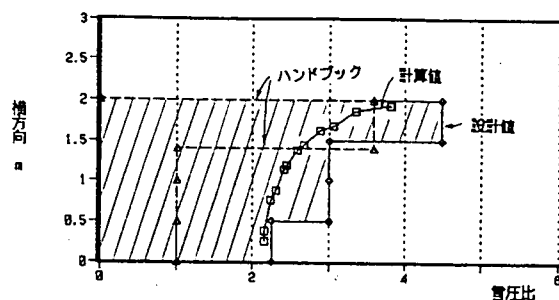


図-6.39 設計荷重の比較(柵上部)

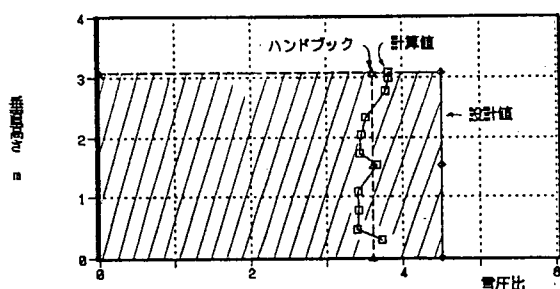


図-6.38 設計荷重の比較(柵辺縁部)

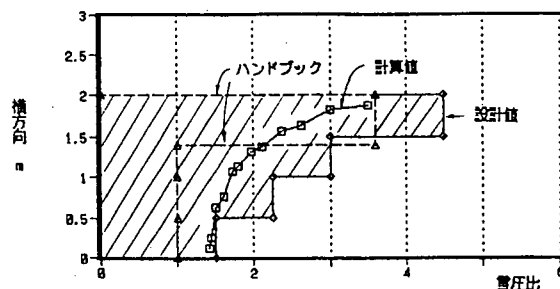


図-6.40 設計荷重の比較(柵下部)

7. 実斜面における基礎の検証実験

7.1 背景および目的

従来の基礎の設計方法によると、上・下独立基礎タイプにおいてつなぎ材有の基礎とつなぎ材無の基礎では、つなぎ材無の基礎の方が耐荷力が大きい結果となるが、元年度に実施した実物大基礎実験の結果では、つなぎ材有の基礎の方が耐荷力が大きくなる事がわかった。さらに、基礎安定計算において、従来の設計方法に加えてバネ定数を考慮すれば、実験値と良く合致する事が立証された。

そこで、前回の基礎実験の場合は、平地における水平集中載荷方法であったため、今回は実現象にさらに近づけるために、実斜面に柵を設置して積雪荷重によって基礎の耐荷力の確認を行った。

7.2 実験工程

7.2.1 実験場所

新潟県妙高村橋本新田地区（南西向き斜面）で実験を行った。



図-7.1 実験場所

7.2.2 実験期間

平成2年4月～平成3年3月（準備期間を含む）

7.2.3 実験工程

実験の工程を図-7.2に、供試体設置状況を写真-7.1に示す。

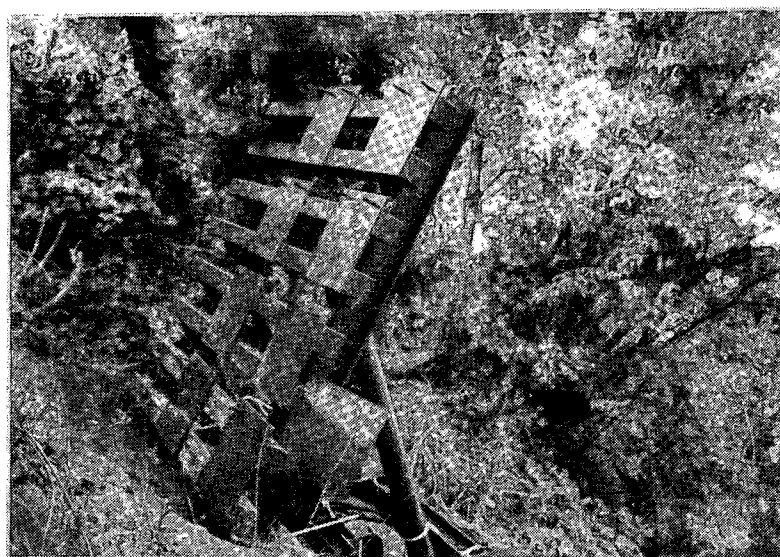


写真-7.1 供試体設置状況

7.3 実験の供試体

7.3.1 設計条件

供試体は、北陸地方建設局道路部発行の「道路関係標準設計」によって製作した鋼製雪崩防止柵をモデルとし、表-7.1の条件で設計を行った。

表-7.1 設計条件

積雪深	$H_s = 2.0\text{m}$ 今回は基礎の検証実験であるので、上部は基礎破壊の前に変形等をおこさないように設計した。
斜面方位	南西向き斜面
グライド係数	$N = 2.4$
クリープ係数	$K = 0.747$
雪密度	$\gamma_s = 0.35\text{t/m}^3$
斜面勾配	$\theta = 35^\circ$

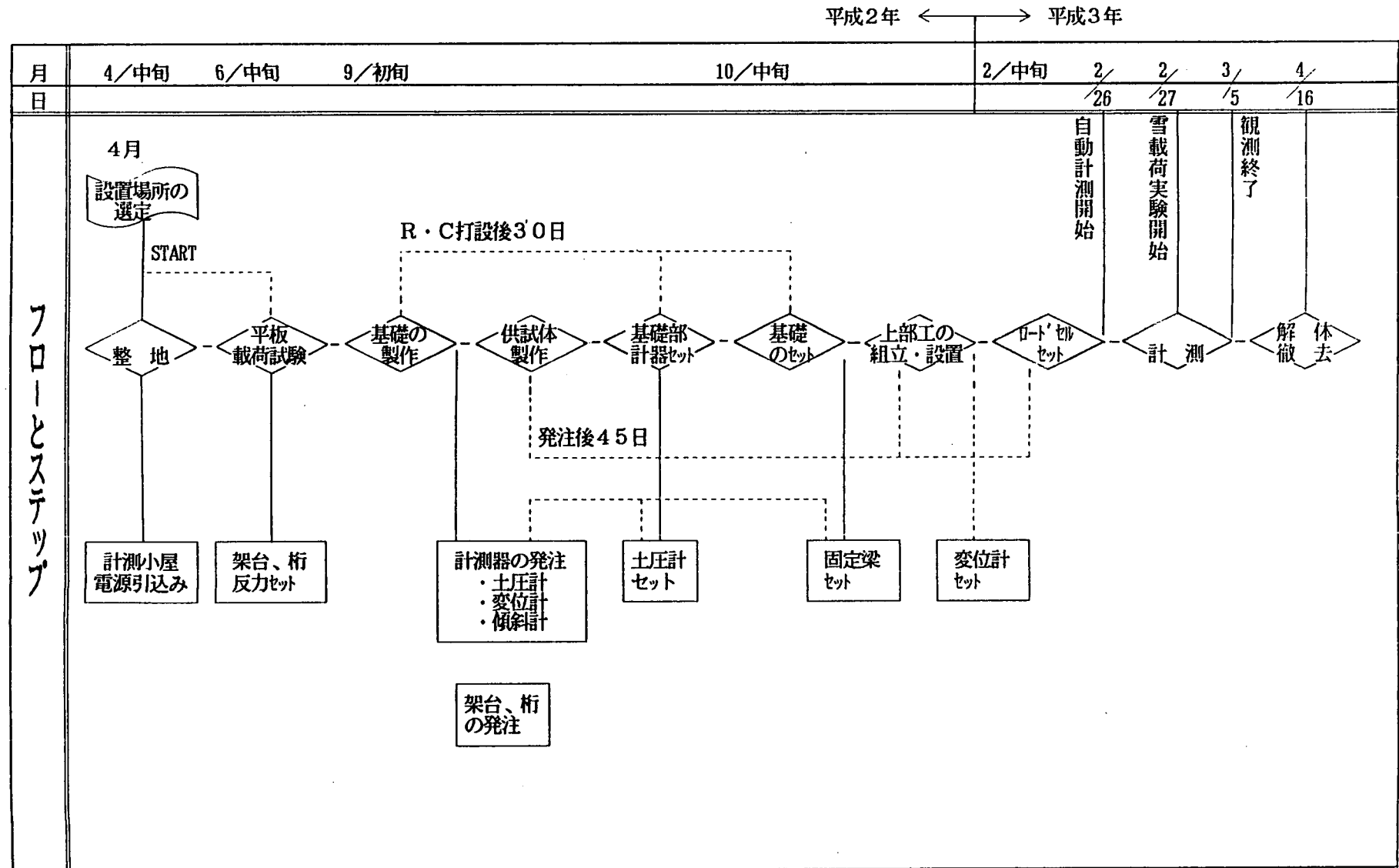


図-7.2 実験工程

供試体としては、主柱と支柱をラムダ型に組んだ一般的な形状と、同一形状で主柱・支柱の下部をつなぎ材で連結した形状の2種類を用いた。部材については、主柱はH型钢を使用した
が、支柱・つなぎ材は軸力の検出を容易にするために鋼管を使用した。

7.3.2 地盤の試験結果

検証実験用予防柵の設計に必要な地盤条件を、平板載荷試験、土質試験を実施して求めた。
平板載荷試験状況を写真-7.2に、試験結果を表-7.2に示す。

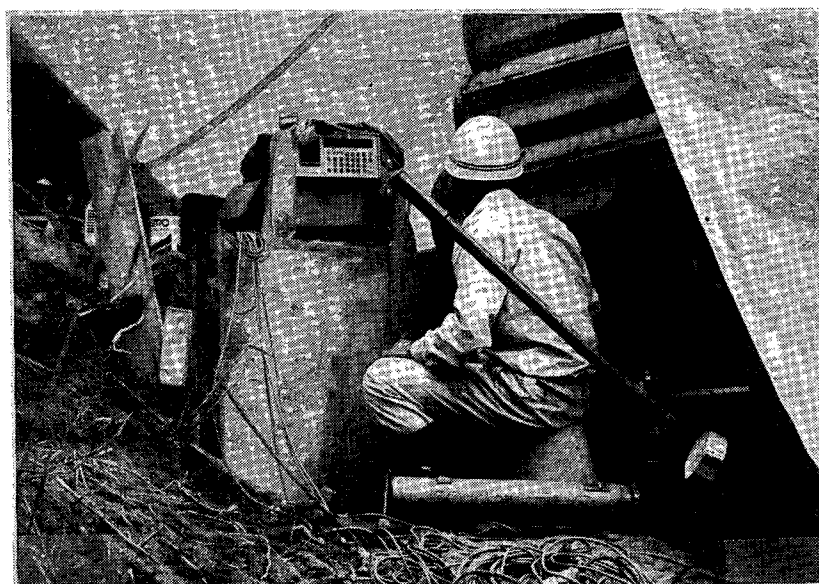


写真-7.2 平板載荷試験状況

表-7.2 実験時の地盤の支持力及び諸特性

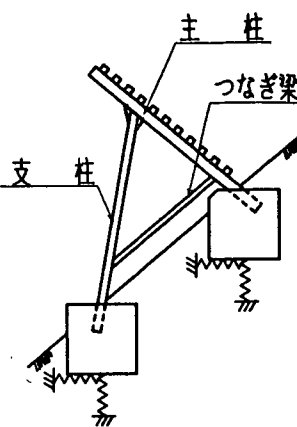
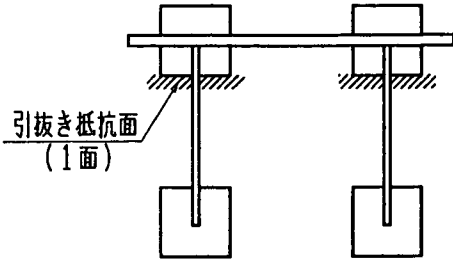
調 査 項 目	測 定 結 果
単位体積重量 (g/cm^3)	1.78
粘 着 力 (kgf/cm^2)	0.48
内部摩擦角 (度)	40.4
地 耐 力 (tf/m^2)	14.3
地盤反力係数(kgf/cm^3)	4.8

7.4 供試体の設計

7.4.1 設計手法

設計手法概要を表-7.3に示す。

表-7.3 設計手法概要

考慮する引き抜き抵抗面	  基礎の変位を考慮してバネ定数を設定する。また、側面の粘着抵抗を考えない。
基礎の反力	外力に対する反力算出時に、地盤反力係数によって求めたバネ定数を考慮する。

7.4.2 上部構造の設計

(1) 設計条件

雪および斜面の諸元

設計積雪深	$H_s = 2.0\text{m}$
雪密度	$\gamma_s = 0.35\text{t/m}^3$
斜面勾配	$\theta = 35^\circ$
グライド係数	$N = 2.4$
クリープ係数	$K = 0.747$

(2) 荷重

① 比雪圧: p, q (tf/m²)

(イ) 斜面に平行な雪圧: S_N (tf/m)

$$S_N = \gamma_s \cdot H_s^2 \cdot K \cdot N / 2 = 0.35 \times 2^2 \times 0.747 \times 2.4 / 2 = 1.255 \text{ (tf/m)}$$

(ロ) 斜面に垂直な雪圧: S_q (tf/m)

$$S_q = \alpha \cdot S_N / (N \cdot \tan \theta) = 0.419 \times 1.255 / (2.4 \times \tan 35^\circ) = 0.313 \text{ (tf/m)}$$

(ハ) 合力: R (tf/m)

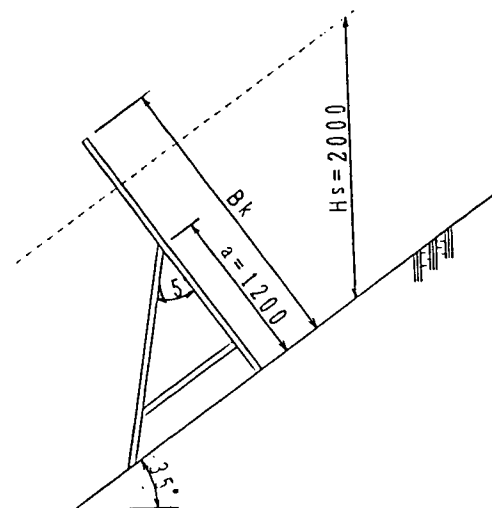


図-7.3 上部構造図

$$R = \sqrt{S_N^2 + S_Q^2} = 1.353 \text{ (tf/m)}$$

$$\xi = \tan^{-1} (S_Q / S_N) \doteq 14.0^\circ$$

(二) 分力 : P, Q (tf/m)

i) 支持面に直角な分力 (P)

$$P = R \cos \xi = 1.353 \times \cos 14.0^\circ = 1.313 \text{ (tf/m)}$$

ii) 支持面に平行な分力 (Q)

$$Q = R \sin \xi = 1.353 \times \sin 14.0^\circ = 0.327 \text{ (tf/m)}$$

(ホ) 比雪圧 : p, q (tf/m²)

i) 支持面に直角な比雪圧比 (p)

$$p = P / B_K = 1.313 / 2.5 = 0.525 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

ii) 支持面に平行な比雪圧比 (q)

$$q = Q / B_K = 0.327 / 2.5 = 0.130 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

② 辺縁効果による雪圧力 : P_E (tf/m²)

辺縁効果係数 f_R

$$f_R = (0.92 + 0.65N) \cdot A / 2 = (0.92 + 0.65 \times 2.4) \times 10 / 2 \\ = 12.4 > 1.00 + 1.25N = 4$$

$$\therefore f_R = 4$$

(イ) 辺縁効果 : S_R (tf/m)

$$S_R = f_R \times S_N = 4.0 \times 1.255 = 5.02 \text{ (tf/m)}$$

(ロ) 雪圧力 : P_E (tf/m²)

$$P_E = S_R / B_K = 5.02 / 2.5 = 2.008 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

(3) 荷重の載荷

① 主柱、支柱の場合

$$\text{辺縁荷重 } \omega = P_E \times \Delta \ell + p \times \ell / 2 = 2.008 \times 0.833 + 0.525 \times 2.4 / 2 = 2.30 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\text{ここで、雪圧力の作用幅 } \Delta \ell = 0.60 \times 10 / 2 = 3.0 > 2.5 / 3 = 0.833 \text{ (m)}$$

$$\therefore \Delta \ell = 0.833 \text{ (m) とする。}$$

② バーの設計の場合

$$\text{比雪圧 支持面に直角 } 1.3p = 1.3 \times 0.525 = 0.683 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\text{支持面に平行 } 1.3q = 1.3 \times 0.130 = 0.169 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\text{付加荷重 } 0.325p = 0.325 \times 0.525 = 0.170 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\text{辺縁雪圧力 } 1.3P_E = 1.3 \times 2.008 = 2.610 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

(4) 各部の設計

① 主柱の設計

(イ) 部材の長さ

$$B_K = H_K \cdot \frac{\cos \psi}{\cos \rho} = 3.0 \times \frac{\cos 35^\circ}{\cos 0^\circ} = 2.457 \doteq 2.50 \text{ (m)}$$

$$l = B_K - a = 2.50 - 1.20 = 1.30 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} R_A &= \frac{\omega}{2 \times 1.30} \times (B_K + 1) \times B_K \\ &= \frac{2.30}{2 \times 1.30} \times (2.50 + 1) \times 2.50 \\ &= 7.74 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_A &= -\frac{1}{2} \omega a^2 = -\frac{1}{2} \times 2.30 \times (1.20)^2 = -1.66 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \\ x &= \frac{R_A}{\omega} - a = \frac{7.74}{2.30} - 1.2 = 2.16 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_A \cdot a - \frac{1}{2} \times \omega \times (a + x)^2 \\ &= 7.74 \times 1.20 - \frac{1}{2} \times 2.30 \times (1.2 + 2.16)^2 \\ &= -3.69 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

(Ⅱ) 部材の選定

H-200×200×8×12を使用すると

部材断面係数 : 472 cm³

部材有効断面積 : 63.53 cm²

よって、主柱の曲げ引張応力度 σ_t は

$$\sigma_t = \frac{369000}{472} + \frac{7740}{63.53} = 903.6 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < \sigma_{ta} = 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \dots\dots\text{OK}$$

② 支柱の設計

(ⅰ) 部材の長さ L_s (m)

$$L_s = (B_K - a) \cdot \frac{\sin 90^\circ}{\sin 45^\circ} = 1.838 \text{ (m)}$$

(ⅱ) 部材の選定

$$R_A = 7.74 \text{ tf}$$

$$R_{AC} = R_A / \cos 45^\circ = 10.95 \text{ (tf)} \dots\dots\dots \text{(主柱に働く軸力)}$$

$$R_{AB} = R_A \cdot \tan 45^\circ = 7.74 \text{ (tf)}$$

φ139.8×4.5を使用すると

部材断面積 $A = 19.13 \text{ cm}^2$

よって、支柱の圧縮応力度 σ_c は

$$\sigma_c = \frac{R_{AC}}{A} = \frac{10950}{19.13} = 572 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \dots\dots\text{OK}$$

③ バーの設計

(イ) 部材の長さ $\ell = 2.4 \text{ m}$

(ロ) 主柱間隔

$$\ell_1 = 0.15 \ell = 0.15 \times 2.4 = 0.3 \text{ (m)}$$

$$\ell_2 = \ell - 2 \cdot \ell_1 = 2.4 - 0.6 = 1.8 \text{ (m)}$$

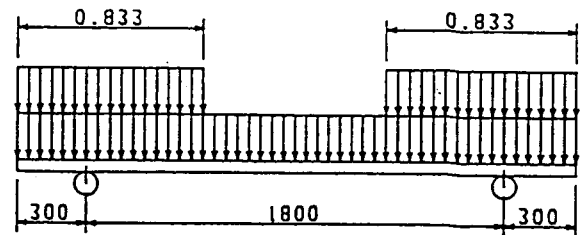


図-7.4 バーに作用する荷重

(ハ) 部材の選定

間隔 30cm 辺縁効果有り

$$\begin{aligned} \omega_P &= (1.3p + 0.325p) \times b = (1.3 \times 0.525 + 0.325 \times 0.525) \times 0.3 \\ &= 0.256 \text{ (tf/m)} \end{aligned}$$

$$\omega_E = 1.3 \times p_E \times b = 1.3 \times 2.008 \times 0.3 = 0.783 \text{ (tf/m)}$$

$$R_A = R_B = \ell \times \omega_P / 2 + \Delta \ell \times \omega_E = 2.4 \times 0.256 / 2 + 0.833 \times 0.783 = 0.97 \text{ (t)}$$

$$M_A = - \frac{(\omega_P + \omega_E)}{2} \times \ell_1^2 = - \frac{(0.256 + 0.783)}{2} \times 0.3^2 = -0.047 \text{ (tf} \cdot \text{m)}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{R_A \times \ell_2}{2} - \left(\frac{\ell_1}{2} - \frac{\Delta \ell}{2} \right) \times \omega_E \times \Delta \ell - \frac{\ell^2}{8} \times \omega_P \\ &= \frac{0.97 \times 1.8}{2} - \left(\frac{2.4}{2} - \frac{0.833}{2} \right) \times 0.783 \times 0.833 - \frac{2.4^2}{8} \times 0.256 \\ &= 0.177 \text{ (t} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

バーの部材として、軽量角形鋼 口-125×125×6を用いると

部材断面係数 $Z = 103 \text{ cm}^3$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{0.177 \times 10^5}{103} = 172 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \dots\dots \text{OK}$$

4) つなぎ材の設計

計算により $M_{\max}, N_{\max}$ を求めると、

$$M_{\max} = 0.003 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

$$N_{\max} = 0.091 \text{ (t)}$$

部材 $\phi 48.6 \times 2.3 \text{ t}$ を使用すると

部材断面積 : 3.345 cm^2

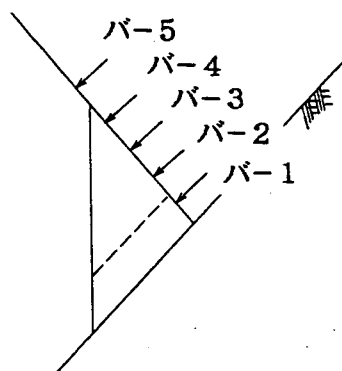
部材断面係数 : 3.70 cm^3

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M_{\max}}{Z} + \frac{N_{\max}}{A} = \frac{0.003 \times 10^5}{3.70} + \frac{0.091 \times 10^3}{3.345} \\ &= 108.3 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \dots\dots \text{OK} \end{aligned}$$

7.4.3 基礎構造設計

(1) 設計荷重

設計荷重は、積雪深 2 m、奥行き 3.5m、雪密度 0.35tf/m³、自由すべりの条件のモデルケースを雪圧シミュレーションで計算し、その結果をスプライン補間によりバーの反力として与える。

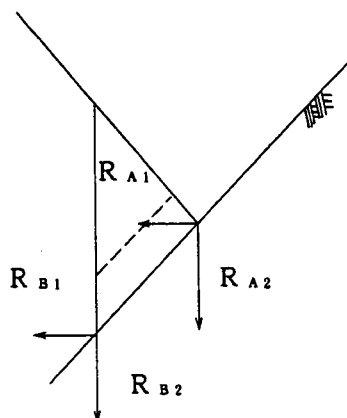


バー	反力 (tf)
1	0.244
2	0.242
3	0.252
4	0.245
5	0.312

図-7.5 設計荷重

(2) 上部工反力

単位：(tf)



	つなぎ材無	つなぎ材有
RA1	0.838	0.799
RA2	-0.380	-0.406
RB1	0.223	0.262
RB2	1.275	1.304

(バネ定数を考慮せずに求めた値)

図-7.6 上部工反力

(3) 山側基礎（主柱基礎）の設計

基礎コンクリートを立方体とし、次式から基礎の断面を求める。

$$\frac{F \cdot S_{ZUL} + G_Q + (T_N + G_N) \tan \phi_B}{T_Q} = 1.0$$

F：基礎谷側面積

S_{ZUL}：土との粘着力 (=4.8tf/m)

G：基礎の重量

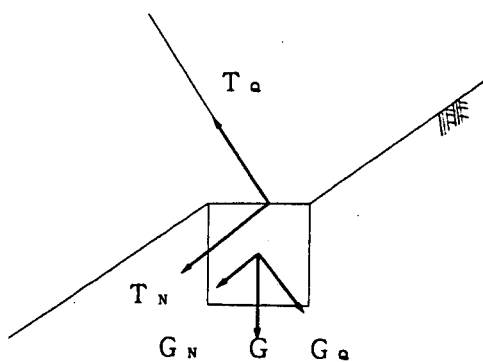


図-7.7 山側基礎

G_Q : G の基礎面に直角な分力

G_N : G の基礎面に平行な分力

$\tan \phi_B$: 摩擦係数 ($= \tan 2/3 \phi$)

T_N : 上部工の反力 ($= 0.469 \text{tf}$)

T_Q : 上部工の反力 ($= 0.792 \text{tf}$)

基礎の1辺を $x \text{ m}$ とおくと

$$F = x^2 \text{ (m}^2\text{)}$$

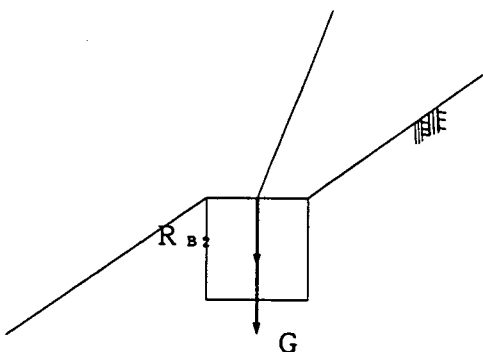
$$G = 2.35x^3 \text{ (tf)}$$

よって

$$x = 0.371 \text{ m} \approx 0.4 \text{ m} \text{ とする。}$$

- (4) 谷側基礎（支柱基礎）の設計
次式から基礎の断面を求める。

$$\frac{R_{B2} + G}{S} = q_a$$



R_{B2} : 上部工の反力 ($= 1.304 \text{tf}$)

G : 基礎の重量

S : 基礎の底面積

q_a : 地耐力 ($= 14.3 \text{tf/m}^2$)

基礎の1辺を $x \text{ m}$ とおくと

$$G = 2.35x^3 \text{ (tf)}$$

$$S = x^2 \text{ (m}^2\text{)}$$

よって

$$x = 0.310 \text{ m} \approx 0.35 \text{ m}$$

とする。

図-7.8 谷側基礎

(5) バネ定数の考慮

各コンクリート基礎の底面鉛直バネ定数 (K_v)、せん断バネ定数 (K_s) を次式より求めると表-7.4になる。

$$K_v = k_{v0} (\sqrt{A_v} / 30)^{-3/4}$$

$$K_s = 1/4 \cdot K_v$$

k_{v0} : 地盤反力係数 ($= 4.8 \text{kgf/cm}^3$)

A_v : 基礎の底面積 (cm^2)

表-7.4 基礎のパネ定数

	K_v (tf/cm)	K_s (tf/cm)
山側基礎	5.693	1.423
谷側基礎	4.429	1.107

パネ定数を考慮して再度上部工との支点反力を求めると表-7.5になる。

表-7.5 上部工との支点反力

	つ な ぎ 材 無				つ な ぎ 材 有			
	R_{A1}	R_{A2}	R_{B1}	R_{B2}	R_{A1}	R_{A2}	R_{B1}	R_{B2}
支点反力	0.838	-0.380	0.223	1.275	0.763	-0.432	0.298	1.330

表-7.5の反力からつなぎ材有の山側基礎および谷側基礎の検討を行うと、以下のようになる。

$$\frac{F \cdot S_{ZUL} + G_Q + (T_N + G_N) \tan \phi_B}{T_Q} \geq 1.5$$

$$\frac{R_{B2} + G}{S} = 11.67 < q_a = 14.3 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

よって、つなぎ材有の山側基礎の1辺を0.4m、谷側基礎の1辺を0.35mとする。

7.5 実験方法

7.5.1 概要

本検証実験は主に設計積雪深（ $H=2.0\text{m}$ ）における基礎の挙動および破壊状況を確認するため、隣接する実斜面上につなぎ材の有無の違いがある予防柵を2基セットし降雪状態を勘案対比しながら柵に作用する雪圧および基礎の挙動を測定した。また、設置した供試体は積雪深 2.0m において基礎が破壊に至らなかった場合を考慮し、柵高さ（主柱）を約 1.0m （ 3.0m 積雪深に対応して）延長した。平成3年2月25日の時点において、供試体を設置した斜面上には当初期待した積雪深（ $H=2.0\text{m}$ ）の積雪が無く、今後とも予定積雪深の積雪は期待できないとの判断から、2月26日早朝より人工的に雪を盛り、強制的な雪圧を柵に与えた。なお人工積雪に当たっては、供試体設置位置より、約 10m 上方の道路および田畑の雪を集積し小型ロータリー車（型式：MSR1100L）で吹き掛け、積雪深 3.0m まで載せた。



写真-7.3 供試体設置状況

7.5.2 計測方法

データーの取り込み方法は積雪が確認された12月27日より以下のインターバルで計測を実施した。強制载荷時には当初の 50cm 層ごとにデーターを取り込む予定であったが初期段階で、バーの間から雪が逃げたため適宜層厚になった段階で取り込み、その後30分のインターバルで計測した。

表-7.6 計測インターバル時間

	日	時	インターバル時間
計測開始	平成 1年 2月27日	15:00	6.0 時間
	平成 3年 1月 7日	15:00	3.0 時間
	2月26日	9:00	約 15 分
		16:00	0.5 時間
	3月 1日	19:00	欠 測
	2日	12:00	1.5 時間
計測終了	5日	12:00	

7.5.3 測定項目

本実験では①雪圧荷重、②基礎の変位、③基礎に作用した地盤反力、④基礎の傾斜、⑤支柱に作用した軸力、⑥つなぎ材に作用した軸力（L柵：つなぎ材有タイプのみ）、⑦気温、⑧積雪深、⑨雪密度の測定を行った。

