

土木研究所資料

**積雪寒冷地における防護柵に関する
研究報告書 (その2)**

昭和59年8月

建設省土木研究所

Copyright © 1984 fiscal year by P.W.R. I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。
したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

積雪寒冷地における防護柵に関する 研究報告書(その2)

道 路 部	部 長	藤田	大二
交通安全研究室	室 長	霜上	民生
	(前室長)	満田	喬
	研 究 員	石平	貞夫
		金子	英雄
新 潟 試 験 所	所 長	山内	修
	主任研究員	下村	忠一
		山本	益人

積雪地域に適する防護柵の設計、設置の基準化の資料を得るとともにその実用化を図ることを目的とし、昭和54年度より防護柵、部材(ビーム、ブラケット、支柱等)および標準尺にかかる雪圧について測定し、そのデータを踏まえて、雪圧に対応するためのブラケット強度、支柱支持力等について実験を行った。その結果、①防護柵にかかる雪圧の推定式は二次式が実測値と近似し、信頼性の高い推定式が得られた。②ブラケットについても強度実験の結果から、形状、板厚等を改良し、それにもとづいて積雪地で検証実験を行った。③支柱支持力については、実験結果と文献調査より、支持力を算定するための実験式を提案した。④これまでの実験、調査の成果より、積雪地域に適する防護柵の選定手法についての考え方をまとめた。

キーワード：防護柵の雪圧、支柱支持力、支柱基礎、ブラケット、防護柵選定手法

ま え が き

積雪が構造物に及ぼす影響は、物性的にも力学的にも極めて特異な性質を有しているため、これまで雪圧により破損される防護柵などに関する研究がほとんどなかった。このため、建設省土木研究所は財団法人土木研究センター、民間六社^{*1)}からなる積雪防護柵研究会、建設省東北地方建設局東北技術事務所および建設省北陸地方建設局北陸技術事務所と共同して、積雪寒冷地における防護柵に関する研究に着手し、昭和57年11月に「積雪寒冷地における防護柵に関する研究報告書(その1)」を発表した。

本報告書は、この研究報告に続くものであり、下記項目について検討し、とりまとめたものである。

1. 防護柵に作用する雪圧荷重データの充実
2. 受圧面形状の異なる桁に作用する積雪沈降力データの充実
3. 水平桁の設置間隔別の雪圧荷重測定
4. 積雪地用防護柵形状の検討
5. 防護柵の支柱支持力および基礎の検討
6. 積雪地用防護柵選定図表(上部構造、基礎構造、および地盤条件に基づく)の作成

ここで得られたデータは、積雪地用防護柵選定の資料となることを期待しているが、今後は実地検証のデータをより多く収集し、データの裏付けと信頼性を更に向上させると共に、積雪地用防護柵の改良、改善を加え、確率積雪深に基づく防護柵の選定方針を確立する必要がある。

本報告書が積雪寒冷地における防護柵に関する今後の研究および改善の資料となることを期待するものである。

* 1) 民間六社：川鉄建材工業株式会社、神鋼建材工業株式会社、住金鋼材工業株式会社、東京製鋼株式会社、日鐵建材工業株式会社、日本鋼管ライトスチール株式会社

積雪寒冷地における防護柵に関する研究報告書（その2）

目 次

第 1 章 研究経緯	1
第 2 章 防護柵に作用する雪圧荷重の測定実験	3
2.1 静的実験	3
2.1.1 土木研究所における静的実験	3
(1) 実験目的	3
(2) 実験場所	3
(3) 実験施設の概要	3
(4) 実験方法および測定項目	5
(5) 実験結果および考察	6
1) 積雪状況	6
2) 積雪断面観測	7
3) 標準尺に作用する沈降力の測定結果	8
4) 防護柵に作用する雪圧の測定結果	9
2.1.2 東北・北陸地方建設局における静的実験	16
(1) 実験目的	16
(2) 実験概要	16
(3) 実験結果および考察	18
〔東北技術事務所〕	
1) 積雪状況	18
2) 積雪沈降力の測定結果	18
3) 堆雪断面観測結果	19
〔北陸技術事務所〕	
1) 積雪状況	20
2) 積雪沈降力の測定結果	20
3) 堆雪断面観測結果	22
2.2 受圧面形状の異なる桁に作用する積雪沈降力の測定実験	24
2.2.1 実験目的	24
2.2.2 実験概要	24
(1) 実験場所	24

(2) 実験装置の概要	24
(3) 実験項目	24
2.2.3 実験結果および考察	25
(1) 積雪状況	25
(2) 受圧面形状の異なる桁にかかる沈降力の特性	25
2.3 水平桁(標準尺)の設置間隔別の雪圧荷重実験	28
2.3.1 実験目的	28
2.3.2 実験方法	29
2.3.3 実験結果	29
2.4 雪圧実験のまとめ	31
2.4.1 標準尺に作用する沈降力と積雪重量の関係	32
2.4.2 防護柵に作用する沈降力	33
2.4.3 水平桁の設置間隔別の沈降力特性	34
2.4.4 年最大積雪重量と年最大積雪深	34
第 3 章 防護柵ブラケットの強度に関する静的実験	35
3.1 実験概要	35
3.2 実験方法	35
3.2.1 供試体	35
(1) ガードレール用ブラケット	35
(2) ガードケーブル用ブラケット	37
(3) ガードパイプ用ブラケット	38
3.2.2 荷重載荷方法	41
(1) ガードレール用ブラケット	41
(2) ガードケーブル用ブラケット	42
(3) ガードパイプ用ブラケット	42
3.2.3 測定方法	43
3.3 実験結果	43
3.3.1 ガードレール用ブラケット	43
(1) 鉛直載荷	43
(2) 水平載荷	44
3.3.2 ガードケーブル用ブラケット	46
(1) 鉛直載荷	46
(2) 水平載荷	48
3.3.3 ガードパイプ用ブラケット	49

(1) 鉛直載荷	50
(2) 水平載荷	52
3.4 実験結果の考察	55
3.4.1 ガードレール用ブラケット	55
(1) 鉛直載荷	55
(2) 水平載荷	59
1) 中心圧縮載荷	59
2) 偏心圧縮載荷	60
3.4.2 ガードケーブル用ブラケット	62
(1) 鉛直載荷	62
(2) 水平載荷	65
(3) 標準型ブラケットと積雪型ブラケットの側面形状	65
3.4.3 ガードパイプ用ブラケットおよびインナースリーブ	67
(1) 鉛直および水平載荷	67
3.5 各種ブラケットの実測値および計算値のまとめ	76
第4章 東北、北陸地建における積雪用防護柵の検証実験	82
4.1 実験目的	82
4.2 実験方法	82
4.3 実験結果	83
4.3.1 供試体の形状変化(東北地建)	83
4.3.2 供試体の形状変化(北陸地建)	83
第5章 防護柵の支柱支持力に関する実験	87
5.1 実験経緯と概要	87
5.2 土木研究所における支柱支持力に関する実験結果	87
5.2.1 実験場所	87
5.2.2 供試体の種類と設置条件	87
(1) 鉛直荷重実験	87
(2) 水平荷重実験	88
5.2.3 実験方法	89
(1) 鉛直荷重実験	89
(2) 水平荷重実験	90
5.2.4 実験結果	91
(1) 土質調査	91

(2) 鉛直荷重実験	92
(3) 水平荷重実験	93
5.2.5 実験結果の考察	94
(1) 土質特性	94
(2) 鉛直荷重実験の解析	94
1) 法肩からの距離の影響	95
2) 地盤強度 (N値) による影響	96
3) 支柱種別 (A, B種) による影響	96
4) 根巻きの有無による影響	97
(3) 水平荷重実験の解析	97
1) 法肩からの距離の影響	98
2) 地盤強度 (N値) による影響	99
3) 支柱種別 (A, B種) による影響	99
4) 根巻きの効果	99
5.2.6 土木研究所における支柱支持力実験のまとめ	100
5.3 東北地方建設局における支柱支持力に関する実験結果	101
5.3.1 実験目的	101
5.3.2 実験場所	101
5.3.3 供試体の種類と設置条件	101
(1) 鉛直荷重実験	101
(2) 水平荷重実験	102
5.3.4 実験方法	103
(1) 鉛直荷重実験	103
(2) 水平荷重実験	104
5.3.5 実験結果	105
(1) 土質調査	105
(2) 鉛直荷重実験の解析	105
(3) 水平荷重実験の解析	107
第 6 章 支柱基礎の設計	109
6.1 基本的な考え方	109
6.2 鉛直許容支持力	109
6.2.1 支柱の許容支持力	109
6.2.2 根巻きスラブの許容支持力	110
6.3 水平許容支持力	111

6.3.1	ブロムスによる短杭式	111
(1)	砂質土地盤	111
(2)	粘性土地盤	112
6.3.2	柴田・鬼丸氏による水平許容支持力式	112
(1)	支柱の水平許容支持力	112
(2)	根巻きを有する支柱の水平許容支持力	113
6.4	法肩距離が支持力に及ぼす影響について	113
6.5	曲げモーメントによる支柱の降伏	113
6.6	実測値と理論値との比較	114
6.7	許容支持力式の検討	114
6.7.1	鉛直許容支持力式	114
(1)	粘性土地盤について	114
(2)	砂質土地盤について	115
(3)	東北地建の実験値との比較	115
6.7.2	水平許容支持力式	115
(1)	粘性土地盤について	115
(2)	砂質土地盤について	116
6.8	積雪地用防護柵の基礎の設計	118
6.8.1	防護柵設置条件	118
6.8.2	基礎形状の選定	118
6.9	今後の検討事項	118
第7章	積雪地用防護柵選定手法について	121
7.1	防護柵選定手法の目的	121
7.2	防護柵選定の考え方	121
7.2.1	防護柵にかかる積雪荷重	121
7.2.2	基礎根巻きの許容支持力	122
7.2.3	防護柵基礎の積雪荷重	122
7.2.4	防護柵の積雪限界図	123
第8章	今後の課題	138
8.1	合理的な選定図とするための各種荷重データ数値の信頼性の向上	138
8.2	防護柵の種別、型式による積雪限界図の妥当性	138
8.3	地域的特性を配慮した雪密度の採用	138
8.4	選定図表の今後の改良方針	139

8.5 地域と積雪深	139
8.6 水平力についての検討	139
あ と が き	140
参 考 文 献	140

第1章 研究経緯

積雪地に設置された防護柵が毎年雪により多く破損するため、本研究においては積雪地に適した防護柵の設計、設置の基準化を図るための資料を得ることを目的とし、昭和54年度から基礎的調査を実施しているものである。

そのうち昭和56年度までの調査は、雪による防護柵の破損実態調査、防護柵等に作用する雪圧特性に関する基礎的実験であり、それらは防護柵の雪圧特性、形状別の雪圧特性、防護柵に作用する動的雪圧実験、防護柵の検証および防護柵の部材耐力に関する試験等に分けられ、土木研究所は(財)土木研究センター、東北、北陸両地建および民間六社(積雪防護柵研究会)と共同でこれらの試験を実施し、成果をまとめてきた。その概要は次のとおりである。

(1) 積雪地用防護柵の破損実態調査¹⁾

積雪期間中に破損する防護柵の実態を把握し、積雪寒冷地に適した安全施設の合理的な設計、設置の基準化を図るための基礎資料を得ることを目的として積雪寒冷地域の道路を管理する北海道、県、直轄、公団の各道路管理者に対し、昭和54年12月から昭和55年4月の間における道路の安全施設に関する破損実態調査を路線別、積雪深別に152路線(調査対象路線長約3,250km)を選定し、防護柵の設置状況および破損等の実態調査を行った。あわせて下記項目についても調査を実施した。

- ① 道路標識の設置状況および破損等の実態調査
- ② 視線誘導標の設置状況および破損等の実態調査
- ③ 区画線の塗布・修理状況調査

(2) 防護柵等に作用する雪圧特性に関する実験²⁾

この実験では、表1-1に示すような静的実験、動的雪圧実験を行い、これらの結果をとり入れて改良した積雪用防護柵について現地検証実験を行った。

(3) 防護柵の部材耐力に関する実験

昭和54年度から昭和56年度の3ケ年にわたって調査・実験を実施してきた内容は、積雪寒冷地における防護柵選定の一資料とすることを目的とし、現在使用されている防護柵(ガードレール、ガードケーブル、ガードパイプ、ボックスビーム)の標準部材、および若干補強等を行った改良部材の最大耐力を確認し、室内において静的な荷重実験を行ったものである。

防護柵に作用する雪圧荷重は積雪深、雪質等によって大きく左右されることからデータの信頼性を高めるためには数多くの測定や実験を行ない、データを蓄積する必要がある。そこで、昭和57年度、58年度においても表1-1に示すような実験を行ってきたが、ここでは57年度以前のデータを含め、土木研究所等で実施してきた昭和57年度、58年度(黒丸印)の検討結果について述べる。

表1-1 年度・機関別実験項目

実験項目		機関 実験年度	土研・民間					東北地建					北陸地建				
			54	55	56	57	58	54	55	56	57	58	54	55	56	57	58
静的 実験	防護柵の 型式	ガードレール	○	○	○	●	●		○				○	○			
		ガードケーブル	○	○	○	●	●		○				○	○			
		ガードパイプ		○					○					○			
		ボックスビーム			○	●	●										
	試験場所	現道											○	○			
		試験地	○	○	○	●	●	○									
	盛土高さ	2.0 m							○								
		5.0 m	○	○	○	●	●						○				
	防護柵の 設置位置 (法肩から)	0.3 m	○	○	○	●	●		○				○	○			
		1.0 m	○	○	○	●	●		○				○	○			
2.0 m		○	○	○	●	●											
積雪条件	3.0 m			○	●	●						○	○				
	5.0 m						○										
標準尺による静的実験			○	○	●	●			○	●	○			○	●	○	
各種形状の桁に作用 する雪圧実験				○	●	●											
水平桁の設置間隔別 による雪圧実験						●											
動的雪圧実験												○	○				
検証実験										●	○				●	○	
防護柵の部材耐力に関する実験				○	●	●											

●印は、57、58年度の調査のうち本報告書に掲載されたものである。また、54～55年度は文献2)でまとめた。

第2章 防護柵に作用する雪圧荷重の測定実験

2.1 静的実験

2.1.1 土木研究所における静的実験

(1) 実験目的

本実験は各種防護柵（ガードレール，ボックスビーム）に作用する雪圧特性を解明し，積雪寒冷地に適した防護柵の設置基準作成のための基礎資料を得ることを目的とし，実施しているものである。

昭和57・58年度は防護柵の雪圧特性に関するデータを収集するため，昭和56年度に引き続いて積雪観測と雪圧調査を行った。

(2) 実験場所

実験は従来と同じく図2-1に示す北陸地方建設局高田工事事務所が建設中の上新バイパス建設予定地で行った。

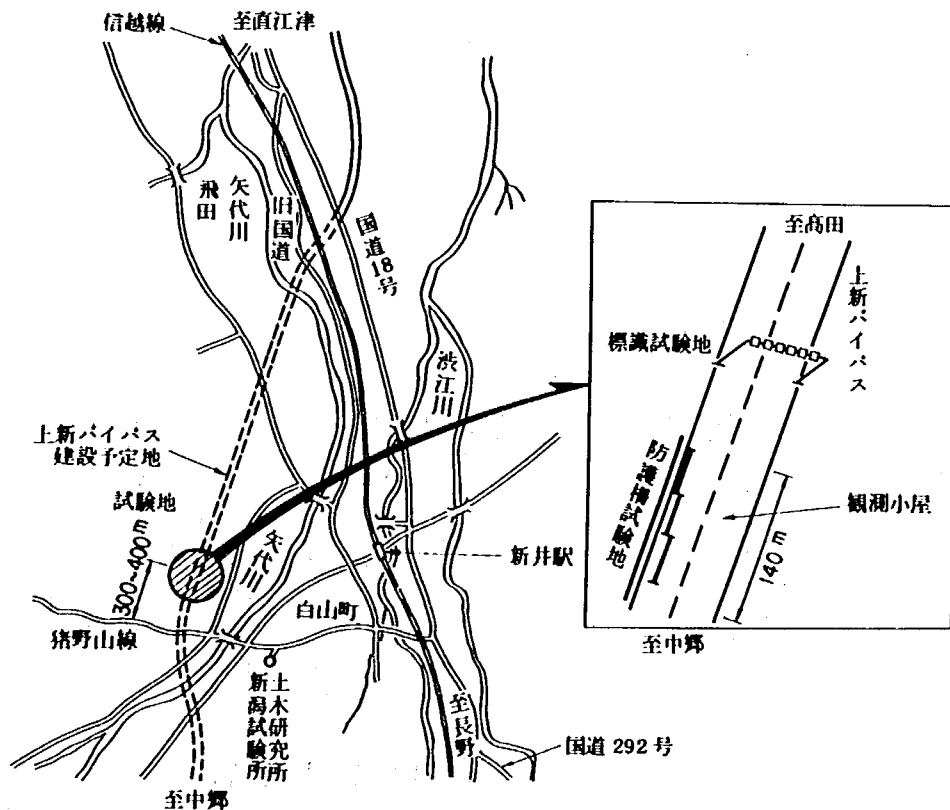


図2-1 実験位置図（新潟県新井市土田）

(3) 実験施設の概要

防護柵の設置位置および設置方法は昭和56年度と同じで図2-2，図2-3(1)~(3)に示すようにガードレール，ガードケーブルはA種，ボックスビームはB種を用い，最大雪圧を測定するためにブラケッ

トをつけない構造とし、支柱基礎はコンクリート巻きとした。

なお、この構造の詳細については参考文献²⁾を参照されたい。

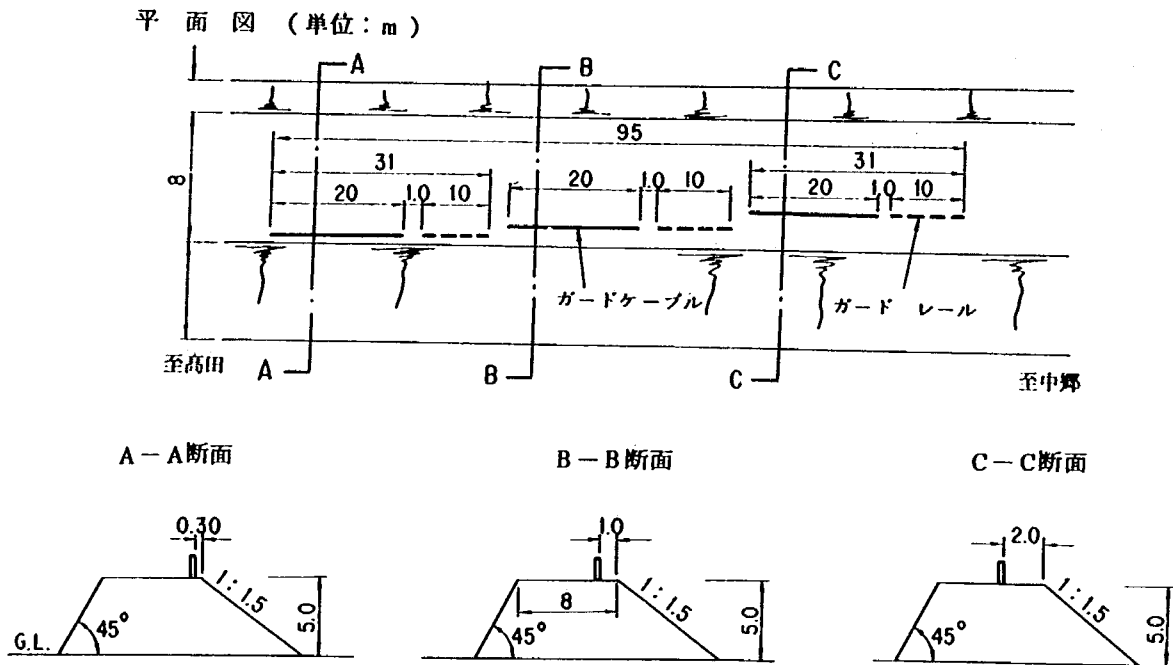


図2-2 防護柵の設置状況

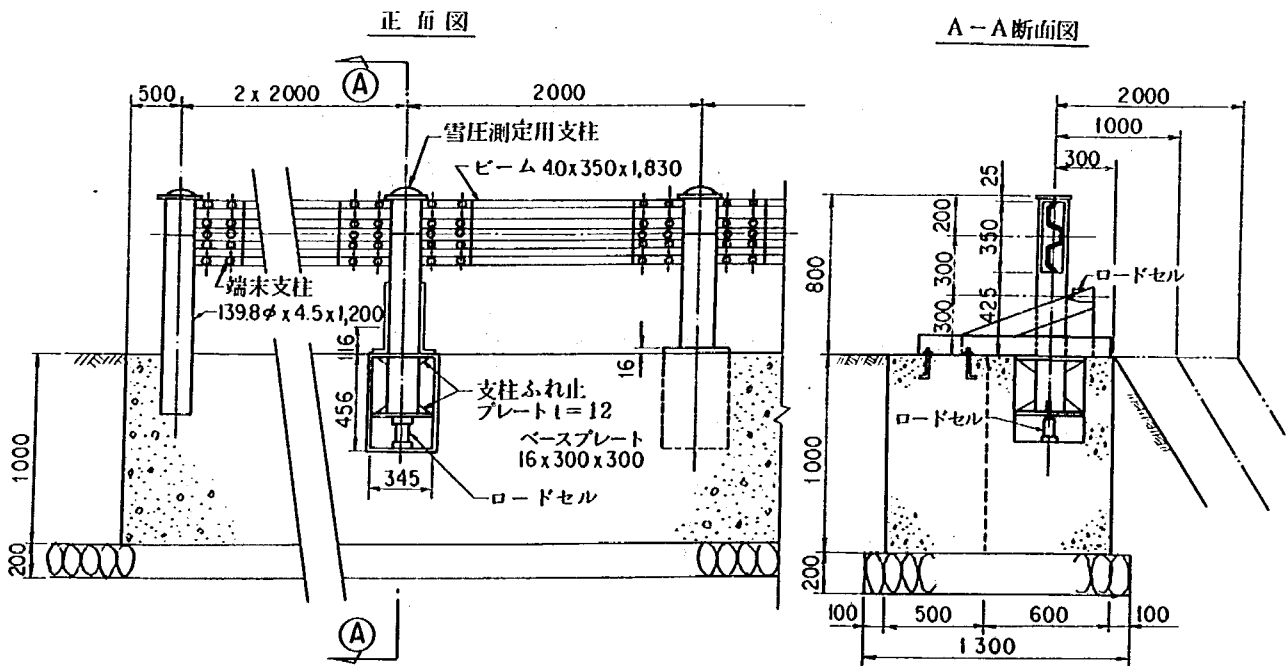


図2-3(1) ガードレール

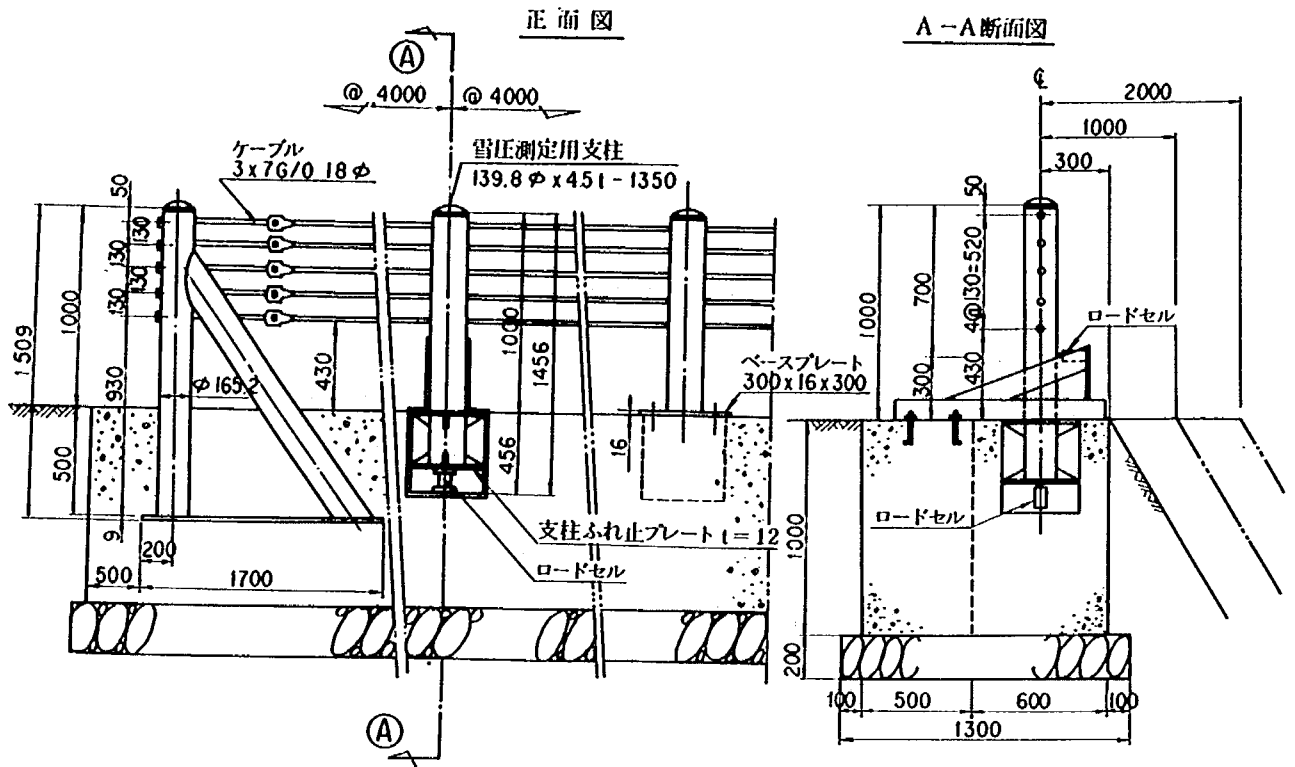


図 2-3(2) ガードケーブル

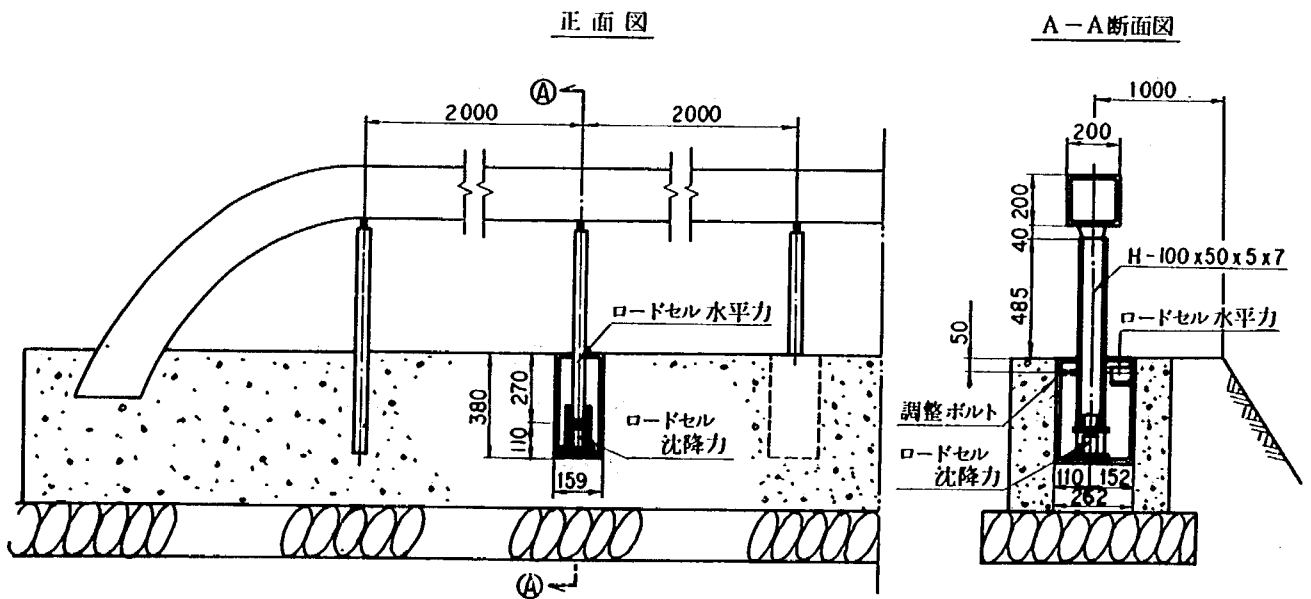


図 2-3(3) ボックスビーム

図 2-3 防護柵の設置方法

(4) 実験方法および測定項目

ここでは、防護柵にかかる荷重測定とその時の積雪状態を調査した。なお、測定方法および測定項目は

以下のとおりである。

1) 支柱にかかる荷重測定

a. 沈降力および水平力 …… 図2-3(1)~(3)に示すように垂直、水平方向に設置したロードセルにより測定した。

b. 測定間隔

○定時観測 …… 観測日(1週間に2回程度)を設定し、14時(午後2時)に1回測定を行った。

○特定観測 …… 気象変化(降雨, 多降雪, 気温上昇)により積雪荷重が大きく変化するとと思われる日には2~4時間の間隔で測定を行った。

2) 積雪観測

a. 積雪深 …… 防護柵の前(車道側)と後(法面側)の2点について行った。また、平地での積雪深も観測した。

b. 密度測定 …… 上記の地点において、スノーサンプラー等で採取した試料について、各層の密度測定を行った。

c. 測定間隔 …… 雪圧測定と平行して積雪観測を週2回程度行った。

3) 積雪断面観測

a. 積雪の物理観測 …… 密度, 層構成, 含水率, 雪質, その他(積雪移動等)

b. 測定回数 …… 1回/月(合計2~3回)実施

4) 気象観測

気象(気温, 風向, 風速, 降雨, 日射)関係は, 10分毎に記録した。

(5) 実験結果および考察

1) 積雪状況

観測期間は昭和57年度が昭和58年1月10日~3月16日の間, 昭和58年度が昭和59年1月5日~5月1日の間で行った。その期間中の最大積雪深, 最大積雪重量は表2-1に示すように, 昭和57年度は昭和58年2月14日に観測された最大積雪深は2.13m(最大積雪重量は2月28日の608.7kg/m²), 昭和58年度においては昭和59年2月15日に観測された3.62m(最大積雪重量は3月16日の1442.4kg/m²)となった。

この時の日付別による積雪深と積雪重量との関係を図2-4(a), (b)に示した。

表2-1 年度別による積雪深及び積雪重量の最大値とその月日(新井市土田地先)

年度	最大積雪深		最大積雪重量	
	深さ(m)	月/日	重さ(kg/m ²)	月/日
57	2.13	2/14	608.7	2/28
58	3.62	2/15	1442.4	3/16

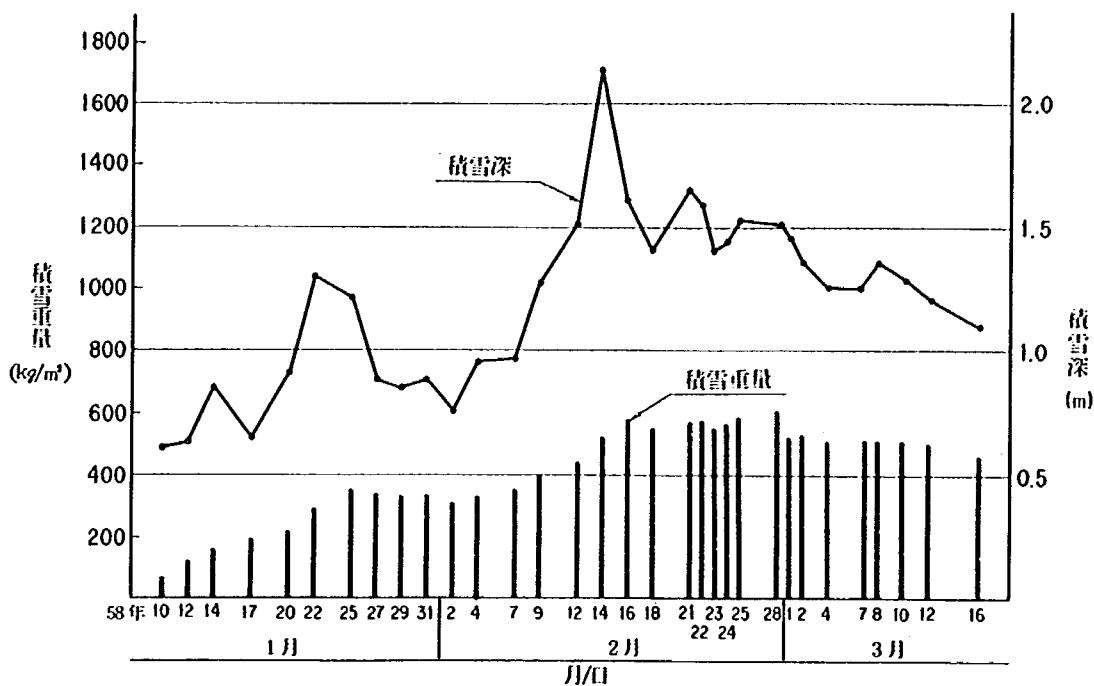


図2-4(a) 57年度冬期の積雪深と積雪重量(土田地先)

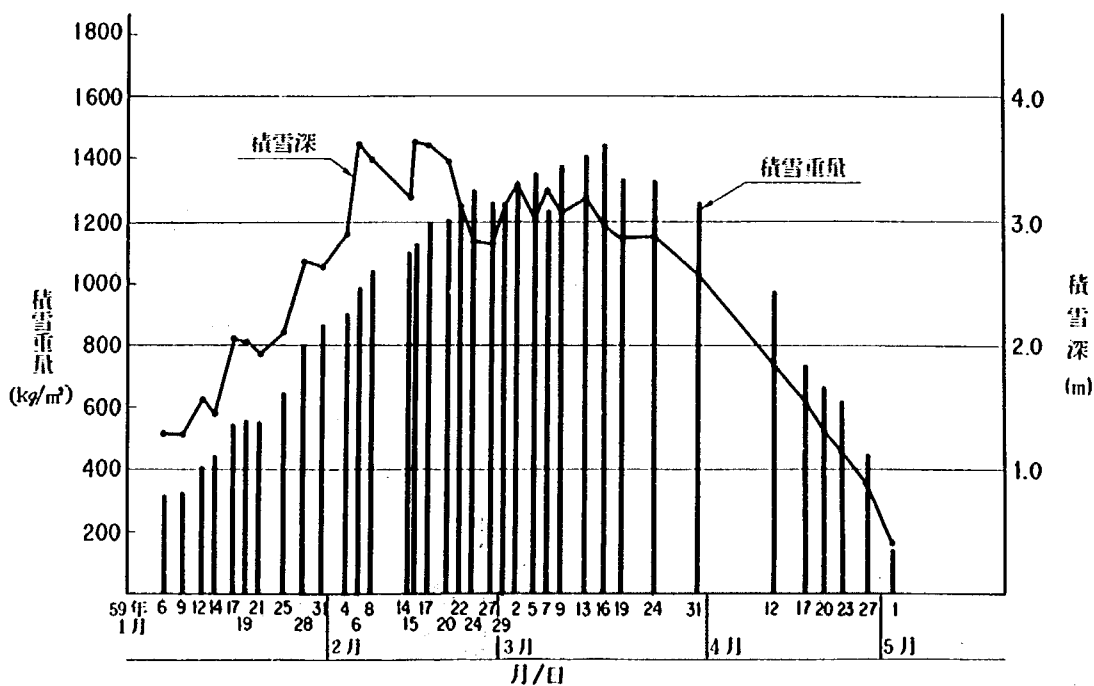


図2-4(b) 58年度冬期の積雪深と積雪重量(土田地先)

2) 積雪・断面観測

積雪下に埋れた防護柵の被圧状況および路肩幅等によって変化する斜面の雪圧状況を調べるために、各年度ごとの実験期間中に積雪断面観測を行い、積雪層の状況およびその密度分布等についての調査を計2回行った。積雪断面のカット状況の一例は図2-5に示すように各供試体より道路側へ1.0m、路肩より斜面

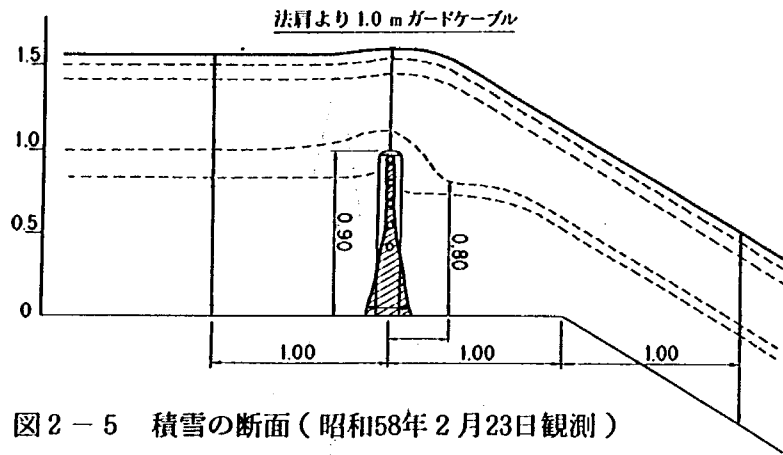


図2-5 積雪の断面(昭和58年2月23日観測)

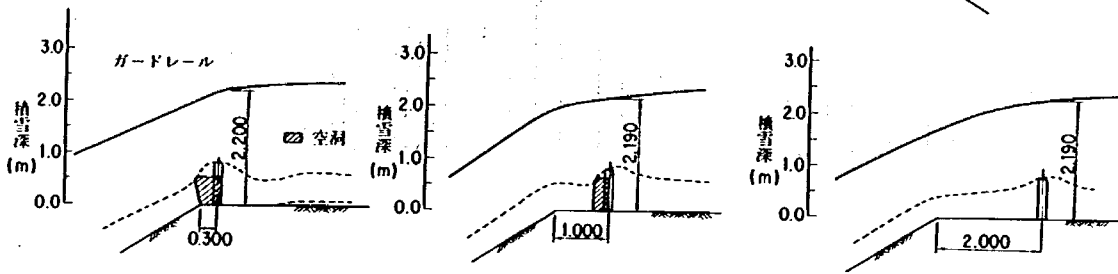


図2-6 雪圧のかかり方

方向へ1.0mそれぞれ掘削したものである。また断面観測は、掘削した積雪断面に赤インクを散布し、目視および写真撮影により積雪の層構成の調査を行うとともに層別の密度観測も行った。なお、図2-5、図2-6は昭和58年2月10日に観測した防護柵(ガードケーブル)の積雪層変化状況である。

3) 標準尺に作用する沈降力の測定結果

積雪重量と標準尺に作用する沈降力との関係を図2-7に示す。

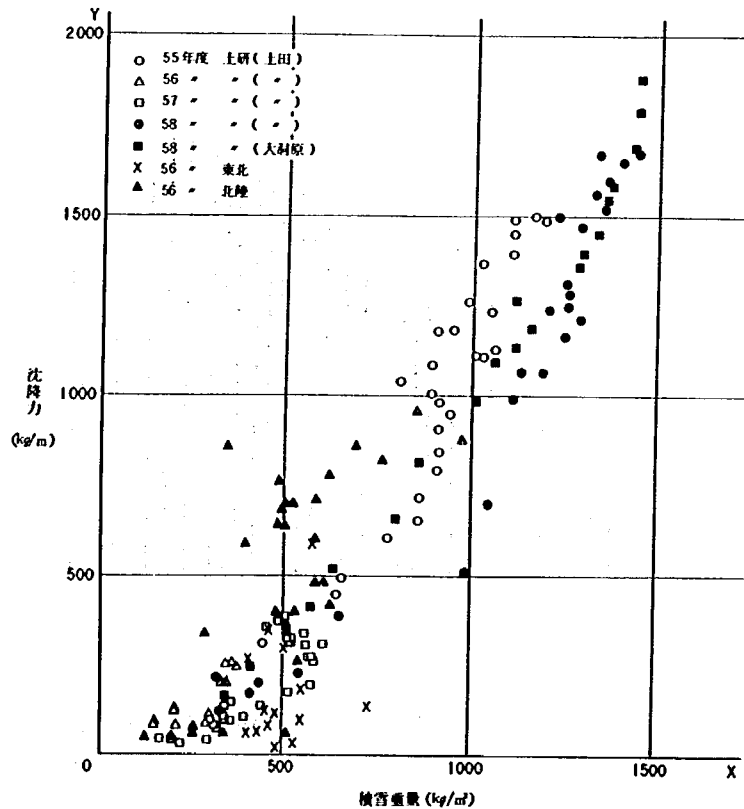


図2-7 標準尺の沈降力と積雪重量

昭和57年度は雪が少なかったため沈降力は最大でも382kg/m程度と小さな値となったが、58年度は38年豪雪を凌ぐ大雪になったため沈降力も大きく、過去最高の1881kg/mが得られた。

また、積雪重量と沈降力との関係は56年度までに得られた結果とほぼ同じ傾向を示す結果となった（図2-7）。

4) 防護柵に作用する雪圧の測定結果

各種防護柵に作用する沈降力・水平力の測定結果（日変化状況）を図2-8(1)~(6)に示し、積雪重量と沈降力・水平力との関係については図2-9(1)~(7)および図2-10(1)~(7)に示した。また防護柵別の沈降力の最大値および最大となった積雪重量等は表2-2(a), (b)に示した。

この結果からもわかるように、57年度冬期は雪が少なかったことから防護柵に作用する沈降力も小さな値となっている。しかし、58年度冬期は豪雪だったため非常に大きな値となった。防護柵別では、積雪が少なかった57年度はガードケーブルの方がガードレールに比べ大きな沈降力となったが、積雪が多かった58年度はその差が小さい結果となった。

一方、水平力についてもガードケーブルの方がガードレールより大きな値となっている。また、設置位置については全体的な傾向として法肩より防護柵の設置位置が遠いほど沈降力が大きな値となった。これは防護柵の設置位置によって雪の積り方が多少異ったためと思われる。

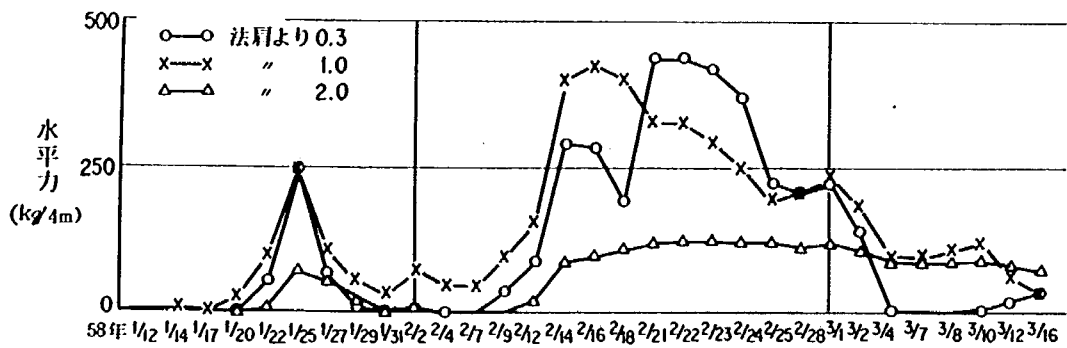
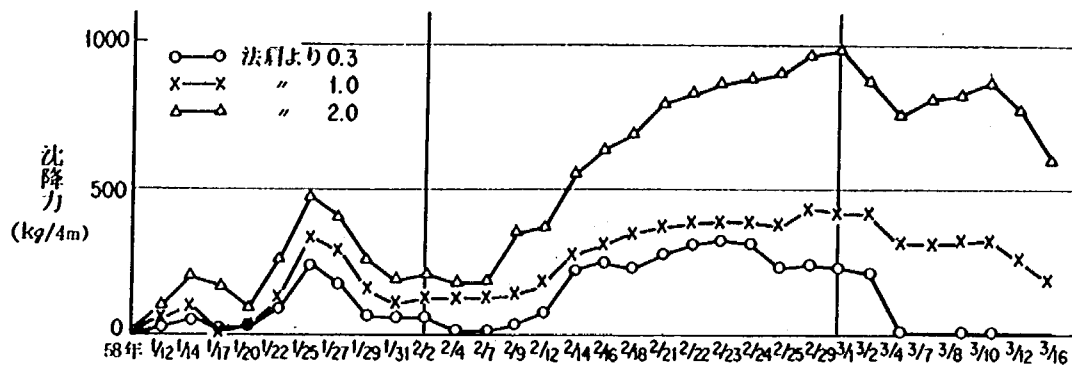


図2-8(1) 昭和57年度のガードケーブル支柱に作用した沈降力と水平力

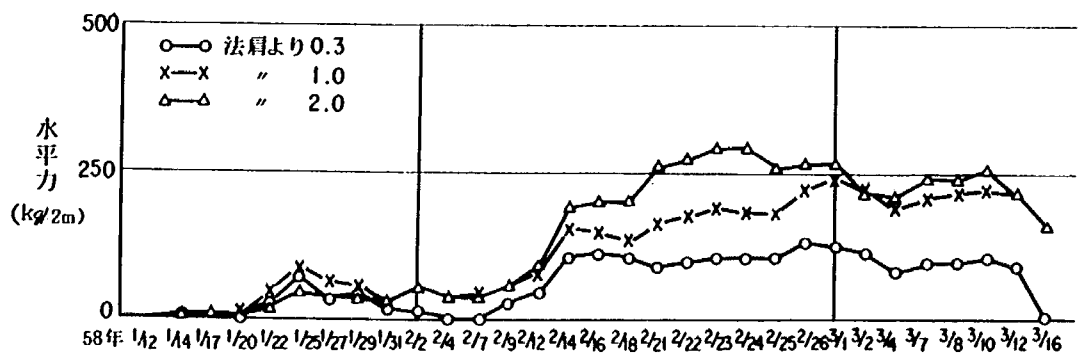
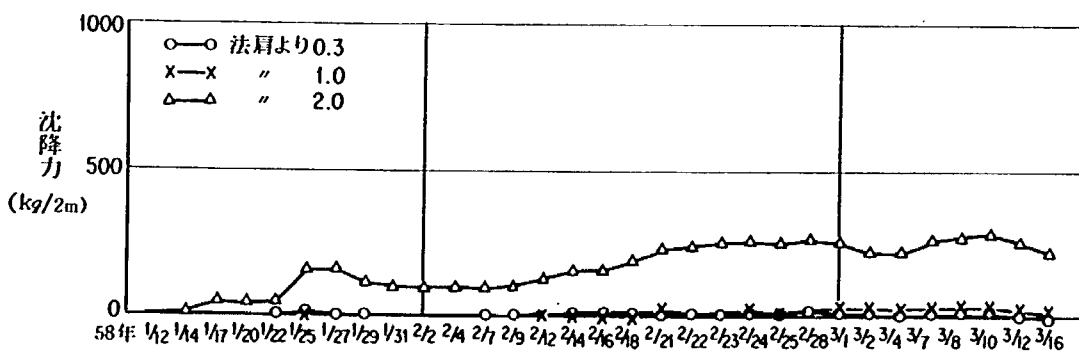


図2-8(2) 昭和57年度のガードレール支柱に作用した沈降力と水平力

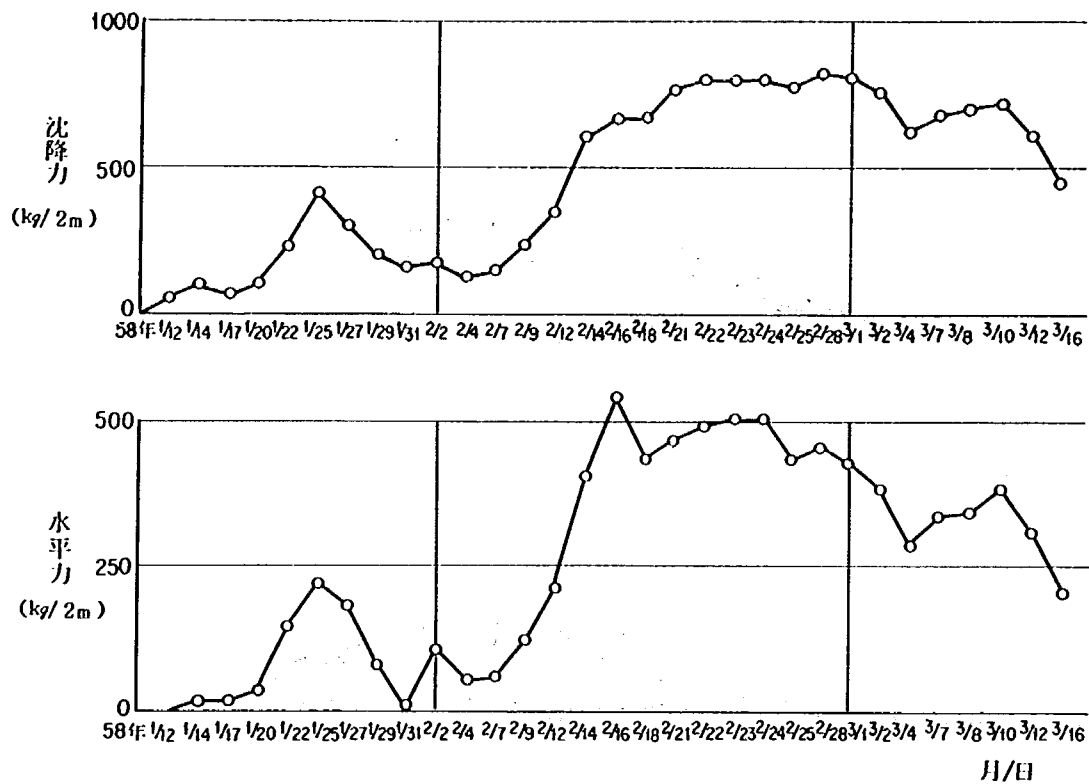


図2-8(3) 昭和57年度のボックスビーム支柱に作用した沈降力と水平力

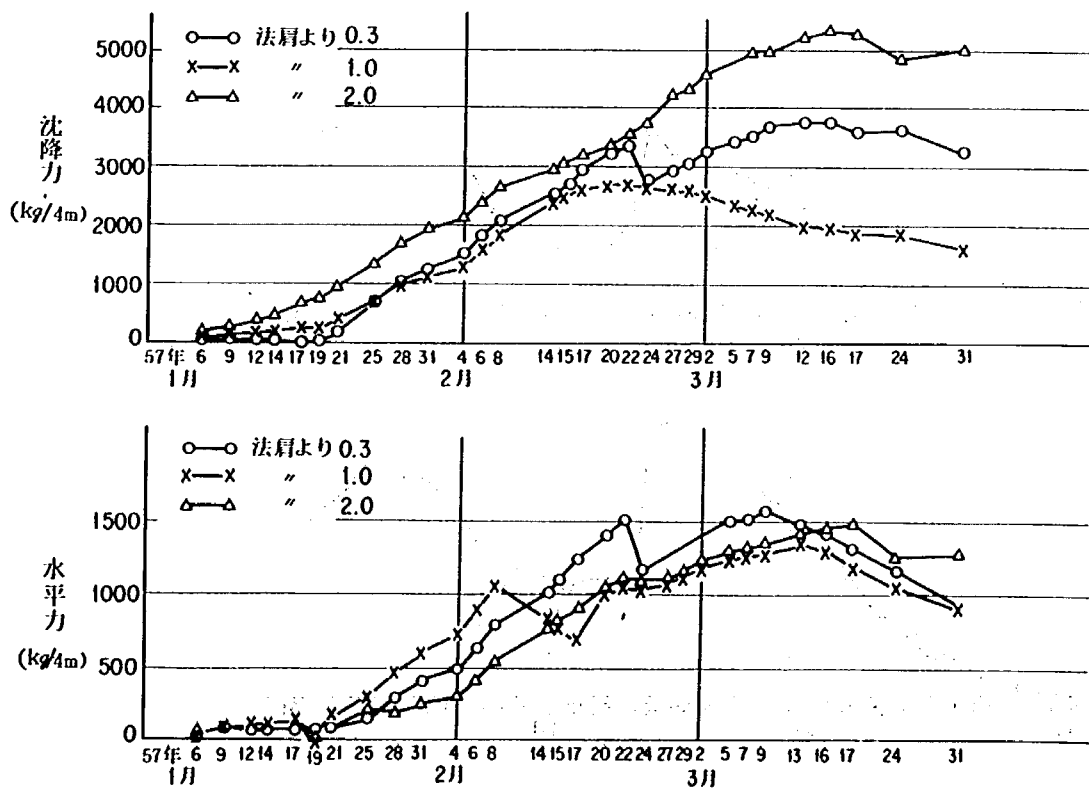


図2-8(4) 昭和58年度のガードケーブル支柱に作用した沈降力と水平力

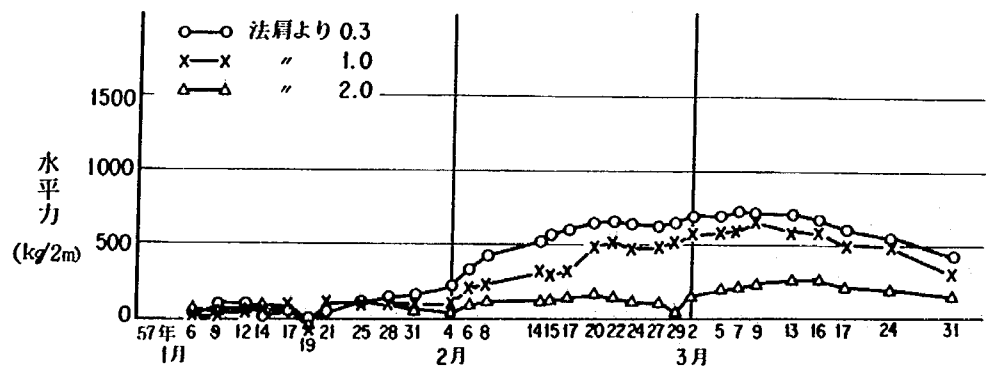
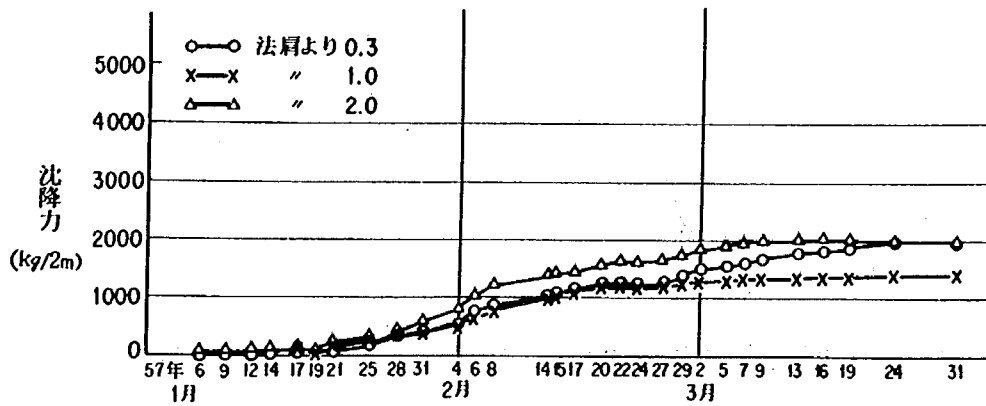


図 2 - 8(5) 昭和58年度のガードレール支柱に作用した沈降力と水平力

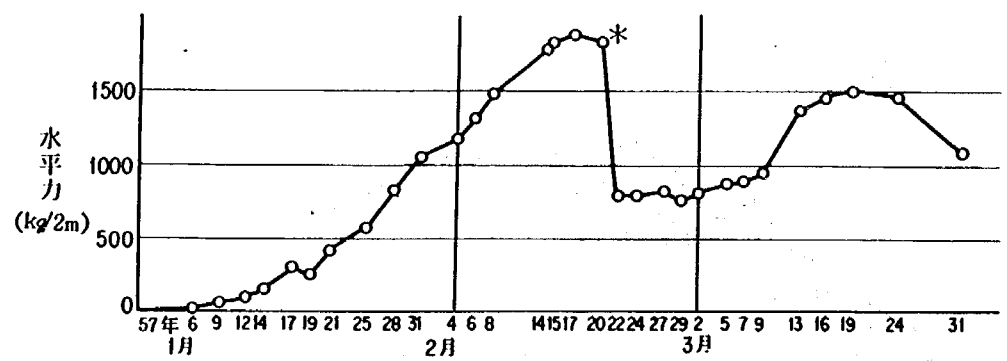
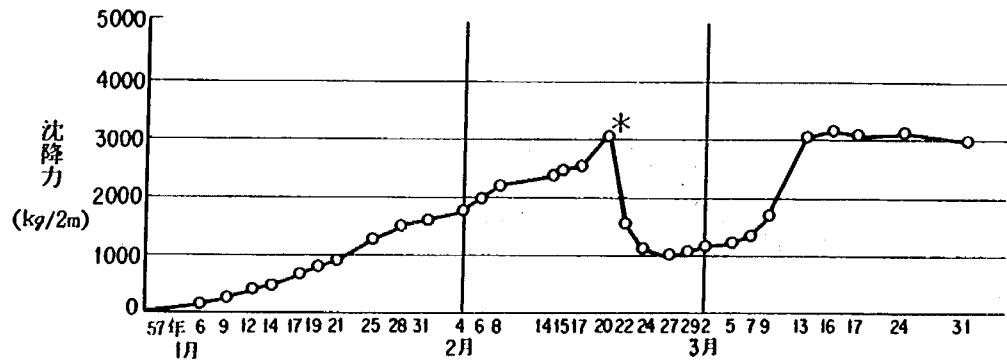


図 2 - 8(6) 昭和58年度のボックスビーム支柱に作用した沈降力と水平力

(* の部分は、取付け金具の破断のため支柱にかかる沈降力、水平力が低下したと思われる。)

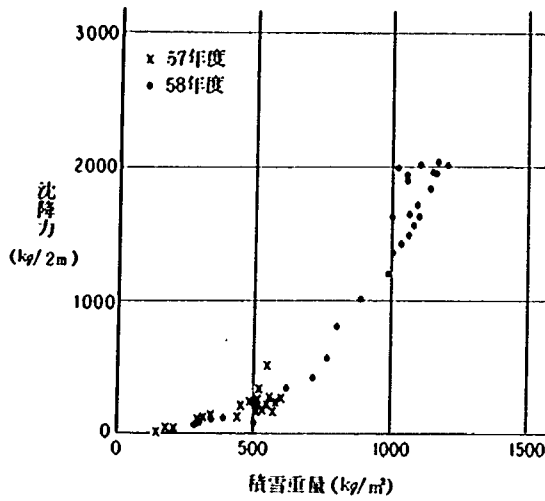


図 2-9(1) ガードレール支柱に作用した沈降力 (設置位置: 路肩より 2 m)

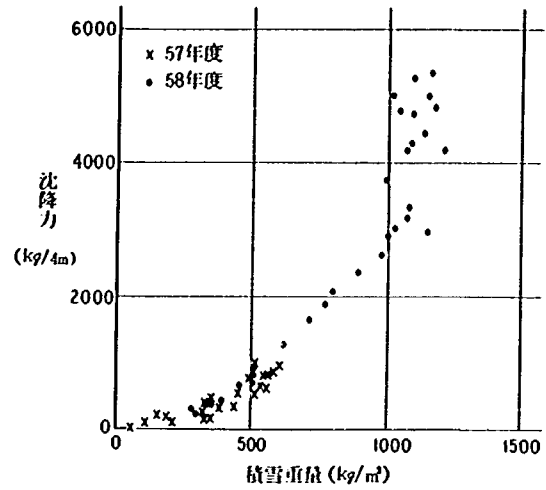


図 2-9(2) ガードケーブル支柱に作用した沈降力 (設置位置: 路肩より 2 m)

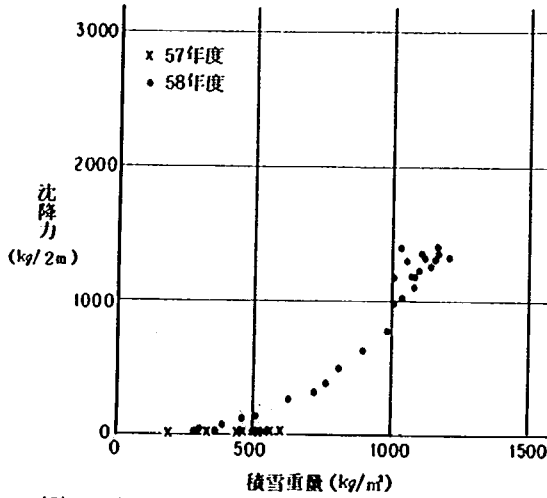


図 2-9(3) ガードレール支柱に作用した沈降力 (設置位置: 路肩より 1 m)

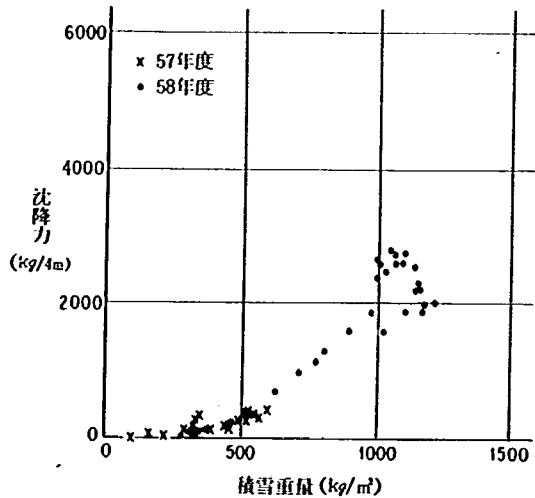


図 2-9(4) ガードケーブル支柱に作用した沈降力 (設置位置: 路肩より 1 m)

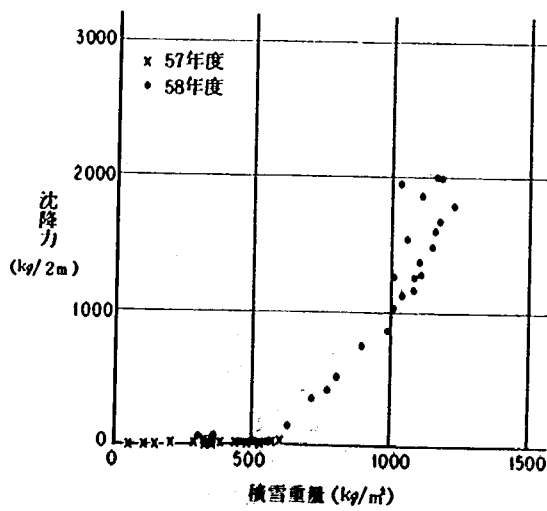


図 2-9(5) ガードレール支柱に作用した沈降力 (設置位置: 路肩より 0.3 m)

