

土木研究所報告

第 138 号

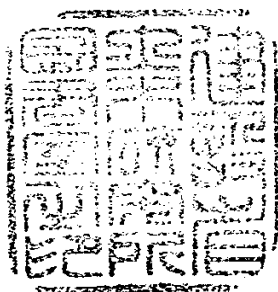
地震危険度の地域区分……………大久保忠良，寺島 敦…(1)

路面のすべり抵抗に関する研究(2)

——雪氷路面のすべりについて……………市原 薫…(19)

河川堤防強化による新治水方式について……………福岡正巳…(69)

擁壁の標準化と自動設計方式に関する研究……………中村慶一，富田 努…(75)



昭和 45 年 9 月

建設省土木研究所

地震危険度の地域区分

(昭和45年1月)

大久保忠良*

寺島敦**

The Zoning Map of Earthquake Risk

(January 1970)

by Tadayoshi Okubo
Tsutomu Terashima

Synopsis :

Zoning maps of earthquake risk currently used for various structures are based on H. Kawasumi's (1951) expectation map of earthquake risk (Kawasumi's map), but they are interfered with the artificial administrative division.

Zoning of earthquake risk is quite important for designing the aseismic structures. In the present paper, the writers proposed new zoning maps of earthquake risk based on the Kawasumi's map and added to it the distribution of earthquake intensities observed in the major earthquakes after the Kantō Earthquake in 1923. The criterion of zoning is composed of 8 classes in combination of the Kawasumi's map and the intensity distribution observed in the major earthquakes.

In the new maps, Japan was divided into 4 divisions by recombining the criterion without taking account of the administrative division.

For practical purposes, it might be better to change the number of zoning which was used in this paper. A too small number of zoning, however, might possibly lose the regional characteristics of earthquake risk.

The writers wish that this paper will accelerate the progress of the method on aseismic design of structures.

要 旨

構造物の耐震設計の基礎となる地域別地震危険度については、河角の震度期待値マップに基づいて、構造物の種別ごとに大勢的には同じであるが、細部においては異なる規準が用いられている。これらの規準は、元来不整形な分布を持つ等震度値曲線を単に地震のマグニチュードと震央あるいは震源距離のみによって定まるとして求めた震度推定値に立脚していること、都道府県等の行政区分に従って地震危険度の地域区分を行なっていることなど不十分な点を有している。

本研究においては、最近の大地震における実際の震度分布により河角の震度期待値マップを修正し、行政区分などの人為的区分を除外した地震危険度の4段階の地域区分を提示した。従来用いられた規準と比較すると、北海道東南部、青森県八戸市付近、岩手および宮城県の太平洋岸、高知平野および九州東岸で危険度が高くなっており、兵庫県西部、岡山、広島、島根各県で低くなっている。

構造物の耐震設計に当たっては、本研究で提示した4段階の区分をさらに統合することも必要であろう。しかしながら、あまりに数少ない区分はかえって地震危険度に対する地域的特性を見失うことになる。本研究が耐震

* 構造橋梁部構造研究室長
** 構造橋梁部研究員、理博

設計法の合理化の一助となることをねがう次第である。

キーワード (地震危険度, 耐震設計)

目 次

1. 緒 言	2	6. 既往地震の震度分布	13
2. 世界の地震活動性	2	7. “河角マップ”に最近45年間の震度分布を 加味した新しい地震危険度	13
3. 日本の地震活動性	3	8. 考 察	18
4. 河 角 マ ッ プ	4	9. 結 語	18
5. 各分野における地震危険度	5		

1. 緒 言

最近, 耐震工学の分野では, 地震動に対する構造物の動的応答を考慮した設計方法が発達しつつあるが, これと同時に地震危険度に対する関心が急速に高まってきた。

現在のところ河角マップを初め, それを参考にした多くの地震危険度が考えられているが, まだ完全なものとは言えない。

そこで, 河角マップと最近における実際の震度分布とから, 新しい地震危険度を考えてみた。

2. 世界の地震活動性

地震は, 日本各地で日常さはんじのごとく大小取り混ぜて発生している。世界全体をながめた場合, 地震の震

央は図-1のごとき分布をしている。この図は1950~1960の11年間の $M \geq 5$ の地震について調べたものである。この図からわかるごとく, 主として特定の地域に帯のごとく細長く分布している。この事について, 現在もっともらしい仮説とそれを実証するような観測結果が得られつつあるが, ここでそれについて述べる余裕もなく, また本論とも掛け離れるので割愛する。しかし, 世界の震央分布を知っておくことも無だではないであろう。

図-1からわかるごとく, 地震は大陸および大洋にも発生するが, 主として大陸と大洋との境界に発生する。一口に言って, 地震は地かくおよびマントルの不安定な地域に発生すると言える。

図-1から地球上の地震活動の盛んな地域として, 次の各地域を指摘することができる。

(1) 環太平洋地震帯: すなわち, 日本列島をその中に

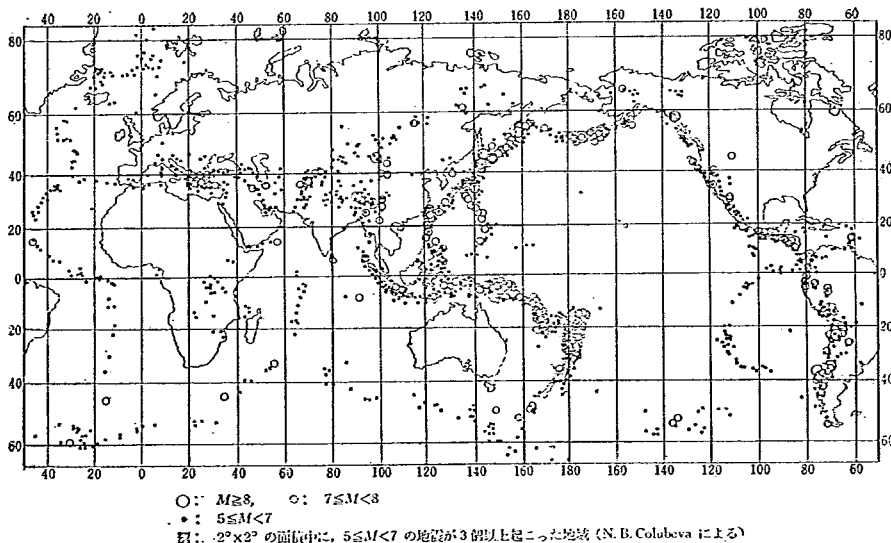


図-1 1950~1960年間の地震 ($M \geq 5$) の震央分布

すっぽり包み、太平洋をぐるりと取り囲む帯状の地震活動地区で、世界中に発生する地震のうち、

浅い地震(深さ 60km 以内) 約 80%
 中程度の深さの地震(深さ 60~300km) 約 90%
 深い地震(深さ 300km 以上) 約 100%

が発生している。

- (2) 地中海からアジア南部を東に走り、東南アジアで環太平洋地震帯と合流する地震の活動帯。
- (3) 海底を走る狭い帯域の中で発生する中程度以下の大きさの浅い地震の活動帯(大西洋の中央を南北に走り、アフリカの南をう回してインド洋にはいり、一部はインド洋で分岐して、オーストラリアの南を通過して太平洋にはいる)
- (4) アフリカ東部の地溝帯とシベリア北東部からバイカル湖付近を抜けてチベット北西部に達する活動帯。
- (5) はっきり帯状には見えないが、地震発生率の顕著に大きい中国奥地・ヒンズークシのような特殊な地域もある。これらの地域では、半径約 20km、深さ 220km 前後の場所に $M=5\sim 7$ の地震が約 50 年間に 100 回以上も発生している。

地球全体としては、大きな地震の起こらない地域の面積の方がはるかに広い。大陸の部分だけにかぎっても、カナダ、ブラジル、アフリカ、シベリヤ、南極大陸、オーストラリア、アラビア半島、インド半島、北欧などは安定な地域である。

もっとも、安定な地域とはいえ、小さな地震まで発生しないかどうかは今後に残された地球物理学的な興味のある問題である。現に、最近の北欧の地震記録によると、約 60 年間に約 1000 個の地震がスカンジナビア半島で発生しているにもかかわらず、住民達は地震動の経験を持っていない。

3. 日本の地震活動性

日本の地震活動性に目を転ずれば、日本列島は前述の

ごとく、環太平洋地震帯にすっぽりとおおわれている。ゆえに、日本にはたくさんの地震が発生しているのであるが、豊富な地震の資料から、日本付近の地震活動をより詳しく検討すれば、この狭い日本にも地震の発生しない地域もあることを見いだすことができる。

図-2は、1900~1950 年間に日本付近に発生した地震



図-2 1900~1950年間に起こった顕著およびやや顕著地震3147個の震央分布

の震央分布図である。日本の地震活動は大きく分けて、東北日本と西南日本とに区分することができる。また、表日本と裏日本とでもその違いを見ることができる。すなわち、東北日本では太平洋上にその震央を有し、ある地域にまとまって発生する傾向がある。いわゆる“地震の巣”が存在する。その顕著な例は、十勝沖、東北南部の海上から房総沖にかけてみることができる。一方、西南日本でははばくとしてその特徴をつかむことができない。また、表日本では主として震央が海上に分布しているが、裏日本では主としてその震央は陸上に分布している。

日本をその島弧に沿った垂直面に震源を投影したのが図-3である。図-3からも、東北日本と西南日本ではその起こり方を異にしている。東北日本では地かくには地震が発生しないのに反し、西南日本では主として地かく

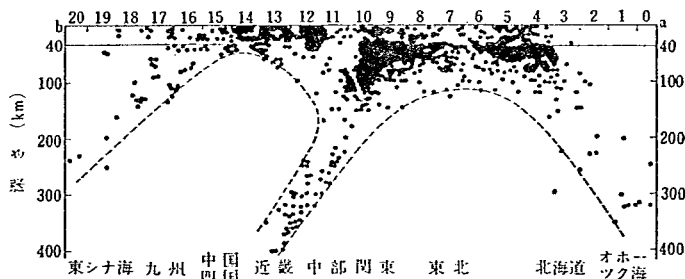


図-3 日本の島弧に沿った面に投影された震源分布(勝又護による)

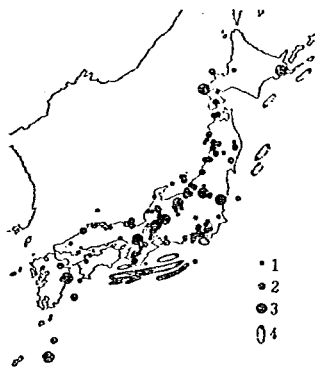


図-4 日本における破壊的大地震の震央分布
(今村明恒による)
(1, 2, 3はそれぞれ震源から20, 40, 60Km以内に全壊家屋を生じたもの。4は3より全壊家屋範囲の広がったもの)

中で発生している。

次に破壊的大地震について考えてみる。図-4は、日本における破壊的大地震の震央分布である。この図から、大地震は日本全体に様に分布しているが、特に顕著な地域として、

- (1) 日本の島弧の内側に沿って陸上を南下し、近畿から紀伊半島に抜ける線と、
- (2) 太平洋側を北海道の南東沖から三陸沖を通り、東京湾を抜けて南海道で終わる主として海底を通る線とがある。

安定な地域として、一見して図-2から北海道北部を指摘することができるが、他の地域については、これらの図からははっきりした地域を指摘することは不可能である。

以上のごとく、環太平洋地震帯にすっぽり包まれる日本も、細かくみると、各地域で異なった地震の起こり方をしている。ここに、工学的に地震現象をながめた場合、地震危険度についての関心が寄せられる理由がある。

4. 河角マップ

地震危険度について、第二次大戦後、土木・建築方面で強い関心が寄せられ、各分野において地震活動性と地盤構成とに応じた設計震度を採用すべく研究が進められた。

これらの研究の端緒となったのは、1951年に、Kawasumi³⁾によって成された、“Measures of Earthquake Danger and Expectancy of Maximum Intensity throughout Japan as Inferred from the Seismic Activity

in Historical Times”である。

Kawasumi は有史以来の破壊的地震の活動を調査し、日本各地の古来の震度別地震回数を求め、その平均ひん度に基づき、最高震度の期待値を計算した。Kawasumi の研究に使用された地震の数は約 340 個で、その震央分布は図-5に示すとおりである。

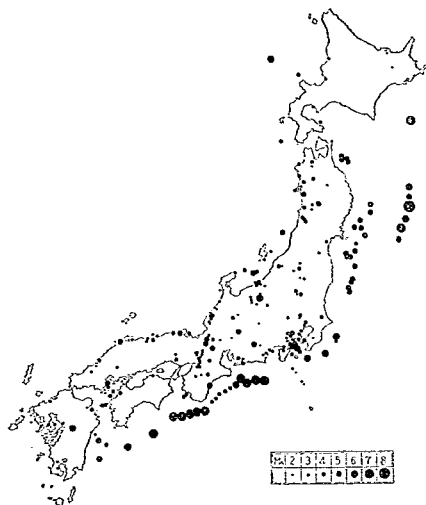


図-5 Kawasumi の研究に使用された主要な歴史的な地震の震央分布 (Kawasumiによる)

同じ論文で、Kawasumi は約 80 個の地震を用いて、地震の大きさと震央距離による震度との関係を導いた。

すなわち、

$$e^I = \left(\frac{100}{A} \right)^2 e^{M_K - 0.00183(I - 100)} \dots \dots \dots (1)$$

$$I = M_K - 2 \log_{10} \frac{r_0}{r} + 2K(\log_{10} e)(r - r_0) \dots \dots (2)$$

ここで、

I : 震度、 A : 震央距離、 M_K : 河角マグニチュード
 r_0 : 震源距離 100 km、 r : 震源距離、 K : 0.0192
であり、式 (1) は $A > 100$ km の地震に対して使用し、式 (2) は $r < 100$ km の地震に使用される。

これらの式を用いることにより、古記録から各地の震度を推定し、その地震の M_K を推定することができる。 M_K が決まれば、逆に各地の震度を式 (1) または式 (2) を用いて機械的に推定できる。

Kawasumi は、日本を経・緯度各半度ごとに区切り、350 点で代表させ、式 (1) および (2) を用いて、各点での震度 V 以上の震度別回数を調べた。図-6はその結果で、図中 A 図は震度 V 以上、B 図は震度 VI 以上、C 図は震度 VII について、各点での回数を示したものである。A・B 両図中のコンターは、震度 V 以上、および震度 VI

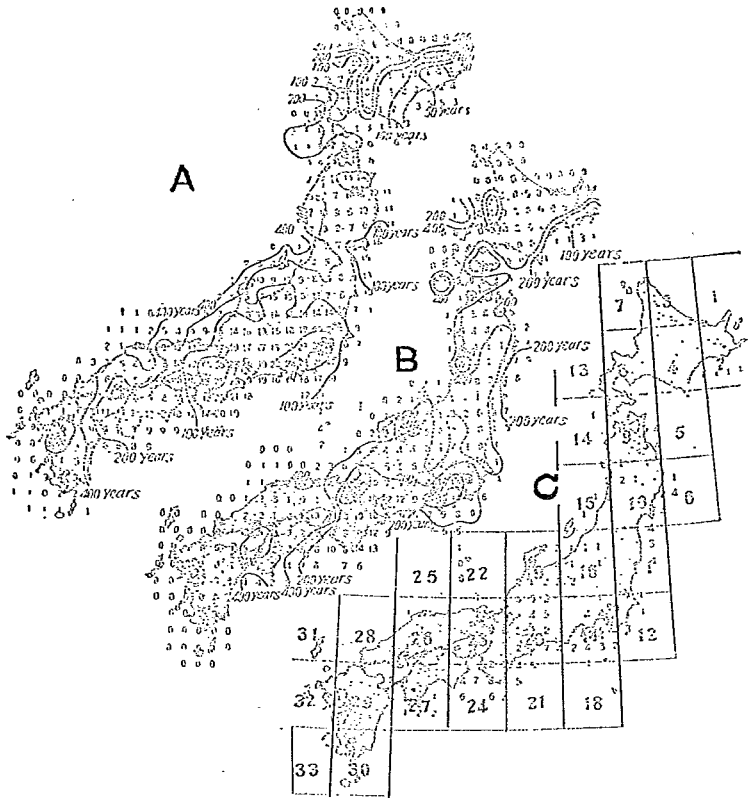


図-6 歴史的 地震により、各地で経験した震度 V 以上 (A)，VI 以上 (B) および VII (C) の回数。A・B 両図中のコンターは、震度 V 以上および VI 以上が何年に 1 回発生するかを示す等ひん度曲線 (Kawasumi による)

以上が何年に 1 回発生するかを示す等ひん度線である。

また、Kawasumi は図-6 を用いて、T 年間に期待される震度の期待値を計算し、その値を加速度に換算した。T として 75 年、100 年、200 年を用いて求めた結果が図-7 の A、B、C の図である。すなわち、この図は、75 年、100 年、200 年間に来襲の可能性がある地震の最高震度期待値の分布である (等値線の単位は gals)。

資料精度の点で問題はあるが、各分野で地震危険度を考える場合、常に引き合いに出されている、いわゆる“河角マップ”と略称されているのがこの図-7 である。わが国のように、過去の地震の記事が広く、かつ古くより整備されている国において初めて可能な統計的処理である。

5. 各分野における地震危険度

構造物の設計震度は、地震危険度 (地域別震度)、地震種別係数、重要度係数の兼ね合いで決めるようになっている。ゆえに、地震危険度は設計震度と密接な関係にあるので、ここで各分野における地震危険度について述べることは、各分野での設計震度の決め方を紹介することになるのはいない。

“土木構造物の耐震設計指針 (案)” (土木学会; 1965) によると、日本は 2 地域に区分され、それぞれの地震危険度は、0.15 および 0.20 と定められている (図-8)。図-8 は、地震危険度の大小を河角マップ (75 年) の 100~150

表-1 “土木構造物の耐震設計指針 (案)” (土木学会; 1965) による地震種別係数

地震種別	第 1 種地震	第 2 種地震	第 3 種地震	第 4 種地震
係 数	0.8	0.9	1.0	1.2

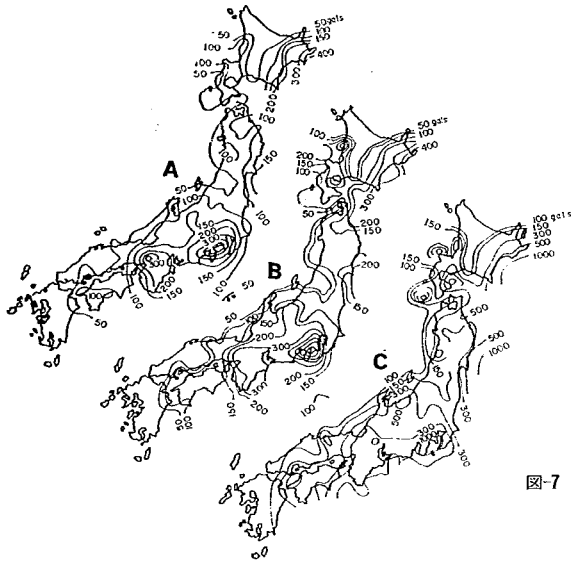


図-7 75 (A) , 100 (B) および 200 (C) 年間に来襲の可能性がある地震の最高震度期待値の分布 (等値線の単位は gals) (Kawasumi による)

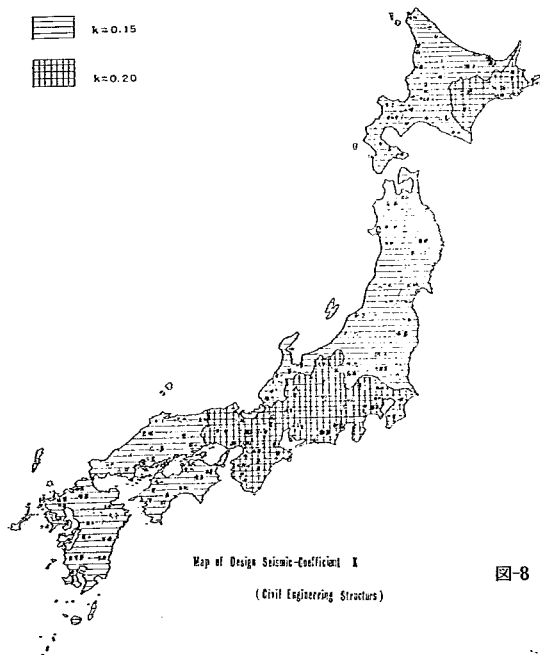


図-8 “土木構造物の耐震設計指針 (案)” (土木学会; 1965) による一般の土木構造物に対する地域別地震危険度

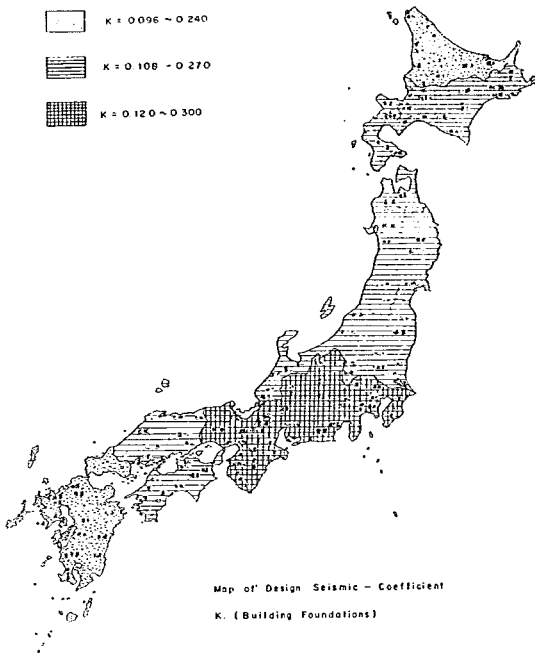


図-9 建築構造物に対する地域別地震危険度

gals の等値線と行政区分の兼ね合いで分けているように思われる。地盤種別係数は、表-1のごとく4階級に区分し、地盤の種類およびその厚さを考慮して表-2のごとく定めてある。重要度係数は4種に分けられ、表-3のごとき係数を定めている。高さに対する考慮として、地上10m以上の部分に対しては、高さ1m増すごとに設計震度を1%増加させるように規定している。また震度計算は水平震度を用い、鉛直震度を考慮する場合は、水平震度の $\frac{1}{2}$ を用いている。

建築工事ににおいては、河角マップ(100年)の期待値から、100 gals以下、100~200 gals、200 gals以上の3地域に行政区分を考慮して、地震危険度を図-9のごとく定めている。図中、設計震度に幅があるのは、表-4に示された地盤種別と構造の種別による。

国鉄で採用している地震危険度²⁾は、土木構造物の場合と同様に2地域に区分しているが、区分された地域は異なっている。この根拠について詳しいことはわからないが、設計震度としては、土木構

表-2 “土木構造物の耐震設計指針(案)”(土木学会; 1965)による地盤種別の規準

沖積層の厚さ	砂レキ (扇状地)	砂・粘土 (数の) (沖積層)	軟弱地盤		洪積層の厚さ	種 別
			$N=2\sim5$	$N<2$		
2m以下	第1種	第1種	第2種	第2種	10m以下	第1種
2~10m	第2種	第2種	第3種	第4種	10m以上	第2種
10~25m	第2種	第3種	第4種	第4種	表-3 “土木構造物の耐震設計指針(案)”(土木学会; 1965)による重要度係数	
25m以上	第3種	第4種	第4種	第4種		

表-3 “土木構造物の耐震設計指針(案)”(土木学会; 1965)による重要度係数

重要度係数	I	II	III	IV
	1.2	1	0.8	0.6

表-4 建築構造物の種別と地盤種別による震度の比率

地 盤 の 種 類		構 造 の 種 別			
		木 造	鉄骨造	鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造	その他の構造
第1種地盤	基盤、硬質砂レキ層等主として、第3紀以前の地層に属する地盤	0.6	0.6	0.8	1.0
第2種地盤	砂レキ層、砂混じり硬質粘土層、ローム層、主として、洪積層に属する地盤または広範囲に比較的厚い砂利層もしくは砂レキ層のある沖積層に属する地盤	0.8	0.8	0.9	1.0
第3種地盤	砂層、砂混じり砂利層、粘土層、泥土等、主として沖積層に属する地盤	1.0	1.0	1.0	1.0
第4種地盤	著しく軟弱な地盤で、沼沢地、泥海等を新しく埋め立てた地盤または特に深い軟弱な沖積層に属する地盤	1.2~1.5			

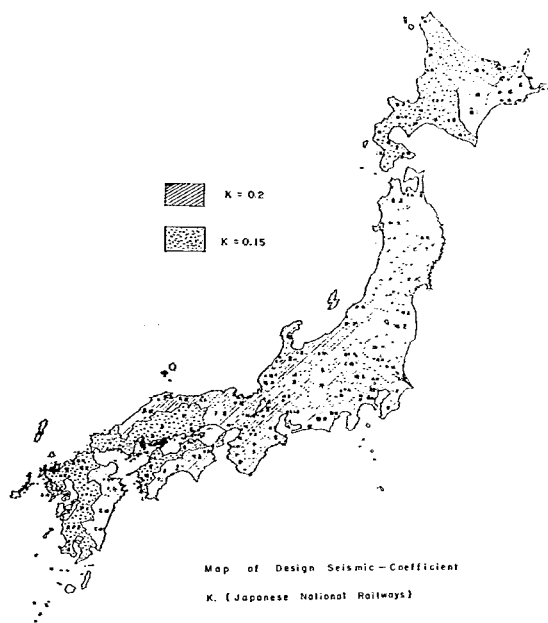


図-10 国鉄で使用されている地域別地震危険度

表-5 国鉄で使用されている地盤種別係数

地 盤 の 種 別		係 数
軟 弱	$N=0$ で厚層2m以上	1.2
	$N<2$ で厚層5m以上	
	$N<4$ で厚層10m以上	
普 通	洪積層および軟弱地盤を除く沖積層	1.0
岩 盤	第3紀以前の古期岩層	0.8

表-6 国鉄で使用されている地中における地盤種別係数

地盤別	深さ別	層の上面	層の上面から深さ20mの位置
		次の層の上面の値	
軟 弱	1.2	0.6	
普 通	1.0		
岩 盤	0.8		

地盤種別の説明は表-5と同じ

表-7 国鉄で使用されている線区係数

線 路 等 級	1 級 線	2 級 線	3 級 線	4 級 線
線 区 係 数	1.1	1.0	0.9	

造物の場合と同じ値を用いている(図-10)。国鉄でも、他の分野と同様に、地震危険度のほかに地盤別係数を定めている。他の分野と異なるのは、地中地盤の種類によっても別に係数を定めている点である。また、他の分野で重要度係数と言われているものに対応するものとして線区係数という言葉が用いられ、それぞれの線区の重要度を考慮する形となっている。高さに対する規定も土木構造物の場合と同様に定められている。地盤種別係数は表-5のごとく3区分され、地中における地盤種別係数も表-6のごとく3区分されている。表-6の具体的な使用例を図-11に示す。ある層の上面から20mまでは、その係数を一様に減じ、20mから次の層までは、次の層の上面の係数を用いるという方法である。地震危険度と地盤種別係数のほかに、他の分野の重要度係数に相当する線区係数は、表-7のように定められている。表-8は、地震危険度、地盤種別係数、線区係数のすべてを考慮した場合の設計震度の表である。設計震度に対する高さの考慮は、土木構造物の

場合と同様に、高さ10m以上の部分に対して、高さ1m増加することに設計震度を1%増加させるように規定されている。その具体的な例を図-12に示してある。图中的震度は小数第3位を4捨5入して小数点以下2けたまでの値を示した。

ダムの場合、地震危険度は2地域に分けられているが、他の土木構造物の場合と異なる点は秋田・山形両県で、危険度が高くなっていることである(図-13)。

表-8 国鉄で使用されている地域別地震危険度、地盤種別係数、線区係数のすべてを考慮した場合の設計震度

地 域 別	A			B		
	軟弱	普通	岩盤	軟弱	普通	岩盤
1・2級線	0.25	0.2	0.15	0.2	0.15	0.15
3級線	0.25	0.2	0.15	0.2	0.15	0.1
4級線	0.2	0.2	0.15	0.15	0.15	0.1

表-9 港湾関係の構造物に用いられている地盤種別係数

地盤種別	第1種地盤	第2種地盤	第3種地盤
係 数	0.8	1.0	1.2

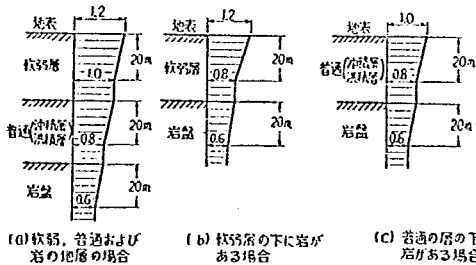


図-11

国鉄で使用されている地中における地盤種別係数の使用例（表-6参照）

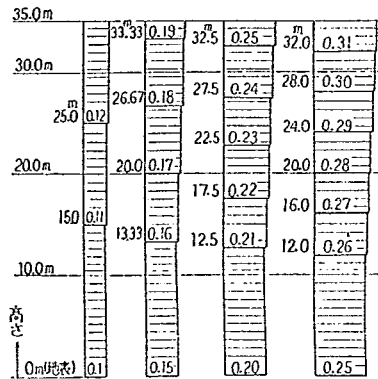


図-12

地域別地震危険度、地盤種別係数、線区係数および高さに対するすべてを考慮した場合の具体例

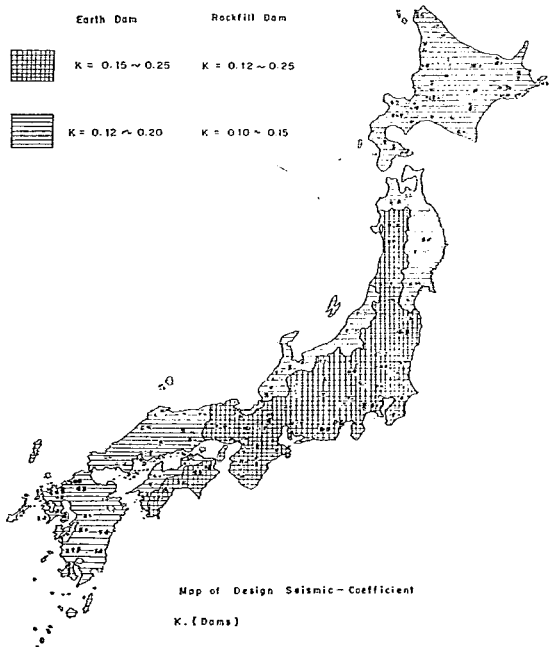


図-13

アース・ダムおよびロックフィル・ダムに対する地域別地震危険度

この図はアースダムとロックフィルダムについてであるが、地震危険度の値に幅があるのは、土質条件と重要性により決められる。

港湾関係では、表-9のごとく地盤種別係数を定め、その地盤区分は地層の種類と厚さによって表-10のごとく定めている。また、構造物の重要度に応じて表-11のごとき重要度係数も定めている。地震危険度は3地域に区分されている（図-14）。図に見られるごとく地震の多い、関東・東海と十勝付近に高い設計震度をを用いている。

表-10 港湾関係の構造物に用いられている地盤種別の規準

第四紀層の厚さ	砂レキ層	一般の砂・粘土地盤	軟弱地盤
5 m 以下	第 1 種	第 1 種	第 2 種
5 ~ 25m	第 1 種	第 2 種	第 3 種
25m 以上	第 2 種	第 3 種	第 3 種

表-11 港湾関係の構造物に用いられている重要度係数

重要度	I	II	III
係 数	1.5	1.0	0.5

上下水道関係では、河角マップ（75年）をそのまま使用し、他の分野で行なっているような地震危険度の作製はしていない。ただし、構造物の型や地盤種別も考慮して設計震度を決めた場合、その値が0.1以下の場合は、すべて0.1に格上げして用いることに決めている。

表-12 上下水道関係で用いられている構造物の種類と地盤種別による震度の比率

地 盤 種 別	浄水設備と 開 水 路	塔状構造物 と 導 水 橋	地 下 導 水 管
基盤と砂レキ層	0.4	0.5	0.3
洪 積 層	0.7	0.7	0.7
沖 積 層	1	1	1
軟 弱 地 盤	2	2	2

表-12は、地盤種別と構造物との兼ね合いによる係数を示したもので、設計震度は、この係数と河角マップ（75年）から決められる。

都道府県の道路橋について、どのような設計震度が用いられているかについては、土木研究所橋梁研究室がまとめたものがある（表-13）。設計震度として0.10~0.30が使用されているが、表-13の75.4%が0.20を使用し、16.9%が0.15を使用している。両者を合わせると、全

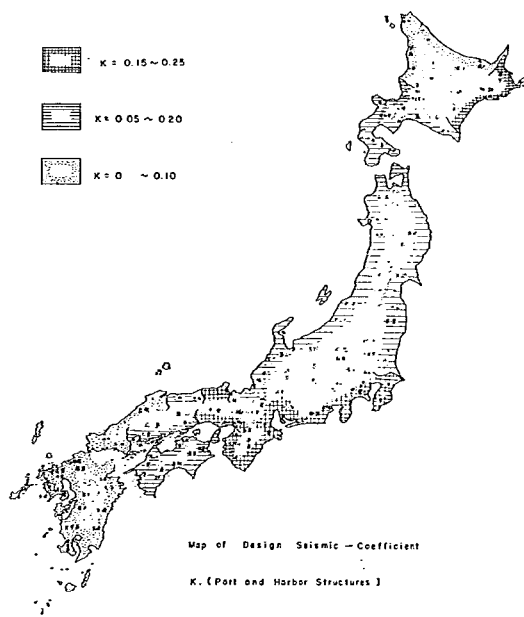


図-14 港湾構造物に対する地域別地震危険度

表-13 都道府県管理の道路橋の設計震度（昭和41年度工事分）

県名	K.H	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	計	県名	K.H	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	計
北海道								奈良				7			7
青森			1	8			9	和歌山				13			13
岩手				6			6	大阪				3			3
秋田	1			30			31	兵庫		1	28	0.26 1			30
山形				26	2		28	鳥取				22			22
宮城				10			10	岡山			8	8	1		17
福島			3	25		1	29	広島				5			5
群馬			11				11	島根			10	3			13
栃木				17			17	山口			6				6
茨城				7	3		10	香川							
埼玉	1			7	1	1	10	徳島			9	6			15
東京				2		3	5	高知				13			13
千葉				12	10		22	愛媛				10			10
神奈川				5			5	福岡	10	12		3			25
山梨				10			10	佐賀			6				6
新潟				32	5		37	長崎			4				4
富山				10			10	熊本			16	3			19
岐阜				11			11	大分			3	19			22
長野								宮崎				30		1	31
静岡				22			22	鹿児島			19				19
愛知				12	4	4	20								
石川			1	10			11	合 計	12	111	495	27	12	657	橋
福井				21			21	注： 1) 2 県にまたがっているのは2 橋とした。							
三重			1	17			18								
滋賀				13			13								
京都				9		2	11								

橋の約92%になる。この表から、全国的に道路橋の設計震度は0.15または0.20であるが、設計震度を0.25および0.30としている橋は、その約75%が茨城、東京、千葉、新潟、愛知に集中している。新潟で5橋も設計震度0.25を用いているのは、新潟地震の生々しい被害を反映していると思われる。設計震度0.30だけについてみると、東京と愛知だけで8橋、すなわち過半数を占める。この表をながめた場合、地震活動が盛んであると思われる地域は設計震度0.20より大きな値を用いている。

その例として、東京、千葉、愛知をあげることができる。比較的地震活動が静かであると思われる、宮崎を除く九州地方および中国・四国地方では、設計震度として0.20すら使用していない県もある。かくのごとく、この表から橋の設計に当たって、地震危険度が考慮されているのを伺い知ることができる。

日本道路協会の道路橋下部構造設計指針では、ごく大まかに、地盤種別と地震活動の兼ね合いで、表-14のごとく簡単に決めている。より具体的な指針でなければ、こ

表-14 “道路橋下部構造設計指針”(日本道路協会)による地盤種別と地震活動性を考慮した設計震度

地盤	軟弱地盤	やや良好な地	良好な地盤
地域 しばしば大地震 が起きた地域	0.35~0.30	0.30~0.20	0.20~0.15
大地震が起 こったことのある 地域	0.30~0.20	0.20~0.15	0.15~0.10
その他の地域	0.20	0.15	0.10

地震の鉛直震度は0.1を標準とする。

これを適用する場合、多くの問題点が発生すると思われる。

“首都高速道路公団における耐震設計に関する規準”では、地域が首都と限られているため、地上および地中構

造物に対して、地盤種別のみでその設計震度を規定している(表-15)。

以上に各分野で使用されている地震危険度およびこれに関連した設計震度について紹介した。地震危険度については、多少の相違が認められるが、大部分の分野で“河角マップ”が参考にされ、ほぼ類似した地域区分がなされている。また、地盤種別係数や重要度係数も分野により多少の相違がみられるが、ほぼ類似した値を使用しているようである。重要度係数はさておき、自然現象を対象として決められた地域区分および地盤種別が各分野において多少の相違点をもつことはいささか奇異の感をいだかざるを得ない。将来、各分野に共通し、納得できる根拠のある地域区分および地盤種別に統一する方向に進むべきであると思われる。

1. Kanto	1923 Sep. 1 M; 7.9
2. Central Sagami	1924 Jan. 15 7.2
3. North Tajima	1925 May 23 7.1
4. North Tango	1927 Mar. 7 7.6
5. North Izu	1930 Nov. 26 7.3
6. Chikuma River, Nagano	1941 Jul. 15 6.6
7. Nosaka River, Tottori	1943 Sep. 10 7.4
8. Tonankai	1944 Jan. 13 8.3
9. Fukui	1948 Jun. 28 7.2
10. Inaichi, Tochigi	1949 Dec. 26 6.7
11. Off Tokachi, Hokkaido	1952 Mar. 4 8.2
12. Near Awashima, Niigata	1964 Jun. 16 7.5

Intensity VI(J.M.A. Scale), four times in 1925 and twice in 1927, were recorded at Toyooka in Hyogo Prefecture, by reference to "Rika nenpyo(1969)".

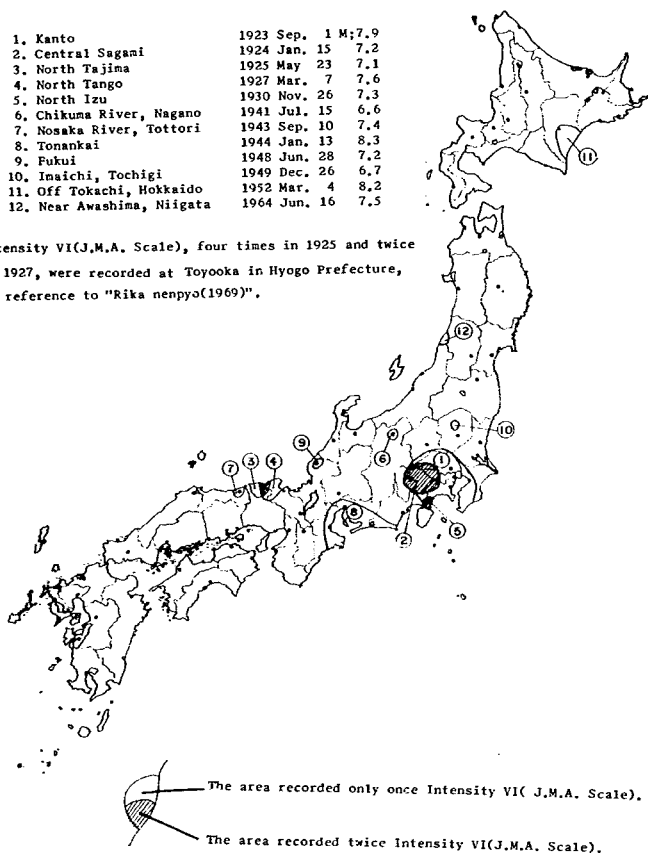


図-15 1923~1967年間に震度VI以上を経験した地域(1923~1967)

表-15 “首都高速道路公団における耐震設計に関する規程”の設計震度

震度	地盤	第1種	第2種	第3種	第4種
	地上	0.20	0.24	0.27	0.30
水平	地中	0.15	0.18	0.20	0.23
	鉛直	0.10			

地盤種別は地表を基準にとり、下表から求める。括弧内の値は、洪積層の厚さが10m以下の地盤に用いる。

洪積層の厚さ	地質		軟弱地盤	
	砂レキ	砂, 粘土	N値2~5	N値<2
0~2m	2 (1)	2 (1)	3 (2)	3 (3)
2~10m	3 (2)	3 (2)	4 (3)	4 (4)
10~25m	3 (2)	4 (3)	4 (4)	4 (4)
25~∞	4 (3)	4 (4)	4 (4)	4 (4)

6. 既往地震の震度分布

前節まで、世界および日本の地震活動性、歴史的地震から推定された日本各地の地震危険度を示す、いわゆる“河角マップ”、および工学の各分野で使用されている地震危険度とそれに関連した構造物の設計震度の算出の現状について述べてきた。本節では、筆者らが実施した1923年の関東大地震以後の主要な地震による震度分布の調査結果を説明する。この調査に使用した資料は“日本における大地震の記録”(験震時報, Vol. 22別冊, 気象庁(1957))と新潟地震の記録である。地震の数は前者の資料による50個と、これに新潟地震を加えて総計51個である。表-16は、用いた地震名とその発生時間、震央およびMを示したものである。

図-15は1923年から1967年までに震度VI以上を感じた区域を示したものである。その地震名、発生時間およびMを図中の左上に示し、各地震に付けられた番号が図中の震度分布に付けられた番号に対応する。この図に見るとおり、最近45年間に震度VIを経験した地域は北海道南部、関東南部、東海および山陰に集中している。

図-16は最近45年間に震度V以上を経験した地域を示したものである。図中の各地域に付けられた数値は震度V以上の経験回数を示している。また○印を付けられた数値は表-16の各地震に付けられた番号である。同図中に、“河角マップ(75年)”を重ねて描き込んである。

図-16から、最近45年間の震度V以上の震度分布と河角マップとを比較するとき、両者はほぼ似た傾向を示

すが細かく見た場合、そこに多少の相違を見ることが出来る。これは、“河角マップ”が歴史的地震を統計的に処理して得られた結果であるのに反し、他方は、最近のはんの45年間に得られた資料をもとにした震度分布であることに起因すると思われる。換言すれば、さいの目の出方の確率と実際の試行との差と類似な現象と思われる。ゆえに、そこにある程度の差が見いだされることはいたし方のないことである。

7. “河角マップ”に最近45年間の震度分布を加味した新しい地震危険度

“河角マップ”は非常に長期にわたる資料の統計的な取り扱いによって得られたものである。とはいえ、古文書などに記された資料と§4の式(1)および(2)を用いて各地の震度を推定しているため、そこに誤差が混入していると考えられる。一例をあげれば、これらの式から得られる震度分布は、震央を中心とした同心円になるはずであるが、実際には、図-15および図-16からわかるごとく複雑な分布をしている。

本調査では、長期にわたる資料を統計的に処理して得られた信頼度の高い“河角マップ”に、最近45年間に得られた実際の震度分布を加味して、言わば“河角マップ”の修正版とも言うべきものを作った。この修正版は従来の“河角マップ”よりも、より工学の分野で使いやすい形でその表現を試みたつもりである。表-17はその修正規程とも言うべきものであり、“河角マップ”の震度

表-17 新しい地域別地震危険度を作るための地域区分の規程

級別	河角マップ75年間の最高震度期待値	最近45年間にける震度Vの有無
1	50gal以下	無
2	50gal以下	有
3	50~100gal	無
4	50~100gal	有
5	100~150gal	無
6	100~150gal	有
7	150~200gal	有
8	200gal以上	有

期待値(75年)と最近45年間の震度分布からわかる震度Vの有無とから8階級に区分した。表-17の修正規程を用いて、図-16から新しい地震危険度の地域区分図ができる。この場合、8階級による区分図を作ること可能であるが、それではあまりにも煩雑に過ぎるきらいがある。ここでは、8階級を1, 2~3, 4~5, 6~8

表-16 本研究で、震度分布を調査した1923年の関東大地震以後の主要な地震

No.	Name	Date	Hour	Location		M	
				E	N		
1	Kanto	1923 Sep.	1	11 : 58	139 20	35 20	7.9
2	Central Sagami	1924 Jan.	15	5 : 50	139 12	35 30	7.2
3	North Tajima	1925 May	23	11 : 09	134 42	35 42	7.1
4	North Tango	1927 Mar.	7	18 : 28	135 06	35 42	7.6
5	Down Stream of the Arita River	1929 Nov.	20	14 : 54	135 06	34 06	6.2
6	North Izu	1930 Nov.	26	04 : 03	139 00	35 06	7.3
7	Off the Mouth of the Mabuchi River	1931 Mar.	9	12 : 49	141 54	40 36	7.5
8	West Saitama	1931 Sep.	21	11 : 20	139 18	36 00	6.7
9	Mouth of the Nii-kappu River	1932 Nov.	26	13 : 24	142 18	42 24	7.0
10	Sanriku	1933 Mar.	3	02 : 31	144 42	39 06	8.5
11	Noto	1933 Sep.	21	12 : 14	137 00	37 06	6.3
12	Shizuoka	1935 Jul.	11	17 : 24	138 24	34 59	6.7
13	Kawachi-Yamato	1936 Feb.	21	10 : 08	135 42	34 30	6.7
14	East Off the Cape of Shiriya	1936 Jun.	3	11 : 55	142 18	41 18	6.3
15	SSE Off the Cape of Nojima	1936 Oct.	26	00 : 30	140 06	34 24	6.9
16	Off Kinkazan	1936 Nov.	3	05 : 46	142 00	38 24	7.8
17	Nii and Shikine Is.	1936 Dec.	27	09 : 14	139 12	24 24	6.4
18	Yake Volcano, Niigata	1937 Jul.	4	00 : 23	138 03	36 51	5.2
19	Off Tanabe, Wakayama	1938 Jan.	12	00 : 12	135 12	33 42	7.2
20	ESE Off the Cape of Shioya	1938 May	23	16 : 18	141 30	36 42	7.6
21	Kutcharo Lake, Hokkaido	1938 May	29	01 : 42	144 18	43 36	5.9
22	East Off Fukushima Pref.	1938 Nov.	5	17 : 43	141 42	37 06	7.3
23	"	Nov.	5	19 : 50	141 42	37 12	7.7
24	"	Nov.	6	17 : 54	141 48	37 36	7.7
25	Hyuga Sea	1939 Mar.	20	12 : 22	131 48	32 24	6.8
26	Oga, Akita	1939 May	1	14 : 58	139 48	40 00	6.6
27	Off the Cape of Kamui, Hokkaido	1940 Aug.	2	00 : 08	139 06	44 18	5.9
28	Chikuma River, Nagano	1941 Jul.	15	23 : 45	138 16	36 42	6.6
29	Hyuga Sea	1941 Nov.	19	01 : 46	132 24	32 18	7.4
30	Off Hamamura, Tottori	1943 Mar.	5	04 : 50	134 06	35 42	6.8
31	Nosaka River, Tottori	1943 Sep.	10	17 : 37	134 12	35 30	7.4
32	Nojiri Lake, Nagano	1943 Oct.	13	14 : 42	138 12	36 48	6.3
33	Tonankai	1944 Dec.	7	13 : 35	136 12	33 42	8.3
34	Mikawa	1945 Jan.	13	03 : 38	137 00	34 42	7.0
35	Nankaido	1946 Dec.	21	04 : 19	135 36	33 00	8.1
36	Hidaka River, Wakayama	1948 Jun.	15	20 : 44	135 30	33 48	7.2
37	Fukui	1948 Jun.	28	16 : 13	136 12	36 06	7.2
38	West Tajima	1949 Jan.	20	22 : 25	134 36	35 36	6.5
39	Imaichi, Tochigi	1949 Dec.	26	08 : 25	139 42	36 42	6.7
40	Near Choshi, Chiba	1950 Apr.	17	01 : 19	140 54	35 48	6.0
41	Kumano River, Mie	1950 Apr.	26	16 : 05	135 48	33 48	6.6
42	Kujukuri Beach	1950 Sep.	10	12 : 21	140 30	35 18	6.6
43	Off Tokachi, Hokkaido	1952 Mar.	4	10 : 23	143 52	42 09	8.2
44	Daishoji, Fukui	1952 Mar.	7	16 : 32	136 12	36 28	6.8
45	Yoshino	1952 Jul.	18	01 : 10	135 49	34 27	7.0
46	NE Off Choshi, Chiba	1952 Oct.	15	09 : 10	141 24	35 54	5.7
47	Off Boso, Chiba	1953 Nov.	26	02 : 48	141 48	34 18	8.0
48	Off Choshi, Chiba	1954 Jul.	18	18 : 07	141 07	35 30	6.4
49	SE Off Choshi, Chiba	1955 Jul.	24	20 : 02	140 42	35 42	6.1
50	Mouth of the Edo River	1956 Feb.	14	09 : 52	139 54	35 42	6.0
51	Near Awashima, Niigata	1964 Jun.	16	13 : 02	139 11	38 21	7.5

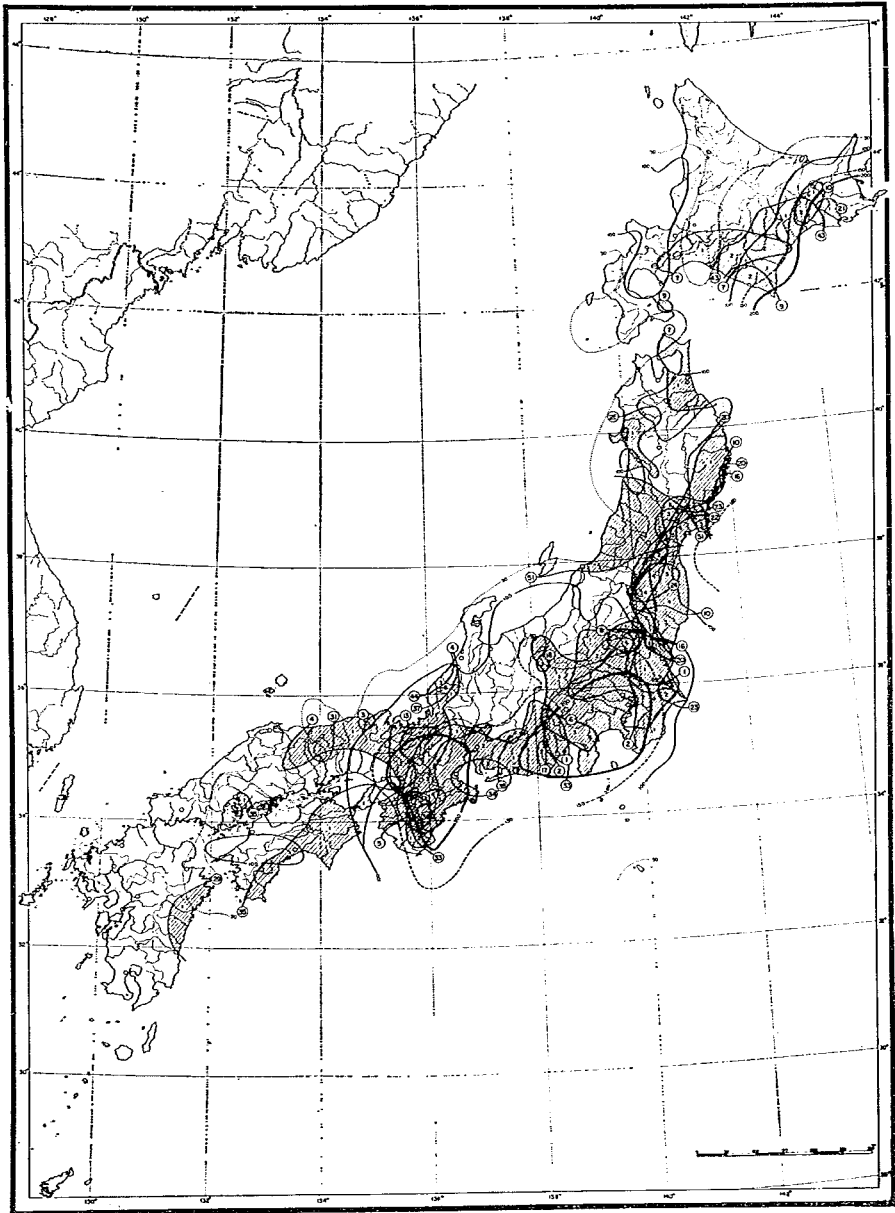


図-16 最近45年間に震度V以上を経験した地域

各地域に付けられた数値は震度V以上の経験回数を示す。○印を付けられた数値は表-16の各地震に付けられた番号である。“河角マップ(75年)”が重ねて描き込んである。