7.5.4 計測のフロー

計測フローを以下に示す。

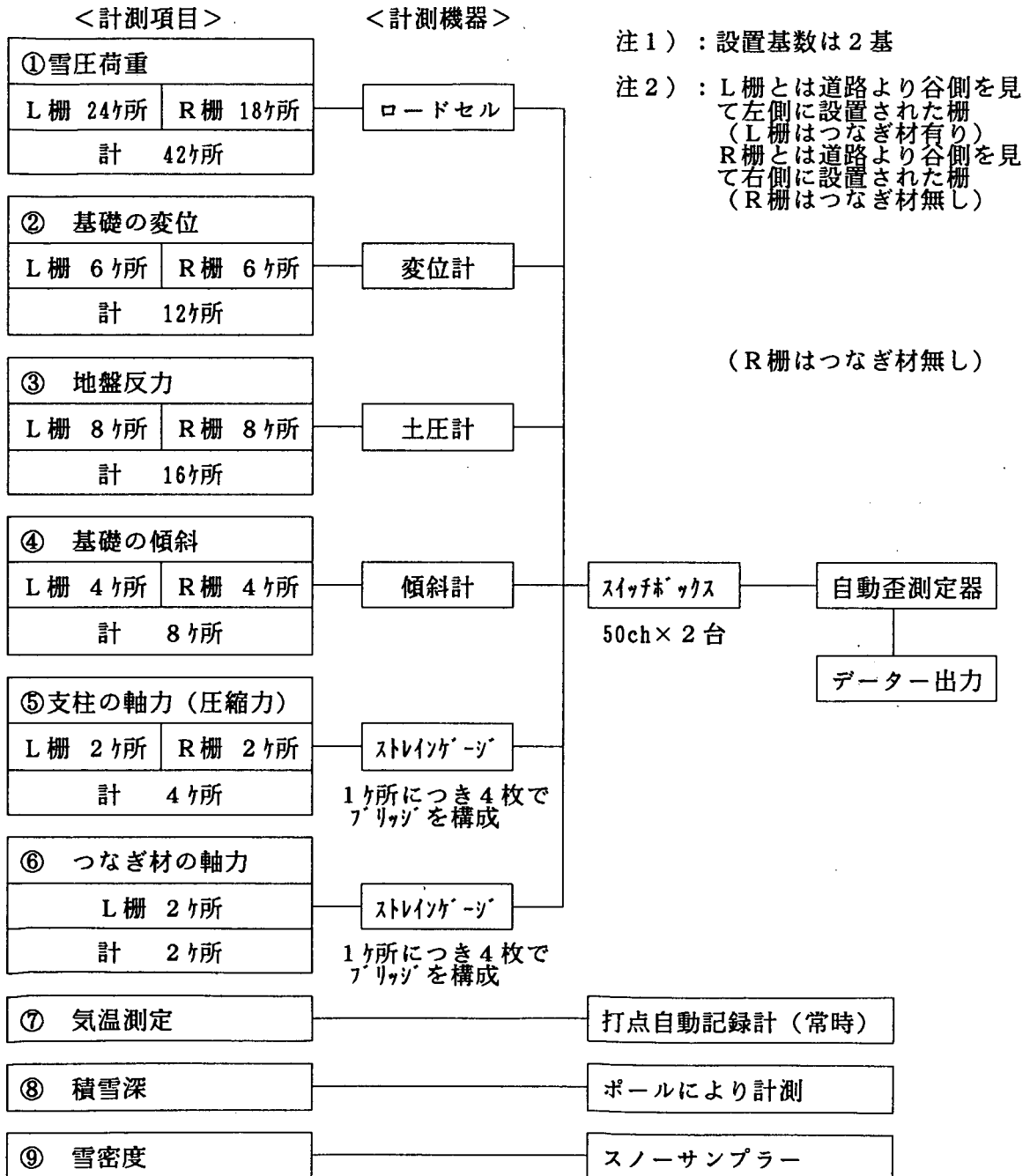


図-7.9 計測概要フロー

7.5.5 使用計測機器

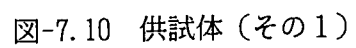
実験に使用した計測機器類は以下の通りである。

表-7.7 計測機器一覧

計測機器	型 式	備 考
自動歪測定器	UCAM-10A	
スイッチボックス	USB-51A	max 50 ch
打点記録計	EM-800-06	(気温測定: $-10 \sim 15^{\circ} \text{C}$)
ロードセル	LC-2TN	2 tf
変位計	M-11-100S	max 100 mm
土圧計	KD-2C	max 2 kgf/cm ²
傾斜計	M-12-10S	$\pm 15^{\circ}$ 公称 30° (絶対値)
ワイヤ・ストレンゲージ	FCA-5	

7.5.6 供試体設置状況および計測機器設置状況

図-7.10～図-7.14に供試体設置状況および計測機器の設置位置を示す。



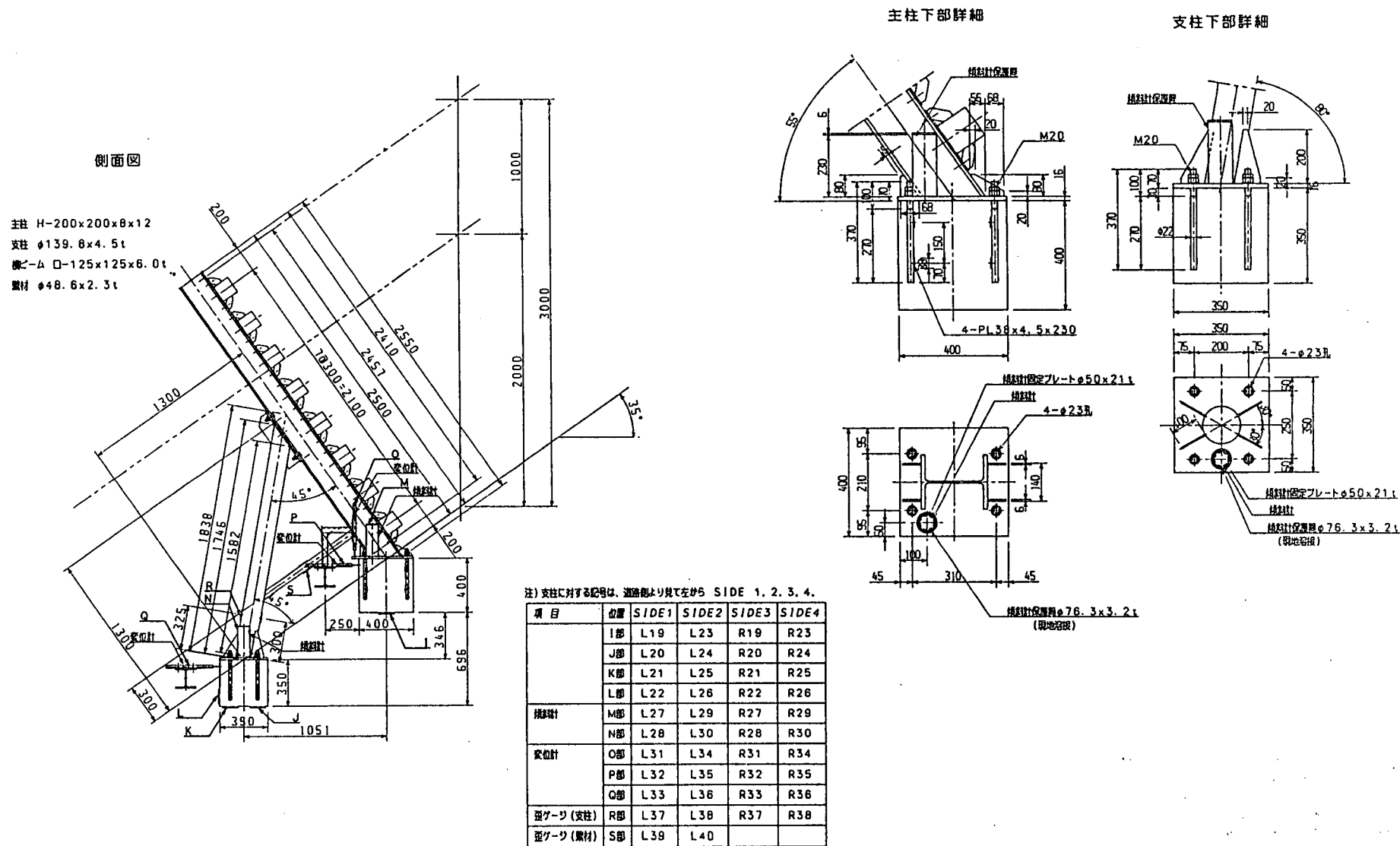
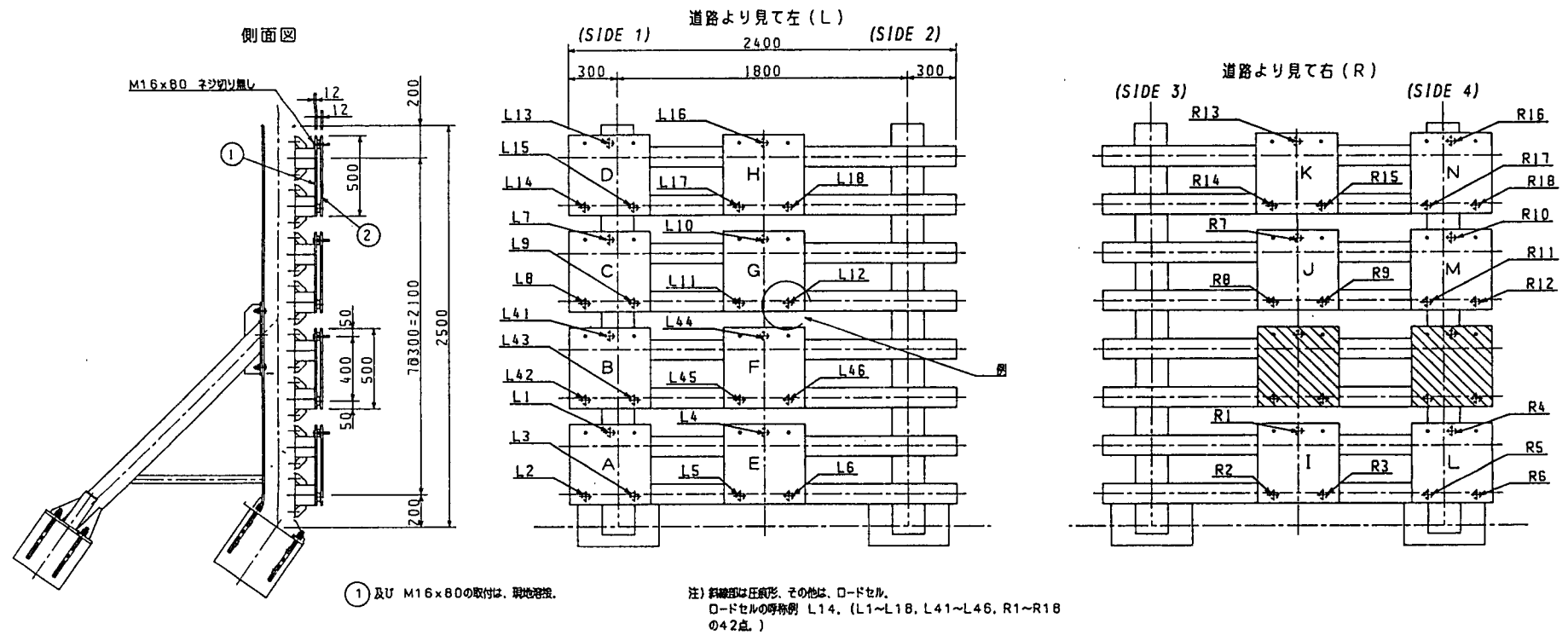


図-7.11 供試体(その2)



ロードセル取付用プレート

圧痕計取付用プレート S-1/10

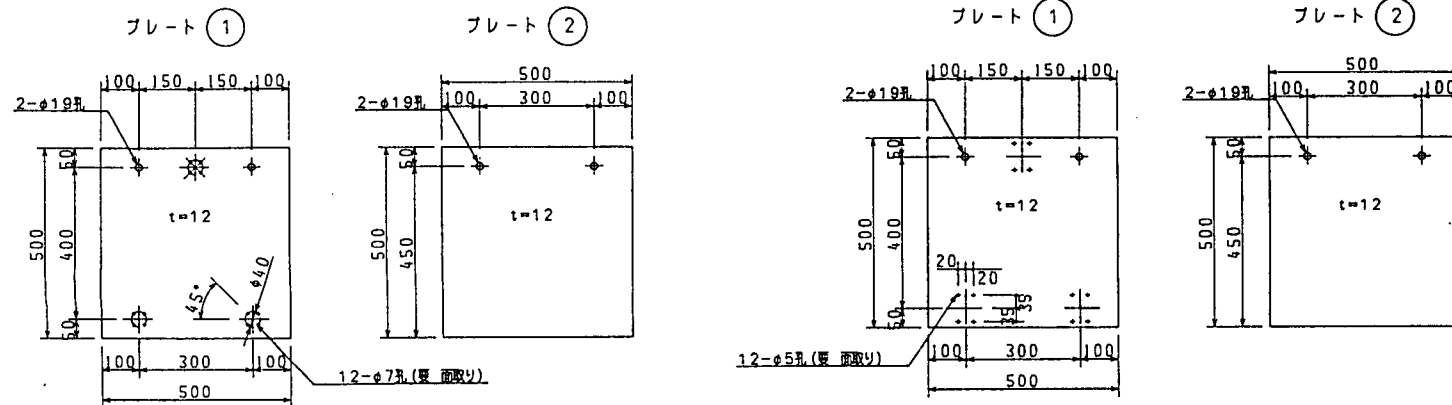


図-7.12 雪圧測定用計測機器取付図

基礎土圧計取付部詳細

土圧計法 $D=\phi 100\text{mm}$, $t=20\text{mm}$

主 柱 部

支 柱 部

側面図

注) 斜線部は圧痕形、その他は、ロードセル。

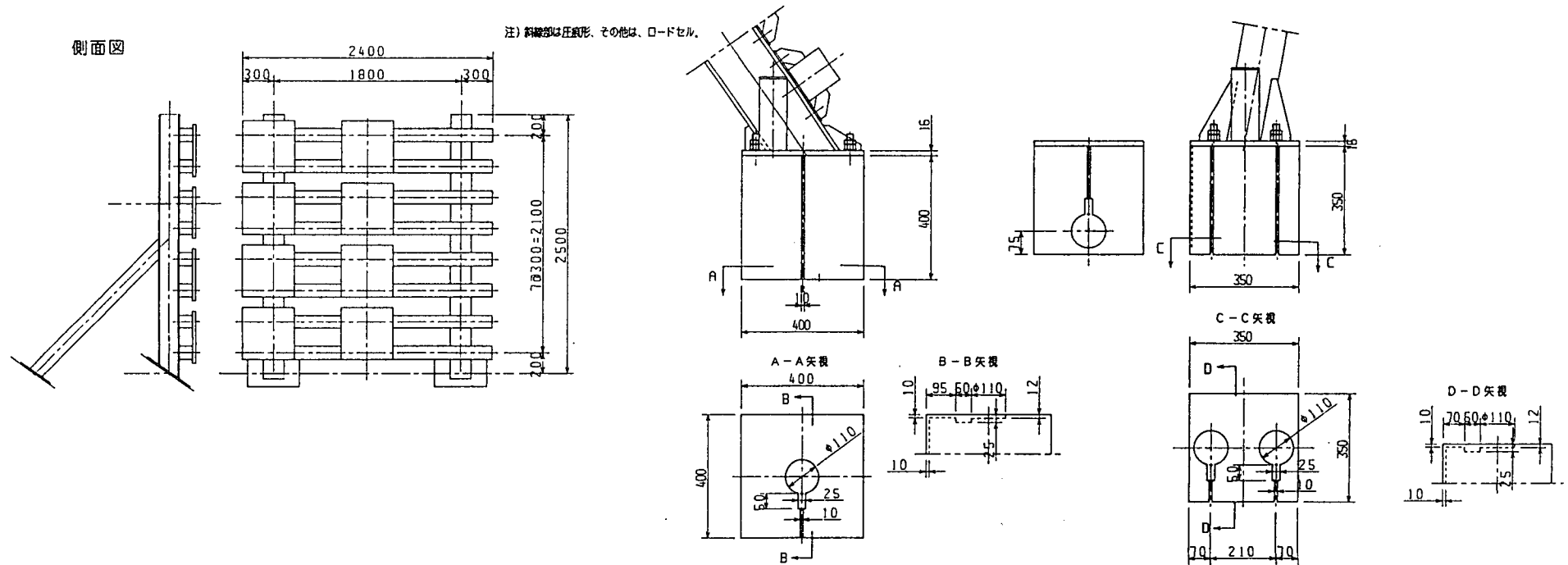


図-7.13 基礎の土圧（地盤反力）測定機器取付図

図-7.14 基礎の変位測定機器取付図

7.6 実験結果と考察

7.6.1 概要

平成2年12月27日より計測を開始したが、積雪量が少なく本供試体の設計積雪深の2.0mまで積雪が観測されず、明確な破壊も確認されなかったため、平成3年2月26日に供試体に雪を載せて強制的に予防柵に雪圧を与えた。強制載荷後、両供試体共に谷側基礎に設置した土圧計の値が載荷後24時間内で平板載荷試験より求めた地耐力 $1.43(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ に達し、基礎の挙動も顕著に変化していることから、供試体は載荷後24時間以内に破壊したと考えらる。そのため、ここでは載荷後24時間内に着目し整理することとした。

また、人工的に雪を載せた影響により雪圧分布のバラツキが大きいため、雪圧合力は主柱根元(図-7.16: A点)回りのモーメントで評価する事とした(以降雪圧合力モーメント: M_g)。また、理論値は図-7.15に示す様に計測された雪圧を外力とし支点をバネ支持として解析した結果を取った。支点の鉛直方向のバネ定数は平板載荷試験より得られた地盤反力係数 $= 4.8(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ とし、水平方向はその1/4とした。

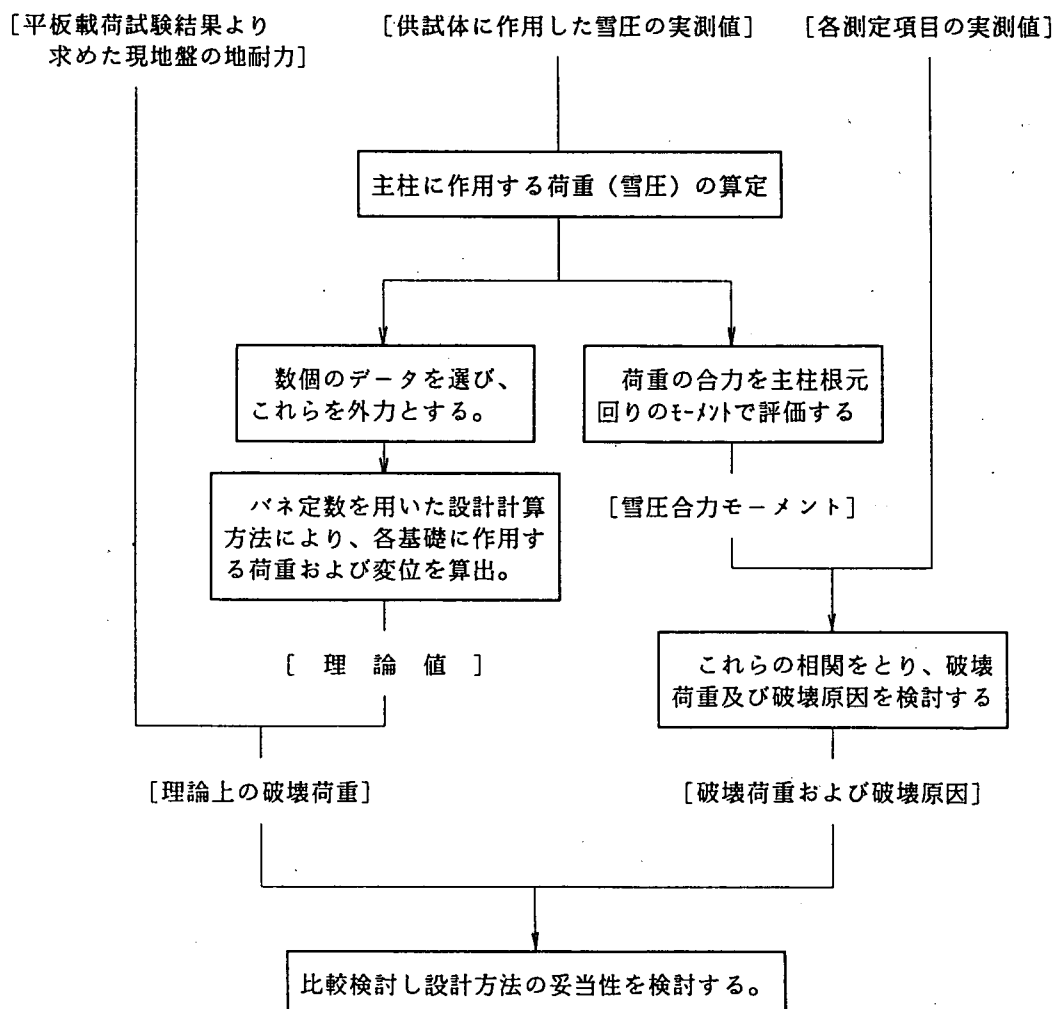


図-7.15 検証実験結果の整理フロー

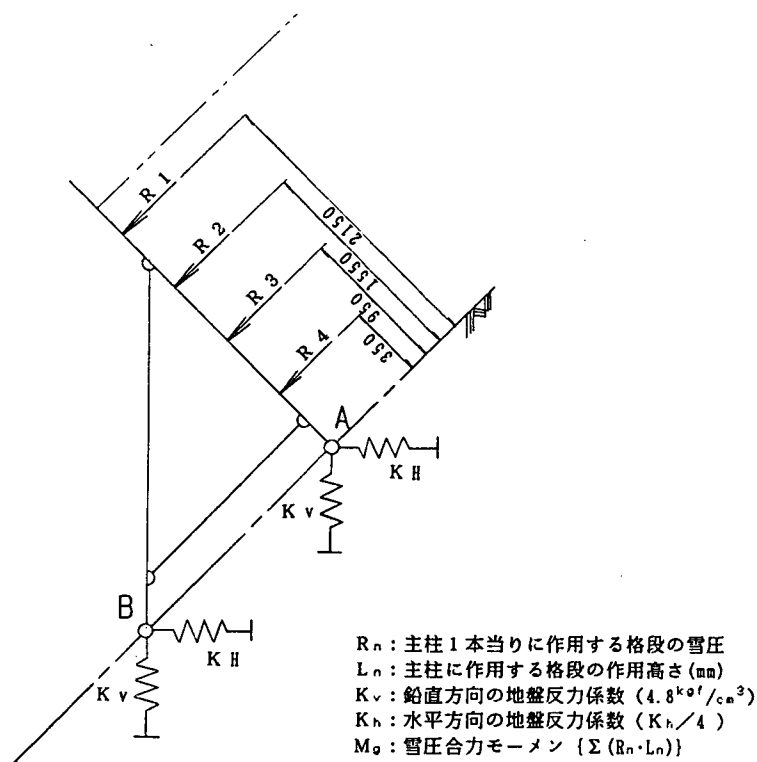


図-7.16 理論値に使用した構造モデル

7.6.2 L 柵 (つなぎ材有タイプ) について

(1) 山側基礎の軌跡および変位

図-7.17 に理論値計算に用いた雪圧分布を示す。これは受圧板で観測された雪圧を主柱1本当りに作用する外力に換算した値で、その代表値として雪圧合力モーメントが $M_g=0.5 \text{ tf} \cdot \text{m}$ ($\square$), $1.4 \text{ tf} \cdot \text{m}$ (+), $1.5 \text{ tf} \cdot \text{m}$ ($\diamond$), $1.8 \text{ tf} \cdot \text{m}$ ($\triangle$), $2.3 \text{ tf} \cdot \text{m}$ ($\times$), $3.0 \text{ tf} \cdot \text{m}$ (∇) の値を記している。柵高さ0.5mの雪圧が大きい値を呈しているが、これは強制载荷以前にこの高さまでは積雪が観測されておりその影響と考えられる。

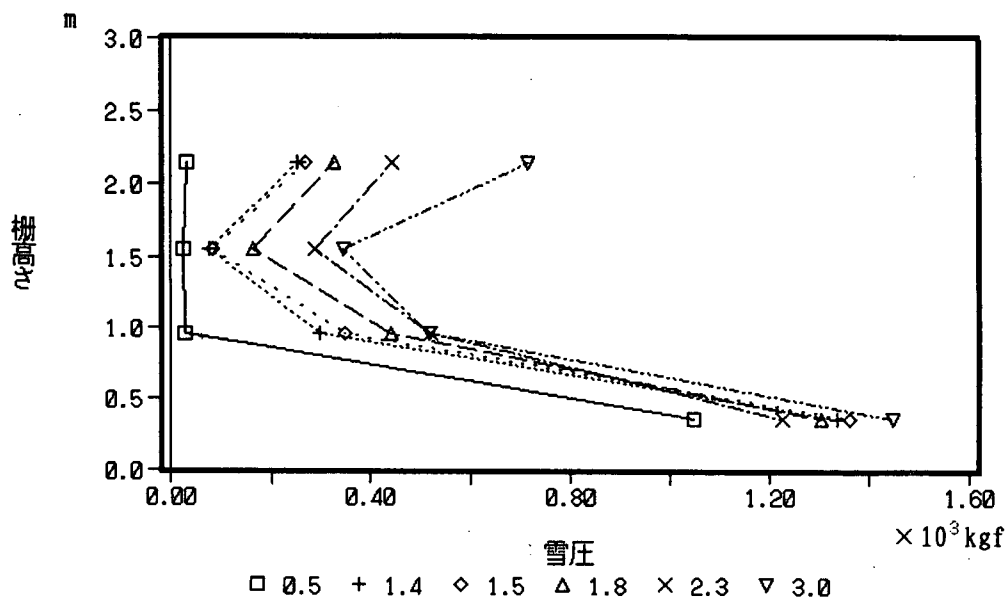


図-7.17 L 柵 理論値に使用した雪圧分布

図-7.18 に山側基礎の軌跡を示す。図中の理論値は図-7.17 の雪圧を外力とし図-7.16 に示した構造モデルで解析した結果で基礎の自重は無視している。SIDE-1とSIDE-2共に強制載荷以前に何等かの原因により 2.0～3.0mm 程度の沈下が認められるものの、強制載荷後SIDE-1は引抜き方向の浮き上がりが認められ、SIDE-2については沈下の傾向を示し、水平変位が 5.0mmに達した付近から急激に沈下している。理論値と比較した場合、SIDE-1の軌跡は理論値のそれと同様な傾向を示している。図-7.19

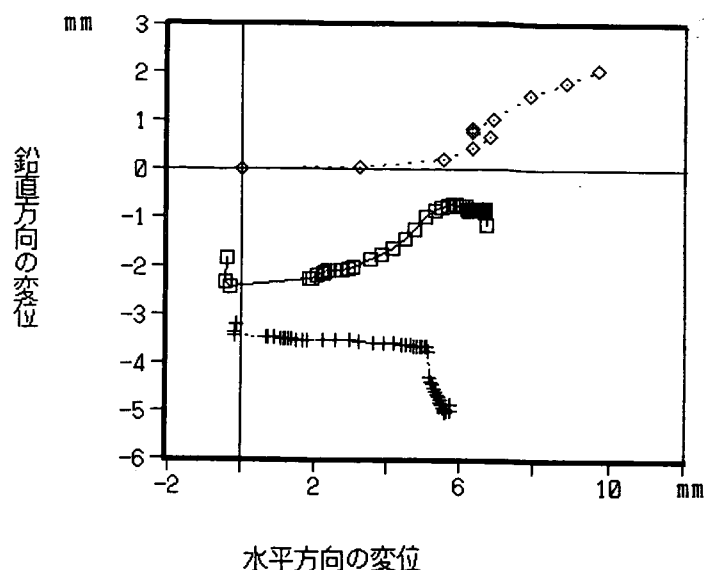


図-7.18 L 柵 山側基礎の軌跡

に山側基礎の雪圧合力モーメントと変位の関係を示す。Mg=1.4tf・m より水平方向の変化が生じMg=1.5tf・m 付近から急激になっている。SIDE-1に関しては鉛直方向の変位も顕著に現れている。SIDE-2の鉛直方向の変位量はさほど増加していない。

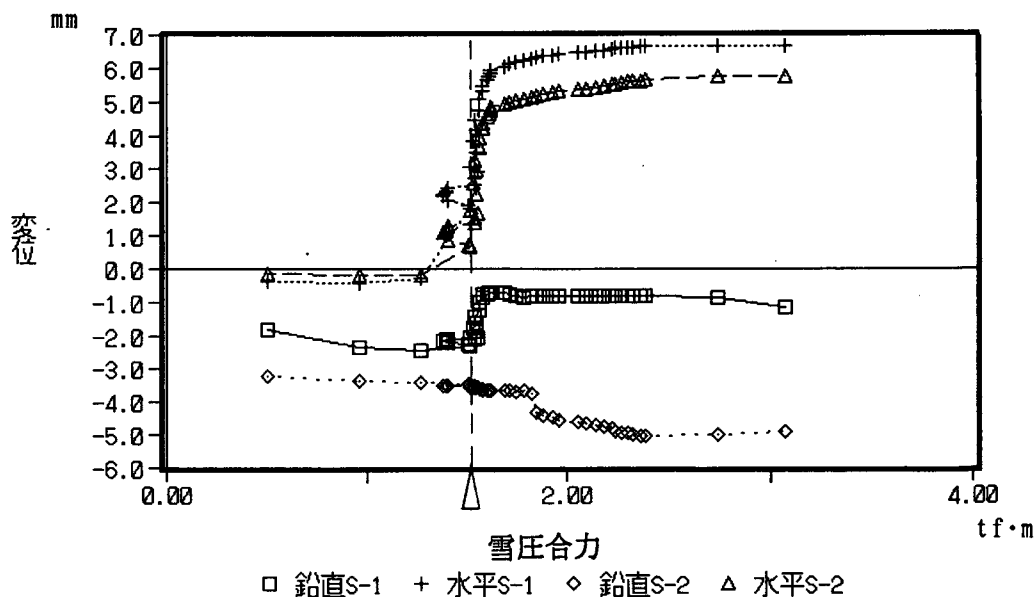


図-7.19 L 柵 雪圧合力モーメントと山側基礎の変位

次に図-7.20 に谷側基礎の雪圧合力モーメントと変位の関係を示す。水平方向の変位量は山側基礎と同様に雪圧合力モーメントがMg=1.4～1.5tf・m付近から急激に変化している。この水平方向の変位は基礎が滑動によって生じたものではなく、基礎の回転により生じたものと考えられ、SIDE-1の基礎の回転が大きいのは山側の基礎が転倒モーメントによる引抜き力の影響が大きいと考えられる。すなわち、SIDE-1とSIDE-2ではその挙動に差があるものの共に Mg

$\approx 1.4 \sim 1.5 \text{ tf} \cdot \text{m}$ 付近から挙動が大きくなっており、本予防柵は雪圧合力モーメントが $M_g = 1.4 \sim 1.5 \text{ tf} \cdot \text{m}$ で破壊荷重したと考えられ。また、この雪圧合力モーメントは設計外力（設計積雪深 $= 2.0 \text{ m}$ ）を雪圧合力モーメントに換算した値 ($1.1 \text{ tf} \cdot \text{m}$) より大きい値となっている。

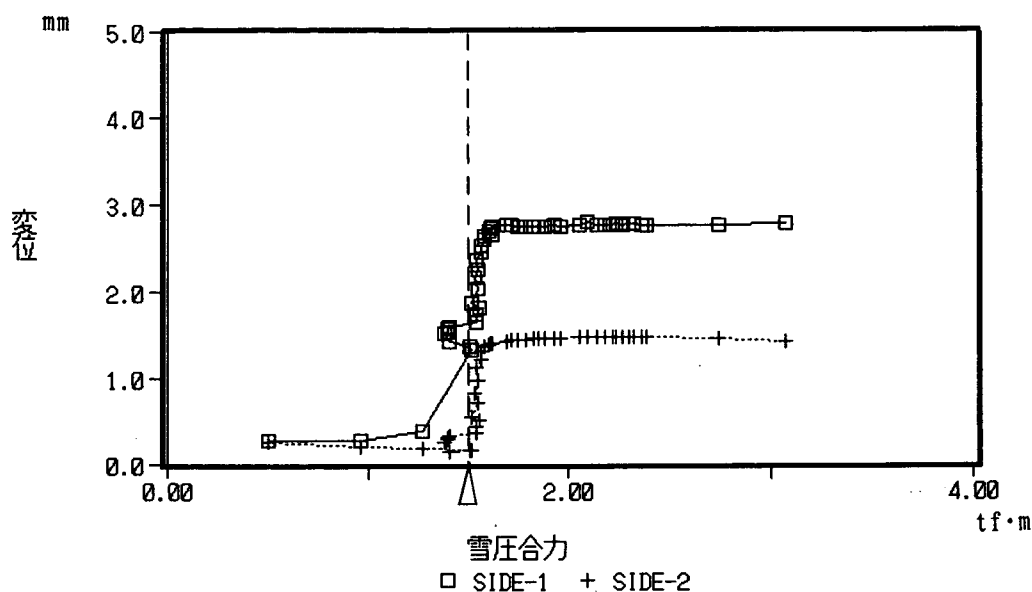


図-7.20 L柵 雪圧合力モーメントと谷側基礎の変位

(2) 谷側基礎の鉛直方向の地盤反力

図-7.21 に雪圧合力モーメントと谷側基礎の鉛直方向の地盤反力の関係を示す。理論値（鉛直方向の支点反力を基礎の底面積で除した値）が平板載荷試験の結果から求めた地耐力 (1.43 kgf/cm^2) に達する雪圧合力モーメント: $M_g = 1.5 \text{ tf} \cdot \text{m}$ 付近から地盤反力が急激に増加している。SIDE-1のjの土圧の増加が認められないが、これは、山側の基礎が転倒モーメントにより浮き上がっていることおよびjが基礎の後端に設置している事を考えると、土圧の増加は当然ありうるため、設置した土圧計付近に空洞が生じたかまたは計測機器の故障が発生したと考え