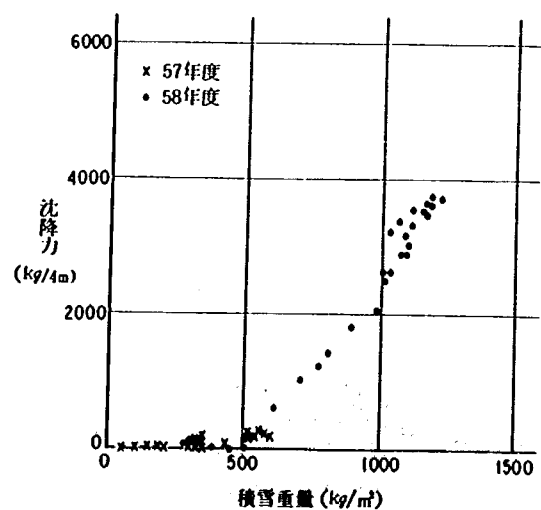


図 2-9(6) ガードケーブル支柱に作用した沈降力 (設置位置: 路肩より 0.3 m)

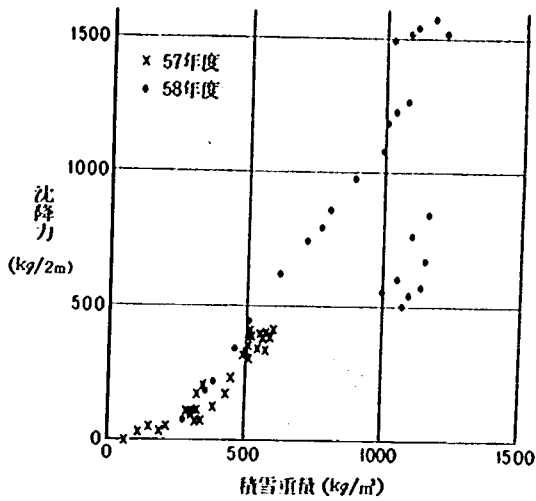


図2-9(7) ボックスビーム支柱に作用した沈降力
(設置位置:路肩より1.0 m)

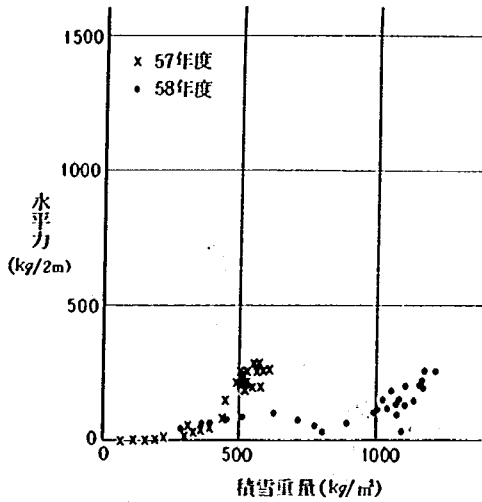


図2-10(1) ガードレール支柱に作用した水平力
(設置位置:路肩より2.0 m)

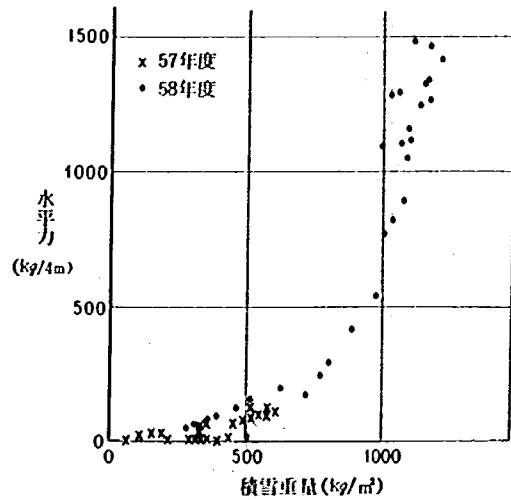


図2-10(2) ガードケーブル支柱に作用した水平力
(設置位置:路肩より2.0 m)

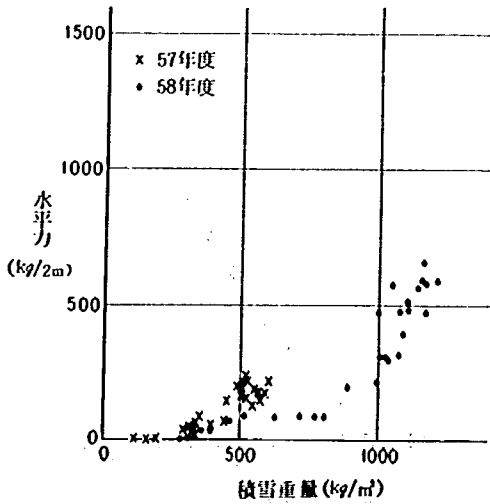


図2-10(3) ガードレール支柱に作用した水平力
(設置位置:路肩より1.0 m)

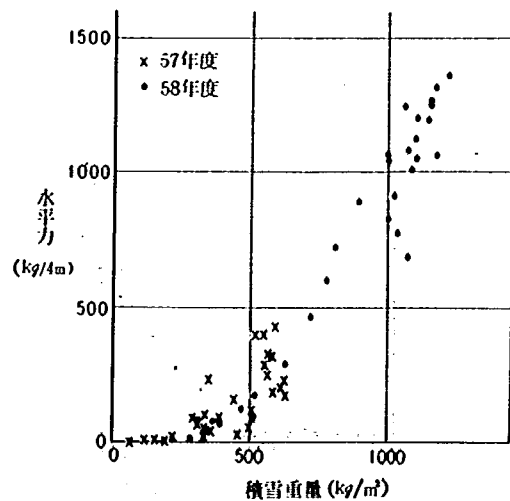


図2-10(4) ガードケーブル支柱に作用する水平力
(設置位置:路肩より1.0 m)

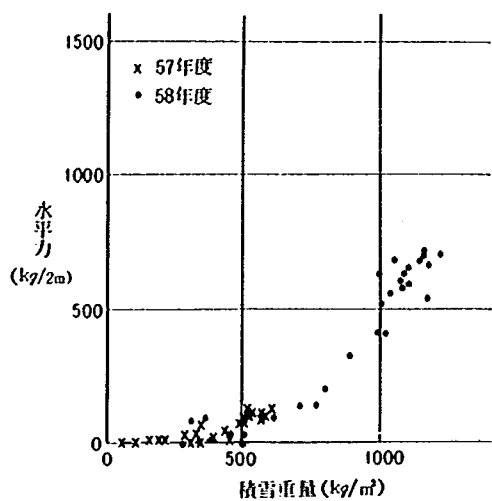


図2-10(5) ガードレール支柱に作用する水平力
(設置位置: 路肩より0.3 m)

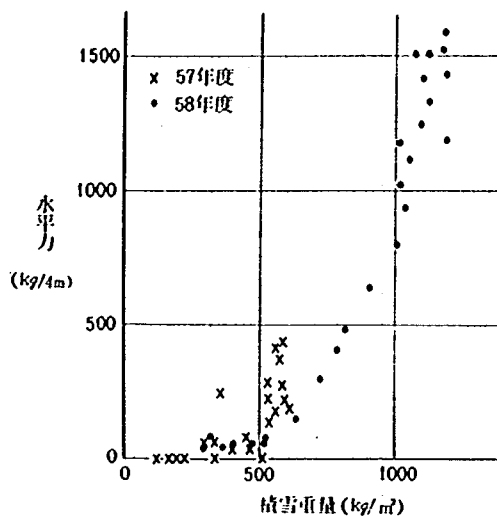


図2-10(6) ガードケーブル支柱に作用した水平力
(設置位置: 路肩より0.3 m)

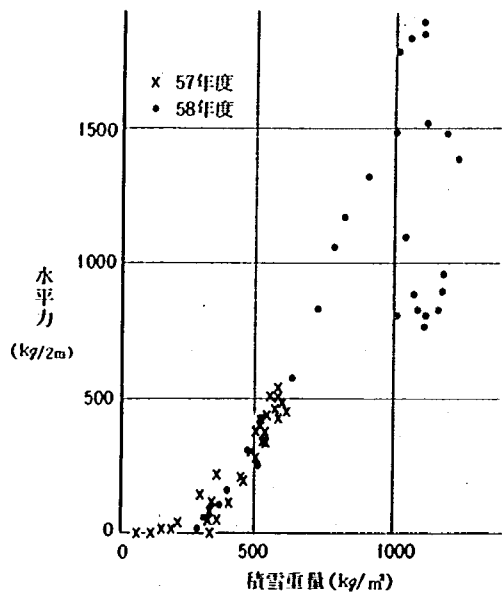


図2-10(7) ボックスビーム支柱に作用した水平力
(設置位置: 路肩より1.0 m)

表 2 - 2(a) 57年度における沈降力, 水平力の最大値と積雪重量

形式	設位置置 (m)	最大沈降力			最大水平力		
		月/日	積雪重量	沈降力	月/日	積雪重量	水平力
ガードレール	0.3	2/21	(kg/m ²) 569.4	(kg/2m) 25.4	2/28	(kg/m ²) 608.7	(kg/2m) 127.1
	1.0	3/7	513.5	(") 33.9	3/1	521.3	(") 237.3
	2.0	3/10	509.7	(") 286.2	2/23	552.1	(") 282.5
ガードケーブル	0.3	2/22	577.6	(kg/4m) 305.1	2/21	569.4	(kg/4m) 432.2
	1.0	2/28	608.7	(") 437.7	2/16	577.6	(") 425.2
	2.0	3/1	521.3	(") 976.4	2/21	569.4	(") 120.3
ボックスビーム	1.0	2/28	608.7	(kg/2m) 839.0	2/16	577.6	(kg/2m) 534.8
標準尺	平地	3/10	509.6	(kg/m) 382.2			

表 2 - 2(b) 58年度における沈降力・水平力の最大値と積雪重量

形式	設位置置 (m)	最大沈降力			最大水平力		
		月/日	積雪重量	沈降力	月/日	積雪重量	水平力
ガードレール	0.3	3/24	(kg/m ²) 1185.4	(kg/2m) 1970.8	3/7	(kg/m ²) 1156.0	(kg/2m) 710.1
	1.0	3/16	1111.3	(") 1346.7	3/9	1161.9	(") 649.4
	2.0	3/16	1171.3	(") 2040.9	3/13	1214.4	(") 254.0
ガードケーブル	0.3	3/16	1175.6	(kg/4m) 3744.6	3/9	1161.0	(kg/4m) 1579.6
	1.0	2/20	1086.7	(") 2699.8	3/13	1214.4	(") 1353.7
	2.0	3/16	1111.3	(") 5346.5	3/19	1107.5	(") 1483.3
ボックスビーム	1.0	3/16	1175.6	(kg/2m) 3132.9	3/19	1148.2	(kg/2m) 1517.6
標準尺	平地	3/31	1268.94	(kg/m) 2017.7			

2.1.2 東北・北陸地方建設局における静的実験

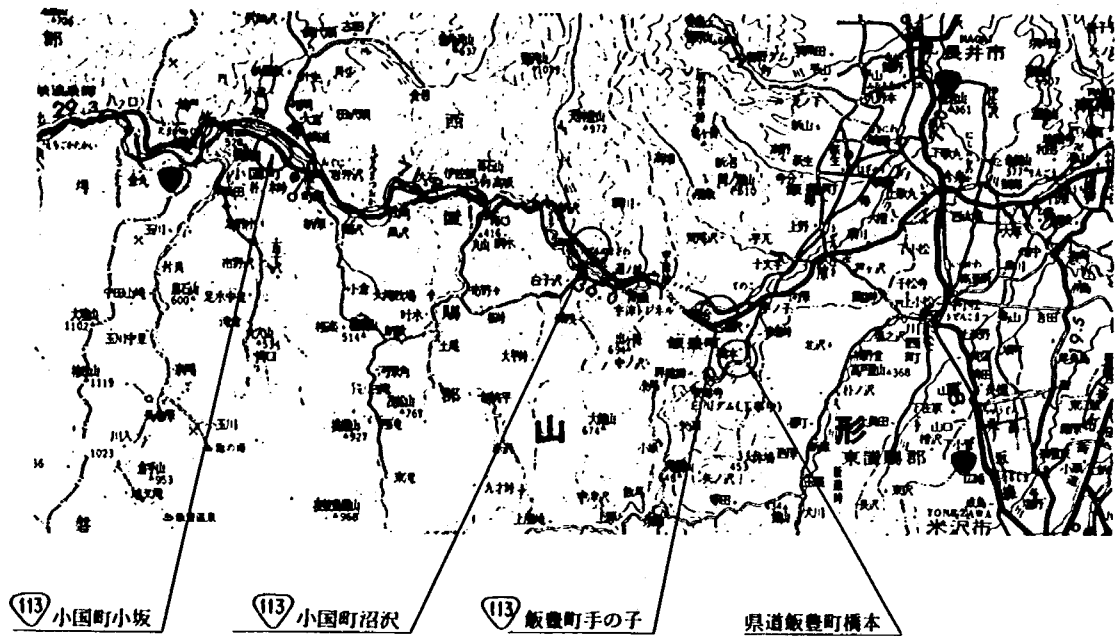
(1) 実験目的

この実験は地域性(東北・北陸)を考慮した現道における堆雪時(路側に積まれた雪)の沈降力特性を解明することを目的として実施したものである。

なお、この実験は積雪用として試作した防護柵の現地検証実験地に設置した標準尺により行ったものであり、57年度分についてまとめたものである。

(2) 実験概要

実験地は、図2-11、図2-12に示すように東北・北陸地建で各々4ヶ所に設置した試験用防護柵の地点で堆雪時の沈降力とその近傍における自然積雪状態における沈降力を標準尺により測定した。なお、沈降力を求める方法としては標準尺の中央にロードセルまたは、圧痕計を設置して測定した。



東北地方建設局管内	一般国道 113号	山形県西置賜郡小国町小坂	2.0 m	ガードレール B種 ガードケーブル B種 ガードパイプ B種
	一般国道 113号	山形県西置賜郡小国町沼沢	4.0	ガードレール A, B種 ガードケーブル A, B種
	一般国道 113号	山形県西置賜郡飯豊町手の子	3.0	ガードレール A, B種 ガードケーブル A, B種 ガードパイプ B種
	県道	山形県西置賜郡飯豊町橋本	2.0	ガードレール C種 ガードケーブル C種 ガードパイプ C種

図 2-11 積雪用防護柵および標準尺を設置した観測地点（東北地建）

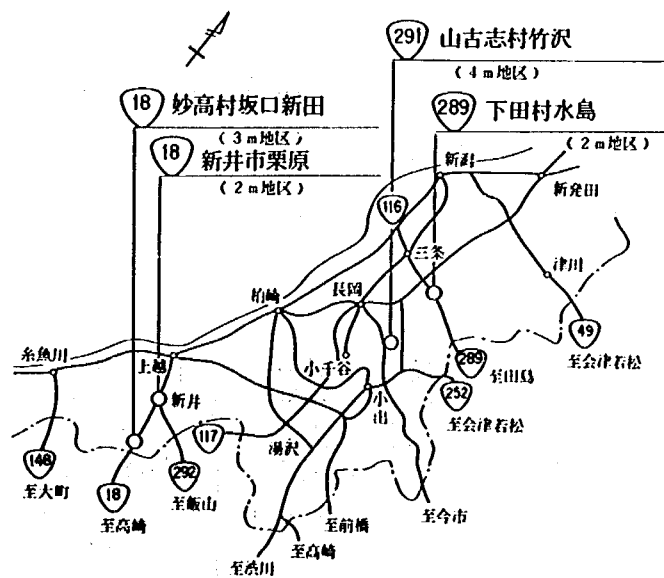


図 2-12 積雪用防護柵および標準尺を設置した観測地点（北陸地建）

(3) 実験結果および考察

〔東北技術事務所〕

1) 積雪状況

57年度に観測された各地区の最大積雪深を表2-3に示し、自然積雪深の経日変化を図2-13に示した。

表2-3 想定積雪深と昭和57年度の最大積雪深

地 区	想定積雪深 [※] (m)	最大積雪深 (m)	
		自然積雪深	堆雪深
小国町小坂	2.0	1.33	1.00
小国町沼沢	4.0	1.72	1.50
飯豊町手の子	3.0	1.42	1.60
飯豊町橋本	2.0	1.40	1.28

※ 想定積雪深

雪圧特性を得るために積雪深の異った地域を選定したもので、その地域の平均値と思われる積雪深

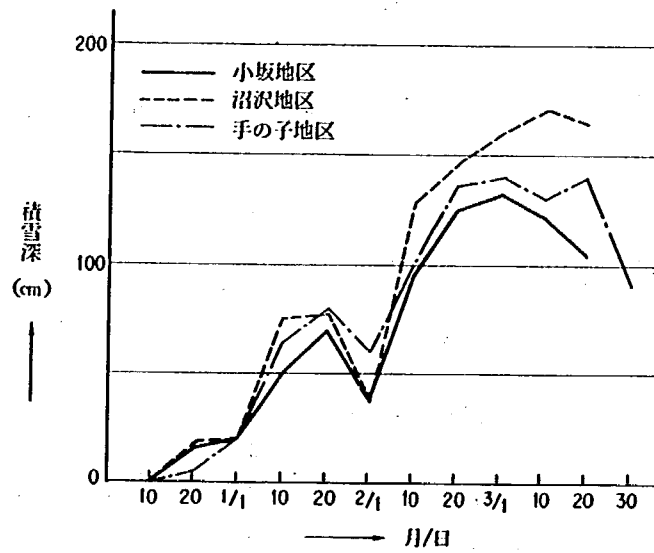


図2-13 自然積雪深の経日変化(昭和57年度)

2) 積雪沈降力の測定結果

積雪沈降力の経日変化を小国町小坂で測定した。測定回数は10日に1回で月3回の割で測定を行った。結果をまとめると図2-14, 図2-15のようになった。

また、ロードセル及び圧痕計を用いて測定した最大積雪沈降力を表2-4に示す。

表2-4 最大積雪沈降力(昭和57年度)

地 区	ロードセル		圧 痕 計	
	自然積雪沈降力	堆雪沈降力	自然積雪沈降力	堆雪沈降力
小国町小坂	141kg/m	82kg/m	121kg/m	159kg/m
小国町沼沢	—	—	334 "	162 "
飯豊町手の子	—	—	305 "	294 "
飯豊町橋本	—	—	331 "	283 "

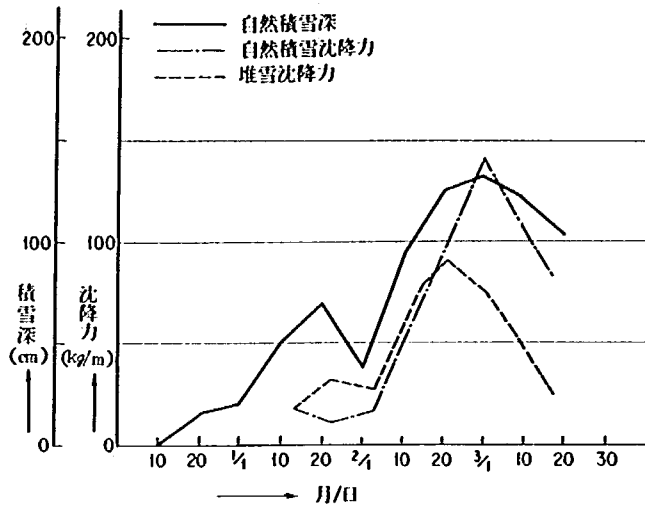


図 2-14 57年度の標準尺(ロードセル)による積雪沈降力と経日変化の関係(小国町小坂)

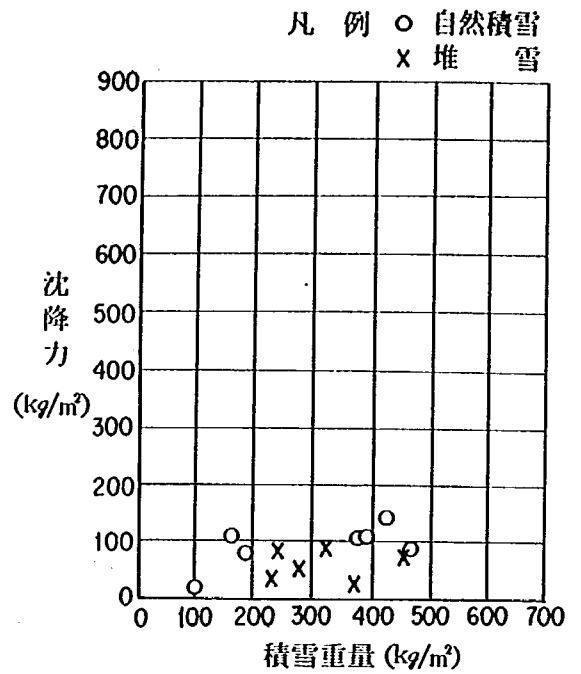


図 2-15 標準尺に作用した沈降力と積雪重量の関係(57年度)

3) 堆雪断面観測結果

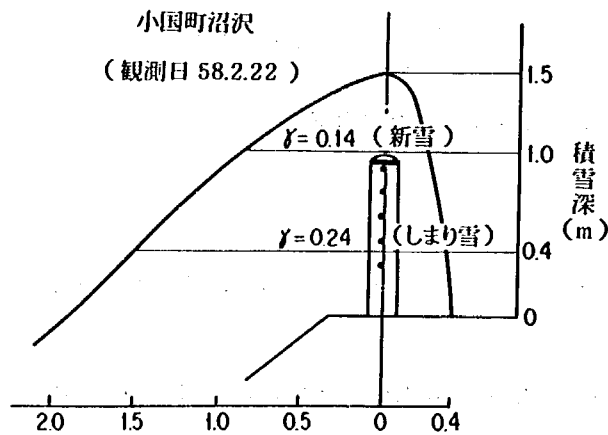


図 2-16 堆雪断面観測図



写真 2-1 小国町沼沢(58.2.22)

〔北陸技術事務所〕

表 2-5 想定積雪深と昭和57年度の最大積雪深

1) 積雪状況

昭和57年度における各観測地点の想定積雪深と最大積雪深の関係をまとめると表 2-5 のようになる。

観測地点	想定積雪深 (m)	最大積雪深 (m)	
		自然積雪深	堆雪深
新井市	2.0	1.67	1.30
妙高村	3.0	2.82	2.61
下田村	2.0	1.52	1.45
山古志村	4.0	2.30	2.38

また、各観測地点別による自然積雪深の経日変化は、図 2-17 に示すとおりである。なお、いずれの地域においても最大積雪深は 2 月中旬頃に記録している。

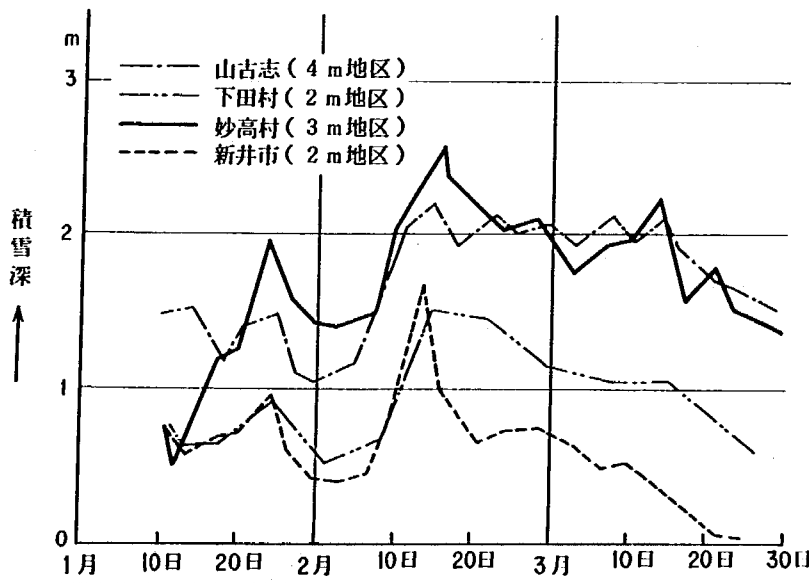


図 2-17 自然積雪深の経日変化 (昭和57年度)

2) 積雪沈降力の測定結果

妙高村の観測地点においてロードセルを用いて測定した自然積雪沈降力と堆雪沈降力の経日変化を示すと図 2-18 のようになる。

また、ロードセルおよび圧痕計を用いて測定した各観測地点の最大積雪沈降力は表 2-6 に示すとおりである。

妙高村での測定データをもとに自然積雪状態と堆雪状態において標準尺に作用する積雪沈降力と積雪重量との関係をみると図 2-19 のようになる。

この図からわかるように、自然積雪状態の傾向線を見ると、積雪初期から 2 月 10 日までは積雪重量が増大しているにもかかわらず沈降力は 1 月 31 日頃を除き 300kg/m 以下となっている。その後は積雪重量のわずかな増加でも沈降力は急激に増大し、2 月 28 日では 1034kg/m にまで達している。これに対し、堆雪状態の場合、沈降力は 500~800kg/m、積雪重量は 500kg/m² までの範囲にある。

また、圧痕計に示された標準尺に作用する最大荷重 (沈降力) と最大積雪重量の関係を図 2-21 に示す。

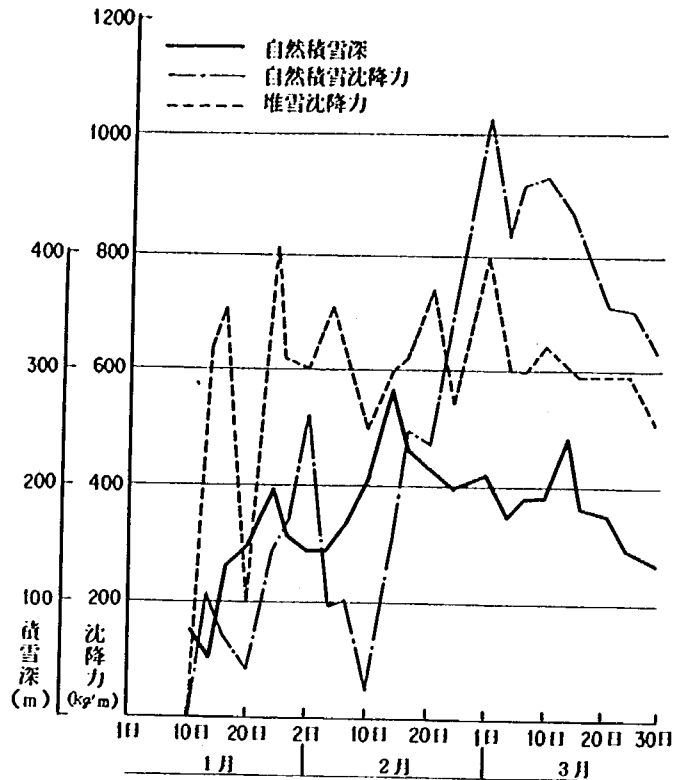


図2-18 標準尺(ロードセル)による積雪沈降力と経日変化(昭和57年度)(測定場所:妙高村)

それによると沈降力は堆雪部より大きく出ている。これは自然積雪部が平坦地であるのに対し、堆雪部では斜面の影響によるグライド力が作用したり、除雪時の雪が堆雪したものであるため内部で空洞が出てきているものと考えられる。また、観測点によるバラツキを比べると、自然積雪部の方は比較的少ないのに対し、堆雪部の方は大きい。これは除雪によって雪の密度が一様でなくなった結果、沈降力のバラツキが大きくなったものと考えられる。

表2-6 昭和57年度の最大積雪沈降力(標準尺)

観測地点	ロードセル		圧痕計	
	自然積雪沈降力	堆雪沈降力	自然積雪沈降力	堆雪沈降力
	kg/m	kg/m	kg/m	kg/m
新井市	—	—	173	198
妙高村	1,034	803	453	709
下田村	—	—	149	399
山古志村	734	628	214	417

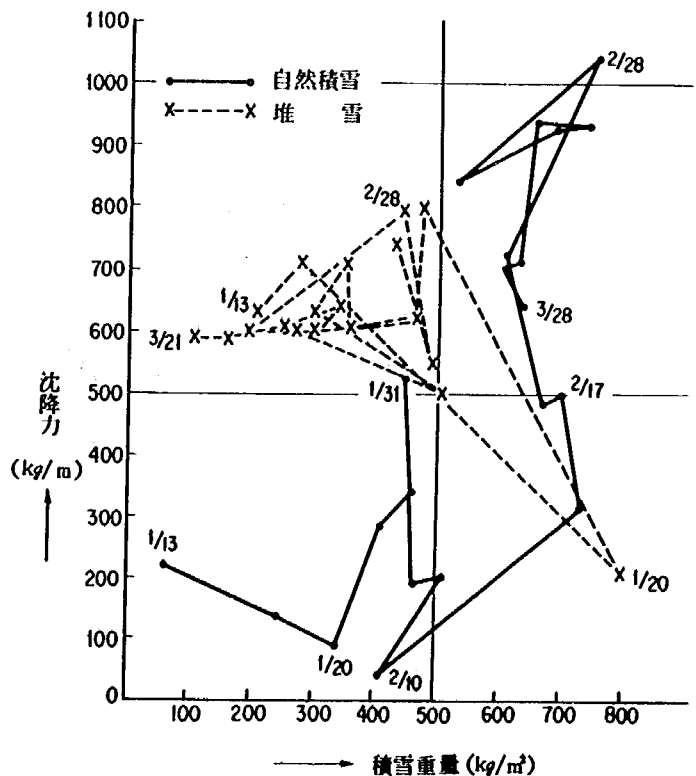


図2-19 標準尺(ロードセル)による積雪沈降力と積雪重量の関係(昭和57年度)

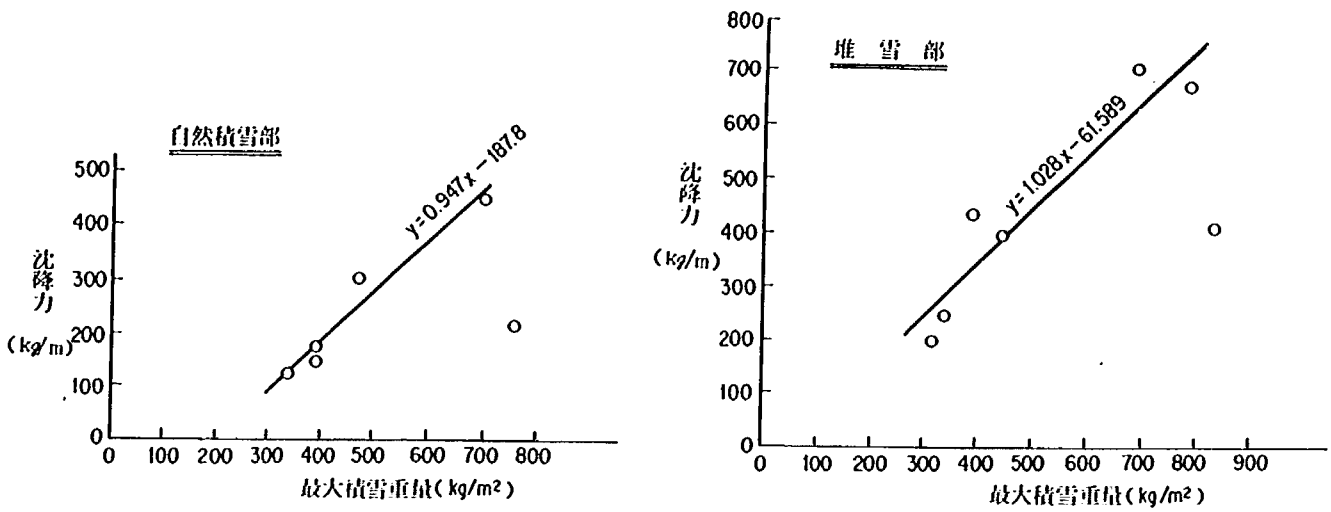


図2-20 標準尺(圧痕計)による最大沈降力と最大積雪重量(昭和57年度)

3) 堆雪断面観測結果

妙高村と山古志村における昭和57年度の堆雪断面観測結果は図2-21(a, b)および写真2-2, 2-3に示すとおりである。

(イ) 妙高村(観測日 58.2.21)

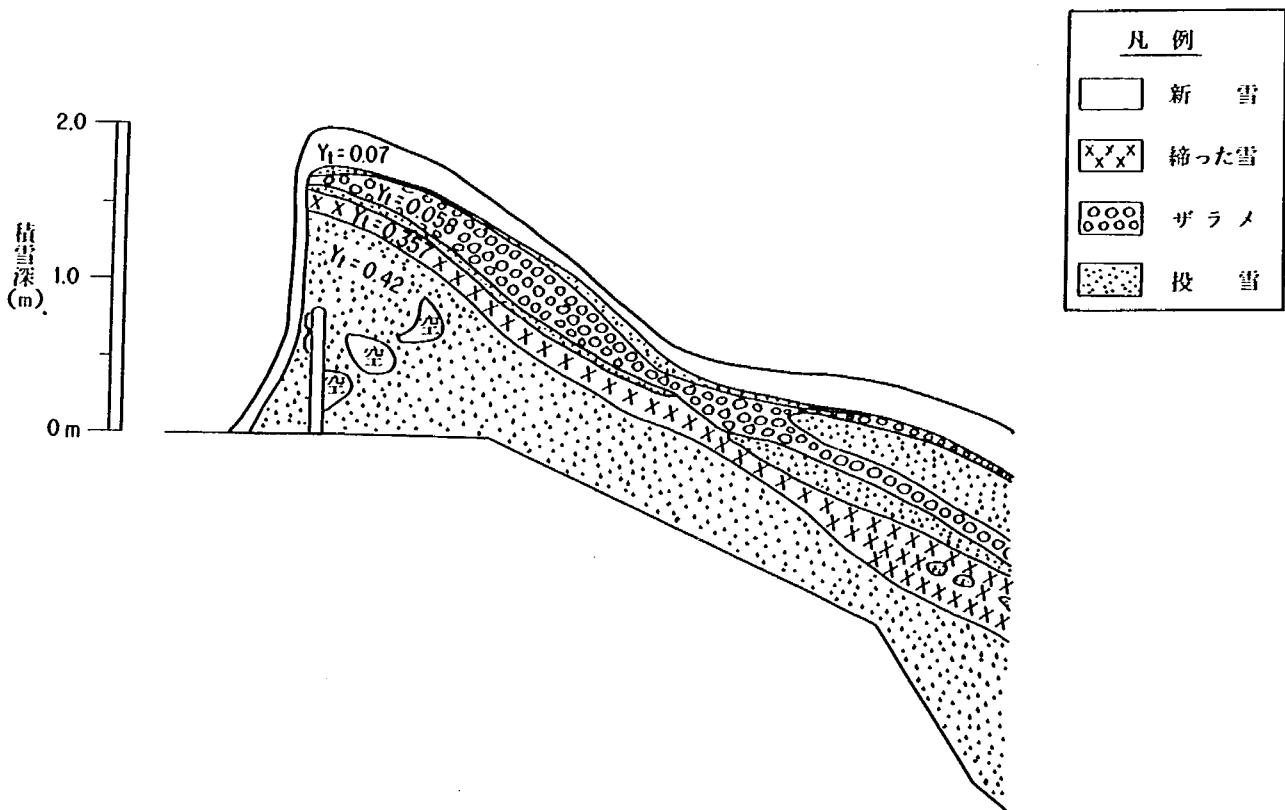


図2-21(a) 堆雪断面観測図(妙高村)

(口) 山古志村 (観測日 58.2.23)

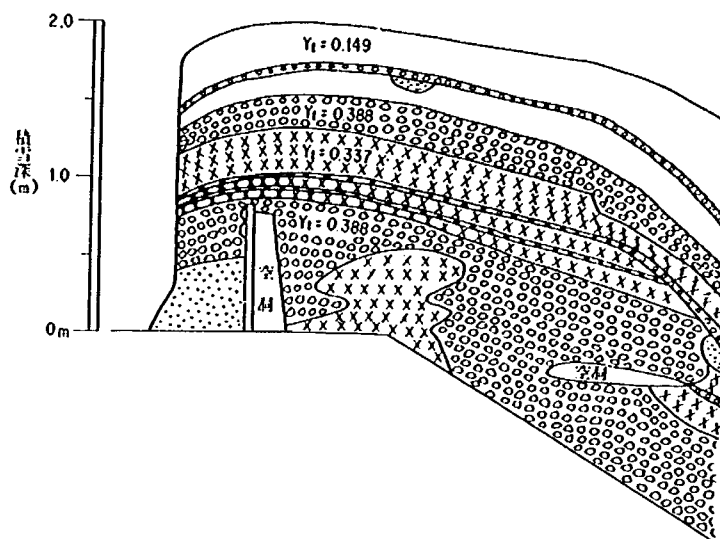


図 2-21(b) 堆雪断面観測図 (山古志村)

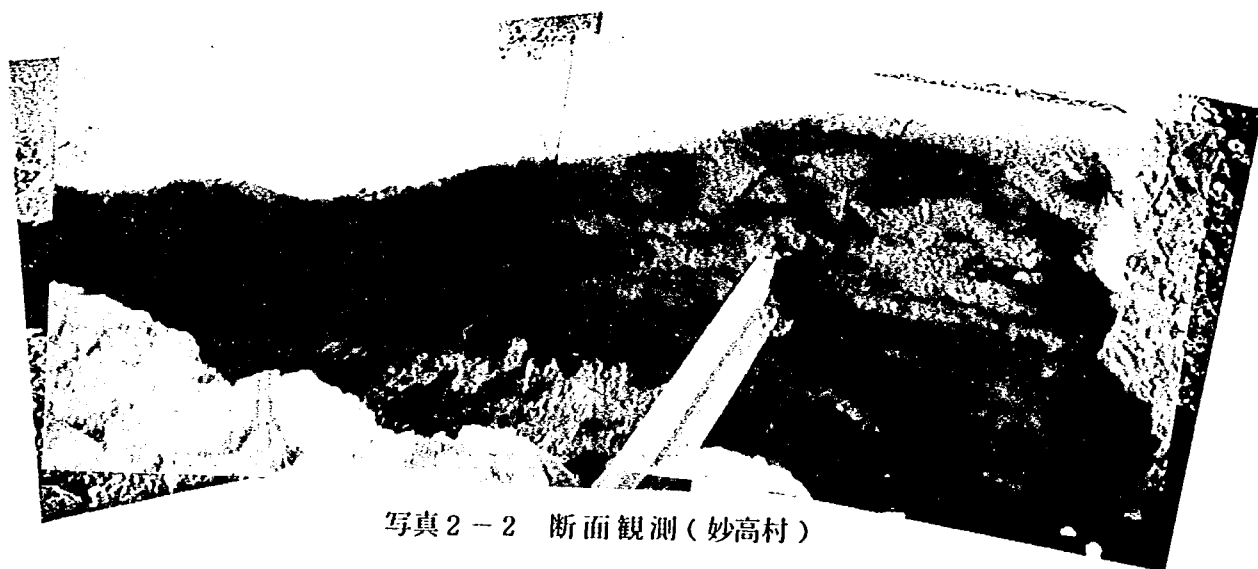


写真 2-2 断面観測 (妙高村)



写真 2-3 断面観測 (山古志村)

2.2 受圧面形状の異なる桁に作用する積雪沈降力の測定実験

2.2.1 実験目的

本実験は、積雪中の構造物（水平桁）に作用する雪圧荷重（受圧面形状および高さ別の沈降力特性）を解明し、鉛直荷重の負担の少ない防護柵形状ならびに堆雪下にある構造物の形状と積雪荷重との関係を明らかにし、合理的な構造物形状決定のための資料とすることを目的とし、昭和56年度からの調査を継続して行っているものである。

2.2.2 実験概要

(1) 実験場所

土木研究所 新潟試験所構内

(2) 実験装置の概要

実験装置は図2-21に示すような1スパン1mで4スパン（全長4m）の水平桁を使用した。また、水平桁の受圧面形状および設置高さの組み合わせは表2-7に示すように丸形7種、四角4種、三角6種の合計17種類である。なお、受圧面形状の詳細は文献²⁾を参照されたい。

(3) 実験項目

雪圧、積雪深、密度等の観測は週2～3回の割で行った。

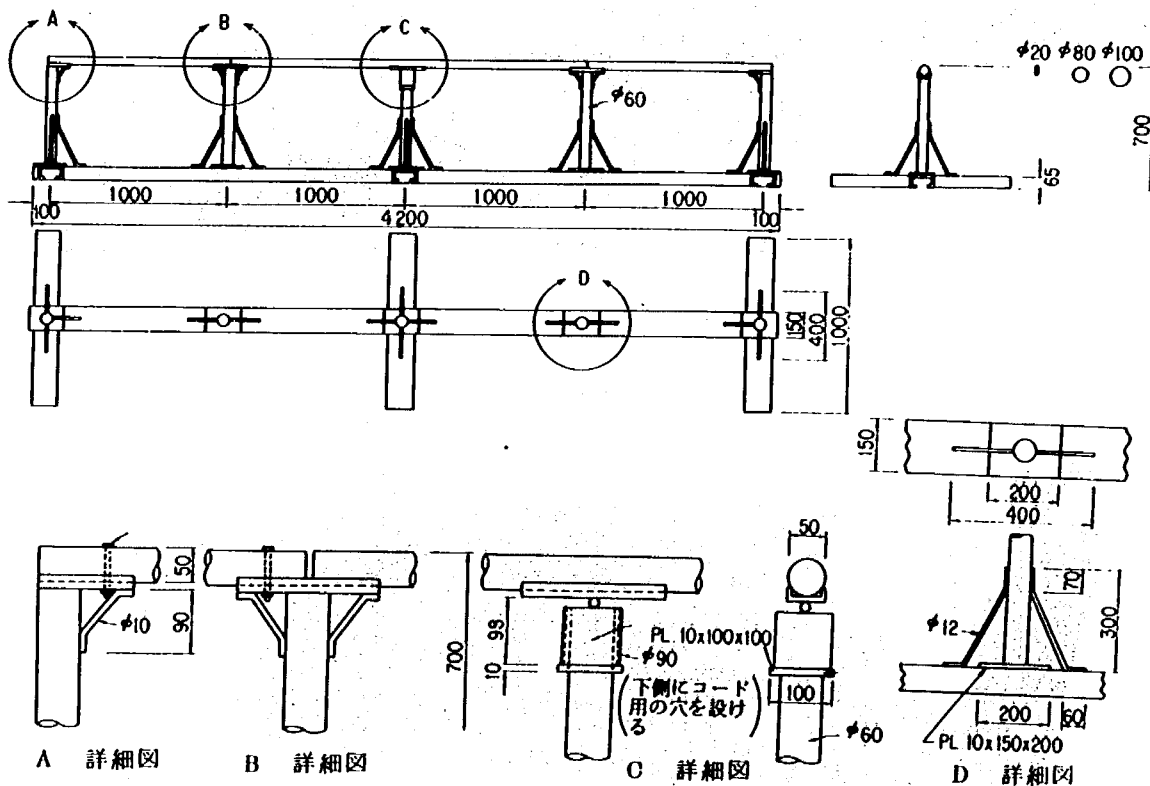


図2-22 水平桁構造図（単位：mm）

表 2-7 実験装置の数および設置状況

形状	丸型(パイプ)						四角				三角						
設置高さ (地上から: mm)	700	700	400	1000	1300	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700
受圧幅 (mm)	20	50				80	100	20	50	100	200	50	100				
頂角 (度)											90°	30°	45°	60°	90°	120°	
計											7 種						4 種

2.2.3 実験結果および考察

(1) 積雪状況

新潟試験所構内で観測した昭和57年度および58年度の積雪状況を図2-23(a), (b)に示す。また観測期間中の最大積雪深, 最大積雪重量は表2-8に示した。

(2) 受圧面形状の異なる桁に作用する沈降力の特徴

図2-24は, 昭年57年度および58年度の水平桁に作用した形状別の沈降力(各年の積雪重量が最大となった日の値)を示したものである。

この結果から水平桁に作用した沈降力は, 各形状とも積雪の多かった昭和58年度(最大積雪深は59年2月15日の3.62m)のものが最も大きな値を示す結果となった。しかし, 57年度は積雪が少なかったため水平桁に作用した沈降力は小さい値となっている。

水平桁の受圧面形状の違いによる沈降力特性については, 受圧幅の増大および三角形の頂角が増加するに伴い大きくなっている。また, 56年度の結果では四角形の100×100が最大となっていたが, 57年度, 58年度では四角形の200×200, 円形φ100が大きい値を示す結果となった。

表 2-8 積雪深及び積雪重量の最大となった月日

年度	最大積雪深		最大積雪重量	
	深さ (m)	月/日	重さ (kg/m ²)	月/日
57	2.39	2/14	630.3	2/26
58	3.62	2/15	1305.4	3/19

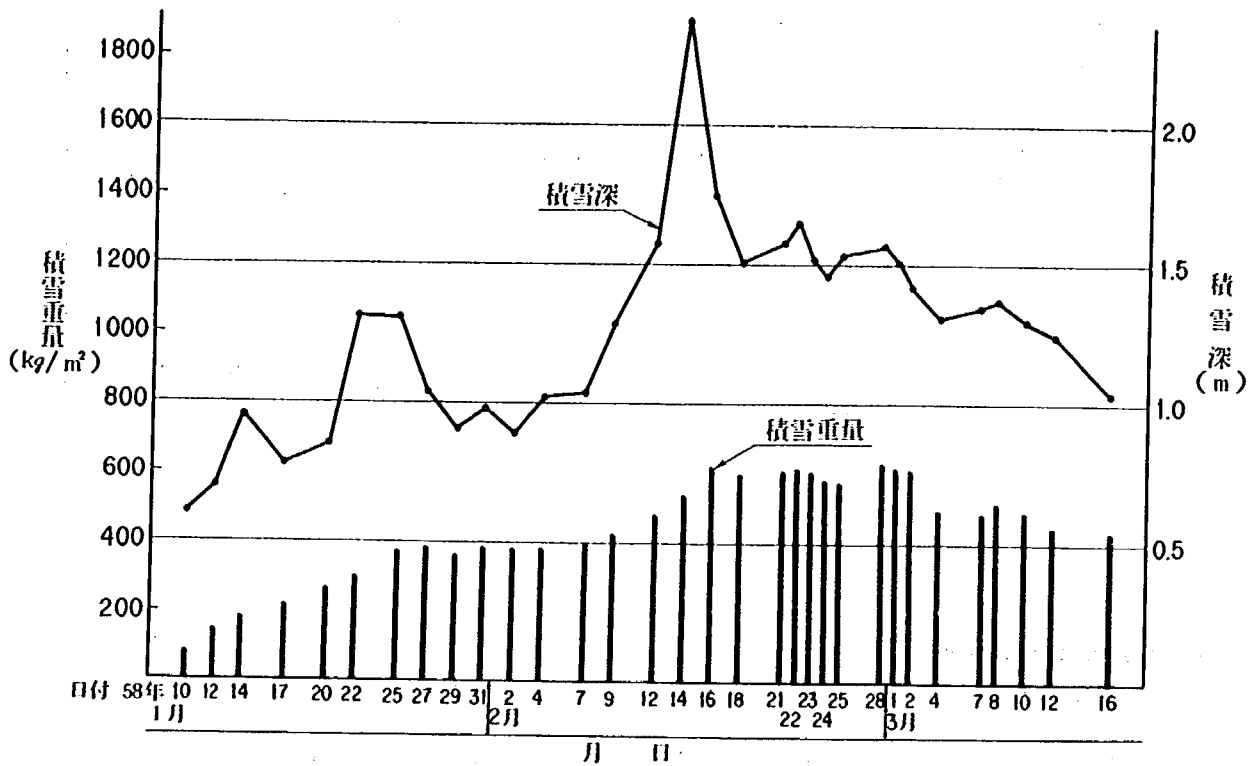


図2-23(a) 昭和57年度冬期の積雪深と積雪重量の関係(試験所構内)

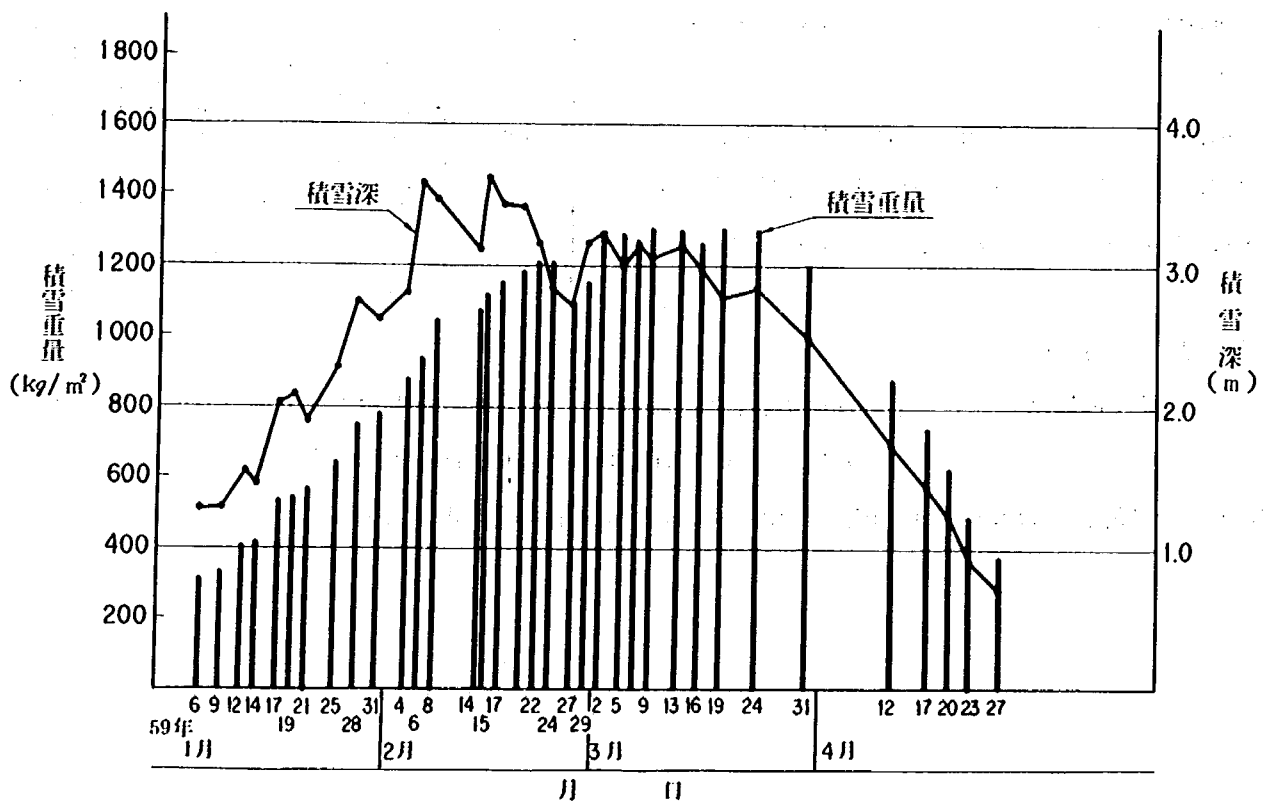


図2-23(b) 昭和58年度冬期の積雪深と積雪重量の関係(試験所構内)

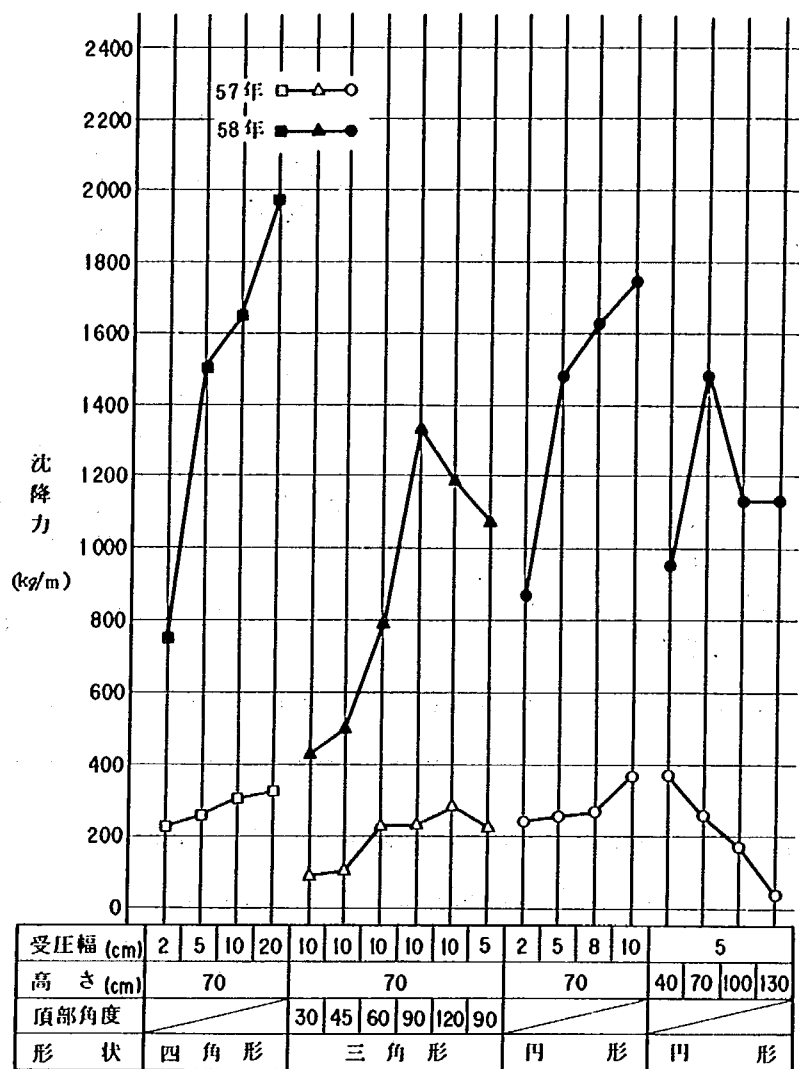


図 2-24 水平桁の形状と沈降力

一方、水平桁に作用する雪の沈降力は桁の受圧面形状もさることながら積雪深、雪質等の変化によって大きく変わることから、最も影響されやすい三角形の頂角別による沈降力の日変化の一例を図 2-25 に示した。この結果から一般的にいえることは降雪開始の数日後に沈降力が表われ、頂角が大きくなるに従い沈降力も大きくなっていることである。また、頂角 30°, 45° の場合、沈降力の増加割合は、60° 以上に比べ小さい。

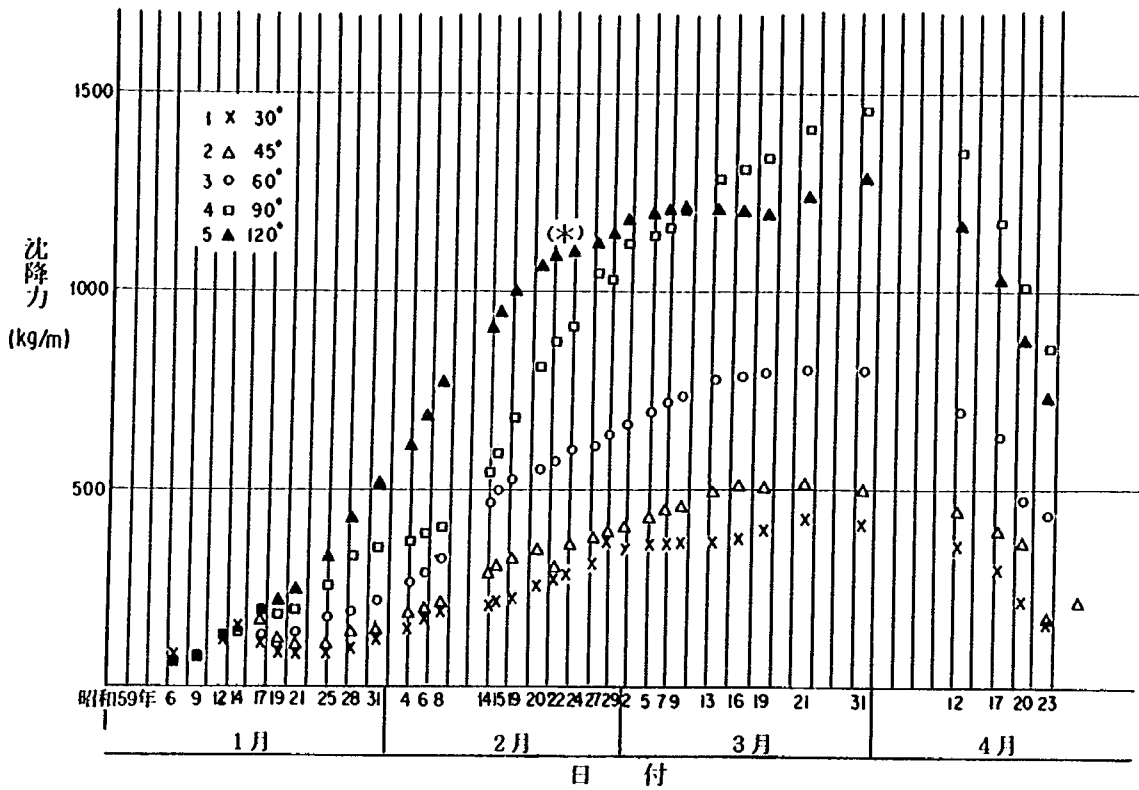


図 2-25 三角形桁にかかった沈降力の日変化(58年度)
 (*の地点で水平桁が破損したと思われる。)

この図から頂角に関する限り、 30° と 45° の沈降力はほぼ同じ値であり、それ以外のものとは差があることがわかる。この結果から沈降力を軽減する方法として、防護柵等の先端の角度(頂角)を 45° 以下にすることも一つの方法かと思われる。

2.3 水平桁(標準尺)の設置間隔別の雪圧荷重実験

2.3.1 実験目的

積雪中に埋まった構造物は、積雪の沈降により大きな圧力を受ける。その大きさは積雪の深さ、積った雪の性質(密度等)とか、構造物から見た場合は、設置高さ、受圧面の形状等によって大きく左右されることは前項において述べた。上記条件の他に構造物が積雪中に複数並設されて設置されている場合、その設置間隔によって各々の構造物に作用する沈降力は大きく異なることが予想される。そこで、この実験においては標準尺により設置間隔別の沈降力特性を解明することにより、中央分離帯等の並設された防護柵等を設計するための基礎資料を得ることを目的とし、実施したものである。

2.3.2 実験方法

実験は前項で述べた標準尺を用い、単体で設置したものと設置間隔を0.5m, 1.0m, 1.5m (図2-25および写真2-4)にした場合の計4種類の実験装置を土田の実験地(図2-1参照)の平地に設置し、測定を行った。

測定項目は標準尺の中央に設置したロードセルに作用した雪圧荷重測定と気象、積雪深、積雪重量等の測定を3日に1回ずつの割合で行った。

なお、測定方法等は防護柵の静的実験の項を参照されたい。

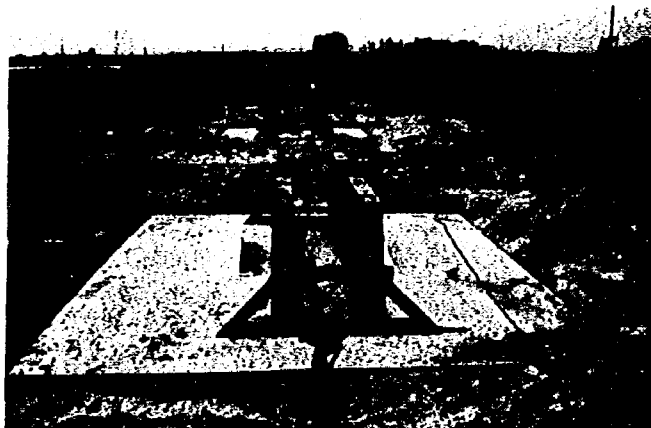


写真2-4
設置間隔別雪圧測定における水平桁の据付状況

2.3.3 実験結果

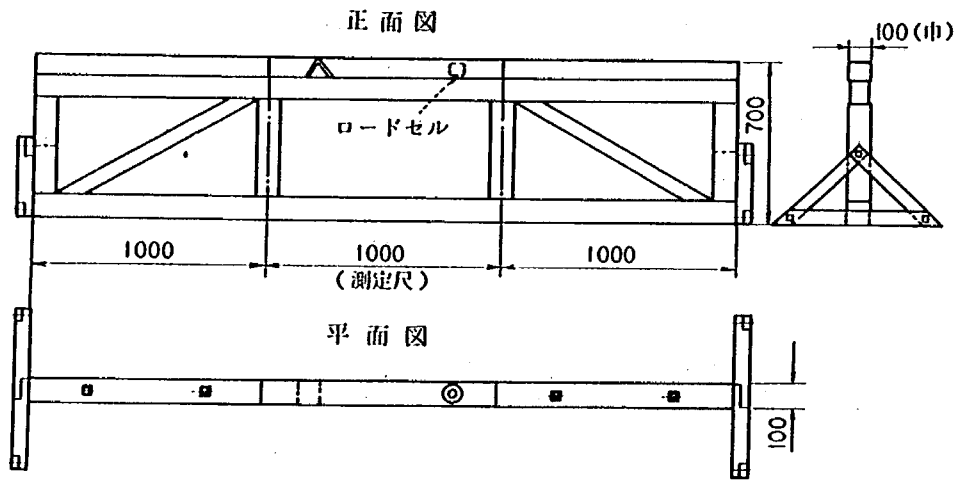
最大積雪重量時における水平桁の設置間隔別の沈降力の測定結果は、表2-9に示した。また、各水平桁に作用した沈降力の日変化については、図2-27に示した。なお、実験時の積雪状況の日変化は、図2-4(b)で示したものと同一であるため、ここでは省略した。

この結果から設置間隔別の水平桁に作用する沈降力の差は、設置間隔が小さいほど1本当りに作用する沈降力は小さくなるが、間隔が広くなると沈降力は増大する。その比率は気象条件等によって異なるが概略1.5mの設置間隔で水平桁(標準尺)を1本設置したものとほぼ同じ値を示す結果となった。つまり防護柵等を隣接して設置する場合、その間隔が0.5~1.5mの範囲であれば1本当りに作用する沈降力は単体で設置したものに比べ、狭い間隔で荷重を分担するため0~26%程度は軽減できるものと思われる。また逆に1.5m以上離して設置する場合には、防護柵に作用する沈降力を100%考慮する必要がある。

