

土木研究所報告

第157号



道路トンネルの換気に関する研究	伊吹山四郎 (1)
	今田 徹
土石流の流動と堆積に関する研究	池谷 浩 (88)
	水山 高久

昭和57年3月

建設省土木研究所

Copyright © 1982 Fiscalyear by P.W.R.I.

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

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

道路トンネルの換気に関する研究

伊吹山 四郎*
今 田 徹**

Studies on Ventilation of Vehicular Tunnels

by Dr. Shiro Ibukiyama,
Dr. Toru Konda

Synopsis:

Model tests and field measurements practised so far to establish the most reasonable procedure for planning and design of ventilation of vehicular tunnels are shown in this paper.

It was revealed that visibility had been lowered to the intolerable level by smog, before the density of toxic gases reached to the allowable limits in the tunnel atmosphere. The new formula is given for required air volume of ventilation of tunnels based on the phenomenon.

Natural ventilation caused by one way traffic was analyzed. And the criteria of selection for natural or mechanical ventilation is given. Hydrodynamic losses are obtained in each type of ventilation systems. Moreover, experimental studies for effective use of the systems to fires are performed and their influences to environments are also examined.

Key words: road, tunnel, ventilation, fire protection, environment.

要 旨: 本論文は、室内模型実験および実際の道路トンネルにおける調査研究によって、道路トンネルの換気の計画と設計方法の体系化を確立したものである。

まず、筆者は既存トンネルにおける実測によって換気の対象として、諸外国によって指摘されている自動車の排気ガス中の有毒成分(CO, NO_x等)が許容限界に達する以前に、視程障害が起こることを明らかにした。そして、その見地から新しい換気量の算定式を求めた。また、交通換気についての理論および実験的解析を行い、自然換気または機械的換気の選択基準について考察した。さらに各種の換気系における流体力学的損失について数多くの模型実験を行うとともに、実際のトンネルにおける測定において、理論的および実験的解析の妥当性を確認した。なお、火災の際の排風装置としての換気設備の効果および換気設備のトンネル外部環境におよぼす影響についても、実験的研究を実施した。

キーワード: 道路, トンネル, 換気, 防災, 環境。

* 土木研究所長(現日本大学教授)工博

** 道路部トンネル研究室長(現東京都立大学助教授)工博

目 次

1. まえがき	(3)	[3] 横流式換気系の所要風圧	(38)
2. 道路トンネルの換気の必要性についての基礎調査	(3)	(1) 一様分流管(送気ダクト)の損失および開度	(38)
[1] 道路トンネル内空気中の有毒ガス濃度についての実態調査	(3)	(2) 一様分流管(送気ダクト)における静圧分布の実測	(42)
[2] 道路トンネル内空気中の微粒物質の与える視程障害とその実態調査	(4)	(3) 一様合流管(排気ダクト)の損失および開度	(42)
(1) 微粒物質の与える視程障害	(4)	(4) 一様合流管(排気ダクト)における静圧分布の実測	(44)
(2) 微粒物質の実態	(5)	(5) その他の各部の損失	(45)
[3] 自動車排出ガス規制の効果	(5)	(6) 横流式換気系全体としての風量の実測	(48)
(1) 自動車排出ガス規制の概要	(5)	(7) 第5章第3節の結論	(53)
(2) 一酸化炭素発生量に対する効果	(5)	[4] 半横流式換気系の所要風圧	(54)
(3) 煤煙発生量に対する効果	(6)	(1) 半横流式と横流式との相違点	(54)
[4] 第2章の結論	(7)	(2) 車道の抵抗のみの場合の所要風圧	(54)
3. 所要換気量	(7)	(3) 交通換気, 自然換気を考慮した半横流式換気方式(送気型)の圧力分布	(54)
[1] 換気量計算式	(7)	i) 対面交通の場合	(55)
[2] 自動車からの有害成分発生量	(9)	ii) 一方通行の場合	(56)
(1) 概要	(9)	(4) 半横流式換気のトンネルにおける実測	(56)
(2) 煤煙濃度の定義および測定方法	(9)	(5) 送気半横流式と排気半横流式との組合せ	(58)
(3) 自動車排気ガスの煤煙濃度	(11)	(6) 第5章第4節の結論	(59)
i) 自動車排気ガス濃度の直接測定	(13)	[5] 縦流式換気系の所要風圧	(60)
ii) 実態調査による煤煙濃度	(16)	(1) 自然換気の場合の理論式	(60)
iii) 直接測定による煤煙濃度とトンネルの実態調査による煤煙濃度との相違	(17)	(2) 噴流式の場合の理論式	(60)
(4) 自動車排気ガスの一酸化炭素濃度	(18)	(3) 噴流式の道路トンネルにおける実測	(61)
(5) 自動車の排気ガス量	(18)	i) 換気風量の実測値	(62)
[3] 許容濃度	(19)	ii) 換気理論との比較	(62)
(1) 煤煙に対する許容濃度(許容透過率)	(19)	iii) ジェットファン噴流の拡散距離	(63)
(2) 許容一酸化炭素濃度	(23)	iv) 起動, 停止, 逆転時の横断面風速分布の変動	(63)
[4] 換気量係数	(23)	v) ジェットファンの騒音	(64)
[5] 第3章の結論	(25)	(4) 立坑送排気縦流式の理論式	(64)
4. 自然換気または機械的換気の採択基準に関する諸考察	(25)	i) 送気ノズル側理論式	(66)
[1] 自然換気	(25)	ii) 排気ノズル側理論式	(66)
(1) 自然換気に関する理論的考察	(25)	iii) 通り抜け短絡風量	(66)
(2) 自動車の空気抵抗	(30)	iv) 送排風機の所要圧力	(67)
(3) 立坑, 斜坑, 横坑等の自然換気効果	(30)	(5) 立坑送排気縦流式の模型実験結果	(67)
[2] 自動車交通による換気効果	(31)	i) 送気(噴流機構)による圧力上昇	(67)
(1) 交通換気	(31)	ii) 排気による車道部の圧力上昇	(68)
(2) 交通換気の実測	(32)	iii) 各部の静圧	(69)
[3] 自然換気限界	(34)	iv) 通り抜け, 短絡についての検討	(69)
[4] 第4章の結論	(34)	v) 電気集じん機の利用	(71)
5. 換気系の風圧に関する研究	(35)	(6) 第5章第5節の結論	(71)
[1] 概説	(35)		
[2] 風管路のまさつ係数	(36)		

6. トンネル内自動車火災と換気方式についての	についての実験的研究.....(78)
実験的研究.....(72)	〔1〕 調査方法.....(78)
〔1〕 概説.....(72)	〔2〕 調査結果.....(79)
〔2〕 ニツ小屋トンネル(換気設備のないトンネル)における自動車火災実験.....(72)	〔3〕 対策.....(80)
(1) 実験条件.....(72)	〔4〕 第7章の結論.....(80)
(2) 実験結果.....(74)	8. 諸種の機械的換気方式の得失と適用基準.....(80)
i) 温度上昇.....(74)	〔1〕 概説.....(80)
ii) 有毒ガス(CO)の発生.....(74)	〔2〕 各換気方式の濃度分布.....(81)
iii) 煙の濃度および挙動.....(74)	〔3〕 換気方式の選択に関連する項目.....(82)
〔3〕 関門トンネル(横流式換気方式)における火災実験.....(75)	〔4〕 換気方式の適用範囲.....(82)
〔4〕 網掛トンネル(半横流送気選択大型抽気方式)における火災実験.....(75)	(1) 横流式.....(82)
〔5〕 奥田トンネル(縦流式換気)における火災実験.....(77)	(2) 半横流式.....(83)
〔6〕 第6章の結論.....(78)	(3) 縦流式.....(83)
7. 道路トンネルの換気が外部環境に及ぼす影響	i) 往復交通の場合.....(83)
	ii) 一方通行の場合.....(83)
	〔5〕 第8章の結論.....(84)
	9. むすび.....(85)
	参考文献.....(85)

1. まえがき

最近における自動車排気ガス規制の強化にかかわらず、排気ガス中の有害成分を皆無にすることはできない。従って、長大道路トンネルの建設にあたっては、その換気が常に問題となる。

道路トンネルの換気において、自動車排気ガス中の有害成分と、その人体に対する影響、交通に与える障害、それを稀釈するに要する換気量の算定が、第一の問題である。

次に自然換気または人工的換気の選択基準に關しての判断が必要である。そして、人工的換気が必要とされることが明らかになった場合、その換気系の風量、風圧についての空気力学的解明を行わなければならない。

さらに、火災における排煙装置としての換気装置の効果、また換気のトンネル外部の環境に及ぼす影響についても考察しなければならない。

本論文は、これらの問題について、模型実験および実際のトンネルにおける現場測定を実施することにより、道路トンネルの換気について、その体系化を行ったものである。

2. 道路トンネルの換気の必要性についての基礎調査

道路トンネルにおいて、換気を必要とするのは、

a) トンネル内に放出される自動車の排気ガス中の一酸化炭素(CO)、窒素酸化物(NO_x)等の有害成分がトンネル内に累積される可能性があり、

b) また、ディーゼルエンジンを使用する自動車が煤煙を発生し、トンネル内の視界を悪くし、交通の安全を害するおそれのあること、

等によるものであって、その必要性は、交通量、その他の交通状況、トンネルの延長等によって左右されるものである。

〔1〕 道路トンネル内空気中の有害ガス濃度についての実態調査¹⁾²⁾³⁾

これについて、既設の交通に供用されている道路トンネル内空気中の有害ガスについて数次の調査を行った。

その結果によれば、自動車排気ガスとして排出される CO_2 (二酸化炭素)および NO_x (過酸化窒素)は、トンネル通行者に直接害を与えるような高濃度になり得ないことが、明らかになった。

ただ、CO(一酸化炭素)においては、交通量の多い、延長の長い無換気トンネルでは、累積されて、危険な濃度に達することが考えられる。

すなわち、表-2.1に示す供用中の6本のトンネルについて、トンネル内の空気中のCO濃度を9回測定したところ、換気設備のあるトンネルでは、10ppm前後であるが、換気設備のないトンネルでは400ppmにも達することが明らかにされた¹⁾²⁾³⁾。

COガスの毒性については、衆知のことであるから、

表-2.1 道路トンネル内 CO 濃度実態調査

トンネル名	延 長 (m)	交 通 量	換気設備 の有 無	CO濃度(ppm)	測 定 年 月 日	備 考
魚 見 山 ¹⁾	860	2500台/日	無	245	昭30—10— 5	
笹 子 ²⁾	2,953	513台/日	無	400	昭34— 7—29	
関 門 ³⁾	3,461	1000台/時	有	平均 19.6	昭48—12—19~20	
小 仏 ³⁾	1,619	500台/時	有	12.3	昭48—12—12~13	
小 仏	1,619	420台/時	有	平均 11.9	昭52— 3—8 ~ 9	
八 重 洲	1,400	520台/時	有	平均 6.5	昭52— 3—11~12	
宇津之谷	844	1600台/時	有	平均 16.2	昭52— 3—15~16	
宇津之谷	844	1230台/時	有	平均 5.2	昭53— 9—26~28	
宇津之谷	844	1450台/時	有	平均 10.9	昭54—10—31~ 11— 1	

詳説しないが、頭痛、虚脱、卒倒、時として死に至るものである。

そして、上述の400ppmは、健康な成人男子が50分間作業する安全許容限界である。

〔2〕 道路トンネル内空気中に存在する微粒物質の与える視程障害とその実態調査

(1) 微粒物質の与える視程障害

上述のCOの毒性が衆知であることから、諸外国においては、換気の対象はもっぱら、このCOとし、換気装置は、それに対して計画設計されて来た。

しかし、現実には、供用中のトンネルにおいては、CO濃度ははるかに低いにもかかわらず、空気中の微粒物質による視程障害が発生するのが、実態であった。

例えば、関門国道トンネルにおいて、COの濃度が上記許容限度400ppmの10分の1の40ppmにも達しない以前に、視程障害に悩まされ、従って、常にそれ以下の濃度となるよう換気せざるを得なかった。

諸外国においても、同様な事態に悩まされていたが、CO濃度と煤煙濃度は比例するとの考え方から、CO濃度を低く抑えることにより、同時に煤煙濃度を低く抑えようと努めた。

しかしながら、COは主としてガソリン車に多く、ディーゼル車においては、ほとんど発生せず、また煤煙は、ディーゼル車に多く、ガソリン車に少ない。

従って、これらを比例するものとして取り扱うことは、不合理である。このことから、筆者は、それぞれ別途の解析を行い、さらにそれらを組み合わせることによって、より合理的な、換気の計画、設計法を確立した。

煤煙は、眼または鼻を刺激し、視界を悪くし、また沈降しては、トンネルの各部に付着し、乾燥すればまた舞上がつて、空気中に浮遊し、通行中の自動車の前密に付

表-2.2 相対視力と安全運転速度

相 対 視 力	安全運転速度 (km/h)	安 全 感	不 快 感
1.0			
0.9	50km/hr以上	安 全	快適運転
0.8			
0.75			
0.7	50 ↑ 30	不安感生ず	注意運転
0.6			
0.5			
0.4	30 ↑ 20	危険感生ず	不快運転
0.3			
0.25			
0.2	20以下	危険感いち じるし	運転に耐 えず
0.1			

着する。

視界の悪い場合には、トンネル内より坑門を見ると、坑門外の景色が赤く色づいて見えるほどになる。このようになると、交通の安全が害される。

一般に、ドライバーの視力が低下する場合、相対視力と安全運転速度との関係⁴⁾は、表-2.2のごとくである。

いま、光が光源から霧を通して100mの距離に対する%を透光率と定義する。路面照度20ルックスの場合の透光率(%)と、快適性との関係⁴⁾を求めるために、供用中の関門トンネルにおいて、換気装置を止めることによって、トンネル内の空気の煤煙濃度を変化させる実験を行った。透光率は、輝度計により測定した。なお、路面照度は20lx、測定距離100mの値である。

この結果、表-2.3を得た。

ただし、この値は、人が停止しての見え方であり、ド

ライバーが走行中の快適性については、後述する。

(2) 微粒子物質の実態

トンネル内に存在する微粒子物質は、ジンアイ、煙、霧およびもや等よりなる。

ジンアイは、自動車の排気ガスよりの遊離炭素の他、潤滑油の蒸気、タイヤの舗装による磨耗等によっても生じる。

また、取付道路あるいはトンネル内の舗装が不完全で土砂がトンネル内に持込まれ、乾燥し、ジンアイとなる場合もある。

次に、粉じんの実態についてであるが、表-2.4に各トンネルの調査結果⁵⁾を示す。この結果、煤煙の粒径分布が0.2ミクロン未満の粒子が総重量の中の約80%を占めていること、また粉じんの粒径に対する相対個数⁶⁾を求めると、図-2.1のごとく、粒径0.2ミクロン以上の粉じんの相対個数は、粒径の3乗に反比例することが明らかになった。

また、煤煙の組成分析の結果、金属としては Al, Si, Fe 等砂じん中に含有する元素が比較的多く検出されている。関トンネルでは定量（化学）分析の結果、灰分（強熱残分）は全体のわずか10%であり、その他は煤煙を構成する諸成分によって占められている。最も多いのが固形炭素（遊離炭素）で全体の54%、次いでタール分の24%であった。他のトンネルでは、砂じんが半分を占めているものもある。

表-2.3 透光率と快適性

透 光 率 τ (%)	快 適 性
100~65	快 適
65~56	ややかすむ
56~36	煙霧濃し
36以下	煙霧深く、不快に堪えず

従って光学濃度が同じでも、重量濃度が異なることがある。これは、砂じん類の混入率が違うため、または黒煙の量の多少が関係するものと思われ、高速道路のトンネルと一般国道のトンネルとでは、煤煙の性状がかなり異なるものであることがわかる。

一般戸外空気の粉じんの平均直径は0.5ミクロン前後であり、このように粒径の小さいものは、吸入によって肺の深くまで達するから有害性が大きく、また粒径の小さいほど、わずかな空気の流動によって浮遊しやすく、静止空気中においても沈降速度はおそく、かつ除去は困難である。

浮遊粉じんの労働衛生上の許容濃度は、労研式ジンアイ計による重量濃度で10mg/m³であるといわれているから、表-2.4の値から推量して、衛生上の危険はほとんどない。問題は、視程障害による交通の安全がおかされることにある。

〔3〕自動車排出ガス規制の効果⁹⁾

衆知のように近来厳しい自動車排出ガス規制が行われ、その結果、道路トンネルの換気の対象となる自動車排気ガス中の有害成分の量に変化している。

上記の有害成分の種類ごとに、その影響を述べることにする。

(1) 自動車排出ガス規制の概要

一酸化炭素および煤煙に対する自動車排出ガス規制の概要は、昭和48年規制より昭和50年規制に至るまで、表-2.6のごとくであって、特にCOにきびしい。

(2) 一酸化炭素発生量に対する効果

この表から、換気の一つの主な対象である一酸化炭素について考えると、乗用車について在来40g/km程度の値が用いられていたから、走行モードを考えず規制値と比べても、1/20程度に減少することになっている。

しかし、乗用車以外、すなわち軽量および重量トラック・バスについては、乗用車ほどの低減とはならず、こ

表-2.4 トンネル空気中のジンアイの重量濃度

トンネル名	調 査 年 月 日	ジンアイの重量濃度 (mg/m ³)	備 考
魚 見 山 東 栗 子	昭和30年10月	9.4~26	
	昭和47年10月31日~11月2日	0.45~1.38	
	昭和50年8月20日~27日	1.05~3.25	
宇 津 之 谷	昭和47年11月7日~9日	0.87~0.95	
矢 ノ 川	昭和47年11月10日~12日	0.30~11.27	
小 仏	昭和50年8月20日~27日	0.68~1.04	
関	昭和50年1月27日~31日	0.54~2.65	ハイボリウム エアサンプラー

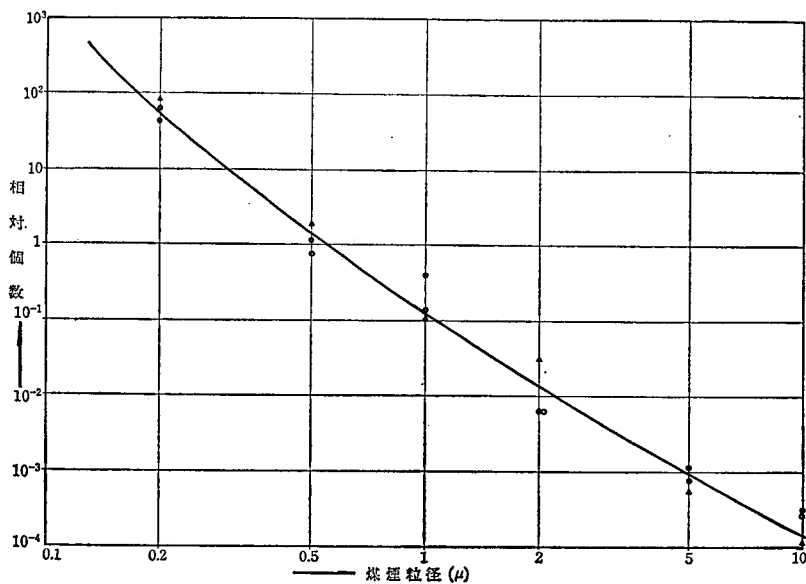


図-2.1 煤煙の粒径分布

表-2.5 一酸化炭素および煤煙に対する自動車排出ガス規制の概要³⁾

排出物質	新・旧	燃料	車種	48年規制	49年規制	50年規制	備考
CO	新車	ガソリン LPG	乗用車	26.0[18.4] (18.0)	←	2.7[2.1]	10モード
			軽量トラック	26.0[18.4] (18.0)	←	17.0[13.0]	
			重量トラック	1.6% (1.1%)	←	←	6モード
		軽油	—	—	980ppm	←	
	使用過程車	ガソリン LPG	—	4.5%	←	←	
ディーゼル 黒煙 (煤煙)	新車	軽油	—	50%	←	←	最高出力回転数の40, 60, 100%の回転数に おける全負荷時
	使用過程車	軽油	—	—	50%	←	無負荷状態でアイド リングから最高回転 数までの急速加速時

注) 単位: 無記のものは g/km, []内は規制値による生産車の平均値, ()内は LPG 車

れらが混在する実際の交通においては、その影響は薄まると思われる。また、使用過程車の混在がある限り、その影響はさらに薄まるわけである。

しかし、全交通量が規制車両に置きかわった場合は、相当な低減効果が、一酸化炭素については期待できる。

しかしながら、一般にトンネルの換気量は、一酸化炭素で定まる場合が少ないので、この影響は、道路トンネルの換気計画に大きな影響を及ぼさない。

(3) 煤煙発生量に対する効果

後述するようにディーゼル車の混入率が15~20%以上

の場合は、在来から換気量は煤煙に対して必要とする換気量で決まってくる。

表-2.5に示すように、もう一つの主な換気の対象である煤煙については、JIS D 8004に定める方法で50%という規制が、新車にも使用過程車にも、行われているのみである。そして、この規制値は、在来の排出量と大幅に変わるものではない。

したがって、自動車の排気ガス中の煤煙の発生量は、この規制によって、ほとんど変化がないと考えられる。

ただ、この規制によって、また世論の指摘によって、

在来のような整備不良車による極端な黒煙の排出は、少なくなっていくことは事実であろう。

しかし、このように煤煙の大幅な規制が行われにくく、また石油資源の節約という意味から、今後ディーゼル車が発達するであろうこと、また道路トンネルの換気量が煤煙によって定まるということから、一般的には、自動車排出ガス規制の影響は、道路トンネルの換気量の減少につながっていないというのが実情である。

強いて自動車排気ガス規制の影響を考慮できるトンネルを考えると、ディーゼル車混入率の少ない都市トンネルで酸化炭素によって換気量がきまる場合であろう。

〔4〕 第2章の結論

既設トンネル内の空気の状態から、道路トンネルの換気の必要性について、次の結論を得た。

① 道路トンネルの換気の対象となるのは、自動車排気ガス中のCOと煤煙である。

② COと煤煙とは、自動車の種類すなわちガソリン車かディーゼル車かによって大幅に異なるので、これを別途に取扱わねばならない。

③ 多くの場合、COが許容濃度に達する以前に、煤煙による視程障害が起こる。

④ 煤煙の粒径は、0.2ミクロン未満のものが80%を占めている。そして、固形炭素が54%、タール分が24%を占めている。

⑤ 自動車排出ガス規制によって、COは大幅に減じたが、煤煙についてはほとんど変化がない。従って、煤煙がトンネル換気の対象となっている現況においては、トンネルの換気設備の必要性は減じないであろう。

3. 所要換気量

〔1〕 換気量計算式

一酸化炭素のみを換気の対象とする在来の換気量の計算式は有害成分発生量の平均値を基に、その発生量を許容濃度以下に希釈するのに必要な空気量をもって、所要換気量とする方式のものであった。すなわち、自動車からの排気ガス量の平均値を V 、その濃度 c 、許容濃度を c_a とすると換気量 Q は

$$Q = \frac{V \cdot c}{c_a} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

で求められる。

しかし、自動車排気ガス中の煤煙による視程障害を問題とする場合は、その作用が視程障害という短時間直接的に作用するものであって、一酸化炭素による生理的障害のようにある時間作用してはじめてその障害が生ずるというものではないため、有害物の発生量を平均化して考えることは望ましくなく、有害物の発生量のバラツキ

を考えて、有害物発生量が平均値よりも大きな自動車からトンネルを通過した場合にも、必要な視距が確保されるようにしておく必要がある。

自動車が等時間間隔 T を置いて次々にトンネルを通過すると考え、その自動車がトンネル単位距離当たり排出する有害成分の量を $x_1, x_2, \dots, x_n$ とする。なお、トンネルの単位距離当たりの内空容積を A とする。この時トンネルの換気のためにトンネル単位距離当たり、単位時間に Q の空気がトンネル外に排出されているものとする。

自動車からの有害成分の排出は連続的に行われるのであるが、便宜的に T 時間間隔をおき、かためて x の有害成分が排出され、それは速やかに拡散してトンネル内の空気と混和すると考える。 X_n を n 台目の自動車が x_n の排気をした直後のトンネル内有害成分量とすると、 X_n は次のようにして定まる。 $(n-1)$ 番目の車が排気を出した後のトンネル内有害成分量は X_{n-1} であるが、これはトンネル内の空気と混和して時間 T の間に全量 A の内 QT だけ排出されるから、有害成分もその割合で

$$\frac{QT}{A} X_{n-1}$$

だけ外部に捨てられる。そこへ n 番目の自動車から x_n が加わるから

$$\begin{aligned} X_n &= X_{n-1} - \frac{QT}{A} X_{n-1} + x_n \\ &= \left(1 - \frac{QT}{A}\right) X_{n-1} + x_n \end{aligned}$$

ここで

$$1 - \frac{QT}{A} = r$$

と置けば

$$X_n = r X_{n-1} + x_n$$

同様に

$$X_{n-1} = r X_{n-2} + x_{n-1}$$

$$X_{n-2} = r X_{n-3} + x_{n-2}$$

ゆえに

$$X_n = x_n + r x_{n-1} + r^2 x_{n-2} + \dots + r^{i-1} x_{n-i+1} + \dots$$

となる。つまりトンネル内の有害成分は過去に通過した自動車が残した有害成分が、それぞれ等比数列的に薄まって行った結果である $r^{i-1} x_{n-i+1}$ の総和ということになる。

ここで $x_1, x_2, \dots, x_n$ は確率変数であると考え、平均 μ 、標準偏差 σ の母集団に属するとし、 X_n の平均 $\bar{X}$ を求める x_n の平均は μ で各々独立であるから

$$\bar{X} = \mu + r\mu + r^2\mu + \dots = \frac{\mu}{1-r}$$

となる。

$$r = 1 - \frac{QT}{A} \text{を代入すれば}$$

$$\bar{X} = \frac{A}{QT} \mu$$

となり、トンネル内の有害成分の濃度は X をトンネルの容積 A で割れば求まるから、有害成分濃度のトンネル内平均値は次式となる。

$$\frac{\bar{X}}{A} = \frac{\mu}{QT} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

次に X の分散 σ を求める。独立な確立変数の和の分散は各変数の分散の和に等しいから

$$\begin{aligned} \sigma_x^2 &= \sigma^2 + r^2\sigma^2 + r^4\sigma^2 + \dots\dots + r^{2i}\sigma^2 + \dots\dots \\ &= \frac{\sigma^2}{1-r^2} = \frac{\sigma^2}{(1-r)(1+r)} \end{aligned}$$

これに $r = 1 - \frac{QT}{A}$ を代入すれば

$$\sigma_x^2 = \frac{A\sigma^2}{QT \left(2 - \frac{QT}{A} \right)}$$

$\frac{QT}{A}$ は 1 に比べて小さい場合が多いから

$$\sigma_x \doteq \sqrt{\frac{A}{2QT}} \cdot \sigma$$

となる。平均の場合と同様にしてトンネル内有害成分濃度の標準偏差は次式となる。

$$\frac{\sigma_x}{A} = \frac{\sigma}{\sqrt{2QTA}} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

個々の自動車の排出する有害成分量の集団の分布が正規分布でなくとも、それらを多数合成してできたトンネル内の有害成分の分布は正規分布に近くなると考えられるから、標準偏差の 3 倍の幅を考えるとトンネル内の有害成分の濃度はほとんど

$$\frac{\mu}{QT} + 3 \frac{\sigma}{\sqrt{2QTA}}$$

以下であると考えられる。従ってこの値がトンネル内の有害成分の許容濃度以下になればよいから

$$\frac{\mu}{QT} + 3 \frac{\sigma}{\sqrt{2QTA}} \leq K$$

となり、これを Q について解くと

$$Q \geq \left\{ \frac{3\sigma + \sqrt{9\sigma^2 + 8\mu KA}}{\sqrt{8TA \cdot K}} \right\}^2 \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

となり、この式から換気量 Q を求めることができる。

この式中の平均 μ および標準偏差 σ はトンネルを通過する自動車全体のものであるからこの値を知らねばならない。

自動車はディーゼル車とガソリン車に二大別することができるが、ディーゼル車とガソリン車では発生する排気ガスの性質が大いに異なるし、エンジン排気量もディーゼル車の方が大きい(大型車はほとんどディーゼル)ものも多く、ガソリン車は排気量の小さいものが多い。ト

ンネルを通過する交通の性質はトンネルのある位置によって異なる。すなわち都市内におけるトンネルでは乗用車類(大部分がガソリン車)が多く、峠のような所にあるトンネルでは大型トラック(大部分がディーゼル車)が比較的多い。しかしガソリン車、ディーゼル車と自動車に分けておけばガソリン車は比較的小型のものが多く、ディーゼル車は大型がほとんどであるという事実から、各ディーゼル車なりガソリン車の属するであろう母集団の性質はトンネルのある位置によって大きく変わることはなく全国平均的なものであらうと考えられる。ゆえに排気ガスの性質が非常に異なるディーゼル車とガソリン車とは別々に整理しておいた方が都合が良いし、また実際のでもある。そこでディーゼル車の有害成分発生量の平均と標準偏差、ガソリン車の有害成分発生量の平均および標準偏差を知って、ディーゼル車とガソリン車の比率がある値の時の自動車全体についての平均および標準偏差を求める。

P_1 : ディーゼル車の交通に占める割合

P_2 : ガソリン車の交通に占める割合

μ_1 : ディーゼル車が単位距離走行する間に排出する有害成分量の平均

μ_2 : ガソリン車が単位距離走行する間に排出する有害成分量の平均

σ_1 : ディーゼル車が単位距離走行する間に排出する有害成分量の標準偏差

σ_2 : ガソリン車が単位距離走行する間に排出する有害成分量の標準偏差

$p_1(x)$: ディーゼル車の有害成分発生量の確率密度関数

$p_2(x)$: ガソリン車の有害成分発生量の確率密度関数

$p(x)$: 自動車全体についての有害成分発生量の確率密度関数

とすると、 $p(x)$ は

$$p(x) = P_1 p_1(x) + P_2 p_2(x)$$

となり、一方

$$\mu_1 = \int_{-\infty}^{\infty} x p_1(x) dx \quad \mu_2 = \int_{-\infty}^{\infty} x p_2(x) dx$$

であるから平均 μ は

$$\begin{aligned} \mu &= \int_{-\infty}^{\infty} x p(x) dx \\ &= P_1 \int_{-\infty}^{\infty} x p_1(x) dx + P_2 \int_{-\infty}^{\infty} x p_2(x) dx \\ &= P_1 \mu_1 + P_2 \mu_2 \quad \dots\dots\dots (3.5) \end{aligned}$$

となる。次に分散は

$$\sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 p(x) dx$$

$$= P_1 \int_{-\infty}^{\infty} (x-\mu)^2 p_1(x) dx + P_2 \int_{-\infty}^{\infty} (x-\mu)^2 p_2(x) dx$$

右辺第一項は

$$\begin{aligned} & P_1 \int_{-\infty}^{\infty} (x-\mu)^2 p_1(x) dx \\ &= P_1 \left[\int_{-\infty}^{\infty} x^2 p_1(x) dx - 2\mu_1 + \mu^2 \right] \end{aligned}$$

一方、カッコ内の第1項は

$$\int_{-\infty}^{\infty} x^2 p_1(x) dx = \sigma_1^2 + \mu_1^2$$

であるから

$$P_1 \int_{-\infty}^{\infty} (x-\mu)^2 p_1(x) dx = P_1 [\sigma_1^2 + (\mu_1 - \mu)^2]$$

第2項も同様にして、分散 σ^2 は

$$\sigma^2 = P_1 [\sigma_1^2 + (\mu_1 - \mu)^2] + P_2 [\sigma_2^2 + (\mu_2 - \mu)^2] \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

となる。

以上でディーゼル車の混入割合、ディーゼル車、ガソリン車が各排出する有害成分量の平均および標準偏差が与えられればそのトンネルを通過する自動車全体についての有害成分発生量の平均および標準偏差が求まることになる。しかし最も直接に知ることのできる値は排気ガスの有害成分濃度という形である。ディーゼル車ならディーゼル車を考えるとその排出する排気ガスの性質はシリンダー容積などのエンジンの種類が違っていてもそう変わらないものであるから、排気ガスの有害成分濃度の自動車の状態による平均、標準偏差という形でデータを処理するのがもっとも実際的である。有害成分発生量 x は有害成分濃度 $\times$ 排気ガス量という形で求まるのであるが、排気ガス量は自動車により異なるから、有害成分発生量の平均および標準偏差にはこの影響を考えねばならない。有害成分発生量 q_d は

$$q_d = V_d \cdot c_d$$

ただし、 q_d : 有害成分発生量

V_d : 排気ガス量

c_d : 排気ガスの有害成分濃度

で求められるから、有害成分発生量の平均 μ は

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} q_d \cdot P_d(q) \cdot dq$$

ただし、 μ : 有害成分発生量の平均

$P_d(q)$: 有害成分発生量の確立密度関数

で与えられる。排気ガス量と排気ガスの有害成分濃度は互いに独立であると考えれば上式は

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} V_d \cdot c_d \cdot P_V(V) \cdot P_c(c) \cdot dV \cdot dc$$

ただし、 P_V : 排気ガス量の確率密度関数

P_c : 排気ガスの有害成分濃度の確立密度関数

となる。上式を変形すると

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} V_d P_V(V) \int_{-\infty}^{\infty} c_d P_c(c) dc \cdot dV$$

となり、一方

$$\int_{-\infty}^{\infty} c_d P_c(c) dc = \mu_c, \quad \int_{-\infty}^{\infty} V_d P_V(V) dV = \mu_V$$

ただし、 μ_c : 排気ガスの有害成分濃度の平均

μ_V : 排気ガス量の平均

であるから

$$\mu = \mu_c \cdot \mu_V \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

となる。

同様に有害成分発生量の分散 σ^2 は

$$\sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (q_d - \mu)^2 P_d(q) dq$$

で与えられるから、

$$\begin{aligned} \sigma^2 &= \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} (V_d c_d - \mu_c \mu_V)^2 P_V(V) \cdot P_c(c) dV \cdot dc \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} (V_d - \mu_V)^2 P_V(V) \int_{-\infty}^{\infty} (c - \mu_c)^2 P_c(c) dc \cdot dV \\ &\quad + 2 \mu_V \int_{-\infty}^{\infty} V P_V(V) \int_{-\infty}^{\infty} (c - \mu_c) P_c(c) dc \cdot dV \\ &\quad - \mu_c^2 \int_{-\infty}^{\infty} P_V(V) \int_{-\infty}^{\infty} (c - \mu_c)^2 P_c(c) \cdot dc \cdot dV \\ &\quad + \mu_c^2 \int_{-\infty}^{\infty} (V - \mu_V)^2 P_V(V) dV \end{aligned}$$

一方、

$$\int_{-\infty}^{\infty} (c - \mu_c)^2 P_c(c) \cdot dc = \sigma_c^2,$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} (V - \mu_V)^2 P_V(V) dV = \sigma_V^2$$

であるから

$$\sigma^2 = \sigma_c^2 \sigma_V^2 + \mu_V^2 \sigma_c^2 + \mu_c^2 \sigma_V^2 \quad \dots\dots\dots (3.8)$$

となる。

〔2〕 自動車からの有害成分発生量

(1) 概要

トンネルの換気は、一酸化炭素を換気の対象とするよりも、煤煙による視距障害を換気の対象と考えなければならぬことが明らかになって以来、ディーゼル車の排気ガス濃度について各種の実験調査が行われた。表-3.1は実施された排気ガス試験の一覧である。これらの実験調査の多くは、日本道路公団、首都高速道路公団からの委託あるいは共同研究という形で調査が進められた。

(2) 煤煙濃度の定義および測定方法

トンネルの排気において、視距障害を問題とする場合に、トンネル内の空気の汚れ具合を示すにはいろいろな方法が考えられるが、物の認知は明るさおよびその対比

表-3.1 排気ガス試験一覧

試験名又は試験場所	試験年度	備 考
湘南、戸塚、笹子	1958	日本道路公団委託
横浜バイパス	1959	自動車走行試験特別部会
ベンチテスト (I)	1960	首都高速道路公団委託
新宇津之谷トンネル	1961	
ベンチテスト (II)	1961	首都高速道路公団委託
奥田トンネル	1961	日本道路公団委託
名神高速道路 (I)	1965	高速道路調査会
名神高速道路 (II)	1966	"
関門、天王山、笹子	1967	"
排気ガス濃度および透過率に関する調査	1967	"
小仏、八重洲、宇津之谷	1976	土木研究所51年度年度報告書
宇津之谷	1978	" 53 "
宇津之谷	1979	" 54 "

等が直接の要素となっていることから、一定距離光がトンネル内の空気を通過する際の光の透過率を用いるのが、最も実際的であると考えられる。光の透過率は光の通過する距離に関係するから、光の透過率でトンネル内空気の汚れ具合を示すには、その通過する距離を明示する必要がある。普通、基準の距離として100mを用い、100mあたり透過率何%という表現を用いる。

換気量を計算する場合、100mあたり何%という表現では、トンネル内の空気中に分散している煙の量と直接関係づけることはできないので、煙の濃度を定義して、光の透過率と関係づける必要がある。Lambert-Bouguerの法則によれば光の透過率 τ は

$$\tau = 10^{-\delta \left(\frac{l}{d} \right)} \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

ここで d : 基準距離

δ : 基準距離光が透過する間の吸光係数

l : 光の通過する距離

で表わすことができる。いま、基準距離 d として1mをとって、この時の吸光係数を煤煙濃度 α と定義すれば、距離 l mにおける光の透過率は

$$\tau_l = 10^{-\alpha l} \quad \dots\dots\dots (3.10)$$

τ_l : 距離 l mにおける光の透過率

α : 1mを基準距離とした煤煙濃度

で求めることができる。煤煙濃度を(3.10)式で定義すると、 α が n 倍になると、 l が n 倍になったのとは等値で、距離 l に含まれる煙を $1/n$ に圧縮して、距離を $1/n$ にしても透過率には変化がないことになり、 n 倍に濃度を上げれば煤煙濃度も n 倍となって、あたかも濃度を gr/m^3 のような単位で示したのと同じように取扱うことができ

る。

以下本文では煤煙濃度を(3.10)式で定義し、煙の量的な濃さを示すのに用いる。又、物の見え方、快適性等を示す場合には、直感的に理解の容易な100mあたりの透過率を用いることにする。

自動車排気ガスの煤煙濃度の測定方法には、定量的な方法として Saurer, Von Brand, Bosh, Goode, Wachel, Schweitzer, Volvo, Hartridge, 間接的な方法としてリンゲルマン視標, S. T. T. B. のスモークグラフなど種々の方法がある。これらの濃度計はろ紙式と光の吸光を利用するものと分けることができる。ろ紙式の濃度計は一定量の排気ガスをろ紙に通し、ろ紙の汚れ具合を光学的方法あるいは比色法により判定するもので、光式の濃度計は、一定長さの筒に煙を導いて、光が筒の中を通過する際に吸収される光量を指標として煙濃度を表わす方式のものである。

トンネルの換気計算に使用するための排気ガス濃度の測定方法としては、煤煙の濃度を光の透過率をもととして定義しているので、光透過式の濃度計を用いるのが望ましい。上記の測定方法には、それぞれの問題があり、試験段階のものも多く、研究が開始された当時はこれらの煤煙計を入手できなかった。このため、実験の初期には試作された煤煙計で測定が行われた。図-3.1、図-3.2は試作した煤煙計の原理図である。図-3.1の煤煙計は排気ガスの一部を導入する方式のもので、図-3.2の煤煙計は排気ガスの全量を使用する方式である。図-3.2の煤煙計には光源および受光面の汚れを防ぐためエアカーテンが取付けられた。その後、Hartridge 煤煙計を購入し、以後の測定はすべて Hartridge 煤煙計で行われた。

図-3.3は Hartridge 煤煙計の機構図である。Hartridge 煤煙計の測定距離は 43cm であるから

$$\alpha = -2.34 \log \tau \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

で煤煙濃度を算出することができる。

(3) 自動車排気ガスの煤煙濃度

自動車排気ガスの煤煙濃度の調査方法としては、直接自動車の排気ガスを測定する方法と、既存のトンネルの実態調査から間接的に推定する方法との2つの方法が考えられる。排気ガスを直接測定する方法は、測定方法にいろいろの問題があるにしても、誤差の入る余地が少なく、生の排気ガスの濃度を比較的正しく測定でき、自動車の走行条件（速度、勾配、積荷の状態）の変化による排気ガス濃度の変化の様子を詳細にとらえることができ

る。一方、既存のトンネルの実態調査から推定する方法は、トンネルの換気状態および交通状態を正確に把握するのがむずかしいため、個々の自動車の排気ガス濃度を求めることはできないが、全体としての値をとらえることができる。

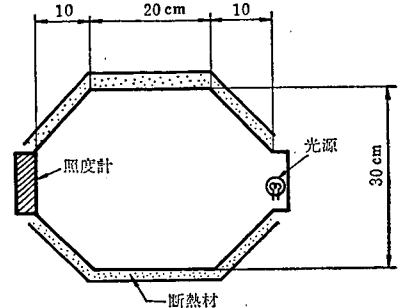


図-3.1 試作煤煙計の原理

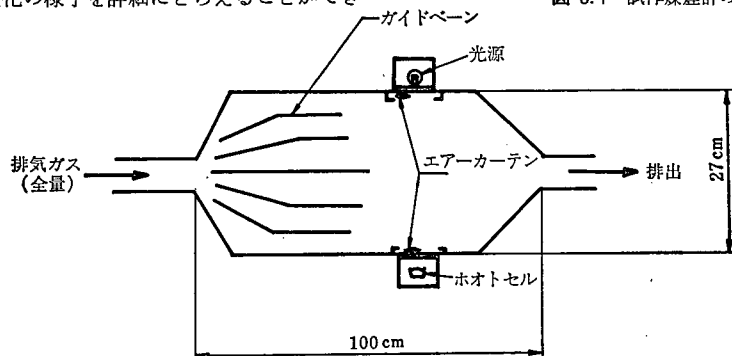


図-3.2 試作煤煙計（排気ガス全量を通す）

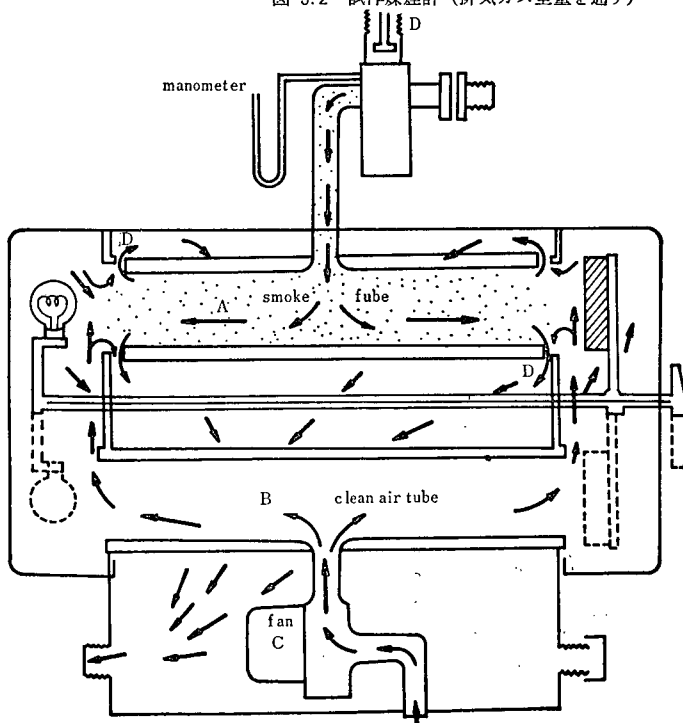


図-3.3 Hartridge 煤煙計

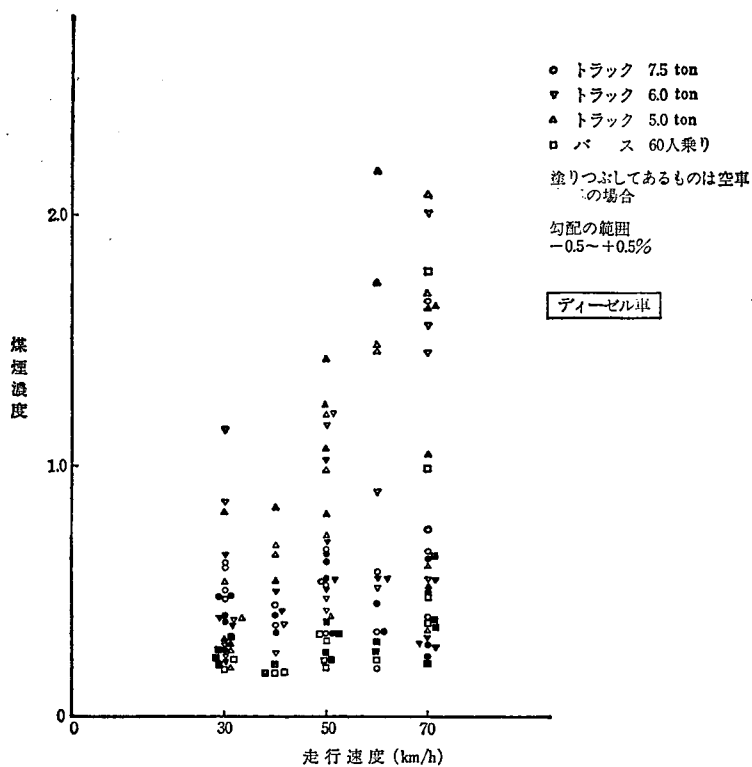


図-3.4 煤煙濃度試験結果(湘南, 戸塚, 笹子)

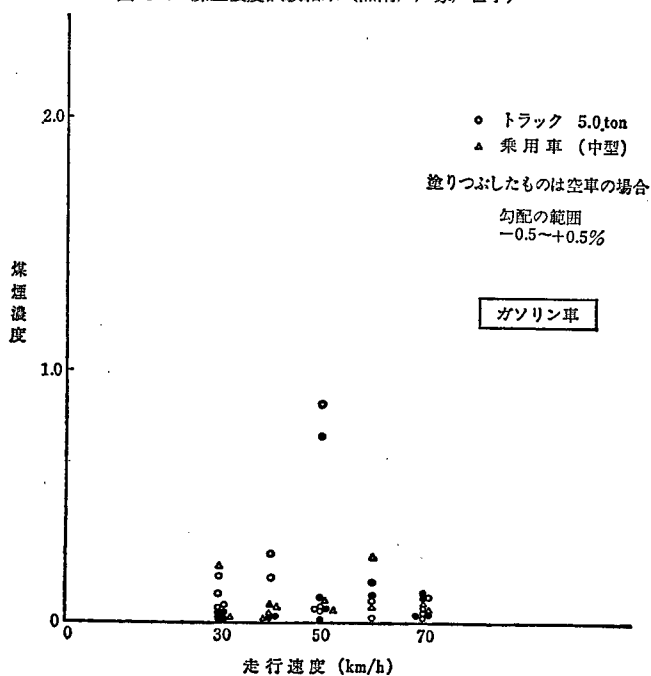


図-3.5 煤煙濃度試験結果(湘南, 笹子)

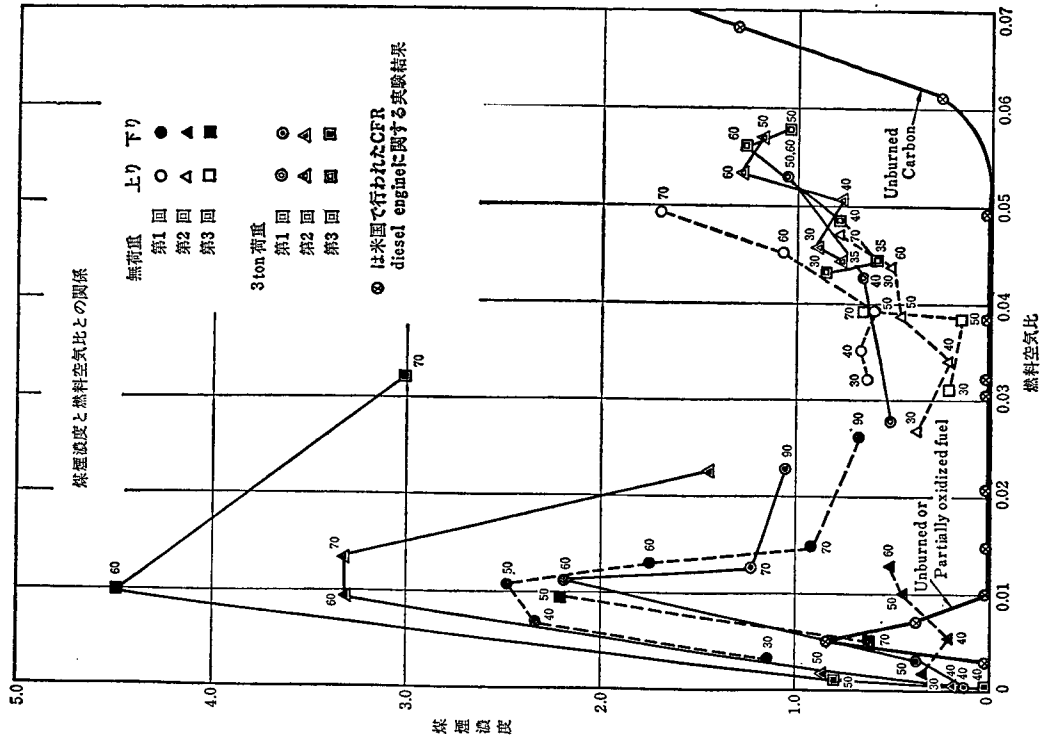


図-3.6 燃空比と煤煙濃度との関係

i) 自動車排気ガス濃度の直接測定

自動車排気ガス濃度の直接測定は、実車走行試験とベンチテストによって行った。

a) 走行試験 (湘南, 戸塚, 笹子)

図-3.4は実車走行試験による煤煙濃度の測定結果の一部をディーゼル車について示したもので、図-3.5はガソリン車についての試験結果を示したものである。両図を比較すれば、ディーゼル車とガソリン車では煤煙濃度が著しく異なっており、ガソリン車の煤煙濃度はディーゼル車の $1/10$ 程度であることがわかる。

ディーゼル車からの排気ガスの煤煙濃度は、図から明らかなように、同一車種、同一走行条件の場合でもばらつきが大きく、この図に示した結果からでは煤煙発生傾向をとらえることはできない。煤煙は不完全燃焼の結果生成されるものであるから、燃焼状況と直接関係があると考えられる燃空費でデータを整理した結果の一例を示すと図-3.6のようになり、若干の傾向は認められるようになるが、まだばらつきは大きい。燃空比の他、燃料消費量等によってもデータの整理が試みられたが、パラメーターを変えても、ばらつきを少なくすることはできなかった。この原因は、実車走行試験では同一車種同一走行条件とはいっても、常に同じ運転状況を再現できないためであると考えられる。いいかえれば、煤煙の

濃度は運転者のわずかな運転方法(アクセル踏量)の相違などによっても変化するものであるといえる。

トンネルを走行する自動車は種々雑多であり、その整備の状況もまちまちであることを考えれば、煤煙の濃度は本来ばらつくものであると考え、統計的に処理するのが最も实际的である。実車走行試験から得られた結果を勾配のない場合について、統計処理し、平均 μ および標準偏差 σ を求めると

$$\mu=0.59 \quad \sigma=0.50$$

の値が得られた。

b) ベンチテスト

実車走行試験の結果、煤煙の濃度のばらつきは非常に大きく、適当なパラメーターを選んで煤煙発生量を推定するという方法がとれないため、統計的な取扱いをしなければならなかったことが明らかとなったが、すべての走行条件の場合について統計的処理をすることができるような試験を行うことは困難である。しかし、勾配、速度などの走行条件が変化した場合に煤煙濃度がどのように変化するかは、トンネル設計上どうしても知っておく必要がある。走行試験では走行条件を完全にコントロールするには問題があり、カバーできる範囲も限られている。

走行条件が変化した場合に煤煙の濃度がどのように変

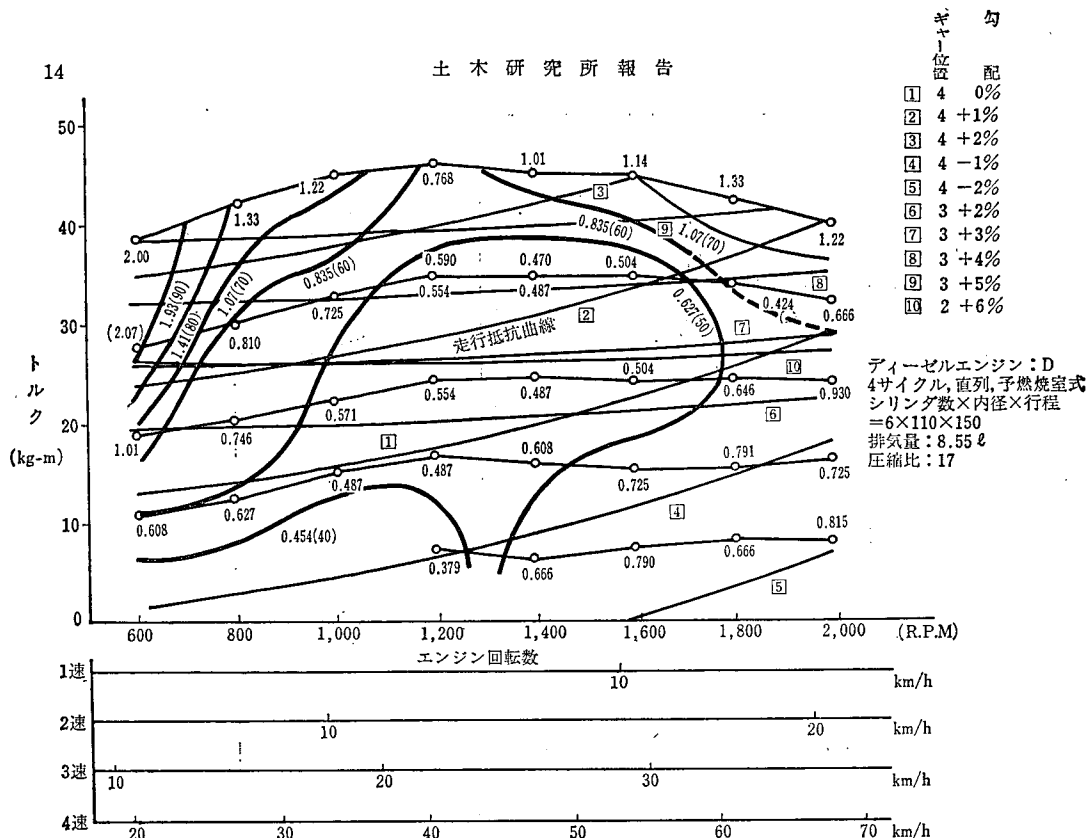


図-3.7 ベンチテストによる排気ガス煤煙濃度試験結果例

化するかを調べるため、走行条件（エンジンの作動点）をほぼ完全に制御できるベンチテストにより、排気ガス濃度の変化を求めた。図-3.7はベンチテストの結果の一例である。試験には Hartridge の煤煙計が用いられた。試験の結果はエンジンのトルク×回転数図上に等濃度曲線の形で表わされている。図によれば、トルク×回転数と煤煙濃度との関係がよく表わされており、トルクが大きくなるほど煤煙濃度は増加し、特に低回転でトルクの大きい場合（急な勾配をゆっくり登る場合等）には、煤煙の濃度がいちぢるしく高くなることわかる。又、回転数が高すぎても低すぎても煤煙濃度は増加し、煤煙濃度が最も低いのは図の中央部である。

図-3.7で番号のついたなめらかな曲線は、自動車が加減速の状態にない場合の走行抵抗を示す曲線で、たとえば、①の番号の付いた曲線はギヤー位置4速で勾配0%の道路を走行した場合の走行抵抗曲線である。トンあたりの走行抵抗は

$$r = 0.0035 V^2 + 10 + 10i$$

で算出し、積荷の状態は最大積載量の60%とした。これらの曲線から任意の走行状態における煤煙濃度を求めることができる。表-3.2は、図から各走行状態における煤煙発生量、すなわち、煤煙濃度と排気ガス量の積を求め

たものである。表中各欄のはじめの数字は変速器のギヤー位置を示すものである。勾配、速度が増加すると煤煙発生量が増加する様子が良く表わされている。

ベンチテストは大型トラックの代表的な車種4台について行った。これによると、煤煙濃度の値そのものには差があるが、各走行状態に対する煤煙濃度の増減の傾向は良く似ている。走行速度50km/h、勾配0%の走行状態を基準と考え、各走行状態における煤煙発生量との比を求め、試験された4台のエンジンについて平均すると表-3.3の結果が得られる。この表から明らかなように勾配、速度が増加すると煤煙発生量は大きくなり、勾配、速度が所要換気量に大きな影響を与える。しかし、走行速度30~60km/h、勾配-1~1%の間では走行条件が変化しても、煤煙発生量はあまり変化せず、走行試験の結果で、傾向が良くつかめなかった理由と考えられる。表中一部に傾向的になめらかでないところがあるが、これは変速ギヤー位置が段階的に変わるための影響と試験したエンジンの台数が少なく平均化ができていないためである。

試験したエンジンの50km/h、0%走行時の煤煙濃度は次の通りである。

エンジン A	0.13
エンジン B	0.10

表-3.2 勾配、速度別煤煙発生量

$i\%$ $V\text{km/h}$	- 2	- 1	0	1	2	3	4	5	6
10					3-13.6	3-26.0	3-26.0	3-30.1	2-14.1
20		4-2.65	4-4.91	4-11.6	3-6.75 4-14.1	3-6.75	3-7.81	3-10.3	2-18.7
30		4-2.65	4-3.67	4-4.91	3-6.75 4-6.43	3-6.75	3-6.75	3-10.3	
40		4-3.13	4-3.67	4-3.67	4-4.91				
50		4-3.67	4-3.67	4-3.67	4-6.43				
60		4-3.67	4-4.24	4-6.43					
70	4-4.24	4-4.24	4-5.61	4-9.88					

表-3.3 0%, 50km/h を基準とした時の各状態の煤煙発生量の比の平均

$i\%$ $V\text{km/h}$	- 2	- 1	0	1	2	3	4	5	6
10					2.65	4.43	5.42	4.98	3.35
20		1.10	1.43	2.19	1.75	1.75	2.13	2.91	3.54
30		0.93	0.93	1.19	1.50	1.77	1.90	2.33	4.67
40		0.92	0.89	1.10	1.40	1.82	2.72	3.22	8.38
50		0.96	1.00	1.17	1.70	3.97			
60	1.05	0.98	1.14	1.28	2.62				
70	1.08	1.28	1.51	1.72	6.07				

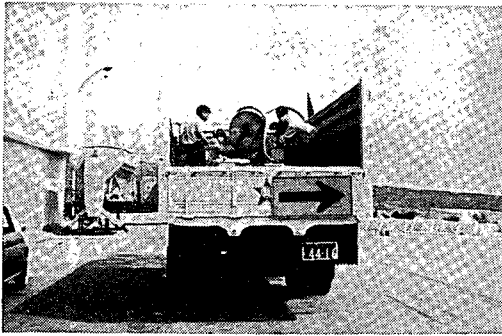


写真-3.1 実車走行による排出ガス試験

表-3.4 走行速度 60km/h, 勾配0%の時の煤煙濃度(名神)

1965		1966	
試験車	煤煙濃度平均	試験車	煤煙濃度平均
1	0.079	1	0.109
2	0.408	2	0.165
3	0.153	3	0.120
4	0.181	4	0.105
5	0.304	5	0.215
		6	0.160

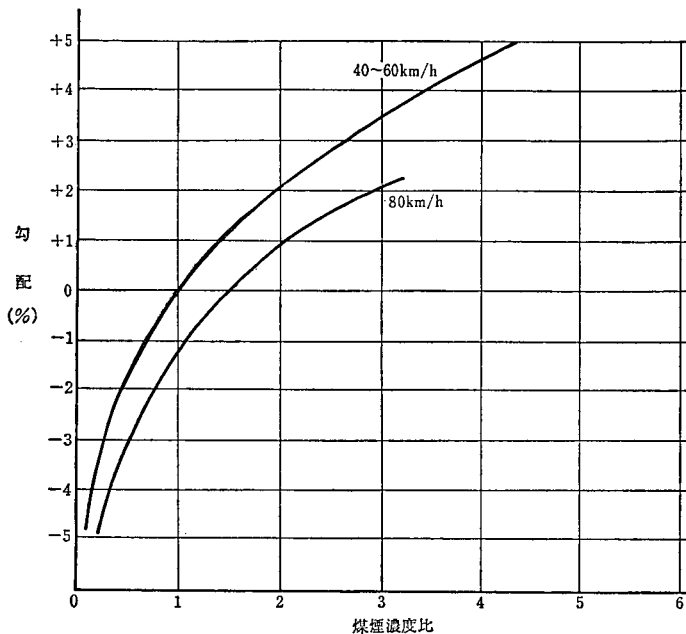


図-3.8 速度 40~60km/h 勾配0%の場合の煤煙濃度を1としたときの各走行速度, 勾配による煤煙濃度比

エンジン C 0.16

エンジン D 0.55

これらの値は走行試験の値とくらべると相当に低い値である。

c) 走行試験(名神高速道路)

ベンチテストの結果, 走行条件が変化した場合の煤煙発生量についての見通しが得られたが, これは自動車が加減速の状態になく一定の速度で走行する場合についてのものである。また, 試験の結果得られた煤煙濃度の値は走行試験の結果とくらべて低いものであった。このことから, ベンチテストの示す結果がそのまま実際の走行状態と対応するかどうか確かめておく必要がある。このため, 名神高速道路を利用して1965年, 1966年の2回にわたり, ディーゼル車11台を用いて実車走行試

験を行った(写真-3.1)。試験には Hartridge 煤煙計を用い, 連続自記々録する方法が用いられた。

走行速度 60km/h, 勾配0%の時の煤煙濃度の平均は表-3.4に示す結果が得られた。

得られた全資料から走行条件が変化した場合の煤煙濃度比(煤煙濃度は変速機位置4速に換算したもの)を求めると図-3.8のようになる。

ii) 実態調査による煤煙濃度

交通量, 車種, 換気状況を把握できれば, 既存のトンネルの煤煙濃度の実態調査から, 自動車排気ガスの煤煙濃度を逆算することができる。

a) 奥田トンネル

奥田トンネルは自然換気のトンネル(現在は換気装置がある)であるが, 風速をビラム風速計で, 交通量およ

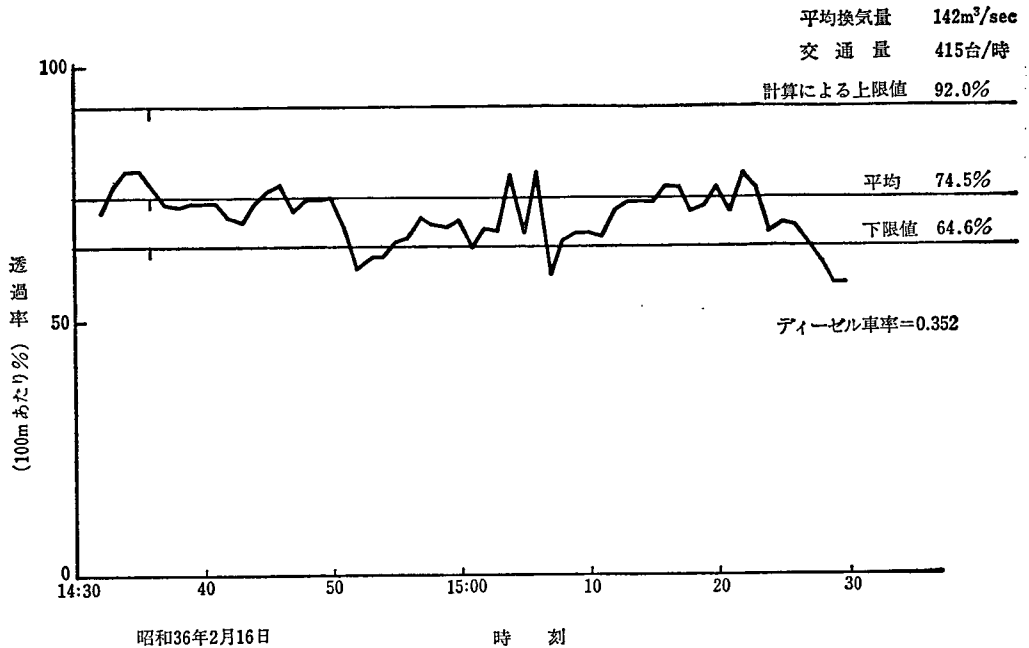


図-3.9 実測値と計算値の比較

び車種を両ポータルで8mmシネカメラで、煤煙濃度を透過率計により測定し、自動車排気ガスの煤煙濃度を最小自乗法を使って求めると次の結果が得られた。

ディーゼル車の煤煙濃度 1.08
ガソリン車の煤煙濃度 0.36

b) 新宇津之谷トンネル

新宇津之谷トンネルの煤煙濃度測定結果に、排気ガスの煤煙濃度として、湘南、戸塚、笹子の走行試験の結果すなわち、

ディーゼル車 $\mu=0.59$ $\sigma=0.50$
ガソリン車 $\mu=0.05$ $\sigma=0.03$

を用いて、(3.2)、(3.3)式で計算したトンネル内煤煙濃度の標準偏差の3倍を限界とした上限値および下限値を書き入れると、図-3.9のようになり、だいたい実測値は上限の線と下限の線との間に入り、計算に使用した煤煙濃度はほぼ妥当な値であることがわかる。しかし、実測値はややひくめで、煤煙濃度は計算に用いた値よりもやや大きいものと推定される。新宇津之谷トンネルは自然換気（現在換気装置あり）であるため、図中の透過率の変動の中には風量の変動による影響も若干含まれている。

c) その他のトンネルにおける調査

奥田、新宇津之谷トンネルの調査以降各地のトンネルで実態調査を行い煤煙濃度を求めた。調査方法は、透過率計、風速計でトンネル空気中の煤煙濃度および換気量を求め、同時に交通量調査を行って排出ガス量を計算して

表-3.5 排気ガス煤煙濃度試験総括

直接測定		
測定名	煤煙濃度	測定器
湘南、戸塚、笹子、横浜	0.59	試作煤煙計
ベンチテスト	0.23	Hartridge
名 神	0.18	"
実態調査による間接測定		
トンネル名	煤煙濃度	測定器
奥 田 (1961)	1.08	透過率計
新宇津之谷 (1961)	0.59(以上)	"
関 門 (1967)	0.61	"
天 王 山 (1967)	0.85	"
笹 子 (1967)	0.61	"
小 仏 (1976)	1.15(高速道路)	"
新宇津之谷 (1978)	0.88	"

排気ガスの濃度を推定する方法とした。結果は、他の結果とともに表-3.5に示す。

iii) 直接測定による煤煙濃度とトンネルの実態調査による煤煙濃度との相違

自動車の排気ガスを直接測定して得られる煤煙濃度とトンネルの実態調査から推定される煤煙濃度との間には大きな差が認められる。調査結果を総括すると表-3.5のようになる。また、直接測定と間接測定とを城山トンネ

ルで同時に行った結果では、直接測定による煤煙濃度が0.44であるのに対し、間接測定（透過率計による測定）では1.27という結果が得られている。

このような差の出てくる原因は明らかでないが、原因としては、排気ガスの測定技術上の問題、排気ガスが拡散冷却される結果水滴又はスモッグの発生、炭素粒子の状態の変化、トンネル外から持込まれる砂、塵埃の浮遊による影響などが考えられる。原因がいずれであるにせよ間接測定の結果は、最終的に問題となるトンネル内空気の透過率から逆算したものであるから、推定する段階において誤差が入っていると看做し、換気計算に用いる値としてはより実際に近い値を与えるものと考えられる。数多くの換気設計が一番初めの試験結果である湘南、戸塚、笹子、横浜のデータを使って行われたが、特に問題となるようなことはなかった。

以上のことから、基準状態の煤煙濃度としては平均値0.6、標準偏差0.5程度の値を用いるのが妥当なものと考えられ、実際には習慣的に用いられている湘南、戸塚、笹子、横浜のデータを準用して大きな間違いはないものと考えられる。