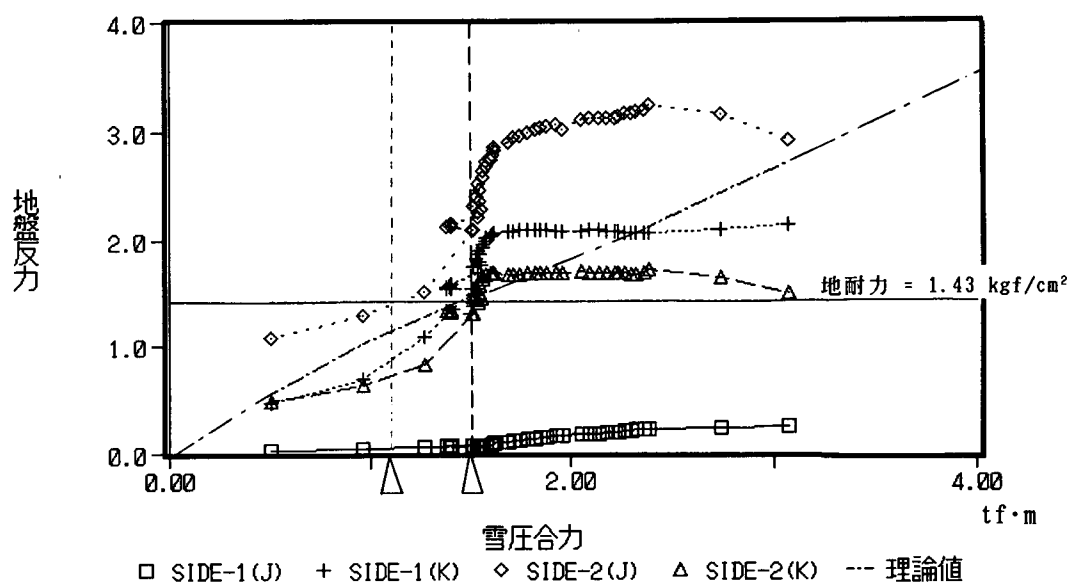


図-7.21 L柵 雪圧合力モーメントと谷側基礎の地盤反力

(3) 上部工構造に作用した軸力

図-7.22, 図-7.23 に各々雪圧合力モーメントと支柱に作用した軸力とつなぎ材に作用した軸力の関係を示す。支柱及びつなぎ材共に $Mg=1.4\sim 1.5\text{tf}\cdot\text{m}$ で値が変化している。支柱の軸力がSIDE-1とSIDE-2で大きく異なるのは、SIDE-1側の山側基礎が転倒による引拔きの影響を早期に受けたものと考えられる。

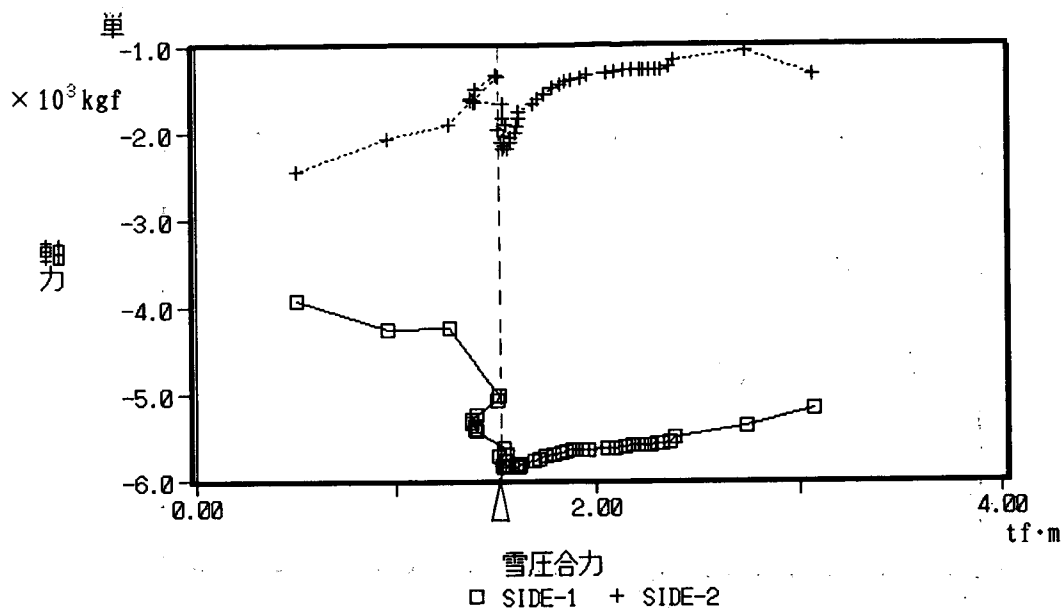


図-7.22 L 棚 雪圧合力モーメントと主柱に作用した軸力

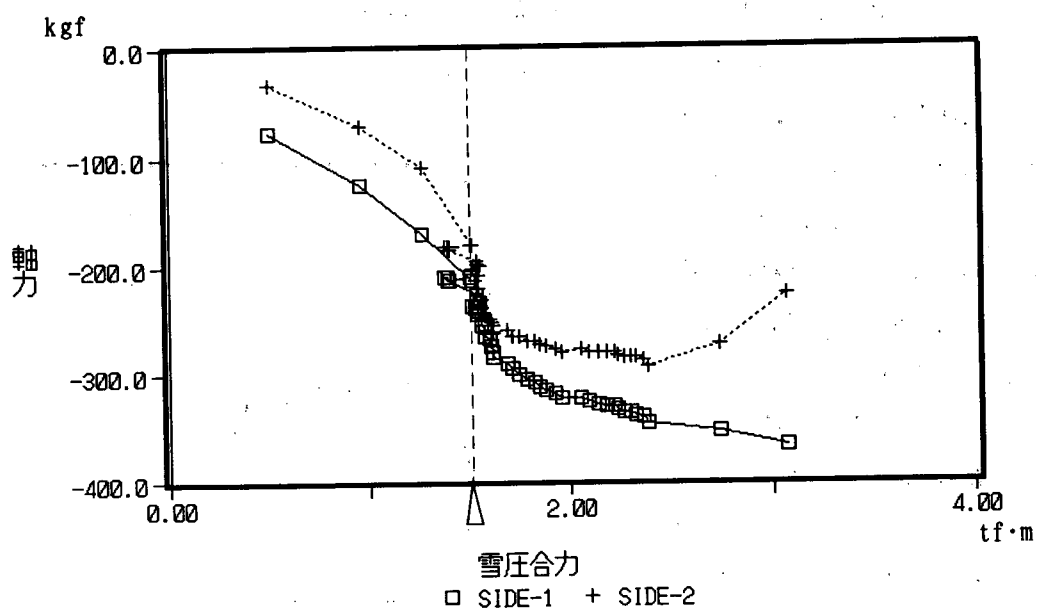


図-7.23 L 棚 雪圧合力モーメントとつなぎ材に作用した軸力

7.6.3. R 柵 (つなぎ材無タイプ) について

(1) 山側基礎の軌跡及び変位

図-7.24 に理論値計算に用いた雪圧分布を示す。これは受圧板で観測された雪圧を主柱 1 本当りに作用する外力に換算した値で、その代表値として雪圧合力モーメントが $M_g=0.8\text{tf}\cdot\text{m}$ ($\square$), $1.32\text{tf}\cdot\text{m}$ ($+$), $2.16\text{tf}\cdot\text{m}$ ($\diamond$), $2.54\text{tf}\cdot\text{m}$ ($\triangle$), $3.11\text{tf}\cdot\text{m}$ ($\times$), $3.68\text{tf}\cdot\text{m}$ (∇) の値を記している。柵高さが低い程、雪圧が大きい値を呈しているが、L 柵と異なり柵上部の雪圧の増加は観測されなかった。

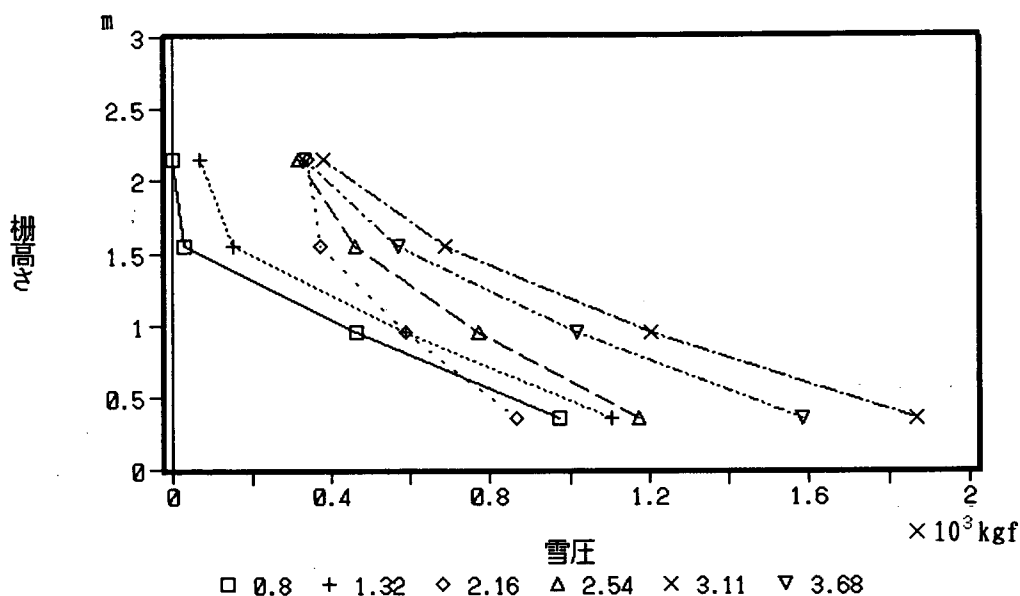


図-7.24 R 柵 理論値に使用した雪圧分布

図-7.25 に山側基礎の軌跡を示す。

図中の理論値は図-7.24 の雪圧を外力とし図-7.16 に示した構造モデルで解析した結果で基礎の自重は考慮していない。SIDE-3とSIDE-4 共に強制载荷以前に何等かの原因により $2.0\sim 5.0\text{mm}$ 程度の沈下が認められるものの強制载荷後、SIDE-3, SIDE-4 共に水平方向に若干の沈下傾向を呈しながら移動しており引抜き方向の浮き上りは認められない。

また、L 柵に比し水平方向の移動量が極端に大きい。これは、柵下部の雪圧が比較的大きいためとつなぎ材が無いために山側基礎に若干の滑動が生じたものと考えられる。

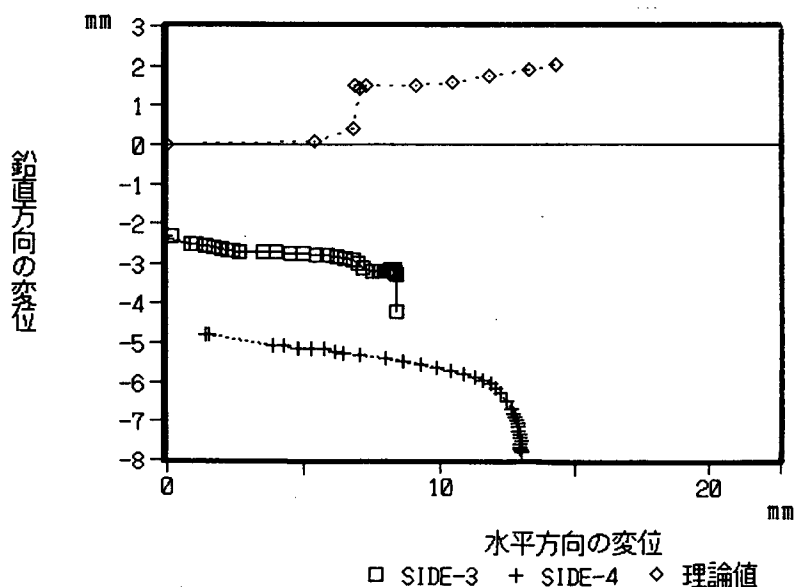


図-7.25 R 柵 山側基礎の軌跡

図-7.26 に山側基礎の雪圧合力モーメントと変位の関係を示す。両SIDE共に絶対量には差があるもののその変化量はほぼ等しく $Mg=2.2tf\cdot m$ より水平方向の変化が急激になっている。鉛直方向の変位量は小さく引き抜き方向の浮き上りも認められない。図中の設計値は雪圧外力（設計積雪深=2.0m）を雪圧合力モーメントに換算した値（1.1 $tf\cdot m$ ）である。

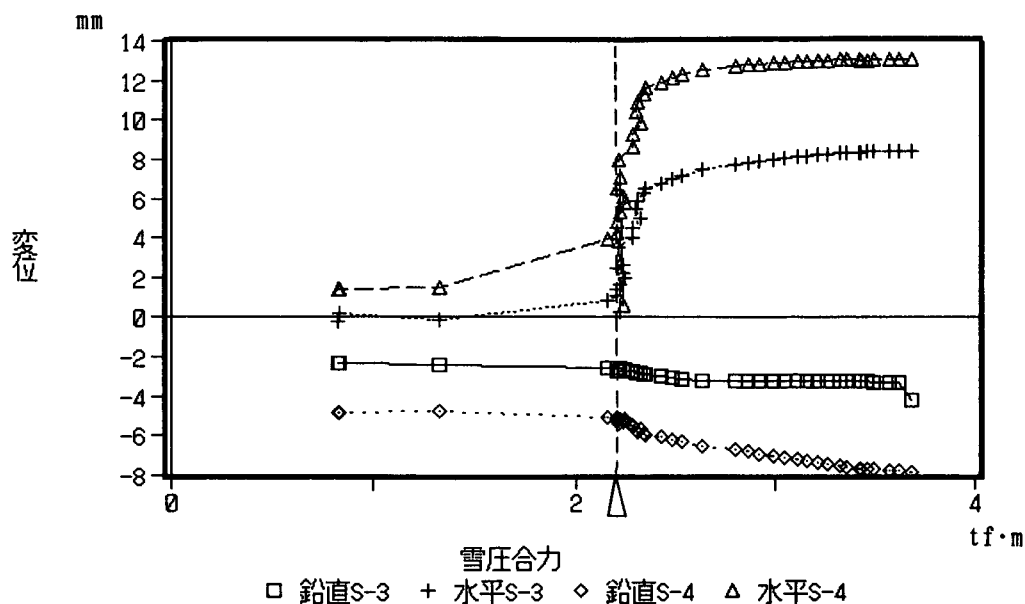


図-7.26 R 柵 雪圧合力モーメントと山側基礎の変位

次に図-7.27 谷側基礎の雪圧合力モーメントと変位の関係を示す。水平方向の変位量は山側基礎と同様に雪圧合力モーメントが $Mg=2.2tf\cdot m$ 付近から急激に変化している。この水平方向の変位は基礎が滑動によって生じたものではなく、基礎の回転により生じたものと考えられる。すなわち、両基礎共に $Mg=2.2tf\cdot m$ 付近から挙動が大きくなっており、本予防柵は雪圧合力モーメントが $Mg=2.2tf\cdot m$ で破壊荷重したと考えられる。

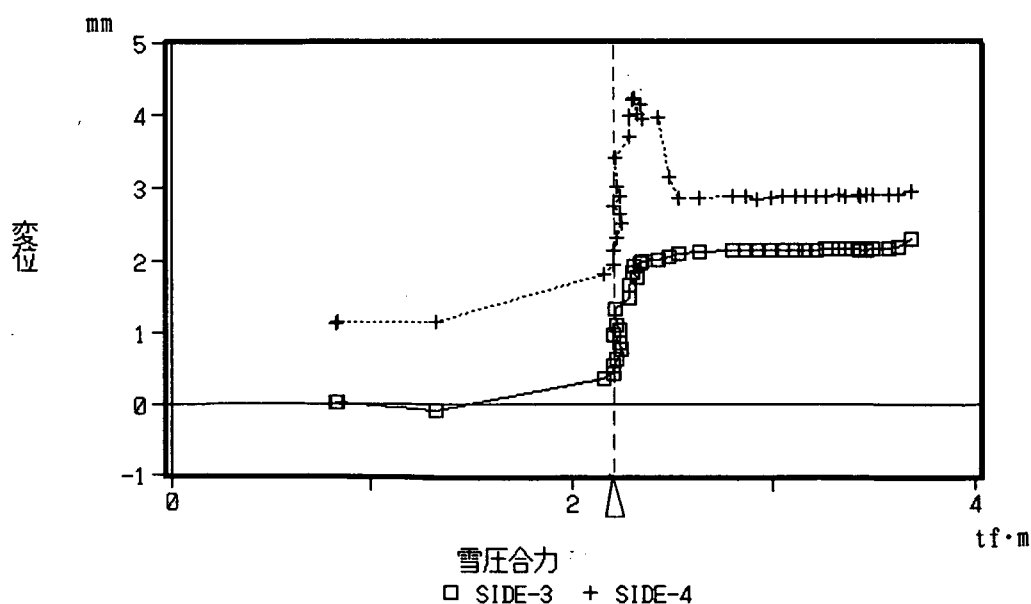


図-7.27 R 柵 雪圧合力モーメントと谷側基礎の変位

(2) 谷側基礎の鉛直方向の地盤反力

図-7.28 に雪圧合力モーメントと谷側基礎の鉛直方向の地盤反力の関係を示す。雪圧合力モーメントが $1.3\text{tf}\cdot\text{m}$ から破壊荷重の $2.2\text{tf}\cdot\text{m}$ まで急激に上昇しているものの、SIDE-3については理論値（鉛直方向の支点反力を基礎の底面積で除した値）とほぼ同様な傾向で地盤反力が増加している。対してSIDE-4は破壊荷重の $M_g=2.2\text{tf}\cdot\text{m}$ 付近から基礎の後端側（J）が急激に増加し前端側（K）は増加するもののその傾向は小さい。これは、山側基礎の水平方向の変位、すなわち、山側基礎の滑動の影響を受けたものと考えられ、谷側基礎の力が十分に伝達されなかったと思われる。また、平板載荷試験から求めた地耐力（ 1.43kgf/cm^2 ）と理論値との接点を理論上の破壊荷重とするとその値は雪圧合力モーメントで換算すると $M_g=1.6\text{tf}\cdot\text{m}$ となり変位量から求めた破壊荷重とは異なっている。しかし、SIDE-3、特に（K）部については理論上の破壊荷重と一致している。

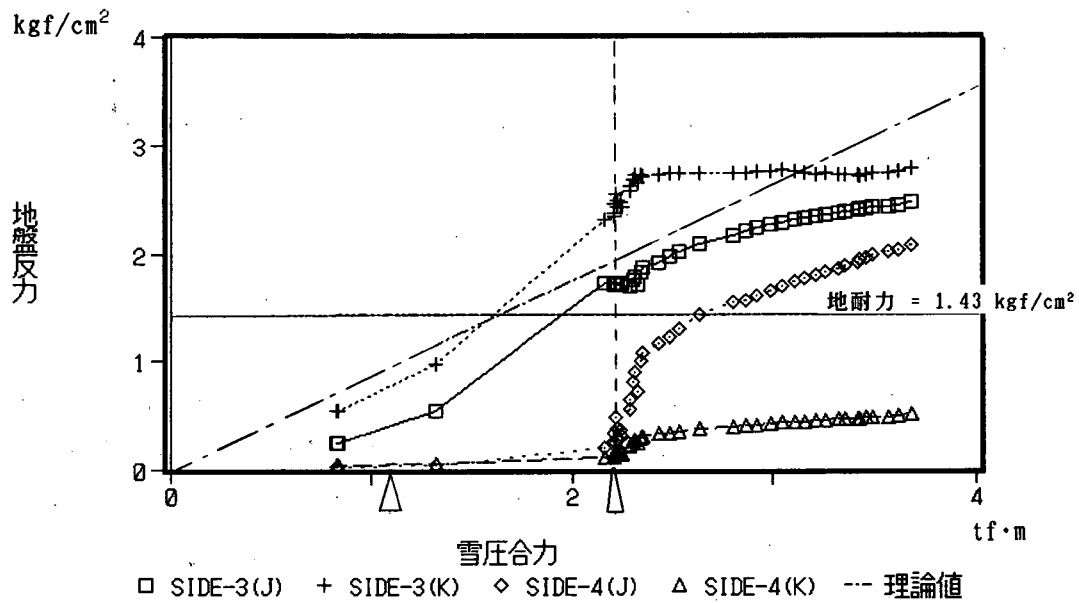


図-7.28 R 柵 雪圧合力モーメントと谷側基礎の地盤反力

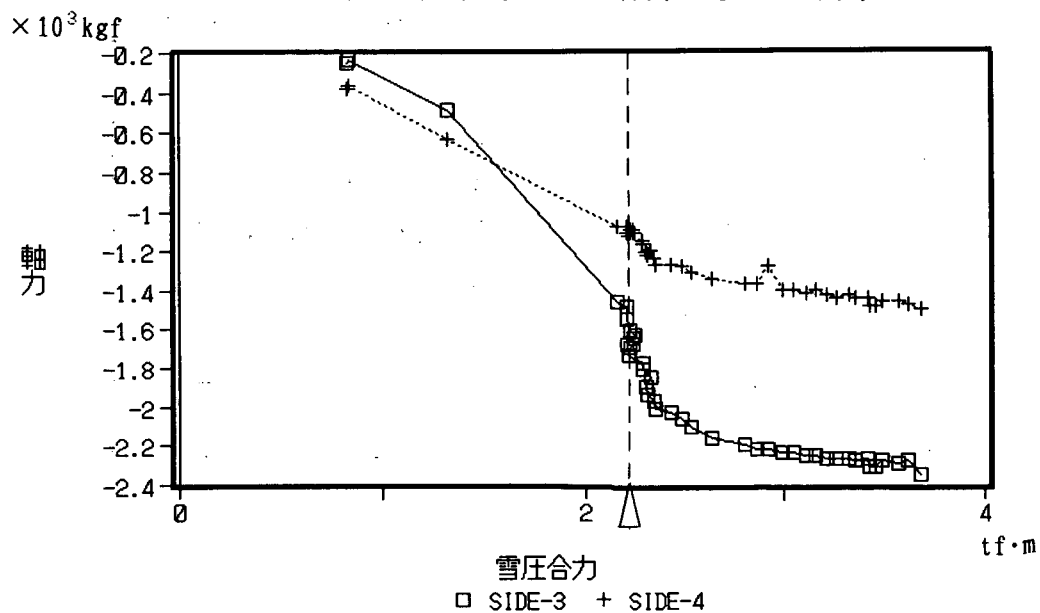


図-7.29 R 柵 雪圧合力モーメントと主柱に作用した軸力

(3) 上部構造に作用した軸力

図-7.29 に各々雪圧合力モーメントと支柱に作用した軸力の関係を示す。SIDE-3, SIDE-4共に $M_g=2.2 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 付近から変化している。SIDE-4の値が小さいのは山側基礎地盤反力と同様に山側基礎の滑動の影響を受けたと考えられる。

7.6.4 まとめ

表-7.8に両供試体の破壊荷重を示す。表中の設計値は設計に使用した雪圧を雪圧合力モーメントに換算した値である。また、理論値上の破壊荷重は実測された雪圧を外力とし図-7.16 に示した構造モデルで解析した結果が平板載荷試験から求めた地耐力に達した時の雪圧合力モーメントとした。L 柵については理論値と実験値が等しい値を呈している。R 柵についても破壊荷重は若干の差異があるものの図-7.30 に示したように基礎に作用する地盤反力はほぼ同様な結果を示している。また、設計値は両供試体共に実測値と異なっているが、これは雪を載せ強制的に雪圧を与えたため、その雪圧分布形状が設計のそれと大きく異なったためと考えられる。

表-7.8 実測値と理論値の破壊荷重

	L 柵 (つなぎ材有)	R 柵 (つなぎ材無)
設計値	1.1 $\text{tf}\cdot\text{m}$	
理論値	1.5 $\text{tf}\cdot\text{m}$	1.6 $\text{tf}\cdot\text{m}$
実験値	1.5 $\text{tf}\cdot\text{m}$	2.2 $\text{tf}\cdot\text{m}$

注) 設計値：基礎を設計した設計積雪 2mにおける雪圧荷重を雪圧合力モーメントに換算した値。

理論値：測定された雪圧をバネ定数を考慮した設計方法にあてはめて計算し、谷側基礎反力（地盤反力）が地耐力に達した時の雪圧合力モーメント。

7.7 結論

(1) L 柵（つなぎ材有タイプ）について

L 柵についてはSIDE-1とSIDE-2で挙動は異なるものの、共に $Mg=1.4\sim 1.5t\cdot m$ 付近から大きく変化しており、また、この時の谷側基礎の地盤反力は地耐力とほぼ等しい値に達しており、本供試体の破壊荷重は雪圧合力モーメント換算で $Mg=1.4\sim 1.5t\cdot m$ と言える。また、この時の理論値も一致しており、地盤反力係数を考慮した設計方法は妥当であると言える。

(2) R 柵（つなぎ材無タイプ）について

R 柵についてはSIDE-4の山側基礎に若干の滑動による変位が生じているものの、両基礎ともほぼ同じ挙動を呈しているといえ、共に $Mg=2.2t\cdot m$ 付近から大きく変化しており、本供試体の破壊荷重は雪圧合力モーメント換算で $Mg=2.2t\cdot m$ と考えられる。この値は、雪圧合力モーメントと地盤反力の関係から求めた理論上の破壊荷重とは異なるもののその傾向は等しくSIDE-3については理論値と実測値が一致していることから、設計方法は妥当であると言える。

8. 設計指針（案）の検討

8.1 概要

わが国は世界に類をみない多雪国であり、日本海側を中心とする国土の50%以上が豪雪地帯となっている。これらの豪雪地帯では、道路・鉄道をはじめとする公共的施設ならびに集落の防災上の必要性から雪崩予防柵の整備による対策が必要とされている。

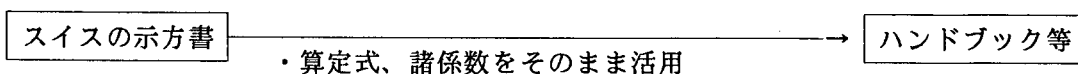
現在、雪崩予防柵に作用する雪圧荷重の算定は、スイスの示方書に準拠して（わが国の防雪工学ハンドブック等はスイスの示方書をそのまま活用している）行われているが、春先になると数多くの施設において破損が見受けられ（雪底のせりだしによるバーの変形、基礎の転倒など）、効率的な設計が行われているとは言い難い。これは日本のような比較的密度の大きい雪質に対して、スイスのような比較的密度の小さい雪を対象として設定された雪圧特性を用いており実現象と必ずしも適応していないためと考えられている。

このようなことから、現地における雪圧観測、ならびに雪圧シミュレーションによる雪圧分布に関する検討などをもとに雪崩予防柵に作用する雪圧特性を解明し、合理的かつ効果的な雪崩予防柵の設計・設置手法を確立することを目的として、雪崩予防柵の設計指針（案）を検討した。

設計指針（案）では、雪崩予防柵および吊り柵を設計の際に必要な上部構造・基礎構造に係わる一連の予備調査・現地調査・雪圧荷重の算定・材料仕様・施工・維持管理についてとりまとめた。設計指針（案）の主な特徴は次のとおりであり、防雪工学ハンドブックとの主な相違点は表-8.1～表-8.6示すとおりである。

- ①雪崩予防柵に作用する雪圧荷重を算定する際に必要となる諸係数について、現地観測を通して再検討した。
- ②雪崩予防柵に作用する雪圧の分布形状を現地観測ならびに雪圧シミュレーションを用いて検討し、雪圧分布形状を考慮した上部構造、基礎構造を設計を行うようにした。
- ③雪崩予防柵の設計を行うに伴い、関連する一連の調査、設計、施工、維持管理についてとりまとめた。

（現在）



（設計指針（案））

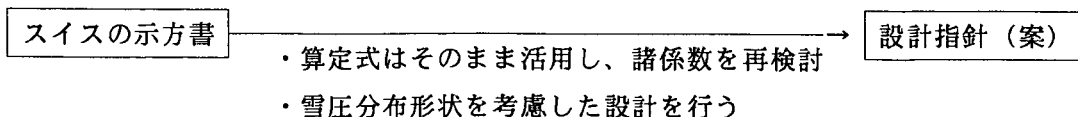


図-8.1 設計指針（案）の位置付け

表-8.1 防雪工学ハンドブックと雪崩予防柵設計指針（案）の比較（その1）

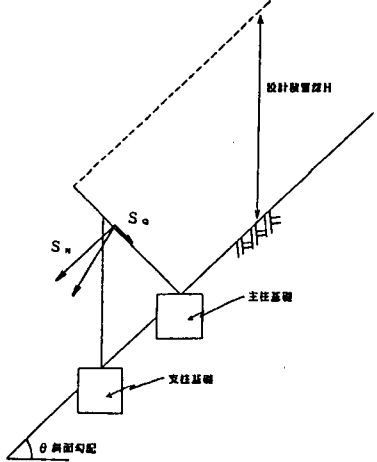
防 雪 工 学 ハ ン ド ブ ッ ク	雪 崩 予 防 柵 の 設 計 指 針 （ 案 ）
1. 雪崩予防柵の設計に用いる雪圧は次式より算定する。 $S_N = \gamma \frac{H^2}{2} K N \quad (\text{tf/m}) \quad S_a = \frac{a}{N \tan \theta} S_N \quad (\text{tf/m})$ S_N : 雪圧の斜面に平行な成分 (tf/m) S_a : 雪圧の斜面に直角な成分 (tf/m) γ : 積雪の平均密度 (tf/m³) H : 設計積雪深 (m) K : クリープ係数 (以下の表から算定) N : グライド係数 (以下の表から算定) θ : 斜面の傾斜角 (度) $a = \frac{1-2\nu_c}{2(1-\nu_c)}$ ν_c : 積雪の粘性ポアソン比 (圧縮) $\nu_c = 0.4 \gamma$ 	1. 雪崩予防柵の設計に用いる雪圧は次式より算定する。 同左

表-8.2 防雪工学ハンドブックと雪崩予防柵設計指針（案）の比較（その2）

防 雪 工 学 ハ ン ド ブ ッ ク

雪 崩 予 防 柵 の 設 計 指 針 （ 案 ）

表-1 クリープ係数（K）の値

雪密度 γ (tf/m ³)	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60
$K/\sin 2\phi$	0.70	0.76	0.83	0.92	1.05

表-2 グライド係数（N）の値

地 表 の 状 態	グライド係数Nの値	
	北向き	南向き
I. 玉石(30cm以上)の斜面、 大岩の凹凸面	1.2	1.3
II. 礫(30cm以下)の斜面、 丈1m以上のかん木地、 50cm以上の凹凸地面	1.6	1.8
III. 小さいかん木、 50cm以下の凹凸地面、 草地	2.0	2.4
IV. 平滑岩盤、 葉の長い草地、 湿地	2.6	3.2