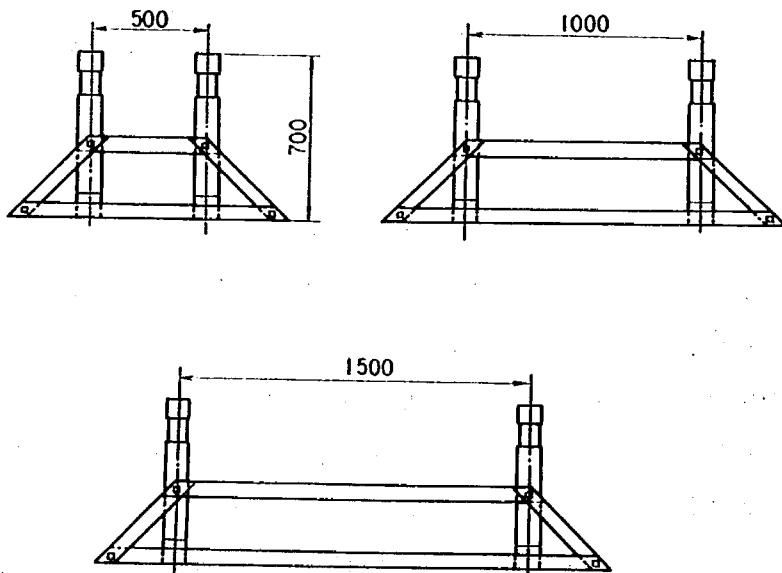
表2-9 最大積雪重量時における水平桁に作用する設置間隔別の沈降力

(1本当り)

設置間隔	標準尺の設置間隔(m)			
	0.1	0.5	1.0	1.5
桁一本に作用した沈降力(kg/m)	1665	1238	1579	1701



〔標準尺構造図〕 (単位mm)



〔水平桁の設置間隔(断面図)〕 (単位mm)

図2-26 雪圧測定装置

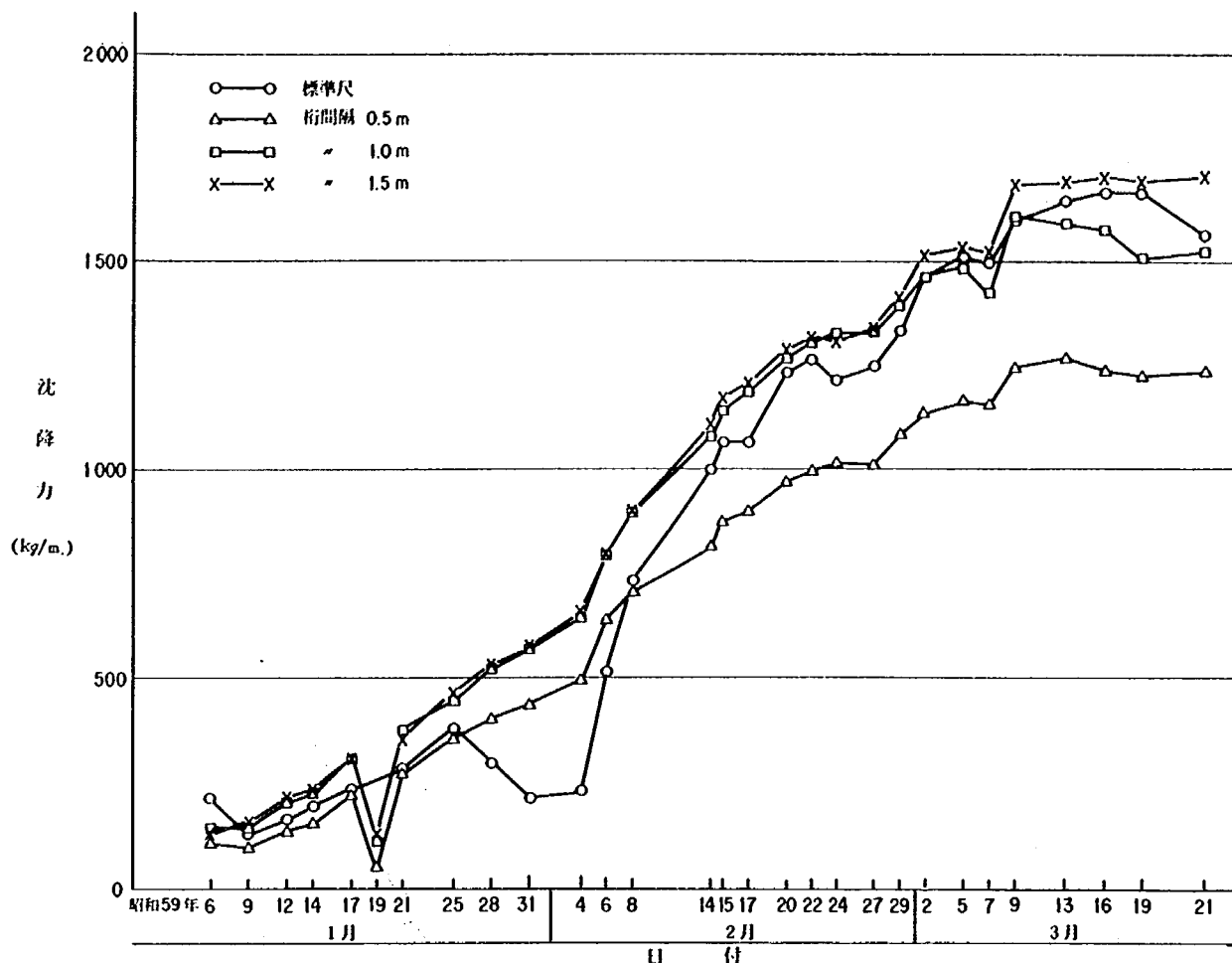


図2-27 設置間隔別の水平行(1本当り)に作用する沈降力の日変化(昭和58年度)

2.4 雪圧実験のまとめ

昭和57年度以前の結果と57年度、58年度分のデータをもとに、構造物(防護柵、標準尺)に作用する沈降力と積雪重量との関係について示すと、次のとおりである。なお、過去の年度別の最大積雪深、最大積雪重量については表2-10に示した。

表2-10 年度別の最大積雪深と最大積雪重量(土田)

積雪状況		年度				
		54	55	56	57	58
積雪深および積雪重量	最大積雪深(m)	2.50	2.95	1.43	2.13	3.62
	測定された月日	2/18	1/28	2/10	2/14	2/15
	最大積雪重量(kg/m ²)	805.2	1198.1	374.2	608.7	1442.4
	測定された月日	2/25	3/12	2/19	2/28	3/16

2.4.1 標準尺に作用する沈降力と積雪重量との関係

これまでに観測したデータをもとに標準尺に作用する沈降力と積雪重量との関係を示したのが図2-28である。

この結果をもとに最小二乗法により最適（高相関が得られるものとした）な回帰式について検討を行った。その結果、標準尺については二次回帰が最も高い相関（一次式は0.938、二次式は0.943）が得られたため、ここでは次式を採用することとした。

$$Y = -103.7 + 0.6991X + 0.0003961X^2$$

（Y = 沈降力, X = 積雪荷重）

なお、この式は図2-28からもわかるようにバラツキは多いが、この種のデータとしては信頼度の高いものと思われる。

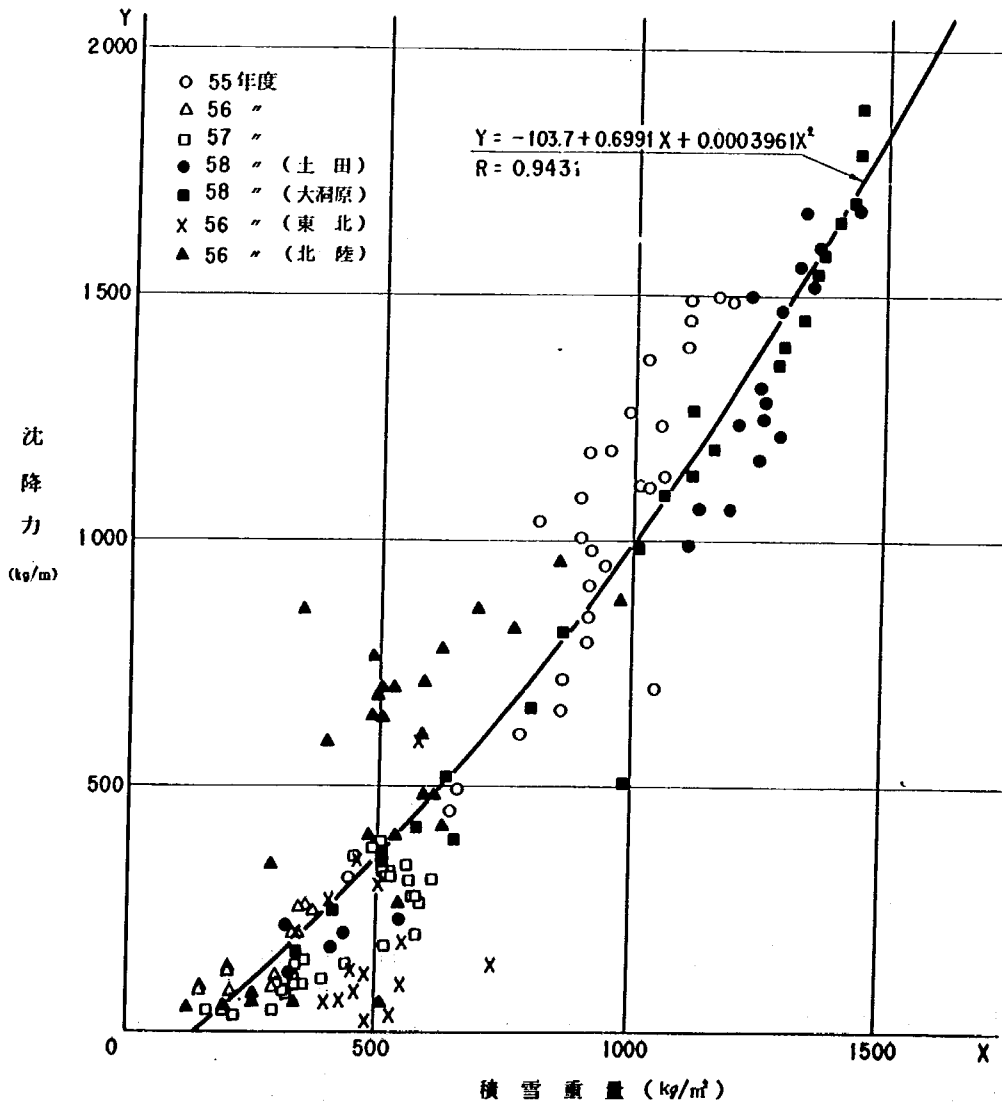


図2-28 標準尺による沈降力と積雪重量との関係

2.4.2 防護柵に作用する沈降力

図2-29は、各種防護柵に作用する沈降力と積雪重量の関係を求めるため昭和54～58年度に測定した結果(全データ)をプロットしたものである。これによると年度別に計測したデータは前述と同様、

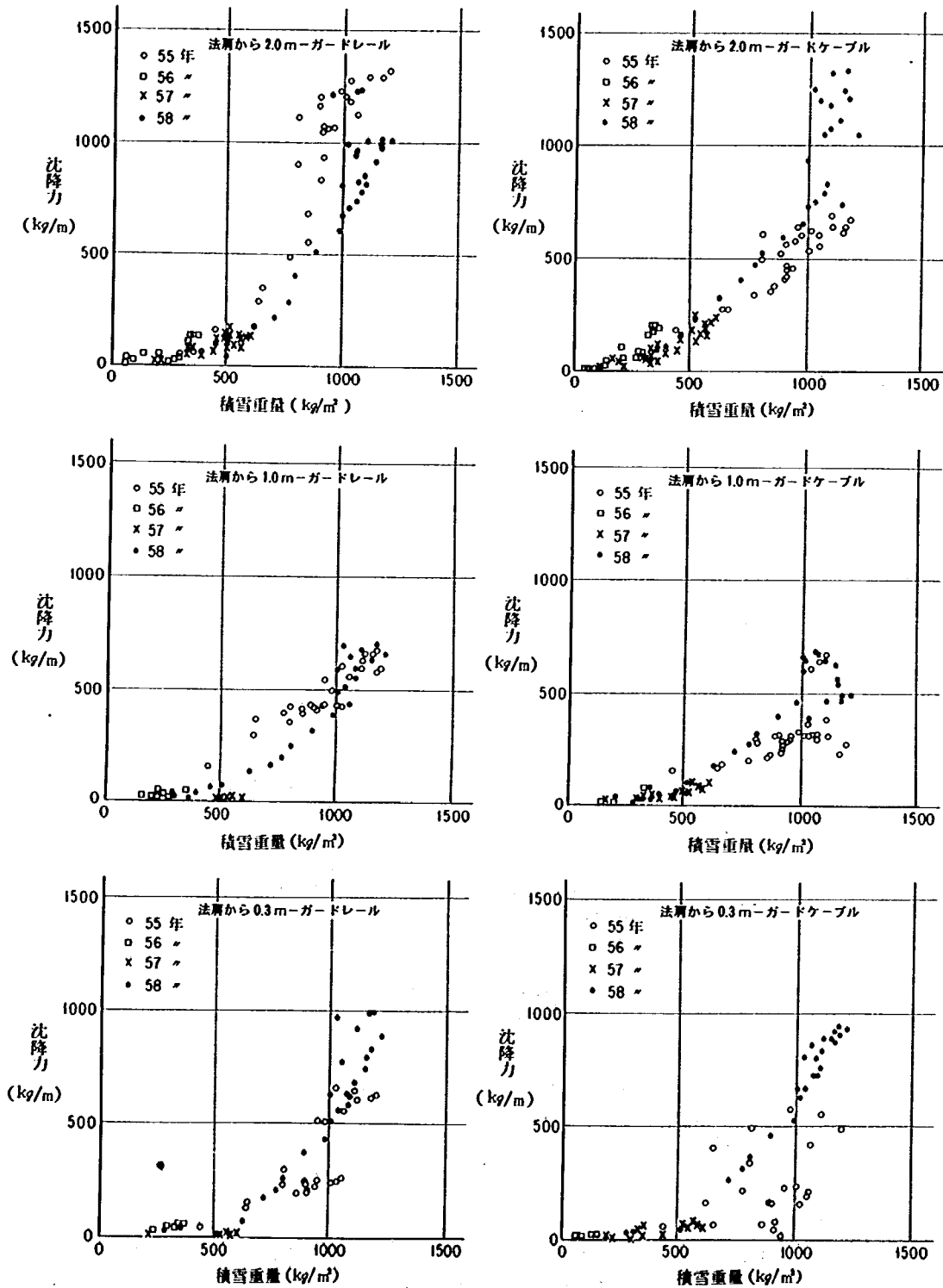


図2-29 各種防護柵に作用する沈降力と積雪重量の関係

積雪深の違いによって観測年度ごとに偏在する結果となった。

2.4.3 水平桁の設置間隔別の沈降力特性

図2-30は、最大積雪重量時における水平桁（標準尺）の設置間隔別の沈降力（1本当り）を示したものである。この結果から設置間隔を0.5 mにした場合、単体で設置したものに比べ、26%程度沈降力が軽減され、1.5 m以上になると標準尺と同程度の沈降力が作用していることがわかった。

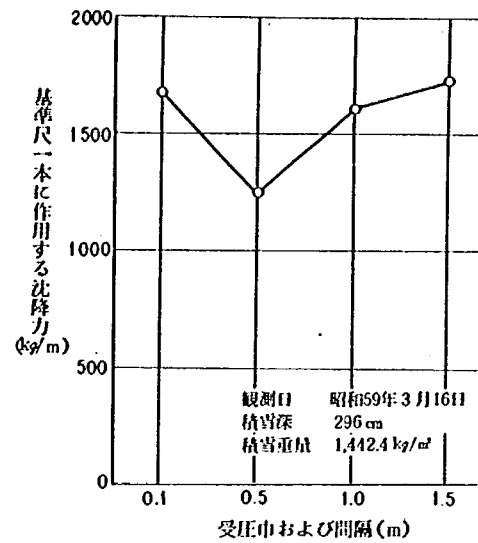


図2-30 最大積雪重量時における水平桁の設置間隔別の沈降力特性（幅0.1mは1本の標準尺である。）

2.4.4 年最大積雪重量と年最大積雪深

図2-31は、各年度の最大積雪深と最大積雪重量との関係を示したものである。この図から最大積雪重量(Y)と最大積雪深(X)の関係は、次式によって求められる。なお、この場合の相関係数は0.894であった。

$$Y = -149.4 + 386.7X$$

(Y = 最大積雪重量)
(X = 最大積雪深)

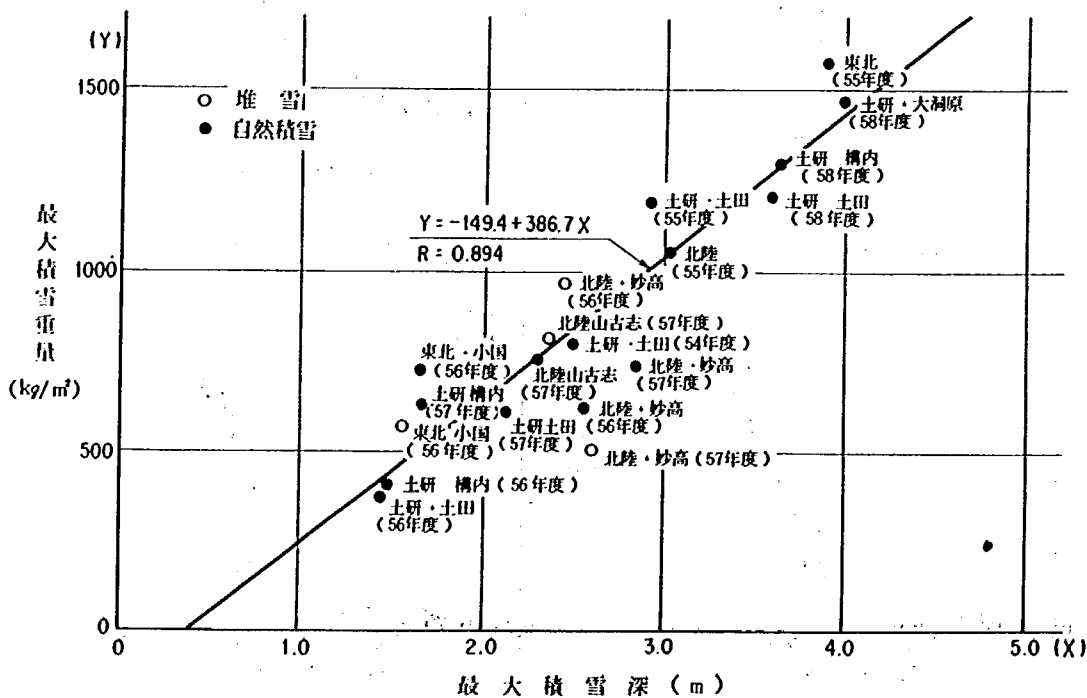


図2-31 最大積雪重量と最大積雪深との関係

第3章 防護柵ブラケットの強度に関する静的実験

3.1 実験概要

積雪寒冷地で用いる防護柵について、雪圧に対する各部材の耐荷力やその改良の方向を見出すために、昭和56年から種々の検討を進めてきた。積雪地に防護柵を適応させるためには、雪圧による応力に対応し、部材間の強度バランスを整えるとともに総合的に防護柵の耐荷力を上げることが肝要である。

昭和56年9月に実施した部材の強度実験の結果（以下56年度実験という）、ブラケットの耐荷力が他部材に比べ全般的に低い値であったため、以後の改良の主眼をブラケットの耐力向上に置いた。検討の結果、各型式ごとの改良方向は以下に示す通りである。

ガードレール：ブラケットの板厚や幅を大きくし、ビームの回転防止や上端の強化も考慮したものとする。

ガードケーブル：上下段分割タイプを一体物にし、ケーブルをブラケット内に納めるピン式ブラケットとする。

ガードパイプ：中間ブラケットをやめ、継手タイプのブラケットを強化し、ビームの断面形状の大きさや板厚についても検討する。

また、積雪地用防護柵の場合においても標準型防護柵同様、統一された形状、機能を有することが望ましいと考え、本実験で用いるブラケットの供試体は今後実用化することを考慮した形状とした。

本実験は上記主旨に従って設計試作した数種類のブラケットに関し、静的載荷実験を行ったもので、各ブラケットの許容荷重を検討確認し、防護柵の積雪限界値を把握するための資料とすることを目的とするものである。

3.2 実験方法

本実験は供試体を支柱（治具）に取り付け、R U型万能試験機（容量200 t）により水平・鉛直方向から載荷した場合の供試体の変位及び荷重を測定し、載荷範囲は原則として供試体が破壊するまでとした。

3.2.1 供試体

(1) ガードレール用ブラケット

供試体として試作したブラケットはビームをブロックアウトする機能とビームの回転や上端を拘束する機能とを一体化したI型供試体を3種類と、それを2部材としたII型（供試体）を3種類及び標準型ブラケットの板厚と幅を大きくしたIII型（供試体）を1種類の合計7種類である。供試体I-3型の板厚は4.5 mmであるが（昭和55年新井市の現場実験に使用したタイプ）、これ以外の6タイプの板厚は6 mmとした。これは前回の強度実験の結果から板厚の差（4.5 mmと6.0 mm）が強度面に大きく影響を及ぼすことが証明されたため、今回の供試体では形状による影響をみることに主眼をおいて、板厚は6 mmとした。各供試体の特徴を表3-1に、形状寸法を図3.1~3.7に示す。

また、治具として用いたビームは、中間的なB種（板厚 3.2 mm）とし、目的に応じリブ等で補強したものである。

表 3 - 1 各供試体ブラケットの特徴

I型ブラケット	II型ブラケット	III型ブラケット
<ul style="list-style-type: none"> • 1体物 • ビームとの取り付けはボルト 4 ~ 6本 	<ul style="list-style-type: none"> • III型ブラケットと補強材との2部材で構成 • 状況に応じ補強材なしとすることもできる。 	<ul style="list-style-type: none"> • 標準ブラケットの断面形状、板厚 • ビームの回転防止や上端の補強効果はない。 • 取り付け容易

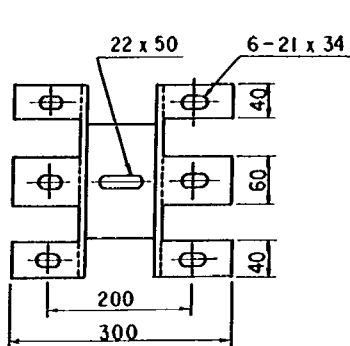


図 3 - 1 ガードレールブラケット I - 1 型
(板厚 6 mm)

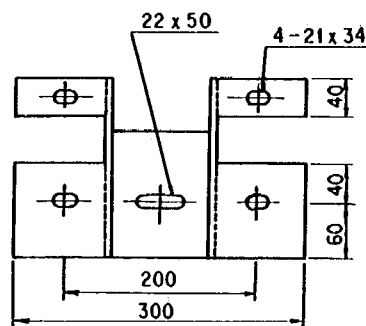
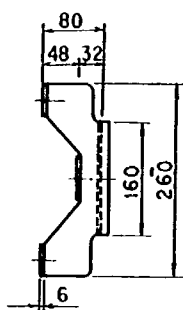


図 3 - 2 ガードレールブラケット I - 2 型
(板厚 6 mm)

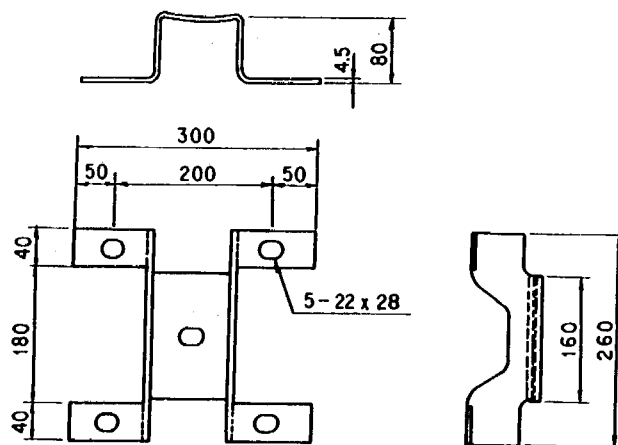
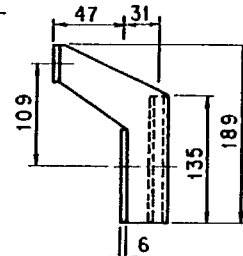


図 3 - 3 ガードレールブラケット I - 3 型
(板厚 4.5 mm)

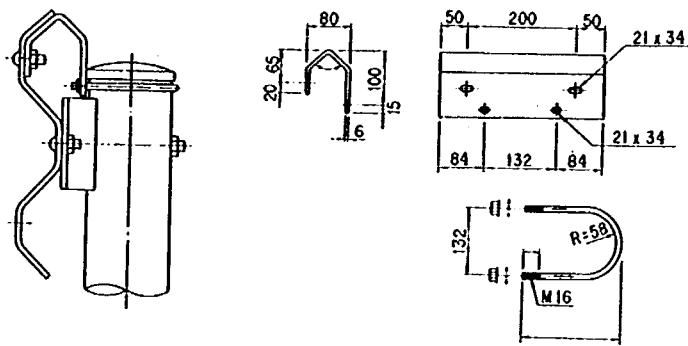


図3-4 ガードレールブラケットⅡ-1型
(板厚6mm)

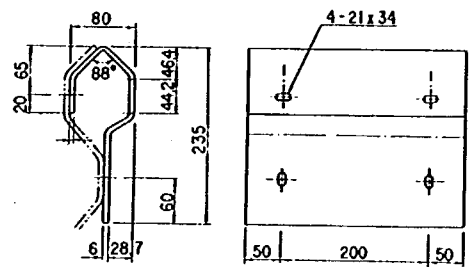


図3-5 ガードレールブラケットⅡ-2型
(板厚6mm)

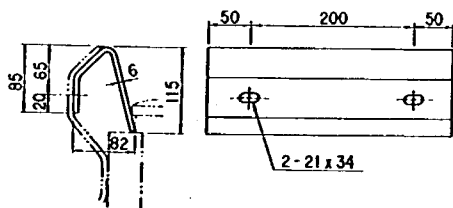


図3-6 ガードレールブラケットⅡ-3型
(板厚6mm)

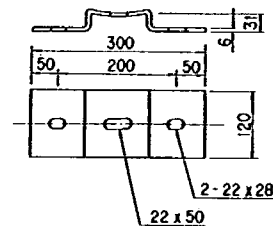


図3-7 ガードレールブラケットⅢ型
(板厚6mm)

(2) ガードケーブル用ブラケット

供試体ブラケットは新しく設計した断面形状である。ブラケットの種類は防護柵設置要綱規定(以下設置要綱という)のA・B・C・S種相当の4種類で、取付金具を使わずケーブルをブラケット中に納めるピン式とし、全て一体化した構造とした。支柱との取付ボルトの本数・ピッチは原則として補修面を考慮して標準型と同じとし、ボルト強度は標準型の4Tと更に強度の高い6Tとした。供試体の板厚はガードレールの場合と同じく、前回実験の結果から、3.2mmを4.5mmとした。図3-8～3-10に形状寸法を示す。

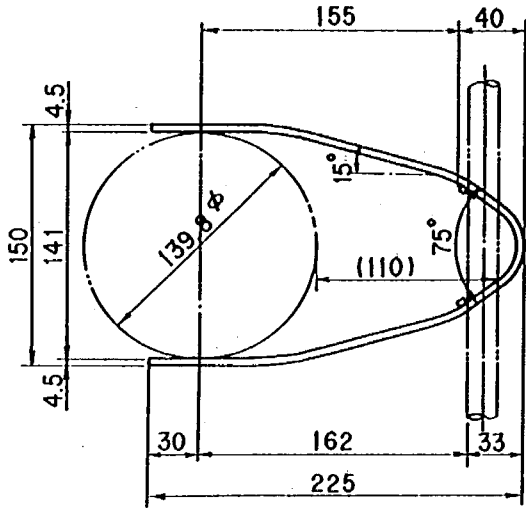


図3-8 ガードケーブルブラケット断面
S・A種(板厚4.5mm)

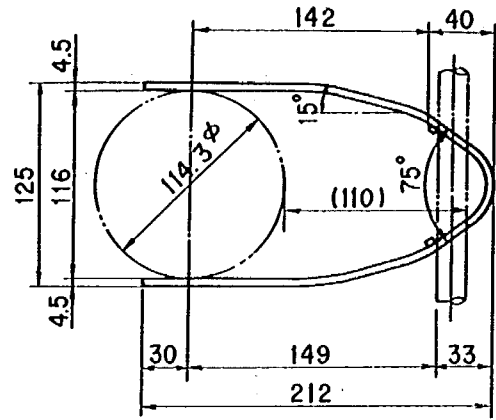
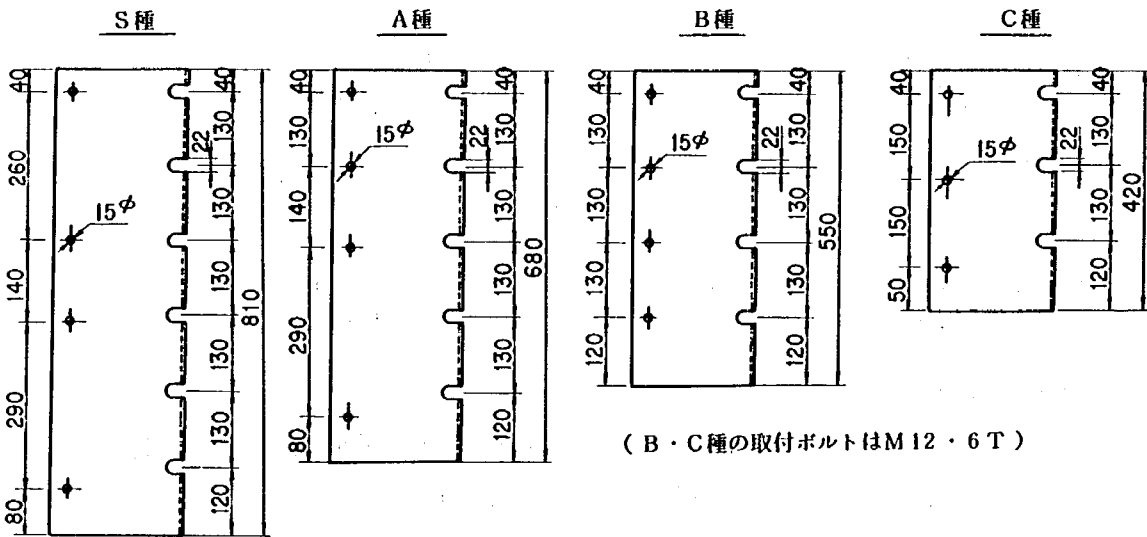


図3-9 ガードケーブルブラケット断面
B・C種(板厚4.5mm)



(S・A種の取付ボルトはM12・4T)

(B・C種の取付ボルトはM12・6T)

図3-10 ガードケーブルブラケット S・A・B・C種

(3) ガードパイプ用ブラケット



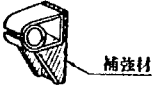


標準型ガードパイプのブラケットの鉛直耐荷力は非常に低く、実験から表3-2に示す結果が得られている。ビームパイプの耐荷力はA種標準型で0.376t/m、支柱間隔を1mとした場合でも1.505t/mである。従ってブラケットの剛性をいくら大きくしてもビームパイプ自体の耐荷力が小さいこと、および構造を全面的に変更することは車両衝突時の挙動に及ぼす影響が大きくなると予想されることから、今回の実験では標準型に補強材を取り付けたものを用い、ブラケットの強度はビームパイプと同等程度とした。

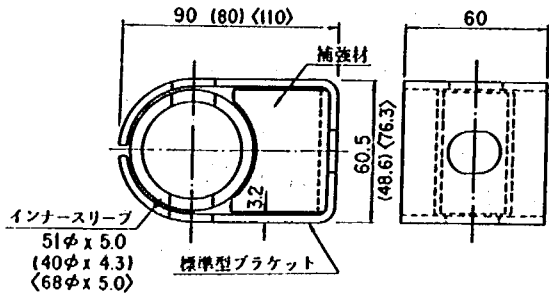
供試体の種類は設置要綱のA・B種とし、更に形状、板厚を大きくした特A種(仮称)も参考として実施することとした。供試体の種類を表3-2に形状寸法を表3-3および図3-11~3-15に示す。

表 3-2 ビームパイプの鉛直耐荷力

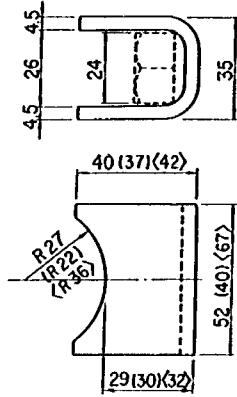
種別	ビームパイプの鉛直耐荷力 (計算値)				標準型ブラケット の鉛直耐荷力 (実験値) 〔支柱間隔 2 m〕
	形状寸法 (mm)	断面係数 (cm ⁴)	支 柱 間 隔		
			2 m	1 m	
A	60.5φ×3.2	7.84	0.376 ^{t/m}	1.505 ^{t/m}	0.15 ^{t/m}
B	48.6 × 3.2	4.86	0.233	0.933	0.15
特A	76.3 × 2.8	11.5	0.552	2.208	—

表 3-3 ガードパイプブラケット一覧表

供試体型式	形 状	防護柵種別	供試体記号	備 考
I 型		A	P-1	
		B	P-2	
		特 A	P-3	
II 型		A	P-4	
III 型		A	P-5	
		B	P-6	
		特 A	P-7	
IV 型		A	P-8	
V 型		B	P-9	現道での検証実験に用いた。

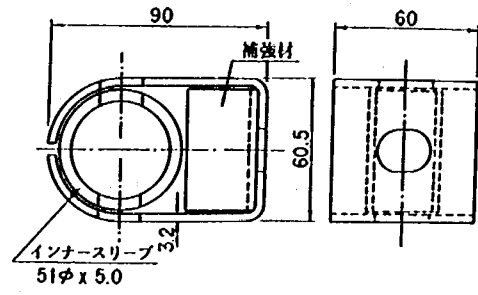


補強材の詳細図



()内寸法はB種P・2
< >内寸法は特A種P・3

図3-11 ガードパイプブラケットI型



補強材の詳細図

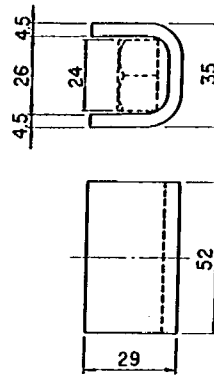
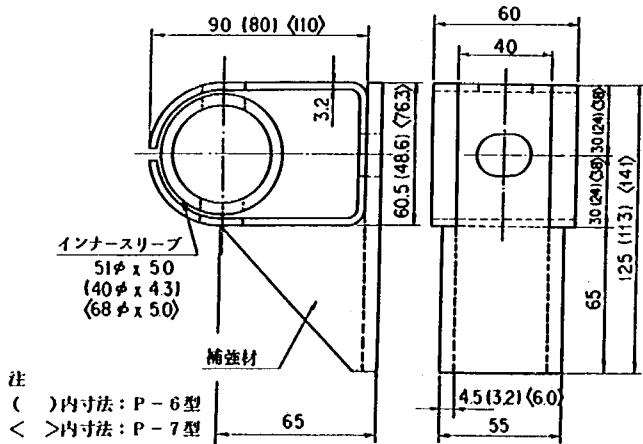


図3-12 ガードパイプブラケットII型



注
()内寸法：P-6型
< >内寸法：P-7型

図3-13 ガードパイプブラケットIII型

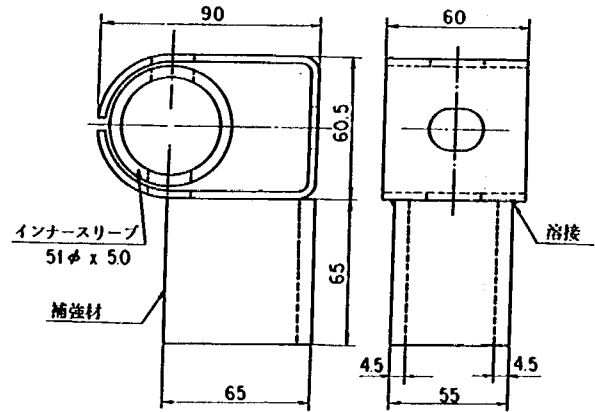


図3-14 ガードパイプブラケットIV型

3.2.2 荷重載荷方法

荷重載荷実験は供試体を治具に取り付け、実際の設置状態に近似させ、RU型万能試験機により鉛直・水平方向に載荷した。載荷範囲は原則として破壊荷重までとしたが、防護柵の外観上の残留変形や他部材の強度等を考慮して、供試体が降伏に至るまでか、もしくは必要と考えられる荷重・変位置までとした。供試体は1条件3体とした。図3-16~3-22に載荷方法を示し、表3-4に供試体の種類と実験数量を示す。

(1) ガードレール用ブラケット

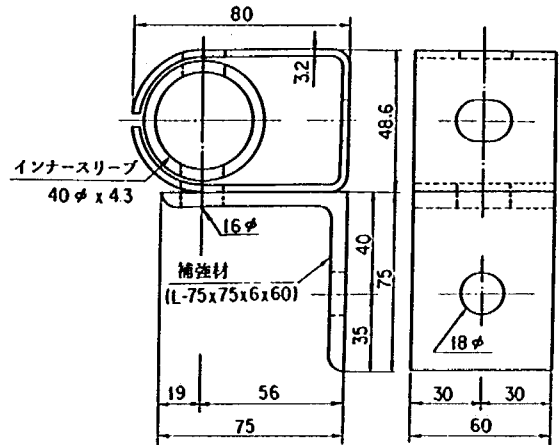


図3-15 ガードパイプブラケット
V型

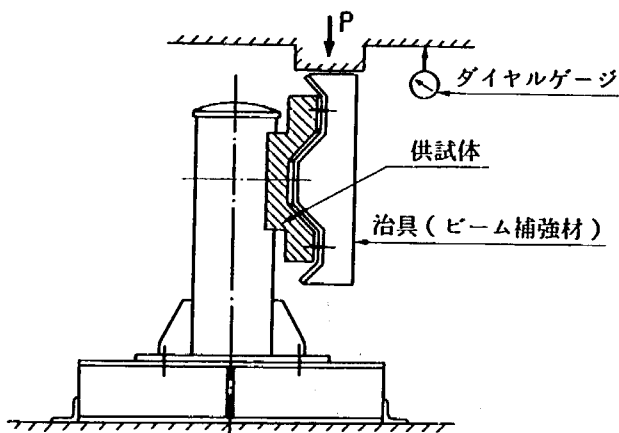


図3-16 ガードレールブラケット
鉛直載荷

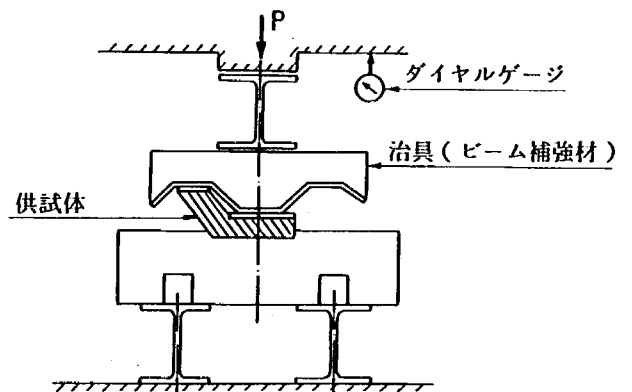


図3-17 ガードレールブラケット
水平(中心)載荷

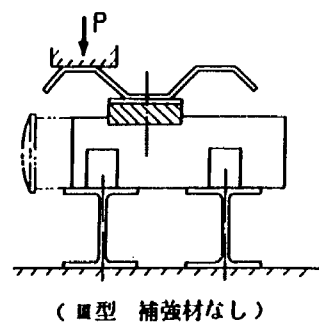
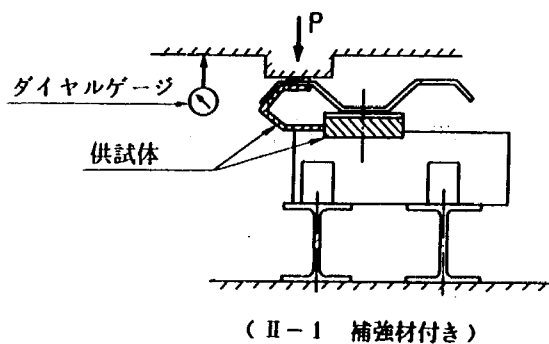


図3-18 ガードレールブラケット水平(偏心)載荷

(2) ガードケーブル用ブラケット

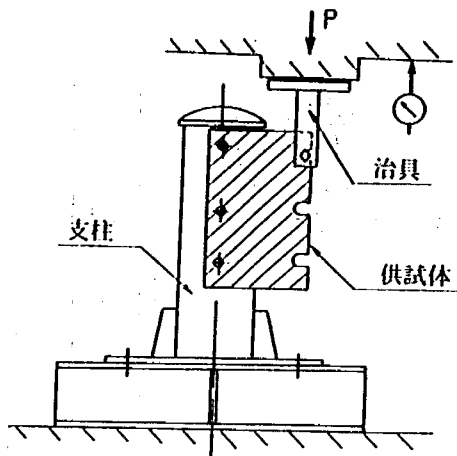


図3-19 ガードケーブルブラケット鉛直載荷
(載荷点は上端のケーブル位置)

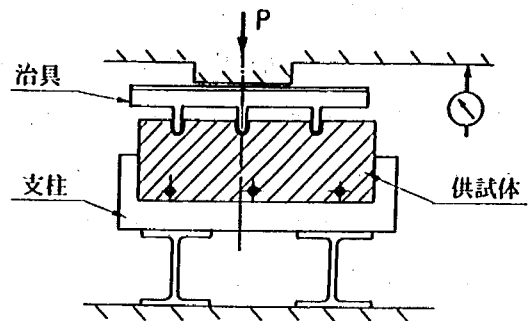


図3-20 ガードケーブルブラケット水平載荷
(載荷位置はケーブル位置
(載荷点数はケーブル本数と同じ)

(3) ガードパイプ用ブラケット

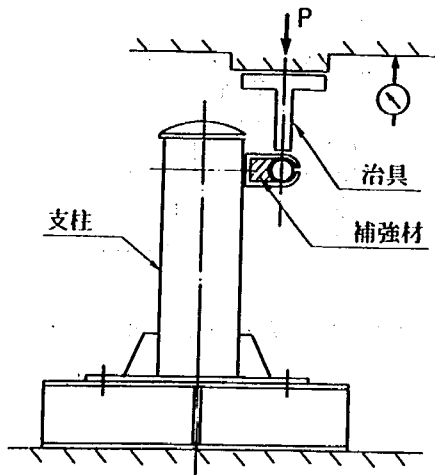


図3-21 ガードパイプブラケット鉛直載荷

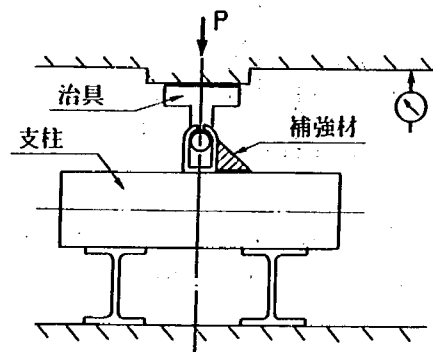


図3-22 ガードパイプブラケット水平載荷

表 3-4 供試体の種類と実験数量

型式	供記体記号	載 荷 方 法			備 考
		鉛直	水平(中心)	水平(偏心)	
ガードレール・ブラケット	I-1	5	3	2	
	I-2	5	2	2	
	I-3	2	2	2	
	II-1	2	2	2	
	II-2	3	2	2	
	II-3	2	2	2	
	III	2	2	2	
ガードケーブ ケット	S 種	3	3		ボルト 4 T
	A 種	4	3		ボルト 4 T 4本-3, 3本-1
	B 種	3	3		ボルト 6 T
	C 種	4	3		ボルト 6 T 3本-2, 2本-1
ガードパイプ・ブラケット	I	P-1	3	3	
		P-2	3	3	
		P-3	3	3	
	II	P-4	3	3	
	III	P-5	3	3	
		P-6	3	3	
		P-7	3	3	
	IV	P-8	3	3	
	V	P-9	3	3	

3.2.3 測定方法

測定はダイヤルゲージ、スケールなどを使用し、供試体の変位(載荷時・残留値)及びその状況を調べた。

3.3 実験結果

3.3.1 ガードレール用ブラケット

供試体ブラケットを支柱に取り付け、水平方向と鉛直方向から載荷した。各供試体ごとの実験結果の代表例を図3-23~3-28に示す。

(1) 鉛直載荷

図3-16及び写真3-1に示す通り、リブ付ビームの上端に載荷した。その結果を図3-23, 24に示すが、図中の変位量(δ)は試験機の加圧ヘッドの移動量である。従って、ここでの変位量は供試体の鉛直たわみと倒れを含んだ値である。

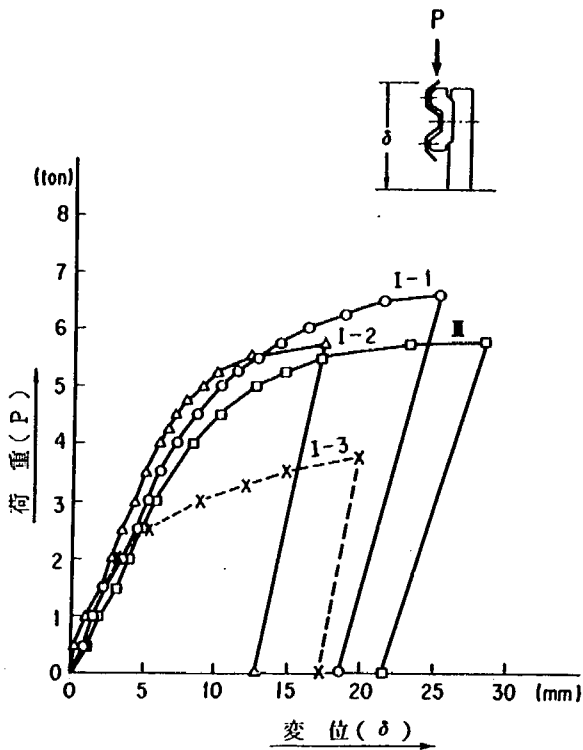


図3-23 I・Ⅲ型鉛直載荷荷重変位線図

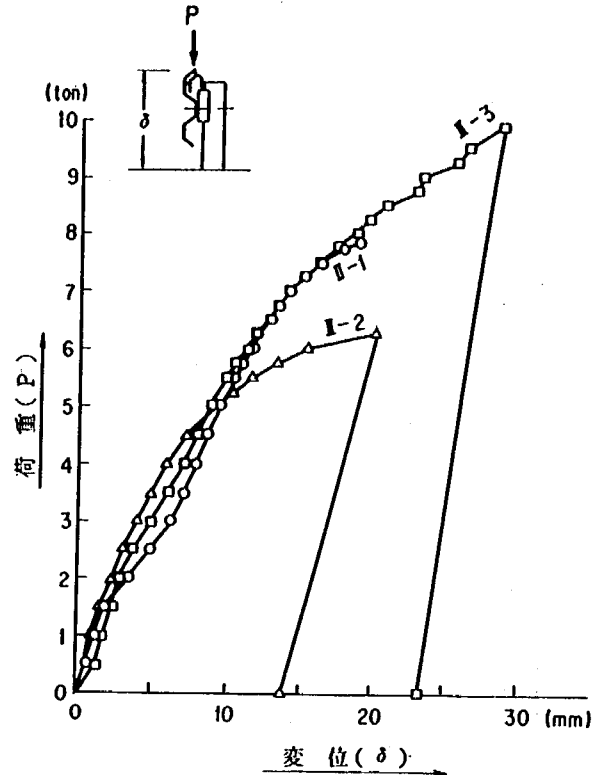


図3-24 II型鉛直載荷荷重変位線図

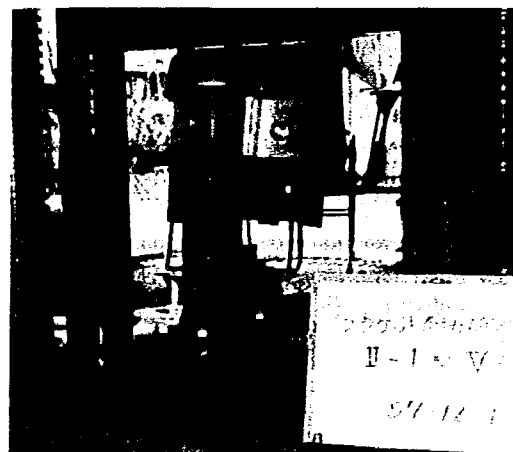


写真3-1
鉛直載荷状況(Ⅱ-1型)

(2) 水平載荷

水平載荷は図3-17に示す通りビーム中心に載荷し、ブラケットを単純圧縮する中心圧縮載荷と、図3-18の様にビームに偏心荷重をかけ、ブラケットに回転力を与える偏心圧縮載荷とを行なった。治具として用いた短尺ビームは中心載荷の場合は補強材つきであり、偏心載荷の場合は標準のみである。これは、前者がブラケットの水平耐力の確認、後者がビームの拘束度合の確認を主眼としているためである。図3-25, 26に中心載荷結果を、図3-27, 28に偏心載荷結果を示すが、中心載荷結果においてはいずれも高い耐荷力を示している。偏心載荷結果における変位量はビームの変形・倒れ(回転)とブラケットの変形が合成されたものである。写真3-2に中心載荷状況を、写真3-3, 4に偏心載荷状況を示す。

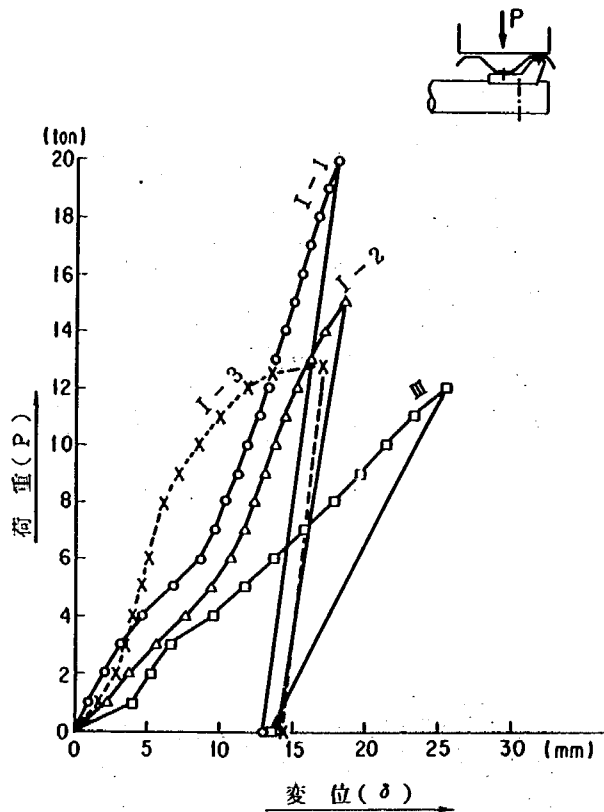


图 3-25 I · III型水平中心载荷荷重变位线图

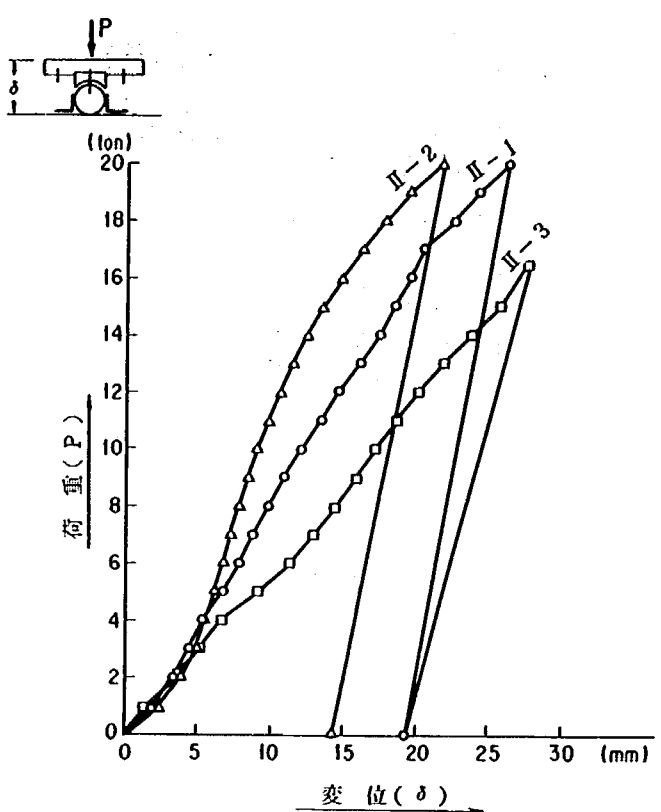


图 3-26 II型水平中心载荷荷重变位线图

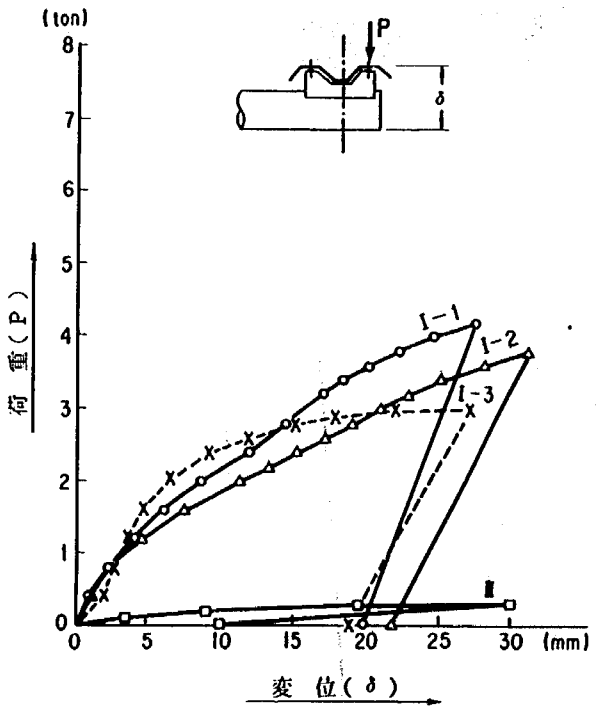


图 3-27 I · III型水平偏心载荷荷重变位线图

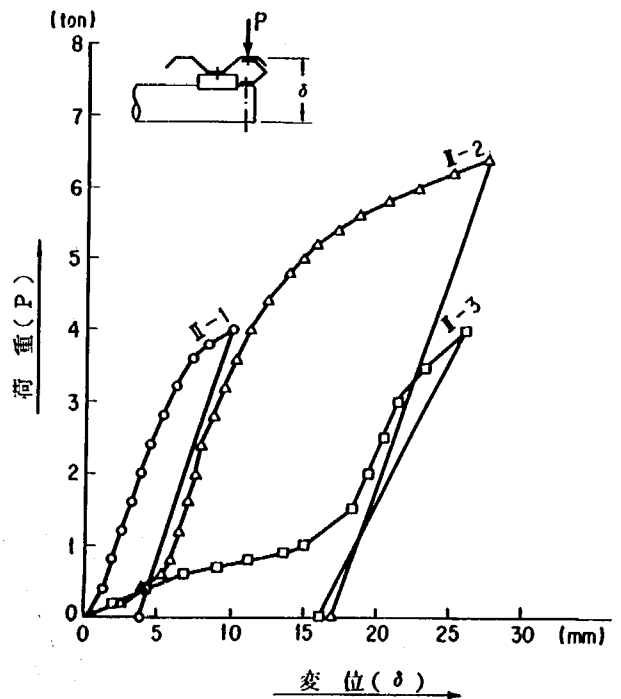


图 3-28 II型水平偏心载荷荷重变位线图

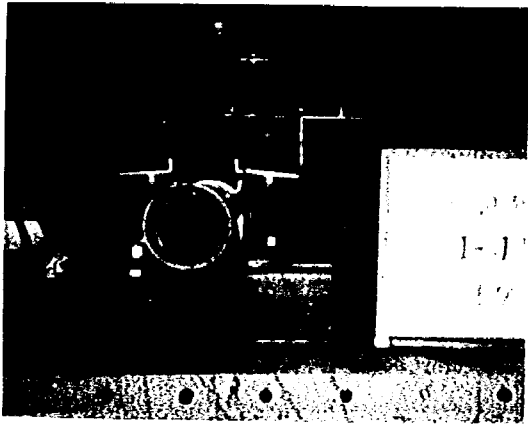


写真 3-2 水平中心荷況 (I-1 型)

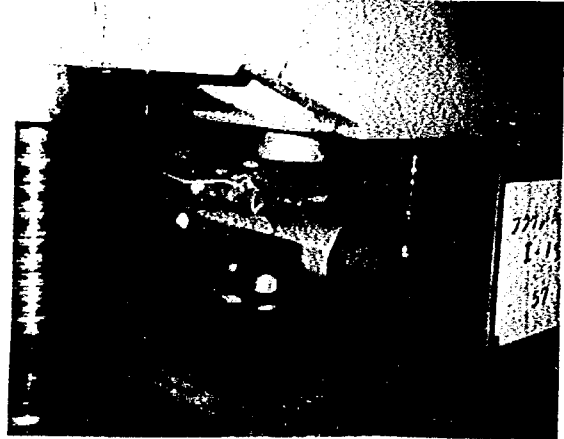


写真 3-3 水平偏心荷況 (I-1 型)

3.3.2 ガードケーブル用ブラケット

供試体ブラケットは図 3-8~3-10 に示す通り、ピンでケーブルを取付けるピン式ブラケットで、新たに設計した断面形状とし、全て一体化した構造とした。

供試体は実際の設置状態に近似させ、治具を用いて荷重を行なった。荷重方法は鉛直、水平荷重とし、供試体が降伏に至り変位量が大きくなる時点までとした。測定は荷重と変位量について行なった。

(1) 鉛直荷重

図 3-29 に示す通り、荷重位置は最上段ケーブル位置とし、取付ボルトからの距離とは、「防護柵設置要綱」で、支柱前面とケーブルとの距離を 110mm と規定しているので、この値より求めると、(A, S 種 $e = 171\text{mm}$, B, C 種 $e = 158\text{mm}$ となる) 鉛直荷重による変形として、ブラケット取付ボルトのせん断、偏心モーメントによる前倒れ、荷重点の支圧による局部変形等が考えられ

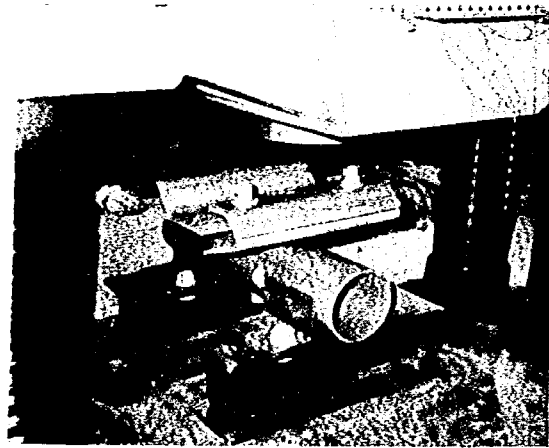


写真 3-4 水平偏心荷況 (II-3 型)

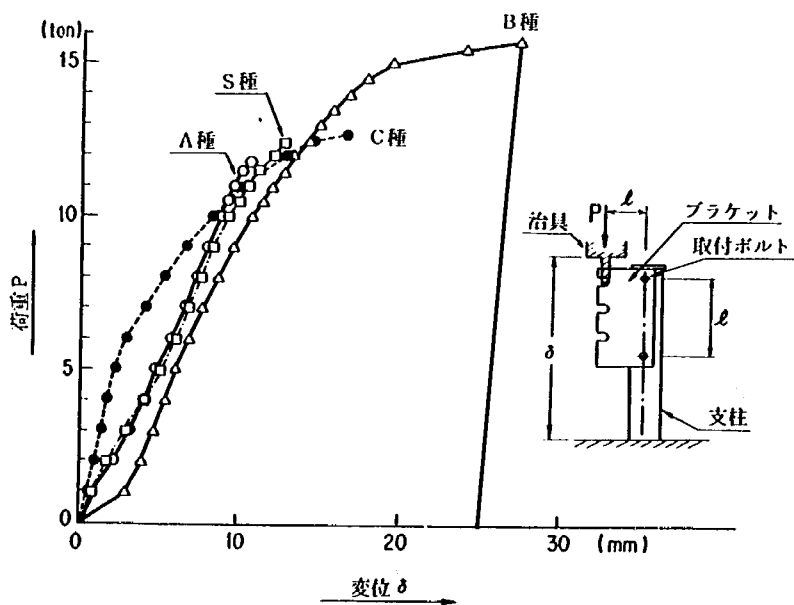


図 3-29 ブラケット鉛直荷重荷重変位線図

る。本実験においても、これらの変形が各供試体において認められた。実験結果を表3-5に、写真3-5・6に載荷状況及び破損状況を示す。

表3-5 最大負荷荷重及び変形状況

記号	供試体 名称	最大荷重 (ton)	最大荷重時の変形状況	備 考	
				l (mm)	l(mm) ^{注)}
C-4	A種	13.80 (4本)	最下段ブラケット取付ボルトM12せん断切れ, 前倒れ	171	560
		11.75 (4本)	” ”		
		12.95 (3本)	” ”		
		15.85 (4本均等配置)	” ”		
C-2	B種	16.20 (4本)	スリット部, ボルト穴支圧変形, ボルト変形 無し, 前倒れ	158	390
		16.05 (4本)	” ”		
		15.75 (4本)	” ”		
C-3	C種	16.65 (3本)	スリット部, ボルト穴支圧変形, 前倒れ	158	300
		16.45 (3本)	最下段ブラケット取付ボルトM12せん断切れ, スリット部, ボルト穴支圧変形, 前倒れ		
		12.70 (2本)	” ”		
		12.80 (2本)	” ”		
C-1	S種	16.88 (4本)	スリット部, ボルト穴支圧変形, ボルトせん 断変形, 前倒れ	171	690
		16.60 (4本)	” ”		
		12.40 (4本)	” ”		

注) lの値は、取付ボルトの最上段と最下段の距離(図3-29を参照)