走行条件が変化した場合の煤煙濃度の変化については、その関係が濃度の比という形で求められていること

からベンチテスト、名神高速道路の試験結果を用いて良いものと考えられる。

(4) 自動車排気ガスの一酸化炭素濃度

関門トンネルの例から明らかになったように、一酸化炭素はわが国のようにディーゼル車混入車が多い場合は、換気設計の際の支配的要素とはならない。また、一酸化炭素の発生に関しては比較的豊富なデータがあるため、排気ガス濃度調査の重点は煤煙におかれ、一酸化炭素濃度については煤煙濃度調査の際補足的に行った。その結果、一酸化炭素の発生は燃料消費量と関係があり、ガソリン車の場合次式で表わされることが明らかとなった。

$$P_{co} = 0.32f$$

P_{co} : 一酸化炭素発生量 (m^3/km)

f : 燃料消費率 (l/km)

この値はスイスで行われた実験値ともほぼ一致する。

ディーゼル車の排気ガス中の一酸化炭素は非常に少なく無視できる程度の値である。

自動車排出ガス規制の影響については第2章第3節で論じたとおりであり、今後実態を把握しながら設計に用いる値を修正して行く必要がある。

(5) 自動車の排気ガス量

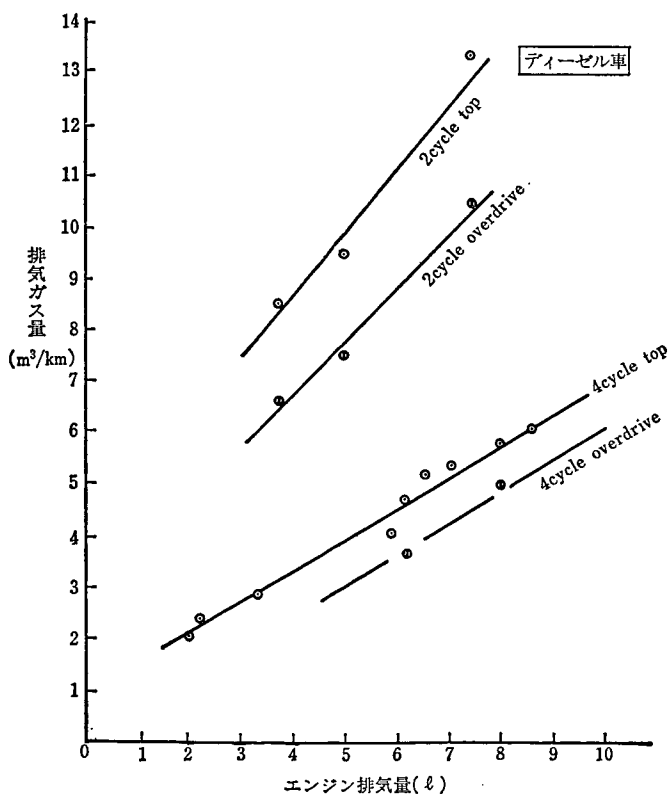


図-3.10 エンジン排気量と排気ガス量の関係

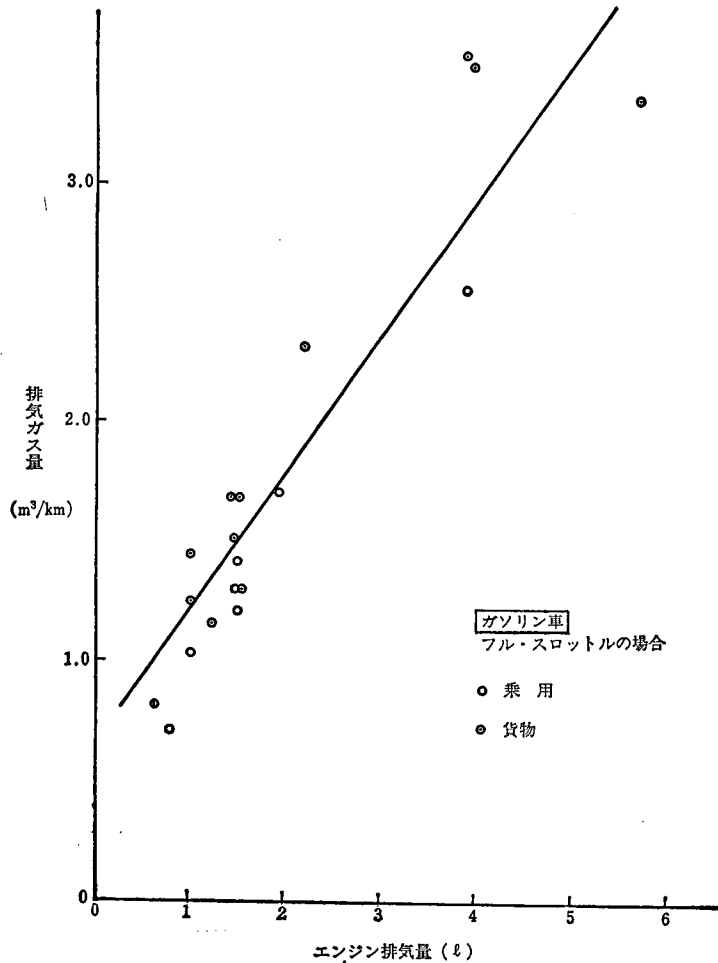


図-3.11 エンジン排気量と排気ガス量の関係

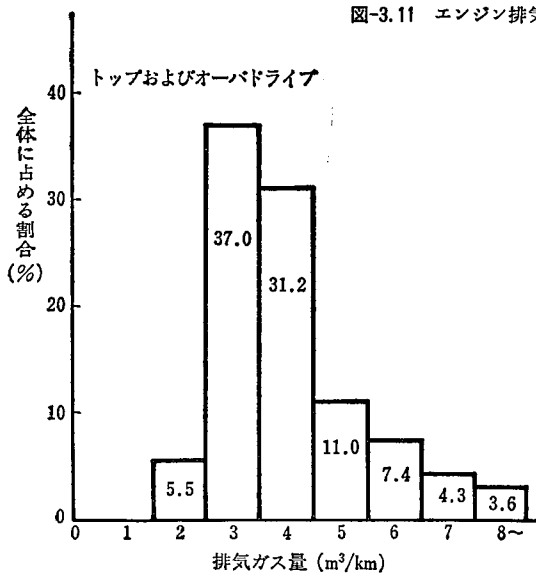


図-3.12 ディーゼル車の排気ガス量の分布

自動車の排気ガス量は機関の種類（ディーゼル、ガソリン）、エンジン排気量、変速比等によって異なるが、図-3.10、3.11は、それぞれディーゼル車とガソリン車のエンジン排気量と1km走行する間に排出する排気ガス量との関係を自動車諸元表から求めたものである。計算にあたっては体積効率を0.8とした。

図-3.12にはディーゼル車の排気ガス量の分布を国内用自動車の生産台数から求めたものである。これによると、ディーゼル車の排気ガス量の平均は4.8m³/kmで、標準偏差は1.9m³/kmである。

〔3〕 許容濃度

（1） 煤煙に対する許容濃度（許容透過率）

煤煙に対する許容濃度はトンネル内の物の見え方、快適性などの条件から決定される。従って、煤煙で汚染されているトンネル内での物の見え方を把握しておく必要がある。トンネル内での物の見え方を調べる方法には模

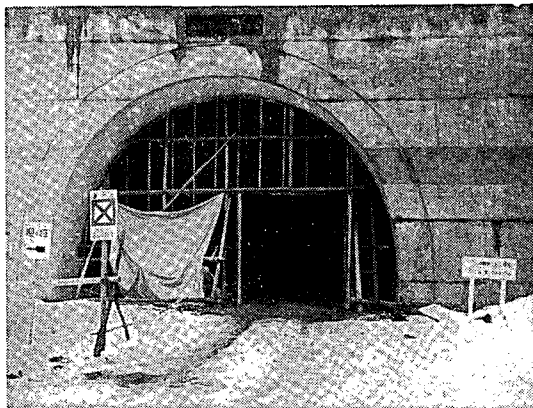


写真-3.2 見え方試験坑門閉塞状況

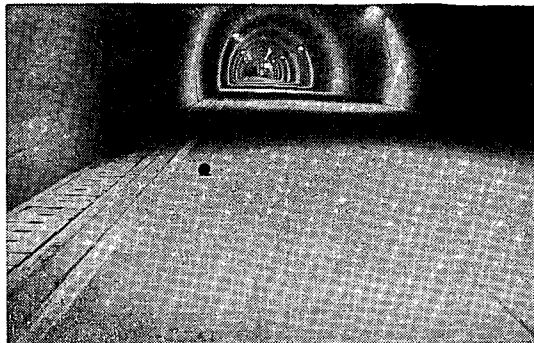


写真-3.4 落下物相当視標（円柱）

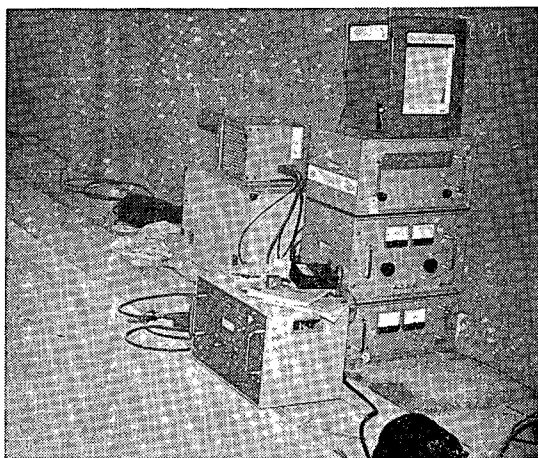


写真-3.3 透過率測定

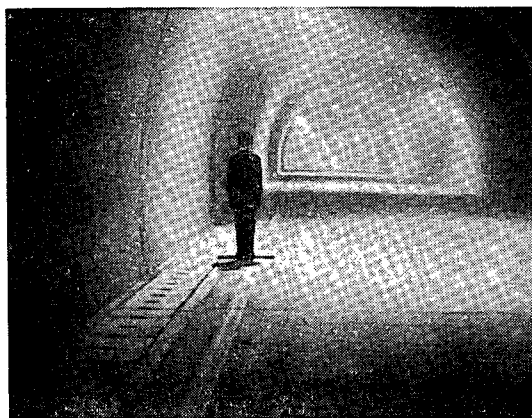


写真-3.5 歩行者シルエット視標（男）

型試験による方法と実際のトンネルで行う方法とがあるが、模型試験では煤煙で汚染された状況を作り出すことがむずかしいこと、動的試験を行うのがむずかしいこと、また、実物との間の相関関係が明確でないことなどの問題があるため、試験規模は大きくなるが、実物試験によりトンネル内の物の見え方を調べることにした。

試験の方法はトンネルの両坑門を黒色のビニール幕で閉塞し、中でディーゼル自動車を走行させ所要の透過率とした後、適当な位置に視標をおき、その視標の見える距離を、走行する自動車の中から測定するという、動的な方法をとった。視標には、落下物相当の視標として大きさ15cm×15cmの立方体、円柱、円板、角板などが、また、歩行者相当の視標としてベニヤ板を人形に切取った歩行者シルエット視標を使用した。写真-3.2は坑門の閉塞状況を、写真-3.3は透過率の測定状況を、また、写真-3.4、3.5は使用された視標の一部を示す。

試験では視標の見た位置と視標との間の距離をもつ

てデータとしたが、視標の見え方の状況を①明確ではないが視標の存在がわかる状態——視認距離、②その視標が何であるか判断できる状態——確認距離の2段階に分けて測定した。この際の判別とは、人形シルエットの場合は男、女の区別、落下物相当の視標の場合は円、角の区別のできることを意味する。

試験は表-3.6に示すトンネルで実施された。

図-3.13、図-3.14は試験の結果をとりまとめたもので、図-3.13は蛍光灯照明の場合の試験結果を、図-3.14はナトリウム灯の場合の試験結果を示す。図に示す曲線は各試験の平均を結んだもので、実際のデータはこの線を中心にしてばらつく。図-3.15は二居トンネルの実験の落下物相当視標の試験結果をプロットしたものであるが、同じ試験条件の場合でも大きなばらつきがあることがわかる。

透過率と視距との関係は試験の結果から明らかなように、試験ごとにその傾向、程度には差があり、各試験を総合した曲線を引くことはむずかしい。トンネル内での物の見え方は非常に複雑で、視標の種類、視標を設置したトンネル内の位置、照明の種類、路面および内装の種類等色々の要素に支配され、簡単なパラメーターで関係

表-3.6 試験を実施したトンネル一覧表

トンネル名	照 明 条 件				試 験 年	備 考
	光 源	配 置	全灯照度	減灯照度		
二 居	蛍光灯 40W	8m千鳥	35lux	13lux	1962	W=7.6 路面：コンクリート
千代田*	蛍光灯 40W	2.5m対向	90lux	30lux	1964	W=8.75 内装：タイル 路面：コンクリート
城山*	蛍光灯 60W	10m対向	30lux	15lux	1965	W=7.6 路面：コンクリート
梶原*	ナトリウム灯 60W	4m対向	60lux	30lux	1963	W=8.7 内装：パーライトブロック 路面：コンクリート
金精*	ナトリウム灯 60W	6.5m対向	40lux	20lux	1964	W=7.2 路面：コンクリート
中野第二	ナトリウム灯 60W	9m対向	40lux	15lux	1964	W=7.6 路面：コンクリート

*印は日本道路公団、首都高速道路公団等と共同で実施

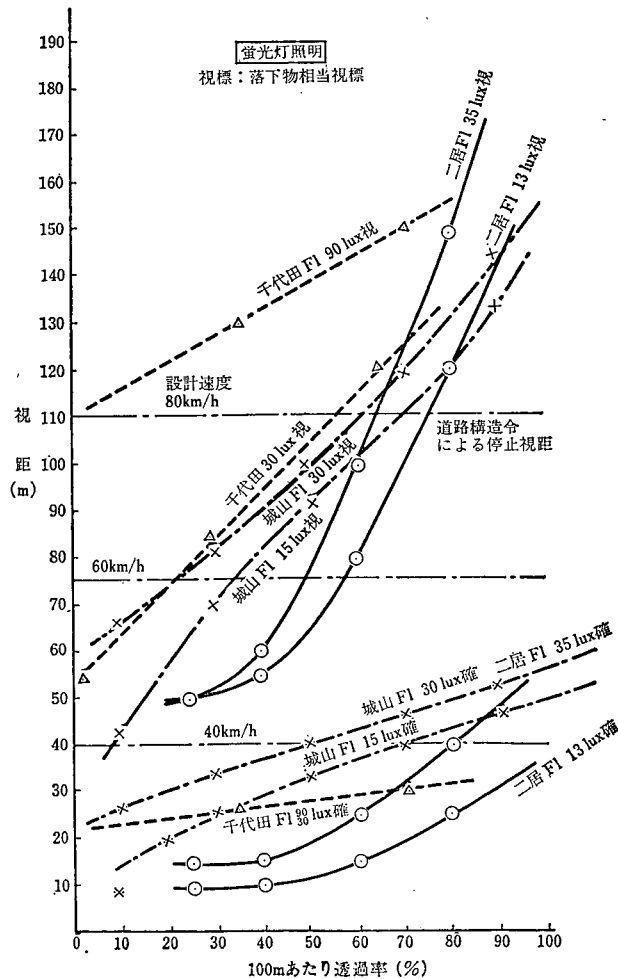


図-3.13 透過率と視距との関係

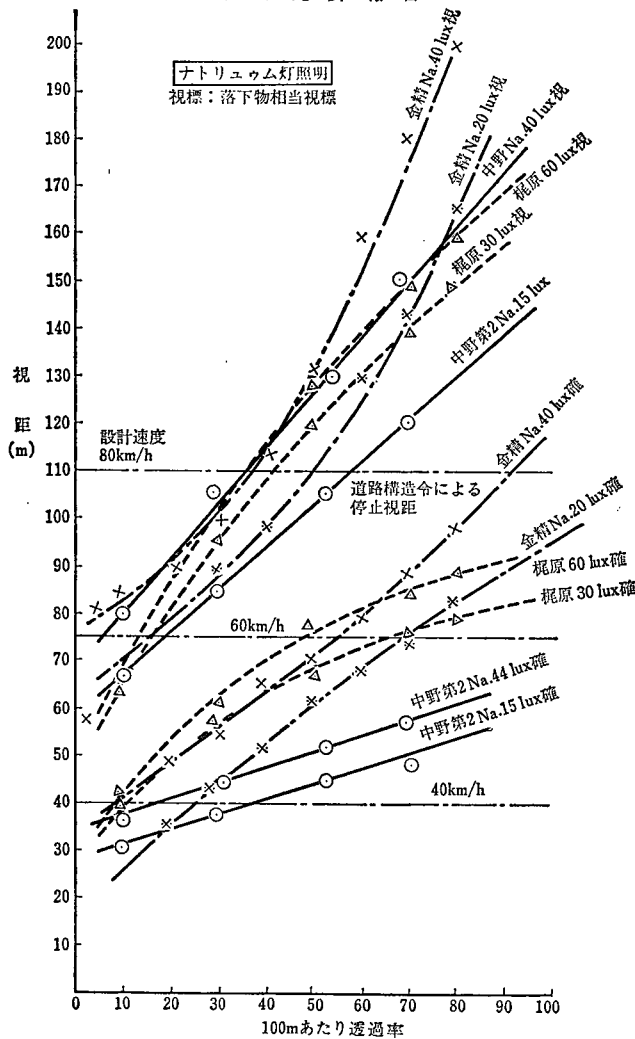


図-3.14 透過率と視距との関係

づけることはできない。

トンネル内空気の許容透過率を決定する場合の条件を、停止距離を確保することであるとすると、何を視対象とするかによって許容透過率は変わってくる。一般に大きな視標はより遠くから認めることができ、小さな視標は近くでなければ認めることができない。視対象をあまり小さいものにとると安全側の値になりすぎ实际的でなくなる。一応視対象としては、自動車の最低地上高さである15cm程度のもの(落下物相当視標)を考えれば、それ以下のものは、わずかなハンドル操作で回避できるものと思われ、実用的にさしつかえないものと考えられる。

図-3.13, 3.14中の横に引かれた一点鎖線は道路構造令に規定されている停止視距である。透過率と視距との関係を示す曲線が、この横線と交わった所の透過率以上の透過率を確保してやる必要がある。この時、視認視距

をとるか、確認視距をとるかが問題となる。少なくとも停止視距以上において視認できることがまず必要な条件である。しかし、視認という条件は汚染された空気中のはっきりしないぼやとした視野の中に何かがあるらしいということが認められる距離であるから、視認されたからといってただちに、ブレーキ動作を行うかどうかは疑問である。ブレーキを踏まなければならないかどうかの判断には、クリアーな一般の道路の場合よりも長い時間がかかり、ある程度障害物のディテールがわかってはじめてブレーキ操作をすることになるものと思われる。このディテールがわかる状態が、この実験の確認距離(円であるか角であるか判断できる距離)に相当するかどうかは問題であるが、一応の目安となるものと考えられる。実際にブレーキ動作に移る距離は視認距離と確認距離の中間ぐらいと考えられるから、確認距離をと

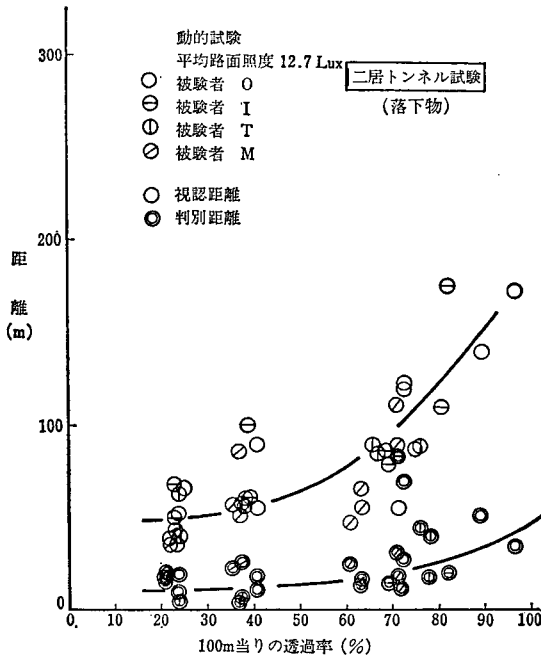


図-3.15 見え方試験データのばらつき

れば安全側の値が得られることになる。しかし、設計速度が速くなって、所要視距が大きくなると確認距離で停止距離を求めると、高い許容濃度となり実際的でない場合がでてくる。

実験の結果からわかるように、実験の条件によって物の見え方の傾向は異なるので、許容濃度を求める場合は、設計しようとするトンネルと類似の照明条件のトンネルのデータから許容濃度を求めるのが、一番望ましい。

許容透過率を決める場合には物の見え方ばかりでなく、快適性も考慮しなければならない。設計速度が低く、物の見え方から決まる許容透過率があまり低いと、見え方の条件は確保されても、心理的に危険感を生じ、快適性が著しく満足されない場合がでて来る。快適性は心理作用の問題であるから、定量的な取扱いはむずかしいが、二層トンネルの実験の際行われた被験者からのアンケートの結果によれば、おおざっぱな関係として図-3.16の結果が得られた。これは1つの実験の結果であり、一般に成立するとは考えられないが、快適性を保つためには50%程度の透過率を保つ必要があるものと考えられる。

(2) 許容一酸化炭素濃度

許容一酸化炭素については多くの研究があり、図-3.17はそのうちの1つである。トンネルを通過する時間は短いから、図-3.17からもわかるように比較的高い濃度でもさしつかえない。閘門トンネルの換気設計は400

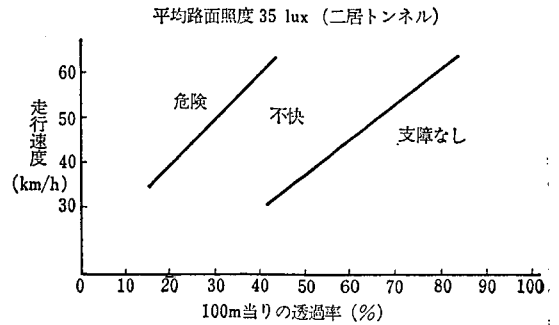


図-3.16 快適性と透過率との関係

ppm でなされたが、名神高速道路のトンネルでは250 ppm で設計された。その後、1967年の第13回国際道路会議道路トンネル委員会では、都市内トンネルの場合70~100ppm、山トンネルで100~150ppmで、いずれの場合も短時間ではあっても250ppmを越えないようにすべきであるとの勧告が出され、以後設計されたトンネルの多くは、都市内トンネルの場合100ppm、山トンネルの場合150ppmの値が許容一酸化炭素濃度として採用され現在は道路トンネル技術基準により100ppmとされ、これにより設計が行われている。国際道路会議の勧告にはディーゼル車の煤煙に対する配慮から低めの値が採用されている。

わが国のようにディーゼル車の交通に占める割合が多い場合には、一酸化炭素を希釈するのに必要な換気量は少ないものとなり、一酸化炭素許容濃度は換気量を決める際の決定要素とはならない場合が多い。わが国では実際のトンネルで測定された一酸化炭素濃度は最近非常に低いものとなっている。

〔4〕 換気量係数

(3.4) 式および〔2〕、〔3〕で述べた諸数値を使って所要換気量を計算することができる。(3.4) 式は変形すると

$$Q = \left\{ \frac{3\sigma_0 + \sqrt{9\sigma_0^2 + 8\mu_0 K a}}{60\sqrt{8a \cdot K}} \right\}^2 \cdot NL$$

ただし、 μ_0 : トンネル単位長さあたりの有害ガス量の平均

σ_0 : トンネル単位長さあたりの有害ガス量の標準偏差

a : トンネルの断面積

となり、

$$k = \left\{ \frac{3\sigma_0 + \sqrt{9\sigma_0^2 + 8\mu_0 K a}}{60\sqrt{8a \cdot K}} \right\}^2$$

とおけば長さLのトンネルの所要換気量は

$$Q = kNL \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

(24)

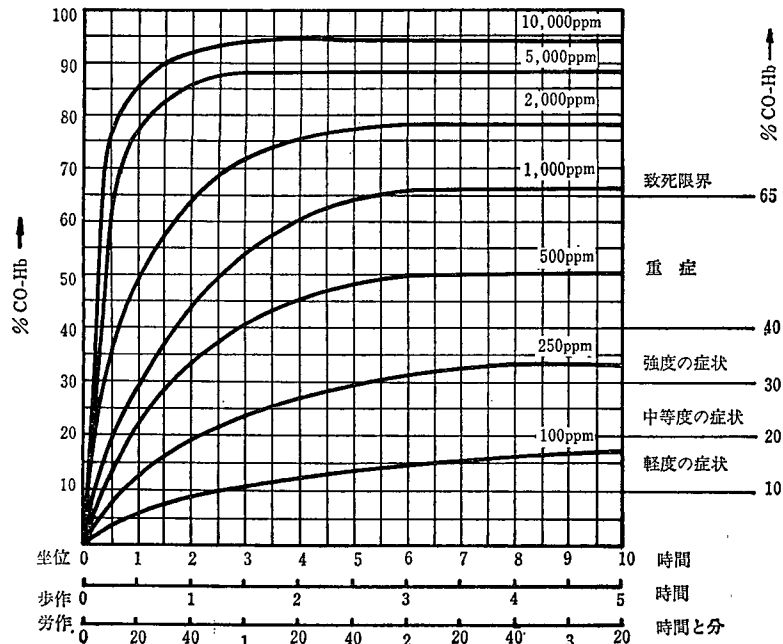


図-3.17 一酸化炭素濃度とその作用の関係

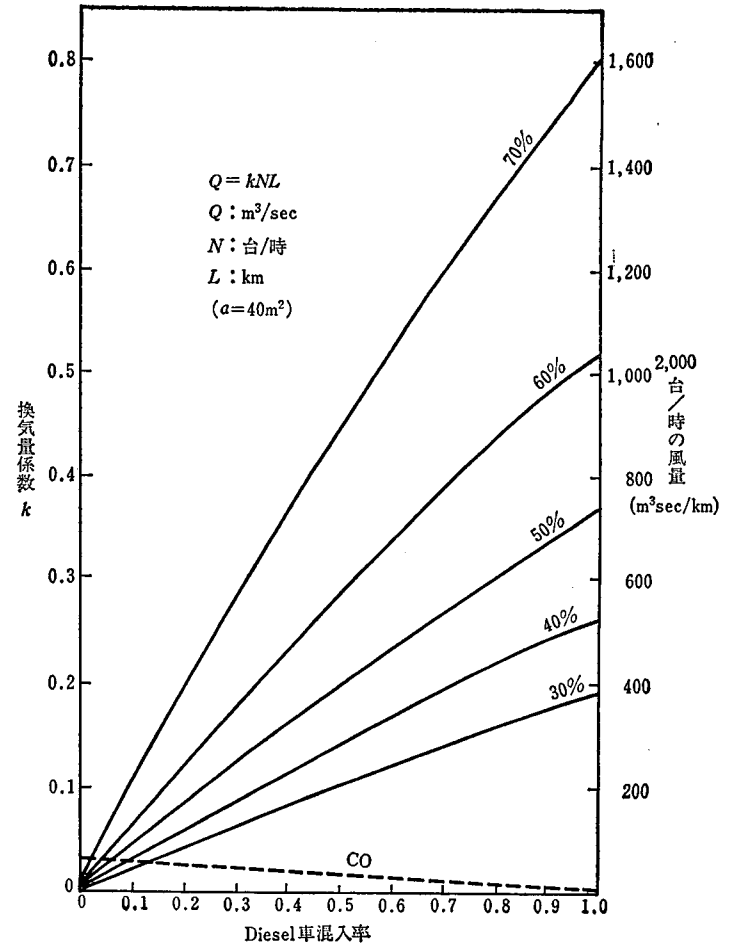


図-3.18 換気量係数

ただし, k : 換気量係数

N : 交通量 (台/時)

L : トンネルの長さ (普通 km)

とおくことができる。基準の値として、平均で走行速度が 40~60km/h の状態を考え、それに対する諸数値として

ディーゼル車の煤煙濃度の平均	0.59
ディーゼル車の煤煙濃度の標準偏差	0.54
ガソリン車の煤煙濃度の平均	0.05
ガソリン車の煤煙濃度の標準偏差	0.025
ディーゼル車の排気ガス量の平均	4.8m ³ /km
ガソリン車の排気ガス量の平均	1.5m ³ /km
ディーゼル車の排気ガス量の標準偏差	1.9m ³ /km

を代入して、種々のディーゼル車混入率について、換気量係数 k を求めると図-3.18に示すようになる。図-3.18から求めた基準換気量に勾配補正、設計速度に対する補正、標高補正を行えば、通常のトンネルの所要換気量を求めることができる。標高が 400m 以下のトンネルでは標高補正の必要はない。

〔5〕 第3章の結論

所要換気量に関する本章に述べた調査、研究によって、次の各項の結論が得られた。

① 前章で示したように自動車排気ガスによる道路トンネル内の交通に対する障害が、煤煙による視程障害の問題にする以上、その障害は短時間直接的であるから、これを平均化して考えるべきではなく、バラツキを考慮しなくてはならない。

② 上記の考え方に立つ時、所要換気量 Q は、(3.4)式に示すように、

$$Q \geq \left\{ \frac{3\sigma + \sqrt{9\sigma^2 + 8\mu KA}}{\sqrt{8TA \cdot K}} \right\}^2$$

ただし, Q : 所要換気量 (m³/sec)

μ : 有害成分の平均値

σ : 有害成分の標準偏差

T : 自動車の車頭時間 (sec)

A : トンネル延長 1 km の内空容積 (m³)

K : 有害成分の許容濃度

である。

③ CO はガソリン車において多く発生し、煤煙はディーゼル車において多く発生する。従って、それぞれ別の母集団に属するものとして、それぞれの有害成分の平均値および標準偏差を求め、ガソリン車とディーゼル車の比率に応じて、自動車全体についての平均および標準偏差を求めるのが、合理的である。

④ 上記の考えに基づき、自動車全体としての有害成分の平均値および標準偏差は、(3.5)式および (3.6) 式

に示すように、

$$\mu = P_1\mu_1 + P_2\mu_2$$

$$\sigma^2 = P_1[\sigma_1^2 + (\mu_1 - \mu)^2] + P_2[\sigma_2^2 + (\mu_2 - \mu)^2]$$

ただし, P_1, P_2 : ディーゼル車, ガソリン車それぞれの交通に占める割合

μ_1, μ_2, μ : ディーゼル車, ガソリン車および自動車全体それぞれが単位距離を走行する間に排出する有害成分量の平均

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma$: 同上の標準偏差

である。

⑤ 煤煙については、走行試験、ベンチテスト、既設トンネルの実態調査を実施した。走行試験およびベンチテストは、自動車の排出ガスの煤煙濃度を直接測定したものであり、既設トンネルの実態調査は、間接的に測定したものである。そして、これらの測定値の間に差がある。

しかし、最終的な換気の必要性は、トンネル内の空気の透過率であるから、間接測定の結果として、基準的な煤煙濃度として 0.6 程度の値とし、走行試験、ベンチテストの結果を用いて、走行条件の補正をすれば良いものと考えられる。

⑥ 煤煙に対する許容濃度は、実際のトンネル内における視標の動的識別の実験を行った。その結果、トンネル内の物の見え方は、視標の種類、視標の位置、照明の種類、路面および内装の種類等によって影響されることが分った。

しかし、道路構造令で規定されている停止視距をとり、視標の細部がわかる確認距離が得られ、かつ心理的に考えても危険感を生じない濃度として、100m の距離における透過率を 50% とすれば良いことが明らかにされた。

⑦ 許容一酸化炭素濃度は、100ppm として良い。

4. 自然換気または機械的換気の採択基準に関する諸考察

〔1〕 自然換気

(1) 自然換気に関する理論的考察

道路トンネルにおいて自然換気が行われる原因は、多種多様である。

立坑あるいは横坑、坑門の高低差によって生ずる自然気流もあれば、そのトンネルの所在する地域に吹いている自然風（以下地域風という）による自然換気もあり、自動車交通によって生ずる交通換気もある。

実際上の現象は、これら多くの組み合わせであり、また

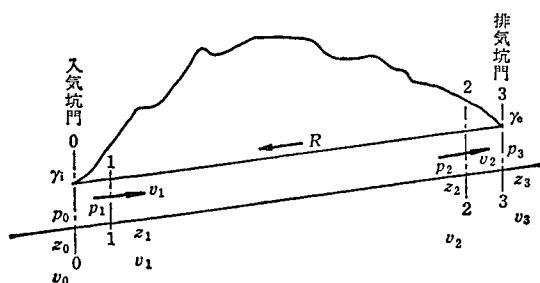


図-4.1 自然換気

時間的に変化するものであるから、その予想は全く困難であって、長時間の連続的な測定をもってしても、正確を期し難い。

しかし、この問題は、道路トンネル建設の計画に際して常に疑問となる点であるので、その理論的考察と実際のトンネルにおける測定を実施した。なお、個々のトンネルによってその状況は必ずしも同一でないから、ここに論ずるところは、その一般的論説である。

トンネル内を流れる空気は、気流の反対方向に摩擦等の抵抗が起っているから、空気はこの抵抗力に打ち勝って流れるためにたえず仕事をしなければならない。

したがって、空気はそれだけのエネルギーをなんらかの形で与えられて、この仕事をする。

いま、横坑も立坑もない1本の管のような、図-4.1に示すようなトンネルを考える。そして、その中の任意の2断面1, 2を取り、その各々の高度、流速、圧力、比体積をそれぞれ、 z , v , p , V とすれば、

$$z_2 - z_1 + \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} + \int_1^2 V dp + R = 0 \quad (4.1)$$

ここに R は空気が坑内を流れる時、摩擦に打ち勝つためになす仕事である。

自然換気を論ずるには、坑内気流だけを考えるのでは不十分で、大気の状態も考慮に入れなければならない。一般に大気中における気圧 p や比体積 V は、その大気の状態によって決まるものであるが、高さ z と気圧との間には、次の関係が存在する。

$$dp = -\gamma dz = -\frac{dz}{V}$$

$$\therefore dz = -V dp \quad (4.2)$$

(4.2) 式を、排気坑門の付近の大気中の点3から入気坑門の点0まで、大気中で積分すると、

$$\int_3^0 dz = - \int_3^0 V dp$$

しかるに、

$$\int_3^0 dz = z_0 - z_3$$

であるから

$$z_3 - z_0 = \int_3^0 V dp \quad (\text{ただし大気中}) \quad (4.3)$$

いま断面0と1, 2と3を極めて近くとれば、道路トンネルの場合、

$$z_0 = z_1, \quad z_2 = z_3, \quad p_0 = p_1, \quad p_2 = p_3$$

とみなしうから、(4.1)式より、

$$\int_2^1 V dp + \int_1^2 V dp + \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} + R = 0 \quad (4.4)$$

(大気中) (坑内)

$\frac{v_2^2}{2g}$ は、排気坑門から空気が出て行く時に持って逃げる運動のエネルギーで損失となるものである。

いま最も簡単な場合として、地域風が全く無い場合を考えると、入気坑門において、 $v_1 = v_0 = 0$ であるから、

$$\frac{v_2^2}{2g} + R = - \int_2^1 V dp - \int_1^2 V dp \quad (4.5)$$

となり、左辺は自然換気によってなされる仕事であり、右辺は空気が0—1—2—0なるサイクルをなす時の自然換気の仕事と考えられる。

1 kgの空気が自然換気としてなす仕事、すなわち自然換気ヘッドを NVH と書くとしたれば、

$$NVH = - \int_1^2 V dp - \int_2^1 V dp = - \oint V dp$$

したがって、(4.5)式は、

$$\frac{v_2^2}{2g} + R = NVH$$

以上が自然換気ヘッドであるが、これに空気の比重を掛けたものが自然換気圧となる。しかしながら、トンネル内の各部の密度は異なるから、そのまま掛けたものでは、いろいろの値をとることとなる。

したがって、厳密に、この換気圧を求めようとするためには、入気坑門と排気坑門における空気の平均比重をそれぞれ γ_i , γ_e 、基準面からの高さの差を z とし、自然換気圧を NVP と書けば、

$$NVP = z (\gamma_i - \gamma_e) \quad (4.6)$$

で表わされる。

いま、入気坑門に始まり、トンネル内を経て、排気坑門に至り、さらに大気中を経て、入気坑門に帰るサイクルについて考えれば、このサイクルについて γdz を積分したものである。上方を z の正の方向にとると、

$$NVP = - \oint \gamma dz \quad (4.7)$$

となる。

ここに密度は、トンネル中における温度差による変

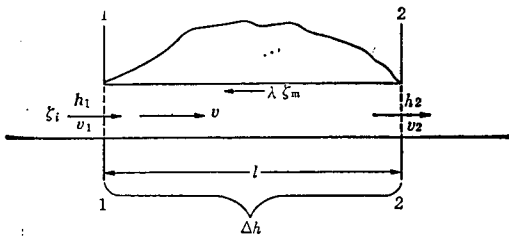


図-4.2 自然換気抵抗

化、自然の気圧配置差も含めるものとする。

これに対して換気抵抗が必ず存在することを述べたが、この抵抗について論じよう。

トンネルを一つの管として、図-4.2のごとく考えた場合、トンネル内の空気の流れは、その両端の大気圧差により生ずるものとする。

いまトンネル入口に接近した地点1-1における静圧を h_1 、風速を v_1 、2-2における静圧を h_2 、風速を v_2 、トンネル内の流体摩擦係数を λ 、入口損失係数を ζ_i 、交通物その他による障害による損失係数を ζ_m とする。

しかるとき、 v_2 は坑門の平面における速度とすれば、トンネル内の平均風速 v と等しいと考えられるが、1-1~2-2間で次の関係が成立する。

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \frac{\gamma_{atr}}{\gamma_{aq}} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \frac{\gamma_{atr}}{\gamma_{aq}} (1 + \zeta_i + \zeta_m + \lambda \frac{l}{d}) \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

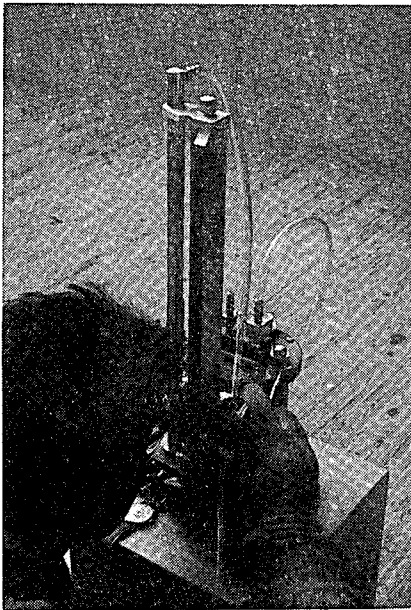


写真-4.1 ゲッチングマンノメータによるトンネル坑内の気圧差の測定

よって、 h_1 と h_2 の静圧差を Δh とすれば、

$$\Delta h = (\zeta_i + \zeta_m + \lambda \frac{l}{d}) \frac{v_2^2}{2g} \frac{\gamma_{atr}}{\gamma_{aq}} + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \frac{\gamma_{atr}}{\gamma_{aq}} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

もし、1-1断面が十分開けた所であって地域風の無い時であったとすれば、 $v_1 = 0$ となつて、1-1断面における動圧は0とみなすことができるから、

$$\Delta h = (1 + \zeta_i + \zeta_m + \lambda \frac{l}{d}) \frac{v_2^2}{2g} \frac{\gamma_{atr}}{\gamma_{aq}} \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

となる。

いま、

$$K = 1 + \zeta_i + \zeta_m + \lambda \frac{l}{d} \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

ただし、 l : トンネルの長さ (m)

d : トンネルの代表寸法 (m)

γ_{atr} : 空気の単位体積重量 (kg/m³)

γ_{aq} : 水の単位体積重量 (kg/m³)

とおけば、 K の値は、トンネルの形状、交通の状況によって変化する。

延長の短い、したがって坑門の高低差も少ない、両坑門における温度差も少ないようなトンネルにおいて上式は成立し、レイノルズ数の狭い範囲では、 λ 、 ζ_i 等の損失係数は本来常数として取扱つて、差支えないものである。従つてもし K がこれらのみの集合である常数ならば K はトンネルに特有の係数と考えられる。

実測は、表-4.1の例に示すごとく行われた。両坑門の気圧差は、ビニール管をトンネル全長にわたって張り、写真-4.1に示すゲッチングマンノメータにより測定

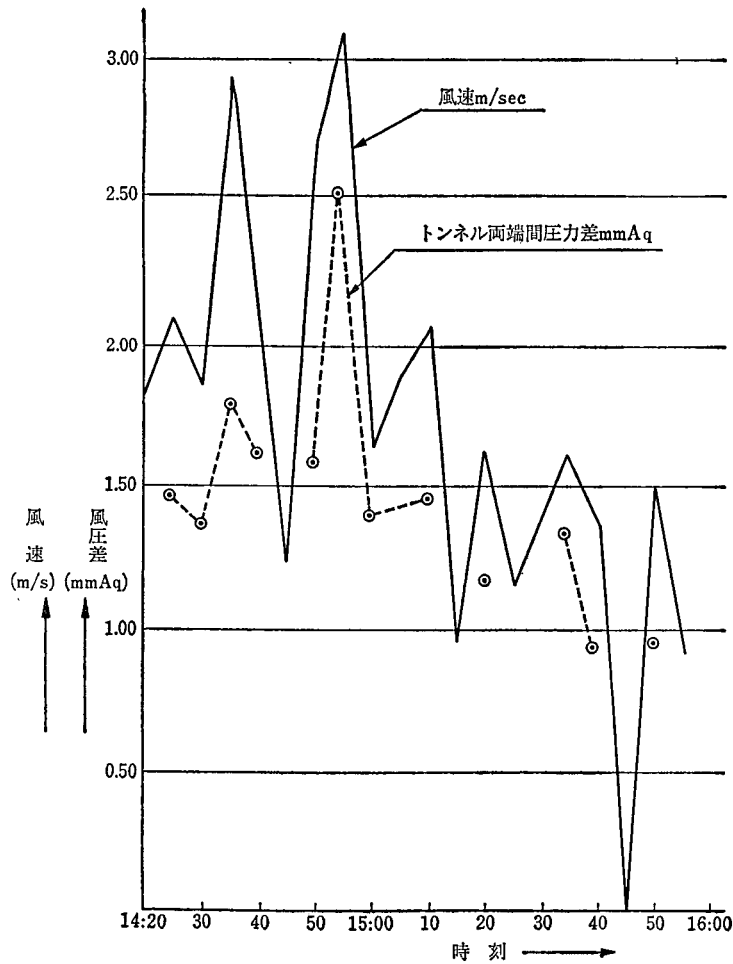
表-4.1 両坑門気圧差の測定¹⁾

年月日	時刻	風速 (m/s)	風圧差 (mmAq)	$\frac{v^2}{2g} \cdot \frac{\gamma_{atr}}{\gamma_{aq}}$	K	$Re \times 10^5$	$\zeta_m = K - 3.2$
S 32. 10.4	14:00	2.08	1.48	0.265	5.5	1.665	2.3
		1.85	1.40	0.210	6.7	1.569	3.5
		2.98	1.80	0.543	3.3	2.53	0.1
		1.97	1.64	0.238	6.9	1.68	3.7
		2.68	1.60	0.439	3.6	2.29	0.4
		3.10	2.52	0.538	4.7	2.63	1.5
		1.65	1.40	0.165	8.5	1.40	5.3
		2.08	1.48	0.265	5.6	1.76	2.4
		1.65	1.16	0.165	7.0	1.404	3.8
		1.62	1.32	0.161	8.2	1.38	5.0
		1.37	0.96	0.115	8.3	1.166	5.1
	15:50	1.52	0.96	0.142	8.5	1.303	5.3

表-4.2 新宇津之谷トンネルにおける実測風速と計算風速¹⁾

時刻	静圧差 (mmAq)	実測風速 (m/s)	$Re \times 10^5$	計算風速 (m/s)
昭和36年2月17日				
14:15	-1.552	1.07	5.28	-1.91
16	-0.637	1.23	6.07	-1.22
17	2.070	1.40	6.91	2.20
18	0.239	1.00	4.93	0.76
19	-0.557	1.23	6.07	-1.92
20	2.030	2.64	13.03	2.18
21	5.492	3.26	16.09	3.59
22	5.134	2.16	10.66	3.47
23	2.667	1.32	6.51	2.50
24	-2.945	-0.92	-4.54	-2.63
25	0.318	0.48	2.36	0.88
26	0.040	2.16	10.66	0.36
27	-0.796	0.80	3.94	-1.35
28	-0.438	0.32	1.57	-1.02
29	1.313	1.76	8.68	1.97
30	-1.075	0.56	2.76	-1.59
31	-2.905	0.52	2.56	-2.61
32	-2.985	0.76	3.75	-2.64
33	-4.139	1.92	9.47	-3.12
34	-1.831	0.04	0.19	-2.07
35	4.338	0.84	4.14	3.19
36	4.935	2.52	12.43	3.40
37	4.895	2.20	10.85	3.39
38	7.801	1.84	9.08	4.28

(28)

図-4.3 魚見山トンネルの自然風の風速と風圧差¹⁾

$K=6.69$

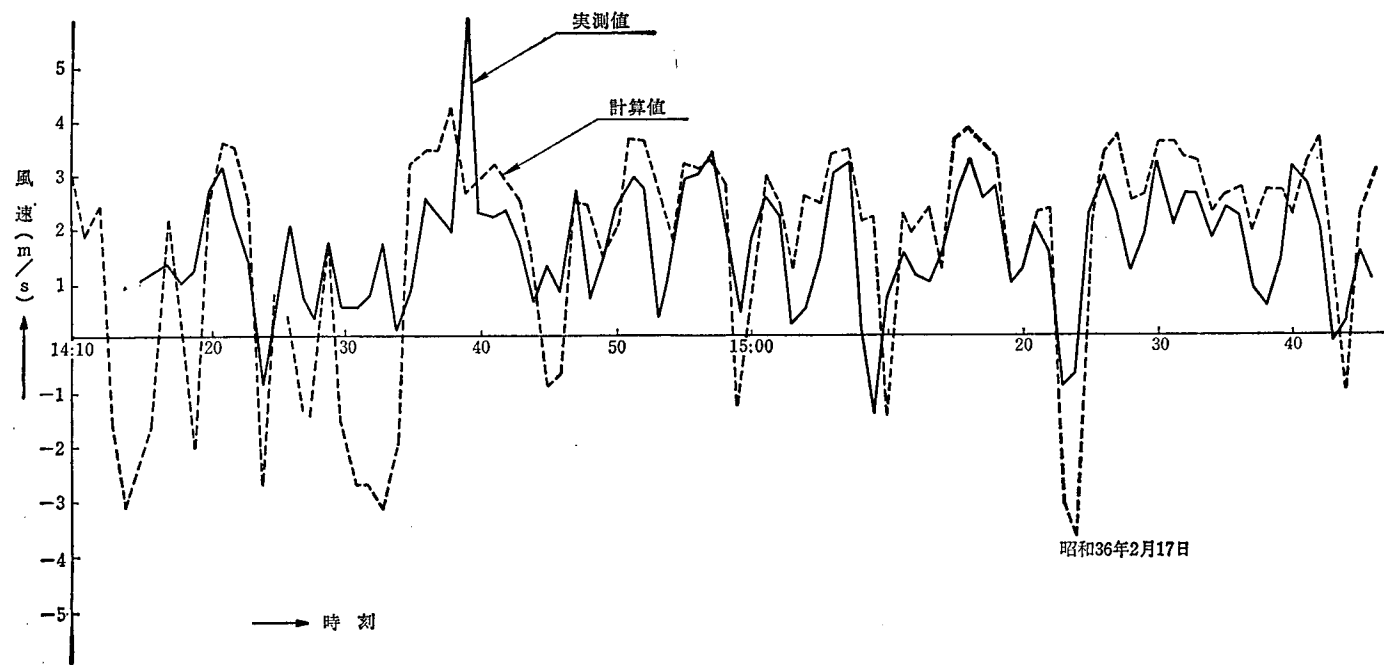


図-4.4 新字津之谷トンネル内風速の実測値と計算値²⁾

し、それと同時にピラム型風速計で風速を測定した。

図-4.3に魚見山トンネルの風速と、風圧差との関係¹⁾の一部を示す。また、このトンネルにおける K の計算値は、3.3に始まって、3倍近い8.5という値をとった。この原因は自動車交通による抵抗 ζ_m のためと考えられる。

次に、新宇津之谷トンネル²⁾においても、これと同様の結果、大約 $K=6.69$ という平均値を得た。

いま、この K の平均値を使って、風速を逆算してみると、トンネル内風速の実測値と計算値との関係は、表-4.2および図-4.4のごとく、その間に慣性が働いたとみなされるものとなる。

この自然換気の問題は、トンネル開通前に、気圧差を測ることによって自然換気を予想することであるから、図-4.4のごとく、大体一致するならば、この K 値を使うことは、差支えないであろう。

(2) 自動車の空気抵抗

上述の ζ_m について、いまだ少し考察する。自動車が空気中を走るときは、空気抵抗を受けるのであるが、空気の方からいえば、その反力を受けていることになる。

この場合、トンネル内の空気が u (m/s) なる速度で動いており、自動車が v (m/s) なる速度で走っているとすれば、反力は両者の相対速度に関係する。

すなわち、空気抵抗の反力は、トンネル内を走行している自動車の台数を n 台、それらの自動車の前面 γ 積を A_m 、自動車の抵抗係数を ζ_m とし、空気の流れと自動車の走行速度とが反対方向とすれば、

$$\frac{1}{2} \zeta_m n A_m \gamma (v+u)^2$$

となる。

いま、これと風圧として考えると、トンネル断面 A で割って、さらに γ_{aq} で割って、水柱に直すと、その風圧は、

$$h_{m+} = \frac{1}{2} \zeta_m \frac{n A_m}{A} (v+u)^2 \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \quad \dots\dots (4.12)$$

となる。

トンネル内を実際に走行する車両は、乗用車あり、大型トラックあり、大型バスあり、2輪車ありで、これを同一の走行抵抗として論ずることはできない。

それで、乗用車を1として、大型車1.5、2輪車0.5として、

$$n = \frac{1}{3600} \frac{L}{v} (n_p + 1.5 n_t + 0.5 n_a) \quad \dots\dots (4.13)$$

ただし、 n : トンネル内に存在する換算台数 (台)

L : トンネル延長 (m)

n_p : 乗用車の交通量 (台/時)

n_t : トラックの交通量 (台/時)

n_a : 2輪車の台数 (台/時)

v : 自動車類の速度 (m/s)

とする。

さて、この空気の速度 u は、トンネル内一様とは限らない。半横流式換気方式の場合は、 u は自動車の存在する場所によって違ってくる。安全のためには、 u の値はその最大の値をとっておくのが良いであろう。

次に、風の方と自動車の走行方向とが同一の場合、

$$h_{m-} = \zeta_m \frac{n A_m}{2 g A} (u-v)^2 \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \quad \dots\dots (4.14)$$

となる。

往復交通のトンネルでは、(4.13)式と(4.14)式との場合が同時に存在するわけである。

したがって、いま u と同一方向の自動車の数を n_+ 、反対方向のそれを n_- 、それぞれの速度を v_+ および v_- とすれば、これによって生ずる抵抗は、

$$h_m = \frac{1}{2} \zeta_m \frac{n_+ A_m}{A} (v_+ - u)^2 - \frac{1}{2} \zeta_m \frac{n_- A_m}{A} (v_- + u)^2 \quad \dots\dots (4.15)$$

となる。

(4.15)式で注目すべきことは、往復2車線の道路トンネルではたとえ上下線の交通量、車種、平均速度が等しくても、トンネル内に自動車が存在する限り抵抗となることである。

すなわち、いま(4.15)式において、 $n_+ = n_-$ 、 $v_+ = v_-$

$$h_m = -\zeta_m \frac{n_+ A_m}{A g} v_+ u \quad \dots\dots (4.16)$$

が、抵抗として残るのである。

(3) 立坑、斜坑、横坑等の自然換気効果

この問題については、主として鉱山関係において多くの研究が行われている。従って、ここに詳説する必要を認めないが、道路トンネルの場合は、鉱山等の場合と若干状況が異なることを付け加えておく必要がある。

すなわち、

① 両坑門の高低差が少ない。

② 立坑が深くない。

③ 自動車交通に対する必要換気量が著しく大きい。

いま、関門トンネル¹⁾において、深さ50mの立坑で冬季実測した結果は、表-4.3のごとくであった。

これを、交通量2,000台/時の時の必要換気量320m³/sec/kmと比較すれば、たかだか3%にすぎない。

従って、交通量の少ない、比較的短いトンネルにおいてのみ、その効果を生かすことができよう。

また、立坑は奇数本としなければならない。何故なら偶数本、例として2本の場合、図-4.5のごとく無換気区

表-4.3 立坑(深さ50m)による自然換気の実測値¹⁾

測定年月日	動圧 (mmAl)	アルコール 比重	動圧 (mmAq)	$\frac{1}{2g} \cdot \frac{\gamma_{air}}{\gamma_{aq}}$	v (m/sec)	面積 (m ²)	Q' (m ³ /sec)	多孔管 補正係数	Q (m ³ /sec)
32-12-9	0.25	0.793	0.20	0.0634	1.78	5.78	10.29	1.084	11.12
32-12-22	0.25	0.800	0.20	0.0634	1.78	5.78	10.29	1.084	11.12
32-12-20	0.25	0.800	0.20	0.0626	1.79	5.78	10.35	1.084	11.22

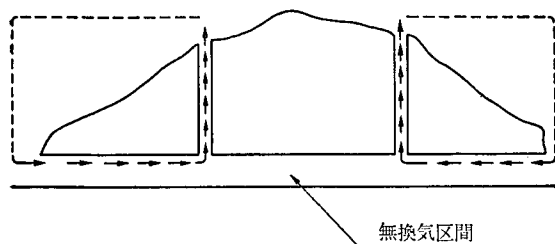


図-4.5 立坑2本の場合の自然換気

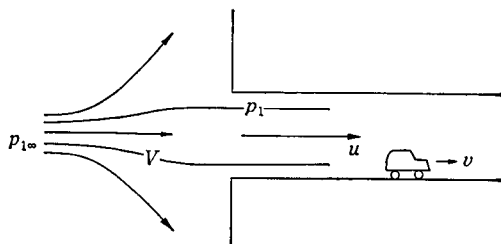


図-4.6 トンネル入口の空気の流れ

間が残るからである。

〔2〕 自動車交通による換気効果

(1) 交通換気²⁾³⁾⁴⁾

(4.8) 式に, (4.14) 式ないし (4.15) 式を加味して一般化して考えると,

$$\rho LA \frac{du}{dt} = \frac{1}{2} \zeta_m \rho (v-u)^2 - \frac{1}{2} \lambda \frac{L}{d} u^2 \rho A + (p_1 - p_2) A \cdots (4.17)$$

ただし, ρ : 空気密度 $= \frac{\gamma_{air}}{g}$

p_1, p_2 : トンネル両端の圧力による力で, いずれも坑門に十分に近い点をとったと考える。

いま簡単のために, 自動車が一方向で, その速度 v , トンネル断面に直角な自然風の速度 V , トンネル内を流れる風の速度 u が, いずれも同じ速度であるとする。

こういう場合は, トンネル入口において, 図-4.6 のように,

$$\frac{1}{2} \rho V^2 + p_{1\infty} = \frac{1}{2} (1 + \zeta_i) \rho u^2 + p_1$$

ただし, $p_{1\infty}$: トンネル入口より風上側の十分離れた地点における風圧

である。

トンネル出口においては, 図-4.7 のように,

$$p_2 = p_{2\infty}$$

従って,

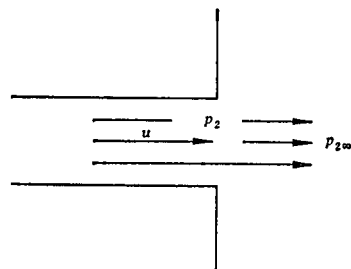


図-4.7 トンネル出口の空気の流れ

$$p_1 - p_2 = (p_{1\infty} - p_{2\infty})$$

$$- \frac{1}{2} \rho u^2 (1 + \zeta_i) + \frac{1}{2} \rho V^2 \cdots \cdots \cdots (4.18)$$

となる。

いま, 自動車が1台もないときのトンネル内の風速を u_0 とすれば,

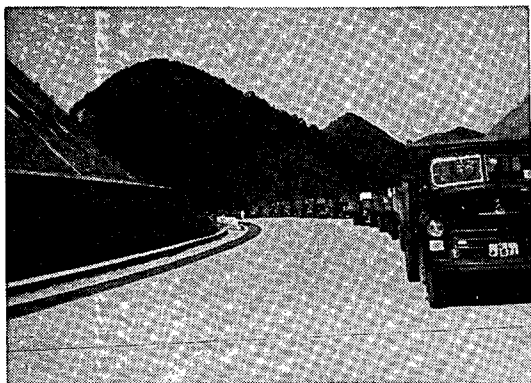
$$p_{1\infty} - p_{2\infty} = \left(1 + \zeta_i + \lambda \frac{L}{D}\right) \frac{1}{2} \rho u_0^2 - \frac{1}{2} \rho V^2 \cdots \cdots \cdots (4.19)$$

(4.19) 式を, (4.18) 式に代入すれば,

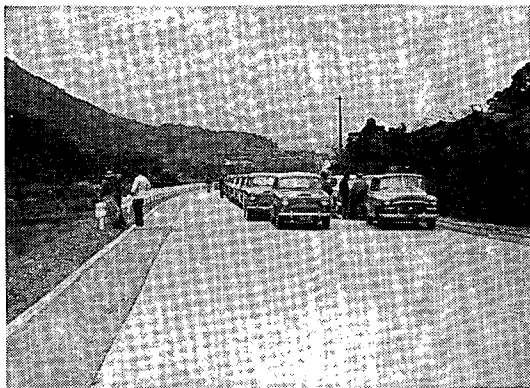
$$p_1 - p_2 = \left(1 + \zeta_i + \lambda \frac{L}{D}\right) \frac{1}{2} \rho u_0^2 - \frac{1}{2} \rho u^2 (1 + \zeta_i) \cdots \cdots \cdots (4.20)$$

となる。

(4.20) 式を, (4.17) 式に代入すれば,



(a)



(b)

写真-4.2 交通換気測定のための待機中の(a)トラック群と(b)乗用車群

$$\rho LA \frac{du}{dt} = \frac{1}{2} \zeta_m \rho (v-u)^2 - \frac{1}{2} \rho A \left(1 + \zeta_t + \lambda \frac{L}{D} \right) (u^2 - u_0^2) \quad \dots (4.21)$$

となる。

いま、定常状態を考えると、(4.21)式の左辺において

$$\rho LA \frac{du}{dt} = 0$$

従って、いま、

$$K = \frac{\frac{\zeta_m}{A}}{1 + \zeta_t + \lambda \frac{L}{D}}$$

とおけば、(4.21)式より

$$|K(v-u)^2 + u_0^2| = u^2 \quad \dots (4.22)$$

ただし、 u の正負は、 v と同方向、逆方向に対応する。

この関数の挙動および解を求める。

a) 自然風が自動車走行と同方向の場合、 $u \geq 0$

$$\frac{u}{v} = \frac{-K}{1-K} + \frac{1}{1-K} \sqrt{K - \left(\frac{u_0}{v} \right)^2 (1-K)} \quad \dots (4.23)$$

(4.23)式は、双曲線を示す。

b) 自然風が自動車走行と逆方向の場合で、自動車勢力の打ち勝つ場合、すなわち

$$K \left(1 - \frac{u}{v} \right)^2 > \left(\frac{u_0}{u} \right)^2, u \geq 0$$

$$\frac{u}{v} = \frac{-K}{1-K} + \frac{1}{1-K} \sqrt{K - \left(\frac{u_0}{v} \right)^2 (1-K)} \quad \dots (4.24)$$

(4.24)式は、た円を示す。

c) 自然風が自動車走行と逆方向の場合で、自然風勢力の打ち勝つ場合、すなわち、

$$K \left(1 - \frac{u}{v} \right)^2 > \left(\frac{u_0}{u} \right)^2, u < 0$$

$$\frac{u}{v} = \frac{K}{1+K} - \frac{1}{1+K} \sqrt{-K + \left(\frac{u_0}{v} \right)^2 (1+K)} \quad \dots (4.25)$$

(4.25)式は、双曲線を示す。

(4.23)、(4.24)および(4.25)式は連続である。

以上の式は、自動車列の長さが前後方に無限に延びていてトンネル内をほぼ一定数の自動車が走行している状態が長時間続いた場合の、最終的に一定風速に達した時の状況である。

(2) 交通換気の実測³⁾⁴⁾⁵⁾

昭和33年10月7日より12日にかけて、開通直前の北九州道路奥田トンネルにおいて、日本道路公団よりの委託によって、実施した。

この実験は、写真-4.2に示す借上げの乗用車およびトラックそれぞれ24台を、奥田トンネルの小倉側から門司側に向けて一方向に走らせるもので、自動車の速度を40, 50, 60および70km/hで4段階に指定して走行させた。また、交通量は車頭間隔を変化させることによって、180, 360, 700および1300台/時の4段階の状況をモデル的に作り上げた。

トンネル全長 $L=641\text{m}$

トンネル断面の水力学的直径 $D=7.32\text{m}$

トンネル断面積 $S=46.1\text{m}^2$

が、このトンネルの寸法であった。

また、自動車の前面面積 $A=2.3\text{m}^2$ (乗用車)
 $=5.5\text{m}^2$ (トラック)
 自動車抵抗係数 $C_D=0.4$ (乗用車)
 $=1.0$ (トラック)

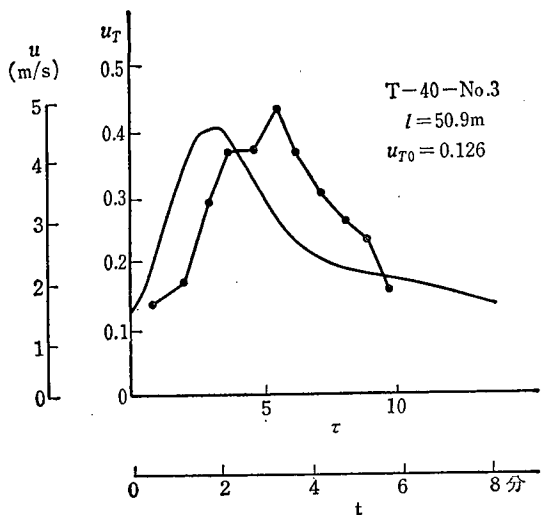


図-4.8 交通換気の計算値と実側値 (トラック 40km/h)³⁾

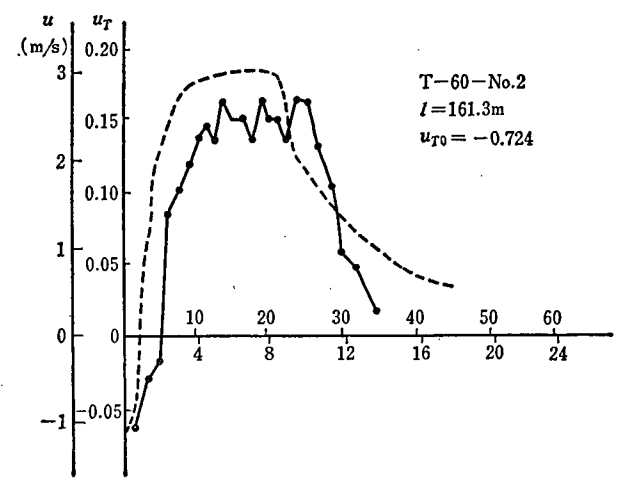


図-4.9 交通換気の計算値と実側値 (トラック 60km/h)³⁾

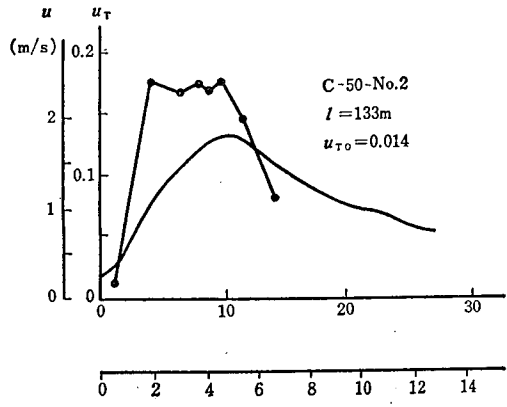


図-4.10 交通換気の計算値と実側値(乗用車 50km/h)³⁾

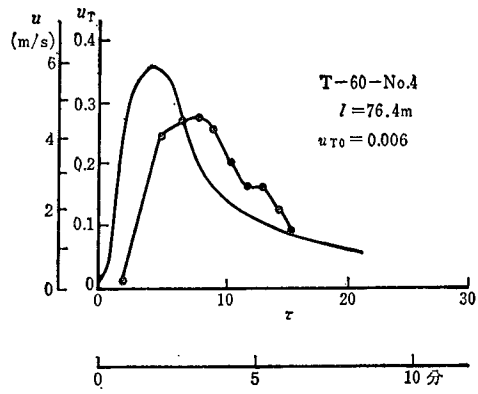


図-4.11 交通換気の計算値と実側値(トラック 60km/h)³⁾

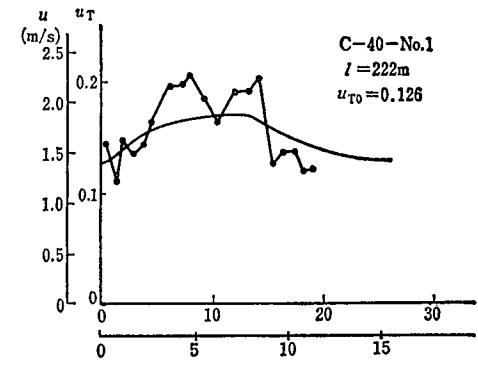


図-4.12 交通換気の計算値と実側値 (乗用車40km/h)³⁾

トンネル入口圧力損失係数 $\zeta_1 = 0.5$

トンネルの摩擦損失係数 $\lambda = 0.02$

である。車頭間隔 l は、試験時の速度 V と交通量から決定された。

以上のような定数を使って計算したものと実測値とを比較したもののうち典型的な結果を、図-4.8~12に示す。図中、Tはトラック、Cは乗用車、つぎの数字は速度 km/h を示す。図中、 $u_T = \frac{u}{v}$ であり u_T は、自動車交通が0の場合の u_T である。

横軸は、先頭車がトンネル入口に進入した瞬間からの時間、縦軸にトンネル内の風速 u を採っている。

また、図中の実線は、一様分布抵抗による計算値、破線は集中抵抗の仮定にもとづく計算値であり、黒丸は実地試験によって得られた実験値である。

実験結果の大体の傾向は、計算結果ときわめて相似していて、トンネル内の交通換気風の持続時間および最大風速では、理論と実験の一致はきわめて良い。

ただ、実験のほうが実時間にして約1分程度おくれた経過を示しているが、これは多分試験に用いた計測方法の誤差および自動車走行のせん断抵抗による空気流境界層の形成などによるものと推定される。

図-4.9は、実験開始時には逆風であったものがトラックの通行によって逆風になった例を示しており、理論と実験との一致は比較的良好で、実験値の時間的おくれの傾向も前例と全く同様である。

図-4.10~12も含め、以上数例についての計算と実験との比較から明らかなように、実験の粗さおよび計算における各種定数 (C_D , λ , ζ_1 等) の粗雑な設定にもかかわらず、両者は定性的にも定量的にも、かなりよく一致していると言える。

したがって、このトンネル内の非定常交通換気に関する理論は、ほぼ正しく実際の状態を記述するものであることがわかる。

また、理論における仮定 (集中抵抗か一様分布抵抗か) の相違も、実用的には、ほとんど同一の結果を与えることが明らかになった。

〔3〕 自然換気限界

以上自然換気を個々の要因に分けて、その効果を分析したのであるが、これらを総合して自然換気が、どの程度の長さのトンネルまで有効であるか、どの程度の交通量まで有効であるかの判定、さらにあるトンネルを計画した場合に、これを自然換気にまかすべきか、あるいは機械的換気方式によるべきかの判定が必要となる。

この問題を解明することははなはだ困難であって、安全側にいえば、とにかく機械的換気設備を設ければ、まちがいがないということになる。

いま、自動車交通による自然換気は、前述のごとく一方交通の場合は効果があるが、往復交通の場合は逆に通気抵抗となることが明らかであり、また一方通行の場合でも、事故その他によって交通停止の状況になれば、またこれらのトンネル内に存在する車両が通気抵抗となる。

また、自然換気は、季節によっても変化するものである。従って、信頼できる判断基準を求めることは難しいが、しかし通常あり得べき一般問題として、トンネルの延長と交通量の関係から、自然換気限界を経験的に求めることは可能であると思われる。