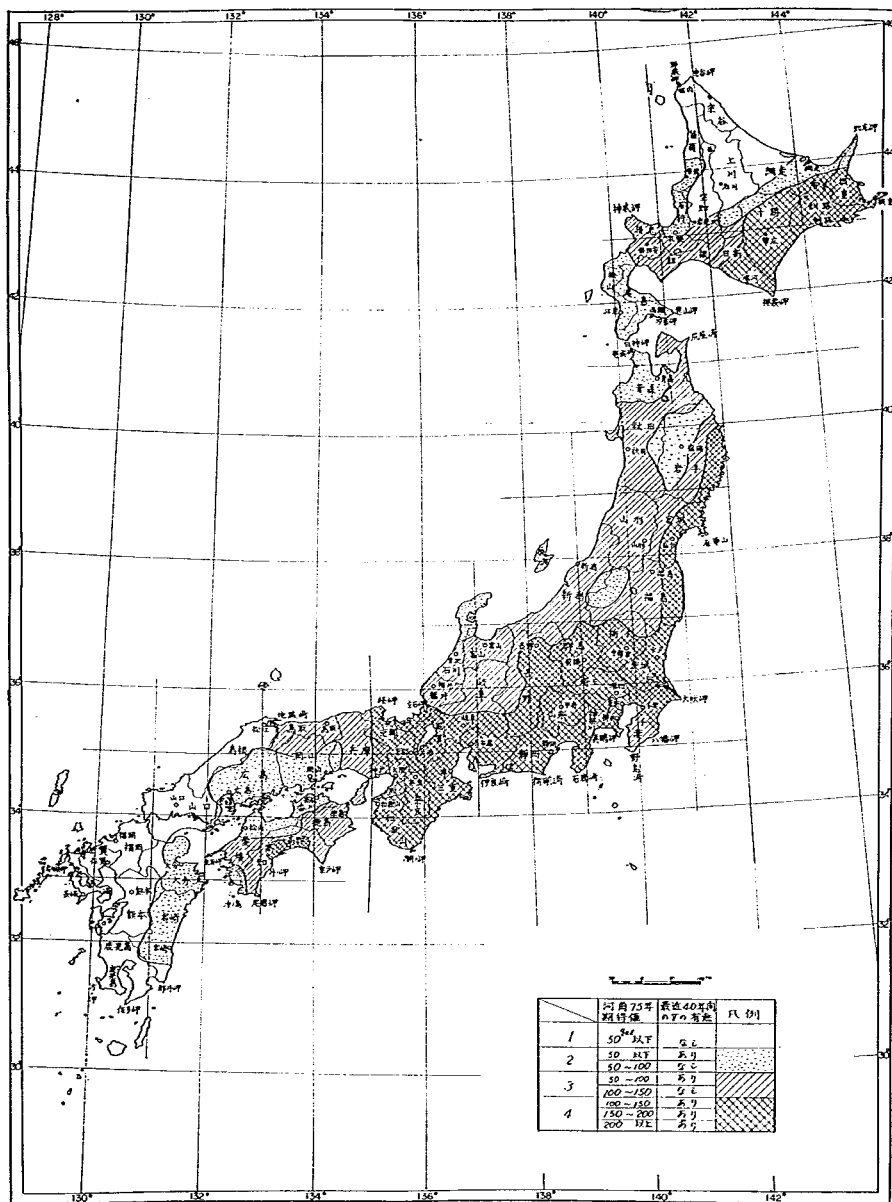


図-17 新しい地域別地震危険度 (その1)

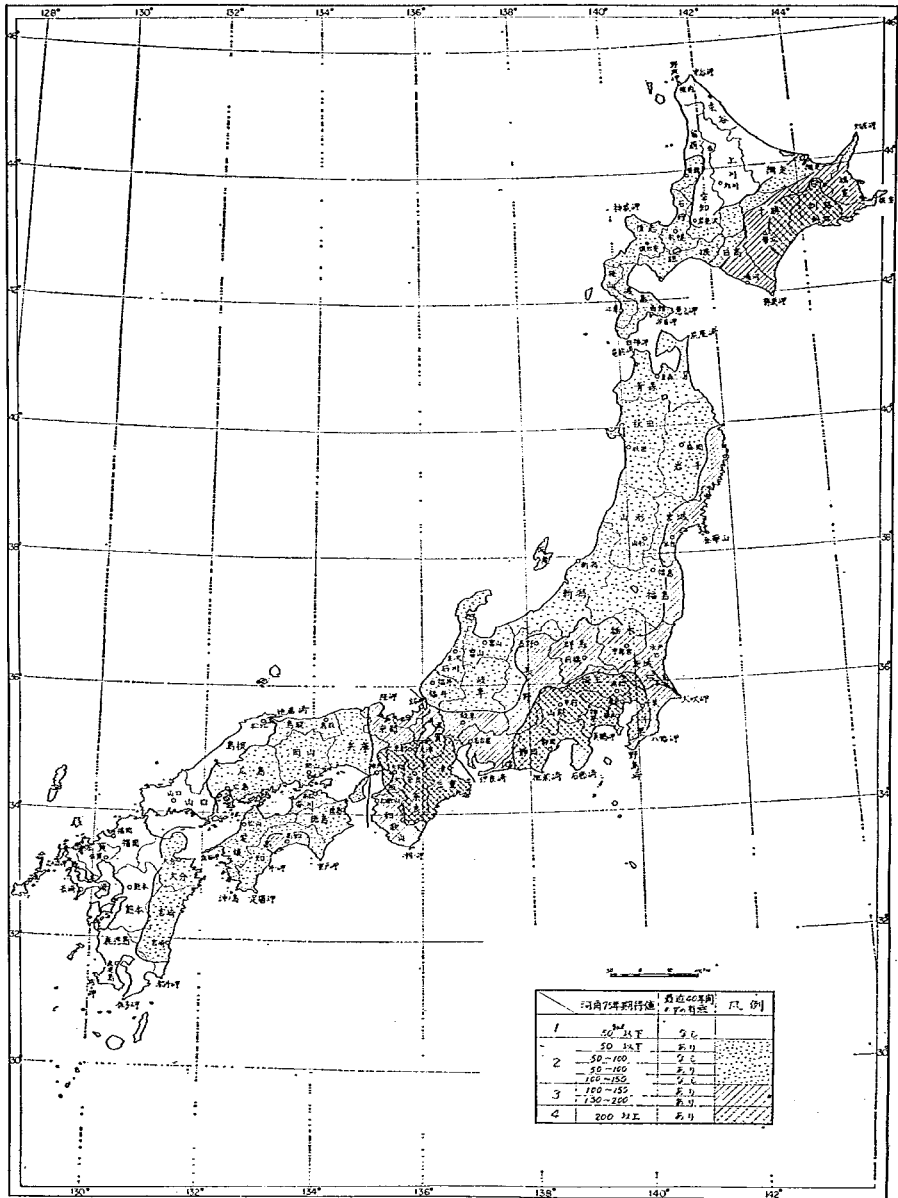


図-18 新しい地域別地震危険度 (その2)

および1, 2~5, 6~7, 8のごとくそれぞれをまとめにして, 8階級を4階級に区分したものを図-17および図-18に示した。

8. 考 察

“河角マップ(75年)”と最近45年間の震度分布の資料から, 表-17を用いて新しい地震危険度の地域区分図, 図-17および図-18を作製した。このような地域区分図は, 表-17のごとき修正規準の設定により, またその階級の組み合わせにより, 種々な模様の区分が可能である。本論文の修正規準を用いても, その階級の組み合わせ方により, 種々な地域区分図を作ることができる。本論文ではその中の2種類について示したに過ぎない。

図-17で, 表-17の級別2と級別3, および級別4と級別5をそれぞれ1地域にまとめたのは, 河角マップ50 gals以下で最近45年間に震度Vの経験がある級別2の地域と, 河角マップ50~100 galsで最近45年間に震度Vの経験がない級別3の地域を地震危険度に対して同じ重みを持つと仮定し, 表-17の級別4と級別5も同様に同じ重みを持つと仮定したからである。図-17と図-18のおもな違いは, 表-17の級別6から級別8までを1地域とするか(図-17), 2地域とするか(図-18)である。すなわち, 図-17は中程度の地震に対する地震危険度の地域的特徴を主として表わしているのに対して, 図-18は大地震に対する地震危険度の地域的特徴を主として表わしている。

本論文において, 地域を4区分したが, 現在の地震工学の立場から見て, これ以上に細かく区分することは工学的な利用価値を減ずるのではないと思われる。

現在の段階において, 長所か短所かつまびらかではないが, 本論文の地域区分図では加速度の値を付記していない。この図を使用する分野で適当な値を推定して使用できるように考慮したつもりである。これらの図は単に各地域の相対的な地震活動性の高低を示しているものである。

各地域の地震危険度を実際に使用する工学の立場から図-17および図-18をみた場合, “河角マップ(75年)”に最近の実際の資料を加えて修正してあるので, より信頼がおけ, しかも実際に使用しやすい便利な地図であると思われる。ただ, この地図の難点を述べるならば, “河角マップ(75年)”を修正するために使用した実際の資料の期間が少し短いことがあること, 震度Vの経験回数を考慮していないことである。また, 現在まで使用されていた地震危険度の地域区分は行政区分によって支

配されていた。全くの自然現象である地震活動を考慮して作られた地震危険度の地域区分が, 全く人工的な行政区分によって影響されるのは不自然である。本論文の地震危険度の地域区分図が, 自然現象を考える場合, 不自然な行政区分に支配されずに作られたことは大きな特徴であり進歩であろう。

9. 結 語

本論文は昭和44年4月15日, 東京文化会館で行なわれた“昭和44年度土木研究所講演会”の講演原稿に手を加えたものである。

本論文で作製された地震危険度の地域区分が, すべての地震工学者および地震工学に関心を持つ者を満足させるものでももちろんない。著者らも, 資料の不十分なこと, および震度Vの経験回数を考慮していない点などいまだ多くの不満をいだくものであるが, 本研究で作られた地震危険度の地域区分が, 比較的正直に地震活動を表現し得たことに消極的満足感を覚える。今後, 上記に述べたいくつかの点に改良を加え, より満足のいく地域区分図を作るつもりである。

最後に, 本研究が構造物の耐震設計法の合理化の一助となることをねがうとともに, 本研究に対する御助言, 御忠告および御批判をお願い申し上げる。

参 考 文 献

1. The Japan Society of Civil Engineers “Earthquake resistant design for civil engineering structures, earth structures and foundations in Japan” (1964)
2. 土木学会「土木構造物の耐震設計指針(案)」(1965)
3. Kawasumi, H “Measures of earthquake danger and expectancy of maximum intensity throughout Japan as inferred from the seismic activity in historical times”. Bull. Earthq. Res. Inst., 29, 461—482, (1951)
4. 中川恭次「建築基準法地震荷重の経緯とその改訂案について 4.2 地震力(建築編)」コンクリートジャーナル, 6, No. 5, 45—49 (1968)
5. 田村浩一「改正された設計震度」構造物設計資料, No. 16, 日本国有鉄道構造物設計事務所発行 (1968)

路面のすべり抵抗に関する研究(2)

— 雪氷路面のすべりについて —

(昭和45年1月)

市 原 薫*

Studies of Skidding Resistance on Road Surfaces (2)

—Road Surfaces with Snow or Ice—

(January 1970)

by Kaoru Ichihara

Synopsis:

This paper reports about skidding resistance coefficient between automobile tire and road surfaces with snow or ice.

Main contents, 1st, measurement and analysis of skidding resistance coefficient in two conditions when tire was braked and tire was driven to start. 2nd, discuss about correlation between these skidding resistance coefficients on snow or ice road and geometric design of road. 3rd, countermeasures for skidding resistance on snow or ice road.

Keywords (road surface, skidding resistance, snow and ice, friction, tire, brake, drive)

要 旨

雪氷のある路面と自動車タイヤの間のすべり摩擦抵抗について調査研究したものである。まずすべり摩擦抵抗については走行中に制動した場合と駆動開始時に分けて調査解析した。次にこれら雪氷路面のすべり摩擦抵抗係数から見た道路の幾何構造について述べる。さらに雪氷路面の対策工法とその効果について述べる。

キーワード (路面, すべり抵抗, 雪氷, 摩擦, タイヤ, 制動, 駆動)

目 次

1. 概 説.....(2)	(1) 塩化物散布路面のすべり摩擦係数.....(5)
[1] 一般路面と雪氷路面のすべりの関係.....(2)	(2) 砂, 碎石等散布路面のすべり摩擦係数.....(6)
[2] 路面積雪および凍結の原因.....(2)	[3] 雪氷路面のすべり抵抗と速度および温度との関係.....(6)
[3] 雪氷路面のすべり抵抗の測定法.....(2)	(1) 速度との関係.....(6)
(1) 一般的な測定法.....(2)	(2) 温度との関係.....(6)
(2) 駆動時のすべり摩擦測定法.....(2)	[4] 駆動時のすべり抵抗.....(9)
2. 雪氷路面のすべり抵抗の実測値とその諸性質.....(3)	(1) 駆動時のすべり摩擦係数.....(9)
[1] 雪氷路面のすべり抵抗の実測値.....(3)	(2) 駆動時と制動時のすべり摩擦係数の関係.....(10)
(1) 縦すべり摩擦係数.....(3)	(3) 停止時間と駆動摩擦係数.....(11)
(2) 横すべり摩擦係数.....(3)	[5] タイヤの種類とすべり抵抗.....(11)
(3) すべり率のある場合のすべり摩擦係数.....(3)	(1) タイヤの種類と縦すべり摩擦係数.....(11)
[2] 薬剤等散布路面のすべり抵抗.....(5)	

* 道路部長, 工博

(2) タイヤの種類と横すべり摩擦係数…(13)	[3] 薬剤散布法…(19)
(3) タイヤの種類とすべり率のある 縦すべり摩擦係数…(13)	(1) 薬剤による雪氷の融解…(19)
(4) タイヤの種類と駆動時のすべり 摩擦係数…(13)	(2) 薬剤によるすべり摩擦係数の増大…(21)
3. 雪氷路面のすべり抵抗と道路の幾何構造…(14)	(3) 薬剤使用に当たっての問題点…(21)
[1] 制動時のすべり抵抗と視距…(14)	[4] 電熱工法…(24)
[2] 駆動時のすべり抵抗と縦断こう配…(15)	(1) 電熱の利用について…(24)
(1) 駆動力と発進抵抗…(15)	(2) 電熱線による加熱…(24)
(2) 雪氷路面の発進可能こう配…(15)	(3) 赤外線による加熱…(35)
(3) 雪氷地区道路の縦断こう配の決定…(16)	(4) 電熱利用における自動制御およ び凍結予報…(36)
[3] 曲線部の横断こう配…(16)	[5] 散水消雪工法…(37)
[4] 合成こう配…(17)	[6] その他の工法…(38)
4. 雪氷路面のすべり対策…(17)	(1) スノーマルター…(38)
[1] 一般的な雪氷路面のすべり対策…(17)	[7] 雪氷路面のすべり対策の適用法…(38)
[2] 砂散布法…(18)	5. む す び…(38)
	別 表…(41)

1. 概 説

一般路面のすべりについては土木研究所報告 135 号の 3「路面のすべり抵抗に関する研究 (1)」において述べた。本報告はこれに引き続き雪氷路面のすべりに関する諸性質について述べるものである。したがってすべりに関する諸定義、一般論、タイヤ特性、車両運動などについてはここでは特に説明せず、前回の説明をそのまま用いるものとする。

[1] 一般路面と雪氷路面のすべりの関係

一般路面のすべりは舗装面とタイヤ表面との摩擦の問題であり、舗装を構成する骨材および結合材の性質とその構成状況とタイヤ表面との相関の問題であった。しかしいったん舗装面上に積雪があったり、表面水が凍結した場合のすべりはもはや舗装の表面性状にはほとんど関係なく、雪面とタイヤの間のすべりまたは氷面とタイヤの間のすべりの問題となる。しかもこれら雪氷面上のすべり摩擦係数は一般路面のすべり摩擦係数よりもはるかに小さく、発進不能、制動距離の増大など種々の問題の原因となるので非常に重要である。

[2] 路面積雪および凍結の原因

冬期間積雪寒冷な地方では道路が雪氷におおわれて、交通が不能または危険になることが多い。この対策として除雪と路面凍結対策が行なわれる。降雪が始まるとまず除雪が行なわれる。しかし除雪のあとにもいくらかの雪が残ることは避けられない。さらに除雪機械の通過の間に降り積もった雪は交通に踏み固められて次第に圧雪状態になっていく。また除雪を必要としないようなわずかの降雪もあり、一度除雪して路肩に捨てられた雪が、風その他によって路面にまきだされることもある。これ

らの状態を路面積雪という。

これらの雪が低温のために路面に凍り付いたものが普通に見られる凍結路面であり、これらの比重は0.1~0.5程度であって雪に近い圧雪状態である。次いでこれらの雪が日中の暖かい気温で融解し、その後の温度低下によって再び氷結するとか、降雨のあとに気温が低下して路面水が氷結する場合がある。これらは比重が1.0に近くすべりやすい氷となる。最もすべりやすい凍結は、地熱の放射その他の原因で地表面が氷点以下になった所へ、飽和状態に近い湿った空気が流れこみ、路面に凍結を起こしたものである。この種の凍結はわが国ではあまり起こらないが、ヨーロッパではしばしば起こる現象である。この種の凍結は最もすべりやすく危険であるので早急に対策を実施しなければならない。

舗装面に水分がない場合は温度が零度より降下しても何ら特別の影響は与えず、凍結現象ではないことに注意しなければならない。

[3] 雪氷路面のすべり抵抗の測定法

(1) 一般的な測定法

雪氷路面のすべり抵抗も一般路面と同様な装置で測定することができる。すなわち減速度法、制動停止距離法、トレーラー法(縦すべり法)および横すべり抵抗法法のいずれによっても測定することができる。本報告で用いたのは主として縦すべり法、および横すべり抵抗法であり、その他の方法も一部用いている。

(2) 駆動時のすべり摩擦測定法¹⁾

雪氷路面では制動時のほかに駆動時のすべり摩擦を測定する必要がある。図-1.1はこの方法を示す。図-1.1の状態においたのち、負荷車に制動をかけ、試験車のエンジンをふかしながら次第にクラッチを接続する。この場合

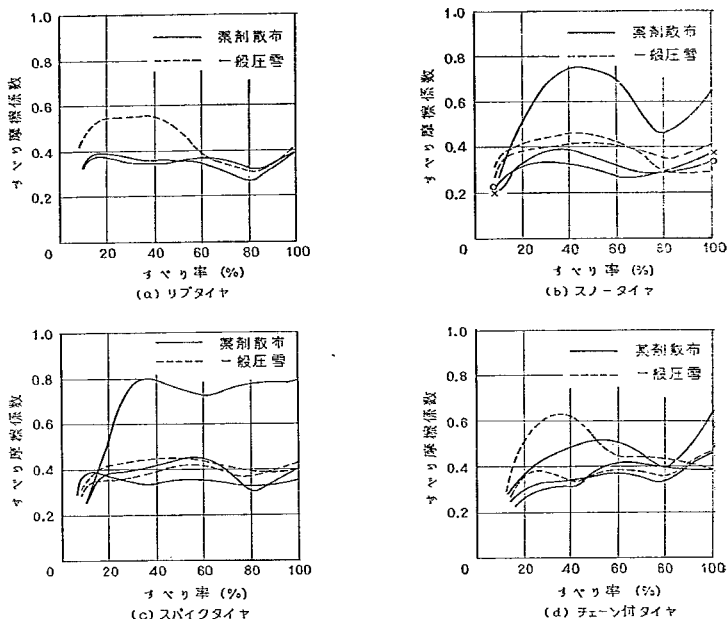


図-2.2 タイヤ種類別すべり摩擦係数 (17号線20km/h) (42.2)

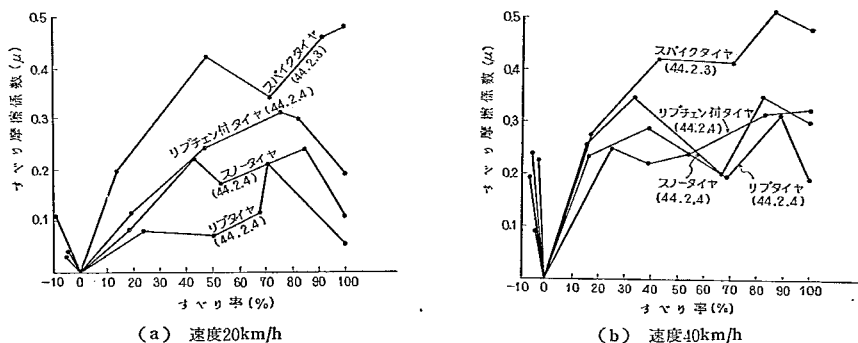


図-2.3 すべり摩擦係数とすべり率の関係

測値を図-2.1, 2.2, 2.3に示す。一般に舗装路面のすべり摩擦係数は図-2.1の黒丸線のようにすべり率20%前後の所で最大⁹⁾になる。しかし雪氷上ではこの最大値はさらにすべり率の大きい方に移っており、しかもタイヤの種類と雪質の変化に応じてその程度が異なる。タイヤの種類についてはリブタイヤは大体すべり率20~30%で最大となり、次いでスノータイヤ、スパイクタイヤが40~60%でわずかに最大値を示し、チェーン付タイヤは80~100%で最大となっている。すなわちトレッドの変移

量が大きいと思われるタイヤほど最大摩擦係数を示すすべり率は大きくなっている。

雪質については図-2.2より一般圧雪の場合最大摩擦係数はすべり率の比較的少ない20~40%の所で生じているが、薬剂散布路面ではさらに大きいすべり率の所で最大摩擦係数が表われている。すなわち硬い雪面ではすべり率の小さい所(20%に近い所)に最大摩擦係数が生じ、やわらかい雪面ではすべり率の大きい所に最大摩擦係数が生じる。

なお雪氷面上ではすべり率を考慮した最大摩擦係数値とすべり率100%の摩擦係数値との差はあまりないと考えてよい。

〔2〕 薬剤等散布路面のすべり抵抗

(1) 塩化物散布路面のすべり摩擦係数

一般に薬剤は雪氷を融解するための100%当量を散布すれば効果は良好であるが、実際には100%当量を散布した場合でも雪氷を完全に融解するのに長時間を要する。また雪の多い所では経済的理由からも100%当量散布することはできない。実際に薬剤を使用する場合1回に30~50g/m²程度を散布するのが普通である。この目的は降雪前に予備散布を行ない、雪氷が舗装面に密着するのを防止して除雪を容易にし、積雪中は雪氷の氷盤化、平滑化を防止してすべり摩擦係数を大きくし、除雪作用を容易にする。さらに最終的には融雪をしようとするものである。

薬剤散布とすべり摩擦係数の関係については、別表-2.2~2.7によると一般に薬剤散布路面の方が大きい。しかし一部横すべり摩擦係数では別表-2.11, 2.12のように薬剤散布路面の方が小さい所もある。これは摩擦係数というよりもこがり抵抗の関係であると考えられる。図-2.4は昭和40年に東北地方で行なった実験結果である⁴⁾。使用した薬剤の種類はNaCl(上質塩、粉碎塩)を基準として、塩化マグネシウム(MgCl₂・4H₂O)、塩

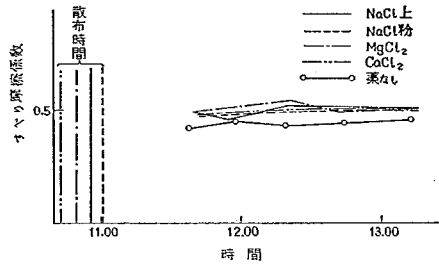


図-2.4(c) 40年1月29日 盛岡地区 大型試験車による時間とすべり摩擦係数(スノータイヤ)

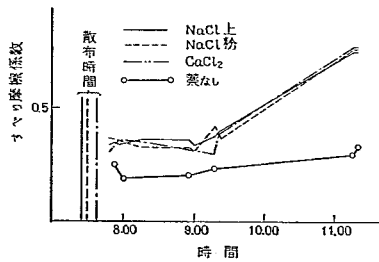


図-2.4(d) 40年2月2日 尾花沢地区 時間とすべり摩擦係数(スノータイヤ)

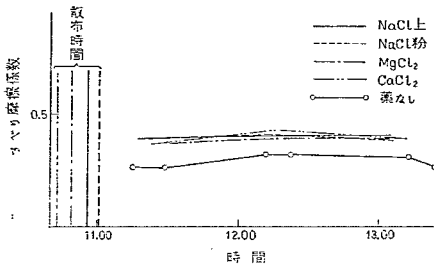


図-2.4(a) 40年1月29日 盛岡地区 加速度計による時間とすべり摩擦係数(スノータイヤ)

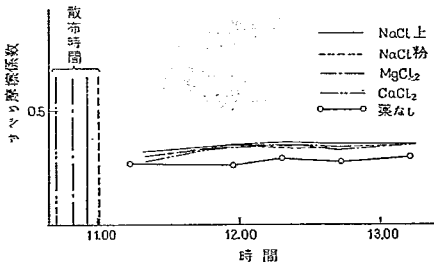


図-2.4(b) 40年1月29日 盛岡地区 大型試験車による時間とすべり摩擦係数(リブタイヤ)

化カルシウム(CaCl₂・2H₂O)についても比較調査した。散布量はおおの1回50g/m²とし、なるべく道路中央部3m幅に散布した。散布は毎日1回なるべく午前中に行ない、1回5cm以上の降雪があつた場合は除雪作業を行ない、その後散布した。図-2.4によると盛岡の実験ではいずれも薬剤を使用すると摩擦係数は0.05~0.1程度増大している。薬剤種別による差は明りようではない。尾花沢の実験結果は薬剤を使用したものの摩擦係数は0.1~0.2増大している。図-2.4(d)は薬剤散布場所では雪がとけてしまったので摩擦係数は特別に大きくなっている。しかしこの場合も散布しない所では雪が残る、摩擦係数が0.2~0.3の小さい状況であるのに比べると非常に効果は大きい。薬剤の種類による差はこの場合にもあまり見られない。青森の実験結果もほぼ同様である。

これらを総合すると50g/m²程度の薬剤散布の場合すべり摩擦係数はいずれも増大している。散布しないものとの差は場所および日時によって異なるが、散布した場所のすべり摩擦係数はほぼ0.4~0.45(スノータイヤで)と一定している。すなわち50g/m²程度の塩化物を散布しておくとき雪氷のはじめの状態(塩化物を散布しないもの)のすべり摩擦係数(この場合0.2~0.4)の大小にかかわらず一定値(0.4~0.45)に近づ

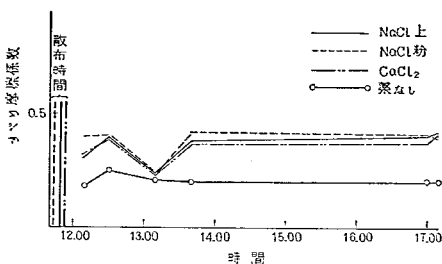


図-2.4(e) 40年2月3日 尾花沢地区 時間とすべり摩擦係数 (スノータイヤ)

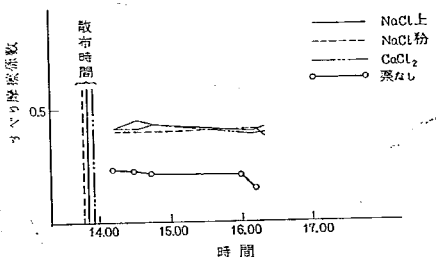


図-2.4(f) 40年2月4日 尾花沢地区 時間とすべり摩擦係数 (スノータイヤ)

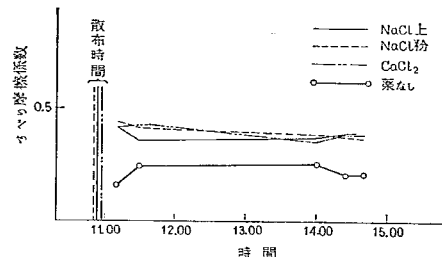


図-2.4(g) 40年2月5日 尾花沢地区 時間とすべり摩擦係数 (スノータイヤ)

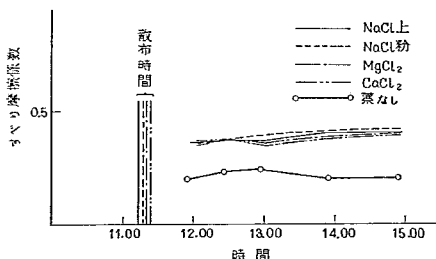


図-2.4(h) 40年2月25日 青森地区 時間とすべり摩擦係数 (スノータイヤ)

くことが明らかである。塩化物の種類による差はないと考えられる。

なお表-2.2, 2.3において塩化物散布の効果がよくないのは、これらの測定は塩化物散布を1回だけ行なったものであり、しかも氷盤上に塩化物を散布した直後に測定したので、全体の氷質が変化しないで塩化物落下地点のみが融解した状態のもののすべり摩擦係数を測定したためと考えられる。

薬剤の使用に当たっては、雪氷の質を変化させるだけの時間が必要であることを十分考慮しておかなければならない。

(2) 砂、碎石等散布路面のすべり摩擦係数

薬剤を使用した場合でもなお費用が多くなるので砂、碎石、石炭がらなどを散布して摩擦抵抗の増大をはかることがある。この場合単に耐摩擦材のみを散布すると、氷との付着が悪くあまり効果のない場合もあり、また耐摩擦材の貯蔵や散布のためにも適当量の塩化物を混入した方がよい。一般に耐摩擦材 1m^3 に対し塩化物 $20\sim 50\text{kg}$ 程度を混入する。

路面に耐摩擦材を散布した場合の摩擦係数は北海道土木試験所の測定によると図-2.5~2.8のとおりである。図でも明かなように塩化物を混合しない砂の効果は比較的小さいことがよくわかる。一方散布量の多い場合かなり大きい摩擦係数 (スノータイヤで0.4) が得られているのは先の薬剤の効果とほぼ等しいと考えられる。

[3] 雪氷路面のすべり抵抗と速度および温度との関係

(1) 速度との関係

各種の雪氷路面のすべり摩擦係数の実測値を速度との関係で表わしたものが図-2.9である。

一般の舗装面の湿潤状態のすべり摩擦係数は速度の上昇とともに低下するが、雪氷路面のすべり摩擦係数は速度が変化してもあまり変わらない。これは低速時でもかなり摩擦係数が小さいことと、速度の増大とともにこすり抵抗が増大するためと考えられる。ザラメ状の雪などが多い道路ではむしろ速度の増大とともに全体的な抵抗係数 (いわゆる摩擦係数) は増大する場合もある。

(2) 温度との関係

表-2.2は昭和42年の冬期に日本各地 (北海道、東北、北陸) で測定した雪氷路面のすべり摩擦係数を温度別に分類したものである。表によると特に低温の所と、高い温度の所では摩擦係数はやや大きく、 0°C 前後の所で最も小さい摩擦係数が

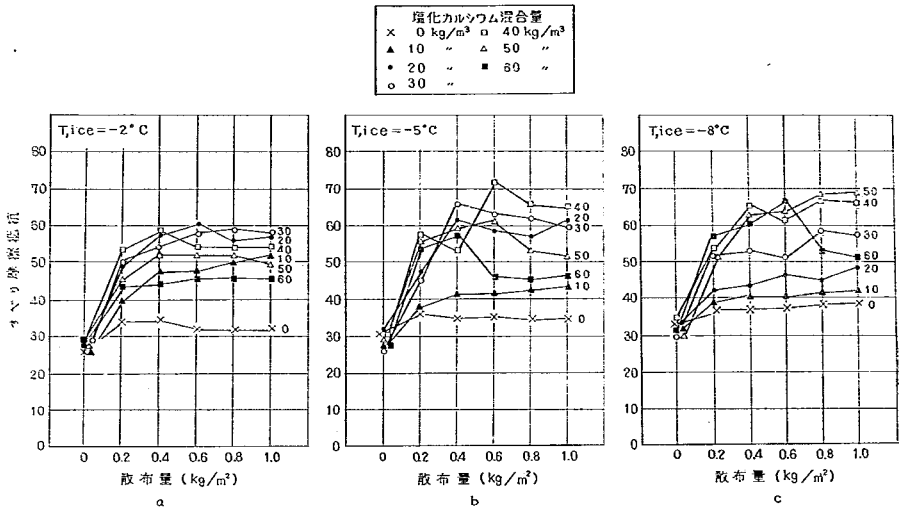


図-2.5 Portable Skid Resistance Tester による測定結果

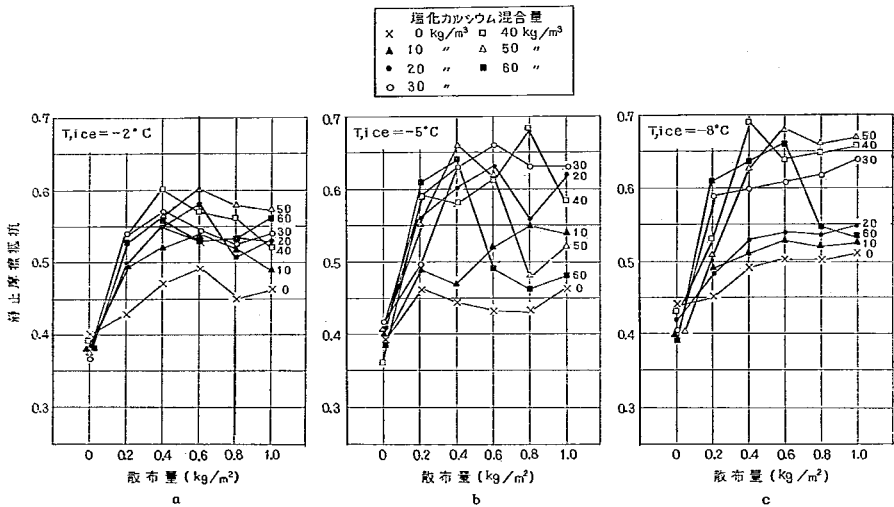


図-2.6 静止摩擦抵抗測定器による測定結果

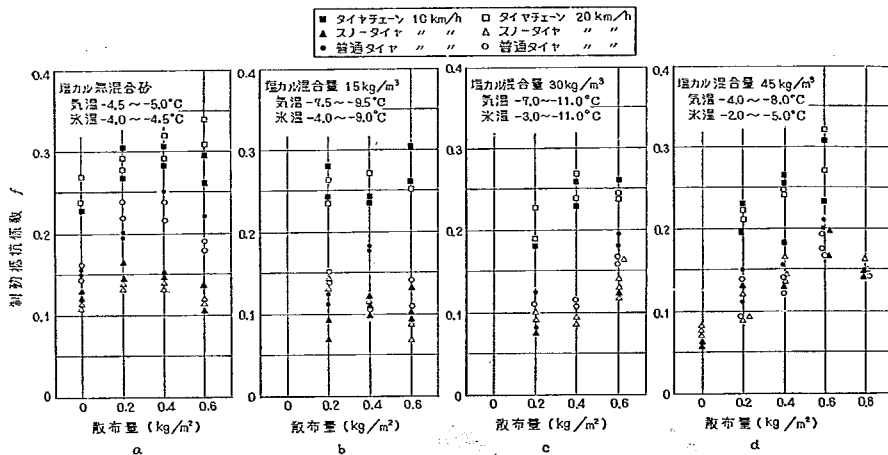


図-2.7 氷結路面における塩化カルシウム混合砂の散布量と制動抵抗係数の関係

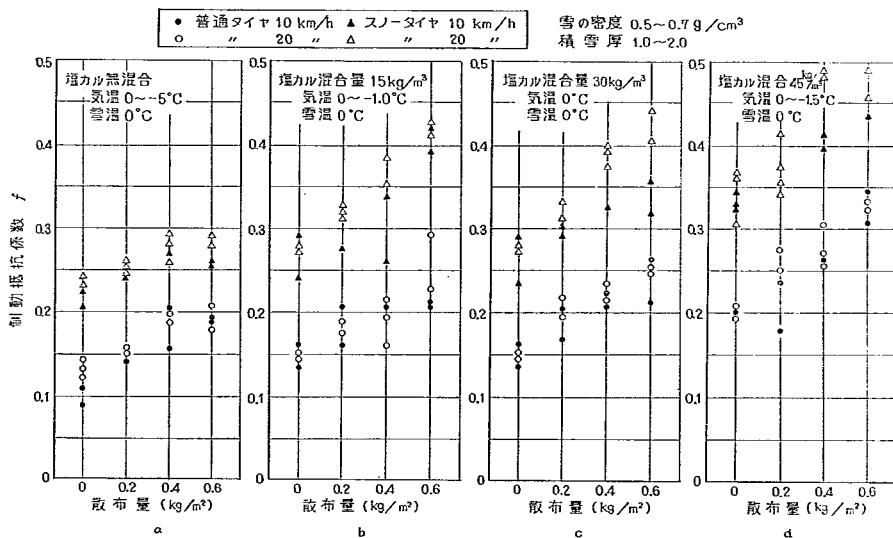


図-2.8 積雪路面における塩化カルシウム混合砂の散布量と制動抵抗係数の関係

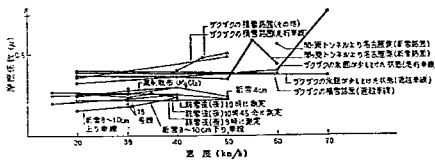


図-2.9(a) 速度と縦すべり摩擦係数, 雪氷上
(名神, 39年)

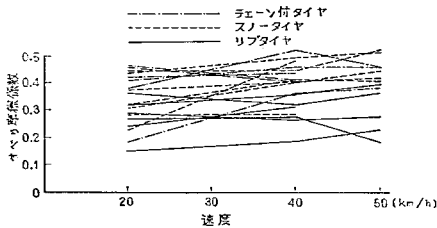


図-2.9(b) 速度と縦すべり摩擦係数, 雪氷上
(17号線土越, 41, 42, 43年)

表-2.2 温度とすべり摩擦係数 (42年, スノータイヤ)

場 所	札幌市定山溪 国道230 号線	福島市飯坂町中野 字沖根山	山形県最上郡真室川町及位	総 平 均
-5°C ~	0.390 0.370 0.327	— — —	0.203 0.249 0.203 0.254 0.208 0.277	—
-0°C ~ -5°C	0.303 — —	0.440 0.261 0.260	0.46 0.42 0.347 0.407	—
+0°C ~ +2.5°C	0.247 — —	— — —	— — —	—
+2.5°C ~ +5.0°C	— — —	0.443 0.443 0.499 0.490	— — —	—
場 所	富山県富山市 栗山字沢下割	湯沢出張所前およ び三俣	— — —	総 平 均
-5°C ~	— — —	— — —	— — —	0.39~0.20(0.276)
-0°C ~ -5°C	0.22 0.21 0.225	— — —	— — —	0.46~0.21(0.323)
+0°C ~ +2.5°C	— — —	0.371 0.403 0.377 0.474	— — —	0.50~0.25(0.423)
+2.5°C ~ +5.0°C	0.501 0.27	— — —	— — —	0.50~0.27(0.441)
+5.0°C ~	0.203 — —	— — —	— — —	0.50~0.20(0.203)

増大し、ある最大値に達する。自動車を駆動するのに必要な力がこの最大摩擦抵抗より小さい場合は自動車は発進を開始する。一方駆動に必要な力が最大摩擦抵抗より大きい場合はタイヤは空転を始める。空転を始めるとタイヤと雪氷路面の間の摩擦抵抗は急に小さくなり、もはや発進は全く不可能になる。この状態を図-2.10に示す。この場合の最大摩擦係数(ピーク値)と空転時の摩擦係数は路面の状態によって変化するほか、タイヤの種類によっても異なる。一般にリブタイヤではピーク係数、空転時係数ともに小さい。スノータイヤ、スパイクタイヤ、チェーン付タイヤではともにリブタイヤより大

発生している。これは高い温度では当然融雪が開始されているのでころがり抵抗も大きく、全体的な摩擦係数は大きいと考えられる。一方低温の状態では路面の雪は粉状またはざらめ状になっているのでや摩擦係数が大きいと考えられる。温度が0°C前後の場合は路面上の雪はタイヤによって容易に踏み固められ平滑な面となることがある。特に新雪がこの状態になりやすく、すべり摩擦係数は小さくなる。したがって温度の低い場合でも路面が平滑な氷盤でおおわれた場合は摩擦係数が小さくなるのは当然である。

しかし雪氷のすべり特性は単に温度のみによって分類することは不可能であり、一応の目安と考えるべきである。

〔4〕 駆動時のすべり抵抗

(1) 駆動時のすべり摩擦係数¹⁾

雪氷上での駆動時のタイヤのすべり状態を見ると、まず自動車が雪氷路面に静止し、自動車の駆動力が順次伝達され増大される。この場合タイヤと雪氷路面との間の摩擦は、伝達動力が増大するにつれて抵抗力も

きい。これらの実測値を別表-2.13, 2.14に示す。別表において最大摩擦係数の大きいものは駆動性能が良いことを示している。

実際の発進時の現象はさらに複雑である。最大摩擦係数が非常に大きい場合は自動車は普通路面と同様に容易に発進する。しかし一般に雪氷上で急発進をすると、雪氷路面とタイヤの間の最大摩擦係数がかなり大きい場合でも、さらに加速抵抗が大きくなり、自動車はわずかに発進するのであるが、タイヤは一部空転を始める。空転の程度が大きい場合は(タイヤの回転速度の大きい場合)摩擦係数は急に低下し(停止空転の摩擦係数とな

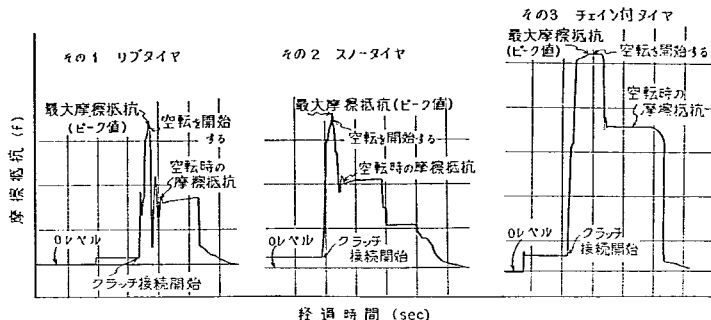


図-2.10 駆動時のすべり摩擦係数の変化

る)車は前進しなくなる。

この場合加速抵抗がやや小さいか、車輪の空転の程度が少ない場合には、タイヤは一部空転(すべり率のある状態)しながらも自動車は前進を続け、ある程度速度が増大すると(加速度が小さくなると)空転はなくなり、正常な走行状態になる。この一部空転しつつある状態のすべり摩擦係数を走行しながら空転時の摩擦係数と呼ぶことにする。すなわち走行しながら空転しているときの摩擦係数が自動車のころがり抵抗係数より大きい場合発進は可能となる。

(2) 駆動時と制動時のすべり摩擦係数の関係

駆動時のすべり摩擦は、先に述べたように三つの状態に分けて考える必要がある。制動時のすべり摩擦はそのいずれの状態とも異なる。したがって正確にはこの4つの状態をそれぞれ目的に応じて使い分ける必要がある。

すなわち最大摩擦係数は静止状態においてタイヤと雪氷路面が食い込み合った状態の摩擦であり、雪氷の性質のほかタイヤトレッドの影響が大きく、スノータイヤ、チェーン付タイヤはともに大きい。停止空転時の摩擦係数

はタイヤに接する下部雪氷面が平滑な氷状になったか、または乱れてルーズになった状態であり、摩擦係数は小さく、タイヤと雪氷との相対速度は最も大きい。走行しながら空転時の摩擦係数は、最大摩擦係数の状態と停止空転時の状態との混合線り返しと考えられ、係数値もその中間である。

一方制動時はタイヤの接地面は一定であるが、雪氷路面の方は順次移動するので、やや走行しながら空転時に近い状態と考えることができる。ただ走行しながら空転しているときにはタイヤトレッドの状態が大きく抵抗係数値に影響するのに対し、制動時はタイヤが回転しないのでそれほど大きな影響はない。これらの状況を図-2.11に示す。さらに走行しながら空転時にはころがり抵抗は逆方向(抵抗として)に作用するのに対し、制動時には同一方向(加算される)に働くので解析に当たっては注意しなければならない。

以上一般には最大摩擦係数は最も大きく、停止空転時の摩擦係数は最も小さい。制動摩擦係数と走行しながら空転しているときの摩擦係数はともにその中間にある。

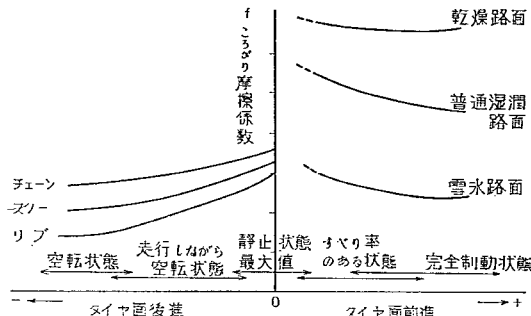


図-2.11 タイヤの運動とすべり摩擦の関係

(3) 停止時間と駆動摩擦係数

すべりやすい雪氷路面上で一たん停止すると、再発進は不可能になると言われる。これは前述のとおり一たん停止すると走行中の最大すべり摩擦係数から、空転時の小さい摩擦係数になるためであると考えられる。さらに長時間停止すると発進により困難であると言われる。雪質が軟かく車輪が時間とともに沈下するような所では当然抵抗が大きくなるので発進は困難になる。そのほか雪中への沈下はなくても、タイヤの接地圧により時間の経過とともに接触雪氷面の性質が変化して摩擦係数が小さくなることも考えられるので、停止から駆動までの待ち時間の変化によるすべり摩擦係数の変化を測定した。その結果は図-2.12のとおりである。この図によると時間

の経過による摩擦係数の変化はあまり考えられない。幾分低下しているものもあるが、沈下による影響とも考えられ、また測定誤差範囲とも考えられる。一方スノータイヤ、チェーン付タイヤでは幾分増大している。これは時間の経過とともにトレッドおよびチェーンが食い込んだためとも考えられる。しかしいずれにしてもその差はわずかであり、普通の雪氷道路路上では停止時間の長短による摩擦係数の差はないものと考えてよい。

[5] タイヤの種類とすべり抵抗

(1) タイヤの種類と縦すべり摩擦係数

タイヤの種類によってすべり摩擦係数が異なることは当然である。雪氷路面では一般にリブタイヤよりスノ

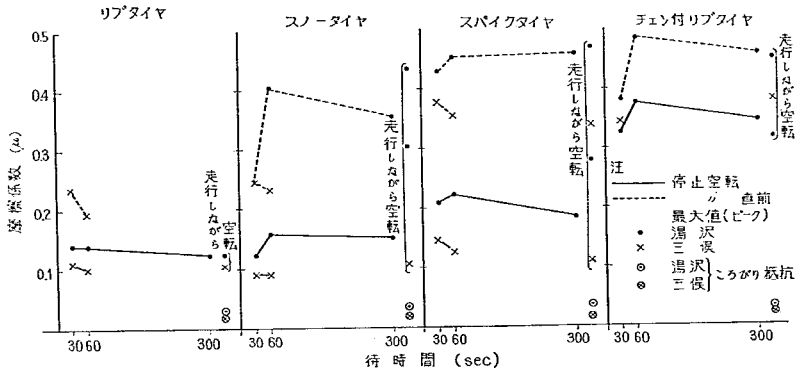


図-2.12(a) タイヤ種類別駆動時すべり摩擦係数(43. 湯沢, 三俣)

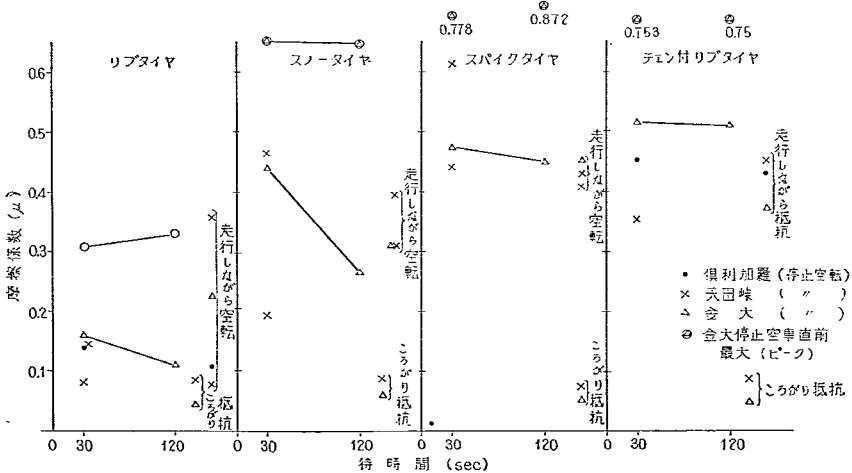


図-2.12(b) タイヤ種類別駆動時すべり摩擦係数(43. 倶利伽羅, 天田峠, 金沢大)

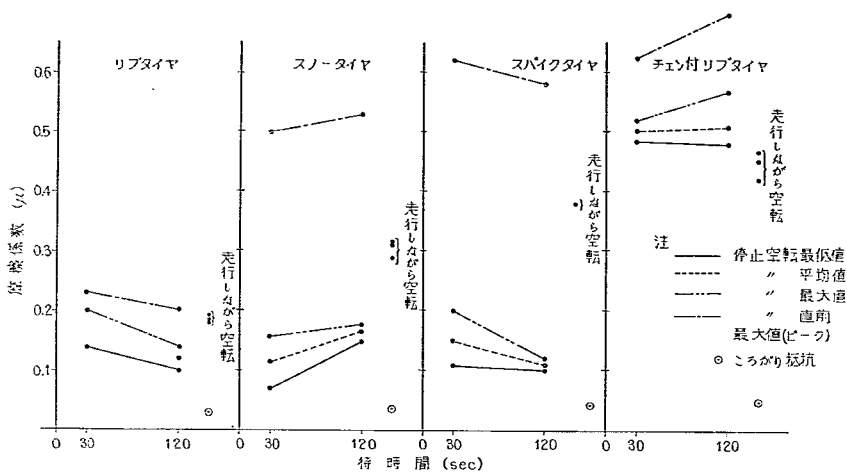


図-2.12(c) タイヤ種類別駆動時すべり摩擦係数 (43. 泉ヶ丘高)

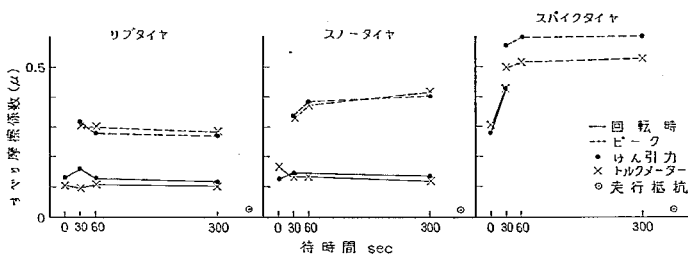


図-2.12(d) タイヤ種類別駆動時すべり摩擦係数 (44. 上越)