()内取付ボルト本数

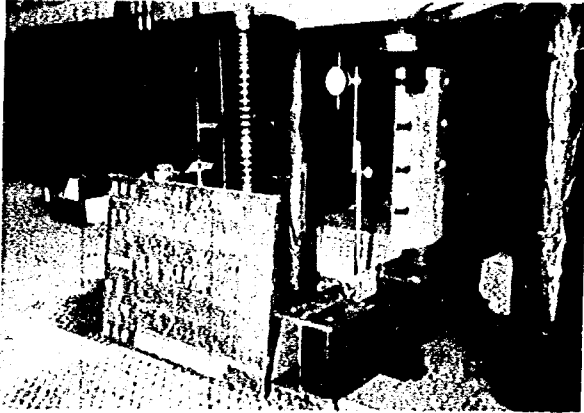


写真 3-5 鉛直載荷（載荷前）

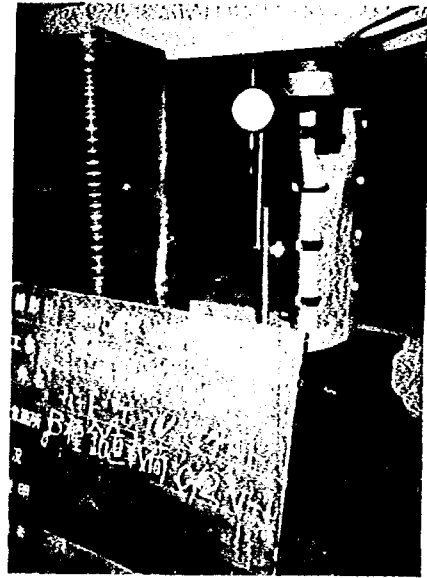


写真 3-6 鉛直載荷（載荷後）

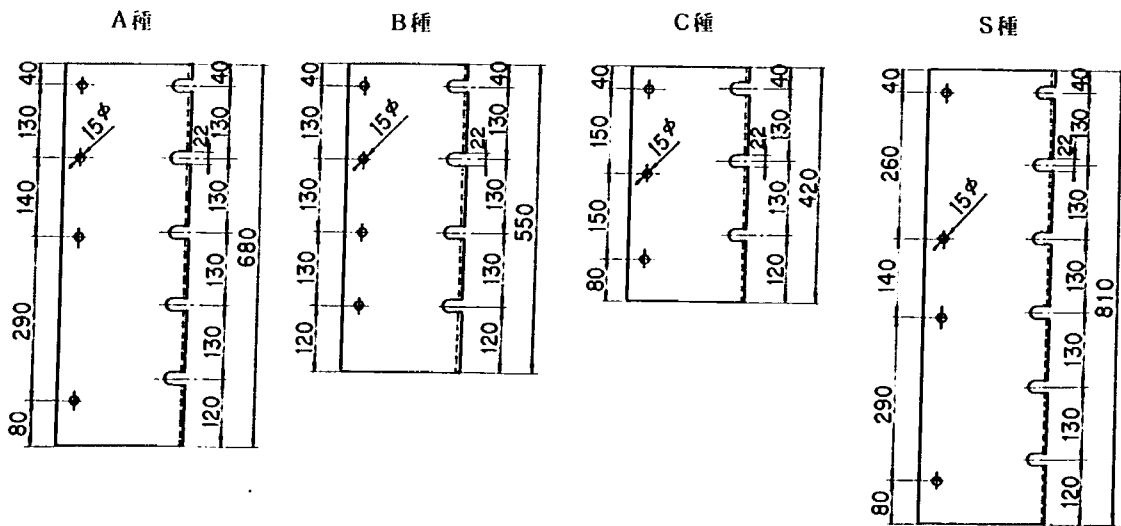


図 3-30 各種ブラケットの取付ボルト間隔

(2) 水平載荷

水平載荷は支柱に取付けたブラケットを圧縮する方法で行ない、ケーブル取付位置に載荷した。従って、A種は5点載荷、B種は4点載荷、C種は3点載荷、S種は6点載荷である。載荷結果を図3-31、表3-6に示す。写真3-7、8に載荷状況及び破損状況を示す。

表 3-6 最大負荷荷重及び変形状況

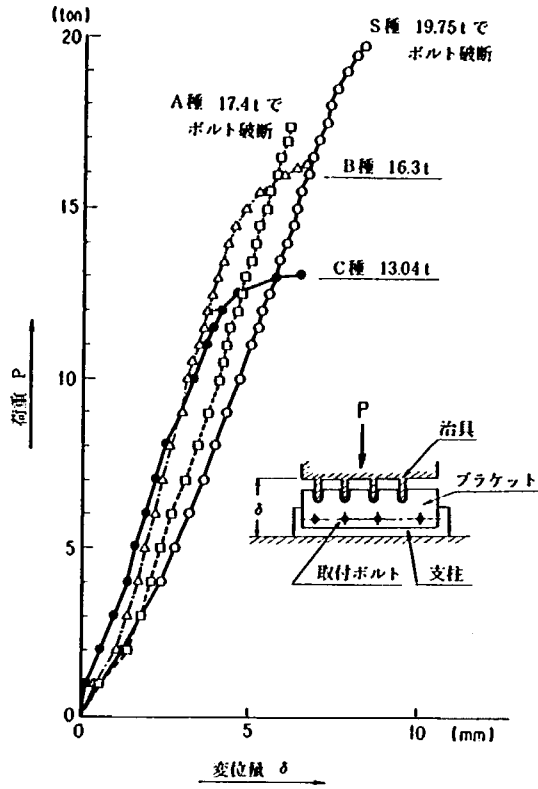


図 3-31 ブラケット水平載荷荷重変位線図

記号	供試体名称	最大荷重 (ton)	最大荷重時の変形状況
C-4	A 種	14.60	取付ボルト M12, 1本せん断切れ, ブラケット変形無し
		17.40	"
		18.70	"
C-2	B 種	15.70	ブラケット全体的つぶれ(座屈), ボルト穴支圧変形
		16.30	"
		15.95	"
C-3	C 種	12.30	ブラケット全体的つぶれ(座屈), ボルト穴若干支圧変形
		13.04	"
		10.60	"
C-1	S 種	19.45	取付ボルト M12, 3本せん断切れ, ブラケット変形無し
		19.75	取付ボルト M12, 1本せん断切れ, ブラケット変形無し
		19.45	取付ボルト M12, 1本せん断切れボルト穴若干支圧変形

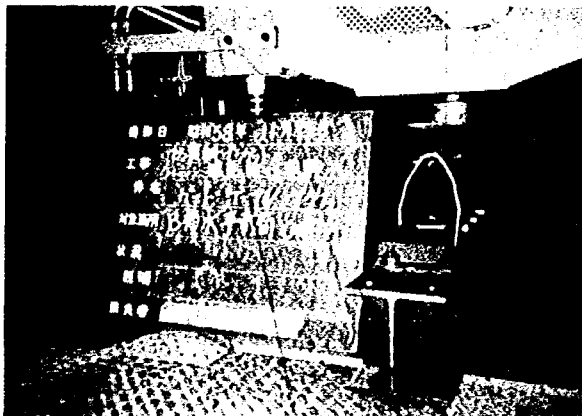


写真 3-7 水平載荷(載荷前)

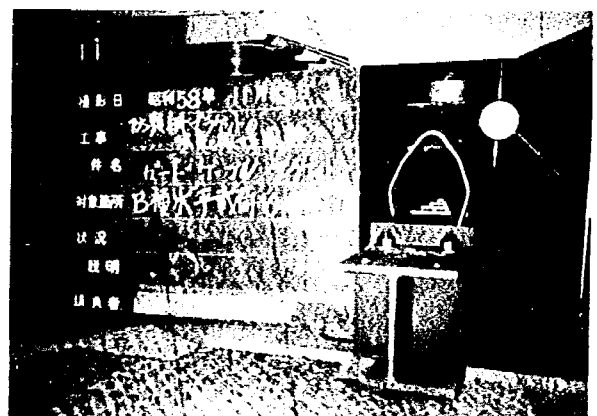


写真 3-8 水平載荷(載荷後)

3.3.3 ガードパイプ用ブラケット

前述したように実験に用いた供試体の種別はインナースリーブの外径と厚さが若干異なるのみで、形状寸法そのものは防護柵設置要綱に示されている標準タイプのものである。

(1) 鉛直 載荷

鉛直載荷は支柱にブラケットとインナー Sleeve 及び補強材を取付け、ブラケットに載荷する方法で実施した。載荷結果を表 3-7 に、補強材の型式別の荷重変位線図を図 3-32~36 に示す。また写真 3-9・10 に載荷状況及び破損状態を示す。

表 3-7 最大荷重及び変形状況

供試体の型式と記号		最大荷重 (ton)			状 況
		No 1	No 2	No 3	
I 型	P-1	2.8	3.0	3.0	ブラケットの支柱ボルト取付け 穴支圧変形補強材の座屈
	P-2	3.0	2.9	2.9	”
	P-3	3.5	3.1	3.1	”
II 型	P-4	2.3	2.5	2.5	”
III 型	P-5	3.0	3.0	3.0	ブラケット・補強材の曲げ変形
	P-6	2.0	1.8	2.0	”
	P-7	3.6	2.4	3.6	”
IV 型	P-8	3.5	3.5	3.5	ブラケットの座屈
V 型	P-9	2.5	2.5	2.5	ブラケット・補強材の座屈

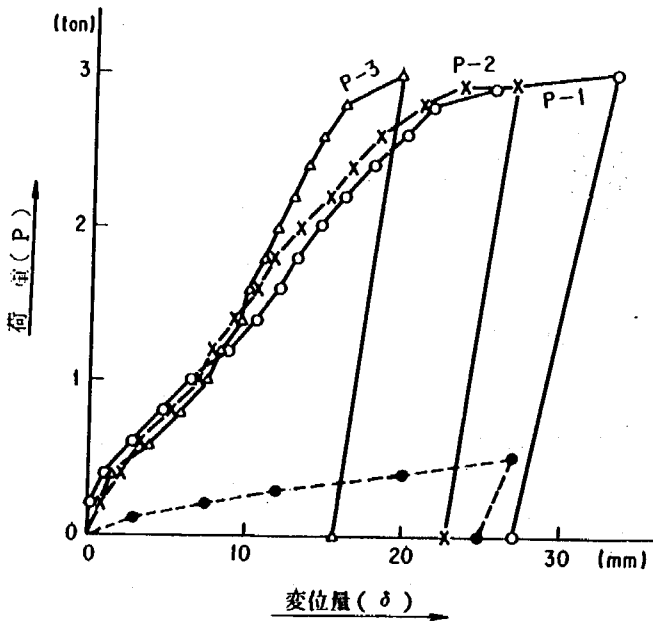


図 3-32 I 型 鉛直載荷-荷重変位線図
(..... は標準 A 種)

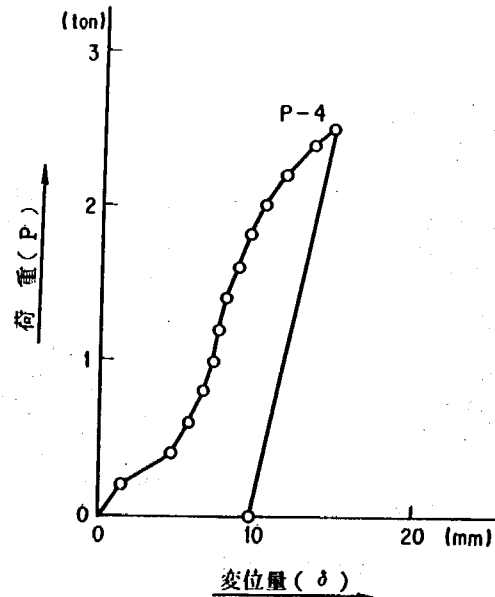


図 3-33 II 型 鉛直載荷-荷重変位線図

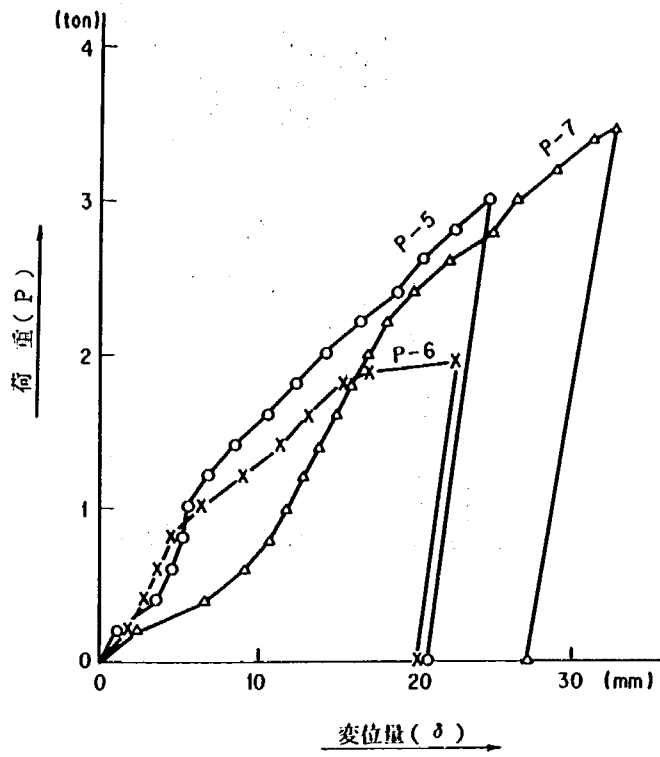


图 3-34 III型 鉛直載荷—荷重變位線圖

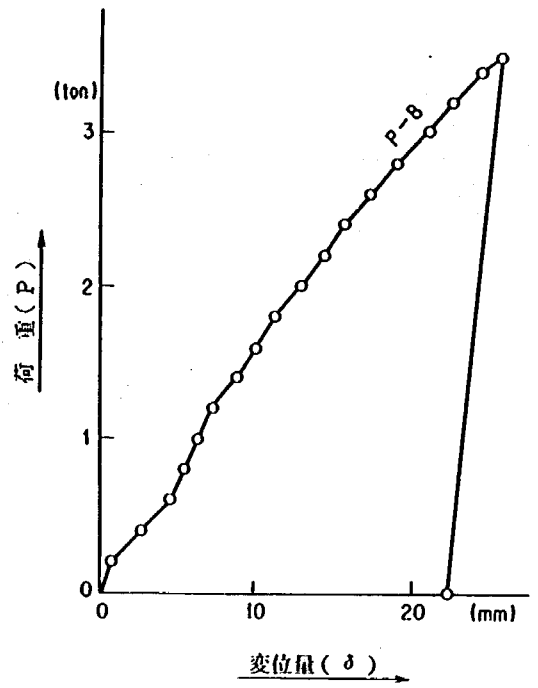


图 3-35 IV型 鉛直載荷—荷重變位線圖

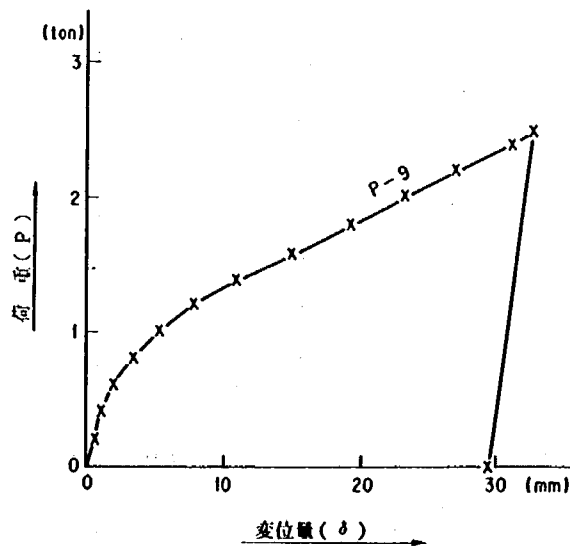


图 3-36 V型 鉛直載荷—荷重變位線圖



写真3-9 鉛直載荷（載荷前）

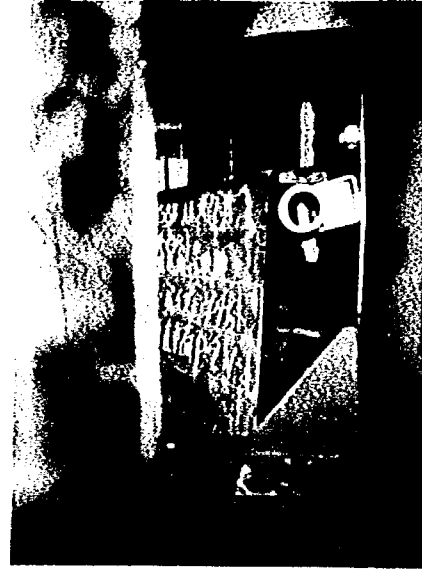


写真3-10 鉛直載荷（載荷後）

(2) 水平載荷

水平載荷は、インナースリーブ、補強材を取付けたブラケットに水平方向の圧縮及び引張荷重を載荷した。載荷結果を表3-8、表3-9に、補強材の型式別の荷重変位線図を図3-37~42に示す。また、写真3-11~12に載荷状況及び破損状態を示す。

表3-8 水平載荷（圧縮）最大荷重及び変形状況

供試体の型式と記号		最大荷重 (ton)			状 況
		Na 1	Na 2	Na 3	
I 型	P-1	12.6	12.5	-	ブラケット・補強材の座屈
	P-2	10.7	10.6	10.8	"
	P-3	15.2	16.0	17.8	"
II 型	P-4	11.7	12.0	-	"
III 型	P-5	5.2	5.1	-	ブラケットの座屈
	P-6	4.7	4.9	4.7	"
	P-7	4.0	3.9	4.0	"
IV 型	P-8	5.3	5.0	-	"
V 型	P-9	5.4	5.4	-	"

表 3 - 9 水平載荷（引張）最大荷重及び変形状況

供試体の型式と記号		最大荷重 (ton)	状 況
I 型	P - 1	4.7	ブラケット・補強材の支柱ボルト 取付け穴, 支圧変形, 変位量大
II 型	P - 2	5.0	" "
III 型	P - 3	3.6	ブラケットの支柱ボルト取付け穴 支圧変形, 変位量大
IV 型	P - 4	3.6	" "
V 型	P - 5	4.6	" "

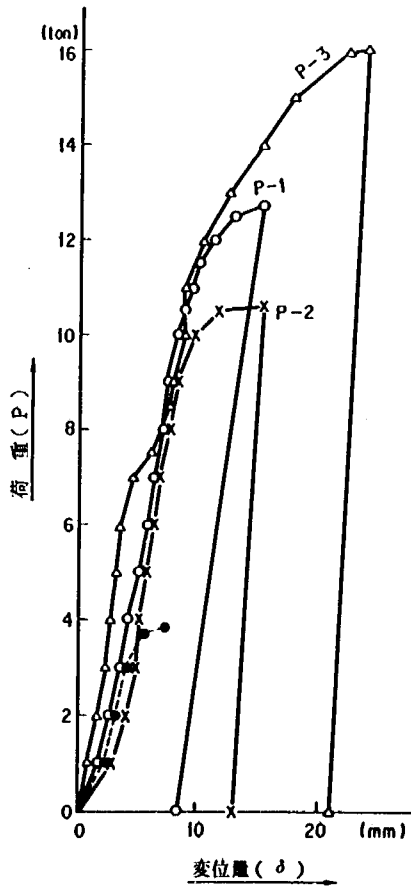


図 3 - 37 I 型 水平載荷（圧縮）
荷重変位線図
（●-----● は標準 A 種）

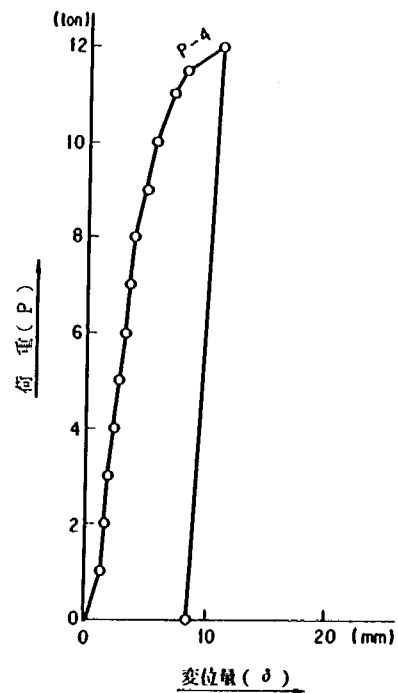


図 3 - 38 II 型 水平載荷（圧縮）
荷重変位線図

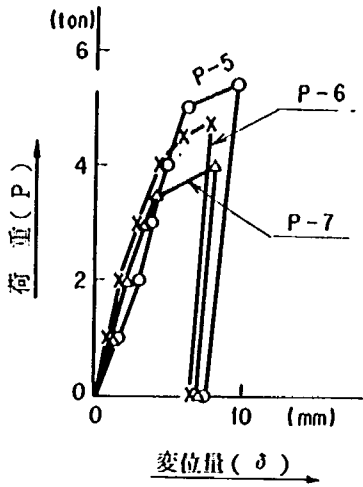


图3-39 III型 水平载荷(压缩) 荷重变位线图

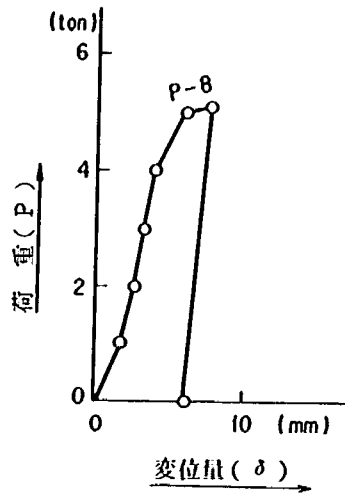


图3-40 IV型 水平载荷(压缩) 荷重变位线图

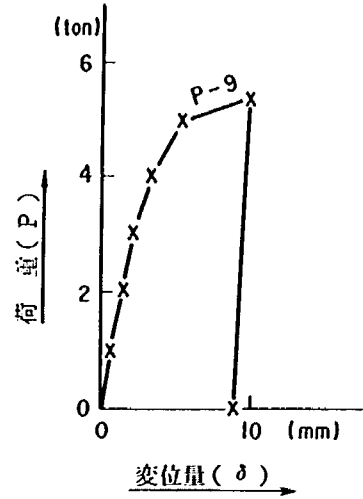


图3-41 V型 水平载荷(压缩) 荷重变位线图

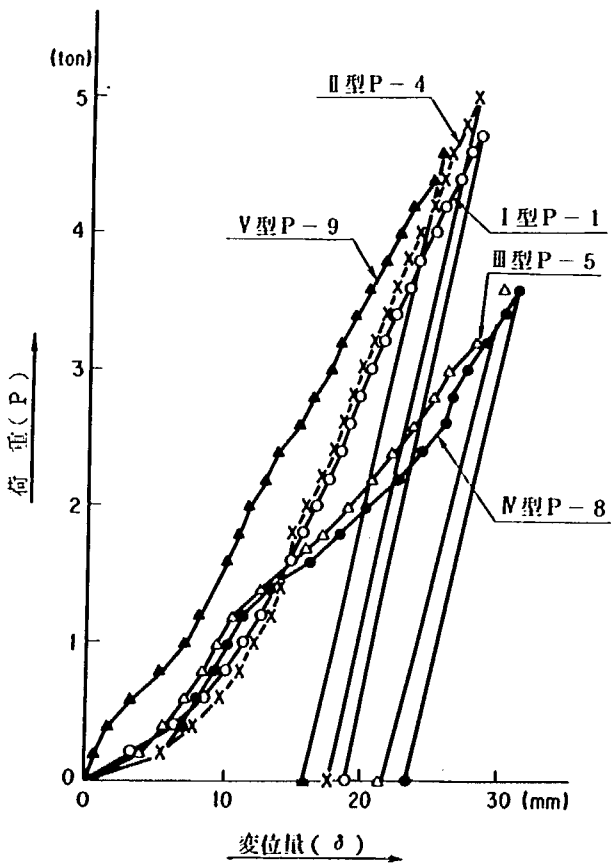


图3-42 水平载荷(引张) 荷重变位线图

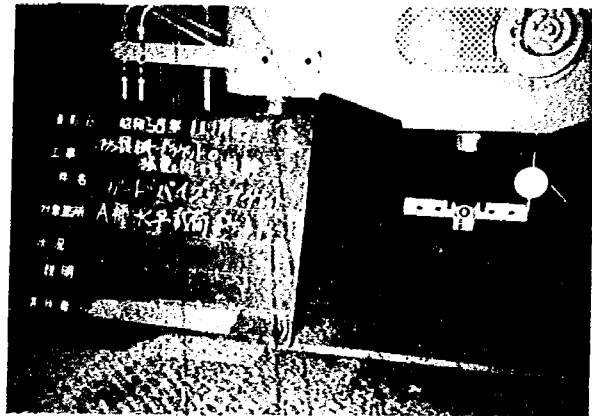


写真3-11 水平载荷(压缩) 载荷前

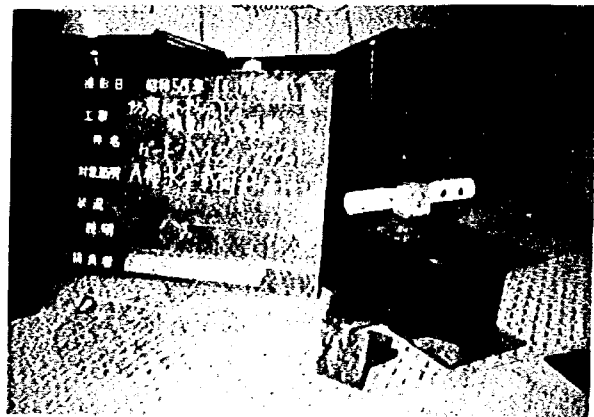


写真3-12 水平载荷(压缩) 载荷后

3.4 実験結果の考察

本実験は56年度載荷実験に引続き行なったものである。ガードレールの場合ビームの回転拘束や上端の強化といった機能をさらに加味させたブラケットであり、ガードケーブルのブラケットの場合は新しく設計した断面である。そして、ガードパイプのブラケットは耐荷力を上げるため、種々の補強材を取り付けたものである。

本実験において、ガードケーブルの取り付けボルト以外は破断までに至らなかったため、載荷は供試体が降伏し、変形が急激に増加し始めた時点までとした。

各供試体の耐力（降伏荷重）は実験結果から、降伏点と考えられる荷重とし、この耐荷力からブラケットの許容荷重を求めた。そして、参考として実験から求めた結果とは別に以下の考えにもとづいて計算により応力度から部材強度を検討した。

- 1) 雪圧を短期荷重と考え、表3-10に示す許容応力度で検討した。
- 2) 変形により生ずる2次的応力は考えず単純応力状態を想定した。
- 3) 局所的な微小変形や応力は検討から除外した。

ただし、実験と計算では前提条件が異なるため、両者の結果をそのまま比較することは問題があると考えられる。

表3-10 計算に用いた許容応力度（鋼構造設計基準より）

項目	鋼材種別 SS 41 STK41 STKR41	ボルト	
		4 T	6 T
基準値 (kg/cm ²)	2,400	—	—
曲げ応力度 (kg/cm ²)	2,400	—	—
引張応力度 (kg/cm ²)	2,400	—	—
圧縮応力度 (kg/cm ²)	2,400	—	—
せん断応力度 (kg/cm ²)	—	1,300	2,280
支圧応力度 (kg/cm ²)	3,270	4,500	

3.4.1 ガードレール用ブラケット

(1) 鉛直載荷

図3-43は図3-23, 24を1つの図にまとめたものである。供試体I-3は板厚が4.5mm（他は6mm）であるため耐力は低いですが、これ以外の供試体は5ton程度まで近似した結果であり、II-1, 3が最も高い耐荷力を示している。全体として板厚6.0mmとすれば、雪圧に対する鉛直耐荷力は十分であると判断できる。

供試体I-1, 2, 3は図3-1~3及び図3-44に示す通り、支柱接触面の寸法や偏心荷重の作用点などが類似した形状であり、また支柱に対する支持形態も基本的には同じである。これは、III型も同類と考えら

れる。実験においてI-1, I-2, III型の変位線図及び耐力が近似しているのは、この理由によると考えられる。

供試体I-3型はI-1型とほぼ同じ形状であるが、板厚が4.5mmであること、及びビームとの取付点数の違い(I-1は3箇所、I-3は2箇所)からI-1型の約半分の耐荷力となっている。I-3型の荷重実験は56年度においても実施しており、それを今回の結果と比較すると、治具としてビームを用いた今回の実験の方がビーム谷部においてブラケットの脇部分を変形拘束するため、2倍程度耐荷力が向上している。このようにビームのコルゲーションを利用する方法も有効な手段であると考えられる。またI-3型の板厚を4.5mmから6.0mmとすればI-1, I-2型と同等程度の結果になったものと考えられる。

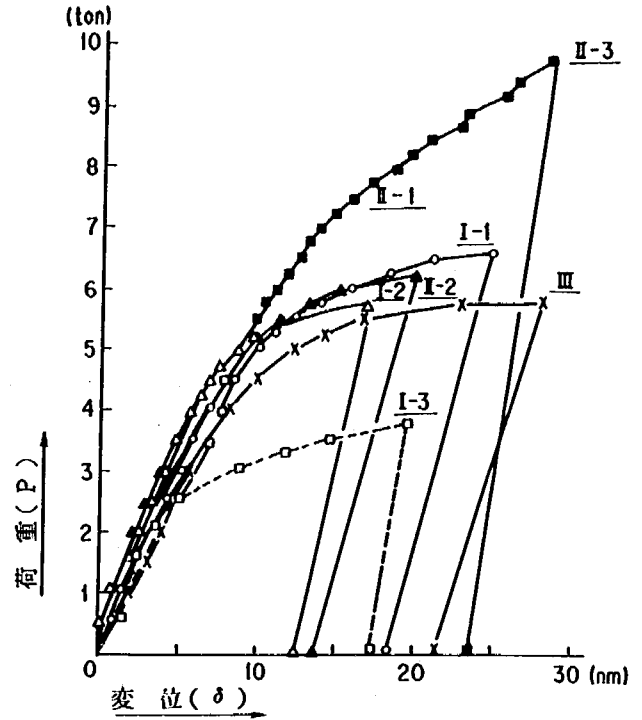


図3-43 鉛直荷重結果

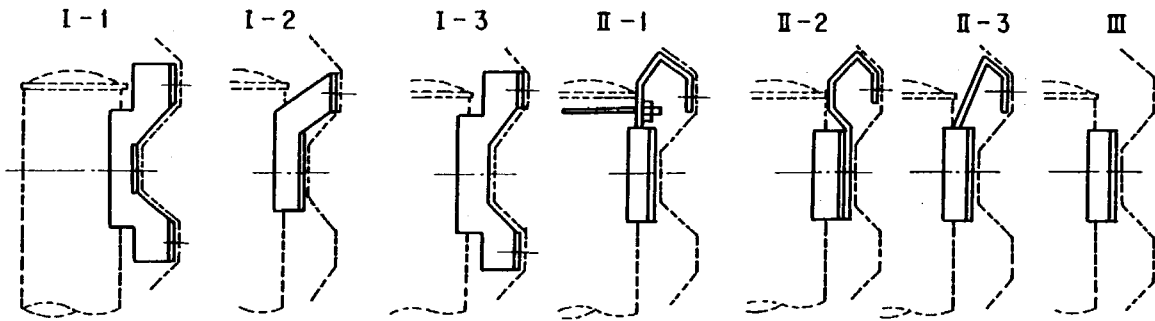


図3-44 各供試体の概要(ガードレール用ブラケット)

供試体II-1, 2, 3は標準型を強化したIII型ブラケットを共通して用いて構成されている。図3-43の中で、荷重約5 tonまでの変位において3者とも大きな差は現われていないが、それ以上の荷重に対してはII-2型の変位が大きくなっている。III型のみ結果と合わせて考えると、これは補強材の違いによるものと考えられる。すなわち、II-1, 3は図3-45に示す通りビームに回転を生じさせる偏心力が半減するのに対し、II-2型はビーム上端の強化は計れるが、1点でビームを支持する構造であるため前倒れに対する効果がII-1, 3に比べ少なく、結果的にIII型と同程度の耐力となったと考えられる。II型の形状においてはII-1, 3の様な外力を有効に分散する構造が良いと判断できる。

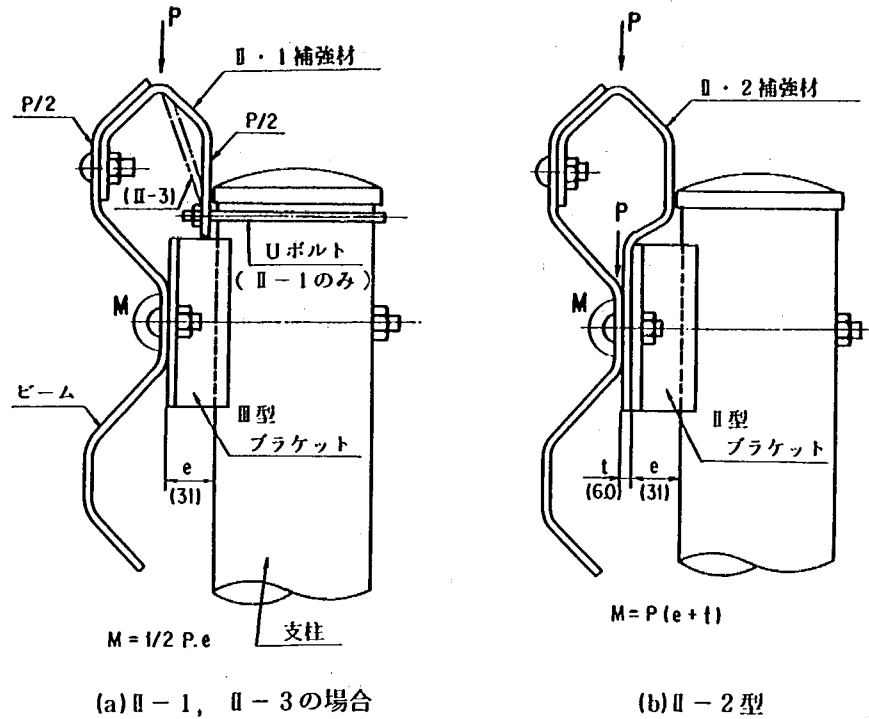


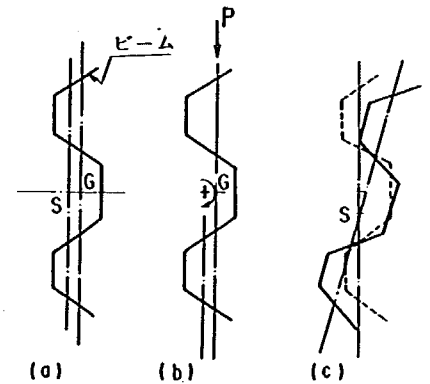
図3-45 II-1, II-3とII-2との比較

Ⅲ型については56年度においても実験しているが、それは最大荷重8 ton, 耐荷力6 ton という結果であり、今回に比べると耐荷力は大きく現われている。これは治具の違いによるものと考えられる。

鉛直荷重の場合、荷重時の状況並びに変形状態から、鉛直たわみより回転（前倒れ）による変位、変形の方が大きいと考えられ、これは後述の計算による検討においても同じ傾向である。図3-43においてI-1, 2, II-2, Ⅲ型ブラケットの変位が大きくなるのは、大部分回転によるものである。

連続したガードレールの場合、ビーム中間部は鉛直力を受けても図3-46に示す様に後へ倒れる傾向がある。そして盛土路肩にガードレールを設置した場合においても、後方へ支柱とともに倒れることが予想されるので、I型II型ブラケットはこうしたことを想定し、検討したものである。実験においては、ブラケット部に荷重したため前倒れとなり、特にII-2型は不利な結果となったと考えられる。ただし、実際は前後に倒れることがあるため、両方向とも考慮した構造が望ましいと言える。そして、雪圧の大きさや方向を考慮してブラケットの強度を加減できるII型の様な2部材で構成された構造（補強材なしでⅢ型としても使用できる）が経済的と思われる。

Ⅲ型ブラケットの実験は2回目であるが、両者の荷重方法の違いのため、実験から求めた鉛直耐力は今回の方が約30%低い値である。室内実験は機械的な鉛直力に対する強度確認であるため、Ⅲ型ブラケット



せん断中心(S)と重心(G)に距離があるため、荷重(P)が重心に加わったとするとビームはねじられる。

図3-46 ビームの曲げねじりの状態

の鉛直耐力は回転の要素の少ない荷重方法である昭和56年度の実験値を主に検討を進めた方が良いと考えられる。また、2回目の実験を行なったI-3型に関しても、同様の理由で今回の実験値の方を優先すべきであると思われる。

本実験においてはビームと組合わせた実験を行っていないため、補強したブラケットがガードレール全体としての耐荷力の効果に関しては明らかに出来なかったが、これは室内実験で実施することが難かしいため、今後現場実験により研究すべき課題であると思われる。

またブラケットの強度計算に要する許容荷重の検討は次に示す2項目について行なった。ただし、ビームの変形は無いものとした。

- 1) 偏心モーメントに対するブラケット下部の圧縮応力
- 2) ブラケット腕部分の曲げ応力

供試体I型は支持形態が基本的に同じであるため図3-47に代表されるモデルとして各々近似解を求めた。(図中(a)が偏心モーメントに対する検討、(b)が腕部の曲げの検討である。)

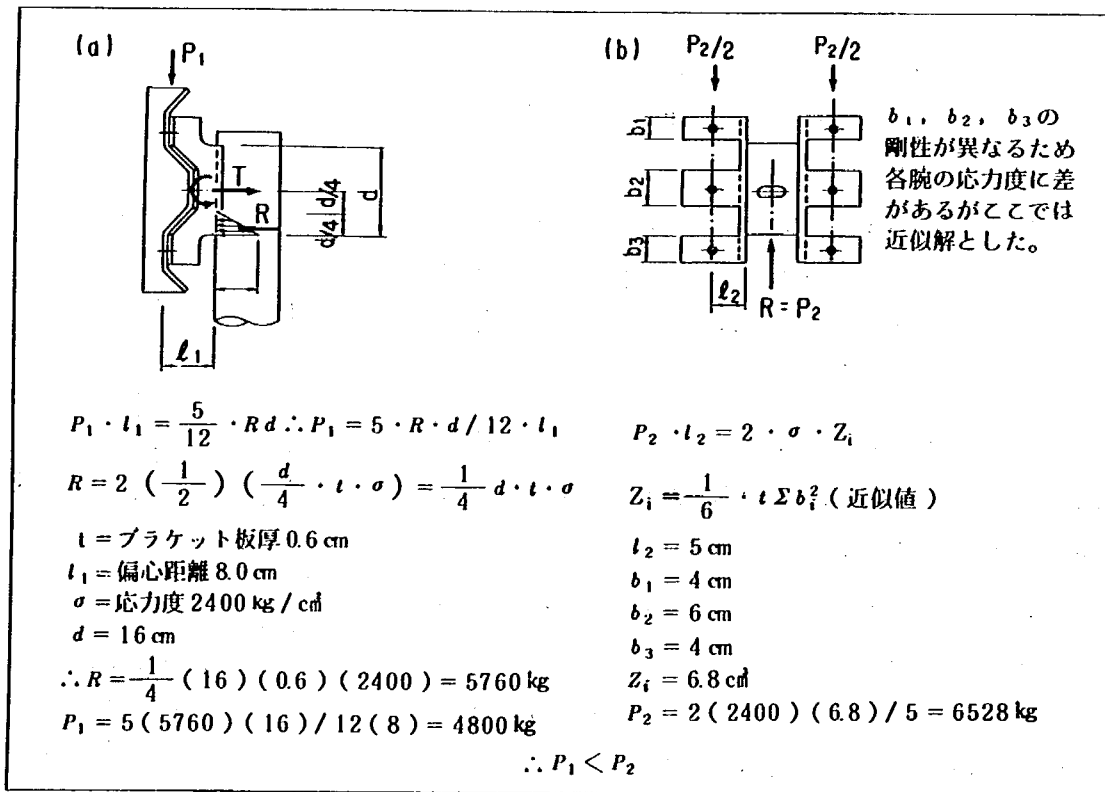


図3-47 I型計算モデル(図はI-1型)

図3-47と同様、2, 3の結果を表3-11に示す。II-1, 3型の計算モデルを図3-48に示すが、前述の通り、ブラケットに回転を生じさせる偏心力を鉛直力の1/2(剛性比、角度は無視した)としている。図中(a)は偏心モーメント $P_1 l_1$ と反力 T, R の偶力が釣り合うものとしている。

II-2型は鉛直荷重に対する場合III型と同条件である

表3-11 I-2, 3型計算結果(cm)

寸法 型式	d	b ₁	b ₂	b ₃	t
I-2	12	4	10	-	0.6
I-3	16	4	-	4	0.45

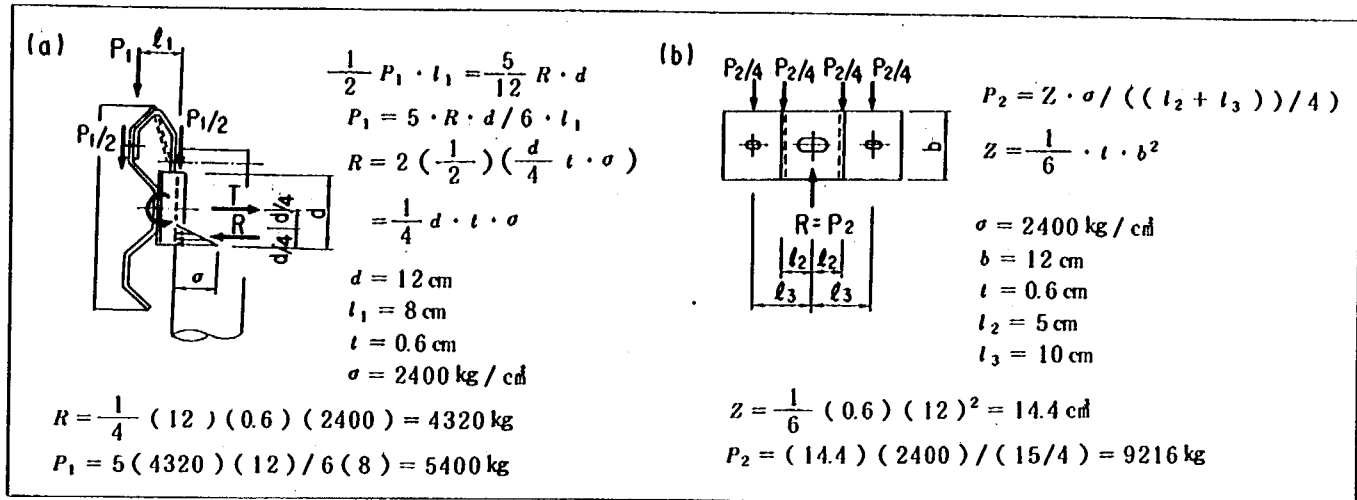


図3-48 II-1, 3型計算モデル

として実験を行ったが図3-49に示す結果となった。

図3-47~49の計算結果はいずれも偏心モーメントによるブラケット圧縮応力度がブラケット腕部の曲げ応力度を上回っている(図中 $P_2 > P_1$)。これは前倒れによる変形が大きく現われた実験結果と同じ傾向と言える。表3-12に実験結果の総括を示す。

先にも述べた通り、鉛直載荷試験結果全般から偏心モーメントを軽減することが最も有効であるといえる。また、取付ボルトやボルト穴部の許容荷重は表3-12のそれより低いが微小変形に止まっているため実用的に問題がないものとして、検討から除外している。

(2) 水平載荷

1) 中心圧縮載荷

水平中心圧縮載荷は補強リブ付きのビームを治具として用いているため、ブラケット自体の変位と考え

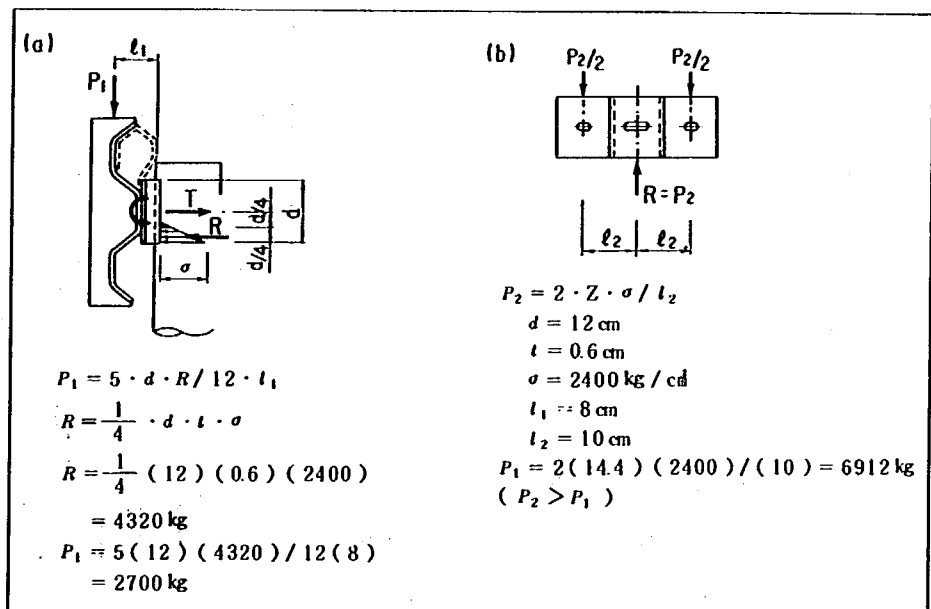


図3-49 II-2・III型計算モデル

表3-12 鉛直許容荷重

供試体	実験値 (ton)	計算値 偏心モーメント	曲げ (ton)
I-1 (t=6mm)	5.0	4.8	6.5
I-2 (")	5.0	2.7	
I-3 (t=4.5mm)	2.5	2.4	
II-1 (t=6.0mm)	7.0	5.4	9.2
II-2 (")	5.0	2.7	6.9
II-3 (")	7.0	5.4	9.2
III (")	4.0	2.7	6.9

ることができる。結果は図3-25, 26であるが、いずれも高い耐荷力を示している。支柱の水平支持力や除雪車による側圧及び水平方向の雪圧から考えると、ブラケットの強度は十分と思われ、必要以上に強くすることは防護柵本来の機能である緩衝効果を損なう結果となり危険である。

水平荷重によりブラケットが支柱に押しつけられる場合、図3-50のA, B点が曲げ変形を起こすと仮定し、計算によって許容荷重を求めた。表3-13に実験及び計算結果を示す。(実際はビームが先につぶされるが、無視している。)

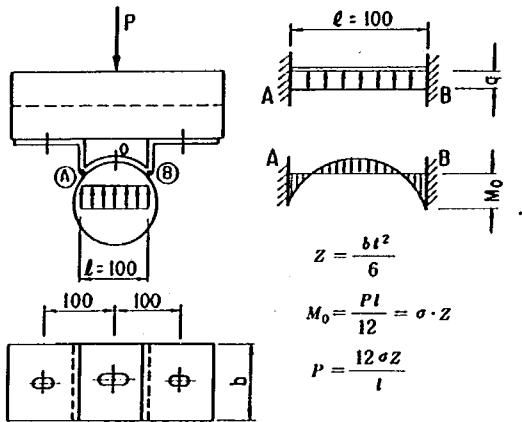


図3-50 中心圧縮計算モデル

表3-13 水平荷重による中心圧縮実験結果と計算結果の比較

供試体	実験結果		計算結果 (ton)	備考
	耐力 (ton)	変位量 (mm)		
I-1	10 以上	12	2.8	
I-2	10 以上	14	2.3	
I-3	10 以上	7.0	1.6	板厚 4.5 mm
II-1	10 以上	12	2.1	
II-2	10 以上	9.0	2.1	
II-3	10 以上	17	2.1	
III	10 以上	21	2.1	

(注) 変位量は 10 ton 載荷時の値である。

2) 偏心圧縮荷重

ビームの回転を室内で近似させた実験である。ビームは標準品(長さ 300 mm)を用い、図3-18に示した様にビームを変形させる方法とし、ビーム回転防止の効果はビームとブラケットの変形量で検討している。

その結果を図3-27, 28に示したが、特にII-2, 3型の初期変位が大きく現われている。

これは図3-51に示すように補強材と支柱が設計通りに接触していなかったためII-1とII-2, 3型における接触後の変位は同等の勾配と考えられる。

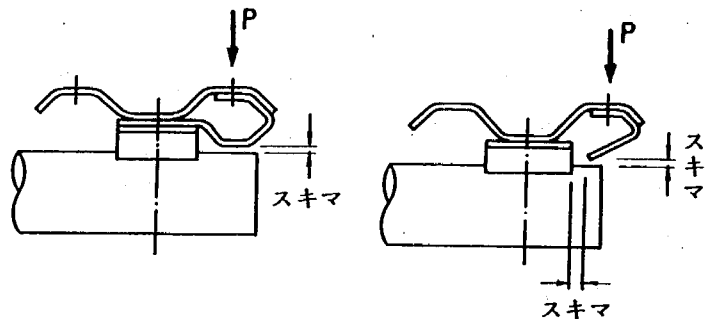


図3-51 II-2, 3型の載荷初期状況

図3-52はこれを考慮して図3-18のII-2型から初期変位を約3 mm減じてある。(原点平行移動, II-3は移動量が15 mmあるため、とりあえずそのままとした。)

実験においてIII型の場合、ブラケットの変形は全く現われず、ビームの変形で耐荷力が決まる結果となった。従って、III型の許容荷重はビームの水平偏心耐荷力と考えられ、特徴としては、ビームが片持梁となるため変位は大きい、残留変位は他に比べ少ない結果となっている。III型の載荷状況を図3-53に示し、計算により許容荷重を求めると約0.16 tonとなり、実験値同様低い値である。また、III型の結果を補強材なしと考えると図3-52からI型とII型における補強材の効果が認められる。

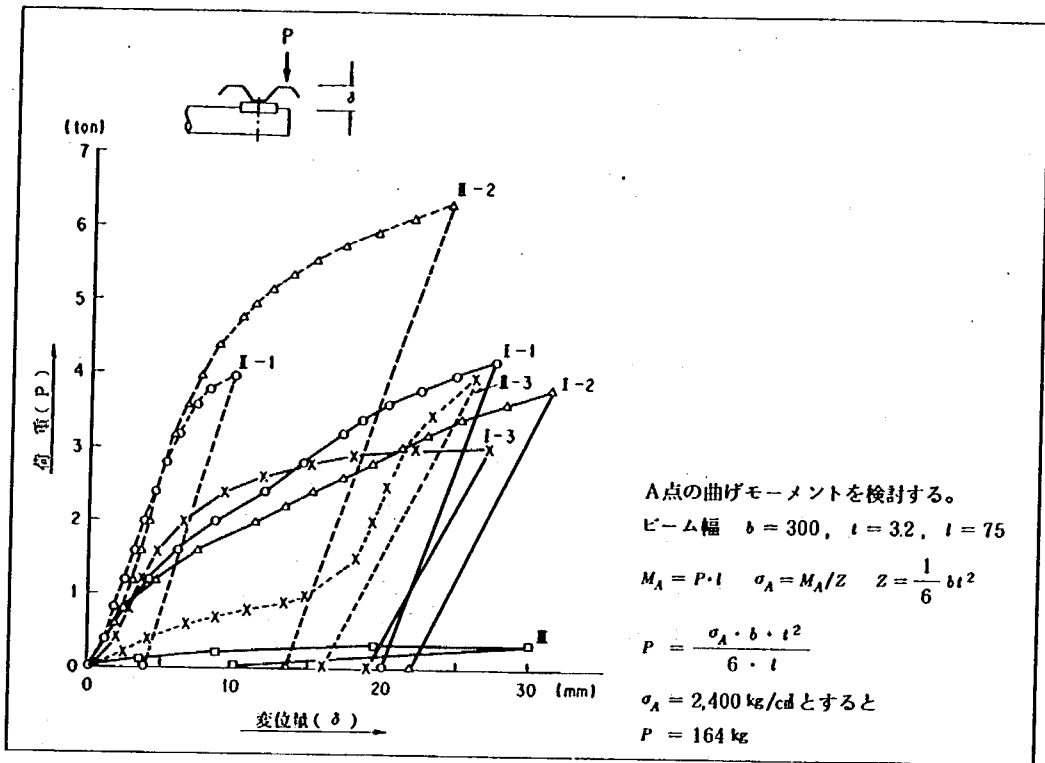


図3-52 修正結果(II-2平行移動)

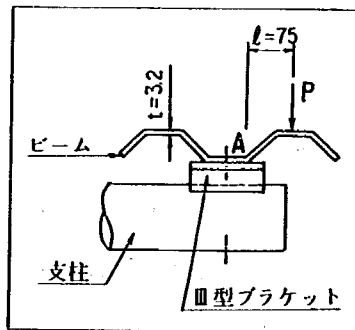


図3-53 III型ブラケットにおけるビーム耐荷力計算モデル

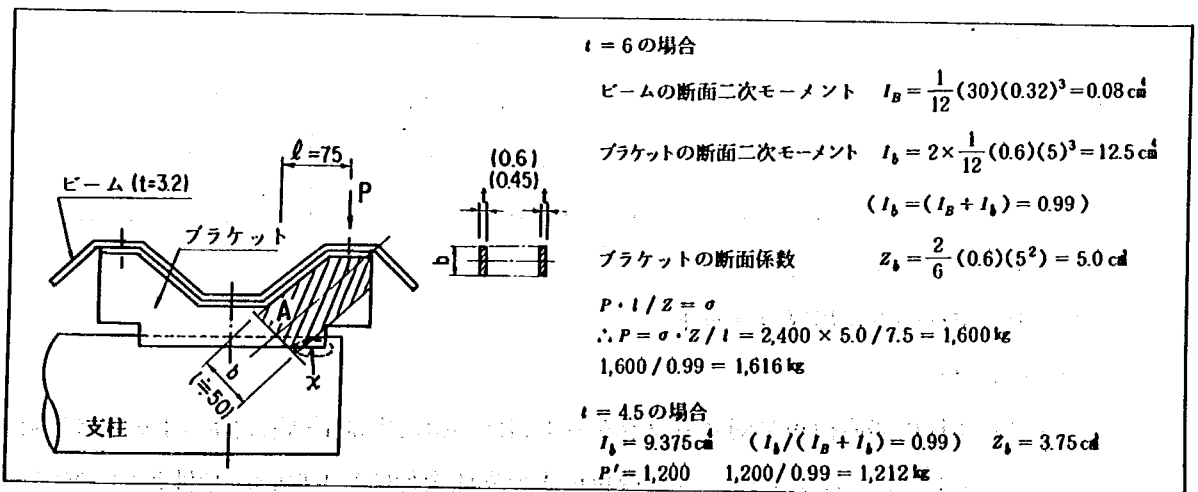


図3-54 I型計算モデル

I型の場合、II型と同程度の耐荷力を想定したが、図3-52に示すごとくその差は大きく現われている。これはビームの剛性が低いためブラケットに荷重が局部的に集中したために、図3-54のx点が先に降伏した結果と思われる。

I型の計算は以上のようになるが取付ボルトより離れた所にまで力が伝達されていないため耐荷力が低い。また、変形が大きくなると図3-55のように荷重接触点が増すため、計測精度は低下してくると考えられる。

I型の実験結果において、I-3型は板厚4.5mmであるが、結果として6mmのI-1、2型とあまり大きい差は見られず、検討項目として残る結果となっている。

II型に関しては図3-56に示す様に計算した。計算においては、ビームと補強材との合成断面としたが、測定結果と計算値との間に非常に大きい差がでている。これは、予想以上に閉鎖断面としての効果が現われた結果と考えられ、II-2型が最もそれに近いためII-1、3より耐力が高くなったためと思われる。また、ビーム、補強材とも屈曲部は比較的大きな半径で曲げ加工してあるため、アーチ効果があったのではないかと推定できる。II型においては、ビーム強度から判断すると、回転拘束の効果は十分であると考えられる。

この偏心荷重は雪圧によりビームを回転させる力が作用した場合を想定したものであるが、実際のガードレールにおいて荷重の伝達や変形の形態がどの様になるか、また、雪圧がどの様にビームに加わるのか十分に検討しておく必要がある。表3-14に測定結果並びに計算結果を示す。

3.4.2 ガードケーブル用ブラケット

(1) 鉛直荷重

表3-15に示す様に鉛直荷重に対するブラケット自体の耐荷力は下側取付ボルトのせん断破壊、取付ボルト位置の穴の支圧変形、あるいはケーブル取付位置の支圧変形により決まる。取付ボルトのせん断変形及びボルト穴の支圧変形は取付ボルトの間隔により耐荷力に差が生じるためと思われる。今回の実験では、図3-30

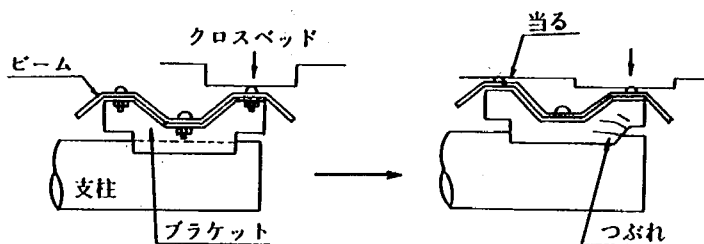


図3-55 荷重状況(大変形時)

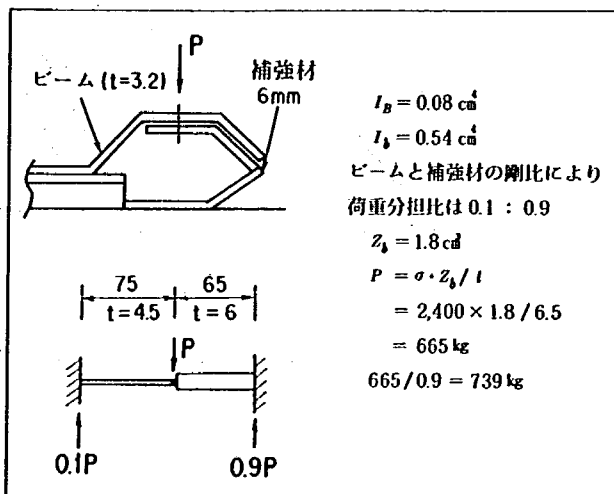


図3-56 II型計算モデル

表3-14 偏心荷重結果 (ton)

供試体	実験結果 許容荷重	計算結果 許容荷重
I-1	2.5	1.62
2	2.0	1.62
3	2.0	1.21
II-1	3.5	0.74
2	4.0	0.74
3	3.0	0.74
III	0.2	0.16

に示す様に、ボルト間隔を標準型と同配置としたが、A種についてはボルト3本のもの、及び均等配置にしたボルト4本のものについても実験を行った。また、C種についてはボルト3本のものについても行った。

実験結果より、A種について各タイプを比較すると、最大荷重は均等配置のものが最大であったが、許容荷重をみると殆ど差はなかった。従ってどのタイプでも差はないが、補修面等を考慮すると標準型と同配置のものが適当と考えられる。前回の実験（A種の上段ブラケットに載荷）と比較すると、今回の実験では約2倍の最大荷重を示した。一体物にした効果があるように思われる。

C種のボルト2本と3本のものについて比較すると、最大荷重は3本の方が大きかったが、許容荷重については殆ど差はなかった。従って、C種は標準型と同様、ボルト2本で十分と考えられる。

ブラケットの耐荷力を計算より求め、実験値との比較を行なった。この結果図3-57に示すように、鉛

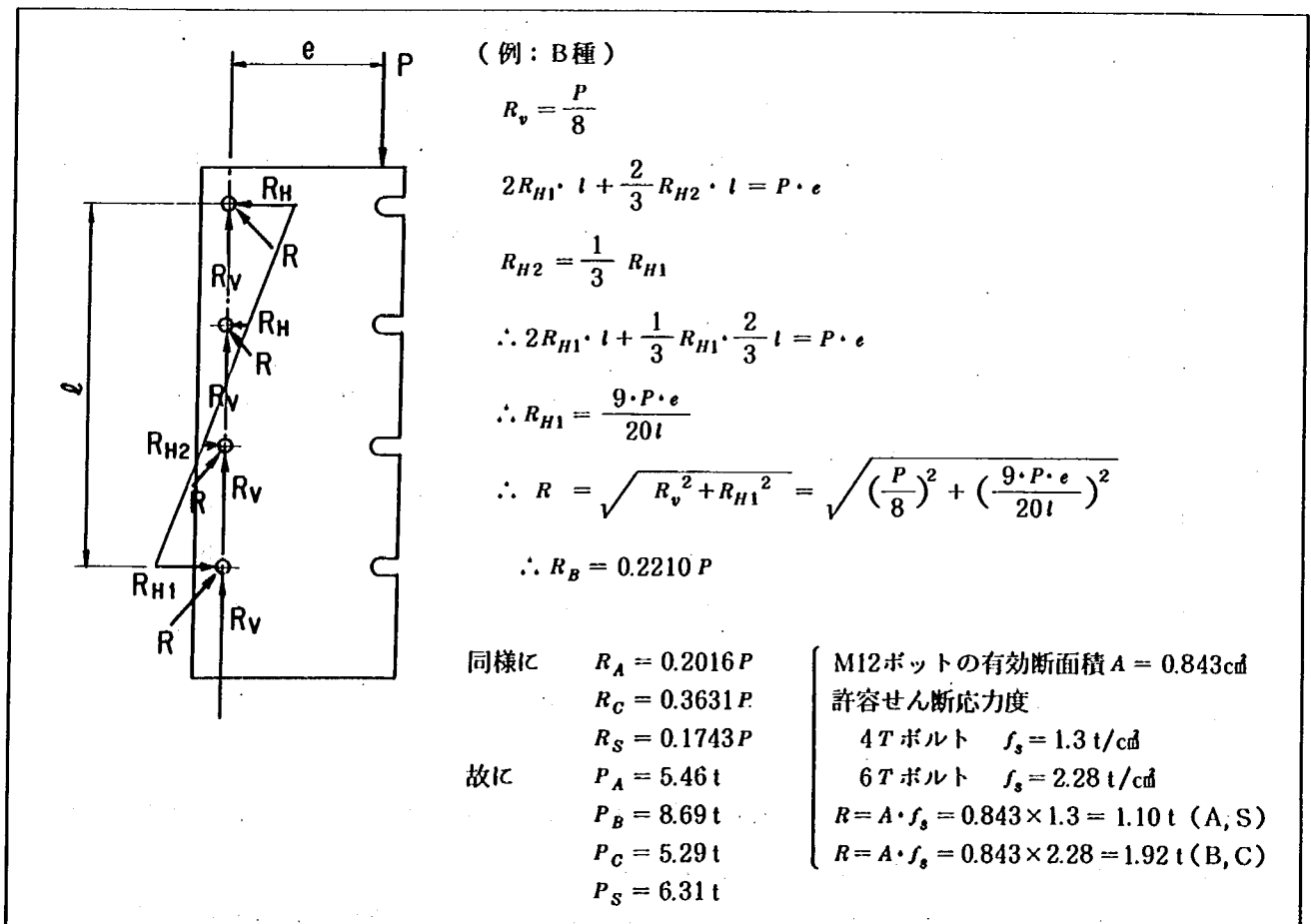


図3-57 鉛直力計算モデル

直荷重 P が作用するとボルト取付位置に反力 R が発生する。この反力 R は取付ボルトのせん断力、あるいは、ボルト取付位置の支圧力に相当すると考えられる。実験において破断した取付ボルトは全て最下段のボルトであった。従って、計算では最下段ボルト位置の反力 R を最大値と考え、水平反力 R_H のつり合いより回転中心を求め、ボルト間隔の比率よりこの反力 R の値を求めた。各種別の値は $R_A = 0.2016 P, R_B =$