雪崩予防柵に作用する雪圧荷重を算定する際に必要となる諸係数について、現地観測を通して再検討した。

表-1 クリープ係数（K）の値は同左

表-2 グライド係数（N）の値

地 表 の 状 態	グライド係数Nの値	
	北向き	南向き
I. 玉石(30cm以上)の斜面、 大岩の凹凸面	1.8	2.1
II. 礫(30cm以下)の斜面、 丈1m以上のかん木地、 50cm以上の凹凸地面	2.4	2.7
III. 小さいかん木、 50cm以下の凹凸地面、 草地	3.0	3.6
IV. 平滑岩盤、 葉の長い草地、 湿地	3.9	4.8

表-8.3 防雪工学ハンドブックと雪崩予防柵設計指針（案）の比較（その3）

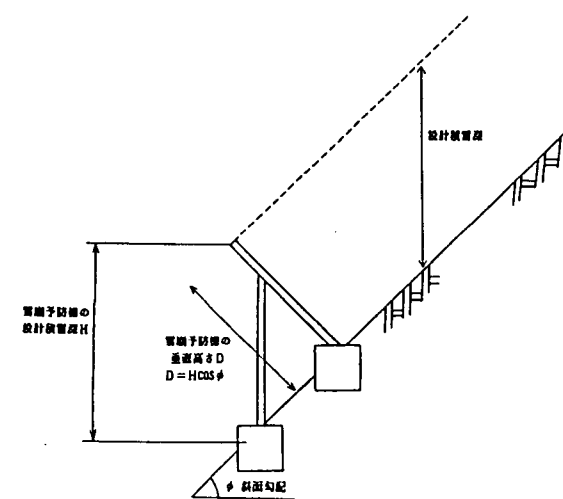
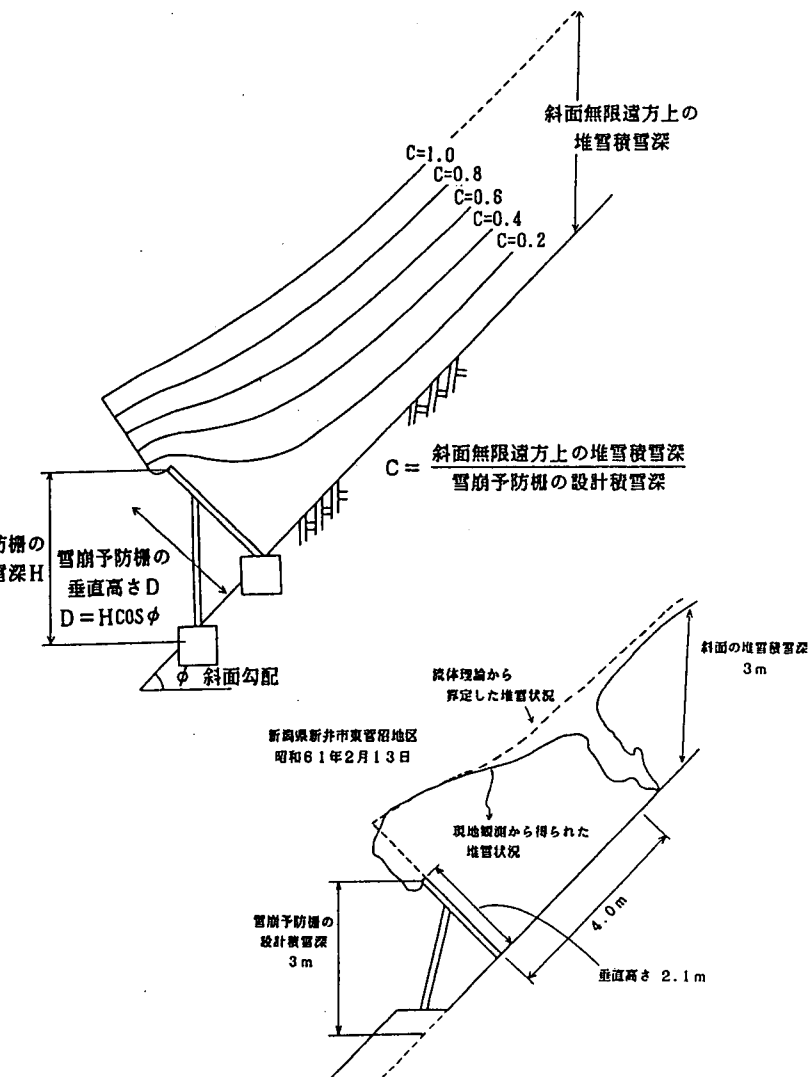
防 雪 工 学 ハ ン ド ブ ッ ク	雪 崩 予 防 柵 の 設 計 指 針 （ 案 ）
2. 雪崩予防柵の堆雪状況は次のとおりとする。  雪崩予防柵の設計積雪深 H 雪崩予防柵の垂直高さ D $D = H \cos \phi$ 斜面勾配 ϕ	2. 流体理論を用いて雪崩予防柵の堆雪形状を算定する方法を提案した。  斜面無限遠方上の堆雪積雪深 $C=1.0$ $C=0.8$ $C=0.6$ $C=0.4$ $C=0.2$ $C = \frac{\text{斜面無限遠方上の堆雪積雪深}}{\text{雪崩予防柵の設計積雪深}}$ 雪崩予防柵の設計積雪深 H 雪崩予防柵の垂直高さ D $D = H \cos \phi$ 斜面勾配 ϕ 流体理論から算定した堆雪状況 新潟県新井市東菅沼地区 昭和61年2月13日 現地観測から得られた堆雪状況 斜面の堆雪積雪深 3m 雪崩予防柵の設計積雪深 3m 4.0m 垂直高さ 2.1m

表-8.4 防雪工学ハンドブックと雪崩予防柵設計指針（案）の比較（その4）

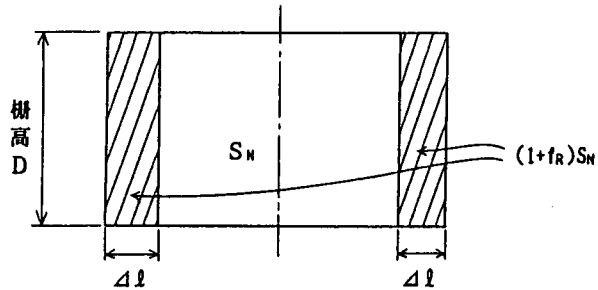
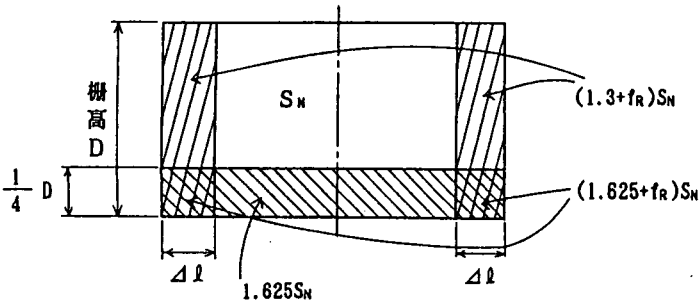
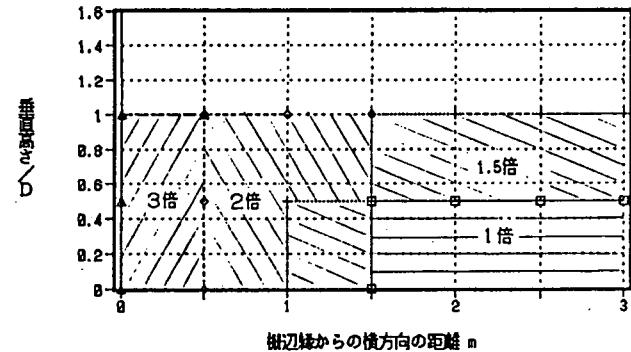
防 雪 工 学 ハ ン ド ブ ッ ク	雪 崩 予 防 柵 の 設 計 指 針 （ 案 ）
3. 雪崩予防柵に作用する雪圧の分布形状は次のとおりとする。 1) 主柱、支柱および基礎の設計の場合  f_R : 辺縁効果係数 $f_R = (0.92 + 0.65N) \frac{A}{2} \leq 1.00 + 1.25N$ N : グライド係数 A : 柵と柵の水平間隔(m) 辺縁効果の作用範囲 Δl は次式による。 $\Delta l = 0.60 \frac{A}{2} \leq \frac{D_s}{3}$ D_s : 斜面に垂直に測った積雪深(m) 2) バー（支持面）の設計の場合 	3. 雪崩予防柵に作用する雪圧の分布形状は、前述の堆雪状況を3次元有限要素法による雪圧シミュレーションを用いて解析することにより次のとおりとする。 予防柵に作用する雪圧分布形状 

表-8.4.1 防雪工学ハンドブックと雪崩予防柵設計指針（案）の比較（その4-1）

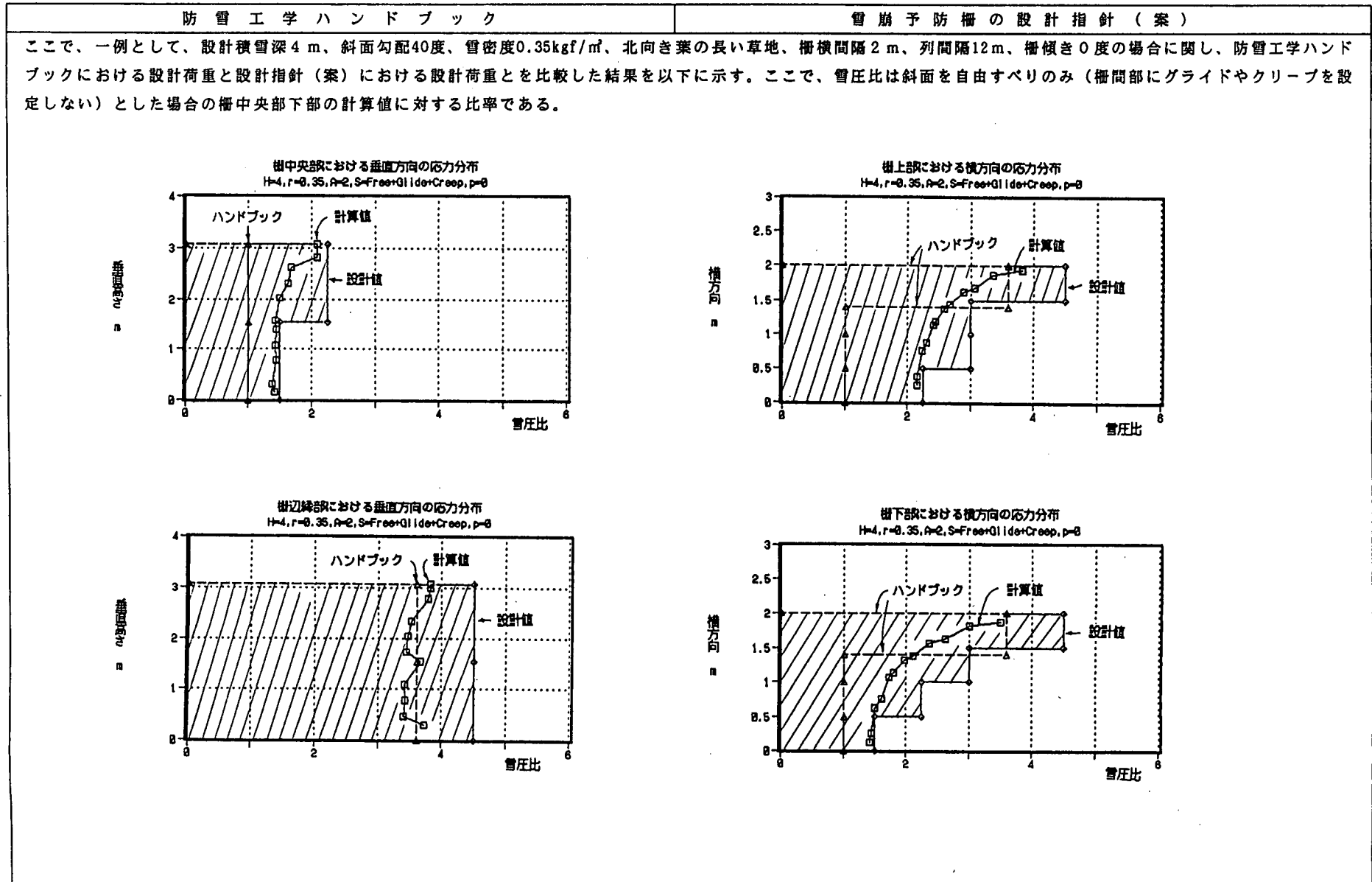


表-8.5 防雪工学ハンドブックと雪崩予防柵設計指針（案）の比較（その5）

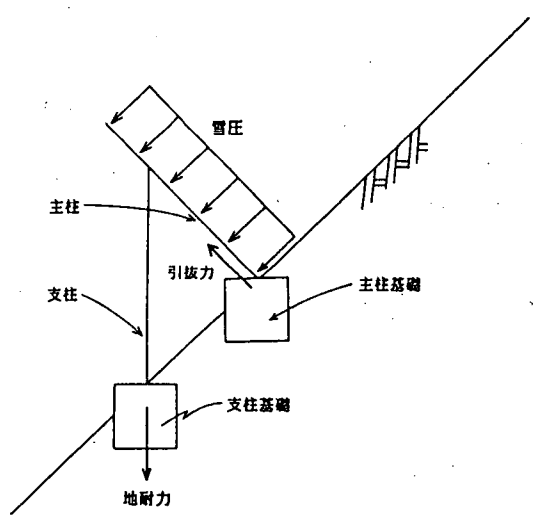
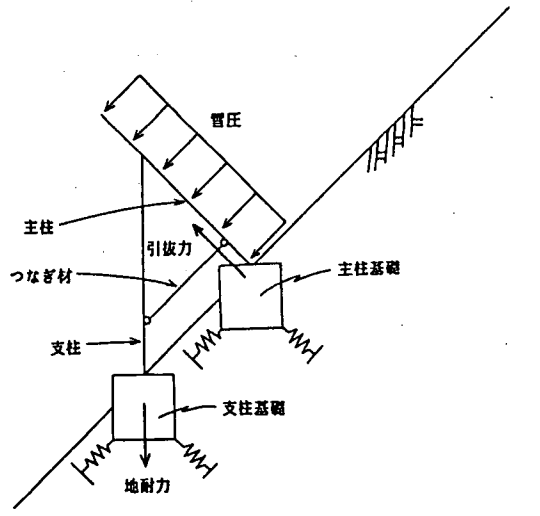
防 雪 工 学 ハ ン ド ブ ッ ク	雪 崩 予 防 柵 の 設 計 指 針 （ 案 ）
4. 基礎の設計においては、地盤の弾性変形を無視し、主柱基礎は引抜力に対し、支柱基礎は地耐力に対して検討する。 	4. 基礎の設計においては、地盤の弾性変形を考慮し、主柱基礎は引抜力に対し、支柱基礎は地耐力に対して検討する。 （これにより、つなぎ材の有無による効果を理論的に説明できる。） 

表-8.6 防雪工学ハンドブックと雪崩予防柵設計指針（案）の比較（その6）

防 雪 工 学 ハ ン ド ブ ッ ク	雪 崩 予 防 柵 の 設 計 指 針 （ 案 ）
5. 防雪工学ハンドブックでは、雪崩予防柵のみならず雪崩対策施設全般を対象として、関連する調査および設計の方法について記述している。	5. 雪崩予防柵の設計指針（案）では、雪崩予防柵と吊り柵を対象として、施設の設計に必要な調査、設計、材料仕様、施工、維持管理について総括的に記述している。 目次（案） 第1章 総則 第2章 斜面積雪と雪崩の概要 第3章 予備調査 第4章 現地調査 第5章 雪圧荷重の算定 第6章 材料仕様 第7章 構造設計 第8章 施工 第9章 維持管理

雪崩予防柵の設計指針（案）	防雪工学ハンドブック	道路防雪便覧	北陸地建 （内部資料）	新潟県土木部 設計資料	日本道路公団 設計資料	山形県農林部 設計資料	集落雪崩防止 工事マニュアル	スイス示方書
第1章 総則	△	△	△	—	△	—	△	△
第2章 斜面積雪と雪崩の概要	○	○	○	—	○	—	○	○
第3章 予備調査	○	○	○	—	○	○	○	—
第4章 現地調査	○	—	○	—	○	○	○	—
第5章 雪圧荷重の算定	△	△	△	△	△	△	△	△
第6章 材料仕様	—	—	○	○	○	—	○	—
第7章 構造設計	△	△	—	—	—	—	△	—
第8章 施工	—	—	—	—	—	—	—	—
第9章 維持管理	○	○	○	—	—	—	○	—

凡例：○は設計指針（案）と同様な内容の記載があるもの、△は設計指針（案）とは異なる記載があるもの、—は記載がないもの

8.2 雪崩予防柵の設計指針（案）

以下に本共同研究でとりまとめた雪崩予防柵の設計指針(案)を掲載する。

第1章 総則

1. 1 設計指針の目的

本指針は雪崩に対する予防柵の合理的かつ効果的な設計手法を提示し、公共に寄与することを目的とする。

1. 2 適用範囲

本指針は道路・鉄道などの交通網および集落を対象とした雪崩予防施設のうち、雪崩予防柵および吊柵の設計について適用する。

1. 3 設計指針の構成

本指針では、雪崩予防柵および吊柵の上部構造・基礎構造に係わる予備調査・現地調査・雪圧荷重の算定・材料仕様・施工・維持管理について記述する。

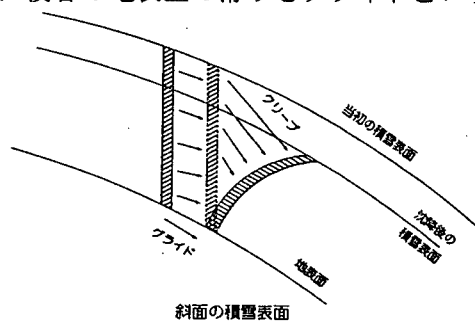
1. 4 用語の定義

本指針で使用する用語・記号については、付録に一覧表として掲載する。

第2章 斜面積雪と雪崩の概要

2. 1 斜面積雪の移動

斜面積雪の移動には積雪の厚さ方向の縮みと斜面の傾斜方向の流動があり、前者の内部に起こる変位をクリープといい、後者の地表上の滑りをグライドという。

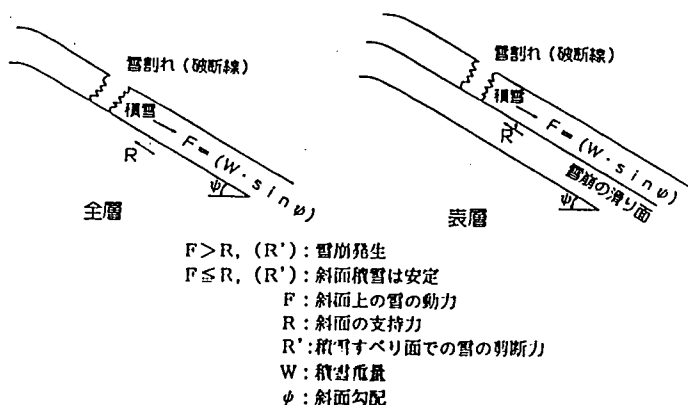


2. 2 積雪の沈降

積雪中の氷の粒子が昇華・蒸発・融解によって変態し、氷粒子の上部に加わる積雪荷重によって圧縮変形を受け、徐々に圧密沈下する現象を沈降現象という。

2. 3 雪崩発生の機構

斜面に積もった雪の重力と山腹の地面や樹木などによる支持力との均衡が破れたときの現象が雪崩と呼ばれており、滑り面の位置によって全層雪崩、表層雪崩に分けられる。



典型的な雪崩跡は下図に示すような発生区、走路、堆積区の3つに区分される。



発生区	積雪の不安定区域をいう。
走路	なだれの走行する区域をいう。
堆積区	積雪が崩落して堆積する区域をいう。

第3章 予備調査

3. 1 雪崩対策の調査

雪崩対策の調査として、雪崩対策選定のための予備調査、ならびに雪圧荷重算定のための現地調査を行わなければならない。

3. 2 予備調査

予備調査において、斜面危険度の判定および対策施設の選定のために、下記に示す項目について既存資料の収集、現地の実態調査を行うものとする。

気象一般、積雪、地形、地表、植生、雪崩、稜線上の雪底、周辺状況の把握

3. 3 斜面危険度の判定

防護対象物が発生した雪崩の到達域にあるか否かを判定するために、斜面の地形、植生、積雪深などの要因から斜面の危険度を判定する必要がある。

3. 4 雪崩対策施設の種類

雪崩対策施設は雪崩予防施設および雪崩防護施設に区分される。

(1) 雪崩予防施設

雪崩発生区で雪崩の発生を予防する施設

(2) 雪崩防護施設

発生した雪崩に対し、走路および堆積区に設置し、雪崩から構造物を防護する施設

3. 5 雪崩対策施設の適用範囲

適切な雪崩対策施設の選定を行うためには、雪崩対策施設を設置する場所における積雪深、斜面勾配、地形、土質・地質、雪崩の種類等の条件を考慮して雪崩対策施設の適用範囲について検討しなければならない。

第4章 現地調査

4. 1 調査概要

予防柵の設置が計画されている場所においては、予防柵に作用する雪圧の算定、および上部と基礎の諸元を決定するために積雪状況、地形状況、地表状況、および地盤状況について必要な諸資料を得なければならない。

4. 2 積雪状況調査

予防柵に作用する雪圧荷重の算定のために積雪状況として次の項目について調査しなければならない。

・積雪深 ・雪密度 ・グライド量 ・クリープ量

4. 3 地形状況調査

予防柵に作用する雪圧荷重および、上部と基礎の構造諸元の決定のために地形状況として次の項目について調査しなければならない。

・標高 ・方位 ・斜面勾配 ・斜面長さ ・平面地形（起伏）

4. 4 地表状況調査

予防柵に作用する雪圧荷重の算定および基礎構造の選定のために地表状況として次の項目について調査しなければならない。

・植生 ・地肌状態

4. 5 地盤状況調査

基礎構造の選定および、構造諸元の決定のために地盤状況として、次の項目について調査しなければならない。

- ・地層構成（サウンディング調査） ・地盤反力係数 ・現場単位体積重量
- ・土の剪断特性値 ・土の締固め度

第5章 雪圧荷重の算定

5. 1 雪圧算定の基本的な考え方

予防柵に作用する斜面雪圧は、積雪状況調査、地形状況調査、地表状況調査から得られる設計積雪深、設計雪密度、クリープ係数、グライド係数を考慮して算定するものとする。

5. 2 斜面雪圧の算定

予防柵の設計において基本となる雪圧の算定は次式によるものとする。

1) 斜面に平行な雪圧

$$S_N = \gamma \frac{H^2}{2} K N$$

S_N : 雪圧の斜面に平行な成分(tf/m)

S_q : 雪圧の斜面に直角な成分(tf/m)

γ : 設計雪密度(tf/m³)

H : 設計積雪深(m)

K : クリープ係数

N : グライド係数

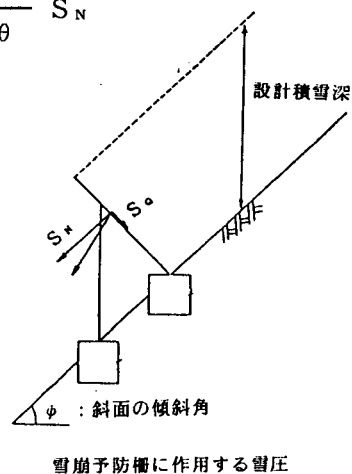
θ : 斜面勾配(度)

$$a = \frac{1-2\nu_c}{2(1-\nu_c)}$$

ν_c : 積雪の粘性ポアソン比 ($\nu_c = 0.4 \gamma$)

2) 斜面に垂直な雪圧

$$S_q = \frac{a}{N \tan \theta} S_N$$



5. 3 雪圧算定に用いる係数

5. 3. 1 設計積雪深

設計積雪深は、道路を対象とする場合には現地における30年再現確率積雪深を用いるものとする。ただし、主要な幹線道路、鉄道や集落等の重要な施設の場合には50年再現確率積雪深を用いることが望ましい。

設計積雪深は、雪崩予防柵を設置する位置で観測して求めるのが望ましいが、最寄りの気象観測所の観測値をもとに推定してもよい。

5. 3. 2 設計雪密度

設計に用いる雪密度は現地における実測の平均雪密度を用いるのが望ましいが、実測値がない場合は、次式によって設計雪密度を求めてもよい。

$$\gamma = \frac{0.359H - 0.05}{H}$$

γ : 設計雪密度 (tf/m³)

H : 設計積雪深 (m)

5. 3. 3 グライド係数

グライド係数は、下表に示す斜面の地表状態、方位を考慮して算定するものとする。

地表状態 (植生等)	北向き斜面	南向き斜面 (東・西を含む)
I ・ 玉石 (30cm 以上) の斜面 ・ 大岩の凹凸面	1. 8	2. 0
II ・ れき (30cm 以上) の斜面 ・ 丈 1 m 以上のかん木地 ・ 50cm 以上の凹凸地面	2. 4	2. 7
III ・ 小さいかん木地 ・ 50cm 以下の凹凸地面 ・ 草地	3. 0	3. 6
IV ・ 平滑岩盤 ・ 夏の風い草地 ・ 湿地	3. 9	4. 8

なお、グライド量が測定できる場合については、以下の式により求めてもよい。

$$N = 1.5 \left[1 + 3 \frac{4 \cdot \eta_s \cdot U_G}{\gamma \cdot H^2 \cdot \cos \theta \cdot \sin 2\theta} \right]^{1/2}$$

ただし、

N : グライド係数

γ : 雪密度 (t/m³)

H : 積雪深 (m)

θ : 斜面勾配 (度)

U_G : 日当りグライド量 (m/日)

η_s : 粘性係数 (t・日/m²)

5. 3. 4 クリープ係数

クリープ係数は、下表から求めるものとする。その場合、雪密度が中間の値であるときは比例配分によって求めるものとする。

雪密度 γ (tf/m ³)	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40
$K / \sin 2\theta$	0.70	0.73	0.76	0.795	0.83

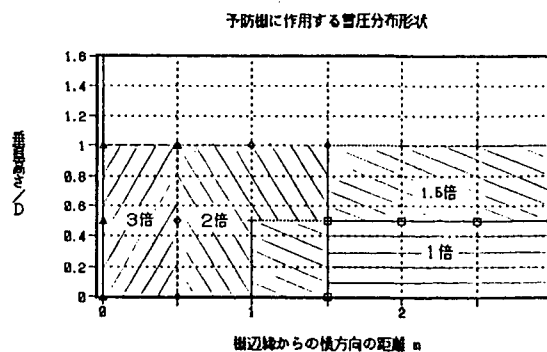
5. 4 構造物設計に用いる雪圧荷重

雪崩予防柵の設計に際しては基本となる雪圧 S_N から雪圧分布 p を算出し、以下の雪圧分布形状と倍率を考慮して行うものとする。

ここで、
$$p = \frac{S_N}{D}$$

S_N : 雪圧の斜面に平行な成分 (tf/m)

D : 予防柵の垂直高さ (m)



5. 5 雪崩予防柵の配置間隔

5. 5. 1 柵の列間隔

予防柵の設置列間隔については、次式によって決定するものとする。

$$L = f_L H$$

ただし

L : 予防柵の列間隔 (m)

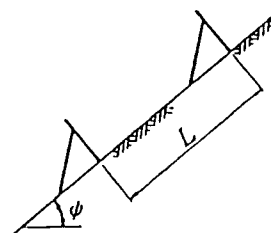
f_L : 距離係数

$$f_L = \frac{2 \tan \theta}{\tan \theta - \tan \phi_s}$$

θ : 斜面勾配

ϕ_s : 雪と地面の摩擦角 ($\phi_s = 27 \sim 31$ 度)

H : 設計積雪深 (m)



列間隔

5. 5. 2 柵の横間隔

予防柵を設置する場合の水平横間隔は 2 m 以下とする。

第6章 材料仕様

6. 1 材料選定の概要

雪崩予防柵に使用される材料は施工場所、施工性、気候に対する耐久性および維持管理の容易さを勘案して選定することが望ましい。材料の選定は景観を考慮して選定することが望ましい。

6. 2 鋼材、ボルトナット、溶接材料

鋼材、ボルトナット、溶接材料は別表に示す規格に適合するものを標準とする。

6. 3 鋼材の許容応力

構造用鋼材の許容応力度は別表の通りとする。ただし、圧縮および鋼管のせん断については座屈を考慮しない場合の値である。鉄筋の許容応力度は別表に示す値を使用することを原則とする。また、鉄筋と他の鋼材とのアーク溶接によるすみ肉溶接の許容せん断応力度は別表の通りとする。

6. 4 コンクリート

雪崩予防柵に用いるコンクリートの材料仕様としては

- 1) セメントは、JIS R 5210に適合するもの
 - 2) 粗骨材の最大寸法は40mm以下のもの
 - 3) コンクリートの設計基準強度は 180kgf/cm^2 以上のもの
- とすることが望ましい。

コンクリートの許容応力度は別表に示す値を使用することを原則とする。

6. 5 アンカー材料およびグラウト

アンカー材料は別表に示す材料を用いるのを原則とする。

6. 6 防錆処理

雪崩予防柵の防錆処理は塗装、めっきおよび腐食しろに分けられるが、耐久性、維持管理、腐食環境を考慮して決定するのが望ましい。

第7章 構造設計

7. 1 構造設計の概要

構造設計は次の各項を考慮して定めなければならない。

- (1) 上部構造は雪圧荷重に十分耐えうるものとし、雪圧による変形等が生じない構造とする。
- (2) 上部構造は雪圧荷重を十分に基礎構造に伝達できる構造とする。
- (3) 基礎構造は上部構造の荷重を受けて、不等沈下等生じないよう、地盤条件および設置場所を十分把握の上基礎構造の形式を選定するものとする。

7. 2 基礎構造の種類と選定

7. 2. 1 基礎構造の種類

本指針では各種の予防柵の基礎を次のように分類し、標準的な基礎の設計に適用する。

- (1) コンクリート基礎(独立および連続基礎)
- (2) 鋼製L型基礎
- (3) アンカー基礎
- (4) 杭基礎

7. 2. 2 基礎構造の選定

基礎構造形式の選定にあたっては、地盤状況、施工方法、機械の搬入条件、架設、安全性、経済性を十分検討の上選定することが望ましい。

7. 3 上部構造の種類と選定

7. 3. 1 上部構造の種類

予防柵の上部構造は基本的にラムダ形が主流であるが、つなぎ材および吊り材の有無により、3つのタイプに大別できるので、その用途に応じて選別するのが望ましい。

7. 3. 2 上部構造の選定

上部構造形式の選定にあたっては、基礎構造に適用した上部構造を選択しかつ合理性、安全性、経済性、維持管理、景観等を十分考慮して選定することが望ましい。

7. 4 設計諸定数の設定

上部構造の設計にあたっての必要諸元は第4章、第5章、第6章に定める通りとし、基礎構造の設計にあたっての必要諸元は別記の通り定める。

7. 5 上部構造の設計

7. 5. 1 構造設計の流れ

雪崩予防柵の設計は、第5章で求めた雪圧荷重から上部構造の各部材の許容応力に入るように各部材の断面を設計する。

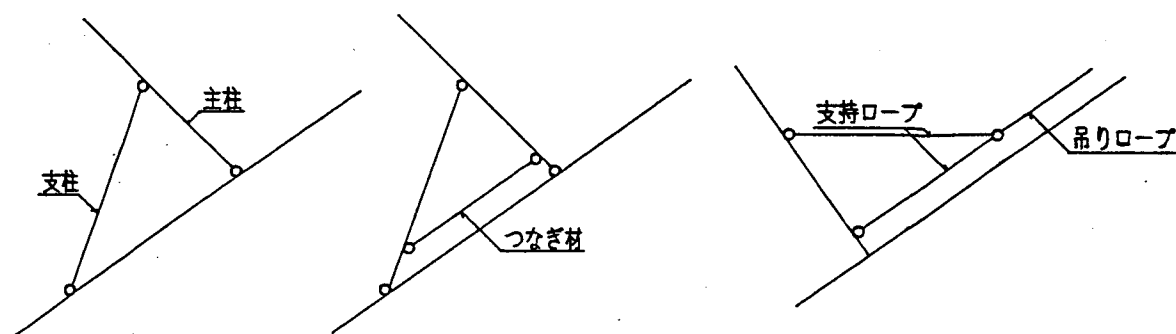
7. 5. 2 上部構造の設計条件

上部構造を設計するにあたり下記の条件を留意しておく。

- 1) バーの間隔は 300mm以下を原則とする。
- 2) バーの幅は、最上部のバーの幅を基準として設定する。
- 3) 支柱間隔は、最上部のバーで設計して決定する。
- 4) 支柱角度は水平から 80° とする。