いま、既往のトンネルを横軸にトンネル延長 (m)、縦軸に交通量 (台/時) をとり、図-4.13のごとくプロットしてみると、斜めに引いた直線の上側では、すべて機械的換気設備を有するトンネル、下側は自然換気のみによるトンネルとなっている。

従って、この直線から、

$$L \times N \geq 600 \quad \dots\dots\dots (4.26)$$

ただし、 L : トンネル延長 (km)

N : 交通量 (台/時)

ならば、機械的換気を必要とする可能性が高いものと考えられるべきであろう。

また逆に、

$$L \times N < 600$$

の場合は、一応自然換気でまかなえることになるが、トンネルは構築されれば半永久的なもので、その延長は変わることはないが、交通量は年とともに増加して行くものであるから、将来の交通量を十分予測した上ででなければならないことは、いうまでもない。

〔4〕 第4章の結論

自然換気に関する本章に述べた調査研究によって、次の各項の結論が得られた。

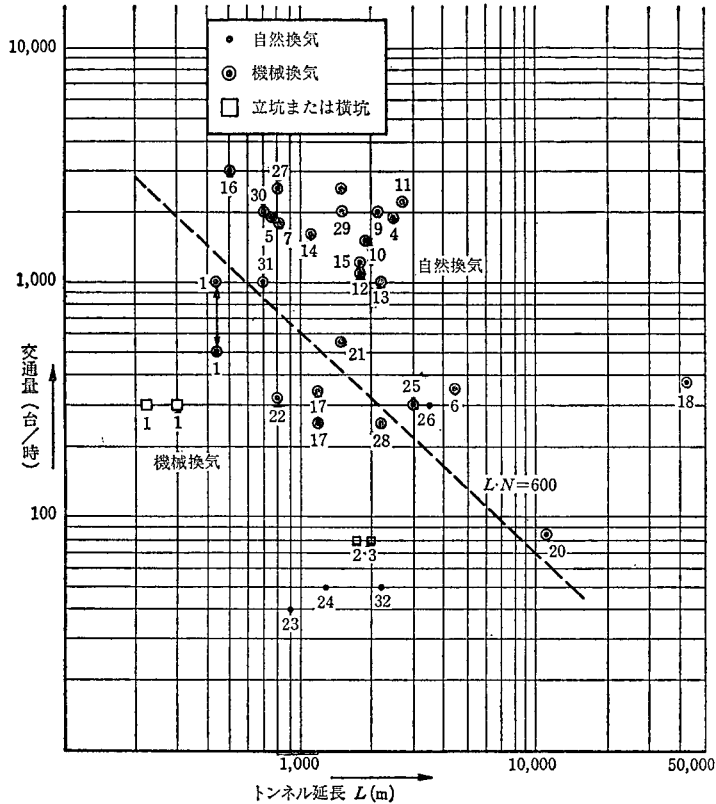
① 自然換気は、気圧差もしくは地域風による換気と、自動車交通による交通換気とがある。

② 前者の自然換気は、結局両坑門の気圧差によって生ずるものであることが実測によって確かめられた。

③ しかし、それによって生ずるトンネル内の気流の流速は、坑門の形状、トンネル延長、トンネルの代表寸法、トンネル外の地形等によっても影響される。

④ 従って気圧の差とトンネル内の流速との相関は、気圧の測定位置によって左右される。

⑤ トンネル内を走行する自動車は、トンネル内の気流に対して、(4.15)式で示される抵抗となる。この式から、往復2車線の道路トンネルでは、たとえ上下線の



1. チャンピオンの意見 2. ブラックウォールトンネル 3. ローゼリーストンネル 4. ホランドトンネル 5. バッテリーストリート地下自動車路 6. マーシントンネル 7. ブロードウェイトンネルオークランド 8. ポジーチュープ 9. リンカントンネル 10. クイーンミッドタウントンネル 11. ブルックリンバクリートンネル 12. デトロイトウインソートンネル 13. アンバースシェルドトンネル 14. マーストンネル 15. リバティトンネル 16. プロウドウェイトンネルサンフランシスコ 17. クワンナトンネル 18. 英仏海峡トンネル (計画のみ) 19. スコットサークルトンネル 20. モンブラントンネル 21. テームズトンネル 22. 魚見山トンネル 23. 栗子トンネル 24. 三国トンネル 25. 笹子トンネル 26. 関門トンネル 27. バタリーパーク・アングーバス 28. バニハールトンネル 29. 天王山トンネル 30. 梶原トンネル 31. 新宇津谷トンネル 32. 仙人トンネル

図-4.13 自然換気限界⁹⁾

交通が、交通量、車種、速度が全く等しくても、トンネル内に自動車が存在する限り抵抗となる。

④ 道路トンネルの場合、立坑、斜坑、横坑等による自然換気効果は小さい。

⑦ 一方通行の場合の交通換気は、(4.23)式、(4.24)式および(4.25)式で表わされる。実際のトンネルで、自動車群を走行させて実測した結果の大体の傾向は、計算結果ときわめて相似していて、トンネル内の交通換気風の持続時間および最大風速では、理論と実験の一致はきわめて良かった。

⑧ 経験的に求められる自然換気限界は、(4.26)式で示されるものと考えて良いと思われる。

5. 換気系の風圧に関する研究

〔1〕 概説

換気系における所要馬力は、

$$PS = \frac{HQ}{102\eta} \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ただし、PS：送風機動力 (kw)

H：風圧 (mm水柱)

Q：風量 (m³/sec)

η：送風機効率 (%) (60～80にとる)

である。

従って、H および Q が定まれば PS は求まる。Q は

第3章で与えられた所要換気量であるから、ここでは、風圧 H を定めることである。

〔2〕 風管路のまさつ係数³⁾

実際のトンネルにおいては、コンクリートによる風管路が利用される。コンクリート壁面の凹凸は、鉄管の内壁に比べれば、はるかに大きい、一方風管路自身も大きいから、相対的にさほど凹凸のあるものとはならない。

しかし、この程度は、常に重要な位置を占めるものであるから、実験によって、実際の風管路の摩擦損失係数を確かめておくことは、大切である。

そのため、昭和31年1月、関門トンネルで工事中の送気ダクト170mについて実測した。送風機の回転数を5通りに変え、その各々に対する静圧、流量、平均風速、 λ を求めたのが、表-5.1である。この計算は、

$$\Delta h = \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

ただし、 Δh : l (m) 区間の静圧降下 (mm水柱)

λ : 摩擦損失係数

l : 数測定区間長 (m)

v : 風速 (m/sec)

d : 代表寸法 (m)

で行われた。

また、これをレイノルズ数と対比すると、図-5.1に示すように、レイノルズ数 $10^5 \sim 10^7$ の範囲で、なめらかな管にほぼ近いものである。

そして、この図-5.1からわかるとおり、その値は、0.015にとれば、十分安全である。

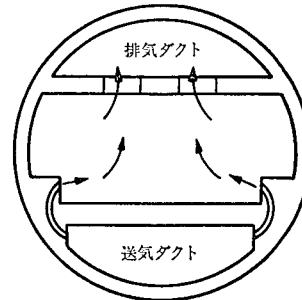


図-5.2 横流式換気



写真-5.1 横流式換気のトンネル車道 (側壁下部に送気孔が見える。)

表-5.1 コンクリート風管路のまさつ係数 λ の実測値 (D)

回 転 数 (r.p.m)	ΔH (mmAq)			Q (m ³ /s)			$\bar{v} \rightarrow \mu$ (m/s)			λ		
	Na 7	Na 11	Na 12	Na 7	Na 10	Na 12	Na 7	Na 10	Na 12	Na 7	Na 10	Na 12
950	3.76		3.29	21.35		18.36	7.05		6.25	0.014		0.0144
1150	5.46		4.28	29.42		25.82	9.72		8.80	0.010		0.0096
1350	7.39	6.45	5.92	34.24	31.70	30.44	11.30	10.57	10.36	0.010	0.010	0.0094
1550	9.81		8.14	39.60		36.26	13.06		12.35	0.0099		0.0092
1750	12.33	10.87	10.21	44.58	42.78	42.32	14.70	14.27	14.41	0.0099	0.0093	0.0084

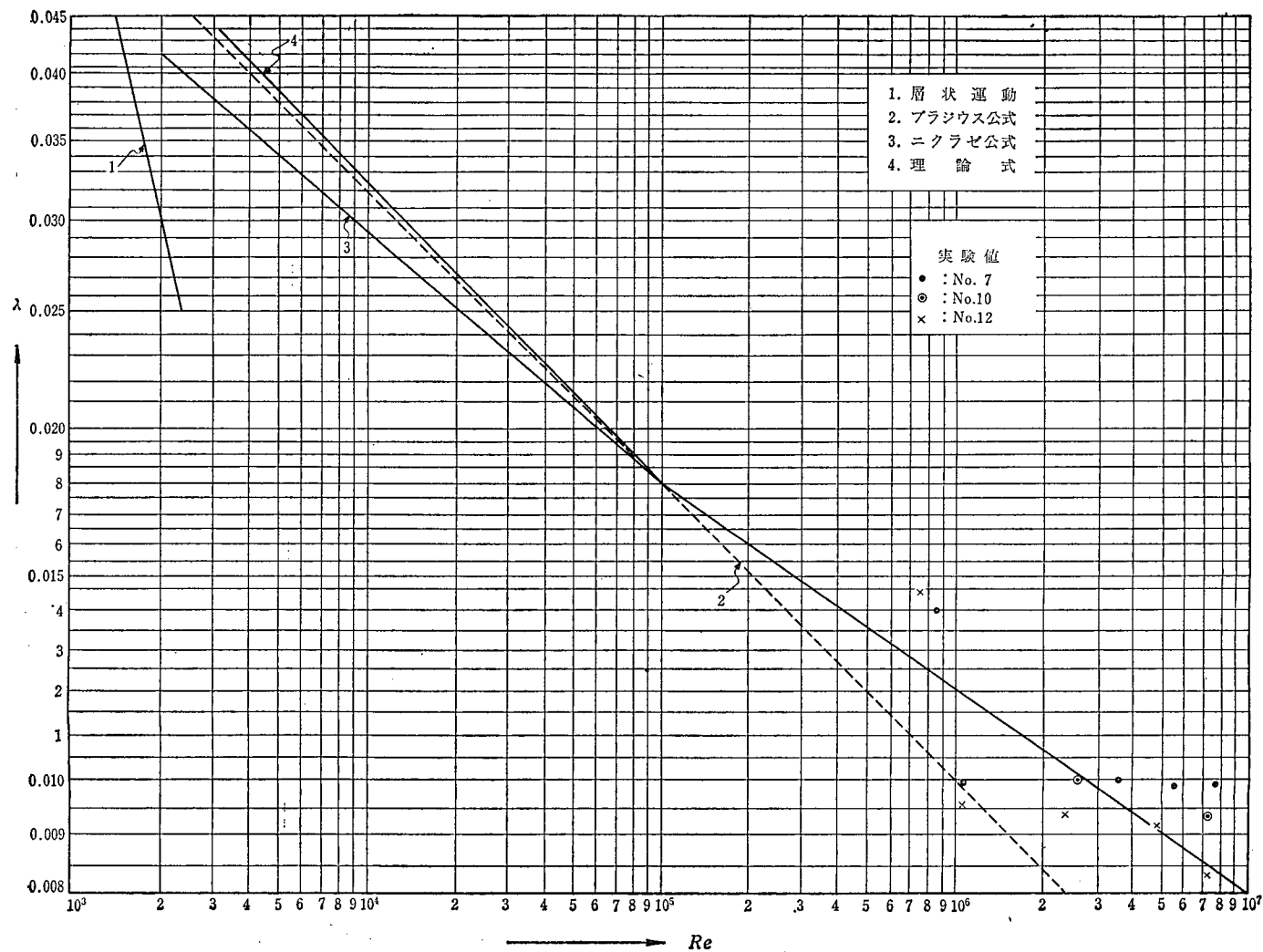


図-5.1 コンクリート風管路のまさつ損失係数の実験値と他の公式との比較

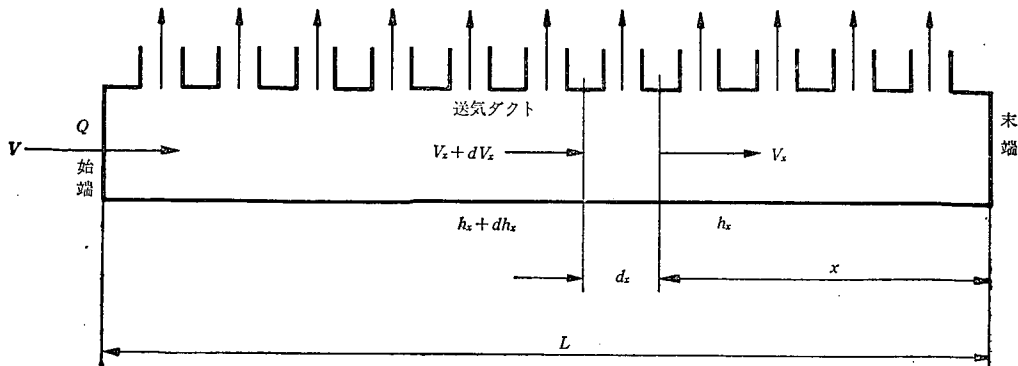


図-5.3 一様分流通管

〔3〕 横流式換気系の所要風圧¹⁾²⁾⁴⁾

横流式換気方式とは、トンネル車道の上下などに換気ダクトを設け、トンネルの横断面に沿って空気を流す方式である。図-5.2は、そのトンネルの断面を示し、写真-5.1はその車道を示す。

この横流式換気系の特徴は、送気も、排気も、等間隔の送気孔もしくは排気孔から、等量づつの空気を分流または合流することによって、換気することである。

これを一様分流通管または一様合流管と呼び、その風圧分布についての実験結果は次のとおりである。

(1) 一様分流通管(送気ダクト)の損失および開度⁴⁾⁵⁾

送気ダクトは、一様分流通管であって、模式的に示せば図-5.3のような管路である。この場合、等流量分流が行われているから、ダクト内風速は始端（送風機側）より距離に従って直線的に変化し、末端では0となる。

ダクト全長を \$L\$ とし、\$V\$ を始端の風速とすれば、末端より \$x\$ なる距離の断面における風速 \$V_x\$ は、

$$V_x = \frac{V \cdot x}{L} \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

で表わされる。

図-5.3の \$dx\$ の両面において、ベルヌイの定理を考え、水柱 (m) について、次の式が成り立つ。

$$\begin{aligned} h_x + \frac{V_x^2}{2g} + \lambda \frac{V_x^2}{2gd} dx + (\text{本流の分岐損失}) \\ = (h_x + dh_x) + \frac{(V_x + dV_x)^2}{2g} \quad \dots\dots\dots (5.4) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore dh_x = \lambda \frac{V^2}{2gd} \frac{1}{L^2} x^2 dx - \frac{V_x}{g} dV_x \\ + (\text{本流の分岐損失}) \quad \dots\dots\dots (5.5) \end{aligned}$$

両辺を \$x=0\$ から \$x\$ まで積分すれば、

$$\begin{aligned} h_x = h_0 + \left(\frac{\lambda x}{3d} - 1 \right) \frac{V^2}{2g} \\ + (\text{本流の分岐損失の総和}) \quad \dots\dots\dots (5.6) \end{aligned}$$

となる。

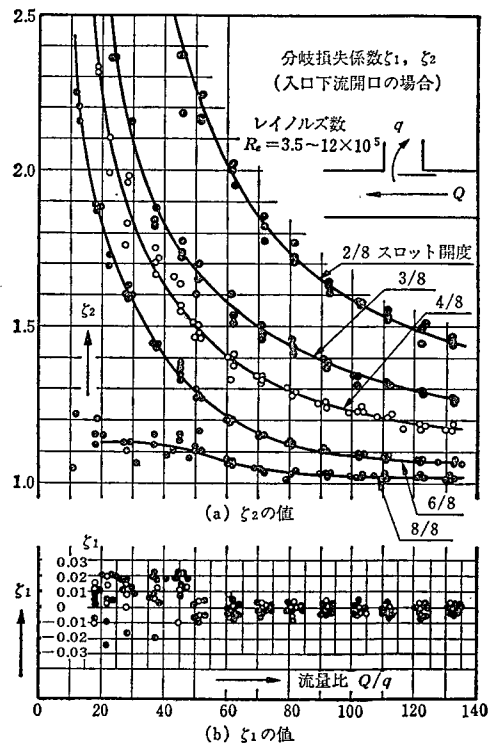
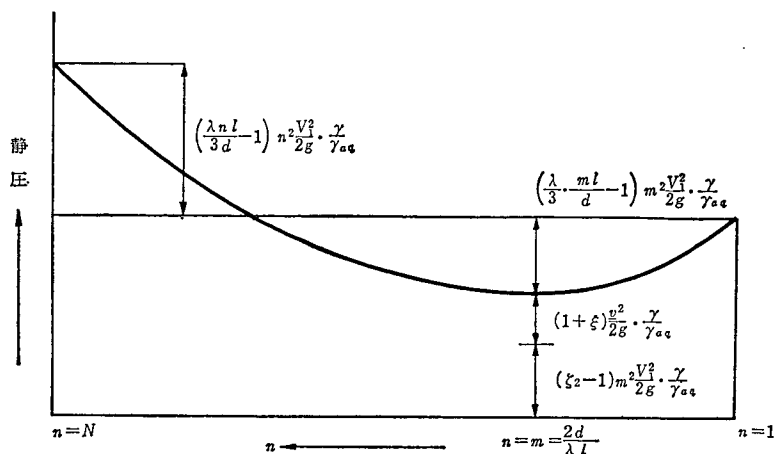
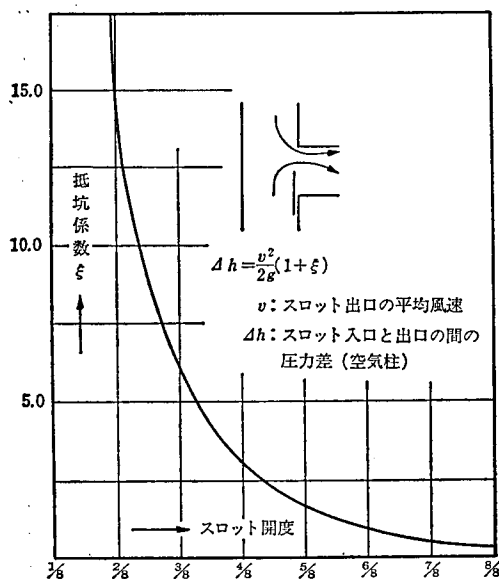


図-5.4 送気スロットの分岐損失係数(a) \$\xi_2\$ および(b) \$\xi_1\$

いま、本流の分岐損失係数(分岐前動圧を基準とする)を \$\xi_1\$ とし、模型実験によって求めてみると、図-5.4(b)のごとくなる。

図-5.4の(b)に示すごとく、\$\xi_1\$ の値は、\$Q/q\$ すなわち分岐管の数が十分大きくなれば、0と見なしてよいことが分かる。

道路トンネルの送気ダクトにおいては、この分岐の数 \$n\$ は、十分多いのであるから、(5.6)式の一右の()内は0となる。従って、(5.6)式は、水柱 (mm) に直して、

図-5.5 一様分流通の静圧分布⁴⁾図-5.6 ξの値¹⁾⁵⁾

$$h_x = h_0 + \left(\frac{\lambda x}{3d} - 1 \right) \frac{V_x^2}{2g} \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \quad (5.7)$$

となる。

すなわち、 h_x は、 x の値のいかんによって、 h_0 より大きくも小さくもなる値である。

いま、このダクト全延長 L の長さの中に、 N 個の分岐管があるとし、その間隔を l とすれば、

$$L = Nl \quad (5.8)$$

$$V = NV_1 \quad (5.9)$$

であり、任意の n 番目の分岐管に隣る断面の静圧は、

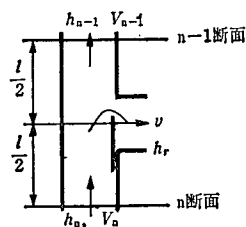


図-5.7 一個の分流通

$$h_x = h_0 + \left(\frac{\lambda nl}{3d} - 1 \right) \frac{(nV_1)^2}{2g} \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \quad (5.10)$$

となる。

h_x が最低となる m 断面を求めるため、

$$\frac{dh_x}{dn} = 0 \quad (5.11)$$

とおけば、

$$n = m = \frac{2d}{\lambda l} \quad (5.12)$$

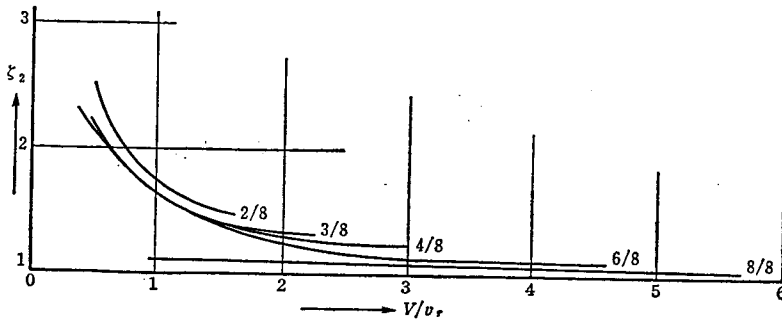
となる。

すなわち、 m は λ 、 l 、 d のみによって定まり、ダクトの延長、風速とは関係ない値である。

以上の考察から、一様分流通である送気ダクト内の静圧は、図-5.5のような分布をとることがわかる。分流量 q を等しくするために、分岐管に適当な絞り板を設ける。この絞り方の程度を開度と呼ぶ。その場合のスロット（分流通）の抵抗係数は、図-5.6のようであって、当然開度の関数である。

いま、図-5.7のような1個の分流通を考える。こうい

$$h_n + \frac{V_n^2}{2g} - \lambda \frac{l}{2d} \cdot \frac{V_n^2}{2g}$$

図-5.8 一様分流通の分岐管の分岐損失係数 ζ_2 と V/v_i との関係²⁾⁴⁾⁵⁾

$$= h_r + \frac{v^2}{2g} + \xi \frac{v^2}{2g} + \zeta_2 \frac{V_n^2}{2g} \dots (5.13)$$

ただし、 h_r ：車道の静圧（大気圧として、0とみてもよい）（水柱mm）

v ：支管（分岐管）の車道端の風速（m/sec）

ζ_2 ：支管の分流損失

となる。

m 断面における h_m は、空気がこのようにスロットを通して、車道に吹き出すだけの静圧を持っていないければならない。また当然、ここでスロット全開となる。

m 点における静圧は、(5.13)式より

$$\begin{aligned} h_m - \lambda \frac{l}{2d} \cdot \frac{V_m^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \\ = h_r + \left\{ (1 + \xi) \frac{v^2}{2g} + (\zeta_2 - 1) \frac{V_m^2}{2g} \right\} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \end{aligned} \dots (5.14)$$

となる。

ζ_2 の値は、図-5.4(a)に示すとおりである。

(5.14)式において、 $h_r = 0$ とおき、主管の断面積を A 、支管の断面積を a とすれば、

$$\frac{v}{V_1} = \frac{q}{A} \cdot \frac{A}{q} = \frac{A}{a} \dots (5.15)$$

である。 $-\lambda \frac{l}{2d} \cdot \frac{V_m^2}{2g}$ は、一般に小さいから、無視すれば、

$$\begin{aligned} h_m = + \left\{ (1 + \xi) \left(\frac{A}{a} \right)^2 + (\zeta_2 - 1) m^2 \right\} \\ \cdot \frac{V_1^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \end{aligned} \dots (5.16)$$

となる。

送気ダクトの静圧は、図-5.5で示すように、

$$\begin{aligned} h_N = - (h_m - h_0) + h_m \\ + \left(\frac{\lambda N l}{3d} - 1 \right) N^2 \frac{V_1^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \dots (5.17) \end{aligned}$$

これに、(5.10)式と(5.16)式を代入すれば、

$$\begin{aligned} h_N = - \left(\frac{\lambda m l}{3d} - 1 \right) \frac{(m V_1)^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \\ + \left\{ (1 + \xi) \left(\frac{A}{a} \right)^2 + (\zeta_2 - 1) m^2 \right\} \frac{V_1^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \\ + \left(\frac{\lambda N l}{3} - 1 \right) N^2 \frac{V_1^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \\ = \frac{1}{N^2} \left\{ (1 + \xi) \left(\frac{A}{a} \right)^2 + (\zeta_2 - 1) m^2 + \left(\frac{\lambda N l}{3d} - 1 \right) N^2 \right. \\ \left. - \left(\frac{\lambda m l}{3d} - 1 \right) m^2 \right\} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \dots (5.18) \end{aligned}$$

ただし、 V ：ダクト始端の風速

$\left(= \frac{\text{送風量}(Q)}{\text{ダクト面積}} \right)$ (m/sec)

N ：分流通の数

γ ：空気の密度 (1.22kg/m³)

γ_{aq} ：水の密度 (1,000kg/m³)

g ：重力の加速度 (9.8m/sec²)

となる。

次に、開度について考察²⁾すると、(5.13)式より、

$$\begin{aligned} (\text{分岐点と車道との静圧差}) = h_n - h_r - \lambda \frac{l}{2d} \cdot \frac{V_n^2}{2g} \\ = (\zeta_2 - 1) \frac{V_n^2}{2g} + (1 + \xi) \frac{v^2}{2g} \dots (5.19) \end{aligned}$$

となる。

左辺は、静圧分布として前述のごとく求められる。右辺で、 ξ は図-5.6に示すように開度のみの関数である。 ζ_2 は、図-5.4(a)を整理し直せば、図-5.8に示すように V_n/v_i の関数である。ここに v_i はスロット入口の速度、すなわち開度を調節したときの、狭められた入口を通るときの速度である。

よって、いま開度を K 、本管、支管の流量をそれぞれ Q_n および q 、面積を A および a とすれば、

$$\frac{V_n}{v_i} = \frac{Q_n}{A} \cdot \frac{a}{q} \cdot K \dots (5.20)$$

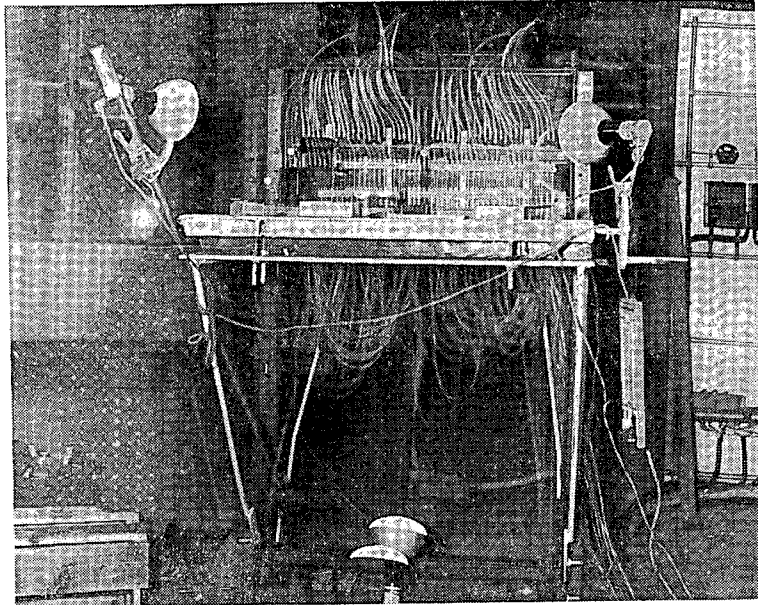


写真-5.2 トンネル各部静圧のマノメータによる測定

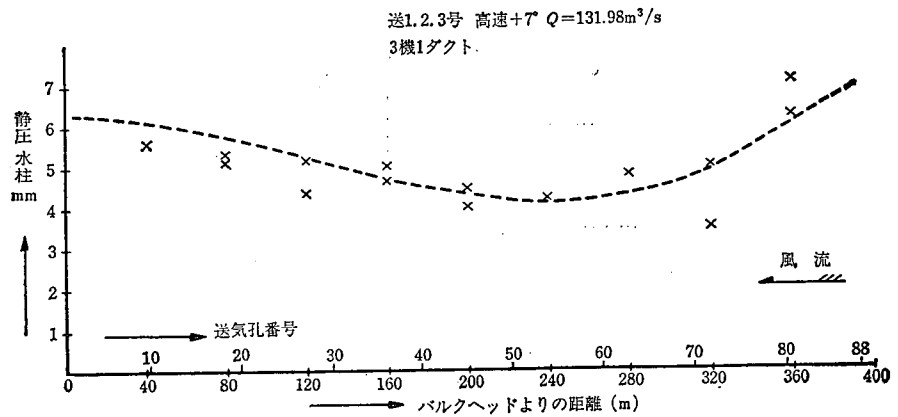


図-5.9 関門トンネル門司立坑下陸上部 (S₆) 送気ダクト内の静圧分布^①

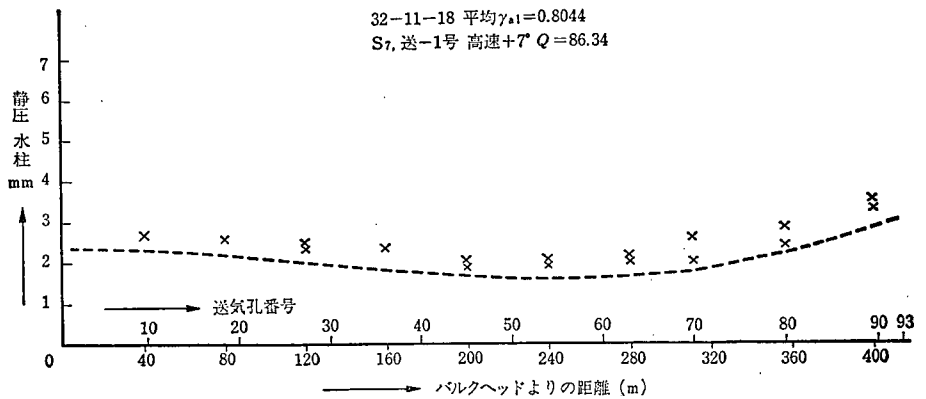
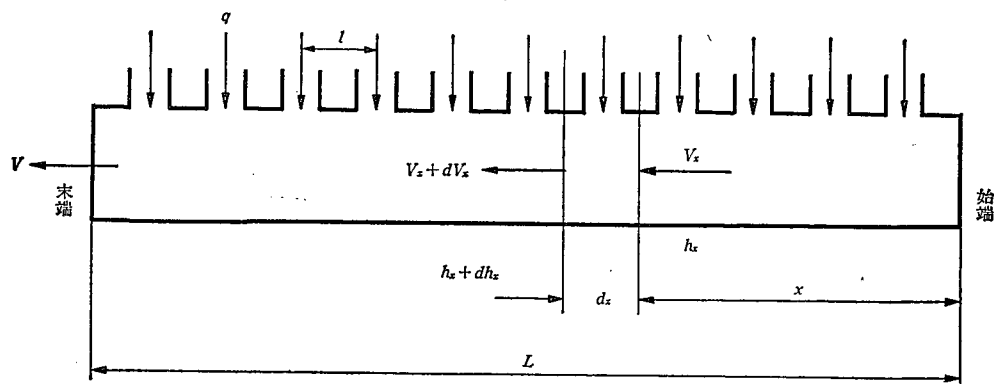


図-5.10 関門トンネル古城立坑下陸上部 (S₇) 送気ダクトの静圧分布^①

図-5.11 一様合流管³⁾

となる。

K を除いては、すべて一定値であるから、 K を推定することにより、 V_n/v_t が定まり、図-5.8より ξ_2 も求まる。

また、車道側の平均風速 v は、

$$v = \frac{q}{a} \quad \dots\dots\dots (5.21)$$

であるから、一定である。

そして、ダクト末端の風速を V_N とすれば、

$$V_n = \frac{n}{N} V_N \quad \dots\dots\dots (5.22)$$

であるから、

$$\frac{V_n^2}{2g} = \frac{1}{2g} \left(\frac{V_N}{N} \right)^2 \times n^2 \quad \dots\dots\dots (5.23)$$

である。

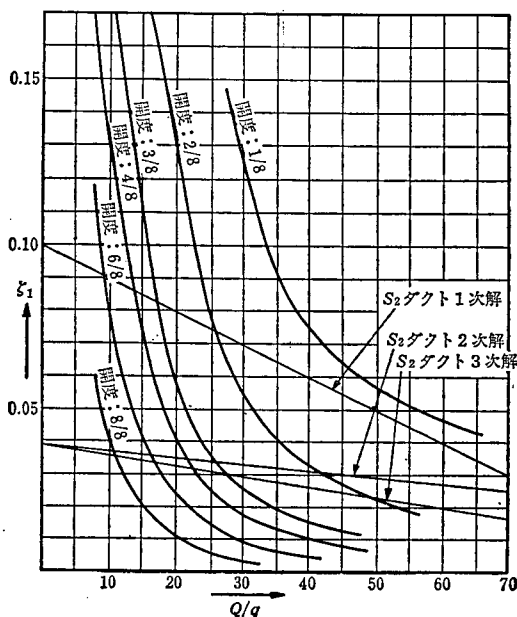
従って、(5.19)式の右辺は K を仮定することにより求まる。ゆえに、適当な開度を仮定して計算した右辺が、左辺によってあらかじめ計算した静圧値と等しくなればこの開度が求める開度である。

(2) 一様分流管（送気ダクト）における静圧分布の実測⁹⁾

以上の理論および模型実験結果の実際トンネルへの適合性を確かめるため、完成された関門トンネルの送気ダクトにおいて、静圧分布の実測を行なった。

このため、トンネルダクト末端より40m置きに、静圧測定管（ビトー管）を、ダクト壁に据付けた架台に取り付け、これからビニールパイプで導き、写真-5.2に示すマンメーターにより、静圧分布を測定した。

図-5.9は、門司陸上部門司立坑下送気ダクト (S_0) の計算値と実測値とを示す。点線は計算値、×印は実測値であり、良く一致していることが分かる。また前述の(5.12)式に示すごとく、 $n=m=55$ の付近にて、ダクト内の静圧は最低となり、以後次第に復活して行く状況が、実測値においても明らかになった。

図-5.12 一様分流管の本管の合管の合流損失係数 ξ_1 の値³⁾⁹⁾

また、古城立坑下送気ダクト (S_7) における実測は、図-5.10のごとくであった。この場合は、設計値に比べ実測値は0.15mm水柱程度、総体的に高くなっている。しかし、全般的な傾向は、図-5.9と同様、きわめてよく一致している。

この原因を調べたところ、最低点付近の送気孔の断面が規定より小さくでき上っており、そのための抵抗の増加によるものであることが分かった。この場合においてはその差はきわめて小さく実用上何らさしつかえない範囲であった。

(3) 一様合流管（排気ダクト）の損失および開度⁴⁾⁵⁾⁸⁾⁹⁾

排気ダクトは、一様合流管であって、図-5.11に示すごとく、送気ダクトの一様分流管の逆となる。この場

合、本管の合流損失係数 ζ_1 は、図-5.12のごとく一様分流通とは違って、0 とならず、排気孔の位置および開度によって、その値が変化する。

一般式は、ちょうど一様分流通と反対になって、図-5.11において、

$$dh_x = -\lambda \frac{V^2}{2dg} \frac{x^2}{L^2} dx - \frac{V_x}{g} dV_x - \zeta_1 \frac{V_x^2}{2g} \dots\dots\dots (5.24)$$

ただし、 ζ_1 ：本管の合流損失係数となる。

両辺を積分すれば、

$$\int_0^L dh_x = -\lambda \frac{V^2}{2dg} \frac{1}{L^2} \int_0^L x^2 dx - \frac{1}{g} \int_0^V V_x dV_x - \int_0^V \zeta_1 \frac{V_x^2}{2g} dV_x$$

$$\therefore h_x = h_0 - \left\{ \frac{\lambda}{3} \frac{L}{d} + 1 \right\} \frac{V^2}{2g} - \int_0^V \zeta_1 \frac{V_x^2}{2g} dV_x$$

実際上は、このダクトは等間隔 l に配置された N 個の排気孔よりなり、 ζ_1 は、排気孔それぞれに対応した係数とした方が便利であるから、 $\zeta_1 = \zeta_n$ 、 $h_L = h_n$ 、 $L = nl$ 、 $V = V_n = nV_1$ とおきかえると、

$$h_n = h_0 - \left\{ \frac{\lambda nl}{3d} + 1 \right\} \frac{(nV_1)^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} - \sum_{n=1}^n \zeta_n \frac{(nV_1)^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \dots\dots\dots (5.25)$$

となる。

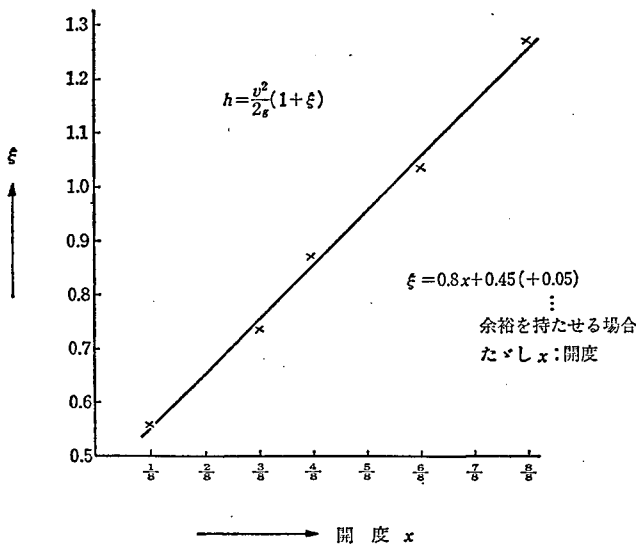


図-5.13 合流のスロットの抵抗係数 $\zeta^{(5)(9)}$

次にダクト内のある点 p のスロットの開度を考える。この p 点のダクト内静圧 h_p は、送気の場合と同じく、

$$h_p = \frac{V_p^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} + \zeta_{2(p)} \frac{V_p^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} + \zeta \frac{v_p^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} + \frac{v_p^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \dots\dots\dots (5.26)$$

ただし、 ζ ：合流管の抵抗係数

v_p ：合流管吸込速度

$\zeta_{2(p)}$ ：合流管の合流損失係数

である。

この場合、 ζ の値は、模型実験により、図-5.13のごとく、開度 x の関数として、

$$\zeta = 0.8x + 0.45 \dots\dots\dots (5.27)$$

である。

(5.25) 式において明らかなように、排気ダクトの場合は、送気の場合とちがって、図-5.14のような静圧の一樣減少となる。

いま、ダクト末端の閉塞部における開度を考えると、図-5.15のごとくであって、車道部と静圧差の最も小さい部分であるから、スロットは全開となる。

(5.26) 式において、

$$\zeta_{2(p)} \frac{V_p^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} = \zeta_{2(1)} \frac{V_1^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}}$$

$$\zeta \frac{v_p^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} = \zeta \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}}$$

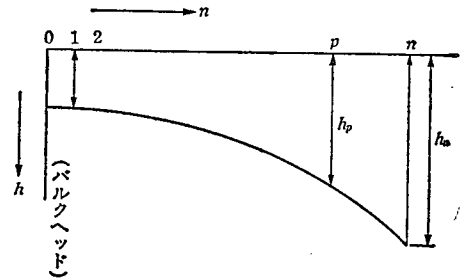


図-5.14 排気ダクト内の静圧降下⁹⁾

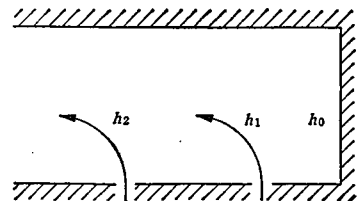


図-5.15 スロット全開部⁹⁾

$$\frac{v_p^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} = \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}}$$

であるが、

$$V_1 = \frac{va}{A} = v \frac{a}{A}$$

であり、

$$\frac{a}{A} = \frac{1}{10} \sim \frac{1}{20}$$

であるから、

$$V_1^2 = \frac{1}{100} \sim \frac{1}{400} v^2$$

である。

ξ , ξ は、同じオーダーの値である。また1点と0点との圧力は、0点方向に空気は流れないのであるから、ほとんど等しい。

従って、

$$h_0 = h_1 = -\frac{v^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} (1 + \xi) \dots\dots\dots (5.28)$$

以上の計算した静圧分布および開度曲線は、図-5.16のごとくである。

(4) 一様合流管（排気ダクト）における静圧分布の実測⁶⁾

以上の理論および模型実験の結果の実際トンネルへの適合性を確かめるため、送気と同じく閘門トンネルの排気ダクトにおいて静圧分布の実測を行った。方法は、送

気ダクトと同じく、風流方向に静圧測定管をおき、ビニールパイプにて多管マノメータに導いた。なお、排気の場合は、中央に天井より吊棒があるので、これに静圧測定管を結び付けた。

図-5.17 は、この実測値と計算値とを比較して示した

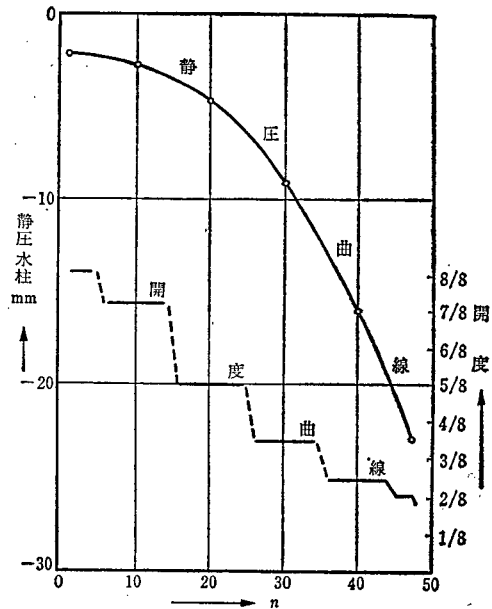


図-5.16 排気ダクトの静圧分布および開度曲線⁵⁾

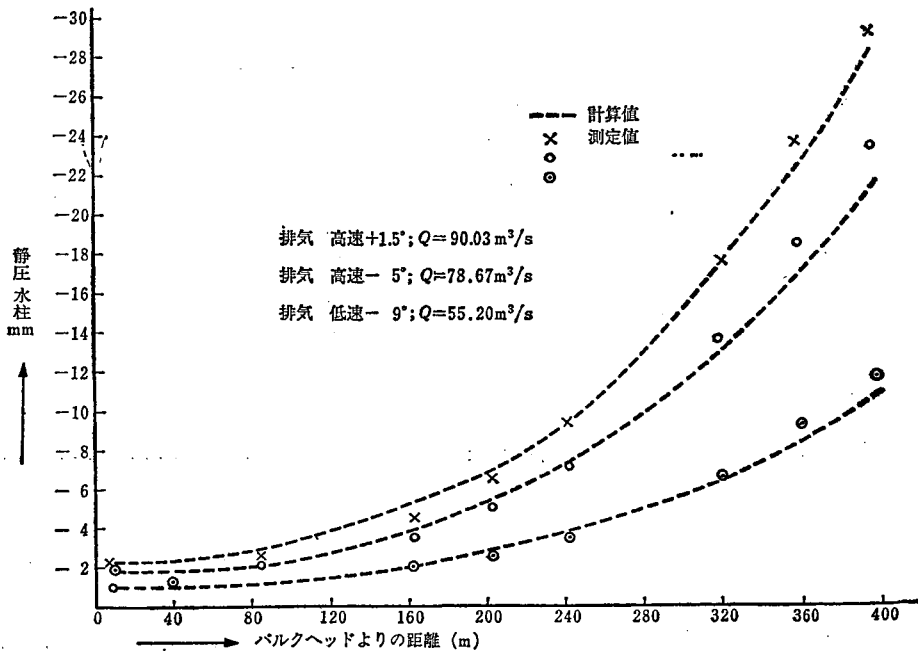
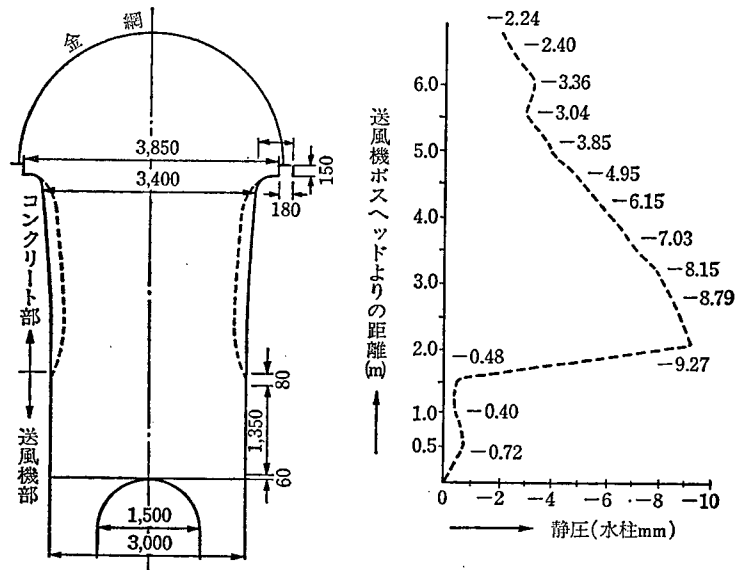


図-5.17 排気トンネルダクトの静圧分布の実測値⁶⁾



門司立坑 送気1号, 吸込口損失
昭和32年12月26日
高速, 羽根角度+7°, $Q=81.08\text{m}^3/\text{sec}$.

図-5.18 立坑吸込管の静圧分布⁶⁾

ものである。図中点線は、計算値を示し、×印、◎印および●印は、それぞれ風量 90.03, 78.67, および 55.20 m^3/sec の場合の静圧分布の実測値を示す。

この結果からみると、排気ダクト内の静圧分布の実測値は、送気ダクトよりも、さらに計算値によく合っている。そして、このことは、また前述の模型実験による諸係数および風圧計算方法の妥当性を裏書きしているものである。

(5) その他の各部の損失

以上の一様分流通あるいは合流管と送風機の間には、連絡のためのダクトがあり、立坑のある場合には、立坑ダクトがある。これらのダクトでは、曲がり損失、拡大損失、縮流損失などがあり、ガイドベーンを付けることによって、損失を減らす等の工夫が行われる。

一方、送風機の場合には、吸込口損失、排気機の場合には吐出口損失がある。吸込口損失とは、送風機のベルマウスなどにおける損失である。ここに来るまでの新鮮空気の流速は小さく、建物のルーバーの面積を大きくとれば、送風機入口までの損失は小さい。したがって、吸込口損失の大部分は送風機のベルマウス部におこる。

この損失は、

$$h_i = \xi_i \frac{V_i^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \quad \dots\dots\dots (5.29)$$

ただし、 h_i : 吸込口損失 (mm水柱)

ξ_i : 吸込口損失係数

V_i : 送風機始端の風速 (m/sec)

で表わされる。

ξ_i は、送風機への空気の入口の形状に関係することは、いうまでもない。閨門トンネルで、これを、静圧分布を実測することにより求めた。図-5.18 は、送風機の吸込口の断面図および静圧分布である。

コンクリートで造ったベルマウスの吸込口損失係数はこの実測から、 $\xi_i=0.09\sim0.11$ であった。このようなコンクリート製のベルマウスは、幾分大きな値をとることになる。

また、立坑における排気機より大気への排気口は、図-5.19 のごとき広がり管とし、その出口において風速を減ずるようにし、損失を少なくするように努める。

この場合の損失を吐出口損失と呼び、

$$h_e = \xi_e \frac{V_e^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \quad \dots\dots\dots (5.30)$$

ただし、 h_e : 吐出口損失 (水柱mm)

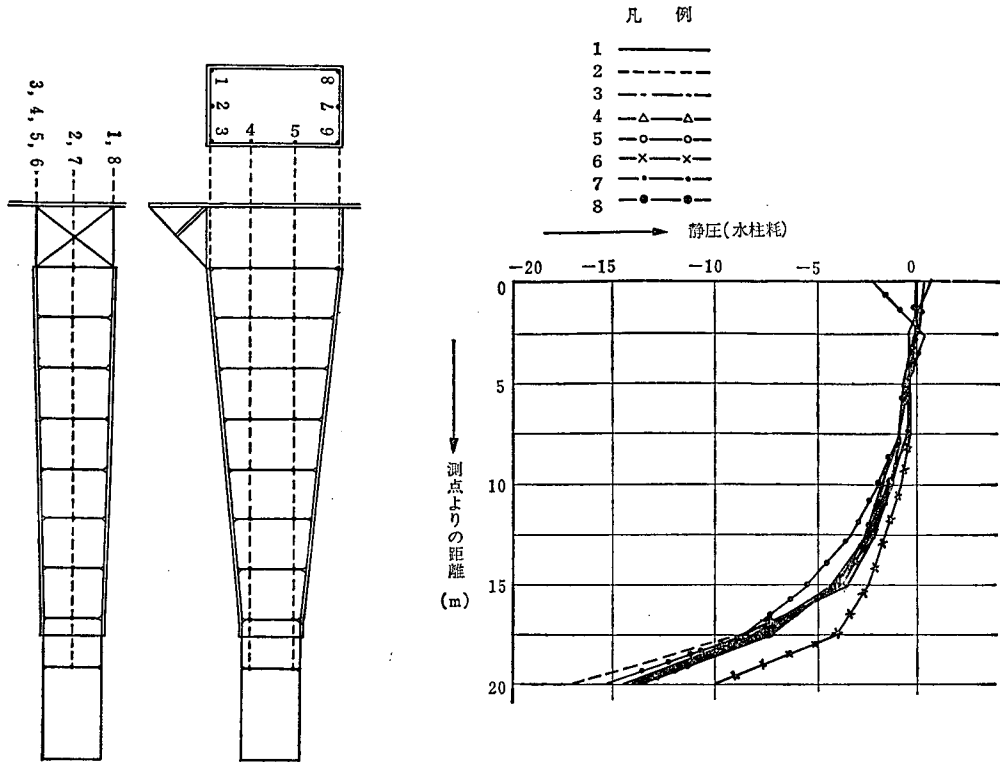
ξ_e : 吐出口損失係数

V_e : 排気用送風機末端の風速 (m/sec)

である。

これは、図-5.20 のような拡大損失、

$$h_{div} = \xi_d \frac{(v_1 - v_2)^2}{2g} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{aq}} \quad (v_1 > v_2) \quad \dots\dots\dots (5.31)$$



#	20	17.5	15	12.5	10	7.5	5	2.5	0
1	-14.49	-8.04	-4.14	-2.09	-1.21	-0.79	-0.47	+0.16	+0.18
2	-17.08	-8.81	-3.27	-2.05	-1.51	-0.81	-0.34	-0.18	+0.20
3	-13.76	-8.01	-3.59	-1.90	-1.17	-0.41	-0.23	-0.27	+0.81
4	-15.35	-8.61	-3.54	-2.25	-1.20	-0.71	-0.27	+0.27	+0.56
5	-15.35	-8.41	-5.19	-3.10	-1.79	-0.77	-0.36	-0.10	+0.03
6	-10.04	-3.93	-2.28	-1.43	-0.64	-0.19	-0.31	-0.06	+0.016
7	-13.47	-7.16	-4.06	-2.53	-1.77	-0.60	-0.52	-0.04	+0.016
8	-14.17	-7.32	-3.80	-2.37	-1.37	-0.36	-0.38	+0.44	-2.08

棕野立坑排気筒A 静圧測定 昭和32年10月19日(土)
 218volt, 108Amp, 270r.p.m 1,015mmbar
 DT17.5°C, WT12.5°C, 湿度56%
 アルコール温度 17.5°C, $\gamma_{air}=1.213$, $q_f=0.8048$
 $Q=100.78\text{m}^3/\text{sec}$

図-5.19 立坑排気口の静圧分布

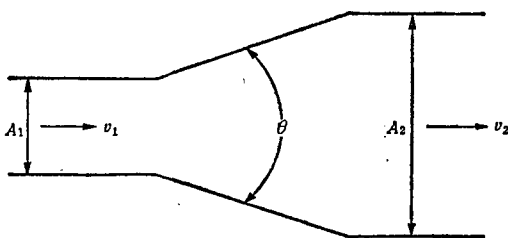


図-5.20 拡大損失

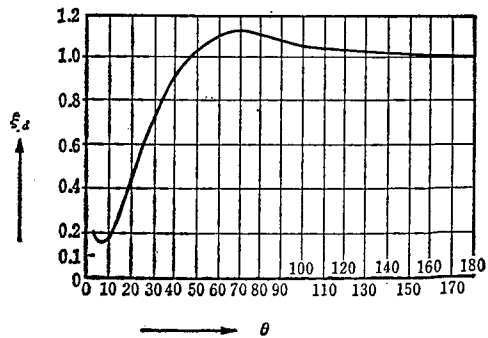
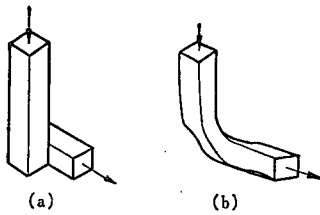


図-5.21 拡大損失係数 ξ_d の値

図-5.22 2重エルボの処理⁵⁾表-5.2 全損失のうち屈曲部損失の占める割合¹⁰⁾

v_1 (m/s)	全損失水頭(mmAq)	No.17断面以後(屈曲部)の損失水頭(mmAq)	全損失のうち屈曲部損失の占める割合(%)
31.2	147.1	115.3	78.4
25.5	95.1	76.4	80.3
17.5	47.2	35.5	(75.2)
			平均 79.4

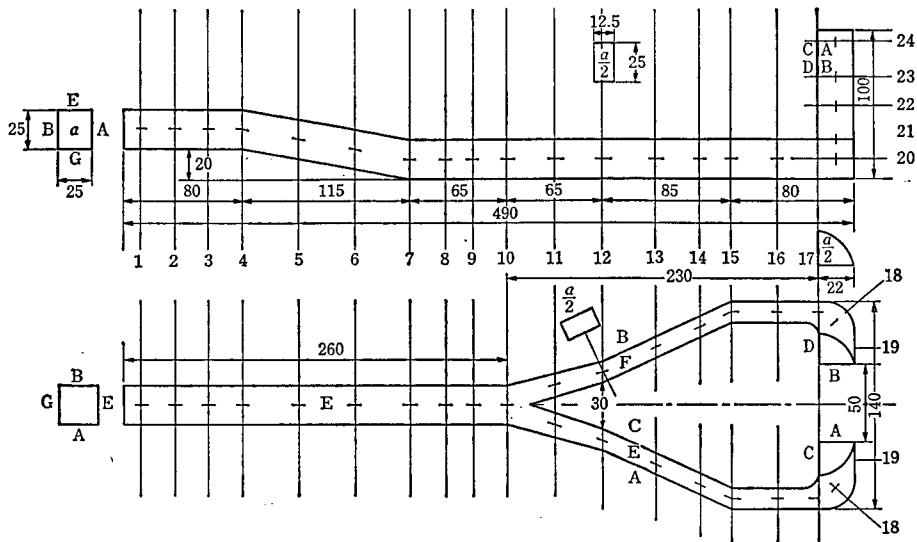


図-5.23 立坑ダクト模型静圧測定点詳図

ただし, h_{dfo} : 拡大損失 (水柱mm)

v_1, v_2 : 図-6.19において拡大の前後の流速 (m/sec)

ξ_d : 拡大損失係数

において, $v_1 = V_e, v_2 = 0$ としたものである。

この ξ_d の値は, 広がり角度 θ に関係し, 図-5.21⁵⁾ のように, その最小値は, ダクト断面が円形の場合, $\theta = 5^\circ \sim 6^\circ 30'$ で 0.135, 正方形の場合 $\theta = 7^\circ \sim 8^\circ$ で 0.145, 長方形の場合, $\theta = 10^\circ \sim 12^\circ$ で 0.17~0.18 である。

図-5.19 に示す, 関門トンネルの立坑排気口を実測したところ, 図に示すように, 静圧は放物線状に復活し, 送風機より 20m 上では大気圧となっている。これより逆算すると, 吐出口損失係数 $\xi_e = \xi_d$ は 0.15 程度と求められた。これらの他に, 曲がり損失, ダクトの拡大損失, まさつ損失などがある。

排気の場合は, トンネルの上に立坑が位置する場合, トンネルの排気ダクトと立坑の排気ダクトとの連結は,

一つの曲がりですむ。しかし, 送気の場合は, トンネルの下部にある送気ダクトに立坑ダクトを連結するには, 多くの場合, 2重の曲がりが必要とする。

この2重エルボを処理する場合, 両方の曲がり部をできるだけ離すことが望ましい。例えば, 同方向に 45° 曲がった場合, 距離が D の6倍のとき, この2つの湾曲を総合して一つの抵抗とみると, 各々の損失係数の和の80%ぐらいに減る。

しかし, トンネルの施工から考えると, 近接してエルボを設けなくてはならない場合が多い。その場合には, 図-5.22の(a), (b)の場合が考えられる。図-5.22⁵⁾ (a)のように, 近接してエルボを設ける場合について, 図-5.23¹⁰⁾に示す立坑ダクト模型について実験した。模型全体の抵抗係数は, 表-5.2のごとくであり, この80%以上が, 2重エルボにおける抵抗であることが分かった。

それで, 図-5.22 (b) のようにできるだけなめらか

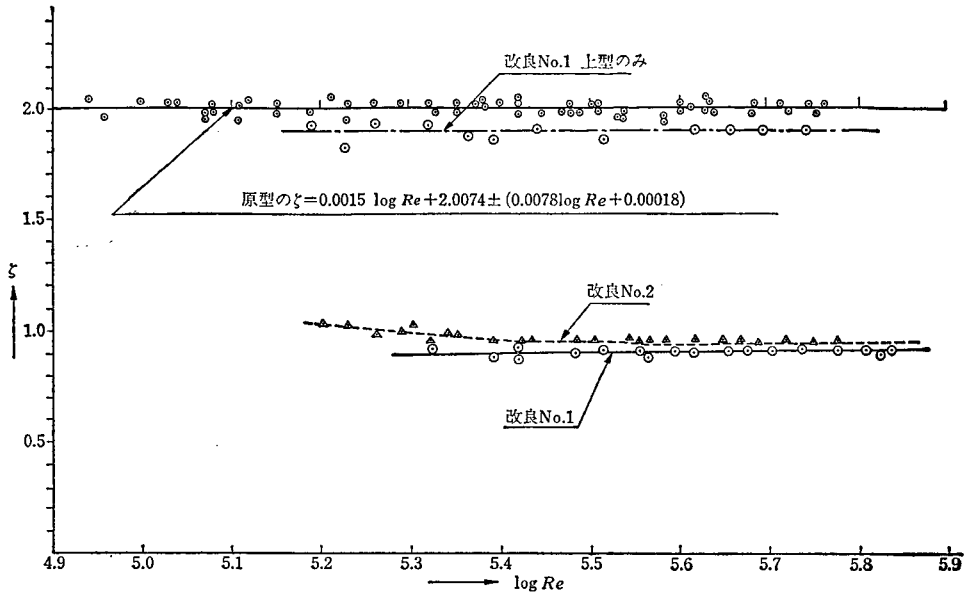
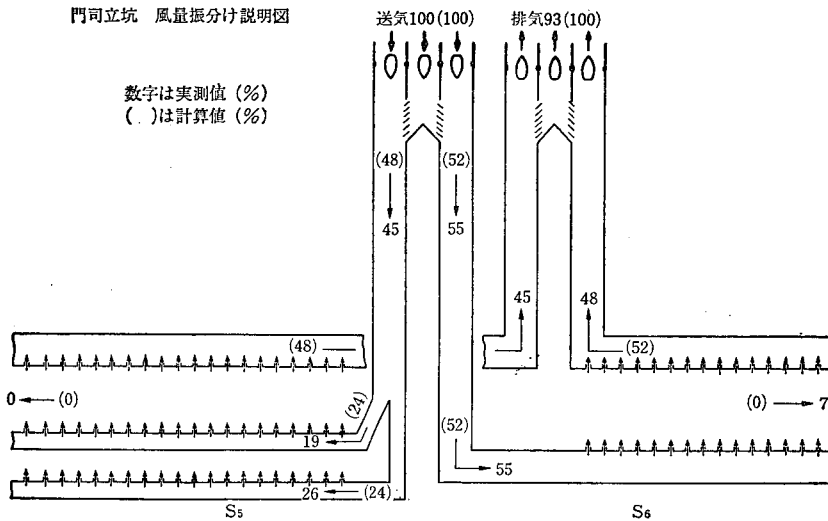


図-5.24 二重エルボ改良前および改良後のζの値

図-5.25 送排気の分配状況⁹⁾

なダクトを設けることによって、抵抗係数を図-5.24¹¹⁾のごとく、半分以下の0.8となることを模型実験で確かめた。さらに屈曲部にガイドベーンを設けることにより抵抗係数を減ずることができた。

(6) 横流式換気系全体としての風量の実測⁹⁾

以上、横流式換気系各部の損失、静圧分布を求めたが横流式換気系全体として、風量が計画通り配分されるかどうかを、実際のトンネルについて実測した。

関門トンネルの場合は、他の多くのトンネルと同じように、1立坑よりその左右2換気区間に送排している。一方、送風機は3台、2台、1台の場合の3通りがあっ

て、3台および1台の場合は、左右に分配されることになる。

ダンパーは、その開き角度を調節する等の操作を実施しなければ、風量の配分は、それに連なるトンネルダクトの抵抗によって左右される。送風機の風圧の計算にさいしては、送風機2基2ダクトの状況、すなわち左右両換気区間がおのの独立した形における場合について計算した。

もし、3台の場合も、1台の場合も、これと大差ない風量の配分が行われていることが、明らかになれば、風量の配分について問題ないわけである。

表-5.3 (排気) トンネルダクトの静圧分布より風量振分け割合の計算^{a)} (その1)

年 月 日	測定番号	区 分	S _s			S _o			合 計 風 量			比 率
			測 点	測定静圧	推定風量	測 点	測定静圧	推定風量	測 定	実測 (G)	実測 (K)	
32-12-20	(34) (35) (36)	1機2ダクト 高 +1.5°	E-10 E-11	7.62 10.34	52.7 53.8 平均(53.3)	E-21 E-22	7.35 9.16	61.5 61.5 平均(61.5)	115.0	109.53	109.10	所要比率 87:93 =48:52 (46:54)
"	(37) (38) (39)	" " -1°	E-10 E-11	7.43 9.39	51.6 51.0 平均(51.3)	E-21 E-22	6.42 8.05	55.0 56.2 平均(55.6)	106.9	93.95	94.42	(48:52)
"	(40) (41) (42)	" " -5°	E-10 E-11	7.38 9.08	51.4 50.8 平均(51.1)	E-21 E-22	6.45 7.59	57.0 56.2 平均(56.6)	107.7	84.06	84.84	(47:53)
"	(43) (44) (45)	" " -9°	E-10 E-11	5.11 6.29	43.2 43.4 平均(43.3)	E-21 E-22	4.40 5.39	47.0 46.5 平均(46.8)	90.1	73.81	73.40	(49:51)
"	(46) (47) (48)	" " -12°	E-10 E-11	5.00 5.88	42.7 40.0 平均(41.4)	E-21 E-22	4.31 5.17	46.8 46.0 平均(46.4)	87.8	65.05	64.88	(47:53)
"	(49) (50) (51)	" 低 +1.5°	E-10 E-11	5.06 6.36	43.0 41.5 平均(42.3)	E-21 E-22	4.63 5.62	47.5 48.0 平均(47.8)	90.1	76.42	76.39	(47:53)
"	(52) (53) (54)	" " -1°	E-10 E-11	4.63 5.80	41.0 39.5 平均(40.3)	E-21 E-22	4.26 5.14	41.5 45.5 平均(43.5)	83.8	70.97	70.95	(48:52)

表-5.3 (排気) トンネルダクトの静圧分布より風量振分け割合の計算^{a)} (その2)

年 月 日	測定番号	区 分	S ₅			S ₆			合 計 風 量			比 率
			測 点	測定静圧	測定風量	測 点	測定静圧	測定風量	測 定	実測 (G)	実測 (K)	
32-12-20	(55) (56)	1機2ダクト	E-10	4.80	41.7	E-21	4.29	41.6	83.9	64.27	64.19	(48:52)
	(57)	低 -5°	E-11	5.51	38.8 平均(40.3)	E-22	5.15	45.6 平均(43.6)				
"	(58) (59)	"	E-10	3.78	37.0	E-21	3.23	40.0	76.4	55.47	55.03	(48:52)
	(60)	" -9°	E-11	4.52	35.7 平均(36.4)	E-22	3.86	40.0 平均(40.0)				
"	(61) (62)	"	E-10			E-21	3.12		49.17	41.97	48.90	
	(63)	" -12°	E-11			E-22	3.52					
32-12-22	(3) (4) (5)	"	E-10	7.96	53.5	E-21	5.99	55.0	110.3	109.83		(49:51)
		高 +1.5°	E-11	10.42	54.0 平均(53.8)	E-22	8.15	58.0 平均(56.5)				
"	(6) (7) (8)	"	E-10	6.90	50.0	E-21	4.81	49.5	100.5	102.20		(49:51)
		" -1°	E-11	8.84	49.0 平均(49.5)	E-22	6.63	52.5 平均(51.0)				
"	(9) (10) (11)	"	E-10	5.59	45.0	E-21	4.90	49.6	93.6	92.10		(47:53)
		" -5°	E-11	7.03	43.5 平均(44.3)	E-22	5.80	49.0 平均(49.3)				
"	(12) (13) (14)	"	E-10	4.26	39.25	E-21	3.36	41.0	80.1	79.73		(48:52)
		" -9°	E-11	5.32	38.0 平均(38.6)	E-22	4.42	42.0 平均(41.5)				

表-5.3 (排気) トンネルダクトの静圧分布より風量振分け割合の計算^① (その3)

年 月 日	測定番号	区 分	S _s			S _a			合 計 風 量			比 率
			測 点	測定静圧	測定風量	測 点	測定静圧	測定風量	測 定	実測 (G)	実測 (K)	
32-12-22	(15) (16) (17)	1機2ダクト 高 -12°	E-10	3.47	35.0	E-21	2.45	35.0	71.3	71.27		(49:51)
			E-11	4.44	35.0 平均(35.0)	E-22	3.33	37.5 平均(36.3)				
"	(18) (19) (20)	" 低 +1.5°	E-10	4.42	40.0	E-21	2.85	38.0	80.0	85.10		(49:51)
			E-11	5.59	39.0 平均(39.5)	E-22	4.00	43.0 平均(40.5)				
"	(21) (22) (23)	" "-1°	E-10	4.00	38.0	E-21	2.96	38.5	76.3	78.32		(49:51)
			E-11	5.00	37.0 平均(37.5)	E-22	3.71	39.0 平均(38.8)				
"	(24) (25) (26)	" "-5°	E-10	3.31	34.2	E-21	2.08	32.5	69.1	71.05		(50:50)
			E-11	4.47	35.0 平均(34.6)	E-22	3.13	36.5 平均(34.5)				
32-12-25	(2)	3機2ダクト 高 +1.5° $\frac{1}{5}$ 開	E-10	24.00 (22.64)	93.7 (91.5)	E-21	20.08 (18.72)	104.8 (99.5)	197.0 (191.1)	マノメーター逆流して いて実測できず		(48:52)
			E-11		(93.7) 平均(91.5)	E-22	25.20 (23.84)	101.7 (100.2) (103.3) 平均(99.6)				
"	(3)	" $\frac{2}{5}$	E-10	24.48 (23.60)	95.2 (93.1)	E-21	21.12 (20.24)	105.5 (103.5)	199.8 (196.4)	Gork マノメーター 195.90	195.33	(48:52)
			E-11	32.08 (31.20)	94.8 (93.7) (95.0) 平均(93.4)	E-22	26.40 (25.52)	104.1 (102.5) (104.8) 平均(103.4)				

表-5.3 (排気) トンネルダクトの静圧分布より風量振分け割合の計算^① (その4)

年 月 日	測定番号	区 分	S _s			S _a			合 計 風 量			比 率
			測 点	測定静圧	測定風量	測 点	測定静圧	測定風量	測 定	実測(G)	実測(K)	
32-12-25	(4)	3機2ダクト 高 +1.5° $\frac{3}{5}$ 開	E-10 E-11	24.56 31.36 (23.60) (30.40)	95.5 93.8 (93.1) (92.8) 平均 (94.7) (92.9)	E-21 E-22	21.68 27.36 (20.72) (26.40)	107.75 106.0 (104.5) (104) 平均 106.9 (104.3)	201.6 (197.2)	Gork マノメーター 196.04		(47:53)
"	(5)	" $\frac{4}{5}$	E-10 E-11	23.92 (23.28)	94.0 (93) 平均 (94.0) (93)	E-21 E-22	20.04 27.20 (19.40) (26.56)	103.0 103.3 (101.2) (104.5) 平均 103.2 (102.9)	197.2 (195.9)	" 195.81		(47:53)
"	(6)	" 全開	E-10 E-11	24.08 (23.92)	94.3 (94) 平均 (94.3) (94)	E-21 E-22	20.80 26.40 (20.64) (26.24)	104.75 104.0 (104.2) (103.8) 平均 (104.4) (104.0)	198.7 (198)	Gork 195.73		(47:53)
32-12-29	(6) (7)	" "	E-10 E-11	23.60 31.12	93.6 93.4 平均 (93.5)	E-21 E-22	25.76	102.8 平均 (102.8)	196.3	マノメーター 198.43		(48:52)