0.2210P, $R_c = 0.3631P$, $R_s = 0.1743P$ となる。実験では、A, S種は4Tのボルト, B, C種は6Tのボルトを使用した。このボルトの許容せん断応力度から許容鉛直荷重を求めると、A種 $P_A = 5.46t$, B種 $P_B = 8.69t$, C種 $P_C = 5.29t$, S種 $P_S = 6.31t$ となる。また、ブラケットのボルト取付穴の許容支圧応力度から求めると、 $R = 4.5 \times 0.45 \times 1.2 = 2.43t$ より、 $P_A = 12.05t$, $P_B = 11.00t$, $P_C = 6.69t$, $P_S = 13.94t$ となる。

実験は最上段ケーブル位置に治具を用いて載荷したが、この部分の支圧力を計算で求めると、図3-58に示すように、A, B, C, S種共、ブラケット先端のケーブル取付位置の形状は同じであるので、耐荷力は全て6.68tとなる。

図3-29の実験結果から求めた許容荷重と計算で求めた許容荷重とを比較すると表3-15となる。

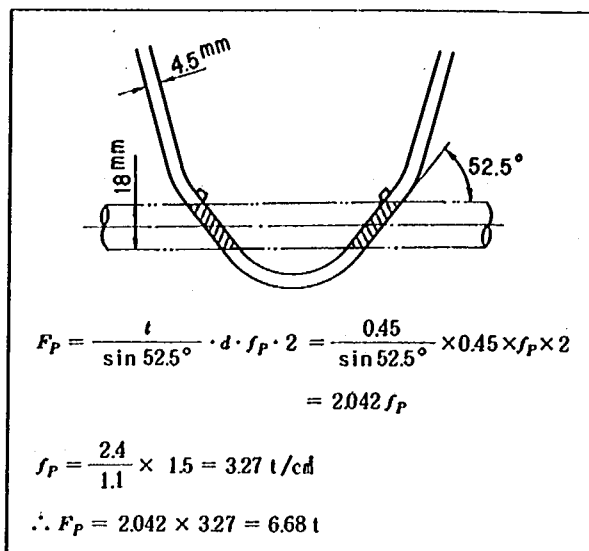


図3-58 ブラケットケーブル位置支圧力

表3-15 鉛直力に対するブラケット耐荷力

(単位 ton)

記号	供試体名称	実験値		計算値		
		最大荷重	許容荷重	取付ボルトのせん断力	ボルト穴の支圧力	ケーブル位置の支圧力
C-4	A種	11.75	5.88	5.46	12.05	6.68
C-2	B種	15.75	7.00	8.69	11.00	6.68
C-3	C種	12.70	6.35	5.29	6.69	6.68
C-1	S種	12.40	6.20	6.31	13.94	6.68

実験値より求めた許容荷重は、ボルトの破断したものについては破断荷重の50%、または変形により決まる降伏荷重のいずれか小さい方の値とした。

A種は取付ボルトが破断したので破断荷重の50%の値としたが、ボルトの許容せん断応力度から求めた計算値より若干大きいものの、ほぼ近似した値といえよう。

B種はボルトが均等配置であるため、高い強度を示すと考えられたが、実験においても、バラツキの少ない安定した値を示した。許容荷重は取付ボルトが破断しなかったため、降伏荷重とした。実験においてもケーブル位置の支圧変形が著しく、許容支圧応力度から求めた計算値と近似している。

C種は取付ボルトが破断したので破断荷重の50%の値としたが、ボルトの許容せん断応力度から求めた計算値よりやや大きい値を示しているものの、ほぼ近似した値といえる。

S種は取付ボルトが破断しなかったものの、実験後、ボルトにせん断変形がみられ、せん断切れ寸前であったと考えられる。従って、許容荷重は最大荷重を破断荷重とみなし、50%の値とした。この値は、ボルトの許容せん断応力度から求めた計算値に近似している。

計算で求めた耐荷力は、それぞれ個別の許容応力度を用いているため、実験値から求めた許容荷重を上回るものや下回るものがあるが、ブラケットの耐荷力はそれぞれの合成耐荷力と考えられるので、今回のブラケットの許容荷重は実験値から求めた値とするのが適当と考えられる。また、あまり強度が大き過ぎても、緩衝効果を期待する本来の防護柵の機能を損なう恐れがあり、さらに、コンクリート根巻基礎等（600×600×300mmで支持力7.6ton、500×500×300mmで支持力5.7ton）も考慮すれば、ブラケットの耐荷力は5～7ton程度であれば十分と考えられる。従って、耐雪型ブラケットとしての各種別ごとの許容荷重並びに、ボルトの種類、本数は表3-16に示す程度のものとするのが適当であろう。

(2) 水平 載 荷

実験で得られた最大荷重と許容荷重を表3-17に示す。B、C種はブラケットの全体的なつぶれ（座屈）により降伏している。しかし、A、S種はブラケットが降伏する前に取付ボルトが破断したため、明確な降伏点はみられなかった。各種別ごとの許容荷重はまちまちであるが、全般的に大きな値を示しているので部材耐荷力としては十分と考えられる。

(3) 標準型ブラケットと積雪型ブラケットの側面形状

標準型および積雪型ブラケットの側面形状を次に示す。

表3-16 積雪型ブラケットの許容荷重及びボルト仕様

種 別	許容荷重 (ton)	ボ ル ト	
		種 類	本 数
A 種	5.88	4 T	4 本
B 種	7.00	6 T	4 本
C 種	6.35	6 T	2 本
S 種	6.20	4 T	4 本

表3-17 水平力に対するブラケット耐荷力
(単位 ton)

種 別	実 験 値	
	最大荷重	許容荷重
A 種	14.60	8.8
B 種	15.70	15.4
C 種	10.60	7.7
S 種	19.45	8.8

	標準型ブラケット	積雪型(ピン式)ブラケット
A 種	<p>上段</p> <p>下段</p> <p>Bolt: M12 (4T) 4本</p>	<p>Bolt: M12 (4T) 4本</p>
B 種	<p>上段</p> <p>下段</p> <p>Bolt: M12 (4T)</p>	<p>Bolt: M12 (4T) 4本</p>
C 種	<p>Bolt: M12 (4T) 2本</p>	<p>Bolt: M12 (6T) 2本</p>
S 種	<p>上段</p> <p>下段</p> <p>Bolt: M12 (4T)</p>	<p>Bolt: M12 (4T)</p>

3.4.3 ガードパイプ用ブラケットおよびインナースリーブ

(1) 鉛直および水平載荷

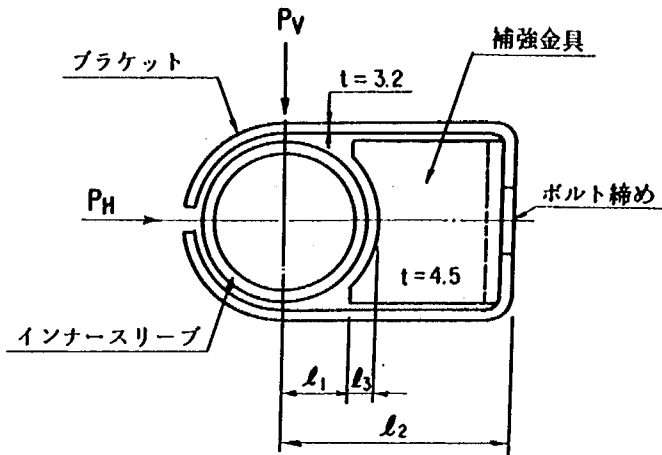
ガードパイプの標準型ブラケットの鉛直耐荷力は前述のように非常に小さい値を示している。ブラケットの耐力増強をはかるために目標とした強度は表3-2に示しているビームパイプの鉛直耐荷力である。実験に採用した供試体の種類は、ブラケットとインナースリーブとの空間に補強材(スペーサー)を挿入したタイプ2種類と、ブラケットの下部に補強材(支持金具)を取付けたタイプ2種類、および56年度から現道での検証実験に使用中の山形鋼をブラケット下部に取付けて補強するタイプの合計5種類である。

改良型ブラケットの鉛直荷重に対する耐荷力は、表3-7で示しているようにブラケットの支圧変形、ブラケットや補強材の座屈又は曲げ変形のいずれかで決まる。更に、水平荷重に対する耐荷力(圧縮)は、ブラケット、インナースリーブ、補強材の座屈で、引張方向の水平荷重に対しては、変位量が大きくて途中で載荷を止めているが支柱ボルト取付け穴の支圧変形から耐荷力が決まっている。実験結果による許容荷重と理論計算値とを比較すれば、表3-18のようになる。

表3-18 ガードパイプブラケットの許容荷重実験値と理論値の比較

補強材の 型式	鉛 直		水平(圧縮)		水平(引張)	備 考	
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値		
I型	P-1	(ton) 2.0	(ton) 2.20	(ton) 9.0	(ton) 3.56	* 2.8	* 変位量として $\delta=20\text{mm}$ の荷重を読取った。
	P-2	1.8	1.13	8.0	3.14	—	
	P-3	2.2	2.12	10.5	2.89	—	
II型	P-4	1.6	0.13	8.0	2.01	* 3.0	
III型	P-5	1.5	1.52	4.0	4.61	* 2.1	
	P-6	1.3	1.30	3.5	4.03	—	
	P-7	1.5	1.28	3.0	4.61	—	
IV型	P-8	1.5	1.01	4.0	4.61	* 2.0	
V型	P-9	0.6	0.26	3.0	4.03	* 3.4	

実験値と理論値との間に差異を生じているが、実験ではブラケット、インナースリーブ、補強材などの各部材を個々に載荷したのではなく、実際に供用させる状態に取付けて行ない接合部の合成耐力を求めている。また、型式によっては、弾性範囲を大きく取って許容荷重を設定したものもある。これに対して、計算値は要求されている耐荷力や機能からみて、厳密な応力計算は必要ないと考えられるため各部材個々の耐荷力から求めることにし、かつ算定方法も簡略化して計算していることから、実験値と計算値の差が大きくなったと考えられる。従って、ここで述べている計算値は、あくまでも参考値として扱い、ガードパイプの積雪限界を定めるためのブラケットの許容荷重は、実験値を採用することにした。図3-59~73に各補強材別の鉛直力、水平力に対する計算モデルを示す。



	(cm)		
	A	B	特 A
l_1	1.68	1.58	2.68
l_2	6.00	5.60	7.20
l_3	0.87	0.42	0.72

ブラケット幅 $B = 6$ cm

図 3-59 I型補強材

(1) ブラケットの鉛直耐荷力

$$P_V = M_R \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right) \quad (\text{kg})$$

$$M_R = \sigma_a \cdot Z_1 = 2,400 \times 0.1024 = 246 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$Z_1 = \frac{B t_1^2}{6} = \frac{6.0 \times 0.32^2}{6} = 0.1024 \text{ cm}^3$$

l_1 : ブラケットの板厚 = 3.2 mm

インナースリーブと補強材による曲面の摩擦抵抗が働くものと考えれば、この面の補強材の支圧耐荷力をブラケットの耐荷力と考えることができる。

$$P_V = 2 \cdot t_2 \cdot l_3 \cdot \sigma_B$$

t_2 : 補強材の板厚 = 0.45 cm

σ_B : 補強材の許容支圧応力度
= 3.270 kg/cm²

(2) 補強材の鉛直耐荷力

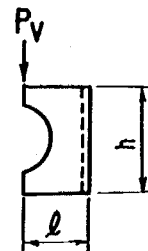
$$\text{応力度 } \sigma = \frac{N}{A_2} + \frac{M}{Z_2}$$

$$= \frac{P_V}{A_2} + \frac{P_V \cdot l}{Z_2} \leq \sigma_a$$

$\sigma_a = 2,400 \text{ kg/cm}^2$

$A_2 = 2 \cdot t_2 \cdot h \text{ cm}^2$

$Z_2 = \frac{2 \cdot t_2 \cdot h^2}{6} \text{ cm}^3$



(kg)

部材名	P-1 (A)	P-2 (B)	P-3 (特A)
ブラケット	2,560	1,236	2,119
補強材	2,204	1,134	1,944
許容荷重	2,204	1,134	2,119

図 3-60 I型鉛直耐荷力計算モデル

(1) ブラケットの水平耐荷力の計算

ブラケットに水平耐荷力は、インナースリーブとブラケットを取付けるボルトによるブラケットの支圧耐荷力とする。但し、ブラケットの軸方向耐荷力及びボルトの耐荷力以下とする。

$$P_H = 2 \cdot \sigma_B \cdot d \cdot t_1 \quad (\text{kg})$$

σ_B : ブラケットの許容支圧応力度 = 4,500 kg/cm²

d : ボルト径 P-1 (A), P-3 (特A) = M16, P-2 (B) = M14

ブラケットの軸方向耐荷力 $P_{H1} = 2 \cdot B \cdot t_1 \cdot \sigma_a$
 $= 2 \times 6.0 \times 0.32 \times 2,400 = 9,216 \text{ (kg)}$

ボルトのせん断耐荷力 $P_{H2} = 2 \cdot A_b \cdot \tau_a$
 $= 2 \times 1,503 \times 1,310 = 3,938 \text{ (kg)}$

$$P_{H2} = 2 \times 1,100 \times 1,310 = 3,882$$

A_B : ボルトのネジ部谷断面積 (cm²)

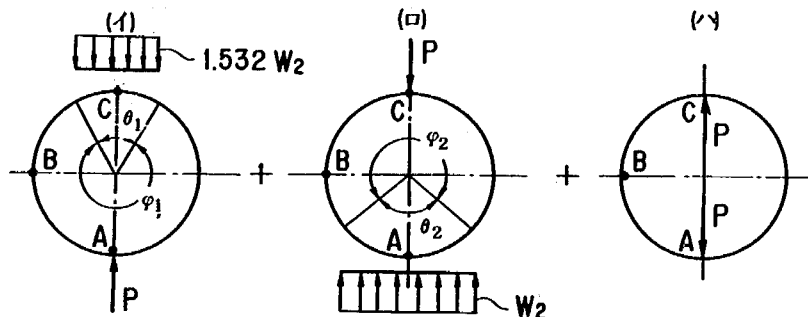
P-1, P-3 の $A_b = 1,503 \text{ cm}^2$, P-2 の $A_b = 1,100 \text{ cm}^2$

τ_a : ボルトの許容せん断応力度 = 1,310 kg/cm²

(2) インナースリーブの水平耐荷力の計算

$$2R_{\min} \frac{\theta_1}{2} w_1 = 2R \sin \frac{\theta_2}{2} w_2 \quad \therefore w_1 = 1.532 w_2$$

計算を簡略化させるために、上記荷重作用時の断面力を下图のように分けてから合成した。



$$M_A = (0.477 + 0.266 - 0.488) w_2 R^2 = 0.255 w_2 R^2$$

$$M_B = (-0.269 - 0.254 + 0.278) w_2 R^2 = -0.245 w_2 R^2$$

$$M_C = (0.306 + 0.464 - 0.488) w_2 R^2 = 0.282 w_2 R^2$$

$$\therefore M_{\max} = M_C$$

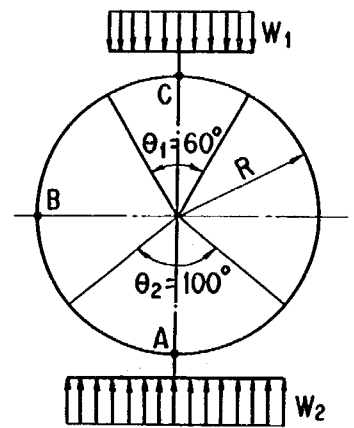
$$N = N_C = (0.020 - 0.048) w_2 R = -0.024 w_2 R$$

$$\therefore \sigma = \frac{N}{A_0} + \frac{M}{Z_0} \leq \sigma_a = 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_H = 2R \sin \frac{\theta_2}{2} w_2$$

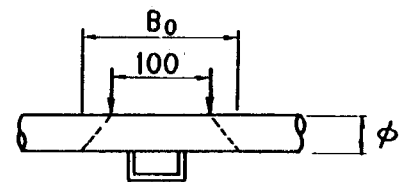
(3) 補強材の水平耐荷力の計算

$$P_H = \sigma_a \cdot A_2 = 2 \times \sigma_a \times t_2 \times h$$



インナースリーブの有効幅 (B_0)

$$B_0 = 100 + \phi$$



$$A_0 = B_0 \cdot t_3 \quad (\text{cm}^2)$$

$$Z_0 = \frac{B_0 t_3}{6} \quad (\text{cm}^3)$$

部材名	P-1 (A)	P-2 (B)	P-3 (特A)
ブラケット	4,608	4,032	4,608
インナースリーブ	3,555	3,139	2,890
補強材	11,232	8,640	14,472
許容荷重	3,555	3,139	2,890

図 3-61 I型水平耐荷力計算モデル

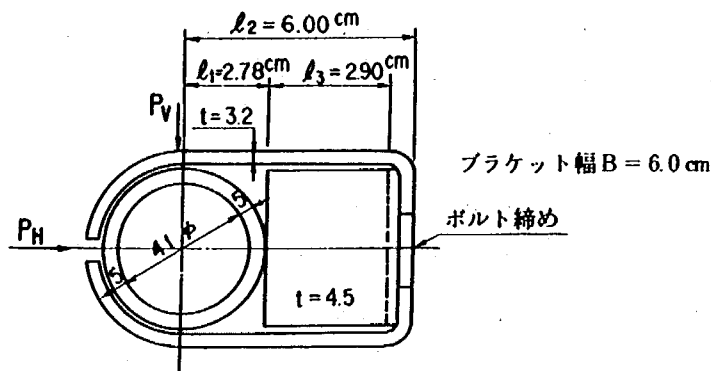


図 3-62 II型補強材

(1) ブラケットの鉛直耐荷力

$$P_V = M_R \left(\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right)$$

$$M_R = \sigma_a \cdot Z = 246 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

(2) 補強材の鉛直耐荷力

$$\sigma = \frac{P_V}{A} + \frac{P_V l_3}{Z} \leq \sigma_a$$

(kg)

部材名	P-4 (A)
ブラケット	129
補強材	2,584
許容荷重	129

図 3-63 II型鉛直耐荷力計算モデル

(1) ブラケットの水平耐荷力

$$P_H = 2 \sigma_B \cdot d \cdot t_1 = 4,608 \text{ kg}$$

(2) インナー Sleeve の水平耐荷力

$$M_A = 1.650 w_1 R^2$$

$$M_B = -0.174 w_1 R^2$$

$$M_C = 0.214 w_1 R^2$$

$$N_C = 0.030 w_1 R$$

$$Z_0 = 0.629 \text{ cm} (\text{前述})$$

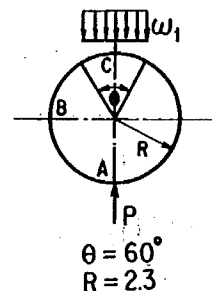
$$A_0 = 7.55 \text{ cm} (\text{ " })$$

$$\frac{N}{A_0} + \frac{M}{Z_0} \leq \sigma_a$$

$$= 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore w_1 = 913$$

$$P_H = 2 R \sin \frac{\theta}{2} w_1 = 2,010 \text{ kg}$$



(3) 補強材の水平耐荷力

$$P_H = \sigma_a \cdot A = 11,232 \text{ kg}$$

(kg)

部材名	P-4 (A)
ブラケット	4,608
インナー Sleeve	2,010
補強材	11,232
許容荷重	2,010

図 3-64 II型水平耐荷力計算モデル

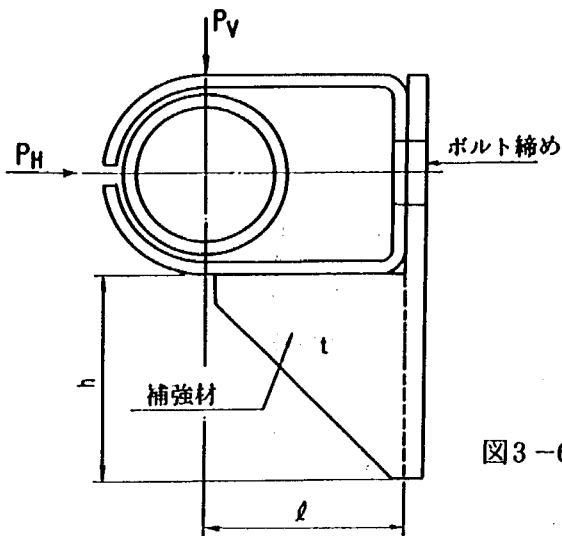


図3-65 III型補強材

(cm)			
	A	B	特A
t	0.45	0.32	0.60
h	6.5	6.5	6.5
l	6.0	5.60	7.20

(1) インナーズリーブの鉛直耐荷力

$$M = 0.3183 P_V \cdot R$$

$$N = 0$$

$$\sigma = \frac{0.3183 P_V \cdot R}{Z} \leq \sigma_a$$

$$= 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{B_0 t_3^2}{6}$$

B_0 : インナーズリーブの有効幅 = $6.0 + D_0$

D_0 : インナーズリーブの径

P-5 (A) : $B_0 = 111 \text{ mm}$ $R = 2.3$

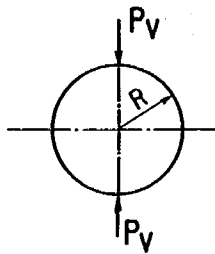
P-6 (B) : $B_0 = 100$ $R = 1.785$

P-7 (特A) : $B_0 = 128$ $R = 3.15$

t_3 : インナーズリーブの板厚

P-5 (A) = 5 mm, P-6 (B) = 4.3 mm

P-7 (特A) = 5 mm



(2) 補強材の鉛直耐荷力

$$P_V = \frac{\sigma_a \cdot Z}{l} = \frac{2 \sigma_a t_2 h^2}{6l}$$

(kg)

部材名	P-5 (A)	P-6 (B)	P-7 (特A)
インナーズリーブ	1,517	1,301	1,275
補強材	2,535	1,931	2,817
許容荷重	1,517	1,301	1,275

図3-66 III型鉛直耐荷力計算モデル

(1) ブラケットの水平耐荷力

$$P_H = 2 \sigma_B \cdot d \cdot t_1 \quad (\text{I型と同じ})$$

(2) インナーズリーブの水平耐荷力

$$P_H = 2 \sigma_B \cdot d \cdot t_3$$

(kg)

部材名	P-5 (A)	P-6 (B)	P-7 (特A)
ブラケット	4,608	4,032	4,608
インナーズリーブ	7,200	5,418	7,200
許容荷重	4,608	4,032	4,608

図3-67 III型水平耐荷力計算モデル

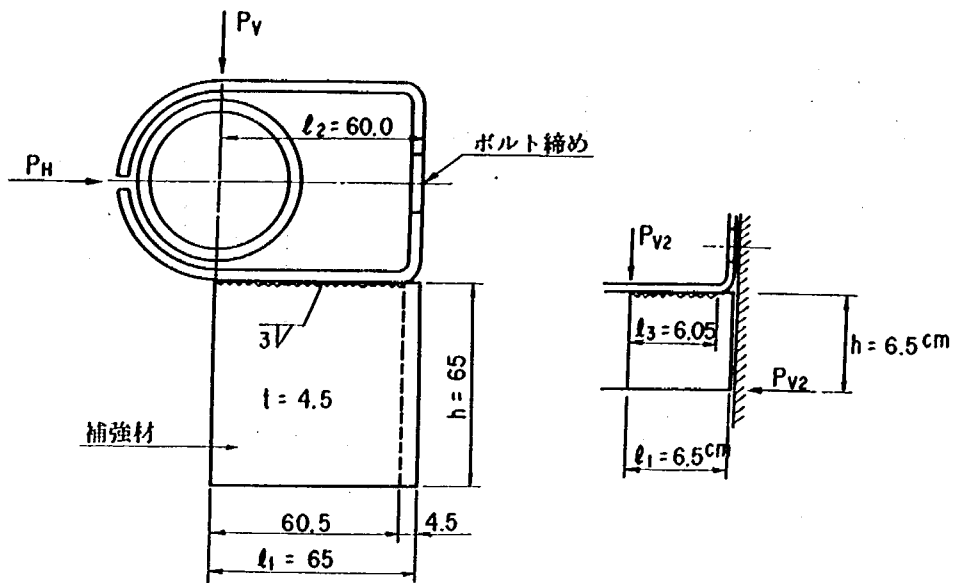


図3-68 IV型補強材

(1) ブラケットの鉛直耐荷力

$$P_{V1} = \frac{2M_R}{l_2} = \frac{2 \times 246}{6.0} = 82 \text{ kg}$$

P_{V1} : ブラケットのみの鉛直耐荷力

接合面に生ずる曲げモーメントとせん断力は

$$M = P_{V2} \cdot h = 6.5 P_{V2}$$

$$S = P_{V2}$$

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a = 1,350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a = 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

A: 溶接部の断面積 (スミ肉サイズ 3 mm として 2.57 cm²)

Z: 溶接部の断面係数 = 2.588 cm³

$$\text{合成応力度 } \sigma_0 \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_a \text{ より}$$

$$6.308 P_{V2}^2 + 0.454 P_{V2}^2 - 2.400^2 = 0$$

$$P_{V2} = 923 \text{ kg}$$

$$P_V = 82 + 923 = 1,005 \text{ kg}$$

(2) インナースリーブの鉛直耐荷力

Ⅲ型の場合と同様になる。

(kg)

部 材 名	P-8 (A)
ブラケット	1,005
インナースリーブ	1,517
許容荷重	1,005

(1) ブラケット, インナースリーブの水平耐荷力

Ⅲ型の場合と同様になる。

(kg)

部 材 名	P-8 (A)
ブラケット	4,608
インナースリーブ	7,200
許容荷重	4,608

図3-69 IV型鉛直耐荷力計算モデル

図3-70 IV型水平耐荷力計算モデル

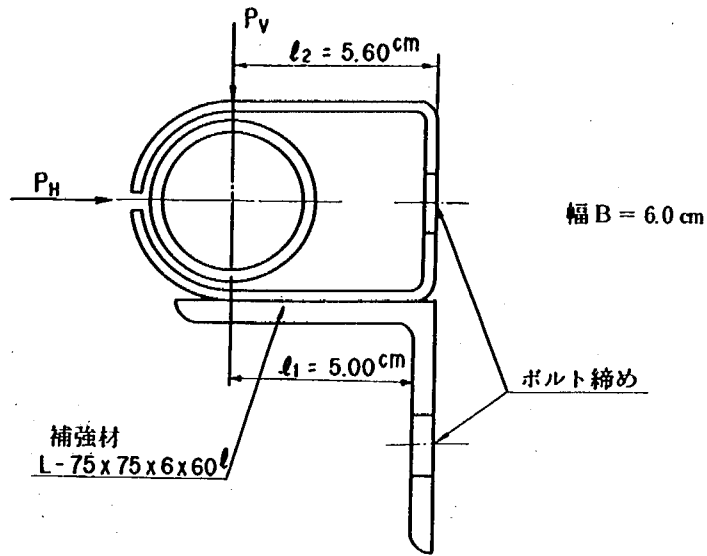


図3-71 V型補強材

(1) インナースリーブの鉛直耐荷力(Ⅲ型と同じ)

$$\sigma = \frac{0.3183 P_V \cdot R}{Z} \leq \sigma_a = 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{B_0 t_3}{6}$$

B_0 : インナースリーブの全幅

(2) 補強材の鉛直耐荷力

$$M = P_V \cdot l_1$$

$$Z = \frac{B t_4^2}{6} = \frac{6.0 \times 0.6^2}{6} = 0.360 \text{ cm}^3$$

$$P_V = \frac{\sigma_a \cdot Z}{l_1} = \frac{2,400 \times 0.360}{5.0} = 173 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{ブラケットの鉛直耐荷力 } P_V' &= \frac{2M_R}{l_2} \\ &= \frac{2 \times 246}{5.60} = 88 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_V = 173 + 88 = 261 \text{ kg}$$

(kg)

部 材 名	P-9 (B)
インナースリーブ	1,301
補 強 材	261
許 容 荷 重	261

図3-72 V型鉛直耐荷力計算モデル

(1) ブラケットの水平耐荷力

I型の場合と同様になる。

(2) インナースリーブの水平耐荷力

ボルト取付部における支圧耐荷力とし、

$$P_H = 2\sigma_B \cdot d \cdot t_3$$

(3) 補強材の水平耐荷力

$$P_H = \sigma_B \cdot d \cdot t_2$$

(kg)

部 材 名	P-9 (B)
ブ ラ ケ ッ ト	4,032
インナースリーブ	5,418
許 容 荷 重	4,032

図3-73 V型水平耐荷力計算モデル

供試体の中で種別A種に相当するI型P-1, II型P-4, III型P-5, IV型P-8と標準型A種の鉛直載荷結果を比較したのが図3-74である。いずれの補強方法も標準型A種に比べると5~7倍の耐荷力を持っていることが確認できた。なお、標準型A種およびつぎに述べるB種の載荷試験結果は、「積雪寒冷地における防護柵に関する研究報告書(昭和57年11月)」²⁾から引用したものである。図3-74の荷重変位線図をみると、ブラケットの中に補強材を挿入させるI型P-1と、ブラケットの下部で支保させるIII型P-5, IV型P-8はほぼ同じ様な傾向を示しているが、I型と同様な補強方法を取っているII型P-4は、I型P-1に比べると降伏荷重が小さくなっている。

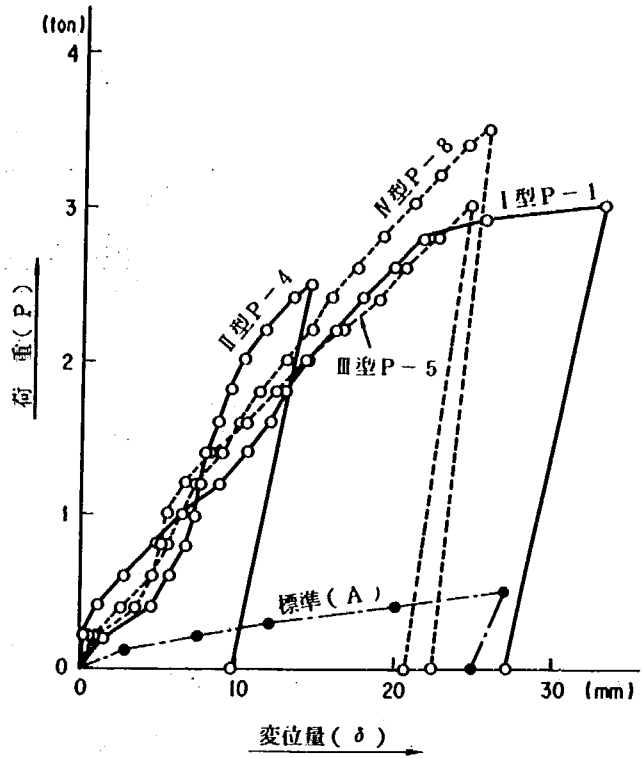


図3-74 A種に相当する各供試体の鉛直載荷荷重変位線図

このことは、図3-11と3-12に示しているように、インナースリーブに接触する側の補強材の形状を、I型はインナースリーブと補強材が面接触するように切欠いているのに対し、II型はインナースリーブと補強材が点で接触している。従って、鉛直荷重が作用した場合に、I型補強材は、その曲面部分がいくらかの荷重を負担する支圧面となっているのに対し、II型は単純なすべり面にしかすぎないという補強材とインナースリーブの接触部分の構造の違いが現われたものと考えられる。

図3-75は標準型B種に対応する供試体の鉛直載荷結果をまとめたものである。I型P-1とIII型P-6は、標準型B種に比べ4~6倍の耐荷力を有しているが、V型P-9については、変位量が3mm, 荷重0.6ton前後で塑性域に達しており、他の補強材に比べると補強効果は小さい。

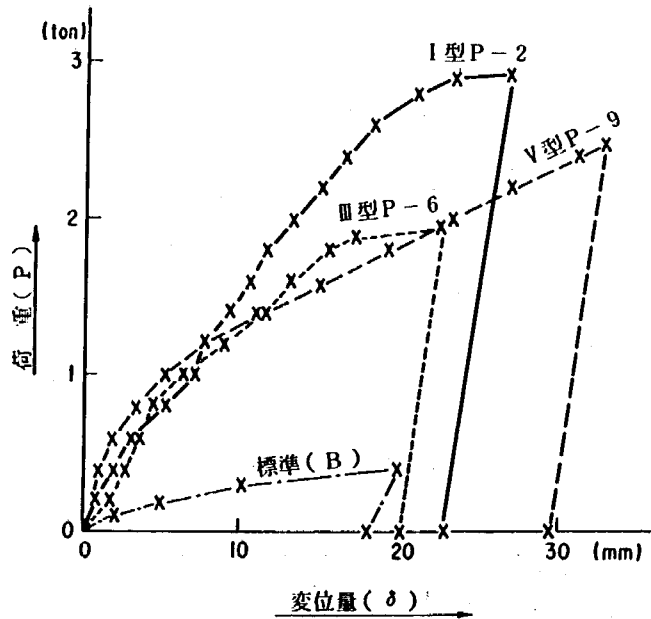


図3-75 B種に相当する各供試体の鉛直載荷荷重変位線図

圧縮方向と引張方向の水平載荷についても、鉛直載荷と同様に、標準型A種あるいは、B種に対応する

供試体と積雪型との実験結果を比較すると図3-76~78のようになる。圧縮方向の耐荷力は防護柵の機能面から考えると標準型程度で充分ではあるが、I型P-1(A種)、I型P-2(B種)、II型P-4(A種)の場合は圧縮荷重が作用すると、補強材がインナースリーブを支保する形態となるために耐荷力は、標準型の2倍前後になっている。これに対し、ブラケットの下部に補強材を取付けているIII型、IV型の場合は、標準型の耐荷力と大差ない。

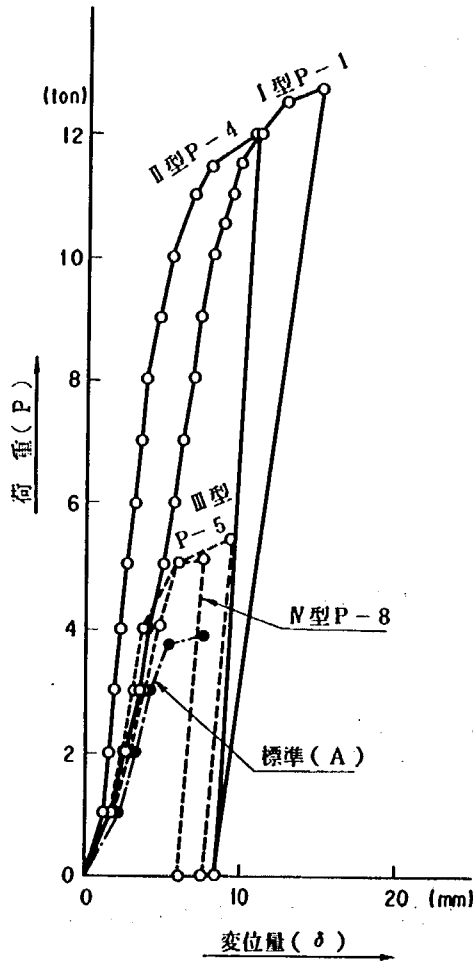


図3-76 A種に相当する各供試体の水平載荷(圧縮)荷重変位線図

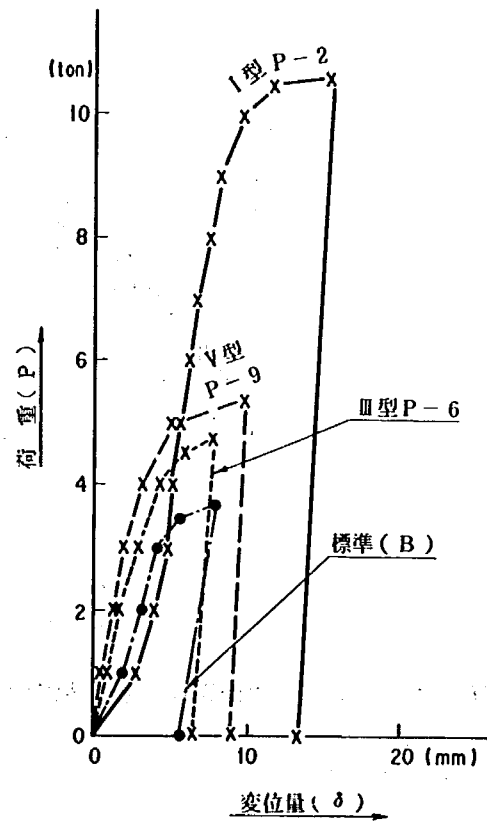


図3-77 B種に相当する各供試体の水平載荷(圧縮)荷重変位線図

引張方向については、ブラケット側の支柱取付けボルト穴の支圧変形によって耐荷力は決まるが、III型P-5(A種)の荷重変位線図は、標準型と同様な傾向を描いているのに対し、I型P-1(A種)とV型P-9(B種)は同一荷重でみると標準型よりも変位量が少なくなっている。このことは、I型、V型補強材のほうが、ブラケットの支圧変形を拘束させる効果を有しているものと考えられる。

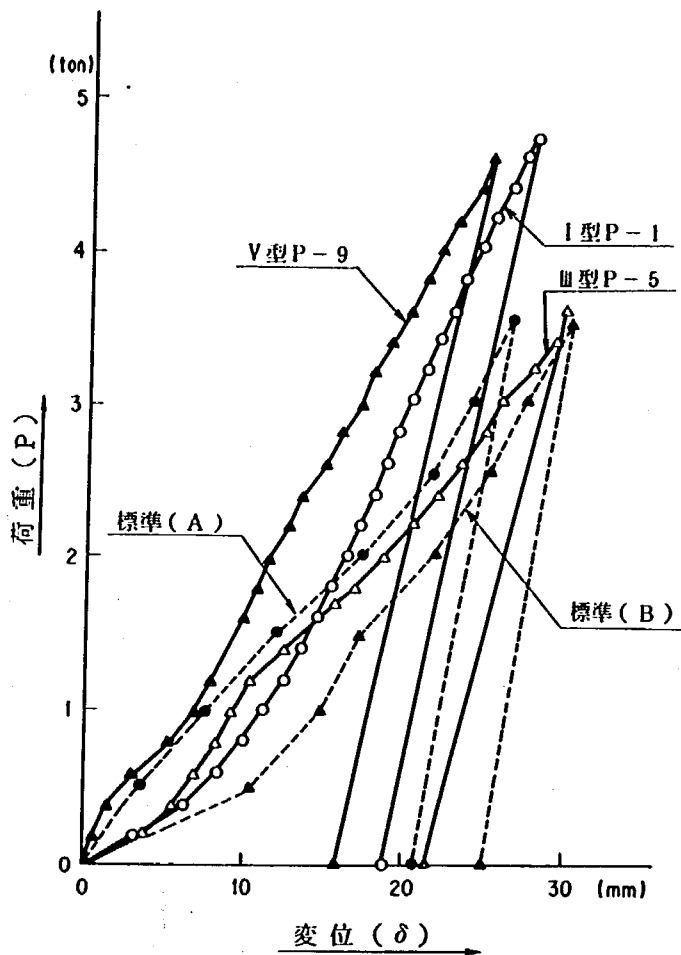


図3-78 A種・B種に相当する各供試体の
水平荷重(引張)荷重変位線図

3.5 各種ブラケットの実測値および計算値のまとめ

ガードレール、ガードケーブル、ガードパイプのブラケットの実験結果による強度をまとめると表3-19のようになる。

尚、図3-79, 80にガードケーブル鉛直、水平荷重実験の荷重変位線図を示す。

表3-19 実験結果の総括表

供試体の種別		鉛 直			水平(中心圧縮)		水平(偏心載荷)		
		実験値 (許容荷重)	計 算 値		実 験 値		計算値	実 験 値 (許容荷重)	計算値
			偏心モーメント	曲げ	耐 力	変位量			
ガ イ ド レ ー ル	I-1	ton 5.0	ton 4.8	ton 6.5	ton 10以上	mm 12	ton 2.8	ton 2.5	ton 1.62
	I-2	5.0	2.7	-	10以上	14	2.3	2.0	1.62
	I-3	2.5	2.4	-	10以上	7	1.6	2.0	1.21
	II-1	7.0	5.4	9.2	10以上	12	2.1	3.5	0.74
	II-2	5.0	2.7	6.9	10以上	9	2.1	4.0	0.74
	II-3	7.0	5.4	9.2	10以上	17	2.1	3.0	0.74
	III	4.0	2.7	6.9	10以上	21	2.1	0.2	0.16

供試体の種別		鉛 直					水 平	
		実 験 値		実 験 値			実 験 値	
		最大荷重	許容荷重	取付ボルト のせん断力	ボルト穴 の支圧力	ケーブル位 置の支圧力	最大荷重	許容荷重
ガ イ ド ケ ー プ ル	A種用	ton 11.75	ton 5.88	ton 5.46	ton 12.05	ton 6.68	ton 14.60	ton 8.8
	B種用	15.75	7.00	8.69	11.00	6.68	15.70	15.4
	C種用	12.70	6.35	5.29	6.69	6.68	10.60	7.7
	S種用	12.40	6.20	6.31	13.94	6.68	19.45	8.8

供試体の種別		鉛 直		水平(圧縮)		水平(引張)	
		実験値 (許容荷重)	計算値	実験値 (許容荷重)	計算値	実験値 (許容荷重)	
ガ イ ド バ イ ブ	I型	P-1(A種)	ton 2.0	ton 2.20	ton 9.0	ton 3.56	ton 2.8
		P-2(B種)	1.8	1.13	8.0	3.14	-
		P-3(特A種)	2.2	2.12	10.5	2.89	-
	II型	P-4(A種)	1.6	0.13	8.0	2.01	3.0
	III型	P-5(A種)	1.5	1.52	4.0	4.61	2.1
		P-6(B種)	1.3	1.30	3.5	4.03	-
		P-7(特A種)	1.5	1.28	3.0	4.61	-
	IV型	P-8(A種)	1.5	1.01	4.0	4.61	2.0
	V型	P-9(B種)	0.6	0.26	3.0	4.03	3.4

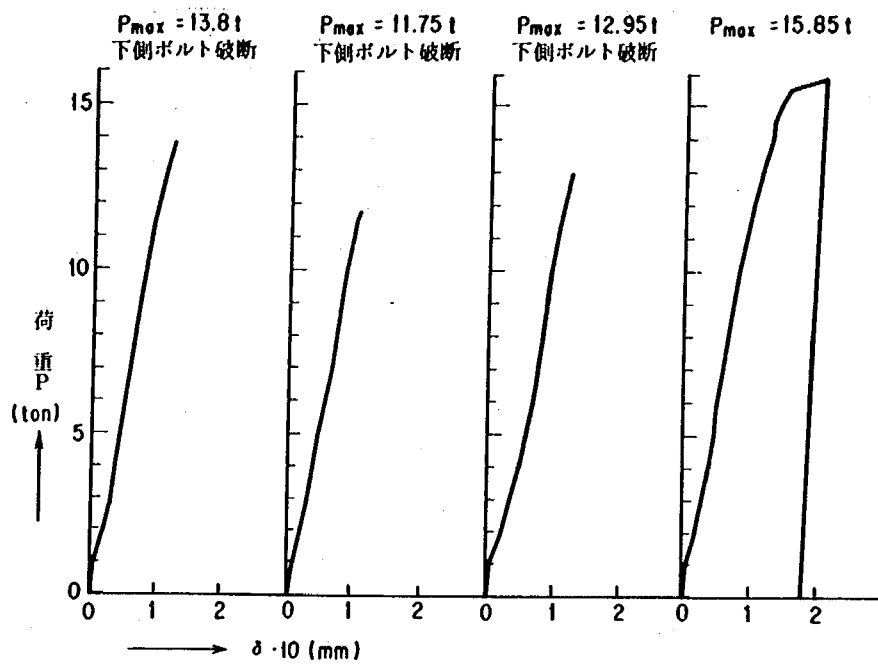


図 3-79(1) A種 鉛直載荷荷重変位線図

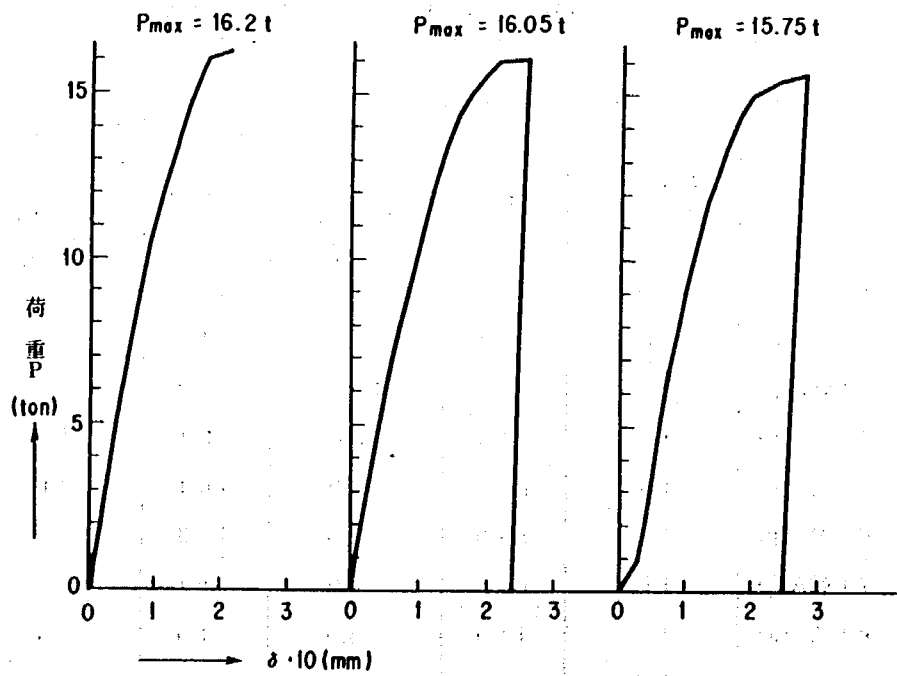


図 3-79(2) B種 鉛直載荷荷重変位線図

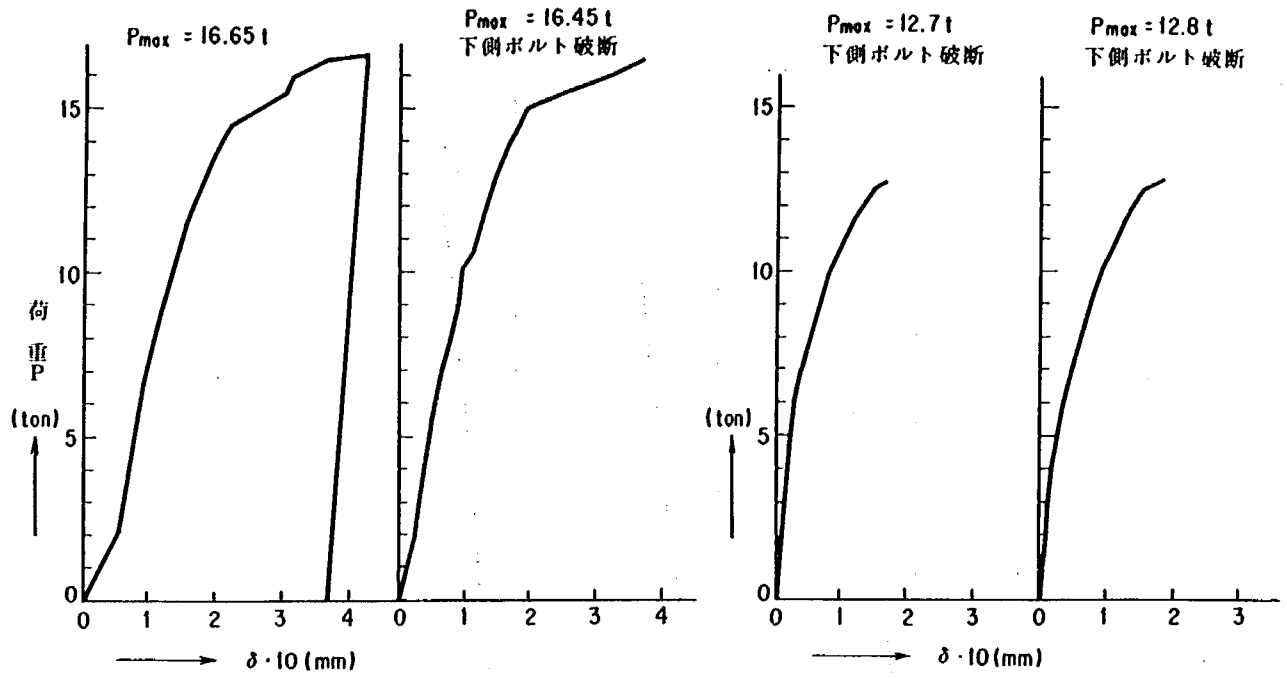


図3-79(3) C種 鉛直載荷荷重変位線図

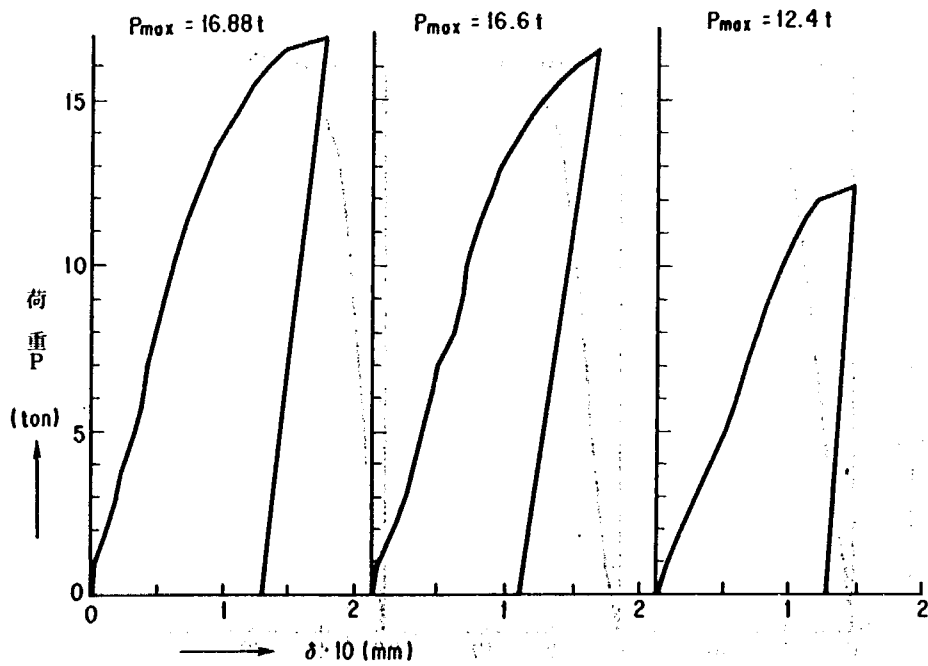


図3-79(4) S種 鉛直載荷荷重変位線図

図3-79 ガードケーブルの鉛直載荷実験の結果

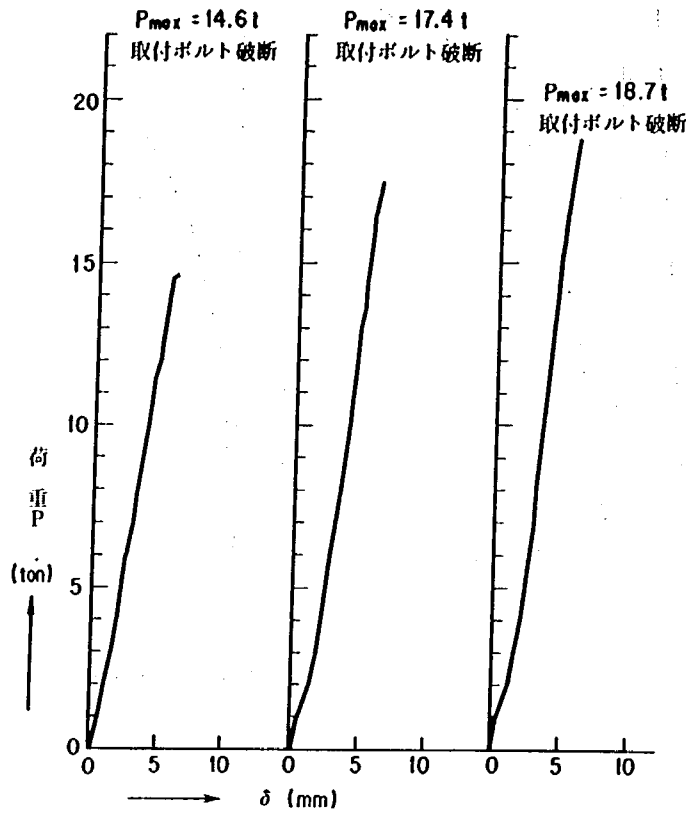


図3-80(1) A種 水平載荷荷重変位線図

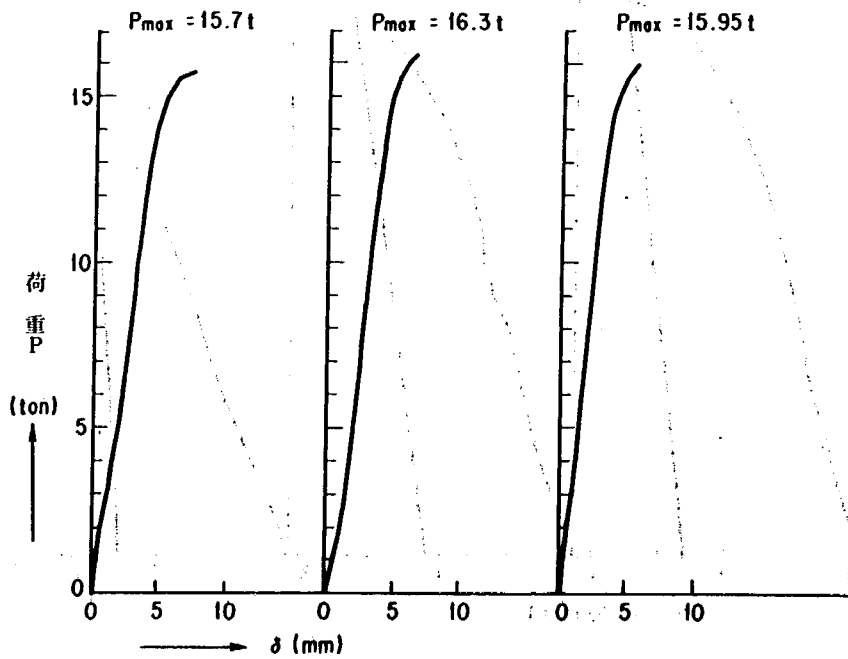


図3-80(2) B種 水平載荷荷重変位線図

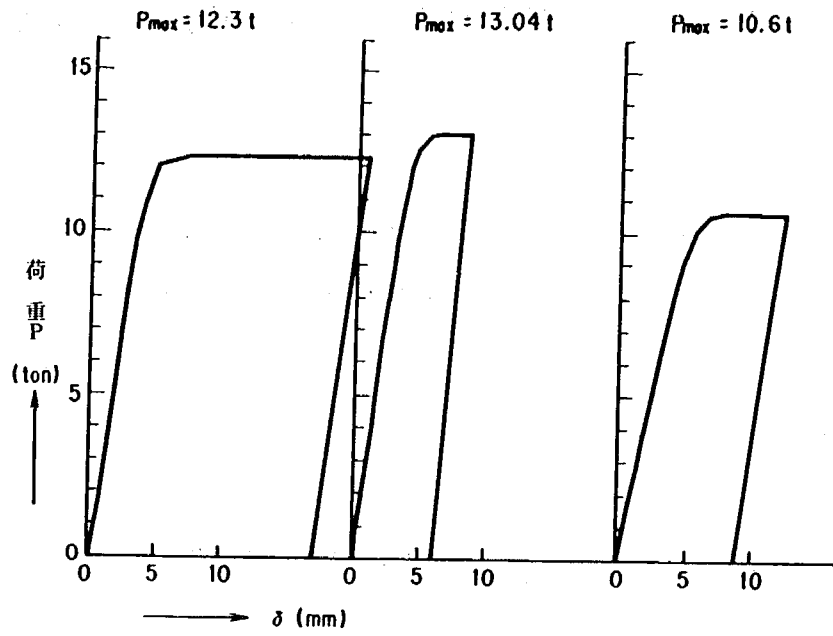


図 3-80(3) C種水平載荷荷重変位線図

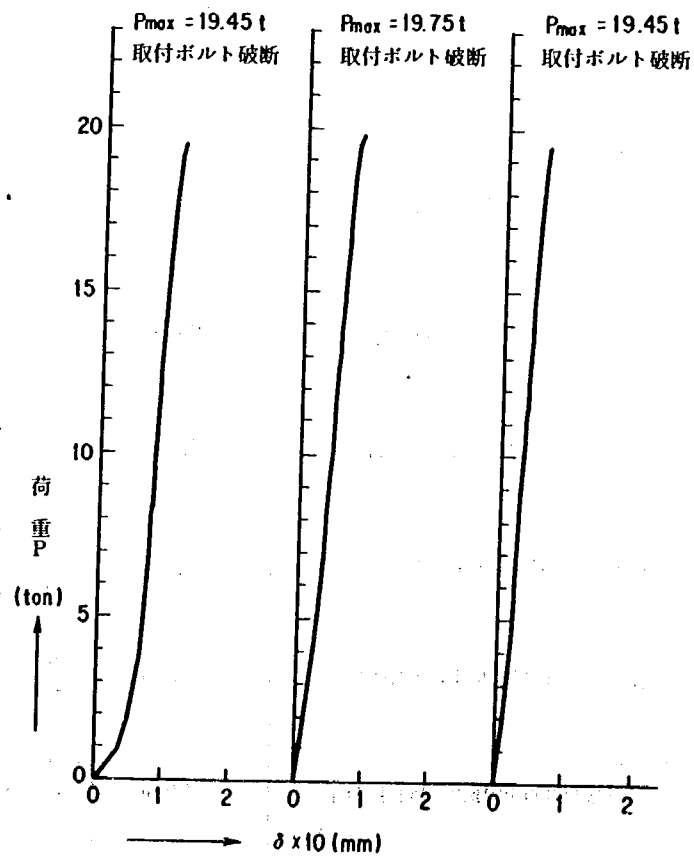


図 3-80(4) S種水平載荷荷重変位線図

第4章 東北、北陸地建における積雪用防護柵の検証実験

4.1 実験目的

本章において示す積雪用ブラケットの検証実験は、土木研究所で実施したブラケットの静的実験の結果にもとづいて決めた統一型ブラケットを東北、北陸地建の管内道路に試験設置し、所定の積雪沈降力に耐えるか否かを検証する目的で行ったものである。

4.2 実験方法

積雪深を各段階に計画して設置場所を選び、その積雪沈降力に対して表4-1に示すように標準タイプ、積雪タイプの各種型式を設置して、沈降力と融雪後の破損等の形状変化を調べた。

表4-1 供試体設置場所および型式

設 置 場 所		予想積雪深	種 別
北 陸 地 方 建 設 局 管 内	一般国道18号	新潟県新井市柴原	ガードレール B種 ガードケーブル B種 ガードパイプ B種
	一般国道18号	新潟県中頸城郡妙高村坂口新田	ガードレール A,B種 ガードケーブル A,B種 ガードパイプ B種
	一般国道289号	新潟県南蒲原郡下田村永島	ガードレール C種 ガードケーブル C種 ガードパイプ C種
	一般国道291号	新潟県古志郡山古志村竹沢	ガードレール A,B種 ガードケーブル A,B種
東 北 地 方 建 設 局 管 内	一般国道113号	山形県西置賜郡小国町小坂	ガードレール B種 ガードケーブル B種 ガードパイプ B種
	一般国道113号	山形県西置賜郡小国町沼沢	ガードレール A,B種 ガードケーブル A,B種
	一般国道113号	山形県西置賜郡飯豊町手の子	ガードレール A,B種 ガードケーブル A,B種 ガードパイプ B種
	県道	山形県西置賜郡飯豊町橋本	ガードレール C種 ガードケーブル C種 ガードパイプ C種

4.3 実験結果

4.3.1 供試体の形状変化（東北地建）

東北地建においては融雪後、全供試体の観測調査を行ったが、積雪が少なかったため雪圧による破損等は見られなかった。融雪後の状況は写真4-1～5に示すとおりである。

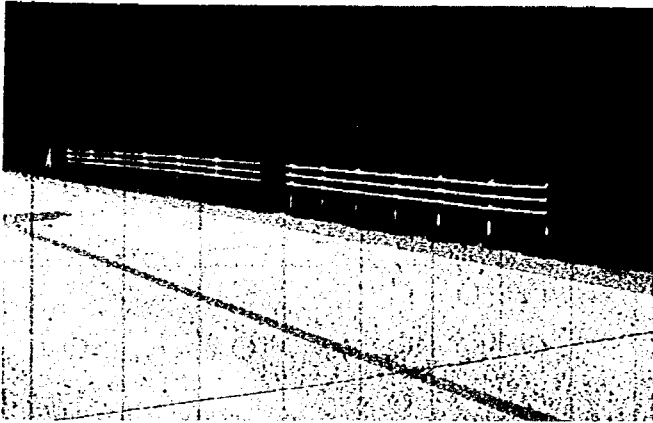


写真4-1 小国町小坂地区（ガードパイプ）

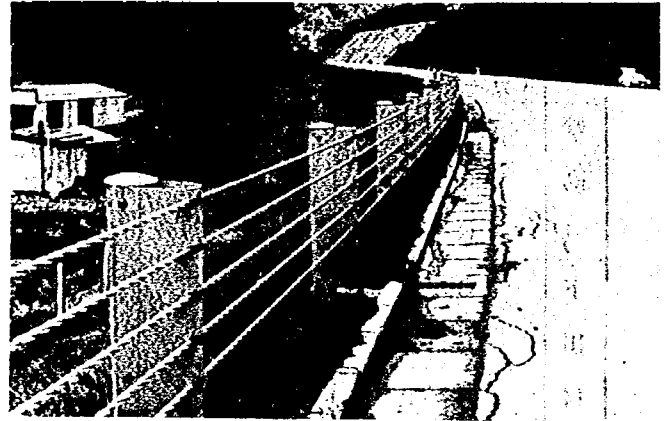


写真4-2 小国町沼沢地区（ガードケーブル）

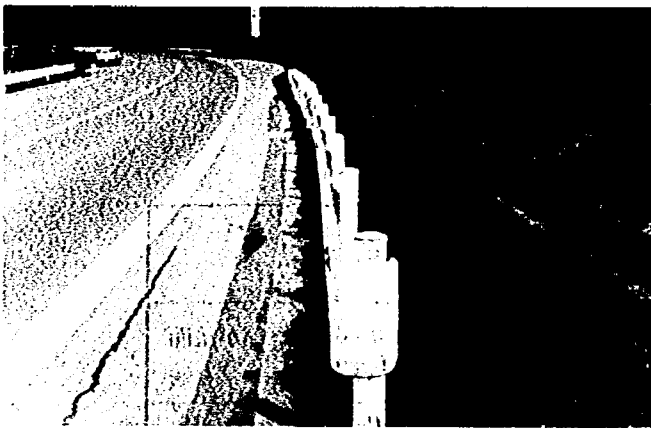


写真4-3 飯豊町手の子地区（ガードレール）

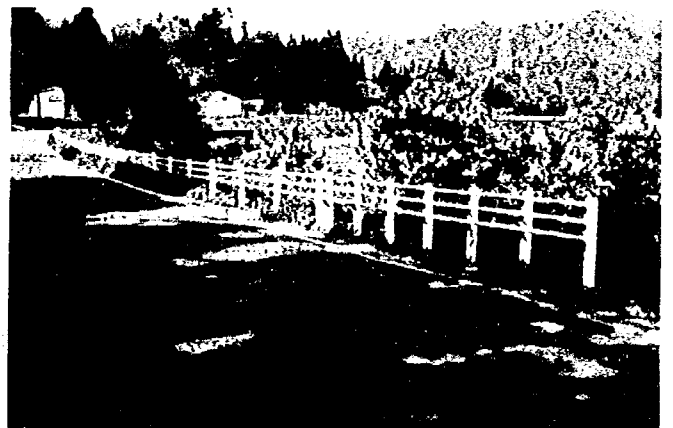


写真4-4 飯豊町橋本地区（ガードパイプ）

4.3.2 供試体の形状変化（北陸地建）

北陸地建において試験設置した積雪用防護柵の供試体の種類と設置場所を表4-2に示す。また融雪後の供試体の状況は、表4-3のとおりである。なお、この表に示す以外の防護柵において供試体の一部が破損していたがそれは除雪作業による影響と思われ、また破損した防護柵は主に標準タイプのものであった。