7. 5. 3 上部構造のモデル化

構造設計を行うにあたって、上部構造を下記の3タイプにモデル化する。この3タイプのモデルで各断面の決定を行う。



7. 5. 4 バーの設計

ここでは、部材の長さ、支柱間隔、バーとなる部材の選定を行う。

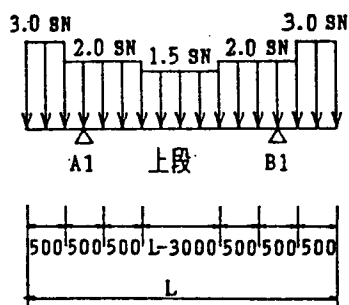
5. 4 より、バーに作用する荷重は、上段と下段の2種類に分かれる。(左図)

1) 部材の長さ

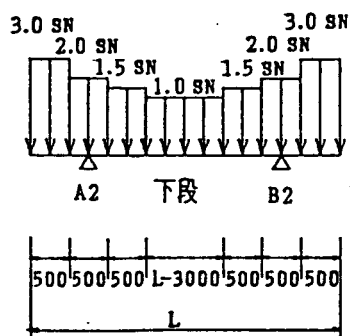
柵の長さと同じ。

2) 支柱間隔

上段の荷重でA点の曲げモーメント M_A 、B点の曲げモーメント M_B 、とAB間の最大曲げモーメント M_{max} が等しくなるように設定する。



バーのモデルおよびバーに作用する荷重



3) 部材の選定

最大曲げモーメント $M_{\max}$ を求め

$$\sigma_t = M_{\max} / Z \leq \sigma_{ta}$$

となる断面を選定する。

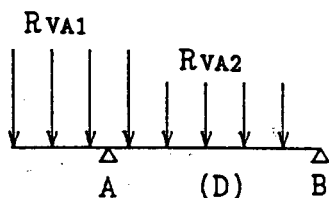
$$4) \quad S_a = \frac{a \gamma H^2 K}{2 \tan \theta} \quad (\text{tf/m})$$

$$S_a / P = B_v \quad P: \text{バーの本数}$$

$$B_v: \text{バー 1 本の垂直力}$$

$$B_v / n = Q_B < \delta Q_B$$

7. 5. 5 主柱の設計



主柱のモデル図

ここでは、部材の長さ、支柱取付位置、つなぎ材取付位置、主柱部材の選定を行う。

1) 部材の長さ

設計積雪深と同じ高さになるよう設定する。

2) 支柱取付位置

点 A の曲げモーメント M_A と AB 間の最大曲げモーメント $M_{\max}$ の絶対値が等しくなる点を設定する。つなぎ材有りの場合も点 D を考慮せずに求めてよい。

3) つなぎ材取付位置

できるだけ下に付けるほうが良いが、施工性を考えて決める。

4) 部材の選定

最大曲げモーメント $M_{\max}$ と軸方向力 N を求めて

$$\sigma_t = \frac{M_{\max}}{Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{ta} \quad N = \frac{S_a}{2}$$

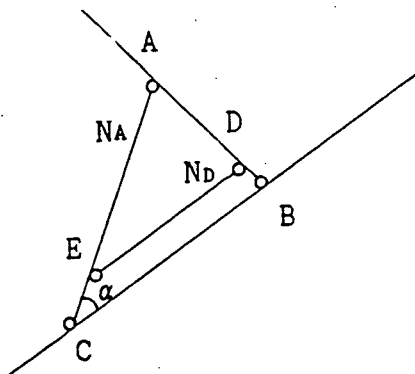
となる断面を選定する。

7. 5. 6 支柱およびつなぎ材の設計

ここでは、支柱およびつなぎ材の部材の長さ、部材の選定を行う。

1) 支柱（部材 AC）の長さ

支柱と斜面とのなす角度 α によって設定する。



支柱およびつなぎ材のモデル図

2) つなぎ材（部材DE）の長さ

主柱との取付位置から斜面と水平に延ばして支柱と接合するように設定する。

3) つなぎ材の選定

軸方向力 N_D を求め

$$\sigma_c = N_D / A \leq \sigma_{ca}$$

となるよう設定する。

4) 支柱の選定

軸方向力 N_A を求め

$$\sigma_c = N_A / A \leq \sigma_{ca}$$

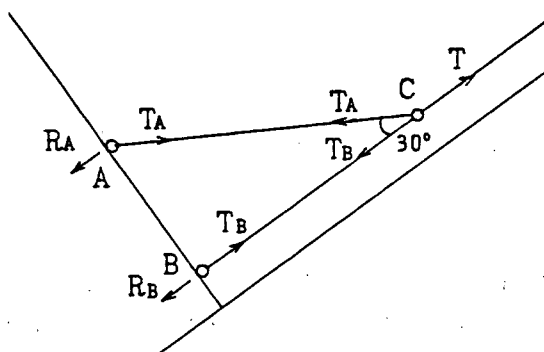
となるよう設定する。

つなぎ材有りの場合、最大曲げモーメント M_{max} を求めて

$$\sigma_c = \frac{M_{max}}{Z} + \frac{N_A}{A} \leq \sigma_{ca}$$

となるよう設定する。

7. 5. 7 支持ロープおよび吊りロープの設計



支持ロープおよび吊りロープのモデル図

ここでは、支持ロープおよび吊りロープの部材の選定を行う。

1) 支持ロープの長さ

支持ロープACおよびBCの長さは、支持ロープがC点で30°で交わる長さとする。

2) 支持ロープの選定

$$F = T_b / T_A > 2.0$$

$$F = T_b / T_B > 2.0$$

F : 安全率

T_b : ロープの切断応力 (tf)

T_A : 支持ロープACの張力

T_B : 支持ロープBCの張力

3) 吊りロープの選定

$$F = T_b / T > 2.0$$

T : 吊りロープの張力

7. 6 基礎構造の設計

7. 6. 1 基礎構造の設計手順

基礎構造の設計は、上部構造の反力と地盤条件から、部材の選定および断面の決定を行う。

7. 6. 2 コンクリート独立基礎の設計

1) 主柱基礎の設計

主柱基礎は引拔力 (T_q) に対し、次の条件を満足しなければならない。

$$\frac{G_q + (T_N + G_N) \tan \phi_B}{T_q} \leq 1.5$$

G : 基礎の土の重量 ($= \gamma a_1 b_1$ [tf])

G_q : G の基礎面に直角な分力 ($= G \cos \theta$ [tf])

G_N : G の基礎面に平行な分力 ($= G \sin \theta$ [tf])

T_N : 主柱の設計における B 点の反力 [tf]

$\tan \phi_B$: 摩擦係数 ($= \tan (2/3 \times \phi)$)

T_q : 主柱の設計における B 点の反力 [tf]

つなぎ材有りの場合は以降の検討を行わなければならない。
決定した基礎の底面から底面鉛直バネ定数を求める。

底面鉛直バネ定数 K_v (tf/m)

$$K_v = k_v \times A$$

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (tf/m²)

$$k_v = 12.8 \cdot k_{v0} \cdot B_v^{-(3/4)}$$

k_{v0} : 平板載荷試験によって求めた地盤反力係数

$$B_v := \sqrt{A} = b_1$$

A : 基礎底面積 (mm)

求めた底面鉛直バネ定数と斜面勾配 θ 、柵高さ H から、
別添に示す補正係数を読み取り、各反力 T_N 、 T_q に乗じ
再度引拔力の検討を行う。

$$\frac{G_q + (T_N' + G_N) \tan \phi_B}{T_q'} \leq 1.5$$

$$T_N' = (\alpha_1 \cos \theta + \alpha_2 \sin \theta) T_N$$

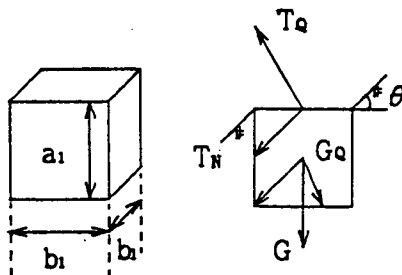
$$T_q' = (\alpha_1 \sin \theta + \alpha_2 \cos \theta) T_q$$

α_1 、 α_2 は、補正係数

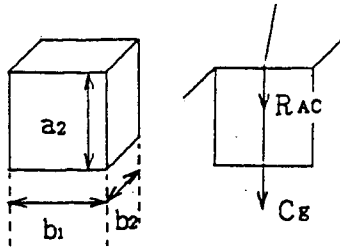
2) 支柱基礎の設計

支柱基礎は基礎底面の地耐力のみ検討する。

$$\frac{R_{Ac}' + Cg}{A} \leq \sigma_{ea}$$



主柱基礎



$$R_{AC}' = \alpha_3 R_{AC}$$

R_{AC} : 支柱の鉛直方向反力

C_g : コンクリート自重

A : 底面積 b_2^2

σ_{ea} : 地耐力 (tf/m²)

ただし、上部工をつなぎ材有りとした場合、 R_{AC} の値を地盤反力係数の数値から求まる補正係数を乗じて用いる。

7. 6. 6 コンクリート連続基礎の設計

連続基礎を設計するには、滑動に対する検討、転倒に対する検討、支持力に対する検討を行わなければならない。

1) 滑動に対する検討

連続基礎は滑動に対して次の条件を満足しなければならない。

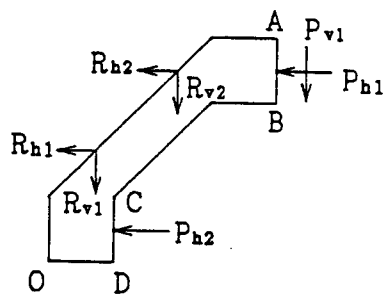
$$\frac{(N_f - F + R_{v1} + R_{v2} + P_{v1} \times L) \tan \phi_b + F}{R_{h1} + R_{h2} + (P_{h1} + P_{h2}) \times L} \geq 1.5$$

N_f : 基礎の自重 (tf)

F : コンクリート基礎の両側面に働く摩擦力 (tf)

R_{v1} : 支柱の鉛直方向反力 (tf)

R_{v2} : 主柱の鉛直方向反力 (tf)



P_{v1} : 鉛直面 A B に働く接線方向の主働土圧 (tf/m)

L : コンクリート基礎の奥行き (m)

ϕ_b : 地盤とコンクリートの内部摩擦角

R_{h1} : 支柱の水平方向反力 (tf)

R_{h2} : 主柱の水平方向反力 (tf)

P_{h1} : 鉛直面 A B に働く水平方向の主働土圧 (tf/m)

P_{h2} : 鉛直面 C D に働く水平方向の主働土圧 (tf/m)

2) 転倒に関する検討

連続基礎は転倒に対して次の条件を満足しなければならない。

$$d = \frac{\sum V \cdot x - \sum H \cdot y}{\sum H} \quad e = \frac{B}{2} - d < \frac{B}{6}$$

$\sum V$: 全鉛直荷重 (tf)

$\sum H$: 全水平荷重 (tf)

d : 回転中心から合力作用点までの距離 (m)

e : 偏心距離 (m)

B : 底面幅 (m)

3) 支持力に対する検討

連続基礎は支持力に対して次の条件を満足しなければならない。

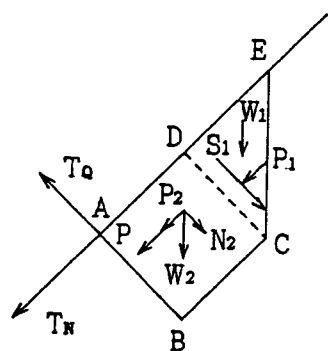
$$\begin{aligned} q_{\max} &= \frac{\Sigma V}{L \cdot B} \pm \frac{6 \cdot \Sigma V \cdot e}{L \cdot B^2} \leq q_a \\ q_{\min} & \end{aligned}$$

7. 6. 4 鋼製L型基礎構造の設計

1) 山側基礎の設計

山側基礎の設計では、引抜きに対する検討、軽量鋼矢板の断面の検討、ねかせ梁及びブレースの断面検討を行う。

(1) 引抜きに対する検討



$$\frac{T_Q'}{T_Q} \geq 1.5$$

T_Q' : 根かせBCによる抵抗力 (tf)

$$T_Q' = S_1 \sin \theta + N_2 + S_2$$

T_Q : 引抜き力 (tf)

S_1 : DC面の摩擦力 (tf)

$$S_1 = W_1 \cos \theta \tan \phi$$

θ : 主柱と斜面のなす角

N_2 : 土塊ABCDの斜面直角方向成分重量 (tf)

S_2 : BC面の摩擦力 (tf)

$$S_2 = (T_N + P) \tan \phi_B$$

ϕ : 土の内部摩擦角

P : 土塊ABCEの斜面平行方向成分重量 (tf)

ϕ_B : 矢板と土の壁面摩擦角

T_N : 主柱の反力 (tf)

(2) 引抜き防止板の断面の検討

引抜き防止板 (部材BC上の梁) の最大支間曲モーメント $M_{\max}$ を求め、

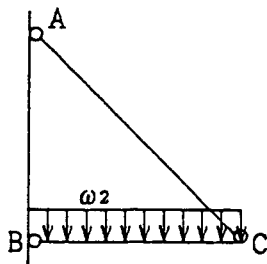
$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{Z} \leq \sigma_{sa}$$

となるように設定する。なお、主柱根入れ部AB間にも同じ矢板を取り付ける。

(3) ねかせ梁及びブレースの断面検討

主柱取付部A及びB点をピン支点とした左図のモデルで設計する。ねかせ梁 (部材BC) の断面は、最大曲モーメント $M_{\max}$ 、最大剪断力 $S_{\max}$ 、軸力 N を求めて

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{sa}$$



$$\tau_{\max} = \frac{S_{\max}}{A} \leq \tau_{sa}$$

Z : ねかせ梁の断面係数 (cm^3)

A : ねかせ梁の断面積 (cm^2)

となるよう設定する。ブレースの断面は、軸力 N を求めて、

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} \leq \sigma_{sa}$$

となるよう設定する。

2) 谷側基礎の検討

(1) 地耐力の検討

基礎プレート BC 上部の土の重量 G と、支柱を通して作用する圧縮力 R に対して、プレート下部の地耐力 q_a との関係が以下の様になるよう設定する。

$$\frac{R + G \cos \theta}{A} \leq q_a'$$

A

q_a' : 傾斜角 α で低減した値

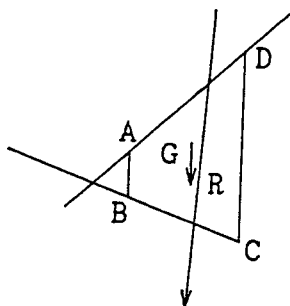
A : 基礎面の面積

(2) 基礎プレート断面の設計

基礎プレートの断面は、基礎プレートの最大曲モーメントを求めて、

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{Z} \leq \sigma_{sa}$$

となる様に設定する。



7. 6. 5 アンカー基礎（フランス式）構造の設計

アンカー基礎（フランス式）は、杭基礎の設計に従って行う。

1) 杭の横方向に対する許容支持力

$$H = 2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3$$

$E I$: 基礎の曲げ剛性 (kgfcm^2)

β : 杭の特性値 (cm^{-1})

上部工の反力から求めた引張力より大きくなる様に許容支持力を設定する。

2) 応力度の検討

(1) 曲げ応力度

$$M_{\max} = -0.3224 \frac{H}{\beta}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} \leq \sigma_y$$

M_{max} : 最大曲モーメント

σ_y : 降伏応力

(2) 剪断応力度

$$\tau_{\max} = \alpha \frac{Q}{A} \leq \tau_a$$

$$\alpha = \frac{4 (D^2 + Dd + d^2)}{3 (D^2 + d^2)}$$

Q : 剪断力 (=H)

A : 断面積

D : 外径

d : 内径

3) 杭の根入れ長さの算定

$$l = \frac{\pi}{\beta}$$

7. 6. 6 アンカー基礎 (スイス式) 構造の設計

1) 引張材の検討

引張材の許容応力は、降伏応力の 0.7 として計算する。

$$\text{許容応力 } \sigma_a = 0.7 \times A \times \sigma_{sy}$$

A : 引張材の断面積

σ_{sy} : 降伏応力

2) 定着長の検討

$$\text{定着長} = \frac{T_i}{\tau \cdot \pi \cdot D} f_s$$

T_i : 引拔力

D : 直径

τ : 周辺摩擦応力度

f_s : 安全率

7. 6. 7 杭基礎 (吊り柵) 構造の設計

杭基礎の設計は、杭に掛かる引張力と杭の許容支持力との比較で行う。

1) 杭の横方向に対する許容支持力

$$H = 2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3 > T$$

E I : 基礎の曲げ剛性 (kgfcm²)

β : 杭の特性値 (cm⁻¹)

吊りロープの張力より大きくなる様に許容支持力を設定する。

2) 応力度の検討

(1) 曲げ応力度

$$M_{\max} = -0.3224 \frac{H}{\beta}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} \leq \sigma_y$$

$M_{\max}$: 最大曲モーメント

σ_y : 降伏応力

(2) 剪断応力度

$$\tau_{\max} = \alpha \frac{Q}{A} \leq \tau_a \quad \alpha = \frac{4 (D^2 + D d + d^2)}{3 (D^2 + d^2)}$$

Q : せん断力

A : 断面積

D : 外径

d : 内径

3) 杭の根入れ長さの算定

$$l = \frac{\pi}{\beta}$$

第8章 施工

8. 1 施工計画

8. 1. 1 施工計画書の作成

予防柵の施工に当り、施工の準備から施工完了までの計画書を作成し、計画書と工程管理表をもとに施工管理および工程管理を行うものとする。

8. 1. 2 資材の搬入計画

資材置場から現場までの横持ち搬入については、搬入方法・通行経路・資材の置場を予め決めておくことが望ましい。また、特に索道架設・ヘリコプターによる搬入の場合は施工計画書にて施主に了解を得、関係所轄との十分な協議を行うものとする。

8. 1. 3 樹木の伐採

工事開始に当り、予防柵設置場所周囲の伐採は完成構造物に直接当たらない範囲とし、極力最小限に止めなければならない。

8. 2 仮設工事

予防柵の設置は通常30度以上の斜面上に設置するため、工事（基礎構造・上部構造）に際して、足場板・単管パイプ・サポート杭等を必要に応じて設けることとする。なお、掘削土を斜面の前面に仮置きする場合は、土留め仮設工を設けるものとする。また基礎工事におけるアンカー基礎部の穿孔工事にあたっては、穿孔機械（ボーリングマシン）、注入機械、動力源、水槽などの重量に十分耐える仮設構造とする。

8. 3 基礎構造の施工

8. 3. 1 コンクリート基礎

基礎の掘削は設計図に基づいて行わなければならない。なお、掘削後の出来形については、定規の目盛りが判読できる記録写真を保管して置かなければならない。

8. 3. 2 鋼製L型基礎

雪崩予防柵の基礎に鋼製L型基礎を用いる場合は、特に支柱前趾部および支持版上の埋め戻し部の転圧を十分に行わなければならない。

8. 3. 3 アンカー基礎

雪崩予防柵にアンカー基礎を用いる場合は、土質工学会基準（JSF規格：D1-88）に準拠するものとする。

8. 3. 4 杭基礎

吊橋の基礎に用いる杭基礎工法は、杭の設置位置が橋と吊り材が平面上直角になり、橋が適正な位置にくるように杭を設置しなければならない。また、打ち込み・穿孔にあたっては適切な機械を選定し、杭の挿入後は必ずグラウト工を行い、その杭の耐力を予め確認しておかなければならない。

8. 4 上部構造の組立

8. 4. 1 ボルトによる組立

ボルトによる組立は、原則として各部材に初期応力が作用しない状態で適切な支持を設け、仮組を行う。また、予防橋の上部構造の組立に際し、ボルトで接合する場合はボルトの材質・ボルト径によりトルク値を用いての締め付け管理が望ましい。なお、基礎に埋め込んだアンカーボルトと主柱、支柱の接合についても同様な管理を行うものとする。

8. 4. 2 現場溶接による組立

現場溶接に際しては、アーク溶接を原則とし、JIS Z 3001に準拠し溶接後は溶接表面を、塗料等にて補修を行うこととする。なお、現場溶接に際しては特に、脚長・クレーター・アンダーカット・ブローホールに配慮しながら行うものとする。

8. 4. 3 上部構造一体化による組立

基礎構造を設置後、資材置き場所近傍で予め組み立てた上部構造をクレーンやヘリコプターで吊りながら基礎と一体化結合を行う場合は、経済面・法的規制面等を考慮して計画を立案することとする。

8. 5 施工管理

8. 5. 1 施工管理基準

施工管理にあたっては、工程管理・出来形管理・品質管理・写真管理をもって行わなければならない。

8. 5. 2 交通管理

資材搬入やコンクリート打設時の作業において、道路上等で停車し作業を行う場合は一般通行車および歩行者等第三者の安全を計り、あわせて交通に支障をきたさないよう対策を講じなければならない。

8. 5. 3 安全管理

工事に際しては安全衛生規則等に従い、安全に十分配慮しなければならない。なお予め工事計画書を所管の労働基準監督署に提出し、安全に対する指示を受けなければならない。

8. 6 完成検査

竣工検査は、工期終了後10日以内に管理者の立会いのもと行うものとする。なお、工期前日までに所定の書類を管理者までに提出しなければならない。

第9章 維持管理

9. 1 点検

予防柵の点検保守は毎年定期的に行い、予め作成した管理台帳に点検結果を記入し、記録を整理して置くものとする。なお、点検の時期は雪融け後に一回、更に必要に応じて実施するものとする。

9. 2 補修

点検により予防柵の損傷が発見された場合は、速やかな補修および改良を行うとともに、その対策結果を台帳に記入するものとする。

9. 3 雪庇処理

雪崩予防柵に雪庇が発達した場合は、雪庇の崩落が誘因となり雪崩を発生させる原因になるので雪庇が発達した場合は速やかな処置を講ずることとする。

9. おわりに

本共同研究は、現地における雪圧観測を通して雪崩予防柵に作用する雪圧特性を解明し、有効かつ効果的な設計基準を作成することを目的とするものであった。

本共同研究における主な成果としては、以下のとおりである。

1. 雪圧観測および断面観測により、グライド係数の見直しを行うとともに、日本の雪質特性に適応した設計荷重算定方法を提案した。
2. 雪崩予防柵に堆雪している積雪を数値的に解析することにより、雪崩予防柵に作用する雪圧荷重を算定する方法（3次元有限要素法による雪圧シミュレーション）を開発した。
3. 雪崩予防柵の設置個所における設計積雪深を算定するために、標高による積雪深の補正方法と、雪崩予防柵の上に堆雪する積雪の形状を推定する方法を提案した。
4. 雪圧シミュレーションを用いて、雪崩予防柵に作用する雪圧の分布形状を解析し、最適な設計荷重のあり方を提案した。
5. 雪崩予防柵の基礎構造について、地盤反力係数を考慮した設計方法を提案するとともに、各基礎工法（コンクリート基礎、鋼製L型基礎、アンカー基礎、杭基礎）による設計方法を整理した。
6. 雪崩予防柵の設計を行う際に必要となる一連の調査、設計、施工、維持管理に関して、雪崩予防柵の設計指針（案）を作成した。

今後は、本共同研究の成果が現場における具体的な設計において活用され、より良い設計手法として確立されることが望まれる。



— 資 料 —

1. 平板載荷試験データ
2. 土質試験データ

雪崩予防柵検証実験基礎

平板載荷試験

報 告 書

平成2年7月

株 式 会 社 野 本 組

§ 5 試 験 結 果	8
5 - 1 変位測定	8
5 - 2 平板沈下量測定結果	8
5 - 3 荷重～沈下性状	15
5 - 4 極限荷重の判定法	15
5 - 5 降伏荷重の判定法	16
§ 6 ま と め	17
6 - 1 長期許容支持力度の判定	17
6 - 2 地盤反力係数の評価	18
§ 7 測定データ集	22
§ 8 記録写真集	28

S 1 試 験 概 要

1 - 1 一 般 事 項

工 事 件 名	雪崩予防柵検証実験・平板载荷試験
所 在 地	新潟県妙高村中島新田地先
総 合 施 工	株式会社野本組
試 験 期 日	平成2年7月3日

1 - 2 試 験 目 的

本試験は、基礎地盤の支持力度を確認し、設計支持力度を確認することを目的とした。

1 - 3 試 験 内 容

試 験 基 準	土質工学会「地盤の平板载荷試験方法・同解説」
試 験 箇 所	1ヶ所
最大载荷々重度	$42.9 \text{ tf/m}^2 \Rightarrow 3.0 \text{ tf/} 0.07\text{m}^2$
載 荷 板	$\phi 300 \text{ cm}$ 円板 $t = 28\text{mm}$
載 荷 重	油圧ジャッキ、手動ポンプ (10ton)
荷 重 測 定 計 器	圧力変換器
沈 下 量 測 定 計 器	デジタルダイヤルゲージ

S 2 試 験 装 置

2 - 1 載荷装置

図2-1に示す通り、反力に重量物（インゴット）を使用した。荷重の伝達は、加力装置（油圧ジャッキ）の上に、第1架台（主桁）を設置し、荷重をこの重量物に伝達するものとした。

2 - 2 計測装置

(1) 変位計測器

平板沈下量の計測には、デジタルダイヤルゲージ（1/100mm, ストローク100mm）を使用した。また、計測にあたっては基準点となる基準杭、準梁を設置し、固定器具によりデジタルダイヤルゲージを取り付した。

(2) 荷重計測装置

本試験では、加力装置として容量10tfの油圧ジャッキを使用した。圧力変換器を用い、荷重増減の操作は手動式油圧ポンプにより行った。

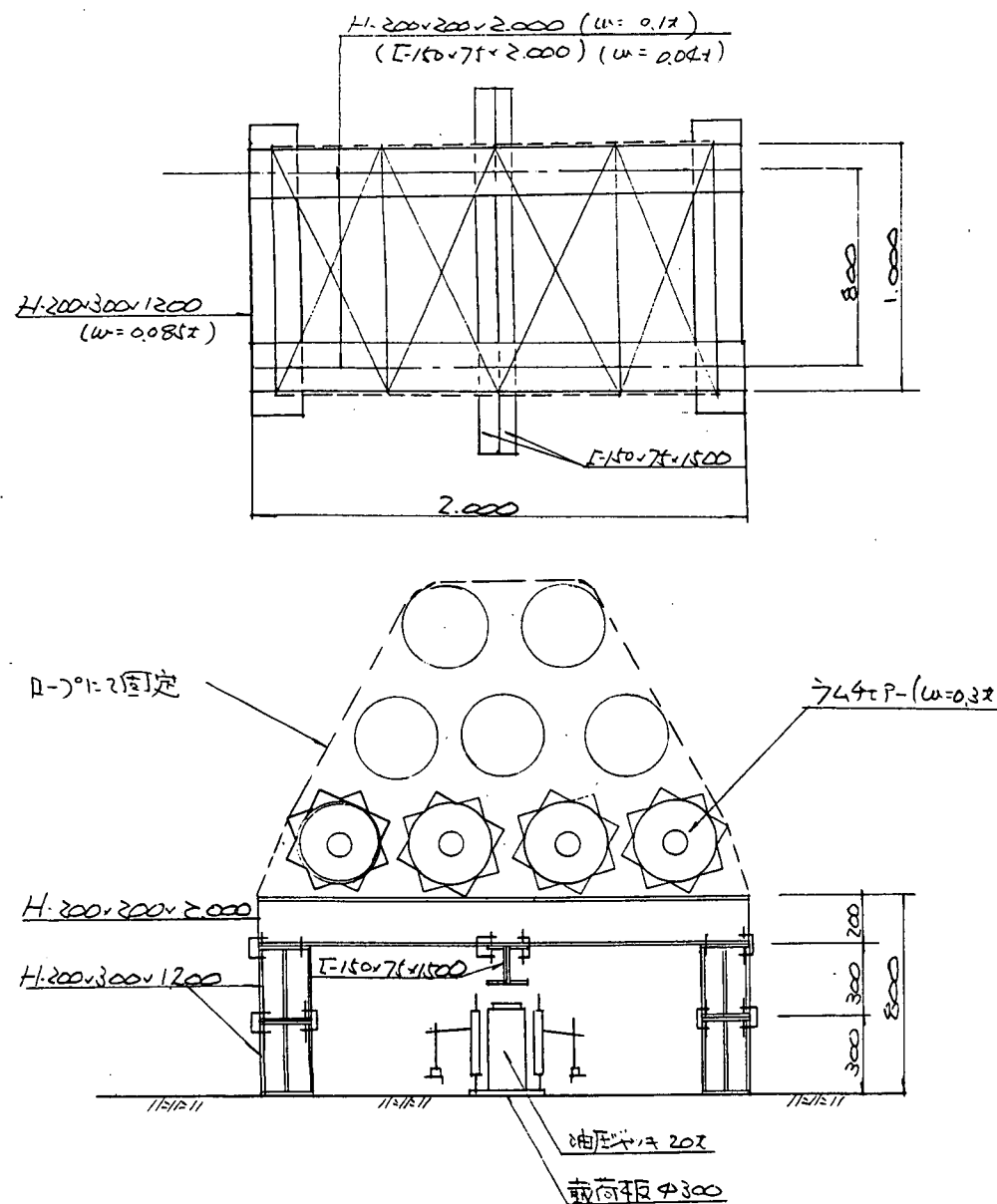


図2-1 載荷装置図

8-3 試験方法

3-1 試験基準

本試験は、土質工学会により制定された「地盤の平板載荷試験方法・同解説」に基づいて実施し、載荷方法は多サイクル法を採用した。

3-2 載荷要領

荷重段階

下表に示す通り、多サイクル法の1サイクル10段階にて実施した。

サイクル	荷 重 段 階 (ton)
1	0 - 0.3 - 0.6 - 0.9 - 0.6 - 0.3 - 0
2	0.6 - 0.9 - 1.2 - 1.5 - 1.8 - 1.2 - 0.6 - 0
3	0.6 - 1.2 - 1.8 - 2.1 - 2.4 - 2.7 - 3.0 - 2.4
	1.8 - 1.2 - 0.6 - 0

3-3 測定方法

測定方法のうち荷重保持時間、測定間隔については、次の通りとした。

荷重段階	荷重保持時間	荷重速度 (t/min)		測定間隔 (min)
		増 圧	減 圧	
処女荷重 0 荷重	一律15分間	0.3	0.6	0.1, 2, 5, 10, 15
履歴荷重	一律5分間	同 上	同 上	0.5

S 4 データ整理・解析方法

4-1 沈下量の測定値

試験結果の時間 (t)、荷重 (Q)、平板沈下量 (S) の関係を次に示す種々の図を作成し、総合的に判断して極限荷重を判断する。

○試験結果図

○ $\log Q \sim S$ 曲線図

○ $\log Q \sim \log S$ 曲線図

○ $\log t \sim S$ 曲線図

○ $\Delta S / \Delta \log t \sim Q$ 曲線図

4-2 極限荷重の判定法

荷重 $\sim$ 沈下量曲線において、ある荷重にたいし沈下量が急激に増大し始め、これ以上荷重を増加することが難しく、曲線が沈下量軸にほぼ平行となる時、または試験時に載荷板が大きく傾斜したり、あるいは載荷板周辺の地盤に大きな亀裂や盛り上がりが生じたりするなど地盤の破壊的状況の発生によって載荷が難しくなった場合には、その時の荷重を極限支持力と判断する。