それで、送風機の風量を多孔管によって測定するとともに、ダクト内の風圧をすでに測定しているから、逆に同一点におけるダクト内の風圧から、そこを流れている風量を逆算することが可能となった。

これを利用して、トンネルダクトの立坑基部の静圧を測定して各換気区間に対する風量の配分状況を求めた。

表-5.3⁹⁾は、排気系における風量の振分け割合の計算結果である。同様に送気系においても、左右の送気ダクトの風量の分配も求めることができた。

図-5.25⁹⁾は、送排気の風量の分配状況(百分率)を模式的に示したものである。図中の()内の数値は、計算値である。送排気風量は、同じ換気区間において等しく、従ってトンネル車道の縦断方向には空気の流れがないものとして計画されている。

しかしながら、ダクトの抵抗は、施工上の問題もあり必ずしも設計通りには行かない。この事を実際のトンネルにおいて確かめた結果が、図-5.25であって、 S_5 に48%、 S_6 に52%の設計であったのが S_5 に45%、 S_6 に55%と、3%分 S_6 に多く流れている。また S_6 では送気と排気の風量がバランスすべきところを送気が55%、排気が48%で、7%分がトンネル車道において、トンネル軸方向に流れていることが分かった。

しかし、この程度の誤差は、実用上差しつかえない範囲であって、車道上のトンネル縦方向の空気の流れもほとんど感じない程度であった。

(7) 第5章第3節の結論

第5章第3節横流式換気系についての結論は、次の4項目、

- (i) 送気系(一様分流通管)に関する実験結果の結論
- (ii) 排気系(一様合流管)に関する実験結果の結論
- (iii) その他の各部の実験結果の結論
- (iv) 横流式換気系全体としての検照に大別される。

以下、各項ごとに結論をまとめる。

(i) 送気系(一様分流通管)に関する実験結果の結論

① 一様分流通管の静圧分布を、(5.6)式のごとく示せば本管の分岐損失係数 ζ_1 は、分岐管の数 n が十分大きくなれば0と見なして良い。

② 分岐管の抵抗係数は、開度の関数であって、図-5.6に示す値をとる。

③ 支管の分流損失は、本管の流速と支管入口の流速の比の関数であって、図-5.8に示す値をとる。

④ 以上模型実験によって求められた係数を用いた計算値と、実際のトンネルの送気系における実測値を比較すると、図-5.9および図-5.10に示すごとく、きわめてよく一致しており、その理論および実験値の妥当性および実用性を確かめることができた。

(ii) 排気系(一様合流管)に関する実験結果の結論

① 本管の合流損失係数は、一様分流通管の場合とちがって、図-5.12のごとく0とならず、排気孔の位置および開度によって、その値が変化する。

② 合流管の抵抗係数は、開度の関数であって、図-5.13の値をとる。

③ 一様合流管の場合は、本管の静圧分布は一様に減少し、送気系のような最低点は存在しない。

④ 以上模型実験によって求められた計算値と、実際のトンネルの排気系における実測値とを比較すると、図-5.17のごとくであり、送気系の場合よりも、計算値と実測値が一致している。このことは、送気と同様その理論および実験値の妥当性および実用性を示している。

(iii) その他各部の実験結果の結論

① 送気機吸込側のコンクリート製ベルマウスの損失係数は、0.09~0.11であった。

② 排気機吐出側のコンクリート製排気口の吐出口損失係数は、8°の角度で0.15程度であった。

③ 立坑ダクトと一様分流通管をつなぐエルボ部分の損失は、可能な限りなめらかにし、かつガイドベーンを設けるべきことが明らかになった。

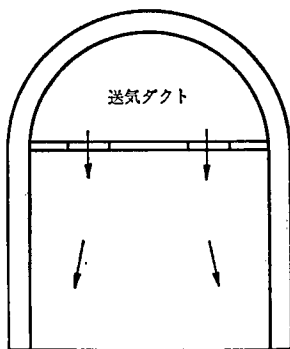


図-5.26 下方送気半横流式換気

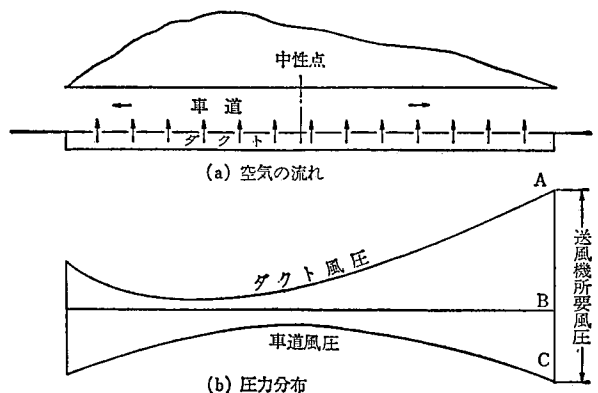


図-5.27 半横流式換気

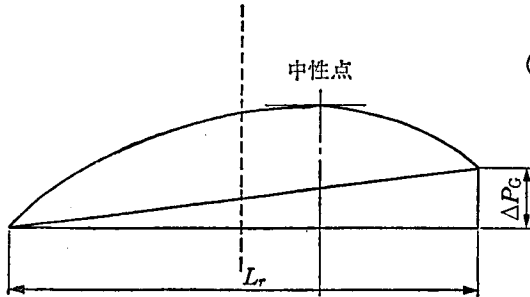


図-5.29 往復交通の場合の半横流式送気型換気の圧力分布（自然換気のある場合）

$$\xi_e \rho V(x_1) q_0 dx$$

ただし、 ξ_e は、送気ダクトから車道へ持ち込まれる x_1 軸方向の運動量の流入係数を意味する。しかし、これはほぼ軸方向に直角に流入すると考えられるので、 x_1 軸方向には運動量を持ち込まない、つまり ξ_e は 0 と考えて良い。

x_1 方向の運動量の差は、 $A dx$ の両側に働く力と釣り合うから、

$$\begin{aligned} \rho V(x_1)^2 A - \rho [V(x_1) + dV(x_1)]^2 A \\ = dh(x_1) A + \lambda \frac{dx}{d} \cdot \frac{\rho}{2} V(x_1)^2 A \\ + \frac{dP_G(x_1)}{dx} + \frac{dP_G(x_1)}{dx} \dots\dots\dots (5.32) \end{aligned}$$

また、

$$V(x_1) = V_0 \frac{x_1}{L_1}$$

である。上式を (5.32) 式に代入して整理すると

$$\begin{aligned} -\frac{dh(x_1)}{dx_1} = \left\{ \frac{\lambda}{d} \left(\frac{x_1}{L_1} \right)^2 + 4 \frac{x_1}{L_1^2} \right\} \frac{\rho}{2} V_{10}^2 \\ + \frac{dP_G(x_1)}{dx_1} + \frac{dP_G(x_1)}{dx_1} \dots\dots\dots (5.33) \end{aligned}$$

同様に、 x_2 軸方向に

$$\begin{aligned} -\frac{dh(x_2)}{dx_2} = \left\{ \frac{\lambda}{d} \left(\frac{x_2}{L_2} \right)^2 + 4 \frac{x_2}{L_2^2} \right\} \frac{\rho}{2} V_{20}^2 \\ + \frac{dP_G(x_2)}{dx_2} + \frac{dP_G(x_2)}{dx_2} \dots\dots\dots (5.34) \end{aligned}$$

となる。

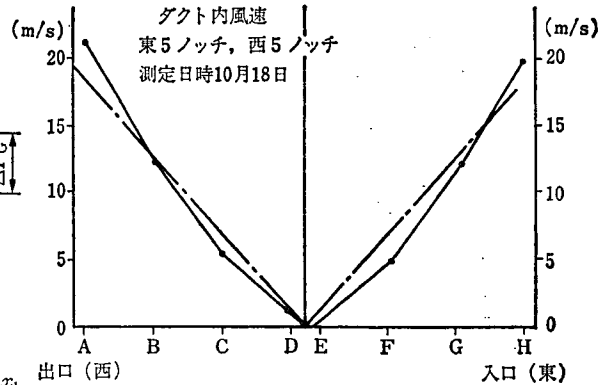
つまり、一様合流管に、微小区間 dx に働く換気力と交通換気力がそれぞれ加わった形である。

交通換気力 dP_G および自然換気力 dP_G は、それぞれの定義に従えば、次の式で与えられる。

$$\begin{aligned} \frac{dP_G(x_1)}{dx_1} = \frac{A_c \xi_e}{A_r} \cdot \frac{\rho}{2} \left\{ N_{\oplus} (V_{\oplus} - V_r(x_1))^2 \right. \\ \left. - N_{\ominus} (V_{\ominus} + V_r(x_1))^2 \right\} \frac{dP_G(x_1)}{dx_1} = \frac{\Delta P_G}{L} \dots\dots\dots (5.35) \end{aligned}$$

である。

(5.33) 式および (5.34) 式に、(5.35) 式を代入し



(注) 実線; 測定値, 一点鎖線; 計算値

図-5.30 半横流式換気のダクト内風速の計算値と実測値¹⁴⁾

て、 $x_i = 0 \sim x_i$ に関し、積分すれば、それぞれの場合の任意点 x_i の圧力を求められる。

すなわち、

$$\begin{aligned} -\frac{dP(x_i)}{dx_i} = \left\{ \frac{\lambda}{d} \left(\frac{x_i}{L_i} \right)^2 + 4 \frac{x_i}{L_i^2} \right\} \frac{\rho}{2} V_i^2 \\ + \frac{A_c \xi_e}{A_r} \cdot \frac{\rho}{2} \left\{ N_{\oplus} (V_{\oplus} - V_r(x_i))^2 - N_{\ominus} (V_{\ominus} + V_r(x_i))^2 \right\} \\ + \frac{\Delta P_G}{L} \dots\dots\dots (5.36) \end{aligned}$$

となる。

(5.36) 式を、初期条件 $x_i = 0$ (中性点において)、 $P(x_i) = P_0$ とし $x_i = 0 \sim x_i$ で積分し、

$$\alpha_{i\oplus} = \frac{A_c \xi_e}{A_r} N_{\oplus}, \quad \alpha_{i\ominus} = \frac{A_c \xi_e}{A_r} N_{\ominus},$$

$$V_{ri}(x_i) = V_{ri} \frac{x_i}{L_i} \text{ とおけば}$$

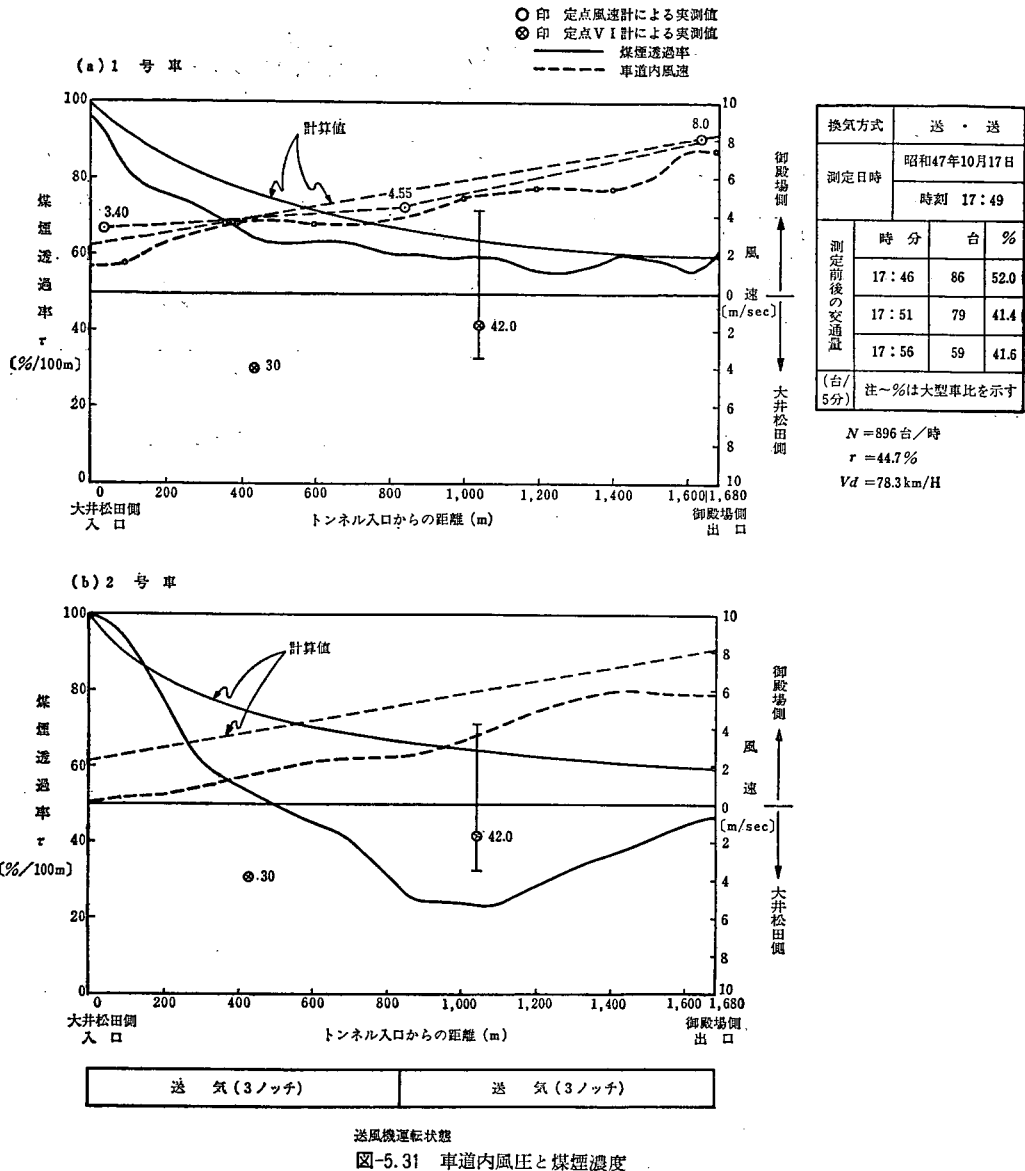
$$\begin{aligned} h_0 - h(x_i) = \left(\frac{\lambda}{3} \cdot \frac{x_i}{d} + 2 \right) \frac{\rho}{2} V_r(x_i)^2 + \frac{\Delta P_G}{L_i} x_i \\ - \alpha_{i\oplus} x_i \frac{\rho}{2} \left\{ V_{\oplus}^2 - V_{\oplus} V_r(x_i) + \frac{1}{3} V_r(x_i)^2 \right\} \\ + \alpha_{i\ominus} x_i \frac{\rho}{2} \left\{ V_{\ominus}^2 + V_{\ominus} V_r(x_i) + \frac{1}{3} V_r(x_i)^2 \right\} \dots\dots (5.37) \end{aligned}$$

である。これは、自然換気、交通換気を有するトンネルの半横流送気型の圧力分布を示す。

i) 対面交通の場合

注意すべきことは、交通換気力の定義により、 $\alpha_{i\oplus}$, $\alpha_{i\ominus}$ は、常に流れと同方向および逆方向を示すものであるから、中性点を境として、トンネルとしては同じ方向の交通でも、 α_i が①区間では $\oplus$ となり②区間では $\ominus$ という、正反対の取扱をしなければならない。

そして圧力分布を模型的に示すと、図-5.29¹²⁾ のごとき圧力分布となる。



換気方式	送・送		
測定日時	昭和47年10月17日		
	時刻 17:49		
測定前後の交通量	時分	台	%
	17:46	86	52.0
	17:51	79	41.4
	17:56	59	41.6
(台/5分)	注~%は大型車比を示す		

$N = 896$ 台/時
 $r = 44.7\%$
 $V_d = 78.3$ km/H

ii) 一方通行の場合
 一方通行のトンネルの場合、中性点の左右で交通換気力が正逆異なるから、向い風部①と追風部②とで異なってくる。

向い風部 (トンネル入口～中性点)

$$\begin{aligned}
 h_0 - h(x_1) &= \left(\frac{\lambda}{3} \cdot \frac{x_1}{d} + 2 \right) \frac{\rho}{2} V_r(x_1)^2 \\
 &+ \alpha_{\ominus} x_1 \frac{\rho}{2} \left(V_{\ominus}^2 + V_{\ominus} V_r(x_1) + \frac{1}{3} V_r(x_1)^2 \right) \\
 &+ \frac{4P_G}{L} x_1 \quad \dots\dots\dots (5.38)
 \end{aligned}$$

追風部 (中性点～トンネル出口)

$$\begin{aligned}
 h_0 - h(x_2) &= \left(\frac{\lambda}{3} \cdot \frac{x_2}{d} + 2 \right) \frac{\rho}{2} V_r(x_2)^2 \\
 &- \alpha_{\ominus} x_2 \frac{\rho}{2} \left(V_{\oplus}^2 - V_{\oplus} V_r(x_2) + \frac{1}{3} V_r(x_2)^2 \right) \\
 &+ \frac{4P_G}{L} x_2 \quad \dots\dots\dots (5.39)
 \end{aligned}$$

である。

(4) 半横流式換気のトンネルにおける実測¹⁴⁾

以上の理論計算と実際のトンネルにおける実測値と比較することは、自然換気力と交通換気力とが時間的に変動しているものであるから、きわめて困難であった。

昭和47年10月に、都夫良野トンネル¹⁴⁾で実施された実

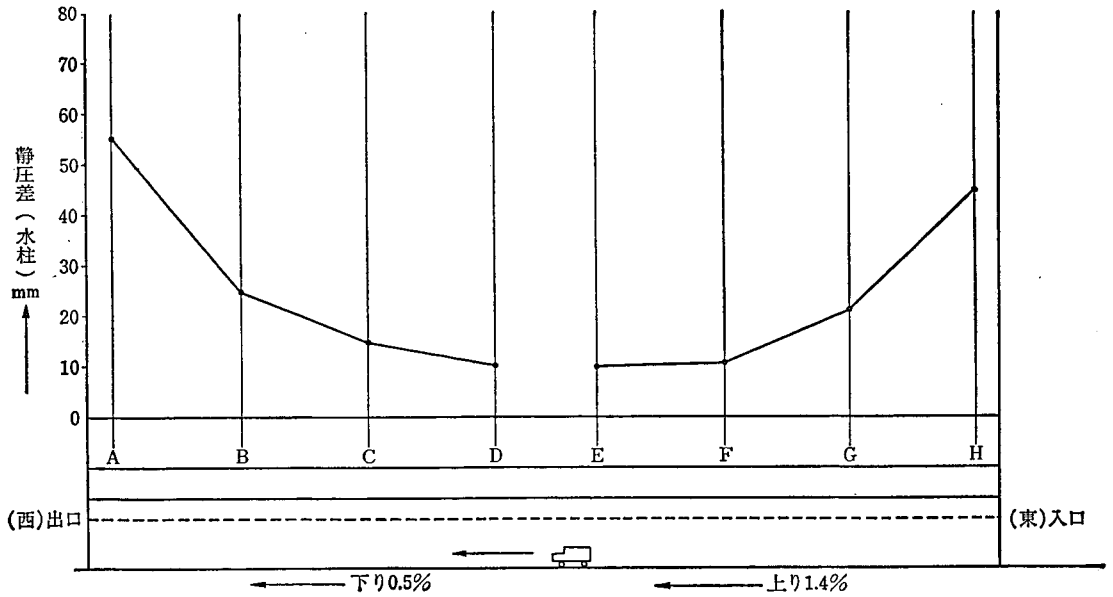


図-5.32 車道—ダクト間の静圧差測定値¹⁴⁾

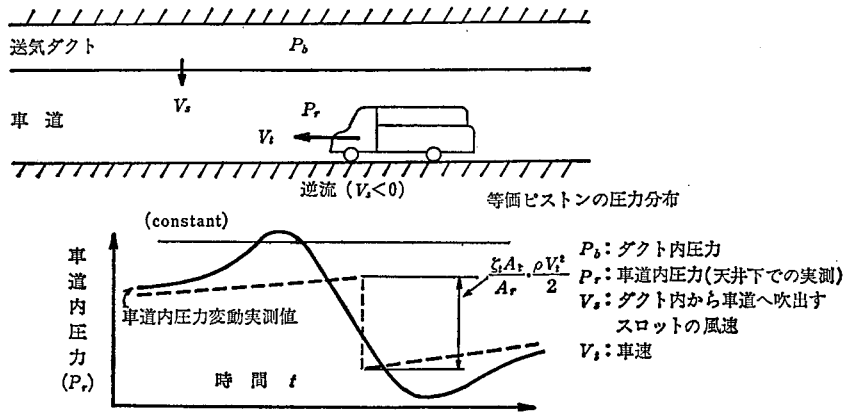


図-5.33 車両通過に伴う圧力変動¹⁴⁾

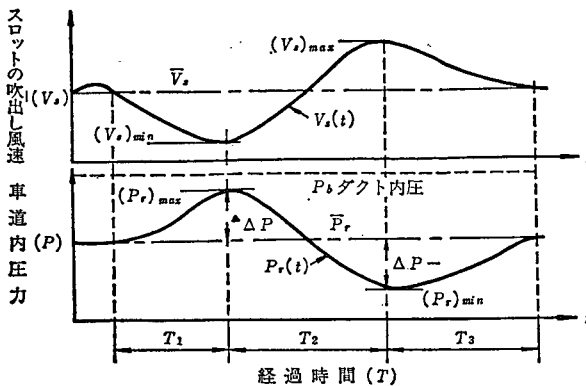


図-5.34 車道内圧力、スロットの吹出し風速の時間変化

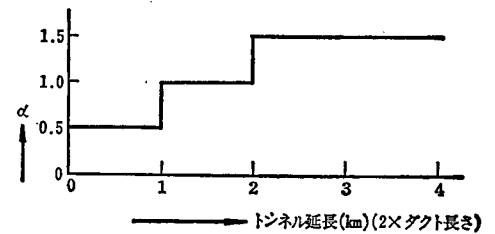


図-5.35 α の値

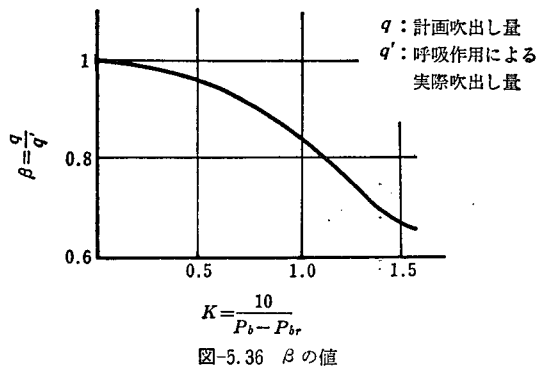
測は、換気機の風量測定、ダクト内風速測定、ダクト断面内の風速分布、車道内風速および煤煙濃度測定、車道～ダクト間静圧差測定であった。

このトンネルでは、トンネル全長が二つの換気区間に分れている。ダクト内の風速の計算値および実測値は、図-5.30のごとくであって、良く合致していた。

また、車道内風速および煤煙濃度は、2台の移動計測車によって行われた。この移動計測車は、屋根に風速計およびVI計を取り付けたものである。これによって測定された値と、計算値との比較は、図-5.31のごとくであって、かなりの振れがあるが、傾向として良くあっているものも得られた。

車道～ダクト間の静圧差は、車道自身の静圧が一定ではないことに注意を要する。測定結果の一例を、図-5.32に示す。なお、この測定において、スロットが呼吸作用をする状況も併せて測定された。すなわち車道内圧力 P_r は、走行する車によって大きく変動する。

図-5.33に示すように、車の接近につれて、 P_r は徐々に増加し、車の通過と共に大きく減少し、車が遠ざかるに従って再び回復する。この車道内圧力の変動によって、スロット吹出し速度 V_s も変動し、呼吸作用をする。



殊にダクト末端近くで圧力差 $P_b - P_r$ が小さいところでは、車の接近につれて P_r が増加すると、圧力差が負に変わることがある。このとき、車道内の汚染空気がスロットを通してダクト内に逆流することになる。

測定方法は、スロットの吹出し穴の中に熱線風速計のプローブをセットし、風速 V_s の変動を計測した。

大型車による標準的な値は、図-5.34において、車による圧力上昇 ΔP_+ は最大 10mmAq、平均 5mmAq、圧力降下 ΔP_- は、最大 20mmAq、平均 10mmAq 程度、 T_1 は 3 秒程度、 T_2 は 0.5 秒程度、 T_3 は 2 秒程度であった。

このことから、ダクト末端圧を 10mmAq に選ぶと、逆流は、ほとんど防止され、この呼吸作用による送気量の減少を補完できることが分かった。

しかし、等分布吹き出しの乱れはトンネル延長が増すにつれ大きくなることが考えられるので、上記 P_b に延長に応ずる図-5.35に示す α を乗ずるものとし、また開度の修正とし、得られた開度 K を、図-5.36で割った K/β に修正する必要があることが明らかにされた。この図-5.35においてトンネル延長 1 km 未満では呼吸作用を考慮しなくても、実際上差支えない。

(5) 送気半横流式と排気半横流式との組合せ

トンネル全長を 2 換気区間に分つことができ、かつ交通の方向が一方方向である場合に、図-5.37に示すように、送気半横流式と排気半横流式とを組み合わせることが可能である。

このように換気区間によって換気方式を変えることによって、機械的換気力と交通によるピストン作用が同一方向となり、相殺することが少なくなる。

これを確かめるため、都夫良野トンネルで行った試験結果は、表-5.4のごとくであって、VI 計 (煤煙計) によって換気効果を比較した。

表中、停一停とあるのは、換気設備の運転を両換気区

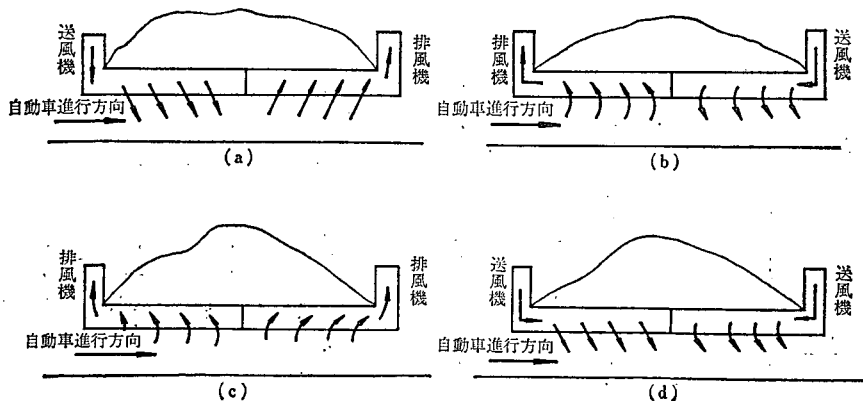


図-5.37 送排方式による半横流式換気の種類

表-5.4 半横流各種運転方式の比較¹⁴⁾

方 式 (ノッチ)	交通量 台/hr (大型台/hr)	VI 分 布	VI 平均値	V140%を 切る長さ
送 — 送	1004台/hr (324)	入口側 出口側	67%	0m
5 — 5	1552台/hr (584)		50%	200m
送 — 送	978台/hr (489)		42%	1250m
3 — 3	500台/hr (228)		65%	0m
送 — 排	852台/hr (400)		73%	0m
3 — 5	956台/hr (392)		73%	100m
排 — 送	実 施 せ ず			
排 — 排	868台/hr (480)		61%	200m
— 5 — 5	816台/hr (456)		63%	400m
停 — 停	1156台/hr (540)		47%	900m
0 — 0	768台/hr (484)		63%	0m

間とも停止して、交通換気のみによった場合である。

VI平均値およびVI40%を切るトンネル縦方向延長を、比較し概観すると、

送一排、停—停、排一排、送一送

良←……………→不良

の順になる。

排一排、送一送が、停—停より良くないのは、中性点をはさんで、機械的換気力と交通換気力とが相反する場合がおこるからで、2換気区間で、一方通行の場合は、送一排方式の運転を行う可能性があることが分かった。

(6) 第5章第4節の結論

半横流換気方式においては、一様分流通ないしは一様合流管の一方のみが使われることは前述のとおりである。これらについては、前節の結論がそのまま用いられる。

従って、これに対し、自然換気力と交通換気力の影響を考慮した本節の理論が実際にどの程度合致するかが問題となる。

① 自然換気力と交通換気力とは、時間的に変動しているので、理論計算と実測値を比較することは、きわめて困難である。

② ダクト内の風速の計算値と実測値は、良く合致した。

③ 車道内風速と煤煙濃度は、測定値と計算値とを比較するとかなりの振れがあるが傾向としては良くあっていた。

④ 車道内圧力は、走行する車によって大きく変動し、その結果、スロットが呼吸作用をする。

⑤ 大型車による圧力上昇は、最大20mmAq、平均10

mmAq程度であった。従って、ダクト末端の車道圧を10mmAqとすれば、逆流はほとんど防止されることが明らかにになった。

⑧ しかし、横流式と違って等分布吹き出しの乱れが延長が増すにつれ大きくなるので、圧力および開度の修正を行う必要のあることが明らかにになった。

⑦ トンネル全長を2換気区間に分つことができ、かつ一方交通の場合には、送気半横流式と排気半横流式とを組合わせることにより、機械換気力と交通換気力とを同一方向とし、換気効率を高める可能性があることが分かった。

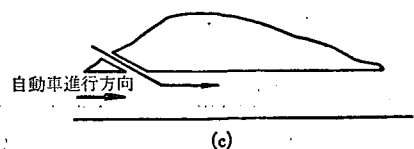
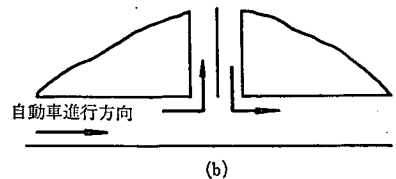


図-5.38 縦流式換気

〔5〕 縦流式換気系の所要風圧⁵⁾⁶⁾

縦流式換気系とは、トンネル延長方向に空気を流すことによって換気を行う方式であって、道路トンネルに用いられる場合の所要風圧について検討する。

その方式には、図-5.38に示す (a) 噴流方式、(b) 立坑送排気縦流式および (c) サッカルド方式の3方式がある。

本節では、この中、特に道路トンネルに使われる (a) 噴流方式および (b) 立坑送排気縦流式について述べる。

縦流換気方式における空気の流れは、風路抵抗 ΔP_R に、換気装置による圧力上昇 ΔP_r 、交通換気による圧力上昇 ΔP_C および自然換気による圧力上昇 ΔP_G がつり合うことにより、

$$\Delta P_R = \Delta P_r \pm \Delta P_C \pm \Delta P_G \quad \dots\dots\dots (5.40)$$

で表わされる。

また、

$$\Delta P_R = \left(1 + \zeta_i + \lambda \frac{L}{d}\right) \frac{\rho}{2} V_r^2 \quad \dots\dots\dots (5.41)$$

ただし、 V_r ：車道内風速 (m/sec)

ζ_i ：トンネルの入口損失係数

λ ：車道のまさつ係数

d ：車道の代表寸法 (m)

L ：車道の延長 (m)

である。

そして、

$$\Delta P_C = \frac{A_{cs} \zeta_c}{A} \frac{\rho}{2} \{N_{\oplus} (V_{\oplus} + V_r)^2 - N_{\ominus} (V_{\oplus} - V_r)^2\} \quad \dots\dots\dots (5.42)$$

であり、さらに、

$$\Delta P_G = \left(1 + \zeta_i + \lambda \frac{L}{d}\right) \frac{\rho}{2} V_G^2 \quad \dots\dots\dots (5.43)$$

ただし、 V_G ：自然換気力 ΔP_G により、交通のない場合に生ずるトンネル内の自然風速 (m/sec)

である。

(1) 自然換気の場合の理論式

従って (5.40) 式で、 $\Delta P_r = 0$ とし、(5.41)、(5.42)

および (5.43) 式を代入すれば

$$\begin{aligned} & \left(1 + \zeta_i + \lambda \frac{L}{d}\right) \frac{\rho}{2} V_r^2 \\ &= \frac{A_{cs} \zeta_c}{A_r} \frac{\rho}{2} \{N_{\oplus} (V_{\oplus} + V_r)^2 - N_{\ominus} (V_{\oplus} - V_r)^2\} \\ &+ \left(1 + \zeta_i + \lambda \frac{L}{d}\right) \frac{\rho}{2} V_G^2 \quad \dots\dots\dots (5.44) \end{aligned}$$

なる自然換気の方程式が得られる。

いま、トンネル内では、普通上下線方向の自動車の走行速度は相等しいと考えられるので、

$$V = V_{\oplus} = V_{\ominus}$$

とし、

$$\begin{aligned} \varphi_r &= \frac{V_r}{V}, \quad \varphi_G = \frac{V_G}{V}, \\ K_{\oplus} &= \left(\frac{N_{\oplus} A_{cs} \zeta_c}{A_r}\right) \left/\left(1 + \zeta_i + \lambda \frac{L}{d}\right)\right. \quad \dots\dots\dots (5.45) \end{aligned}$$

とおけば、(5.44) 式は

$$\varphi_r^2 = K_{\oplus} (1 - \varphi_r)^2 - K_{\ominus} (1 + \varphi_r)^2 + \varphi_G^2 \quad (5.46)$$

となる。

いま、一方通行の場合、 $N_{\oplus}$ または $N_{\ominus} = 0$ であるから、 $K_{\oplus}$ または $K_{\ominus} = 0$ であり次の3種の場合に分れる。

$$\begin{aligned} \varphi_r > 0, \quad \varphi_G > 0 \text{ のとき, } \varphi_r^2 &= K (1 - \varphi_r)^2 + \varphi_G^2 \\ \varphi_r > 0, \quad \varphi_G < 0 \text{ のとき, } \varphi_r^2 &= K (1 - \varphi_r)^2 - \varphi_G^2 \\ \varphi_r < 0, \quad \varphi_G < 0 \text{ のとき, } \varphi_r^2 &= K (1 + \varphi_r)^2 - \varphi_G^2 \quad \dots\dots\dots (5.47) \end{aligned}$$

となる。

(2) 噴流式の場合の理論式¹⁵⁾

前述の (5.40) 式における機械的換気圧力 ΔP_r を加える。噴流式の圧力上昇は、図-5.39 において次のごとく求められる。

まず、断面①から②までの圧力上昇 $P_{r2} - P_{r1}$ は、

$$P_{r2} - P_{r1} = \frac{\rho}{2} (V_{r1}^2 - V_{r2}^2) \quad \dots\dots\dots (5.48)$$

である。

次に、断面②から③までの圧力上昇 $P_{r3} - P_{r2}$ は、運動量の方程式を適用することにより、

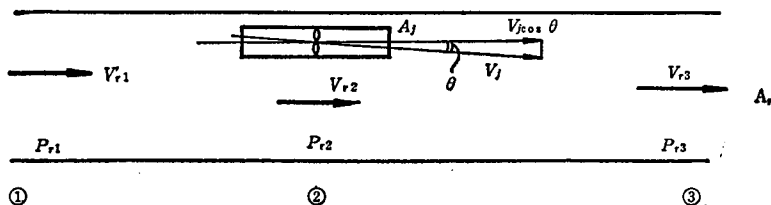


図-5.39 噴流式縦流換気¹⁵⁾

$$(P_{r3}-P_{r2})A_r=\rho A_r V_{r2}^2+\rho A_j V_j^2 \cos\theta -\rho A_r V_{r3} \dots\dots\dots (5.49)$$

である。

一方流量連続の法則より、

$$A_r V_{r1}=A_r V_{r3}=A_r V_{r2}+A_j V_j \\ (V_{r1}=V_{r3}=V_r) \dots\dots\dots (5.50)$$

となる。

ただし、 V_{r1} : i 断面における車道風速

V_j : 噴流速度 (m/sec)

A_r : 車道断面積 (m²)

A_j : 噴流口面積 (m²)

θ : 噴流の車道中心軸となす角度

である。

いま、

$$\phi=\frac{V_j}{V_r} \text{ (噴流速度比) },$$

$$\phi=\frac{A_j}{A_r} \text{ (噴流開口比)}$$

とすると、噴流装置の圧力上昇は、(5.48)、(5.49) および (5.50) 式より、 $V_{r1}=V_{r3}=V_r$ とすれば、

$$\begin{aligned} \Delta P_j &= P_{r3}-P_{r1}=(P_{r3}-P_{r2})+(P_{r2}-P_{r1}) \\ &= \rho V_{r2}^2 + \rho \frac{A_j}{A_r} V_j^2 \cos\theta - \rho V_{r3}^2 \\ &\quad + \frac{\rho}{2} V_{r1}^2 - \frac{\rho}{2} V_{r2}^2 \\ &= 2\phi(\cos\phi - \phi) \frac{\rho}{2} V_j^2 \dots\dots\dots (5.51) \end{aligned}$$

である。この ΔP_j が、抵抗、自然換気、交通換気に打ち勝てば良い。

必要換気量 Q_r は、

$$Q_r = A_r V_r \dots\dots\dots (5.52)$$

であるから、送風機の仕様は、

$$\text{風量 } Q_b = A_j V_j = \phi A_e \cdot \phi V_r = \phi \phi Q_r \dots\dots (5.53)$$

であり、圧力上昇 ΔP_b は、 ΔP_e を吸込みダクト損失、噴流損失等とすれば、

$$\left. \begin{aligned} \text{トンネル坑口の場合 } \Delta P_b &= \frac{\rho}{2} V_j^2 + \Delta P_e \\ \text{トンネル内部設置の場合} \\ \Delta P_b &= \frac{\rho}{2} (V_j^2 - V_r^2) + \Delta P_e \end{aligned} \right\} \dots\dots (5.54)$$

となる。なお、トンネル延長の長い時は、多段のブースター方式としてよい。

ただし、この噴流方式には、トンネルの延長により制

表-5.5 定点における高さ別平均風速¹⁵⁾
(自然風補正值) (単位m/s)

条件 測定高さ	1 ノッチ	2 ノッチ	3 ノッチ
5.8m	3.2	3.8	4.7
4.1m	3.0	3.4	4.0
2.5m	2.6	3.4	4.1
0.8m	2.5	3.5	4.0
全平均風速 (補正值)	2.70	3.85	4.80
測定時刻 2月18日	12時35分	12時45分	13時01分
平均風量 (補正值)	160.7m ³ /s	229.1m ³ /s	285.6m ³ /s

トンネル断面積 59.5m²

限がある。その理由は、

a) 換気量は、トンネル延長に比例して増大するからそれに伴い、 V_r が増加する。車道内風速は、7~8m/sec以下にとどめるのが望ましい。

b) ジェットファンやサッカルド方式のノズルにおける噴流の速度は、走行の安全、騒音の不快感からみて30 m/secをこえないのが望ましい。

(3) 噴流式の道路トンネルにおける実測¹⁵⁾

上記の理論に対して、実際のトンネルにおける測定が昭和50年2月17日~20日に、日本道路公団東北縦貫自動車道福島トンネルで実施された。

トンネルおよびジェットファンの諸元等は次のごとくであった。

トンネル延長	$L=880\text{m}$
" 断面積	$A_r=59.5\text{m}^2$
" 代表直径	$d=8.15\text{m}$
交通方式	一方通行
ジェットファン吐出風量	$Q=25\text{m}^3/\text{sec}$
" 吐出速度	$V_j=30.5\text{m/sec}$
" 吐出面積	$A_j=0.833\text{m}^2$

$$\text{流速比} \quad \phi = \frac{V_r}{V_j} = \frac{V_r}{30.5}$$

$$\text{断面積比} \quad \phi = \frac{A_j}{A_r} = \frac{0.833}{59.5} = 0.014$$

$$\text{トンネル流入損失係数} \quad \zeta_i = 0.6$$

$$\text{空気密度 (気温 } 1^\circ\text{C)} \quad \rho = \frac{0.12884}{g} = 0.1314$$

$$\text{kg} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^3$$

であった。

表-5.6 噴流式の各ノッチにおけるトンネル内風速の実測値
およびそれによる圧力上昇の計算値(1カ所当り)

ノッチ数	風速 (m/sec)	P_j (計算値) (mmAq)
1	2.70	3.018
2	3.85	2.991
3	4.80	2.883

i) 換気風量の実測値

測定は、定点において、一横断面に18の測点をおき、
また自然風の風速も求め、その補正を行った。

$$V = \sqrt{v^2 \pm v_a^2} \begin{cases} + \text{自然風がジェットファンの} \\ \text{噴流に対し逆風の場合} \\ - \text{順風の場合} \end{cases}$$

ただし、 V : 自然風の影響を除外した自然風速 (m/s)

v : 風速測定値の平均 (m/s)

v_a : 定点における自然風の測定値 (m/s)

である。

また風量段階は、

1ノッチ……ジェットファン2台正転

2ノッチ…… " 4台 "

3ノッチ…… " 6台 "

の3段階とした。

自然風補正を行った結果の平均風速および風量は、表
-5.5のごとくであった。

ii) 換気理論との比較

ジェットファン1カ所(2台)当りの圧力上昇は、

(5.51) 式において、 $\theta = 0^\circ$ とおけば

表-5.7 噴流式(福島トンネル)の換気風速の
計算値と実測値

ノッチ	計算値 (m/sec)		実 測 値	
	$\lambda=0.035$	$\lambda=0.034$	風速 (m/sec)	動圧 (mmAq)
1	2.76	2.79	2.70	0.479
2	3.88	3.92	3.85	0.974
3	4.66	4.72	4.80	1.514

$$P_j = \frac{\rho}{2} V_j^2 \times 2 \times \phi \times (1 - \phi) \times 2 \dots\dots\dots (5.55)$$

となる。

(5.55) 式に換気風速の実測値を代入し、各ノッチに
おけるジェットファンによる圧力上昇 P_j を求めると、表
-5.6のごとくなる。ここに、1ノッチ、2ノッチ、3ノ
ッチとは、それぞれジェットファン2台、4台、6台の
場合である。

また、トンネル内での換気風速の実測値から、各ノッ
チのトンネル内動圧を計算すると、

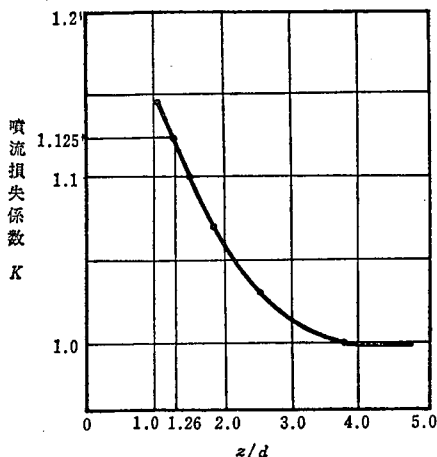
1ノッチ $P = 0.4790$ (mmAq)

2ノッチ $P = 0.9738$ (mmAq)

3ノッチ $P = 1.5137$ (mmAq)

なお、トンネル内のまさつ損失係数は、0.025として
いたが、今回の場合、監視員通路、測定用のタワー、風
速計の支持棒、観測員などの抵抗を考え、減衰曲線から、
 $\lambda=0.034$ ないし 0.035 が適当と考えられた。

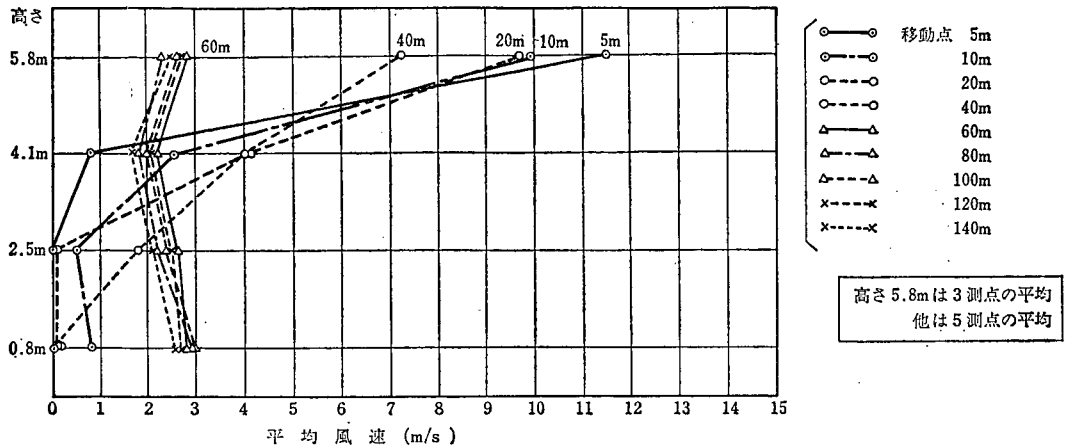
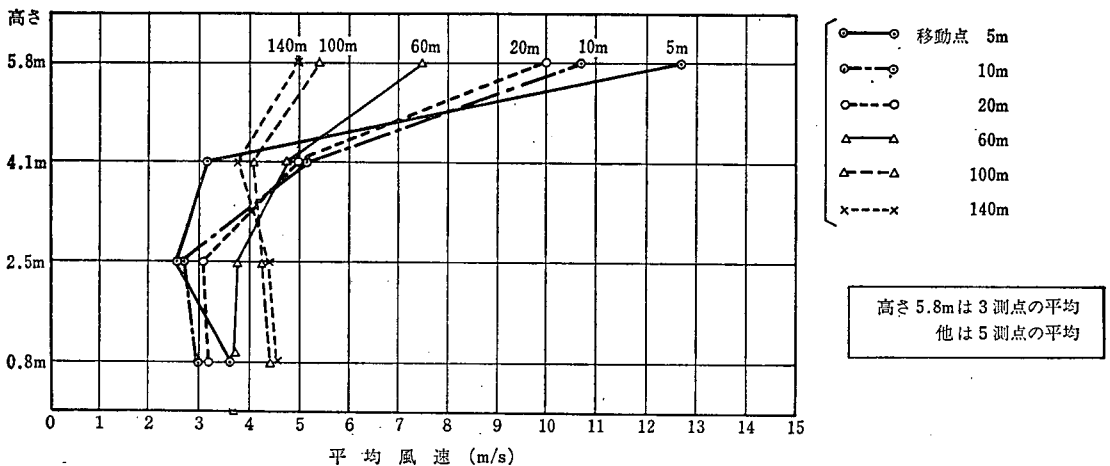
そして、



ジェントファンの取付位置により
生ずる噴流損失係数

National Technical
Report
「道路トンネル・ジェットファン
換気方式について」

図-5.40 噴流損失係数 $K^{15)}$

図-5.41 ジェットファンの場合の距離別垂直風速分布（上り線3ノッチ，自然風補正）¹⁵⁾図-5.24 ジェットファンの場合の距離別垂直風速分布（上り線3ノッチ，自然風補正）¹⁵⁾

$$\left(1 + \zeta_i + \lambda \frac{L}{d}\right) \frac{\rho}{2} V^2 = P_j \times x \times \frac{1}{K} \quad \dots (5.56)$$

であるので， ζ_i を0.6とし， λ ， ρ の値を代入し，また噴流損失係数 K は，ジェットファンの取付位置によって，図-5.40により求められる。

ここに， K は，噴流損失係数で， z はファン出口の中心から壁までの距離， d は吹出口径である。

福島トンネルの場合， $z=1,300\text{mm}$ ， $d=1,030\text{mm}$ であるから， $K=1.125$ となる。

(5.56)式に，表-5.6の P_j を代入して求めた計算結果と実測値を比較して表示すると，表-5.7のごとくであって，理論値と実測値は，ほぼ一致している。

iii) ジェットファン噴流の拡散距離¹⁵⁾

また，ジェットファンの拡散距離については，トンネル断面の風速分布を測定した図-5.41および図-5.42から

1ノッチでは，ジェットファン吐出口より60m
3ノッチでは，ジェットファン吐出口より100m
となり，3ノッチの方がジェット噴流が拡散されるのに長い距離を要するのが分かった。

iv) 起動，停止，逆転時の横断面風速分布の変動¹⁵⁾

火災の時に使用される停止，逆転時の風速分布の変動状況，あるいは起動してから断面風速が定常になるまでの時間は，次のように，図-5.43および図-5.44より求められた。すなわち，

静止状態より，3ノッチ正回転後3分で断面風速は定常となる。

3ノッチ正転状態から，ジェットファン停止後6分ではほぼ静止の状態となる。

3ノッチ正転状態から，1ノッチ逆転状態で，断面風速が定常になるまで8.5分を要する。この場合，いきな

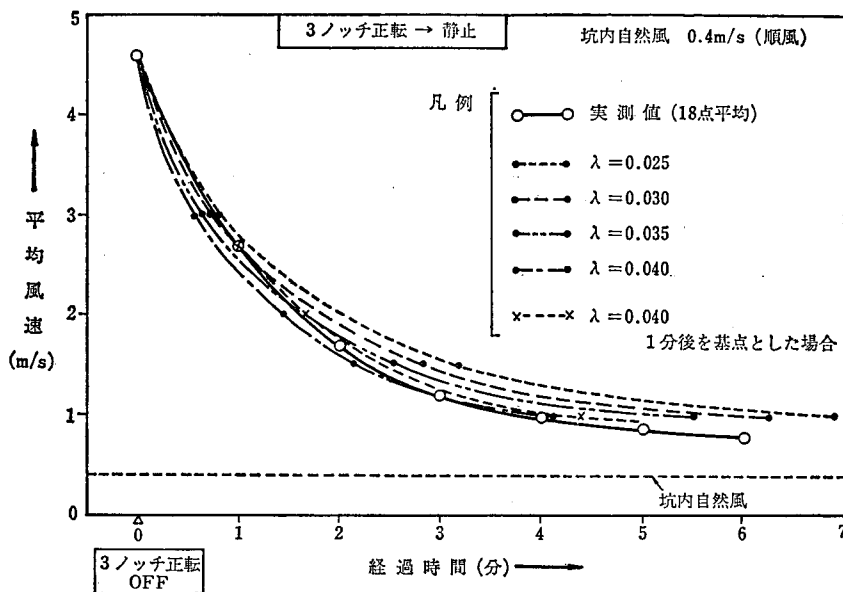
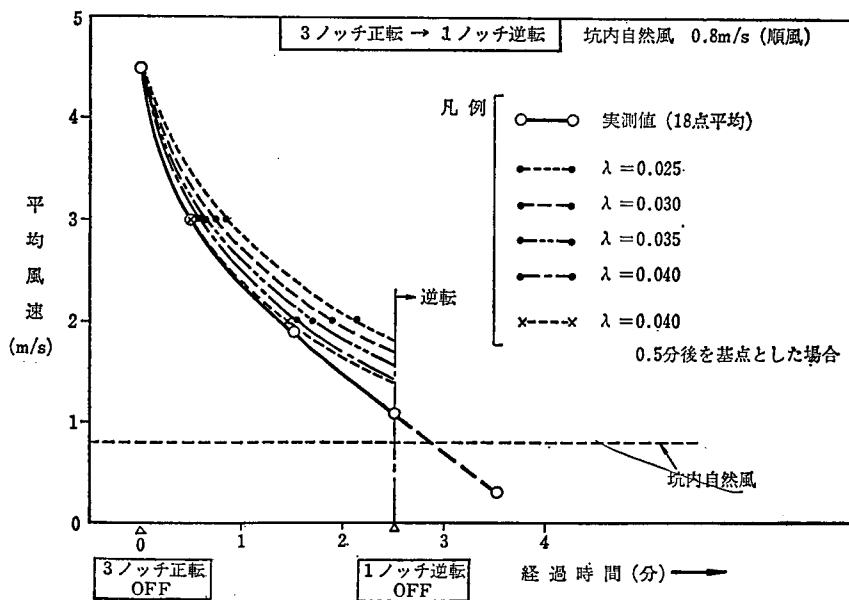
図-5.43 3 ノッチ正転→静止までの時間¹⁵⁾

図-5.44 3 ノッチ正転より1 ノッチ逆転までの時間

り逆転させるわけに行かず、図のように、ファンにオーバーロードがかからぬように2分の逆転保護時間が必要である。

v) ジェットファンの騒音¹⁵⁾

噴流式では、ジェットファンの騒音が、トンネルの縦断方向に流れ、公害を発生させるおそれがある。

今回の実験で、測定した結果は、道路中心より横方向へ約40mの地点では、50dB(A)まで低下している。

また、交通騒音であるが、土木研究所資料第806号(昭和48年3月)より推定したところ、図-5.45のごとくであり、今回のジェットファンの騒音と比較すると、同一地点については、大体10dB(A)以上、交通騒音の方が大きい。

従って、ジェットファンの騒音よりも交通騒音の占める割合が大きくなる。

(4) 立坑送排気縦流式の理論式

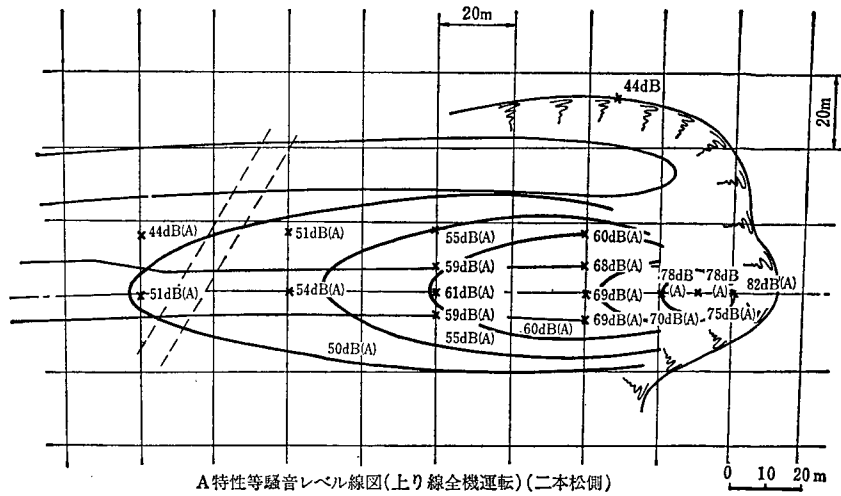


図-5.45 ジェットファンの騒音分布¹⁵⁾

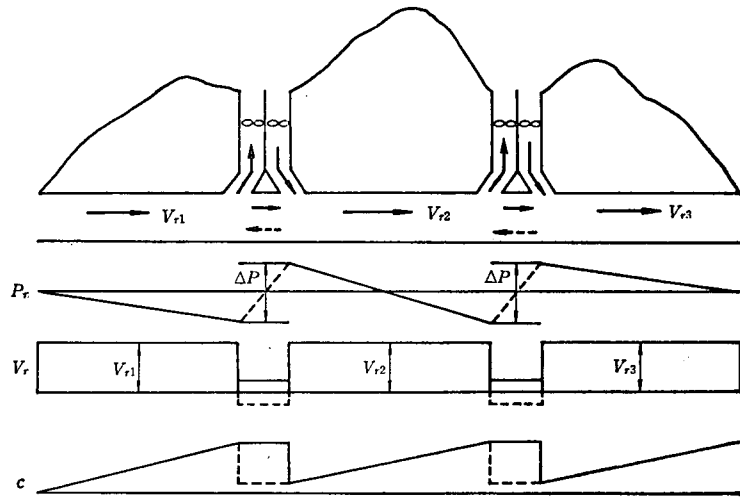


図-5.46 立坑送排気縦流式換気の流れ、圧力および濃度分布¹⁷⁾

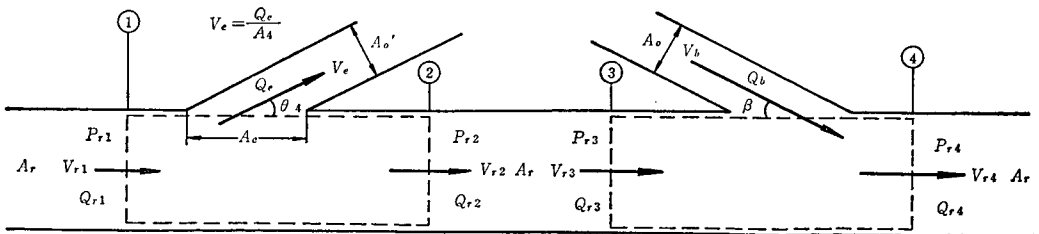


図-5.47 立坑底部詳細¹⁸⁾

長大な道路トンネルにおいても立坑等によって換気区間を分割し、立坑底において汚染された空気を排出し、新鮮な空気を送入することができれば、横流式と同様にトンネル延長と関係なく縦流式換気を用いることができる。この方式は、一方交通のトンネルで、ピストン効果を有効に利用し得る場合に用いて効果的である。

複数立坑を用いた場合の縦断面図、トンネル内風圧、風速および濃度分布の模式図は、図-5.46のごとくである。

i) 送気ノズル側理論式⁽¹⁶⁾⁽¹⁷⁾

立坑底の部分を拡大して示した図-5.47において、トンネル断面③および④に区切られた検査面に運動量および連続の法則を適用すると、

$$\rho Q_{r3} V_{r3} - (\rho Q_{r4} V_{r4} + K_b \rho Q_b V_b \cos \beta) = A_r (P_{r3} - P_{r4}) \quad \dots\dots\dots (5.57)$$

$$Q_{r3} = Q_{r4} - Q_b, \quad V_{r3} = \frac{Q_{r3}}{A_r}, \quad A_r = \frac{Q_{r4}}{V_{r4}} \quad \dots\dots\dots (5.58)$$

ただし、 P_r ：車道内の圧力

Q_r ：車道内換気量

Q_b ：送気ノズルから車道への吹込風量

V_r ：車道内換気風速

V_b ：送気ノズルから車道への噴出風速

β ：噴流とトンネル軸方向とのなす角

K_b ：送気ノズルの係数

である。

(5.57) 式および (5.58) 式より、

$$P_{r4} - P_{r3} = 2 \left(\frac{Q_b}{Q_{r4}} \right) \left(\frac{K_b V_b \cos \beta}{V_{r4}} - 2 + \frac{Q_b}{Q_{r4}} \right) \times \frac{\rho}{2} V_{r4}^2 \quad \dots\dots\dots (5.59)$$

となる。

ii) 排気ノズル側理論式⁽¹⁶⁾⁽¹⁷⁾

図-5.47 において、トンネル断面①および②に区切られた検査面に運動量の法則を適用する。

$$A_r (P_{r2} - P_{r1}) = \rho Q_{r1} V_{r1} - \rho Q_{r2} V_{r2} - K_e Q_e V_e \quad \dots\dots\dots (5.60)$$

$$Q_{r2} = Q_{r1} - Q_e, \quad V_{r2} = \frac{Q_{r2}}{A_r}, \quad A_r = \frac{Q_{r1}}{V_{r1}} \quad \dots\dots\dots (5.61)$$

ただし、 Q_e ：車道から排気ノズルへの吸込み風量

V_e ：車道から排気ノズルへの排出風速

K_e ：排気ノズルの係数

である。

(5.60) 式および (5.61) 式において Q_{r2} , V_{r2} , A_r を消去すると、

$$P_{r2} - P_{r1} = 2 \left(\frac{Q_e}{Q_{r1}} \right) \left(2 - K_e \frac{V_e}{V_{r1}} - \frac{Q_e}{Q_{r1}} \right)$$

$$\times \frac{\rho}{2} V_{r1}^2 \quad \dots\dots\dots (5.62)$$

となる。

また、立坑をはさむ左右の区間で換気量を等しくした場合、

$$Q_{r1} = Q_{r4} = Q_r, \quad Q_e = Q_b$$

となり、(5.59) 式と (5.62) 式は、

$$P_{r4} - P_{r3} = 2 \left(\frac{Q_b}{Q_r} \right) \left(\frac{K_b V_b \cos \beta}{V_r} - 2 + \frac{Q_b}{Q_r} \right) \times \frac{\rho}{2} V_{r2}^2 \quad \dots\dots\dots (5.63)$$

$$P_{r2} - P_{r1} = 2 \left(\frac{Q_b}{Q_r} \right) \left(2 - K_e \frac{V_e}{V_r} - \frac{Q_b}{Q_r} \right) \times \frac{\rho}{2} V_{r2}^2 \quad \dots\dots\dots (5.64)$$

となる。

iii) 通り抜け、短絡風量

この方式で問題となるのは、排気ノズルから排出されるべき汚染空気が、トンネル内の空気の流れに引きづられ、立坑下を通り抜けてしまう現象と、送気ノズルから吹き出した新鮮空気が排気ノズルに短絡してしまう現象である。従って、これら通り抜け、短絡風量が極力少ないことが望ましい。

通り抜け、短絡風量は、送排気口間の車道部の損失を無視すると、(5.59) 式および (5.62) 式において、 $P_{r3} = P_{r2}$ とおくことにより求められる。すなわち、立坑送排気口間の圧力差は、

$$P_{r4} - P_{r1} = \left(\frac{Q_b}{Q_{r4}} \right) \left(\frac{K_b V_b \cos \beta}{V_{r4}} - 2 + \frac{Q_b}{Q_{r4}} \right) \times \rho V_{r4}^2 + \left(\frac{Q_e}{Q_{r1}} \right) \left(2 - K_e \frac{V_e}{V_{r1}} - \frac{Q_e}{Q_{r1}} \right) \rho V_{r1}^2 \quad \dots\dots\dots (5.65)$$

となる。

一方、 P_{r4} , P_{r1} は車道部の圧力損失であるから、

$$P_{r4} = \left(\zeta_b + \lambda_b \frac{l_b}{d_b} \right) \frac{1}{2} \rho V_{r4}^2 = \left(\zeta_b + \lambda_b \frac{l_b}{d_b} \right) \frac{\rho}{2} \left\{ \left(\frac{A_b}{A_r} \right) V_b + V_{r3} \right\}^2 \quad \dots\dots\dots (5.66)$$

$$P_{r1} = - \left(1 + \zeta_e + \lambda_e \frac{l_e}{d_e} \right) \frac{\rho}{2} V_{r1}^2 = - \left(1 + \zeta_e + \lambda_e \frac{l_e}{d_e} \right) \frac{\rho}{2} \left\{ \left(\frac{A_e}{A_r} \right) V_e + V_{r2} \right\}^2 \quad \dots\dots\dots (5.67)$$

ただし、 ζ_b , ζ_e は、送気、排気側の損失係数

λ_b , λ_e は、送気、排気側のまさつ損失係数

d_b , d_e は、それぞれの代表寸法

l_b , l_e は、それぞれの延長

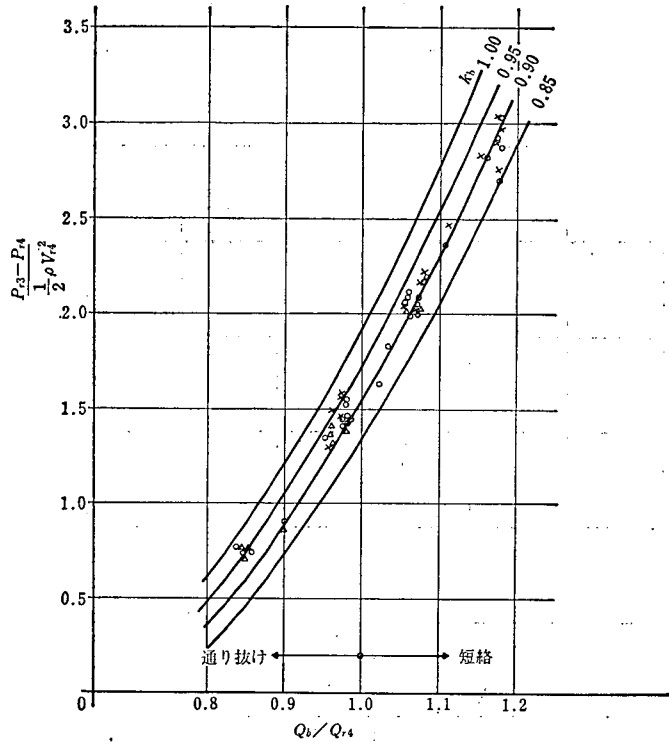


図-5.48 送気による圧力上昇¹⁰⁾

である。

(5.65) 式に、(5.66) 式および (5.67) 式を代入すると V_{r3} に関する 2 次方程式が得られ、 V_b および V_e 、すなわち、吹出し風速および排気風速を与えれば、通り抜け、短絡風速 V_{r3} を求めることができる。

V_{r7} が求められれば、(5.66) 式および (5.67) 式等より、車道部各点の圧力を求めることができる。

iv) 送排風機の所要風圧

送排風機風量が決定されれば、送排風機全圧は、次の式により求められる。

$$(\Delta P_{tot})_b = \left(\frac{\rho}{2} V_b^2 + \Delta P_c + P_m \right) \times 1.1 \quad \dots\dots\dots (5.68)$$

$$(\Delta P_{tot})_e = \left(\frac{\rho}{2} V_e^2 + \Delta P_c + P_m \right) \times 1.1 \quad \dots\dots\dots (5.69)$$

ただし、 $(\Delta P_{tot})_b$: 送風機全圧

$(\Delta P_{tot})_e$: 排風機全圧

ΔP_c : 連絡ダクト損失、ノズル損失等の全圧損失

P_m : 送排気ノズル中間の車道全圧

である。

(5) 立坑送排気縦流式の模型実験結果¹⁶⁾¹⁷⁾

i) 送気 (噴流機構) による圧力上昇

図-5.47の送気部の模型において、 $\theta=15^\circ$ と固定した

場合について実施した。

いま、(5.59) 式を V_{r4} の動圧について無次元化すると、

$$\frac{P_{r4} - P_{r3}}{\frac{\rho}{2} V_{r4}^2} = 2 \left(\frac{Q_b}{Q_{r4}} \right) \left(\frac{K_b V_b \cos \beta}{V_{r4}} - 2 + \frac{Q_b}{Q_{r4}} \right) \quad \dots\dots\dots (5.70)$$

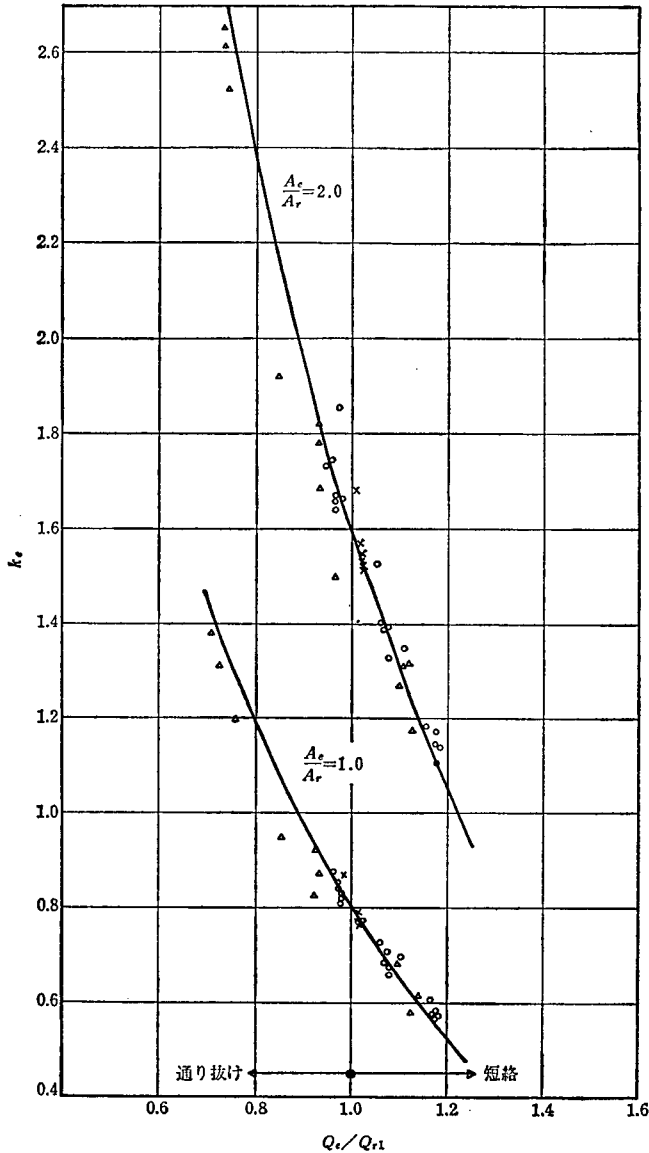
となる。

ここで K_b は、送気ノズルの係数であって、送気噴流の運動量の効率をあらわすものと言える。理論通りの圧力上昇が得られた場合 $K_b=1.0$ である。

いま、 $K_b=1.0, 0.95, 0.9, 0.8$ として、 $(P_{r4} - P_{r3}) / \frac{1}{2} \rho V_{r4}^2$ を求めると、図-5.48¹⁰⁾ に示す曲線となる。