ータイヤ、スパイクタイヤおよびチェーン付タイヤの方が摩擦係数は大きい。しかし実際のすべり摩擦係数値は雪氷の状態によって種々変化するのでなかなか定量的にはあくすることは困難である。図-2.13はスノータイヤ

ド中に特殊合金(タングステンカーバイト鋼)びょうを打ち込んだものである。図-2.14参照。この特殊合金はゴム

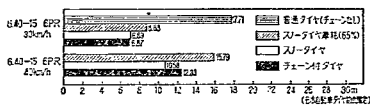


図-2.13 スノータイヤ制動停止距離図 (普通乗用車, 氷盤上にザラメ雪あり)

およびチェーンの効果の一例を示したものである。また表-2.34は日本自動車タイヤ協会が日本各地で行なった測定結果である。これを見るとスノータイヤおよびチェーンを使った場合のすべり摩擦係数は普通タイヤに比して相当大きいことがわかる。スパイクタイヤは比較的最近製作され始めたものでスノータイヤのトレッ

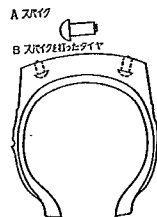


図-2.14 スパイクタイヤ

とほとんど等しい摩擦度を持ち、しかも金属特有の硬さを持ったもので、氷を引っかく作用はあるが乗りごちは普通のタイヤと変わらないように考えられたものである。英国における効果の測定例を表-2.4に示す。表によるとスパイクタイヤは普通の路面ではあまり効果はない

表-2.3 スノータイヤおよびチェーンの制動効果比較

区分	タイヤ種類	指定速度	近畿制動試験		中部制動試験		中国制動試験		東北制動試験		北海道制動試験	
		km/h	距離m	指数	距離m	指数	距離m	指数	距離m	指数	距離m	指数
小型乗用	スノー	30	2.6	$\frac{54}{100}$	3.46	$\frac{72}{100}$	—	$\frac{61}{100}$	6.89	$\frac{100}{100}$	11.9	$\frac{107}{100}$
	チェーン	30	4.8	—	4.80	$\frac{72}{100}$	—	$\frac{61}{100}$	6.87	$\frac{100}{100}$	11.1	—
	スノー	40	6.4	$\frac{74}{100}$	6.46	$\frac{76}{100}$	—	—	10.58	$\frac{86}{100}$	23.3	$\frac{146}{100}$
	チェーン	40	8.7	—	8.55	$\frac{76}{100}$	—	—	12.33	$\frac{100}{100}$	16.0	—
小型貨物	スノー	30	3.1	$\frac{34}{100}$	—	—	—	$\frac{91}{100}$	—	—	—	—
	チェーン	30	9.0	—	—	—	—	$\frac{91}{100}$	—	—	—	—
	スノー	40	11.8	$\frac{70}{100}$	—	—	—	—	—	—	—	—
	チェーン	40	16.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—
大型バス	スノー	20	3.0	$\frac{81}{100}$	2.69	$\frac{62}{100}$	2.27	$\frac{98}{100}$	—	—	—	—
	チェーン	20	3.7	—	4.35	$\frac{62}{100}$	2.31	$\frac{98}{100}$	—	—	—	—
	スノー	30	6.4	$\frac{89}{100}$	(16.40)	$\frac{68}{100}$	20.45	$\frac{81}{100}$	9.91	$\frac{71}{100}$	18.3	$\frac{169}{100}$
	チェーン	30	7.2	—	(24.17)	$\frac{68}{100}$	25.25	$\frac{81}{100}$	12.98	$\frac{71}{100}$	10.8	—
大型貨物	スノー	20	4.0	$\frac{80}{100}$	—	—	3.14	$\frac{85}{100}$	—	—	—	—
	チェーン	20	5.0	—	—	—	3.71	$\frac{85}{100}$	—	—	—	—
	スノー	30	8.9	$\frac{85}{100}$	—	—	—	$\frac{100}{100}$	—	$\frac{131}{100}$	—	—
	チェーン	30	10.5	—	—	—	—	$\frac{100}{100}$	—	$\frac{131}{100}$	—	—

表-2.4 スパイクタイヤの効果比較表

(イギリス)

30 マイル/時で制動したときの減加速度		普通タイヤに対する改善率 % $\frac{B-A}{A} \times 100$
普通タイヤ A	スパイクタイヤ B	
0.62	0.63	2
0.58	0.64	10
0.46	0.50	9
0.35	0.45	29
0.22	0.31	40

が、氷雪上等のすべり摩擦係数の小さい路面では効果が大きいことを示している。

土木研究所で測定したタイヤの種類別すべり摩擦係数は別表-2.1～別表-2.12に示している。いずれの場合にもリブタイヤが小さくスノータイヤ、スパイクタイヤおよびチェーン付タイヤは大きい。表-2.5では昭和42年度に全国的に調査した結果であるがほぼ同様の傾向を示している。これらの実測値を詳細に見ると縦すべり摩擦係数ではチェーン付タイヤはスノータイヤおよびスパイクタイヤとはほぼ等しいか、やや小さい値となっている。これはチェーンの接地面(雪氷路面に接する面)が比較的

狭いためではないかと考えられる。

(2) タイヤの種類と横すべり摩擦係数

タイヤの種類別横すべり摩擦係数の実測値は別表-2.1, 2.2, 2.3, 2.11, 2.12に示してある。縦すべり摩擦係数と同様にリブタイヤが最も小さく、スノータイヤ、スパイクタイヤおよびチェーン付タイヤが大きい。

(3) タイヤの種類とすべり率のある縦すべり摩擦係数

雪氷路面上でタイヤがすべり率のある状態に制動された場合の実測値は図-2.1, 2.2, 2.3のとおりである。測定値のバラツキが大きいので定量的なものはあくは困難であるが、この場合にもリブタイヤの摩擦係数は最も小さく、スノータイヤ、スパイクタイヤおよびチェーン付タイヤが大きい。すべり摩擦係数が最大となるすべり率はリブタイヤで最も小さく、次いでスノータイヤ、スパイクタイヤでありチェーン付タイヤでは最もすべり率の大きい所にすべり摩擦係数の最大値が生じる。

(4) タイヤの種類と駆動時のすべり摩擦係数

タイヤの種類と駆動時のすべり摩擦係数の実測値は図-2.12のとおりである。この場合にもリブタイヤは最も小さく、スノータイヤ、スパイクタイヤおよびチェーン付タイヤが大きい。駆動時のすべり摩擦係数のうち、

表-2.5 各地区および総合地区、タイヤ種類別平均値 (すべり摩擦係数)

実験場所		北海道開発局 機械工作所内 および札幌定 山溪国道230号		国道13号線、 福島市飯坂町 および山形県 最上郡地内		富山県富山 市栗山字沢 下割		湯沢出張所 前、三俣お よび火打峠		名神高速道 路、関ヶ原 地区		18号線、長 野県柏原地 区		総 合 地 区	
タイ ヤ	速 度	回数	平均値	回数	平均値	回数	平均値	回数	平均値	回数	平均値	回数	平均値	回数	平均値
リ ブ タ イ ヤ	10									3	0.20			3	0.20
	20							9	0.243	8	0.317			17	0.278
	30									6	0.256	2	0.245	8	0.192
	40							9	0.27	8	0.308			17	0.288
	50							12	0.345	6	0.320			18	0.337
	60									6	(0.489)	6	(0.489)		
平均							30	0.292	31	0.292	2	0.245	63	0.283	
ス ノ ー タ イ ヤ	20	10	0.275	51	0.311	18	0.285	16	0.377					95	0.313
	30														
	40	10	0.333	50	0.345	18	0.257	14	0.426					92	0.339
	50					3	0.24	15	0.451					18	0.416
	60	10	0.372	35	0.391	2	0.46							47	0.390
	平均	30	0.327	136	0.344	41	0.278	45	0.417					252	0.344
ス パ イ ク タ イ ヤ	20	10	0.328	6	0.247			24	0.446					40	0.387
	30														
	40	10	0.351	6	0.260			24	0.485					40	0.418
	50							12	0.527					12	0.527
	60	11	0.384	5	0.494									16	0.418
	平均	31	0.355	17	0.324			60	0.478					108	0.419
チ ェ ー ン 付 タ イ ヤ	20	10	0.416	40	0.356	18	0.223	16	0.382					84	0.340
	30			3	0.43									3	0.43
	40	10	0.418	36	0.398	18	0.203	15	0.454					79	0.367
	50			2	0.445	3	0.19	15	0.436					20	0.400
	60	11	0.431	27	0.415	2	0.26							40	0.412
	平均	31	0.422	108	0.388	41	0.214	46	0.423					226	0.369

最大摩擦係数(空転直前)ではスノータイヤ、スパイクタイヤ、チェーン付タイヤの差はあまり大きくない。しかし停止空転時の摩擦係数を見るとチェーン付タイヤが最も大きく、スパイクタイヤがこれに次いでいる。これはチェーンの引っかかり作用が有効に働いているためと考えられる。これは未熟な運転者にとって最も都合なものであり、最終的にチェーンが最も信頼される原因であると考えられる。

3. 雪氷路面のすべり抵抗と道路の幾何構造

[1] 制動時のすべり抵抗と視距

制動時のすべり抵抗と停止距離の一般的关系については、一般路面のすべりに関して述べた。さらに雪氷路面のすべり抵抗と制動中の速度については、前章で述べたように相関性はないと考えてよい。したがって雪氷路面の制動距離 S は次のようになる。

$$S = \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot f} \quad (3.1)$$

さらに制動停止のために必要な視距 L は次のようになる。

$$L = V \cdot t + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot f} \quad (3.2)$$

ここで V は制動開始時の速度、 f はすべり抵抗係数、 g は重力の加速度、 t は制動おくれの時間であり普通2.5秒をとっている。

式(3.1)、(3.2)に用いる f の値は2.の結果から明らかなように、雪氷の状態およびタイヤの種類によって種々変化する。最低の条件として氷の路面上をリブタイヤで走行するとすると $f=0.1$ となる。平滑な新雪路面でリブタイヤを用いると0.15、スノータイヤでは0.2程度となる。普通の圧雪またはつづ雪路面上をスノータイヤで走行した場合の最低は0.25程度である。

一方道路上の走行速度も雪氷がある場合にはある程度低下すると考えられる。その調査結果の1例を図-3.1に

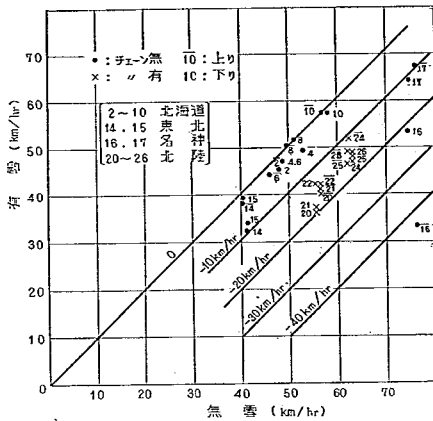


図-3.1 雪の有無について平均速度比較(全車種)

表-3.1 路面状態と制動停止距離

	設計速度 120km/h		" 100		" 80		" 60		" 40	
	一般路面	雪氷路面	一般路面	雪氷路面	一般路面	雪氷路面	一般路面	雪氷路面	一般路面	雪氷路面
走行速度	102	80	85	70	68	60	54	50	36	36
摩擦係数	0.29	0.2	0.30	0.2	0.31	0.2	0.33	0.2	0.38	0.2
$V \cdot t$ m	70.7	55.5	58.9	48.6	47.1	41.6	37.4	34.7	24.9	24.9
$V^2/2g \cdot f$ m	141.3	126.1	94.8	96.5	58.7	70.9	34.8	49.3	13.4	25.5
合計 m	212.0	181.6	153.7	145.1	105.8	112.5	72.2	84.0	38.3	50.4
下りこう配 6 % m	—	—	—	—	120.0	142.4	80.0	104.7	40.9	61.2
下りこう配 8 % m	—	—	—	—	—	—	—	—	41.9	67.7
構造令視距 m	210		160		110		75		40	

果制動距離と停止までに要する時間の増大とが原因である。すなわち「一般道路のすべり」式 (3.39) において t が大きくなるので θ も大きくなるのである。

〔2〕 駆動時のすべり抵抗と縦断こう配

(1) 駆動力と発進抵抗

駆動時のすべり抵抗については前章で述べた。すなわち走行しながら空転している時の摩擦係数が自動車のころがり抵抗係数より大きい場合発進は可能である。こう配部においてはさらにころがり抵抗のほかにくこう配抵抗が加わり、これら両者の抵抗係数の和よりも走行しながら空転しているときの摩擦係数が大きい場合、最初は一歩空転があっても発進は可能である。これらの関係は次のようになる。

$$r = f_r + i + a$$

$$r > f_{\max} \cdots \cdots \text{発進不可能}$$

$$f_{\max} > r > f_o \cdots \cdots \text{ほとんど発進不可能、静かに発進する良好な運転者のみ発}$$

示す。しかしこの雪氷上の走行速度は路面状態の良否に関係し、路面維持作業の向上とともにある程度上昇すると思われる。いま設計速度 120km/h, 100km/h, 80km/h, 60km/h, 40km/h に対応する雪氷時の走行速度を 80km/h, 70km/h, 60km/h, 50km/h, 36km/h とし、雪氷路面の摩擦係数を 0.2 として必要視距を計算すると表-3.1 になる。表によると設計速度の高い道路では十分安全であるが、むしろ設計速度の小さい道路で視距不足が見られる。さらに下りこう配があった場合一般道路では比較的その影響は少ないが、雪氷路面では表のように相当大きくなる。また雪氷路面の摩擦係数が低下した場合さらに危険になるのは当然である。

雪氷上で制動した場合制動停止距離が増大するほかに車両の偏走または回転が大きくなることが観察されている。これは雪氷路面の不均等性のために、すべり摩擦係数が不均等であることも原因であるが、最も大きい原因は全体的にすべり摩擦係数が小さいためであり、その結

進可能。

$$f_o > r > f_{\min} \cdots \cdots \text{大部分発進可能、不慎れて急加速して空転状態になる車は発進不可能。}$$

$$f_{\min} > r \cdots \cdots \text{いずれの車も発進可能、普通路面はこの状態である。}$$

ここで r は発進抵抗係数、 f_r はころがり抵抗係数、 i は縦断こう配、 a は発進時の加速抵抗、 $f_{\max}$ は最大摩擦係数、 f_o は走行しながら空転している時の摩擦係数、 $f_{\min}$ は停止空転時の摩擦係数である。

雪氷路面でチェーン付タイヤの発進が良好なのは、図-2.12 から明らかなようにチェーン付タイヤは特に空転時の摩擦係数が大きいためである。一方スノータイヤ、スパイクタイヤは最大摩擦係数は大きい为空転時はチェーン付タイヤに劣る。

(2) 雪氷路面の発進可能こう配

雪氷のある道路の幾何構造決定に当たり、最急縦断こ

う配は発進可能こう配から決定される。こう配と発進駆動の関係は、先に述べた駆動タイヤの摩擦係数と発進抵抗とから決定される。

ここでさらに問題になるのは自動車全体としての駆動力と駆動タイヤの摩擦係数の関係である。多くの自動車では駆動輪は後輪またはその他の特定の車輪である。全荷重に対する駆動輪の荷重配分係数を β とすると、実際の自動車に対する駆動力はタイヤと路面の摩擦係数に β を乗じたものである。実用の自動車についてこの関係を調べた結果は図-3.2のとおりであり、幾何構造設計に当

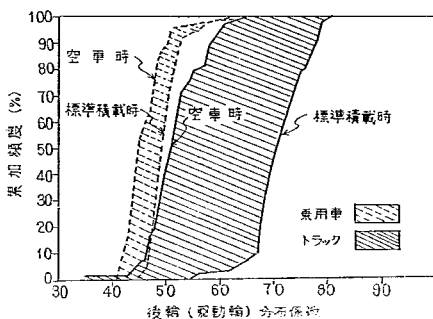


図-3.2 自動車の駆動輪への荷重配分

たり安全側としてとりうる値は表-3.2のようになる。一方雪氷上の摩擦係数の各種実測値より、安全側としてとりうる値は表-3.3のとおりである。表-3.3で駆動時摩擦係数の左側の値は空転時のものであり、右側は最大摩擦係数である。

表-3.2および表-3.3の値を用いて計算した発進可能こう配は表-3.4のとおりである。表-3.4で最大こう配に範

表-3.2 車種別駆動輪荷重配分係数

車 種	乗 用 車	ト ラ ッ ク	ト レ ー ラ ー
係 数(β)	0.41	0.43	0.38

表-3.3 雪氷路面でのタイヤの摩擦係数の最小値

タイヤの種類 係 数	リ タ イ ヤ	ス ノ ー タ イ ヤ	ス パ イ ク タ イ ヤ	チ エ ーン 付 タ イ ヤ
f_d (駆動時)	0.04~0.17	0.07~0.21	0.08~0.27	0.27~0.35
f_a (制動時)	0.15	0.16	0.20	—
f_r (ころがり抵抗)	0.02(0.05)	0.02	0.02	0.03

囲があるのはそれぞれ空転時および最大値に対応するものであり、左側の数値是最悪の路面で運転操作もよくない人でも発進可能なこう配である。右側の数値は雪質は最悪であるが、運転操作が最高の人の発進可能なこう配である。負になっているのはころがり抵抗に打ち勝つた

表-3.4 雪面上 発進可能な最大こう配

タイヤの種類 車種	リ タ イ ヤ	ス ノ ー タ イ ヤ	ス パ イ ク タ イ ヤ	チ エ ーン 付 タ イ ヤ
乗 用 車	-0.4~-1.9 (1.9%)	0.9~6.6	1.3~9.1	9.1~12.3
ト ラ ッ ク	-0.3~-5.3	1.0~7.0	1.4~9.6	9.6~13.1
セ ミ ト レ ー ラ ー	-0.5~-4.1	0.6~6.0	1.0~8.3	8.3~11.3

けの摩擦力が出ず、下りこう配でなければ発進できない状態を示す。表-3.4の値は一応加速抵抗を計算に入っていないので実際にはこのこう配よりもやや小さく考えられる。

(3) 雪氷地区道路の縦断こう配の決定

以上のように雪氷路面の発進可能こう配は、雪質のほかにはタイヤの種類、自動車の種類および運転操作の良否によって大きく左右される。いかなる状態のもとでも発進可能にするためには平均以下にしなければならない。一方チェーン付タイヤを考えると10%程度のこう配でも発進は可能である。実際上はスノータイヤの上限近く5%からチェーン付タイヤの下限付近8%が考慮の対象となる。

欧米諸国では、高速自動車道に対してはチェーンを着用せず、縦断こう配を5%以下とし、その他の一般道路では主としてスノータイヤであるが、一部の車はチェーンを着用することを前提としてさらにこう配をきつくしている。

わが国においても雪氷道路の縦断こう配の限界値は道路の種類に応じて決定すべきであり、高級道路では5~6%一般道路で7~8%程度とすべきであると考えられる。

〔3〕 曲線部の横断こう配

曲線部の横断こう配と横すべり摩擦の関係は次式のとおりである。

$$(f+i)g = \frac{V^2}{R} \quad (3.3)$$

ここで V をkm/h、 R をm単位で表わすと

$$f = \frac{V^2}{127R} - i \quad (3.4)$$

上式で f は横すべり摩擦係数、 V は速度、 R は曲線半径、 i は横断こう配である。

道路構造令で決定されている値に対し式(3.4)を用いて f の値を計算すると表-3.5のようになる。表において f が負になっているのは、遠心力よりも片こう配の影響の方が大きく、車両が曲線の内方にすべろうとしていることを表わす。 f の最大値は設計速度40km/hで0.15が最大であり、各種の実測から得られた横すべり摩擦係数値の最小0.2より小さいので安全である。

以上のように理論的には曲線部の横断こう配は8%でも差しつかえないが、実際上は曲線部で徐行または停車

表-3.5 屈曲部における横すべり摩擦係数

(V_Dは設計速度, V_Aは平均走行速度, V_Wは冬期走行速度)

道路の設計 速度 km/h	走行速度km/h	i=8%に対するRを用いた場合			i=6%に対するRを用いた場合			i=5%に対するRを用いた場合		
		R	i+f	f	R	i+f	f	R	i+f	f
120 (f=0.10)	V _D = 120		0.180	0.100		0.160	0.100		0.150	0.100
	V _A = 81	630	0.082	0.002	710	0.073	0.013	765	0.068	0.018
	V _W = 60		0.045	-0.035		0.040	-0.020		0.037	-0.013
100 (f=0.11)	V _D = 100		0.190	0.110		0.170	0.110		0.160	0.110
	V _A = 74	410	0.110	0.030	460	0.094	0.034	490	0.088	0.038
	V _W = 60		0.069	-0.011		0.062	0.002		0.053	0.008
80 (f=0.12)	V _D = 80		0.200	0.120		0.180	0.120		0.170	0.120
	V _A = 64	250	0.130	0.050	280	0.120	0.060	340	0.095	0.045
	V _W = 60		0.110	0.030		0.100	0.040		0.083	0.033
60 (f=0.13)	V _D = 60		0.200	0.120		0.190	0.130		0.180	0.130
	V _A = 52	140	0.150	0.070	150	0.140	0.080	160	0.130	0.080
	V _W = 40		0.090	0.010		0.084	0.024		0.079	0.029
40 (f=0.15)	V _D = 40		0.230	0.150		0.210	0.150		—	—
	V _A = 36	55	0.186	0.106	60	0.170	0.110	—	—	—
	V _W = 30		0.128	0.048		0.118	0.058		—	—

することもあり、駆動可能こう配も考慮してなるべく小さい方がよい。道路構造令では雪氷のある地方の最大横断こう配は6%としているが、この値は適当であると考えられる。

[4] 合成こう配

縦断こう配と横断こう配をそれぞれ検討したが、合成こう配についても考慮する必要がある。制動停止距離の計算においても述べたように雪氷路面で下りこう配が大きくなると制動距離は大きくなり危険である。車両は常に車線方向に走行するとは限らないので合成こう配も同様であってなるべく合成こう配は最急、縦断または横断こう配程度に押えることが望ましい。これは駆動抵抗の面からも同様のことが考えられ、なるべく駆動可能な最急縦断こう配程度に押えることが望ましい。

いま縦断こう配のある曲線上の発進について考えると次のようになる。

$$f_c = \sqrt{f^2 + i^2} \quad (3.5)$$

$$f_c \cdot \beta = g + f_r \quad (3.6)$$

$$\therefore f_c = \left\{ \left(\frac{g + f_r}{\beta} \right)^2 + i^2 \right\}^{1/2} \quad (3.7)$$

ここで f_c は縦断こう配方向と横断こう配方向との力の合成方向力に対応する摩擦係数、 f_c は縦断方向力に対する摩擦係数、 f_r はころがり抵抗係数、 i は横断こう配、 g は

縦断こう配、 β は先に述べた車両の駆動輪の荷重配分係数である。車両が駆動可能なためには式(3.7)における f_c が雪氷上の駆動時のタイヤの摩擦係数以下でなければならない。

一例として $f_r=0$ 、 $\beta=0.4$ 、 $f_c=0.15$ とすると式(3.7)より

$$0.15 = \left\{ (2.5g)^2 + i^2 \right\}^{1/2} \quad (3.8)$$

式(3.8)によると $i=0$ の場合 $g=6\%$ 、 $i=3\%$ で $g=5.9\%$ 、 $i=6\%$ で $g=5.5\%$ となる。このように車両が車道中心線の方に発進する場合には横断こう配の影響は比較的少なく、むしろ車両がななめになつて発進する場合の方が合成こう配の影響は大きい。

4. 雪氷路面のすべり対策

[1] 一般的な雪氷路面のすべり対策

路面の雪氷対策としてまず第一にあげられるのは除雪であり、次いで凍結防止工法である。路面を完全に除雪した場合雪氷によるすべりの問題はなくなるのであり、また凍結防止工法をとる場合でも、なるべく雪氷量が少ない方が対策も容易であり、工費も少なくてすむ。また良好に除雪された路面はふく射熱の吸収もよく、その後の少量の降雪とか、吹き寄せ雪も容易に融解して常に良好

な路面を保つことができる。特に外気温が 0°C 以上の所ではこの状況が顕著である。

降雪量の多い所とか、外気温が 0°C 以下の所では除雪のみで路面を良好な状態に保つことはほとんど不可能であり、除雪とともに融雪対策、すべり対策をも実施しなければならぬ。

融雪対策としては加熱法と氷点降下法がある。電熱または温水などによる加熱融雪と薬剤散布による氷点降下である。電熱による融雪は確実ではあるが設備費および電力料が高くつく。しかし特に重要な場所（分岐、合流地点、料金所前など）または危険な地点（線形の特に悪い所）には電熱融雪を行なうべきである。温水パイプによって融雪する方法も電熱と同様に確実であるが、現在のところ設備が複雑になり、あまり実用化されていない。しかし将来都市の集中暖房などが実施されて安価な温水が容易に得られるような所では実用の可能性がある。またわが国で現在長岡地方を中心として北陸、東北の一部で実施されている地下水の散布による消雪工法はこの温水工法の一つと考えられる。

氷点降下法には薬剤を使用する。その一つの塩化物散布は塩化物溶液が水の氷点を降下させる性質を利用して融雪を行なうものである。氷点を降下させる薬剤としては塩化物のほかグリコール、尿素、亜硝酸などもあるが経済性の面から主として塩化物（塩化ナトリウム、塩化カルシウム、塩化マグネシウム）に限定されている。特に塩による腐食が問題になる所（飛行場等）では尿素を使用する。

融雪工法は降雪量の少ない所とか、豊富な地下水に恵まれた地域など以外では一般に高価となり、特に寒冷で雪の多い地方ではなかなか完全実施は困難である。このような場合最小限のすべり止め対策が考えられる。砂、碎石粉などの摩擦材の散布がこれである。また少量の塩化物の散布も雪氷路面のすべり摩擦係数を増加させるのに有効である。もちろん塩化物と摩擦材の混合散布も可能である。これらの工法によつてすべり摩擦係数は舗装

面の数値よりは小さいが、ある程度増加し、道路の一般部の走行の安全を確保することができる。

また路面対策とは別にタイヤに対する対策としてスノータイヤの使用、チェーン付タイヤおよびスパイクタイヤの使用なども行なわれており、これら両者相まって雪氷路面上の走行の安全を確保している。

〔2〕 砂散布法

最も簡単で安価な方法として砂、石灰がら、碎石粉などを散布して摩擦抵抗を増大させる方法がある。この場合単に摩擦材のみを散布すると氷との付着が悪くあまり効果のない場合もあり、また摩擦材の貯蔵や散布のためにも適当量の塩化物を混入した方がよい。一般に摩擦材 1m^3 に対し塩化物 $20\sim 50\text{kg}$ 程度を混入する。表-4.1¹¹⁾は

表-4.1 塩類と摩擦剤の混合基準（ドイツ）

種 類	塩 類 の 混 合 比
残さい塩、カーナリット	$30\sim 80\text{kg}/\text{m}^3$
塩化マグネシウム	$20\sim 50\text{kg}/\text{m}^3$
塩化カルシウム	$20\sim 50\text{kg}/\text{m}^3$

西ドイツの基準であり、図-2.5、2.6は北海道土木試験所の実験結果である。図によると塩化物の混合は $20\sim 50\text{kg}/\text{m}^3$ で十分であることを示している。

道路面に対する摩擦材の散布量は $0.2\sim 0.5\text{kg}/\text{m}^2$ 程度であつて、これ以上たくさん散布しても大して効果は増大しない。この状況は図-2.5、2.6においても明らかである。西ドイツの基準は表-4.2¹²⁾のとおりであり、その他の国々のものは表-4.3のとおりである。さらにこれ

表-4.2 薬剤散布基準（ドイツ）

薬剤種類	道路種別	散布量	摘 要
薬剤単体散布		$10\sim 40\text{g}/\text{m}^2$	
摩擦剤の散布	オートバレーン	$0.2\sim 0.5\text{m}^3/\text{km}$	車線当たり
	国道および地方道	$0.3\sim 0.8\text{m}^3/\text{km}$	路線当たり

らの効果を北海道土木試験所が実際の道路上で測定した

表-4.3 氷結路面に散布する材料の使用量基準の例

著 者	塩類の量(%)	摩擦材の散布量	備 考
ヴェ・イ・ズベリン	22	$0.18\sim 0.25\text{kg}/\text{m}^2$	街路および広場に密に散布する場合
〃	〃	$0.35\sim 0.40$ 〃	運行に危険な場所
デオエル・エヌイイ	$2.0\sim 3.0$	0.25	郊外道路
Bucekなど(チェコスロバキヤ)	5.0	$0.2\sim 0.3$	機械散布
Praice EA (米)	$3\sim 5$	$0.26\sim 0.3$	〃
Koninski (ポーランド)	$1.0\sim 1.6$	$0.2\sim 0.4\text{m}^3/1000\text{m}^2$	特に危険な場所
Bjorkman A (スエーデン)	4.5	0.335 〃	機械散布
エヌ・イ・マトベエフ (ソ連)	$4.0\sim 5.0$	$0.2\sim 0.5$ 〃	モスクワ

ものが図-2.7, 2.8である。図によると摩擦材のみの効果はいかなる場合においても安全走行をするために十分大きくはないことがわかる。図において散布量の多い場合かなり大きい摩擦係数が得られているが、これはあとに述べる薬剤の効果によるものと考えられる。

また摩擦材は散布当初は有効に働くが、次第に粒子が氷層の中に沈下し、また次におすかの降雪があった場合にも完全に積雪の中に埋まってしまふので効果の永続性は期待できない。また春先の融雪期にはとけにくい氷塊を形成しやすく、さらに融解後は側溝などに流入するのでこれを除去しなければならない。散布時にも塩化物のみの場合に比べて大量の材料を必要とするので1台のトラックでの散布延長が短くなり何かと不経済な点が多い。したがって一部の地方道路で路側にたい積しておい

て自由に使用するなどのほかほとんど使用されなくなっている。

〔3〕 薬剤散布法

先に述べたように薬剤による雪氷対策には融雪氷を目的としたものと、ある程度のすべり摩擦係数の増加を目的としたものの二種がある。

(1) 薬剤による雪氷の融解

薬剤による雪氷の融解は氷点降下の問題である。氷点降下に最も経済的な薬剤を見いだせばよいことになる。普通一般には塩化物が使用されている¹³⁾¹⁴⁾。しかし塩化物は動植物に対する塩害および金属に対する発錆作用がある。尿素、グリコール、亜硝酸系¹⁵⁾のものはこのような弊害はないが氷点降下率が小さくしかも高価である。これらの性質を表-4.4および図-4.1に示す。

表-4.4 融 氷 剤 の 性 質

性 質	塩化マグネシウム	塩化カルシウム	食 塩	プロピレングリコール	トリプロピレングリコール	尿 素	亜 硝 酸
分 子 式	MgCl ₂	CaCl ₂	NaCl	C ₃ H ₈ O ₂	C ₃ H ₈ O ₄	(NH ₂) ₂ CO	H ₃ PO ₃
分 子 量	95.23	110.99	58.45	76.10	192.3	60.06	82.0
外 見	固まり状粉末	粒 状	粉 末	液 体	液 体	粉 末	粉 末
吸 湿 性	潮 解 性	潮 解 性	小 吸 湿 性	無	無	無	無
金属に対する作用	発 錆	発 錆	無 害	無 害	無 害	無 害	無 害
動植物に対する作用	敵 小 有 害	敵 小 有 害	敵 小 有 害	無	無	無	無
最 低 結 氷 点	-32°C	-54°C	-22°C	-70°C	-41°C		
溶 解 熱	+381 cal/g	+173 cal/g	-17.4 cal/g			+55.8 cal/g	0
稀 釈 熱	+40.2 cal/g	+13.0 cal/g	-9.6 cal/g				+46.7 cal/g

溶解熱, 稀釈熱で+は発熱 -は吸熱を表わす。

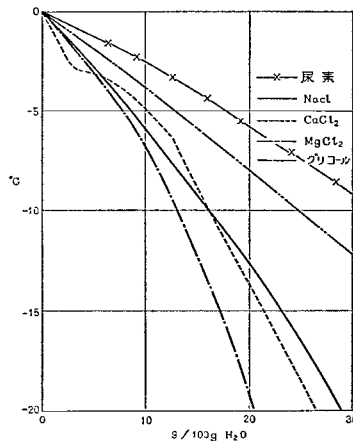


図-4.1 塩類水溶液の氷点降下

塩化ナトリウムは塩化物のなかでも最も容易に入手で

き、特に岩塩、粗製塩は価格も安く、しかも-10°C程度までは氷点降下率もよいので広く使用されている。しかし最大氷点降下は-22°Cまでであるので低温になると効率が悪くなる。また塩化カルシウム、塩化マグネシウムに比べて潮解性が少なく、特にフェロシアン化カリ(K₄FeCN₆)またはフェロシアン化ソーダ(NaFeCN₆)を添加しておくことと固結は完全に防止できて貯蔵散布が容易になる。また塩化ナトリウムには溶解熱, 稀釈熱が吸熱反応であるという欠点がある。一方塩化マグネシウム、塩化カルシウムは単体で存在するほかにMgCl₂・2H₂O, MgCl₂・4H₂O, CaCl₂・6H₂OおよびCaCl₂・2H₂O, CaCl₂・4H₂O, CaCl₂・6H₂Oの形で存在している。しかも結晶水を含んだ形の方が安定であって、実際に使用しているものはMgCl₂・4H₂OおよびCaCl₂・2H₂Oの形のものが多い。常温で6H₂O以上の水を加えると始めて水溶液となる。これら結晶水を含んだ形よりの反応熱は表-4.5のとおりである。表によるとMgCl₂・4H₂OおよびCaCl₂・2H₂Oのものはそれほど反応熱は期待できないことがわかる。

これら塩化物の種類別効果について数回現場での比較試験を行なった¹⁶⁾¹⁷⁾が明確な差は発見できなかった。し

表-4.5 塩 化 物 の 反 応 熱

種 類	分 子 量	溶解熱Kcal	無水物1gの溶解熱 cal	物質1gの溶解熱 cal	物質1gの稀釈熱 cal	摘 要
MgCl ₂	95.23	+36.32	+ 381	+ 381	+40.2	溶解熱と稀釈熱は別々に得られたもので相関には、少し疑問点がある。
MgCl ₂ ·2H ₂ O	131.23	+20.4	+ 214	+ 155		
MgCl ₂ ·4H ₂ O	167.33	+10.0	+ 105	+ 60		
MgCl ₂ ·6H ₂ O	203.33	+ 2.94	+ 31	+ 12		
CaCl ₂	110.99	+19.2	+ 173	+ 173	+13.0	
CaCl ₂ ·2H ₂ O	146.99	+10.0	+ 90.1	+ 68		
CaCl ₂ ·4H ₂ O	182.99	+ 1.85	+ 16.3	+ 10.1		
CaCl ₂ ·6H ₂ O	219.09	- 4.56	- 41.0	- 20.8		
NaCl	58.45	- 1.016	- 17.4	- 17.4	- 9.6	

たがって実用上の効果はほぼ等しいと考え、価格が低廉で取り扱いの容易な塩化ナトリウムを主として使用すべきであり、特に低温な地方では塩化カルシウム、塩化マグネシウムを使用すべきであるとする。

薬剤を散布する場合単体散布がよいか、溶液散布がよいのかの問題がある。薬剤の濃度と氷点降下率が相関するのであるから当然濃度の高いものすなわち粉体散布の方が効率がよい。その1例を表-4.7に示す。すなわち-3°C

表-4.6 薬 剤 散 布 必 要 量 g/m²

気温 °C	単 体			5% 溶 液			6% 溶 液			7% 溶 液			8% 溶 液		
	NaCl	CaCl ₂	MgCl ₂	NaCl	CaCl ₂	MgCl ₂	NaCl	CaCl ₂	MgCl ₂	NaCl	CaCl ₂	MgCl ₂	NaCl	CaCl ₂	MgCl ₂
-3	54	40	50	(-2.8°C)	200	(-3°C)	540	120	300	238	93	175	160	80	133
-5	84	100	77	—	(-3.2°C)	—	(-3.6°C)	(-3.6°C)	(-3.8°C)	(-3.7°C)	(-4.1°C)	(-4.5°C)	(-4.7°C)	(4.1°C)	2,048
-7	115	132	102	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	(-5.3°C)
-9	147	151	122	注：① 融雪水量は、氷厚換算 1mm (1kg/m ² の水)とした時の値。 ② 表中()内はその濃度の水溶液の氷点を示す。 ③ 薬剤量は無水塩の単体換算重量 (g/m ²)である。											
-11	176	173	140												
-13	204	193	157												
-15	232	214	172												
-17	257	236	186												
-19	280	256	199												

の場合5%溶液では()部分はすでに平衡状態になっているので全く融解作用はない。6%溶液の場合単体に比して3~10倍の薬剤を必要とする。-5°Cの場合8%までの水溶液ではいずれも融解不可能である。したがって水溶液は単に不経済であるばかりでなく、外気温が-4°Cより低いような所では融解作用は全くなく逆に再凍結のおそれがあるので使用すべきでない。ただ外気温の高い所では水溶液散布は少量の路面積雪に対して、雪に薬剤溶液をしみこませてみぞれ状にし、融解作用を促進させ、あるいはグレーダーなどによる除雪作業を容易にするという利点がある。

次に薬剤を単体で使用する場合の粒度については、粒子が小さいほど接触面積は大きいので反応は早くなる。

粒子が大きいと全体的な反応はおそく粒子の周囲だけにとけて粒子は氷層の中に沈降していく。適当に荒い塩を散布すると塩は氷層に食い込んで沈降し、氷層をバラバラにする効果があり、さらに沈降して舗装面に達すると舗装面に付着している氷をはくりする効果もある。粒子の大きさと浸入深さの関係の例を図-4.2に¹³⁾示す。したがって薬剤の粒度は使用目的に応じて変える必要があるが、一般に固まり状のものは反応が特におそく、一方粉末状のものはスプレッターによる散布が困難なので粒状程度のものが良好である。

実際に道路で薬剤を散布した場合は氷点降下と溶解、融解反応のほかに熱交換反応があることに注意しなければならない。氷点降下した氷を融解するのに必要な熱が

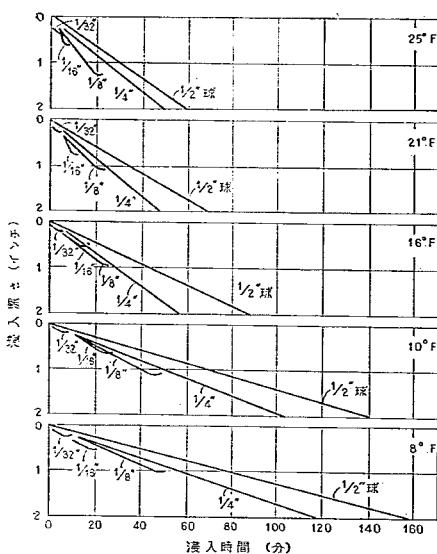


図-4.2 岩塩の粒を氷に散布したときの時間と浸入深さの関係(米制)

ロリーは一部反応熱、周囲の雪氷の温度降下によって生じた熱などであるが大部分は大気または舗装体から供給される熱カロリーであり、このためには熱交換のためにかなり長い時間を必要とする。したがって薬剤の効果を十分に発揮するためにはかなりの時間を必要とするのである。

(2) 薬剤によるすべり摩擦係数の増大

一般に薬剤は雪氷を融解するための100%当量を散布すれば効果は良好であるが、実際には100%当量を散布した場合でも雪氷を完全に融解するのに長時間を要する。また経済的理由からも100%当量散布することはあまり考えられない。実際に薬剤を使用する場合1回に20~50g/m²程度を散布するのが普通であり、降雪前の予備散布とか、雪氷が舗装面に密着するのを防止して除雪を容易にするなどの目的を持ち、次いで融雪しようとするものである。しかし毎日少量の塩化物を散布することによって、融雪はできないまでも路面状況が良好になったとの報告¹⁷⁾がなされている。本研究においても少量の薬剤散布によるすべり摩擦係数の増大の効果を測定するため昭和40年の冬東北地方で実験を行なった¹⁸⁾。使用した薬剤の種類はNaCl(上質塩、粉碎塩)を基準として、塩化マグネシウム(MgCl₂·4H₂O)、塩化カルシウム(CaCl₂·2H₂O)についても比較調査した。散布量はおのおの1回50g/m²とし、なるべく道路中央部3m幅

に散布した。散布は毎日1回なるべく午前中に散布し、1回5cm以上の降雪があった場合は除雪作業を行ないその後散布した。すべり摩擦係数の測定結果は図-2.4のとおりである。これらの図によると盛岡の実験ではいずれも薬剤を使用すると摩擦係数は0.05~0.1程度増大している。薬剤種別による差は明りょうではない。尾花沢の実験結果は薬剤を使用したものの摩擦係数は0.1~0.2増大している。図-2.4(d)は薬剤散布場所では雪がとけてしまったので摩擦係数が特に大きくなっている。しかしこの場合も散布しない所では雪が残る、摩擦係数が0.2~0.3の小さい状況であるのに比べると非常に効果は大きい。薬剤の種類による差はこの場合にもあまり見られない。青森の実験結果もほぼ同様である。

これらを総合すると50g/m²程度の薬剤散布の場合すべり摩擦係数はいずれも増大している。散布しないものと差は場所および日時によって異なるが、散布した場所のすべり摩擦係数はほぼ0.4~0.45(スノータイヤ)と一定している。すなわち50g/m²程度の塩化物を散布しておくとき雪氷のはじめの状態(塩化物を散布しないもの)のすべり摩擦係数(この場合0.2~0.4)の大小にかかわらず一定値(0.4~0.45)に近づくことが明らかである。また塩化物の種類による差はないと考えられる。

(3) 薬剤使用に当たっての問題点

(イ) 薬剤の理論使用量

まず塩化物を完全融雪氷の目的に使用する場合には、現地の雪氷の量と温度に対する氷点降下に必要な100%当量を散布しなければならない。実際にわが国においてこれに必要な量を計算してみると次のようになる¹⁹⁾。すなわち冬期を12月、1、2、3月として各月の推定降水量が各月の日最低気温の月別平均値で凍結しているものとし、これを全部とかすのに必要な薬剤を求め、薬剤単価を20円/kg、散布労力および作業用自動車燃料その他の単価を0.5円/kg、道路幅員を平均6.5mとし、道路延長1kmについての全冬期間の散布費用を計算すると表-4.7のとおりとなる。図-4.3はこの散布費用をコンターラインで示したものである。これは除雪を考えないですべての雪を薬剤で融解すると考えたものであるがいかにばく大な費用を必要とするかがわかる。

(ロ) 薬剤の実用的使用量

前述のように薬剤を完全融雪用に使用することはほとんど不可能であり、一方少量の薬剤散布でも路面の摩擦係数増大には大いに効果があるのでこれらを総合的に考慮して使用することになる。また薬剤の散布形態も溶液として散布する場合と、単体で散布する場合がある。外気温が高く、速効性を要求される場合には溶液で散布す

表-4.7 薬 剤 散 布 経 費

地 名	月	日最低気 温の月別 平均	月別平年 降 水 量 ÷3mm	月別累年積 雪日数20mm 未満につい て3mm単位	推定降雪量 (単位 3cm)	氷点降下率	単位薬剤量 (g/m ²)	月別薬剤 散布経費	一と冬の 経 費 (円)
広 島	12	2.0	18	0					19,184
	1	-0.4	13	4	8.5	0.004	102	13,311	
	2	-0.1	23	7	15	0.001	45	5,873	
	3	2.2	35	2					
岡 山	12	1.3	13	0					68,904
	1	-1.1	10	1	5.5	0.012	198	25,839	
	2	-0.9	17	5	11	0.010	330	43,065	
	3	1.7	25	0					
京 都	12	0.9	18	1					119,799
	1	-1.4	15	5	10	0.015	450	58,725	
	2	-1.1	21	5	13	0.012	468	61,074	
	3	1.2	33	2					
彦 根	12	1.9	36	5					130,957
	1	-0.7	39	18	28.5	0.007	598.5	78,104	
	2	-0.5	36	18	27	0.005	405	52,853	
	3	1.6	38	5					
岐 阜	12	1.3	26	7					138,983
	1	-1.3	22	11	16.5	0.014	693	90,437	
	2	-0.8	25	6	15.5	0.008	372	48,546	
	3	1.7	39	2					
東 京	12	1.1	19	0					82,311
	1	-1.5	14	2	8	0.016	384	50,012	
	2	-0.5	26	7	16.5	0.005	247.5	32,299	
	3	2.2	32	2					
宇 都 宮	12	-2.7	11	1	6	0.028	504	65,772	837,810
	1	-5.5	9	2	5.5	0.109	1,798.5	234,704	
	2	-4.5	18	8	13	0.090	3,510	458,055	
	3	-1.4	25	2	13.5	0.015	607.5	79,279	
甲 府	12	-2.2	14	2	8	0.024	576	75,168	755,008
	1	-5.0	10	5	7.5	0.100	2,250	293,625	
	2	-3.8	18	8	13	0.073	2,847	371,534	
	3	-0.2	23	2	12.5	0.003	112.5	14,681	
長 野	12	-2.9	20	17	18.5	0.034	1,887	246,254	2,119,191
	1	-6.3	19	45	19	0.125	7,125	929,813	
	2	-5.8	17	36	17	0.118	6,018	785,349	
	3	-2.5	18	13	15.5	0.026	1,209	157,775	
福 井	12	1.4	113	12					781,238
	1	-1.4	108	45	76.5	0.015	3,442.5	449,246	
	2	-1.5	68	38	53	0.016	2,544	331,992	
	3	0.7	53	18					
金 沢	12	2.0	114	12					357,440
	1	-0.7	93	38	65.5	0.007	1,375.5	179,503	
	2	-0.9	64	37	50.5	0.009	1,363.5	177,937	
	3	1.1	56	18					
富 山	12	1.3	104	19					951,541
	1	-1.8	100	47	73.5	0.019	4,189.5	546,370	
	2	-2.1	59	35	47	0.022	3,102	404,811	
	3	0.7	47	21					
高 田	12	0.8	178	22					1,957,892
	1	-2.0	175	59	117	0.021	7,371	961,916	
	2	-2.3	116	55	85.5	0.024	6,156	803,358	
	3	-0.8	72	51	61.5	0.008	1,476	192,618	
新 潟	12	1.3	76	14					519,717
	1	-1.4	63	40	51.5	0.015	2,317.5	302,434	
	2	-1.4	43	31	37	0.015	1,665	217,283	
	3	0.8	37	16					
福 島	12	-1.3	19	16	17.5	0.014	735	95,918	1,087,196
	1	-4.0	16	29	16	0.078	3,744	488,592	
	2	-3.5	18	23	18	0.062	3,348	436,914	
	3	-1.1	20	8	14	0.012	504	65,772	
仙 台	12	-1.4	15	11	13	0.015	585	76,343	930,988
	1	-4.1	12	16	12	0.081	2,916	380,538	
	2	-3.8	14	14	14	0.073	3,066	400,113	
	3	-1.3	19	8	13.5	0.014	567	73,994	
盛 岡	12	-4.3	24	31	24	0.086	6,192	808,056	3,399,003
	1	-7.7	18	54	18	0.139	7,506	979,533	
	2	-7.2	18	50	18	0.134	7,236	944,298	
	3	-3.7	24	30	24	0.071	5,112	667,116	

表-4.7 (つづき)

山 形	12	- 2.7	41	30	35.5	0.028	2,982	388,151	3,427,757
	1	- 6.0	33	57	33	0.120	11,880	1,550,340	
	2	- 5.4	28	46	28	0.108	9,072	1,183,896	
	3	- 2.8	26	29	26	0.030	2,340	305,370	
秋 田	12	- 1.7	52	25	38.5	0.018	2,079	271,309	3,524,870
	1	- 4.9	43	47	43	0.098	12,642	1,649,781	
	2	- 4.8	36	39	36	0.096	10,368	1,353,024	
	3	- 2.0	35	26	30.5	0.021	1,921.5	250,756	
青 森	12	- 3.3	59	41	50	0.054	8,100	1,057,050	6,489,113
	1	- 6.9	53	61	53	0.131	20,829	2,718,185	
	2	- 6.7	38	55	38	0.129	14,706	1,919,133	
	3	- 3.7	29	58	29	0.070	6,090	794,745	
旭 川	12	- 9.7	35	55	35	0.158	16,590	2,178,045	7,962,066
	1	-15.0	25	62	25	0.214	16,050	2,094,525	
	2	-14.4	19	56	19	0.208	11,856	1,547,208	
	3	- 9.1	36	61	36	0.152	16,416	2,142,288	
札 幌	12	- 7.3	36	49	36	0.159	17,172	2,240,946	7,182,459
	1	-10.9	34	62	34	0.171	17,442	2,276,181	
	2	-10.1	26	56	26	0.162	12,636	1,648,998	
	3	- 5.9	22	58	22	0.118	7,788	1,016,334	

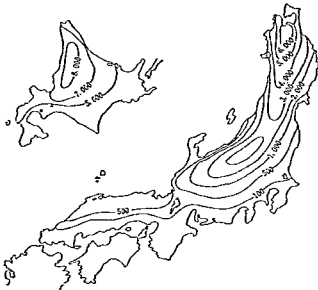


図-4.3 凍 結 対 策 費 用
一と冬 (12.1.2.3月) 単位 1,000円
幅員6.5m 延長 1kmについて

る。国道1号線の逢坂山および鈴鹿峠付近には路側パイプを設置して塩化物溶液を流下散布する装置がある。また鈴鹿、関が原方面では散水車による溶液散布も行なっている。名神高速道路でも溶液と粉体を併用している。しかし一般には単体散布すべきであり、特に夜間などに気温が低下する所では再凍結のおそれがあるので溶液散布すべきでない。塩化物の種類についても使用気温と価格の相関関係である。諸外国では岩塩が安価に入手できるのではとんど岩塩を使用し、気温低下のはなはだしい場合に塩化カルシウム、塩化マグネシウムを使用している。これら薬剤使用と外的条件の関係は表-4.8のとおりと考える。

諸外国における薬剤散布基準および条件は表-4.9¹³⁾、4.10¹⁴⁾のとおりである。わが国においても1回の散布量

表-4.8 薬剤使用と外的条件の関係

		降 雪 量	
		少 ない	多 い
気 温	高	○散布しやすいものでよい。 溶液でもよい。	○高濃度溶液または単体散布 がよい。
		○氷点降下が少なくとも安価 なものがよい。	○氷点降下が少なくとも安価 なものがよい。
		○特殊の所では尿素等も使用 可能	
		○液体薬剤の使用も考えられ る。(グリコール)	
気 温		↑	↓
		○氷点降下の大きいもの CaCl ₂ , MgCl ₂ がよい。	○氷点降下の大きいもの CaCl ₂ , MgCl ₂
	低	○単体散布または高濃度がよ い。	○単体散布がよい。 ○単体と砂の混合散布も考え られる。
		交 通 量	
		多 い	少 ない

表-4.9 塩類の使用温度(ドイツ)

種 類	最低使用温度
岩塩・残さい塩	約-6°C
塩化マグネシウム	約-12°C
塩化カルシウム	約-20°C

表-4.10 米国における塩化物散布の標準

道路種別	塩散布標準	道路条件
地方部 道路	250 ポンド/マイル/1年換	30°Fの水
	250 " "	20°F以上の雪氷
	400 " "	20°F以下の雪氷
都市部 道路	800 " "	早期散布