融雪後の状況を写真4-5～12に示す。

表4-2 北陸地方建設局管内に設置した供試体と測定機器

地区	種 別	供 試 体									測 定 機 器				
		A			B				C		自然積雪		堆 雪		
		標準	改良Ⅰ	改良Ⅱ	標準	改良Ⅰ	改良Ⅱ	改良Ⅲ	標準	改良Ⅰ	改良Ⅱ	ロードセル	圧痕計	ロードセル	圧痕計
新井市	G R (ガードレール)				○	○	○								
	G C (ガードケーブル)				○	○	○					-	○	-	○
	G P (ガードパイプ)				○		○								
妙高村	G R	○	○	○	○	○	○								
	G C	○	○	○	○	○	○					○	○	○	○
	G P				○		○								
下田村	G R								○	○	○				
	G C								○	○	○	-	○	-	○
	G P								○		○				
山古志村	G R	○	○	○	○	○	○	○							
	G C	○	○	○	○	○	○					○	○	○	○
	G P														

表4-3 融雪後の供試体の状況

設置場所	積雪深	種 別	現 況 調 査 結 果
下田村	2.0 m	ガードレール ガードケーブル	根巻きコンクリートの一部が法面側へ数mm移動している。
妙高村	3.0 m	ガードレール (A・標準)	全ブラケットが堆雪のため変形していた(写真4-5,6)
		ガードパイプ (B・標準)	最上段の全ブラケットが堆雪のため変形していた(写真4-7,8)
山古志村	4.0 m	ガードレール	根巻きコンクリートの一部で数mm沈下していた。
		ガードケーブル	根巻きコンクリートの一部で5~19mmの沈下と2~35mmのひびわれが認められたほか、法面側へ1~15mm移動していた。

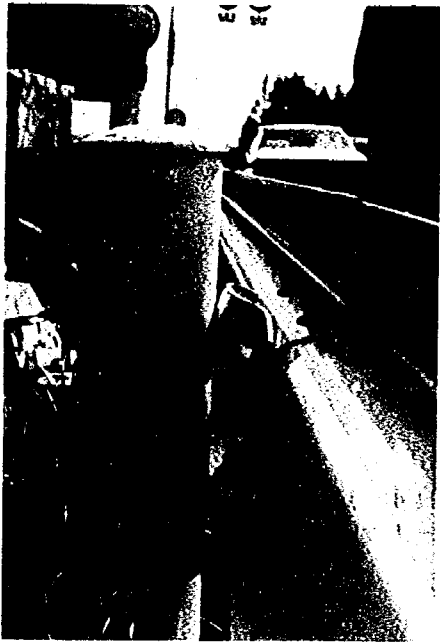


写真4-5
ガードレール A種 標準型(妙高村)
最大荷重 709.1kg
ブラケットの変形 最大堆雪深 281cm



写真4-6
ガードレール A種 標準型(妙高村)
写真3のブラケット変形によるガードレールの前傾

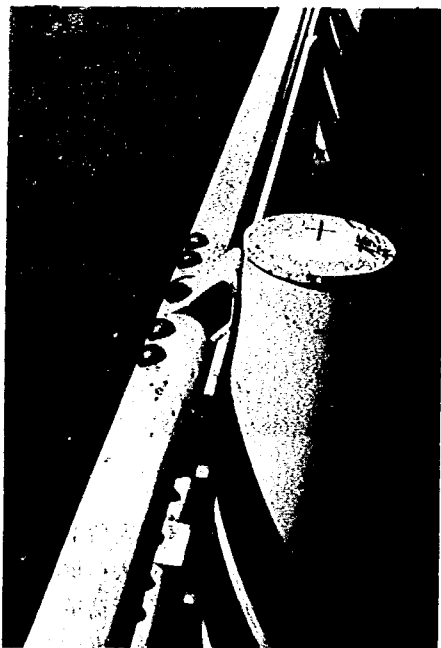


写真4-7
ガードパイプ B種 標準型(妙高村)
最上段ブラケットの変形
最大荷重 803kg(ロードセル)
最大堆雪深 261cm

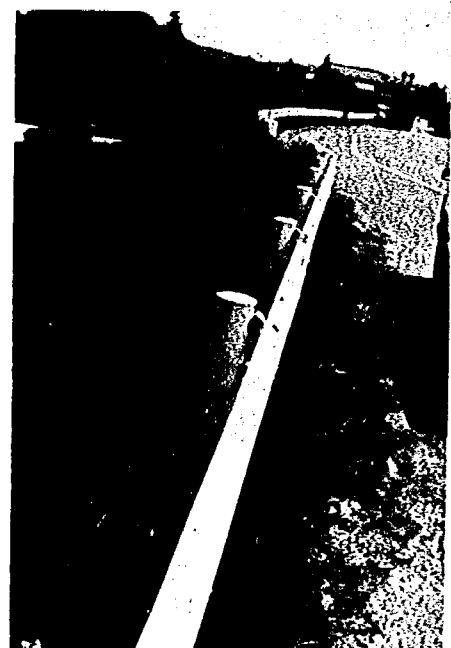


写真4-8
ガードパイプ B種 標準型(妙高村)
写真4-7のブラケット変形により
ビームパイプが若干下がっている。

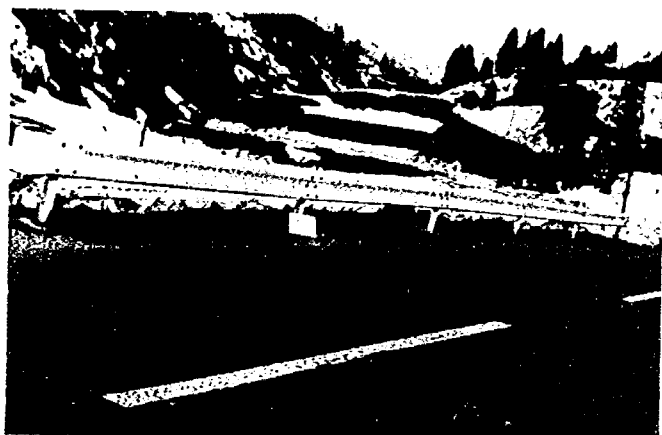


写真 4-9
 ガードレール B種標準型 (山古志村)
 最大荷重 628kg (ロードセル)
 最大堆雪深 238cm

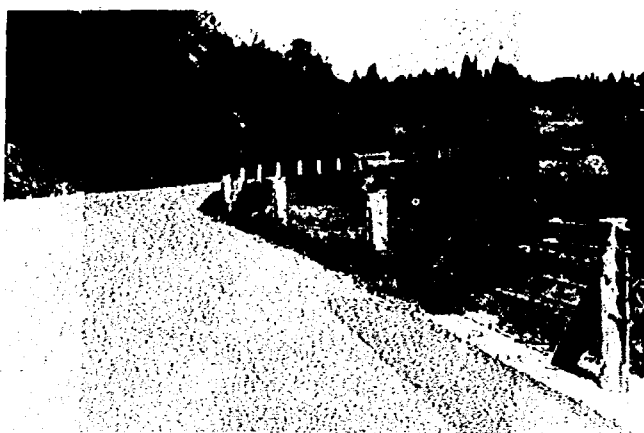


写真 4-10
 ガードケーブル改良 I 型 (山古志村)
 最大荷重 680.3kg
 最大堆雪深 220cm

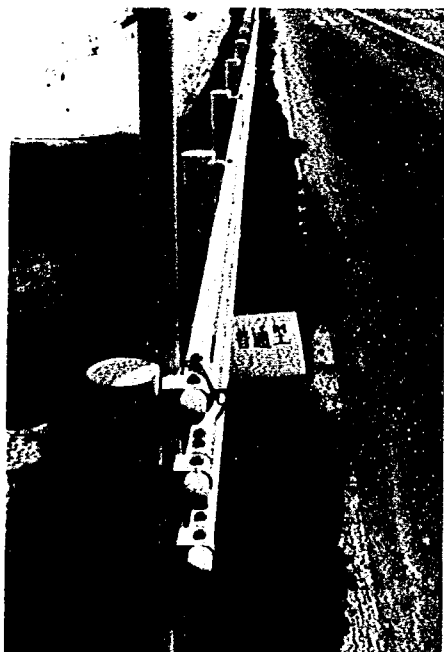


写真 4-11
 ガードパイプ C種標準型 (下田村)
 最大荷重 398.6kg
 最大堆雪深 145 cm



写真 4-12
 ガードケーブル C種改良 I 型 最大荷重 398.6 kg
 最大荷重深 145 cm
 ガードケーブル標準型、改良 II 型 最大荷重 563.6 kg
 最大堆雪深 151 cm
 (下田村)

第5章 防護柵の支柱支持力に関する実験

5.1 実験経緯と概要

現行防護柵は水平方向に作用する自動車の衝突荷重を防護柵の弾性と変形により、吸収するように設計されており、積雪荷重のように、鉛直方向荷重の方が水平方向荷重よりも一般に大きく、また時間的にも長く作用する場合に対しては、構造的配慮がなされていない。

これまで実施して来た積雪寒冷地用防護柵の開発に関する研究において、地盤より上部の構造物及びその構成部材の強度については、現地における積雪荷重実験および室内静的荷重実験により、概ね明らかにされ、設計に対する諸資料が得られている。一方、積雪用防護柵の基礎構造については、現在まであまり検討されておらず、一連の積雪寒冷地用防護柵に関する設計資料の整備を行うという当初の目的からすれば、積雪用防護柵は上部、下部が一体となって働き、かつバランスのとれたものでなければならない。したがって、この実験においては支柱支持力について、新たに鉛直・水平各方向の現場における静的荷重実験により、土質条件、設置条件、根巻き形式等の違いによるそれぞれの強度を測定して、支柱基礎設計式を確立する目的で行ったものである。なお、基礎の設計方法については、既に土木研究所から示されている現行防護柵支柱根入れの実験式及び一般的な基礎設計式があるので、実験に先立ち種々の設計式による解析を試みたが、その計算結果にはかなり大きなバラツキがあり、妥当な設計値が得られなかった。このため実験による実測値を求めることにした。

5.2 土木研究所における支柱支持力に関する実験結果

5.2.1 実験場所

実験場所としては図5-1(図2-1の位置)に示す新潟県新井市土田、上新バイパス建設予定敷地内の土質条件(支持地盤の N 値)の異なる①、②の2ヶ所とした。

5.2.2 供試体の種類と設置条件

(1) 鉛直荷重実験

鉛直荷重実験に用いた供試体の形状及び設置条件を図5-2に示し、その構成と寸法を表5-1に示す。

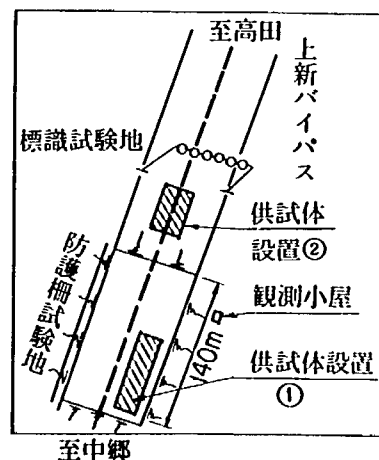


図5-1 試験地における支持力実験位置

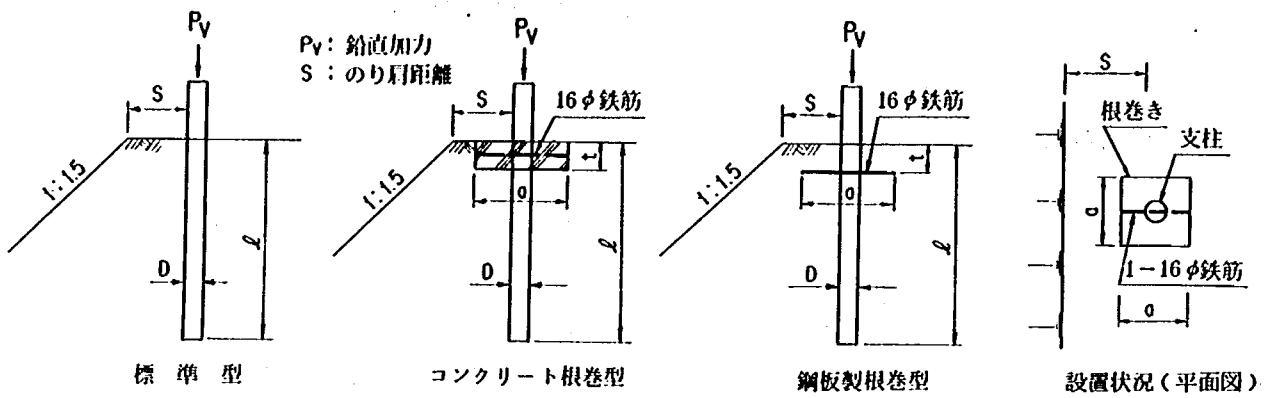


図5-2 鉛直荷重実験用供試体

表5-1 鉛直荷重実験供試体の構成と寸法

供試体 個数	供試体 設置場所 (地盤N値)	のり肩 距離 S (m)	基礎部 根巻き形式	供試体寸法 (mm)				
				支柱			根巻き ^{※2}	
				種別	径 (D)	埋込長(l)	t	a
2	① (N=7) ※1	1.0	標準	A	139.8	1650		
2		"	"	B	114.3	1500		
2		0.3	標準	A	139.8	1650		
2		"	"	B	114.3	1500		
2		"	コンクリート ^{※2}	A	139.8	1650	200	400
2	② (N=3) ※1	1.0	標準	A	139.8	1650		
2		"	"	B	114.3	1500		
2		"	コンクリート	A	139.8	1650	200	400
2		0.3	標準	A	139.8	1650		
2		"	"	B	114.3	1500		
2		"	コンクリート	A	139.8	1650	200	400
2	"	"	鋼板	A	139.8	1650	200	400×4.5 (板厚)

※1 供試体設置場所における地盤詳細については表5-3に示す。

※2 根巻きコンクリートは早強コンクリートで $\sigma_{28} = 210 \text{ kg/cm}^2$

(2) 水平荷重実験

水平荷重実験に用いた供試体の形状及び設置条件を図5-3に示し、その構成、寸法を表5-2に示す。

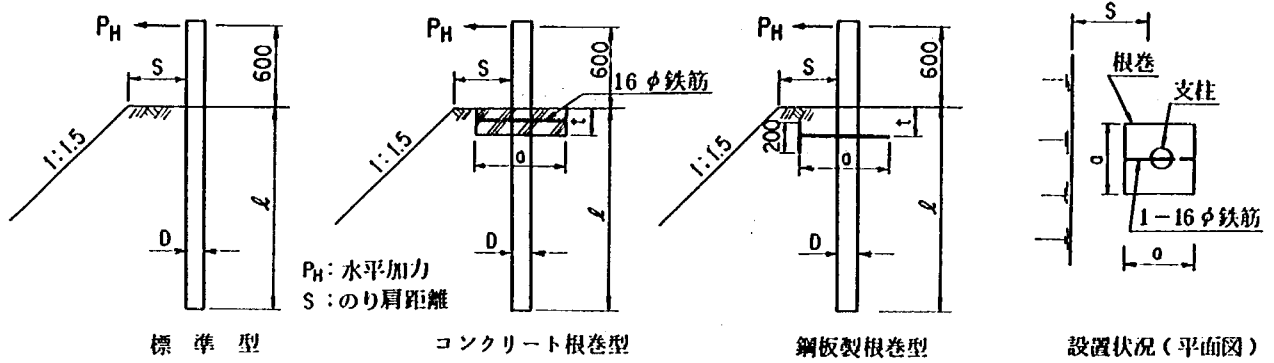


図5-3 水平荷重実験用供試体

表5-2 水平荷重実験供試体の構成と寸法

供試体 個数	供試体 設置場所 (地盤N値)	のり肩 距離 S (m)	基礎部 根巻き形式	供試体寸法 (mm)				
				支 柱			根 巻 き ^{*2}	
				種別	径 (D)	埋込長(l)	t	a
2	① (N=7) *1	1.0	標準	A	139.8	1650		
2		"	"	B	114.3	1500		
2		0.3	標準	A	139.8	1650		
2		"	"	B	114.3	1500		
2		"	コンクリート ^{*2}	A	139.8	1650	200	400
2	② (N=3) *1	1.0	標準	A	139.8	1650		
2		"	"	B	114.3	1500		
2		"	コンクリート	A	139.8	1650	200	400
2		0.3	標準	A	139.8	1650		
2		"	"	B	114.3	1500		
2		"	コンクリート	A	139.8	1650	200	400
2		"	"	A	139.8	1650	300	500
2	"	鋼板	A	139.8	1650	200	400×4.5 (板厚)	

※1 供試体設置場所における地盤詳細については表5-3に示す。

※2 根巻きコンクリートは早強コンクリートで $\sigma_{28} = 210 \text{ kg/cm}^2$

なお、実験用供試体数は鉛直、水平荷重の測定とも各種2体とした。

5.2.3 実験方法

各実験種別について、载荷方法及び荷重、変位の測定方法を示す。

(1) 鉛直荷重実験

载荷は手動油圧ジャッキ(容量10 ton)を用い、その荷重の検出には圧縮型ロードセル(容量10ton)

によった。载荷限界は供試体の沈下測定（ダイヤルゲージ1/100 mm×50）から、明らかに地盤が極限に至ったと認められるところまで連続的に载荷した。なお、反力としてブルドーザーを用いたが所定の荷重に対して若干、重量が少なかったため、バケットにもんけん用落垂（約2 ton）を付加した。図5-4に実験方法の概図を示し、写真5-1に実験状況を示す。

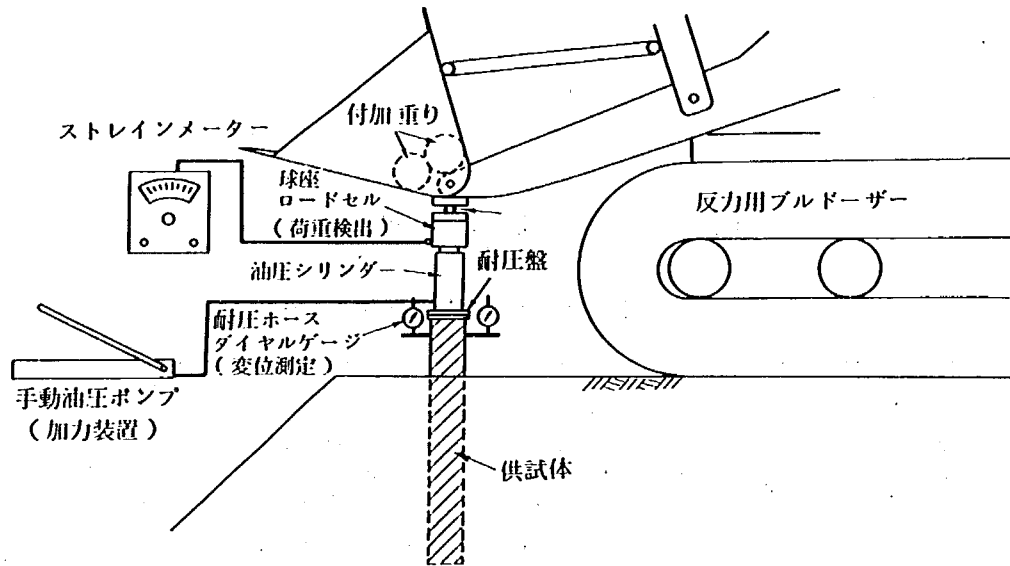


図5-4 鉛直荷重実験概図

(2) 水平荷重実験

水平荷重の载荷は、反力用ブルドーザーのけん引力を利用して作用位置を地盤高60cmに保ちながら、供試体を水平方向にワイヤーロープで引張った。荷重の検出には図5-5に示すようにテンションバー（容量5 ton）を用い、変位測定には、単位荷重当りの変位が非常に大きいことから、一般に用いられる最小目盛1 mmのスケールにより、供試体载荷点と木杭と水糸によって準備した不動点間を測定した。一方、载荷の限界は荷重と変位の関係から、供試体が極限に至ったと認められるところまでとしたが、それに至るまでの間、連続的に载荷した。写真5-2に実験状況を示す。

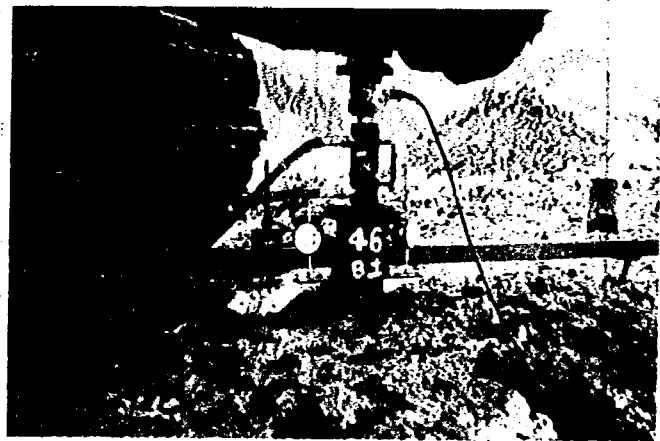


写真5-1 鉛直荷重実験状況

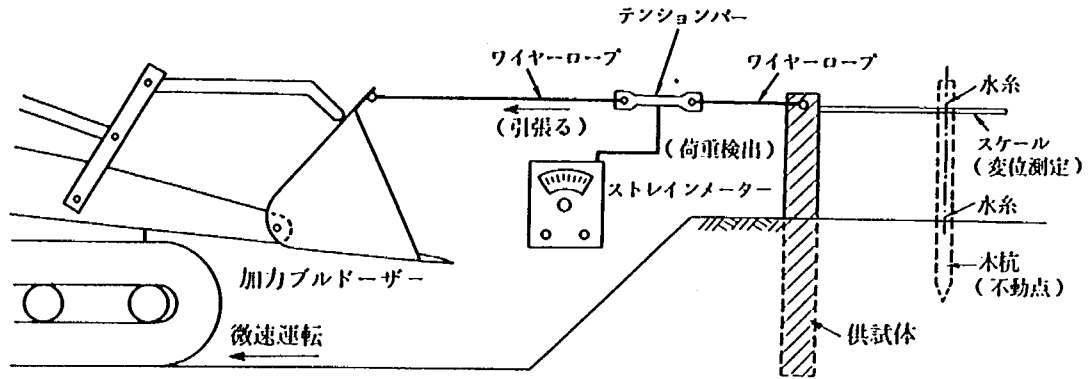


図5-5 水平荷重実験概図

5.2.4 実験結果

(1) 土質調査

防護柵支柱供試体の設置に先立ち、地盤強度の異なる2ヶ所の選択および、その地盤の力学特性と物理的諸数値を得るために、大型動的貫入試験(ドライビング)を実施して表5-3に示す結果を得た。図5-6には供試体設置場所と、土質調査におけるサンプリング位置を示す。

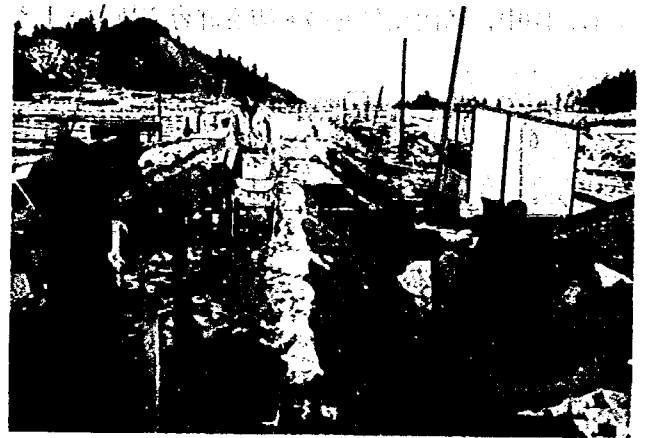


写真5-2 水平荷重実験状況

表5-3 土質調査結果

供試体設置場所	試料番号	N 値	単位体積重量 γ_a (t/m ³)	粘着力 C (t/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	受働土圧係数 K_p
①	2	7	2,051	4.2	7°30'	1,300
②	3	3	1,556	2.4	8°00'	1,323

注)

1. 試料番号2, 3は図5-6に示す供試体設置場所でのサンプリング位置を示す。なお, 1については供試体を設置しなかったため結果は示されていない。
2. γ_a は, 湿潤密度を示す。
3. K_p は, ランキン式による受働土圧係数 $K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$

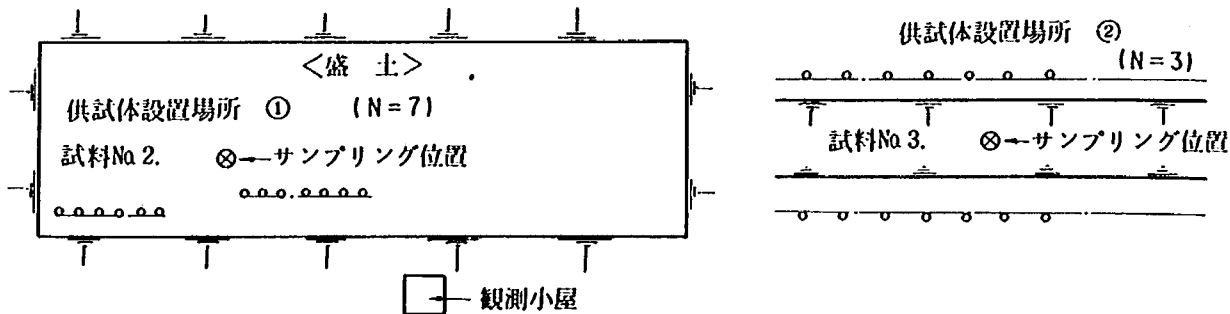


図5-6 供試体の設置場所とサンプリング位置

(2) 鉛直荷重実験

鉛直荷重による沈下量の測定結果より、各供試体の荷重-変位関係について供試体設置(地盤強度 N)と法肩距離(S)を組とした荷重-変位曲線を図5-7~図5-10に示す。

なお、図中、降伏点付近の・印を許容支持力とした。

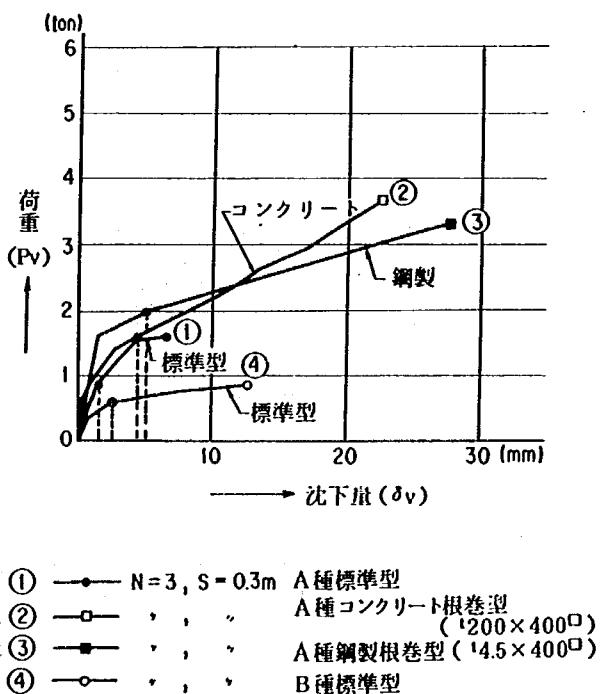


図5-7 $P_v - \delta_v$ 関係図

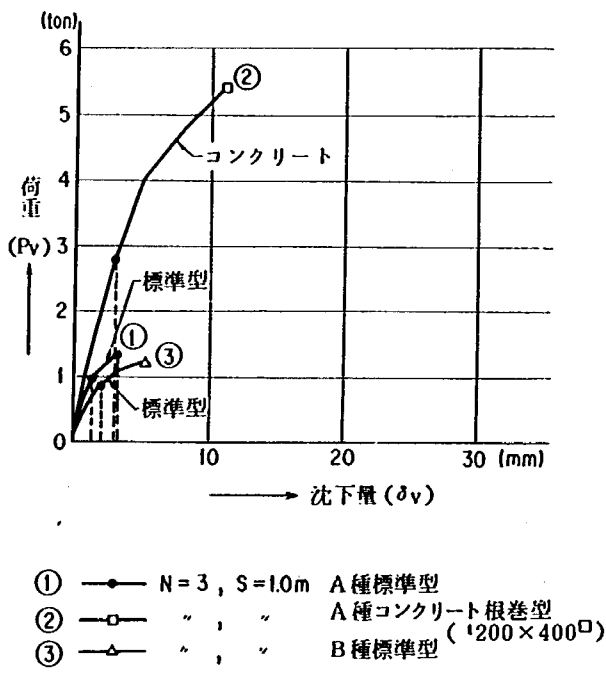
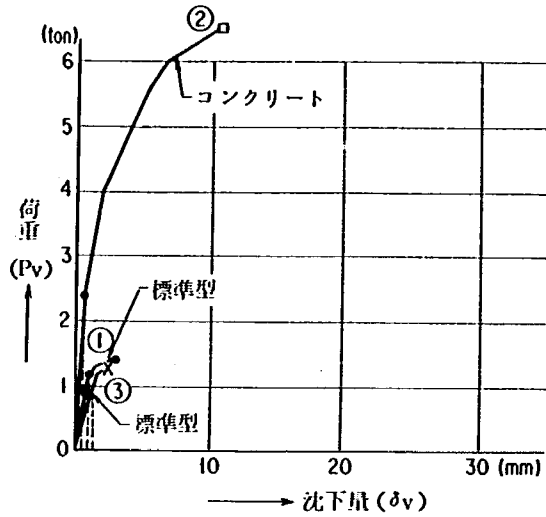
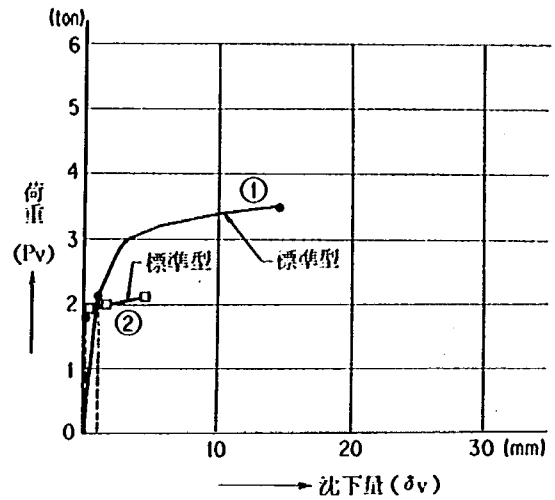


図5-8 $P_v - \delta_v$ 関係図



- ① —●— N=7, S=0.3m A種標準型
- ② —□— A種コンクリート根巻型 (200×400)
- ③ —×— B種標準型

図5-9 $P_V - \delta_V$ 関係図



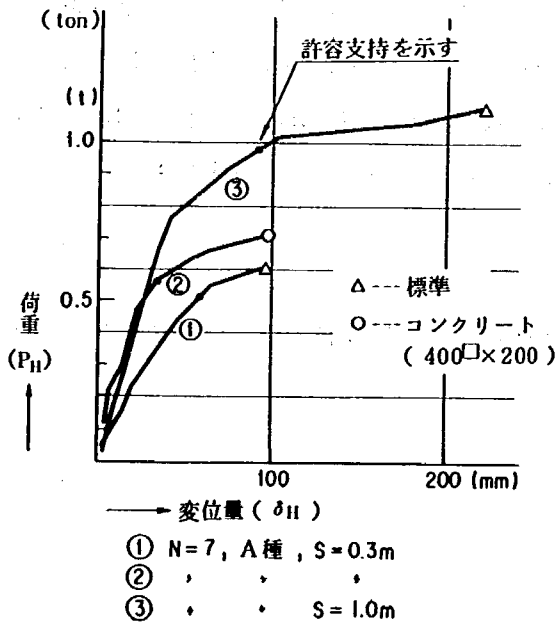
- ① —●— N=7, S=10m A種標準型
- ② —□— B種標準型

図5-10 $P_V - \delta_V$ 関係図

(3) 水平荷重実験

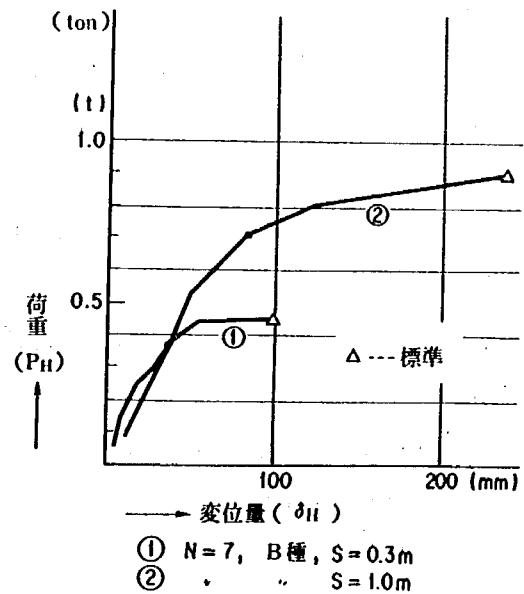
得られた測定結果より、各供試体の荷重-変位曲線について比較検討のため供試体種別における地盤強度と、のり肩距離を組とした荷重-変位関係を図5-11~14に示す。

なお、図中、曲線の降伏点付近の・印を許容支持力とした。



- ① N=7, A種, S=0.3m
- ② " " " " S=0.3m
- ③ " " " " S=1.0m

図5-11 $P_H - \delta_H$ 曲線



- ① N=7, B種, S=0.3m
- ② " " " " S=1.0m

図5-12 $P_H - \delta_H$ 曲線

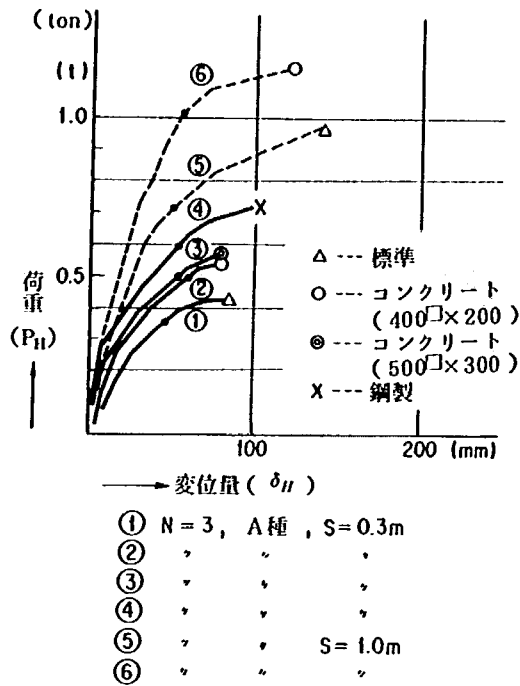


図5-13 $P_H - \delta_H$ 曲線

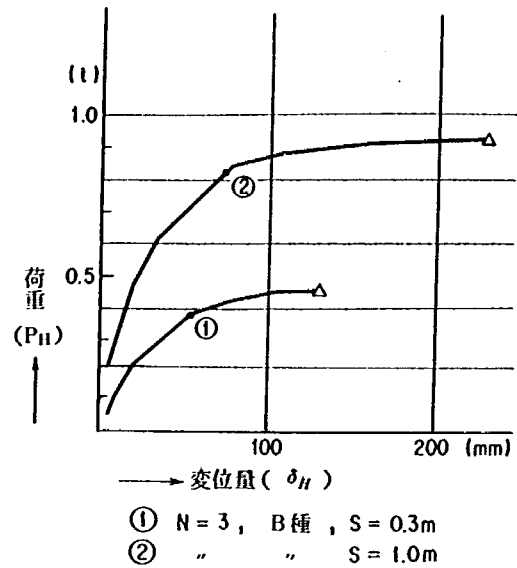


図5-14 $P_H - \delta_H$ 曲線

5.2.5 実験結果の考察

(1) 土質特性

土質調査より、供試体設置場所の地盤は破碎された泥岩の混入状態、転圧状況によって、 N 値にかなりのバラツキ ($N = 1.5 \sim 12$) が認められた。深さ方向についての地盤の締り程度は、 $0 \sim 0.7$ mまでは比較的よく締っており、 $0.7 \sim 1.3$ mでやや緩く、 1.3 m以深で再び締る傾向にある。一方、地盤は全体として粘性土で構成されていることが確認された。実験計画の段階では供試体設置場所の地盤強度を N 値で“10”、“5”相当する2ヶ所を予定したが、設置場所候補地の土質調査結果から、 N 値は予定より少し下まわる ($N = 7, 3$) ことになったが、図5-6に示す地盤に決定した。

(2) 鉛直荷重実験の解析

供試体にかかる、荷重と変位の関係からその供試体の降伏荷重（許容支持力）の解析を行なった結果を表5-4に示す。

また、許容支持力に影響を与える要素として、

- I) 法肩からの距離 (S m)
- II) 地盤強度 (N 値)
- III) 支柱種別 (A種・B種)
- IV) 根巻きの有無 (標準型・コンクリート根巻型・鋼製根巻型)

が考えられるので以下これらについて検討する。

表5-4 鉛直荷重実験解析結果一覧表

法肩距離 S (m)		0.3				1.0		
地盤状況	支柱基礎形状	標準型		コンクリート根巻型	鋼板製根巻型	標準型		コンクリート根巻型
				t 200×400×400	t 4.5×400×400			t 200×400×400
	種別	A	B	A	A	A	B	A
項目								
$N=7$	許容支持力 P_V (ton)※1	1.2	1.0	2.4	—	2.1	1.8	—
	沈下量 δ_V (mm)※2	1.0	0.8	0.5	—	1.1	0.3	—
$N=3$	許容支持力 P_V (ton)	0.9	0.6	1.6	2.0	1.0	0.9	2.8
	沈下量 δ_V (mm)	1.4	2.6	3.8	5.3	1.1	1.6	3.0

注) ※1 許容支持力は荷重-変位関係図(図5-7~10・印)の第一変曲点とした。

※2 許容支持力における実験結果からの読みによる。

1) 法肩からの距離の影響

図5-15は法肩距離 $S = 0.3\text{m}$ と 1.0m を基準とし、地盤強度 $N = 3$ 及び 7 における各供試体の許容支持力の関係を示したものである。この図から異なる地盤強度と法肩距離の違いによる影響がわかる。外力を受ける支柱は地盤内で支柱の周面摩擦力及び支柱先端部、根巻の地盤抵抗によって支持されており、地盤内の先端支持によって発生する応力は球根状に等応力線を生じる。一方法面は自由境界であって、応力はその面で不連続となり地盤抵抗は低下する。すなわち、地盤支持力は、法肩と支柱までの距離、法面と鉛直支持部までの距離が、いずれも短い程、低下することが明らかとなった。

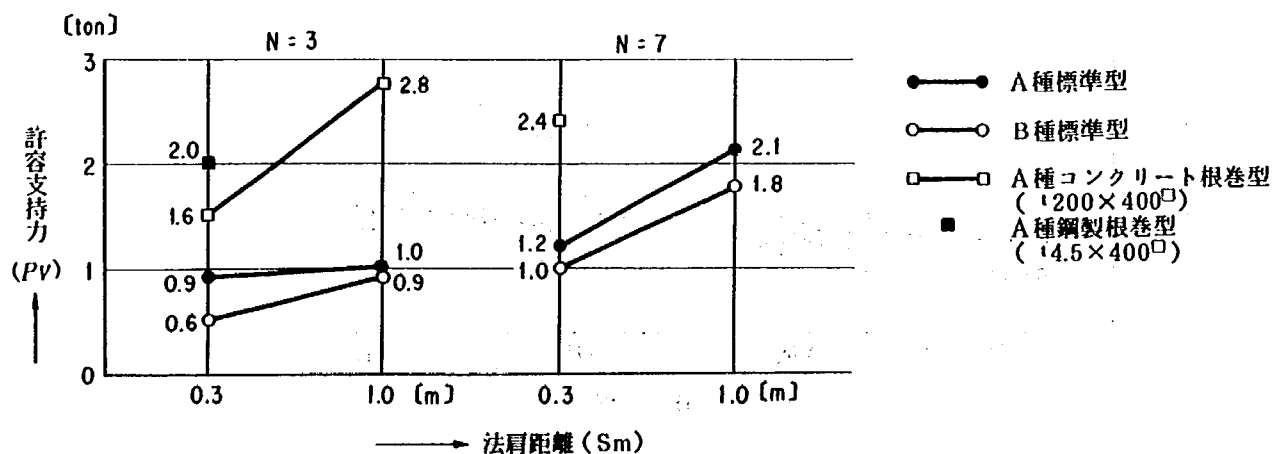


図5-15 法肩距離による許容支持力の関係

2) 地盤強度 (N値) による影響

図5-16は地盤強度 $N = 3$ と 7 について、法肩距離 $S = 0.3\text{m}$ 及び 1.0m における各供試体の許容支持力の関係を示したものである。

法肩距離 $S = 0.3\text{m}$ での許容支持力の地盤強度別の効果は A 種標準型で 33%、B 種標準型で 67%、A 種コンクリート根巻型で 50% ほど許容支持力が向上している。一方、法肩距離 $S = 1.0\text{m}$ においては、A 種標準で 110%、B 種標準型で 100% の向上がみられる。

これらのことから、地盤強度が高い程、支持耐力が大きくなることがわかる。

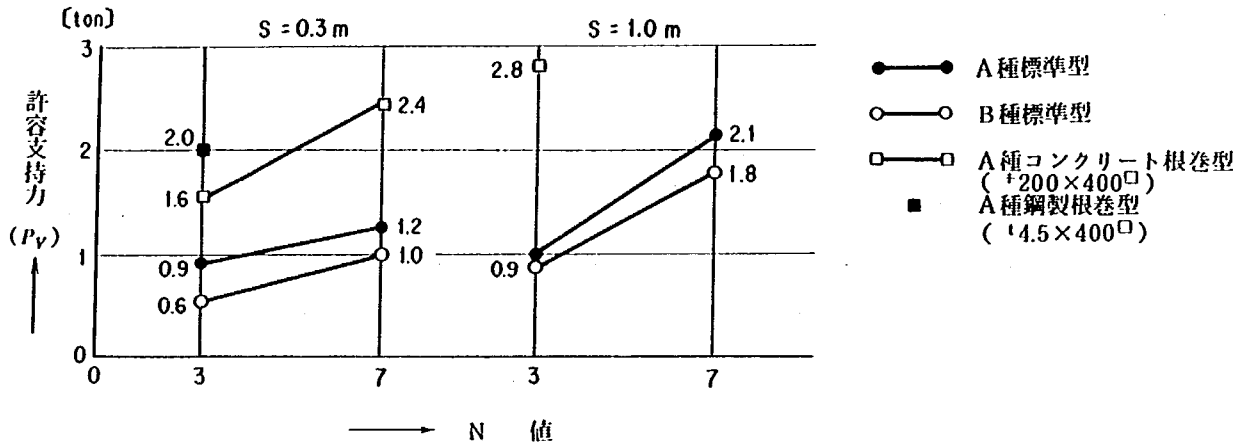
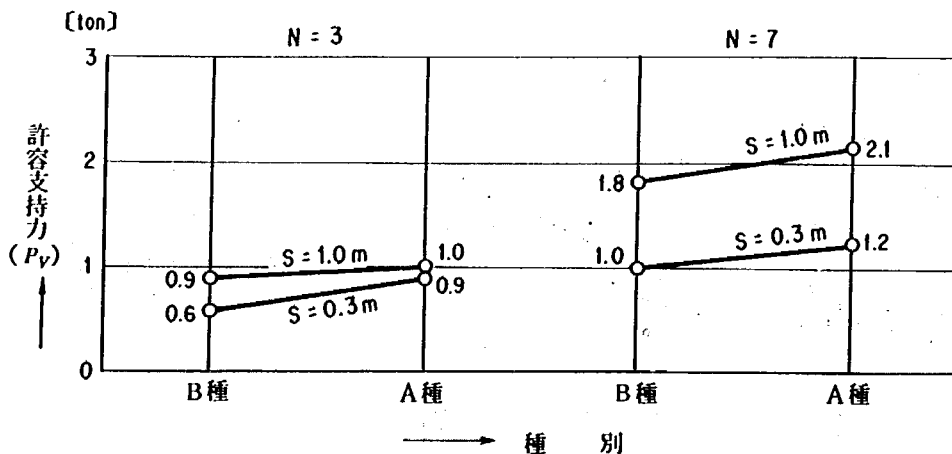


図5-16 地盤強度による許容支持力の関係

3) 支柱種別 (A, B種) による影響

図5-17は同一条件下での A 種標準型、B 種標準型を比較したものである。B 種を基準とした場合、A 種においては $N = 3$ において許容支持力が $S = 1.0\text{m}$ の場合に 11%、 $S = 0.3\text{m}$ の場合に 50% 向上している。

また、 $N = 7$ では $S = 1.0\text{m}$ の場合で 17%、 $S = 0.3\text{m}$ の場合では 20% 向上している。これらの違いは、A



注) コンクリート根巻き型、鋼製根巻き型は含まず

図5-17 支柱種別による許容支持力の関係

種標準型はB種標準型に比べて直径が大きく、かつ根入れ深さが大きい、すなわち、支持力に関係する先端支持面積、周長面積はそれぞれA種標準型の方がB種標準型よりも大きいため、A種標準型の許容支持力が大きくなる要因と考えられる。

4) 根巻きの有無による影響

図5-18はN値および法肩距離による各供試体の根巻き効果を示したものである。これらの値から、鉛直方向に地盤より反力を受けるコンクリート根巻き、鋼板製根巻きの設置によって受圧面積を大きくすることで、地盤条件が比較的悪い場合であっても支持耐力を十分に期待できることが明白となった。

また、 $N = 3$ 、 $S = 0.3\text{m}$ において、実験からコンクリート根巻き型の効果と鋼板製根巻き型の効果を比較して見た場合、許容支持力に差を生じているが、これは供試体施工時、鋼板製根巻き型は根巻き接地盤面上をつきかためたのであるが、コンクリート根巻き型はそれらの処置をほどきなかった結果ではないかと考えられる。従って、施工時に根巻き接地地盤のつきかためを実施することによって、両者の許容支持力はほぼ同等の値が得られるものと思われる。

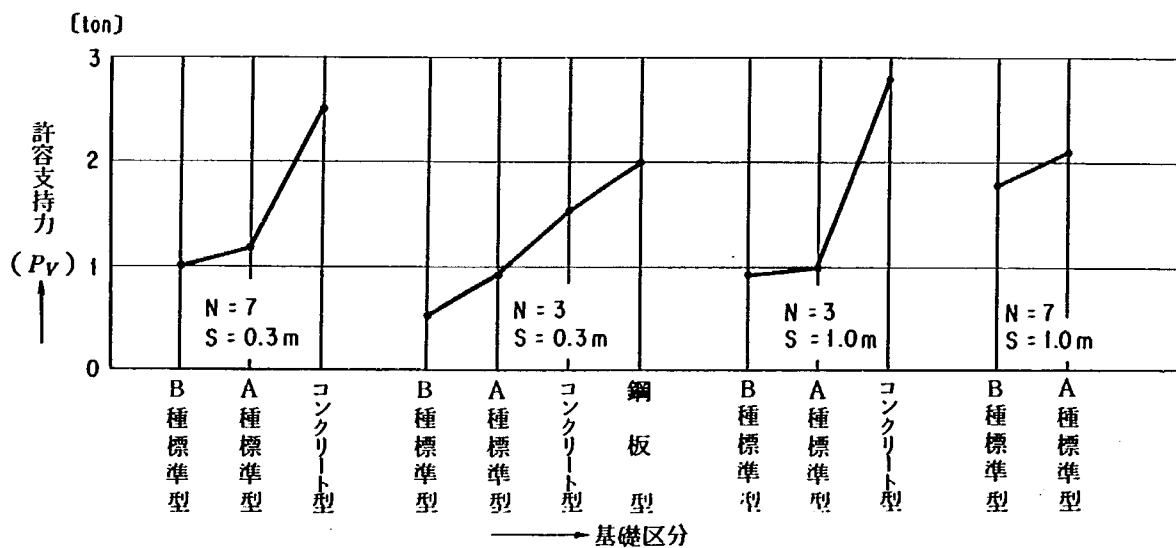


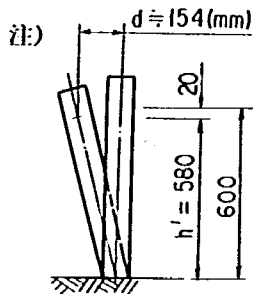
図5-18 根巻きの有無による許容支持力の関係

(3) 水平荷重実験の解析

荷重-変位図(図5-11~12)より求めた各供試体の許容支持力と支柱変位量を基準として解析した供試体の耐荷力を一覧表にまとめると表5-5のようになった。

表 5-5 水平荷重試験解析結果

のり肩距離 S (m)		0.3 m					1.0 m		
		標準		コンクリート根巻		鋼製根巻	標準		コンクリート根巻
地盤状況	支柱基礎形状種別	項目	A	B	□400 × 200		□500 × 300	A	B
			N=7	許容支持力 P_{Ha} (ton)*1	0.54	0.34	0.58	-	-
参考耐力 (ton)*2	0.56	0.43		0.66	-	-	0.91	0.65	-
N=3	許容支持力 P_{Ha} (ton)*1	0.32	0.38	0.48	0.48	0.57	0.66	0.79	0.97
	参考耐力 (ton)*2	0.41	0.39	0.51	0.54	0.65	0.82	0.81	1.06



- ・ 許容支持力の設定は、荷重-変位曲線図の第一変曲点とした。
- ・ 参考耐力の算出根拠は次のとおりである。

防護柵設置要綱では防護柵のビーム設計高さ60cmに対し、施工許容範囲を60cmを中心として ± 3 cm以内に規定している。したがって許容荷重の設定は、左図のように、水平載荷時の支柱変位後の高さを、 $h' = 58$ cmとし、その時の水平変位 $d = 15$ cmを求め、更に安全率 0.5 を乗じた値、即ち 7.7 cmを許容水平変位量と仮定し、水平許容荷重を求めたものである。

次に水平許容支持力に影響を及ぼす要因として

- 1) のり肩からの距離 (S m)
- 2) 地盤強度 (N 値)
- 3) 種別 (A種, B種)
- 4) 根巻きによる効果 (土中, コンクリート, 鋼板)

等が考えられるので、以下これらについて検討する。

1) 法肩からの距離の影響

図 5-19は測定結果を法肩距離別に分類し、その影響を表わしたものである。支柱支持力に及ぼす法肩距離の影響は大きく、測定結果によると同一形状の支柱であっても、0.3 mと1.0 mの法肩距離の差では支持力に約2倍以上の差があることがわかる。

今回の実験のように、支柱根入れが比較的浅くかつ法肩距離が小さい場合、支柱の極限支持力は支柱前面の基礎地盤の破壊により決まるとされて

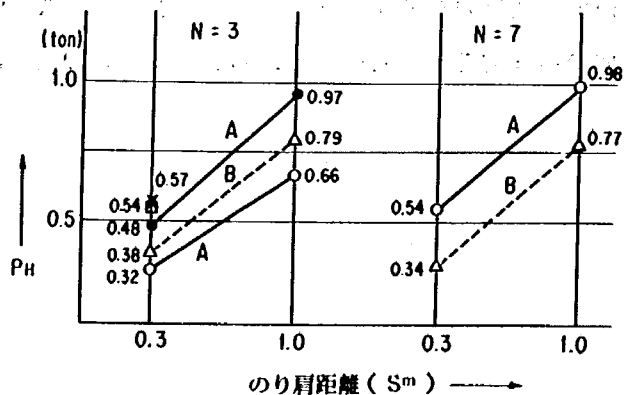


図 5-19 法肩距離の影響

いるが、今回の実験においても、支柱の前面土圧が期待できないため、荷重曲線が第一変曲点付近をすぎると基礎地盤に働くせん断荷重によりクラックが発生し、その後、荷重曲線はゆるやかな勾配に変化して上昇しているの、水平許容支持力も支柱前面の土のせん断抵抗と土圧により影響される事が明らかとなった。

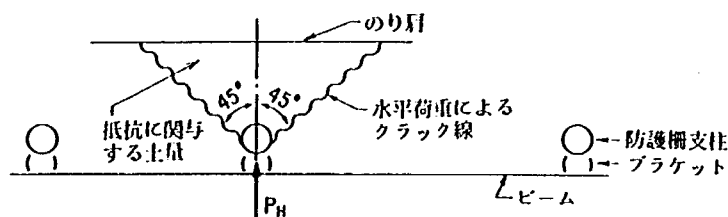


図5-20 クラック発生状況(平面図)

2) 地盤強度(N値)による影響

防護柵が設置される地盤ではN値が高いほど、支柱支持力も高くなるのが一般的な傾向であるが、図5-21ではN値が高くて、支持力の方は低い支柱が見られる。これらの結果は実際の地盤においては測定したN値や地盤強度は不均一性があり、かつ不安定である事を示すものであろう。

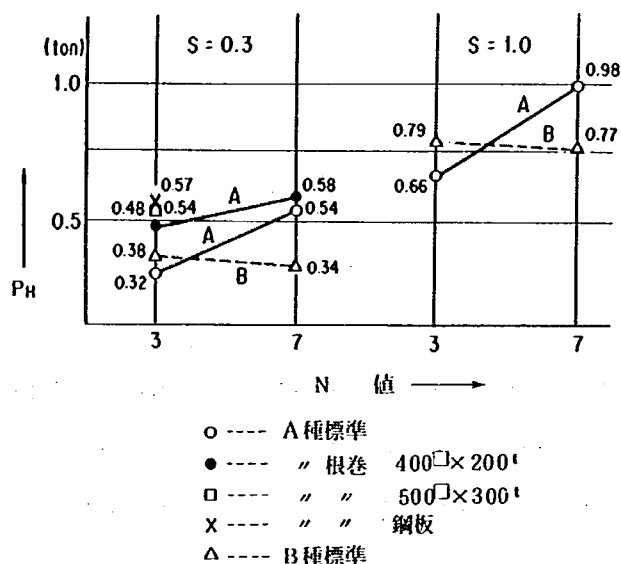


図5-21 N値による影響

3) 支柱種別(A, B種)による影響

防護柵の水平抵抗は同一地盤上であれば支柱の根入れ深さと支柱断面積に比例するため、標準支柱であれば、B種よりA種の方が一般的に支持力が大きいはずであるが今回の実験においては図5-22に示すようにN=3の地盤ではA種の支柱の支持力の方が低くなっている。これは前項のN値の影響と同様、基礎地盤の不均一性によるものと思われる。

4) 根巻きの効果

支柱の根巻き効果としては以下に示すようなことがいえよう。

(ア) 根巻き前面の効果

支柱に根巻きを施すことにより支柱根入れ部前面の受圧面積を大きくし、与えられた水平荷重に対して必要な抵抗土圧を得ることが出来る(図5-23)。

(イ) 根巻き底面の効果

支柱に水平力が働くと基礎部に転倒モーメントが発生し、支柱は転倒しようとする。根巻き底面は、図

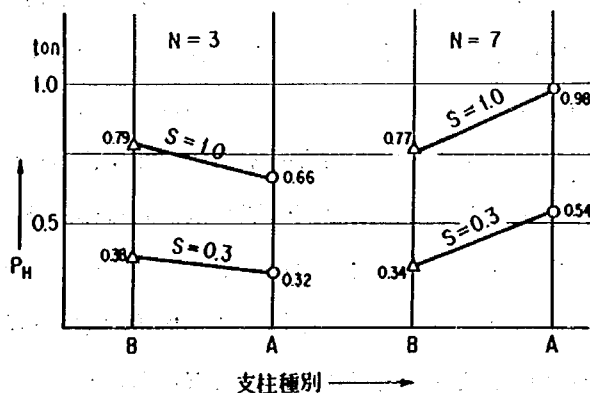


図5-22 防護柵種別による影響

5-24に示すように、転倒モーメントに対し、抵抗する受圧面となり、支柱支持力を補強する。また、根巻き自身の重量による効果も考えられるが、本実験のように、基礎形状が非常に小さい場合には効果はあまり期待できない。

図5-23に示す実験結果をみると、のり肩距離0.3mではアの効果は殆ど期待できないため、イの効果为主になる。

法肩距離が1.0mになると、根巻き前面の抵抗する土量も大きくなり、(ア)の効果も期待でき、図5-23に示すように根巻きによる抵抗値も大きくなる。

また、図中に示すように鋼板による根巻きの支持力の方が、コンクリートの支持力を上回る結果となっていると考えられる要因としては鋼板の断面形状と埋込み深さの違いによる受圧面の位置の差によると思われる。

5.2.6 土木研究所における支柱支持力実験のまとめ

5.2において鉛直支持力(P_V)、水平支持力(P_H)に影響を与える要因について考察を加えたが、それらを総合的にまとめると次のようになるであろう。

(1) 支柱基礎部の強度に最も影響を与えるのは、法肩距離であり、それは大きいほど有利である。しかし、法肩距離を常に大きく取るとは、我国においてよくみられるように防護柵の設置位置が道路敷の限界に近い場合にはきわめて困難である。

(2) 地盤強度(N 値)は高いほど大きい支持力が得られる。

(3) 水平荷重に対しては支柱径が大きいほど前面土圧力が増し、また鉛直荷重に対しても、大きい支柱径は周面摩擦力と先端支持力を増すため有利であるが、支柱形状を単に大きくするだけでは衝突した自動車の姿勢制御を保つという防護柵本来の機能を損う可能性が残る。

(4) 根巻きによる支柱基礎部の補強は、防護柵本体の機能に影響を与えず、また、荷重条件に適合した形状が選択できるので比較的簡単にできる沈下防止の方法といえる。もちろん、形状の選択にあたっては、前項でも述べたように、法肩距離、法勾配等の地形的な条件と、 N 値等の土質性状の条件を充分考慮し、与えられた荷重条件を満足するものでなければならない。

また、支柱根巻きの効果は水平方向よりも、むしろ鉛直方向の荷重に対して顕著に現われる点が実験結果からも明らかである。

上記の点から結論としていえることは、防護柵の支柱支持力強度を上げる効果的な方法としては

① 支柱間隔を小さくして支柱本数を増すことにより、支柱1本当たりが負担する荷重を軽減する方法

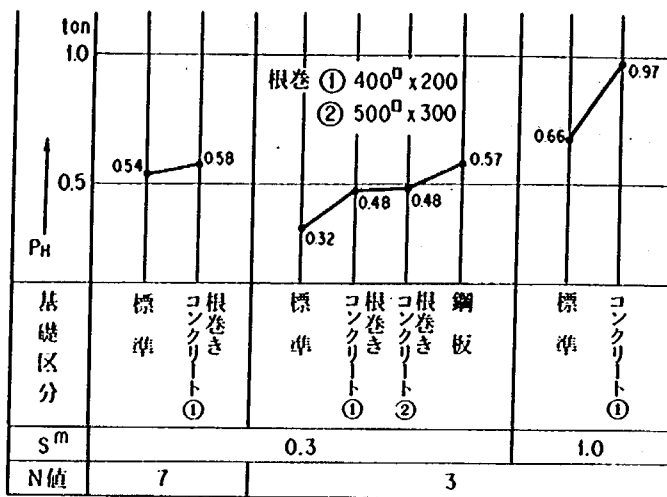


図5-23 支柱の根巻きによる効果

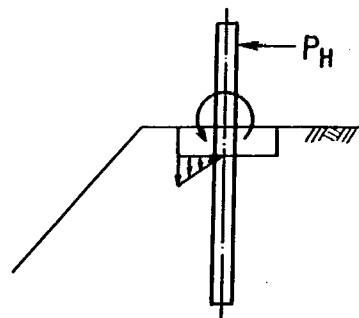


図5-24 根巻きにかかる転倒モーメント

② 支柱にかかる荷重条件に適合した根巻きを施す方法

③ 設置条件により，上記①②の二つの方法を組合せることにより支柱間隔と根巻き形状を選択する。
の三つの方法が考えられるが，これらの方法の選択にあたっては効果と，経済的な視点から検討を加えた上で採用しなければならない。

5.3 東北地方建設局における支柱支持力に関する実験結果

5.3.1 実験目的

東北地建管内では，荷重算定式の妥当性を確認する目的で砂質土地盤上で支柱支持力の実験を行う予定であったが，実験可能場所内の地層で完全な砂質土地盤は求められず，粘性土と，互層を有する地盤において実施せざるを得なかった。地盤支持力としての評価は，地盤の構成程度から，粘性土とみられる地盤と砂質土とみられる地盤との2種類となった。一方， N 値では，土木研究所において行った実験地盤の(3~7)のものよりもはるかに高く，平均値で15程度となり N 値の高い地盤上における支柱支持力実験となった。