実験結果のプロットと計算値を比較すると、短絡側、すなわち、 $Q_b > Q_{r4}$ であって、 Q_{r3} の方向に空気が流れる場合には $K_b=0.9$ の曲線と比較的良好一致し、通り抜け側、すなわち、 $Q_b < Q_{r4}$ であって、 Q_{r3} から空気が補充される場合には、 $K_b=0.95$ の曲線に近づく傾向が認められる。

この結果から、噴流式圧力上昇機構による圧力上昇は K_b を適切にとる (本実験の場合は $0.9 \sim 0.95$) ことにより、(5.59) 式あるいは (5.70) 式を用いて求めることができることがわかる。

図-5.49 K_e と Q_e/Q_{r1} との関係

ii) 排気による車道部の圧力上昇

排気による車道部の圧力変化（本実験の場合すべて圧力上昇）について、送気の場合と同様、排気ノズル取付角 $\theta=90^\circ$ に固定し、またスライド板により開口面積を調整できるようにした。

(5.62) 式における K_e は、排気ノズルの係数で、排気口から持ち出される運動量の程度を表わす係数である。排気口全面にわたって一様な風速で排気され、風速の方向がダクトの方向と一致する場合は、 $K_e=1/\tan\theta_4$ である。(5.62) 式を、 V_{r1} の動圧で無次元化すると、

$$\frac{P_{r2}-P_{r1}}{\frac{\rho}{2} V_{r1}^2} = 2 \left(\frac{Q_e}{Q_{r1}} \right) \left(2 - K_e \frac{V_e}{V_{r1}} - \frac{Q_e}{Q_{r1}} \right) \dots (5.71)$$

となる。

これから、 K_e を求めると、

$$K_e = \frac{A_e}{A_r} \left\{ 2 \frac{Q_{r1}}{Q_e} - \left(\frac{Q_{r1}}{Q_e} \right)^2 \frac{P_{r2}-P_{r1}}{\rho V_{r1}^2} \right\} \quad (5.72)$$

ただし、 A_e ：排気ノズルの断面積
となる。なお、本実験においては、 A_e/A_r が 1 および 2 の 2 通りとした。

実験の結果を (5.72) 式に代入して、 K_e を求めると

表-5.8 立坑送排気実験条件の一例¹¹⁾

実験番号	排気口断面積 車道断面積 $= \frac{A_e}{A_r}$	車道部④風量 車道部①風量 $= \frac{Q_{r4}}{Q_{r1}}$	出口部風量 調節板開度	ダンパー 開度
1-1-4	1.0	1.0	4/5	30
1-1-5	"	"	"	45
1-1-6	"	"	"	60
1-2-4	"	"	4.5/5	30
1-2-5	"	"	"	45
1-2-6	"	"	"	60
1-3-4	"	"	5/5	30
1-3-5	"	"	"	45
1-3-6	"	"	"	60

表-5.9 V_{r3} の計算値と実測値の比較の一例¹⁶⁾

実験番号	計算値	実測値
1-1-4	-1.95	-2.40
1-1-5	-2.06	-2.50
1-1-6	-2.08	-2.60
1-2-4	-0.99	-1.10
1-2-5	-1.05	-1.25
1-2-6	-1.06	-1.29
1-3-4	0.24	0.40
1-3-5	0.25	0.37
1-3-6	0.26	0.36

図-5.49¹⁶⁾となる。

図中に示した曲線は、 $(P_{r2} - P_{r1}) / \rho V_{r1}^2 = 0.2$ と仮定して、(5.72)式から求めたもので、図中に示した実験の結果と比較的良好一致する。

従って、この結果から、排気による圧力上昇は、 K_e を適切にとることにより、(5.62)式または(5.71)式より、求めることができる。

iii) 各部の静圧¹⁶⁾

送気部と排気部を、図-5.47のごとくつなぎ、各部の静圧を測定した。なお、排気部には、風量調節板を設け開度を5/5、4.5/5、4/5の場合を実施した。

その実験範囲は、入口側車道風量 Q_{r1} と排気風量 Q_e との比 Q_{r1}/Q_e の範囲は0.7~1.2で、出口側車道風量 Q_{r4} と送気風量 Q_b との比 Q_b/Q_{r4} の範囲は0.85~1.18であった。

送排部前後の静圧分布は比較的明確に測定することができた。図-5.50は、 $A_e/A_r = 1$ で、表-5.8の場合の静圧分布の測定値である。

また、この図中プロットしてあるのは、実験から求められた K_b および K_e を用いて、各点の圧力を計算した値であるが、実測値の曲線と比較的良好合っていることがわかる。なお、 K_e の値は、分合流量と車道流量との比の関数であるので、計算では K_e をトライアルにより決めてゆく必要がある。

iv) 通り抜け、短絡についての検討

前述のように V_{r3} が求まれば、通り抜け風量、短絡風量が得られる。 V_{r3} が正の時、通り抜けであり、負の時は短絡であることはいうまでもない。

表-5.9は、 V_{r3} の計算値と実測値の比較であるが、計算の結果は、実測値と比較的良好合っていることがわかる。

表-5.8と表-5.9とから、送排気口間の流れは、出口部

風量調節板の開度が5/5の時、通り抜けとなり、開度4.5/5、4/5の場合は短絡であった。

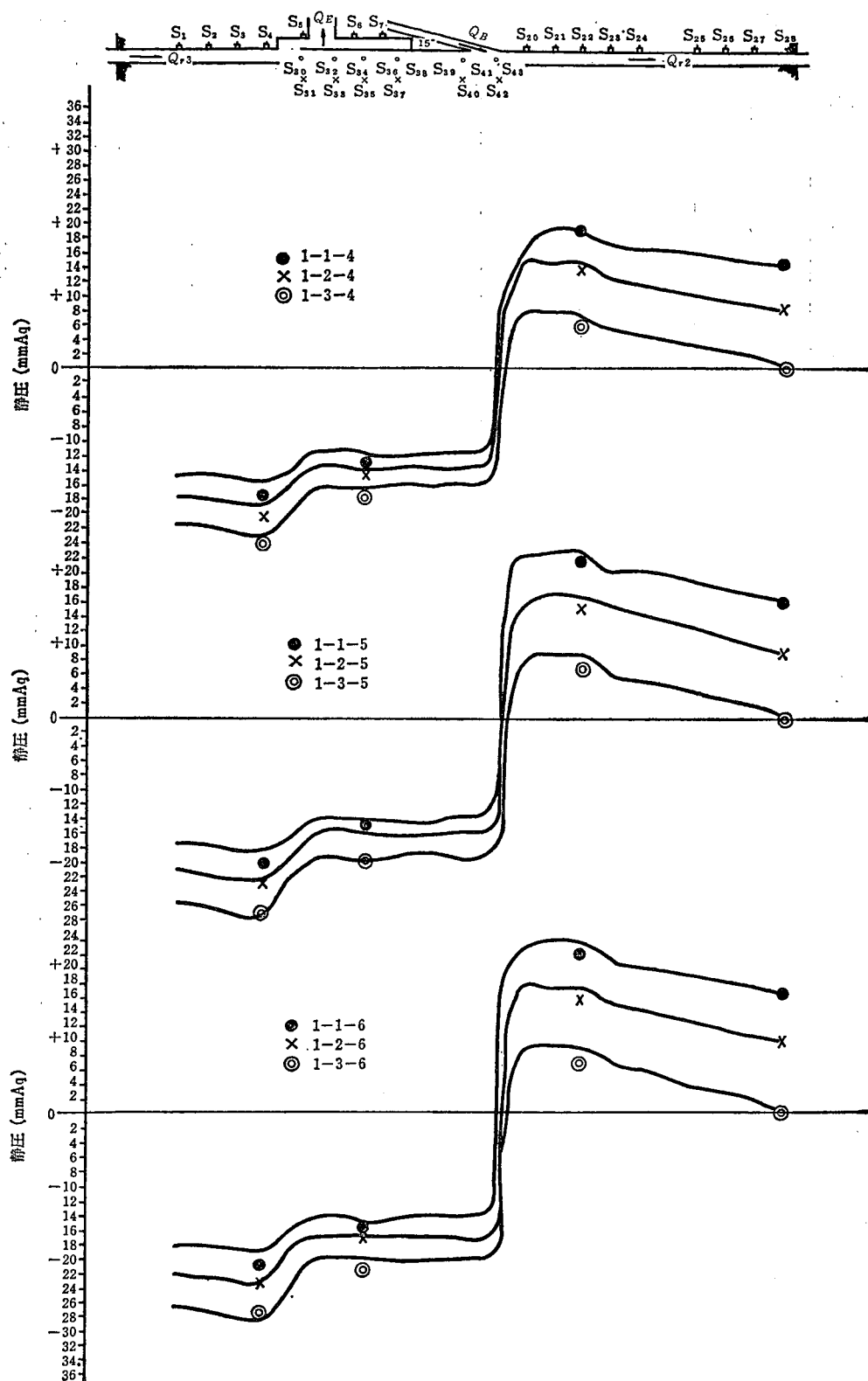
この短絡か通り抜けかは、この方式の効率に影響する。一般に噴流(送気)の速度は、ジェットファンやサッカルドノズルの場合と同様30m/s程度が限度とされているが、立坑送排縦流換気ではサッカルド方式の場合と異なり、換気量の全量がノズルから供給されることになるので、いたずらに噴流の速度を上げることは、汚染された空気が次の換気区間に流れ込む通り抜けの流れを増大させる結果のみとなることがあるので、短絡流れとならない最低の風速にとどめることが、換気動力の上から肝要である。

一換気区間の長さによっては、新鮮空気供給による昇圧だけでは短絡を防ぐことができない場合がある。これに対する対策としては、ジェットファン等を設置して見かけの抵抗を少なくする方法と、トンネル断面積を増大させて車道風速を小さくして抵抗を少なくする方法とがある。

ジェットファンによる方法は、当然動力を必要とすることになり、また、断面積を大きくする方法は、建設費の増大をまねく。

どちらが有利であるかは慎重な検討が必要であるが、縦流式換気において高い車道風速を用いることは、省エネルギー的な点からみて適当ではない。¹⁸⁾ なぜなら、車道の圧力損失は風速の2乗に比例して増大するのに対し、ピストン効果は車速と風速との差の2乗に比例するため、風速が大きくなると圧力損失は増加するにもかかわらず、ピストン効果が小さくなって、交通換気力を有効に使うことができなくなるためである。

この意味においても、車道風速は、条件により異なるが、7~8m/s程度以下にとどめることが望ましい。

図-5.50 静圧分布の測定値¹⁰⁾

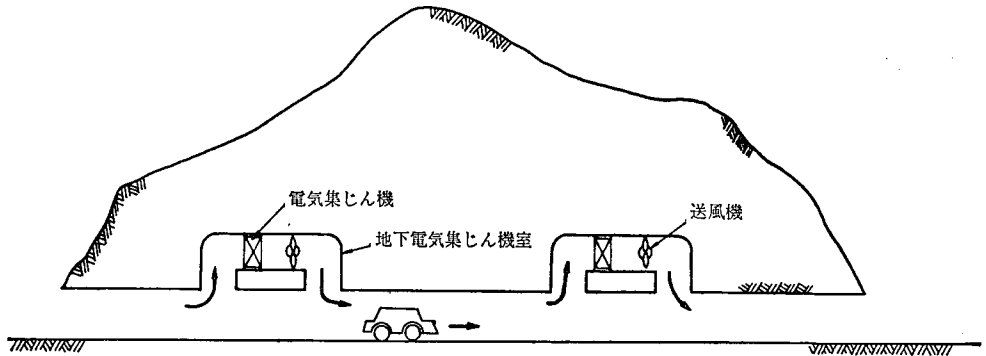


図-5.51 電気集じん機を用いた縦流換気

v) 電気集じん機の利用¹⁹⁾²⁰⁾²¹⁾

立坑送排気縦流換気では、図-5.46 に示すように汚れた空気を立坑から排出し、代りに新鮮な空気を送入する方式となっている。もし、図-5.51 のように汚れた空気を浄化して再度送ることができれば、立坑を設ける必要がなくなり、立坑を設けることが地形的に困難な場合にもこの方式を利用することができる。この場合、トンネル内に送り込まれる空気の量は再利用しない場合とくらべるとほぼ再利用回数分の1に減少することとなり、換気に要する動力は風量の3乗に比例するから大幅な動力の減少を可能にするとともに、車道風速が大きくなって縦流式の適用が困難な場合にも適用の道を拓くことになる。

トンネル内の空気の浄化による再利用の可能性は、第2章3節で検討したように、自動車排出ガス規制との関連で一酸化炭素の排出量が大幅に低下したため大きくなってきている。すなわち、ほとんどのトンネルの換気量は煤煙に対するものから決まるので、煤煙を除去するだけで再度空気を利用することができる。利用の限度はディーゼル車混入率が10～20%程度の場合3回程度である。これは車種構成、走行速度、トンネルの勾配などによって異なる。煤煙の除去は一酸化炭素などの有害成分の除去に比べると比較的容易であることに着目し、トンネル用集じんシステムの開発を行った。トンネル用集じんシステムの開発では、次の特性あるいは要求を考慮して行った。

- トンネル空気に含まれる粉じんは極めて微細であること
- 処理風量が大きくかつ変動が大きいこと
- 設置のスペースが極力少ないようにすること
- 低濃度でかつ変動が大きいこと
- 後処理が容易であること

その結果、電気集じん方式が最も適した集じん方式であるとの結論に達し、電気集じん機について開発を進め処理風速7 m/sの湿式および乾式のトンネル用集じん機

が開発された。処理風速7 m/sは通常の電気集じん機の2～3倍に相当する。

トンネル用電気集じんシステムの開発に伴い、立坑送排縦流式換気は立坑を設けることが困難な場合にも適用できるようになり、換気動力の大幅な節減と建設費の低減が可能となった。

(6) 第5章第5節の結論

縦流式換気方式に関する模型および現場実験の結果、次のような結論が得られた。

① 噴流式による車道内風圧の上昇は、(5.55)式によって求められる。

② この式によって計算した噴流式換気方式の車道内風速の計算値は、表-5.7に示すように、実際のトンネルにおける実測値とほぼ一致した。

③ 従って、噴流式に関するこれらの理論は、妥当であり実用しうるものであることが明らかにされた。

④ ジェットファン噴流の拡散距離は、ノッチが高くなるほど長い距離を要する。

⑤ ファンの静止状態から定常風速となるまでの時間、停止後風速が静止するまでの瞬間、正転状態が逆転して定常となるまでの時間が、それぞれ求められた。

⑥ トンネル出口より流れるジェットファンの騒音は、道路中心より横方向へ約40mの地点では、50dB(A)に低下しており、同一地点については交通騒音の方が10dB(A)大きいことが実測された。

⑦ 立坑送排気縦流式の理論式は、(5.63)式および(5.64)式に示すごとくであって、送排風機の所要風圧は(5.68)式および(5.69)式によって求められる。

⑧ この中、送気(噴流機構)による圧力上昇の計算値と模型実験の結果を比較することによって、送気ノズルの係数を0.9～0.95にとれば良いことが分った。すなわち、この値をとることにより、理論式(5.59)式または(5.70)式を用いて圧力上昇を計算できることが明らかにされた。

⑨ また、排気による車道部の圧力上昇は、送気と同

様に排気ノズルの係数を適切にとることにより、(5.62)式または(5.71)式により求めることができることが、模型実験によって確かめられた。

⑩ 各点の圧力の実測値の曲線は、計算値と比較的良好くあっていることが明らかにされた。

⑪ 通り抜けおよび短路によっても、計算値と実験値は比較的良好く合っていることが明らかになった。また噴流の速度は、短絡流れとならない最低の風速にとどめることが、換気動力の節約のためにも肝要で、車道風速 $7 \sim 8 \text{ m/s}$ 程度以下にとどめることが望ましい。

⑫ 立坑送排縦流式換気にトンネル用集じんシステムを組合せると、立坑の設置が困難な場合にも適用が可能となり、縦流換気方式の適用範囲を広げるとともに、換気動力の大幅な節減と建設費の低減を図ることができると。

6. トンネル内自動車火災と換気方式についての実験的研究^{2) 3) 4)}

〔1〕 概説

ここでは、各種の換気方式下において実施した自動車火災あるいは、その模擬実験について述べる。模擬実験とは、発煙筒あるいは火皿にガソリンを入れて点火し発煙させる方法によったものである。

トンネル内の自動車火災は、その火熱による危険が第一に起こるが、次いで煙が急激に拡散する。トンネルでは、トンネルの縦方向にしか煙は拡がれないため、きわめて速かに広がり、視界をさまたげる。

この火災によって、火焰は、他の車両を延焼させる。この火焰および煙の流れは、換気方式、交通換気、自然風など種々の要因によって一様でなく、換気設備を有するトンネルにあっては、火災時に、これを排煙装置として用いる場合には、交通換気による慣性や自然風による影響を考慮した排煙方式をとるべきである。

〔2〕 ニツ小屋トンネル（換気設備のないトンネル）における自動車火災実験^{3) 4)}

トンネル内における自動車火災が、実際にどのようなものであるかの基礎的資料を求めるために、実際のトンネルで、実車を燃焼させる実験を、昭和43年10月と昭和44年8月の2回にわたって、福島市飯坂町ニツ小屋トンネルで実施した。

(1) 実験条件

a) トンネル諸元

延長 384m, トンネル幅員約 6 m, アーチ中心高さ約 5 m, 内空断面積 25.5 m^2

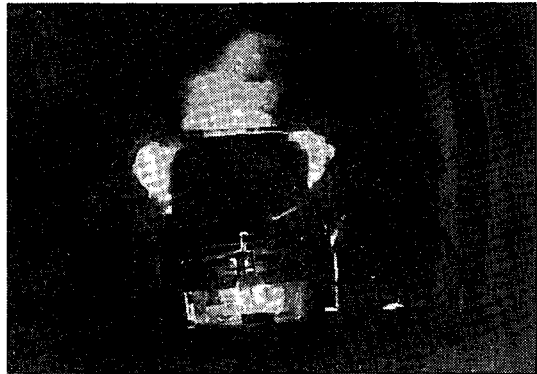


写真-6.1 ニツ小屋トンネル火災実験
(トラック燃焼実験)

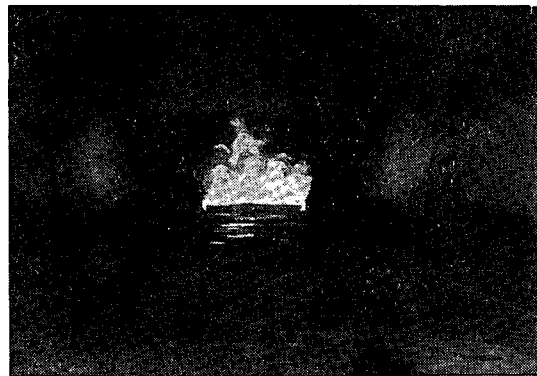


写真-6.2 ニツ小屋トンネル火災実験
(火皿燃焼実験 4 m^2)

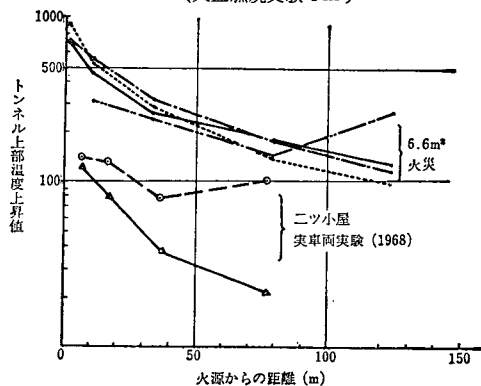


図-6.1 トンネル長さ方向の温度分布

b) 火点および燃焼物

トンネルの中央（両坑口よりそれぞれ192m）の地点を火災地点とし、燃焼物は、実車（乗用車、トラック）および $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ (1 m^2) のガソリン燃焼用火皿で、各々の火皿にガソリン 25ℓ ないし 50ℓ を入れて、2, 4, 6 枚隣接して設置した。

c) 煙濃度の測定方法

火点の風下側で、火点より80m地点の路面から、1.5m

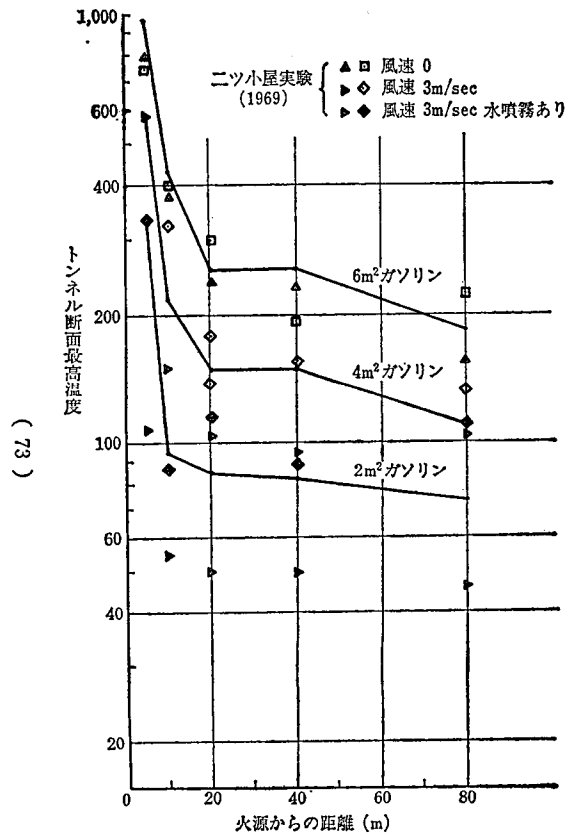


図-6.2 火点からの距離と天井付近の最高温度²⁾

表-6.1 トンネル内火災実験における火煙の発生 (カッコ内は主燃焼期間を示す)

実験名	可燃物	最大対流熱量 (Cal/sec)	等価ガソリン火皿 (m ²)	経過時間 (分)	平均発煙速度 (m ² /min)	最大発煙速度 (m ² /min)	煙発生総量 (m ²)	注
ニッ小屋 トンネル (昭和43年)	中型乗用車セドリック (44l)	3.8×10^5	1.8	90 (15)	110 (230)	760	9,800 (3,500)	
	6トンディーゼルトラック (130l)	6.2×10^5	2.9	130 (54)	750 (1,200)	2,200	97,000 (76,000)	
ニッ小屋 トンネル (昭和44年)	トヨペット・パン (44l)	14×10^5	6.5	40	270	640	11,000	
	" (44l)	2.2×10^5	1.0	27.5	660	3,100	18,000	
	セドリック・パン (44l)	0.51×10^5	0.23	18	271	800	4,900	
	6トンディーゼルトラック (120l)	6.4×10^5	3	34	840	2,500	29,000	水噴霧あり
	"	2.7×10^5	1.3					
	5トンガソリントラック (120l)	1.9×10^5	0.88	20	900	2,100	18,000	水噴霧あり
	4m ² ガソリン 100l	8.6×10^5	4	12	1,800	4,200	20,000	

表-6.2 減光率の最大値²⁾

風速 燃焼物	水噴霧		あり
	なし	あり	
	0m/s	3m/s	3m/s
火 皿 (2m ²)	99(上)	95	69
	27(下)	55	34
火 皿 (4m ²)	89	84	95
	92	79	69
火 皿 (6m ²)	—	100	100
	—	75	79
小 型 車	100	85	32
	52	22	32
大 型 車	100	77	68
	74	20	40

と4mの位置に1m減光計を設置し、着火後の煙濃度を連続的に記録した。

d) 水噴霧設備

燃焼物に対し、6ℓ/min/m²の割合で放水できるようなヘッドを、路面より4mの位置にトンネル軸方向長さ36mの区間について配置した。

(2) 実験結果

i) 温度上昇

火災によるトンネル内空気温度は、自然風の風速によって絶えず変化し、また当然のことであるが場所によって変化した。測定された最高温度は、昭和45年8月の実験で得られ、いずれも火点の風下の天井付近でおり、その値は、

乗用車の場合……………800°C

トラックの場合……………750°C

であった。

なお、点火3分頃よりしばしば爆発音がおこった。

トラックの場合、100分後に温度は外気温と同じくなかったが、くすぶり状態は続き2時間半後になっても終らなかった。

日本道路公団が網掛トンネルにおいて行った実験²⁾と比較してみると、図-6.1および図-6.2を得る。

図-6.1は、ある時点におけるトンネル長さ方向の天井付近の温度分布である。また、図-6.2は、火点からの距離と最高温度の関係を示す。

これらの図から、

① ニツ小屋トンネルの実験におけるセダンおよびトラック火災と同程度のトンネル天井温度分布をもたらす等価ガソリン火皿面積は平均4m²(時に6m²)、水噴霧設備を併用した場合平均2m²程度である。

② 上昇温度は、トンネル全面に熱気流がひろがる30～40mを境にして、火源側では稀釈により急激に減少し、坑口側では、爆発等が起らないかぎりトンネル構造物での失熱のためによりゆるやかに減衰している。

③ 温度上昇から、逆に上昇気流への熱量(cal/sec)を計算し、また等価ガソリン火皿面積を求めると、表-6.1のごとくである。

ii) 有毒ガス(CO)の発生

COの発生量は最高で200ppm以下が記録され、有毒ガスが問題となるおそれは少ないものと判断される。これはトンネルでは常に換気がなんらかの形であるためである。

iii) 煙の濃度および挙動

自動車、火皿いずれの場合も、きわめて多量の煙を発生した。各実験ごとの減光率の最大値は、表-6.2のごとくである。この表で上欄は、路面上4.0mの位置の減光率計、下欄は路面上1.5m位置の減光率計の値を示す。

いずれの実験の場合も、路面上4.0mに設けられた減光率計の方が濃い値を示し、濃い場合は、100%にもなっている。また、路面上1.5mの減光率も最大値で92%、最も良い場合でも22%である。

一般に、自動車のヘッドライトで10m先が見通せるのは、条件によって異なるが、1mあたり減光率で10%であると考えられるので、最も良い状態でも10m先を見通すことは困難であろう。

従って、燃焼が盛んに起っている状態では、風下側において消火活動等を行うに必要な視野は、路面上の高さ1.5mの所においても得ることは困難であろう。逆に風上側より火点への接近は容易であった。

煙の挙動で特徴的なことは、次のとおりであった。

① 煙は、熱気流に乗って拡散するものと思われ、温度の高い天井部の方が路面近くよりも煙濃度が高い。

② 点火の初期においては、煙はアーチ部に沿って流れ、煙のある天井アーチ部とそうでない部分とは、はっきりした境界部が見られるが、時間の経過とともに、トンネル全断面に煙が充満して流れるようになる。

③ 風速と煙濃度との間には、はっきりした傾向は認められないが、自動車の場合、風速がある方が煙濃度は低い。

④ 火皿の場合、火皿の面積が大きくなるにしたがって、煙濃度が増加する傾向が認められる。

⑤ 煙濃度に関して、水噴霧を行った場合の路面付近の濃度は、水噴霧のない場合とくらべると悪くなる。

⑥ 煙が坑口まで達するのに要する時間は、風速3m/sの場合で点火後70秒程度、風速0m/sの場合で120～200秒程度であるので、煙は風速と同じ速度で移動するものと思われる。

煙を量的に把握しようとする時、煙の濃さを考える必要がある。煙の濃さは、当然前述の減光率(単位距離当りの減光)によって求められる。

煙は、拡散して、火煙から数10m離れると全断面にわたって稀釈されると考えられる。この位置での煙の濃さは、

$$\frac{100-E}{100} = \exp(-\sigma l) \quad \dots\dots\dots (6.1)$$

ただし、 E :減光率(%)

σ :煙の濃さ、減光係数(m⁻¹)

l :測定光路長、ここでは1mとする

から求められる。

いまトンネル内で、任意の時間内に、ある煙の濃度となった車道空間の空気量が明らかになったとすると、煙の平均発生速度は、

$$v = \sigma M \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

ただし、 v ：平均発煙速度 (m^2/min)

σ ：煙の濃度 (m^{-1})

M ：単位時間内に濃度 σ となった車道空間の量 (m^3/min)

である。

また、発煙の経過時間が分れば、1台の自動車が発煙した時の煙の総量は、

$$V = vt \quad \dots\dots\dots (6.3)$$

ただし、 V ：煙の総量 (m^3)

v ：平均発煙速度 (m^2/min)

t ：経過時間 (min)

である。

(6.2)、(6.3) 式より求めた結果は、表-6.2に示したとおりである。

煙の濃さ σ が $0.1/\text{m}^{-1}$ になると、避難不能になるといわれている。

トンネル内自動車火災に際して問題となるのは、トンネル内の人々が火災によって死傷することなく脱出できるかどうか、特に煙に巻き込まれることがないかである。

いま、断面 40m^2 のトンネルで、表-6.2の中の6トンディーゼルトラック (120ℓ) が、水噴霧等の抑制なしで、全焼したとすると、煙発生総量が $29,000\text{m}^3$ であるから、そのまま放置すれば、

$$29,000 \div (40 \times 0.1) = 7,250\text{m}$$

を避難不能にする。これは、長大トンネル全延長を避難不能にする値である。

この場合、平均発煙速度 $840\text{m}^2/\text{min}$ であるから、いま、 $8,400\text{m}^3/\text{min}$ の空気、すなわち

$$8,400 \div (60 \times 40) = 3.5\text{m/sec}$$

の風速があれば、濃度は $0.1/\text{m}^{-1}$ にうすまる。逆にいえば、 3.5m/sec の速度で、濃度 $0.1/\text{m}^{-1}$ の煙が広がることになる。これは時速に直して、 12.6km/h に相当する。つまり、これ以上の速度で脱出できれば、煙に巻かれることはないことが分る。

〔3〕 関門トンネル (横流式換気方式) における火災実験

横流式は、換気の流れが車道断面を横断するがゆえに、一種のエヤカーテンの効果を上げ、最も安定した換気効果を得ると同時に排煙能力もある程度期待できる。

関門トンネルにおいて完成時において実験¹⁾を行ったが、ここでは、日本道路公団が、昭和39年6月に、車線中央にガソリン火皿 1m^2 (ガソリン6ℓ) あるいは 2m^2 (ガソリン12ℓ) で実験した結果は、表-6.3のごとく

である。

ここに、換気条件は、

I：火点のある換気区間は、排気のみ全速運転、隣接区間は、送気のみ全速運動とし、その他の区間は、通常運転を行った。

II：火点のある換気区間は、全速送排気を行い、その他の区間は通常運転を行った。

III：全区間を排気のみ全速運転を行った。

である。

煙の容積の計、すなわち煙のひろがりからいえば、表-7.3から、IIIの換気方式が最も少なく、I、IIの順に広がりが大きくなっている。しかし、IIIでは大火災の時、給気不足となり、COと煙の発生が多くなり、消火活動に不利となることも考えられる。

いずれの方式によるにせよ、煙のひろがり、すなわちきわめて限定される。しかし、問題は、熱気流が火点からまっすぐに天井面に向かい、天井面に沿って移動することである。

熱気流の温度は、図-6.2に示すように火点の直上で 1000°C 前後まで達する。一般に、コンクリートは、 $300 \sim 600^\circ\text{C}$ で、その強度を急激に減少し、また5～7分火災にさらされると、爆発のようなさく裂が起こる。従って、日本坂トンネルの火災時のような、天井板の脱落がおこる。

また、より効率の良い排煙方式は、次の項にのべる選択可変開閉大型排気口を設けることである。

〔4〕 網掛トンネル (半横流送気選択大型抽気方式) における火災実験

半横流式の防災対策としては、送風機を可逆式とし、火災時に逆転することにより、排煙するように計画されている例が多い。しかしながら、火災が起った時にファンを停止して逆転に移行させなければならない。このファンの逆転が始まるまでに時間がかかるので、その間にトンネル内に多量の煙が発生することになる。

一般に石油火災は、最初の25秒くらいで完全に広がり、火災のすぐ近くの温度は、 $115 \sim 140$ 秒、すなわち2分で最大値となるほど急速に上昇することがある。従って、この切換えの時間は、問題である。

また、送気スロットの開度を変更しないまま逆転排煙した場合、ダクト始端に集まる総排気風量は、送気時の約50%程度は確保されるが、単位長さ当りの排煙量、特に終端部付近のものは小さく、火点付近における排煙効果は必ずしも十分でない。

これを解決するため、日本道路公団では、中央自動車道網掛トンネルにおいて、大型送排気口式送気半横流

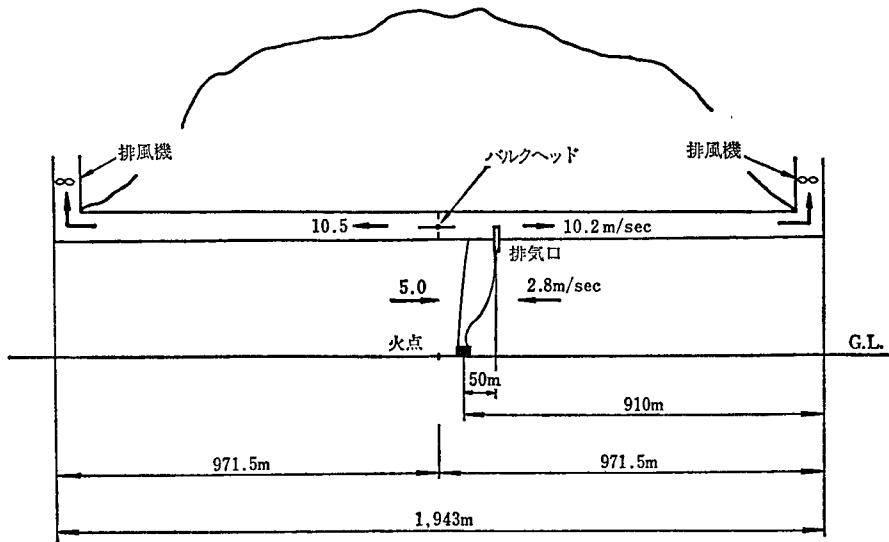
表-6.3 横流式換気における火災実験（煙の容積と一分間当り煙発生容積）¹⁾

実 験 日	換 気 方 式	点 火 1	点 火 2	点 火 3	点 火 4	点 火 5	点 火 6	
		下関側へ 門司側へ 略号 S M	S M	S M	S M	S M	S M	
第 2 日 6 / 21	I	1875m ³ 248m ³	575 360	133 1500	990 750	2700 188	2250 1050	1…2回
		2123 (2)	1935 (2)	1613 (1)	1740 (1)	2888 (2)	3030 (3)	2…3 "
		413m ³ /min 496m ³ /min	630 398	113 428	398 503	1080 210	750 352	3…1 "
第 3 日 6 / 22	II	1350m ³ 2025m ³	2025 450	1965 720	1087 900	1072 2175	1462 210	1…1 "
		3375 (3)	2475 (3)	2685 (3)	1987 (3)	3247 (3)	1672 (1)	2…0 "
		338m ³ /min 496m ³ /min	510 225	780 720	750 330	720 555	735 210	3…5 "
第 4 日 6 / 23	III	135m ³ 1500m ³	900 630	758 1050	450 1350	975 188	350 825	1…3 "
		1635 (1)	1530 (1)	1808 (2)	1800 (2)	1163 (1)	2175 (2)	2…3 "
		135m ³ /min 1500m ³ /min	1800 158	758 323	225 450	975 262	675 1650	3…0 "

上段……容積（長×厚×7.5m）

中段……容積計（下関側と門司側）及び火点別最小値より順位

下段……容積（1分間当り）

図-6.3 網掛トンネルにおける排煙実験（着火5分後）^①表-6.4 関門トンネルおよび奥田トンネルにおける火皿実験による
平均温度上昇の比較

トンネル名	換気方式	測点の高さ (床上)	火点よりの距離	10m	20m	30m
関門トンネル	上方向送気横流式	当該区間は排気のみ、隣接区間は送気のみ、その他通常運転	1.5m	7°	7°	5°
			2.5m	12	17	9
		当該区間送排気フル運転 その他通常運転	1.5m	5	3	2
			2.5m	6	3	3
		全線排気のみ運転、送気休止	1.5m	7	5	3
			2.5m	8	16	6
奥田トンネル	縦流式	全機（8台）運転	1.5m	10	10	7
			3.0m	29	5	6

の換気設備²⁾を設けた。

これは、延長1,943mのトンネルの天井ダクトに、20個の送排気口を設け、送気口としては $23\text{m}^3/\text{sec}$ 、開口面積 $0.9\sim 1.7\text{m}^2$ で、排気口は火災時にダンパーによって、トンネル軸方向に開き、最大 16.0m^2 の開口面積を有する。そして火点に最も近い排気口のみ開き、他は閉めることにより、集中的に排煙するものである。

この場合、煙を火源と排煙口の間にとじ込めておける限度は、坑口間圧力差、すなわち車道内自然風速によって左右されるが、今回の排煙実験程度、すなわち直径52mm型発煙筒3本、(等価ガソリン火皿 1.7m^2)では十分に排煙は可能であった。これは大体中型乗用車程度である。

また、完全な排煙の限度を考えると、 7m^2 程度のガソリン火災となるものと思われる。なお、この場合排風量は、各換気区間につき、送風機2台で $135\sim 170\text{m}^3/\text{sec}$

であった。また、両換気区間の間のバルクヘッドは開閉できるようになっていて図-6.3のような両方とも排気の場合の排煙効果が大きかった。

〔5〕 奥田トンネル（縦流式換気）における火災実験

ジェットファンによる一方通行のトンネルの場合は、換気による車道風の向きは、車両の進行方向と同じである。

火災地点より風上側の後続車は、火災を目前に発見すれば、当然停車する。そして、風上側は、車道内風速が $2\text{m}/\text{sec}$ 以上あれば、煙は逆流せず、火熱の影響も受けない。従って、風上側は問題ない。一方、火災地点の風下側は、煙や火熱の影響をまともに受ける。

昭和41年8月に、北九州道路奥田トンネルで行われたジェットファン式縦流換気と前述の関門トンネルの横流

式とを、ガソリン火皿 2 m^2 に点火した時の平均温度上昇について比較すると、表-6.4のごとくである。これによれば、路面上の温度上昇は全般的に、ジェットファン方式の方が高いが、実用上は問題なく、逆に路面より 4.5 m 上の天井面の最高温度上昇を実測した結果は横流式が、火点直上で約 250°C に達するのに対し、縦流式では、火点から約 10 m 風下で約 50°C 以下と推定され、むしろ縦流式の方が有利であった。

煙の分布状況は、横流式は、路面上 $1.5\sim 2\text{ m}$ までの見通しは良く、ジェットファン方式では、全面が煙に覆われた。従って、当然のことであるが、風下よりの接近は、不可能である。

しかし、前述のように、トラック1台が全焼した場合、濃度 0.1 m^{-1} の煙の拡散速度は 12.6 km/h であるから、普通の自動車では、火点より風下にあっても、脱出することは容易である。

なお、往復交通の場合は、いずれか一方の交通が、火煙と相対することとなり、危険性が大きい。

また、以上の実験結果は、立坑送排気式縦流換気の場合にも当てはまるものと考えられる。

〔6〕 第6章の結論

以上のような火災実験の結果、トンネル内の自動車火災と換気方式について、次のような結論が得られた。

① 自動車火災による熱気流は、火点から風下側斜め上方に上昇する。熱気流の温度は、最高 800°C にも達する。

② 有毒ガスの発生量は、CO では 200 ppm 以下であり、有毒ガスが問題となるおそれは少ない。

③ 自動車火災により発生する煙の量は、きわめて多量であって、その煙濃度は天井に近いほど濃かったが、路面上 1.5 m の減光率も最大値で 92% 、最良の状況でも 22% であり、 10 m 先を見通すことも困難であった。

④ 水噴霧を行った場合の煙濃度は、行わない場合とくらべると路面付近の濃度は高くなる。

⑤ 煙は、風速と同じ速度で移動すると思われる。濃度 1 m が当り 0.1 、すなわち減光率 90% (避難不能の程度) の煙が、風速 3.5 m/sec の風に乗って移動して来るとすると、これは時速に直して 12.6 km/h となる。

⑥ 横流換気方式においては、煙の広がりには限定される。しかし、熱気流は天井面に沿って移動し、その温度が高いから、天井板を用いる場合は天井板の脱落がおこる可能性がある。

⑦ 半横流換気方式では、一般に常時は天井ダクトより送気を行っており、火災時に送風機を逆転することにより排煙するよう計画されている例が多い。しかし、この切換の時間ロスが問題となる場合があり、また排煙効

果も必ずしも十分でない。

このため、火点に最も近い大型排気口を利用して排煙できるよう工夫された選択大型抽気方式が効果があり、水噴霧設備と併せて、通常の自動車火災 (車両1台) では、ほぼ十分な効果があるものと思われる。

⑧ 縦流式換気では、風下側は、煙や火勢をまともに受けるが、風上側は、車道内風速が 2 m/sec 以上あれば、煙は逆流せず、火勢の影響も受けない。

従って、往復交通では、常に危険が存在する。しかし、一方交通の場合、当然車道風と自動車の進行方向とは同一であるが、前述のように煙の拡散速度は低いから、普通の自動車は、脱出することは十分容易である。

7. 道路トンネルの換気が外部環境に及ぼす影響についての実験的研究¹⁾²⁾³⁾

換気された排気ガスはトンネル坑外に排出される。通常の道路の場合、通常その道路全線にわたって拡散稀釈される。しかし、道路トンネルの換気の場合は、そのトンネルの換気区間長の排出ガスが、換気塔あるいは坑口より集中的に排出されることになる。

在来の経験によれば、換気塔よりの排出ガスは、容易に拡散され、 50 m も離れれば、その濃度は10分の1以下となるといわれている。

本来、道路トンネルの換気とは、道路トンネル車道内の空気を通行者に支障ない程度に清浄化するためのものであるから、排気塔より排出される空気そのものも有害成分は著しく薄まっており、拡散によってさらに稀釈されるから問題とならないのは当然である。

しかし、半横流換気または縦流換気で坑口から排出された汚染空気は、方向性を持っており、集中的に排出されるため、周辺地域に与える影響が問題とされる場合がある。

従って、このような場合、汚染空気が、どのように拡散しているかの実情を調査した。

〔1〕 調査方法

調査の方法としては、次のトレーサーガスを、送気半横流式トンネル (一方通行) の出口より約 450 m 坑内に入った地点において、車道内へ連続噴射し、坑外において吸引してガスクロマトグラフによる定量分析をした。

種類: 6 フッ化イオウ (SF_6)

検出限界: 0.001 ppb (10^{-6} ppm)

このガスは、無味、無臭、無色、無害で、自然界にはほとんど存在しない。

測定は、送気半横流式換気設備を有する一方交通トンネルの出口側坑口の周辺で、昭和49年1月30~31日およ

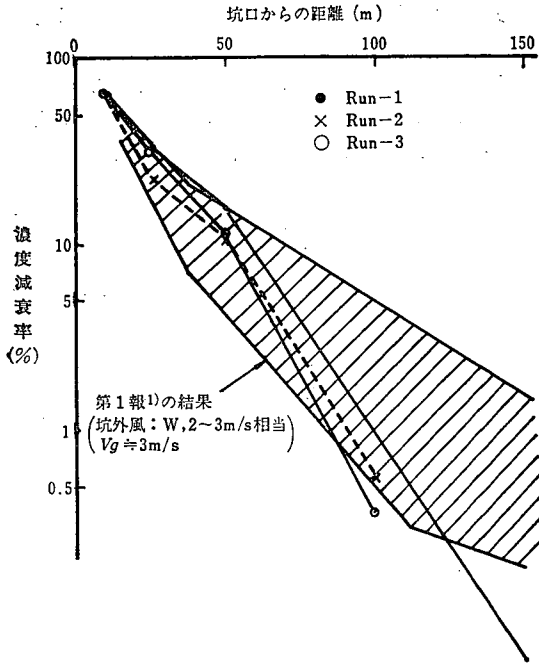


図-7.1 トンネル坑口における濃度減衰 (向い風の場合)³⁾

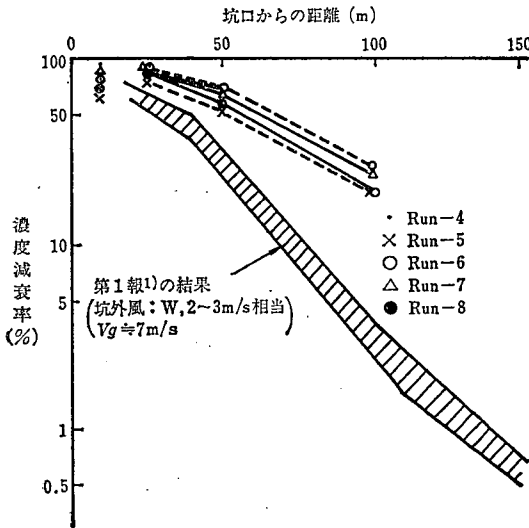


図-7.2 トンネル坑口における濃度減衰 (追い風の場合)³⁾

び50年3月18～19日の2回にわたって行われた。

〔2〕 調査結果

道路沿いの濃度減衰は、図-7.1および7.2のごとくであり、トンネルはほぼ東西に向いており、西側出口であるから、図-7.1のW風は向かい風であり、図-7.2のE風は追い風である。そして、 V_g は、換気ファンの運転および交通換気によってトンネル坑内より坑外に排出される坑口排気風速である。

図-7.1においては、向い風にかかわらず、坑口から150mの点でもわずかではあるが検出されている。これは自動車による排気ガスの引きずり効果と、坑口噴流ガスの噴流効果によるものと思われる。

図-7.2は、坑外風の方角、自動車の走行方向、坑口排気ガスの吐出方向がすべて一致しているため、排気ガスが遠方まで拡散している。

これらの図から、坑口濃度の1/10まで拡散稀釈するためには、坑外風が坑口に吹き付ける時には50m程度で十分であるが、逆風向の場合には150m程度必要であることがわかる。

また鉛直濃度分布の一例は、図-7.3のごとくである。すなわち、排気ガスは、坑口から離れるに従って上方および両側方向に拡散するのである。そして、濃度の減衰も早い。

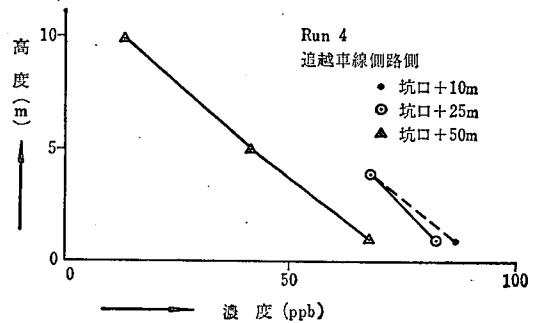


図-7.3 トンネル坑口における濃度の鉛直分布 (追い風、排気風速 = 7 m/s) ³⁾

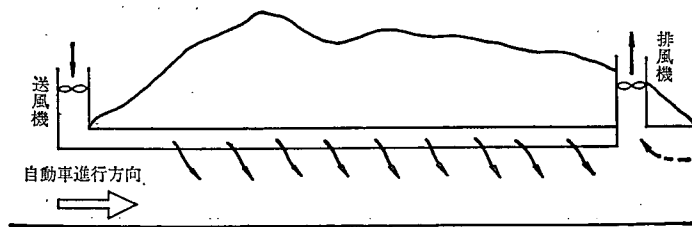


図-7.4 送気半横流集中排気

〔3〕 対策

従って、坑口位置の選定に留意すれば、問題は少ないといえる。

しかし、坑口あるいは立坑からの換気による排気ガスの影響は、付近住民、あるいは耕作者にとっては重大な関心事であり、的確な対応が要求される。

一般に、トンネルの坑口または立坑の位置において地形が複雑となっており、また自動車の走行の影響を受けるので現象が簡単でなく、拡散の予測を計算によって求めるのは、一般的にむずかしい。

従って現状では、類似のトンネルの実績を参考にしながら、模型風洞実験等を用いて推定する手法がとられることが多い。

特に、坑口からの汚染空気の出が問題とされる場合には、図-7.4のごとく、坑口に立坑式の集中排気口を設けることによって、これを制限することができる。

しかし、これは、通常の場合は必要としない特別の動力を、その集中排気口に設けることになり、省エネルギー的観点あるいは発電に伴う他地点における汚染量の増加を考慮すれば、その採用は慎重に考慮すべきである。

〔4〕 第7章の結論

以上の調査から、次の結論が得られた。

① 送気半横流式のトンネル出口より排出される汚染空氣の稀釈は、地形、自動車の走行などによって影響されて、簡単に定められないが、今回の調査では、坑口濃度の1/10までの拡散稀釈をするためには、坑外風が坑口に吹き付ける時には50m程度で十分であり、逆風の場合には150m程度必要である。

② 現象は、複雑であり、拡散の予測を計算によって求めるのは一般的に難しい。従って、類似のトンネルの実績を参考とし、模型風洞実験を併用するなどの方法が必要である。

③ 坑口からの汚染空氣の排出が問題である場合には、坑口に集中排気口を設ける方法が考えられる。しかし、その採用により別個の問題を派生することがあるので総合的な検討が必要である。

8. 諸種の機械的換気方式の得失と適用基準

〔1〕 概説

機械的換気方式は、前述したごとく、トンネル車道内の空氣の流れる方向により、次の3種に大別される。

- a) 横流式換気
- b) 半横流式換気

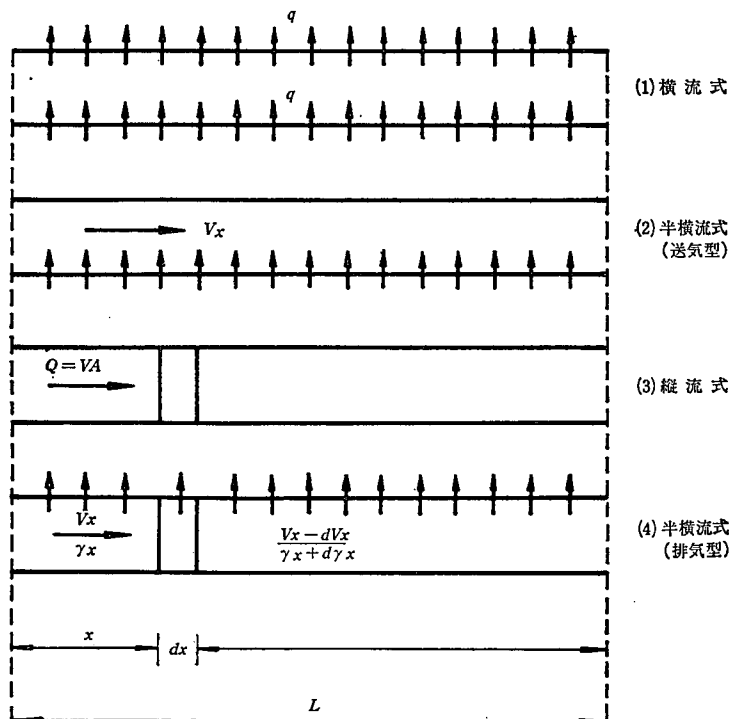


図-8.1 各換気方式の換気流の状況¹⁾²⁾

c) 縦流式換気

これらの機械的換気をとるべきか、自然換気に依存して差支えないかの選択基準については、第4章において検討した。

また、これらの換気方式の所要風圧については、第5章で、トンネル内火災との関係については、第6章で、環境に及ぼす影響については、第7章で論じた。

本章は本論文の結論をなすものであって、これらの論述を取りまとめて、各換気方式の得失と適用基準を論ずるものである。

〔2〕 各換気方式の濃度分布¹⁾²⁾

各換気方式の概念は、第5章の各節に略説したが、これをトンネル車道内の空気濃度分布から考えてみる。

図-8.1において、

$$q = \frac{Q}{L}, \quad g = \frac{G}{L}, \quad n \geq \frac{G}{Q} \quad \dots\dots\dots (8.1)$$

ただし、 q ：送気または排気ダクトから供給される換気量で等流量とする。

Q ：換気区間長 L (m) の必要総換気量

A ：トンネル断面積

g ：自動車の排気ガス量

G ：換気区間長 L で自動車が排出する総排気ガス量

n ：希釈濃度

いま、半横流の場合、空気がトンネル方向に流れるとすれば

V_x ：換気によって、 x 点においてトンネル方向に流れる風速

γ_x ： x 点の排気ガス濃度

$dV_x, d\gamma_x$ ：微少部分 dx を通過したときの V_x, γ_x の微少変量

L ：トンネル換気区間長

とすると、a) の横流式と b) の半横流式（ただし送気型の場合）は、トンネル全長に一樣に排出される排気ガスを同じく一樣な換気量 q で換気しているから、トンネル内の濃度は一定で、

$$\gamma_L = \frac{g}{q} = \frac{G}{Q} \quad \dots\dots\dots (8.2)$$

となる。

c) の縦流式では、入口以外には Q の供給はないから濃度は一樣に増加する。

入口で濃度 0 とすれば、末端で、

$$\gamma_L = \frac{G}{Q} \quad \dots\dots\dots (8.3)$$

となり、横流式の様濃度と一致する。

b) の半横流式の排気型においては、微少部分 Adx

に関して、ガスおよび換気流の流入出を考えれば、次の濃度の方程式が成り立つ。

$$\begin{aligned} A(\gamma_x + d\gamma_x)(V_x - dV_x) - gdx \\ = A\gamma_x V_x - q\gamma_x dx \quad \dots\dots\dots (8.4) \end{aligned}$$

一方、流量の連続性から、

$$AV_x = A(V_x - dV_x) + qdx$$

が成り立ち、

$$AdV_x = qdx$$

この両辺を積分し、 $x=L$ のとき $V_x=0$ とおけば、

$$V_x = \frac{-q}{A}(L-x) \quad \dots\dots\dots (8.5)$$

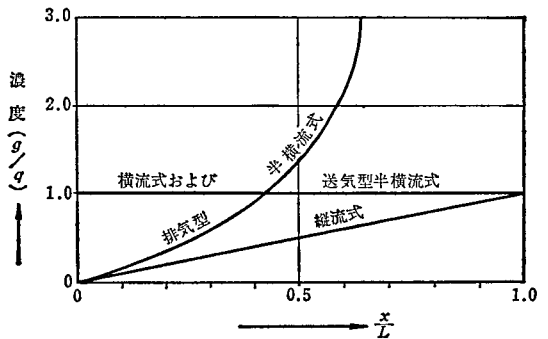


図-8.2 換気方式による濃度の比較¹⁾²⁾

(8.5) 式を、(8.4) 式に代入し、 $x=0$ で $\gamma_L=0$ とすれば、

$$\begin{aligned} d\gamma_x &= + \frac{g}{q} \frac{dx}{(L-x)} \\ \therefore \gamma_x &= \frac{g}{q} \log \frac{L-x}{L} \quad \dots\dots\dots (8.6) \end{aligned}$$

となる。

すなわち、排気型半横流式の濃度分布の式は、換気流の流入口を 0 とし、逐次トンネル内部に進むにつれて増加する。そして、

$$\log_e \left(1 - \frac{x}{L} \right) = +1 \quad \dots\dots\dots (8.7)$$

となる点、すなわち $x=0.64L$ で、 $\gamma = \frac{g}{q}$ となる。

そして、さらに x の増加に従って急激に増加して、 $x=L$ で無限大となる。

しかし、実際のトンネルにおいては、トンネル内の空気が交通によって乱されているとか、拡散作用があるとか、自然風があるとか、いろいろの理由で、無限大となる場合はおこらない。

いま、排気ガスの稀釈濃度の標準をかりに、

$$n = \frac{q}{q}$$

とすれば、

・横流式および半横流式（送気型）： $\gamma_x = n$

・縦流式： $\gamma_x = n \frac{x}{L}$

・半横流式（排気型）： $\gamma_x = +n \log \left(1 - \frac{x}{L} \right)$

となる。

これらの結果を、横流式における $n = 1$ を基準として比較したのが、図-8.2である。

このうち、排気型半横流式においては、このように濃度が増加するのをやわらげるために、 q を次第に多くすることも考えられる。

しかし、これを行っても、縦流式より濃度分布が下回ることとはできない。なぜならば、極端な場合として、 $x = L$ で Q を全部吸い出す場合が縦流式であるからである。

以上は、各換気方式を濃度分布から、眺めたものであるが、これのみにては、優劣はきめられない。さらに、下記に述べる各種の項目について検討することにより、どの換気方式を用いるべきかを選定すべきである。

〔3〕 換気方式の選択に関連する項目³⁾⁴⁾⁵⁾

どの方式を選択するかは、交通条件、トンネルの延長、地形、火災に対する安全性および環境問題などを考慮して決定すべきことはいうまでもない。そしてそのトンネルにとって最も経済的な方法をとるべきである。

交通条件については、

- a) 最大交通量が、交通容量一杯であるか否か
- b) 往復交通か一方交通か
- c) ディーゼル車の混入率、

などが問題である。

トンネルの延長および地形については、

- a) 山トンネルであるか水底トンネルであるか
- b) 立坑、斜坑あるいは横坑が可能であるかどうか
- c) 両坑門における気圧差が大きいかどうか

などが考えなくてはならない点である。

火災の安全については、

- a) 一方通行であるか往復交通であるか
- b) 危険物の輸送が制限されているかどうか
- c) 避難路の設備は十分なされているかどうか。

また、環境問題については

- a) 坑門もしくは立坑からの排気ガスが環境問題を惹き起こすかどうか

などを考えなくてはならない。

〔4〕 換気方式の適用範囲

(1) 横流式

横流式は、第5章に述べたように、トンネル車道全長にわたって、一様に送気し、一様に排気するものであるから、前述のように車道内空気の流れは一様で、換気という面で最も確実で最も一様性のあるものである。

交通換気力を利用せず、専ら車道を横断する空気の流れによって換気するものであって、トンネル延長方向の空気の流れは、ほとんどない。従って、往復交通のトンネルにおいて、換気の安定性を発揮する。

この換気方式の最大の特長は、立坑などによって、新鮮空気を取り入れ、汚染空気の排出が適当な間隔で行えるなら、トンネルの延長が長大となっても、適用できることである。

また、シールド工法などによる円形の水底トンネルでは、車道上下の掘さく空間が換気ダクトに有効に使用できる利点がある。

ただ、換気動力といった面からいえば、第5章に述べたように、送気側の動力と排気側の動力とが必要であり、車道に送り込まれ、また排出される空気は、車道に比べて小さい面積である換気ダクトを通り、かつ分岐、

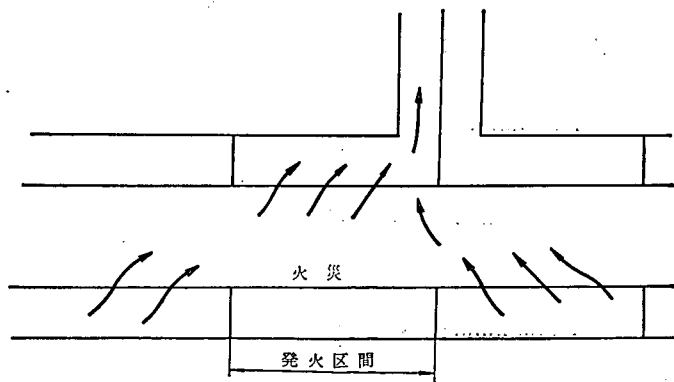


図-8.3 横流式換気の火災時の運転

合流損失があるから、車道を利用する他の方式に比べて、大きな容量とせざるを得ない。

トンネル内の自動車火災に対する防災といった点においても、普通の火災の場合、火災区間の送気を止め、排気を運転し、併せて隣接区間の排気を止め、送気を運転することにより、図-8.3のごとく、火災の延焼を抑えることができる。ただ、天井ダクトの場合、第6章に述べたように、火災のために天井板が高熱にさらされ、脱落する危険があるから、側方ダクト方式が望ましい。

第6章に述べたように、自動車火災による煙の発生量は大きく、また通常一換気区間は、数百メートルにおよぶのであるから、網掛トンネルで採用され第6章でその有効性が確かめられた、選択大型抽気方式による集中排煙が考えられ、この方式によれば、さらに火災に対して安全となろう。

横流式換気的环境に対する影響については、トンネル方向の空気の流れはないから、坑口付近においては、何も問題はない。従って、換気立坑の付近であるが、第7章において述べたように、問題となることはない。

要するに、横流式換気方式は、工費が大きく多大の動力を消費するという欠点を除けば、換気上も、防災上も、また環境上も、最も確実な方法であって、しかも長大トンネルに対して有効に利用できる方法である。

(2) 半横流式

第5章に述べたように、半横流式は、横流式の送排気の中、いずれか一方を換気ダクトにより行い、他は車道を利用するものであるから、換気馬力は、横流式に比べはるかに少なくすむ。

また、山トンネルの場合、天井のアーチ部の空間をダクトとして使用するから、掘削空間が無駄なく使える利点もある。

第5章に述べたように、交通換気力、自然換気力に応じて、中性点の左右で風向が分れる。そして、この交通換気力と自然換気力とは、時間的に変動する。

従って、横流式と違って等分布吹き出しの乱れが、延長が増すにつれて大きくなる。つまり、横流式に比べて不安定であるといえる。

また、車道が常に換気用通路として使用されているから、トンネルの延長が長くなり、換気量が大きくなった場合、車道風速が過大となるおそれがある。すなわち、この換気方式を用いるトンネルの延長には、自ら制限があることとなる。

また、車道内空気が、縦方向に中性点を境にして反対方向に流れているから、もし火災が発生すると、交通の一部は向かい風になる場合が、しばしば起こりうる。

従って、火災発生後、直ちに、この空気の流れをコントロールできなければ、火災の延焼は防げない。

このため、火災発生後、送風機を逆転させて排気する可逆式半横流式が考えられた。しかし、第6章に述べたように、この切換の時間ロスが火災を大きくし、また排煙効果も必ずしも十分でない。従って横流式と同じく選択大型抽気方式とするのが望ましい。

しかし、横流式で述べたと同様に、天井板は、火災の際の熱気流のため脱落するおそれがある。

また、一方通行のトンネルの坑口よりの排気ガスは、環境上からも、第7章に述べたように望ましくない場合も起り得る。

要するに、この半横流式は、延長の短い往復交通のトンネルに使用するに適しているといえるであろう。

(3) 縦流式

縦流式について述べるに当たっては、交通が往復交通であるか、一方交通であるかに分けて論ずる必要があると思われる。

i) 往復交通の場合

縦流式は、トンネル車道内に縦方向に空気を流すことによって換気を行うものであるから、往復交通の場合には、常にそのいずれか一方の交通は逆風に向かうこととなる。従って、交通換気力と逆行することになり、またもし両方向の交通量が等しい場合でも、第4章に述べたように空気抵抗が残ることとなる。

また火災の時は、この換気風に乗った煙が、火点に向かって来る交通車両を襲い、視界を奪い、延焼する危険性が最も高い方式である。

このことは、縦流式の中の噴流式であろうと立坑送排気式であろうと関係ない。このことは、防災上大きな問題である。

なお、換気方式のいかに拘らず、トンネル内の縦方向の空気の流れを避けえないトンネルがある。

これは、両坑門の気圧差が大きい場合に起こり、こういう条件では、縦流式が効率が良い。つまり、自然風が強くて、半横流式や横流式では、この縦方向の空気の流れを防ぐことができない場合には、往復交通のトンネルでも、この自然風の流れを援助する方向の縦流式を設けるのが良い。

このことは、自然風の強い比較的短いトンネルに起こることが多い。

ii) 一方通行の場合

縦流式は、ダクトを必要としないことによる建設費の低減と、風圧が低くてすむための動力の低減といった利点はあるにしても、往復交通の場合、上述のように、在来火災の点から危険と考えられていた。しかし、一方交通のトンネルでは、自動車走行によるピストン作用を有効に利用でき、換気の動力を大幅に低減できることから、省エネルギーの立場から、すぐれた換気方式と認識

されるようになった。

そして、火災の際も、一方交通の場合は、火災の下流側の車は、速やかにトンネルを脱出し、上流側の車は停止しても、火災の延焼はないから、危険はない。

このことは、第6章で述べた二ツ小屋トンネルで実施した火災実験において、風上側より火点への接近および消火が容易であったことが明らかにされたことにより首肯される。

また、風下側への煙の拡散が、自動車であれば容易に脱出できる速度であることも確認された。

また、縦流式を一方交通のトンネルに利用する上での大きな利点は、交通換気力の方向と換気の方角とを一致させることによって、交通換気力を活用できることである。

以下、この縦流式をさらに噴流式の場合と、立坑送排気式の場合とに分けて論ずることとする。

a) 噴流式

噴流式の場合、新鮮空気はトンネルの入口から入り、汚染空気は出口から排出される。

従って噴流式による縦流式換気の場合は、換気風はトンネルの車道のみを流れ、他からの空気の授受はないことになるから、トンネルの延長が長くなると、換気量の増大に伴って車道風速が増す。許容車道風速は、通常7～8m/sが限度とされており、交通量、車種構成、トンネルのこう配、断面積によって異なるが、噴流式を用いた縦流式の適用できるトンネルの延長は、2～3km程度となる。

なお、ジェットファンによる騒音は、むしろ交通騒音の方が大きく、問題とならないようである。

要するに、2～3km以下の一方交通のトンネルにおいて噴流式換気は、その工費が低廉なことと相まって、有効な方法である。

b) 立坑送排気式

上述のように、噴流式が途中で空気の入出がないため長いトンネルに利用できないのに対し、長いトンネルでも使えるようにトンネルをいくつかの換気区間に分割し、分割された各々が独立した縦流式換気のトンネルとなる図-8.4に示す立坑送排縦流式換気方式が考えられ

る。

立坑底における短絡がコントロールできるならば、この方式は長大なトンネルに縦流式を用いることができる。

第5章第5節に述べたように、短絡流れとならない最低の風速にとどめることが、換気動力の節約のために肝要で、車道風速を7～8m/s以下にとどめるのが良いのであって、車道風速からいえば、前述の噴流式と同じである。しかし、この方式では、そのような換気区間を連結して、長いトンネルを換気しようところに特長がある。

交通換気力の活用、火災に際しての安全性については噴流式と異ならない。環境問題については、ジェットファンのような騒音源がないだけ有利である。

c) 集塵機付立坑送排気式

第2章に述べたように、道路トンネルの換気の対象となる一酸化炭素と煤煙の中、煤煙による視程障害が著しく早く現われることから、トンネル空気中の微粒物質を除去し、浄化することにより、トンネル内空気を再利用することが考えられる。

そして、この場合、一酸化炭素は除去されないから、許容濃度に達したら、トンネル外に排出し、新鮮空気をトンネル内に取り入れなければならない。

このため、集塵機を備えた立坑送排気式が考えられ、これを集塵機付立坑送排気式換気と呼び、その構成を模型的に示せば、図-8.5のごとくである。

集塵機の利用としては、横流式あるいは半横流式に用い、トンネル内の汚染空気を浄化し、送気ダクトから車道に送り込むことも考えられるが、通常の場合の換気は可能であるにしても、火災の場合の排煙を考えると、適当ではない。

従って、集塵機は、一方通行の縦流式に適しており、特に立坑送排気式に併用して、その換気能率を最も向上させる。

〔5〕 第8章の結論

以上の検討の結果を取りまとめて表示すると、表-8.1のごとくである。

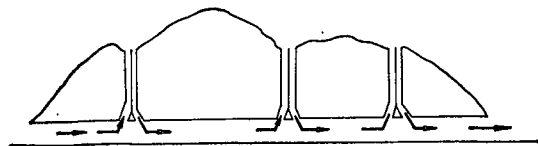


図-8.4 立坑送排縦流式換気

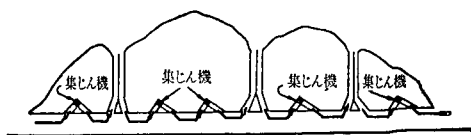


図-8.5 集塵機付立坑送排気式換気

表-8.1 換気方式の比較

	縦 流 式	半 横 流 式	横 流 式
最 適 の 場 合	交通または自然風により縦方向の空気の流れのある場合	山トンネルの場合	水底トンネル
掘さく断面積	小	小	大
ダクト断面	なし	山トンネルの場合、天井アーチ部が利用できる	大（送排の両方が必要）
交 通 方 向	一方通行に適す	いずれでも可	いずれでも可
最大トンネル延長	2～3 km, 立坑送排式ならば長大トンネルも可	2～3 km	長大トンネルも可
送 風 機 馬 力	小, 集塵機付きならばさらに小	中	大
火災に対する安全性	一方通行なら安全, 往復交通では危険	可逆式, 集中排気式なら安全	安全(火災範囲が限定される), 選択大型抽気, 側方ダクト式が良い
工 費	小	中	大
安 定 性	一方通行なら安定	交通方向と自然風の方向による	最も安定
環 境 問 題	出口坑門の周辺に要注意, 立坑送排式では, 立坑周辺に要注意	出口坑門の周辺に要注意	立坑周辺に要注意