また、このような現象が生ぜず極限支持力と決定することが難しい場合には、沈下量が 5cm (載荷板幅の15%) を越えない範囲において次のうちいずれか小さな荷重を極限支持力とする。

①沈下の増加が大きくなり、沈下が直線的に増加し始める荷重

② $\log Q \sim S$ 曲線が沈下軸にほぼ平行になり始める荷重

尚、沈下が 5cm の範囲内において、①もしくは②のいずれの荷重も認め難い場合には、支持力に達していないと判断し、極限支持力を求める必要はないものとする。

土質工学会「地盤の平板載荷試験方法・同解説25条(2)の解説より」

4-3 降伏荷重の判定法

次に示す種々の図を作成し、総合的に判断して降伏荷重を判定する。

I) $\log Q \sim \log S$ 曲線

処女荷重と処女荷重の最終沈下量を両対数紙上にプロットし、これらの測定点を結ぶ直線が急折する点を降伏荷重とする。

II) $S \sim \log t$ 曲線

処女荷重における沈下量と時間を片対数紙上にプロットした場合、多数の曲線群が描ける。これらの曲線が直線的な性状から上に向かって凹状の曲線を示すようになる限界、または、直線上の勾配が急増する限界に当る荷重を降伏荷重とする。

III) $Q \sim \Delta S / \Delta \log t$ 曲線

各処女荷重段階の一定時間内 (例 1 ~ 30 分) の勾配 $ds/d \log t$ を処女荷重に対してプロットすると、直線が急折する点ができる。その時の荷重を降伏荷重とする。

4-4 地盤反力係数

地盤反力係数は、「荷重～沈下曲線」を基に次式によって求める

$$\text{地盤反力係数} (k) : k = \frac{\Delta P}{\Delta S} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

ここで、 ΔP : 単位面積当りの荷重の範囲 (kgf/cm^2)

ΔS : ΔP に対応する沈下 (cm)

i) 地盤反力係数

$$= \frac{P_2 - P_1}{S_2 - S_1} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

ここで、 P : 原則として 0 荷重とする。ただし、初期の状態に地盤の緩みや予備載荷の影響が認められる場合には、これらの影響が認められなくなったと判断される最小の荷重とする。 (kgf/cm^2)

P : 原則として最大荷重の 1/3 の荷重とする。 (kgf/cm^2)

S_1, S_2, P_1, P_2 にそれぞれ対応する沈下。 (cm)

ii) 地盤反力係数

(繰返し荷重に対する地盤反力係数)

$$= \frac{P - P_0}{S - S_0} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

ここで、 P : 原則として 0 荷重とする。0 荷重まで除荷しない場合には、対象とするサイクルの最小再載荷荷重とする。 (kgf/cm^2)

P : 対象とするサイクルにおいて再載荷荷重とこれによる沈下との関係がほぼ直線と見なし得る最大の荷重とする。 (kgf/cm^2)

S_0, S : 対象とするサイクルの再載荷の段階において P, P_0 にそれぞれ対応する沈下とする。 (cm)

以上、土質工学会「地盤の平板載荷試験方法・同解説」より抜粋

§5 試験結果

5-1 試験記録

(1) 変位測定

荷重と変位の関係を表 5-1 試験結果表に示した。又、載荷板沈下量は次の要領で求めた。

- 1) 沈下量は測定点 4 点の平均値とした。
- 2) 各荷重における最大沈下量を全沈下量とした。
- 3) 0 荷重時における沈下量を残留沈下量とした。
- 4) 全沈下量と残留沈下量との差を弾性変位量とした。

5-2 平板沈下量測定結果

平板沈下量の測定データは、§7. 測定データ集に示す。各処女荷重最終測定の結果を表 5-1 に示す。§4 データ解析方法に基いて、下記の結果図を作成した。

- 試験結果図 図 5-1
- $\log Q \sim S$ 曲線 図 5-2
- $\log Q \sim \log S$ 曲線 図 5-3
- $S \sim \log t$ 曲線 図 5-4
- $Q \sim \Delta S / \Delta \log t$ 曲線 図 5-5

ここで、 S : 平板沈下量

t : 経過時間

Q : 載荷々重

表5-1 試験結果表

工事件名: 雪崩予防柵基礎 平板載荷試験

試験月日: 平成 2 年 7 月 3 日

工事場所: 新潟県妙高村中島新田地先

載荷板寸法: PL-300*25 (mm)

サイクル	荷 重 (tf)	荷重度 (tf/m ²)	最大変位 (mm)	塑性変位 (mm)	弾性変位 (mm)	備 考
1	0.30	4.3	0.26			
1	0.60	8.6	1.09			
1	0.90	12.9	2.35	1.60	0.75	
2	1.20	17.1	4.27			
2	1.50	21.4	6.22			
2	1.80	25.7	9.15	7.08	2.07	
3	2.10	30.0	12.89			
3	2.40	34.3	16.54			
3	2.70	38.6	21.87			
3	3.00	42.9	29.19	24.82	4.37	

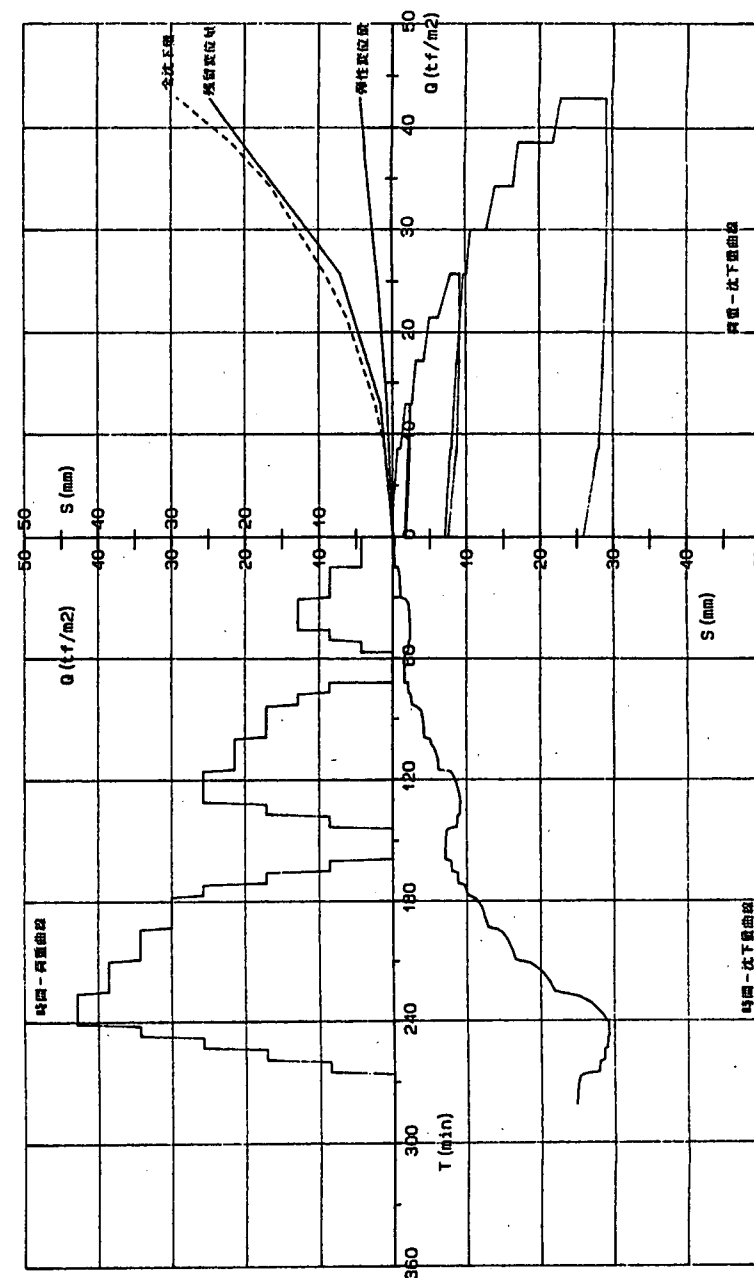


図 1-5 結果縫合図

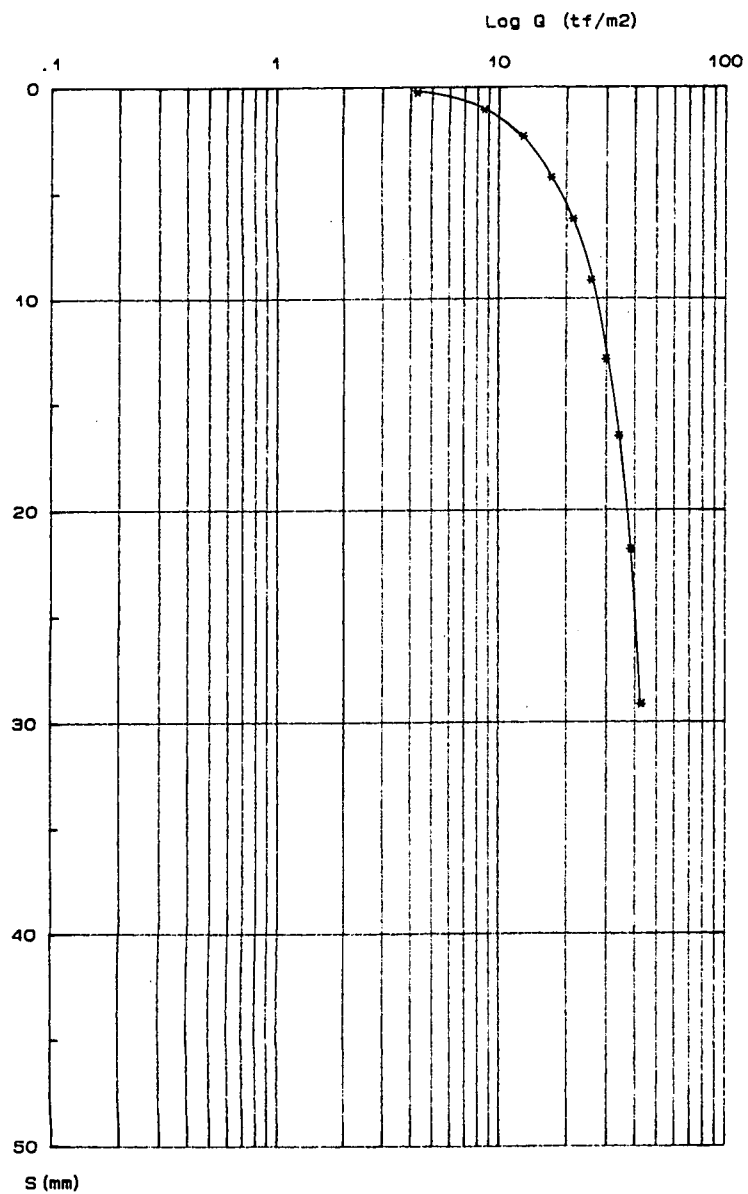


图 5-2 $\log Q - S$ 曲线图

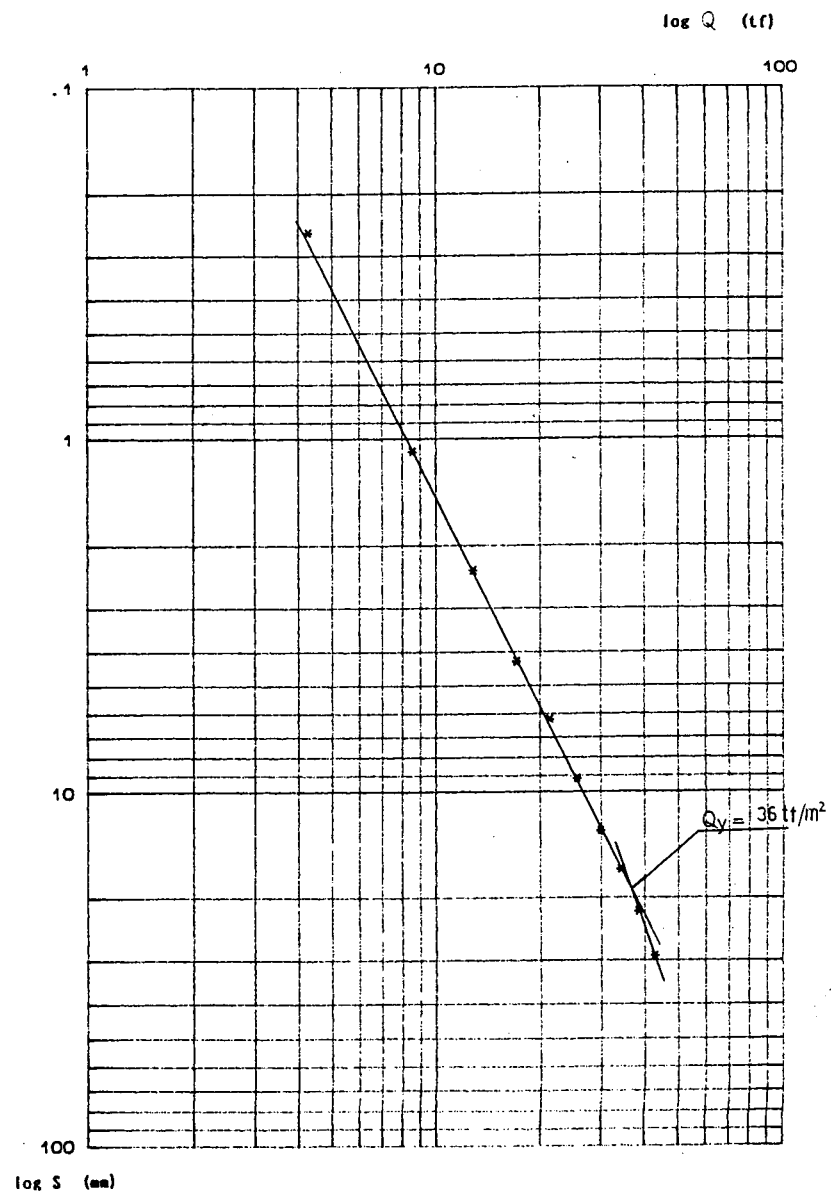


图 5-3 $\log Q - \log S$ 曲线图

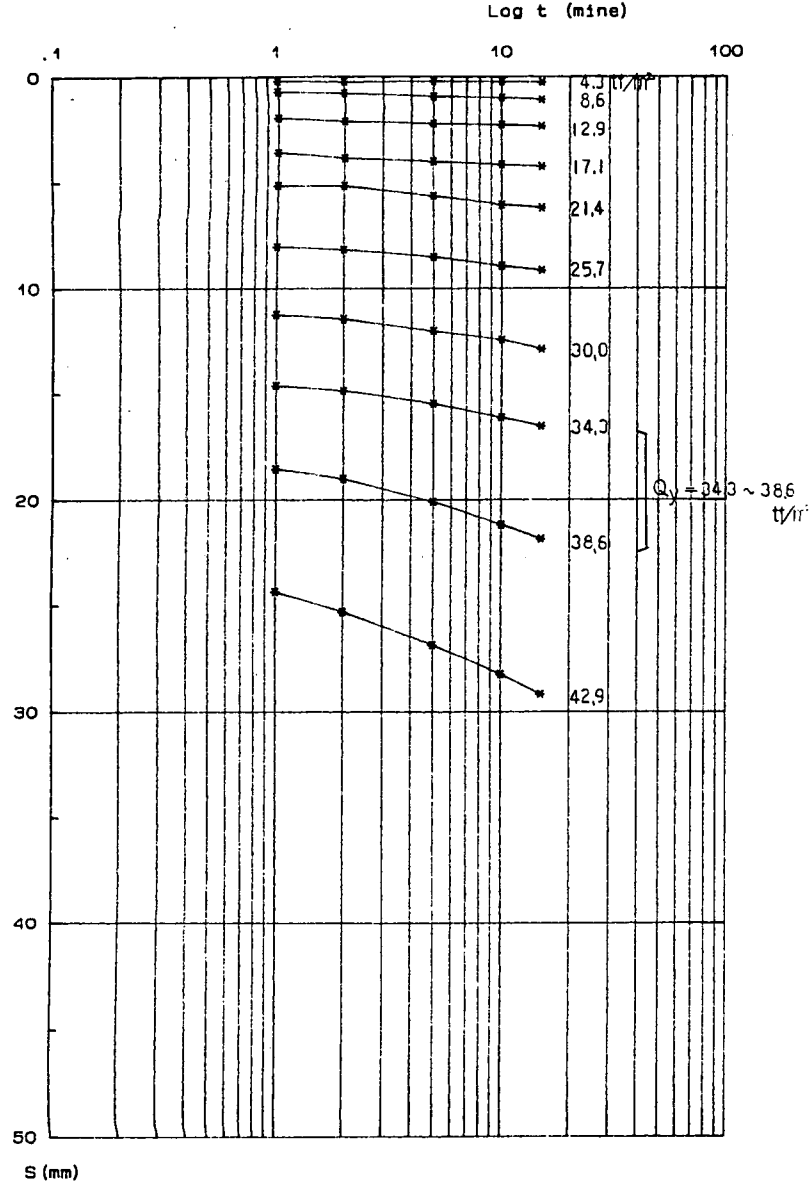
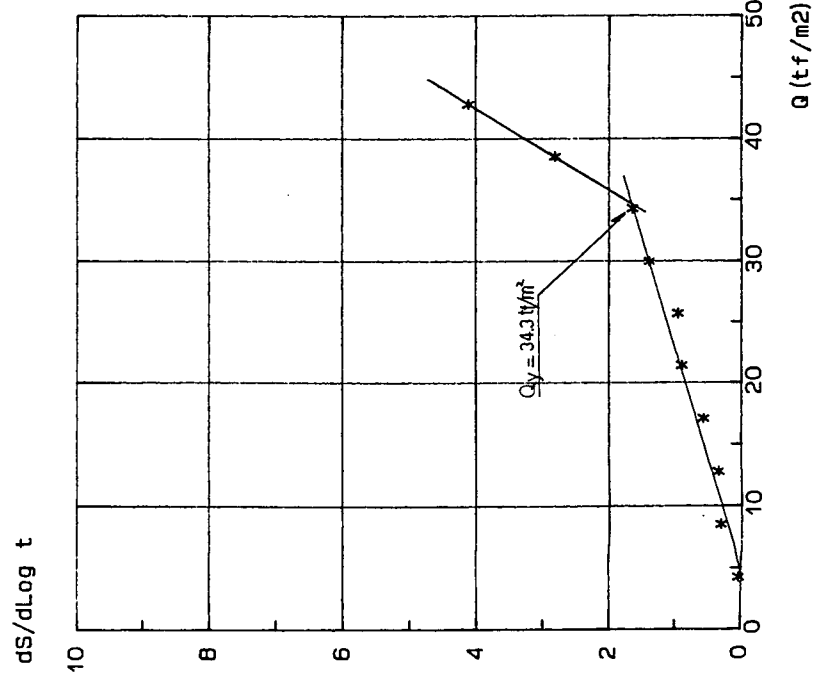


圖 5-4 $\log Q - S$ 曲線圖



$Q \ (t/m^2)$	$S1 \ (mm)$	$S2 \ (mm)$	$ds \ (mm)$	$ds/dLOG \ t$
4.3	0.21	0.26	0.05	0.0383
8.6	0.71	1.09	0.37	0.3167
12.9	1.94	2.35	0.41	0.3465
17.1	3.60	4.27	0.67	0.5718
21.4	5.17	6.22	1.05	0.8928
25.7	8.03	9.15	1.12	0.9544
30.0	11.26	12.89	1.63	1.3881
34.3	14.61	16.54	1.93	1.6432
38.6	18.57	21.87	3.30	2.8059
42.9	24.36	29.19	4.83	4.1068

圖 5-5 $\log t - Q$ 曲線圖

5-3 荷重～沈下性状

図5-1に平板沈下量測定データによる試験結果図（荷重～沈下量曲線、時間～荷重曲線、時間～沈下量曲線、及び荷重～弾性変位曲線、荷重～残留沈下量曲線）を一覧図として示した。

図5-1によれば、荷重～沈下量の関係からは、滑らかな曲線であった。

最大載荷々重 $Q_{max} = 42.9 \text{ tf/m}^2$ での最大沈下量は $S_{max} = 29.19\text{mm}$ （載荷板の9.73%）であった。

又、残留沈下量は全沈下量の85.0%であり、残りの15.0%は弾性変位量であった。

5-4 極限荷重の判定

極限荷重の判定は、S4、4-2の判定方法に従い、図5-1及び図5-2より極限荷重を判定する。

両図から検討すると、曲線が沈下量軸に平行に成るまでには、至らなかった。又、平板沈下量から検討しても、最大載荷々重 $P_{max} = 42.9 \text{ tf/m}^2$ 最終測定時の平板沈下量が $S_{max} = 29.19\text{mm}$ （平板幅の9.73%）と極限荷重の目安値（載荷板幅の15%）には余裕があり、以上の事を考えあわせ極限荷重の判定を行うと、各図及び沈下量ともに極限状態には至らずに試験が終了し、今回の試験では極限荷重は判定されなかった。

5-5 降伏荷重の判定

降伏荷重の判定は、下記に示すとおりであった。

$\log Q \sim \log S$ 曲線		36 tf/m^2
$S \sim \log t$ 曲線		$34.3 \sim 38.6 \text{ tf/m}^2$
$Q \sim \Delta S / \Delta \log t$ 曲線		34.3 tf/m^2

今回の試験での降伏荷重は、 34.3 tf/m^2 と判定された。

§ 6 まとめ

6-1 長期許容支持力度判定

建築学会及び土質工学会は、平板載荷試験を実施した場合の長期許容支持力度は、試験より判断される極限荷重の1/3 及び降伏荷重の1/2 のいずれか小さいほうを採用するとしている。

今回の試験では、極限荷重に至らずに試験が終了したため、長期許容支持力度は、下記のように判定された。

$$R_a = 1/3 \times \text{最大荷重 } Q_y = 1/3 \times 42.9 = 14.30 \text{ tf/m}^2$$

$$R_a = 1/2 \times \text{降伏荷重 } Q_y = 1/2 \times 34.3 = 17.15 \text{ tf/m}^2$$

よって、本試験地盤の長期許容支持力度は 14.30 tf/m²の耐力を保有している結果が確認された。

6-2 地盤反力係数の評価

各処女荷重を対象に、原点と結ぶ地盤反力係数 K_v と、各処女荷重に対応する試験地盤の変形係数 E の計算結果を、表 6-1 に示した。

又、荷重と地盤反力係数の結果図を図 6-1 に示した。その結果によると、設計荷重時における地盤反力係数はおよそ 4.8 kg/cm² であった。

尚、各処女荷重に対する試験地盤の変形係数 E を、次式により求め計算結果を図 6-2 に示した。

$$E = I_p B (1 - \nu^2) \frac{\Delta Q}{\Delta S}$$

ここに、 E : 地盤の変形係数 (tf/m²)

I_p : 基礎底面の形状と剛性によって決まる係数 0.79

ν : 基礎のポアソン比

ν : 0.3 と仮定

B : 基礎の短辺長さ (m) $B = 0.3\text{m}$ (載荷板)

ΔQ : 計算する測定値の載荷重 (0 荷重を基準にして) (tf/m²)

ΔS : 載荷重に対応する載荷板の沈下量 (直前の 0 荷重を基準にして) (m)

表 6-1 地盤反力係数

[Kvs, Evs]

荷 重 (tf)	荷重度 (t/m ²)	S (mm)	Kvs (kg/cm ³)	Evs (tf/m ²)	備 考
0.30	4.29	0.26	16.64	3589.51	
0.60	8.57	1.09	7.90	1703.78	
0.90	12.86	2.35	5.47	1179.96	
1.20	17.14	4.27	4.01	865.35	
1.50	21.43	6.22	3.45	743.60	
1.80	25.71	9.15	2.81	605.93	
2.10	30.00	12.89	2.33	501.95	
2.40	34.29	16.54	2.07	447.06	
2.70	38.57	21.87	1.76	380.46	
3.00	42.86	29.19	1.47	316.70	

[Kvr, Evr]

荷重 (tf)	荷重度 (t/m ²)	S0 (mm)	Sr (mm)	Kvr (kg/cm ³)	Evr (tf/m ²)	備 考
0.90	12.86	1.60	2.63	12.48	2692.1	
1.80	25.71	7.08	10.16	8.35	1800.6	

Kv (kg/cm³)

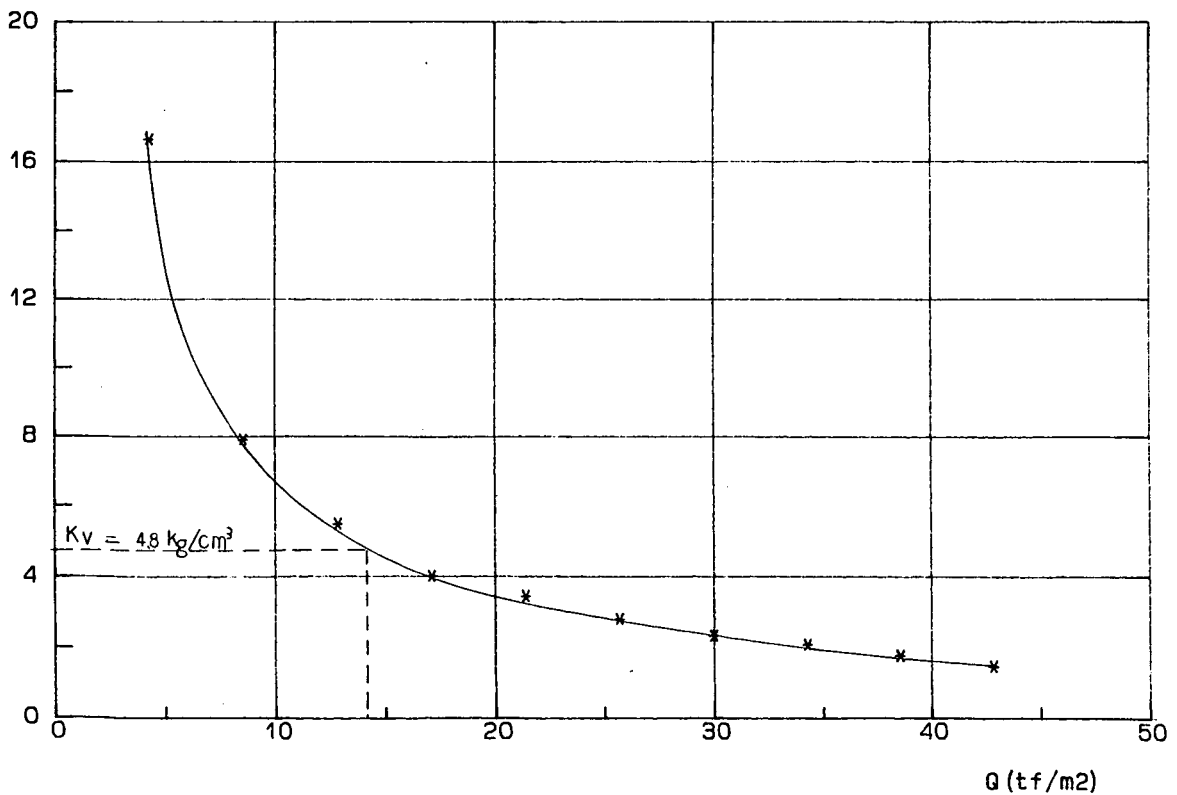


図 6-1 荷重と地盤反力係数の結果図

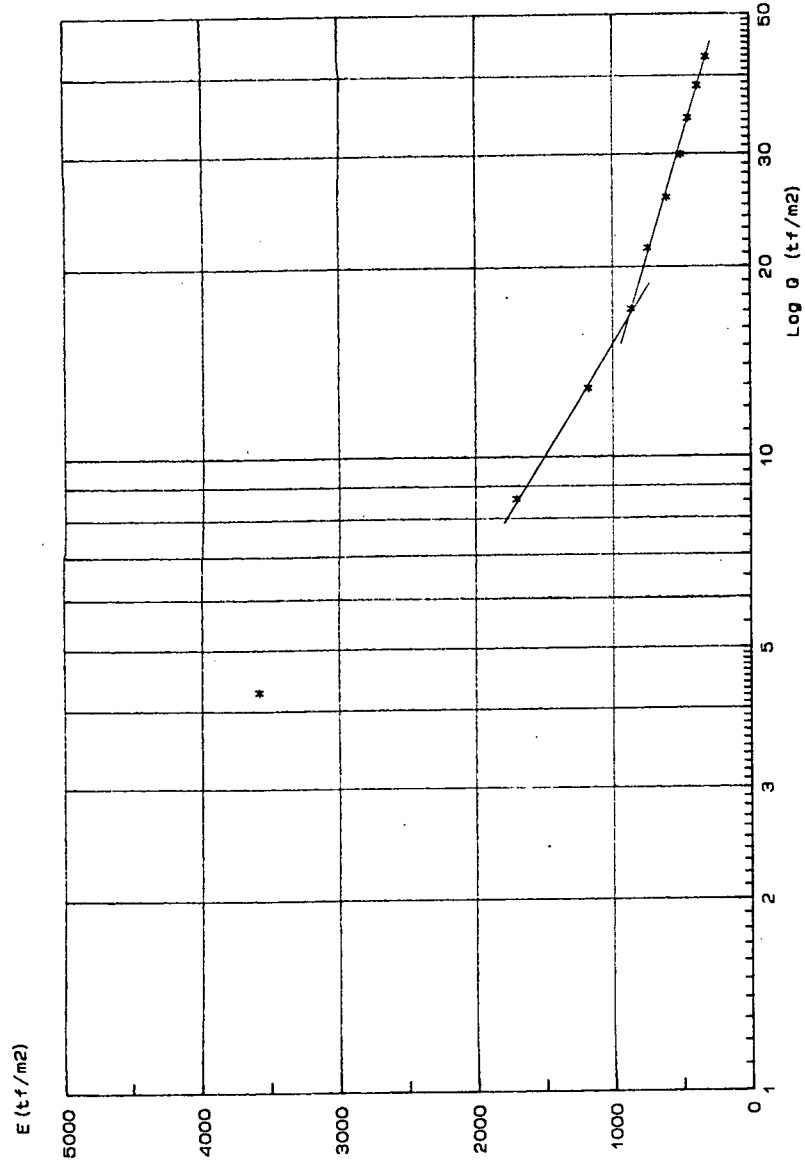


図 2-9 荷重と地盤の変形係数の結果図

§ 7. 測定データ集

データ シート

(1)

サイクル	荷重 (tf)	荷重度 (tf/m ²)	時 刻 (:)	経過時間 (mine)	沈下量 (1/100 mm)					備 考
					A	B	C	D	AVE	
	0.30	4.3	11:44	0	8	8	27	25	17	
	0.30	4.3		1	11	13	33	28	21	
	0.30	4.3		2	18	18	37	26	25	
	0.30	4.3		5	12	14	33	30	22	
	0.30	4.3		10	17	17	34	29	24	
	0.30	4.3		15	18	17	38	30	26	
	0.60	8.6	11:59	0	52	59	80	73	66	
	0.60	8.6		1	59	61	84	81	71	
	0.60	8.6		2	67	65	95	89	79	
	0.60	8.6		5	82	81	111	101	94	
	0.60	8.6		10	87	85	118	106	99	
	0.60	8.6		15	104	89	115	126	109	
	0.90	12.9	12:15	0	179	147	180	202	177	
	0.90	12.9		1	194	171	194	218	194	
	0.90	12.9		2	213	184	214	235	212	
	0.90	12.9		5	223	195	224	247	222	
	0.90	12.9		10	227	203	226	255	228	
	0.90	12.9		15	240	205	238	257	235	
	0.60	8.6	12:30	0	239	209	233	256	234	
	0.60	8.6		5	241	203	235	253	233	
	0.30	4.3	12:36	0	227	193	206	233	215	
	0.30	4.3		5	218	186	205	231	210	
	0.00	0.0	12:41	0	195	152	167	203	179	
	0.00	0.0		1	190	132	160	192	169	
	0.00	0.0		2	187	134	153	191	166	