は20~50g/m²が普通であり、降雪の状況に応じて1回の散布量を多少増減するが、主として散布回数によって散布量および維持の程度を調節している。

(ハ) 薬剤使用の弊害

塩化物を使用した場合の弊害には周囲の動植物に対する塩害がある。しかし実際に使用した塩化物は水を融解して順次稀薄液となるのであまり弊害はないようである。また周囲の植物も降雪の期間にはほとんど枯れており、次の種または植え付け時期までには一部地中に浸透した塩分もその後の降雨のために除去されて植物に被害を与えることはないようである。しかし道路線形、側溝などの状況で一個所に多量の融解溶液が流入するような所は十分注意しなければならない。また散布時に道路に沿って葉を持った植物がある場合にも注意しなければならない。動物に対する害はほとんどないが皮革などに影響があるので作業衣などに皮革を用いないように注意する必要がある。

金属に対するさびの発生の問題はある程度やむを得ないものとされている。腐食防止の添加剤として磷酸塩または高級脂肪酸アミンなどの利用が考えられている。ある程度の効果はあるようであるが、完全な効果は期待できない。薬剤散布地区を走った車両は使用後に水洗いをすると同時に防食のためにニッケルメッキ、ラック塗などを行なわなければならない。

薬剤使用による舗装表面の破壊については、アスファルト、セメント、および骨材は一般に塩化物に対して化学反応は示さないが、温度変化による物理的な破壊を生じる。一般に大した問題はないが使用薬剤の量が多い所では十分注意しなければならない。

[4] 電熱工法

(1) 電熱の利用について

雪氷路面対策としては主として薬剤の使用が考えられるが、特に重要な道路とか、構造上走行に危険な所および地形その他の影響で局部的に積雪または凍結する区間

などに対してより高度の確実な方法として電熱の利用が考えられる。

電熱利用の方法としては、舗装面下に電熱線を布設して通電加熱するものが最も普通であり¹⁹⁾²⁰⁾²¹⁾²²⁾、そのほかに赤外線放射器によって路面上から照射²³⁾する方法もある。また今後の開発として超音波の利用による雪氷のはくり、安価な原子力温水の利用、舗装体の特殊加工(導電性を持った舗装体を作る)も考えられる。

融雪を目的として電熱を利用した場合の熱式は次のようになる。

$$q_0 = q_s + q_m + A_r(q_c + q_f) + (1 - A_r) q_c + q_g \dots (4.1)$$

ここで q_0 : 加えた全熱量

q_s : 電熱線付近の舗装体および雪の温度を上昇させるために費やされたエネルギー

q_m : 雪を融解するのに使った熱量 80 cal/g

A_r : 路面の露出率 (雪のない面積/全面積)

q_c : 舗装面からの蒸発熱量

q_f : 舗装面からの乱流および放射熱量

q_g : 雪面からの蒸発、乱流および放射熱量

q_0 : その他の熱損失

ここで路面よりの熱放出計算式はなかなか決定的なものとは得られないが、一般に次式が用いられている。

$$q_f = a C_p \cdot U (T_r - T) \dots (4.2)$$

$$q_g = b U (t_r - I) \dots (4.3)$$

ここで a, b は係数

C_p : 空気の定圧比熱

U : 風速

T_r : 路面温度

T : 気温

t_r : 路面温度に対する飽和蒸気圧

I : 空気の蒸気圧

さらに雪面よりの蒸発熱量を q_{ec} とすると

$$q_{ec} = C (t_r - I) \frac{B_0}{B} \cdot \frac{T}{T_0} \sqrt{U} \dots (4.4)$$

ここで C : 係数

B_0 : 標準気圧

B : 気圧

T_0 : 絶対温度 273

実際に路面に一樣に積雪がある場合 $A_r \neq 0$ であり、 q_c はかなり小さい値であるので

$$q_0 \approx q_s + q_m + q_g \dots (4.5)$$

と考えても大差はない。

(2) 電熱線による加熱

電熱線を舗装体中に埋設して通電し、発熱して融雪させるもので、電熱線の種類および外気温、積雪量の多少によって工法は異なる。現在使用されている電熱線は主として発熱導線をゴム質のもので絶縁被覆した図-4.4の

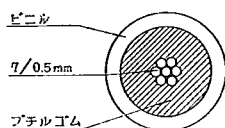


図-4.4 ゴム被覆電熱線

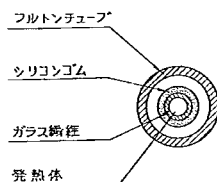
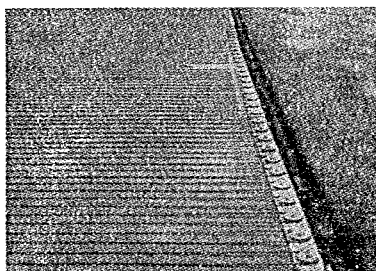


図-4.5 パイプ被覆電熱線

ような構造のものであり、一部発熱導線を絶縁し金属パイプで被覆した図-4.5のようなものも使用されている。

これらの電熱線を舗装体中に深さ7~10cmの所に7~10cm間隔で埋設する。埋設深さは浅いほど熱効率がよいが、舗装体の施工性および摩耗耐久性を考慮するとある程度の深さが必要である。埋設する場合の電熱線の間隔は加熱表面の温度分布に関係するので、普通埋設深さの1.5~2.0倍程度が望ましいとされている。電熱線の布設はあらかじめ網状(すだれ状)に組んだものを布設す



a. 治具による現場ユニット布設

b. 施工の早いすだれ状ユニット
写真-4.1 電熱ケーブルの布設法

る場合と、現地で治具を使用して蛇行配列を行なう方法と二とおりがある。これらの状況を写真-4.1に示す。

電熱線の加熱効率について国道18号線野尻付近²⁹⁾で行なった実験結果は次のとおりである。電熱線の配置は図-4.6のようであり、橋梁部についてはP.S.コンクリートけたの中詰め中に温度測定用熱電対を埋設し、ならしコンクリートと舗装コンクリートの間に電熱線および計器端子を埋設した。またこの橋梁に接続する道路部分にアスファルト舗装を行ないその中に電熱線を埋設して実験を行なった。

(イ) アスファルト舗装部の連続通電観測

観測期間は昭和39年1月26日より3月2日までの間行なった。電力スイッチの操作は人力により行ない、降雪があつて当該舗装面に積雪かまたは残留水分が凍結するおそれのある場合にスイッチを入れ、ほぼ融雪が終わつたと思われる時にスイッチを切ることとした。夜間12時から翌朝7時までは積雪があつてもスイッチは入れないことにした。操作および観測は職員が交替で常に一人駐在して行なった。したがって個人差もあり、またはじめての経験なので不経済な電力使用もあったと思われるが、実用化した場合の標準となると考えられる。

観測は通電中は1時間に1回(一部30分に1回)行ない、通電終了後もしばらくは観測した。その記録を1日単位でまとめたのが表-4.11である。表で除外電力とはアスファルト舗装面加熱以外の実験に使用した電力である。氷当量は積雪の密度を1月は0.073, 2月は0.074, 3月は0.05として計算したものである。効率は全電気量を熱カロリーに換算して氷当量に対する融解熱量との比をとった。実施した舗装面積は40m²である。表-4.11によると全期間を通じての効率が48%であり、初めての実験としては非常によい。これはもちろん地域差による気象条件の相違によって異なってくるであろうが、外気温が+5°C~-5°C程度の気温の地方では大体適用されると思う。なおこれを各日の効率についてみると10~70%の広い範囲にわたっている。この変動の原因としては操作した人の個人差による相違とか、外気温の差などいろいろ考えられるが、最も大きい原因は1回の降雪量である。図-4.7はおのおの日の降雪量と効率の関係を示す。この図によると1回の降雪量が少ない間は効率が悪く、一定量以上(水換算1cm)になると効率もよくほぼ70%となっている。これは当然考えられることで降雪量が少ない場合は熱カロリーの損失比率が多くなり、また発熱の大部分が舗装体の温度上昇に消費されるからである。しかし100%近い効率は少し良すぎるようである。ここで問題は太陽のふく射熱である。実際には(電力加熱+太陽のふく射熱)となつて、上記のごとき高い効率が得られているのである。

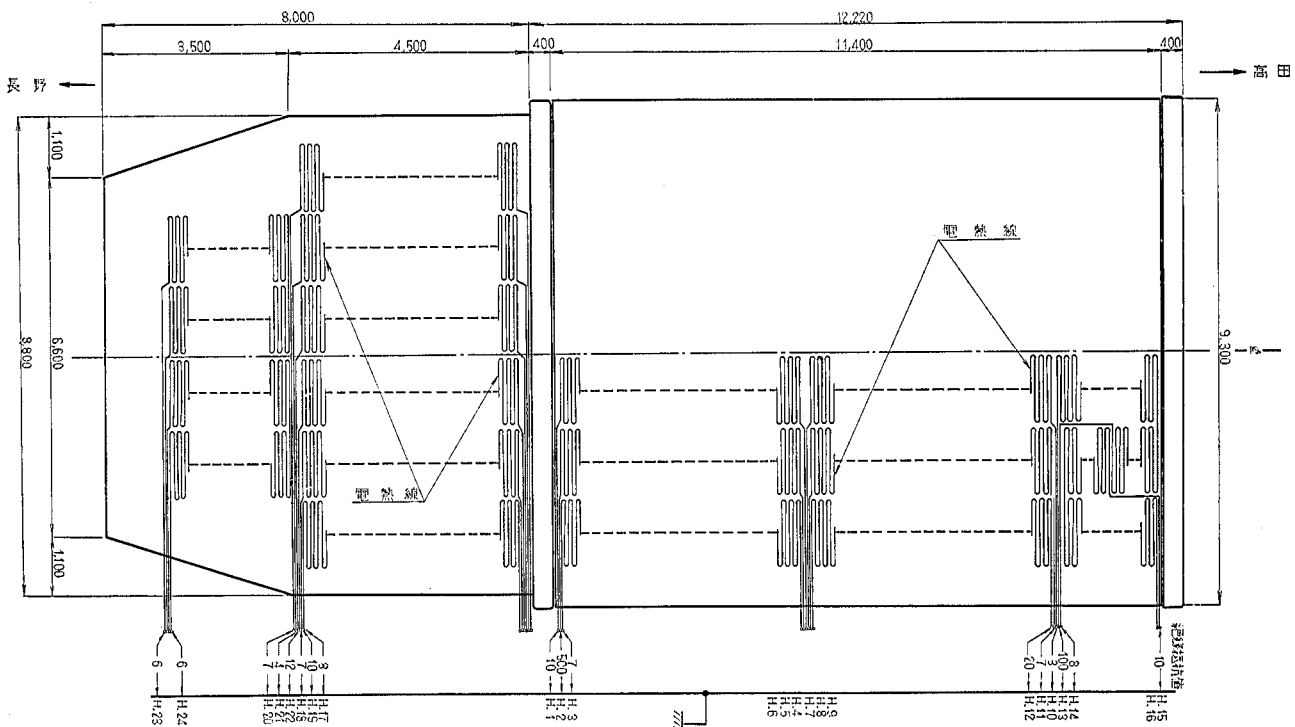


圖-4.6 (a) 電 線 配 置 圖

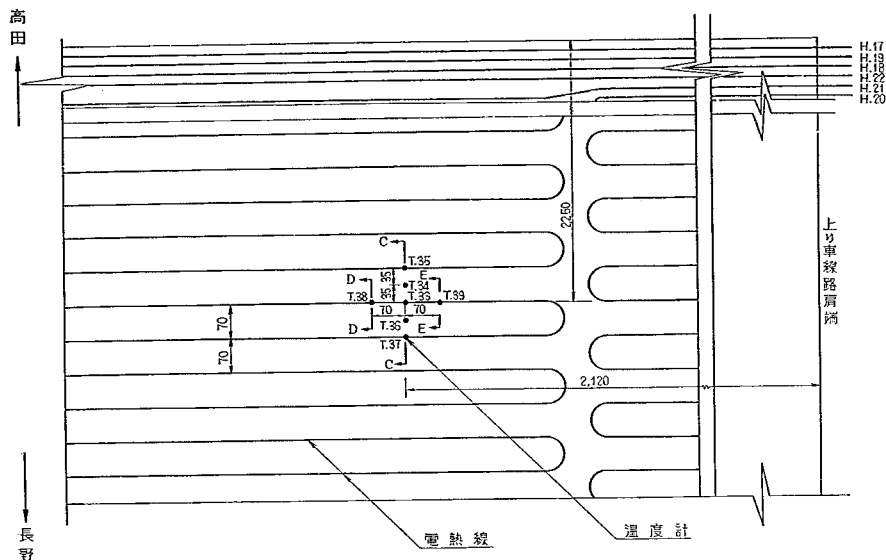


図-4.6 (d) 道路部平面図

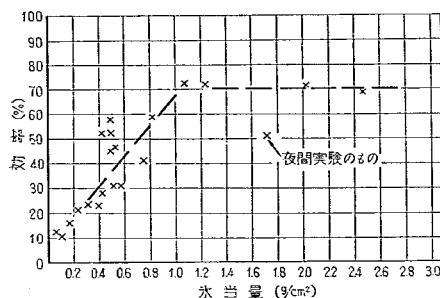


図-4.7 降雪量と効率の関係

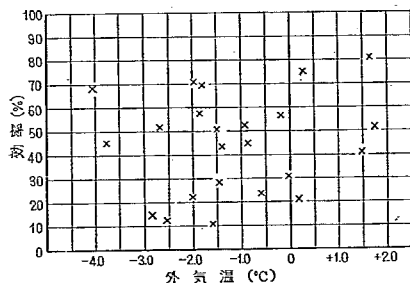


図-4.8 外気温と熱効率

次に外気温と熱効率の関係であるが、これは図-4.8のとおりである。図によると外気温と効率はあまり関係ないと考えられる。計算上外気温の影響は式(4.2),

(4.4) に示されているとおりであるが、実用的には式(4.5) によると考えるとあまり影響はないことになる。実際に熱伝導によって融雪雪が行なわれるのは舗装に接した雪氷の最下部であって、融雪氷が完了して始めて外気に接するのである。したがって融雪氷中ではあまり外気温には影響されない。

本地区は交通量は少なく、1時間20台前後であって通過交通によって雪が混合され、または側方へ除去される作用はほとんどないが、交通量の多い地区ではみぞれ状の雪が路側に飛ばされるのでもう少し効率はよくなるものと考えられる。

(ロ) アスファルト舗装部の熱効率

アスファルト舗装体の通電時の温度測定から熱伝導および効率を調べると表-4.12, 4.13のとおりである。まず1月29日の観測値は表-4.12のとおりである。表面1、表面2は舗装表面に埋設した熱電対による表面温度であり、表面1は加熱区間のもので、表面2は隣接した非加熱区間のものである。1月29日は埋設工事のために加熱したので表面の計測値は使えないが、それ以後(31日)のものについては有効である。33, 35, 37, 38, 39はケーブル埋設地点の温度である。ケーブルは発熱体なので最も高温のもの39を計算に使用する。他のものは熱電対

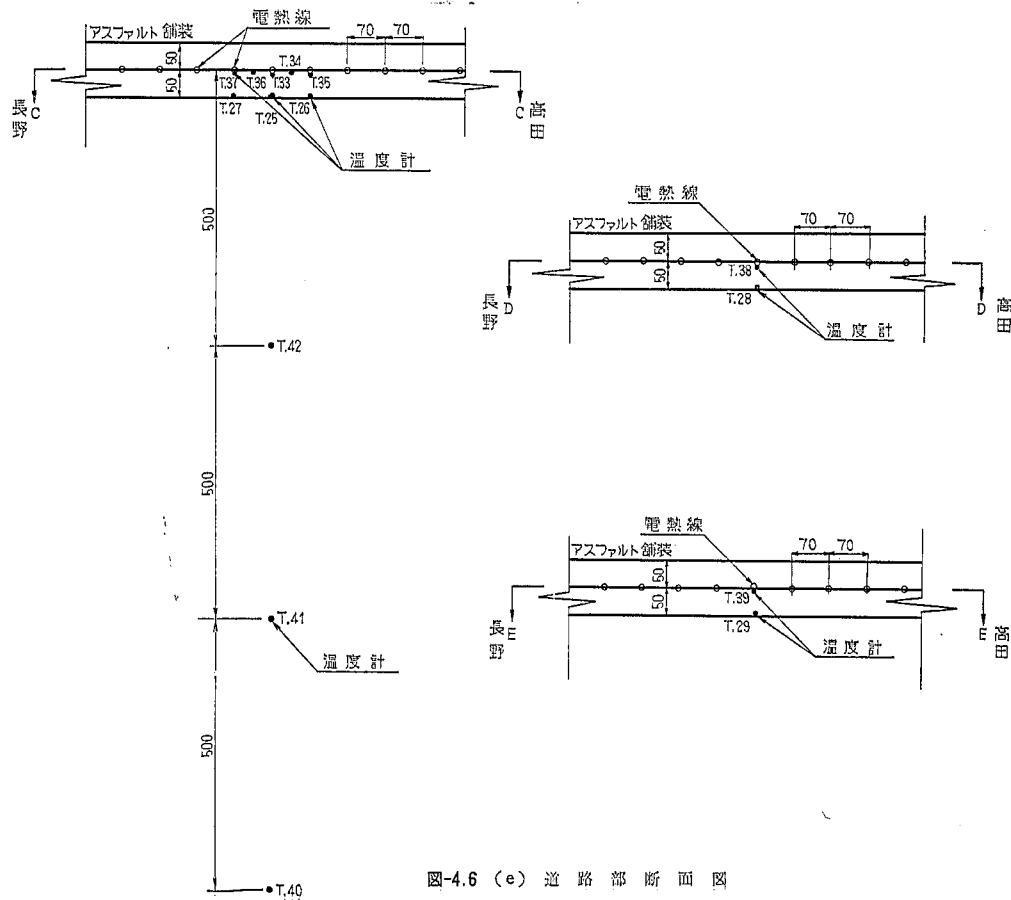


図-4.6 (e) 道路部断面図

表-4.11 記録総括 昭和39年1月26日～3月2日

月日	時刻	積雪量	天候	スイッチ	積算 電力計	電力	除 外 電 力	実使用 電力	氷当量	効 率
1.26	11.17	10.0	くもり	ON	21.0	73.2	赤外線 1kW×6時間×1個=6kW 測定用計器 0.1kW×6時間=0.6kW	66.6	0.730	40.9
27	17.28 11.20		雪晴	OFF	94.2 275.5					
29	11.15	17.0	晴	ON	771.4	63.2	赤外線 1×1×5.5 測定 0.1×5.5	56.7	1.241	81.0
	16.45		晴	OFF	834.6					
31	8.15	3.0	晴	ON	1,000.8	44.7	赤外線 1×1×4 測定 0.1×4	40.2	0.219	20.1
	12.15		晴	OFF	1,045.5					
2. 2	9.15	6.0	雪	ON	1,148.4	111.0		111.0	2.183	70.8
	22.15	29.5	雪	OFF	1,259.4					
3	8.45	37.5	雪	ON	1,369.6	43.5		43.5	0.621	52.7
	12.45	38.0	雪	OFF	1,413.1					
4	8.45	13.0	小雪	ON	1,413.1	55.0		55.0	1.073	71.5
	12.45	14.5	雪	OFF	1,468.1					
5	8.45	4.5	小雪	ON	1,468.1	53.3		53.3	0.407	28.2
	13.45	5.5	雪	OFF	1,521.4					
6	8.45	1.0	晴	ON	1,521.4	21.4		21.4	0.074	12.7
	10.45		晴	OFF	1,542.8					
7	8.30	7.0	小雪	ON	1,542.8	36.8		36.8	0.518	52.0
	12.00		雪	OFF	1,579.6					
10	8.30	8.0	くもり	ON	1,579.6	54.8		54.8	0.592	40.2
	13.30		雪	OFF	1,634.4					
12	8.00	10.0	雪	ON	1,634.4	131.0		131.0	2.479	68.9
	10.00	12.5	雪	ON	1,654.1					
	10.00	3.0	雪	ON	1,654.1					
	21.00	21.0	雪	OFF	1,765.4					
13	8.00	21.0	晴	ON	1,765.4	51.8		51.8	0.814	57.9
	13.00	32.0	晴	OFF	1,817.2					
14	7.30	20.0	小雪	ON	1,817.2	46.5		46.5	0.296	23.5
	12.00	24.0	晴	OFF	1,863.7					
	21.00	4.0	雪	ON	1,863.7	31.1		31.1	0.370	44.3
	24.00	1.0	雪	OFF	1,894.8					
15	8.00		晴	ON	1,894.8	40.5		40.5	0.500	45.4
	12.00		晴	OFF	1,935.3					
16	8.00		晴	ON	1,935.3	32.2		32.2	0.500	57.2
	11.00		晴	OFF	1,967.5					
17	8.00	17.0	雪	ON	1,967.8	62.3		62.3	0.518	30.6
	14.00	24.0	雪	OFF	2,030.1					
18	8.00	5.0	雪	ON	2,030.1	60.9		60.9	0.370	22.5
	14.00	くもり	雪	OFF	2,091.0					
19	9.00	1.0	晴	OFF	2,091.0	0		0	0.074	余熱による融雪
	12.00		晴	OFF	2,091.0					
20	17.15	2.0	小雪	ON	2,091.0	35.5		35.5	0.148	15.4
	20.40		雪	OFF	2,126.5					
24	10.00		小雪	ON	2,652.3	226.2	赤外線 5kW×2.0kW コントローラ-0.1kW×2.7	123.5	1.702	51.0
25	9.00	23.0	雪	OFF	2,878.5					
28	17.35	6.0	雪	ON	3,408.0	41.7		41.7	0.518	46.1
	21.35	7.0	晴	OFF	3,449.7					
3. 2	7.35	2.0	くもり	ON	3,544.8	35.2		35.2	0.100	10.2
	10.35		雪	OFF	3,580.0					
1月26日～3月2日 合 計								1223.4	16.047	48

ただし、効率の計算 = $\frac{396,500 \times 16,047 \times 80}{1,223.4 \times 860,000} \times 100 = 48\%$

ただし、除外電力は赤外線照射実験、各種計測器、照明等に使用した電力を除外した。

氷当量は積雪量に対して比重を1月0.073、2月0.074、3月0.05として計算したものである。

効率は全電気量を熱カロリ-に換算して氷当量に対する融解熱との比をとった。

表-4.12 アスファルト舗装路面温度計測値 (昭和39年1月29日)

電力消費量														
時外	気 刻 温	11°30'	11°05' 2.8	11°43' 2.6	12°15' 1.7	12°45' 2.2	13°15' 2.7	13°45' 2.2	14°15' 2.1	14°45' 1.1	15°15' 0.8	15°45' 0.7	16°15' 0.6	16°45' 0.5
表面温度計					0.1	(2.5)	0.1	0.5	(4.5)	0.7	1.7	2.4	3.4	5.5
表 面 2			18.1	7.7	5.95	6.2	5.0	5.0	5.0	1.24	1.0	1.75	0	0
表 面 1			5.45	6.7	6.45	8.94	6.7	5.0	5.5	4.7	4.0	4.7	—	6.2
33		0.75	0.75	4.0	4.96	5.45	3.2	6.2	6.45	6.4	6.4	6.4	7.4	7.5
35		0.75	0.75	3.2	6.7	7.45	7.45	8.45	8.70	8.4	8.4	8.7	9.0	9.9
37		0.5	0.5	2.2	5.95	6.2	6.45	6.7	7.5	7.2	7.4	7.4	7.4	8.4
38		0.3	0.3	5.2	6.45	7.2	7.45	7.5	7.9	7.9	8.2	8.2	8.7	8.9
39		0.3	0.3	6.2	7.45	8.2	8.4	8.42	9.4	9.2	9.4	9.9	9.9	10.9
34		0.75	0.75	2.7	4.0	4.46	4.7	5.20	5.70	5.7	6.0	6.0	6.4	7.2
36		0.75	0.75	2.2	3.22	3.72	3.72	3.97	4.7	4.7	4.7	5.0	5.0	5.7
25		0.5	0.3	4.0	4.23	4.48	4.68	4.45	4.7	4.5	4.7	4.9	4.9	5.2
26		0.3	0.3	1.24	2.2	2.73	3.2	3.72	3.96	4.2	4.2	4.5	5.0	5.0
27		0.5	0.5	1.0	2.2	2.73	2.98	3.72	4.20	4.5	4.5	4.5	5.0	5.0
28		0.5	0.5	1.0	1.98	2.48	2.98	3.48	4.7	4.0	4.0	4.2	4.7	5.0
29		0.75	0.5	1.24	2.2	2.48	2.98	3.48	3.96	4.0	4.0	4.2	4.7	5.0
29		0.75	0.75	1.24	2.48	2.73	3.2	3.72	4.20	4.2	4.7	4.7	5.0	5.2
39—29		—	—	4.96	4.97	5.47	5.2	4.7	5.2	5.0	4.7	5.2	4.9	5.7
42		2.5	2.5	2.2	2.48	2.48	1.98	2.2	2.48	2.54	2.54	2.0	2.54	2.48
41		4.22	4.0	3.7	3.7	3.48	3.48	3.48	3.7	3.7	3.5	3.5	3.5	3.7
40		5.96	5.2	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	4.70	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
積算電力計使用電力														
摘 要		11°15' 通電開始				13°15' 車両通行 12°45' 表面はくり 部分ほぼ融解				14°45' 全体融解				

表-4.13 アスファルト舗装路面温度計測値 (39年1月31日)

電力消費量		5.4	5.5	5.6	5.5	5.8	1.8	9.4	5.7	平均 5.6	
時 刻	気 温	8°10' 0.6	8°45' 0.4	9°15' 0.4	9°45' 0.4	10°15' 0	10°45' 0.1	11°15' -0.1	11°45' -0.2	12°15' -0.2	
表面 温 度 計		積雪3cm 0	0.1	0.8	1.9	2.0	3.9	6.4	5.7	5.2	3cm 比重0.0785
表 ー 2		0	0	0	0	-0.9	-4.35	-0.9	1.45	-0.9	
表 ー 1		0.29	0.29	0.58	0.9	0.9	3.2	5.5	5.8	6.1	
33		1.16	4.29	5.8	3.8	7.3	8.7	10.2	10.2	11.0	
35		1.16	6.75	7.7	8.7	9.3	11.0	12.5	12.8	13.0	
37		1.16	5.8	6.75	7.3	7.5	9.3	13.9	11.3	11.5	
38		1.16	6.1	7.55	8.7	9.3	10.5	11.5	12.5	12.5	
39		1.16	7.55	8.7	9.9	10.1	11.5	13.0	13.0	13.6	
34		1.16	3.48	4.6	5.5	6.1	7.5	8.7	9.3	9.9	
36		1.16	2.61	3.8	4.35	4.95	6.4	7.8	8.4	11.5	
39—36			4.94	4.9	5.55	5.15	5.1	5.2	4.6	2.1	
25		1.74	2.32	3.20	4.1	4.35	5.2	6.1	6.4	6.95	
26		1.74	2.32	3.20	4.1	4.35	5.2	6.1	6.4	7.3	
27		1.74	2.32	2.90	4.1	4.1	4.95	5.8	6.1	6.75	
28		1.74	2.32	3.20	4.1	4.1	4.95	5.8	5.8	6.75	
29		1.74	2.32	3.20	4.1	4.35	5.2	6.1	6.1	7.3	
39—29			5.23	5.5	5.8	5.75	6.3	6.9	6.9	6.3	
42		3.48	3.20	3.20	3.48	3.48	3.48	3.48	3.20	3.48	

表-4.13 (つづき)

41	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35	4.35
40	4.35	4.92	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
積電力計 使用電力									
摘 要	8時15分 通電開始								

が少しケーブルから離れたと解釈した。34, 36はケーブルとケーブルの中間点であるが、温度の低い方が正確な中間点に近いと考えて36をとった。25, 26, 27, 28, 29はケーブルより5cm下の位置であり、どれもほとんど同じ温度なので29を代表的にとった。これらによって温度変化を表わすと図-4.9のようになる。

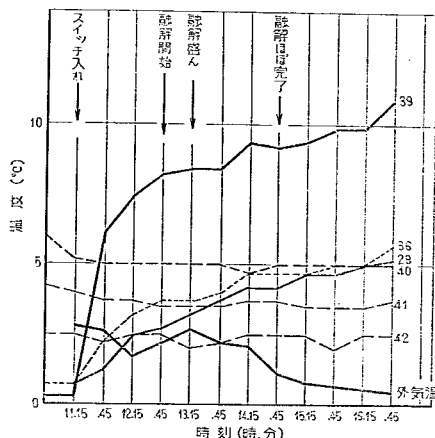


図-4.9 加熱時温度変化曲線 (アスファルト舗装 1月29日)

○発熱カロリー、1時間当たり発熱量を Q とすると

$$Q = \frac{V^2}{\Omega} \times 860 \times \frac{1}{A} = 22.1 \text{ cal/cm}^2/\text{hr} \dots (4.6)$$

$$Q \times 3.5 = 77.35 \text{ cal/cm}^2/\text{回} \dots (4.7)$$

ここで V は電圧 110V, Ω は抵抗 8.2, A は 1 ケーブルの担当する面積 $82\text{m} \times 7\text{cm}$, である。図-4.9において融解に要した時間は 3.5 時間であるからその間の全発熱量は式(4.7)のとおりである。

○融解カロリー、この実験で融解した雪の全融解熱 Q_s は次のとおりである。

$$Q_s = 17\text{cm} \times 0.09 \times 80 \text{ cal} = 122.4 \text{ cal/cm}^2 \dots (4.8)$$

式(4.7)と(4.8)を比較して融解カロリーの方が発熱カロリーより大きいのはおかしい。これは図-4.9からもわかるように、外気温が $+2^\circ\text{C}$ であるために空気によって加熱されたこと、および太陽のふく射熱によって相当融

解されたと考えられる。

○発熱カロリーの流れ、ケーブルで発生した熱量の流れを見ると表-4.12において点 36, 29 は融雪中はほぼ同じ 5°C 前後である。また 39 と道路表面の温度差はほぼ一定値 8°C と考えてよいであろう。(39—36) もほぼ一定値 4.5°C である。これらを見ると融雪中は熱流動がほぼ定常状態にあると考えてよい。熱カロリーの流出量は温度こう配に比例するから、全発生カロリーのうち $8/(5+8) = 61.5\%$ が表面に向かって流れ、 $5/(5+8) = 38.5\%$ は下方に向かって流れることになる。したがって 1 時間当たり

$$Q(\text{上}) = 22.1 \text{ cal/hr/cm}^2 \times 0.615 \\ = 13.59 \text{ cal/hr/cm}^2 \dots (4.9)$$

同じく 1 時間当たり下方に向かって流れるカロリーは

$$Q(\text{下}) = 22.1 \text{ cal/hr/cm}^2 \times 0.385 \\ = 8.51 \text{ cal/hr/cm}^2 \dots (4.10)$$

となる。

○初期加熱現象

ケーブルで加熱を開始したばかりの状態では、ケーブルを中心に等方的に熱伝導が行なわれる。そしてこの熱が 5cm の舗装面に達した後しばらくすると前述のごとき定常流になると考えられる。これらの計算および表-4.12 図-4.9 を総合すると約 0.8 時間程度は熱は上下方向に等しく流れ、その後上方へ 61.5% だけ流れることになる。ここで使用した舗装体の熱係数は表-4.14 のとおりとする。

表-4.14 舗装体の熱係数

	密度	熱伝導係数	比熱
アスファルト	2.2	0.00135 cal/cm·sec·deg	0.22
コンクリート	2.4	0.0056 cal/cm·sec·deg	0.25
路盤	1.9	0.003 cal/cm·sec·deg	0.20

上方に流れた総熱量 H_o は

$$H_o = Q \times \frac{1}{2} \times 0.8 \times 3600 + Q \times 0.615 \times 2.7 \times 3600 \\ = 310 \text{ cal/7cm} = 44.3 \text{ cal/cm}^2 \dots (4.11)$$

上方に流れた熱量のうちアスファルト舗装が吸収したものを推算すると

$$H_{oa} = \left\{ \frac{0.7^\circ + 4.5^\circ}{2} \times 5\text{cm} \times 7\text{cm} + (9.4^\circ - 4.7^\circ) \right. \\ \left. \times 5\text{cm} \times 7\text{cm} \times \frac{1}{3} \right\} \times 0.22 \times 2.2 \\ = 72.4\text{cal/cm} \\ = 10.2\text{cal/cm}^2 \dots\dots\dots (4.12)$$

したがって雪の中へ流出した熱量 H_s は式 (4.11), (4.12) より

$$H_s = 44.3 - 10.2 = 34.1\text{cal/cm}^2 \dots\dots\dots (4.13)$$

熱カロリーの流れから見た効率 l は式 (4.7), (4.13) より

$$l = \frac{34.1}{77.35} = 0.44 \dots\dots\dots (4.14)$$

しかし29日の雪の量から計算した全融解熱量は 122.4cal/cm^2 であり、電力よりの供給熱量は 34cal/cm^2 であるので見かけ上の効率は $122.4/34 = 358\%$ となり $122.4 - 34 = 88.4\text{cal/cm}^2$ はその他の熱量、すなわち主としてふく射熱によって融解したものと考えられる。また総発熱量に対する融解効率は $122.4/77.35 = 158\%$ となる。このときのふく射熱は測定していないが、文献によるとふく射熱量は $20 \sim 30\text{cal/cm}^2/\text{hr}$ であり最大は $60\text{cal/cm}^2/\text{hr}$ となっているので、 $88.4/3.5 = 25.2\text{cal/cm}^2/\text{hr}$ はふく射熱によってのもので解してもよい。

ふく射熱のあまり関係しない例として表-4.11の2月24日～25日の夜間の通電記録がある。これは通電は自動制御装置を通して行ない、設定温度を $+5^\circ\text{C}$ とした。すなわち舗装表面近くの温度が $+5^\circ\text{C}$ 以上になると自動的に切断されるようにしたものである。したがって幾分の過熱は考えられ、またふく射熱の方も朝夕の時間では幾分加えられたと考えられる。この間の降雪が 20cm で効率が 51% になっているのは図-4.7の特異点となって表われている。これはふく射熱の有無の影響を表わしている。

○長期間の地中温度の変化

図-4.10は測定期間中の地中温度の変化である。これ

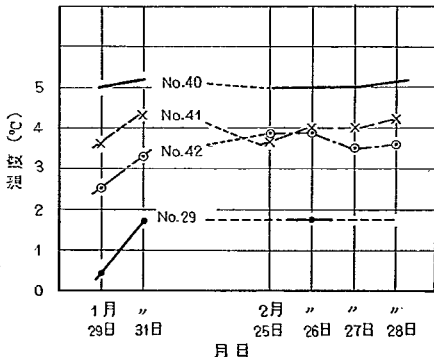


図-4.10 地中温度の長期変化(アスファルト舗装下部)

は各月日の電源スイッチを入れる直前の温度であり、連続加熱中の温度ではない。地中 1.5m の地点 No. 40 はほぼ 5°C で全期間一定である。 1.0m の地点 No. 41 についても 4°C 前後ではほぼ一定と考えられる。しかし 0.5m の地点 No. 42 は最初 2.5°C であったものが、その後は大体 3.5°C になっている。また舗装直下の No. 29 も最初は 0°C に近いものであったのが、その後は 2°C 近くになっている。すなわち加熱によって内部に蓄積されたカロリーは、路盤温度を上昇していることになる。これを図-4.11に示す。この図から計算される蓄積カロリー H は、

$$H = \left\{ (1.75 - 0.5) + (3.5 - 2.5) \right\} \frac{4.5}{2} + (3.5 - 2.5) \\ + (4.0 - 3.7) \frac{50}{2} + (4.0 - 3.7) \frac{20}{2} \times r \times \rho \\ = 32.7\text{cal/cm}^2$$

これは発熱量を $22.1\text{cal/cm}^2/\text{hr}$ とすると $M = H/Q = 32.7/22.1 \approx 1.5\text{hr}$ となる。

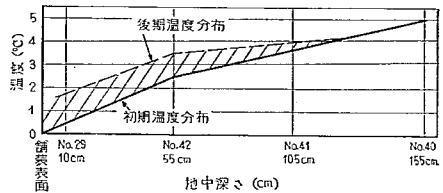


図-4.11 地中温度上昇状況

これらを総合すると、1回3.5時間の通電で地中温度は図-4.11程度に上昇し、それより長く通電すると地中温度はなお上昇する。通電を中止すると、もちろん熱カロリーは舗装表面から流出し地中温度は低下する。しかし長期間通電の場合は常に図-4.11程度の温度を保ち、通電開始とともに容易に図-4.9の平衡状態に達すると考えられるので、長期実用的には熱効率を 60% と考えてよい。

○アスファルト舗装加熱における結論

以上および表-4.13を合わせ考えると初期加熱時間は30分程度である。すなわち加熱開始より30分すると表面に熱カロリーが出はじめ、約1時間すると融雪が盛んになる。熱効率は短時間加熱の場合には悪く、長時間加熱になるにしたがってよくなり、 $1.5 \sim 2.0$ 時間後には加熱カロリーの約 60% が表面に流れるが、総合的な効率は 20% 程度であり、 $5 \sim 10$ 時間加熱したとき 40% 程度となる。しかし断続しながらも長期間加熱を行なう場合には地中温度が上昇するので熱効率はよくなる。この場合も初期加熱時間はほぼ同じであるが、その後は熱の表面流出効率は 60% またはそれ以上になると考えられる。

電熱工法を実用した場合の融雪に対する効率は、雪の

量の多いほど効率がよく10cm以上の積雪を日中で融解した場合の見かけ上の効率は70%程度である。これには無だな通電が含まれるとともに、逆に太陽のふく射熱の影響が大きいのであって、夜間ふく射熱のない場合の効率は45~50%程度である。

この実験のように1m²に200Wの加熱配線をした場合の融雪能力は、雪の密度を0.08として、夜間では1.0~2.0cm/hr, 日中では2.0~4.0cm/hr程度と考えられる。また融雪はなるべく日中に行なうようにし、夕方までに完了するように計画するのが効果的である。

(ハ) コンクリート橋面の熱効率

○実測値の検討

図-4.12はコンクリート橋面内部温度の記録である。

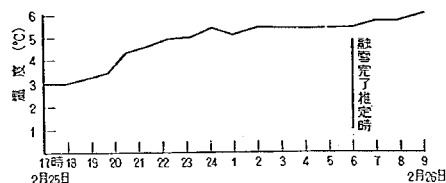


図-4.12 温度変化曲線(コンクリートの部分, 大雪, 25日17時~26日朝の間20cm積雪)

このときの融雪量と電気量との関係の効率を l とすると

$$l = \frac{20\text{cm} \times 0.066 \times 80\text{cal} \times 100\text{cm} \times 100\text{cm}}{13\text{h} \times 200\text{W} \times 860\text{cal}} \approx 47\%$$

この場合融雪完了時間は推定で6時とした。また表-4.15

表-4.15 コンクリート橋面温度計測値(昭和39年2月28日)

時 間	9.5	10.05	10.35	11.05	11.35	12.05
外 気 温		-0.5	-0.3	+0.3	+0.0	-0.2
表 面 温 度 計	0	+0.3	+0.2	+5.2	+8.5	+9.5
20 △	0	+3.25	+3.25	+3.75	+7.75	+8.75
21	0	+3.25	+3.25	+3.50	+6.50	+8.00
22	0	+3.25	+3.25	+3.50	+6.75	+8.50
18 △	0	+1.75	+1.75	+2.00	+5.75	+7.25
23	0	+2.00	+2.25	+2.50	+5.75	+7.25
9	0	+0.75	+1.25	+1.50	+2.50	+2.75
11 △	0	+1.75	+2.00	+2.00	+3.25	+3.50
13	0	+1.50	+1.75	+1.75	+3.00	+3.50
10	0	+1.25	+2.00	+2.25	+3.25	+3.50
12 △	0	+1.00	+1.25	+1.50	+2.50	+2.75
5	0	0	+0.25	+0.25	+1.00	+1.00
8 △	0	0	+0.25	+0.50	+1.00	+1.25
6	0	0	+0.25	+0.50	+1.25	+1.50
7	0	0	+0.25	+0.50	+1.25	+1.25
3	0	0	0	-0.5	0	-0.25
4	0	0	+0.25	-0.25	+0.25	0
1	0	0	0	-0.5	0	-0.25
2	0	0	0	-0.5	0	-0.25
摘 要	9.35 スイッチオン		積雪 8cm 密度 0.06	11.05 融雪 60~70% 完了	11.35 融雪完了	

および図-4.13は日中の加熱融解の記録である。この場合の効率は

$$l = \frac{8\text{cm} \times 0.06 \times 80\text{cal} \times 100\text{cm} \times 100\text{cm}}{2\text{h} \times 200\text{W} \times 860\text{cal}} \approx 112\%$$

これらの状況はアスファルト舗装の場合とよく似ている。すなわち夜間のふく射熱のない場合は効率は40~50%程度であり、日中ふく射熱のある場合は100%を越している。また図-4.13より融雪中の温度こう配は一定であって、地表面が0°Cに対して発熱点付近が3.3°C, 3cmの点No.11は2.0°Cである。したがって表面に流出

する効率 l は

$$l = \frac{\frac{3.3}{5}}{\frac{3.3}{5} + \frac{1.3}{3}} \approx 61\%$$

コンクリートの場合も加熱された熱カロリーは最初上下に等しく流れ、次いで上方に60%流れる状態になる。ただアスファルト舗装の場合定常流になるまでに30分またはそれ以上の時間を必要としたのに対し、コンクリートの場合は30分以内で定常流状態になっていることがわか

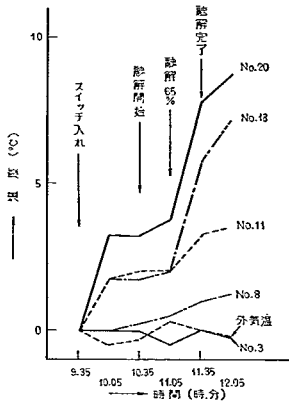


図-4.13 加熱時温度変化曲線 (コンクリート橋 2月28日)

る。

○コンクリート加熱における結論

以上よりコンクリート舗装は熱伝導が早く、10~20分で熱が舗装表面に表われて融雪を開始する。30分以上になると下方への熱伝導は10cm以上となり、ほぼ層発熱に近い現象となる。2時間以上では、それまでの全熱効率は約40%となる。しかし発熱部分の温度上昇は比較的少なく5時間後でも5°C程度にすぎない。これに対してアスファルト舗装は熱伝導が悪く、内部の温度上昇が大きいので、最初の一定時間までの熱効率はコンクリートの場合より低くなる。

したがってコンクリートの場合の融雪能力もアスファルト舗装の場合とほぼ等しく、夜間で1~2cm/hr、日中では2~4cm/hr程度である。ただ本橋のごとく50cm程度のスラブ橋の場合は道路上のアスファルト舗装の場合に見られたような地中に熱カロリーを蓄積することがなく、図-4.14によっても明らかのように、スイッチ切断後8~10時間で0°Cとなる。したがって第2回目以降も

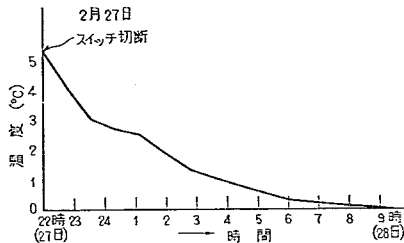


図-4.14 温度降下曲線 (コンクリート No.12, 雪なし、電力を切断した状態)

特に効率がよくなるということはなく、上述の状況を毎日繰り返すことになる。

(3) 赤外線による加熱

電熱線による加熱実験と平行して、赤外線による照射実験も行なった。使用した投光器は一般工業用赤外線乾燥器で1灯1kWのものである。この投光器を路側のポールに付けて路面を照射し、融雪の状況を観測した。写真-4.2参照。この場合の1灯当たり照射融雪面積はほぼ

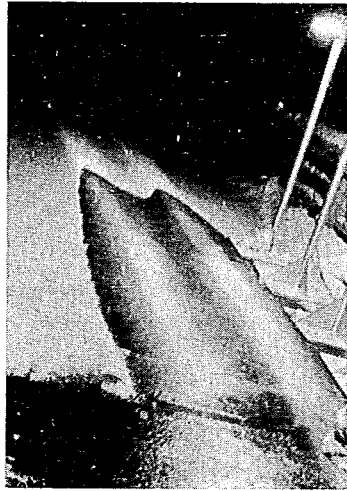


写真-4.2 赤外線による融雪

5m²であったので電力は200W/m²となっている。この実験の観測結果は表-4.16のとおりである。表によると電熱線の場合と同様に、降雪量の少ない場合は効率が悪く、また夜間は日中のふく射熱のある場合に比べて小さくなっているのは当然といえよう。この実験中舗装表面の温度は融雪中は0°C前後であり、融雪完了後は+4°C~+8°Cであって外気温度との温度差は4°C~10°Cに達している。外気との温度差による空気中への熱伝導は、計算によると温度差8~10°Cで200W/m²となり、ほぼ赤外線の照射熱量を全部吸収していることになり、4~5°Cで50%効率と考えてよい。

したがって赤外線も十分雪氷路面対策として使用しうる。特に赤外線は舗装表面のみを加熱するから有効であり、橋梁などで下部が熱伝導の良いコンクリートであり、橋面舗装が熱伝導の悪いアスファルト舗装である場合などは当然赤外線利用も考えられる。また赤外線は電源さえあれば簡単に取り付けることができるのも長所である。しかし反面赤外線はふく射した瞬間に作用し、舗装体中の電熱線のように、余分のカロリーを温度上昇と

表-4.16 赤外線融雪量

年月日 時刻～日 時	降雪	消費電力量	効率	路面	備考
39年2月23日, 16時10分～24日10時00分	7cm	72kW	13%	セメントコンクリート	(夜) 18時間
" 2月24日, 15時00分～25日 9時00分	23 "	72 "	44 "	"	" "
" 2月25日, 15時30分～25日17時00分	1.5 "	6 "	34 "	アスファルト	(昼) 1.5 "
" 2月25日, 20時10分～26日 9時00分	20 "	52 "	52 "	"	(夜) 13 "
" 2月27日, 21時30分～28日 9時35分	8 "	48 "	22.6 "	"	" 12 "

いう形で保留し、調節することができない。降雪の強度は常に変動するが、赤外線の効力は一定であって、その最大なものに合わせなければならず、もし多少でも積雪を見ると効率は低下して積雪はますます多くなる。また配光も不均等であって一部無だな温度上昇をする地点も生じる。

(4) 電熱利用における自動制御および凍結予報

(イ) 自動制御装置

電熱工法の利点は効果の確実さのほか、操作が容易であることが大きい。操作を容易にして、しかも通電を経済的に行うためには自動制御装置が必要である。自動制御装置は外的状況（気温、湿度、雪氷の有無）を検知する部分と、これに応じて加熱電源スイッチ、警報ランプなどを作動する部分とからなっている。図-4.15¹³⁾はオーストラリアで作られたものの構造図であり、図-4.16

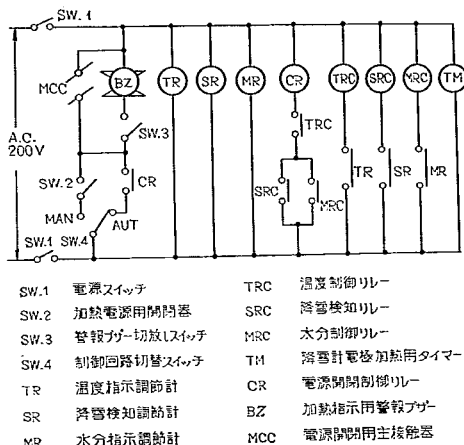


図-4.16 自動制御装置（古河電工）

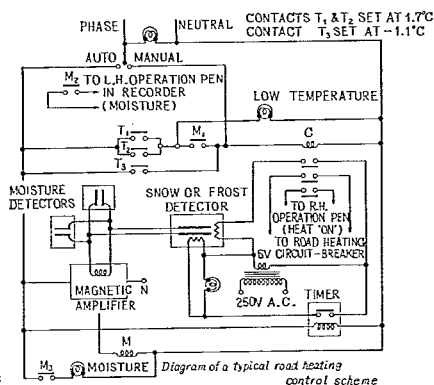


図-4.15 自動制御装置（オーストラリア）

は古河電工製作のものである。オーストラリアのものは温度検出部に熱電対を利用し、湿度は路面上に埋め込まれた2電極間の抵抗を1メガオームとし、これが3/4メガオームに落ちると作動するように調整されている。雪および霜も同様の方法で検出するが、これにはヒーター

が付けであり、一定時間ごとに自動スイッチが入って加熱し、雪を融解して湿度を検出する。Tが温度リレーで路面温度が1.7°C以下に落ちると接点T₁またはT₂が閉じる。次いで湿度リレーM₁が閉じると制御リレーCが働く。T₃は路面温度が-1.1°Cに落ちると閉じ、湿度に無関係に制御装置Cを作動させる。この装置は道路表面が非常に低温になることを防ぎ、低温路面が湿潤になった場合の加熱遅れを防止するためのものである。制御リレーCの機能は①主加熱回路を働かせること、②補助接点を使って主接点を働かせ自記させる。③雪および凍結の検出器の中にある乾燥用ヒーターの回路を働かせる。したがって道路加熱は路面温度が一定以上になるか、または路面が乾燥してしまうかと終わるように調整されている。図-4.16の古河電工のものも原理はほぼ同じであるが、温度測定にサーミスタを使用している。これらの工法は単に電熱工法の場合だけでなく、道路管理のための警報用としても使用することができる。

(ロ) 凍結警報装置

単に電熱融雪する場合だけでなく、薬剤その他の散布する場所についても、作業上および道路の安全管理上、路面の凍結状況を警報する装置は大変有効である。凍結

警報装置のディテクターの原理は先の自動制御の場合と同様であり、これを伝達通報すればよいことになる。図-4.17は英国で使用されている警報装置²⁹⁾の略図である。

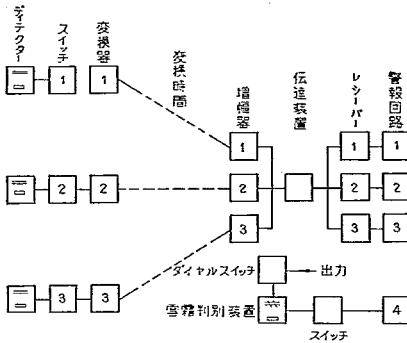


図-4.17 警報装置の略図

る。これは温度ならびに湿度ディテクター (1~3チャンネルで作動する3つの分離した警報チャンネル) と1つの雪判別装置とを持ったものである。

(ハ) 凍結予報装置

路面の気象状況を測定した上に、さらに熱流動計算を行ない、一定時間後の路面温度を推定する装置をつけたものが凍結予報装置である。図-4.18はこの原理の構成

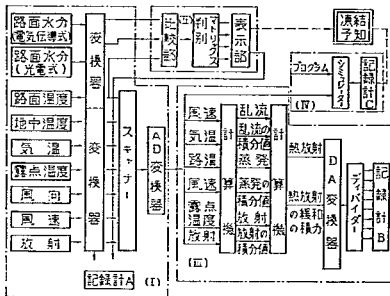


図-4.18 凍結予報装置構成図

図である²⁶⁾。図から明らかなように路温、地下温を始めとする地点気象を測定した上で、その地点における乱流熱交換量、蒸発熱量、放射熱量を計算し、次いで路温の変動計算を行なうと、一定時間後の路面温度が推定される。これはと別に測定された路面水分の有無を合わせて一定時間後の凍結状況を予報するものである。