9. む す び

以上, 道路トンネルの換気に関して, 昭和27年より昭和53年に至る間に, 筆者が実施した模型実験および実際のトンネルにおける実験および実測調査を取りまとめ, 道路トンネル換気の計画および設計方法を示した。

これらの調査研究に際しては, 建設省関門国道工事事務所および土木研究所道路研究室ならびにトンネル研究室に籍を置かれた数多くの方々に, 終始ご協力を頂いた。また, 特に, 九州大学の故葛西泰二郎教授, 佐藤雄二教授, 東京大学の河村竜馬名誉教授, 大橋秀雄教授には, ご懇切なご指導を頂き, かつ日本道路公団の比留間豊, 田島利男, 中道文基の諸氏に, また土木研究所においては, 村上良丸, 伊達英夫の諸氏に, 特にご協力とご鞭撻を頂いた。

本研究の成果は, ひとえに, これらの方々のご指導, ご協力によって初めて得られたものであり, ここに誌上を借りて, 深く感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

〈第2章〉

1. 伊吹山四郎, 泉 森三, 中尾勝則, 臼井嘉幸, 「魚見山トンネル現場実験報告」関門技術, 4巻8号
2. 名神トンネル試験研究技術資料—Ⅳ「トンネルの交

通換気及び自然換気調査試験研究篇」日本道路公団計画部技術課, 1960年8月20日

3. 高速道路調査会トンネル研究委員会トンネル換気研究班「トンネル内自動車排出ガス濃度試験調査報告書」1973年度
4. 伊吹山四郎他「道路の人間工学」昭和40年1月20日, 技術書院
5. 「道路トンネル内浮遊粉じんの実態調査」昭和48年3月, 土木研究所資料 第810号
6. 「道路トンネル内浮遊粉じん調査(2)—実トンネル模擬実験による煤煙性状調査」昭和51年3月, 土木研究所資料 第1101号
7. 「道路トンネル内浮遊粉じん調査(3)—煤煙性状に関する現地実態調査」昭和51年3月, 土木研究所資料 第1107号
8. 今田 徹「換気・照明・非常用施設」道路, 1979年5月号

〈第3章〉

1. 「自動車排気ガス(煤煙を含む)調査試験報告」1959年3月, 建設省土木研究所
2. 「排気ガス試験報告書」1960年1月, 自動車走行試験特別部会
3. 「自動車排気ガス濃度調査報告」1961年3月, 建設省土木研究所
4. 「新宇津之谷トンネル煤煙調査報告」1961年2月, 建設省土木研究所

5. 「自動車排気ガス濃度調査報告(II)」
1962年3月, 建設省土木研究所
 6. 「奥田トンネル煤煙状況調査報告」
1962年3月, 建設省土木研究所
 7. 「自動車排気ガス濃度試験調査報告書」
1966年3月, 土木研究所資料 第159号
 8. 「自動車排気ガス(煤煙濃度)調査試験報告」
1967年3月, 高速道路調査会
 9. 「トンネル内排気ガス濃度実態調査報告」
1967年10月, 高速道路調査会
 10. 「排気ガス煤煙濃度及び透過率に関する調査試験報告書」1968年3月, 高速道路調査会
 11. 「名神高速道路トンネルの換気量及びその算定基礎」1960年8月, 日本道路公団計画部技術課
 12. 「長大トンネル煤煙状況調査試験報告」
1959年12月, 建設省土木研究所
 13. 「トンネル内の物の見え方について」
1963年3月, 建設省土木研究所
 14. 「トンネル総合(照明)調査試験報告書」
1963年10月, 高速道路調査会
 15. 「金精峠トンネル照明調査試験報告書」
1965年3月, 高速道路調査会
 16. 「中野第2トンネルにおけるトンネル内の物の見え方に関する試験調査報告書」
1965年3月, 建設省土木研究所
 17. 「首都高速道路1, 4号線トンネル調査報告」
1965年3月, 高速道路調査会
 18. 「トンネル見え方調査報告書」
1966年3月, 高速道路調査会
- 〈第4章〉
1. 伊吹山四郎「道路トンネルの換気に関する研究」昭和36年6月, 建設省土木研究所
 2. 伊吹山四郎「道路トンネルの換気」理工図書, 昭和37年5月30日
 3. 河村竜馬, 伊吹山四郎, 「一方通行の道路トンネルにおける交通換気」土木学会論文集, 94号, 昭和38年6月
 4. R. Kawamura, S. Ibuki, "Natural Ventilation caused by One-way Traffic through a Vehicular Tunnel" Civil Engineering in Japan.
 5. 日本道路公団計画部技術課「トンネルの交通換気及び自然換気調査試験研究篇」名神トンネル試験研究技術資料一IV, 1960年8月20日
 6. 比留間豊, 田島利男, 中道文基「道路トンネルの附帯設備」理工図書, 昭和41年10月1日
- 〈第5章〉
1. 葛西泰二郎, 佐藤雄二, 伊吹山四郎「送気スロットの損失係数に関する模型実験報告」関門技術, 第5巻第11号, 昭和33年5月
 2. 葛西泰二郎, 佐藤雄二, 伊吹山四郎「送気スロットの流量調節方法に関する模型実験報告」関門技術, 第4巻第4号, 昭和31年10月
 3. 伊吹山四郎, 竹田長年, 井手忠利「海底部送気ダクト現場実験報告」関門技術, 第4巻第5号, 昭和31年10月
 4. 伊吹山四郎「道路トンネルの換気における一様分流通管及び合流管の主管内静圧ならびに分岐管開度計算法」土木学会論文集 47号, 昭和32年8月
 5. 伊吹山四郎「道路トンネルの換気」理工図書, 昭和37年5月30日
 6. 伊吹山四郎「換気現場測定」関門技術, 5巻11号, 昭和33年5月
 7. 葛西泰二郎, 佐藤雄二, 伊吹山四郎「排気ポートの損失係数に関する模型実験報告」関門技術, 5巻11号, 昭和33年5月
 8. 伊吹山四郎, 染川豊「換気風圧計算」関門技術, 4巻7号, 昭和31年12月
 9. 伊吹山四郎, 染川豊「換気風圧計算その2(簡略計算法)およびスロット開度計算法」関門技術, 5巻3号, 昭和32年6月
 10. 葛西泰二郎, 佐藤雄二, 伊吹山四郎「立坑ダクトの抵抗に関する模型実験報告(その1)」関門技術, 3巻3号, 昭和30年8月
 11. 葛西泰二郎, 佐藤雄二, 伊吹山四郎「立坑ダクトの流体抵抗に関する模型実験報告(その2)」関門技術 3巻7号, 昭和31年2月
 12. 比留間豊, 田島利男, 中道文基「道路トンネルの附帯設備」理工図書, 昭和41年10月1日
 13. 高速道路調査会長大トンネル換気専門委員会報告書「日本坂トンネル換気方式基本計画の研究」昭和40年3月
 14. 高速道路調査会「一方交通トンネルの換気方式に関する調査研究報告書」昭和48年2月
 15. 高速道路調査会「大口径ジェットファンの換気効果に関する調査研究報告書」昭和50年4月
 16. 今田 徹, 水谷敏則, 堀内浩三郎「立坑送排縦流換気模型実験」土木研究所資料 第1070号, 昭和50年8月
 17. 高速道路調査会「立坑送排縦流換気方式に関する調査研究報告書」昭和51年2月
 18. 今田 徹「換気・照明・非常用施設」道路, 1979年5月号
 19. 立石俊一, 今田 徹, 水谷敏則「電気集じん機によるトンネル内空気浄化実験」土木研究所資料 第

808号, 昭和43年8月

20. 市原 薫, 今田 徹, 水谷敏則「道路トンネルの空気浄化技術に関する研究報告」 土木研究所資料 第990号, 昭和50年3月
21. 市原 薫, 今田 徹, 水谷敏則「道路トンネルの空気浄化技術の現状」 土木技術資料 17巻1号, 昭和51年1月

〈第6章〉

1. 高速道路調査会「トンネル内自動車火災時の換気の運用に関する調査研究報告」1973年3月
2. 高速道路調査会「中央自動車道・網掛トンネル火災時の排煙効果に関する調査研究」1975年10月
3. 村上良丸, 伊達英夫「トンネル内自動車火災実験報告書(I)」土木研究所資料 第439号, 昭和44年2月
4. 「同上(II)」土木研究所資料 第568号, 昭和45年3月
5. 高速道路調査会「道路トンネル防災設備に関する研究報告書」昭和43年3月
6. 高速道路調査会道路施設研究小委員会トンネル分科会ジェットファン試験調査専門委員会「奥田トンネル換気設備(ジェットファン)試験調査報告書」昭和41年12月

〈第7章〉

1. 今田 徹, 水谷敏則「道路トンネル坑口付近における排気ガス拡散実験調査報告」土木研究所資料 第919号, 昭和49年10月
2. 今田 徹, 水谷敏則「道路トンネル坑口排気ガス拡散実験」土木技術資料, 16巻12号, 昭和49年12月
3. 今田 徹, 水谷敏則, 平江 哲, 丸山 要「道路トンネル坑口排気ガス拡散実験(その2)」土木技術資料, 18巻6号, 昭和51年6月

〈第8章〉

1. 伊吹山四郎「道路トンネルの換気」理工図書, 昭和37年5月30日
2. 比留問豊, 中道文基「半横流式換気方式のトンネル内濃度分布について」高速道路 4巻8号, 1961年8月
3. 今田 徹「換気・照明・非常用施設」道路, 1979年5月号
4. 「トンネル内自動車火災実験報告書」土木研究所資料, 第439号, 昭和44年2月, 第568号, 昭和45年8月
5. XVth World Road Congress, "Technical Committee Report on Road Tunnels" Sept. 16~21, 1979, Vienna, Austria

(昭和55年1月14日原稿受理)

土石流の流動と堆積に関する研究

池谷 浩*
水山高久**

Flow and Deposit Properties of Debris flow

by Hiroshi Ikeya
Dr. Takahisa Mizuyama

Synopsis :

Many mudflows and debris flows occur due to snow melt or heavy rainfall every year. Many lives and much properties have been lost by them. In order to prevent and reduce these disasters, Ministry of Construction is about to designate the places where occurrence of debris flow can be anticipated and to take countermeasures against it. In this paper fruitful results obtained from the study on flowing and depositing characteristics of debris flow are reported to give useful information for the sabo works. Hydraulic and soil mechanic conditions are made clear by analyzing data of debris flows occurred actually. Based on them some experiments are carried out to get information on flowing and depositing characteristics.

Key words : Debris flow, Mud flow, Alluvial Fan, Side step phenomenon, Follow-up flow (wake), Hazard zone.

要 旨 : 毎年、融雪および豪雨時に土石流が発生し、多くの人命、財産が失われている。これに対し、土石流の発生する可能性のある溪流を指定し、防災対策を講じる作業が始められつつある。本論文は、土石流対策砂防計画に寄与することを目ざして行なわれた、土石流の流動と堆積に関する研究をとりまとめたものである。過去に発生した土石流の資料より土石流発生、流動、堆積の場と水理学的条件の範囲を明らかにし、それらに基づいて種々の実験を行い、土石流材料による流動特性の変化、勾配の変化、流路幅の変化に伴う土石流の挙動、堆積過程を明らかにした。また、停止堆積については、現地での危険区域設定を念頭において考察を進め、具体的な設定手法、設定例を示し、現地適用上の問題点にも言及した。

キーワード : 砂礫型土石流、泥流型土石流、扇状地、サイドステップ現象、後続流、危険地域。

* 砂防部砂防研究室主任研究員
** 砂防部砂防研究室研究員、農博

目 次

まえがき	(3)	(i) 実験の概要	(28)
第1章 土石流の流動に関する研究	(3)	(ii) 実験の結果と考察	(29)
〔1〕 既往の調査観測による土石流の概要	(3)	(3) 妙高土石流の材料による検討	(30)
(1) 災害資料の整理	(3)	(i) 実験の方法	(30)
(2) 土石流の流動の実例	(8)	(ii) 結果	(30)
(i) 焼岳上々堀沢	(8)	〔8〕 結語	(31)
(ii) 赤倉山白田切川	(8)	参考文献	(31)
(iii) 活火山地帯の土石流	(12)	第2章 土石流の停止堆積に関する研究	(32)
〔2〕 土石流の流動限界および流動形態の領域区分	(13)	〔1〕 概説	(32)
〔3〕 土石流から掃流に変化する勾配での流砂量	(14)	〔2〕 土石流の停止堆積に関する要因	(33)
(1) 概説	(14)	〔3〕 災害現地調査から見た土石流の停止堆積の実態	(35)
(2) 土石流から掃流へ変化する勾配での流砂に関する実験	(16)	(1) 小豆島土石流(1976.9)災害調査における停止堆積の実態	(35)
(i) 実験の概要	(16)	① 停止堆積条件及び分散幅の調査	(36)
(ii) 実験結果	(16)	② 屈曲角の調査	(36)
(3) 砂粒子の移動状況	(16)	③ 流下幅の調査	(37)
(4) 移動砂層厚と表面流水深	(17)	④ 土石流堆積土砂量の把握	(37)
(5) 流砂量	(18)	(2) 全国の土石流調査における停止堆積の実態	(38)
〔4〕 河床勾配の変化に伴う流動状況の変化	(18)	① 土石流にかかわる諸量の分布	(38)
(1) 実験施設と実験の概要	(19)	② 土砂流の停止堆積長と堆積幅に関する検討	(39)
(2) 実験結果	(19)	③ 土石流の停止堆積開始点に関する検討	(40)
(i) 勾配変化に伴う土石流の変形	(19)	〔4〕 降雨資料からみた土石流堆積への影響	(40)
(ii) 最終堆積形状	(19)	〔5〕 土石流停止堆積に関する理論的検討とSide Step Modelの提案	(41)
(iii) 堆積物の粒度分布と着色礫の分布	(20)	〔6〕 Side Step 現象の土石流停止堆積長への影響の検討	(46)
〔5〕 砂防ダム周辺の土石流の挙動	(23)	(1) 小豆島現地調査における検討	(46)
(1) 実験(I)の概要とその結果	(23)	① 池田大川支川堂川左支溪	(46)
(i) 未満砂の場合の堆積状況	(23)	② 岩ヶ谷川	(46)
(ii) 満砂した砂防ダムの堆砂面での土石流の挙動	(23)	③ 城石川支溪	(46)
(2) 実験(II)の概要とその結果	(23)	④ 大部東川	(46)
(i) 無施設での土石流の挙動	(24)	(2) 水理実験による検討	(49)
(ii) 土石流発生域での砂防ダム	(24)	〔7〕 土石流の停止堆積開始点と土石流停止堆積長との関係	(50)
(iii) 勾配変化点での砂防ダム	(24)	(1) 調査地の概要	(52)
(iv) 堆積域での砂防ダム	(24)	(2) 調査結果と考察	(52)
(v) 流出土砂量	(24)	① 堆積開始点の再設定	(53)
〔6〕 水路幅の変化に伴う流動状況の変化	(25)	② 停止堆積長式の検討	(53)
(1) 時間経過に伴う変化	(26)	〔8〕 土石流危険区域設定のための試案	(55)
(2) 流量による堆積形状の違い	(26)	(1) 危険区域設定に関係する要因とその推定方法	(55)
(3) 材料による堆積形状の違い	(26)	① 土石流の土砂量	(55)
(4) 分散角による堆積形状の相違	(28)	② 流下部平均勾配	(59)
〔7〕 土石流の材料による流動状況の変化	(28)		
(1) 溪床堆積物の特徴と土石流としての流れ	(28)		
(2) 砂、フライアッシュ混合物による流動実験	(28)		

③ 停止、堆積の開始点……………	(60)	問題点……………	(63)
④ 堆積の場の地形……………	(60)	(1) 小豆島、三前川における土石流危険区域	
⑤ 降雨量と継続時間……………	(62)	設定例……………	(63)
⑧ 土石流の停止堆積長……………	(62)	(2) 土石流危険区域設定における問題点……………	(64)
⑦ 土石流分散幅……………	(62)	〔10〕 結語……………	(64)
(2) 土石流危険区域設定の手順……………	(62)	あとがき……………	(65)
〔9〕 土石流危険区域の具体的な設定例とその		参考文献……………	(65)

1. まえがき

毎年、融雪や豪雨によって発生する土石流によって、多くの人命、財産が失われている。この土石流による災害を防除するためには、まず土石流の発生、流動および堆積の機構と特性を把握し、ついで特性を考慮した対策がなされることが必要である。土石流には大礫が流れの先端部に集中してあかまやわねりのコンクリートが流れるような形態の土石流（砂礫型土石流と呼ぶ）と活火山地帯でよくみられる火山灰等細粒物質を多く含有し、流れの先端部に段波の形態を有する泥水の流れの土石流（泥流もじくは泥流型土石流と呼ぶ）の大別しても二種類の土石流がある。実際にはこれら二種類の中間的な流れも考えられる等、一義的に定義できる流れではないが、流れの速度、先端部の形状や含有砂礫の粒径分布、堆積形状等、流れの有している材料、流動および停止状況によって前述の二種類に分類することにする。

土石流の発生については、現在一様な土層（溪床）の破壊条件として研究されているが、実際の個々の溪流について土石流の発生を予測するには溪床堆積物としての巨礫のかみ合せがはずれる機構等、非一様な物質の破壊を議論しなければならない。そこで、著者は平均的な議論が可能でかつ実際の対策に直接関係する土石流の流動と堆積について、その運動機構と堆積特性を現地災害資料と実験によって明らかにすべく研究をすすめた。

本報告では土石流のうち、特に砂礫型土石流（Debris flow）を対象に研究結果を示した。流動に関する研究においては泥流型土石流（Mud flow）についても一部検討し砂礫型土石流との差を検討しているが、泥流型土石流の流動、堆積特性の詳細と土石流発生機構については別の機会に報告する。

本報告は第1章流動に関する研究と第2章、停止、堆積に関する研究とからなっている。第1章の流動の研究では現地に発生している土石流の現象を実験的に説明することを主としており、第2章では現在、社会的に必要ながせまられている土石流氾濫危険区域設定を目ざした土石流の停止、堆積について詳述しているので特に両者のつながりはなく、結論は各章でのべている。

以下に各章の概要を述べる。

第1章では、まず既往の災害調査、土石流の観測から得られている土石流の発生、流動、堆積に関する一般的な性質および具体的な事例について知見を整理した。次に、これらの知見や現地でみられる特色のある現象、たとえば河床勾配や河幅が変化する附近での土石流の流動状況や、砂防ダム周辺での土石流の挙動等について各現象を実験により説明づけた。また、土石流の流動状況を把握するのに必要な土石流の流動形態区分や土石流から掃流に変化する土石流の流動形態を説明しようと試み、流砂量の実験式を提案している。

第2章では、従来の研究と本研究の考え方を述べ、現地災害調査、水理実験から、また質量保存式による理論的考察から、土石流の流下到達距離、分散幅等について論じた。特に扇状地頂部等での土石流の停止、堆積に関しては地形条件を考慮し、また後続流の Side Step 現象を新たに提案してその説明づけをした。これらの資料をもとに、全国で発生した土石流についてその流下到達距離、分散幅等を検討し、一つの提言をおこなった。この提言にもとづいた具体的な土石流氾濫危険区域の設定をおこない、実際に発生した土石流の氾濫区域と検討して、充分実用にたつものであることを示した。

第1章 土石流の流動に関する研究

〔1〕 既往の調査・観測による土石流の概要

(1) 災害資料の整理

土石流災害の資料を整理して土石流がどのような場所でどのような条件下で発生しているかを把握しておくことは、土石流の流動特性を検討してゆく際に大切である。すなわち、自然現象の規模や条件はある程度の範囲をもっており、それに関与する要素、たとえば集水面積と流路長、流路勾配などは相互に関係のあることが多い。現象が物理的にうまく説明できない場合にはそのような範囲で現象を正確に記述する実験式や経験式を得、使用することが実用的には許される。

昭和47年から52年の6年間に発生した土石流を地図上に示すと図-1.1²⁾ のようになる。これより西日本に多い

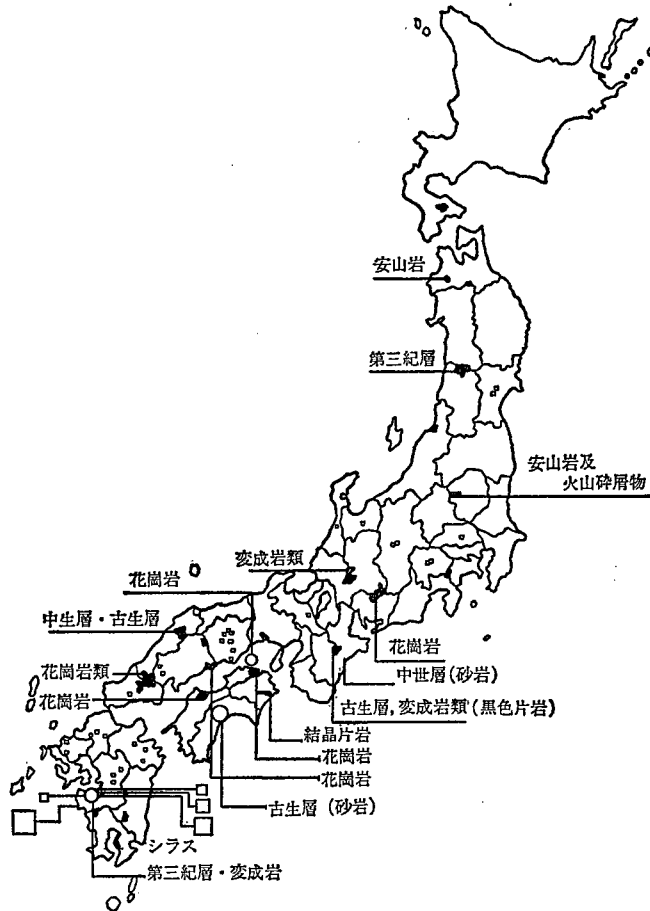


図-1.1 土石流の発生地点と地質(昭和47年～52年)

表-1.1 岩種区分ごとの土石流の発生率
(土砂流を含む)(昭和47～52年)

岩 石	土石流発生件数A		岩石の分布面積B	A/B
広域変成岩	36	9.3%	3.6%	2.54
花崗岩	180	46.3	13.3	3.48
塩基性および超塩基性貫入岩	—	—	1.6	—
第三紀および第四紀の火山岩	50	12.9	20.4	0.63
古生代堆積岩	38	9.8	12.2	0.80
中生代堆積岩	9	2.3	9.3	0.25
第三紀堆積岩	55	14.1	18.9	0.75
第四紀堆積岩	21	5.4	20.7	0.26
計	389	100	100	

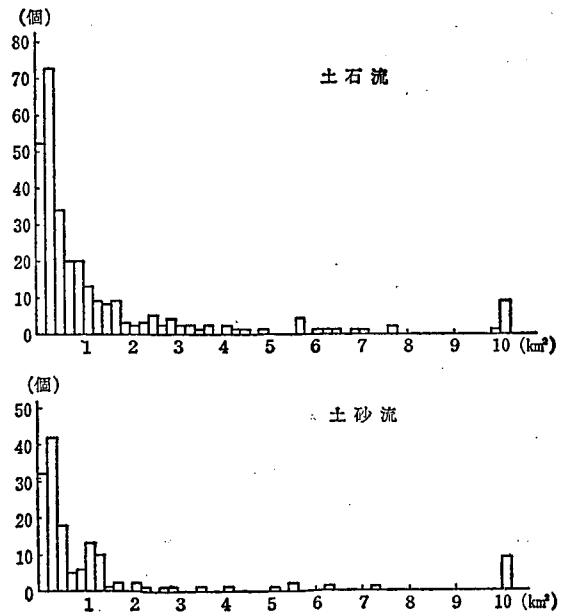


図-1.2 流域面積の頻度分布

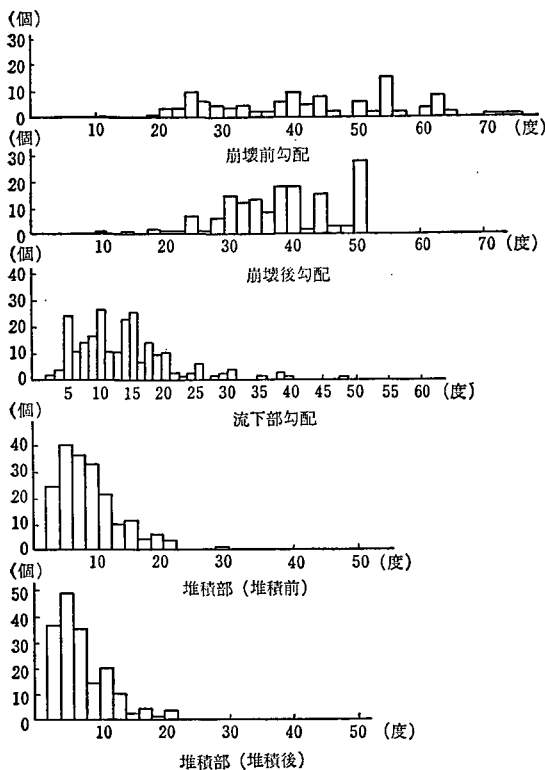


図-1.3 (1) 勾配の分布 (土石流)

事がわかるが、これは西日本に梅雨期および台風期に豪雨の発生頻度が高いことによる。各地域の土石流発生に必要な雨量については、紀伊半島や四国など年間の雨量の多いところと、瀬戸内のように雨量の少ないところでは異なるはずとする意見もあるが³⁾、その差は明確でなく著者は、土石流の発生には短時間の雨量強度が支配的でその限界値は地域的差よりも地形的な差の方が大きいのではないかとこの感覚を持っている。

地質区分ごとに土石流の発生率とその地質の占める割合を示すと表-1.1のようになり、単位面積当たり発生件数としては花崗岩と広域変成岩が圧倒的に多い。谷の数（水系頻度）の地質による差は明確でないようであるから単位面積当たりの件数の差は溪床堆積物の多寡や移動しやすさによると考えられる。すなわち、花崗岩などでは溪床堆積物に占める巨礫の割合が小さく、巨礫間のかみ合わせによる抵抗が小さくて、溪流ごとの土石流発生条件（雨量）に差が少ないと想像される。

土石流の発生、流動を考える条件としては、集水面積、勾配、土砂量（溪床堆積物の量、平均厚さ、流出土砂量など）、水量または雨量、最大粒

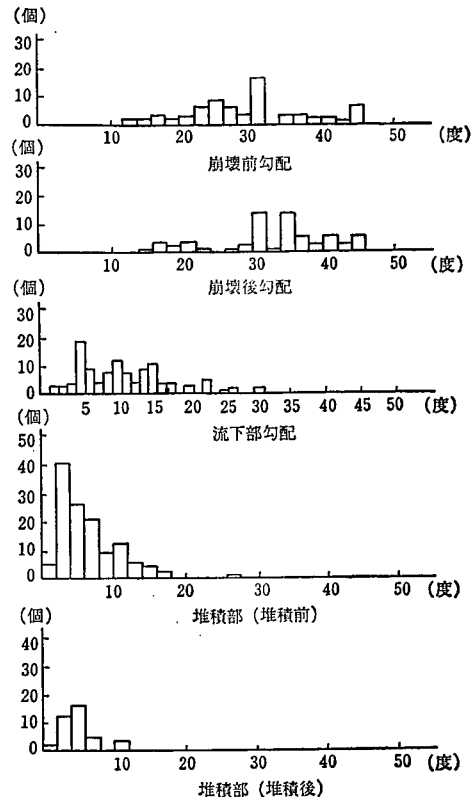


図-1.3 (2) 勾配の分布 (土砂流)

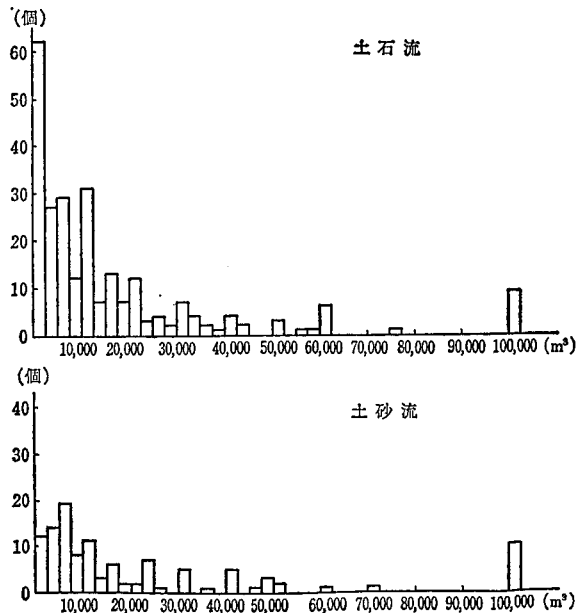


図-1.4 堆積土量の分布

表-1.2 土石流にかかわる諸量の分布特性

項 目	最 小 値	最 大 値	最 頻 値	備 考
流 域 面 積 (土石流)	0.2km ² 以下	10km ²	0.2~0.4km ²	
〃 (土砂流)	0.2km ² 以下	10km ²	0.2~0.4km ²	
崩 壊 前 勾 配 (土石流)	18°	76°	55°	
〃 (土砂流)	12°	46°	31°	
崩 壊 後 勾 配 (土石流)	10°	52°	52°	
〃 (土砂流)	14°	46°	31°	
流 下 部 勾 配 (土石流)	2.5°	49°	11°	
〃 (土砂流)	2.5°以下	31°	6°	
堆積部堆積前勾配 (土石流)	2°	22°	4~6°	
〃 (土砂流)	2°以下	18°	2~4°	
堆積部堆積後勾配 (土石流)	2°以下	22°	4~6°	
〃 (土砂流)	2°以下	12°	4~6°	
堆 積 土 量 (土石流)	2,000m ³ 以下	100,000m ³	0~2,500m ³	ほとんど6,000m ³ 以下
〃 (土砂流)	2,000m ³ 以下	100,000m ³	5,000~7,500m ³	
堆 積 長 (土石流)	20m以下	1,000m	100~120m	
〃 (土砂流)	20m	1,000m	100~120m	
最 大 堆 積 幅 (土石流)	5m以下	450m	65m	ほとんど150m以下
〃 (土砂流)	5m以下	450m	95m	
堆 積 深 (土石流)	0.2m以下	5m	0.5m	ほとんど2m以下
〃 (土砂流)	0.2m	5m	0.5m	
分 散 角	5°以下	115°	15~20°	15°~45°が多い。
最 大 粒 径 (土石流)	20cm	300cm	100cm	
〃 (土砂流)	20cm以下	300cm	20~40cm	ほとんど120cm以下
屈 曲 角 (土石流)	2°以下	110°	40°	
〃 (土砂流)	2°以下	110°	30°	
分 散 幅 比 (土石流)	10以下	210	10~20	ほとんど80以下
〃 (土砂流)	10以下	210	—	

径、流路の屈曲角などが考えられる。それらを図-1.2～1.4に示す。それらの図から最小値、最大値、最頻値を求めて示すと表-1.2のようになり、平均的な土石流をイメージすることができる。ここで、図-1.2～1.4で土石流とあるのは、巨礫の移動で特徴づけられる典型的な土石流とは異なり、細粒土砂が流水により多量に流出したと判断される土砂の流れの一つである。

土石流が発生するのは、流域の最小単位の谷であることが知られているが、土石流が発生した谷の縦断面図は、図-1.5 (小豆島⁴⁾) や図-1.6 (仁淀川⁶⁾) のようになる。また、現地踏査によってほとんど例外なく報告されてい

るのは流下域の溪床の土砂がほとんど流出し多くの場合基岩が露出しているということである。図-1.5、1.6より土石流の発生点と堆積点の高低差を読むと平均300m程度、水平距離は平均1,500m程度となっている。これより平均勾配を求めると 13° となり、表-1.2の堆積土量の最頻値 $2,500\text{m}^3$ と比較すると、平均侵食断面積は 7m^2 となる。これは著者らが多くの土石流発生溪流の路査によって得ている平均侵食深1.5m程度、平均谷幅7m程度と一致しており、移動可能な土砂量の推定が困難な現段階においては、単位流路長当りの侵食量を $7\sim 10\text{m}^2$ としてこれに流路長をかけて流出土砂量を推定することも許されるのではなかろうか。具体的には第2章の流出土砂量の予測の項で詳述する。

つぎに、土石流の最終堆砂形状や土石流対策砂防施設の効果を予測する場合には供給される水量が非常に重要であるので、前述の資料よりこれを検討する。先の土石流災害資料より堆積土砂量と雨量、流域面積をとりあげる。空ゲキ率を40%として堆積土砂量を実質の土砂量に換算し、最大時間雨量または最大時間雨量を含む災害前雨量に流域面積をかけたものを供給水量として両者の比をとると図-1.7のようになる。数字は十分信頼のおけるものではないが、溪谷に堆積していた土砂に比べてかなり多量の水が与えられることがわかる。この事は、災害直後でも新しく形成された土石流扇状地が深く再侵食されていることからもうかがい知ることができる。移動可能な土砂量に比べて供給水量が大きく、流水の輸送可能土砂量が多いことは、危険区域の

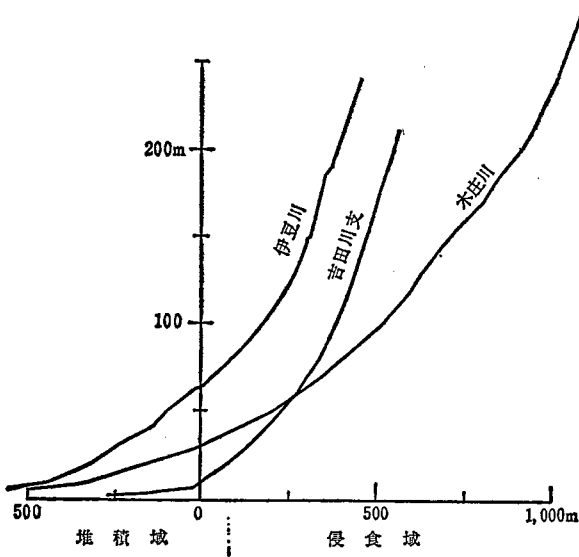


図-1.5 主たる流路の縦断面形状

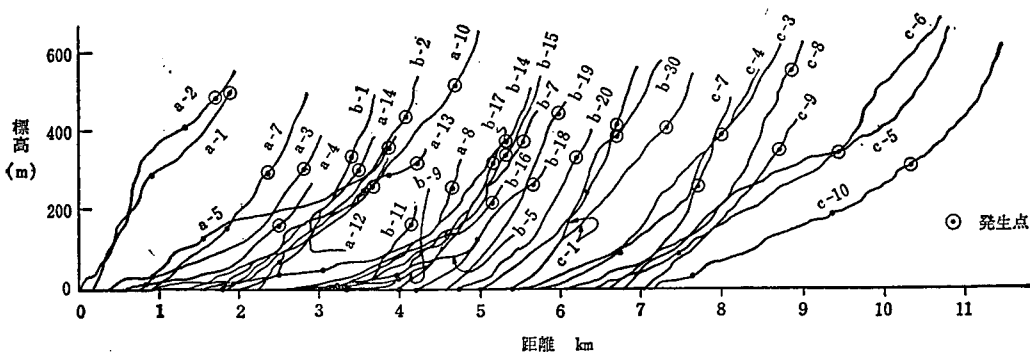


図-1.6 主な土石流発生溪流の縦断面形状と発生点

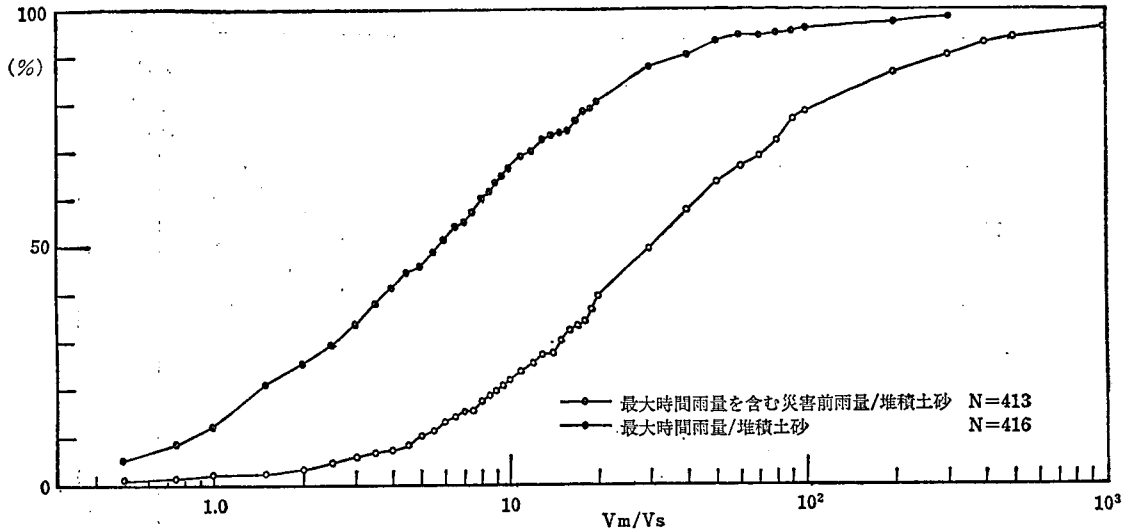


図-1.7 堆積土砂量と雨量流域面積による水量との比

設定や対策工の効果を考える際に大きな問題となる。

(2) 土石流の流動の実例

前項では土石流の発生、流動、状況について、統計的に検討したが、ここでは土石流の流動の実例を示し、その流動状況をさらに明らかにする。

以下に示すいくつかの流動の実態は現地の観測を主としたため、火山等の特殊な地域の資料となっているが、これは他の流域では現地観測がなされていないためである。また焼岳では火山地帯とはいえ火山灰の含有の比較的少ないいわゆる砂礫型土石流も発生しており、これらの資料は全国の他の地質の区域でも大いに参考となるものである。そこでここに紹介するものである。

(i) 焼岳上々堀沢

北陸地方建設局松本砂防工事事務所と京都大学防災研究所地形土壌部門(奥田節夫教授)は、昭和46年より焼岳東麓の上堀沢および上々堀沢において土石流の観測を行ってきた。焼岳東麓のこれらの沢では毎年数回土石流が発生し、土石流の動態を見ることのできる数少ない場所の1つとして知られている。この地区の土石流は10分間5mm程度の降雨に対応して発生し、一般の土石流と必ずしも同様に扱えない部分もあるが、その運動の様子は実験的、理論的研究のよりどころとなっている。以下にその要点を列記する。(9)~(11))

(a) 1回の土石流による流出土砂量は1,000~2,500m³が多い。

(b) 先端に巨礫が集中し、0.2~0.75mを中心に1.5m程度の粒径の場合もある。

(c) 採泥装置による泥流部の密度の測定値は1.0~2.2 g/cm³と広くばらつく。

(d) 流速は1~9m/secで5m/sec程度が多く、最大17m/secが観測されている。

(e) 流速と水深の関係は図-1.8のようになる。

(f) 流下に伴う先端の速度の変化はこの観測のなかで最も重要なものがあるが、これまでに、図-1.9~1.14のような結果が報告されている。

(ii) 赤倉山白田切川⁽¹²⁾

昭和53年5月18日新潟県赤倉山の白田切川に発生した土石流は花崗岩地帯などの多くの土石流とはかなり異なる。

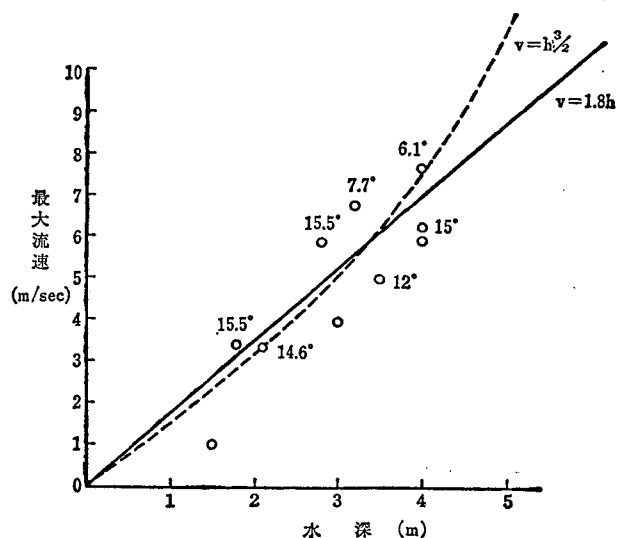


図-1.8 流速と水深の関係

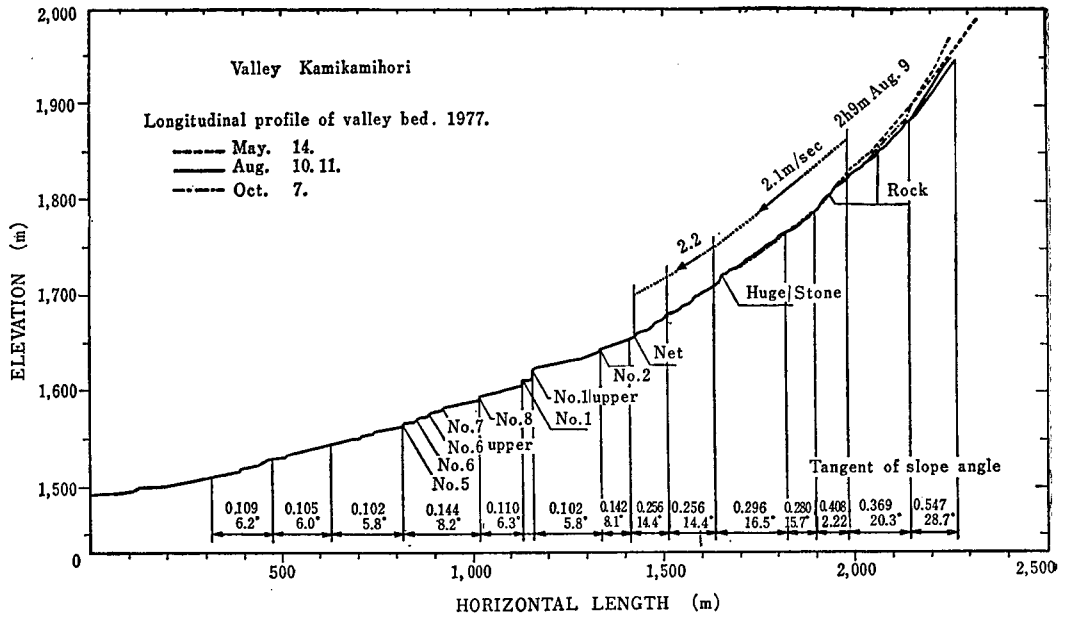


図-1.11 小土石流の先端流速と上々堀沢溪床縦断面形

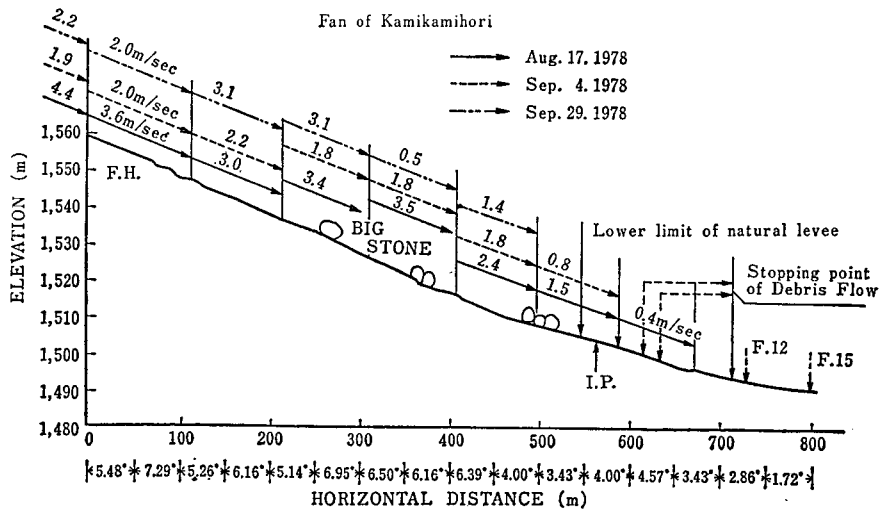


図-1.12 扇状地における土石流の減速停止の経過

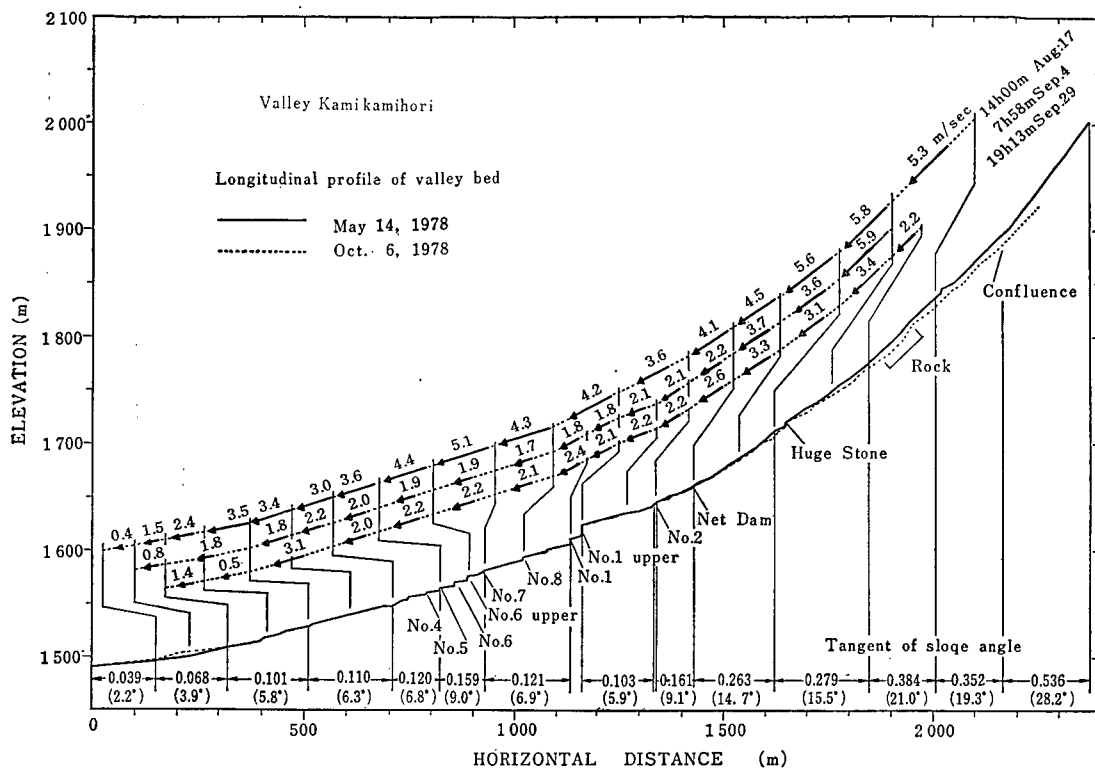


図-1.13 土石流先端流速と上々堀沢縦断面形

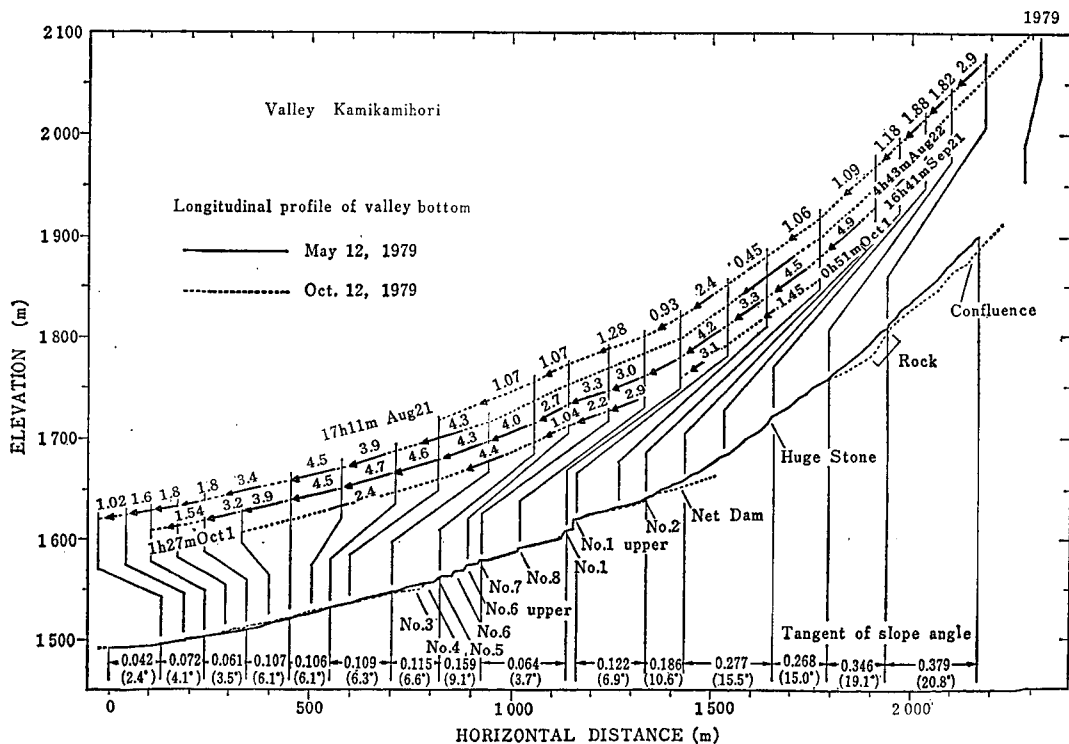


図-1.14 土石流の先端流速と上々堀沢縦断面形

る特徴を有していた。まず、それが融雪期の降雨を伴わない土石流であったこと。明らかに山腹の崩壊が土石流の原因となり、細粒土砂を多く含んだいわゆる泥流で、平均流速 17m/sec 程度で流下したことである。縦断面図を図-1.15 に示す。この流れについては後で実験的に考察するが、この災害は土石流の流動状況に種々のものがあることを強く印象づけた¹³⁾。

(iii) 活火山地帯の土石流

前述の (i) (ii) も火山であるが、桜島や有珠山など噴火活動中の火山では新しい火山灰が少量の降雨によって流下しいわゆる火山灰泥流となる。これにはあまり大きな礫が含まれていないことが多く、供給水量が多くない場合には非常にゆっくりと移動することもある。

以上、土石流発生後の災害現地資料や現地観測資料に

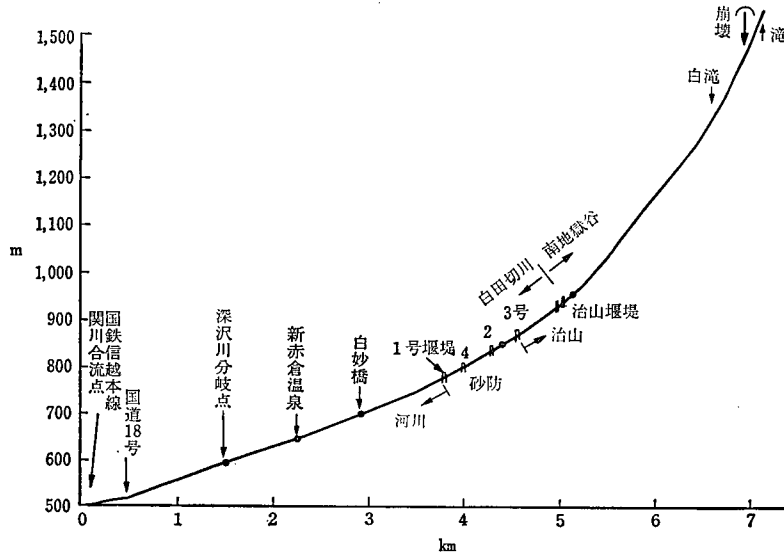


図-1.15 白田切川縦断面図

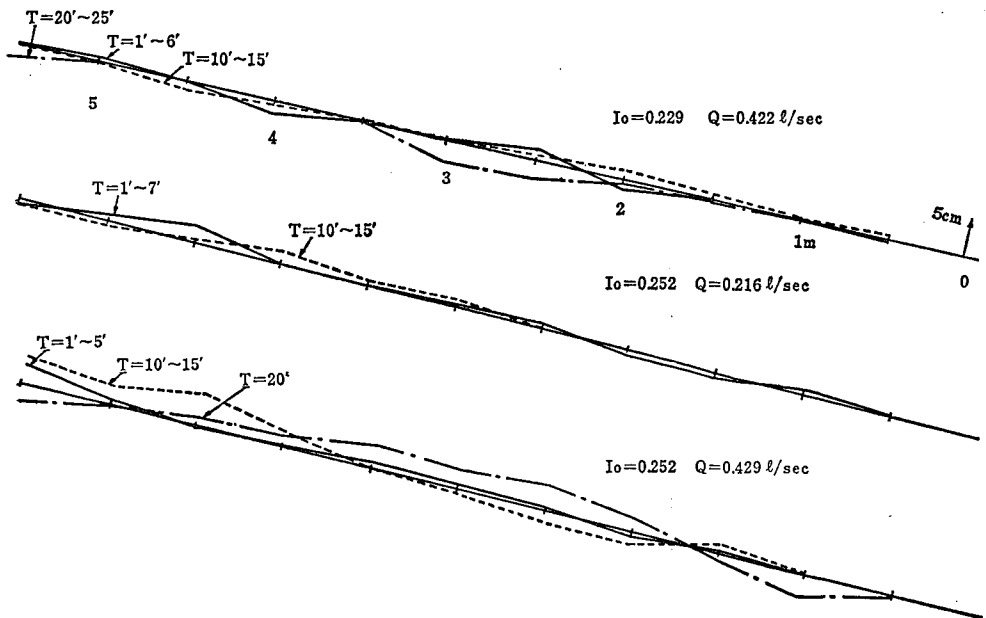


図-1.16 急勾配水路における砂堆の移動

よって、土石流の流動に関する一般的な状況および具体的な砂礫型土石流（大礫が先端部に集中して流下するタイプの土石流）や泥流型土石流（火山灰や粘土など細粒物質の割合が高い土石流）について述べてきた。特に砂礫型土石流については多くの資料からどのような場所で発生し、どのようなところで堆積するかを示し、土石流の平均像を明らかにした。以下の実験結果はこれら土石流の現象を水理実験によって説明したものである。

〔2〕 土石流の流動限界および流動形態の領域区分

実験水路に砂礫を敷いて上流より給水すると勾配の緩い場合は砂礫が個々に移動するいわゆる各個運搬を呈するが、勾配が急になると移動する砂礫は移動層を形成するようになる。そのような勾配では流量が少ない場合には流下方向に土砂の移動する区間と移動しない区間ができて波状を呈することもある。図-1.16はその例で、幅 29.5cm の水路に砂礫を厚さ 15cm に敷いて一定流量を給水したものである¹⁴⁾。このような砂堆は混合砂礫の場合に顕著で、この砂堆のクレストより下流側は勾配が $18 \sim 21^\circ$ で粒径は粗く河床、表面に流水は存在しない。砂堆はある程度成長すると断続的に河床内ですべりを生じ、一度平坦になって後再び砂堆を形成することをくり返して前進する。なお上流側の勾配は $9 \sim 13^\circ$ で流れは蛇行している。

さらに勾配が急になると、明瞭な砂礫の段波が形成される。以上の流れは高橋によって次の3つのタイプに分類されている¹⁾。

Type I : 水路勾配が緩い場合に生じ、顕著な段波は形成されない。水が先頭を進み砂粒子の移動層の濃度は高いが、水深の比較的大きなものでは水の層と粒子移動層の明瞭な分離が見られる。勾配が緩い場合は粒子の運動は個別的で各個運搬の掃流とみなされるが、勾配が急な場合は粒子移動層内にも流速分布をもっており、集合流動的で

ある。(写真-1.1)

Type III : 明瞭な段波が形成され、先端部に粗い粒径の粒子が集まり、水のみは認められない。(写真-1.2)

Type II : Type III の一変形で、堆積層が飽和していない時に見られる。先端部では顕著な段波が形成されているが、やがて停止し、後続部分もその場所に堆積して高い山が形成される。山がある程度発達すると、滑動が発生し波高は減少して流動するが、しばらく進むと、また停止して山が発達するというように間欠的な移動をくりかえす。

著者はこれに加えて、土石流発生限界の勾配により十分急な場合は溪床内のすべりが土石流の流下とともに次

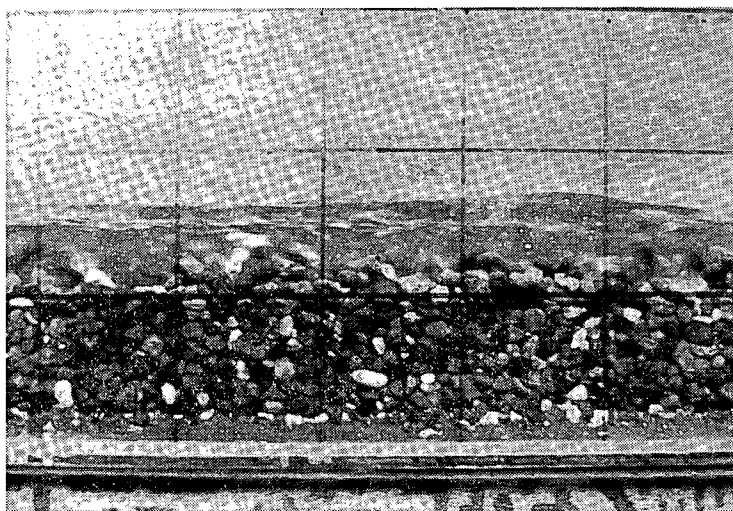


写真-1.1 明瞭な水の層を有する流れ (Type I)

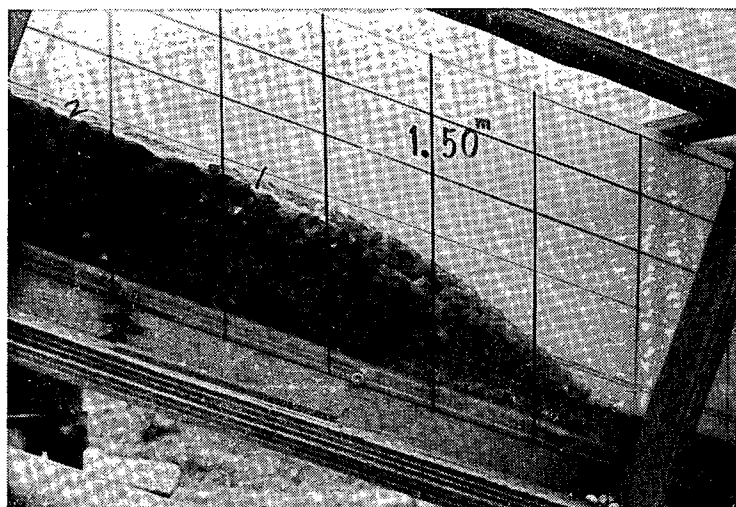


写真-1.2 明瞭な土石流段波 (Type III)

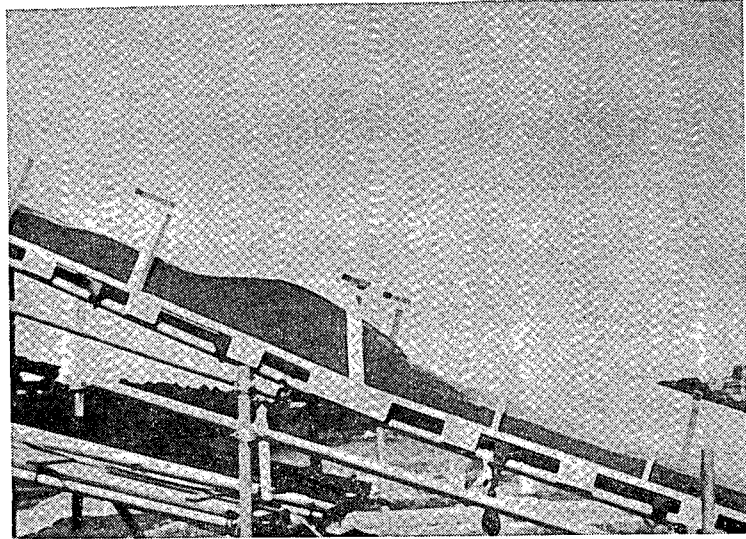


写真-1.3 TypeIV (水路勾配25°)

々と発生して、土石流高が徐々に増加してゆくものを TypeIV としておく。(写真-1.3)

この分類で、TypeII および TypeIII, TypeIV はいわゆる土石流、Type I は土砂流¹⁵⁾と呼ばれるものに対応していると思われる。もちろん、Type I も実際の流れでは水は濁り、先端は最大粒径の1～2粒径程度の波高を有するので、目で見ても土石流と区別することは困難であろう。

Type I と TypeIII の境界は土石流発生限界条件によって与えられ、高橋によれば¹⁾,

$$\tan \theta = \frac{C_* (\sigma - \rho)}{C_* (\sigma - \rho) + \rho (1 + ho/d)} \tan \phi \quad \dots\dots\dots (1.1)$$

である。ここで、 C_* : 堆積層の砂礫の容積濃度、 σ : 砂礫の密度、 ρ : 水の密度、 g : 重力の加速度、 ϕ : 堆積層の内部摩擦角、 d : 粒径、 ho : 土石流発生時の表面流の水深である。

(1.1) 式に、通常考えられる数値、 $C_*=0.7$, $\sigma/\rho=2.6$, $\tan \phi=0.8$ と高橋らによる実験値 $ho/d=1.4$ を代入すると $\theta=14.3^\circ$ となり、前節に述べた実際の土石流発生部の勾配とほぼ一致する。したがって、概略 $1/4$ より大きい勾配では土石流、それ以下では土砂流と見ることができる。

なお、(1.1) 式で $ho=0$ とすると

$$\tan \theta = \frac{C_* (\sigma - \rho)}{C_* (\sigma - \rho) + \rho} \tan \phi \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

となり、無限長斜面の安定式になることは周知のとおりである。

〔3〕 土石流から掃流に変化する勾配での流砂量

(1) 概説

前節で述べた TypeIII 土石流の定常状態での土砂濃度を、高橋は¹⁾,

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots\dots\dots (1.3)$$

で与えた。ここで C_d は土石流先端部の容積濃度、 θ は河床勾配である。高橋は実験的に (1.3) 式が Type I の領域にも適用可能であると述べているが、その実験値はばらつき、 $\tan \theta \leq 0.2$ については資料数も十分でない。

一方、土石流の発生部、流下部、堆積部の勾配は現地資料より図-1.3のようになり、土石流の流下、堆積部はほとんど $\tan \theta \leq 1/4$ で、Type I の領域となることがわかる。いい換えると、この勾配は地形的には谷の出口から扇状地にかけてに対応し、土石流の堆積、再侵食の場となるところであり、土石流の流動、堆積、再侵食過程を

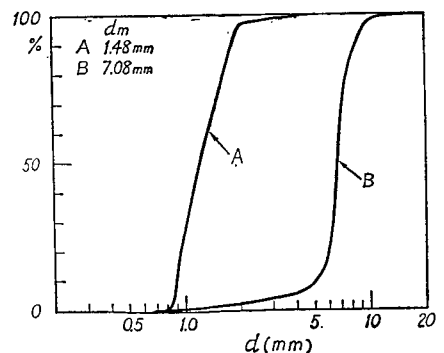


図-1.17 実験に使用した砂礫の粒度分布

表-1.3 実 験 結 果

No.	勾 配 tan θ	材 料	流 量 cm ³ /sec	フ ロ ン ト 土砂濃度		等 流 部 土砂濃度		フ ロ ン ト 流 速 (v_f) cm/sec		全 水 深 h cm	移動砂層厚 h _s cm	No.	勾 配 tan θ	材 料	流 量 cm ³ /sec	フ ロ ン ト 土砂濃度		等 流 部 土砂濃度		フ ロ ン ト 流 速 (v_f) cm/sec		全 水 深 h cm	移動砂層厚 h _s cm
				容積%	容積%	(ストップ ウォッチ)	(写真より)	容積%	容積%							(ストップ ウォッチ)	(写真より)						
1	0.25	A	375	44.8	—	—	—	7.0	—	2.5	1.2	49	0.125	A	1290	9.9	9.8	—	—	46.1	73.2	1.3	0.6
2	"	"	870	40.9	41.4	32.2	11.2	—	—	2.7	1.1	50	"	"	1570	10.7	10.0	55.6	64.8	1.5	0.9		
3	"	"	1720	30.7	31.0	62.5	—	—	—	3.5	1.3	51	"	"	2040	9.8	9.7	65.2	80以上	2.0	—		
4	"	"	2120	32.3	16.5	68.7	—	—	—	3.5	1.2	52	"	"	2350	9.7	9.4	75.0	80以上	2.0	1.1		
5	"	"	2105	70.6	31.5	83.3	38.4	—	—	3.6	1.0	53	"	B	520	0.88	0.93	13.0	10.3	1.0	—		
6	"	B	405	27.3	30.7	11.9	13.3	—	—	1.2	0.3	54	"	"	795	1.93	1.97	20.0	19.8	1.0	0.8		
7	"	"	903	34.0	23.2	—	25.7	—	—	3.0	1.7	55	"	"	1050	3.9	6.4	25.0	25.8	1.7	0.9		
8	"	"	1400	41.9	27.9	—	30.0	—	—	4.0	2.0	56	"	"	1260	6.0	5.0	27.8	32.2	1.9	0.8		
9	"	"	1900	53.1	27.1	83.3	64.4	—	—	4.5	2.0	57	"	"	1510	6.7	4.8	27.8	26.6	2.0	0.9		
10	"	"	2250	—	55.6	—	—	—	—	—	—	58	"	"	1870	6.6	6.1	33.3	50.0	2.5	1.1		
11	0.203	A	560	21.9	—	15.6	48.8	—	—	1.3	—	59	"	"	2200	9.3	7.5	34.1	36.8	2.8	1.2		
12	"	"	1020	29.6	27.6	37.5	36.4	—	—	2.5	1.9	60	"	"	2410	8.8	7.3	41.7	32.0	2.8	1.0		
13	"	"	1530	—	25.6	60.0	—	—	—	2.0	—	61	0.100	A	460	3.7	3.7	17.4	17.4	1.0	0.3		
14	"	"	2040	32.9	25.1	—	12.0	—	—	3.5	1.2	62	"	"	805	6.0	5.5	34.1	42.4	1.8	1.0		
15	"	"	2256	22.3	23.0	—	37.4	—	—	2.0	1.3	63	"	"	1110	6.1	6.2	42.9	60.0	1.9	1.0		
16	"	"	1440	24.3	24.5	55.6	41.0	—	—	1.4	1.1	64	"	"	1580	6.2	6.2	48.4	58.0	2.0	0.6		
17	"	"	505	24.1	20.0	24.2	38.6	—	—	0.9	0.7	65	"	"	2040	6.5	6.4	57.7	60以上	2.0	1.3		
18	"	B	500	5.1	9.7	15.3	14.0	—	—	—	—	66	"	"	2250	6.4	6.3	—	65.6	2.0	1.0		
19	"	"	930	9.9	7.7	22.7	22.2	—	—	3.5	1.5	67	"	"	2630	6.3	6.2	62.5	75.6	2.0	0.7		
20	"	"	1450	22.8	22.8	36.6	36.8	—	—	3.0	1.5	68	"	B	540	0.15	0.022	15.5	19.8	1.0	—		
21	"	"	1940	19.4	18.9	40.5	57.2	—	—	3.0	2.0	69	"	"	890	1.27	1.00	19.7	25.2	1.1	—		
22	"	"	2250	17.6	19.3	42.9	44.8	—	—	4.0	2.5	70	"	"	1180	2.3	1.77	25.0	28.6	1.5	0.7		
23	0.177	A	536	20.9	19.2	17.9	20.1	—	—	1.5	0.7	71	"	"	1600	3.3	2.69	30.0	33.2	1.7	1.0		
24	"	"	1000	24.1	22.3	36.8	36.2	—	—	1.5	1.2	72	"	"	2180	3.7	3.14	34.9	45.4	2.4	1.5		
25	"	"	1506	20.5	17.3	—	33.2	—	—	2.5	0.6	73	"	"	2450	4.6	3.96	38.5	44.0	2.5	1.5		
26	"	"	2088	20.3	18.4	65.2	44.0	—	—	2.5	0.5	74	0.076	A	430	2.0	2.2	—	15.6	0.7	0.2		
27	"	"	2288	20.6	18.3	68.2	57.2	—	—	2.7	1.8	75	"	"	820	3.4	3.0	34.9	58.0	1.8	0.9		
28	"	B	508	14.7	14.6	—	16.3	—	—	0.7	—	76	"	"	1250	4.0	3.8	50.0	68.4	1.8	1.0		
29	"	"	906	22.7	31.4	—	25.8	—	—	2.5	1.2	77	"	"	1640	2.5	4.1	60.0	75.6	1.8	1.1		
30	"	"	1226	18.6	13.1	—	28.8	—	—	2.5	1.3	78	"	"	2000	4.1	3.8	60.0	—	1.9	1.0		
31	"	"	1817	18.5	16.2	—	44.8	—	—	3.5	1.2	79	"	"	2795	4.0	3.6	60.0	88.8	1.9	1.0		
32	"	"	2578	19.3	18.5	—	55.2	—	—	3.7	1.3	80	"	B	460	—	—	—	—	0.9	—		
33	"	"	2190	20.3	18.6	—	42.8	—	—	4.0	1.2	81	"	"	830	0.40	0.43	12.4	19.5	1.4	0.9		
34	0.150	A	485	20.6	11.6	19.0	17.8	—	—	1.1	0.3	82	"	"	1160	0.98	0.85	23.1	22.6	1.4	0.0		
35	"	"	800	11.9	11.8	34.1	29.0	—	—	1.4	0.3	83	"	"	1600	1.95	1.36	28.9	35.8	2.2	1.4		
36	"	"	1260	13.3	12.9	51.7	47.0	—	—	1.7	0.4	84	"	"	2150	1.40	2.1	35.7	45.2	2.4	1.4		
37	"	"	1560	13.8	12.9	60.0	45.6	—	—	1.7	0.4	85	"	"	2790	2.9	2.8	39.5	35.2	2.4	1.5		
38	"	"	2070	14.2	12.9	62.5	38.0	—	—	2.0	0.5	86	0.050	A	432	1.91	1.58	30.0	41.0	1.1	0.4		
39	"	"	2480	13.7	13.3	71.4	44.4	—	—	2.0	0.5	87	"	"	750	1.91	1.80	38.5	53.2	1.3	0.5		
40	"	B	480	0.39	0.37	13.0	17.1	—	—	1.5	—	88	"	"	1180	4.0	3.2	46.9	58.8	1.5	0.4		
41	"	"	820	3.5	0.5	21.1	25.8	—	—	1.6	0.5	89	"	"	1670	2.2	2.5	—	73.2	1.9	0.5		
42	"	"	1210	7.1	3.5	26.8	26.8	—	—	2.7	0.9	90	"	"	2270	2.1	2.0	55.6	62.4以上	2.0	0.4		
43	"	"	1685	9.5	6.3	38.5	58.4	—	—	2.7	1.0	91	"	"	2528	2.1	1.95	57.7	70.8以上	2.1	0.5		
44	"	"	2030	10.7	8.9	—	42.4	—	—	2.8	1.0	92	"	B	500	0	0	—	20.4	1.0	0		
45	"	"	2420	12.1	9.8	—	48.0	—	—	3.5	1.3	93	"	"	800	0	0	—	22.7	1.0	0		
46	"	"	640	—	11.0	—	—	—	—	—	—	94	"	"	1300	0.31	0.049	—	33.0	1.3	0.6		
47	0.125	A	450	8.1	8.0	20.0	21.2	—	—	0.9	0.7	95	"	"	1660	0.27	0.13	—	30.0	1.5	0.7		
48	"	"	700	10.1	9.7	13.9	45.2	—	—	0.8	0.4	96	"	"	2180	1.01	0.72	—	—	1.7	0.7		
												97	"	"	2530	1.67	1.24	—	40.6	2.3	0.7		