データ シート

(2)

サイクル	荷重 (tf)	荷重度 (tf/m ²)	時 刻 (:)	経過時間 (mine)	沈下量 (1/100 mm)					備 考
					A	B	C	D	AVE	
	0.00	0.0		5	184	131	149	194	165	
	0.00	0.0		10	187	120	146	195	162	
	0.00	0.0		15	187	119	135	200	160	
	0.60	8.6	13: 5	0	236	165	193	253	212	
	0.60	8.6		5	239	171	195	258	216	
	0.90	12.9	13:20	0	271	196	228	290	246	
	0.90	12.9		5	290	214	237	312	263	
	1.20	17.1	13:25	0	353	270	295	371	322	
	1.20	17.1		1	391	308	329	412	360	
	1.20	17.1		2	423	333	362	432	388	
	1.20	17.1		5	436	352	374	454	404	
	1.20	17.1		10	448	371	389	469	419	
	1.20	17.1		15	457	377	398	477	427	
	1.50	21.4	13:41	0	541	456	472	555	506	
	1.50	21.4		1	555	462	486	563	517	
	1.50	21.4		2	552	471	485	566	519	
	1.50	21.4		5	605	519	531	615	568	
	1.50	21.4		10	645	562	574	656	609	
	1.50	21.4		15	665	569	588	664	622	
	1.80	25.7	13:57	0	836	749	747	838	793	
	1.80	25.7		1	847	762	756	847	803	
	1.80	25.7		2	864	772	772	864	818	
	1.80	25.7		5	895	815	805	897	853	
	1.80	25.7		10	943	849	851	936	895	
	1.80	25.7		15	958	875	869	959	915	

データ シート

(3)

サイ クル	荷重	荷重度	時 刻	経過時間	沈下量 (1/100 mm)					備 考
	(tf)	(tf/m2)	(:)	(mine)	A	B	C	D	AVE	
	1.20	17.1	14:13	0	963	872	865	945	911	
	1.20	17.1		5	961	869	863	943	909	
	0.60	8.6	14:18	0	920	841	827	901	872	
	0.60	8.6		5	920	840	825	898	871	
	0.00	0.0	14:23	0	800	730	701	776	752	
	0.00	0.0		1	787	703	681	752	731	
	0.00	0.0		2	782	699	674	747	726	
	0.00	0.0		5	774	695	660	742	718	
	0.00	0.0		10	772	681	657	735	711	
	0.00	0.0		15	770	679	651	732	708	
	0.60	8.6	14:39	0	841	757	738	817	788	
	0.60	8.6		5	846	771	746	831	799	
	1.20	17.1	14:44	0	924	845	822	913	876	
	1.20	17.1		5	933	849	831	917	883	
	1.80	25.7	14:50	0	1023	929	904	1011	967	
	1.80	25.7		5	1076	973	957	1058	1016	
	2.10	30.0	14:56	0	1138	1036	1012	1117	1076	
	2.10	30.0		1	1193	1081	1061	1168	1126	
	2.10	30.0		2	1208	1106	1077	1190	1145	
	2.10	30.0		5	1270	1157	1134	1242	1201	
	2.10	30.0		10	1313	1203	1174	1284	1244	
	2.10	30.0		15	1359	1252	1216	1329	1289	
	2.40	34.3	15:13	0	1488	1372	1324	1453	1409	
	2.40	34.3		1	1543	1424	1372	1504	1461	
	2.40	34.3		2	1573	1450	1400	1523	1487	

データ シート

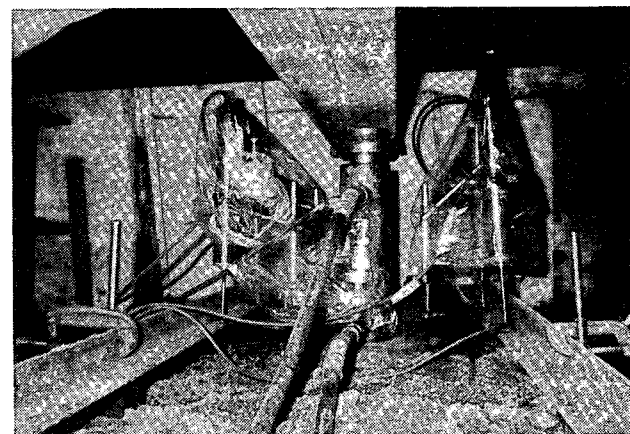
(4)

サイ クル	荷重	荷重度	時 刻	経過時間	沈下量 (1/100 mm)					備 考
	(tf)	(tf/m2)	(:)	(mine)	A	B	C	D	AVE	
	2.40	34.3		5	1634	1513	1462	1581	1548	
	2.40	34.3		10	1700	1579	1527	1646	1613	
	2.40	34.3		15	1737	1631	1562	1686	1654	
	2.70	38.6	15:29	0	1803	1686	1612	1751	1713	
	2.70	38.6		1	1962	1827	1750	1887	1857	
	2.70	38.6		2	2004	1879	1791	1933	1902	
	2.70	38.6		5	2119	1988	1899	2036	2011	
	2.70	38.6		10	2228	2100	2001	2146	2119	
	2.70	38.6		15	2302	2168	2064	2212	2187	
	3.00	42.9	15:44	0	2432	2283	2163	2308	2297	
	3.00	42.9		1	2567	2444	2292	2439	2436	
	3.00	42.9		2	2673	2543	2390	2528	2534	
	3.00	42.9		5	2833	2707	2533	2677	2688	
	3.00	42.9		10	2980	2845	2669	2806	2825	
	3.00	42.9		15	3071	2950	2754	2899	2919	
	2.40	34.3	16: 0	0	3084	2956	2763	2901	2926	
	2.40	34.3		5	3082	2954	2762	2898	2924	
	1.80	25.7	16: 7	0	3049	2955	2751	2870	2906	
	1.80	25.7		5	3053	2952	2752	2865	2906	
	1.20	17.1	16:12	0	3002	2922	2719	2819	2866	
	1.20	17.1		5	3006	2916	2719	2814	2864	
	0.60	8.6	16:18	0	2934	2868	2673	2745	2805	
	0.60	8.6		5	2918	2857	2655	2729	2790	
	0.00	0.0	16:24	0	2702	2675	2477	2519	2593	
	0.00	0.0		1	2643	2620	2419	2458	2535	

§ 8. 記録写真集



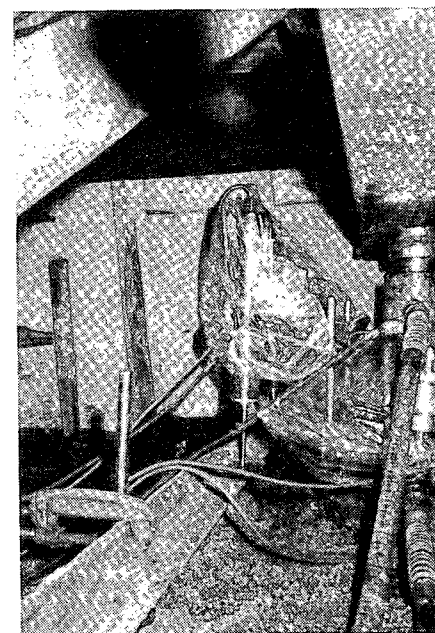
載荷装置全景



載荷板廻り



測定状況



変位量測定状況

雪崩予防柵検証実験基礎

土質試験

報告書

平成2年7月

株式会社 野本組

目次

土質試験結果一覧表	1
土の粒土試験結果	2
土粒子の比重試験結果	3
土の含水量試験結果	4
土の三軸圧縮試験結果	6
突固めによる土の締固め試験結果	9
単位体積重量試験結果	11
スウェーデン式サンディング試験結果	12
オランダ式コーン貫入試験結果	20
簡易貫入試験結果	24
記録写真	26

土質試験結果一覧表 (道路用)		報告用紙	
調査名・調査地点 実験用資材予備の設計		整理担当者	
試料番号	自然	5.00mm以下	
深さ m	~	~	~
粒 度 特 性	礫分 (2000 μ m以上) %	43.9	
	砂分 (75~2000 μ m) %	48.9	
	シルト分 (5~75 μ m) %	1.0	
	粘土分 (5 μ m以下) %	6.2	
	最大粒径 mm	50.80	
	均等係数 U_c	27.5	
コ ン シ デ ン シ ー 特 性	曲率係数 U_c	0.40	
	液性限界 w_L %		
	塑性限界 w_p %		
	塑性指数 I_p		
分 類	日本統一土質分類	(S-C)g	
	三角定規分類	S-F	
土粒子の比重 G_s		2.668	
自 然 状 態	含水比 w %	12.7	13.3
	湿潤密度 A g/cm ³		1.927
	乾燥密度 A_d g/cm ³		
	間隙比 e		
	飽和度 S_r %		
締 固 の 特 性	試験方法		1.1.2
	最適含水比 w_{opt} %		16.86
	最大乾燥密度 A_{max} t/m ³		1.748
C B R 特 性	室内試験	試料の状態	
		含水比 w %	
		乾燥密度 A_d t/m ³	
		C B R %	
	現場試験	含水比 w %	
		乾燥密度 A_d t/m ³	
三軸		UU	
C		0.48	
φ		40.4	

備考

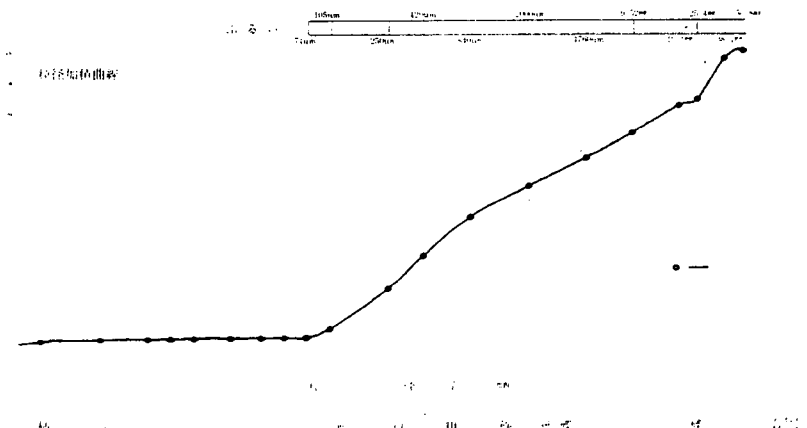
JIS A 1204	土の粒度試験結果	報告用紙
------------	----------	------

調査名・調査地点 実験用資材予備の設計

試験年月日 2 年 6 月 15 日

試験者

試料番号	No. 自然	No.	試料番号	No. 自然	No.
深さ m	m	m	深さ m	m	m
4.75mm以上の粒子 %			4.75mm以上の粒子 %	34.8	
細粒分 4.75~2mm %	9.0	43.9	細粒分 4.75~2mm %		
粗砂分 2~0.42mm %	22.3		粗砂分 2~0.42mm %		
細砂分 0.42~0.075mm %	26.6	48.9	細砂分 0.42~0.075mm %		
シルト分 0.075~0.005mm %	1.0		シルト分 0.075~0.005mm %		
粘土分 0.005mm以下 %	6.2		粘土分 0.005mm以下 %		
最大粒径 mm	50.8000		最大粒径 mm		
60% 粒径 mm	2.8840		60% 粒径 mm		
30% 粒径 mm	0.3467		30% 粒径 mm		
10% 粒径 mm	0.1047		10% 粒径 mm		
均等係数 U_c	27.5		均等係数 U_c		
曲率係数 U_c	0.40		曲率係数 U_c		
土粒子の比重 G_s	2.668		土粒子の比重 G_s		
使用した分散剤	ヘキサメタリン酸ソーダ		使用した分散剤		



JIS A 1202 土 粒 子 の 比 重 試 験 記 録 用 紙

調査名・調査地点 実験用雪崩予防堤の設計 試験年月日 2 年 6 月 15 日
試験者

試料 番号・深さ	Na 自然 (m ~ m)			Na (m ~ m)		
測 定 番 号	1	2	3	1	2	3
比重びんの番号	46	47	48			
(乾燥土、又は湿潤土 + 蒸留水 + 比重びん)の質量 m_s g	150.400	148.420	155.680			
m_s をはかったときの内容物の温度 T °C	20	20	20			
容 器 番 号						
比重びんに入れた (乾燥土+容器)の質量 m_1 g	49.080	48.020	59.660			
乾燥土質量 m_1 g	36.000	35.030	46.540			
容器質量 m_2 g	13.080	12.990	13.120			
T °Cにおける(蒸留水+比重びん)の換算質量 m_w g	142.220	140.290	147.480			
$m_s + (m_w - m_2)$ g	4.900	4.860	4.920			
T °Cにおける土粒子の比重 G_T (式 1)	2.669	2.673	2.667			
補 正 係 数 K	0.9991	0.9991	0.9991			
15°Cにおける土粒子の比重 G_{15} (式 2)	2.667	2.671	2.665			
平 均 値	比 重 (7°C/15°C) = 2.668			比 重 (7°C/15°C) =		
T °Cにおける水の比重 G_T	0.9982340, 0.9982340, 0.998234					
4°Cにおける土粒子の比重 G_4 (式 3)	2.664	2.668	2.662			
平 均 値	比 重 (7°C/4°C) = 2.665			比 重 (7°C/4°C) =		
備 考						

試料番号・深さ	Na (m ~ m)			Na (m ~ m)		
測定番号	1	2	3	1	2	3
比重びんの番号						
(乾燥土+又は湿潤土+蒸留水+比重びん)の質量 m_s g						
m_s をはかったときの内容物の温度 T °C						
比重びんに入れた (乾燥土+容器)の質量 m_1 g						
乾燥土質量 m_1 g						
容器質量 m_2 g						
T °Cにおける(蒸留水+比重びん)の換算質量 m_w g						
$m_s + (m_w - m_2)$ g						
T °Cにおける土粒子の比重 G_T (式 1)						
補正係数 K						
15°Cにおける土粒子の比重 G_{15} (式 2)						
平均値	比重 (T °C 15°C) =			比重 (T °C 15°C) =		
T °Cにおける水の比重 G_T						
4°Cにおける土粒子の比重 G_4 (式 3)						
平均値	比重 (T °C 4°C) =			比重 (T °C 4°C) =		
備考						

注1・備え付けの比重びんの検定表より求める。注2・JISの表より求める。

JIS A 1203 土 の 含 水 量 試 験 記 録 用 紙

調査名・調査地点 実験用雪崩予防堤の設計 試験年月日 2 年 6 月 15 日
試験者

試料番号・深さ	含 水 比 測 定			平均含水比
測定番号	1	2	3	
Na 自然	Na 204	Na 218	Na 210	
m_s	m396.77, m360.88	m377.57, m344.60	m390.60, m356.17	
m	m360.88, m71.43	m344.60, m88.99	m356.17, m89.33	$w = 12.7 \%$
m	m35.89, m289.45	m32.97, m255.61	m34.43, m266.84	$w = 12.9 \%$
m	$w = 12.4 \%$	$w = 12.9 \%$	$w = 12.9 \%$	
Na	Na	Na	Na	
m_s	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	$w = \%$
Na	Na	Na	Na	
m_s	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	$w = \%$
Na	Na	Na	Na	
m_s	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	$w = \%$
Na	Na	Na	Na	
m_s	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	$w = \%$
Na	Na	Na	Na	
m_s	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	$w = \%$
Na	Na	Na	Na	
m_s	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	$w = \%$
Na	Na	Na	Na	
m_s	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	
m	m_s	m_s	m_s	$w = \%$

備考

$$\text{含水比 } w = \frac{m_s - m_c}{m_c} \times 100$$

$$= \frac{m_s}{m_c} \times 100 \%$$

m_s : (湿潤土+容器)質量 g
 m_c : (乾燥土+容器)質量 g
 m_c : 容器の質量 g
 m_w : 湿潤土中の水の質量 g
 m_s : 乾燥土質量 g

JIS A 1203	土の含水量試験	記録用紙
------------	---------	------

調査名・調査地点 実験用雷達予防壁の設計 試験年月日 2 年 6 月 18 日

試験者

試料番号 深さ	含 水 比 測 定			平均含水比
No. 5.00m 以下	No. 251	No. 254	No. 252	
m _s 106.26	m _s 99.10	m _s 117.86	m _s 101.84	u = 13.3%
m _w 99.10	m _w 45.28	m _w 109.47	m _w 94.41	
m _d 7.16	m _d 53.82	m _d 8.39	m _d 7.43	
u = 13.3 %	u = 13.1 %	u = 13.5 %		
No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	
No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	
No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	
No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	
No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	
No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	
No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	
No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	
No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	
No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	No. m _s m _w m _d u = %	

備考

$$\text{含水比 } u = \frac{m_w}{m_s} \times 100$$

$$= \frac{m_w}{m_s} \times 100 \quad \%$$

m_s: 湿潤土+容器質量 g
m_w: 乾燥土+容器質量 g
m_d: 容器質量 g
m_w: 湿潤土中の水の質量 g
m_s: 乾燥土質量 g

三軸圧縮試験 (UU, CU, CD) (初期状態) 圧密過程	報告用紙 I
------------------------------------	--------

調査名・調査地点 実験用雷達予防壁の設計 試験年月日 2 年 6 月 18 日

試料番号・深さ: No. 5.00m 以下 (m ~ m)

試験者

試料の一次性質	土質名称	試料の状態	試験機	番号	No.
※土粒子の比重 G _s		又は	型式		
※液性限界 w _L %		供試体の作製方法	圧密中の排水条件		片面、両面 ペーパードレーン併用
※塑性限界 w _p %					
供試体番号	No. 1	No. 2	No. 3	No.	No.
調 圧 σ _s kg/cm ²	0.5	1.0	2.0		
高 さ L _s cm	9.96	9.96	9.96		
直 径 D _s cm	5.05	5.05	5.05		
体 積 V _s cm ³	199.89	199.89	199.89		
質 量 m _s g	382.63	387.39	383.43		
湿潤密度 ρ _s g/cm ³	1.918	1.942	1.922		
含 水 比 w _s %					
乾 燥 質 量 m _d g					
※土粒子の体積 V _s cm ³					
※間 隙 比 e _s					
※飽 和 度 S _r %					
圧 密 時 間 t _s min					
体積圧縮量 ΔV ml					
※圧密後の間隙比 e _s					
電 温 °C					

時間-圧密曲線

(電) 土質工学会 不詳複製

0.1 1 10 100 1000
経過時間 t min

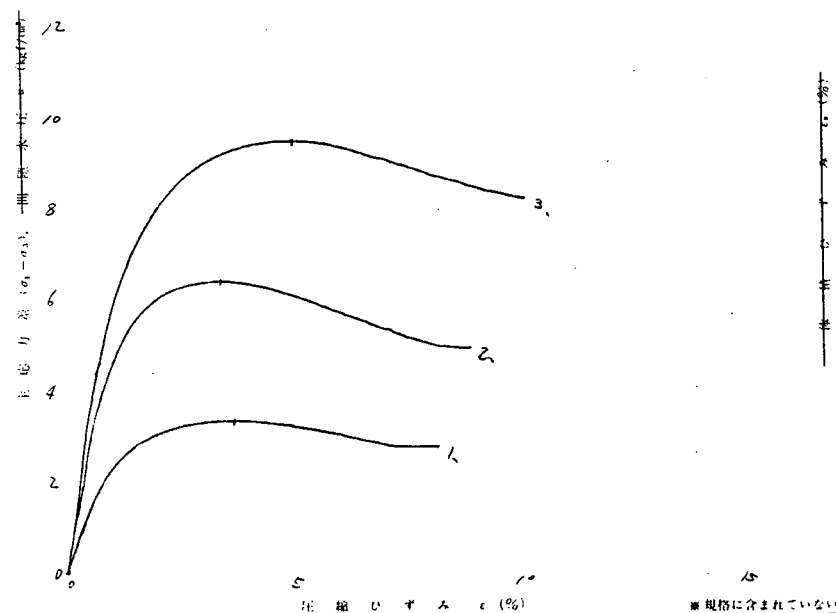
備考

$$V_s = \frac{m_s}{G_s \rho_w} \quad e_s = \frac{V_v}{V_s} - 1 \quad S_{r,s} = \frac{G_s}{e_s} w_s \quad e = e_s - \frac{\Delta V}{V_s}$$

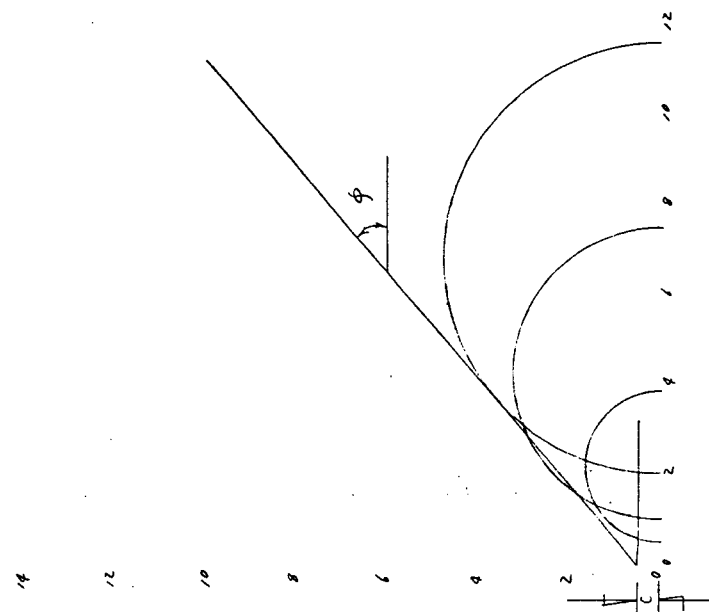
※規格に含まれていない。

三軸圧縮試験 (UU, CU, CD) (軸圧縮過程)		報告用紙 II				
調査名・調査地点 実験用雪崩予防壁の設計		試験年月日 2 年 6 月 18 日				
試料番号・深さ: No. 5.00m以下 (m ~ m)		試験者				
軸圧縮方法 (すみ制御, 応力制御, 両者併用)		力計ひょう量 500 kgf				
軸圧縮速度: 軸ひずみ速度 $\dot{\epsilon} = \%$ min, 応力増加速度 kgf/cm ² /min		室 温				
主 応 力 差 ビ ー ク 時	供 試 体 番 号	No. 1	No. 2	No. 3	No.	No.
	調 圧 σ_3 kgf/cm ²	0.5	1.0	2.0		
	主 応 力 差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ kgf/cm ²	3,300	6,220	9,510		
	圧 縮 ひ ず み ϵ_1 %	3.7	3.2	5.0		
	CU	■ 間隙水压 u_f kgf/cm ²				
	■ 間隙圧係数 A_f					
CD	■ 間 隙 比 e_f					
	体 積 ひ ず み ϵ_v %					
供 試 体 の 破 壊 状 況						

— $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon$ 曲線
— $\epsilon - \sigma_3$ 曲線
— $\epsilon - \sigma_1$ 曲線



三軸圧縮試験 (UU, CU, CD) (調圧 - 最大主応力差, 垂直応力 - セン断応力)		報告用紙 III	
調査名・調査地点 実験用雪崩予防壁の設計		試験年月日 2 年 6 月 18 日	
試料番号・深さ: No. 5.00m以下 (m ~ m)		試験者	
■ 強度定数	応 力 範 囲	c kgf/cm ²	ϕ 度
	正規圧密領域	0.28	20.2
	過 圧 密 領域	0.851	



調査名・調査地点 実験用雪崩防護の設計 試験年月日 2 年 6 月 18 日

試料番号・深さ: No. 5.00mm 以下 (m ~ m) 試験者

試験目的: 普通締固めの試験, モールド法による試験
 突固め方法: 第1方法, 第2方法, その他
 含水比: 乾燥処理前 13.3 % 乾燥処理後 4.2 % 試料の使用別: 繰返し法, 非繰返し法
 モールド: No. 101 質量: (モールド, 底板, スペースディスク) 計 1.897 kg
 容積: 10cmモールド 1000cm³, その他 cmモールド cm³

測定番号	1	2	3	4
湿潤試料+モールド質量 kg	3.628	3.712	3.813	3.940
湿潤試料質量 kg	1.731	1.815	1.916	2.043
湿潤密度 ρ_w t/m ³	1.731	1.815	1.916	2.043
含水比測定	No. 241 m_s 83.46 m , 88.54 m_s 88.54 m , 27.30 m_w 4.92 m , 61.24 $w = 8.03$ %	No. 245 m_s 106.74 m , 99.08 m_s 99.08 m , 30.52 m_w 7.66 m , 68.56 $w = 11.17$ %	No. 243 m_s 108.46 m , 99.02 m_s 99.02 m , 29.42 m_w 9.44 m , 69.60 $w = 13.56$ %	No. 269 m_s 125.80 m , 111.52 m_s 111.52 m , 26.83 m_w 14.38 m , 84.69 $w = 16.98$ %
	No. 240 m_s 100.75 m , 95.18 m_s 95.18 m , 25.57 m_w 5.57 m , 69.61 $w = 8.60$ %	No. 242 m_s 110.35 m , 102.26 m_s 102.26 m , 29.36 m_w 8.09 m , 72.90 $w = 11.10$ %	No. 246 m_s 114.25 m , 104.18 m_s 104.18 m , 29.08 m_w 10.07 m , 75.10 $w = 13.41$ %	No. 244 m_s 120.87 m , 107.51 m_s 107.51 m , 27.66 m_w 13.36 m , 79.85 $w = 16.73$ %
	平均含水比 w % 8.02	11.14	13.49	16.86
	乾燥密度 ρ_d t/m ³ 1.602	1.633	1.688	1.748

測定番号	5	6	7	8
湿潤試料+モールド質量 kg	3.944	3.901	3.872	
湿潤試料質量 kg	2.047	2.004	1.975	
湿潤密度 ρ_w t/m ³	2.047	2.004	1.975	
含水比測定	No. 255 m_s 172.03 m , 152.60 m_s 152.60 m , 45.25 m_w 19.43 m , 107.35 $w = 18.10$ %	No. 265 m_s 177.37 m , 155.50 m_s 155.50 m , 45.78 m_w 21.87 m , 109.72 $w = 19.93$ %	No. 258 m_s 181.75 m , 157.18 m_s 157.18 m , 46.50 m_w 24.57 m , 110.68 $w = 22.20$ %	No. 266 m_s 183.78 m , 158.60 m_s 158.60 m , 46.18 m_w 25.18 m , 112.42 $w = 22.40$ %
	No. 257 m_s 171.37 m , 151.96 m_s 151.96 m , 45.91 m_w 19.41 m , 106.05 $w = 18.30$ %	No. 249 m_s 170.07 m , 149.40 m_s 149.40 m , 46.12 m_w 20.67 m , 103.28 $w = 20.01$ %	No. 266 m_s 183.78 m , 158.60 m_s 158.60 m , 46.18 m_w 25.18 m , 112.42 $w = 22.40$ %	No. 266 m_s 183.78 m , 158.60 m_s 158.60 m , 46.18 m_w 25.18 m , 112.42 $w = 22.40$ %
	平均含水比 w % 18.20	19.97	22.30	
	乾燥密度 ρ_d t/m ³ 1.732	1.670	1.615	

備考 注1) その他の突固め方法 ランマー質量 kg, 落下高 cm, 突固めの回数 回/層, 層
 注2) 乾燥密度 $\rho_d = \frac{\rho_w}{w+100} \times 100$ t/m³

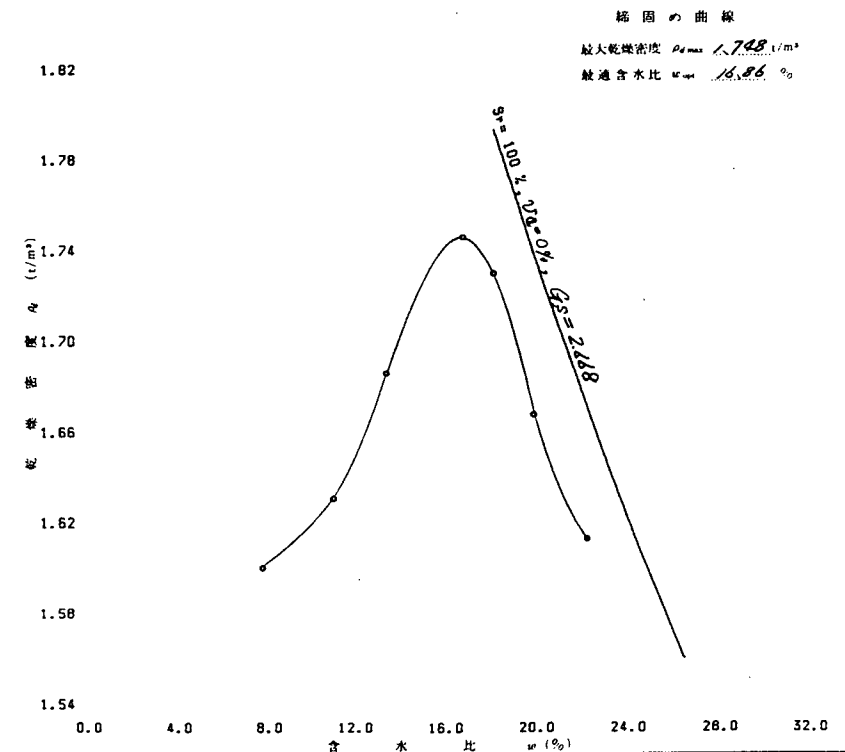
調査名・調査地点 実験用雪崩防護の設計 試験年月日 2 年 6 月 18 日

試料番号・深さ: No. 5.00mm 以下 (m ~ m) 試験者

試験目的: 普通締固めの試験, モールド法による試験
 突固め方法: 第1方法, 第2方法, その他
 含水比: 乾燥処理前 13.3 % 乾燥処理後 4.2 % 試料の使用別: 繰返し法, 非繰返し法
 モールド内径: 10cm, 15cm
 試料許容最大粒径 4.75 mm 許容最大粒径以上の粗粒分の乾燥質量百分率 %

測定番号	1	2	3	4	5	6	7	8
乾燥密度 ρ_d t/m ³	1.602	1.633	1.688	1.748	1.732	1.670	1.615	
平均含水比 w %	8.02	11.14	13.49	16.86	18.20	19.97	22.30	

1.86



備考 注1) その他の突固め方法 ランマー質量 kg, 落下高 cm, 突固めの回数 回/層, 層
 注2) 非乾燥法を用いた場合
 ゼロ空気間隙曲線 $\rho_{dmax} = \frac{\rho_w}{1/G_s + w/100}$ t/m³

単位体積重量試験結果

$$V = \frac{W_1 - W_2}{\gamma_{st}} \quad (\text{cm}^3)$$

$$W_0 = \frac{W}{1 + \frac{W_0}{100}} \quad (\text{g})$$

$$\gamma_t = \frac{W_0}{V} \quad (\text{g/cm}^3)$$

W₁ : 砂管の全体の重量 (g)

W₂ : 試験後の砂管の重量 (g)

γ_{st} : 標準砂の単位体積重量 = 1.45 (g/cm³)

W₀ : 土の含水比 (%)

W : 掘った土の重量 (g)

γ_t : 試験地盤の単位体積重量 (g/cm³)

試験結果

$$W_1 = 6.750 \text{ g} \quad W_2 = 2.650 \text{ g} \quad W = 5.700 \text{ g}$$

$$V = \frac{6.750 - 2.650}{1.45} = 2.827 \text{ cm}^3$$

$$W_0 = \frac{5.700}{1 + \frac{12.7}{100}} = 5.057 \text{ (g)}$$

$$\gamma_t = \frac{5.057}{2.827} = 1.78 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