実際には一定時間後の熱収支計算の大きい要素となる風向、風速、天候 (晴れ、曇りなど) 等の予測がなかな

か困難であり、そのためには特定な気象観測地点の高空気象 (気温、風速) を用いた統計手法による温度予測手法も行なわれている。

〔5〕 散水消雪工法

雪を融解する方法の特殊なものとして、わが国では長岡地方で始められた散水消雪工法²⁷⁾²⁸⁾がある。最近では長岡地方のみでなく広く北陸、東北地方でも実用に供されている。図-4.19はこの状況を示す。この工法は比較

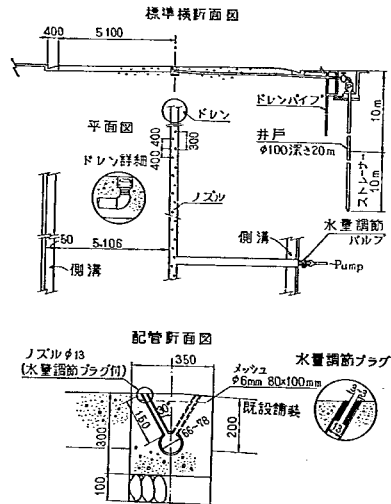


図-4.19 消雪パイプ構造

的温度的高い地下水を豊富に積雪面に散布して、地下水の持つ温度エネルギーで融雪するものであって、設備費も比較的安価でほとんど給水費用のみしか必要でないの非常に経済的である。しかし地下水の条件と同時に外気温も比較的高い地方 (0°C以上) に適していると考えられる。

一般に消雪に必要な地下水量 V は次式によって計算される。

$$V = \frac{(q \cdot p) \cdot (t \cdot C_s + L_f + T_2)}{(T_1 - T_2) \eta} \quad (4.15)$$

ここで q : 降雪量 L_f : 氷の融解熱

p : 雪の密度 C_s : 氷の比熱

t : 雪の温度 T_1 : ノズル噴水が路面に着いたときの水温

T_2 : 側溝末の最低水温

η : 水温損失効率

式 (4.15) において q を最大日降雪量 38cm/日、 $p=0.1$ 、 $t=-1^\circ\text{C}$ 、 $T_1=12.5^\circ\text{C}$ 、 $T_2=+1^\circ\text{C}$ 、 $\eta=0.5$ として計算すると $V=6.2\text{cm}^3/\text{sec}/\text{m}^2$ となる。実用上も大体この

程度で十分であると考えられる。

地下水が十分得られない地方では海水を利用する工法も考えられている。この場合は海水の持つ温度エネルギーのほかに氷点降下の効果もあわせ利用している。しかし雪氷を融解する主体は熱カロリーであって、なるべく高い温度の海水を取ることが重要である。

〔6〕 その他の工法

(1) スノーマルター

地理的条件が悪くて散水消雪ができない場所で、融雪を行なう必要がある場合は、電熱のほかに燃焼式スノーマルターが利用される²⁹⁾。燃焼式スノーマルターには各種のものがあがるがその1例を図-4.20に示す。図に示すど

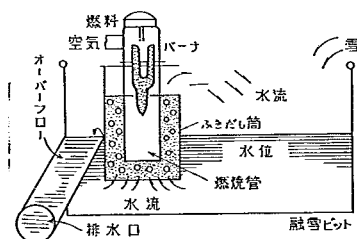


図-4.20 スノーマルター

とく灯油または軽油の燃焼熱で融雪するものであって、1機の融雪能力は30~40t/hr程度であり、積雪1m³(比重0.5)の融雪費用は250円前後である。このようにスノーマルターは融雪のためには最も高価になるが、移動可能であり特殊な場所では十分利用価値がある。

〔7〕 雪氷路面のすべり対策の適用法

雪氷路面のすべり対策はこれまで述べたように、雪氷路面の問題と自動車タイヤの問題の両方がある。なるべくどんなタイヤでも通行可能であることが望ましいが実際に雪氷対策上ある限界がある。この限界から決定される通行車両の使用タイヤの標準を設定した上で、この標準を満足するような路面状態に維持することが必要である。

一定の路線について路面状態を維持する標準が決定された場合は、その路線全体を通じてほぼ一様にその状態を確保することが望ましい。一方道路は地形、気象の状況が場所によって異なり、必ずしも路面の雪氷状態は一樣ではない。したがって雪氷路面のすべり対策の適用に当たっては路線ごとに検討すると同時に、同一路線上であっても場所によって工法が異なったり、程度(薬剤の散布量、電熱の使用量等)の差があることに注意しなければならない。

5. むすび

雪氷路面のすべりについては走行上非常に重要な問題であるにもかかわらず、比較的最近まで深く研究、検討されなかった。しかし最近の自動車交通の発達には冬期における走行の安全性を強く要求しており、これに対する結論が急がれている。

本研究は主として雪氷路面におけるすべり抵抗の実態と自動車の走行性との関係について論じ、さらに雪氷路面のすべり対策についても述べた。しかし本文でも述べたように雪氷路面のすべり抵抗は路面、タイヤ、運転などの状況に応じて広く変化するので、これを一方的に決定することは不可能であり、したがって雪氷路面のすべり抵抗から見た道路の幾何構造も一方的に決定することはできない。本研究は一応現在の路面状態に対応するすべり摩擦係数およびこれを基本とした道路の幾何構造のあり方について論じたが、今後さらに雪氷路面のすべり対策の発展と相まって再検討して行く必要がある。

また雪氷路面のすべり対策としては、なるべく良好な状態に維持するように努めるべきであるが、しかも道路の走行性の基準(道路の幾何構造が決定された基準、走行タイヤの規定など)との相関においてその程度を決定し、実施すべきであると考えられる。

本研究の実施に当たっては道路研究室の金泉研究員、小野田技官のほか多くの人々の努力に負うところが大きい、さらに現地実験に協力してくださった上越国道工務事務所、長野国道工務事務所、東北地建、日本道路公団の方々に深く感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

1. 市原, 金泉, 小野田「雪氷路面の駆動時のすべり摩擦係数」土木技術資料10-10 (1968)
2. 市原, 金泉, 小野田「各種路面のすべりまさつ係数について」土木技術資料6-6 (1964)
3. 市原, 金泉「雪氷路面のすべり摩擦係数」土木技術資料9-8 (1967)
4. 市原, 小野田「昭和39年度に測定した路面のすべりまさつ係数について」土木技術資料7-7 (1965)
5. 市原 薫「路面のすべり抵抗に関する研究(1)」土木研究所報告135号, 40p. (1969)
6. 小山, 高橋, 川井「塩化カルシウムの砂を散布した場合の氷結路面のすべり抵抗について」北海道土木試験所報告, 128号
7. 日本建設機械化協会「積雪地域における高速道路の計画基準作成のための調査報告」(1967)
8. 日本自動車タイヤ協会「中部管区スノータイヤ公試試験報告書」
9. 日本自動車タイヤ協会「近畿管区スノータイヤ公

- 式試験報告書」
10. 日本自動車タイヤ協会「中国管区スノータイヤ公
式試験報告書」
 11. 日本自動車タイヤ協会「スノータイヤ試験報告
書」
 12. "Dienstabweisung für die Verwendung von
Streusalzen im Winter," "Merkblatt für Ma-
ssnahmen gegen Winterglätte auf Strassen."
Der Forschungsgesellschaft für das Strasse-
nwesen E. V.
 13. "Technical analysis of salt (Sodium chloride)
for ice and snow removal" Salt Institute,
Chicago, Illinois.
 14. A study of the effects of chemicals and
abrasives in snow and ice removal from hi-
ghways." H. M. Edwards and D. R. Brohm,
Department of Civil Engineering, Queens
University, Kingston, Ontario.
 15. 古川 巖「アイス・リムーバー X27の除雪効果に
ついて」雪氷24巻1号
 16. 「路面雪氷対策第一次報告書」土木研究所, 道路
研究室
 17. Dr. Heinz Buggisch, "Chlorcalcium, ein sch-
nellwirkendes Streusalz zum Tauen von Eis
und festen Schneebelegen auf Strassen," Str-
asse und Autobahn, Jan. (1963)
 18. 市原, 徳島「塩化物による路面の凍結防止につい
て」道路, (1964年6月)
 19. "Techniques for Automatic Heating of Road
Surfaces," Australian Electrical World. Sept.
(1962)
 20. I. G. Storey "Road Heating the mound." Tr-
affic Engineering and Control Dec. (1963)
A.M.I.C.E
 21. 「仙人トンネル氷結防止舗装試験研究報告」古河
電気工業KK, (1962年3月)
 22. P. A. Schaerer "Melting snow and ice by
heating pavements." Building Research Note,
Division of Building Research, National Re-
search Council, Ottawa, Canada, Jan. (1966)
 23. J. P. Frier, "Design Requirements for Infra-
red Snow Melting Systems." Illuminating
Engineering, Oct. (1964)
 24. 市原, 金泉, 徳島「電熱による路面凍結対策(1)(2)」
土木技術資料6巻10号, 11号(1964)
 25. P. J. Williamson "Experimental Ice-warning
System," Traffic Engineering, Dec. (1963)
 26. 「道路気象, 雪氷対策その2」高速道路調査会,
気象対策小委員会(1967年5月)
 27. 土屋芳雄「消雪パイプについて」第19回建設省技
術研究会
 28. 大沼国之「散水消雪」雪氷24巻6号
 29. 「融雪機性能試験および調査報告」近畿地方建設
局(1966年3月)

別 表

別表-2.1 雪氷路面のすべり摩擦係数

測定場所 7号線弘前市藤崎町

測定車 トレーラー型試験車

測定年月日 S 35.2

道 路 状 況	タイヤ種別	走行速度 km/h	摩 擦 係 数		温 度		摘 要
			縦	横	外 気 温	路面温度	
人工氷結 1.0mm	リブタイヤ	20	0.10	0.11	-1.5 ~ -4.7°C		横すべり角は10~15度である。
		40	0.07	0.12			
	ラグタイヤ	20	0.11	0.09			
		40	0.11	0.09			
	スノータイヤ	20	0.09	0.13			
		40	0.09	0.13			
	チェーン付リブタイヤ	20	0.13	0.21			
		40	0.11	0.18			
新 雪 5cm	リブタイヤ	20	0.26	0.32			
		40	0.29	0.24			
	ラグタイヤ	20	0.29	0.24			
		40	0.32	0.26			

別表-2.2 雪氷路面のすべり摩擦係数

測定場所 山梨県山中湖畔

測定車 大型道路試験車

測定年月日 S 36.12

道 路 状 況	タイヤ種別	走行速度 km/h	摩 擦 係 数		温 度		摘 要
			縦	横	外 気 温	路面温度	
人工氷結 1.5mm	リブタイヤ	20	0.14		-11.0 ~ -12.0°C		
		30	0.14				
		40	0.14				
		60	0.14				
	スノータイヤ	20	0.16				
		30	0.15				
		40	0.15				
		60	0.15				
	チェーン付リブタイヤ	20	0.24				
		40	0.24				
		60	0.23				
	チェーン付スノータイヤ	20	0.15				
氷結上に砂散布 70g/m ²	リブタイヤ	20	0.23				
		40	0.23				
		60	0.20				
	スノータイヤ	20	0.17				
		40	0.15				
		60	0.15				
	チェーン付リブタイヤ	20	0.37				
		40	0.21				
		60	0.19				
	チェーン付スノータイヤ	20	0.18				
		40	0.19				
		60	0.22				

別表-2.2 (つづき)

道 路 状 況	タイヤ種別	走行速度 km/h	摩 擦 係 数		温 度		摘 要
			縦	横	外 気 温	路面温度	
氷結上にNaCl 40g/m ²	リブタイヤ	20	0.36				横すべり角は20度である。
		40	0.21				
		60	0.25				
	スノータイヤ	20	0.33				
		40	0.28				
		60	0.19				
	チェーン付リブタイヤ	20	0.51	0.15			
		40	0.25	0.13			
		60	0.34	0.22			
	チェーン付スノータイヤ	20	0.26				
		40	0.23				
		60	0.17				
氷結上にCaCl ₂ 40g/m ²	リブタイヤ	20	0.32	0.36			
		40	0.31	0.36			
		60	0.28	0.40			
	スノータイヤ	20	0.14				
		40	0.14				
		60	0.16				
	チェーン付リブタイヤ	20	0.34				
		40	0.23				
		60	0.23				
	チェーン付スノータイヤ	20	0.22				
		40	0.27				
		60	0.34				

別表-2.3 雪氷路面のすべり摩擦係数

測定場所 山梨県山中湖畔

測定車 大型道路試験車

測定年月日 S 37.12

道 路 状 況	タイヤ種別	走行速度 km/h	摩 擦 係 数		温 度		摘 要
			縦	横	外 気 温	路面温度	
人工氷結, 2mm厚	リブタイヤ	20	0.24	0.21	-7.5°C		
氷結上, 砂散布 133g/m ²	リブタイヤ	20	0.31	0.33	-7.5		
氷結上 NaCl 50g/m ²		20	0.17	0.18	-8.0		
氷結上, NaCl 50g/m ²		20	0.20	0.30	-7.0		
氷結上 NaCl 150g/m ²		20	0.20	0.45	-8.0		
氷結上 NaCl 67g/m ²		20	0.15	0.19	-8.0		
氷結上 NaCl 74g/m ²		20	0.15	0.27	-7.0		
氷結上 3NaCl+1CaCl ₂ 75g/m ²		20	0.22	0.44	-7.0		
氷結上 3NaCl+1CaCl ₂ 166g/m ²		20	0.44	0.60	-7.0		
氷結上 8砂+3NaCl+1CaCl ₂ 156g/m ²		20	0.49	0.66	-7.5		
氷結上 4砂+3NaCl+1CaCl ₂ 125g/m ²		20	0.21	0.36	-8.0		

別表-2.4 雪氷路面のすべり摩擦係数

測定場所 名 神, 関カ原

測定車 大型道路試験車

測定年月日 S 39. 2. 6~7

道 路 状 況	タイヤ種別	走行速度 km/h	縦 摩 擦 係 数			温 度		摘 要
			左	右	平 均	外気温	路面温度	
古い積雪 5~10cm とけ 始めた状態 39. 2. 6	リ ブ タ イ ヤ	20	0.33	0.36	0.345	3.0 ~ 4.0°C		
		60	0.39	0.36	0.375			
		65	0.75	0.36	—			
		70	—	0.39	0.39			
古い積雪 5~10cm 圧雪 でなく, 小粒状下部は氷 盤 39. 2. 6	リ ブ タ イ ヤ	20	0.38	0.41	0.395	0 ~ -1.0		
		40	—	—	0.39			
		45	—	—	0.47			
		50	0.48	—	0.48			
		60	0.49	0.38	0.435			
新雪 2~3cm 氷結なし, 融雪寸前 39. 2. 7	リ ブ タ イ ヤ	20			0.37	3.0 ~ 4.0		
		40			0.36			
		50			0.34			
		55			0.43			
		60			0.58			
新雪 2~3cm 融雪開始 39. 2. 7	リ ブ タ イ ヤ	60			0.56	3.0 ~4.0		

別表-2.5 雪氷路面のすべり摩擦係数

測定場所 名 神, 関カ原

測定車 大型道路試験車

測定年月日 S 39. 2. 12

道 路 状 況	タイヤ種別	走行速度 km/h	縦 摩 擦 係 数			温 度		摘 要
			上 り	下 り	平 均	外気温	路面温度	
除雪後再積雪 4cm 路面氷結	リ ブ タ イ ヤ	10	0.15	0.19	0.170	-1.0 ~ 2.0°C		
		20	0.23	0.24	0.235			
		30	0.22	0.28	0.25			
		40	0.22	0.29	0.255			
		50	0.24	0.24	0.24			
除雪後積雪 5mm 路面氷結	リ ブ タ イ ヤ	15	0.21	0.25	0.23	-1.0 ~ -2.0		
		30	0.24	0.25	0.245			
		40	0.25	0.24	0.245			
		50	0.22	—	0.22			
除雪のあと薬剤散布し10 分後 路面氷結 5mm	リ ブ タ イ ヤ	15		0.26		-1.0 ~ -2.0		
		30		0.26				
		40		0.30				
除雪後積雪 5mm	リ ブ タ イ ヤ	10	0.23			-1.4 ~ -2.0		
		20	0.24					
		30	0.26					
		40	0.30					
		50	0.32					

別表-2.6 雪氷路面のすべり摩擦係数

測定場所 17号線三俣

測定車 大型道路試験車

測定年月日 S 41. 2. 2

道 路 状 況	タイヤ種別	走行速度 km/h	縦 摩 擦 係 数		温 度		摘 要
			左	右 平均	外気温	路面温度	
圧 雪 薬 剤 な し	B. S. ヲブタイヤ (41.2.3)	20	0.287~0.344	0.316	3.0 ~ 2.2°C	0°C	3
		40	0.344~0.373	0.354			3
		50	0.344~0.459	0.392			3
	B. S. スノータイヤ (41.2.2)	20	0.430~	0.430	0	0	3
		40	0.456~0.537	0.492			3
		50	0.483~0.537	0.501			3
	B. S. スパイクタイ ヤ (41.2.2)	20	0.430~0.483	0.456	1.0~0	0	3
		40	0.510~0.591	0.537			3
		50	0.537~0.564	0.555			3
	横浜スパイクタイヤ (41.2.3)	20	0.262~0.366	0.331	5.5 ~ 6.0	0	3
		40	0.471~	0.471			3
		50	0.445~0.471	0.462			3
	チェーン付 B. S. リブタイヤ (41.2.3)	20	0.110~0.220	0.183	3.0 ~ 3.5	0	3
		40	0.331~0.386	0.368			3
		50	0.331~0.441	0.386			3
圧 雪 薬 剤 あ り	B. S. リブタイヤ	—	— —	—			—
		20	0.413~1.047	0.441	0~0.5	-1.5	4
		40	0.413~0.468	0.441			2
		50	0.496~0.551	0.514			3
	B. S. スパイクタイ ヤ (41.2.2)	20	0.456~0.573	0.513	1.0~0	-2.5 ~ -2.0	3
		40	0.537~	0.537			3
		50	0.510~0.564	0.537			3
	横浜スパイクタイヤ (41.2.3)	20	0.392~0.471	0.418	5.5 ~ 6.0	-2.0	3
		40	— —	—			—
		50	0.471~0.523	0.488			3
	チェーン付 B. S. リブタイヤ (41.2.3)	20	0.331~0.441	0.386	3.0 ~ 3.5	-0.5 ~ -0.4	3
		40	0.496~0.578	0.523			3
		50	0.386~0.441	0.423			3

摘要の数字は測定回数。

別表-2.7 雪氷路面のすべり摩擦係数

測定場所 17号線湯沢

測定車 大型道路試験車

測定年月日 S 42.1.31~2.1

道 路 状 況	タイヤ種別	走行速度 km/h	縦 摩 擦 係 数		温 度		摘 要
			左	右 平 均	外気温	路面温度	
圧雪, 薬剤あり 42. 1.31	リブタイヤ	20	0.268~	0.268	-0.7°C		3
		40	0.244~0.293	0.276			3
		50	0.171~0.195	0.179			3
圧雪, 薬剤なし 42. 1.31	リブタイヤ	20	0.146~	0.146	-0.7		3
		40	0.171~0.195	0.180			3
		50	0.220~0.244	0.228			3
圧雪, 薬剤あり (42. 1.31薬剤散布) 42. 2. 1	チェーン付タイヤ	20	0.306~1.046	0.408	-0.5~0	-1.5 ~-1.2	4
		40	0.383~0.510	0.459			3
		50	0.434~0.485	0.451			3
	スノータイヤ	20	0.255~0.408	0.306	0.5 ~1.5	0	3
		40	0.332~0.459	0.400			3
		50	0.383~0.434	0.408			3
圧雪, 薬剤あり (42. 2. 1薬剤散布) 42. 2. 1	チェーン付タイヤ	20	0.408~0.510	0.447	-0.5~0	-1.5 ~-1.2	3
		40	0.434~0.510	0.467			3
		50	0.434~0.485	0.459			3
	スノータイヤ	20	0.357~0.408	0.374	0.5 ~1.5	0	3
		40	0.383~0.408	0.400			3
		50	0.408~0.459	0.434			3
圧雪, 薬剤なし 42. 2. 1	チェーン付タイヤ	20	0.459~0.510	0.485	-0.5~0	-1.5 ~-1.2	3
		40	0.434~0.459	0.451			3
		50	0.408~0.510	0.459			3
	スノータイヤ	20	0.306~0.357	0.323	0.5 ~1.5	0	3
		40	0.383~0.434	0.408			3
		50	0.357~0.434	0.400			3

摘要の数字は測定回数。

別表-2.8 雪氷路面のすべり摩擦係数

測定場所 17号線上越

測定車 大型道路試験車

測定年月日 S 43.1.23~30

道 路 状 況	タイヤ種別	走行速度 km/h	縦 摩 擦 係 数		温 度		摘 要
			左	右 平 均	外気温	路面温度	
普通圧雪 湯沢 43.1.23	スノータイヤ	20	0.458~0.620	0.558			20回
" 湯沢 43.1.24	スノータイヤ	20	0.544~0.659	0.593			22
" 湯沢 43.1.26	リブタイヤ	20	0.229~0.262	0.241			6
		40	0.262~0.331	0.303			6
" "	スノータイヤ	20	0.187~0.258	0.228			6
		40	0.451~0.585	0.493			6
" "	スパイクタイヤ	20	0.196~0.362	0.263			6
		40	0.404~0.533	0.476			6
" "	チェーン付タイヤ	20	0.392~0.542	0.455			6
		40	0.325~0.517	0.406			6
" 湯沢 43.1.27	スノータイヤ	20	0.301~0.573	0.392			30
" 三俣 43.1.29	スノータイヤ	20	0.318~0.622	0.502			64
" 三俣 43.1.30	スノータイヤ	20	0.330~0.504	0.422			20

摘要の数字は測定回数。

別表-2.9 雪氷路面のすべり摩擦係数

測定場所 8号線天田峠

測定車 大型道路試験車

測定年月日 S 43.1.9~11

道 路 状 況	タイヤ種別	走行速度 km/h	縦 摩 擦 係 数			温 度		摘 要
			左	右	平 均	外気温	路面温度	
古 い 圧 雪 路 面 (43. 1. 9) " (43. 1.10)	リ ブ タ イ ヤ	20	0.229~0.301		0.275	-0.2°C	0°C	10回
	リ ブ タ イ ヤ	20	0.187~0.362		0.267			8
		40	0.286~0.415		0.344			8
	ス ノ ー タ イ ヤ	20	0.336~0.464		0.415	+1.9	0	8
		40	0.294~0.458		0.362			8
	ス バ イ ク タ イ ヤ	20	0.191~0.484		0.421			11
		40	0.355~0.533		0.443			8
	チ エ ー ン 付 タ イ ヤ	20	0.319~0.482		0.448			8
		40	0.303~0.549		0.423			8
古 い 雪 の 人 工 圧 雪 (43. 1.11)	リ ブ タ イ ヤ	20	0.269~0.303		0.289	+1.5	0	10
	ス ノ ー タ イ ヤ	20	0.276~0.415		0.319			14
	ス バ イ ク タ イ ヤ	20	0.276~0.416		0.337			12
	チ エ ー ン 付 タ イ ヤ	20	0.236~0.505		0.373			16

摘要の数字は測定回数。

別表-2.10 雪氷路面のすべり摩擦係数

測定場所 上 越 三 俣

測定車 大型道路試験車

測定年月日 S 44. 2. 4

道 路 状 況	タイヤ種別	走行速度 km/h	縦 摩 擦 係 数			温 度		摘 要
			左	右	平 均	外気温	路面温度	
アスファルト舗装圧雪路面	リ ブ タ イ ヤ	20	0.206	0.209	0.207			各3回の平均値。
		40	0.206	0.209	0.207			
"	ス ノ ー タ イ ヤ	20	0.290	0.268	0.279			
		40	0.312	0.245	0.278	+0.3 ~ 0.4°C	0°C	
"	ス バ イ ク タ イ ヤ	20	0.340	0.343	0.341			
		40	0.373	0.378	0.375			
"	チ エ ー ン 付 リ ブ タ イ ヤ	20	0.423	0.418	0.420			
		40	0.446	0.429	0.437			

別表-2.11 雪氷路面のすべり摩擦係数

測定場所 17号線上越, 湯沢

測定車 大型道路試験車

測定年月日 S 42.1.31~2.1

道 路 状 況	タイヤ種別	走行速度 km/h	横 摩 擦 係 数			温 度		摘 要	
			左	右	平 均	外気温	路面温度		
庄 雪, 湯 沢 一 般 路 面	リ ブ タ イ ヤ	20			0.364	-2.8℃	0℃	横すべり角25度、測定各3回	
		40			0.312				
		50			0.367				
	ス ノ ー タ イ ヤ	20			0.406	1.0	0		
	ス パ イ ク タ イ ヤ (2.3.三俣)	20			0.366	0	0		
		40			0.457				
		50			0.426				
	チェーン付リブタイ ヤ	20			0.459	1.0	0		
		40			0.405				
		50			0.378				
	庄 雪, 湯 沢 薬 剤 散 布	リ ブ タ イ ヤ	20			0.294	-0.7		-0.1
			40			0.266			
50					0.275				
ス ノ ー タ イ ヤ		20			0.337	-0.2	-1.4		
		40			0.323				
ス パ イ ク タ イ ヤ (2.3.三俣)		20			0.303	0	-2.2		
		40			0.467				
		50			0.496				
チェーン付リブタイ ヤ		20			0.342	-0.2	-1.4		
		40			0.361				
		50			0.392				

別表-2.12 雪氷路面のすべり摩擦係数

測定場所 17号線, 上越, 三俣

測定車 大型道路試験車

測定年月日 S 42.2.2~3

道 路 状 況	タイ ヤ 種 別	走行速度 km/h	横 摩 擦 係 数			温 度		摘 要
			左	右	平 均	外気温	路面温度	
庄 雪, 三 俣 一 般 路 面	リ ブ タ イ ヤ	50			0.669	2.6℃	0℃	横すべり角25度、測定各3回
	ス ノ ー タ イ ヤ	20			0.432	0	0	
		40			0.368			
		50			0.480			
	ス パ イ ク タ イ ヤ	20			0.711	5.7	0	
		40			0.537			
		50			0.452			
	チェーン付リブタイヤ	50			0.669	3.2	0	
庄 雪, 三 俣 薬 剤 散 布	リ ブ タ イ ヤ	20			0.569	2.6	-0.5	
	50			0.769				
	ス ノ ー タ イ ヤ	20			0.427	0.2	-1.5	
		40			0.309			
		50			0.341			
	ス パ イ ク タ イ ヤ	20			0.381	5.7	-2.0	
		40			0.617			
		50			0.472			
チェーン付リブタイヤ	20			0.569	3.2	-0.4		
50			0.769					

別表-2.13 タイヤ種類別駆動時すべり摩擦係数およびころがり抵抗係数

月 日	試験場所	測定状態および待時間	試 験 場 所								備 考	
			リブタイヤ		スノータイヤ		スパイクタイヤ		チェーン付タイヤ			
			範	囲 平 均	範	囲 平 均	範	囲 平 均	範	囲 平 均		
43. 1. 9	倶利伽羅峠	走行しながら空転 停止空転 停止空転	30秒 5分	0.093~0.117 0.119~0.157 0.111~0.152	0.106(3) 0.134(3) 0.127(3)					0.426~0.461 0.405~0.536	0.444(2) 0.455(5)	倶利伽羅トンネル富山よりの 入口付近 前日の圧雪路面
43. 1. 9	天 田 峠	走行しながら空転 停止空転	30秒	0.040~0.085 0.064~0.086	0.070(3) 0.070(4)	0.039~0.404 0.369~0.432 0.145~0.204 0.258~0.377	0.322(2) 0.400(2) 0.184(3) 0.324(3)	0.419~0.440 0.430(2) 0.558~0.678 0.617(3)				1, 2 日前に降った圧雪路面
43. 1. 11	天 田 峠	走行しながら空転 停止空転 停止空転	30秒 30秒 30秒	0.337~0.365 0.043~0.187 0.066~0.089	0.349(3) 0.133(3) 0.083(4)	0.309~0.506 0.383~0.517 0.075~0.108	0.396(3) 0.460(4) 0.092(8)	0.361~0.453 0.367~0.481 0.060~0.101	0.398(3) 0.448(4) 0.084(6)	0.452~0.471 0.269~0.418 0.079~0.113	0.460(3) 0.351(3) 0.090(5)	2, 3 日前に降った路肩の雪 を出したものを圧雪した状態
43. 2. 20	金大溝内	走行しながら空転 最大摩擦係数(ピーク) 停止空転 最大摩擦係数(ピーク) 停止空転 停止空転	30秒 30秒 30秒 2分 2分 2分	0.210~0.240 0.166~0.601 0.052~0.221 0.269~0.398 0.097~0.137 0.043~0.058	0.223(3) 0.307(5) 0.149(5) 0.334(2) 0.117(2) 0.049(4)	0.318 0.507~0.743 0.333~0.593 0.593~0.716 0.194~0.426 0.0574~0.082	0.318(1) 0.665(5) 0.442(5) 0.662(4) 0.274(4) 0.069(2)	0.449~0.469 0.713~0.888 0.149~0.645 0.820~0.962 0.429~0.512 0.054~0.064	0.459(3) 0.778(9) 0.484(9) 0.872(4) 0.474(4) 0.603(4)	0.345~0.387 0.689~0.805 0.489~0.563 0.646~0.844 0.453~0.576 0.0509~0.0679	0.370(3) 0.753(4) 0.525(4) 0.747(4) 0.519(4) 0.057(4)	前日から降り始めた雪とその 路肩より出した新雪を圧雪に した状態
43. 2. 21	泉ヶ丘高 校前	走行しながら空転 最大摩擦係数(ピーク) 停止空転 最大摩擦係数(ピーク) 停止空転 停止空転	30秒 30秒 30秒 2分 2分 2分	0.184~0.190 0.209~0.246 0.141~0.205 0.200~0.227 0.108~0.145 0.031~0.040	0.188(5) 0.230(3) 0.170(3) 0.209(3) 0.131(3) 0.036(5)	0.288~0.312 0.372~0.568 0.073~0.153 0.490~0.578 0.148~0.173 0.039~0.049	0.306(5) 0.500(4) 0.122(4) 0.537(3) 0.158(3) 0.044(5)	0.365~0.379 0.543~0.760 0.113~0.212 0.568~0.578 0.103~0.133 0.061~0.063	0.373(3) 0.628(6) 0.152(6) 0.573(3) 0.118(3) 0.062(5)	0.424~0.462 0.626~0.667 0.489~0.531 0.667~0.722 0.489~0.571 0.049~0.053	0.445(3) 0.647(4) 0.504(4) 0.698(5) 0.517(5) 0.052(5)	前日から降った雪が積もって 圧雪状態になった一般道路
43. 1. 23	湯 沢	走行しながら空転 最大摩擦係数(ピーク) 停止空転 最大摩擦係数(ピーク) 停止空転 最大摩擦係数(ピーク) 停止空転 停止空転	30秒 30秒 30秒 1分 5分 5分 5分	0.118~0.130 0.12 ~0.16 0.12 ~0.16 0.13 ~0.15 0.12 ~0.18 0.12 ~0.14 0.026~0.028	0.124(2) 0.142(5) 0.142(5) 0.14 (5) 0.125(4) 0.125(4) 0.027(2)	0.289~0.324 0.23 ~0.26 0.09 ~0.15 0.36 ~0.42 0.12 ~0.18 0.28 ~0.39 0.14 ~0.16	0.307(2) 0.252(5) 0.124(5) 0.402(5) 0.158(5) 0.357(3) 0.153(3)	0.262~0.300 0.38 ~0.48 0.15 ~0.28 0.42 ~0.48 0.17 ~0.31 0.43 ~0.50 0.18 ~0.20	0.281(2) 0.43 (7) 0.21 (7) 0.452(5) 0.224(5) 0.462(4) 0.187(4)	0.307~0.332 0.347~0.417 0.301~0.352 0.471~0.501 0.373~0.358 0.45 ~0.48 0.32 ~0.37	0.319(2) 0.383(4) 0.326(4) 0.487(5) 0.376(5) 0.460(4) 0.345(4)	2, 3 日前より降り続いて測 定中も時々降雪あり、路面圧 雪
43. 1. 30	三 俣	走行しながら空転 最大摩擦係数(ピーク) 停止空転 最大摩擦係数(ピーク) 停止空転 停止空転	30秒 30秒 30秒 1分 1分 1分	0.10 ~0.112 0.21 ~0.30 0.10 ~0.12 0.18 ~0.22 0.10 0.20 ~0.22	0.107(3) 0.236(4) 0.11 (4) 0.196(5) 0.10 (5) 0.020(3)	0.10 ~0.112 0.21 ~0.30 0.08 ~0.11 0.21 ~0.26 0.07 ~0.11 0.019~0.022	0.107(3) 0.248(7) 0.09 (7) 0.232(5) 0.09 (5) 0.020(3)	0.08 ~0.14 0.36 ~0.39 0.12 ~0.17 0.32 ~0.41 0.11 ~0.15 0.015	0.11 (5) 0.378(5) 0.144(5) 0.356(5) 0.128(5) 0.015(3)	0.381~0.385 0.33 ~0.37 0.022~0.025 0.023(3)	0.383(2) 0.346(5)	毎日除雪はしているが10日間 ぐらいい降り続いた雪が少しず つ残って交通車両によって圧 雪された路面

- 注 1. 最大摩擦係数(ピーク)……測定タイヤが空転する直前のもの
 2. 停止空転……測定タイヤが一定の場所で空転しているもの
 3. ころがり抵抗……測定車を他の車で引っぱったときに必要とする力
 4. 待時間……車がいったん停止してから発進するまでの時間

別表-2.14 タイヤ種類別駆動時すべり摩擦係数およびころがり抵抗係数

89

試験月日	試験場所	測定状態および待時間	試 験 タ イ ヤ										路 面 状 況		
			リブタイヤ		スノータイヤ		スパイクタイヤ		リブチェーン付タイヤ		路面 温度	外気 温度	路面状態		
			範	平均	範	平均	範	平均	範	平均					
44. 1.30	上越三俣	走行しながら空転	0.136 (0.101~0.112)	0.136(3) 0.108(3)	0.126~0.136 (0.167~0.171)	0.130(3) 0.168(3)	0.243~0.298 (0.267~0.324)	0.278(6) 0.301(6)			0°C	0°C ? -0.5°C	午後 くもり時々小 雪 圧雪路面		
		最大摩擦係数 30秒	0.270~0.369 (0.257~0.302)	0.322(5) 0.307(5)	0.314~0.379 (0.319~0.371)	0.337(5) 0.334(5)	0.550~0.605 (0.497~0.505)	0.571(3) 0.499(3)							
		停止空転 30秒	0.125~0.189 (0.089~0.114)	0.160(5) 0.104(5)	0.140~0.153 (0.121~0.136)	0.148(5) 0.135(5)	0.413~0.443 (0.424~0.438)	0.427(3) 0.428(3)							
		最大摩擦係数 60秒	0.238~0.311 (0.274~0.333)	0.278(5) 0.307(5)	0.348~0.379 (0.343~0.417)	0.387(3) 0.373(3)	0.547~0.649 (0.497~0.531)	0.598(4) 0.515(4)							
		停止空転 60秒	0.108~0.152 (0.100~0.121)	0.131(5) 0.111(5)	0.136~0.170 (0.129~0.144)	0.150(3) 0.139(3)									
		最大摩擦係数 5分	0.246~0.292 (0.279~0.288)	0.275(3) 0.282(3)	0.373~0.452 (0.367~0.474)	0.406(3) 0.414(3)	0.575~0.633 (0.526~0.538)	0.604(2) 0.532(2)							
		停止空転 5分	0.112~0.126 (0.101~0.112)	0.119(3) 0.104(3)	0.126~0.143 (0.099~0.150)	0.135(3) 0.121(3)									
		ころがり抵抗	0.025	0.025(3)	0.022~0.023	0.023(3)	0.022~0.031	0.025(3)							

(注) ○ ()内はトルクメーターによって測定した値。

○ 同時に測定した縦すべり摩擦係数はスノータイヤで0.27~0.29である。

河川堤防強化による新治水方式について

(昭和45年3月)

福岡 正 巳*

On the New River Controlling System by Strengthening River Banks

(March 1970)

by Masami Fukuoka

Synopsis:

The time when river banks were first constructed in Japan is quite ancient; we find in "Nihon Shoki" that some 1500-1600 years ago already, in the reign of the Emperor Nintoku, Irata Tsutsumi (bank) was constructed in order to protect the paddy field from the flooding of the River Yodo. Since then, soil has been used as the material for embankment. For protecting the scouring by water current, river side of embankment was protected with grass planted thereon, or with stones. From the Meiji era and afterwards, when concrete was invented, concrete embankment was employed, and since last ten and several years, the asphalt embankment also came to be used.

In 1953, a big calamity was inflicted by typhoon No. 13 over the Ise Bay Area. After that time, the so-called 3-sidescovered embankment method came to be employed in which, not only the front but also the crown and rear slope are covered with concrete for the banks near the sea-shore. This method is aimed at the protection of scouring of back slope side by overtopping. When river embankment is considered, deversoir wiers in the two reservoirs of Tanaka and Sugoo of the River Tone were constructed with structure covered with concrete on three sides. These were unfortunately destructed by the Kanogawa typhoon in 1958 (Typhoon No. 22), but were later repaired. The deversoir in the Watarase reservoir was planned as embankment covered with asphalt on 3 sides, and is now in course of construction work.

If the destruction of river embankment caused by overflowing is prevented, it is expected the new and different system of river control to be established. The present thesis is intended for making a proposal on the method of lessening disaster by flood by strengthening the embankment.

Keyword (river embankment, river improvement system, overflowing, plastic sheet)

要 旨

わが国で河川堤防がはじめて造られたのはきわめて古く、すでに今から1500~1600年前仁徳帝の時代に淀川の洪水から水田を守るために茨田堤が造られたことが日本書紀に記されている。それ以来堤体の材料としては土が使用された。川表は流水の洗掘を防ぐために草を植えあるいは石でおおうような方法が採用された。明治以後コンクリートの発明以来コンクリート護岸が用いられた。最近十数年前からアスファルトも護岸に使用されるようになった。

昭和28年伊勢湾に台風13号が災害をもたらしたが、その時以来海岸では前面だけでなく天端(てんば)ならびに裏法にもコンクリートを張りつけるという、いわゆる三面張りの堤防が大幅に採用されるようになった。これは越波による裏の面の洗掘を防止しようとするものである。河川堤防についてみると、利根川の田中、菅生の両遊水池の越流堤がコンクリートの三面張り構造として築造された。昭和33年の狩野川台風(台風22号)によって不幸にも破壊したが、その後復旧した。渡良瀬遊水池の越流堤はアスファルトの三面張り堤防として計画され

* 土木研究所長、工博

現在施工中である。

越流によって河川堤防が破堤しないようにすれば現在とは多少違った新しい治水方式が生れるのではなかろうか。本文は堤防を強化することによって洪水による災害を減少させる方法についてひとつの提案を行なうものである。

キーワード (河川堤防, 治水方式, 越流, 洪水防衛, プラスティック布)

目 次

- | | |
|------------------------------|------------------------|
| 1. 越水しても切れない堤防……………(2) | 5. 強化堤防についての考察……………(4) |
| 2. 越流を認める堤防を用いての洪水制御……………(2) | 6. 将来に残された問題……………(5) |
| 3. 簡単な例による検討……………(3) | 7. む す び……………(5) |
| 4. 強化堤防の構造……………(4) | |

1. 越水しても切れない堤防

昭和33年の狩野川台風の際、狩野川の釜崎地先の右岸堤防の天端にアスファルトの簡易舗装が施工されていた部分があった。この付近の水位はきわめて高く、河川水はほとんど全面的に越流し、舗装箇所は越流による天端の洗掘が起こらなかったためか破堤をまぬがれた。続いて昭和34年に伊勢湾台風が襲来し、海岸堤防は各所で破堤した。日光川右岸飛鳥村地先の海岸堤防は裏護岸がなかった。裏のりに小笹が密生していたためにのり面の洗掘が防止できた。小笹が刈り取られビワの木などが植えてあったところは洗掘され、前面にコンクリート護岸が張ってあっても大きく決壊しており、場所によっては完全に決壊していた。このような例でみられるように天端と裏護岸を保護すれば堤防の強度は著しく増大することは明らかである。昭和36年に木曾、伊斐、長良三川の下流に梅雨前線による豪雨があり、堤防が約150箇所で決壊した。その対策として天端、裏小段をアスファルトで保護する方法を提案したが、実際の工事には採用されなかった。

昭和42年新潟地方に集中豪雨があり、加治川の堤防が越水のため破堤した。この破堤を契機としてどうすれば越水しても簡単に破堤しない堤防が造れるかということの研究する必要性を痛感するようになった。そこで水文研究室長木下博士、河川研究室長土屋技官、土質研究室長山村技官、機械研究室長中野技官、企画室長桑垣技官らの協力を得て、ポリプロピレンの布で堤防を補強する方法に関する研究を実施した。このことについてはすでに土木技術資料10巻1号、昭和43年1月号に報告されている。ポリプロピレンの布は越流水に対して相当の抵抗を示した。これは確かに有望な方法であり、将来実験を重ねて改良を加えれば十分実用になりうると思われる。

このような布は安価であるがそれだけ強度も弱いので

経済的に許されるならばもっと強度の高いものを使用したい。現在考えられている最も強度の強いものは渡良瀬遊水池の越流堤であり、舗装の平均厚さは40cmで1m程度の越流深に対しても長時間堪えることができる。

2. 越流を認める堤防を用いての洪水制御

堤防の天端高は計画高水位に堤防の高さを加えることにより決定する。河道に計画洪水流量を流過させる水位が計画高水位であり、計画高水流量決定の際には水文資料の取りまとめ、既往の洪水の検討と流出機構の解析が実施される。既往の実在洪水の最大のものを対象とする、工事費と経済効果をはかりにかけて一番効率が大きくなるようにする、河川の重要性に確率洪水を対応させるなどして基準点の計画高水流量が決められている。このようにして決定された堤防天端を洪水が乗り越えていく例が年々幾度出現している。

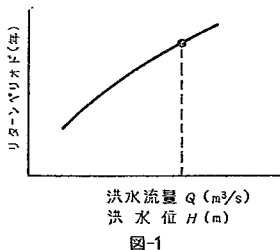


図-1

図-1は流量あるいは水位と生起の確率を示すものであり、ある流量 Q 、ある水位 H を計画値とし、余裕高 H_a をとったとして、 $H+H_a$ を越すような流量がくる確率を0にすることはできない。できるとしてもそうすることは著しく不経済であり実際的ではない。河川改修計画に検討を加えて計画高水量を増大することが行なわれているが、どんな雨が降っても絶対に天端を越えないような堤防を計画することは無理である。起こる可能性のきわめて少ない流量のために非常に大きな計画高水流量をと

り、堤防の高さを増し、川幅を広げ、ダムなどの施設を計画する代わりに堤防を強化して越流によって破堤しないようにし、万一越流した水は内水として処理し、河道内の水が減水した後堤内の水は還流水門、ポンプなどによってなるべくすみやかに河道にもどしてやるほうが有利ではなかろうか。このような方法を採用すれば破堤によって起こるべく大な損害、特に人命の損失などは皆無にすることができそうである。

3. 簡単な例による検討

Manning の公式によれば

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad \text{m-sec 単位}$$

R : 径 深 I : 水面こう配

n : 粗度係数

幅 120m, 水深 6m, こう配 1: 800, 粗度係数 0.03 のような河川を仮定すると流速 V は

$$V = \frac{1}{0.03} \times 10^{2/3} \times \left(\frac{1}{800}\right)^{1/2} = 3.9 \text{ m/sec}$$

流量 Q は

$$Q = 3.9 \times 120 \times 6 = 2,800 \text{ m}^3/\text{sec}$$

水深を 6, 7, 8, 9 m とすれば流量は

水深(m)	6	7	8	9
流量(m ³ /sec)	2,800	3,630	4,540	5,530

横越流量は土木学会水理公式集 p.89(昭和23年12月)によれば

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} L h^{3/2}$$

Q : 越流量 (m³/sec), μ : 越流係数, L : 横越流ぜぎの長さ(m), h : P 点におけるぜぎ上の水深(m), $\mu=0.5$ と仮定して, $h=0.01, 0.1, 1\text{m}$ に応ずる延長 1m 当たりの越流量 Q を計算すると次のようになる。

越流深 h (m)	0.01	0.1	1
越流量 Q/L (m ³ /sec/m)	0.001475	0.0443	1.475

これを図示すれば 図-2 のようになる。河道の長さを 1,000m とすれば越流量は

越流深 h (m)	0.01	0.1	1
越流量 Q (m ³ /sec)	30	886	29,500

計画高水流量を 2,800m³/sec として余裕高を 1m とっておけば 3,600m³/sec までは堤防の天端を越流することはない。しかしながらそれ以上の洪水がくれば越流破堤する。堤防を補強して越流破堤を防止する措置を講じておけば越流深に応じて表示のような流量が堤内に流入する。

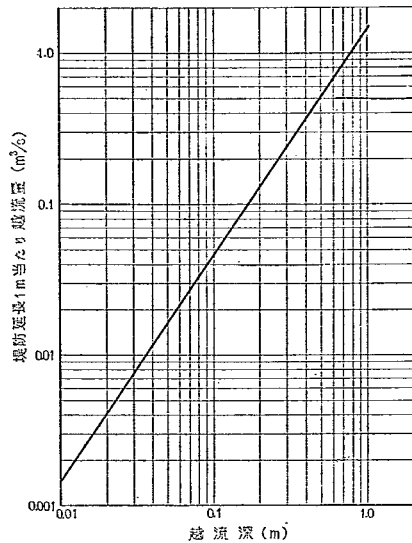


図-2 越流深と越流量との関係

水理公式集 p.37 (昭和38年) の中安式によって洪水波形を求める。中安式によれば Q_{max} は

$$Q_{max} = \frac{1}{3.6} AR_0 / (0.3T_1 + T_{0.3})$$

上昇曲線において $\frac{Q_d}{Q_{max}} = \left(\frac{t}{T_1}\right)^{2.4}$

減水曲線において $\frac{Q_d}{Q_{max}} > 0.3$ のとき $\frac{Q_d}{Q_{max}} = 0.3 \frac{t - T_1}{T_{0.3}}$

$0.3 > \frac{Q_d}{Q_{max}} > 0.3^2$ のとき $\frac{Q_d}{Q_{max}} = 0.3 \frac{t - T_1}{1.5T_{0.3}}$

$\frac{Q_d}{Q_{max}} < 0.3^2$ のとき $\frac{Q_d}{Q_{max}} = 0.3 \frac{t - T_1}{2.0T_{0.3}}$

(図-3参照)

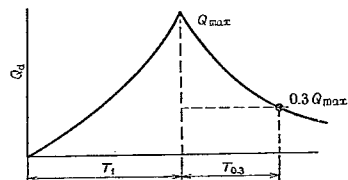


図-3 流量と時間の関係

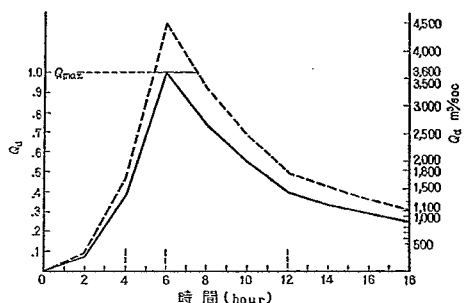


図-4 流量と時間の関係

$T_1=6$ 時間、 $T_{0.3}=8$ 時間と仮定して Q_d-t の関係を描くと図-4のようになる。左のスケールは $Q_{max}=1.0$ としたもの、右のスケールは m^3/sec である。実線は Q_{max} が $3,600m^3/sec$ のもの、点線は $Q_{max}=4,500m^3/sec$ のものである。 $3,600m^3/sec$ よりも大きな流量が出たとき破堤すれば約 $65,000,000m^3$ の水が堤内に浸入する。これに対してただ越流するだけだとするとわずかに $3,240,000m^3$ しか浸入しない。この水量は破堤した場合の5%にすぎない。この水をもとの河川に還流させる方法としてはいろいろあるが、堤防の一部に還流水門を備えつけておくとか、ポンプ設備をしておくとかすることが考えられる。

4. 強化堤防の構造

前に述べたように強化堤防の構造は、強度の強いものから弱いものまで、工費の高いものから安いものまでいろいろ考えられる。天端および法面被覆の材料としてはプラスチック布、アスファルト、コンクリート、ソイルセメントなどがある。以下の例でこれらの優劣、特長などについて考えよう。

図-5における堤防の高さ4m、裏および表のりこう

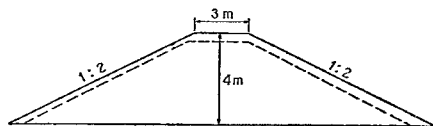


図-5 強化堤防

配2割とする。プラスチックの布を天端と裏のりの土羽土の下に入れた場合、工費を $200円/m^2$ として、

$$200 \times 12 = 2,400円/m$$

となる。許容越流水深は越流時間によるがたとえば1cmとすることができよう。ソイルセメントを用いると工費は $1,000 \times 12 = 12,000円/m$ 程度となり、許容越流水深はたとえば2cmとなる。アスファルト舗装厚10cmを天端

と両のりに施工し、単価を $2,000円/m^2$ とすれば

$$2,000 \times 20 = 40,000円/m \text{ となる。}$$

また許容越流水深

はたとえば10cmとなる。

舗装厚40cm程度のアスファルト舗装を天端と両のりに施工するとして、 $5,000 \times 20 = 100,000円/m$ となる。許容越流水深はたとえば100cmとなる。

以上の計算を表示すると次のようになる。

越流深cm	越流量 $m^3/s/m$	工費 円/m	越流量 $1m^3$ 当 たりの工費円
1	0.0015	2,400	1,600,000
3	0.007	12,000	1,700,000
10	0.044	40,000	910,000
100	1.44	100,000	69,000

この表は単に勘に頼って作成したものであるが、この表からみると越流深を大きくして、舗装を厚くしたほうが経済的であるといえよう。一方において越流深を大きくすれば真のり付近に大きな被害を及ぼすことになるから、せいぜい越流深を10cm程度にしてほぼ全線から越流させたほうがよさそうに思える。またこうするのが現在の時点では被害を公平にし、施工に際してのトラブルを最も少なくすることができるであろう。実際に当たっては現実に即した方法を検討すべきである。

5. 強化堤防についての考察

治水方式としては土堤、遊水池、しょう水路、ダムなどがあり、現在はこれらを組み合わせる工事を実施している。さらに最近河道の土砂を掘削して河積を積極的に広げようとする試みがなされている。これらはいずれもすぐれた工法であることは間違いない。しかしながら土堤を補強しあるいは鉄やコンクリートなどを利用した特殊な強化堤防を造り、きわめて異状な洪水の際は越流をさせ、越水した水を内水として処理すれば非常に経済的に洪水の制御ができる。強化堤防はその延長が全線にわたるのを原則とするが、その強度は全線一様である必要はなく、最も効率のよいものにすればよい。

洪水を制御するための施設としてダム、河道、堤防、遊水池、分水路などを用いた場合、施設費は処理すべき洪水流量 $1m^3$ 当たり $3,000,000 \sim 500,000,000円$ あるいはそれ以上になっているのが現状である。堤防を強化するに要する費用はこれよりもはるかに安価であり、 $1,000,000円$ 以下である。しかも破堤による大災害を完全に防ぎうるという大きな特長がある。部分的な越流堤は直接被害を受ける人が限定されるため実行がきわめて困難であるが、全線の強化堤防には恐らく反対する人はないであろう。在来の治水方式つまりダム、引堤、河道掘削などと併用してこの工法を採用すべく研究を続けるならば必ずや新しい治水方式が生れるであろうと思われる。

6. 将来に残された問題

将来に残された問題のうちおもなものをあげると次のようなものがある。

- (1) 堤防の強化方法
- (2) 越流係数
- (3) 越流に対する堤防の強度
- (4) 堤防高の設計と施工法
- (5) 全線にわたる強化の程度の配分方法
- (6) 他の治水方式との組み合わせ方

(7) 洪水流量の予測

7. むすび

堤防強化による新しい治水方式を提案したが、これを実現するために幾多の研究が必要である。この方法は洪水制御の質において多少劣る点もあるが、破堤による大災害を完全に防止できるという大きな利点を持っている。また施設に要する費用は他の方式に比べて安価である。(1970. 3.19)

擁壁の標準化と自動設計方式に関する研究

(昭和 45 年 3 月)

中 村 慶 一*

富 田 努**

A Study on Standardization and Automatic Design Methods of Retaining Walls

(March 1970)

by Keiichi Nakamura
Tsutomu Tomita

Synopsis:

The best result obtained through standard design works for retaining walls which are recorded in the Standard Designs of Civil Engineering Structures instituted by the Ministry of Construction vol. [1], [2] is to be given an opportunity to reexamine on design procedures for retaining walls. In this paper we have discussed on

- (1) Optimization problems in the design process of retaining walls return generally to arguments of discrete variable in the non-linear space, and they should largely be studied hereafter.
- (2) We applied differentiation equations to design methods for front walls of buttress type retaining walls, and pointed out the problems of usual approximation methods.
- (3) Selection methods for retaining wall intervals as the standard design.
- (4) Standard procedure programs of figure elements for full automatic design systems.