(15)

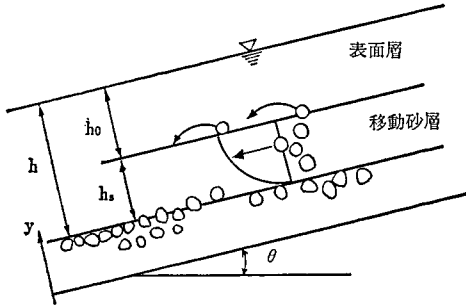


図-1.18 掃流状土石流

研究するためには、この領域での流動特性を知る必要がある。

この領域の流れを新しく呼び直す必要はないかも知れないが、表面流のない典型的な土石流に対して掃流状集合流動と呼ばれることもある。

(2) 土石流から掃流へ変化する勾配での流砂に関する実験¹⁷⁾

(i) 実験の概要

前節で、典型的な土石流でなくなるのは勾配が約 $1/4$ 下の領域であることを述べたので、水路勾配を $1/4$ 以下で変化させて、掃流状集合流動の流動特性と流砂量を調べることにする。

実験に用いた水路は、幅15 cm、長さ5 mの亚克力製で、底面にはすべりを生じないように砂粒子がニス付けされている。実験に用いた材料は、粒径1.5 mmおよび7.1 mmのほぼ一様とみなせる砂礫である(図-1.17)。勾配は $1/4 \sim 1/20$ の範囲で7段階に変化させた。

実験の手順は水路内に厚さ5 cmで砂礫を敷き上流より一定流量を給水し、上流より3.5 mの地点で35 mmモータードライブカメラで砂礫の移動状況を撮影した(秒4駒)。また、下流端でフロントおよび等流部の採水を行ない土砂濃度を求めた。写真より表面流の水深、移動砂礫層の厚さ、砂礫の移動速度を読みとった。

(ii) 実験結果

1.5 mm砂を材料A、7 mm砂を材料Bとして実験結果を表-1.2に示す。また掃流状土石流の概念図と諸量の定義を図-1.18に示す。

(3) 砂粒子の移動状況

個々の粒子の移動速度を、写真より読み取ると図-1.19および図-1.20のようになる。粒径の大きい方が少し遅くなる傾向が見られるが、値の差は小さく、 $vg/U_* \propto (y/d)^{3/2}$ となって移動砂層内の流れがダイラタント流体とみなせることを示している。その値は高橋らの研究結果¹⁾ とほぼ一致している。ただし表面流があるために移

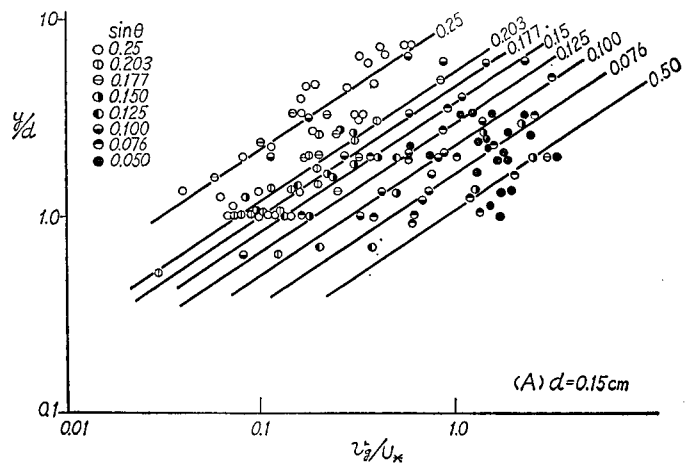


図-1.19 砂粒子の速度分布

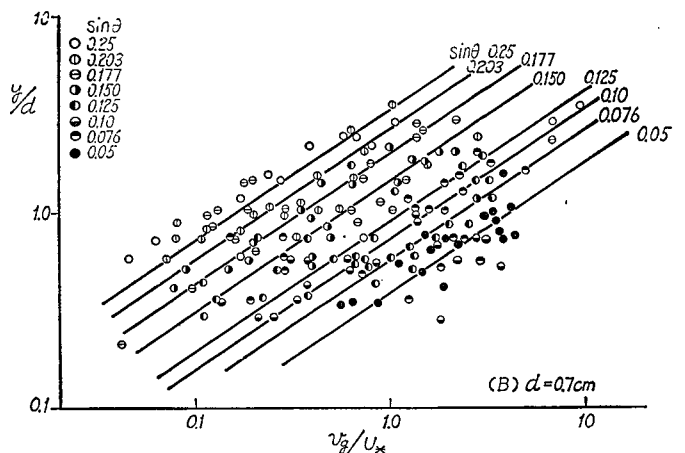


図-1.20 砂粒子の速度分布

動砂層の表面の砂粒子は跳躍して速く移動する。したがって、流砂形態としても掃流と集合流動が共存しているのである。

(4) 移動砂層厚と表面流水深

移動砂層の厚さは他の条件が同じであれば勾配の減少とともに減少する。実験結果を全水深と移動砂層厚の比および粒径と移動砂層厚の比として整理すると、図-1.21, 図-1.22 になる。図-1.21 には著者の平均粒径 5.7mm の混合砂 (0.84~25mm) による実験結果¹⁸⁾と、この種の流れを研究した大同の実験値¹⁹⁾を合わせて示した。

実験結果はばらついているが、勾配の減少、流量の減少とともに、移動砂層厚が減少することがわかる。勾配が減少すると砂粒子の跳躍が顕著になって、見掛け上、移動砂層厚はそれほど減少しないが、流砂の形態としては $\tan \theta \leq 0.10$ では砂の移動は表層の 1 粒径に限られ、掃流とみなせる。一方、 $\tan \theta \geq 0.25$ では砂粒子が流れの水深全体に分散し典型的な土石流となる。

移動層厚の変化傾向を説明する。図-1.18 のように流れている掃流状集合流動において、移動層の底面でのせん断力 τ およびせん断抵抗力 τ_L は Bagnold²⁰⁾ に従えば、

$$\tau = g \sin \theta \{C_s(\sigma - \rho) h_s + \rho h\} \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

$$\tau_L = g \cos \theta \cdot C_s(\sigma - \rho) h_s \tan \phi \quad \dots\dots\dots (1.5)$$

ここで、 C_s は移動砂層内の容積土砂濃度である。移動砂層底面では両者はつり合っているので、

$$\frac{h_s}{h} = \frac{\tan \phi}{C_s(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots\dots\dots (1.6)$$

となる。(1.6) 式で $h_s/h = 1$ とすれば、 C_s は (1.3) 式となる。 $h_s/h = 1$ であるためには、 C_s は勾配の減少とともに小さくならなければならないが、 C_s はある程度以下にはなりえないので、 $h_s/h < 1$ となる。(1.6) 式に、 $\sigma/\rho = 2.60$, $\tan \phi = 0.75$, $C_s = 0.3$ を代入した計算値を図-1.21 に実線で示すが、変化傾向は説明できる。なお $C_s = 0.3$ は $\tan \theta = 0.25$ における土砂濃度とほぼ等しい。(1.6) 式に粒径を導入して変形すると、

$$\frac{h_s}{d} = \frac{\tau_*}{C_s \cos \theta (\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots\dots\dots (1.7)$$

となる。ここで、 $\tau_* = U_*^2 / (\sigma/\rho - 1) g d$ である。 $h_s/d \geq 1$ となるためには、 $\tan \theta = 0.05 \sim 0.25$ の範囲では $\tau_* \geq 0.21 \sim 0.15$ でなければならない。

河床勾配、流量が与えられて移動砂層厚と表面流水深を知ろうとすれば、流れの抵抗則が明らかにされなければならない。フロントの移動速度は

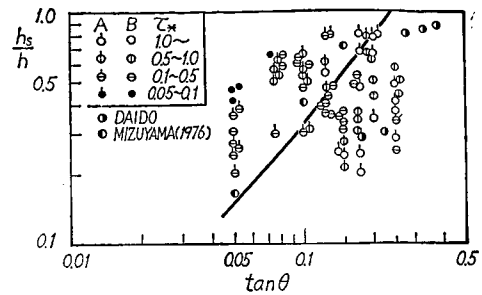


図-1.21 全水深の移動砂層厚の比

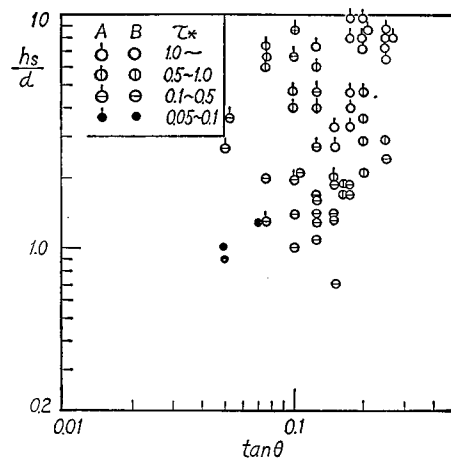


図-1.22 粒径と移動砂層厚の比

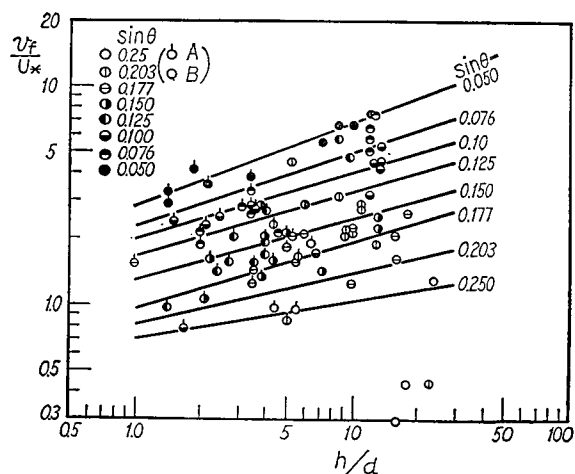


図-1.23 フロントの移動速度

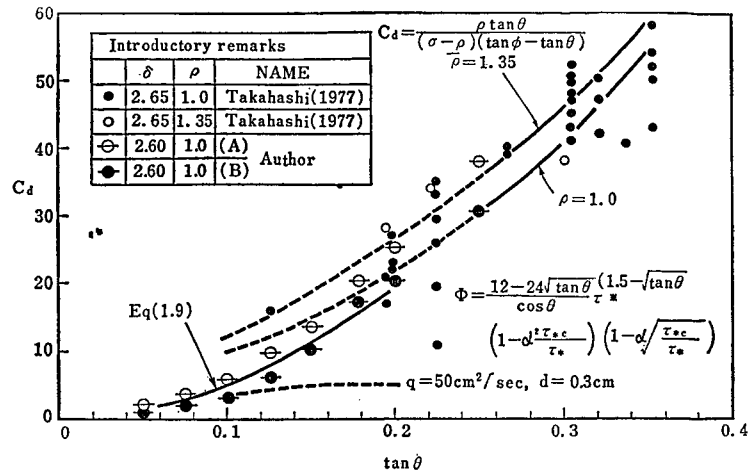


図-1.24 土砂濃度の勾配による変化

図-12.3 に示される。これと後述する 流砂量とから水深を求めることができる。勾配が小さくなると従来の値⁽¹³⁾と一致する。

(5) 流砂量

土石流の流れの先端とその後の等流部の流砂量を計測したが、両者の間には差は見られなかった。流量に対して流砂量をプロットすると勾配ごとにほぼ比例関係にあ

ることがわかった。そこで土砂濃度（水、土砂混合物に対する土砂の容積比）を勾配に対して表わすと図-1.24 のようになる。図-1.24 には高橋の実験値⁽¹⁾ および(1.3) 式と、山地河川の流砂量式として得られた、芦田、高橋、水山の式⁽²¹⁾

$$\phi = \frac{q_B}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd^3}} = \frac{12 - 24\sqrt{\tan\theta}}{\cos\theta} \times \tau_* (1.5 - \sqrt{\tan\theta}) \left(1 - \alpha^2 \frac{\tau_* C}{\tau_*}\right) \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_* C}{\tau_*}}\right) \quad \dots\dots\dots (1.8)$$

を示した。ここで、 $\tau_* = U_*^2 / (\sigma/\rho - 1)gd$, $\alpha^2 = 2 (\tan\theta - \frac{\sigma}{(\sigma-\rho)}\tan\theta) / \left(1 - \frac{\sigma}{(\sigma-\rho)}\tan\theta\right)$, $\tau_* C = 0.04 \times 10^{1.27\tan\theta}$ である。図-1.24 より、掃流状土石流の領域の土砂濃度は、勾配の減少とともに(1.3)式からはずれて、 $\tan\theta = 0.1$ 程度で掃流砂量式による値と一致するようになることがわかる。

実験式として、水に対する土砂の容積濃度を表わすと、 $0.05 < \tan\theta < 0.25$ でかつ掃流力が限界掃流力より十分大きい範囲では、

$$\frac{q_s}{q} = 5.5 (\tan\theta)^2 \quad \dots\dots\dots (1.9)$$

となる。

また流砂量を無次元掃流力に対して示すと図-1.25 のようになり、大同がすでに述べているように⁽¹⁹⁾、従来の流砂量式の傾向と一致する。図-1.25 の実線は(1.8)式による流砂量の計算値である。

〔4〕 河床勾配の変化に伴う流動状況の変化

ある勾配の土砂に水が与えられた時、どのような流砂形態になるかは前に示したとおりである。現実の土石流は $15^\circ \sim 20^\circ$ に発生し $10^\circ \sim 15^\circ$ 区間を流下し 10° 以下の区

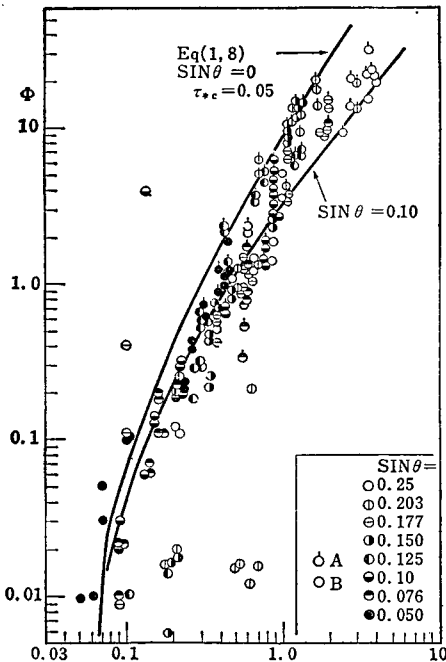


図-1.25 従来の表現での流砂量

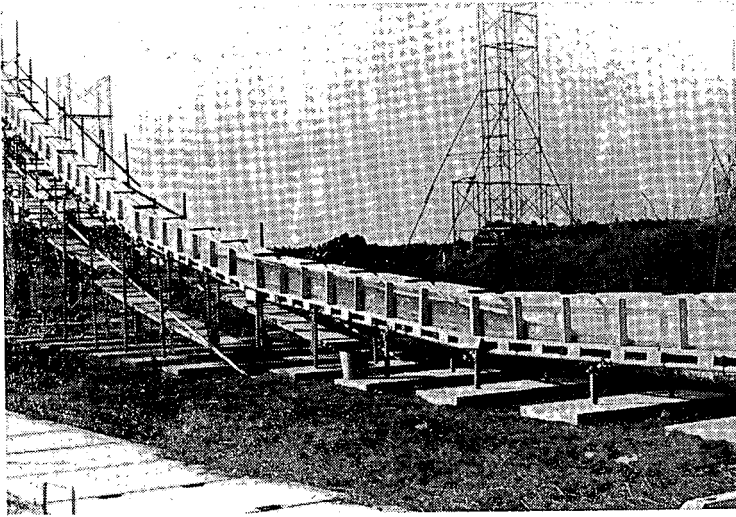


写真-1.4 実験水路

間に堆積するという連続的な運動を呈する。また同時に、堆積区間では流路は短時間に埋められ、微地形の影響が大きくない時には扇状地面全体が流路となりうるので、流路幅の広がる効果も考慮されなければならない。ここではその第一段階として、幅が一様で流下方向に河床勾配の減少する水路を用いて、土石流が河床勾配の変化に伴ってどのように変化するかを調べた。

(1) 実験施設と実験の概要

実験に用いた水路は写真-1.4 に示すような、幅20cmで上流より、 25° 、 20° 、 15° 、 10° 、 5° 、 1.15° ($1/50$) と不連続に河床勾配が減少する、各区間長5m、全長30mの片面アクリルの木製水路である。実験の手順としては、水路内に厚さ10cmに砂礫を敷き上流端において一定流量を与えた。

実験に用いた材料は図-1.26 に示す、平均粒径2.41mmのほぼ一様な礫(A)と、最大粒径15.9mm、平均粒径5.06mmの混合砂礫(B)である。給水は1, 2, 3, 5 l/sec とし、総水量が、1,800 l となるように給水時間を決定した。 15° 区間より上流の土砂は約195 l であるので、移動可能な土砂量の9.2倍程度の水を与えることになる。

計測は主に、35mmおよび8mmカメラによる映像記録により、 25° 、 20° 、 15° 区間の下流端の表面にそれぞれ、黄、赤、青の粒径24mmの着色砂礫を20個ずつ置き実験終了後その位置を調べた。

(2) 実験結果

(i) 勾配変化に伴う土石流の変形

25° 区間では、土石流は流下とともに波高(移動砂礫層の厚さ)が高くなり、 20° 、 15° 区間ではそれぞれ等流的に流下する。 20° から 15° への変化点では移動砂礫層内

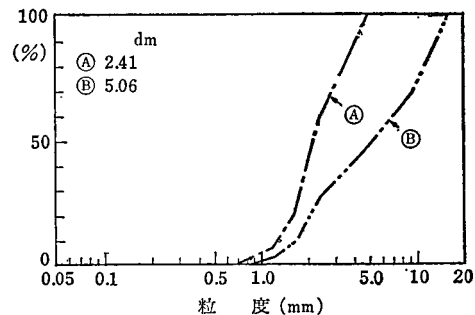


図-1.26 実験材料の粒度分布

の下部が停止し、波高が少し減少して運動を継続する。 15° から 10° は土石流のほとんどが停止し、堆積が上流に伝わるいわゆる堆積のそ上が見られる。 25° 区間ではすべりも見られるが、 20° 以下では土石流フロントは初期河床を浸食することなく流下する。後から供給される水は上流部より河床を強く侵食し、河床砂が上流より無くなり、水路底が露出ようになる。移動開始と同時に土石流フロント部の粗粒化が顕著である。図-1.27は、 $Q=1$ l/sec 、材料(A)の流動状況を写真より読みとったものである。先に求めた、勾配 $1/4 \sim 1/20$ で掃流力が十分大きい場合に適用できる流砂量の実験式(1.9)式を適用して、 $15^\circ \rightarrow 10^\circ$ 、 $10^\circ \rightarrow 5^\circ$ の勾配変化点の河床変動を計算し、実験値と比較すると図-1.28、1.29のようになる。 15° から 10° への変化点の状況はよく説明されるが、 10° から 5° への変化点では計算値が大きくなっている。この傾向は流量の小さいものほど顕著なことから、限界掃流力の影響が現れたものと考えられる。

(ii) 最終堆積形状

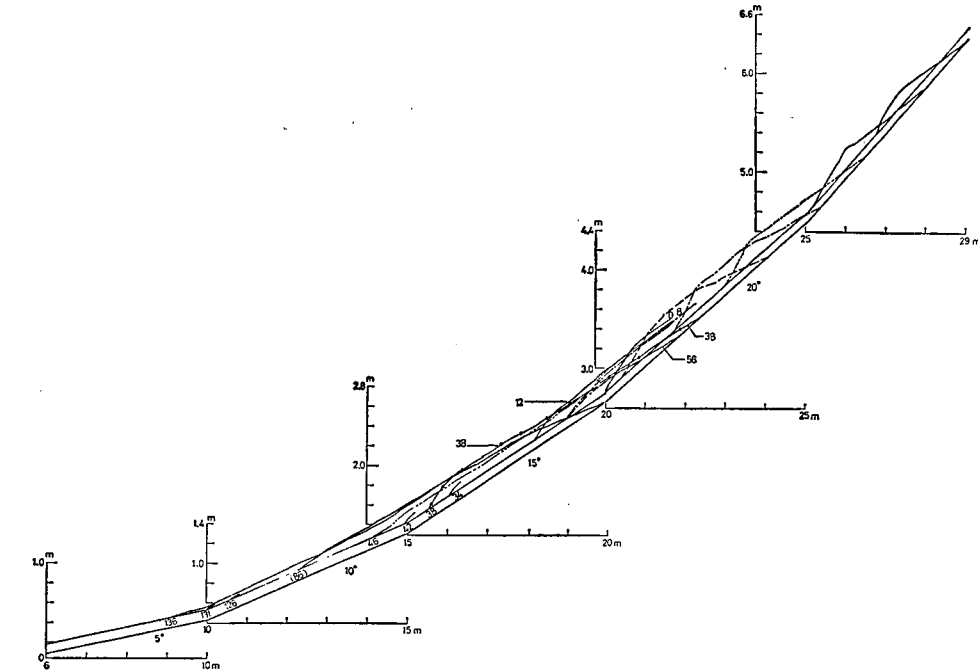


図-1.27 土石流の流動状況の例

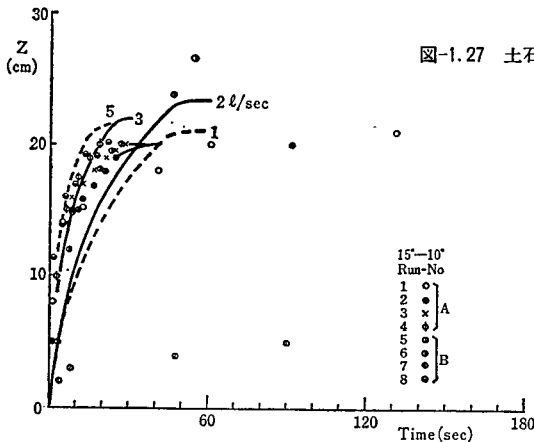


図-1.28 15 $^{\circ}$ →10 $^{\circ}$ での河床変動

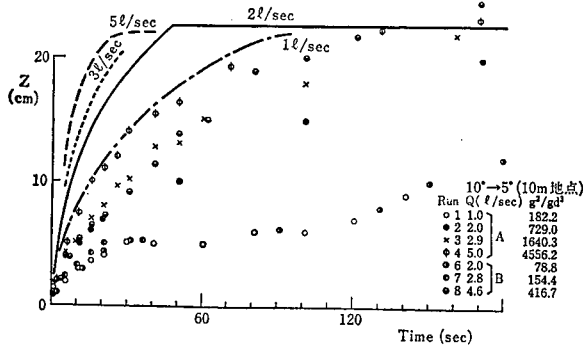


図-1.29 10 $^{\circ}$ →5 $^{\circ}$ での河床変動

通水終了後の最終堆積形状は図-1.30のようになり、オーバーフローしたために給水を途中で停止した材料(B)の1 l/secを除くとほぼ等しくなることがわかる。

(iii) 堆積物の粒度分布と着色礫の分布

自然の溪流で移動中の土石流の粒度分布を測定することはほとんど不可能である。得られた映像記録によれば、土石流のフロント部に粗い粒子が集中する。土石流のフロントから離れた上流部では後続流の侵食によりあらたに移動状態になった粗粒子が数mの長さの土石流の中を土石流フロントの移動速度よりも早い速度で移動するかどうかを個々の粒子に着目して追跡することはできなかったが、土石流の後半の粒径が細かく、粗い粒子がほとんど見られないことから、土石流フロント部につぎつぎと粗粒子が集中していくものと想像される。

実験終了後、堆積物を側壁の亚克力板を通して観察すると、深さ方向に粒径がわかれていくことがわかる。図-1.31は、材料(A)に1 l/secの流量を与えた結果を大粒径(4~5 mm)、中粒径(2~4 mm)、小粒径(2 mm以下)に分けて示したものである。これよりフロント部が堆積した下層が粗く、時間的に遅れて流出した土石流後半が細かくなっていることがわかる。この傾向は他のケースでもほぼ同様である。粒径の分離は明瞭である。材料(B)でもこの傾向は同じであるが、大粒径と中粒径の分離が明瞭でない(図-1.32)。通水終了後の着色

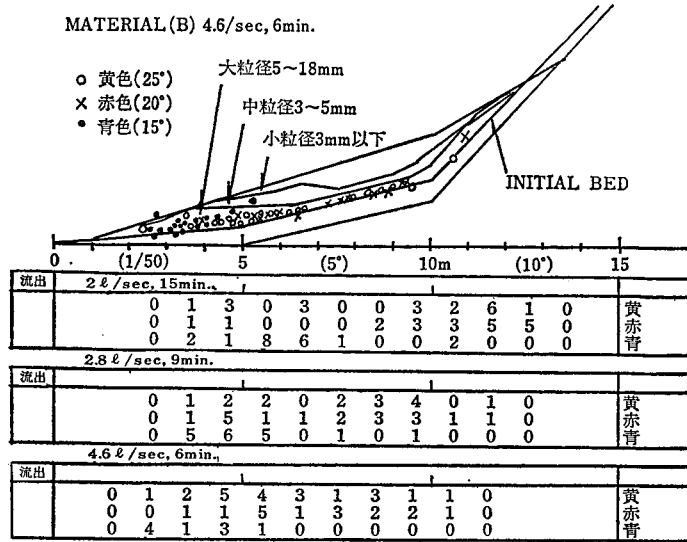


図-1.32 堆積物の粒度構成と着色砂の分布 (B)

砂礫の分布 (個数) を 1 m ごとに示すと図-1.31, 1.32の下の表のようになる。材料(A)では着色砂はほとんど初期河床面近傍で発見され、流量が少ない場合には広く分布するが、流量が増加するに従って下流部に集中し、堆積物の上、中流部では発見されなくなる。これに対し、材料(B)では流量による差はあまり見られず、いずれも広く分布する。

以上、幅が一定で勾配の変化する水路を用いた実験を行ない、土石流の発生から停止までを観察した。土石流の発生を決定する水の供給について、水路上流端に一定流量を与えるという最も簡単な方法をとっており、十分、実際の土石流を再現したとは言いがたいが、各勾配と勾配変化点での移動状況が観察され最終堆積形状が総供給水量に強く支配されることが判った。渓床内の大礫の輸送は興味のあるところであるが、1つの粒子を連続的に追跡することが困難であったため、初期河床上に着色砂を置き実験終了後その位置を調べるという方法をとった。その結果、土石流フロントの通過後流れにとり込まれたと考えられる20°や15°区間の着色砂が、一様砂ではほとんど1/50区間より下流に、混合砂では流量によって変化するが、流量が大きい場合には5°区間より下流に発見され、大礫が下流に輸送されやすいことが確認されたが、その理由を明らかにするには至らなかった。これについては、さらに研究手法を再検討して取組む予定である。

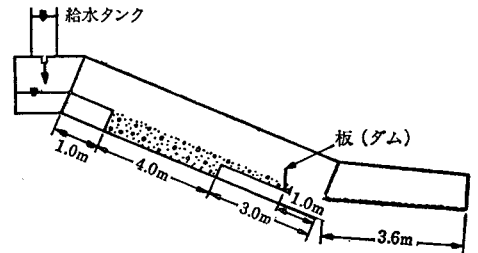


図-1.33 実験水路

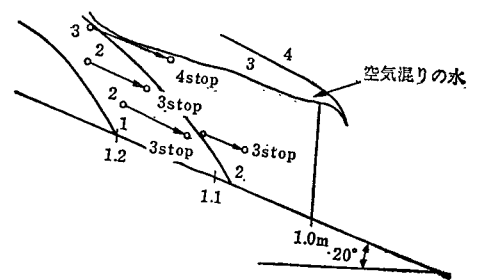


図-1.34 砂防ダムでの堆砂例

〔5〕 砂防ダム周辺の土石流の挙動

土石流による災害を防止する方法として、種々の土石流対策砂防施設が考案され、実験的にその効果が検討され²²⁾²³⁾²⁴⁾、現地に試験的に施工されつつある。ここでは、通常の砂防ダムにおける土石流の堆積状況を2種類の水路を用いた実験によって調べた結果を述べる。

(1) 実験 (I) の概要とその結果²⁵⁾

図-1.33のような長さ8m、幅0.2mの片面アクリルの木製水路を準備し、上流1mを固定床、中4mを厚さ10cmの移動床、下流3mを厚さ3cmの移動床とした。実験材料は2.3mmと10mmの礫を2:1で混合したもので、給水は浸透流(0.138ℓ/sec)を定常的に与え、河床砂がほぼ飽和した後、上流端に設置したタンク底の栓を抜き、自然流出によって水を供給した。流量は栓の径を変えることによって変化させた。実験条件は勾配15°および20°、ピーク流量0.5、1.0、1.5、3.4ℓ/secとし、砂防ダムとして高さ15cmの板を下流端より1mの位置に設けた。測定は主に8mmカメラと35mmモータードライブカメラによった。なお、結果として供給水量が土砂量に比して少なくダムを土砂が越流するには至らなかった。

(i) 未満砂の場合の堆積状況

本実験では供給水量が水路内の土砂量に対して十分でなかったため、上流に発生した波高数cmの土石流は未満砂のダムに衝突すると停止し、上流に停止が伝わって全体が停止した。図-1.34は土石流が砂防ダムに達する前後2秒間のフロントと土石流中の個々の礫の移動状況を写真より読み取ったものである。この実験では通水後の最終堆砂勾配は元の河床勾配にほぼ等しくなった。

(ii) 満砂した砂防ダムの堆砂面での土石流の挙動

砂防ダムが満砂した状態を想定して、河床勾配20°に対して16.5°、15°に対して12°の堆砂面を準備した。20°の場合、図-1.35のように波高の減少が見られ低層の砂礫から停止して、最終堆砂面は元河床勾配とほぼ平行になった。

(2) 実験 (II) の概要とその結果

実験(II)で土砂の量に対する水の量の割合が、砂防ダムでの最終堆砂形状、言い換えれば砂防ダムの効果に対して決定的な要素となることがわかった。そこで、十分な時間、水を供給して砂防ダム上流の河床変動を追跡した。

実験に用いた水路は、図-1.37のような、幅20cmの木製、片面アクリル製で、下流7.15°を、上流を17.8°とした。これは、それぞれ土石流の堆積勾配および発生勾配である。実験に用いた材料は図-1.37のような最大粒径18mm、最小粒径1mmの混合砂礫である。実験の手順

は砂防施設の模型を勾配変化点および、下流30cmに設置し、上流水路に上述の材料を敷き、上流端より給水

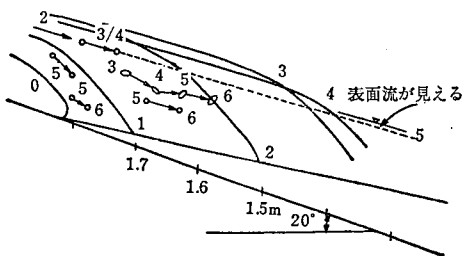


図-1.35 砂防ダム堆砂面での移動例

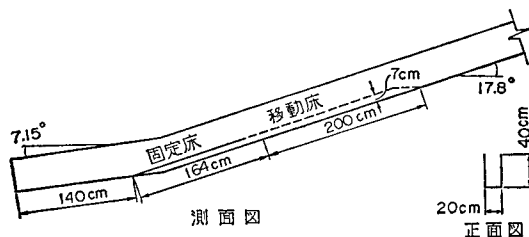


図-1.36 実験使用水路概要図

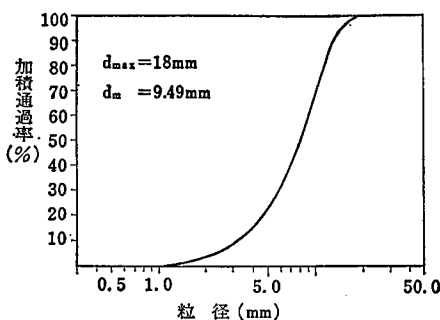


図-1.37 実験使用砂粒度分布図

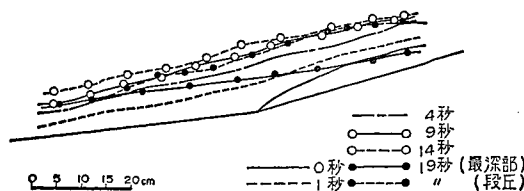


図-1.38 土石流の流動堆積状況

し、施設周辺での土石流の挙動、施設の機能を観察し、同時に8mmカメラによる撮影を行なうこととした。ダムの位置を2ヶ所にしたのは各々の勾配での効果を見るためである。

先に述べたように、土石流に限らず流砂の実験で大切なのは土砂の量と水の量である。この実験では、土砂を厚さ7cm、長さ200cmに敷き、水量は典型的な土石流の形成される2000cc/secとした。実際に土石流が発生した溪流の流出土砂量と流量の比を降雨から推定すると、5~10倍程度となり、土砂量に比べてかなり多くの水が供給されると考えられる。そこで、ここでは土砂に対する水の量を約6倍とすることにし、約1分間給水することにした。

(i) 無施設での土石流の挙動

砂防ダムの効果を検討する比較材料として、無施設で土石流を発生させ、その流動、堆積過程を追跡した。時間的な経過を図-1.38に示す。土石流は上流水路移動床の上流部に発生し、短時間に平衡状態に達し、河床を洗掘することなく、先端に粗粒子を集めて流下し、勾配変化点付近で急激に停止する。先端が停止すると、堆積上流端のそ上が進む、その間上流水路の堆積物の流水による浸食が進み水路底が露出する。堆積域では後続流によって細粒土砂が運ばれ、停止した土石流フロントを乗り越えて下流に堆積する。さらに通水が続くと一度堆積した土石流フロント部の粗粒子まで再浸食される。以上が、実験で見られる土石流の発生、流動、停止、再浸食の過程である。停止過程の連続写真を写真-1.5に示す。

(ii) 土石流発生域での砂防ダム

土石流発生域に通常のダムを設置した場合、一度は土砂は元河床勾配にほぼ等しい堆砂勾配で堆砂するが、抜け出た水がその下流を洗掘し土石流となる。給水が続くと堆砂面は土石流段丘を残しながら低下し、跳水の影響も受けて最終的にはレベル近くになる。(図-1.39)

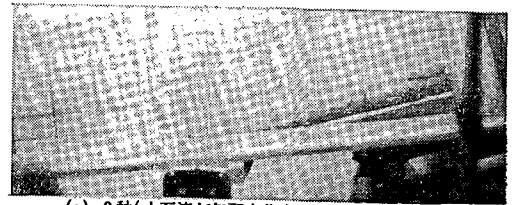
(iii) 勾配変化点での砂防ダム

砂防ダムを勾配変化点に設けた場合、ダム上流側の状況は前項と同様であるが、抜け出た水がもはや土石流とすることはない。(図-1.40)

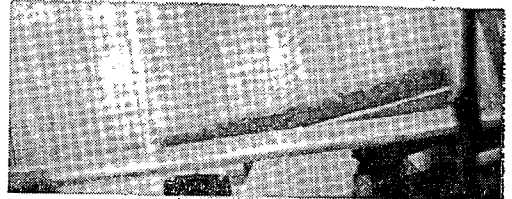
(iv) 堆積域での砂防ダム

勾配変化点より下流のいわゆる土石流の堆積域に砂防ダムを設置した場合には、土石流は砂防ダムとは無関係に、勾配変化点で先頭部の礫が減速、堆積が始まり抜け出た水によってダム内の水位が上昇し、土石流が停止するのを助ける。土石流の先頭が停止すると上流に堆積が伝わる。一時は浸透流のある長大斜面の安定勾配程度の急勾配で堆砂するが、後続の流れで新しい堆砂面上で第2波の土石流と再浸食が生ずる。(図-1.41)

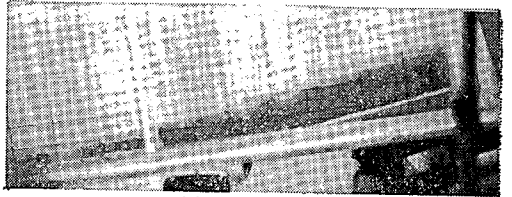
(v) 流出土砂量



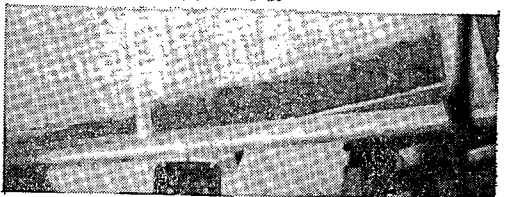
(a) 0秒(土石流が勾配変化点に達した時を基準)



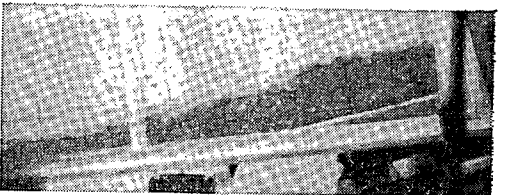
(b) 1秒後



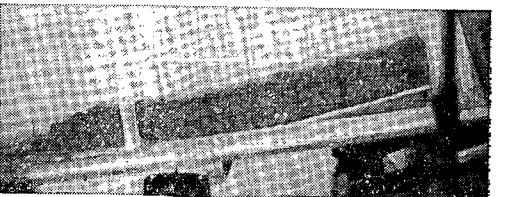
(c) 5秒後



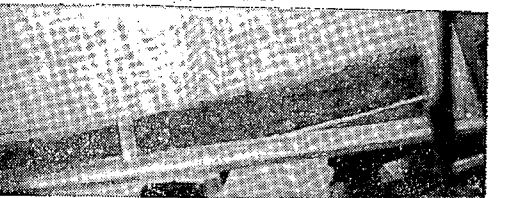
(d) 10秒後



(e) 13秒後



(f) 15秒後



(g) 20秒後

写真-1.5 無施設での土石流の停止

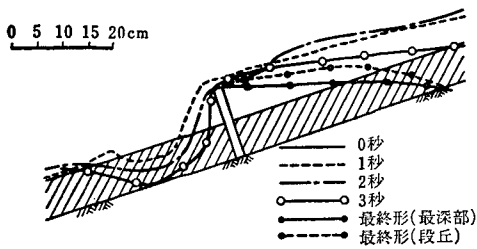


図-1.39 河床変動の状況(発生域)

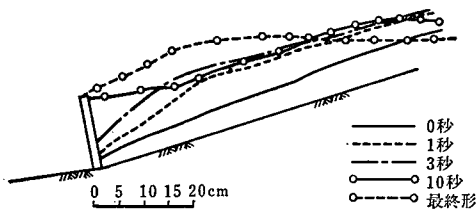


図-1.40 河床変動の状況(勾配変化点)

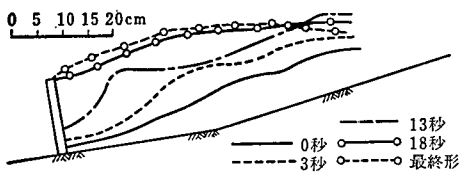


図-1.41 河床変動の状況(堆積域)

砂防ダムのある場合と無い場合の違いを流出土砂量から明らかにする。図-1.36の上流側の水路のみを用いて前に述べたものと同じ条件で実験を行ない下流端で流出土砂を採取した。図-1.42は流出土砂濃度の時間的変化を、図-1.43は総流出土砂量の時間的変化を示したものである。これより、砂防ダムによって流出土砂量が制御される様子がよくわかる。また図-1.44は50%粒径以上および以下に分けて図-1.43の流出土砂量を示したもので、空容量のある砂防ダムでは土石流先端の粗粒子がカットされることを明瞭に示している。

〔6〕 水路幅の変化に伴う流動状況の変化

土石流が停止、堆積するところは、地形的に扇状地と呼ばれるところで、山間地の人々の多くは、人家、耕地のための唯一の空間であるこの扇状地に生活している。したがって一度土石流が発生すると、生活全体が破壊されることになる。土石流の堆積と災害については次章で述べるが、ここではその基礎として勾配が減少し同時に流路幅が広がる場合の土石流の流動状況(堆積状況)

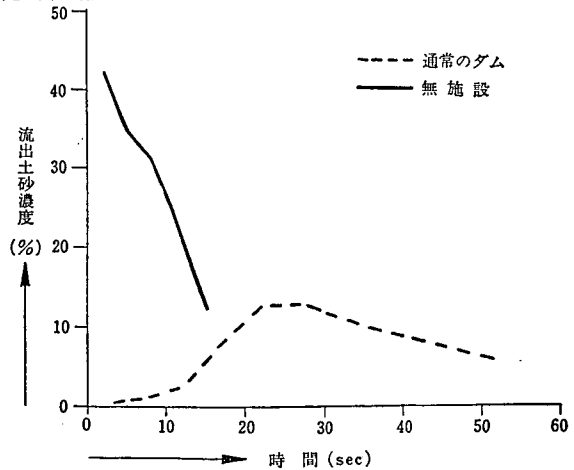


図-1.42 流出土砂濃度の時間的変化

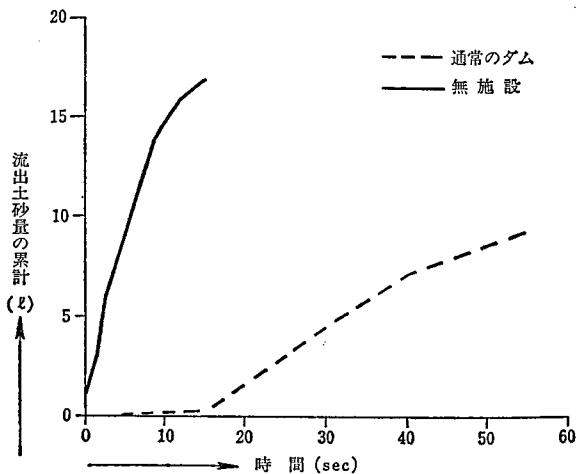


図-1.43 総流出土砂量の時間的変化

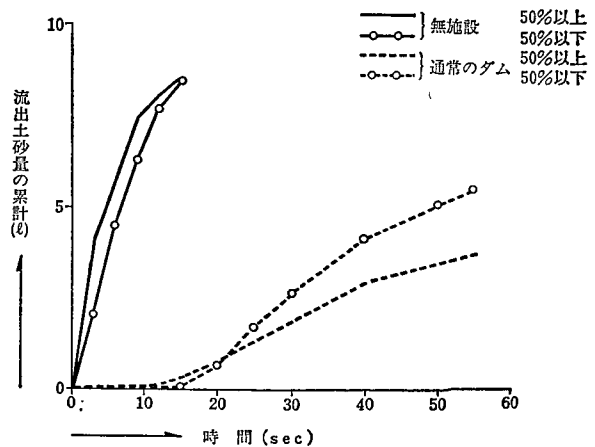


図-1.44 貯砂効果とふるい分効果

を実験的に検討した結果を述べる。第4節で紹介した勾配の順次変化する水路を用いる。10°区間の20cm幅水路を幅約180cmの堆積部水路（勾配5°）に取り替え、上流部の15°の水路内に2mの10°区間を設けた。

(1) 時間経過に伴う変化

図-1.45に示す粒度分布の(B)の材料を用い、2ℓ/secを10分間通水した時の堆積形状の時間的な変化は図-1.46のようになる。また60秒ごとの測定によって求めた河床高の時間的な変化は図-1.47および図-1.48のようになる。これらより土石流の堆積過程を解説すると次のようになる。

まず、土石流先端の粗粒部が図-1.46の60秒のときのように円錐状に堆積する。この時点では透水性が良いために表面流はみられない。ここに、続いて細粒土砂が堆積し始めると表面流も現れ、堆積域が前進してゆく。180秒程度で堆積域の前進はほぼ停止し、その後は側方に堆積する。この時、水量と土砂の比は約4である。図-1.47からも以上の過程がよくわかる。図-1.48の上流部の横断面図から急激な河床上昇と、上流部の移動可能土砂が無くなった後の再浸食過程が理解できる。しかし本実験の目的の1つであった現地によく観察される土石流扇状地が再浸食されて形成される流路の再現は十分なされなかった。現地に見られるような再浸食流路を形成させようとすれば、流量が時間とともに減少することを考慮しなければならないようである。この実験例では、堆積の前進が停止する時点までの堆積の幅は、上流水路の6倍程度であった。

土石流扇状地での主流路の幅は、再浸食水路の流路幅とほぼ一致し、著者らが先に報告している²⁸⁾流路幅の経験則

$$B = 5 \sqrt{Q} \quad \dots\dots\dots (1.10)$$

で推定できる。ここで、Bは流路幅(m単位)、Qは土砂を含む流量(m³/sec単位)である。ただし、一時的には分流することもある。

以上の代表的な実験例を以下で流量、材料、分散角の変化によって堆積状況がどのように変わるかを、実験結果に従って記述する。

(2) 流量による堆積形状の違い

図-1.49の(1)(2)は図-1.45の粒度分布の材料(A₁)を用い、図-1.49 1ℓ/sec および 2ℓ/secの流量を与えた場合の堆積形状の比較である。独立に行われた通水時間の異なる実験の結果を重ね合わせたので、一部一致しないところもあるが、比較的良く再現され、前述の水路幅一定の場合の堆積形状の比較の場合と同様、総供給水量が等しいものは、ほぼ同じ形状となっている。ただし、流量の大きい方が少し下流へ延びる傾向が見られる。

(3) 材料による堆積形状の違い

図-1.46と図-1.49を比較してわかるように、材料が異なると堆積形状に差が見られる。当然予想されるように、同じ流量では粒径の小さいほど下流に広がる。そこで、図-1.45の(B)および筑波山麓で採取した花崗岩の風化した土砂(M)を用いて土石流の堆積形状を調べた。

その結果は、図-1.50の(1)(2)のようになり、粒径の小さいほど下流へ広がることが確認された。特に材料(M)は粒度分布からわかるように、0.1mm以下の細粒土砂を6%程度含み、ある程度の粘着性を示す。そのため、明瞭な段波を形成せず、清水のように流下して、

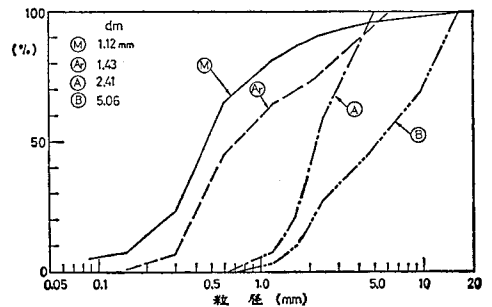


図-1.45 実験材料の粒度分布

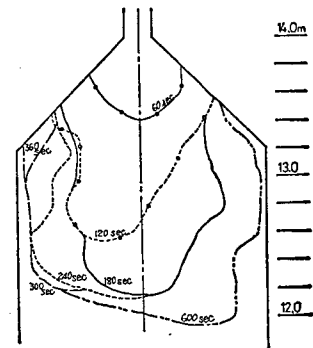


図-1.46 堆積形状(平面図)

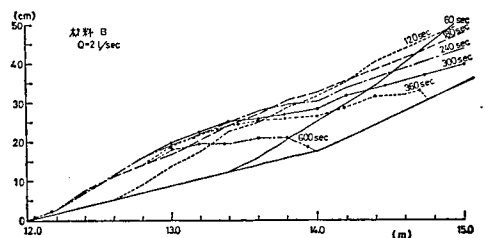


図-1.47 堆積形状(縦断面)

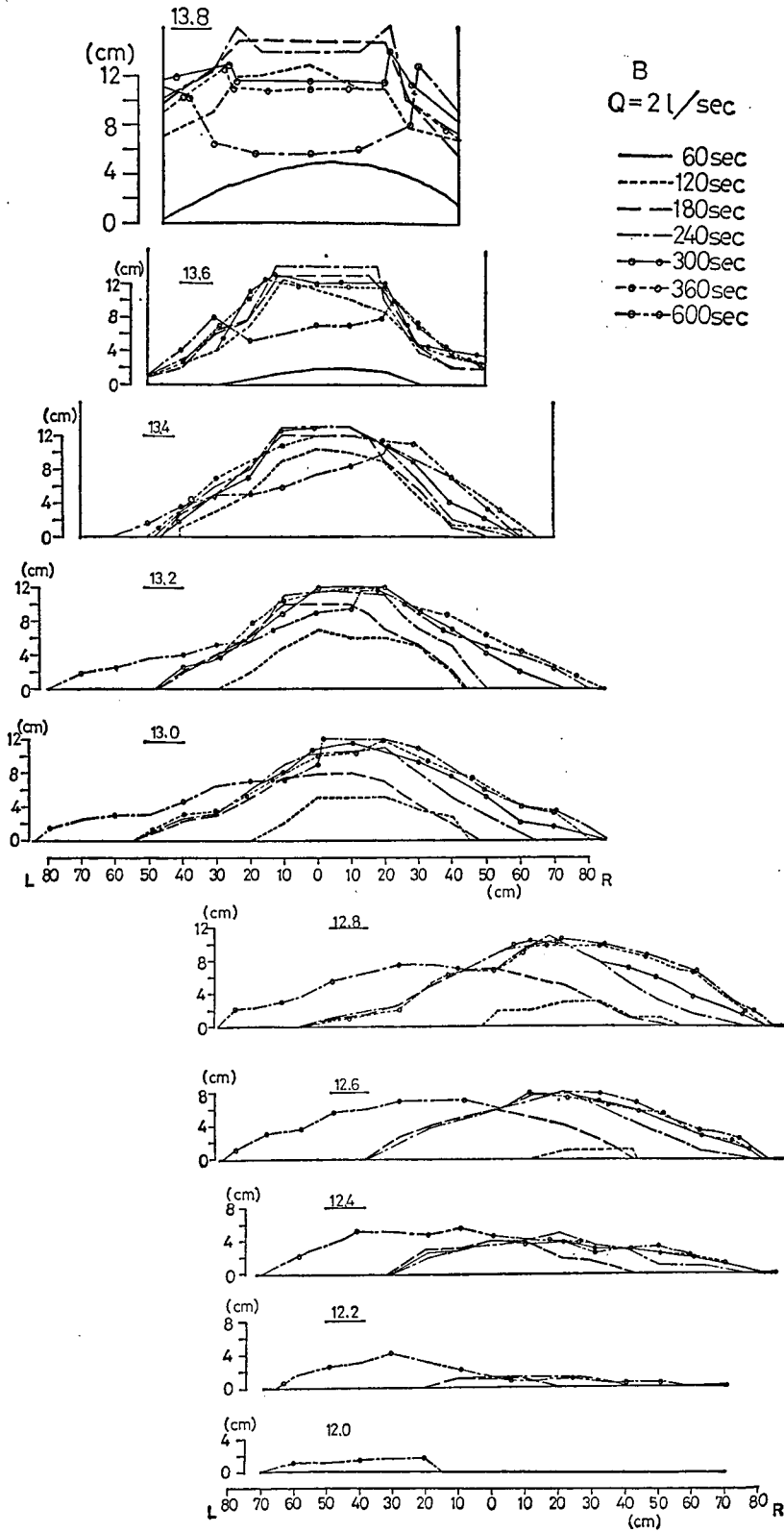


図-1.48 堆積形状 (横断面)

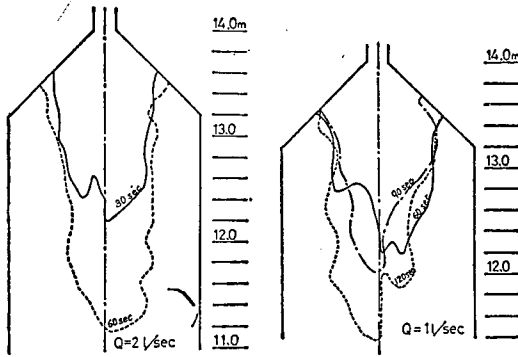


図-1.49 流量による堆積形状の差

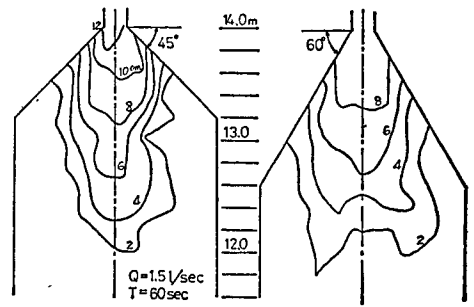


図-1.52 分散角の影響

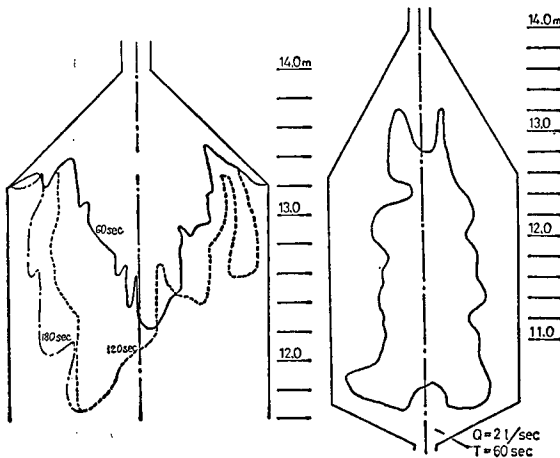


図-1.50 材料による堆積形状の差

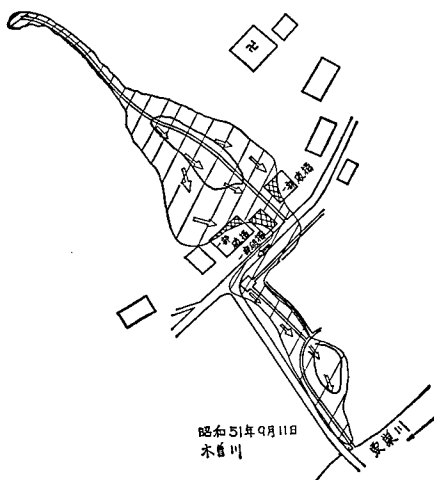


図-1.51 実際の堆積例

拡幅水路の下流部に堆積し、拡幅水路の上流部は元河床が洗掘された。

実際の土石流の堆積形状を見るとその多くは、図-1.51に示す例のように扇状地の扇面全体に広がることはほとんどなく、たとえば水は扇面全体を覆っても、土砂は流下方向に長く広がることが多い。逆に、礫分の多い土石流では谷の出口に同心円状の砂礫円錐が観察される。

(4) 分散角による堆積形状の相違

谷の出口の形状として、分散角をとりあげ、 60° と 90° について、材料(A_r) (図-1.45)を用いて堆積形状を比較すると図-1.52のようになる。すなわち、扇状地(拡幅水路)に流出する土砂量はほぼ同じであるので、分散角の狭いほど下流に広がるようになる。

堆積面の下流の勾配は、堆積長が十分延びた時点で、材料(A)および(B)では $0.171 (9.7^\circ)$ 、(A_r)では $0.14 (8.0^\circ)$ となった。

〔7〕 土石流の材料による流動状況の変化

(1) 溪床堆積物の特徴と土石流としての流れ

先に述べたように実際に発生した土石流には種々あるようで、例えば焼岳の土石流と妙高の土石流では流動状況が大きく異なる。流動状況の差は直感的には土石流の材料の差によるように思われる。現地調査と文献から、溪床、山腹、土石流堆積物、泥石流等の土砂の粒度分布を比較すると図-1.53のようになり、一般に河床材料の最小値である 0.1mm に着目して、これより小さい材料の割合をみると、 $30\sim 40\%$ 程度のものと 10% 以下のものに分けることができる。これと現地に発生した土石流と比較すると、細粒土砂の多い材料(有珠山、桜島、妙高山)といわゆる泥石流と呼ばれているものが対応していることがわかる。

(2) 砂、フライアッシュ混合物による流動実験

(i) 実験の概要

細粒土砂の割合が変化するにつれて、土石流の流動がどのように変化するかを調べるために、 1.6mm の砂と

フライアッシュの混合物を用いて実験を行った。使用した水路は幅15cm, 長さ5mのプラスチック水路で, 5cm厚さに砂を敷いて一定流量(750cc/sec)を供給する実験と, 水との混合物(総量6ℓ)を水路の上流端に投入する実験を行った。前者は細粒土砂を含む河床材料が溪床に存在してそこに雨水がある場合を, 後者は山腹の土砂が水を含んで崩壊し, 溪床に流入する場合を想定している。測定は35mmモータードライブカメラ(秒4駒)の写真から水深, 流速を読み取り, フロントの土砂濃度測定も行った。水路勾配は 16.5° (一部 14.5°)とした。

(ii) 実験の結果と考察

実験の結果を, 図-1.54 および図-1.55 に示す。図-1.54は河床に材料を敷いて水を供給したもので, フライアッシュの割合が増加するに従って流速係数(フロント流

速 V_f と摩擦速度 $U_* (= \sqrt{gh \sin \theta})$ の比)が増加してゆくのわかる。この実験では, 実験ケースごとの波高の差は大きくなく, フロントの土砂濃度 C_d (フライアッシュを含む)は増加している。図-1.54, 図-1.55の $A/(A+S)$ はフライアッシュ (A) と砂 (S) の重量比を示す。流動状況の変化は, フライアッシュが10%含まれたあたりから顕著である。一方, 図-1.55 はバケツの中で, 土砂と水を混合し水路の上流端に投入した場合で, フライアッシュの割合を20%~50%の間で変化させ, 含水比を40% ($\bar{C}_d=0.33$), 60% (0.31), 80% (0.29), 100% (0.28) に変化させている。図中の実線は図-1.54の傾向を示すもので, 含水比ごとにこの実線を横切るような変化を示すが, 全体的な変化傾向は図-1.54と一致している。

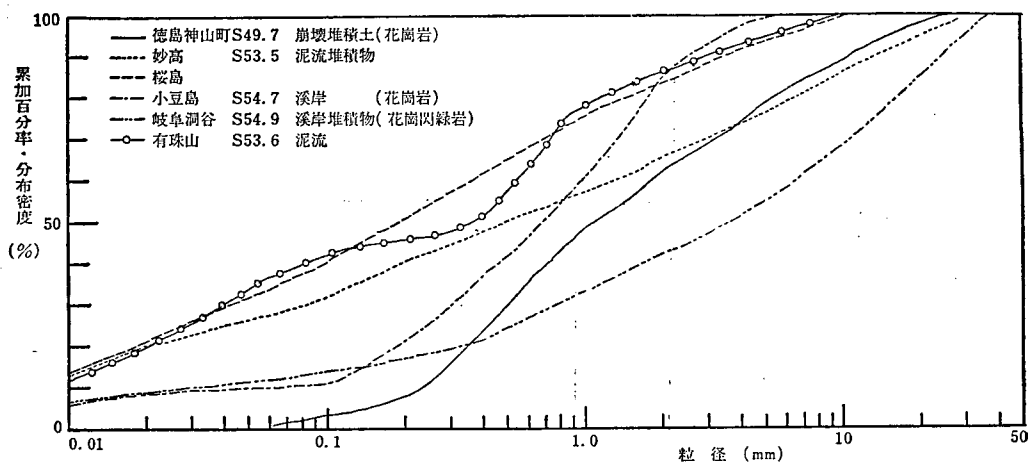


図-1.53 溪床堆積物, 土石流堆積物の粒度分布の例

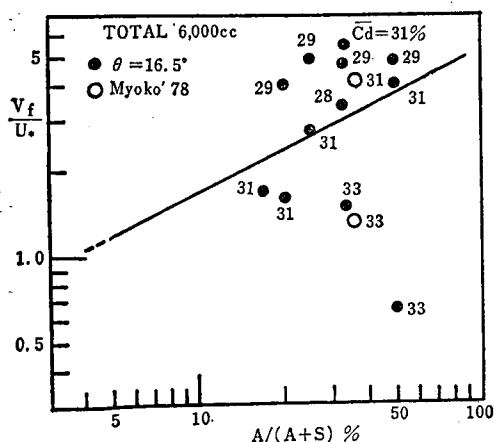


図-1.54 材料による流速の変化(水との混合物を投入)
A: フライアッシュ S: 砂

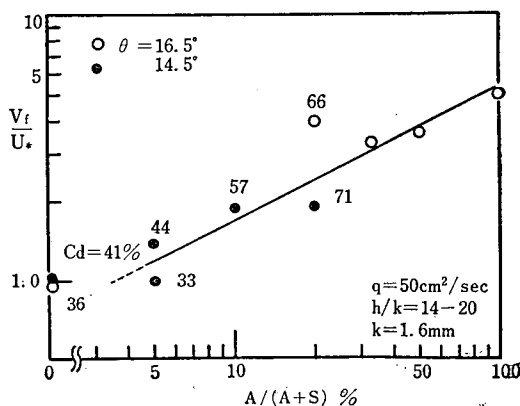


図-1.55 材料による流速の変化(水路に敷いた場合)

以上の結果は、移動床または粗な固定床の目安であって、三面張の流路工などはさらに速くなると考えられる。図-1.54より、細粒分のほとんど含まれない場合の V_f/U_* の目安を1.0、30%程度含まれた場合のそれを5とすると、たとえば、溪床勾配15°、水深2mとすると、砂礫の支配的な土石流では流速が3.6m程度、泥流的な土石流では17.8m程度になると予想され、これらの値は前述の現地での値とほぼ一致している。

(3) 妙高土石流の材料による検討

前項では、砂とフライアッシュの混合物を使用して、全体の傾向を調べたが、ここでは、図-1.53の妙高土石流の堆積土砂を用いてその流動特性を検討した。

(i) 実験の方法

山腹崩壊土砂は、その空隙の多さのために斜面に存在している時にすでかなりの高含水比となることのできる。これが山腹斜面を落下する際に混合されて土石流として流下する場合を想定して次のような実験方法をとった。

妙高高原土石流材料の25.4mm以下について種々の割合で水を混合し、これを幅15cm、長さ5mのアクリル製水路の上流端に投入し、約3m流下した地点でモータードライバカメラを用いて波高、波速を測定した。

(ii) 結果

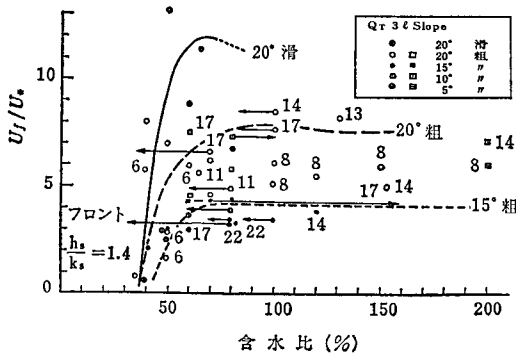


図-1.56 フロントの移動速度

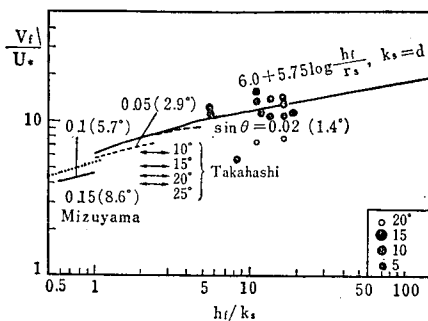


図-1.57 清水のフロント移動速度

① フロントの移動速度

水路勾配を5°, 10°, 15°, 20°と変化させてフロントの移動速度を調べると図-1.56のようになった。図中の(滑)は水路底がアクリル滑面、(粗)は1.8mm砂をニス付けした粗面であることを示している。投入流量は3ℓおよび6ℓである。結果をまとめると次のようになる。

④勾配20°では含水比35%以上で流動し、粗面では $V_f/U_* \approx 6$ 、滑面では10程度となる。

⑤勾配15°では含水比55%以上で流動し、フロントは粗粒化して32%含水比のものもあった。 $V_f/U_* \approx 4$ である。

⑥勾配10°では一部堆積するようになるが、河床に泥を敷いた場合や総量の多い場合は、含水比60%で流動する。

⑦勾配5°では土砂は投入地点にほとんど堆積し、細粒分だけが流出する。

⑧清水(3, 6, 9, 12ℓ)を投入した場合のフロントの移動速度は、図-1.56とほぼ等しく、等流状態の測定値とも類似している(図-1.57)。

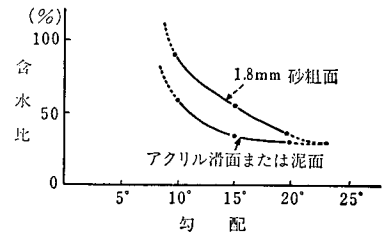


図-1.58 流動限界含水比

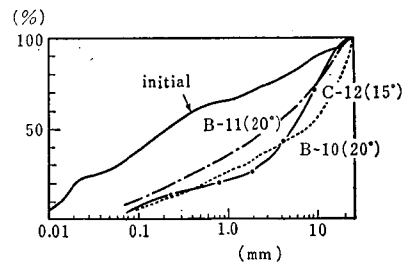


図-1.59 フロントの粒度分布

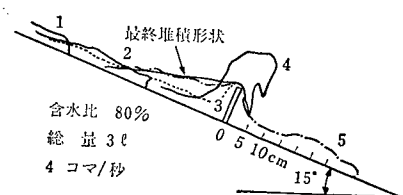


図-1.60 砂防ダムでの土石流のジャンプ

②流動限界含水比

流動限界の判定は、最大粒径を含む全材料が、堆積することなく等流運動をしたとみなせる場合とした。したがって勾配20°で低い含水比でゆっくりと移動する場合も流動しているとした。図-1.58に1.8mm砂粗面とアクリル滑面または泥面に分けて流動限界含水比を示した。ここで泥面とは河床粗面上に5mm程度の厚さで飽和状態の同じ材料を敷いたものである。なお、妙高土石流材料の土質試験では、液性限界39~44%, 土石流発生当日発生より約3時間後に調査した堆積土砂の含水比は44~45%であった。