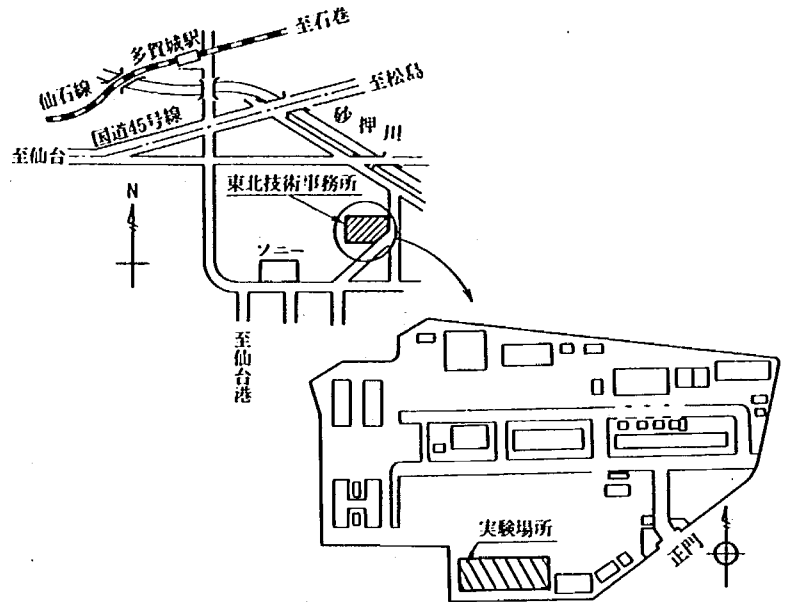


図5-25 実験場所

5.3.2 実験場所

実験場所は宮城県多賀城市にある東北技術事務所構内の一部を，供試体設置場所に設定し，できるだけ土質条件の異なる2ヶ所を選ぶことにした(図5-25)。

5.3.3 供試体の種類と設置条件

(1) 鉛直荷重実験

鉛直荷重実験に用いた供試体の形状及び設置条件を図5-26に示し，その構成分類，寸法を表5-6に示す。

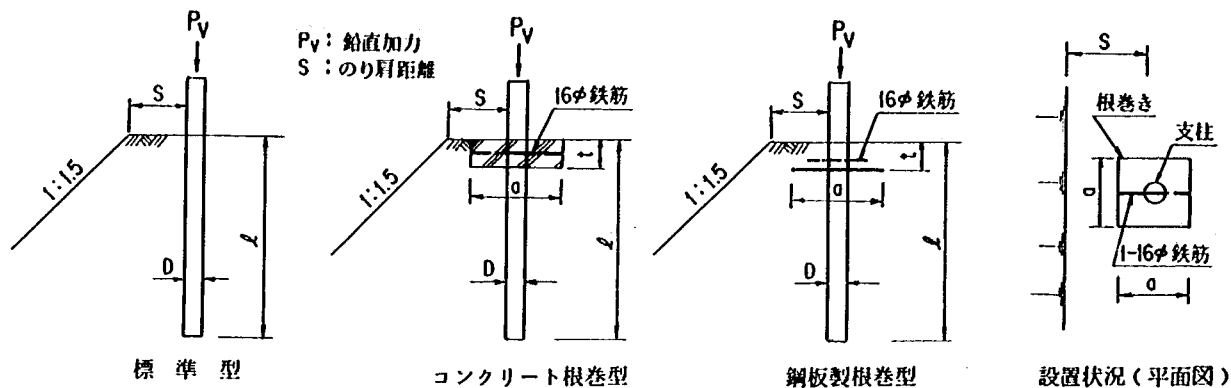


図 5-26 鉛直荷重実験用供試体

表 5-6 鉛直荷重実験供試体の構成と寸法

供試体 個 数	供 試 体 設 置 場 所 (地盤N値)	のり肩 距 離 S (m)	基 礎 部 根 巻 き 形 式	供 試 体 寸 法 (mm)				
				支 柱			根 巻 き	
				種 別	径 (D)	埋込長(l)	l	a
2	15 (粘性土)	0.3	標 準	A	139.8	1650		
2		0.3	コンクリート	A	139.8	1650	200	400 [□]
2		0.3	”	A	139.8	1650	300	500 [□]
2		0.3	鋼 板	A	139.8	1650	200	400 [□] ×9
2		0.3	標 準	B	114.3	1500		
2	15 (砂質土)	1.0	標 準	A	139.8	1650		
2		1.0	コンクリート	A	139.8	1650	200	400 [□]
2		1.0	”	A	139.8	1650	300	500 [□]
2		1.0	鋼 板	A	139.8	1650	200	400 [□] ×9
2		1.0	標 準	B	114.3	1500		

(2) 水平荷重実験

水平荷重実験に用いた供試体の形状及び設置条件を図5-27に示し、その構成分類、寸法を表5-7に示す。

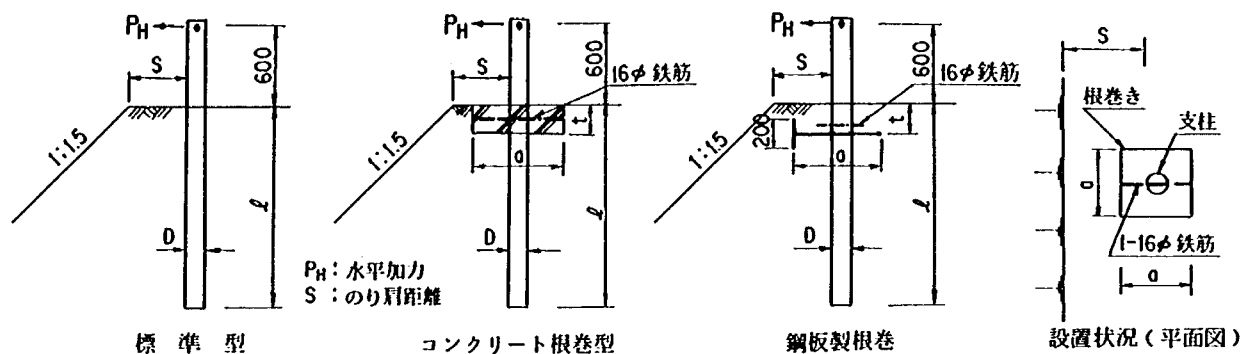


図5-27 水平荷重実験用供試体

表5-7 水平荷重実験供試体の構成と寸法

供試体 個数	供試体 設置場所 (地盤N地)	のり肩 距離 S (m)	基礎部 根巻き 形式	供試体寸法 (mm)				
				支 柱			根 巻 き	
				種 別	径 (D)	埋込長(l)	t	a
2	15 (粘性土)	0.3	標 準	A	139.8	1650		
2		0.3	コンクリート	A	139.8	1650	200	400□
2		0.3	"	A	139.8	1650	300	500□
2		0.3	鋼 板	A	139.8	1650	200	400□×9
2		0.3	標 準	B	114.3	1500		
2	15 (砂質土)	1.0	標 準	A	139.8	1650		
2		1.0	コンクリート	A	139.8	1650	200	400□
2		1.0	"	A	139.8	1650	300	500□
2		1.0	鋼 板	A	139.8	1650	200	400□×9
2		1.0	標 準	B	114.3	1500		

5.3.4 実験方法

各実験ごとに载荷方法及び荷重, 変位の測定方法を示す。

(1) 鉛直荷重実験

载荷は手動油圧ジャッキ(容量10 ton)を用い, その荷重の検出には圧縮型ロードセル(容量10 ton)によった。载荷限界は供試体の沈下測定(ダイヤルゲージ1/100×50)から明らかに地盤が極限に至ったと認められる点まで, また, 地盤強度が高く降伏が認めにくい場合には, 荷重検出器容量限界近くまで, それぞれ連続的に载荷した。なお, 反力としてはロードホールダンプを用い, 付加荷重としてバケットに5 ton前後のコンクリートブロックを積み込んだ。図5-28には実験方法の概図を示し, 写真5-3に実験状況を示す。

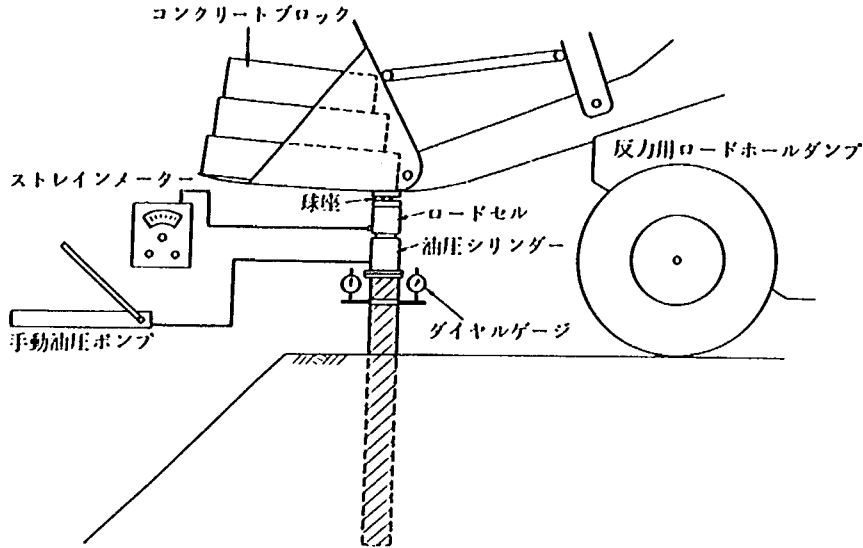


図 5-28 鉛直荷重実験概図

(2) 水平荷重実験

供試体への水平載荷点は地盤高60cmとし、反力用ブルドーザーと供試体間に加力用ヒッパラー(容量5 ton)を配し、荷重の検出には引張用ロードセル(容量5 ton)を用い、変位測定は単位荷重当りの変位が非常に大きいことから一般に用いられる最小目盛1mmのスケールにより、供試体載荷点と木杭と水系によって準備した不動点間を測定した。一方、荷重の限界は荷重と変位の割合から供試体が限界に至ったと認められるところまでか、または地盤強度が高く、耐力評価の出来にくい場合には測定装置の容量近くまで、それぞれ連続的に載荷した。図5-29に実験方法の概図を示し、写真5-4に実験状況を示す。

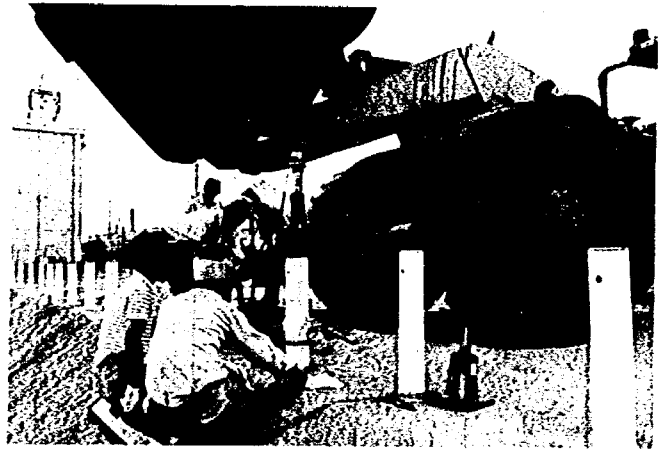


写真 5-3 鉛直荷重実験風景(於 東北技術事務所)

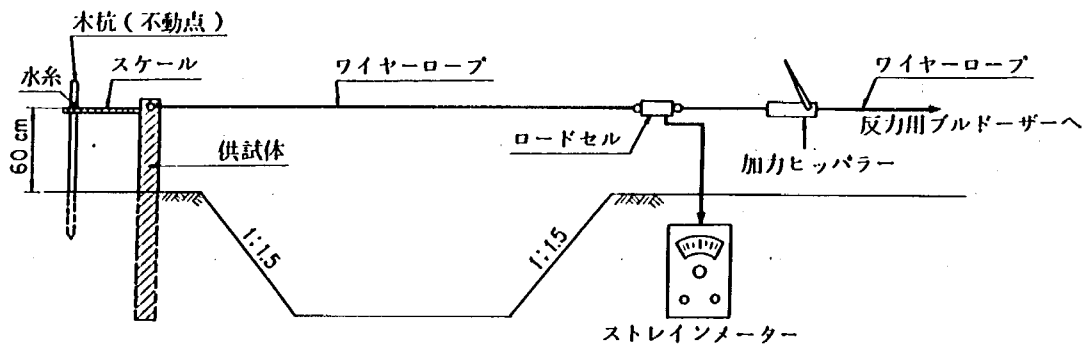


図 5-29 水平荷重実験概図

5.3.5 実験結果

(1) 土質調査

供試体設置場所の土質を東北技術事務所土質試験室でスエーデン式サウンディング試験及びサンプリングにより調査し、解析した。その代表値を表5-8に示す。また、図5-30には供試体設置場所と土質調査位置とを示し、図5-31には設置場所の土質柱状図を示す。

表5-8 土質調査結果

供試体設置場所	N値	単位体積重量 γ_a (t/m ³)	粘着力 C (t/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	評価
①	15	1,992	9.3	25°	粘性土
②	15	1,956	3.5	55°	砂質土

γ_a : 湿潤密度

供試体を設置した地盤は粘性土、砂質土の互層により構成されているため、地盤の概括的特性はその構成層の程度により分類した。また、この設置場所では以前から建設用重機類の検定試験、施工試験等を行っていたため、重機走行により転圧を繰り返し受け地盤は非常に固く締り、その結果、N値は平均値として15となった。

(2) 鉛直荷重実験の解析

各供試体の鉛直荷重実験結果を荷重-変位関係図として法肩距離別に示すと図5-32のようになった。

図5-32より明らかなように、グラフから許容支持力(第一変曲点における鉛直載荷荷重)を求めることが可能なものは、 $s = 0.3\text{m}$ 、A種標準型のみであることがわかる。この地盤は5.3.5に述べたようにN値が平均15とかなり高いため、これ以上の強度まで測定しようとするれば実験治具等に支障をきたすおそれがあったため、降伏点にいたるまでの計測を行なうことができなかった。したがって、ここでは実際に測定した最大鉛直載荷荷重の値を表5-9に示した。

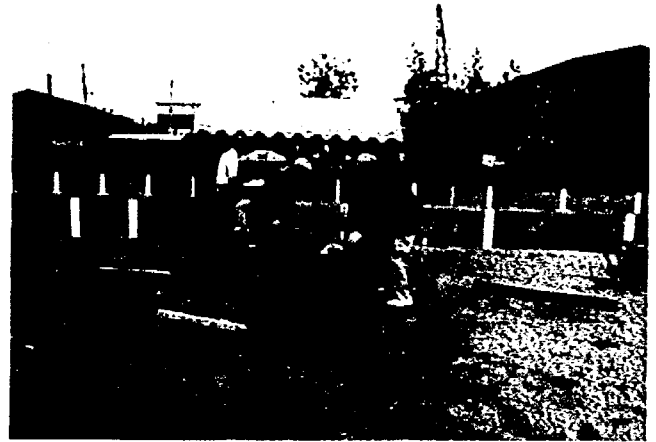


写真5-4 水平荷重実験風景(於 東北技術事務所)

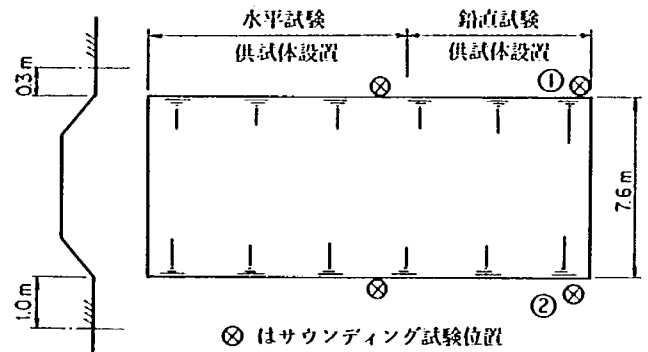


図5-30 供試体設置場所と土質調査位置

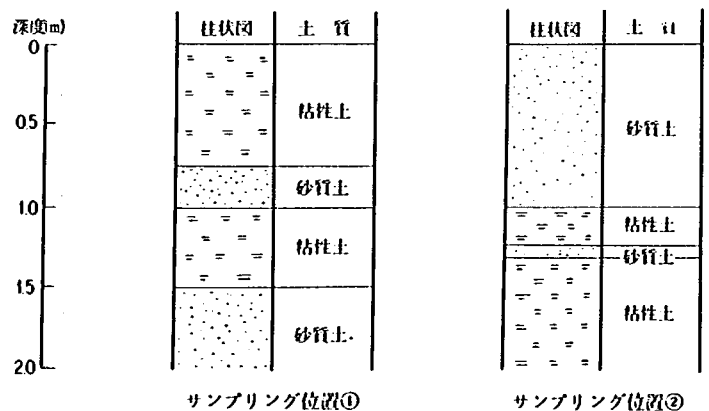
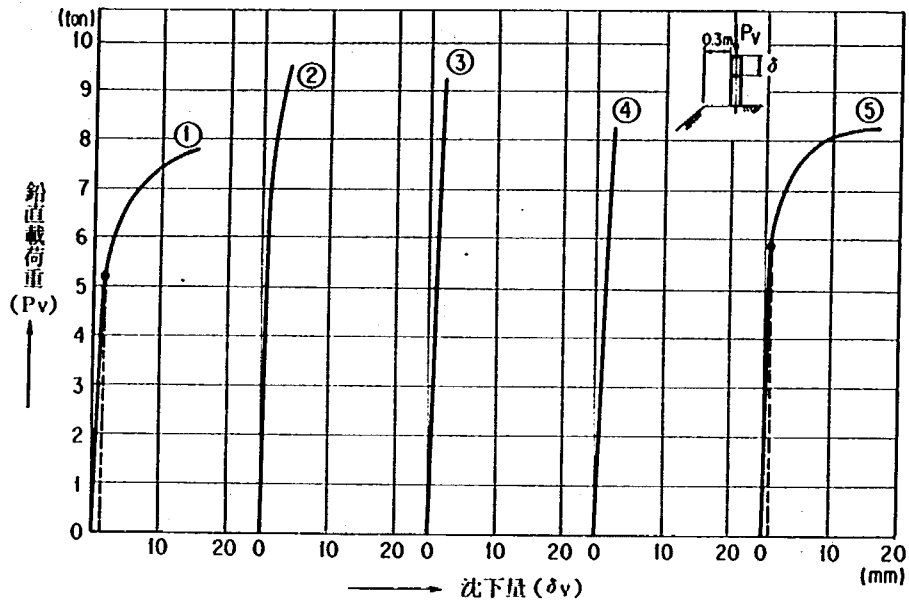
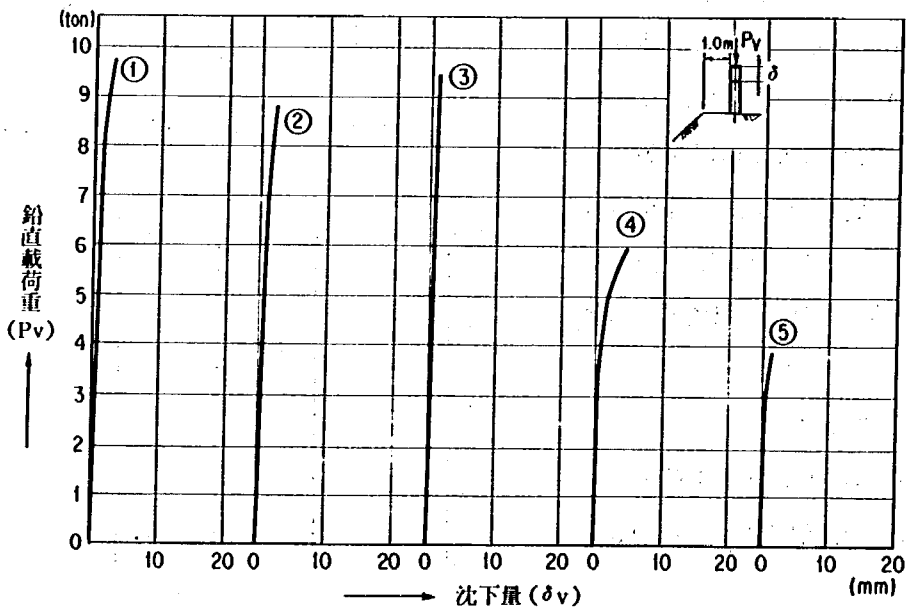


図5-31 土質状況代表例

法肩距離 $S = 0.3\text{m}$ の場合



法肩距離 $S = 1.0\text{m}$ の場合



注) 根巻きの型

- | | | | | |
|------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|------------------------|
| ① A種
標準型
(根巻きなし) | ② A種コンクリート
200t×400 [□] | ③ A種コンクリート
300t×500 [□] | ④ A種鋼板
9t×400 [□] | ⑤ B種
標準型
(根巻きなし) |
|------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|------------------------|

図 5-32 荷重-変位線図

表 5-9 最大鉛直載荷荷重結果一覧表

法肩距離 S (m)		0.3					1.0				
地盤状況	支柱基礎形状 (mm) 種別	標準型		コンクリート根巻き型		鋼板製根巻き型	標準型		コンクリート根巻き型		鋼板製根巻き型
				200t × 400□	300t × 500□	9t × 400□			200t × 400□	300t × 500□	9t × 400□
		A	B	A	A	A	A	B	A	A	A
N=15	最大鉛直載荷重 P_{Vmax} (ton)	7.77 (5.10)	8.25 (5.83)	9.47	9.22	8.25	9.71	3.88	8.74	9.47	5.97
	最大沈下量 δ_{Vmax} (mm)	14.5 (2.23)	1.81 (1.79)	6.12	3.28	4.60	4.81	3.40	3.47	1.74	8.10

注) 表中()内の数値は $S = 0.3m$ A種・B種標準型での許容支持力 P_V (第一変曲点) 及びその場合の沈下量 δ_V を示す。

(3) 水平荷重実験の解析

各供試体の水平荷重実験結果を荷重-変位関係図として法肩距離別に示すと図 5-33 のようになる。また荷重-変位関係図より求めた水平荷重の実験結果を一覧表として表 5-10 に示す。

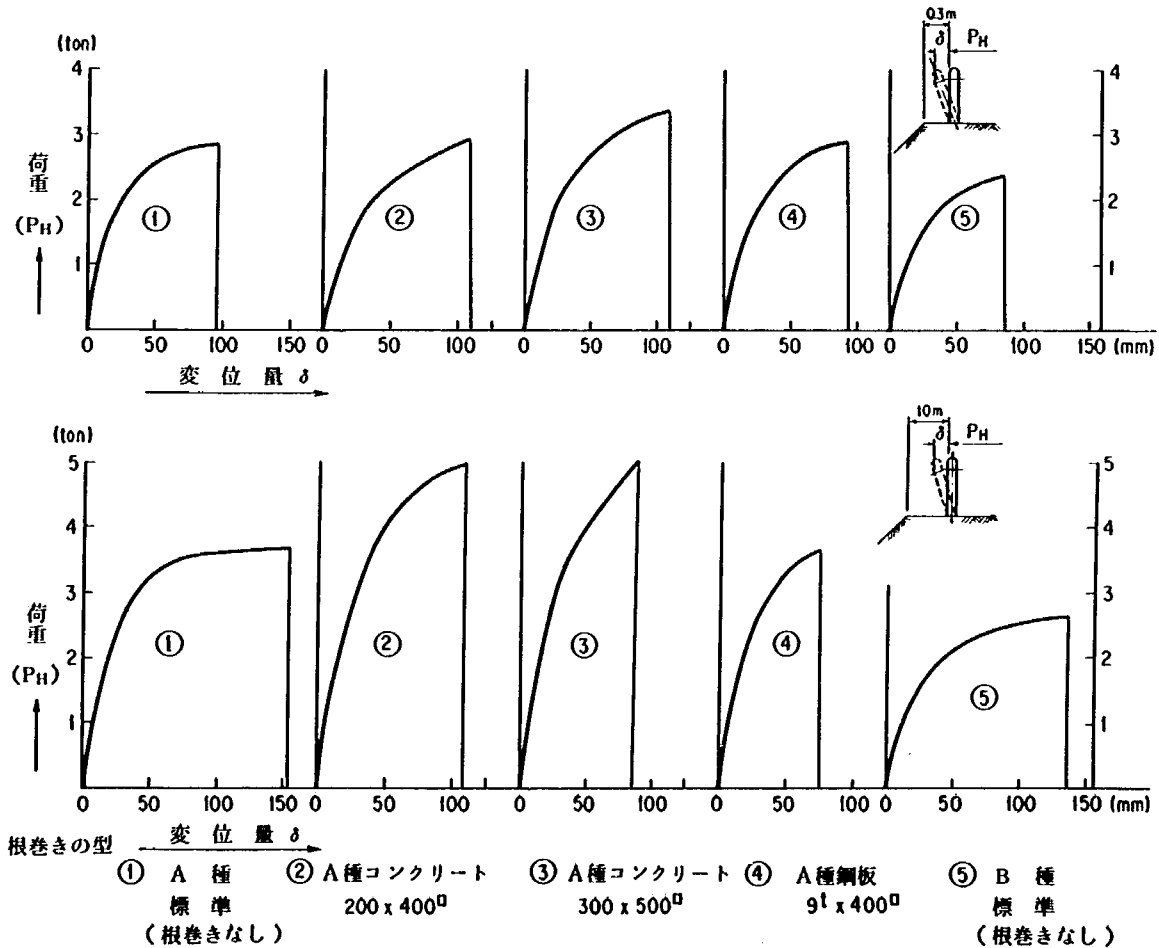


図 5-33 支柱変位線図

表5-10 水平荷重実験解析結果一覧表

のり肩距離(m)		0.3					1.0				
基礎形状 種別	標準		コンクリート		鋼板	標準		コンクリート		鋼板	
			200 ×400□	300 ×500□	9.0×400□			200 ×400□	300 ×500□	9.0×400□	
項目	A	B	A	A	A	A	B	A	A	A	
許容支持力 (ton) PH	2.60	2.20	2.78	3.10	2.63	3.42	2.50	4.42	4.52	3.44	
参考耐力 (ton)	2.78	2.26	2.60	3.10	2.72	3.54	2.42	4.58	4.78	3.65	

(注) 許容支持力及び参考耐力については5.2.5の(3)を参照のこと。

第6章 支柱基礎の設計

6.1 基本的な考え方

一般の構造物基礎の設計は、それを支持する地盤の状態（土質、地盤の強さ、土の諸常数）、設置条件、構造形式、作用する荷重の方向および時間的要素、および構造物の重要度等に応じて、構造設計の方法、安全率のとり方等が異なる。そこで、積雪用防護柵の支柱基礎の設計の場合、以下に示す要素を考慮するものとする。

- ① 地盤の状態（ N 値または支持地盤の許容応力度、土質、土の諸常数）
- ② 設置条件（のり肩距離）
- ③ 構造形式、寸法（土中、根巻の別及び形状、寸法）
- ④ 荷重の方向（鉛直方向に作用する沈降力）、（水平方向に作用するグライド力）
- ⑤ 荷重は一時的（短期的）に作用するものとする。

また、現在明らかにされている基礎設計に用いられる理論式（設計式）は作用する荷重の方向によって、

- ①鉛直荷重方向：④杭の支持力公式 ⑤支持力係数による方法
- ②水平荷重方向：④ブロムス式 ⑤土木研究所において車の衝突時の水平力を考慮して防護柵支柱支持のために開発された式 ⑥チャン式

等が挙げられるが、水平方向の荷重を求めるチャン式は杭長が長い場合に適用されることから、防護柵のように杭長の短い場合の計算式としては適用の対象外とし、それ以外の諸式を検討することにした。ここでは積雪用防護柵支柱基礎を設計するにあたり、これら諸式のうちから実験値と対比しながら最適な基礎の設計式を求めようとするものである。

6.2 鉛直許容支持力

一般に防護柵支柱基礎の形状は鋼管形状の支柱を直接支持地盤に打ち込む杭形式が標準であるが、また、地盤の条件によっては支柱の地表近くでコンクリート板、鋼板等の板材により根巻きしたものやスラブ等との複合形式のものがある。これらの基礎の計算方法はそれぞれの形式により異なるが、基礎の設計計算方法については「建築基礎構造設計規準・同解説」にかなり詳細に示されているのでこの規準を参考にしながら検討した。

6.2.1 支柱の許容支持力

(a) 先端支持力(R_b)

粘性土、砂質土ともに； $R_b = 30N(\pi D^2/4)$

ここで、 N ：支持地盤の N 値

D ：支柱径(m)

(b) 支柱周長摩擦力 (R_f)

$$\text{粘性土； } R_f = \left(\frac{1}{10} \sim 2\right) C \pi D l$$

$$\text{砂質土； } R_f = \left(\frac{1}{5} \sim \frac{1}{2}\right) N \pi D l$$

ここで、 C は粘着力 (t/m^2)

l は支柱支持長 (m)

(c) 安全率

建築構造物の設計の場合には、一時的に作用する荷重に対しては極限支持力の $\frac{1}{3}$ とし、その2倍を許容支持力とする($\frac{2}{3}$ 倍)、一方、土木構造物の設計では、極限支持力を $\frac{1}{2}$ とし、その3倍を許容支持力とする($\frac{3}{2}$ 倍)ことが多く用いられる。そこで、杭の許容支持力(一時荷重)は、支柱周面摩擦に関する係数と安全率との組み合わせから、次の(i)、(ii)のケースに分けて考える。

$$(i) \text{ 粘性土； } P_{vd} = R_b + R_f = \frac{2}{3} \left(30N \times \frac{\pi D^2}{4} + \frac{C}{10} \pi D l \right)$$

$$\text{砂質土； } P_{vd} = R_b + R_f = \frac{2}{3} \left(30N \times \frac{\pi D^2}{4} + \frac{N}{5} \pi D l \right)$$

$$(ii) \text{ 粘性土； } P_{vd} = R_b + R_f = \frac{1}{2} \left(30N \times \frac{\pi D^2}{4} + \frac{C}{2} \pi D l \right)$$

$$\text{砂質土； } P_{vd} = R_b + R_f = \frac{1}{2} \left(30N \times \frac{\pi D^2}{4} + \frac{N}{4} \pi D l \right)$$

6.2.2 根巻きスラブの許容支持力

積雪用基礎のスラブの形状を正方形とすると、一時的に作用する荷重の許容支持力(q_a)は、

$$q_a = \frac{2}{3} (1.3 C N_c + 0.4 \gamma_a N_r a + \gamma_b N_q t)$$

ここで、 N_c, N_r, N_q : ϕ (内部摩擦角)で決まる支持力係数

a : 根巻きスラブの一辺の長さ (m)

t : 根巻き底面の地面からの深さ (m)

γ_a : 基礎底面より下の土の単位体積重量 (t/m^3)

γ_b : 基礎底面より上の土の単位体積重量 (t/m^3)

また、積雪用防護柵の基礎設計において $\gamma_a = \gamma_b$ とすれば、各土質における許容支持力は

$$\text{粘性土 } (\phi=0) \quad \therefore q_a = \frac{2}{3} (6.89C + 3\gamma_a t)$$

$$\text{砂質土 } (C=0) \quad \therefore q_a = \frac{2}{3} \gamma_a (0.4 N_r a + N_q t)$$

そこで、根巻きを有する支柱の鉛直許容支持力は

(イ) 粘性土; $P_{vd} = \frac{2}{3} \left\{ 7.5 N \pi D^2 + 0.1 C \pi D l + (6.89 C + 3 \gamma_a t) \left(a^2 - \frac{\pi D^2}{4} \right) \right\}$

砂質土; $P_{vd} = \frac{2}{3} \left\{ 7.5 N \pi D^2 + 0.2 N \pi D l + \gamma_a (0.4 N_{r,a} + N_q t) \left(a^2 - \frac{\pi D^2}{4} \right) \right\}$

(ロ) 粘性土; $P_{vd} = \frac{1}{2} (7.5 N \pi D^2 + 0.5 C \pi D l) + \frac{2}{3} (6.89 C + 3 \gamma_a t) \left(a^2 - \frac{\pi D^2}{4} \right)$

砂質土; $P_{vd} = \frac{1}{2} (7.5 N \pi D^2 + 0.25 N \pi D l) + \frac{2}{3} \gamma_a (0.4 N_{r,a} + N_q t) \left(a^2 - \frac{\pi D^2}{4} \right)$

として表わすことができる。

6.3 水平許容支持力

杭の水平許容支持力については、ブロムスの短杭式による方法と、土木研究所において行なわれた防護柵支柱の実験式とがあり、ここではこれらの2式について検討する。なお、ブロムス式の詳細については文献3)に示されており、もう一方の土木研究所における実験の詳細については、文献4)を参照されたい。

6.3.1 ブロムスによる短杭式

(1) 砂質地盤

地盤反力の状態を図6-1に示す。

(a) 地盤の極限水平支持力

$$Q_u = \frac{\gamma_a K_p D l^3}{2(l+h)}$$

(b) 許容水平力

$$P_{Hd} = \frac{2}{3} Q_u = \frac{\gamma_a K_p D l^3}{3(l+h)}$$

ここで、 γ_a : 土の単位体積重量 (t/m³)

K_p : 地盤の受働土圧係数

D : 支柱径 (m)

l : 支柱の土中部の支持長さ

h : 水平力の地盤からの作用高さ (m)

(c) 根巻きを有する支柱の許容水平支持力

図6-1において

$$P_{Hd}(h+l) = \gamma_a K_p \left\{ \frac{1}{3} D l^3 + l^2 (a-D) \left(l - \frac{2}{3} l \right) \right\}$$

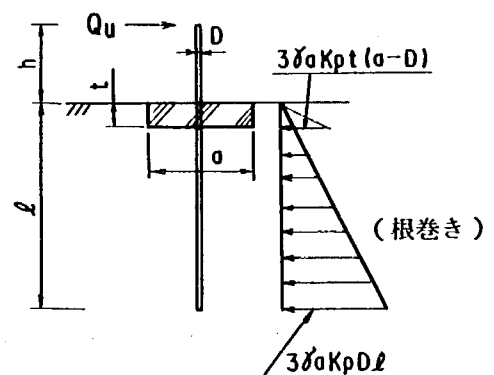
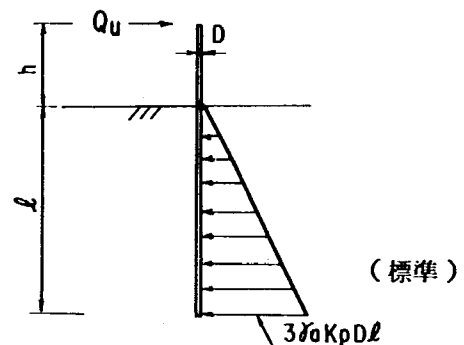


図6-1 ブロムスの砂質地盤反力

したがって $P_{Hd} = \frac{\gamma_a K_p}{(h+l)} \left\{ \frac{1}{3} D l^3 + l^2 (a-D) \left(l - \frac{2}{3} l \right) \right\}$

(2) 粘性土地盤

地盤反力の状態を図6-2に示す。

(a) 地盤の許容水平支持力

$$P_{Hd} = \frac{2}{3} Q_u$$

$$= 6CD^2 \left[\left\{ 4 \left(\frac{h}{D} \right)^2 + 2 \left(\frac{l}{D} \right)^2 + 4 \left(\frac{h}{D} \right) \left(\frac{l}{D} \right) + 6 \left(\frac{h}{D} \right) + 4.5 \right\}^{1/2} - \left\{ 2 \left(\frac{h}{D} \right) + \left(\frac{l}{D} \right) + 1.5 \right\} \right]$$

- ここで、
 C : 支持地盤の粘着力 (t/m²)
 D : 支柱径 (m)
 h : 水平力の作用高さ (m)
 l : 支柱の土中部の支持長さ (m)

(b) 根巻きを有する支柱の許容水平支持力

図6-2において

$$x = \sqrt{h^2 + (0.5 l^2 + lh)} - h$$

$$P_{Hd} = \frac{2}{3} Q_u$$

$$= 6CD \left[2 \left\{ \left(h^2 + \frac{1}{2} l^2 + lh \right)^{1/2} - h \right\} - l \right]$$

6.3.2 柴田、鬼丸氏による水平許容支持力式(土木研究所における実験式)

地盤反力の状態を図6-3に示す。

(1) 支柱の水平許容支持力

$$Q_u = C_p \gamma_a D \left(x^2 - \frac{1}{2} l^2 \right)$$

ここで、 x は $4x^3 + 6hx^2 - (3l^2h + 2l^3) = 0$ により求める。

- x : 回転中心 (m)
 Q_u : 極限水平支持力 (t)
 C_p : 受働土圧係数
 γ_a : 土の単位体積重量 (t/m³)

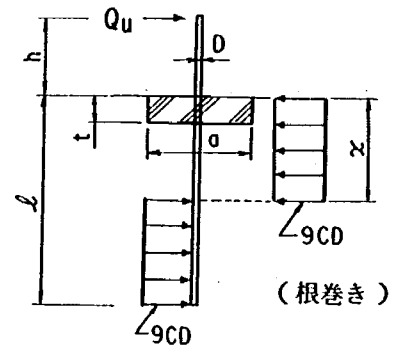
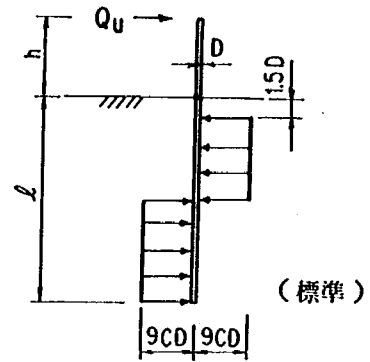


図6-2 粘性土地盤反力

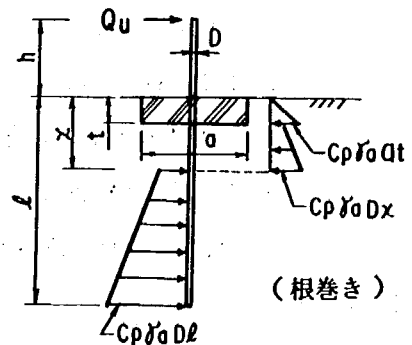
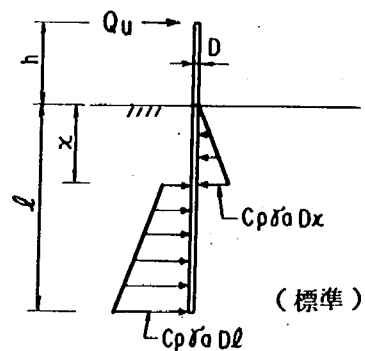


図6-3 地盤反力

D : 支柱径 (m)

l : 支柱の土中部の支持長さ (m)

h : 水平力の作用高さ (m)

水平許容支持力 (P_{Hd}) は極限水平支持力 (Q_u) に2倍の安全率を考慮すると、

(a) 砂質土 $P_{Hd} = \frac{1}{2} \times 24.5 \gamma_a D \left(x^2 - \frac{1}{2} l^2 \right)$ ここで $C_p = 24.5$

(b) 粘性土 $P_{Hd} = \frac{1}{2} \times 25.6 \gamma_a D \left(x^2 - \frac{1}{2} l^2 \right)$ ここで $C_p = 25.6$

(2) 根巻きを有する支柱の水平許容支持力

極限水平支持力

$$Q_u = C_p \gamma_a D x^2 + \frac{1}{2} C_p \gamma_a (a l^2 - D l^2 - D l^2)$$

ここで、 x は $\frac{2}{3} D x^3 + D h x^2 + \frac{1}{2} h (a l^2 - D l^2 - D l^2) + \frac{1}{3} (a l^3 - D l^3 - D l^3) = 0$ の式を解くことにより求める。

水平許容支持力 (P_{Hd}) は、極限水平支持力 (Q_u) に2倍の安全率を考慮すると、

(a) 砂質土 $P_{Hd} = \frac{1}{2} \times 24.5 \gamma_a \left\{ D \left(x^2 - \frac{1}{2} l^2 \right) + \frac{1}{2} l^2 (a - D) \right\}$

(b) 粘性土 $P_{Hd} = \frac{1}{2} \times 25.6 \gamma_a \left\{ D \left(x^2 - \frac{1}{2} l^2 \right) + \frac{1}{2} l^2 (a - D) \right\}$

6.4 法肩距離が支持力に及ぼす影響について

柴田、鬼丸氏による研究では水平支持力は、法肩距離が短くなるほど、低下することを定量的に明らかにしている。そこで、その関係を鉛直、水平各方向の許容支持力に適用し、実験値との対応を行ない、その妥当性を検討する。

法肩距離 S (m) における許容支持力はすでに説明してきた半無限盤上で求めた許容支持力に、のり肩影響係数 (k_s : 砂質土, k_e : 粘性土) を乗じたものとなる。

ここで、

$$k_s = 0.68S + 0.55 \leq 1.0 \quad S : \text{法肩距離 (m)}$$

$$k_e = 0.47S + 0.49 \leq 1.0$$

6.5 曲げモーメントによる支柱の降伏

土中に打ち込まれた防護柵支柱に水平力が作用した場合、支柱に生じる曲げモーメントの最大位置は土中部に存在する。そのため、地盤が特に高い強度を有し、支柱の根入れが径に比して非常に長い場

合には、地盤が許容支持力に達する前に、支柱が曲がり、降伏して最大支持力に至るが、防護柵支柱が通常施工される地盤では、この現象はまれなケースとみられるので、検討の対象外とした。

6.6 実測値と理論値との比較

計算によって求められた鉛直、水平各方向の許容支持力に、のり肩影響係数を乗じて、それぞれの設置位置での許容支持力を求め、実験値との対比した結果を表6-1にまとめた。また図6-4～図6-5には、実験値と計算値との比較を示す。なお、支持地盤は5.2.4(1)に示す土質調査結果から粘性土地盤とし、 C 、 r_a は表5-3に示す値を採用した。

6.7 許容支持力式の検討

6.7.1 鉛直許容支持力式

(1) 粘性土地盤について

表6-1の欄外に示す〈V-A式〉および〈V-B式〉で求めた計算結果と実験値とを比較すれば、V-A式によるよりもV-B式による方が、若干実験値に近く、かつバラツキも小さい。すなわち、計算値を実験値で除した値は、平均値(\bar{X})でA式が0.97、B式が1.01となる。一方、バラツキは標準偏差値(σ)でA式が0.20、B式が0.18となるので、粘性土地盤における鉛直許容支持力式は〈V-B式〉による設計式を選択する。法肩距離の影響係数は、水平支持力を求める場合に導入された概念であるが、鉛直支持力についても同係数が適用できることがわかる。よって、粘性土地盤における鉛直許容支持力式としては、

(i) 標準支柱

$$P_{vd} = \frac{1}{2} \left(30N \times \frac{\pi D^2}{4} + \frac{C}{2} \times \pi D l \right) k_c$$

(ii) 根巻を有する支柱

$$P_{vd} = \left\{ \frac{1}{2} \left(30N \times \frac{\pi D^2}{4} + \frac{C}{2} \times \pi D l \right) + \frac{2}{3} \left(6.89C + 3r_{at} \right) \left(a^2 - \frac{\pi D^2}{4} \right) \right\} k_c$$

とする。

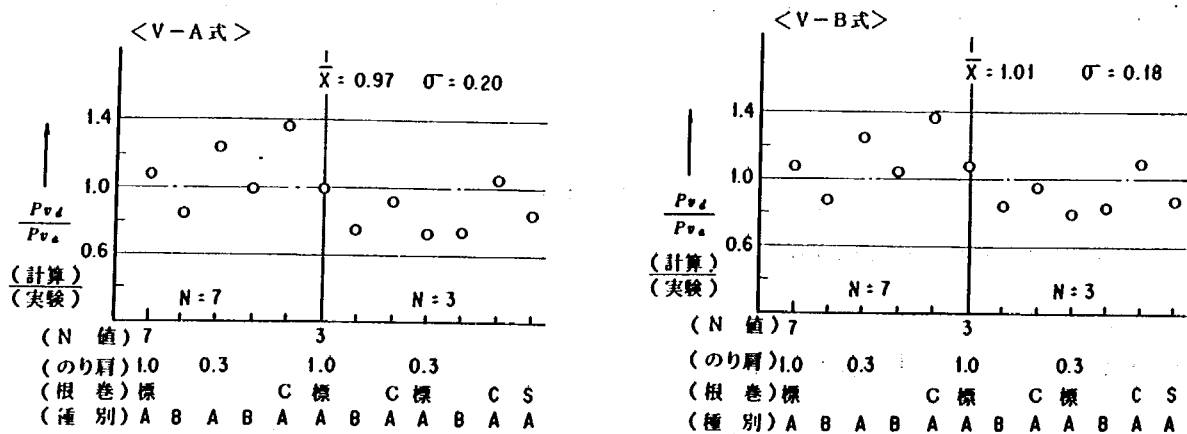


図6-4 鉛直許容支持力の比較

ただし、 P_{vd} : 鉛直力, N : N 値, D : 支柱径, C : 粘着力, l : 支柱埋込深, γ_s : 土の単位体積重量, k_c : 法肩影響係数, t : 根巻の厚, a : 根巻き幅

(2) 砂質土地盤について

適正な砂質土地盤がみつからなかったため、実験は行っていないが、設計式としては、一般に認められているものを採用した。砂質土地盤についても粘性土地盤の場合と同様に考え、次式を採用した。

(i) 標準支柱

$$P_{vd} = \frac{1}{2} \left(30N \times \frac{\pi D^2}{4} + \frac{N}{4} \times \pi D l \right) k_s$$

(ii) 根巻きを有する支柱

$$P_{vd} = \left\{ \frac{1}{2} \left(30N \times \frac{\pi D^2}{4} + \frac{N}{4} \times \pi D l \right) + \frac{2}{3} \gamma_s (0.4 N_r a + N_q t) \left(a^2 - \frac{\pi D^2}{4} \right) \right\} k_s$$

(3) 東北地建の実験値との比較

実験値から許容荷重が確認できたものは少なく、殆どの場合、実験値の方が耐荷力が高いので載荷装置の最大容量近くまで載荷を終了した。したがって、実験と計算による許容荷重値の定量的比較は困難であるが、傾向としていえることは粘性、砂質各地盤での、実験値は設計式による値を上まわっていることである。

実験において得られた結果は地盤の粘着力、内部摩擦角、単位重量等が複合して外力に抵抗しているが、計算式では地盤を単純にモデル化するために、抵抗成分の一部が省略されるため、数値が小さくなっているであろう。

以上のように土質の異なる互層地盤において地盤を単一モデル化して求めた結果は、安全側にあるため、これら設計式の適用は十分可能と考えられる。

6.7.2 水平許容支持力式

(1) 粘性土地盤について

表6-1の欄外に示す設計式<H-A式><H-B式>で求めた結果と実験値とを比較して示したものが図6-5である。この図をみるとA式によるよりもB式による方が若干実験値に近くなり、かつバラツ

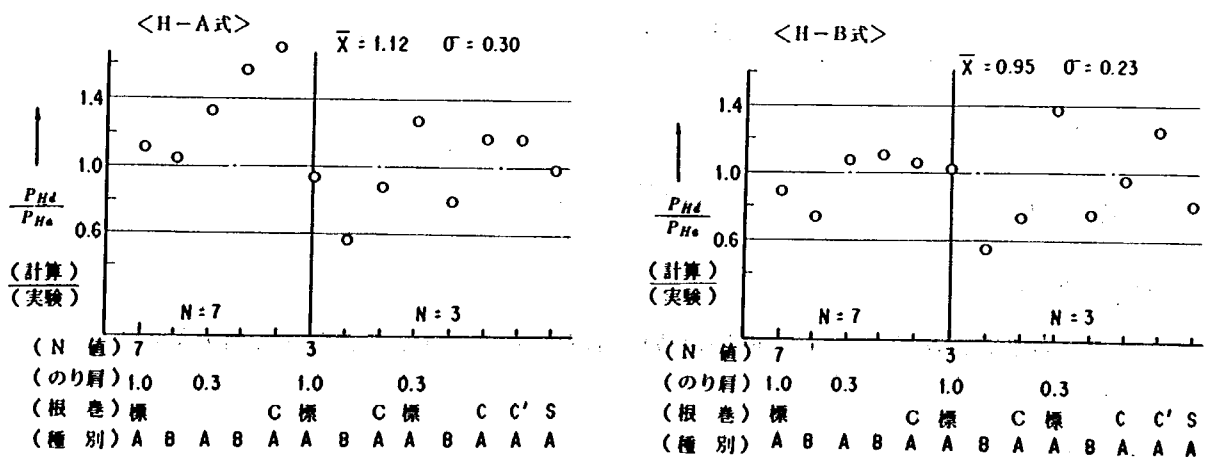


図6-5 水平許容支持力の比較

キも小さい。すなわち、計算値を実験値で除した値は、平均値(\bar{x})で、A式が1.12、B式が0.95となる。一方、バラツキを示す標準偏差値では、A式が0.30、B式が0.23となる。このため採用する設計式としては、通常防護柵を設置する地盤の範囲にあっては〈H-B式〉とする。一方、N値が15と高く、かつ地盤が粘性、砂質の互層となっている東北地建で行った実験結果との対比では、

- ④ 土研式〈B式系統〉で評価した場合：粘性土地盤では、実験値の1/2、砂質土地盤では1/4.3となる。
- ⑤ プロムス式〈A式系統〉で評価した場合：粘性土地盤では、実験値の1/1.4、砂質土地盤では1/1.7となる。

プロムス式によれば、土研式で得られる結果の3倍程度高い値となり、実験値に近づく。元来、地盤の支持耐力は、N値、粘着力、内部摩擦角、土の単位体積重量等によりかなりの差を生じるが、土研式の構成では地盤条件を修正土圧係数として定数化し、土の単位体積重量のみを変数として扱っている。これは、通常防護柵を設置する地盤条件では、一つの限界を想定しているものとみられ、その範囲が $N < 10$ と考えられる。その結果、N値が高くなる領域では、地盤の物性が耐力に与える影響が顕著となるため、土研式〈B式系統〉の適用は難かしく、プロムス式〈A式系統〉を用いる方が妥当と思われる。

(A) $N < 10$

(i) 標準支柱

$$P_{Hd} = \frac{1}{2} \times 25.6 \gamma_a D \left(x^2 - \frac{1}{2} l^2 \right) \times k_c$$

x : 土中部の回転中心位置

(ii) 根巻き有する支柱

$$P_{Hd} = \frac{1}{2} \times 25.6 \gamma_a \left\{ D \left(x^2 - \frac{1}{2} l^2 \right) + \frac{1}{2} l^2 (a - D) \right\} k_c$$

(B) $N \geq 10$

(i) 標準支柱

$$P_{Hd} = 6CD^2 \left[\left\{ 4 \left(\frac{h}{D} \right)^2 + \left(\frac{l}{D} \right)^2 + 4 \left(\frac{h}{D} \right) \left(\frac{l}{D} \right) + 6 \left(\frac{h}{D} \right) + 4.5 \right\}^{1/2} - \left\{ 2 \left(\frac{h}{D} \right) + \left(\frac{l}{D} \right) + 1.5 \right\} \right] \times k_c$$

(ii) 根巻きを有する支柱

$$P_{Hd} = 6CD \left[2 \left\{ \left(h^2 + \frac{1}{2} l^2 + lh \right)^{1/2} - h \right\} - l \right] \times k_c$$

(2) 砂質土地盤について

粘性土地盤で考察した諸点を砂質土地盤についても考慮して各式系の設計式の適用をする。

(A) $N < 10$

(i) 標準支柱

表6-1 許容支持力に関する実験値と計算値との比較

N 値	のり 距離 S (m)	種 別	根巻き形状 a × t	鉛直許容支持力 (ton)					水平許容支持力 (ton)				
				実験値	計 算 値				実験値	計 算 値			
					*5 P _{Va}	*1 P _{Vd}	$\frac{P_{Vd}}{P_{Va}}$	*2 P _{Vd}		$\frac{P_{Vd}}{P_{Va}}$	*5 P _{Ha}	*3 P _{Hd}	$\frac{P_{Hd}}{P_{Ha}}$
7	1.0 ($\frac{k_c}{0.96}$)	A	標 準	2.10	2.258	1.08	2.278	0.98	0.98	1.088	1.11	0.886	0.90
		B	"	1.80	1.524	0.85	1.557	0.88	0.77	0.808	1.05	0.569	0.74
	0.3 ($\frac{k_c}{0.631}$)	A	標 準	1.20	1.484	1.24	1.497	1.25	0.54	0.715	1.32	0.583	1.08
		B	"	1.00	1.002	1.00	1.037	1.04	0.34	0.531	1.56	0.374	1.10
		A	コンクリート 400□×200	2.40	3.320	1.38	3.333	1.39	0.58	0.985	1.69	0.613	1.06
	3	1.0 ($\frac{k_c}{0.96}$)	A	標 準	1.00	0.996	1.00	1.081	1.08	0.66	0.622	0.94	0.673
B			"	0.90	0.673	0.75	0.753	0.84	0.79	0.461	0.58	0.432	0.55
A			コンクリート 400□×200	2.80	2.613	0.93	2.698	0.96	0.97	0.856	0.88	0.704	0.73
0.3		A	標 準	0.90	0.655	0.73	0.711	0.79	0.32	0.408	1.28	0.442	1.38
		B	"	0.60	0.443	0.74	0.495	0.83	0.38	0.303	0.80	0.284	0.75
		A	コンクリート 400□×200	1.60	1.718	1.07	1.773	1.11	0.48	0.562	1.17	0.463	0.96
($\frac{k_c}{0.631}$)		A	コンクリート 500□×300	-	-	-	-	-	0.48	0.562	1.17	0.601	1.25
		A	鋼 板 400×4.5	2.00	1.718	0.86	1.773	0.89	0.57	0.562	0.99	0.463	0.81
平均値(\bar{X})						0.97		1.01		1.12		0.95	
標準偏差値 r						0.20		0.18		0.30		0.23	

*1 (標準) $P_{Vd} = \frac{2}{3} (30N \times \frac{\pi D^2}{4} + \frac{C}{10} \pi D l) \times k_c$

<V-A式>(根巻き) $P_{Vd} = \frac{2}{3} \{ 30N \times \frac{\pi D^2}{4} + \frac{1}{10} C \pi D l + (6.89C + 3r_a t) (a^2 - \frac{\pi D^2}{4}) \} \times k_c$

*2 (標準) $P_{Vd} = \frac{1}{2} (30N \times \frac{\pi D^2}{4} + \frac{C}{2} \pi D l) \times k_c$

<V-B式>(根巻き) $P_{Vd} = \{ \frac{1}{2} (30N \times \frac{\pi D^2}{4} + \frac{C}{2} \pi D l) + \frac{2}{3} (6.89C + 3r_a t) (a^2 - \frac{\pi D^2}{4}) \} \times k_c$

*3 (標準) $P_{Hd} = 6CD^2 \{ [4 (\frac{h}{D})^2 + (\frac{l}{D})^2 + 4 (\frac{h}{D}) (\frac{l}{D}) + 6 (\frac{h}{D}) + 4.5]^{1/2} - [2 (\frac{h}{D}) + (\frac{l}{D}) + 1.5] \} \times k_c$

<H-A式>(根巻き) $P_{Hd} = 6CD [2 \{ (\lambda^2 + \frac{1}{2} l^2 + l\lambda)^{1/2} - \lambda \} - l] \times k_c$

*4 (標準) $P_{Hd} = \frac{1}{2} \times 25.6r_a D (x^2 - \frac{1}{2} l^2) \times k_c$ z : 回転中心

<H-B式>(根巻き) $P_{Vd} = \frac{1}{2} \times 25.6r_a \{ D (x^2 - \frac{1}{2} l^2) + \frac{1}{2} l^2 (a - D) \} \times k_c$

*5 実験により解析した許容支持力

$$P_{Hd} = \frac{1}{2} \times 24.5 \gamma_a D \left(x^2 - \frac{1}{2} l^2 \right) \times k_s$$

(ii) 根巻きを有する支柱

$$P_{Hd} = \frac{1}{2} \times 24.5 \gamma_a \left\{ D \left(x^2 - \frac{1}{2} l^2 \right) + \frac{1}{2} l^2 (a - D) \right\} k_s$$

(B) $N \geq 10$

(i) 標準支柱

$$P_{Hd} = \frac{\gamma_a K_p D l^3}{3(l+h)} \times k_s$$

(ii) 根巻きを有する支柱

$$P_{Hd} = \frac{\gamma_a K_p}{(l+h)} \left\{ \frac{1}{3} D l^3 + l^2 (a - D) \left(l - \frac{2}{3} l \right) \right\}$$

6.8 積雪地用防護柵の基礎の設計

6.8.1 防護柵設置条件

5.2.5(1)でも述べたように防護柵が設置される地盤は多くの場合、粘性地盤の範中に入っていることから、設計上の地盤モデルを粘性地盤として概括的に分類し、その諸数値を表6-2に示す。

表6-2 モデル地盤条件

地盤の状態	概略 N 値	単位体積 重量 γ_a (t/m ³)	粘着力 c (t/m ²)	のり肩影響係数 k_e			
				のり肩距離 S (m)			
				0.3	0.5	1.0	2.0
軟らかい	≤ 4	1.6	3.0	0.631	0.725	0.960	1.000
普通	4~10	1.7	5.0	0.631	0.725	0.960	1.000
硬い	≥ 10	1.8	7.0	0.631	0.725	0.960	1.000

注) 地盤分類とその数値は軽量鋼矢板設計施工マニュアルによる。

6.8.2 基礎形状の選定

表6-2に示すモデル地盤条件で各種基礎形状について計算により得られた許容支持力と基礎の関係を図6-6にまとめた。この図より、設定された概略の地盤条件において、支柱一本当りの荷重が明らかにされれば、必要な基礎寸法(設置条件と関連する)を容易に得ることができる。

6.9 今後の検討事項

積雪用防護柵支柱基礎支持力の実験は一定の時間内に限られた供試体数および地盤条件のもとで行ったので、実験から求めた許容支持力は理論計算による諸数値に比して、若干の相違がでている。この理由として、実験では支柱が支持される地盤の深さ方向には異なる地層があり、その結果N値にバラツキがあっ

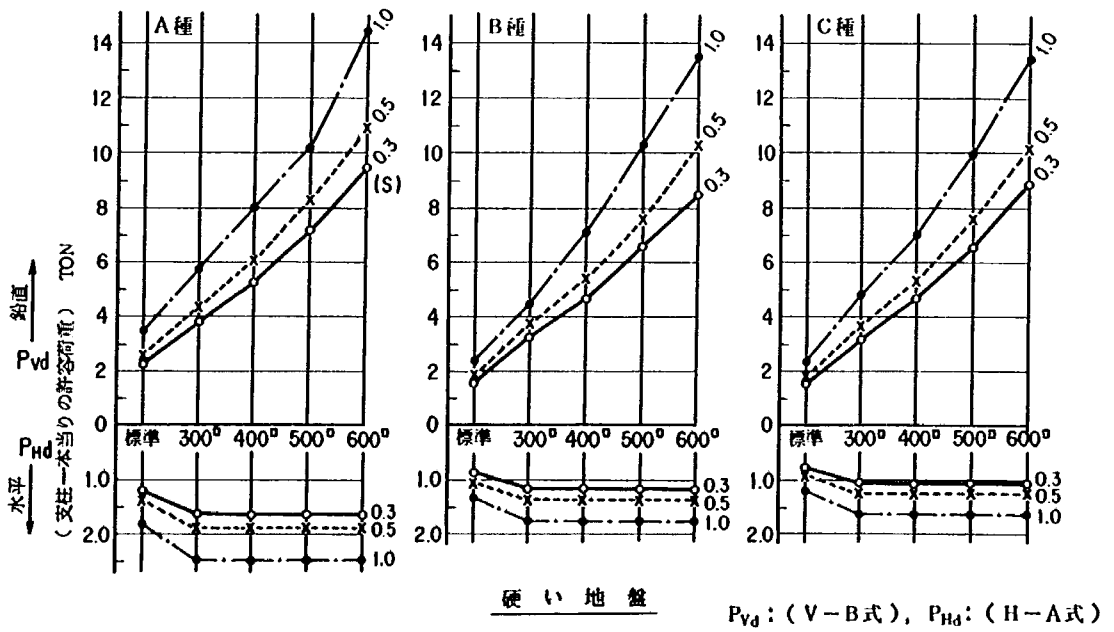
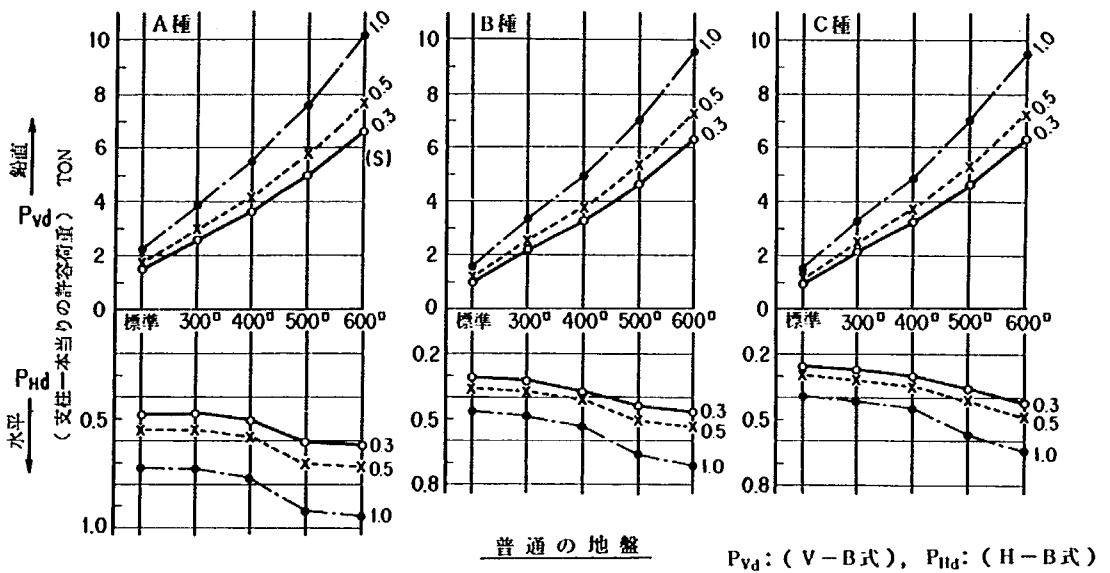
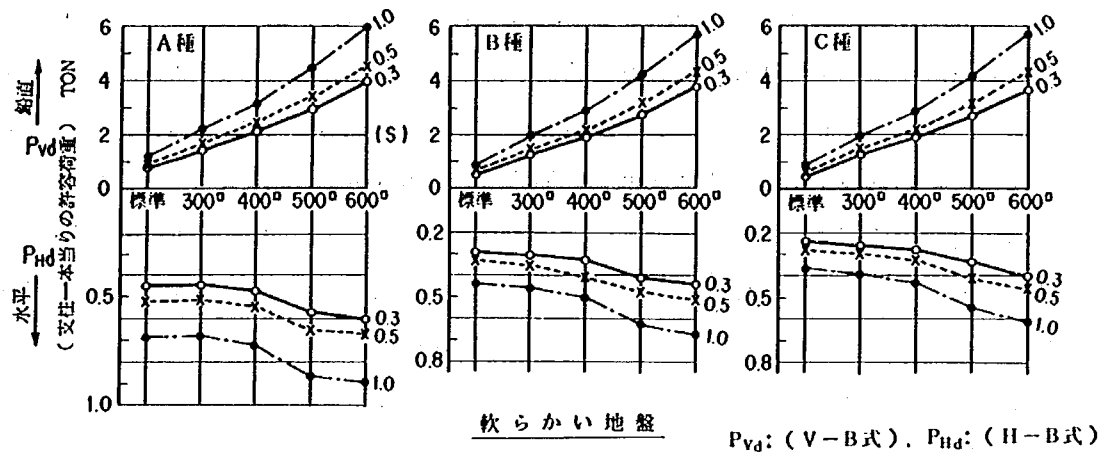