In addition, "A Guide for Retaining Wall Foundation Designing." written by the Branch Committee of Retaining Wall Foundations, is appended.

Keywords (retaining wall, automatic design, automatic drawing, optimize, univariable, steepest gradient, flat plate, evop, algol, standard design)

要 旨

建設省制定土木構造物標準設計[1], [2]記載の擁壁の標準設計のための自動設計システム作成作業を通じて得られた最大の成果は擁壁の設計手順について改めて考察し直す機会が与えられたということであるが、本文ではそのうち特に、

- (1) 擁壁の設計過程における最適化の問題は一般的に非線形空間における離散変数の論議に帰着するものであり、今後大いに研究すべき分野であること。
- (2) 扶壁式擁壁前壁の設計に階差方程式を適用し従来の略算法の問題点を指摘したこと。
- (3) 標準設計としての型式扶壁間隔の選定
- (4) 自動図化システムのための図素構成用の標準手続きなどについて論じた。

なお、本標準化作業の途中擁壁基礎分科会の作業として得られた「擁壁基礎の設計指針」を付録として添付する。

キーワード (擁壁, 自動設計, 自動図化, 最適化, 単一変数変化法, 最大傾斜法, 平版, EVOP, ALGOL, 標準設計)

* 技術管理室長 工博

** 前 建設省土木研究所 技術管理室 建設専門官, 現 財団法人 日本道路交通情報センター 調査部調査役

目 次	
はじめに.....(2)	取り扱い.....(13)
1. 擁壁の標準設計.....(2)	〔4〕 平版の応力解法.....(13)
〔1〕 標準設計の進め方.....(2)	〔5〕 ALGOL によるプログラム.....(14)
〔2〕 設計条件.....(2)	〔6〕 結 論.....(24)
〔3〕 細部設計.....(5)	4. 標準設計の結果による 1, 2 の考察.....(25)
〔4〕 標準設計に集録した擁壁の内容.....(6)	〔1〕 扶壁式擁壁における扶壁間隔と つま先部長さの設定.....(25)
2. 扶壁式擁壁における最適設計の適用例.....(6)	〔2〕 各種擁壁の比較.....(25)
3. 扶壁式擁壁の階差方程式による応力算定 と前壁設計の近似公式.....(10)	5. 自動図化.....(26)
〔1〕 平版の一般解.....(11)	む す び.....(28)
〔2〕 境界条件.....(12)	<付 録> 擁壁基礎の設計指針.....(31)
〔3〕 中心線上の左右対称性による	

は じ め に

昭和39年の技術管理組織発足とともに、標準化作業を積極的に推進し、電子計算組織による土木構造物の標準設計に取り組むことになった。幸い当初のOKITAC-5090 Hも、その後変更した TOSBAC 3400-40も改訂ALGOL-60の機能をほとんど満足するか、部分的にはそれを上回る機能を持つアルゴルコンパイラを備えることができたので、擁壁をはじめ、カルバート、橋台、橋脚、PC橋などに関する自動設計計算と、その結果に基づく自動図化用アルゴルプログラムの開発も順調に進み、これによる常用寸法の標準設計図集を作り、全日本建設技術協会¹⁾から刊行されている。

擁壁についても、まず現在時点で設計計算を行なっている手順を再検討し、現在までの知識に照らして誤っていると思われる部分を修正したあとアルゴルによるプログラミングを行ない、二、三の指定寸法での手計算による結果との対比や、今までは当然のこととして見過ごしてきた部分でもプログラミング中に不審を感じた部分に対する机上実験あるいは模型実験のあと、一応既存の知識の範囲内で採用すべき原案を確定した。さらに標準設計として広く現場で採用するためには、その指定寸法だけを見詰めた場合の最適設計結果の修正を必要とする場合もあり、これらの補正を行なったプログラムによって得た製図に必要な数値を受けて自動製図を行なうプログラムを作成した。もちろん問題点のうち、まだ説明されていない部分についてはこの標準設計に基づいた施工例に対する実測を待つ以外にないわけで、この解析結果により次の改訂を経て技術水準の向上が進められることになる。²⁾

本文ではこれらの方針に基づいて擁壁の標準化を行ない、設計計算と製図手順を自動化し、この間に若干試みた設計の最適化と、計算機利用による擁壁設計への二、

三の考察結果について述べる。

1. 擁壁の標準設計

〔1〕 標準設計の進め方³⁾

標準設計を推進するには、基準化、標準化、自動化の順に進められる。

基準化作業では、各方面で実施されている設計方法と最新の研究成果を調査し、不明確な部分を正し、現在の標準的な設計基準を定めなければならない。擁壁については、土木学会の昭和38年度版コンクリート示方書と建設省制定、道路技術基準にごく一般的に触れられていたに過ぎないので、土木研究所内に標準化連絡会を設置し設計方針の作製を行なった。この標準設計はこの方針に基づいて作業を進めたので、次節にその概要を示す。なお、この成果は日本道路協会発行、道路土工指針⁴⁾第10章にも引用されている。基礎については検討すべき事項が多く、標準設計とするには至らなかったが、現場での設計の便宜を考え、付録のような指針にまとめた。

標準化を行なうには、(1)できうる限り単純化すること、(2)使用資材は全国的に入手容易なものについて、多岐にわたらず、種類や形状を極力整理し、市場や規格寸法に合わせ、剩材や残材がでないようにすること、(3)仮設物材料も普遍的で、繰返し転用できるような構造物とすること。などの諸点について配慮し⁵⁾、自動設計用プログラムの作製を行なう。このプログラムはできうる限りProcedureの集積になるようにし、さらにこのプログラム自体を一つの手続きにまとめ⁶⁾、対応するパラメタに該当する数値を与えれば直ちに設計に必要なデータが得られ、扶壁式擁壁では設計図も得ることができ。

〔2〕 設計条件⁷⁾

(i) 一 般

設計にはコンクリートの重量、底版前後の土の重

量、過載荷重および底版の後端から上げた鉛直線に
加わる背面土圧を考慮した。

(2) 許容応力

標準設計に用いた許容応力は表-1.1によった。

表-1.1 許 容 応 力

種 別	単位重量 (kg/m ³)	σ_{ta} (kg/cm ²)	σ_{ca} (kg/cm ²)	τ_a (kg/cm ²)
土	1,800			
コンクリート { 無 筋	2,350	1	40	5
	2,500			
鉄 筋 { S D30		1,600	70	
	S R24			
		1,400		

注1) コンクリートの τ_a はキー部に。

2) コンクリートの σ_{ta} は擁壁内の内部応力。

3) SD30は主鉄筋のみ。

(3) 荷 重

(a) 土 圧

擁壁背面に作用する土圧については、テルツァ
ギの土圧公式に従って、背面土質を5つに分類し

それぞれの土圧係数によって、土圧力を水平と垂
直分力（背面水平のときは考慮しない）に分けて
算出した。

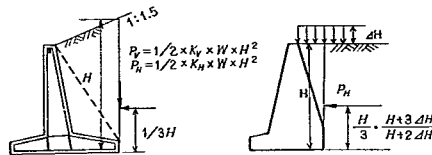


図-1.1

$$P_H = 1/2 K_H \times W \times H^2$$

$$P_V = 1/2 K_V \times W \times H^2$$

W = 土の単位重量

K_H = 土圧係数（水平）

K_V = " （垂直）

(b) 土の種類⁷⁾

表-1.2 擁壁裏込め土の種類

記号	裏 込 め 土 の 種 類
1	細かな土粒子を含まない粗粒土、非常に透水性大（きれいな砂または砂利。）
2	シルト系の粒子を含むために透水性の低い粗粒土。
3	石や細かなシルト質砂を持った残積土、および粘土を顕著に含んだ粗粒土。
4	大変軟かい粘土、有機質シルト、またはシルト質粘土。
5	固まり状に堆積し、洪水または豪雨中その中の間げきに、ほとんど水が入らないようになっている普通の硬さの粘土、もしくは硬い粘土。

このうち標準設計では最もひん度の多いと思われる上
記3種の土について表-1.3の係数を用いた。

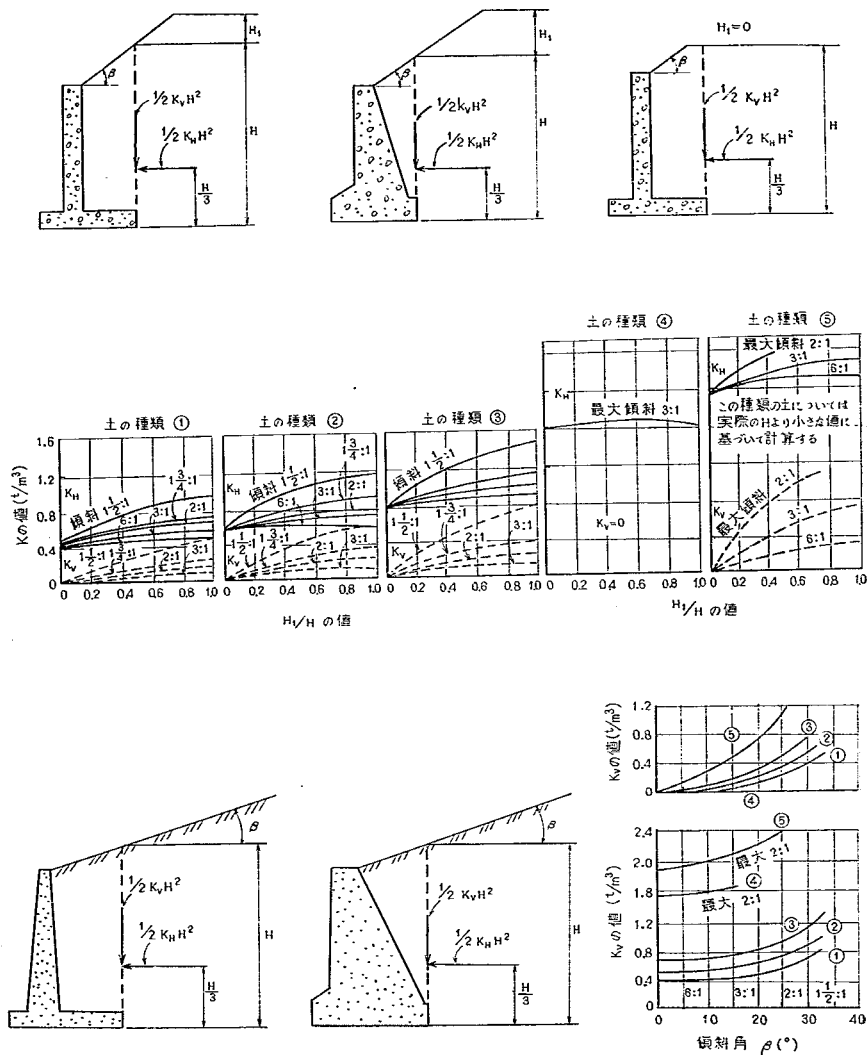


図-1.2 テルツアギによる土圧係数⁷⁾

表-1.3 土 圧 係 数

土の種類	擁壁背面 係数の種別	土 圧 係 数		
		背 面 水 平		背 面 盛 土
		水	平	土圧力の水平面となす角
1		0.28(34°~00')	0.53(34°~30')0.27	26°~45'
2		0.33(30°~40')	0.62(33°~48')0.36	29°~55'
3		0.40(26°~00')	0.70(32°~57')0.43	31°~15'

注) ()内はクーロンの土圧公式に代入したとき、同一の圧力が得られるような土の内部まきつ角を参考までにあげた。(ただし粘着力(c)と壁面まきつ角(δ)は0とし、 $W=1,800\text{kg/m}^3$ と仮定した)

(c) 過載荷重

擁壁背面が水平の場合、土に換算して75cmの過載荷重(TL-20に相当する活荷重で、 1.35t/m^2 の垂直力)を考えた。

(b) 地震荷重

地震荷重は考慮しない。

(a) 安定計算

(a) 合力の作用点…中央1/3以内にあること。

(d) 転倒の安全率

$$F_s = \frac{W \cdot a + P_v \cdot B}{P_H \cdot b} \geq 1.5$$

$$d = \frac{W \cdot a + P_v \cdot B - P_H \cdot b}{W + P_v} \geq B/3$$

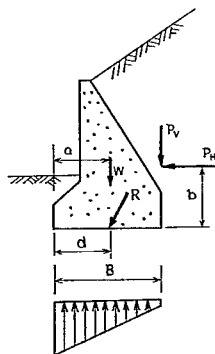


図-1.3

ただし $\left\{ \begin{array}{l} W: \text{コンクリートの重量, 底板後端から} \\ \text{あげた鉛直線内の裏込め材料の重} \\ \text{量, 過載荷重および擁壁前面の土の} \\ \text{自重を含む。} \\ P_v: \text{擁壁背面が水平ならば } P_v=0 \end{array} \right.$

(c) 滑動の安全率は1.5以上。キーをつけたときは2.0以上とした。

$$F_s = \frac{(W + P_v) \tan \delta + C_a \cdot B}{P_H} \geq 1.5$$

ただし $\left\{ \begin{array}{l} \tan \delta = \text{底板と土との間の摩擦係数(0.5を} \\ \text{採用した)} \\ C_a = \text{粘着力(0とした)} \end{array} \right.$

安全率が1.5に達しないときは、キーを設けるか、前面受動土圧を考えるか、くいを設けるなどして安全率が2.0以上となるよう、不足する水平抵抗力を補う。

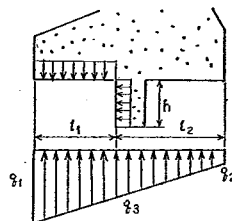


図-1.4 地盤反力分布図

$$R = \frac{q_1 + q_2}{2} \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \times h + \frac{q_2 + q_3}{2} \times \mu \times L_2$$

$\mu = \text{基底の底面まきつ係数 (0.5)}$
 $\varphi = \text{内部まきつ角}$

〔3〕 細 部 設 計

標準設計の計算において行なった仮定のうちおもなものを列挙する。

(a) 突げた式擁壁

- (i) 前壁、フーチングともそれぞれ接合部を固定された突げたと仮定して断面および応力の算定を行なった。
- (ii) 前壁では壁の自重を無視し、土圧の水平分力が作用するものとした。ただし擁壁背面が傾斜している場合は安定計算をしたときと同じ位置(フーチング後面)での土圧をとると、非常に過大な断面となるので、前壁後面での土圧力を考えた。
- (iii) フーチング部について、前部は上向きの地盤

反力のみを考え、後部では版上の土の重量、地表面の荷重、版の自重、地盤反力を考慮して設計した。

- (iv) 前壁の前面にはきれつを防止するため、1m 当たり鉄筋断面積が 5cm^2 以上、また中心間隔 30cm 以下になるように丸鋼 $\phi 13$ を配置した。

(b) 扶壁式擁壁

- (i) 標準設計では本文3.の内容にかかわらず、前壁は控え壁に支持された連続版として設計した。

- (ii) 底版は前方のつま先部分では突げた式擁壁と同じく、前壁との接合部を固定端とする突げたとみなし、設計荷重には、上向きの地盤反力のみを考え、後部のかかと部では版上の土の重量、地表面荷重、版の自重、地盤反力を考え、前壁と同じく連続版とみなして計算した。

- (iii) 控え壁はT形ばりとし、前壁に働く全土圧力の水平分力を考えた。

[4] 標準設計に集録した擁壁の内容

(a) 重力式コンクリート擁壁

- (i) 高さは2.0mから0.5mおきに5.0mまでとした。

- (ii) 擁壁前面のこう配を前面垂直から、背面が垂直になるまで1分ずつ傾けた。

(b) 突げた式鉄筋コンクリート擁壁

- (i) 高さは3.0mから0.5mおきに7.0mまでとした。

- (ii) 前壁の位置を現地の地形に合わせられるようL型の状態から底版つま先部を0.5mずつ後に下げて逆Lの近くまで設計した。

(c) 扶壁式鉄筋コンクリート擁壁

- (i) 高さは4.0mから0.5mおきに8.0mまでとした。

- (ii) 底版つま先部長さを0.5mと1.0mの2種類とした。

- (iii) 扶壁中心間隔を3.6mとした。

(2) 擁壁背面の状態によって下記の2通りを考慮した。

- (i) 擁壁背面が水平で、地表面にTL-20荷重を載荷したとき

- (ii) 擁壁背面がこう配1:1.5盛土のとき

(3) 裏込めの土の種類を

- (i) きれいな砂または砂利

- (ii) シルトまたは粘土を含む透水性の低い砂質

- (iii) 粘土を多量に含む砂質土

の3種類に分けて標準化を行なったので、その組み合わせは下記のとおりである。

- (a) 重力式コンクリート擁壁では、表-1.4のように206通りである。

表-1.4

擁壁背面	裏込め土	擁壁の高さ	擁壁前面のこう配	計
水平で 過載荷重	①	7通り	5通り	35通り
	②	7	5	35
	③	7	6	42
1:1.5のこ う配の盛土	①	3 4	4 5	32
	②	5 2	4 5	30
	③	3 4	4 5	32
計				206

さらにキーの有無によって412通りとした。

- (b) 突げた式鉄筋コンクリート擁壁では、形状が表-1.5のとおり44通りとなり、これに擁壁背面が水平か、盛土か、による区別と土の種類による区別、キー（突起）の有無による区別を加えて全部で $2 \times 3 \times 2 \times 44 = 528$ 通りとなった。

表-1.5

前端幅(m) 高さ(m)	前端幅(底版つま先部分) の長さ	計
3.0	0 0.5 1.0	3
3.5	0 0.5 1.0	3
4.0	0 0.5 1.0 1.5	4
4.5	0 0.5 1.0 1.5 2.0	5
5.0	0 0.5 1.0 1.5 2.0	5
5.5	0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5	6
6.0	0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5	6
6.5	0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5	6
7.0	0 0.5 1.0 1.5 2.0 2.5	6
計		44

(c) 扶壁式鉄筋コンクリート擁壁

扶壁式鉄筋コンクリート擁壁では108枚にまとめ下記のように216通りの設計を行なった。

$$(高さ)(前端幅)(裏込め土の種類)(擁壁背面の状態)(キーの有無) \\ 9 \times 2 \times 3 \times 2 \times 2 = 216$$

2. 扶壁式擁壁における最適設計の適用例

従来土木構造物設計では、実応力を許容応力に近づけ、材料を少なくするのがよい設計と考えられ、原材料の価格差(調達、在庫)、運賃、仮設費、労力、機材の調達、工程計画、管理面など工事費におよぼす多くの重要な要素については、あまり考慮されていなかった。これは土木構造物設計においては2次モーメントを考慮する場合が多く、最適性を追求するのに、線型として取り扱える場合がまれであり、ほとんどが非線型しかも市販品の形状寸法や施工性の関係上、変数は連続でなく、離散的であって(たとえば鉄筋コンクリート構造物における鉄筋径は、13, 16, 19……mmであり、また鉄筋配置は

現場における施工性を考え、10, 12.5, 15……cm 間隔に用いられる) 容易に一般解を求めることができないからであった。

表-2.1 おもな最適化法

数 理 計 画 法	線 形 計 画 法
	非 線 形 計 画 法
試 行 法	動 的 計 画 法
	単 一 変 数 変 化 法
	最 大 傾 斜 法
	C R S T E V O P

ここでよく知られている最適化法のおもなものを表示すると表-2.1のように、(1)目的関数と制御変数についての制限条件式を求め、これらを数学的に解く数理計画法(2)システムそのもの、あるいはシステムのシミュレータまたは数学的モデルについて、試行錯誤的に各制御変数を変化し、それに対して目的関数を最大または最小にする制御変数値を求める試行法とがある⁹⁾。このうち線形計画法や、2次計画(quadratic programming)およびラグランジュの乗数法によって解ける特殊な非線形問題は適用性がほとんどないので、土木構造物設計の最適性を調べるのに最も適していると思われる試行法を用いて、従来の設計法との比較を試みる。

(1) 単一変数変化法による扶壁式鉄筋コンクリート擁壁前壁(車鉄筋コンクリート床版)の最適設計

単一変数変化法では、(i)制御変数 n 個からなる n 次元ベクトル $\mathbf{X}=(x_1, x_2, \dots, x_n)$ のうち、いずれか一つの元 x_i のみを dx_i だけ変え、目的関数 $f(\mathbf{x})$ が増加または減少すれば(以下これを“成功”という)、さらに x_i を dx_i だけ変えて、 $f(\mathbf{x})$ が減少または増加(以下“失敗”という)する

まで続ける。もし x_i が制限範囲を越せば、その前に x_i に与えた変化 dx_i を打ち消す変化 $-dx_i$ を x_i に与えた上で、以後これを一定とし、次に他の元 x_j ($i \neq j$)のみを dx_j だけ変え、 x_i と同様の操作を続ける。(ii)どの変数 x_i を変化しても失敗が起こるようになれば、 dx_i ($i=1, 2, \dots, n$)をさらに小さくして(i)の操作を繰り返すことである。⁹⁾

この方法を上記擁壁前壁の設計に適用すると、

制限条件式

$$\frac{2M}{bx(d-x/3)} - \sigma_{ca} \leq 0$$

$$\frac{M}{As(d-x/3)} - \sigma_{sa} \leq 0$$

$$As \geq 4.22 \quad (\phi 13 \text{鉄筋を} 33.3 \text{cm 間隔に用いる})$$

$$d \geq 20 \quad (\text{施工性より決まる最小値})$$

ここで

$$x = \frac{nAs}{b} \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{nAs}} \right\}$$

なる拘束のもとで

目的関数

$$Z = C_{As} \cdot As + C_{c'} \cdot b \cdot (d + d')$$

ここで

$$\begin{cases} C_{As} : \text{鉄筋工単価} \\ C_{c'} : \text{コンクリート工単価} \\ d' : \text{鉄筋のかぶり} \end{cases}$$

Z (工費)を最小にする d と As を求めることである。

(型わくは前壁のため、工費の比較には無関係であり、省略した)

ただし、 d は施工性を考え、最小を20cmとし、2.5cmきざみに増し、かぶり(d')は5cm、また鉄筋量は $\phi 13 \sim 32 \text{mm}$ 筋につき、10, 12.5, 15, 20, 25, 33.3cm 間隔に配置すると、鉄筋量については、差の小さいものを無視して並べ換えると表-2.2のようになる。 $(d, A, \text{いづれも離散量})$

表-2.2 鉄筋量(100cm当たり)(1)

鉄筋本数 (間隔)	10 本 (10cm)	8 本 (12.5cm)	6.67 本 (15cm)	5 本 (20cm)	4 本 (25cm)	3 本 (33.3cm)
$\phi 13$	12.67	10.14	8.45	6.34	5.07	4.22
16	19.86	15.89	13.24	9.93	7.94	6.62
19	28.65	22.92	19.10	14.33	11.46	9.55
22	38.71	30.97	25.81	19.36	15.48	12.95
25	50.67	40.54	33.78	25.34	20.27	16.88
29	64.24	51.39	42.83	32.12	25.70	21.42
32	79.42	63.54	52.95	39.71	31.77	26.48

表-2.2 鉄筋量 (2)

4.22, $\phi 13$, 33.3	10.14, $\phi 13$, 12.5	20.27, $\phi 25$, 25	32.12, $\phi 29$, 20
5.06, $\phi 13$, 25	11.46, $\phi 19$, 25	21.42, $\phi 29$, 33.3	33.78, $\phi 25$, 15
6.34, $\phi 13$, 20	12.67, $\phi 13$, 10	22.92, $\phi 19$, 12.5	38.71, $\phi 22$, 10
6.62, $\phi 16$, 33.3	13.24, $\phi 16$, 15	25.34, $\phi 25$, 20	39.71, $\phi 32$, 20
7.94, $\phi 16$, 25	14.33, $\phi 19$, 20	26.48, $\phi 32$, 33.3	40.54, $\phi 32$, 12.5
8.45, $\phi 13$, 15	15.89, $\phi 16$, 12.5	28.65, $\phi 19$, 10	42.83, $\phi 29$, 15
9.55, $\phi 19$, 33.3	16.88, $\phi 25$, 33.3	30.97, $\phi 22$, 12.5	51.39, $\phi 29$, 12.5
9.93, $\phi 16$, 20	19.10, $\phi 19$, 15	31.77, $\phi 32$, 25	64.24, $\phi 29$, 10
			79.42, $\phi 32$, 10

入力として $\sigma_{1a}=1600\text{kg/cm}^2$, $\sigma_{ca}=70\text{kg/cm}^2$,
 $n=15$, 土圧係数 0.33, 扶壁中心間隔 $l=3.6\text{m}$, 前壁高
 $H=8\text{m}$

初期値は通常用いられる鉄筋コンクリート工学の公式

$$d=C_1\sqrt{M/b}, \quad C_1=\frac{\sigma_s+n\sigma_c}{n\sigma_c}\sqrt{\frac{6n}{3\sigma_s+2n\sigma_c}}$$

$$A_s=C_2\sqrt{M\cdot b}, \quad C_2=\frac{\sigma_c}{2\sigma_s}\sqrt{\frac{6n}{3\sigma_s+2n\sigma_c}}$$

より, 1級さかのぼる (d は2.5cm短く, A_s は表-2.2より一つ前の値) 程度でよい。

さらに鉄筋工80,000円/t, コンクリート工3,000円/m³をいれて計算すると表-2.3のようになり, かなりの差を生ずる。

表-2.3 工費の比較

	有効高 $d(\text{cm})$	鉄筋量 $A_s(\text{cm}^2)$	実応力(kg/cm ²)		工費 円/m ²
			σ_s	σ_c	
従来設計	22.5	19.1	1,443	68.5	2,758.76
最適設計	32.5	11.5	1,594	40.6	2,000.59

変数が d , A_s との2個につき, すべての場合について計算したものを図-2.1に示す。

(2) 最大傾斜法による擁壁と前壁と扶壁との最適設計

最大傾斜法は制御変数ベクトル $\mathbf{X}=(x_1, x_2, \dots, x_n)$ の元 x_i を速く最適値に接近させるため, 目的関数 $f(\mathbf{x})$ の変化が最大となるように x_i を変えていく方法である。

いま目的関数 $f(\mathbf{x})=f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ を最大または最小とするため試行を繰り返す, 第 m 番目の試行点における制御変数ベクトルを $\mathbf{X}_m=(x_{1,m}, x_{2,m}, \dots, x_{n,m})$, ($m=0, 1, 2, \dots$, 試行の出発点では $m=0$) とし, $\mathbf{X}_{m+1}=\mathbf{X}_m + \Delta\mathbf{X}_m$ を Taylor 展開する。

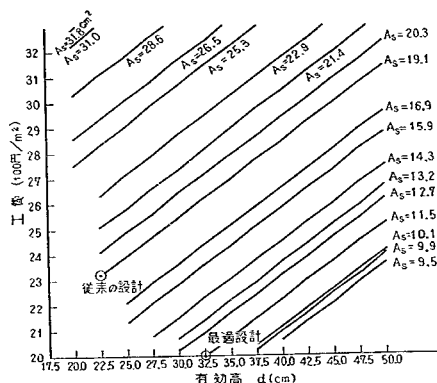


図-2.1 鉄筋量と有効高の関係

$$f(\mathbf{X}_{m+1})=f(\mathbf{X}_m+\Delta\mathbf{X}_m)=f(x_{1,m}+\Delta x_{1,m}, x_{2,m}+\Delta x_{2,m}, \dots,$$

$$\dots, x_{n,m}+\Delta x_{n,m})=f(x_{1,m}, x_{2,m}, \dots, x_{n,m}) \\ + \left(\Delta x_{1,m} \frac{\partial}{\partial x_{1,m}} + \Delta x_{2,m} \frac{\partial}{\partial x_{2,m}} + \dots + \Delta x_{n,m} \frac{\partial}{\partial x_{n,m}} \right) \\ \times f(x_{1,m}, x_{2,m}, \dots, x_{n,m}) + \dots \\ + \frac{1}{(k-1)!} \left(\Delta x_{1,m} \frac{\partial}{\partial x_{1,m}} + \Delta x_{2,m} \frac{\partial}{\partial x_{2,m}} + \dots + \Delta x_{n,m} \frac{\partial}{\partial x_{n,m}} \right)^{k-1} f(x_{1,m}, x_{2,m}, \dots, x_{n,m}) \\ + \frac{1}{k!} \left(\Delta x_{1,m} \frac{\partial}{\partial x_{1,m}} + \Delta x_{2,m} \frac{\partial}{\partial x_{2,m}} + \dots + \Delta x_{n,m} \frac{\partial}{\partial x_{n,m}} \right)^k f(x_{1,m} + \theta_1 \Delta x_{1,m} + x_{2,m} + \theta_2 \Delta x_{2,m} \\ + \dots + x_{n,m} + \theta_n \Delta x_{n,m})$$

$$0 < \theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n < 1$$

このうち第3項以下を省略し $f(\mathbf{X}_{m+1})$ と $f(\mathbf{X}_m)$ の差を求めると

$$\Delta f_n = f(\mathbf{X}_{m+1}) - f(\mathbf{X}_m) \approx \left(\frac{\partial f}{\partial x_1} \right)_n \Delta x_{1,m} + \left(\frac{\partial f}{\partial x_2} \right)_n \Delta x_{2,m} \\ + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial x_n} \right)_n \Delta x_{n,m}$$

となり、目的関数の変化率 $\Delta f_n / \|R\|$ は

$$\frac{\Delta f_n}{\|R\|} = \left(\frac{\partial f}{\partial x_1} \right)_n \frac{\Delta x_{1,n}}{\|R\|} + \left(\frac{\partial f}{\partial x_2} \right)_n \frac{\Delta x_{2,n}}{\|R\|} + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial x_n} \right)_n \frac{\Delta x_{n,n}}{\|R\|}$$

ここで $\|R\|$ はノルムを示し

$$\|R\| = \sqrt{(dx_{1n})^2 + (dx_{2n})^2 + \dots + (dx_{nn})^2}$$

で与えられる。この変化率を最大にするためには、

Δx_n の値を $\left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)_n$ に比例せればよい。

これを実際に適用するには

(i) 目的関数 $Z=f(x)$ を x で偏微分して $\frac{\partial f}{\partial x}$ を求める。

(ii) $\left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)$ に適当な初期値を代入し $\left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)_0$ を求める。

(iii) $f(x_0)$ と $f(x_1) = f\left\{x_0 + h\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)_0\right\}$ を比較して

(i) 成功ならば $f(x_2) = f\left\{x_1 + h\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)_1\right\}$,

$$f(x_3) = f\left\{x_2 + h\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)_2\right\}, \dots$$

を繰り返す。

(ii) 失敗ならば (第 $i+1$ 回目), 失敗前 (第 i 回) の値にもどし, $f(x_i)$ と $f\left\{x_{i+1} + h'\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)_i\right\}$

を比較し失敗するまで繰り返す。

(iv) ただし x の元が制限範囲を越えれば, 越えた制限範囲は以後制限範囲の手前に固定する。

を実施すればよい。

この手法を用いて扶壁式擁壁の前壁と扶壁の設計に適用してみる。この場合は単鉄筋T形ばりにおける最適設計の問題であり, 中立軸の位置によってT形ばりか長方形ばりになる。

(i) 中立軸が突縁 (前壁) 内にある場合

この場合は長方形ばりであり, 制限条件式は前例の前壁と同様であるが制御変数には A_{s1} と d のほかに扶壁

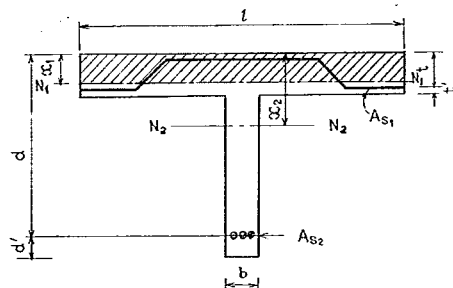


図-2.2 中 立 軸

間隔 l と腹壁厚 b と, 突縁 (前壁厚) t と A_{s2} が加わる。

制限条件式

$$\frac{2M_1}{lx_1(t-x_1/3)} - \sigma_{ca} \leq 0$$

$$\frac{M_1}{A_{s1}(t-x_1/3)} - \sigma_{sa} \leq 0$$

$$\frac{2M_2}{lx_2(d-x_2/3)} - \sigma_{ca} \leq 0$$

$$\frac{M_2}{A_{s2}(d-x_2/3)} - \sigma_{sa} \leq 0$$

$$A_{s1} \geq 4.22$$

$$A_{s2} \geq 4.22$$

$$t \geq 20$$

$$d \geq 20$$

$$b \geq 30$$

ここで

$$\begin{cases} x_1 = \frac{nA_{s1}}{l} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2lt}{nA_{s1}}} \right] \\ x_2 = \frac{nA_{s2}}{l} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2ld}{nA_{s2}}} \right] \\ M_1 = -\frac{0.8}{10} \cdot p \cdot l^2 \\ M_2 = -\frac{2P_{d1}h + P_{d2}l}{6} \\ P_x = c \cdot w \cdot x \end{cases}$$

(ii) 中立軸が腹部内にあるときは

制限条件式

$$\frac{2M_1}{lx_1(t-x_1/3)} - \sigma_{ca} \leq 0$$

$$\frac{M_1}{A_{s1}(t-x_1/3)} - \sigma_{sa} \leq 0$$

$$\frac{M_2}{A_{s2}(d-x_2+y)} - \sigma_{ca} \leq 0$$

$$\frac{M_2 \cdot x}{n(d-x_2) \cdot A_{s2}(d-x_2+y)} - \sigma_{ca} \leq 0$$

$$A_{s1} \geq 4.22$$

$$A_{s2} \geq 4.22$$

$$t \geq 20$$

$$d \geq 20$$

$$b \geq 30$$

ここで

$$\begin{cases} x_1 = \frac{nA_{s1}}{l} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2lt}{nA_{s1}}} \right] \\ x_2 = \frac{n \cdot d \cdot A_{s2} + l(t+t')^2}{nA_{s2} + l(t+t')} \\ y = x_2 - \frac{(t+t')}{2} + \frac{(t+t')}{6(2x_2 - (t+t'))} \\ M_1 = -0.8 \frac{P}{10} l^2 \\ M_2 = -\frac{2P_{d1}h + P_{d2}l}{6} \\ P_x = c \cdot w \cdot x \end{cases}$$

目的関数はいずれも

$$Z = C_{A1} \cdot (A_{11} + A_{12}) + C_e \{ l \cdot (t + t') + (d + d' - t - t') b \} + C_n \cdot 2 \{ l + (d + d' - t - t') \}$$

ここで (C_{A1}, C_e, C_n) はそれぞれ鉄筋工, コンクリート工, 型わく工の単価

となり, Z を最小にする制御変数ベクトル $l, t, A_{11}, A_{12}, d, b$ 求める。

入力データは前例と同じく C_n は 1,000 円/m² を追加する。

初期値は

$$t = C_1 \sqrt{M_2 / I}$$

$$x'_2 = S \cdot d = S \cdot C_1 \sqrt{M_2 / I} \left(S = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} \right)$$

(i) $x'_2 > (t + t')$ の場合 (T 形ばり)

$$d = Z + \sqrt{Z^2 - \omega t'^2}$$

ここで

$$\begin{cases} m = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{1}{S} \right) \\ \omega = \frac{1}{3S} \\ Z = \frac{M_2}{2 \sigma_c l (t + t')} + m (t + t') \end{cases}$$

(ii) $x'_2 < (t + t')$ の場合 (長方形ばり)

$$d = C_1 \sqrt{M_2 / I}$$

$$t = 0.3 \times H$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

とし, これより 1 級さかのぼって試行を行なった。

(A_{11}, A_{12} は t, d との関数である)

なお, この例では当初 $h = 0.5$ とし, 順次 $h = 0.05, h = 0.005, \dots$ と小さい値をとった。

表-2.4

No.	L(cm)	T(cm)	D(cm)	B(cm)	$A_{11}(\text{cm}^2)$	$A_{12}(\text{cm}^2)$	$\sigma_{s1}(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_{c1}(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_{s2}(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_{c2}(\text{kg/cm}^2)$	円/m ²
-1	250.0	25.0	77.5	27.5	9.5	192.7	1,519.4	46.3	1,247.5	61.9	8,990.6164
0	240.0	25.0	85.0	30.0	9.5	158.8	1,400.3	42.6	1,307.9	55.6	8,441.4700注1)
1	232.0	30.0	90.0	35.0	6.6	128.5	1,478.8	32.0	1,476.1	52.3	7,788.7657注2)
2	222.5	37.5	97.5	40.0	5.1	128.5	1,338.3	21.5	1,376.0	49.2	8,153.9114
1 1	230.0	30.0	90.0	35.0	6.3	128.5	1,503.6	31.8	1,460.9	52.1	7,818.1711
1 1 1	232.5	30.0	90.0	35.0	6.6	128.5	1,478.8	32.0	1,476.1	52.3	7,788.7657注2)

注1) 従来の設計

注2) 最適設計

表-2.4のように従来の設計 8,441円/m より 600円/m も安い 7,788円/mに相当する断面が得られる。

しかし制限条件に, 擁壁の安定計算から決まってくる T 形ばりの有効高さ $d \geq 320 \text{ cm}$ を加え, 腹壁厚さ 50cm

表-2.5

No.	L(cm)	T(cm)	D(cm)	B(cm)	$A_{11}(\text{cm}^2)$	$A_{12}(\text{cm}^2)$	$\sigma_{s1}(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_{c1}(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_{s2}(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_{c2}(\text{kg/cm}^2)$	円/m	摘要
0	360.0	27.5	325.0	50.0	19.1	51.4	1,443.0	62.3	1,448.6	12.1	8,011.9222	従来の設計
1	355.0	37.5	325.0	52.5	12.7	64.2	1,408.0	38.1	1,150.6	10.6	8,152.6892	
1 1	360.0	27.5	325.0	52.5	19.1	51.4	1,443.0	62.3	1,448.6	12.1	8,074.9431	
1 1 1	360.0	27.5	325.0	50.0	19.1	51.4	1,443.0	62.3	1,448.6	12.1	8,011.9222	

にとると表-2.5のように従来の設計がそのまま最適設計になった。

(3) 多くの最適化手法のうち, 2つの方法についてのみ試み, いずれも制御変数をしぼり, モデルを極度に単純化した, 真に最適設計とするためには, この章の始めに述べたような多くのパラメタを考えなければならぬので, 他の有効な方法, 動的計画法, CRST法, EVOP法の適用について, 今後考究を進めていきたい¹⁰⁾。

ただしここに適用した2つの方法では極値が2つ以上

あったり, 関数に分水い (ridge) やあな部 (saddle) などのある場合は最適値を誤ることがあるから注意する必要がある。

3. 扶壁式擁壁の階差方程式による応力算定と前壁設計の近似公式

扶壁式鉄筋コンクリート擁壁の前壁および底板かかと部の応力算定には, 通常扶壁によって支えられた連続版と仮定して解いているが, 本来は一辺自由, 三辺固定の

平板として算定すべきである。

〔1〕 平板の一般解¹¹⁾

前壁および底版かかと部は 1)厚さが一様であり、
2)土圧力が板に垂直に作用するものと仮定し、壁面または底版面に働く単位等分布荷重強度を $P(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 、 Z 軸方向の変位を $w(\text{cm})$ とすると、

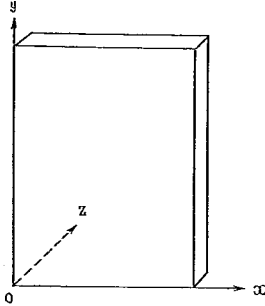


図-3.1

たわみ w は 2 次元弾性理論における Kirchhoff の式

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{P}{N} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで

$$N = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$$

ν : ポアソン比

E : 弾性係数 (kg/cm^2)

h : 版厚 (cm)

なる 4 階の偏微分方程式を解いて求めることができる。

この解法は多くの学者によって研究されているが、厳密解は得られていない。近似解として Fourier 級数による解法、多項式による解法などが用いられているが、ここでは Marcus の発表した偏微分方程式を階差方程式になおし、多元連立一次方程式を解く方法を用いる。この解法を利用したものには、文献 13 のほかに、水原・甲野井田・栗原著「構造設計便覧」産業図書発行（昭和 38 年版）などがあるが、設計条件に応じて図表をひかねばならず、実用上差し支えない程度で簡便に計算できる方法を導くことを目的としている。

取り扱いを便にするため (1) 式を

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2} &= \frac{P}{N} \\ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} &= M \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

なる連立微分方程式に改める。

各点の応力は

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ M_y &= -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \\ M_{xy} &= -N(1-\nu^2) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \\ Q_x &= -N \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ Q_y &= -N \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (3)$$

で与えられる。

今たわみ w を x の関数とし、 $i-1, i, i+1$ の各点の x の値を、 x_{i-1}, x_i, x_{i+1} とし相となる 2 点の距離を $\Delta x_i = x_{i+1} - x_i$ 、 $\Delta x_{i-1} = x_i - x_{i-1}$ と表わすこととする。さらに $x = x_i$ および $x = x_{i+1}$ のときの関数の値をそれぞれ w_i, w_{i+1} とし、第 1 次階差を $\Delta w_i = w_{i+1} - w_i$ とする。

次に板を x 方向に Δx 、 y 方向に Δy なる微小距離だけ離れた格子群で区切る。擁壁の前壁および底版は通常長方形であるから、 x 軸方向の分割数を n とし、 i 点を中心とする各格点に図-3.2 のように番号をつけ、この点のたわみを w_i とする。

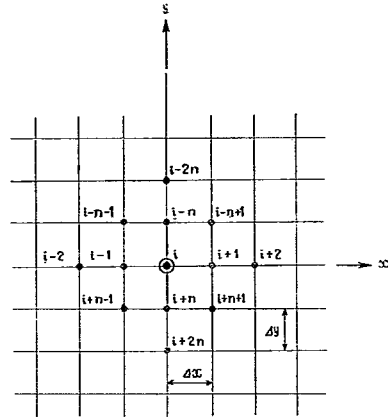


図-3.2

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)_i &\rightarrow \left(\frac{\Delta w}{\Delta x} \right)_i = \frac{w_{i+1} - w_{i-1}}{2\Delta x} \\ \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)_i &\rightarrow \left(\frac{\Delta w}{\Delta y} \right)_i = \frac{w_{i+n} - w_{i-n}}{2\Delta y} \\ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)_i &\rightarrow \left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2} \right)_i = \frac{w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1}}{\Delta x^2} \\ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)_i &\rightarrow \left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta y^2} \right)_i = \frac{w_{i-n} - 2w_i + w_{i+n}}{\Delta y^2} \\ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)_i &\rightarrow \left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta x \Delta y} \right)_i \\ &= \frac{w_{i-n+1} - w_{i+n+1} - w_{i-n-1} + w_{i+n-1}}{\Delta x \Delta y} \end{aligned}$$

次に

$$\Delta^2 w = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = M$$

とおくと (2)式は

$$\left. \begin{aligned} \Delta^2 M &= p/N \\ \Delta^2 w &= M \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)'$$

と表わされる。

よって

$$\frac{w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1}}{(\Delta x)^2} + \frac{w_{i-n} - 2w_i + w_{i+n}}{(\Delta y)^2} = M_i$$

これより

$$\left. \begin{aligned} (\Delta^2 w)_i &= 1/(\Delta y)^2 \{ C(w_{i+1} + w_{i-1}) - 2(1+C)w_i \\ &\quad + w_{i-n} + w_{i+n} \} = M_i \\ (\Delta^2 M)_i &= 1/(\Delta y)^2 \{ C(M_{i+1} + M_{i-1}) - 2(1+C) \\ &\quad \times M_o + M_{i-n} + M_{i+n} \} = p/N \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

$$\text{ただし } C = (\Delta y / \Delta x)^2$$

これに、さらに一般的にするため地盤反力係数の項を
そう入すると

$$\left. \begin{aligned} a_{i, i-2n} &= 1 \\ a_{i, i-n-1} &= a_{i, i-n+1} = a_{i, i+n-1} = a_{i, i+n+1} = 2 \cdot C \\ a_{i, i-2} &= a_{i, i+2} = C^2 \\ a_{i, i-n} &= a_{i, i+n} = -4 - 4 \cdot C \\ a_{i, i-1} &= a_{i, i+1} = -4C - 4C^2 \\ a_{i, i} &= 6 + 8 \cdot C + 6 \cdot C^2 + \gamma \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

$$\text{ただし } \gamma = \lambda^4 \cdot (\Delta y)^4 = (\text{反力係数}) \cdot (\Delta y)^4 / N$$

でなるから、平板の一般解は

$$\begin{aligned} &a_{i, i-2n} \cdot w_{i-2n} + a_{i, i-n-1} \cdot w_{i-n-1} + a_{i, i-n} \cdot w_{i-n} + a_{i, i-n+1} \cdot w_{i-n+1} + a_{i, i-2} \cdot w_{i-2} + a_{i, i-1} \cdot w_{i-1} + a_{i, i} \cdot w_i \\ &+ a_{i, i+1} \cdot w_{i+1} + a_{i, i+2} \cdot w_{i+2} + a_{i, i+n-1} \cdot w_{i+n-1} + a_{i, i+n} \cdot w_{i+n} + a_{i, i+n+1} \cdot w_{i+n+1} + a_{i, i+2n} \cdot w_{i+2n} = p \cdot (\Delta y)^4 / N \end{aligned}$$

..... (6)

となる。

[2] 境界条件

次に一辺自由，3辺固定なる平板をとくための境界条件は，

(1) 周辺固定

$$\left. \begin{aligned} w &= 0 \\ \frac{\partial w}{\partial n} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

(2) 周辺自由

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial^2 w}{\partial n^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial s^2} &= 0 \\ \frac{\partial \Delta w}{\partial n} + (1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial n \partial s^2} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

で与えられる¹²⁾。具体的には，

(1) 周辺固定

平板の外側に Δx , Δy なる間隔をもってさらに一条の網目を追加して考える。

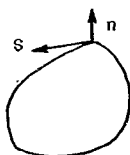


図-3.3

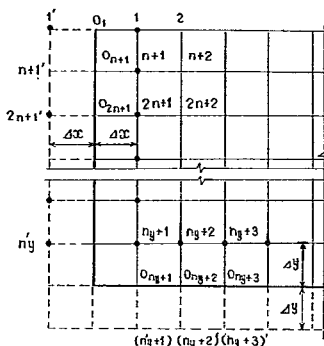


図-3.4

縁端は埋め込まれているから

$$w_{01} = w_{0n+1} = w_{02n+1} = \dots = w_{0ny+1} = w_{0ny+2} = \dots = 0$$

$$w_1 = w_1'$$

$$w_{n+1} = w_{n+1}'$$

$$\dots\dots\dots$$

$$w_{ny+1} = w_{ny+1}'$$

$$w_{ny+2} = w_{ny+2}'$$

とすればよい¹²⁾。

(2) 自由辺近傍

自由辺上の点では， $M_y = 0$ である。

$$\begin{aligned} (M_y)_{\text{縁}} &= -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)_{\text{縁}} \\ &= -N \left\{ \Delta^2 w - (1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right\}_{\text{縁}} = 0 \end{aligned}$$

よって

$$M_{\text{縁}} = (1-\nu) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)_{\text{縁}}$$

となる。

$$\begin{aligned} M_{i+n} &= (1-\nu) \frac{w_{i-n+1} - 2w_{i-n} + w_{i-n-1}}{(\Delta x)^2} = \frac{D}{(\Delta y)^2} \\ &\times (w_{i-n+1} - 2w_{i-n} + w_{i-n-1}) \dots\dots\dots (9) \end{aligned}$$

$$\text{ここに } D = C(1-\nu)$$

よって

$$\begin{aligned} &(\Delta y)^2 \{ C(M_{i+1} + M_{i-1}) - 2(1+C)M_i + M_{i-n} \\ &\quad + M_{i+n} \} + \lambda^4 (\Delta y)^4 w_i = p(\Delta y)^4 / N \end{aligned}$$

これを解いて(6)式と同様に $a_{i,j}$ の値が定まる¹²⁾。

(3) 自由边上

(8)式より

$$\begin{aligned} V_y &= -N \left\{ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + (2-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x^2 \partial y} \right\} = -N \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \right. \\ &\quad \left. + (1-\nu) \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \right\} \\ &= -N \left\{ \frac{\partial M}{\partial y} + (1-\nu) \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \right\} = 0 \end{aligned}$$

であるから

$$\left(\frac{\partial M}{\partial y} \right)_i + (1-\nu) \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \right\}_i = 0 \quad \dots\dots\dots (10)$$

しかるに

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial M}{\partial y} \right)_i &= \frac{M_{i-n} - M_{i+n}}{2dy} \\ \left\{ \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \right\}_i &= \left\{ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)_{i-n} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)_{i+n} \right\} / 2dy \\ &= C/2 \cdot (dy)^3 \{ (w_{i-n+1} - w_{i+n+1}) - 2(w_{i-n} \\ &\quad - w_{i+n}) + (w_{i-n-1} - w_{i+n-1}) \} \end{aligned}$$

よって(10)式は

$$(dy)^2 (M_{i-n} - M_{i+n}) + D \{ (w_{i-n+1} - w_{i+n+1}) - 2(w_{i-n} - w_{i+n}) + (w_{i-n-1} - w_{i+n-1}) \} = 0$$

(5)式から

$$\begin{aligned} M_{i-n} \cdot (dy)^2 &= -\frac{p}{N} (dy)^4 - \lambda^4 (dy)^4 w_i - M_{i+n} (dy)^2 \\ &\quad + 2(1+C)M_i (dy)^2 - C (M_{i+1} + M_{i-1}) (dy)^2 \\ \frac{p(dy)^4}{2N} - \frac{\lambda^4 (dy)^4 w_i}{2} &= M_{i+n} (dy)^2 - (1+C)M_i (dy)^2 \\ &\quad + \frac{C}{2} (M_{i+1} + M_{i-1}) (dy)^2 - \frac{D}{2} \{ (w_{i-n+1} - w_{i+n+1}) \\ &\quad - 2(w_{i-n} - w_{i+n}) + (w_{i-n-1} - w_{i+n-1}) \} \quad \dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