JIS A 1221		スウェーデン式サウンディング試験		報告用紙	
調査名・調査地点		雪崩予防柵検証実験基礎		試験年月日 2 年 6 月 12	
天気		晴れ		試験者	
測点番号: No. 1		標高		測点番号: No. 2	
最終貫入深さ 17 m		作業時間		最終貫入深さ 15 m	
深さ	推定 柱状図	荷重 W _g kgf	貫入量 1 m 当たりの半回転数 N ₆₀	深さ	推定 柱状図
m		5 15 25 50 75 0	50 100 200 300 400	m	
0.1				0.1	
0.2				0.2	
0.3				0.3	
0.4				0.4	
0.5				0.5	
0.6				0.6	
0.7				0.7	
0.8				0.8	
0.9				0.9	
1.0				1.0	
1.1				1.1	
1.2				1.2	
1.3				1.3	
1.4				1.4	
1.5				1.5	
1.6				1.6	
1.7					
1.8					
1.9					

備考

土質記号
凡 例

砂
粘土
ビート

調査名・調査地点 雪崩予防柵検証実験基礎 試験年月日 2 年 6 月 12 日

天 候 晴れ

試 験 者

測点番号: No. 3 標 高 _____ m				測点番号: No. 4 標 高 _____ m			
最終貫入深さ 0.45 m 作業時間 ~				最終貫入深さ 0.54 m 作業時間 ~			
深さ m	推 定 柱状図	荷 重 W _{sw} kgf	貫入量 1 m 当たりの半回転数 N _{sw}	深さ m	推 定 柱状図	荷 重 W _{sw} kgf	貫入量 1 m 当たりの半回転数 N _{sw}
0.1		5 15 25 50 75 0	50 100 200 300 400	0.1		5 15 25 50 75 0	50 100 200 300 400
0.2				0.2			
0.3				0.3			
0.4				0.4			
0.5			貫入不能	0.5			貫入不能
0.6				0.6			
0.7				0.7			
0.8				0.8			
0.9				0.9			
1.0				1.0			
1.1				1.1			
1.2				1.2			
1.3				1.3			
1.4				1.4			
1.5				1.5			
1.6				1.6			
1.7				1.7			
1.8				1.8			
1.9				1.9			

備考 土質記号 凡 例 礫 粘土 砂 ビート

調査名・調査地点 雪崩予防柵検証実験基礎 試験年月日 2 年 6 月 12 日

天 候 晴れ

試 験 者

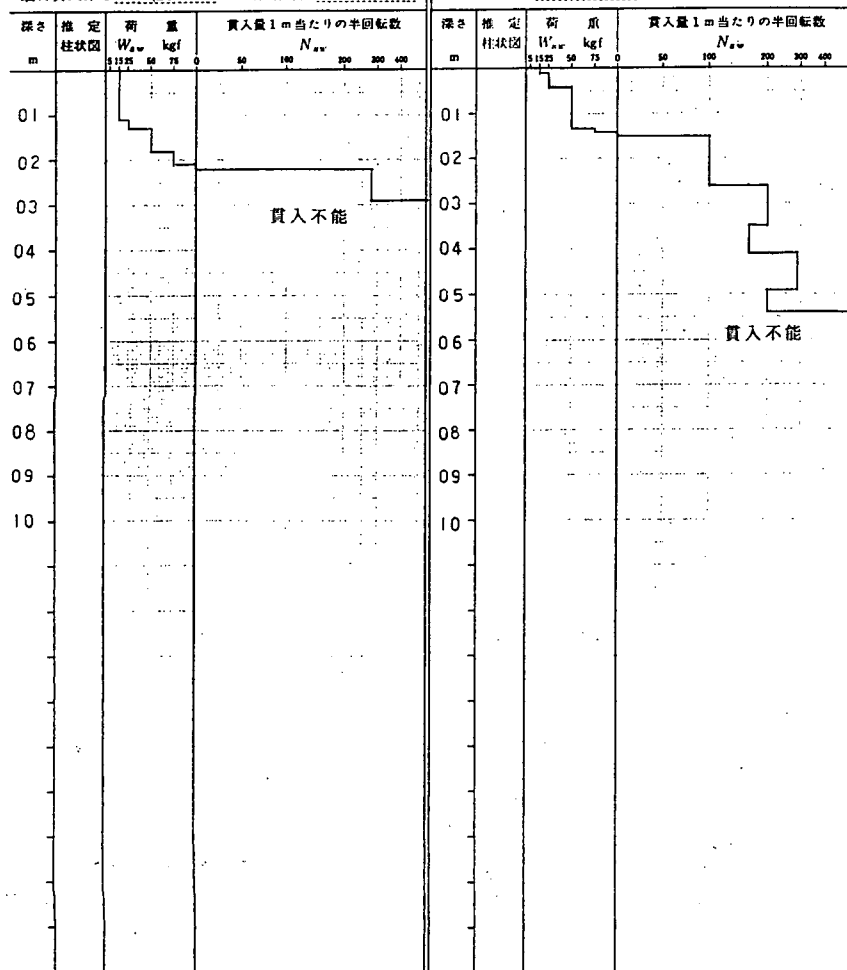
測点番号: No. 5 標 高 _____ m				測点番号: No. 6 標 高 _____ m			
最終貫入深さ 1.14 m 作業時間 ~				最終貫入深さ _____ m 作業時間 ~			
深さ m	推 定 柱状図	荷 重 W _{sw} kgf	貫入量 1 m 当たりの半回転数 N _{sw}	深さ m	推 定 柱状図	荷 重 W _{sw} kgf	貫入量 1 m 当たりの半回転数 N _{sw}
0.1		5 15 25 50 75 0	50 100 200 300 400	0.2			
0.2				0.4			
0.3				0.6			
0.4				0.8			
0.5				1.0			
0.6				1.2			
0.7				1.4			
0.8				1.6			
0.9				1.8			
1.0				2.0			
1.1				2.2			
1.2				2.4			
1.3				2.6			
1.4				2.8			
1.5				3.0			
1.6				3.2			
1.7				3.4			
1.8				3.6			
1.9				3.8			

備考 土質記号 凡 例 礫 粘土 砂 ビート

調査名・調査地点 雪崩予防柵検証実験基礎 試験年月日 2 年 6 月 13 日

天候 晴れ 試験者

測点番号: No. 7 標高 m
最終貫入深さ 0.29 m 作業時間 ~



備考 土質記号 凡例 砂 粘土 ビート

調査名・調査地点 雪崩予防柵検証実験基礎 試験年月日 2 年 6 月 12 日

天候 晴れ 試験者

測点番号: No. 1 標高 m
最終貫入深さ m 作業時間 ~

荷重 W _{sw} kgf	半回転数 N _a	貫入深さ D m	貫入量 L cm	1m 当たりの 半回転数 N _{sw}	配 事
5	0	0	0		
15		3	3		
25		7	4		
50		11	4		
75		15	4		
100		17	2		
	2	45	28	7	
	2	86	41	4.3	
	3	133	47	6.3	
	24	158	25	96	
	30	170	12	250	
5	0	0	0		
15		3	3		
25		6	3		
50		11	2		
75		17	9		
100		29	12		
	2	56	27	7.4	
	4	90	34	11.7	
	5	0	0		
	15	0	0		
	25	91	1		
	50	97	6		
	75	106	9		
	100	136	30		
	40	151	15	266.6	

備考

調査名・調査地点 雪崩予防柵検証実験基礎 試験年月日 2 年 6 月 13 日

天 候 晴れ 試験者

測点番号: Na 7 標高 m 測点番号: Na 8 標高 m
最終貫入深さ m 作業時間 最終貫入深さ m 作業時間

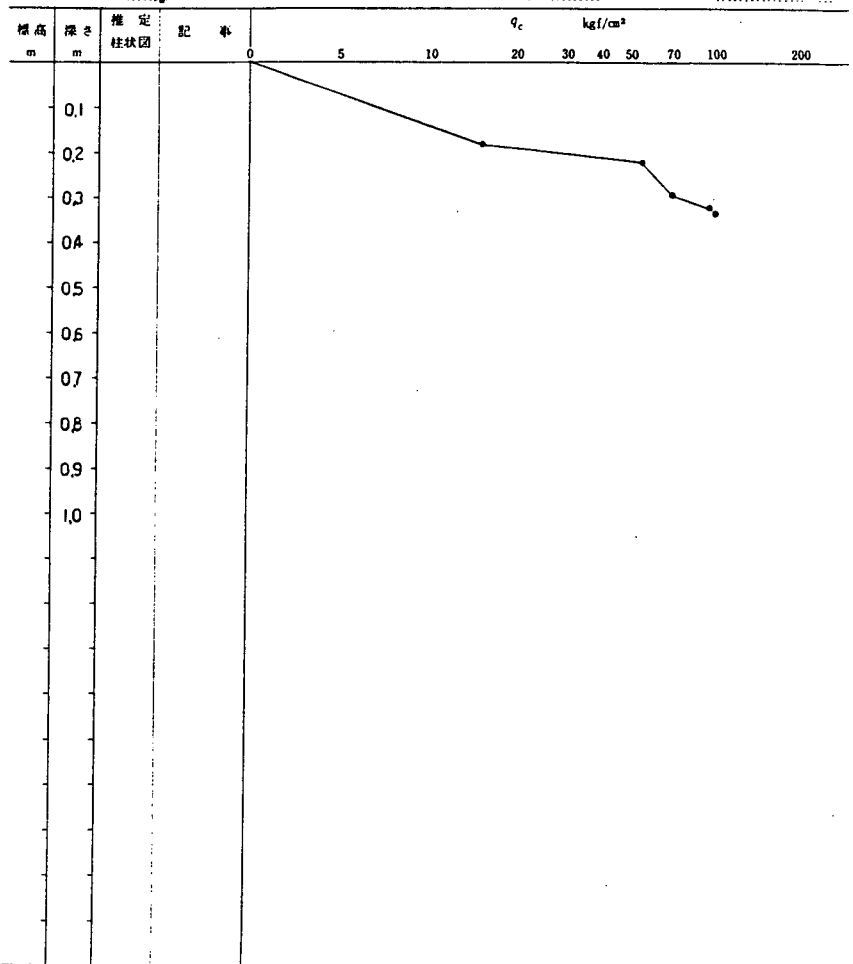
荷重 W_{sw} kgf	半回転数 N_a	貫入深さ D m	貫入長 L cm	1m当たりの 半回転数 N_{sw}	記 事	荷重 W_{sw} kgf	半回転数 N_a	貫入深さ D m	貫入長 L cm	1m当たりの 半回転数 N_{sw}	記 事
5	0	0	0			5	0	0	0		
15		11	11			15		1	1		
25		13	2			25		4	3		
50		18	5			50		13	7		
75		21	3			75		14	1		
100		22	1			100		15	1		
	20	29	7	285.7			10	26	11	90.9	
	10	29	0	—			20	35	9	222.2	
	10	29	0	—			10	41	6	166.6	
	10	29	0	—			20	48	7	285.7	
							12	54	5	200	
							10	55	1	1000	

備考

調査名・調査地点 雪崩予防柵検証実験基礎 試験年月日 2 年 6 月 12 日

測点番号: No 1 標高 晴れ m 試験者

天 候 晴 圧力計種類 最終貫入深さ 0.33 m



備考

土質記号凡例

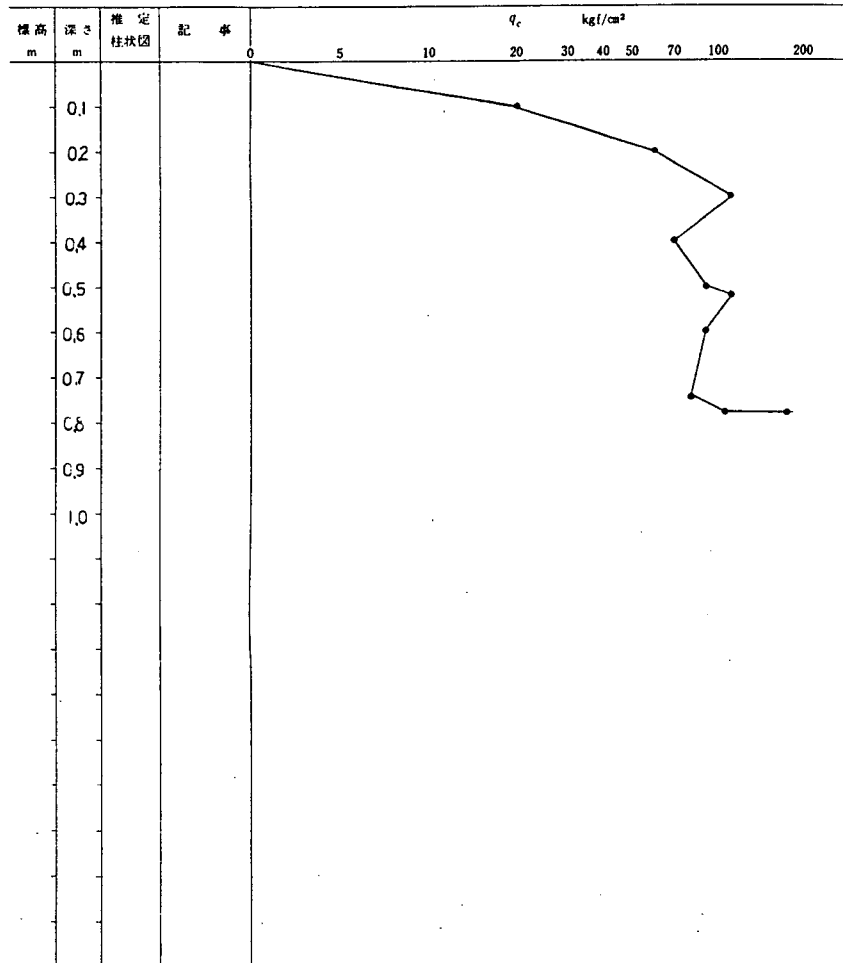


報告用紙

調査名・調査地点 雪崩予防柵検証実験基礎 試験年月日 2 年 6 月 13 日

測 点 番 号: No. 2 標 高 m 試 驗 者 .

天 候 晴れ 圧力計種類 最終貫入深さ 0.78 m



備考

土質記号凡例

(社)土質工学会 不許複製 1202

JIS A 1220

オランダ式二重管コーン貫入試験

記録用紙

調査名・調査地点 雪崩予防柵検証実験基礎 試験年月日 2 年 6 月 12 日

測 點 番 号: No. _____ 標 高 _____ m 試 驗 者 _____

アルドンゲージ ひょう量 kgf/cm² 校正係数

圧力計： 力 計 ひょう量 _____ kgf 校正係数 _____ kgf/cm²/目盛

天 候 晴れ 内管重量 _____ kgf/本 先端コーン重量 _____ kgf 貫入速度 _____ cm/s

[illegible]

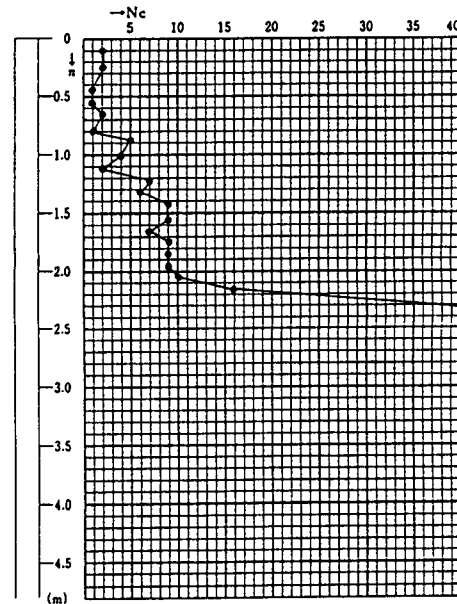
注1) 先端コーンと内管の合計重量

注2) q = 圧力計の読み $\times$ 校正係数 kgf/cm^2

(社)土質工学会 ☐ 不許複製 1201

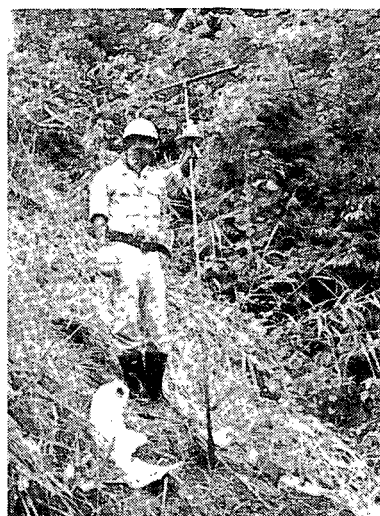
机械番号

記録写真集

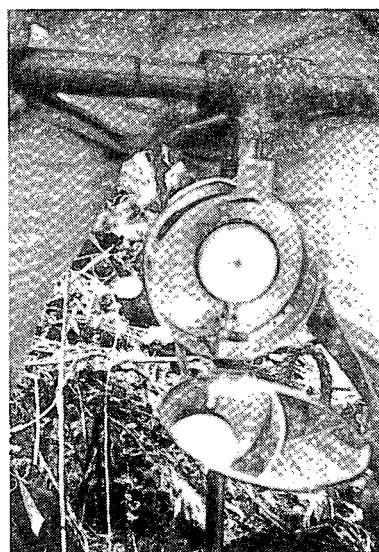


	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0	10.5	11.0	11.5	12.0	12.5	13.0	13.5	14.0	14.5	15.0
1	20	10	7	5	4	3	3	3	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	40	20	13	10	8	7	6	5	4	4	4	3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
3	60	30	20	15	12	10	9	8	7	6	5	5	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
4	80	40	27	20	16	13	11	10	9	8	7	6	5	5	5	5	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
5	100	50	33	25	20	17	14	12	11	10	9	8	7	7	7	7	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
6	120	60	40	30	24	20	17	15	13	12	11	10	9	9	8	8	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7
7	140	70	47	35	28	23	20	18	16	15	13	12	11	10	9	9	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
8	160	80	53	40	32	26	22	20	18	17	15	14	12	11	10	9	9	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
9	180	90	60	45	36	30	25	23	21	20	18	17	15	14	12	11	10	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
10	200	100	67	50	40	33	28	25	23	21	20	19	17	16	15	14	13	12	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11	11
15	300	150	100	75	60	50	43	38	33	30	27	25	23	21	20	19	18	17	16	15	14	14	13	12	12	12	11	11	10	10
20	400	200	133	100	80	67	57	50	44	40	36	33	31	28	27	25	24	22	21	20	19	18	17	17	16	15	15	14	14	13

Nc換算表の使い方 : N回打撃した時の買入量がdcmの時のNcを求める。
(例) 5回で8cm買入の時のNcは6である。



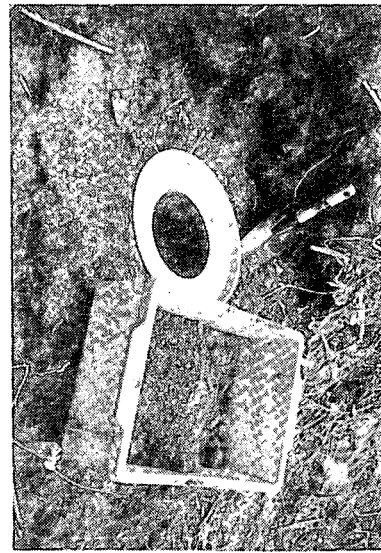
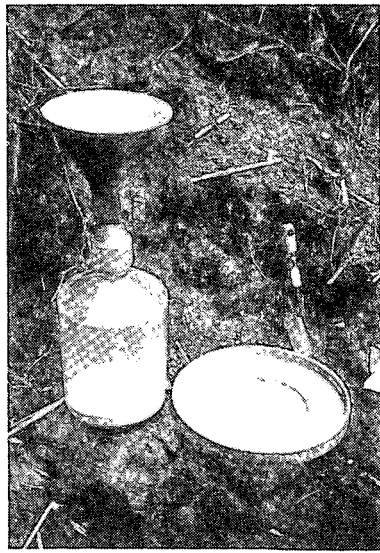
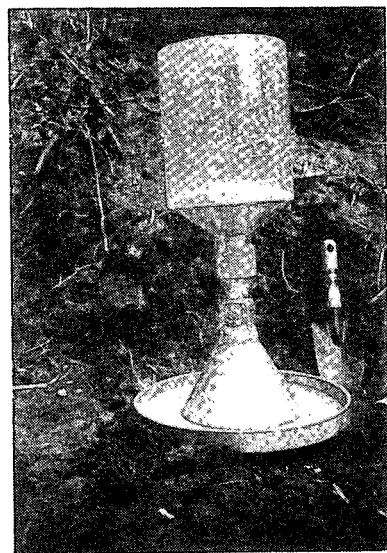
スウェーデン式サンディング試験



オランダ式コーン貫入試験

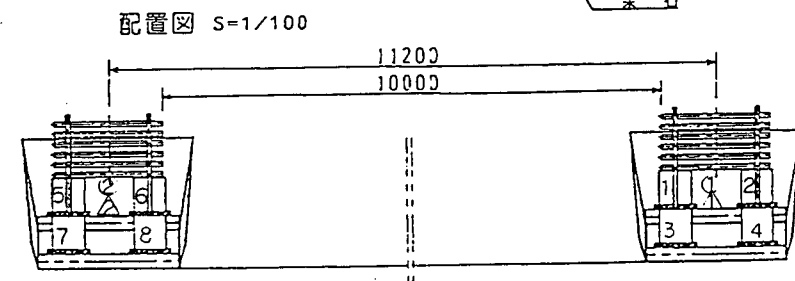
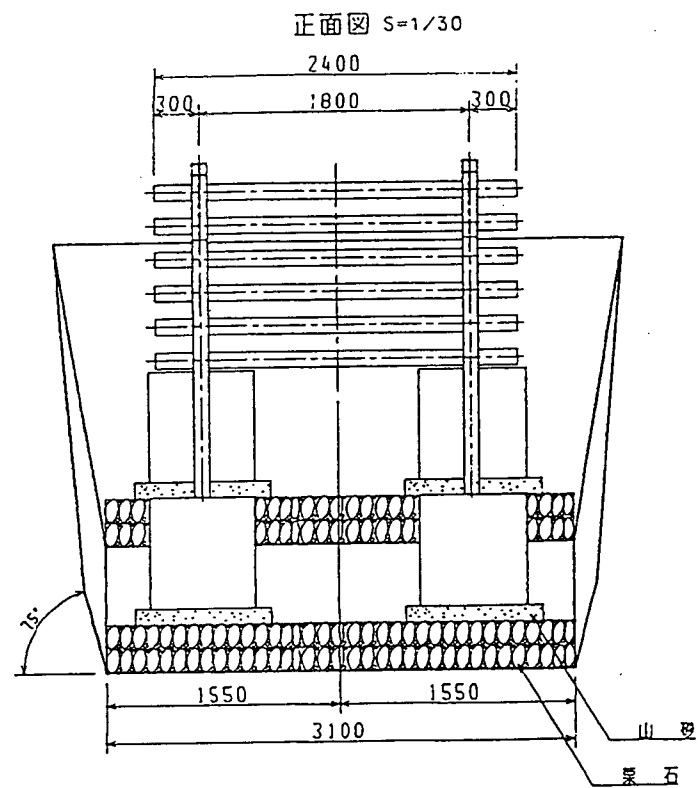


簡易貫入試験



単位体積重量試験

雪崩予防柵検証実験基礎設置図



1 ~ 8 スウェーデン式サンディング試験位置

① ~ ② オランダ式コーン貫入試験位置

△ ~ ▲ 簡易貫入試験位置

— 付 録 —

1. 共同研究の組織と参加会社
2. 会議開催状況



1. 共同研究の組織と参加会社

本研究は、建設省土木研究所と民間各社の参加で実施されている。組織的には雪崩予防施設技術開発委員会の下に幹事会、ワーキンググループが設けられ、その円滑な推進が計られている。各組織の構成は以下のとおりである。

雪崩予防施設技術開発委員会

委員長	柴田 正雄	建設省土木研究所	道路部長
委員	神崎 紘郎	建設省土木研究所	道路交通総括研究官
"	松村 哲男	建設省土木研究所	道路部道路研究室長
"	岡 邦彦	建設省土木研究所	道路部道路研究室研究員
"	綱木 亮介	建設省土木研究所	新潟試験所長
"	石平 貞夫	建設省土木研究所	新潟試験所主任研究員
"	中島 久男	建設省土木研究所	新潟試験所
"	新見 吉和	(株) 鋼材倶楽部	土木専門委員長
		〔新日本製鐵(株)〕	参与建材開発技術部長
"	三木 勝美	新日本製鐵(株)	建材開発技術部土木建材開発室掛長
"	榑 信昭	NKK[日本鋼管(株)]	建材技術開発部次長
"	西澤 信二	川崎製鐵(株)	エンジニアリング事業部建材技術部主査
"	飯村 修	住友金属工業(株)	土木鉄構技術部次長
"	前花 忠夫	(株) 神戸製鋼所	鉄鋼生産本部スラグ・建材部スラグ室主任部員
"	蓮尾 泰三	(株) 中山製鋼所	エンジニアリング事業部エンジニアリング営業グループ長補佐
"	菅澤 保則	トピー工業(株)	鉄構事業部技術総括部品質保証部長
"	末成 健夫	日鐵建材工業(株)	土木企画開発部土木企画開発第一室長
"	今村 宏司	日本鋼管ライフ・システム(株)	営業本部土木技術部部長
"	安田 誠宏	川鉄建材工業(株)	技術研究所土木製品技術室主任研究員
"	田中 幹夫	住金鋼材工業(株)	技師長
"	川口 芳之	神鋼建材工業(株)	技術開発部部長
"	押尾 祐三	東京製綱(株)	機工設計部部長

雪崩予防施設技術開発幹事会

幹事長	松村 哲男	建設省土木研究所	道路部道路研究室長
幹事	岡 邦彦	建設省土木研究所	道路部道路研究室研究員
"	綱木 亮介	建設省土木研究所	新潟試験所長
"	石平 貞夫	建設省土木研究所	新潟試験所主任研究員
"	中島 久男	建設省土木研究所	新潟試験所
"	末成 健夫	日鐵建材工業(株)	土木企画開発部土木企画開発第一室長
"	畑田 佳則	(株)中山製鋼所	エンジニアリング事業部製品開発グループ開発第二チーム
"	石川 秀也	日鐵建材工業(株)	土木企画開発部土木企画開発第一室課長
"	今村 宏司	日本鋼管パイプス(株)	営業本部土木技術部部長
"	安田 誠宏	川鉄建材工業(株)	技術研究所土木製品技術室主任研究員
"	波多江 俊一	住金鋼材工業(株)	営業技術部土木仮設課長
"	柴田 忠志	神鋼建材工業(株)	床版建設本部臨時建設室担当次長
"	三原 浩稔	東京製鋼(株)	研究所課長

雪崩予防施設技術開発ワーキンググループ

WG長	岡 邦彦	建設省土木研究所	道路部道路研究室研究員
委員	石平 貞夫	建設省土木研究所	新潟試験所主任研究員
"	中島 久男	建設省土木研究所	新潟試験所
"	堅川 勝三	(株)中山製鋼所	エンジニアリング事業部製品開発グループ開発第三チーム
"	石川 秀也	日鐵建材工業(株)	土木企画開発部土木企画開発第一室課長
"	高野 孝一	日本鋼管パイプス(株)	営業本部土木技術部セグメントチーム
"	青木 幹人	川鉄建材工業(株)	土木技術部道路・フェンス製品室副長
"	平山 智良	住金鋼材工業(株)	営業技術部設計システム課
"	松田 博	神鋼建材工業(株)	技術開発部開発グループ担当課長
"	吉田 泰則	東京製鋼(株)	機工設計部

2. 会議開催状況

開催月日	会議名	場所
平成2年		
4月26日	第16回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄鋼会館
5月17日	第17回 雪崩予防施設技術開発WG	土木研究所
6月8日	第13回 雪崩予防施設技術開発幹事会	土木研究所
6月20日	第4回 雪崩予防施設技術開発委員会	鉄鋼会館
6月26～27日	第18回 雪崩予防施設技術開発WG	(株)中山製鋼所
7月10日	第19回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄鋼会館
7月20日	第20回 雪崩予防施設技術開発WG	土木研究所
8月1日	第21回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄鋼会館
8月28日	第22回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄鋼会館
9月5～6日	第14回 雪崩予防施設技術開発幹事会	新潟試験所
9月12日	第23回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄鋼会館
10月9日	第5回 雪崩予防施設技術開発委員会	土木研究所
10月11～12日	第24回 雪崩予防施設技術開発WG	土木研究所
10月30日	第25回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄鋼会館
11月20日	第26回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄鋼会館
12月18～21日	第27回 雪崩予防施設技術開発WG 雪圧シミュレーション講習会	土木研究所
平成3年		
1月9日	第15回 雪崩予防施設技術開発幹事会	鉄鋼会館
1月18日	第28回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄鋼会館
1月30日	第29回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄鋼会館
2月6日	第30回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄鋼会館
2月7～8日	検証実験現地調査	酒田工事事務所
2月14日	第16回 雪崩予防施設技術開発幹事会	鉄鋼会館
2月28～29日	第31回 雪崩予防施設技術開発WG	新潟試験所
3月26日	第32回 雪崩予防施設技術開発WG	住金鋼材工業(株)
4月9～10日	第33回 雪崩予防施設技術開発WG	土木研究所
4月16日	第34回 雪崩予防施設技術開発WG	日鐵建材工業(株)
4月24日	第17回 雪崩予防施設技術開発幹事会	鉄鋼会館
5月17日	第35回 雪崩予防施設技術開発WG	住金鋼材工業(株)
6月12日	第36回 雪崩予防施設技術開発WG	鉄鋼会館
6月19日～	第18回 雪崩予防施設技術開発幹事会	鉄鋼会館
6月20～21日	第37回 雪崩予防施設技術開発WG	土木研究所
7月10日	第38回 雪崩予防施設技術開発WG	日本鋼管ライトスチール(株)
8月1日	第39回 雪崩予防施設技術開発WG	住金鋼材工業(株)
8月22日	第19回 雪崩予防施設技術開発幹事会	住金鋼材工業(株)
9月27日	第6回 雪崩予防施設技術開発委員会	鉄鋼会館
10月3～4日	第40回 雪崩予防施設技術開発WG	新潟試験所

雪崩予防施設の設計・設置法に 共同研究報告書第67号
関する共同研究報告書(その3) 平成3年9月(1991)
道路研究室

要 旨

本報告は、建設省土木研究所と(株)鋼材倶楽部との共同研究として昭和63年度から平成2年度までに行った「雪崩予防施設の設計設置法に関する研究」について、平成2年度実施分の成果をとりまとめたものである。

本共同研究は、現地における雪圧観測を通して雪崩予防施設に作用する雪圧特性を解明し、有効かつ経済的な雪崩予防施設の設計、設置基準作成のための基礎資料を得ることを目的とするものである。そこで本報告書は平成2年度実施分の研究成果として、雪圧観測結果をもとに本研究で提案するグライド係数と雪圧分布形状の妥当性を検討した成果、および検証用予防柵を用いて地盤反力係数を考慮した基礎構造の設計方法について検証した成果、さらに雪崩予防柵の設計に用いる雪圧の分布形状を雪圧シミュレーションによって解析した成果などについて、これらの研究成果を1冊にまとめたものである。

キーワード：雪崩予防柵、雪圧、グライド、クリープ、積雪、設計、シミュレーション、有限要素法、基準、指針、地盤反力係数



郵便はがき

四十一円切
手をはって
下さい

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
道路研究室

御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 230

No. 230

配布先氏名

配布先住所



共同研究報告書第67号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印

共同研究報告書第67号

雪崩予防施設の設計設置法に関する
共同研究報告書（その3）