図6-6 雪圧に対する基礎形状

たが、理論計算上ではサンプリングによる N 値の平均値を用いたこと、また実験時点とサンプリング時点
とには若干の時間的ずれがあり、その間の降雨、降雪による N 値への影響もあったことと思われる。更に、
時間的要素を考慮せずに、単に連続的に荷重を載荷したことも相違の原因になっているのであろう。この
ような点が指摘できるが、実験結果と計算結果を対比してみると相違が相互に若干あるものの、実用的な範囲
内では、実験による諸数値を用いた支柱基礎の理論設計が妥当な値を示していることがわかった。これま
での実験および解析では許容荷重を降伏応力として取り扱ったが、この場合には雪圧荷重による残留変位
という問題が残る。すなわち、自動車の衝突荷重を基本として設計されている防護柵本来の機能という観
点から考察すれば、雪圧荷重による許容残留変位および雪圧にもとづいて設計された防護柵基礎部の剛性
増大が、残留という微小変位を少なくする効果がある反面、自動車の衝突荷重を防護柵の弾性変形によっ
て対処するという防護柵本来の機能への障害、また剛性強化による経済性への影響等の問題が残ることも考
えられ、防護柵の機能の検討においてはこれらを総合的に判断する必要があるように思われる。このよう
な点から今後、防護柵の許容変位量を耐荷力の観点から検討することも必要であろう。

第7章 積雪地用防護柵選定手法について

積雪地において毎年堆雪による防護柵の破損が著しいことは、破損実態の結果からも明らかである。このため、積雪重量に耐える防護柵を選定し、設置する必要があるが、ここではこれを選定するにあたって、図表による方法を試みることにした。この考え方については文献2)においてすでに示したとおりである。今回の検討においてはこれをより実用化するため、この選定図に防護柵の機能に影響する各種の要素を出来るだけ取り入れることを主眼とし、支柱間隔、基礎形状、地盤条件等の要素を取り入れ、新しく改良図として作図し直したものである。この方法は一つのモデル的な考え方であり、その意味からこの図表に用いた数値の一部はこれまでの調査実験にもとづいたものもあるが、今後も調査を続けることにより更に信頼性のあるものに改良する必要がある。

7.1 防護柵選定手法の目的

所定の積雪に耐える防護柵を選ぶためには積雪深はいうまでもなく、防護柵の耐荷力、支柱の基礎構造、地盤の支持力等の要素を考慮に入れなければならない。本研究においては、積雪地における防護柵を図表から選定することにより、選定作業の簡素化、合理化を図ることを目的としている。

7.2 防護柵選定の考え方

7.2.1 防護柵にかかる積雪荷重

防護柵にかかる雪圧を鉛直荷重とすれば、防護柵の上部部材の耐力は表7-1~2に示すようにブラケットまたはビームのどちらか弱い方に支配される。これをウイークポイントとし、その大きさを y で示している。また、防護柵にかかる荷重については図7-1に示した実験結果から、一定の積雪状態のもとで防護柵にかかる沈降力 y と標準尺にかかる沈降力 x との関係は、ガードレールの場合、 $y = 0.827x - 44.17$ 、ガードケーブルの場合 $y = 0.6417x - 0.977$ で与えられる。この相関式より求めた各防護柵の限界積雪深の値をガードレールについて示すと表7-1のようになり、ガードケーブルについては表7-2のような計算表が作成される。その場合の支柱荷重は右欄に示す値となり、この値が上部部材が破壊しない範囲で基礎に作用する最大の荷重となる。

標準尺と防護柵（ガードレール）にかかる沈降力の関係

標準尺と防護柵（ガードケーブル）にかかる沈降力の相関

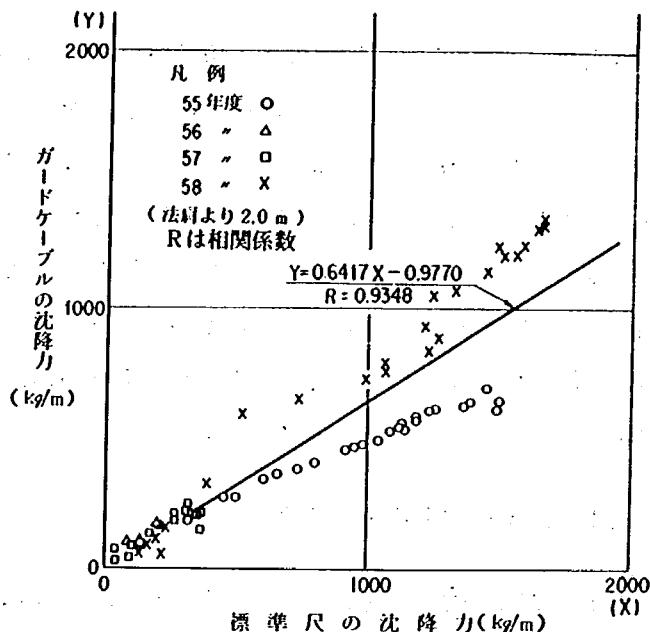
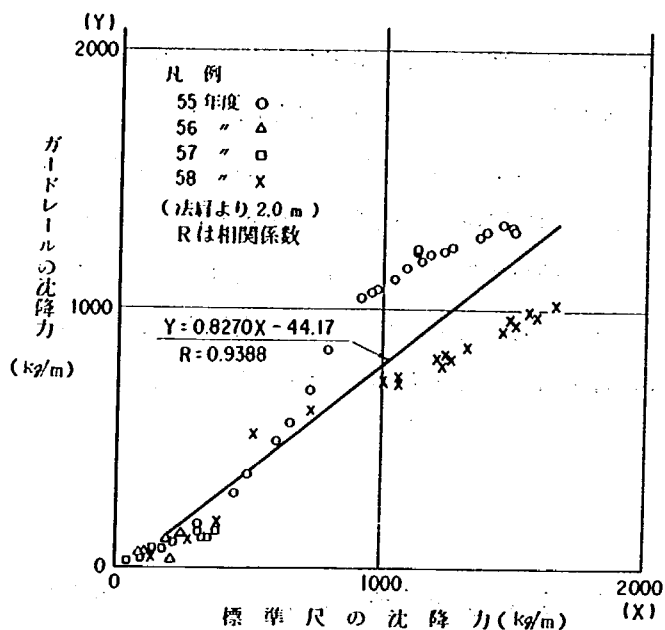


図7-1 標準尺と防護柵の沈降力との相関

7.2.2 基礎根巻きの許容支持力

表7-3 基礎の許容支持力tの計算例 (ton)

防護柵の支持力は地盤条件と基礎構造によって大きさが異なってくる。表7-3は防護柵について支柱の支持力を理論値、実験値から算出したものである。

7.2.3 防護柵基礎の積雪荷重

防護柵基礎にかかる積雪荷重の限界値は各種防護柵の上部部材にかかる荷重から雪密度ごとに積雪深の大きさで表わすことができる。このようにして求めた基礎の積雪限界値をA種防護柵について示すと表7-4のようになる。この表から雪密度を介して積雪深の許容限界値を知ることができる。表7-5はガードレールの

種別	基礎型式		コンクリート根巻寸法 (mm)		
	地盤条件	土中	300×300 ×200	400×400 ×200	500×500 ×300
A	N=5 C=4 t/m ² γ _a =1.6 t/m ²	1800	3,162	4,439	6,154
	N=10 C=8 t/m ² γ _a =1.8 t/m ²	3,600	6,283	8,801	12,119
B	N=5 C=4 t/m ² γ _a =1.6 t/m ²	1,255	2,710	3,987	5,704
	N=10 C=8 t/m ² γ _a =1.8 t/m ²	2,510	5,377	7,895	11,214
C	N=5 C=4 t/m ² γ _a =1.6 t/m ²	1,221	2,676	3,953	5,670
	N=10 C=8 t/m ² γ _a =1.8 t/m ²	2,441	5,308	7,826	11,146

B種，表7-6は同じくC種について算出したものである。また表7-7はガードケーブルのA種，表7-8は同じくB種，表7-9は同じくC種について算出したものである。

7.2.4 防護柵の積雪限界図

表7-1~2，表7-4~9から防護柵の上部および基礎の荷重限界は雪密度をパラメータとした積雪深の大きさを表わすことができる。

本研究においては室内荷重試験による上部構造の試験データ，また理論式と一部実例による基礎の荷重データを用いて，現在施工可能な防護柵について，種別ごとに1枚ずつの積雪による防護柵の荷重限界図を図7-2~7に示すように作成した。

このようにして表わしたものが防護柵の積雪限界図であり，図7-2~4はガードレールの場合を図7-5~7はガードケーブルの場合について示したものである。

これらの図を用いて所与の積雪深に対し，縦線を引くことによりその積雪深に耐える経済的で合理的な防護柵が上部および基礎の組合せによって一般的にはいくつか選び出すことができるので，その中から実情に適したものを採用することが可能である。

表7-1 ガードレールの積雪限界値(上部)

防護欄	種別	支柱間隔(m)	ブラケット		ビーム		Weak Point	許容荷重 Y (t/m)	許容荷重の標準尺への換算値 (t/m) $X=(Y+0.04417)/0.8270$	許容積雪重量 (t/m ²) $HW=-0.8824+\frac{\sqrt{1.5844X+0.6530}}{0.7922}$	雪密度による積雪深(m)				
			型式	許容荷重 (t)	許容荷重 (t/m)	許容荷重 (t/m)					許容荷重 (t/スパン)	w=0.4 t/m ²	w=0.45	w=0.5	
															標準
ガードレール	A	2	標準	1	0.50	1.90	3.80	ブラケット	0.50	0.658	0.761	1.903	1.691	1.522	
			改I	6	3.00	1.90	3.80	ビーム	1.90	2.351	1.758	4.396	3.908	3.517	
			改II	6	3.00	1.90	3.80	ビーム	1.90	2.351	1.758	4.396	3.908	3.517	
		3	標準	1	0.33	1.90	5.70	ブラケット	0.33	0.452	0.595	1.487	1.322	1.190	
			改I	6	2.00	1.90	5.70	ビーム	1.90	2.351	1.758	4.396	3.908	3.517	
			改II	6	2.00	1.90	5.70	ビーム	1.90	2.351	1.758	4.396	3.908	3.517	
		4	標準	1	0.25	1.90	7.60	ブラケット	0.25	0.356	0.510	1.275	1.133	1.020	
			改I	6	1.50	1.90	7.60	ブラケット	1.50	1.867	1.516	3.790	3.369	3.032	
			改II	6	1.50	1.90	7.60	ブラケット	1.50	1.867	1.516	3.790	3.369	3.032	
		B	2	標準	1	0.50	1.90	3.80	ブラケット	0.50	0.658	0.761	1.903	1.691	1.522
				改I	6	3.00	1.90	3.80	ビーム	1.90	2.351	1.758	4.396	3.908	3.517
				改II	6	3.00	1.90	3.80	ビーム	1.90	2.351	1.758	4.396	3.908	3.517
	3		標準	1	0.33	1.90	5.70	ブラケット	0.33	0.452	0.595	1.487	1.322	1.190	
			改I	6	2.00	1.90	5.70	ビーム	1.90	2.351	1.758	4.396	3.908	3.517	
			改II	6	2.00	1.90	5.70	ビーム	1.90	2.351	1.758	4.396	3.908	3.517	
	4		標準	1	0.25	1.90	7.60	ブラケット	0.25	0.356	0.510	1.275	1.133	1.020	
			改I	6	1.50	1.90	7.60	ブラケット	1.50	1.867	1.516	3.790	3.369	3.032	
			改II	6	1.50	1.90	7.60	ブラケット	1.50	1.867	1.516	3.790	3.369	3.032	
	C		2	標準	1	0.50	1.30	2.60	ブラケット	0.50	0.658	0.761	1.903	1.691	1.522
				改I	6	3.00	1.30	2.60	ビーム	1.30	1.625	1.385	3.463	3.079	2.771
				改II	6	3.00	1.30	2.60	ビーム	1.30	1.625	1.385	3.463	3.079	2.771
		3	標準	1	0.33	1.30	3.90	ブラケット	0.33	0.452	0.595	1.487	1.322	1.190	
			改I	6	2.00	1.30	3.90	ビーム	1.30	1.625	1.385	3.463	3.079	2.771	
			改II	6	2.00	1.30	3.90	ビーム	1.30	1.625	1.385	3.463	3.079	2.771	
4		標準	1	0.25	1.30	5.20	ブラケット	0.25	0.356	0.510	1.275	1.133	1.020		
		改I	6	1.50	1.30	5.20	ビーム	1.30	1.625	1.385	3.463	3.079	2.771		
		改II	6	1.50	1.30	5.20	ビーム	1.30	1.625	1.385	3.463	3.079	2.771		
		改II	6	1.50	1.30	5.20	ビーム	1.30	1.625	1.385	3.463	3.079	2.771		

表7-2 ガードケーブルの積雪限界値(上部)

防護欄	種別	支柱間隔(m)	ブラケット			Weak Point	許容重量 Y(t/m)	許容荷重の 標準尺への換算値 (t/m) $X=(Y+0.001)/0.6417$	許容積雪重量 (t/m ²) $HW=-0.8824+\frac{\sqrt{1.5844X+0.6530}}{0.7922}$	雪密度による積雪深(m)				
			型式	許容荷重(t)	許容荷重(t/m)					$w=0.4$ t/m ²	$w=0.45$	$w=0.5$		
ガードケーブル	A	4	標準	1.90	0.48	(標準) ケーブル 取付金具 (改I) ブラケット	0.48	0.750	0.830	2.075	1.844	1.660		
			改I	5.88	1.47		1.47	2.292	1.730	4.326	3.845	3.461		
		5	標準	1.90	0.38		0.38	0.594	0.711	1.778	1.580	1.422		
			改I	5.88	1.18		1.18	1.840	1.502	3.755	3.338	3.004		
		6	標準	1.90	0.32		0.32	0.500	0.635	1.588	1.411	1.270		
			改I	5.88	0.98		0.98	1.529	1.331	3.327	2.958	2.662		
		7	標準	1.90	0.27		0.27	0.422	0.569	1.422	1.264	1.138		
			改I	5.88	0.84		0.84	1.311	1.203	3.007	2.673	2.406		
		B	4	標準	1.90		0.48	同上	0.48	0.750	0.830	2.075	1.844	1.660
				改I	7.00		1.75		1.75	2.729	1.933	4.833	4.296	3.866
			5	標準	1.90		0.38		0.38	0.594	0.711	1.778	1.580	1.422
				改I	7.00		1.40		1.40	2.183	1.677	4.193	3.727	3.354
			6	標準	1.90		0.32		0.32	0.500	0.635	1.588	1.411	1.270
				改I	7.00		1.17		1.17	1.825	1.494	3.734	3.320	2.988
	7		標準	1.90	0.27	0.27	0.422		0.569	1.422	1.264	1.138		
			改I	7.00	1.00	1.00	1.560		1.349	3.372	2.997	2.697		
	C		4	標準	1.90	0.48	同上		0.48	0.750	0.830	2.075	1.844	1.660
				改I	6.35	1.59			1.59	2.479	1.819	4.548	4.043	3.638
			5	標準	1.90	0.38			0.38	0.594	0.711	1.778	1.580	1.422
				改I	6.35	1.27			1.27	1.981	1.575	3.938	3.500	3.150
			6	標準	1.90	0.32			0.32	0.500	0.635	1.588	1.411	1.270
				改I	6.35	1.06			1.06	1.653	1.401	3.502	3.113	2.802
		7	標準	1.90	0.27	0.27		0.422	0.569	1.422	1.264	1.138		
			改I	6.35	0.91	0.91		1.420	1.268	3.170	2.817	2.536		

表 7-4 基礎耐力計算表

ガードレール (A種)

法肩からの距離 2 m

地盤条件	基礎の形成 (mm)		支 柱 間 隔 (m)	許 容 荷 重		許 容 荷 重 の 標準尺への換算値 (t/m) $X=(Y+0.04417)/0.8270$	許 容 積 雪 重 量 (t/m ²) $HW=-0.8824+\frac{\sqrt{1.5844X+0.6530}}{0.7922}$	雪密度による積雪深 (m)				
				(t)	(t/m)			W=0.4	W=0.45	W=0.5		
N=5 C=4 t/m ² γ _s =1.6 t/m ³	土 中		2	1.876	0.938	1.188	1.127	2.818	2.505	2.254		
			3		0.625	0.809	0.873	2.183	1.941	1.747		
			4		0.429	0.572	0.694	1.735	1.542	1.388		
	コンクリート製又は鋼板製根巻き	厚さ 巾 200×300 長さ ×300		2	3.295	1.648	2.046	1.609	4.021	3.575	3.217	
				3		1.098	1.381	1.245	3.113	2.767	2.490	
				4		0.824	1.050	1.039	2.596	2.308	2.077	
		200×400 ×400	2	4.626	2.313	2.850	1.987	4.968	4.416	3.974		
			3		1.542	1.918	1.543	3.857	3.428	3.086		
			4		1.157	1.452	1.287	3.218	2.860	2.574		
		300×500 ×500	2	6.412	3.206	3.930	2.428	6.070	5.396	4.856		
			3		2.137	2.637	1.892	4.730	4.204	3.784		
			4		1.603	1.992	1.581	3.952	3.513	3.162		
		300×600 ×600	2	8.539	4.270	5.217	2.887	7.217	6.415	5.774		
			3		2.846	3.495	2.258	5.645	5.017	4.516		
			4		2.135	2.635	1.891	4.727	4.202	3.782		
		N=10 C=8 t/m ² γ _s =1.8 t/m ³	土 中		2	3.752	1.876	2.322	1.745	4.361	3.877	3.489
					3		1.251	1.566	1.352	3.380	3.005	2.704
					4		0.938	1.188	1.127	2.818	2.505	2.254
コンクリート製又は鋼板製根巻き	200×300 ×300		2	6.549	3.275	4.014	2.460	6.150	5.466	4.920		
			3		2.183	2.693	1.917	4.793	4.260	3.834		
			4		1.637	2.033	1.602	4.005	3.560	3.204		
	200×400 ×400		2	9.171	4.586	5.599	3.013	7.532	6.695	6.025		
			3		3.057	3.750	2.359	5.897	5.242	4.718		
			4		2.293	2.826	1.977	4.941	4.392	3.953		
	300×500 ×500		2	12.628	6.314	7.688	3.639	9.098	8.087	7.279		
			3		4.209	5.143	2.862	7.155	6.360	5.724		
			4		3.157	3.871	2.406	6.014	5.346	4.811		
	300×600 ×600		2	16.789	8.395	10.205	4.294	10.735	9.543	8.588		
			3		5.596	6.820	3.390	8.475	7.534	6.780		
			4		4.197	5.128	2.857	7.143	6.349	5.714		

表7-5 基礎耐力計算表

ガードレール (B種)

法肩からの距離 2m

地盤条件	基礎の形成 (mm)		支柱間隔 (m)	許容荷重		許容荷重の 標準尺への換算値 (t/m) $X=(Y+0.04417)/0.8270$	許容積雪重量 (t/m ²) $HW=-0.8824+\frac{\sqrt{15844X+0.6530}}{0.7922}$	雪密度による積雪深 (m)			
				(t)	(t/m)			t/m ² w=0.4	w=0.45	w=0.5	
N=5 C=4 t/m ² γ _a =1.8 t/m ³	土 中		2	1.308	0.654	0.844	0.898	2.246	1.996	1.797	
			3		0.436	0.581	0.701	1.752	1.557	1.401	
			4		0.327	0.449	0.592	1.480	1.315	1.184	
	コンクリート製 又は鋼板製根巻き	厚さ 巾 200×300 長さ ×300		2	2.824	1.412	1.761	1.460	3.649	3.243	2.919
				3		0.941	1.191	1.129	2.823	2.510	2.259
				4		0.706	0.907	0.942	2.356	2.094	1.885
		200×400 ×400		2	4.155	2.078	2.566	1.859	4.648	4.132	3.719
				3		1.385	1.728	1.442	3.605	3.204	2.884
				4		1.039	1.310	1.202	3.006	2.672	2.405
		300×500 ×500		2	5.943	2.972	3.647	2.318	5.796	5.152	4.637
				3		1.981	2.449	1.805	4.512	4.011	3.610
				4		1.486	1.850	1.507	3.768	3.349	3.015
N=10 C=8 t/m ² γ _a =1.8 t/m ³	土 中		2	2.616	1.308	1.635	1.391	3.477	3.091	2.782	
			3		0.872	1.108	1.076	2.691	2.392	2.153	
			4		0.654	0.844	0.898	2.246	1.996	1.797	
	コンクリート製 又は鋼板製根巻き	200×300 ×300		2	5.604	2.502	3.079	2.086	5.215	4.636	4.172
				3		1.868	2.312	1.740	4.350	3.866	3.480
				4		1.401	1.747	1.452	3.631	3.227	2.905
		200×400 ×400		2	8.227	4.114	5.028	2.823	7.058	6.274	5.646
				3		2.742	3.369	2.207	5.517	4.904	4.414
				4		2.057	2.541	1.848	4.619	4.106	3.695
		300×500 ×500		2	11.685	5.843	7.119	3.477	8.694	7.728	6.955
				3		3.895	4.763	2.732	6.830	6.071	5.464
				4		2.921	3.585	2.294	5.735	5.098	4.588

表7-6 基礎耐力計算表

ガードレール(C種)

法肩からの距離 2m

地盤条件	基礎の形成 (mm)		支 柱 間 隔 (m)	許 容 荷 重		許 容 荷 重 の 標 準 尺 へ の 換 算 値 (t/m) $X=(Y+0.0417)/0.8270$	許 容 積 雪 重 量 (t/m ²) $HW=-0.8824+\frac{\sqrt{1.5844X+0.6530}}{0.7922}$	雪密度による積雪深 (m)			
				(t)	(t/m)			t/m ²	W=0.4	W=0.45	W=0.5
N=5 C=4 t/m ² γ _s =1.6 t/m ³	土 中		2	1.272	0.636	0.822	0.883	2.207	1.962	1.766	
			3		0.424	0.566	0.689	1.723	1.531	1.378	
			4		0.318	0.438	0.582	1.456	1.294	1.165	
	コン ク リ ー ト 製 又 は 鋼 板 製 根 巻 き	厚さ 巾 200×300 長さ ×300		2	2.788	1.394	1.739	1.448	3.619	3.217	2.896
				3		0.929	1.177	1.120	2.801	2.489	2.240
				4		0.697	0.896	0.935	2.337	2.078	1.870
		200×400 ×400		2	4.119	2.060	2.544	1.849	4.623	4.110	3.699
				3		1.373	1.714	1.434	3.585	3.187	2.868
				4		1.030	1.299	1.196	2.989	2.657	2.392
		300×500 ×500		2	5.907	2.954	3.625	2.310	5.775	5.133	4.620
				3		1.969	2.434	1.798	4.495	3.996	3.596
				4		1.477	1.839	1.502	3.754	3.337	3.003
N=10 C=8 t/m ² γ _s =1.8 t/m ³	土 中		2	2.545	1.273	1.593	1.367	3.418	3.038	2.734	
			3		0.848	1.079	1.058	2.644	2.350	2.115	
			4		0.636	0.822	0.883	2.207	1.962	1.766	
	コン ク リ ー ト 製 又 は 鋼 板 製 根 巻 き	200×300 ×300		2	5.532	2.766	3.398	2.219	5.547	4.931	4.437
				3		1.844	2.283	1.726	4.315	3.835	3.452
				4		1.383	1.726	1.441	3.601	3.201	2.881
		200×400 ×400		2	8.155	4.078	4.984	2.808	7.021	6.241	5.617
				3		2.718	3.340	2.195	5.488	4.878	4.390
				4		2.039	2.519	1.838	4.594	4.084	3.675
		300×500 ×500		2	11.613	5.807	7.075	3.465	8.662	7.700	6.930
				3		3.871	4.734	2.722	6.804	6.048	5.443
				4		2.903	3.564	2.285	5.714	5.079	4.571

表7-7 基礎耐力計算表

ガードケーブル(A種)

法肩からの距離 2m

地盤条件	基礎の形成 (mm)		支柱間隔 (m)	許容荷重(Y)		許容荷重の 標準尺への換算値 (t/m) $X=(Y+0.001)/0.6417$	許容積雪重量 (t/m ²) $HW=-0.8824+\frac{\sqrt{1.5844X+0.6530}}{0.7922}$	雪密度による積雪深 (m)			
				(t)	(t/m)			W=0.4	W=0.45	W=0.5	
N=5 C=4 t/m ² γ _s =1.6 t/m ³	土 中		4	1.876	0.469	0.732	0.817	2.043	1.816	1.635	
			5		0.375	0.586	0.705	1.762	1.566	1.410	
			6		0.313	0.489	0.626	1.565	1.391	1.252	
			7		0.268	0.419	0.566	1.416	1.258	1.132	
	コンクリート製又は鋼板根巻き	厚さ 巾 200×300 長さ ×300		4	3.295	0.824	1.286	1.188	2.969	2.639	2.375
				5		0.659	1.028	1.025	2.561	2.277	2.049
				6		0.549	0.857	0.907	2.269	2.017	1.815
				7		0.471	0.736	0.820	2.049	1.821	1.639
	200×400 ×400			4	4.626	1.157	1.805	1.483	3.708	3.296	2.966
				5		0.925	1.443	1.282	3.204	2.848	2.563
				6		0.771	1.203	1.137	2.842	2.526	2.273
				7		0.661	1.032	1.027	2.566	2.281	2.053
	300×500 ×500			4	6.412	1.603	2.500	1.829	4.571	4.063	3.657
				5		1.282	1.999	1.585	3.962	3.522	3.169
				6		1.069	1.667	1.409	3.522	3.130	2.817
				7		0.916	1.429	1.273	3.183	2.830	2.547
N=10 C=8 t/m ² γ _s =1.8 t/m ³	土 中		4	3.752	0.938	1.463	1.293	3.233	2.874	2.587	
			5		0.750	1.170	1.116	2.790	2.480	2.232	
			6		0.625	0.975	0.989	2.473	2.198	1.978	
			7		0.536	0.837	0.893	2.233	1.985	1.786	
	コンクリート製又は鋼板根巻き	200×300 ×300		4	6.549	1.637	2.553	1.853	4.633	4.118	3.706
				5		1.310	2.043	1.607	4.017	3.571	3.214
				6		1.092	1.703	1.428	3.571	3.174	2.857
				7		0.936	1.460	1.292	3.229	2.870	2.583
	200×400 ×400			4	9.171	2.293	3.575	2.290	5.725	5.089	4.580
				5		1.834	2.860	1.991	4.978	4.425	3.983
				6		1.529	2.384	1.774	4.436	3.943	3.549
				7		1.310	2.043	1.607	4.017	3.571	3.214
	300×500 ×500			4	12.628	3.157	4.921	2.787	6.967	6.192	5.573
				5		2.526	3.938	2.431	6.078	5.403	4.862
				6		2.105	3.282	2.171	5.428	4.825	4.342
				7		1.804	2.813	1.971	4.927	4.379	3.941

表7-8 基礎耐力計算表

ガードケーブル(B種)

法肩からの距離 2m

地盤条件	基礎の形式 (mm)		支柱間隔 (m)	許容荷重(Y)		許容荷重の 標準尺への換算値 (t/m) $X=(Y+0.001)/0.6417$	許容積雪重量 (t/m ²) $HW=-0.8824+\frac{\sqrt{1.5844X+0.6530}}{0.7922}$	雪密度による積雪深 (m)			
				(t)	(t/m)			W=0.4	W=0.45	W=0.5	
N=5 C=4 t/m ² γ _s =1.6 t/m ³	土 中		4	1.308	0.327	0.511	0.644	1.611	1.432	1.288	
			5		0.262	0.410	0.558	1.395	1.240	1.116	
			6		0.218	0.341	0.497	1.242	1.104	0.993	
			7		0.187	0.293	0.452	1.129	1.004	0.903	
	コンクリート製又は鋼板根巻き 厚さ 巾 200×350 長さ ×350		4	3.440	0.860	1.342	1.222	3.054	2.715	2.443	
			5		0.688	1.074	1.054	2.636	2.343	2.108	
			6		0.573	0.894	0.943	2.334	2.075	1.867	
			7		0.491	0.767	0.843	2.106	1.872	1.685	
	300×450 ×450		4	5.020	1.255	1.957	1.563	3.908	3.474	3.126	
			5		1.004	1.566	1.352	3.380	3.005	2.704	
			6		0.837	1.306	1.200	3.000	2.667	2.400	
			7		0.717	1.119	1.083	2.709	2.408	2.167	
	350×550 ×550		4	7.000	1.750	2.729	1.933	4.833	4.296	3.866	
			5		1.400	2.183	1.677	4.193	3.727	3.354	
			6		1.167	1.820	1.491	3.728	3.314	2.983	
			7		1.000	1.560	1.349	3.372	2.997	2.697	
	N=10 C=8 t/m ² γ _s =1.8 t/m ³	土 中		4	2.616	0.654	1.021	1.019	2.548	2.265	2.039
				5		0.523	0.817	0.879	2.197	1.953	1.757
				6		0.436	0.681	0.779	1.947	1.730	1.577
				7		0.374	0.584	0.704	1.759	1.564	1.407
コンクリート製又は鋼板根巻き 200×350 ×350		4	6.820	1.705	2.659	1.902	4.754	4.226	3.803		
		5		1.364	2.127	1.649	4.123	3.665	3.299		
		6		1.137	1.773	1.466	3.666	3.258	2.933		
		7		0.974	1.519	1.326	3.314	2.946	2.651		
300×450 ×450		4	9.890	2.473	3.855	2.400	5.999	5.332	4.799		
		5		1.978	3.084	2.088	5.220	4.640	4.176		
		6		1.648	2.570	1.861	4.653	4.136	3.722		
		7		1.413	2.203	1.687	4.218	3.749	3.374		
350×550 ×550		4	13.720	3.430	5.347	2.930	7.325	6.511	5.860		
		5		2.744	4.278	2.558	6.395	5.685	5.116		
		6		2.287	3.565	2.286	5.715	5.080	4.572		
		7		1.960	3.056	2.076	5.191	4.614	4.152		

表7-9 基礎耐力計算表

ガードケーブル(C種)

法肩からの距離 2m

地盤条件	基礎の形式 (mm)	支柱間隔 (m)	許容荷重(Y)		許容荷重の 標準尺への換算値 (t/m) $X = (Y + 0.001) / 0.6417$	許容積雪重量 (t/m ²) $HW = -0.8824 + \frac{\sqrt{1.5844X + 0.6530}}{0.7922}$	雪密度による積雪深 (m)			
			(t)	(t/m)			W=0.4 t/m ²	W=0.45	W=0.5	
N=5 C=4 t/m ² T _a =1.6 t/m ²	土 中	4	1.272	0.318	0.497	0.633	1.581	1.406	1.265	
		5		0.254	0.397	0.547	1.368	1.216	1.094	
		6		0.212	0.322	0.488	1.220	1.085	0.976	
		7		0.182	0.285	0.444	1.111	0.987	0.889	
	コンクリート製又は鋼板根巻き	厚さ 巾 200×350 長さ ×350	4	3.410	0.853	1.331	1.215	3.038	2.700	2.430
			5		0.682	1.064	1.048	2.620	2.329	2.096
			6		0.568	0.887	0.928	2.321	2.063	1.856
			7		0.487	0.760	0.838	2.095	1.862	1.676
		300×450 ×450	4	4.990	1.248	1.946	1.557	3.894	3.461	3.115
			5		0.998	1.557	1.347	3.367	2.993	2.694
			6		0.832	1.298	1.195	2.988	2.656	2.391
			7		0.713	1.113	1.079	2.699	2.399	2.159
		350×550 ×550	4	6.970	1.743	2.718	1.928	4.821	4.285	3.857
			5		1.394	2.174	1.672	4.181	3.717	3.345
			6		1.162	1.812	1.487	3.718	3.305	2.974
			7		0.996	1.554	1.345	3.363	2.989	2.690
N=10 C=8 t/m ² T _a =1.8 t/m ²	土 中	4	2.545	0.636	0.993	1.001	2.502	2.224	2.001	
		5		0.509	0.795	0.863	2.157	1.918	1.726	
		6		0.424	0.662	0.764	1.911	1.699	1.529	
		7		0.364	0.569	0.691	1.728	1.536	1.382	
	コンクリート製又は鋼板根巻き	200×350 ×350	4	6.750	1.688	2.632	1.890	4.724	4.199	3.779
			5		1.350	2.105	1.638	4.096	3.641	3.277
			6		1.125	1.755	1.456	3.641	3.236	2.912
			7		0.964	1.504	1.317	3.292	2.926	2.633
		300×450 ×450	4	9.820	2.455	3.827	2.389	5.972	5.308	4.778
			5		1.964	3.062	2.079	5.197	4.620	4.158
			6		1.637	2.553	1.853	4.633	4.118	3.706
			7		1.403	2.188	1.679	4.198	3.732	3.359
		350×550 ×550	4	13.650	3.413	5.320	2.921	7.303	6.492	5.843
			5		2.730	4.256	2.550	6.375	5.667	5.100
			6		2.275	3.547	2.279	5.697	5.064	4.557
			7		1.950	3.040	2.070	5.174	4.599	4.139

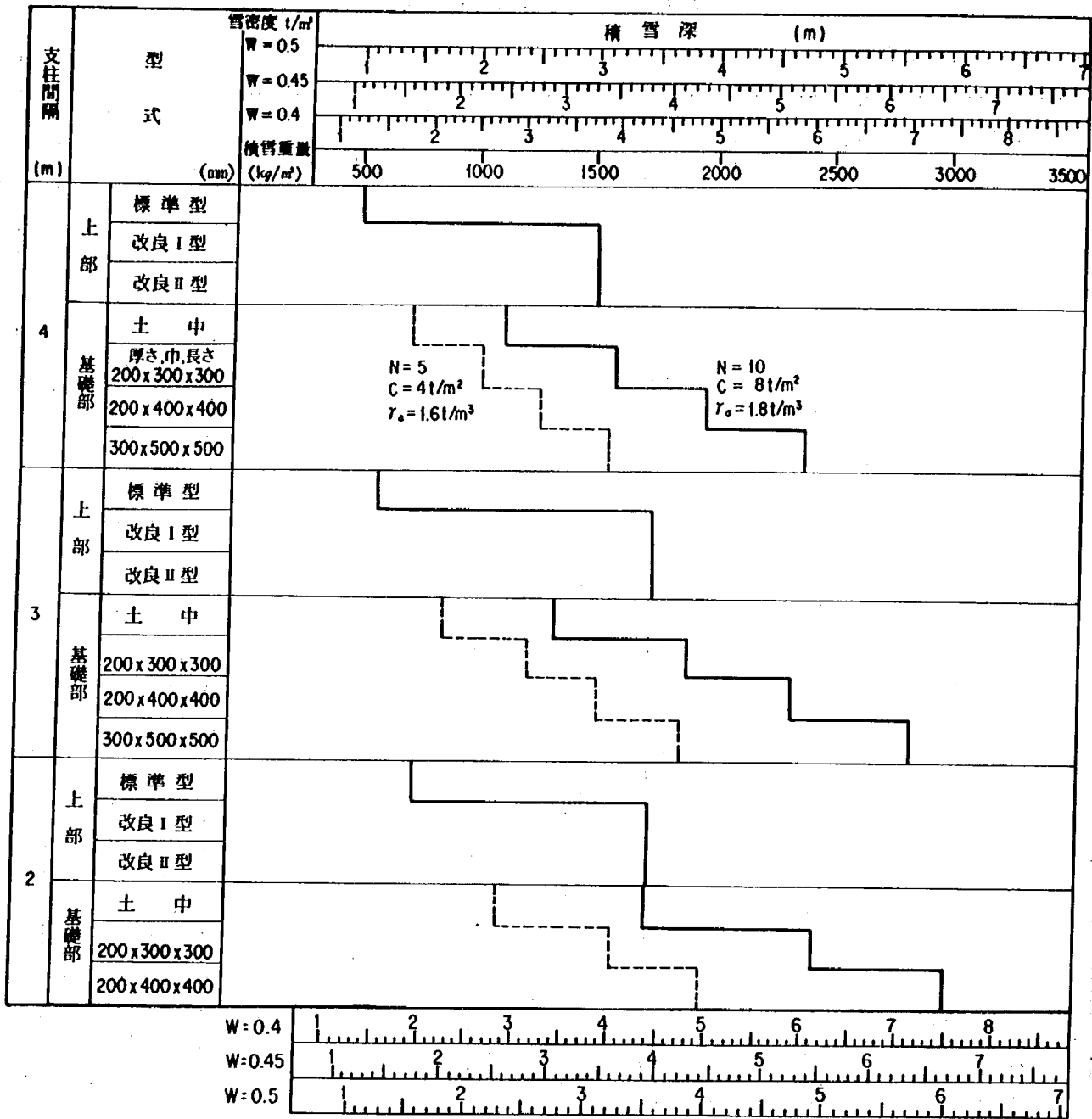


図7-2 ガードレールの積雪限界図(種別A)

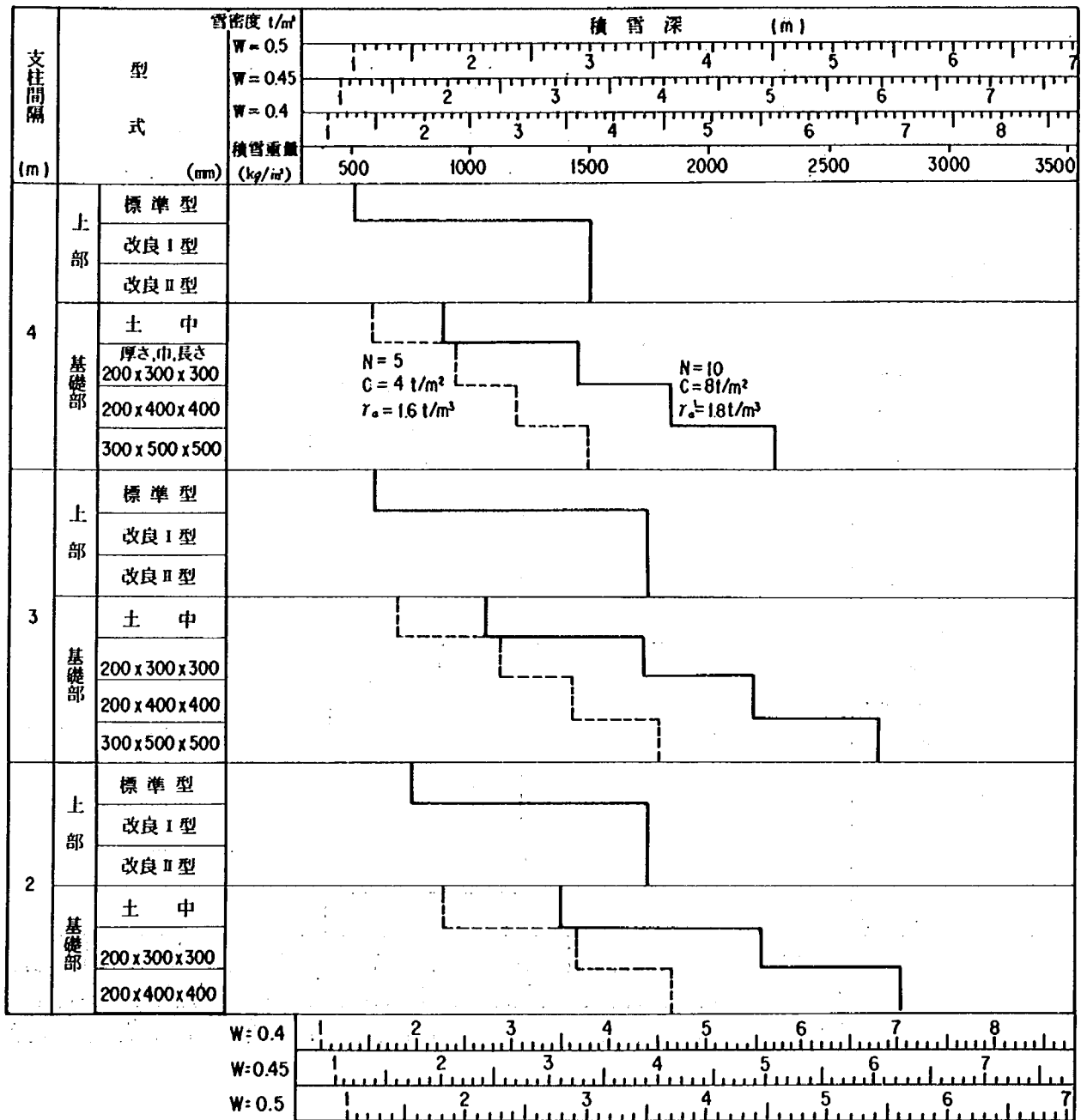


図7-3 ガードレールの積雪限界図(種別B)

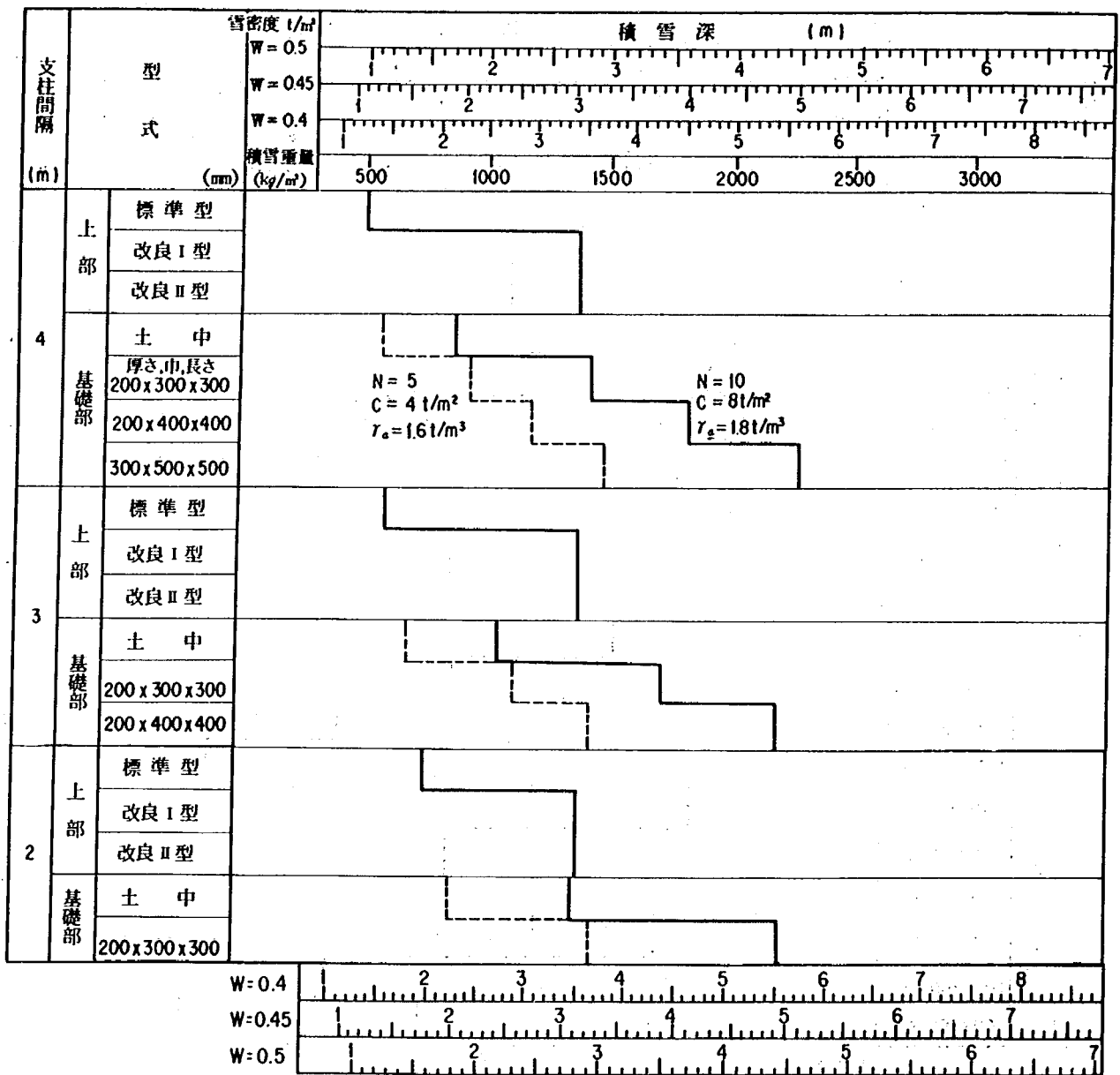


図7-4 ガードレールの積雪限界図(種別C)

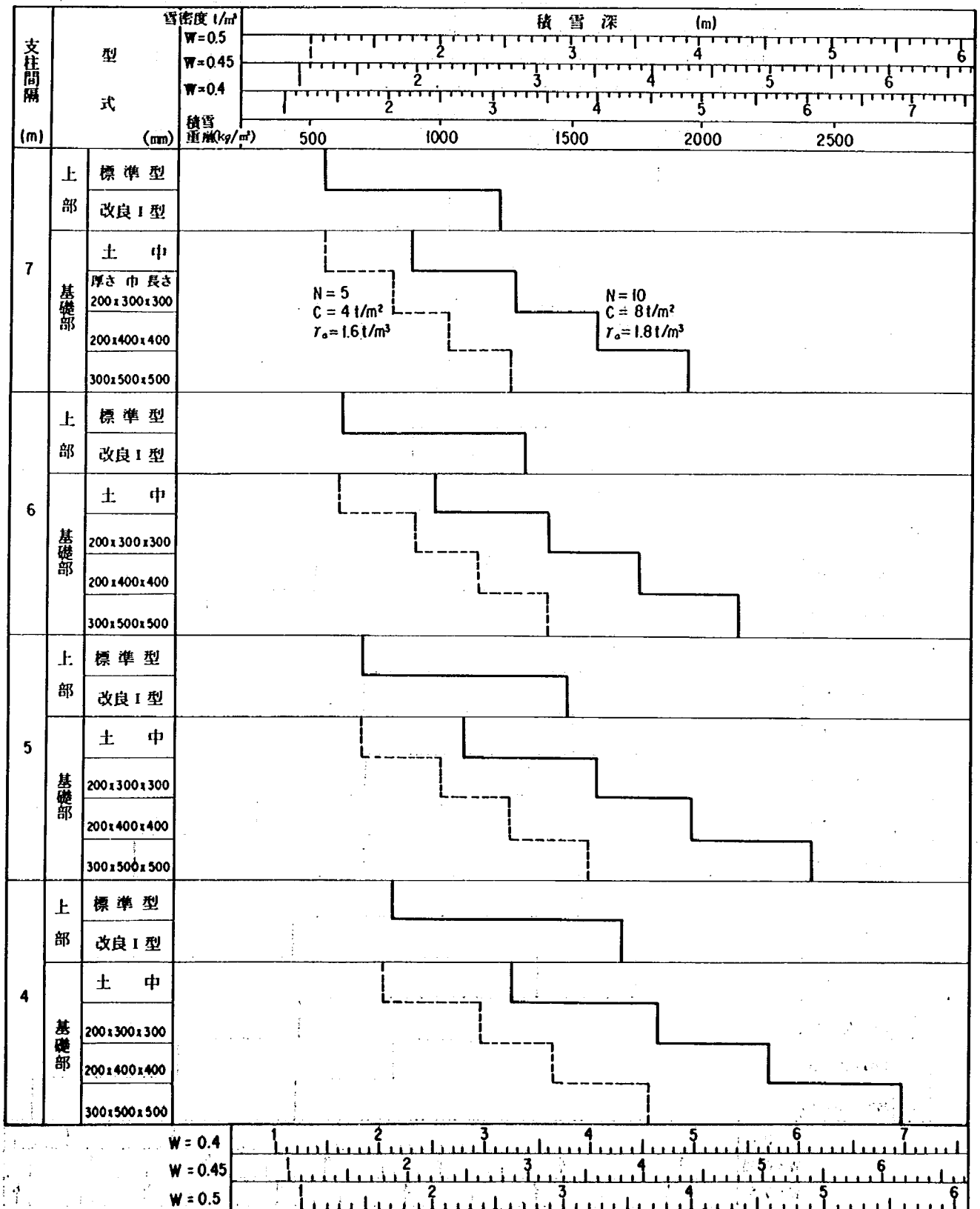


図7-5 ガードケーブルの積雪限界図(種別A)

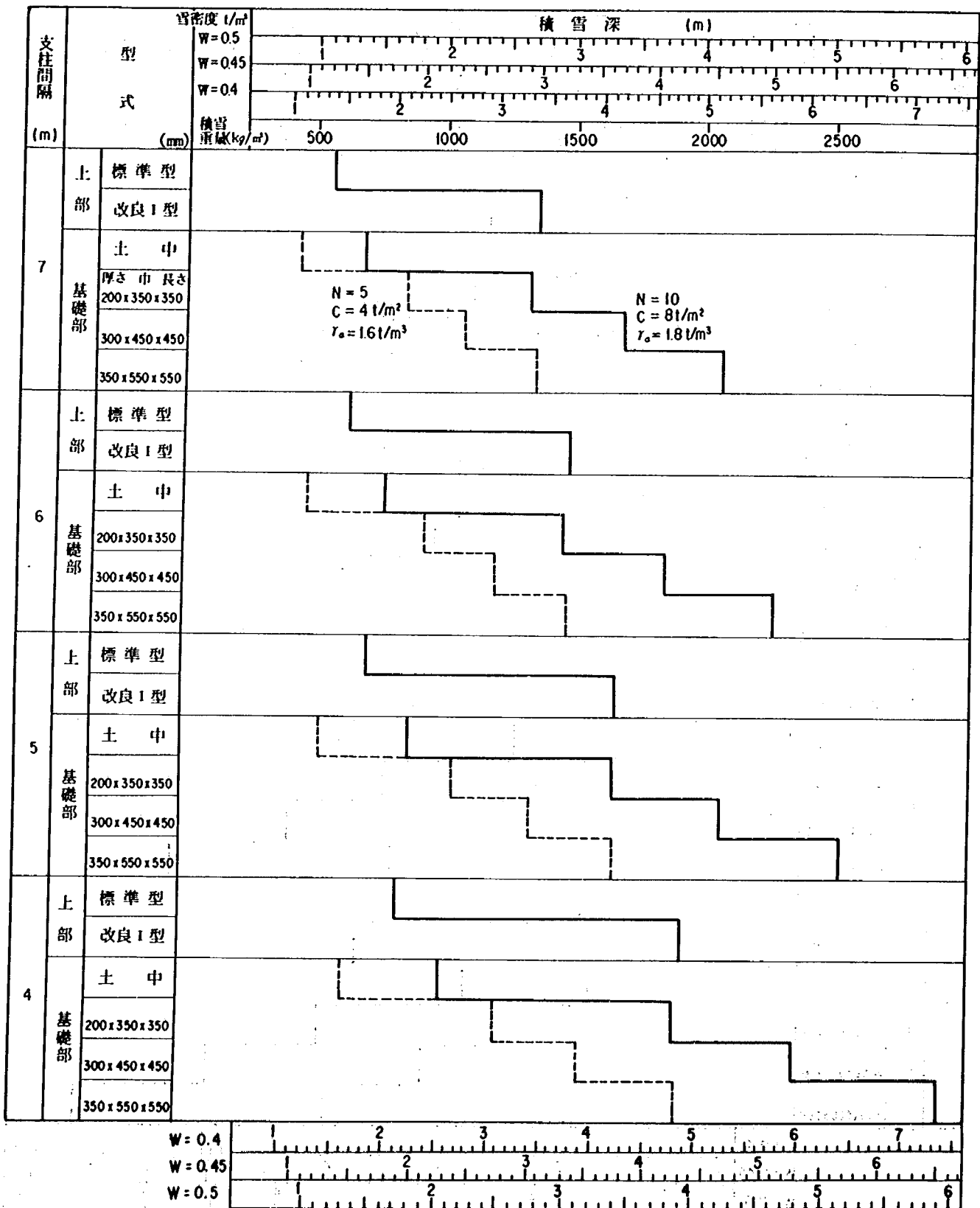


図7-6 ガードケーブルの積雪限界図(種別B)

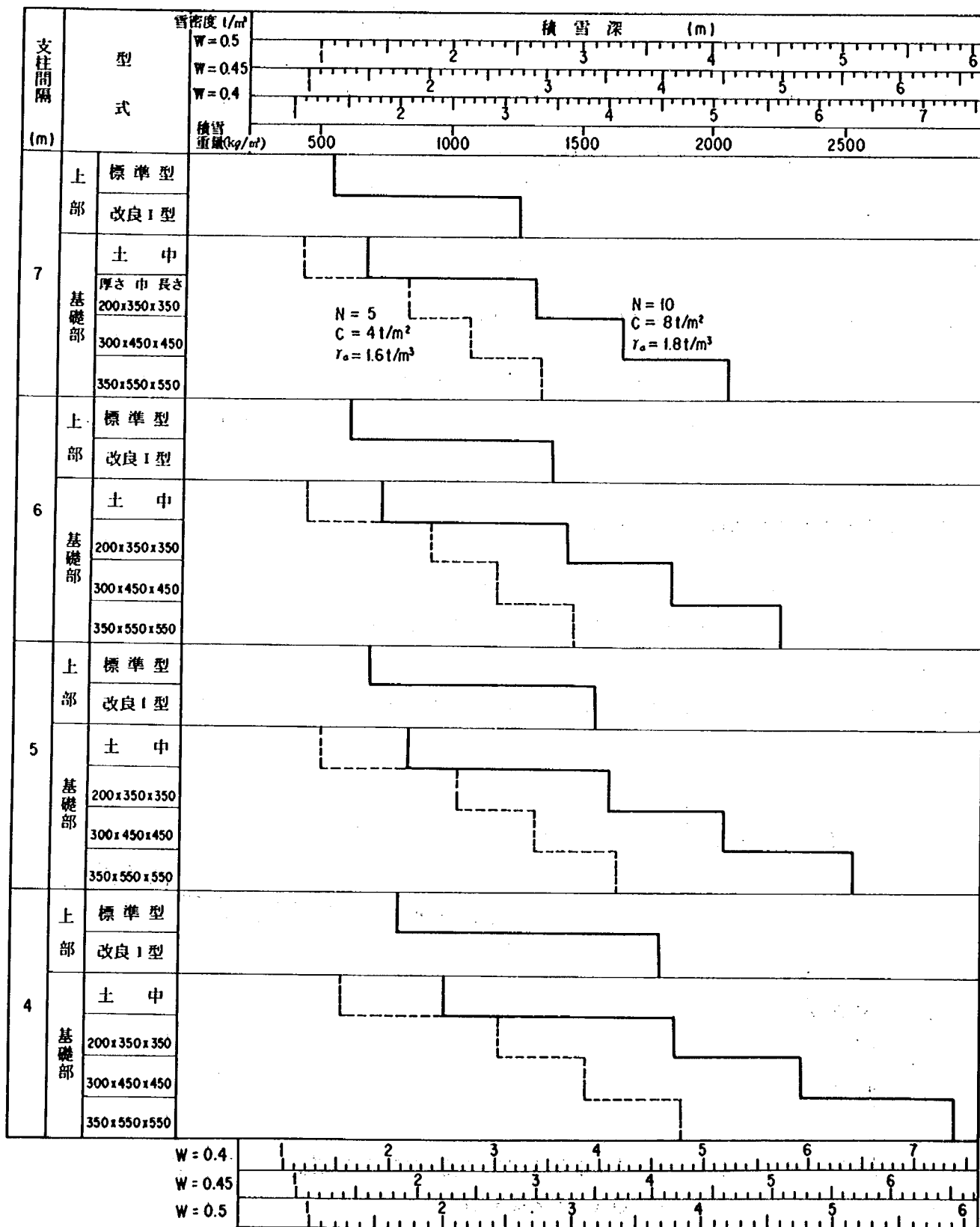


図7-7 ガードケーブルの積雪限界図(種別C)

第 8 章 今 後 の 課 題

今回作成した基礎構造を含む防護柵の耐雪限界図について今後の課題を示すと次のようになる。

8.1 合理的な選定図とするための各種荷重データ数値の信頼性の向上

この図の作成に用いたデータ数値は必ずしも全てが実験によって確認されたものではないので、今後は確認実験等によって信頼性の向上を図る必要がある。

8.2 防護柵の種別、型式による積雪限界図の妥当性

この積雪限界図における積雪深に対し、各種防護柵の耐荷力がカバーできる積雪深の範囲が偏らないこと。言い換えれば、図に示す段級の横の路面の長さが妥当な大きさとなるよう防護柵の耐荷力の範囲のバランスを調整することである。

8.3 地域的特性を配慮した雪密度の採用

雪の特性として積雪深はいうまでもなく、時間的経過による荷重増加等が種々考えられる。しかし、これらを数量的に取り扱うのは極めて困難なので、ここではこれらをまとめて雪密度という形で表わしている。したがって乾き雪地帯や湿り雪地帯で採用すべき、合理的な雪密度の値を更に調査する必要があるが、簡易な方法として図8-11に示すように積算暖度からの平均密度の換算式もあることを示しておきたい。

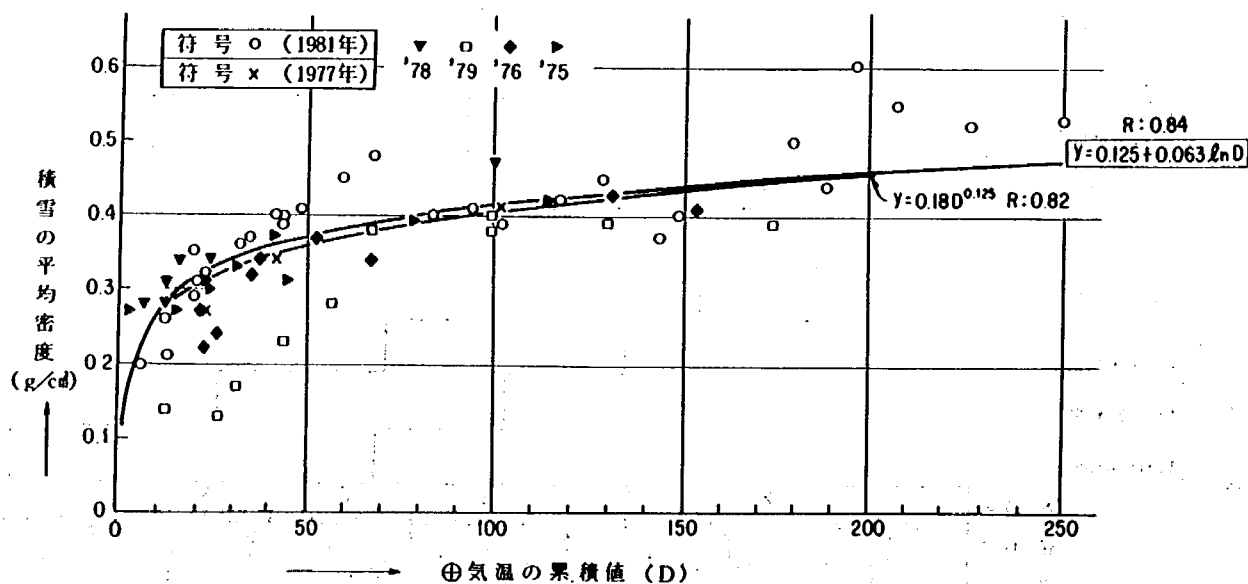


図 8 - 1 積雪の平均密度と⊕気温の累積値との関係

8.4 選定図表の今後の改良方針

今回ここに示した選定図表の作成方針は予想される積雪深に対応できる防護柵を選ぶにあたって、基礎の構造も含め、かなり自由度のある選定方法となるよう配慮したものである。今回ここに示した数値は一部実験により確かめたものがあるとはいえ、まだ現地の検証によって信頼性をチェックするところまでには至っていない。したがって今後は検証実験により、これらの数値の信頼性を高めるとともに、地域の特性に合った防護柵の選定ができるよう図の改良を行っていかなければならない。

8.5 地域と積雪深

防護柵の選定にあたっては地域の特性にあった設計積雪深を確定しなければならないが、これには確率洪水と似た考え方により、確率積雪深というべき年度を防護柵の耐用年限とあわせて考慮する必要がある。

8.6 水平力についての検討

水平力については、現在の段階ではその特性を究明するだけの資料が収集されていないことから、58年度のデータおよび59年度の調査によってその特性を把握する必要があり、防護柵に与える水平力の影響について検討を進めなければならない。

あ と が き

積雪用防護柵の開発を目的とした本調査研究は、過去5年にわたって行ってきたが、自然界の、しかも雪という極めて取り扱いにくい物質を対象としているため、資料の蓄積の点で今後も継続して調査研究を行う必要がある。

しかし、ここに示した調査研究の結果によって、積雪用防護柵の構造あるいは選定の考え方にひとつの方針を示すことができたのではないかと考えている。今後はこの資料整備の拡充、たとえば水平力の解明などに努力をほらうとともに、積雪用防護柵としての形状、強度等の標準仕様の決定も行わねばならない。この研究を実施するに当っては、建設省東北地建、北陸地建の各技術事務所および高田工事々務所の協力に謝意を表わすものである。

参 考 文 献

- 1) 「積雪寒冷地における道路の安全施設に関する破損実態調査」 土木研究所資料第1703号, 昭和56年6月, 建設省土木研究所
- 2) 「積雪寒冷地における防護柵に関する研究報告書(その1)」 土木研究所資料第1885号, 昭和57年12月, 建設省土木研究所
- 3) 「建築基礎構造設計規準・同解説」昭和56年3月, 建築学会
- 4) 「防護柵支柱の力学特性に関する研究」土木研究所資料第657号, 昭和46年9月, 建設省土木研究所

積雪寒冷地における防護柵に
関する研究報告書(その2)

ISSN 0386-5878
土研資料第2134号
昭和59年8月
道路部交通安全研究室
新潟試験所

キーワード 防護柵の雪圧, 支柱支持力,
支柱基礎, ブラケット, 防護柵選定手法

要 旨

本報告書は積雪地は積雪地用防護柵を開発するため
に雪圧, 支柱支持力等の現地観測を実施し, 雪圧に耐
える防護柵構造, および選定手法について検討を行い,
それについてまとめた。

郵便はがき

9 4 4 - □ □

40円切手
は
っ
て
下
さ
い。

建設省土木研究所
新潟試験所御中

新潟県新井市錦町二の六の八

No. 3



土木研究所資料第 2134 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印