 (11)式の M_{i+n} , M_i , M_{i+1} , M_{i-1} は

$$M_{i+n} (dy)^2 = C(w_{i+n+1} + w_{i+n-1}) - 2(1+C)w_{i+n} - w_i + w_{i+2n} \quad \dots\dots (5)式より$$

$$M_i (dy)^2 = D(w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1})$$

$$M_{i+1} (dy)^2 = D(w_{i+2} - 2w_{i+1} + w_i)$$

$$M_{i-1} (dy)^2 = D(w_i - 2w_{i-1} + w_{i-2})$$

 また(11)式にある w_{i-n-1} , w_{i-n} , w_{i-n+1} を消去するため自由辺上に $My=0$ を導入すると

$$(My)_i = \frac{w_{i-n} - 2w_i + w_{i+n}}{(dy)^2} + \nu \frac{w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1}}{(dx)^2} = 0$$

よって

$$(w_{i-n} - 2w_i + w_{i+n}) + C \cdot \nu \cdot (w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1}) = 0$$

$$w_{i-n} = 2w_i - w_{i+n} + (D-C)(w_{i+1} - 2w_i + w_{i-1})$$

$$\text{ただし } D = (1-\nu) \cdot C$$

全く同様にして

$$w_{i-n+1} = 2w_{i+1} - w_{i+n+1} + (D-C)(w_{i+2} - 2w_{i+1} - w_i)$$

$$w_{i-n-1} = 2w_{i-1} - w_{i+n-1} + (D-C)(w_i - 2w_{i-1} + w_{i-2})$$

 これより(6)式と同じく $a_{i,j}$ 項を求めることができる¹¹⁾。

[3] 中心線上の左右対称性による取り扱い

擁壁の前壁, および底版は通常左右対称であるから, 左側半分の計算をすれば十分である。従って $i = k \cdot n_x / 2 = k \cdot n$ ($k=1, 2, \dots, n_y$) のときは(6)式を

$$a_{i, i-n-1} = 2 \cdot a_{i, i-n-1}$$

$$a_{i, i-2} = 2 \cdot a_{i, i-2}$$

$$a_{i, i+n+1} = 2 \cdot a_{i, i+n+1}$$

のように改め, $i = k(n-1)$ のときは

$$a_{i, i} = a_{i, i} + a_{i, i-2}$$

のようにすればよい。

[4] 平板の応力解法

階差方程式を適用した平板の応力の解法は, 結局次の $n_y \cdot n$ 元連立方程式を解くことに帰着する。

$$A \cdot W = P \cdot \frac{E \cdot h^3 \cdot (dy)^4}{12(1-\nu^2)} \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここで

A は連立方程式の係数を表わすマトリックスであり, W , P は各点のたわみおよび荷重を示すベクトルである。すなわち,

$$\begin{aligned} W &= \begin{pmatrix} w_1 \\ w_2 \\ \vdots \\ w_{n_y, n} \end{pmatrix} & P &= \begin{pmatrix} p_1 \\ p_2 \\ \vdots \\ p_{n_y, n} \end{pmatrix} \\ A &= \begin{pmatrix} a_{1,1} & a_{1,2} & \dots & a_{1,n_y,n} \\ a_{2,1} & a_{2,2} & \dots & a_{2,n_y,n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ a_{n_y,1} & a_{n_y,2} & \dots & a_{n_y,n_y,n} \end{pmatrix} \end{aligned}$$

このうち

マトリックスの元 $a_{i,j}$ は既述のように

1-1) $1 \leq i \leq n$

$$a_{i, i-2} = a_{i, i+2} = (CD - 0.5D^2) \times 2$$

$$a_{i, i-1} = a_{i, i+1} = (-2D - 4CD + 2D^2) \times 2$$

$$a_{i, i+n-1} = a_{i, i+n+1} = (C + D) \times 2$$

$$a_{i, i} = (1 + 4D + 6CD - 3D^2 + 0.5\gamma) \times 2$$

$$a_{i, i+n} = (-2 - 2C - 2D) \times 2$$

$$a_{i, i+2n} = 2$$

1-2) $(n+1) \leq i \leq 2 \cdot n$

$$a_{i, i-n-1} = a_{i, i-n+1} = C + D$$

$$a_{i, i-n} = -2 - 2C - 2D$$

$$a_{i, i-2} = a_{i, i+2} = C^2$$

$$a_{i, i-1} = a_{i, i+1} = -4C - 4C^2$$

$$a_{i, i} = 5 + 8C + 6C^2 + \gamma$$

$$a_{i, i+n-1} = a_{i, i+n+1} = 2C$$

$$a_{i, i+n} = -4 - 4C$$

$$\begin{aligned}
 a_{i, i+2n} &= 1 \\
 1-3) \quad (2n+1) \leq i \leq (ny-2n) \\
 a_{i, i-2n} &= a_{i, i+2n} = 1 \\
 a_{i, i-n-1} &= a_{i, i-n+1} = a_{i, i+n-1} = a_{i, i+n+1} = 2 \cdot C \\
 a_{i, i-2} &= a_{i, i+2} = C^2 \\
 a_{i, i-n} &= a_{i, i+n} = -4 - 4 \cdot C \\
 a_{i, i-1} &= a_{i, i+1} = -4C - 4 \cdot C^2 \\
 a_{i, i} &= 6 + 8C + 6C^2 + \gamma
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 1-4) \quad (ny-2n+1) \leq i \leq (ny-n) \\
 \text{上式のうち} \\
 a_{i, i+2n} &= 0 \\
 1-5) \quad (ny-n+1) \leq i \leq ny \cdot n \\
 \text{上式のうち} \\
 a_{i, i+2n} &= a_{i, i+n-1} = a_{i, i+n} = a_{i, i+n+1} = 0 \\
 a_{i, i} &= a_{i, i} + a_{i, i-2n}
 \end{aligned}$$

これに次の条件をいれて修正する。

$$\begin{aligned}
 2-1) \quad i=1+k \cdot n \quad (k=0, 1, \dots, ny) \text{ のときは} \\
 a_{i, i-n-1} &= a_{i, i-1} = a_{i, i+n-1} = a_{i, i-2} = 0 \\
 a_{i, i} &= a_{i, i} + a_{i, i+2} \\
 2-2) \quad i=2+k \cdot n \quad (k=0, 1, \dots, ny) \text{ のときは} \\
 a_{i, i-2} &= 0 \\
 2-3) \quad i=(n-1)+k \cdot n \quad (k=0, 1, \dots, ny) \text{ のときは} \\
 a_{i, i+2} &= 0 \\
 a_{i, i} &= a_{i, i} + a_{i, i-2} \\
 2-4) \quad i=n+k \cdot n \quad (k=0, 1, \dots, ny) \text{ のときは} \\
 a_{i, i-n+1} &= a_{i, i+1} = a_{i, i+n+1} = a_{i, i+2} = 0 \\
 a_{i, i-n-1} &= 2 \cdot a_{i, i-n-1}
 \end{aligned}$$

```

begin
  real LX, LY, PŌ, E, T, KV;
  integer I, J, NX, NY, NXX;
  READ (LX, LY, PŌ, E, T, KV, NX, NY);
  NXX := NX ÷ 2;
  begin
    array W, MX, MY, MXY [1: NY, 1: NXX];
    procedure P(A);
      array A;
      for I := 1 step 1 until NY do
        begin
          for J := 1 step 1 until NXX do
            PRINTR (5, A [I, J]);
            CRLF(1);
          end;
        READ ARRAY (W, 1, NY, 1, NXX);
        BAN13JK (LX, LY, PŌ, E, T, KV, NX, NY, W, MX, MY, MXY);
        P(W);
        P(MX);
        P(MY);
        P(MXY);
      end;
    end;
  end;
end;

```

とすればよい。

$$\begin{aligned}
 a_{i, i-1} &= 2 \cdot a_{i, i-1} \\
 a_{i, i+n-1} &= 2 \cdot a_{i, i+n-1} \\
 a_{i, i-2} &= 2 \cdot a_{i, i-2}
 \end{aligned}$$

[5] ALGOLによるプログラム

掘壁の前壁および底版を平版としてとくためにALGOLによって手続き化すれば次のようになる。パラメタは、

LX : 平版のx軸方向の長さ (単位 cm)
 LY : " y " (")
 PŌ : " ポアソン比
 E : " 弾性係数 (kg/cm²)
 T : " 厚 さ (" cm)
 KV : " 地盤反力係数 (kg/cm²)
 NX : " x軸方向の分割数 (必ず偶数であること)
 NY : " y軸 " (奇数でもよい)
 W : " 入力:各格点に作用する荷重(kg/cm²), 出力:各格点のたわみ (cm)
 MX : " 各格点の曲げモーメント(kg・cm)
 MY : " "
 MXY : " "

プログラム中、GSWPOUTは Gauss 消去法による連立方程式の解を求める手続きであり、プログラム2頁中段では a_{ij} を与えBŌ(I-1)は前述の2-1)条件に適合するか否か、BŌ(I-2)は2-2)条項、BŌ(I-N+1), BŌ(I-N)は2-3), 2-1)条項を示し、I1, I2, I3はそれぞれ1-1), 1-2), 1-4)項を示している。

実際に使用するとき

3 辺固定 1 辺自由の平板プログラム

```

begin
  procedure BAN1J3K(LX,LY,PD,E,T,KV,NX,NY,W,MX,MY,MXY);
  real LX,LY,PD,E,T,KV; integer NX,NY; array W,MX,MY,MXY;
  begin
    Boolean procedure BD(I); integer I; BD:=I=N=N=I;
    procedure GSWPOUT(PN,PA,PX,ZER);
    value PN, ZER;
    integer PN; real ZER; array PA,PX;
    begin
      integer I,J,K; real W1;
      for I = 1 step 1 until PN do
        begin
          if ABS(PA[I,I]) > ZER then go to L1;
          for J = 1 step 1 until (PN-1) do
            begin
              if ABS(PA[(J+1),I]) ≤ ZER then go to L2;
              for K = 1 step 1 until (PN+1) do
                MX[K]=PA[I,K];
              for K = 1 step 1 until (PN+1) do
                PA[I,K]=PA[(J+1),K];
              for K = 1 step 1 until (PN+1) do
                PA[(J+1),K]=MX[K];
              go to L1;
            end;
          L2:
          end;
          PRINTS('DATA#CHECK'); CRLF(10);
          go to END;
          L1: W1:=PA[I,I];
          for J = 1 step 1 until (PN+1) do
            PA[I,J]=PA[I,J]/W1;
          for K = 1 step 1 until PN do
            begin
              if I=K then go to L3;
              W1:=PA[K,I];
              for J = 1 step 1 until (PN+1) do
                PA[K,J]=PA[K,J]-W1*PA[I,J];
              L3:
            end;
          end;
          for I = 1 step 1 until PN do
            PX[I]=PA[I,(PN+1)];
          END:
        end;
      real C,D,B,X,Y,Q,R,SC,G,WR,WL,WU,WD,WM,WX,WY;
      Boolean I1, I2, I3;
      integer I,J,K,S,N,NS,NT;
      N:=NX/2;
      NS:=N*NY;
    end;
  end;
end;
    
```

```

NT=N*(NY-1)+1;
K=NS+1;
S= if NY>N then (NS+NY) else (NS+N);
begin
  array A[1:NS,1:K];
  X=LX/NX;
  Y=LY/NY;
  C=(Y/X)+2;
  D=C*(1-P0);
  B=12*(1-P0+2)/(E*T+3);
  Q=-1/(B*Y+2);
  SC=SQRT(C);
  G=B*Y+4;
  R=KV/G;
  for I=1 step 1 until NS do
    for J=1 step 1 until K do A[I,J]=0;
  for I=1 step 1 until NS do
    begin
      I1=I<N; I2=I<N*2; I3=I<NT;
      if B0(I-1) then go to L4;
      if B0(I-2) then go to L1;
      A[I,I-2]=if I1 then (2*(C*D-0.5*D+2)) else C+2;
      L1: if I1 then go to L3;
      L2: A[I,I-N-1]=if I2 then (C+D) else (2*C);
      L3: A[I,I-1]= if I1 then (2*(-2*D-4*C*D+2*D+2)) else (-4*C-4*C*C);
          if I > NT then go to L4;
          A[I,I+N-1]=if I1 then (2*(C+D)) else (2*C);
      L4: if I2 then go to L5;
          A[I,I-2*N]=1;
      L5: if I1 then go to L6;
          A[I,I-N]=if I2 then (-2*C-2*D) else (-4-4*C);
      L6: if I1 then A[I,I]= 2*(1+4*D+6*C*D-3*D+2+0.5*R) else
          if I2 then A[I,I]=(5+8*C+6*C+2*R) else
          A[I,I]=(6+8*C+6*C+2*R);
          if I > NT then go to L7;
          A[I,I+N]=if I1 then (2*(-2*C-2*D)) else (-4-4*C);
          if I > N*(NY-2) then go to L7;
          A[I,I+2*N]=if I1 then 2 else 1;
      L7: if B0(I-N) then
          begin
            if I > N then A[I,I-N-1]=A[I,I-N-1]*2;
            A[I,I-2]=A[I,I-2]*2;
            A[I,I-1]=A[I,I-1]*2;
            if I3 then A[I,I+N-1]=A[I,I+N-1]*2;
            go to L10;
          end;
          if I1 then go to L8;
          A[I,I-N+1]=if I2 then (C+D) else (2*C);
      L8: A[I,I+1]=if I1 then (2*(-2*D-4*C*D+2*D*D)) else (-4*C-4*C*C);
          if I > NT then go to L9;
    end;
  end;

```

```

      A[I,I+N+1]:=if I1 then (2*(C+D)) else (2*C);
L9: if B0(I-N+1) then begin A[I,I]:=A[I,I]+A[I,I-2]; go to L10; end;
      A[I,I+2]:=if I1 then (2*(C+D-0.5*D*D)) else (C*C);
L10: if B0(I-1) then A[I,I]:=A[I,I]+A[I,I+2];
end;
for I=NT step 1 until NS do
  A[I,I]:=A[I,I]+1;
  for I=1 step 1 until NS do A[I,K]:=W[I]*G;
  for I=1 step 1 until S do W[I]:=MX[I]:=MY[I]:=MXY[I]:=0;
  GSWPOUT(NS,A,W,w-5);
  for I=1 step 1 until NS do
    begin
      I1:=I<N; I2:=I<N*2; I3:=I<NT;
      WL:= if B0(I-1) then 0.0 else W[I-1];
      WR:= if B0(I-N) then (W[I-1]) else W[I+1];
      WD:= if I3 then W[I+N] else 0.0;
      WU:= if I1 then 0.0 else W[I-N];
      WM:=2*W[I];
      WX:=WR+WL-WM;
      WY:=WU+WD-WM;
      MX[I]:= if I1 then (Q*C*(1-P0*P0)*WX) else (Q*(C*WX+P0*WY));
      MY[I]:= if I1 then 0.0 else (Q*(P0*C*WX+WY));
      if I1 then
        begin
          WL:= if B0(I-1) then 0.0 else (W[I+N-1]-W[I-1]);
          WR:= if B0(I-N) then (-1*WL) else (W[I+1]-W[I+N+1]);
          MXY[I]:=Q*D/(2*SC)*(WR+WL);
        end
      else
        begin
          if I3 then begin
            WL:= if B0(I-1) then 0.0 else (W[I+N-1]-W[I-N-1]);
            WR:= if B0(I-N) then (-1*WL) else (W[I-N+1]-W[I+N+1]);
          end
          else begin
            WL:= if B0(I-1) then 0.0 else (-1*W[I-N-1]);
            WR:= if B0(I-N) then (-1*WL) else (W[I-N+1]);
          end;
          MXY[I]:=Q*D/(4*SC)*(WL+WR);
        end;
    end;
  MX[K]:=Q*C*(1-P0*P0)*W[1]*2;
  J:=1+N;
  for I= (NS+2) step 1 until (NS+NY) do
    begin
      MX[I]:= (Q*C*2*W[J]); J:=J+N;
    end;
  J:=NT;
  for I= (NS+1) step 1 until (NS+N) do
    begin

```

```

      MY[I]=(Q*W[J]*2); J=J+1;
    end;
  end;
end;
procedure PRN(NX,NY,W,MX,MY,MXY);
integer NX,NY; array W,MX,MY,MXY;
begin
  procedure MN(A,N,MAX,MIN);
    array A; integer N; real MAX,MIN;
    begin
      integer I;
      MAX=MIN=A[1];
      for I = 2 step 1 until N do
        begin
          if MAX<A[I] then MAX=A[I];
          if MIN>A[I] then MIN=A[I];
        end;
      end;
    end;
  procedure PR(A,MX,MN,S,M);
    array A; string S; real MX,MN; integer M;
    begin
      integer I,J,K;
      Boolean procedure BO(I); integer I; BO:=I÷N=N÷I;
      K=(119-8*(N+1))÷(N+1);
      if K>10 then K=10;
      if K<5 then K= 5;
      J=NS+1;
      SPACE(30); PRINTS(S); SPACE(5); PRINTS('MAX='); PRINTR(10,MX);
      SPACE(5); PRINTS('MIN='); PRINTR(10,MN); CRLF(2);
      for I= 1 step 1 until NS do
        begin
          if BO(I-1) then
            begin
              if M=1 then begin PRINTR(K,A[J]); J=J+1; end else SPACE(K+8);
            end;
          PRINTR(K,A[I]);
          if BO(I-N) then CRLF(1);
        end;
        if M=2 then begin
          SPACE(K+8);
          for J=1+NS step 1 until (NS+N) do PRINTR(K,A[J]); CRLF(1);
        end;
      CRLF(1);
    end;
  real WR,WL; integer NS,N;
  N=NX÷2; NS=N*NY;

  MN(W,NS,WR,WL);
  PR(W,WR,WL,'DEFLECTION',0);
  MN(MX,(NS+NY),WR,WL);

```

```

PR(MX,WR,WL,'MX',1);
MN(MY,(NS+W),WR,WL);
PR(MY,WR,WL,'MY',2);
MN(MXY,NS,WR,WL);
PR(MXY,WR,WL,'MXY',0);
end;
real PW1,PW2,D,H,Q,LX,MAX,LY;
integer I,NX,NY,MXY,J,K;
array W,MX,MY,MXY(1:60);
for I=1,2 do
    begin
        for J= 50 step -1 until 1 do
            W[J]:=((J-1)÷5)*I ;
            BAN1J3K(100,100,0.166 666,210 000,25,0,10,10,W,MX,MY,MXY);
            PRN(10,10,W,MX,MY,MXY);
            CRLF(0);
        end;
    end;
end;
    
```

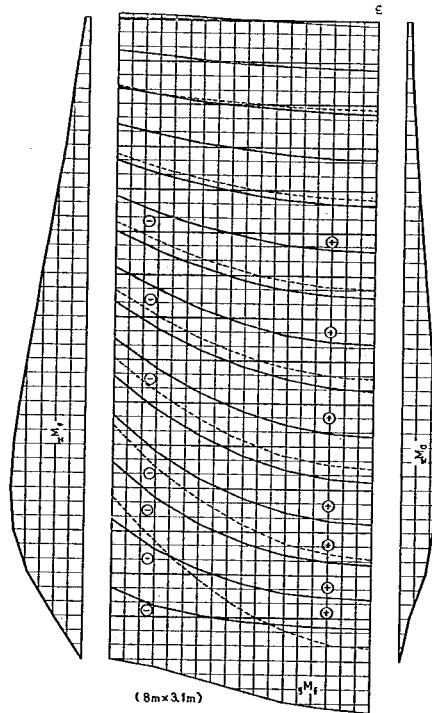


図-3.5 前壁におけるMX分布図

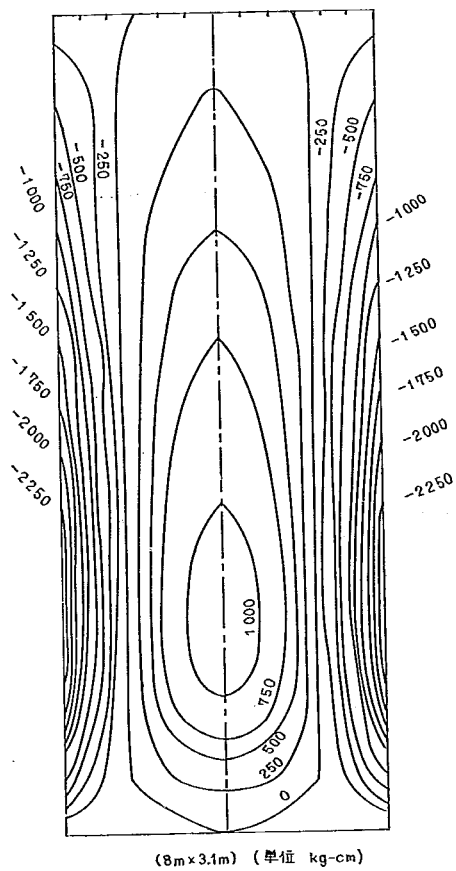


図-3.6 M X 分布図

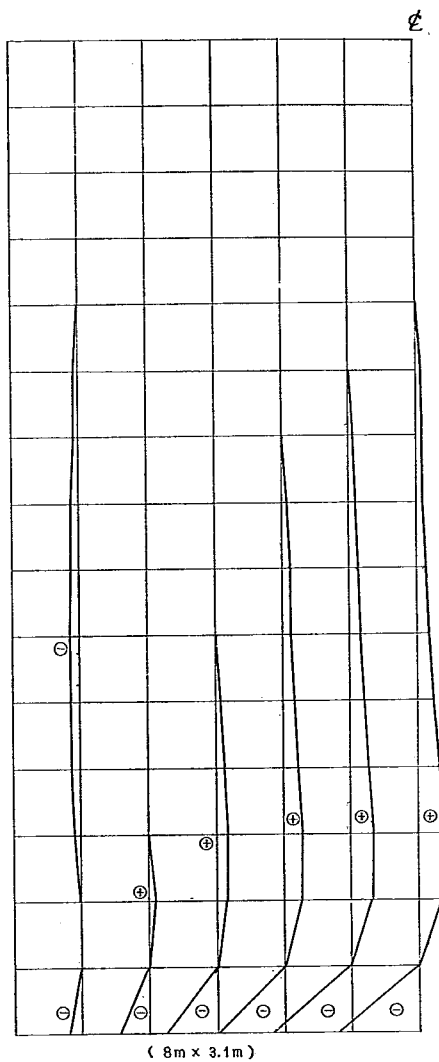
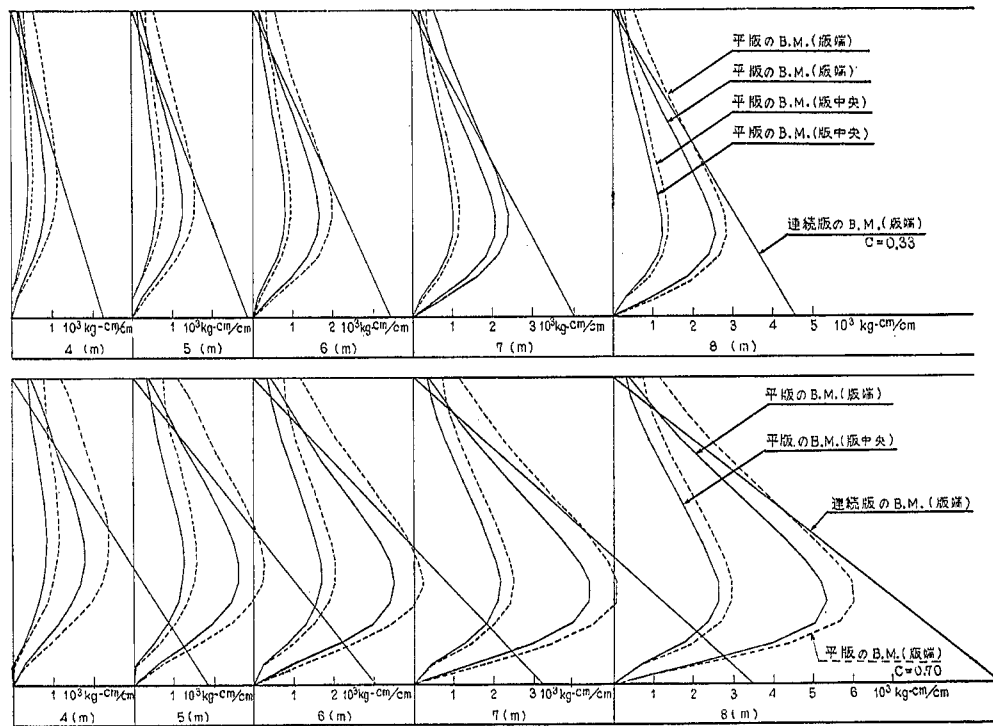


図-3.7 前壁におけるMY分布図



注) B.M.は曲げモーメントの略 実線は過載荷重なし、点線はあり。

図-3.8 前壁におけるM-X図(版幅3.1m)

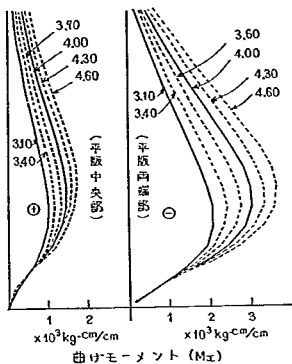


図-3.9 平板幅と曲げモーメント関係図

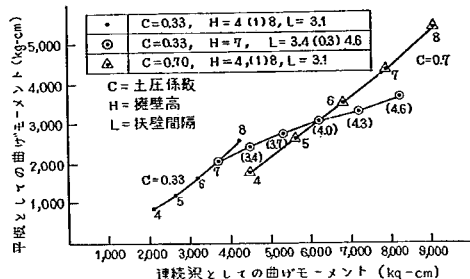


図-3.10 連続梁と平板計算による曲げモーメントの比較

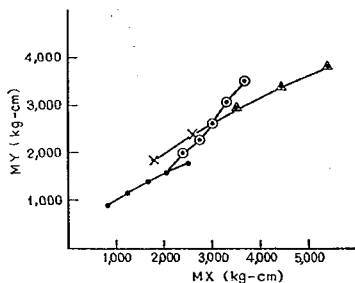


図-3.11 MXとMY関係図

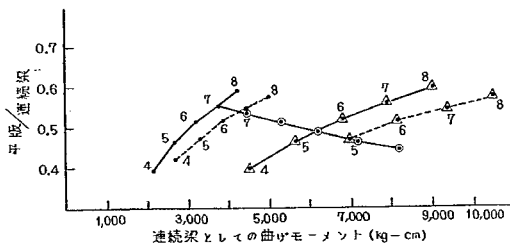


図-3.12 MXにおける(平板)/(連続梁)と連続梁曲げモーメント関係図

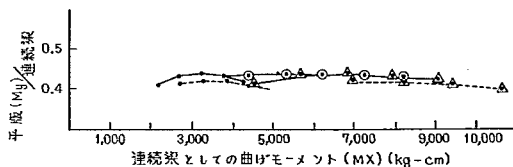


図-3.13 (MY)/(連続梁による曲げモーメント)と連続梁としての曲げモーメント関係図

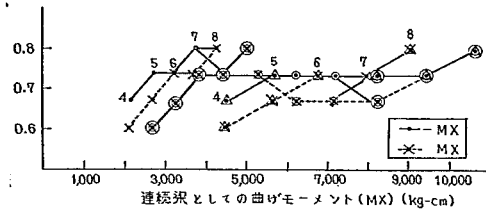


図-3.14 前壁に最大曲げモーメントの起こる位置

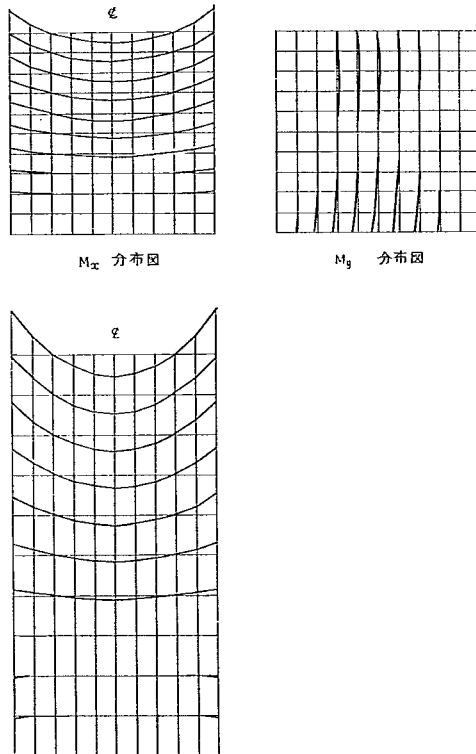


図-3.15 底版における曲げモーメントの分布図

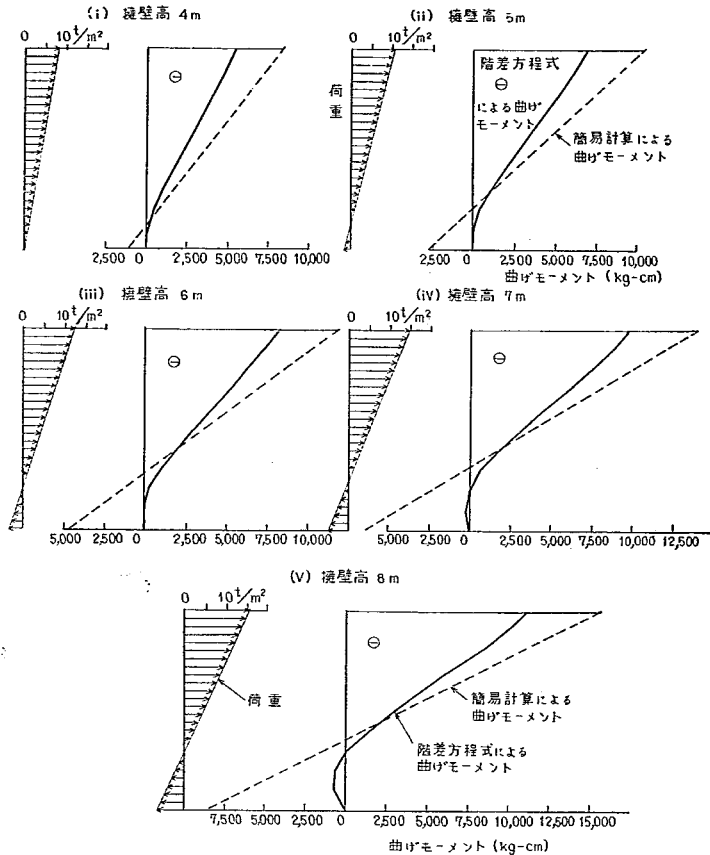


図-3.16 底壁の曲げモーメント分布図

〔6〕 結 論

擁壁の前壁と底版における応力を調べるために、前壁では x 軸方向に12(左右対称のため計算は6)、 y 軸方向に15等分し、底版では x 軸方向に10(計算は5)、 y 軸方向に10分割し、版のたわみ、 M_x 、 M_y 、 M_{xy} を求めた。

(1) 前壁は 過載荷重のないものでは

土圧係数=0.33, 版長=4(1)8 m

版幅=3.1 m

土圧係数=0.33, 版長=7 m

版幅=3.4(0.3)4.6 m

土圧係数=0.70, 版長=4(1)8 m

版幅=3.1 m

過載荷重を考慮したものは

土圧係数=0.33, 版長=4(1)8 m

版幅=3.1 m

(2) 底版は “建設省制定土木構造標準設計Ⅱ”に記載してある 03-RB-2(K_1 -H₄₀₀₀-B₃₀₀)-S40(Ⅱ-124)のほか、Ⅱ-136, Ⅱ-148, Ⅱ-160, Ⅱ-172, すなわち土圧係数=0.33, 版幅=3.1 m, 擁壁高=4(1)8 m

について計算した。

この計算結果から

(1) 前壁は

(i) M_x は前壁高さの0.8~0.6の位置で最高となり、最下面で零となる(図-3.8, 9, 14参照)。これに反して、連続版として計算された曲げモーメントは直線変化し、底部で最大となり、平版として計算したものと著しく相違する。

- (ii) M_x は連続版として計算された最大曲げモーメントの0.4~0.6倍である。(図-3.12参照)
- (iii) 前壁中央部の曲げモーメント M_x は連続版として計算されたものより大きい。(図-3.8参照)
- (iv) M_x の分布は前壁中央部はゆるく、扶壁に近づくに従って急増する。(図-3.6参照)
- (v) M_y の最大値は、連続版として計算された M_x の0.45倍(図-3.13参照)であった。

以上連続版として計算した値は、階差方程式で解いた平版の解と著しく相違するが、平版の計算には土木研究所の TOSBAC-3400-40 で約1時間要するので実用上差し支えないように近似的に前壁の設計をするには、

- (1) M_x は図-3.17のように三角形分布と仮定してよく

$$M_{max} = -0.8 \frac{p_2}{10} l^2$$

(ただし
 l : 前壁内面間距離)

その位置は前壁の頂部より $0.8h$ とする。

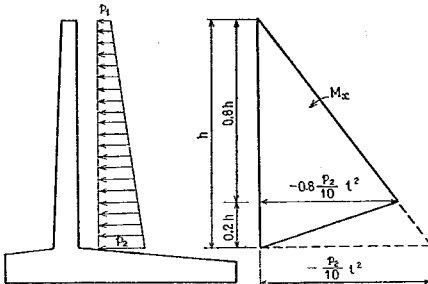


図-3.17 前壁の簡易曲げモーメント計算図

- (2) 前壁と底版との接続部には

$$M_{y_{max}} = -0.45 \frac{p_2}{10} l^2$$

なる曲げモーメントに耐えられるよう垂直筋を配置しなければならない。

底版も前壁と同じく三辺固定1辺自由の平版であるが、版に加わる荷重が状況によってかなり変動するので前壁のような近似公式が求められなかった。

4. 標準設計の結果による1, 2の考察

標準設計では電子計算組織を最大限に利用したので、1, 156通りの計算が行なわれた。この章ではこの結果得られた成果のうち、初期値設計など今後研究を進める上に参考になるとと思われる若干項目について触れる。

(1) 扶壁式擁壁における扶壁間隔とつま先部長さの設定¹⁴⁾

擁壁部背面の裏込め土を、②シルト系の粒子を含む透水性の低い粗粒土とし、擁壁高さを4mより0.5mおきに8mまで9種類選び、扶壁中心間隔を最小1.2mから5m程度まで10cmずつ変化させて、材料を算出し、表-4.1の単価を乗じて工費を比較すると図-4.1のようになる。

表-4.1 試算に用いた単価表

	コンクリート (円/m ³)	鉄筋(円/t)	型わく (円/m ²)
重力式	5,800	—	565
突げた式	6,500	47,000	885
扶壁式	6,500	47,000	1,050

この試算では前壁厚さを5cmずつ不連続に変えたので厚さの変わる直前では、工費が安くなっているが、全体的には大きな変動もなく、配置された鉄筋量による影響の方が大きい。またこの試算における制限条件として、最小前壁厚さを擁壁高さ4.5m以下は25cm、それ以上を30cmとした。単価は場所と時期により変動するから、必要に応じて簡単に工費の比較ができるよう主要資材を

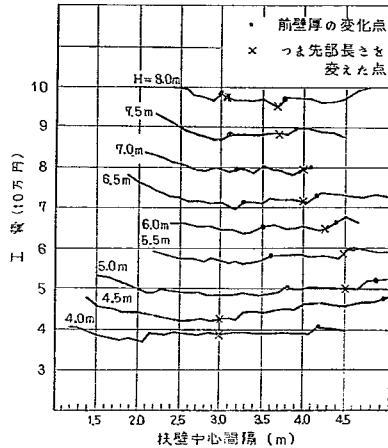


図-4.1 純工費と扶壁中心間隔との関係図 (擁壁10m当たり)

図-4.2~4に揭げた。

次につま先部長さの工費に与える影響を調べるため、扶壁間隔3.6mのものについて、つま先部長さを変えたと、図-4.5のようになり、工費にはあまり関係ないが、前壁を後方に下げると、前面の地盤反力が減少しまた滑動の安全率はほぼ直線的に減ずる。

(2) 各種擁壁の比較¹⁴⁾

重力式、突げた式、扶壁式の3種類の擁壁について、

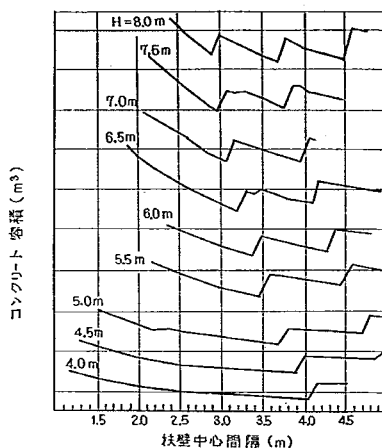


図-4.2 コンクリート量と扶壁中心間隔との関係図(擁壁10m当たり)

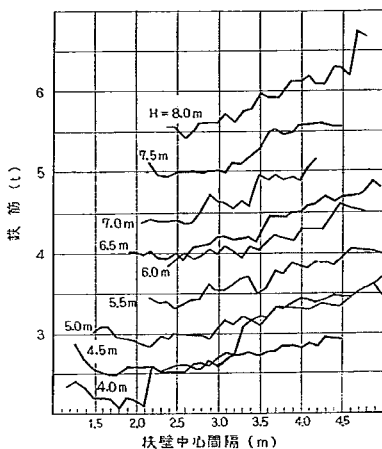


図-4.3 鉄筋量と扶壁中心間隔との関係(擁壁10m当たり)

表-4.1の単価を乗じて比較したのが図-4.7であり、突げた式擁壁が最も有利である。次に地盤反力と滑動安全率を比較すると、地盤反力は扶壁式、突げた式、重力式の順であるが、滑動安全率は、高さ4.5mまでは重力式と突げた式が同じであるが、後は突げた式、扶壁式となっており、全体的にみて、高さに関係なく突げた式擁壁が最も有利である。現在のようにコンクリート用骨材が割高な時代では、コンクリートのみによる重力式より

概して鉄筋コンクリート擁壁の方がすぐれているようである。

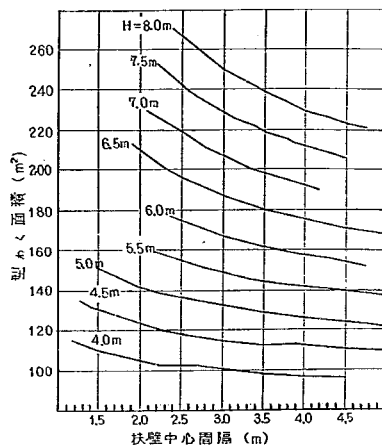


図-4.4 型わく面積と扶壁中心間隔との関係図(擁壁10m当たり)

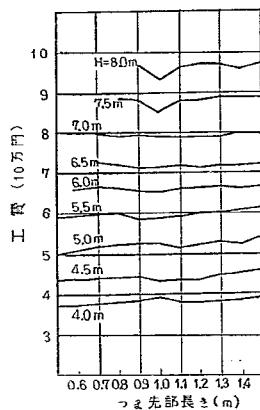


図-4.5 純工費とつま先部長さとの関係(擁壁10m当たり)

5. 自動図化

構造物設計の自動化で最初に試みられたものが、手計算の電子計算による置き換えであって、計算機によって得られた出力をもとに人力で作図していたが、作図ミスの続出、長期にわたる製図およびチェック時間など多くの欠点があり、ドラフタの開発に伴って、図化も電子計算に移行したいという、人間の自然の欲求により、自動図化が次第に行なわれるようになった。しかし片仮

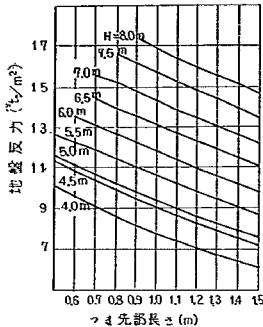


図-4.6 地盤反力とつま先部長さとの関係図

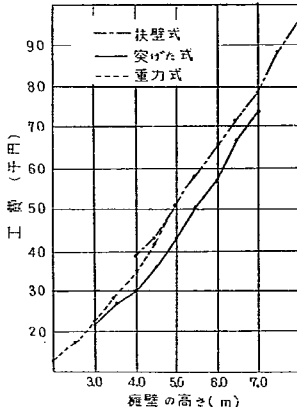


図-4.7 各種擁壁の純工費比較図(擁壁1m当たり)

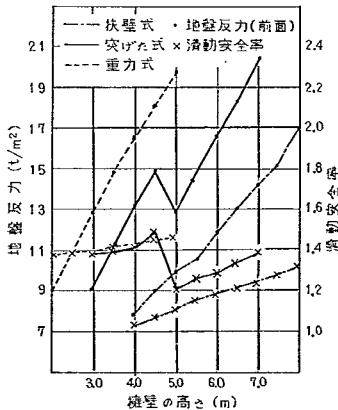


図-4.8 各種擁壁の地盤反力と滑動安全率の比較 (キーのない場合)

名, 平仮名, 数字, アルファベットから膨大な数にのぼる漢字を含め, 多岐にわたる土木構造物をその都度プログラムするのは得策でないし, 同じことを繰り返すあやをまち避けるため, 設計図作成を一つのシステムと考え, 設計図にあらわれる図面をいくつかの基本的な図案に分解し, これら“成分”の標準化を行なった。おもなものを列挙すると次のとおりである。(詳細については“建設技術に適應した電子計算システムに関する研究(1), (2)”¹⁵⁾¹⁶⁾を参照されたい。)

PSENCN (N, X, Y); N個の点の座標を与えて各座標間を結ぶ

PSENVN (N, A, L); N個の線分の角度と長さを与えてN本の直線を引く

PHKN(X, Y, P, TH, N); 任意の多角形の中に平行線を引く

PHKF (X, Y, P); 四辺形の一辺を基準に, 四辺形の中に平行線を引く

PHKE1(X, Y, P, TH, R); 円の中心を基準に円の中に平行線を引く

PHKE2 (X, Y, P, TH, R, TH1, K); 扇形の中に平行線を引く

PKUMI(X, Y, P1, P2, TH1, TH2, N); 組み立て筋を描く

PHIKI (X, Y, PR, S, V1, V2); 鉄筋などを表示するための引き出し線

PARROW(X, Y, P, PR, S, V1, V2); 矢印を引く

PDARROW (X, Y, P, TH, S); n個の点を通過する矢印を描く

PDHIKI (X, Y, N); n箇所に同種の物がある場合の引き出し線

PBEND (A, K, H, L); 折れ曲げ筋の表示

PSTIR(K, A1, A2, A3); スターラップを描く

PAXIS(X, Y, AX, AY, DX, DY, NX, NY); 座標軸を描く

PHISTG(AY, PX, PY, SX, SY, N); ヒストグラムを描く

この用意が終わると, あとはこれらを適当に組み合わせればよく図-5.1のような設計図を描くことができる。同図右側の一般図を描くプログラムを抜き出すと次のようになる。

なお作図に使用した図化機は 東洋電機製造KK製のTCR-305型コントローラーと渡辺測器製作所製デジタルXYプロッタWX-600型を使用した。おもな仕様はステップ幅0.1mm, スピード800ステップ/秒, 800mm×1,100mmのフラットベッド形であり。製図には40分要した。

擁壁一般図の製図プログラム抜粋

```

begin external PREADY, PMOVE, PSENX, PSENA, PMARU, POUTI, POUTS,
  PSENCN, SNPD, MEISHO, TETUDAN, HIKITE, PRA, PHKF,
  NITENSASEN, PARROW, HASEN, PSENHN, EQ;
array P[1:100], X, Y, XX, YY[1:100];
integer I, N, NH, NJ, K, NI, Z10, Z11;
real X1, Y1, X2, Y2, X3, Y3, H, H1, A, B, T, T1, L, S, BT, H6, B6,
  W1, H, W2, P11, K, W26, W14, W28, W11, W21, W155, W23, P1,
  P2, P3, W31, TL7;
READ(X1, Y1, X2, Y2, X3, Y3, H, H1, A, B, T, T1, L, P1, P2, P4, S);
S=1/S; BT=B+T; BTI=BT-60; W11=H-50; H6=H-60;
B6=B+60; P11=P1*S; W12=W1+200;
PREADY(0,0);
PSENX(A*S,0); PSENX(A*S,H1*S);
PMOVE(BTI*S,60*S); PSENX(A*S,H1*S);
X= vec 0,2*L*S,0,0 tor;
Y= vec 0,0,H*S,H*S,0 tor;
PSENCN(5,X,Y);
N=1;
LAB1:
M=(L-(N*P1+T1-120))/2;
if M > P1 then begin N=N+1; go to LAB1; end;
W1=T1/2-60*M;
X[1]=W1*S; Y[1]=90*S; X[2]=W1*S; Y[2]=H6*S;
X[3]=(W1+P1*N)*S; Y[3]=H6*S; X[4]=(W1+P1*N)*S;
Y[4]=90*S;
for I = 1 step 1 until N+1 do
  P[I]=P11;
PHKF(X,U,P);
X[1]=0; Y[1]=H*S; X[2]=L*S; Y[2]=H*S;
PARROW(X,Y,30,PRA,4,4,L); SNPD(X,Y,30,-1);
PMOVE(-20,(H1-90)*S); POUTI(-90,4,2,K);
PMOVE(-20,(H1-90)*S+6); POUTS(-90,4,1,'X');
EQ(-20,(H1-90)*S+15,3,1);
HIKITE(W26*S,W14*S,W26*S,W28*S,P11,NN-3);
MEISHO(W26*S-15,-20,4,0,'W',2,'D',19);
XX= vec 0,T1/2*S,W8*S,W9*S tor;
YY= vec W11*S,W11*S,W12*S,W12*S,W11*S tor;
PSENHN(XX,YY,2,5);
for I = 0 step 1 until NN-3 do
  HASEN(1,W155*S,(W23+I*P3)*S,W16*S,(W23+I*P3)*S);
TETUDAN(B6*5, Z31*S,B6*S,760*S,H*S,0);
NITENSASEN(0,(A-B)*S+3,TL7*S);
end;

```

XYプロッタによるプログラム作製段階におけるディバグに時間がかかり、能率が悪いので、早く情報が得られ、人間と計算機との対話を容易にするため、A-4判にして約30秒程度で結果が得られるような高速ファクシミリの導入を考えている。

むすび

建設省制定土木構造物標準設計もすでに9巻(44年末)のばり、引き続き印刷中のもの2巻を含め標準化作業続行中である。この擁壁は最初に企画され、39年度と40年度に行なわれた作業である。

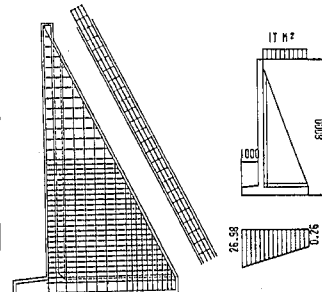
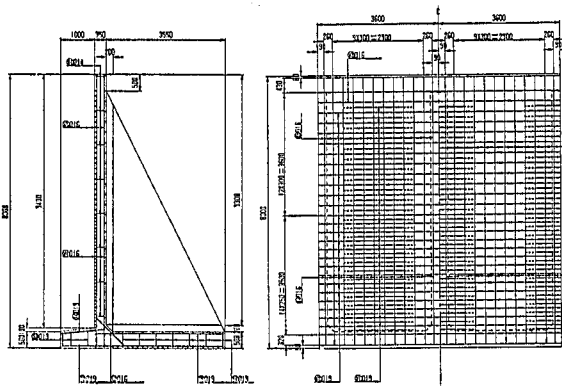
その後電子計算組織の著しい発展により、始め人力で実施していた図化作業もいつか自動化の方向に進み、またシステム工学の普及により、土木設計の分野にもこれを適用し、設計をシステムとして捕えることによって、過去に行なわれてきたような構造物を実状とは掛け

離れているが、設計計算に都合のよい、いくつかの部分に任意に分解し、それぞれ最適化(現在における真の最適化ではない)を試み、それらを合体したもの(構造物)もまた最適であるはずであるという概念が次第に変わってきた。

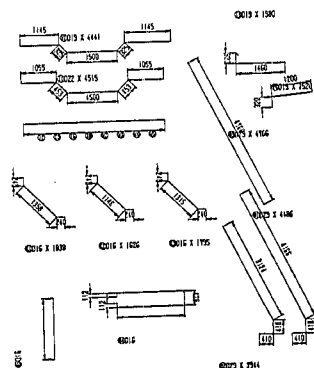
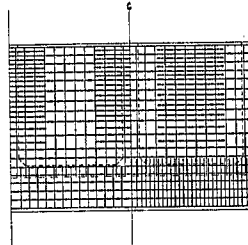
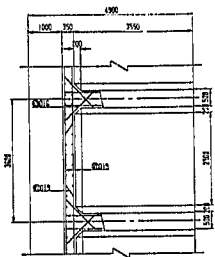
擁壁の設計でも新しい時代の流れに応じた最適化手法の1,2を擁壁の一部設計に試みてみたが、既述のように設計は非線形空間における議論であり、線形のように単純化された一般解が得られていないし、またここで試みた試行法を振り返ってみても、制御変数の不連続ゆえに、コンパクトな線形空間における解の一樣収束という“きれいな結果”を得ることができなかった。しかし土木構造物の設計では大いに研究を進められなければならない分野であり、今後さらに追求していく必要があるう。

最後に電子計算組織を利用して行なわれた大量計算と

$S = 1 / 50$



C	0.40
CW	2500 K ρ /h ³
SW	1800 K ρ /h ³
6CA	70 K ρ /CH
6SA	1600 K ρ /CH
SLED	1.22
TENT	2.40
PF	26.98 T/h ³
PB	0.26 T/h ³



	D	$\frac{1}{m}$	N	$\frac{W}{m}$	$\frac{W}{f}$	$\frac{W}{f}$	$\frac{W}{f}$
1	0.22	4.5676	70	3.04	13.729	131.285	
2	0.22	35012	74	3.04	10.344	262.055	
3	0.19	20710	29	2.25	4.657	130.410	
4	0.19	1520	14	2.25	3.420	47.890	
5	0.19	3910	24	2.25	5.512	205.740	
6	0.16	3650	12	1.55	5.816	67.392	
7	0.16	1440	24	1.55	5.816	150.510	
8	0.16	3230	45	1.25	8.100	312.820	
9	0.16	1650	24	1.55	5.615	33.650	
10	0.16	5020	24	1.55	5.800	187.205	
11	0.16	3310	24	1.55	5.154	123.292	
12	0.22	4396	4	3.04	15.715	60.530	
13	0.22	23394	4	3.04	19.179	79.511	
14	0.16	7658	4	3.04	17.21	96.13	
15	0.16	4130	34	1.55	7.373	259.913	
16	0.16	3935	32	1.56	9.593	191.143	
17	0.16	1838	30	1.55	2.867	86.018	
18	0.22	1626	10	1.55	2.527	25.356	
19	0.16	1795	61	1.55	2.800	169.012	
						2768.49	
S 1	13	118	35	1.04	0.435	15.215	
S 2	13	565	35	1.04	0.588	20.566	
S 3	13	1436	11	1.04	1.493	16.429	
S 4	13	1701	13	1.04	1.769	22.998	
						75.201	
						2841.659	
CONCRETE	25.128	M			908151	1.764	M
KATAMUKU	91.663	M			515100	2.646	M
					3.600	ATARI	

擁壁の標準化と自動設計方式に関する研究

103

多元連立方程式のゆえに人力で計算することのできなかつた結果とをまとめて再録すると

(1) 擁壁の形式は一般的に

(i) 擁壁高さ 3.5m 以下は重力式擁壁

(ii) 擁壁高さ 4.0m 以上は突げ式擁壁とするのが有利である。

(2) 扶壁式擁壁の設計では

(i) 前壁は

$$Mx_{max} = -0.08 pl^2$$

$$My_{max} = -0.045 pl^2$$

ここで $\begin{cases} p: \text{前壁底部の土圧強度} \\ l: \text{前壁の扶壁内面間距離} \end{cases}$

ただし Mx は前壁高さの上より 0.8 倍を頂点とする三角形分布と考慮して設計するのがよく、特に前壁底部の縦方向筋は不足気味であるから注意が必要である。

(ii) 扶壁中心間隔は

擁壁高さ (m)	4.0~4.5	5.0~5.5	6.0	6.5~7.0	7.5~8.0
扶壁中心 間隔(m)	3.0	4.5	4.3	4.0	3.7

とするのがよい。

なお擁壁の標準設計には技術管理室 帆 秋 一 見 技官 (現日本設計測量 K K), 渡辺侃技官, また図化 プログラムは渡辺侃技官, 高倉敏雄技官, 浜口昭朗 (大成道路 K K) の諸氏の協力があつたことを付記して本文を終わることとしたい。

参 考 文 献

1. 「建設省制定土木構造物標準設計 I, II」全日本

建設技術協会発行 (1965, 1966)

2. 「土木構造物標準設計 I, II の手引き」全日本建設技術協会 (1968)
3. 土木研究所資料第 205 号: 建設技術標準化資料第 2 号 (1966)
4. 日本道路協会「道路土工指針」(1967)
5. 富田 努「建設省土木構造物の標準設計について」コンクリートジャーナル Vol 6, No.1 (1968)
6. 土木研究所資料第 196 号: 昭和 40 年度プログラム成果 (1966)
7. 日本建築学会「建築基礎構造設計基準・同解説」(1960)
8. Design Manual "Soil mechanics, foundation and earth structure" Department of the Navy Bureau of Yards and Docks.
9. 熊谷三郎編「システムズ・エンジニアリング入門」オーム社 (1962)
10. 丸安ほか「土木設計における最適化」東大生産技術研究所報告第 19 巻第 4 号 (1969)
11. 原口忠次郎「弾性基礎上の矩形板」山海堂 (1964)
12. 岡本舜三「応用力学」技報堂 (1954)
13. 坂 静雄「自由辺をもつ矩形版の設計曲げモーメント」建築学会論文集 No.1 (1936)
14. 中村ほか「経済性を考慮した擁壁の自動設計について」第 19 回建設省技術研究会報告
15. 中村ほか「建設技術に適応した電子計算システムに関する研究(1)」土木研究所報告 132 号, (1967)
16. 中村ほか「建設技術に適応した電子計算システムに関する研究(2)」(近刊の予定)

付 録

昭和41年度 建設省土木研究所

擁壁基礎の設計指針

この付録は“建設省土木構造物標準設計ⅠおよびⅡの手引き”より転載した。

この設計指針の作成メンバーを紹介する。

土木構造物標準化連絡会擁壁基礎分科会

吉	田	巖	(構 造 橋 梁 部 建 設 専 門 官)
山	村	和 也	(機 械 施 工 部 土 質 研 究 室 長)
稲	葉	誠 一	(機 械 施 工 部 土 質 研 究 室 研 究 員)
矢	部	正 宏	(“ “ “)
山	下	宏	(“ 施 工 研 究 室 “)
富	田	努	(技 術 管 理 室 建 設 専 門 官)

(当 時)

目 次

1. 概 要	33
2. 基礎の設計	33
2.1 概 要	33
2.2 直接基礎	33
2.2.1 支持力表による場合	33
2.2.2 標準貫入試験による場合	34
(1) 粘土地盤の場合の許容支持力	34
(2) 砂地盤の場合の許容支持力	34
2.2.3 土質調査による c, ϕ を用いる場合	37
2.3 くい基礎	39
2.3.1 一 般	39
2.3.2 くいの軸方向許容支持力	39
(1) 標準貫入試験による場合	39
(2) くい打公式より求める場合	40
2.3.3 くいの水平支持力	40
2.3.4 くいの配置とくいに加わる荷重の計算	41
(1) 鉛直くいのみを用いる場合	41
(2) 斜 くいを含む場合	41
(3) 群 くいの場合	42
2.4 擁壁基礎の許容沈下量	42
2.5 擁壁前面の受動土圧	42
2.6 擁壁全体のすべりに対する安定計算	42
＜参 考＞	
1. くいのヤング係数	43
2. 計 算 例	43
3. 地 盤 調 査	46
3.1 概 要	46
3.2 予備調査	46
3.3 本 調 査	47
3.3.1 調 査 法	47
3.3.2 調査間隔と深さ	48
3.3.3 標準貫入試験測定値の修正	48
(1) 砂地盤の場合の N 値の修正	48
(2) ロッドの長さによる補正	49
3.3.4 くい打試験	49

1. 概 要

この指針は土木構造物標準設計 I、II に記載してある高さ 8 m 以下程度の重力式コンクリート擁壁と突げた式および扶壁式鉄筋コンクリート擁壁の基礎を設計するときの指針であって、設計上調査を必要とする場合のことを考えて付録に調査法を掲載した。

なおこの指針ではつぎのような用語を用いた。

- (1) 地盤の極限支持力（度）：地盤の支持しうる最大荷重（度）
- (2) 地盤の許容支持力（度）：地盤の極限支持力（度）を安全率で除した値
- (3) 許 容 地 耐 力（度）：地盤の許容支持力（度）内で沈下または不同沈下が許容限度内におさまるような荷重度
- (4) くい極限支持力、許容支持力、許容地耐力（度）：それぞれ地盤と同じ意味に用いてある。

2. 基礎の設計

2.1 概 要

基礎の設計には擁壁く体の接地圧が基礎地盤の許容支持力度を越えないようにし、また基礎の沈下が、く体ならびに施工基面に有害な影響をあたえないようにする。

く体の接地圧が基礎地盤の許容支持力度以内のときは直接基礎とし、これを越えるときはくい基礎または基礎地盤のいれかえをするなど適当な方法を考えなければならない。

2.2 直接基礎

擁壁を直接基礎とする場合、地盤の許容支持力がつぎの方法できめてよい。

2.2.1 支持力表による場合

地盤状態の概要がわかっていて土質調査によらないときは表 2—1 の許容地耐力度表によって定める。

表 2—1 地盤の許容地耐力度

地 盤		許容地耐力度 (t/m ²)
岩	石	100
砂	盤	50
土	丹 盤	30
礫 層	密実なもの	60
	密実でないもの	30
砂 地 質 盤	密なもの	30
	中位のもの	20~10
	ゆるいもの	5
	非常にゆるいもの *	0

粘 土 質 地 盤	非常に堅いもの	20
	堅いもの	10
	中位のもの	5
	柔らかいもの *	2
	非常に柔らかいもの *	0
関 東 ロ ー ム	堅いもの	15
	やや堅いもの	10
	柔らかいもの	5

* 支持地盤としては不適当
(建築基礎構造設計基準・同解説参照)

2.2.2 標準貫入試験によって結果がわかっているときは、表2-2.1~2-2.2 によって定めるのがよい。(この試験方法については付録2を参照されたい。)

(1) 粘土地盤の場合の許容支持力

表2-2.1

N 値	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
許容支持力 (t/m^2)	7.2	9.6	12.0	14.4	16.8	19.2	21.6	24.0	26.4	28.8	31.2	33.6	36.0

(2) 砂地盤の場合の許容支持力

B : 底版部 (m)

D_f : 根入深 (m) , 底版より上に地下水のあるときは1/2倍する。

(図-2.1参照)

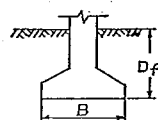


図-2.1

(i) N = 4

表2-2.2

(t/m^2)

D_f/B	1.2	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50
0	1.1	1.2	1.4	1.6	1.9	2.1	2.3	2.6	2.8	3.0	3.3	3.5	3.7		
0.5	3.0	3.1	3.3	3.5	3.8										
1.0	4.8	4.9	5.1	5.3											
1.5以下	6														

(ii) N = 7

$\frac{D_t}{B}$	1.20	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50																					
0	1.6	1.7	2.0	2.3	2.7	3.0	3.3	3.7	4.0	4.3	4.7	5.0	5.3	5.7																						
0.5	4.0	4.1	4.4	4.7	5.1	5.4	5.7	6.1	6.4	6.7	7.1	6																								
1.0	6.4	6.5	6.8	7.1	7.5	7.9	8																													
1.5	8.8	8.9	9.2	4.5	9.9																															
2.0	11.2	11.3	11.6	10																																
2.5	13.6	13.7	12																																	
3.0以下	14																																			

(iii) N = 10

$\frac{D_f}{B}$	1.20	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50									
0	2.2	2.3	2.8	3.3	3.7	4.2	4.7	5.1	5.6	6.1	6.5	7.0	7.5	8.0	8.4									
0.5	4.9	5.0	5.5	6.0	6.4	6.9	7.4	7.8	8.3	8.8	9.2	9.0	10.7	10.7	11.1									
1.0	7.5	7.6	8.1	8.6	9.0	9.5	10.0	10.4	10.9	11.4	11.8	12.3	14											
1.5	10.2	10.3	10.8	11.3	11.7	12.2	12.7	13.1	13.6	16														
2.0	12.9	11.0	11.5	12.0	14.4	14.9	15.4	15.8																
2.5	15.5	15.6	16.1	18																				
3.0	18.2	18.3																						
4.0以下	22																							

(iv) N = 15

$\frac{D_f}{B}$	1.20	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50																																			
0	4.9	5.1	6.1	7.1	8.2	9.2	10.2	11.2	12.2	13.3	14.3	15.3	16.3	17.3	18.4																																			
0.5	9.6	9.8	10.8	11.8	12.9	13.9	14.9	15.9	16.9	18.0	19.0	20.0	21.0	22																																				
1.0	15.2	15.4	16.4	17.4	18.5	19.5	20.5	21.5	22.5	23.6	24																																							
1.5	18.9	19.1	20.1	21.1	22.2	23.2	24.2	25.2	26																																									
2.0	23.6	23.8	24.8	25.8	26.9	27.9	28																																											
2.5	28.3	28.5	29.5	30																																														
3.0	32.9	23.1	32																																															
4.0以下	34																																																	

(v) N=20

$\frac{D_f}{B}$	1.20	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50																
0	7.0	7.3	8.7	10.2	11.7	13.1	14.6	16.0	17.5	18.9	20.4	21.9	23.3	24.8	26.2																
0.5	13.1	13.4	14.8	16.3	17.8	19.2	20.7	22.6	23.6	25.0	26.5	28.8	29.4	30.9	32.3																
1.0	19.3	19.6	21.0	22.5	24.0	25.4	26.9	28.3	29.8	31.2	32.7	34.2	35.6	34																	
1.5	25.4	25.7	27.1	28.6	30.1	31.5	33.0	34.4	35.9	36																					
2.0	31.5	31.8	33.2	34.7	36.2	37.6	39.1	38																							
2.5	37.6	37.9	39.3	40.8	42		40																								
3.0	43.8	44.1	45.5	44																											
4.0以下	48		46																												

(vi) N=25

$\frac{D_f}{B}$	1.20	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50															
0	10.5	10.9	13.1	15.3	17.5	19.7	21.9	24.1	26.3	28.4	30.6	32.8	35.0	37.2	39.4															
0.5	19.3	19.7	21.9	24.1	26.3	28.5	30.7	32.9	35.1	37.2	39.4	41.6	43.8	44																
1.0	28.0	28.5	30.6	32.8	35.0	37.2	39.4	41.6	43.8	45.9	46																			
1.5	36.8	37.2	39.4	41.6	43.8	46.0	48.2	50		48																				
2.0	45.5	45.9	48.1	50.3	52.5	52																								
2.5	54.3	54.7	56		54																									
3.0以下	60																													

(vii) N=30

$\frac{D_1}{B}$	1.20	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	2.75	3.00	3.25	3.50	3.75	4.00	4.25	4.50										
	0	15.7	16.4	19.7	22.9	26.2	29.5	32.8	36.0	39.3	42.6	45.9	49.1	52.4	55.7										
0.5	28.3	29.0	32.3	35.5	38.8	42.0	45.3	48.5	51.8	55.1	56					54									
1.0	40.8	41.5	44.8	48.0	51.3	54.5	57.8	60		58															
1.5	53.4	54.1	57.4	60.6	63.9																				
2.0	65.9	66.6	70	68	66																				
2.5以下	74																								

注) この表は後記の $q_a = 1/3 (C N_c + 0.5 r_1 B N_r + r_2 D_f N_q)$ を用いて計算したものであり、

(i) 粘土では C を $0.6 \times N$ とした。

(ii) 砂では Terzaghi Peck より N 値から ϕ を想定した。

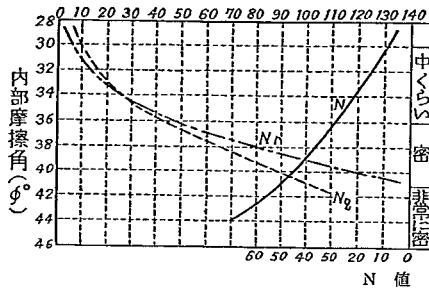
支持力係数 N_r および N_q


図 2.2 N値と砂の相対密度、内部摩擦角および支持力係数図

 2.2.3 土質調査による c , ϕ を用いる場合

地盤状態が土質調査によってわかっているときは次式によって定める。

$$q_a = \frac{1}{3} (C \cdot N_c + 0.5 r_1 B N_r + r_2 D_f N_q) \quad (2.1)$$

 q_a : 許容支持力 (t/m^2)

 C : 基礎底版下の地盤の粘着力 (t/m^2)

 r_1 : 基礎底版下の地盤の単位体積重量 (t/m^3)

 r_2 : 基礎底版より上の地盤の平均単位体積重量 (t/m^3)

 ただし r_1 , r_2 は地下水面下にある場合は水中単位体積重量をとる。

 D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

 B : 基礎底版の巾 (m)

 N_c , N_r , N_q : 支持力係数

表 2-3 支持力係数表

ϕ	N_c	N_r	N_q
0°	3.8	0	3.0
5°	4.5	0	3.4
10°	5.3	0	3.9
15°	6.5	1.2	4.7
20°	7.9	2.0	5.9
25°	9.9	3.3	7.6
28°	11.4	4.4	9.1
32°	20.9	10.6	16.1
36°	42.2	30.5	33.6
40°以上	95.7	114.0	83.2

(建築基礎構造設計基準・同解説)

<参考>

$$qa = q_a C + q_a B + q_a D_f$$

$$\text{ただし} \begin{cases} q_a C = \frac{1}{3} C N_c \\ q_a B = \frac{0.5}{3} r_1 B N_r \\ q_a D_f = \frac{1}{3} r_2 D_f N_q \end{cases}$$

とし、 c 、 ϕ 、 B 、 D_f の値を定めたときの $q_a C$ 、 $q_a B$ 、 $q_a D_f$ は表—2.4.1~2.4.3 のようになる。

ただし r_1 、 r_2 の値は ϕ の値に対し大体平均的な単位重量を仮定した。

(i) 表2—4.1 $q_a C = \frac{1}{3} \cdot C \cdot N_c$ 表 (t/m^2)

ϕ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	28°	32°	36°	40°以上
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.5	0.7	0.8	1.4	2.8	6.4
0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.0	1.3	1.5	2.8	5.6	12.8
0.6	0.8	0.9	1.1	1.3	1.6	2.0	2.3	4.2	8.5	19.1
0.8	1.0	1.2	1.4	1.8	2.1	2.6	3.0	5.6	11.3	25.5
1.0	1.3	1.5	1.8	2.2	2.6	3.3	3.8	7.0	14.1	31.9
1.2	1.6	1.8	2.2	2.6	3.1	4.0	4.6	8.4	16.9	38.3
1.4	1.8	2.1	2.5	3.1	3.6	4.6	5.3	9.8	19.7	44.7
1.6	2.1	2.4	2.9	3.5	4.2	5.3	6.1	11.2	22.6	51.0
1.8	2.3	2.7	3.2	4.0	4.7	5.9	6.8	12.6	25.4	57.4
2.0	2.6	3.0	3.6	4.4	5.2	6.6	7.6	14.0	28.2	63.8
2.2	2.9	3.3	4.0	4.8	5.7	7.3	8.4	15.4	31.0	70.2
2.4	3.1	3.6	4.3	5.3	6.2	7.9	9.1	16.8	33.8	76.6
2.6	3.4	3.9	4.7	5.7	6.8	8.6	9.9	18.2	36.7	82.9
2.8	3.6	4.2	5.0	6.2	7.3	9.2	10.6	19.6	39.5	89.3
3.0	3.9	4.5	5.4	6.6	7.8	9.9	11.4	21.0	42.3	95.7

(ii) 表2—4.2 $q_a B = \frac{1}{3} \cdot 0.5 \cdot r_1 \cdot B \cdot N_r$ (t/m^2)

ϕ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	28°	32°	36°	40°以上
1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.60	1.75	1.85
1.20	0	0	0	0.3	0.6	0.9	1.2	3.4	10.7	42.2
1.25	0	0	0	0.4	0.6	1.0	1.3	3.5	11.1	43.9
1.50	0	0	0	0.4	0.7	1.2	1.5	4.2	13.3	52.7
1.75	0	0	0	0.5	0.8	1.3	1.8	4.9	15.6	61.5
2.00	0	0	0	0.6	0.9	1.5	2.1	5.7	17.8	70.3
2.25	0	0	0	0.6	1.0	1.7	2.3	6.4	20.0	79.1
2.50	0	0	0	0.7	1.2	1.9	2.6	7.1	22.2	87.9
2.75	0	0	0	0.8	1.3	2.1	2.8	7.8	24.5	96.7
3.00	0	0	0	0.8	1.4	2.3	3.1	8.5	26.7	105.4
3.25	0	0	0	0.9	1.5	2.5	3.3	9.2	28.9	114.2
3.50	0	0	0	1.0	1.6	2.7	3.6	9.9	31.1	123.0
3.75	0	0	0	1.1	1.8	2.9	3.9	10.6	33.4	131.8
4.00	0	0	0	1.1	1.9	3.1	4.1	11.3	35.6	140.6
4.25	0	0	0	1.2	2.0	3.3	4.4	12.0	37.8	149.4
4.50	0	0	0	1.3	2.1	3.5	4.6	12.7	40.0	158.2

(iii) 表 2-4.3 $q_a D_f = 1/3 \cdot r_2 \cdot D_f \cdot N_q$ (t/m²)

ϕ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	28°	32°	36°	40°以上
r_2	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40	1.60	1.75	1.85
D_f	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	0.7	0.8	0.9	1.1	1.4	1.8	2.1	3.8	7.8	19.4
1.0	1.4	1.6	1.8	2.2	2.8	3.6	4.3	7.5	15.7	38.8
1.5	2.1	2.4	2.7	3.3	4.1	5.3	6.4	11.3	23.5	58.2
2.0	2.8	3.2	3.6	4.4	5.5	7.1	8.5	15.0	31.4	77.7
2.5	3.5	4.0	4.6	5.5	6.9	8.9	10.6	18.8	39.2	97.1
3.0	4.2	4.8	5.5	6.6	8.2	10.7	12.8	22.5	62.7	155.3
4.0	5.6	6.4	7.3	8.8	11.0	14.2	17.0	30.0	78.4	194.2
5.0	7.0	8.0	9.1	11.0	13.8	17.8	21.3	37.6	94.1	233.0
6.0	8.4	9.5	10.9	13.1	16.5	21.3	25.5	45.1	109.8	271.8
7.0	9.8	11.1	12.7	15.3	19.3	24.9	29.8	52.6	125.4	310.6
8.0	11.2	12.7	14.6	17.5	22.0	28.4	34.0	60.1	141.1	349.5
9.0	12.6	14.3	16.4	19.7	24.8	32.0	38.3	67.6	156.8	388.3

2.3 くい基礎

2.3.1 一般

くいの打込中心間隔はくい径またはくい幅の 2.5 倍以上とする。

2.3.2 くいの軸方向許容支持力

くいの軸方向許容支持力は載荷試験によって求めるのが望ましいが、つぎの方法で求めてもよい。

(1) 標準貫入試験による場合

$$R_a = \frac{1}{3} \left\{ 40 N_{ap} + \left(\frac{N_s \cdot L_s}{5} + \frac{N_c \cdot L_c}{2} \right) \psi_p \right\} \dots \dots \dots (2.2)$$

R_a : 許容支持力 (t)

A_p : くい先端面積 (m²)

ψ_p : くい周長 (m)

N : $(N_1 + N_2) / 2$

N_1 : くい先端 N 値

N_2 : くい先端より上方 10B の平均 N 値

B : くい径 (m)

N_s : くい周辺地盤砂質部分の平均 N 値

N_c : くい周辺地盤粘土部分の平均 N 値

L_s : 砂質部分のくいの長さ (m)

L_c : 粘土質部分のくいの長さ (m)

ただし、 R_a はくい材料の許容応力度をこえてはならない。

(道路橋下部構造設計指針、くい基礎の設計編参照 Meyerhof の式)

(2) くいの打公式より求める場合

$$R_a = \frac{1}{3} \cdot \frac{e_f W_h H}{S + \frac{1}{2} (C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W_h + e^2 W_p}{W_h + W_p} \dots\dots\dots (2.3)$$

R_a : くいの許容支持力 (t)

W_p : くいの重量 (t)

W_h : ハンマーの重量 (t)

e_f : 効率 $e_f = 0.5 \sim 0.6$

e : 反発係数

鋼 ぐ い 0.8

コンクリートぐい, 木ぐい 0.25

C_1 : 土の弾性変形量 (cm)

C_2 : くいの弾性変形量 (cm)

C_3 : キャップ・クッションの弾性変形量 (cm)

$C = C_1 + C_2 + C_3$: リバウンド量 (cm)

H : ハンマーの落下高 (cm)

(同上 参照 Hiley の式)

2.3.3 くいの水平支持力

- (1) 擁壁基礎として用いるくいの水平支持力は次のように定める。

くいに生ずる最大曲げモーメント (t-cm) $M = 0.322 \frac{H}{\beta} \dots\dots\dots (2.4)$

くい頭の水平変位 (cm) $Y_0 = \frac{H}{2EI\beta^3} \dots\dots\dots (2.5)$

H : くい頭に加わる水平力 (kg)

E : くい材料の弾性係数 (kg/cm²)

I : くいの断面2次モーメント (cm⁴)

$\frac{1}{\beta} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{DK}} \text{ (cm)} \dots\dots\dots (2.6)$

D : くい径又はくい幅 (cm)

K : 地盤反力係数 (kg/cm⁴)

N 値はくい上方の $\frac{3.14}{\beta}$ の長さの地盤の平均 N 値とする。

K 値については責任技術者の指示により慎重に決めなければならないが、参考までに一例として、標準貫入試験によって求めた N 値と横方向地盤係数 (K —値) との関係を図2—3に示す。

- (2) くいに加わる水平力によってくいに生ずる応力は、くい材料の許容応力度をこえてはならない。

- (3) 水平力をもたせるくいは、くいの長さが $\frac{3.14}{\beta}$ 以上でなければならない。

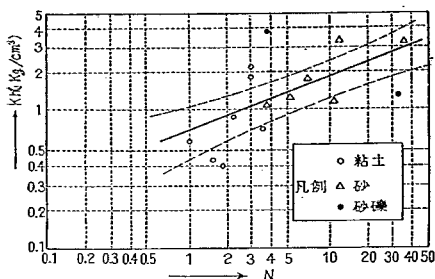
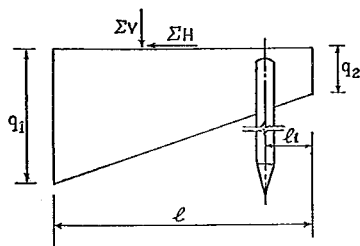


図 2-3 ボーリング孔を利用した実測K値



q_1 : 直接基礎の時の地盤反力
 q_2 : 直接基礎の時の地盤反力
 l_1 : i番目のくいの位置
 n : くいの本数

図 2-4

2.3.4 くいの配置とくいに加わる荷重の計算

(1) 鉛直ぐいのみを用いる場合

各ぐいに等しい鉛直荷重が加わるようにくいの位置を定めるものとし、各ぐいは等しい水平荷重が加わるものとする。

この場合くいの配置は下のように定める。

(i) $q_1 > q_2$ の場合 ($q_2 > 0$)

$$l_1 = l \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{q_1}{q_2} - 1\right)^2} + \frac{2i-1}{2n}} \cdot \frac{1}{\left(1 - \frac{q_2}{q_1}\right)^2} \quad (2.7.1)$$

$$(ii) \quad q_2 = 0 \text{ の場合} \quad l_1 = l \sqrt{\frac{2i-1}{2n}} \quad (2.7.2)$$

$$(iii) \quad q_2 = q_1 \text{ の場合} \quad l_1 = l \frac{2i-1}{2n} \quad (2.7.3)$$

$$\text{くい一本当りの鉛直荷重} \quad V_i = \frac{\Sigma V}{n} = \frac{l}{2n} (q_1 + q_2) \quad (2.8)$$

$$\text{くい一本当りの水平荷重} \quad H_i = \frac{\Sigma H}{n} \quad (2.9)$$

(2) 斜ぐいを含む場合

まずくいの配置 (斜ぐいを含む) を仮定し、各ぐいに加わる鉛直荷重・水平荷重を次のように算定する。

荷重の作用点の A 点からの距離 b は

$$b = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} + \frac{i}{2} \quad (2.10.1)$$

ΣM : A 点に関する荷重のモーメント
 くい群の重心の A 点からの距離 b'

$$b' = \frac{\Sigma l_i \cdot n_i}{\Sigma n_i} \quad (2.10.2)$$

$$e = b' - b \quad (2.10.3)$$

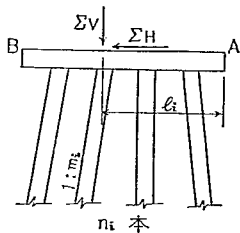


図 2-5

$$M = e \cdot \sum V \dots\dots\dots (2.10.4)$$

$$d_i = (b' - l_i) \dots\dots\dots (2.10.5)$$

ただし d_i : 各くいのくい群重心からの距離

$$\text{くい1本当りの鉛直荷重} \quad V_i = \frac{\sum V}{\sum n_i} + \frac{M \cdot d_i}{n_i \sum d_i^2} \dots\dots\dots (2.11)$$

$$\text{斜くいによる水平力の分担} \quad H_i = m_i \cdot V_i \dots\dots\dots (2.12)$$

したがって

$$\text{くい1本当り水平荷重} \quad H_m = \frac{\sum H - \sum H_i}{\sum n_i} \dots\dots\dots (2.13)$$

$$\text{くい1本当り軸方向荷重} \quad V_{m1} = \sqrt{H_i^2 + V_i^2} \dots\dots\dots (2.14)$$

(8) 群ぐいの考慮

必要に応じて外側のくいによって囲まれた仮想ケーソン基礎と考え、照査を行なう。

2.4 擁壁基礎の許容沈下量

2.2~2.3に記述した方法によって支持を求めれば、一般には擁壁の沈下量は5 cm以下になり、擁壁に有害な変化のおこるおそれがない。

ただし、くいの先端より深い所に圧密層が存在しており、長期間にわたる沈下が予想される場合は、擁壁に有害な変形がおこるおそれがないかどうかを検討した上で、さらに許容沈下量を大きくとってもよい。

2.5 擁壁前面の受動土圧

擁壁の水平滑動の安全率を2.0以上とするための擁壁前面の受動土圧は次のように算定する。

$$R_E = -\frac{1}{2} h^2 \cdot \gamma \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (2.15)$$

h : 前面の受動土圧を確実に期待できる土の底版までの
深さ (m)

R_E : 前面受動土圧 (t/m)

γ : 土の単位体積重量 (t/m³)

ϕ : 土の内部摩擦角。

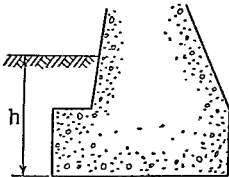


図2-6

2.6 擁壁全体のすべりに対する安定計算

擁壁を含む堀さく面、盛土面全体のすべりに対し、安定であるように設計しなければならない。

この場合安全率は1.5以上としなければならない。

計算に用いる地盤の粘着力C、内部摩擦角 ϕ は、土質調査をしない場合には次の表のように定めてよい。

(1) 許容支持力を表2.1によって定める場合

表2-5.1

砂質土盤	ϕ
密なもの	36°
中位	33°
ゆるい	32°
非常にゆるい	29°
	28°

表2-5.2

粘土質土盤	C
非常に固い	1.3kg/cm ²
かたい	0.9 //
中位	0.4 //
柔らかい	0.2 //
非常に柔らかい	0.1 //

(2) 標準貫入試験による場合

表 2-5.3

砂質地盤のN値	5	10	15	20	25	30
ϕ°	29°	30°	32°	33°	35°	36°

表 2-5.4

粘土質地盤のN値	2	4	8	10	15	20	25	30
C kg/cm ²	0.12	0.25	0.5	0.6	0.9	1.2	1.5	1.8

参 考

1. くいヤング係数

くい材料の弾性係数はつぎの付表一を用いてよい。

また鉄筋コンクリートくいの場合でも、全断面を有効として断面2次モーメントを算出する。

付 表一

く い 材 料	ヤング係数(kg/cm ²)
コンクリート(場所打ち)	210,000
コンクリート(遠心力)	350,000
銅材	2,100,000
木材	100,000

注) ただし、鉄筋コンクリートくいの断面計算では、コンクリートのヤング係数として土木学会発行コンクリート標準示方書に準拠する。(道路橋下部構造設計指針—くい基礎の設計篇参照)

2. 計 算 例

土木構造物標準設計 I に記載してある高さ 7 m の突げた式鉄筋コンクリート擁壁 03-RT-40 (K2-H7000-B500) を設計例としてあげる。

地盤反力 $P_1=23.9t$

$P_2=2.4$

滑動の安全率を 2 とするために不足する水平抵抗力 $S=6.4t$

底版長 $A=4.4m$

(1) 基礎の地盤が砂質で密なとき

(a) 地盤の許容地耐力は表 2-1 より $30t/m^2$ で、 $P_1=23.9t/m^2$ より大きいので直接基礎でよい。

(b) 滑動抵抗を増すための前面土かぶり

式 (2-15) より計算し $S=6.4t/m^2$ 以上になるよう土被りを決める。

$$\begin{aligned}
 R_E &= \frac{1}{2} h^2 r \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{h^2}{2} \times 1.8 \times \tan^2 (45^\circ + 20^\circ) \\
 &= h^2 \times 0.9 \times 4.599 > 6.4 \\
 h &\geq \sqrt{\frac{6.4}{4.139}} \approx 1.25
 \end{aligned}$$

従って、基礎底面を地盤面より1.25m程度いれればよい。

(本計算では土の単位量重1.8t/m³、土の内部摩擦角を40°とする)

(2) 基礎地盤が堅い粘土質地盤のとき

(a) 地盤の許容支持力は表-2.1より10t/m²であって、 $P_1=23.9\text{t/m}^2$ を支持できないのでくい基礎とする。

(b) くい基礎の設計

(i) 鉛直ぐいの場合

(1) くいの軸方向許容支持力の計算

くいには $\phi 30\text{cm}$ $l=10\text{m}$ の鉄筋コンクリートぐいを使用する。(外径30cm, 厚6cm, $E=350,000\text{kg/cm}^2$, 鉄筋 $\phi 13\text{mm} \times 6$ 本のくいを使用すると、抗圧強度は140,000kg-cmとなる)

式(2.2)より計算する。

$$\begin{aligned}
 R_A &= \frac{1}{3} \left\{ 40N A_F + \left(\frac{N_S \cdot L_S}{5} + \frac{N_C \cdot L_C}{2} \right) \varphi_F \right\} \\
 \left\{ \begin{array}{l} A_F = 0.15^2 \times 3.14 = 0.071\text{m}^2 \\ \varphi_F = 0.3 \times 3.14 = 0.942\text{m} \\ N = (20 + 15)/2 = 17.5 \\ N_S = 20 \\ N_C = 10 \\ L_S = 2\text{m} \\ L_C = 8\text{m} \end{array} \right. \\
 R_e &= \frac{1}{3} \left\{ 40 \times 17.5 \times 0.071 + \left(\frac{20 \times 2}{5} + \frac{10 \times 8}{2} \right) 0.942 \right\} \\
 &= \frac{1}{3} \{ 49.7 + 45.2 \} = \frac{94.9}{3} \approx 31.6\text{t}
 \end{aligned}$$

(v) くいを3列に配置するものとする

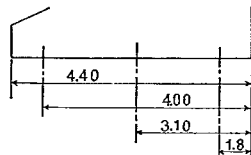
式(2.7.2)より

$$\begin{aligned}
 l_1 &= l \sqrt{\frac{2i-1}{2n}} = 4.4 \sqrt{\frac{1}{6}} = 1.79 \approx 1.8\text{m} \\
 l_2 &= l \sqrt{\frac{2i-1}{2n}} = 4.4 \sqrt{\frac{3}{6}} = 3.11 \approx 3.1\text{m} \\
 l_3 &= l \sqrt{\frac{2i-1}{2n}} = 4.4 \sqrt{\frac{5}{6}} = 4.02 \approx 4.0\text{m}
 \end{aligned}$$

式(2.8)より

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= (P_1 + F_2) \times l/2 = (23.9 + 24) \times 4.4/2 = 57.9\text{t} \\
 \therefore V_1 &= \frac{\Sigma V}{n} = \frac{57.9}{3} = 19.3\text{t/本}
 \end{aligned}$$

縦断方向に1.5m Pitch で配置すると $19.3 \times 1.5 = 28.95\text{t} < 30\text{t}$



付図例-1

つぎに水平抵抗の計算をする。

$$I = \frac{\pi}{64} (30^4 - 18^4) = \frac{3.14(810,000 - 104,976)}{64}$$

$$= \frac{3.14 \times 705,024}{64} = 34,600 \text{ cm}$$

$$4EI = 4 \times 350,000 \times 34,600 = 48,440,000,000 \text{ kg/cm}^2$$

また K は図-2.3 より $N=10$ として約 2 kg/cm^3 を得る

$$\frac{1}{\beta} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{DK}} = \sqrt[4]{\frac{48,440,000,000}{30 \times 2}} = \sqrt[4]{807,333,333} = \sqrt{28,413} = 169$$

くい 1 本に働らく曲げモーメントは式 (2.4) より

$$M = 0.322 \times \frac{H_1}{\beta} = 0.322 \times H \times 169 = 82,979 \times H_1 \text{ kg-cm}$$

これがくいの抗压強度 $M_{re} = 140,000 \text{ kg}$ をこえないためには

$$H_1 = \frac{140,000}{82,979} = 1.69 \text{ t}$$

従って $H_2 = S \times 1.5 - 1.69 \times n = 9.6 - 5.1 = 4.5 \text{ t}$ 不足するので、これは前面受働上圧によって抵抗させる。

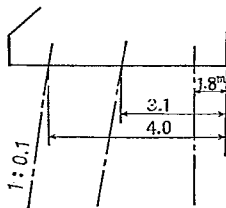
$$h \geq \sqrt{\frac{H_2/1.5}{\gamma/2 \times \tan^2(45^\circ + \phi/2)}} = \sqrt{\frac{4.5/1.5}{0.9 \times \tan^2(45^\circ + 20^\circ)}} = \sqrt{0.72} = 0.85$$

従って擁壁前面に 85 cm の土被りをする。

くい頭の水平変位は式 (2.5) より

$$Y = \frac{H_1}{2EI} \times \frac{1}{\beta^3} = \frac{1.690}{24,220,000,000} \times 169^3 = \frac{8,157,307,210}{24,220,000,000} = 0.34 \text{ (cm)}$$

(b) 斜ぐいを含む場合



付図例-2

$$e = d' - b = 2.97 - 2.77 = 0.2 \text{ m}$$

$$M = e \sum V = 0.2 \times 57.9 = 11.6 \text{ tm}$$

$$d_1 = b' - l_1 = 2.97 - 1.80 = 1.17$$

$$d_2 = b' - l_2 = 2.97 - 3.10 = -0.13$$

$$d_3 = b' - l_3 = 2.97 - 4.00 = -1.03$$

$$\sum d_i^2 = 1.17^2 + 0.13^2 + 1.03^2 = 1.3689 + 0.0169 + 1.0609 = 2.4467$$

$$V_1 = \frac{57.9}{3} + \frac{11.6 \times 1.17}{2.4467} = 19.3 + 5.5 = 24.8 \text{ t}$$

$$V_2 = \frac{57.9}{3} - \frac{11.6 \times 0.13}{2.4467} = 19.3 - 0.6 = 18.7 \text{ t}$$

偏心量は地盤反力 P_1 P_2 が既知で $\cdot V$ が計算してあるときは

$$b = \frac{I(l \times P_1 - \sum V)}{6 \times \sum V} + \frac{l}{2} \text{ で求まる。}$$

$$(\sum V = \frac{P_1 + P_2}{2} \times l)$$

$$\therefore b = \frac{4.4(4.4 \times 23.9 - 57.9)}{6 \times 57.9} + \frac{l}{2} = 2.77 \text{ (m)}$$

$$b' = \frac{\sum l_i \cdot n_i}{\sum n_i} = \frac{1.8 + 3.1 + 4.0}{3} = \frac{8.9}{3} = 2.97 \text{ (m)}$$

$$V_3 = \frac{57.9}{3} - \frac{11.6 + 1.03}{2.4467} = 19.3 - 4.9 = 14.4t$$

斜ぐいによる水平力の分担

$$H_1 = 0$$

$$H_2 = 0.1 \times 18.7 = 1.9t$$

$$H_3 = 0.1 \times 14.4 = 1.4t$$

また、くの軸方向抵抗による水平力負担は前の計算例により

$$H_1' = 1.69 \times 3 = 5.07t$$

$$H = H_2 + H_3 + H_1' = 1.9 + 1.4 + 5.07 = 8.4t$$

また

$$S = 6.4 \times 1.5 = 9.6t$$

であるから

$$9.6t - 8.4t = 1.2t \text{ を前面受働土圧で持たせればよい。}$$

3. 地 盤 調 査

3.1 概 要

調査を予備調査と本調査の2段階に分け、盛土、その他土木構造物の調査と併行して行うのが望ましい。

3.2 予 備 調 査

この調査では地層の硬軟、複雑、相対的強さなどによって、地層の概括的な状態を知るためのものである。

まず既往の地質資料、工事記録などの収集、付近の地質による土質の判断、付近にある土木構造物の基礎の安定性などについて調査し、これが不可能または不十分と考えられる時は、オーガーボーリングやサウンディングによる調査を行う。

オーガーボーリングでは表一2にもとづいて調査記録用紙一1により各層の層厚、色調、土質、相対的密度、コンシステンシー、孔内水位などを調べる。

オーガーボーリングによる調査が不十分なときはこれと併用して、スエーデン式サウンディングを行なう。この調査では、調査記録用紙一2により、各土層の相対的強さ（平均半回転数 N_{sw} ）、および必要な事項を記録する。

付表-2 予備調査の間隔および深さの基準

擁 壁 高 さ m	調 査 間 隔 m*	深 さ	調 査
2.0～3.0	40～50	底面幅の2倍の深さを基準とする	オーガー、またはスウェーデン式サウンディング
3.0～5.0	40	軟弱層が深い場合は本調査において行う	
5.0～7.0	20		

* 軟弱地盤、高盛土、重要な構造物に近接するような問題となる箇所は、全調査箇所を調節し、重点的に行う。

3.3 本 調 査

本調査は基礎の設計および施工に必要なすべての資料を求めるために行うもので、予備調査が不可能又は不十分でその目的が達せられないときに下記の基準にもとづいて実施する。

一般に本調査のように地層の強度試験やくいの試験を十分行って、地盤、くいなどの基礎の支持力および安定を正確に判定する必要がある場合は

- (a) 予備調査の結果が不十分で土質、地盤の状況などに特別な事情があり、その支持力に相当な疑問のあるとき
 - (b) 工事の規模が大きい場合
 - (c) 軟弱地盤において摩擦ぐいを用いる場合
 - (d) 基礎の沈下が構造物の強さや機能に害をおよぼす場合
- などが考えられる。本調査の実施に当ってはこの基準の適用範囲を検討し、合理的でしかも釣合いのとれた調査を行うのが望ましい。

3.3.1 調 査 法

擁壁の安定は付表-3の地盤の工学的諸数値にもとづいて検討される。

本調査においては、予備調査の結果から推定される地盤の構成状態に応じて、最も効果的な調査法を付表-4の中の1つまたは1つ以上を用いて実施しなければならない。

付表-3 設計上必要な工学的数値

安 定 要 素	必 要 な 工 学 的 数 値	調 査 試 験 法
許 容 支 持 力	支 持 力 係 数 (N_c , N_r , N_q)	標準貫入試験
	内 部 摩 擦 角 ϕ 粘 着 力 C	一軸、三軸圧縮試験又は、標準貫入試験 N値より換算
	くい打試験によるもの	くい打試験
壁体のすべり出し	内 部 摩 擦 角 ϕ 粘 着 力 C	一軸、三軸圧縮試験又は、標準貫入試験値 Nより換算
基礎のすべり出し	同 上	同 上
圧 密 沈 下	圧 密 試 験 値	圧 密 試 験
その他全部に共通	土 の 単 位 重 量 t/m^3 地 下 水 位	

付表-4 本調査のための調査法

種 別	調 査 法	一 般 的 性 格	(可) 能 効 深 度 m	測 定 値 か ら 求 め ら れ る も の	安 定 検 討 の た め の 適 応 性				※ 参 考 文 献
					許 容 支 持 力	壁 体 す べ り 出 し	基 す 礎 べ 地 り 盤 出 の し	圧 密 沈 下	
サ ウ ン デ ン グ	標準貫入試験	すべての意味での テスト・ボーリン グ、支持層の深さ および支持層の密 度、強度変化の測 定に適す。粘土の 場合幅以上硬質粘 土に適性あり。 (JIS-A 1219)	15~20m (50m)	・砂地盤の沈下に 対する許容支持 力。 ・粘土地盤の破壊 に対する許容支 持力 ・砂の内部摩擦角	○	○	○		土質調査法 p73~94 (JIS-A 1219)
試 料 に よ る 室 内 試 験	一軸圧縮	粘性上の応力と変 形の関係を求める。		・一軸圧縮強度 q_u ・粘着力 c	○		○		土質試験法 p339~357 (JIS-A1216)
	三軸圧縮	土の応力と変形の 状態を求める。		・内部摩擦角 ϕ ・粘着力 c	○	○	○		同 上 p303~333
	圧密試験	乱さない試料によ る圧密量、時間を 求める。		・圧密諸数値				○	同 上 p231~257
く い 試 験	くい打試験	くい打機械によ ってくいの支持力を 求める。		・Hiley 公式を用 いる。	○				土質調査法 p236~245

※ 参考文献は土質工学会発行によるもの

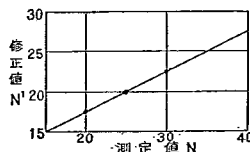
3.3.2 調査間隔と深さ

予備調査で知った地盤構成の複雑性および構造物の規模などによって本調査の間隔および深さを決める。その規模が大で重要性が高いものほど、また地層、隣接区域の状態が複雑なものほど、その調査間隔を密にしなければならない。

3.3.3 標準貫入試験測定値の修正

(1) 砂地盤の場合の N 値の修正

砂地盤が地下水位以下の飽和している
微粒砂で有効径 D_{10} が 0.1~0.5mm の
場合は下記により修正値 N' を求める。

(ただし $N > 15$ のとき)

付図-1

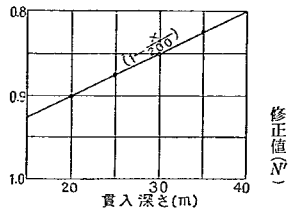
$$N' = 15 + \frac{1}{2}(N - 15) \dots\dots\dots (付 1)$$

(2) ロッドの長さによる補正

ロッド 15m 以上のときは、下記のように修正値 N' を求める。

$$N' = N \left(1 - \frac{x}{200}\right) \dots\dots\dots (付 2)$$

x : 貫入深さ (m)



付図—2

3.3.4 くい打試験

くい打試験は 2.3.2 の(2)項に従って実施すればよい。

標準貫入試験結果

(記録用紙-3)

調査地点		標高		孔内水位		調査年月日		責任者								
標尺 (m)	標高 (m)	深度 (m)	層厚 (m)	柱状図	色調	土質	観察	相対密度	コンシ シス	標準貫入試験						試験試料
										深度 (m)	N (回/ cm)	N 値				
										10	20	30	40	50	60	
1-																
2-																
3-																
4-																
5-																
6-																
7-																
8-																
9-																
10-																

擁壁の標準化と自動設計方式に関する研究 (付録)

地震危険度の地域区分

土木研究所報告138-1
昭. 45. 9 (1970)

大久保忠良, 寺島 敦

要 旨

構造物の耐震設計の基礎となる地域別地震危険度は、有史以来の地震資料に基づいて得られた河角の震度期待値マップ（河角マップ）と人為的な行政区分とにより、構造物の種類ごとに大同小異な各種の規準が用いられている。

本研究では、河角マップと関東大地震以後のおもな地震の震度分布とから新しい日本各地の地震危険度の地域区分図を作製した。この地域区分図は、従来のものと異なり、人為的な行政区分に支配されずに、地震危険度を4段階に区分してある。また、従来の規準と比較して、北海道東南部、青森県八戸市付近、岩手および宮城県太平洋岸、高知平野および九州東岸で危険度が高く、兵庫県西部、岡山、広島および島根各県で低くなっている。

構造物の耐震設計にあたり、本研究で提示した4段階の区分をさらに細分または統合することも可能であるが、あまり数少ない区分はかえって地震危険度に対する地域的特性を見失う恐れがある。

キーワード（地震危険度，耐震設計）

路面のすべり抵抗に関する研究（2）

土木研究所報告138-2
昭. 45. 9 (1970)

——雪氷路面のすべりにについて——

市原 薫

要 旨

雪氷のある路面と自動車タイヤの間のすべり摩擦抵抗について調査研究したものである。まずすべり摩擦抵抗については走行中に制動した場合と駆動開始時とに分けて調査解析した。次にこれら雪氷路面のすべり摩擦抵抗係数から見た道路の幾何構造について述べる。さらに雪氷路面の対策工法とその効果について述べる。

キーワード（路面，すべり抵抗，雪氷，摩擦，タイヤ，制動，駆動）

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 138, September 1970

The Zoning Map of Earthquake Risk

Tadayoshi Okubo
Tsutomu Terashima

Synopsis :

Zoning maps of earthquake risk currently used for various structures are based on H. Kawasumi's (1951) expectation map of earthquake risk (Kawasumi's map), but they are interfered with the artificial administrative division.

Zoning of earthquake risk is quite important for designing the aseismic structures. In the present paper, the writers proposed new zoning maps of earthquake risk based on the Kawasumi's map and added to it the distribution of earthquake intensities observed in the major earthquakes after the Kantō Earthquake in 1923.

The criterion of zoning is composed of 8 classes in combination of the Kawasumi's map and the intensity distribution observed in the major earthquakes.

In the new maps, Japan was divided into 4 divisions by recombining the criterion without taking account of the administrative division.

For practical purposes, it might be better to change the number of zoning which was used in this paper. A too small number of zoning, however, might possibly lose the regional characteristics of earthquake risk.

The writers wish that this paper will accelerate the progress of the method on aseismic design of structures.

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 138, September 1970

Studies of Skidding Resistance on Road Surfaces (2)

—Road Surfaces with Snow or Ice—

Kaoru Ichihara

Synopsis :

This paper reports about skidding resistance coefficient between automobile tire and road surfaces with snow or ice.

Main contents, 1st, measurement and analysis of skidding resistance coefficient in two conditions when tire was braked and tire was driven to start. 2nd, discuss about correlation between these skidding resistance coefficients on snow or ice road and geometric design of road. 3rd, countermeasures for skidding resistance on snow or ice road.

Keywords (road surface, skidding resistance, snow and ice, friction, tire, brake, drive)

河川堤防強化による新治水方式について

土木研究所報告138—3
昭. 45. 9 (1970)

福岡正巳

要 旨

越流によって河川堤防が破堤しないようにすれば新しい治水方式ができあがると考えられる。堤防を強化するためにはプラスチックの布張り, ソイルセメント, アスファルトコンクリートなどで表面をおおう。この方式は在来方式よりも洪水防御の質において多少劣る点もあるが, 破堤による大災害を完全に防止できるという大きな利点をもっている。また施設に要する費用は他の方式にくらべて安価である。

キーワード (河川堤防, 治水方式, 越流, 洪水防御, プラスティック布)

擁壁の標準化と自動設計方式に関する研究

土木研究所報告138—1
昭. 45. 9 (1970)

中村慶一, 富田 努

要 旨

建設省制定土木構造物標準設計[1], [2]記載の擁壁の標準設計のための自動設計システム作成作業を通じて得られた最大の成果は擁壁の設計手順について改めて考察し直す機会が与えられたということであるが, 本文ではそのうち特に,

- (1) 擁壁の設計過程における最適化の問題は一般的に非線形空間における離散変数の論議に帰着するものであり, 今後大いに研究すべき分野であること。
- (2) 扶壁式擁壁前壁の設計に階差方程式を適用し従来の略算法の問題点を指摘したこと。
- (3) 標準設計としての型式扶壁間隔の選定
- (4) 自動図化システムのための図素構成用の標準手続きなどについて論じた。

なお, 本標準化作業の途中擁壁基礎分科会の作業として得られた「擁壁基礎の設計指針」を付録として添付する。

キーワード (擁壁, 自動設計, 自動図化, 最適化, 単一変数変化法, 最大傾斜法, 平板, EVOP, ALGOL, 標準設計)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 138, September 1970
On the New River Controlling System by Strengthening
River Banks

Masami Fukuoka

Synopsis:

It is considered that new system of river controlling will be established by the prevention of the rupture of river banks caused by overflowing. In order to strengthen the banks, the surface is covered with plastic sheet, soil cement or asphaltic concrete, etc. Though these methods are less effective in some points when compared with the existing methods in the quality of flood prevention, they are nevertheless very effective in that they may perfectly check the big disaster caused by the rupture of river banks by overflowing. Besides, the cost required for the works is also less expensive as compared with other methods.

Keyword (river embankment, river improvement system, overflowing, plastic sheet)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 138, September 1970
A Study on Standardization and Automatic Design Methods
of Retaining Walls

Keiichi Nakamura and Tsutomu Tomita

Synopsis:

The best result obtained through standard design works for retaining walls which are recorded in the Standard Designs of Civil Engineering Structures instituted by the Ministry of Construction vol. [1], [2] is to be given an opportunity to reexamine on design procedures for retaining walls. In this paper we have discussed on

- (1) Optimization problems in the design process of retaining walls return generally to arguments of discrete variable in the non-linear space, and they should largely be studied hereafter.
- (2) We applied differentiation equations to design methods for front walls of buttress type retaining walls, and pointed out the problems of usual approximation methods.
- (3) Selection methods for retaining wall intervals as the standard design.
- (4) Standard procedure programs of figure elements for full automatic design systems.

In addition, "A Guide for Retaining Wall Foundation Designing." written by the Branch Committee of Retaining Wall Foundations, is appended.

Keywords (retaining wall, automatic design, automatic drawing, optimize, univariable, steepest gradient, flat plate, evop, algol, standard design)

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 138, September 1970

CONTENTS

1. Tadayoshi Okubo and Tsutomu Terashima
The Zoning Map of Earthquake Risk.....(1)
2. Kaoru Ichihara
Studies of Skidding Resistance on Road Surfaces (2)
—Road Surfaces with Snow or Ice—.....(19)
3. Masami Fukuoka
On the New River Controlling System by Strengthening River Banks.....(69)
4. Keiichi Nakamura and Tsutomu Tomita
A Study on Standardization and Automatic Design Methods
of Retaining Walls(75)