③フロントの粒度分布

広い粒径範囲の混合砂礫を用いた実験では、毎回の実験材料を同じにすることはむずかしい。したがって、粒度分布の変化について明確なことは言えないが、フロント部の土砂の粒度分布は例えば図-1.59のようになり、砂礫流の場合と同様、フロントの粗粒化が確認された。

④砂防ダム周辺の土石流の挙動

第5節で砂礫型の土石流の砂防ダムでの堆積を議論したが、比較のために泥流の砂防ダムでの挙動も調べることにした。高さ10cmの板を水路床に垂直に立て(3.5m地点)、ここに土石流を流し堆積状況、越流状況を観察した。堆砂状況は、ほぼ河床勾配と等しい勾配で堆砂する砂礫型の場合とは対象的で、図-1.60のように液体的な挙動を呈し、次のような特徴がある。

ダムが空の状態ではフロントは板に沿って上方にジャンプする。

最終堆積形状は水路勾配20°, 15°, 10°のいずれについてもレベルである。ただし10°では明瞭な段波の土石流は形成されなかった。

レベルに堆砂したところに土石流が流れる場合には侵食もほとんどなく、飛距離は質点と同様にとり扱って計算できる。

〔8〕 結 語

実際に発生した土石流の発生、流動、堆積の場の条件をまず調べ、土石流および土石流の平均像を整理したうえで、主に砂礫型の土石流についてその流動特性を系統的に調べた。

研究手法としては、現象がまだ良く認識されていないので実験を主とした。土石流の流動限界と流動形態を調べ、流動形態の領域区分を行った。土石流から掃流に変化する勾配での流砂量を調べ、流砂量式を得た。これらを基礎として、勾配の変化、河幅の変化に伴う土石流の流動状況の変化を調べた。また応用問題として、砂防ダム周辺での土石流の流動状況を調べ、その効果、限界を明らかにした。最後に、火山地帯の泥流と砂礫型の土石

流を比較する実験を行ったが、これについては別に研究を開始している火山地帯の土石流に関する研究の成果をまとめて報告する予定である。土石流の流動に関する研究は、拡幅水路と彎曲水路の研究を含めて完了する予定であるが、それらおよび現地資料との比較は別の機会に報告したい。

参考文献

1. 高橋保「土石流の発生と流動に関する研究」京大防災研年報, 第20号B-2, pp. 405~435, 昭和35年4月
2. 建設省砂防課, 土木研究所「流域の危険度判定に関する研究」第32回建設省技術研究会, pp. 525~547, 昭和54年10月
3. 瀬尾克美, 船崎昌雄「土砂害と降雨量について」新砂防89号, 昭和48年
4. 芦田和男, 奥村武信, 江頭進治「小豆島内の土石流による河道侵食と土砂流出」昭和49年3月集中豪雨災害の調査研究総合報告書, p. 115, 昭和50年3月
5. 芦田和男, 高橋 保, 奥村武信, 横山康二「台風5号, 6号による仁淀川流域の土砂流出災害に関する研究」昭和50年8月風水害に関する調査研究報告書, p. 137, 昭和51年3月
6. 松本砂防工事事務所「焼岳・浦川における土石流調査関係資料集」松本砂防工事事務所技術資料・5, 昭和50年10月
7. 松本砂防工事事務所「焼岳・浦川における土石流調査関係資料Ⅱ」松本砂防工事事務所技術資料・7, 昭和52年3月
8. 松本砂防工事事務所「焼岳・浦川における土石流調査関係資料集」松本砂防工事事務所技術資料・9, 昭和53年3月
9. 松本砂防工事事務所「焼岳・浦川における土石流調査関係資料集」松本砂防工事事務所技術資料・11, 昭和54年3月
10. 松本砂防工事事務所「焼岳・浦川における土石流調査関係資料集」松本砂防工事事務所技術資料・13, 昭和55年3月
11. 岡本正男「焼岳土石流の諸特性について」第34回建設省技術研究会講演概要, 河川部門, pp. 107~114, 建設省, 昭和55年11月
12. 土木研究所妙高土石流災害調査班「昭和53年5月18日妙高高原に発生した土石流災害」土木技術資料第20巻9号, pp. 39~43, 1978年
13. 水山高久, 米沢谷誠悦「土石流の流動に関する研究」昭和54年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 60~61, 昭和54年6月

14. 芦田和男, 高橋 保, 水山高久「混合砂礫の掃流現象に関する研究」土木学会年講概要, 昭和51年10月
15. 池谷 浩「土石流の分類」土木技術資料第20巻3号, pp. 44~49, 1978年
16. 芦田和男「流砂量算定式について」砂防・地すべり技術講義集Ⅱ, pp. 195~214, 砂防地すべり技術センター, 昭和54年10月
17. 水山高久「土石流から掃流へ変化する勾配での流砂量」新砂防116号, pp. 1~6, 昭和55年8月
18. 芦田和男, 高橋 保, 水山高久「混合砂礫の流送に関する研究」土木学会関西支部, 昭和51年5月
19. 大同淳之「高濃度の土砂を含む流れの発生限界」昭和48年6月
20. Bagnold, A.S. "The Flow of Cohesionless Grains in Fluids" Philosophical Trans. Royal Soci. of London, vol. 249, 1957
21. 芦田和男, 高橋 保, 水山高久「山地河川の掃流砂量に関する研究」新砂防107号, pp. 9~17, 昭和53年4月
22. 渡辺正幸, 水山高久, 上原信司, 鈴木浩之「土石流対策砂防施設に関する実験」土木技術資料第22巻2号, pp. 8~14, 1980年
23. 渡辺正幸, 水山高久, 上原信司「土石流対策砂防施設に関する検討」新砂防115号, pp. 40~45, 昭和55年5月
24. 芦田和男, 高橋 保「土石流の調節制御に関する研究立体格子型砂防堰堤の水理機能」京都大学防災研究所年報第23号B-2, pp. 433~441, 昭和55年4月
25. 水山高久「土石流の流動と砂防ダムの効果」第16回自然災害科学総合シンポジウム, pp. 223~226, 1979年9月
26. 芦田和男, 高橋 保, 水山高久「流路工計画に関する水理学的研究」新砂防97号, pp. 9~16, 昭和50年11月
27. 鈴木浩之, 水山高久「粒度組成による土石流流動特性の変化に関する研究」昭和55年度砂防学会概要集, pp. 66~67, 昭和55年5月
28. 水山高久「土石流の流動と砂防ダムの効果」第16回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集, pp. 223~226, 1979年9月

第2章 土石流の停止堆積に関する研究

〔1〕概 説

従来の土石流の停止堆積に関する研究としては、奥田¹⁾ (1973), 椿ら²⁾ (1973), 高橋ら³⁾ (1979) による理

論的研究と田畑, 市ノ瀬⁴⁾ (1972), 河村, 新井⁵⁾ (1976) および Hooke⁶⁾ (1967) による実験的研究がある。

奥田らの解析は土石流全体を一個の質点として取り扱い質量が不変であるとする考え方で

$$m\ddot{x} = mg(\sin\theta - \mu\cos\theta) - kx^2 \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

で示し,

堆積長 (L) は減速領域への初速 v_0 および θ , μ を与え, (2.2) 式とした。

$$L = -\frac{1}{2k} \log \left(1 + \frac{kv_0^2}{g(\mu\cos\theta - \sin\theta)} \right) \quad \dots\dots (2.2)$$

ここで v_0 は等速領域での土石流の流速である。

(2.2) 式によって停止までの距離が得られることを示した。

質的变化の少ない土石流の流れに対しては近似式として有効な考え方と思われるが抵抗係数の与え方および等速領域での土石流流速の予測が困難な点に土石流堆積長の予測の困難さがある。

椿らは, 土石流を連続した流れとして, 水理学的に取扱って拡散近似モデルで示したが, 理論値の適合性が確かめられている実験例は上流側勾配が緩く, 土石流と言うよりは, 土石流的 (掃流状態に近い) 流れと考えられ, 砂礫型土石流の停止堆積に関して適用するには問題があると思われる。

高橋らは, 濃度が平衡状態あるいはそれ以上に達している土石流の抵抗則を規定するのは, 主として石礫同士の衝突による効果であるとしてダイラタント流体モデルを用いて検討し土石流の到達距離を求めた。

$$L = \frac{\left\{ v_0 \cos(\theta_0 - \theta) \left\{ 1 + \frac{(\sigma - \rho) \cdot C_{d0} \cdot K_a + \rho}{2[(\sigma - \rho) C_{d0} + \rho]} \cos\theta_0 \right\} \cdot \frac{g h_0}{v_0^2} \right\}}{(\sigma - \rho) g \cdot C_{d0} \cdot \cos\theta \cdot \tan\delta} \cdot \frac{v_0^2}{(\sigma - \rho) \cdot C_{d0} + \rho} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

高橋らの式では, 土石流の流速・土石流の体積濃度, 土石流の流れの中での砂礫の衝突条件に規定される角度等の各項の予測が難しい。逆にこれらを仮定して数値を与えるとほぼ同一の土石流到達距離を与えることになり, 現地で見うけられる到達距離 (筆者はこれを停止・堆積長と呼ぶ) の変化をうまく説明できない等の問題がある。

一方, 室内実験からの研究は, 田畑, 市ノ瀬, 河村, 新井および Hooke の研究があるが, いずれも定性的な検討であって一般化した現地適用には, 問題があると考えられる。加えて従来の研究は, 主に流れる側からの検討に終始しており, 土石流堆積の場合, すなわち土石流を受ける側の検討が皆無である。

筆者は土石流の停止堆積に関する要因として土石流という流れるものの性質だけでなく, 土石流の堆積の場の条件をとりあげた。

すなわち、同一条件の土石流が流下してきても堆積の場の条件（特に、河道の有無、扇状地形か谷底平野か等）の相違により土石流の停止、堆積状況が変化すると考えるものである。このような基本的考え方のもとで、まずはじめに現地調査による土石流の停止堆積長と分散幅に関する調査結果から、他の条件が一定であっても堆積の場の条件の相違により土石流の停止堆積長が異なることを示した。一方、質量保存式に土石流の流れの式をあてはめて、理論的に土石流停止堆積長を示した。また堆積の場の条件の相違による土石流停止堆積長の変化については、土石流の Side Step 現象（厳密には後続流の Side Step 化のこと）によるものとして、モデルを提案し、現地調査および実験によりその妥当性を示した。そして最終的には現在その調査法および設定法が急がれている土石流危険区域について言及し、理論的根拠があること、現地の土石流に適用できること、予測式中の因子は仮定をできるだけ避けかつ想定が容易であることを考慮して比較的容易に入手できる地形図と想定降雨量をもちいた具体的な土石流危険区域設定手法と適用例を示した。

なお、本文で用いている停止とは、流下してきた土石流先端部が勾配変化点等の土石流堆積領域にはいって減速し、最終的には、完全に停止するまでの状態を言い、堆積とは、完全に停止した先端部の物質および土石流の後続流を含めた最終堆積形とそれまでの過程を言う。

すなわち、土石流堆積長とは、土石流堆積物そのものの堆積長をいい、土石流停止堆積長は停止をはじめた地点（扇状地頂部や勾配変化など）から最終の土石流堆積物の最下流端までの距離、すなわち土石流の流下到達距離と同意語として用いる。

また、本文は我が国の地形条件から見て、 10° 付近より緩勾配の扇状地ならびに谷底平野を対象として土石流危険区域の検討をおこなうもので、流域によっては、 10° よりも急な河床勾配の領域（土石流の流下域）にも住家等が存在し、土石流の危険区域が存在する可能性があるが、それは別の観点で危険区域を設定するものと考えている。

〔2〕 土石流の停止堆積に関する要因

土石流の停止堆積に関係する要因としては、流下してくる土石流の量、後続流の量、流下継続時間などの土石流の流れの特性の他に土石流が停止堆積する場の特性すなわち土石流が停止堆積しやすい場としにくい場の検討が考えられる。

図-2.1は、岐阜県洞谷における過去の土砂災害時における土砂の氾濫区域⁷⁾である。

(1)は、大正9年6月28日の土砂氾濫区域図で扇状地形をなす洞谷下流堆積部において扇頂部から扇面全域に土砂がひろがって堆積していることがわかる。

洞谷では昭和37年より、土砂害防止を目的とした砂防ダム等の工作物が施工された。(2)では、水みちもある程度確定してきた段階となり砂防工作物と適当な流路により、土砂の氾濫は狭い範囲にとどまっていることがわかる。

すなわち同じ扇状地という土砂の堆積面を有していても自然のいわゆる河道の固定していない扇面とある程度明確な河道のある扇面では、土砂の堆積面が異なることがわかる。

図-2.2は、昭和54年8月22日に上述と同じ洞谷で発生した土石流における土砂の堆積状況を時系列的に整理し

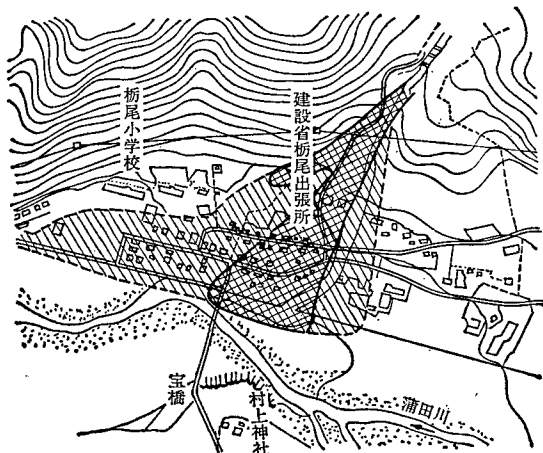


図-2.1 (1) 土砂氾濫区域図

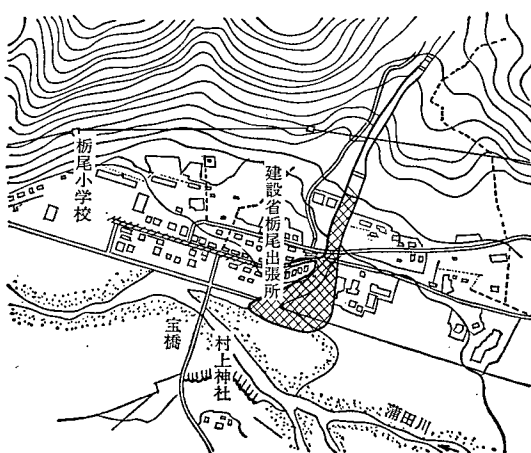
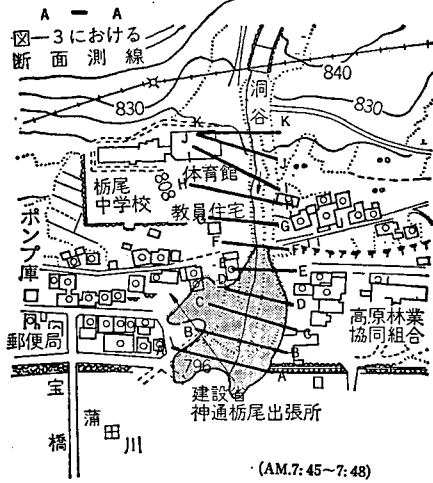
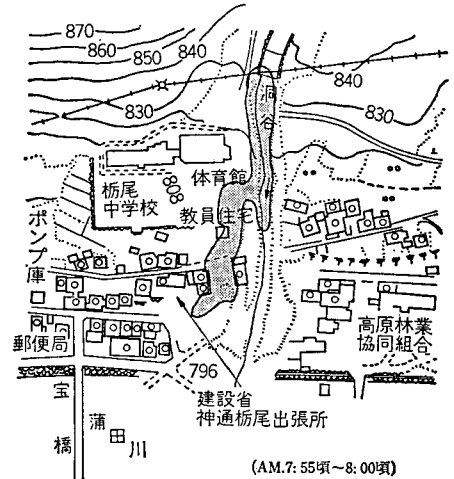


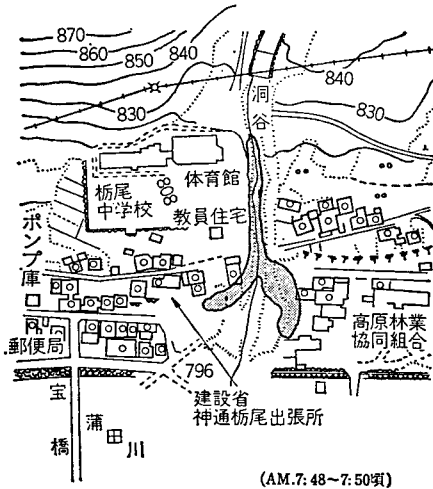
図-2.1 (2) 土砂氾濫区域図



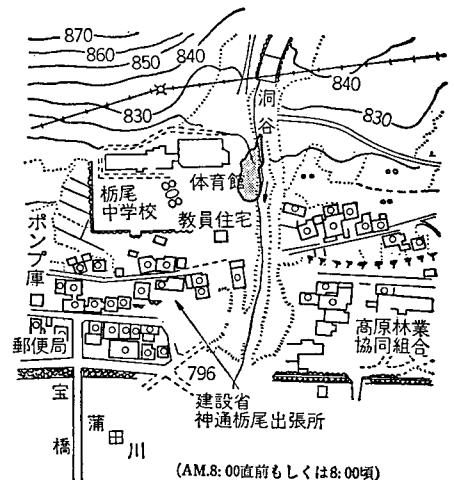
(1) 土石流第一波先端部堆積概略図



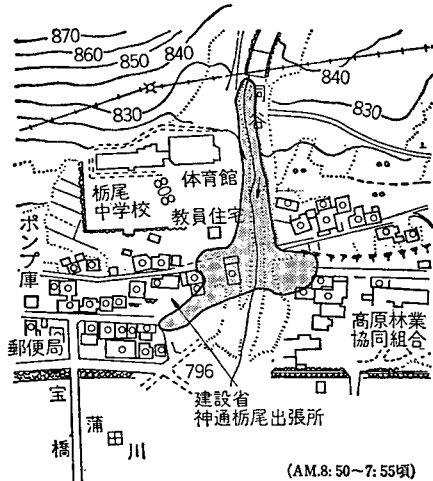
(4) 土石流第二波後続流部堆積概略図



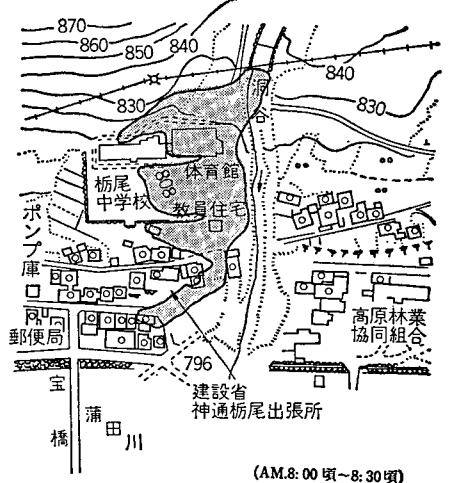
(2) 土石流第一波後続流部堆積概略図



(5) 土石流の土砂流出(第三波)堆積概略図



(3) 土石流第二波土石流部(やや土砂流的)堆積概略図



(6) 土石流(第四波)堆積概略図

図-2.2 洞谷土石流の時系列的堆積状況

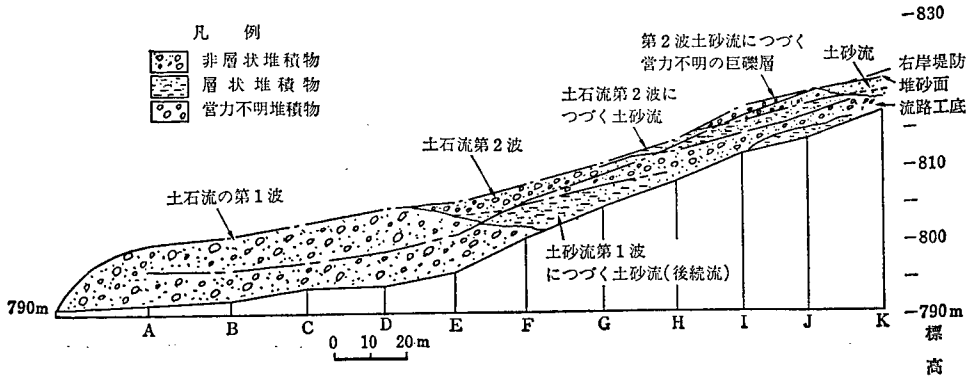


図-2.3 土石流堆積物の縦断面図

たものである⁸⁾。

筆者の考察では、(1)と(2)が土石流の第一波であり(3)と(4)は第二波そして(5)は第三波と考えている。

すなわち、土石流の流量が少なければ(2)で終わったかもしれないし、もっと多くの土砂が流下すれば(6)の最終形状よりもっと広がった堆積形状を示したかもしれない。

後続流についても、もう少し少なければ堆積形状が変化し(図-2.5縦断面図参照)、それにより、第二波のフロントやそれにつづく後続流による土砂の堆積の状況の変化が考えられる。

以上から土石流の停止堆積は流下部の溪床勾配、堆積部の勾配等の地形によって固定された条件の他に土石流の流れによる特性と停止堆積の場の特性によっていると考えられる。

〔3〕災害現地調査から見た土石流の停止堆積の実態

(1) 小豆島土石流(1976.9)災害調査における停止堆積の実態。

昭和51年9月台風17号によって土石流災害の発生した香川県小豆島の約50溪流において土石流に関する諸調査を実施した⁹⁾。そのうち特に土石流の停止堆積の実態に関する調査について述べるものである。

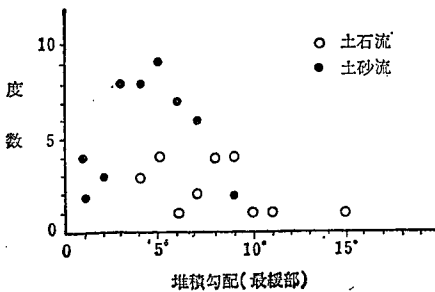


図-2.4 堆積勾配の分布

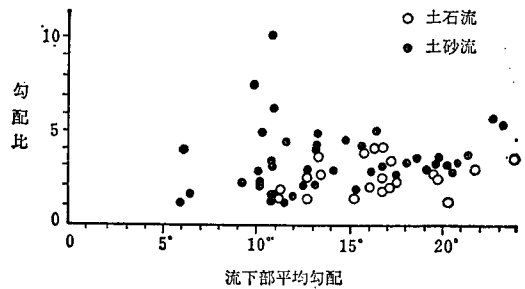


図-2.5 勾配比と流下平均勾配

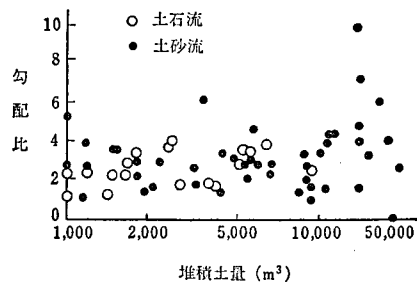


図-2.6 勾配比と堆積土砂量

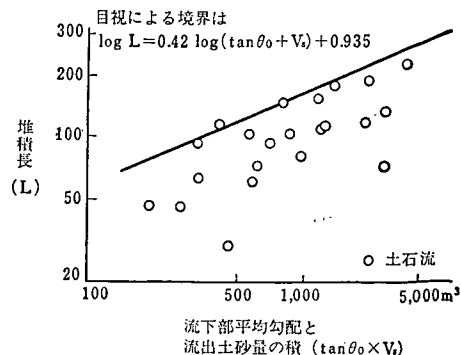


図-2.7 流下エネルギーと堆積長の関係

① 停止堆積条件及び分散幅の調査

土石流と土砂流の停止堆積特性を把握すべく災害直後に撮影した空中写真から土石流・土砂流の堆積部を1/5,000～1/10,000地形図から計測し可能な限り現地調査で検証をおこなった。

堆積地の元地形の平均勾配は図-2.4に示した。堆積地の元地形勾配の検討は危険区域決定に際して、どこまでが土石流や土砂流の危険があるかということを知る上で必要なものである。

図-2.4より、土石流堆積物の最下限勾配は4°であり、土砂流の場合は海まで流れ出した例もあって0°までも流下している。停止堆積の開始勾配は土石流で付近11°より緩勾配であり、最急の例では15°でも停止堆積している。一方、土砂流は7°より緩勾配で堆積が開始されていて、土石流とは若干のずれを示すとともに扇面においては最下流域まで土砂流の流下の危険があることを示している。

次に、堆積部の平均勾配と流下部（土石流が発生したと推定される点を発生地点とし、それから土砂が堆積をはじめめる地点までを流下部とした）の平均勾配との比、すなわち、勾配比がどのくらいで停止堆積をしているかを調査したものが図-2.5である。

勾配比の検討は元地形の条件が危険区域設定に、どのように影響するかを検討するものである。

土石流では、流下平均勾配に関係なく勾配比の最大が4を限度としているのに対し、土砂流では最大10を示し、大部分が3～5の値を示している。図-2.6に、堆積土砂量と勾配比との関係を示したが、これもあまりきわだった相関は得られず堆積勾配に関する今回の調査について言えば流下してきた土砂流の土砂量は堆積勾配にあまり関係していないと言えそうである。

図-2.7は、流下部の平均勾配と流下土砂量との積（この考え方については後述する）と堆積長との関係を示したものである。

図-2.7においてはほぼ土石流の堆積長は流下エネルギーに比例しそうである。すなわち

$$\log L = 0.42 \log (\tan \theta_0 \times V_s) + 0.935 \quad \dots (2.4)$$

次に現地での測定値をもとに、河幅比の検討を行った。河幅比とは流下部の河幅と堆積部の河幅比（堆積部河幅/流下部河幅）で示される。河幅比は土石流の停止・堆積に関係することが示されている⁴⁾。しかし小豆島のように常時の降雨量が小さい地域では、河川は河幅が50cm～1m、広い所でも2m程度で海まで流入していて、河幅比はほとんどの溪流で1～2になり、これまで田畑ら⁵⁾によって発表された土石流の堆積特性としての河幅比を検討した意味がなかった。

今後この河幅という意義を検討する必要がある。分

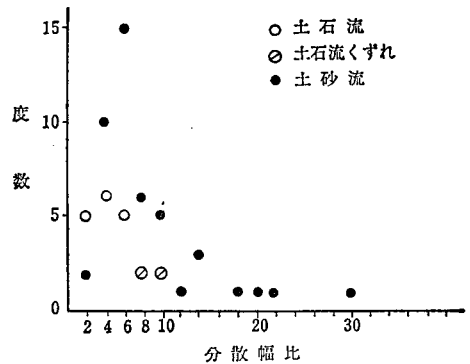


図-2.8 分散幅の頻度分布

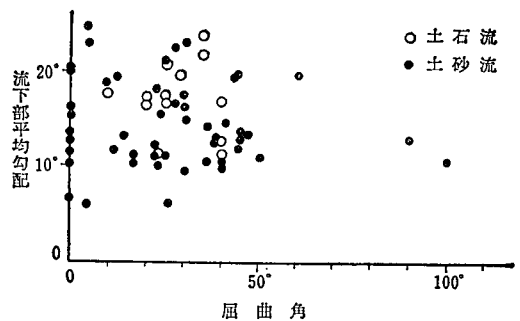


図-2.9 流下部分平均勾配と屈曲角との関係

散幅の検討は、土石流や土砂流がどのくらい分散するかということを知るもので、分散幅が与えられれば流下部の河幅から堆積部の危険区域の幅が想定できるので重要な検討項目である。なお分散幅比とは、流下部の平均河幅と堆積部の最大堆積幅との比をもちいたもので、測定の結果を図-2.8に整理した。分散幅の測定は空中写真を地形図に移写して計測し、現地において検証をおこなった値を使用した。図-2.8から、土石流においては、最大5～6倍程度、土砂流については、特に人工工作物や尾根線、微高地等、流下に対して障害物となるものの存在が分散に大きな影響を与えていて、分散幅比の分布は多様であるが最頻値は土石流と同じ5倍程度にある。

ここで土石流がくずれたものとは、土石流堆積物が後からきた後続流によって前方及び側方にくずれたものを示し、分散幅はその比で約10となっている。

以上の事から、土石流堆積物は比較的分散しやすく、土砂流堆積物は分散しにくいという、これまでの定性的表現が、小豆島においても言えそうである。

② 屈曲角の調査

谷の出口の平面形状は、直線的なものから直角に近い曲りを有するものまで種々さまざまである。これらの谷の出口の形状が扇状地に対して何か影響を与えていない

表-2.1 土石流流下最大断面と流下幅の関係

溪 流 名	ピーク土砂 量(F) (m³)	実測流下 幅(B) (m)	$F^{1/2}$	$\alpha_0 = \frac{B}{\sqrt{F}}$	備 考	
					A ₁₀	α
堂 川 左 支 川	7.75	4	2.27	1.76	0.08	3.03
池田大川右支川	9.49	4	3.08	1.29	0.22	1.76
大 谷 川	13.42	10	3.66	2.73	0.20	4.61
明 神 川	9.49	10	3.08	3.24	0.23	4.35
溪 流 No. 27	9.49	5	3.08	1.62	0.15	2.64
" No. 33	13.42	7	3.66	1.91	0.21	3.16
" No. 34	9.00	4	3.00	1.33	0.12	2.41
岩 ケ 谷 川	8.66	10	2.94	3.40	0.17	4.97
城 石 川	12.64	4	3.55	1.12	0.21	1.76
溪 流 No. 40	9.49	5	3.08	1.62	0.16	2.60
三 前 川	11.62	5	3.40	1.47	0.05	4.50
大 部 東 谷	8.22	5	2.86	1.74	0.04	4.95

かということ調べるために堆積部直上流すなわち、扇状地の扇頂付近の屈曲角と流下部の平均勾配（流下エネルギーの強さの一つの指標とした）との関係を調べて図-2.9に示した。

小豆島での計測は1/5,000~1/10,000地形図に空中写真から流下部および堆積部を移写して、地形図上での屈曲角を測定した。

図-2.9から流下部の平均勾配と屈曲角の間の相関は認められなかったが、土石流については大部分が40°以下の値を示している。

これは、小豆島の特性とも考えられるが今後数多く資料を得ることによってかなりの精度で危険区域設定の有効な資料となりうると思われる。

③ 流下幅の調査

堆積部での危険区域の面的な広さに関しては主に流下部での流下幅に対する比で表わされることがわかったが問題は流下部での流下幅をどのように設定するかにある。ここに小豆島で行なった現地調査によって得た資料により土石流の流下幅（現地測定による実測値）に関して、各土石流の量との関係を調べた。

これは、土砂流の流下幅は、ピーク流量の $1/2$ 乗に支配されることが言えそうであり、この考えを土石流にも当てはめて見たものである。堆積物としての土石流堆積土砂量が流下時に三角錐の形をして流下したと仮定し、その三角錐の底面を最大流下断面と仮定して、この最大流下断面(F)を土石流のピーク土砂量と同意と考え、 $F^{1/2}$ に流下幅が関係するかどうかを検討した。

現地調査の結果、表-2.1のように土石流の流下幅はほ

ぼ流出土砂量（土石流量）によって、 $\alpha_0 \approx 1 \sim 3$ と考えられることがわかった。ここで α_0 とは $\alpha_0 = B/\sqrt{F}$ で示される係数であり、 α_0 の大きさは土石流の流れが必要とする幅を示す尺度となる。

また、表-2.1には河床勾配10°以上の流域面積に集まる流水のピーク流量(m³/s)と実測流下幅(B)との関係を $B = \alpha \cdot Q_p^{1/2}$ で整理し、 α 値を併記した。これはピーク土砂量(F)の推定が難かしいので、降雨量(流量)から流下幅が検討できないかを調べたもので表のように α は $\alpha = 1.5 \sim 5.0$ を示し流下部河道全体を考えて平均的には $\alpha \approx 3$ （1断面を考慮した最大値をとる場合には、 $\alpha = 5$ ）で近似できそうであることがわかった。

④ 土石流堆積土砂量の把握

土石流としてはどのくらいの量が流下しているかを現地調査から把握したもので、図-2.10に流域面積の函数

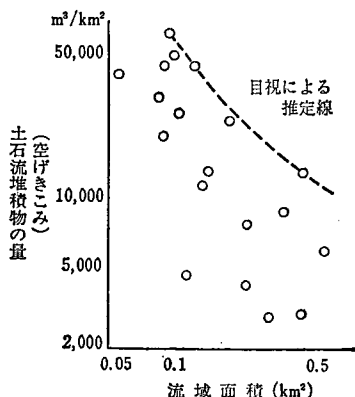


図-2.10 流域面積と土石流堆積物の関係

として整理した。小豆島の場合の一回の土石流の量としては最大値として、約 $5,000\text{m}^3$ 程度であった。

(2) 全国の土石流調査における停止堆積の実態¹⁰⁾

昭和47年から52年の間に発生した主な土石流は図-1.1に示したが、これら全国の多くの場所いにかえれば多種の地質条件、地形条件の所で発生した土石流について、先の小豆島での知見をもとに土石流の停止堆積実態に関する検討を行なった。

① 土石流にかかわる諸量の分布

土石流と土砂流の調査結果は表-1.2に示されている。これらの諸量の分布のうち、特に土石流の停止堆積に関係すると考えられる項目について土砂流と比較しながら以下に説明を加える。

i) 流域面積

土石流が発生した流域の流域面積は、ほとんど 1.5km^2 以下で最頻値は 0.3km^2 である (図-1.2参照)。土砂流との差はみられない。このような小流域面積のいわゆる一次谷や二次谷で、土石流や土砂流の危険性が高いことに、あらためて注目する必要がある。

ii) 流下部平均勾配

流下部の平均勾配は土石流の流下速度 (エネルギー) に関係する項であるがその頻度分布は最頻値としてみると土石流で 17° (約 $1/3$)、土砂流では 6° (約 $1/6$) となっている。土石流の場合、一般的に言われている $10^\circ \sim 20^\circ$ という流下部平均勾配とよく一致している (図-1.3参照)。

iii) 堆積部の元地形勾配

土石流の停止堆積に関係する堆積部の元地形勾配は土石流で $2^\circ \sim 12^\circ$ であり、最頻値は 6° となっている (図-1.3)。土砂流の性質 (含有砂礫の量やシルト・クレイ分の多少等) にもよるが、土砂流が $0^\circ \sim 18^\circ$ (最頻値 $2^\circ \sim 4^\circ$) に堆積しているのに比較して若干停止する場が異なると考えてよい。ただし小豆島で調査されていた最下限値が 4° という値よりは、今回調査の方が緩勾配の所まで土石流が流下している。

iv) 堆積土量

堆積土量は土石流危険地域の面的把握に必要不可欠の項である。図-1.4に1回の土石流による堆積土量が示されている。図のようにほとんどが $20,000\text{m}^3$ 以下である。

流出する土砂量は、その時の外力 (ほとんどが降雨) の大きさ、たとえば短時間降雨強度や連続雨量等にもよるが最も関係するのは、その谷に存在している土砂量 (一般には不安定土砂量と呼ばれている) である。

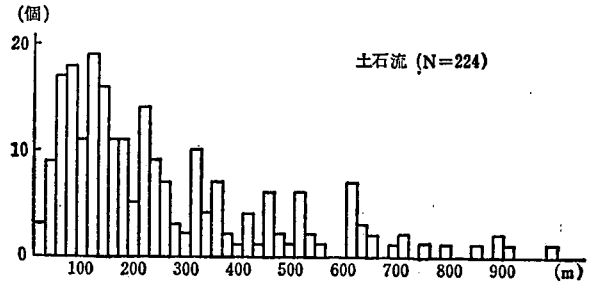


図-2.11 土石流の停止堆積長の分布

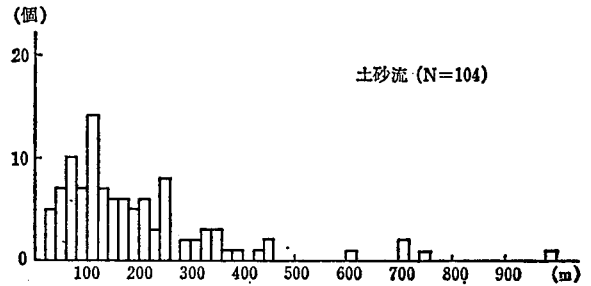


図-2.12 土砂流の堆積長の分布

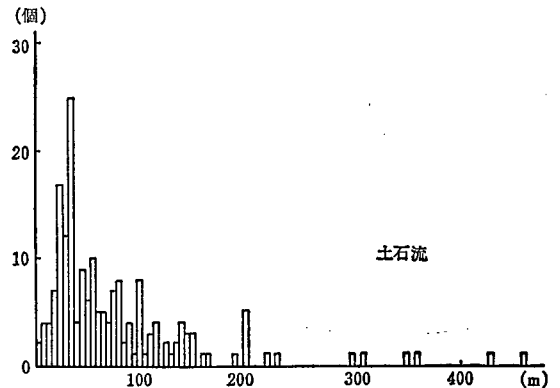


図-2.13 土石流の堆積最大幅の分布

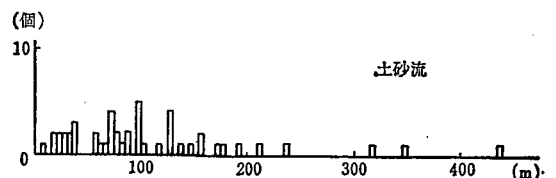


図-2.14 土砂流の堆積最大幅の分布

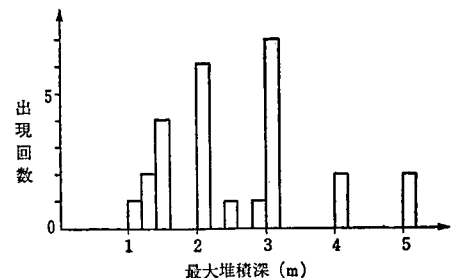


図-2.15 最大堆積深の分布

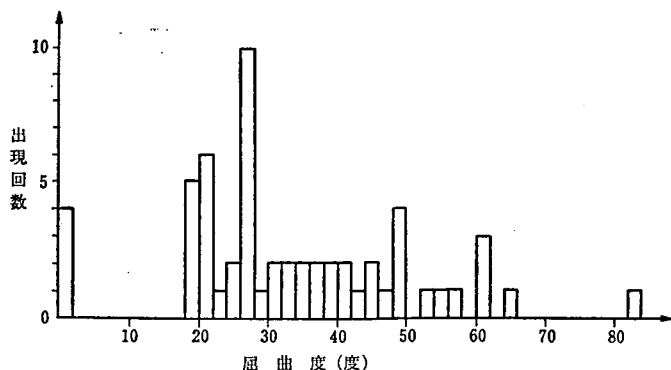


図-2.16 屈曲度の分布

今回の調査溪流は一次谷や二次谷といった小溪流で路長に大きな差がないため堆積土量も同じような値になったものと思われる。いくつかの災害例からも明らかに、一度土石流が発生すれば $10^{\circ}\sim 20^{\circ}$ 程度の溪床堆積物がほとんど流出すると考えられる。

v) 停止堆積長

土石流についてみると85%が200m以下であり、土砂流は400m以下である。最頻値は土石流で60m~80m、土砂流で100m~120mとなっている(図-2.11, 12)。

vi) 堆積最大幅

土石流はほとんど80m以下である。最頻値は30m付近にある。土砂流では95mが最頻値となっている(図-2.13, 14)。

vii) 堆積深

土石流では最大堆積深は1m~5m(図-2.15), 土砂流では0.2m~1.2m程度である。これは最大粒径の影響を受けていると思われる。

viii) 分散角

堆積部の地形の影響を強く受ける項目の一つである。土石流と土砂流の分散角は、 $10^{\circ}\sim 60^{\circ}$ の比較的狭い範囲に分布し、最大は 110° である。

ix) 最大粒径

上限値は土石流, 土砂流とともに30cmである。最頻

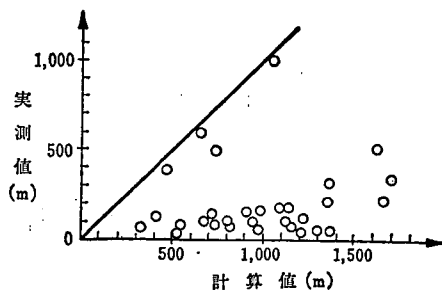


図-2.17 土石流停止堆積長の検討

値は土石流が100cm, 土砂流が30cmである。

x) 屈曲角

土石流の流下中に強い曲がりがあれば停止するのではないかと考えた調査項目であったが、そのような資料を集めることができなかった(図-2.16)。ここで得られた結果は谷の屈曲角の分布を示していると考えられる。

xi) 分散幅比

災害調査から得られた分散幅比の上限値は土石流で30, 土砂流で210となっている。土石流はほとんどが10以下

であり、最頻値は5となっている。土砂流では顕著なピークがない。これらの結果は地形条件に大きく影響されるものであるが、一般的には、土砂流の方が拡がりやすいことを示している。

以上が全国の土石流, 土砂流災害資料から得られた平均的な土石流, 土砂流の諸量である。

② 土石流の停止堆積長と堆積幅に関する検討

昭和51年9月小豆島に発生した土石流の調査により、

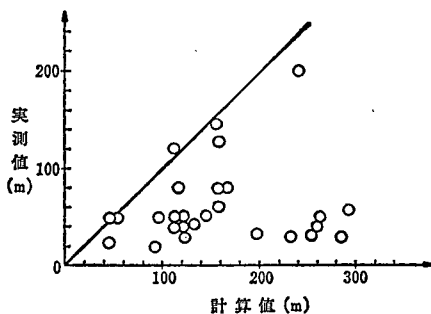


図-2.18 堆積幅の検討

土石流の停止堆積長と土石流の土砂量との関係は安全側の関係式として次式で示されている⁹⁾。

$$\log L = 0.42 \log (\tan \theta_s \times V_s) + 0.935 \quad \dots\dots (2.4)$$

ここに、 L : 土石流停止堆積長 (m), $\tan \theta_s$: 流下部平均勾配

V_s : 土石流の土砂量 (m^3) である。

(2.4) 式によって計算した値と実際の停止堆積長との関係は図-2.17に示したように、すべて安全側に入ってくる。土石流堆積幅の最大値については(2.5)式による推定法が提案されている⁹⁾。

$$B_d = 12 \sqrt{\frac{3 V_s}{L}} \quad \dots\dots (2.5)$$

実際に発生した土石流の土砂量 V_s と現地流下部平均勾配 θ_s を与えて、(2.4) 式と(2.5) 式とから求めた堆積幅(計算値)と実測値とを比較したところ、ばらつ

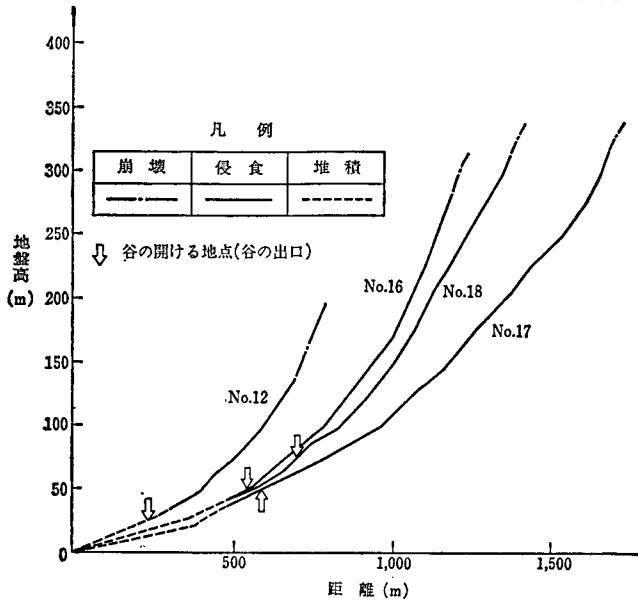


図-2.19 小豆島における溪床縦断勾配と土石流の堆積の場の検討

いてしまった。そこで土石流停止堆積長 L に実測値を代入して土石堆積幅を求めた計算値は実測値に対して安全側に入っている (図-2.18) ことが認められた。これは、(2.4) 式から求められる計算値の場合、停止堆積長 L が安全側に入る傾向があり、そのため堆積幅が小さくなると考えられるもので (2.5) 式における停止堆積長のとり方に、今後検討すべき点のあることを示している。

③ 土石流の停止堆積開始点に関する検討

土石流の停止堆積開始点を知ることは土石流危険区域設定にとって非常に重要なことであり、これまでの研究から停止堆積開始点として谷の出口、扇状地頂部、支流の合流点、狭さく部の出口、元地形勾配 8° 以下等をあげてきた⁹⁾。今回小豆島の調査結果の1例を図-2.19に示した。図からも明らかのように土石流は谷の出口で勾配の変化点付近もしくは溪床勾配が 10° 付近から下流で停止堆積している。特に、小豆島では溪床勾配が 10° になる所は住宅地等土地利用がなされている場の直上流で、地形的には谷の開ける所に当たっている。他の流域についてもほぼ同様のことが言えるから上記の土石流の停止堆積開始点は、ほぼ妥当であることが判明した。

〔4〕 降雨資料からみた土石流堆積への影響

土石流の停止、堆積に関係する要因としてこれまで述べた要因のうち、本節では後続流の量とその継続時間に関する要因をとりあげ、具体的に後続流がどのように土石流に関与するかを検討する。

堆積層厚 D_0 が十分大きく、かつ十分飽和状態にあるとし厚さ D の層が流動化して土石流となり波高 h_0 となって下流すると仮定する (図-2.20参照) と単位幅あたり土石流中の水の量 q は、

$$q = v_0 h_0 (1 - C_d) = q_0 + v_0 (1 - C_*) \dots (2.6)$$

で示される。ここに、 q_0 は上流域から与えられる清水流量 (降雨量からの流量としてよい)、 C_d は流動中の土石流の体積濃度、 C_* は堆積土層の体積濃度であり、 D は土石流発生に関係した堆積層厚である。

また、砂礫の量 q_B は、

$$q_B = v_0 \cdot D \cdot C_* = v_0 h_0 C_d \dots (2.7)$$

で示される。

(2.6) 式、(2.7) 式より

$$q_B = \frac{C_d \cdot C_*}{(C_* - C_d)} q_0 \dots (2.8)$$

となる。(2.8) 式において、砂礫が河床上に充分存在するとすれば $q_B \propto q_0$ すなわち、清水流量が多いほど砂礫も多くなる。その割合は、 $C_d = 0.6$ $C_* = 0.7$ とすれば $q_B = 4.2 q_0$ $\dots (2.9)$

となり、清水流量の4倍程度の砂礫が流出することが考えられる。具体的な例として、昭和54年8月22日岐阜県上宝村洞谷に発生した土石流について検討してみる。

図-2.21は降雨量からピーク流量を求め、土石流の時

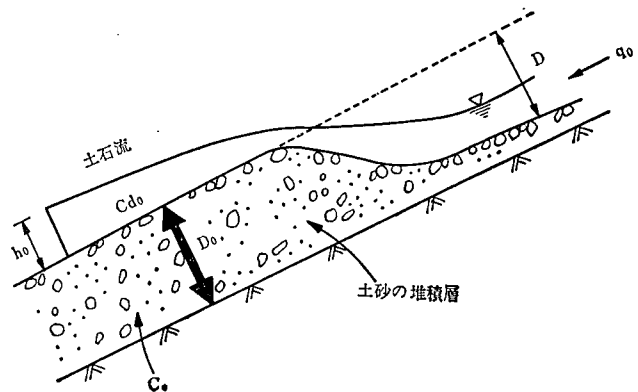


図-2.20 土石流の概念図

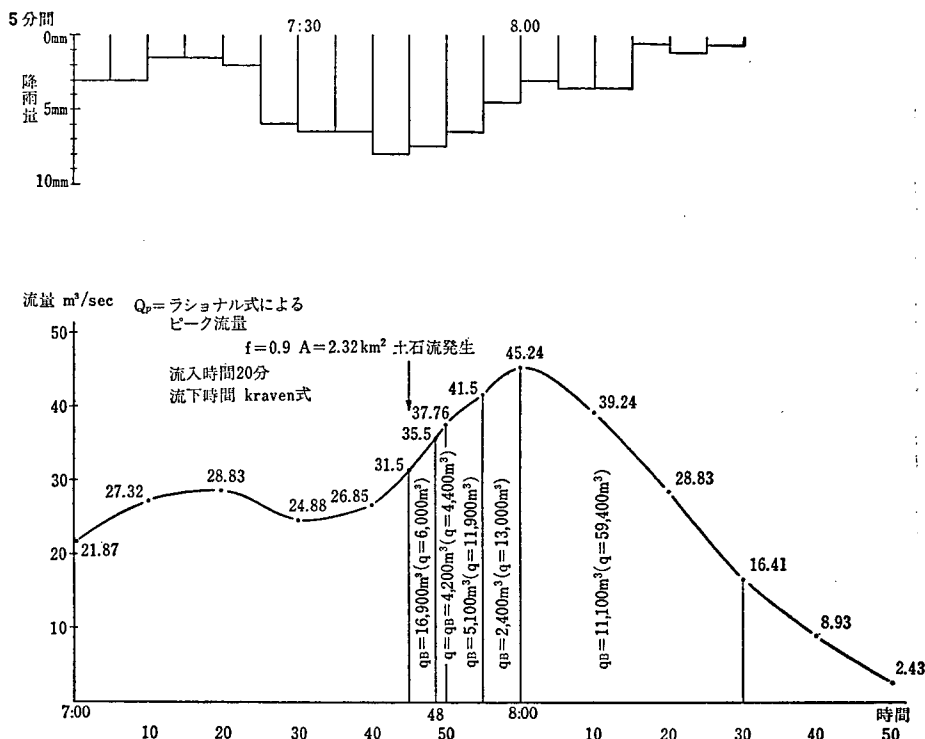


図-2.21 洞谷土石流における流量と土砂量との関係

系列的把握による土砂量⁶⁾を示した。ピーク流量はラシヨナル式 ($f=0.9$, $A=2.32 km^2$) から求めた。また流入時間は20分とし、流下時間は Kraven 式から求め、到達時間は35分として計算したものである。

洞谷土石流の場合、総土砂量 (V_{ST}) $39,700 m^3$ (堆積土砂量 $61,000 m^3$, 空隙率を0.35として求めた) に対し、計算から求められた総清水流量は (Q_t) $84,700 m^3$ となり、 $V_{ST}=p \cdot Q_t$ とすれば $p=0.47$ となる。

しかし、土石流の第1波 (7時45分～50分) では V_{s1} $21,100 m^3$, $Q_{t1}=10,400 m^3$ であり、 p の値は $p=2.03$ となった。特に先端部では土砂量の量が $16,900 m^3$ に対して、清水流量の和は $6,000 m^3$ であり $p=2.8$ と、先端部ほど (2.9) 式に近い値を示すことが認められた。

洞谷土石流の場合、第二波 (7時50分～8時) では、土砂量の量 $7,540 m^3$ に対して清水流量が $24,900 m^3$ であり p は $p=0.30$ となって、流量に対して土砂が充分でない流れ、すなわち、流れからすると土砂流に近い流れになっていることを示していると考えられる。

このほか、多くの土石流発生渓流における降雨量の調査結果¹¹⁾からみても継続雨量が100～200mmをこし、かつ時間雨量が30～50mmをこすような場合に土石流が発生しており、昭和51年の香川県小豆島災害時にも継続雨量が300mmをこえ、かつ時間雨量40mmという降雨強度の際に土石流が発生していることが判明している¹²⁾。

すなわち、流量的見地からすると土石流発生をもたらすような豪雨時には、溪床堆積物は充分飽和し、かつ表面流が出現する状態がととのっていると考えられる。加えて継続的にもまた短時間の強度からしても溪床に存在する土砂をはこびうる流量は充分存在していると考えるのが妥当である。

これは災害直後の現地踏査の際に土石流の発生、流下部の溪床が露岩している所が多く見られることから裏づけられよう。

すなわち、土石流の停止堆積に関しては後続流の量とその継続時間ということで降雨は深い関係をもつが実際には溪床に存在する土砂の量の方がより土石流の停止堆積に関係するため、土石流の停止・堆積を規制する要因からは雨量ははずしてよいと考えてよい。

[5] 土石流停止堆積に関する理論的検討と Side Step Model の提案

[3] の (1) で述べたように小豆島で得られた停止堆積特性は、ほぼ全国の土石流調査においても同様の結果を得ることが出来た。ただし土石流停止堆積に関係する停止堆積長のほとんどが全国の例では安全側に入っている (図-2.17参照)。そこで、この安全側に入っている理由を検討してみる。

土石流の流れを質点系でとらえ、流下部から堆積部へ

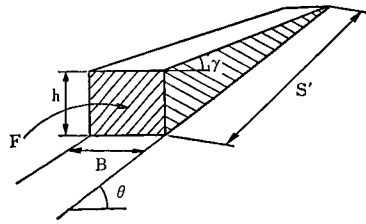


図-2.22 土石流の概念図

移行する所（一般的には扇頂部）での土石流の速度を V_0 とすれば堆積域での土石流の停止堆積長 L は(2.10)式で示される。

$$L = \frac{1}{C \cdot S} \cdot \frac{w \cdot V_0^2}{2g} \quad (2.10)$$

ここに、 C ：土石流の単位長あたりの全抵抗

S ：土石流長

w ：土石流の単位幅あたり重量

g ：重力加速度

である。

$$\text{ここで、} V_0 = \phi u_* \quad (2.11)$$

$$w = \frac{1}{2} \gamma_s \cdot h \cdot S \quad (2.12)$$

を(2.10)式に代入することにより(2.10)式は、

$$L = \frac{\gamma_s \cdot \phi^2}{4C} \cdot I \cdot h^2 \quad (2.13)$$

となる。ここで土石流を図-2.22のように考えれば

$$q_B = \frac{1}{2} \frac{1}{\tan(\theta - \gamma)} \cdot h^2 \quad (2.14)$$

となる。

ここに、 q_B は単位幅あたり土石流量であり、 h は土石流の波高である。 θ 、 γ は、図に示した勾配項を意味する。

また、 C についてはダイラント流れでは粒子間の衝突の影響をどのようにみるかということ等推定が非常に難しいが、高橋³⁾ による値を参考に $C = \sin \theta$ と仮定し、堆積部最上端の値、 $\theta = 10^\circ$ を代入することにする。特に(2.13)式における C は、 $C = \sin 10^\circ$ として表現する。

以上から(2.13)式は(2.13)'式で示される。

$$L = \frac{\gamma_s \cdot \phi^2 \cdot \tan(\theta - \gamma)}{2 \cdot \sin 10^\circ} \cdot I \cdot q_B \quad (2.13)'$$

ここで土石流の流下幅を一定値 B とし、表-2.1、図-2.22から、

$$B = 2 F^{1/2} \quad (2.15)$$

$$F = \frac{2 V_s}{S} \quad (2.16)$$

$$q_B = V_s / B \quad (2.17)$$

とすると

$$q_B = \frac{V_s^{1/2} \cdot S^{1/2}}{2^{3/2}} \quad (2.18)$$

となる。 V_s は、土石流の土砂量である。

ここで、

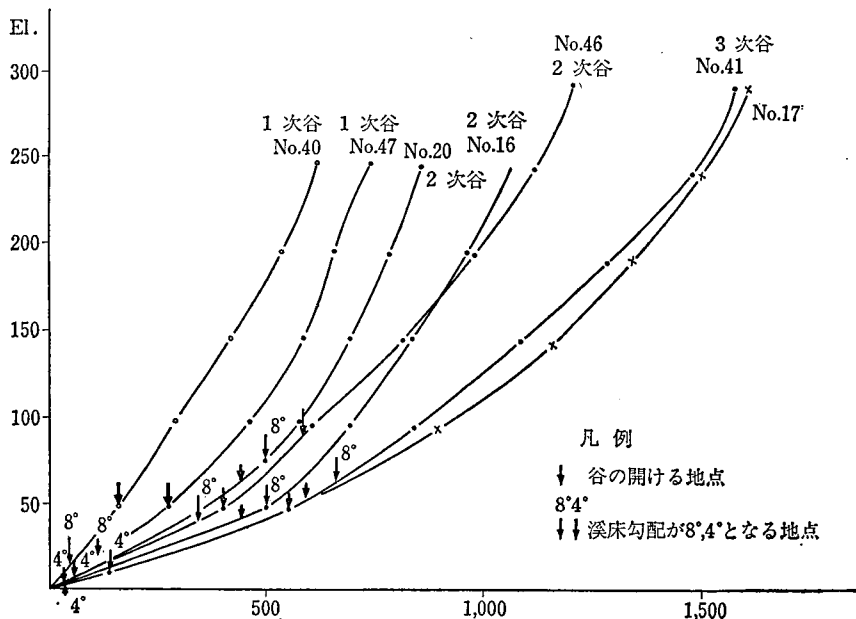


図-2.23 土石流の縦断的発生・流下堆積実態（昭和51年小豆島災害）

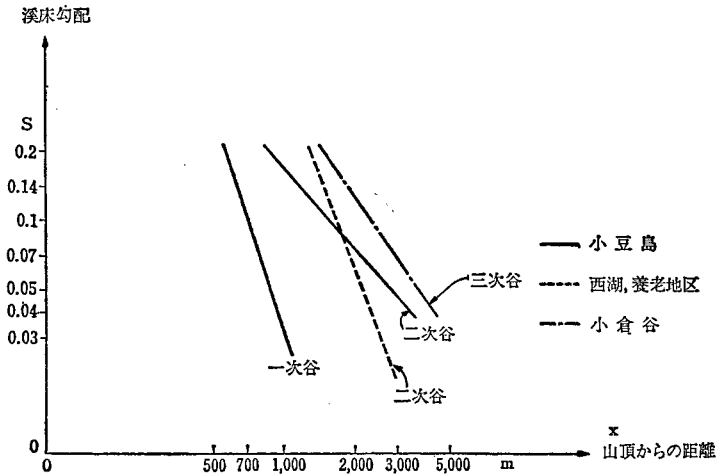


図-2.24 溪床勾配と山頂からの距離との関係

$$S = \frac{h}{\tan(\theta - \gamma)} \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

であるから (2.14) 式に (2.18) 式と (2.19) 式を代入することにより, (2.20) 式が得られる。

$$q_B = \frac{V_s^{2/3}}{4} \cdot \left\{ \frac{2}{\tan(\theta - \gamma)} \right\}^{1/3} \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

以上から (2.13)' 式は

$$L = \frac{\gamma_s \cdot \phi \cdot \tan(\theta - \gamma)}{2 \sin 10^\circ} \cdot I \cdot \frac{V_s^{2/3}}{4} \cdot \left\{ \frac{2}{\tan(\theta - \gamma)} \right\}^{1/3} \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

で示される。

$\tan \phi$ については, 高橋³⁾によって

$$\tan \gamma = \frac{(\sigma - \rho) C_*}{(\sigma - \rho) C_* + \rho} \cdot \tan \phi \quad \dots\dots\dots (2.22)$$

で示される事から, この (2.22) 式に $\phi = 35^\circ$, $C_* = 0.6$, $\sigma = 2.5$, $\rho = 1.5$ を代入すると $\gamma = 11^\circ$ となる。すなわち $\tan(\theta - \gamma)$ は流下部の平均勾配を $\theta = 15^\circ$ とすれば, $\tan(\theta - \gamma) = \tan 4^\circ \approx 0.07$ となる。また, $\gamma_s = 2.0 \text{ t/m}^3$ (焼岳上々堀沢における観測最大値) $\phi = 5.0$ (土木研究所砂防研究室での実験の最大値, 現地観測としては焼岳において, $\phi = 3.3$ がある), および $\sin 10^\circ = 0.173$ を (2.21)

表-2.2 モデル計算による土石流末端点の元地形勾面

谷 次 数	流域面積	*1 土石流の土砂量	*2 停止堆積長	土 石 堆積末端勾配
一 次 谷	0.1km ²	5,000 m ³	177 m	5.1°
二 次 谷	0.4km ²	20,000 m ³	317 m	8.5(4.5°)*3
三 次 谷	1.5km ²	75,000 m ³	552 m	5.4 *3

*1 5,0000 m³/km² として仮定

*2 流下部平均勾配を $\theta = 15^\circ$ とし計算

*3 西湖, 養老地区の地形モデル

式に代入する事により (2.23) 式が得られる。

$$L = 7.73 \cdot I \cdot V_s^{2/3} \approx 10 I V_s^{2/3} \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

ここで, 土石流計画および対策に上式を用いる場合を考慮すると, 安全値としての考慮が必要である。そこで I を V_s と同じべき乗で示すと, (2.23) 式は, (2.23)' 式となる。

$$L = 10 I^{2/3} V_s^{2/3} \quad \dots\dots\dots (2.23)'$$

すなわち

$$\log L = 0.67 \log(V_s \times I) + 1.00 \quad \dots\dots\dots (2.23)'$$

で示される。

次に土石流停止末端の元地形勾配について検討してみる。図-2.23 は, 小豆島における土石流発生溪流の縦断面図である。図には, 同時に谷の開ける点, 溪床勾配 8° および 4° の点を示した。溪床の縦断面形は溪床勾配と流路長との関係で整理されるが, 水谷¹³⁾の資料や小豆島の解析から二〜三次谷での溪床勾配と流路長との関係は堆積部である扇状地においてほとんど一本の指数曲線で示せると考えられた。そこで谷次数ごとに溪床勾配と流路長との関係を整理したのが図-2.24 である。

図から各モデルの線は以下のように表わされる。

$$\text{一次谷 (小豆島)} \quad I_1 = 0.035x - 3.10 \quad \dots\dots\dots (2.24)$$

$$\text{二次谷 (小豆島)} \quad I_2 = 0.16x - 1.12 \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

$$\text{二次谷 (御坂・養老)} \quad I_2' = 0.43x - 2.79 \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

$$\text{三次谷 (養老)} \quad I_3 = 0.36x - 1.50 \quad \dots\dots\dots (2.27)$$

たとえば停止堆積開始点を 8° と仮定し, 図-2.24 から 8° (0.14) の地点の x 値 (x_{8° , 山頂から 8° となるまでの距離) を求める。次に土石流量と流下

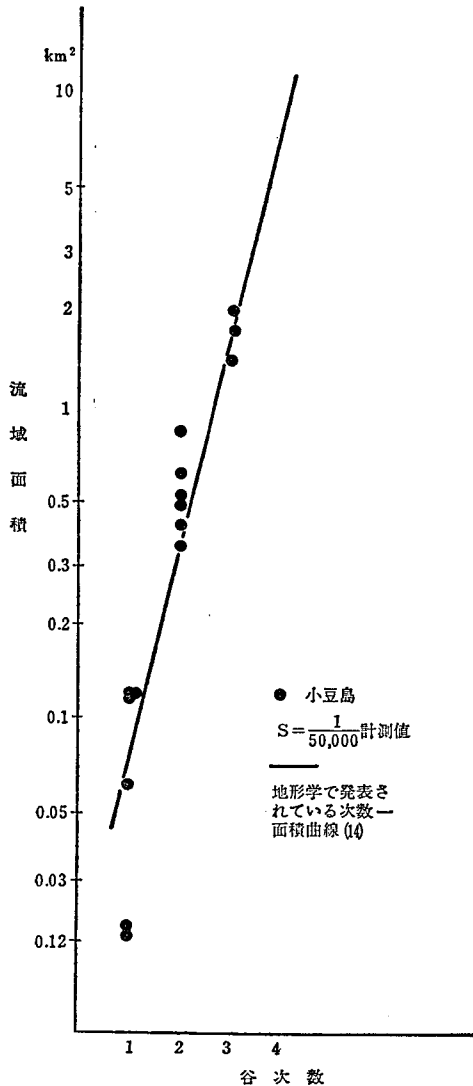


図-2.25 小豆島における谷次数と流域面積の関係

平均勾配から求められた土石流停止堆積長 L を求め $x_0 + L$ となる山頂からの距離を各式に代入すると土石流堆積末端での元地形勾配が求められる。

以上の手法でモデル的に求めた土石流堆積末端点の元地形勾配を表-2.2に示した。

なお、モデル計算に用いた谷次数と流域面積との関係は Morisawa⁽¹⁴⁾ の考え方に小豆島の資料を当てはめ図のように設定したものである (図-25参照)。

図-2.24 及び表-2.2 から、土石流の土砂量が多いほど停止堆積長が長くなり、それだけ緩勾配地点まで土石流が流下することが明らかでありまた従来の調査で言われている一般的に $3^\circ \sim 4^\circ$ で土石流が停止堆積することもよく説明できた。

方前述のように、昭和51年9月小豆島に発生した土石流調査により、土石流の停止堆積長は、土石流の土砂量 V_s と流下域での平均河床勾配 $\tan\theta_0$ によって、

$$\log L = 0.42 \log (V_s \times \tan\theta_0) + 0.935 \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

と整理されている。この値は図-2.7からもわかるように小豆島での土石流堆積長の最大値である。

(2.4) 式と (2.23)' 式とは、ベキ乗数が約70%の値となっている。すなわち質量が不変であれば最大値として (2.23)' 式の堆積長をとりうるものが考えられるが、実際には、土石流内部でのエネルギー損失や質的变化を考え合わせると (2.4) 式の適応性は高いと言える。

しかし、図-2.17 にみるように全国の土石流で検討す

表-2.3 土石流のタイプとその速度

測定場所	先端流速 V_f	V_f/U^*
桜島野尻川	泥流 11.5 m/s	11.9
"	" 13.6	11.1
"	" 7.8	7.4
"	" 10.0	8.8
土研実験	" 10.1	13.1
"	" 18.5	17.7
"	" 14.8	16.7
"	" 14.7	19.2
焼岳上々堀沢	砂礫流 3.4	1.5
"	" 6.8	3.3
"	" 5.9	2.1
"	" 3.4	1.5
土研実験	" 0.27	0.7
"	" 1.37	1.3
"	" 0.14	0.4
"	" 0.10	0.4

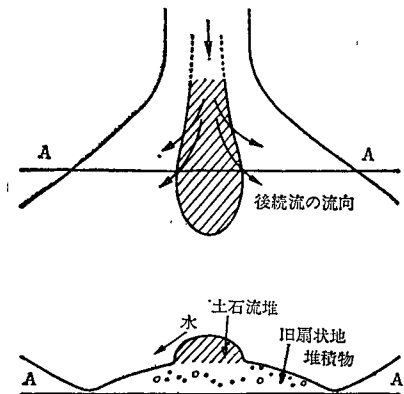


図-2.26 Side Step 模式図

ると停止堆積長の約80%は、安全側にあり、仮りに土石流危険区域を設定する際に過大な領域を危険区域として設定することが考えられる。そこで土石流の停止堆積に関係する要因で述べた因子について、先の昭和51年9月小豆島における土石流堆積物すべてを再検討した結果、小豆島災害では土石流が発生した各渓流とも降雨パターンはほぼ一定と仮定できたことから、後続流の影響は同一と仮定してみると停止堆積に関する因子として、土石流堆積の場としての地形条件が考えられた。

特に堆積部における地形が、流下してきた土石流に対して十分広いと土石流の先端部は減勢停止をしはじめる。一方先端部につづく後続流は流速が礫の速度に比して十分速いため、後続流は扇状地形が形成されるいわゆる扇頂部で土石流の砂礫部と分離することが考えられる。たとえば表-2.3のように砂礫部タイプの土石流では V_f/u_* がほぼ5以下として表現される。

$$\frac{V_f}{u_*} \leq 5 \quad \dots\dots\dots (2.28)$$

しかし、後続流はニュートン流体として $R^{2/3}$ に比例すると考えれば $u/u_* = 15$ (水理公式集) であり、泥流などの後続流においても同様の値が観測されていることから土石流が堆積部に入るいわゆる扇頂部などの場において横方向の制約がない場合には土石流の先端と分離し

た水の流れが生じることは十分考えられる。特に扇頂部のような横方向の規制がない谷の出口などの勾配変化点において土石流の停止 (完全に止まると言う意ではない。むしろこの時点では急激な減勢と同意) によって生じる側方向の急勾配部を後続流は流下する。この後続流のすりぬける現象を Side Step 現象¹⁰⁾と呼ぶ (図-2.26) この Side Step 現象により土石流の先端部は土石流



写真-2.1 岩ヶ谷川における土石流の停止堆積状況

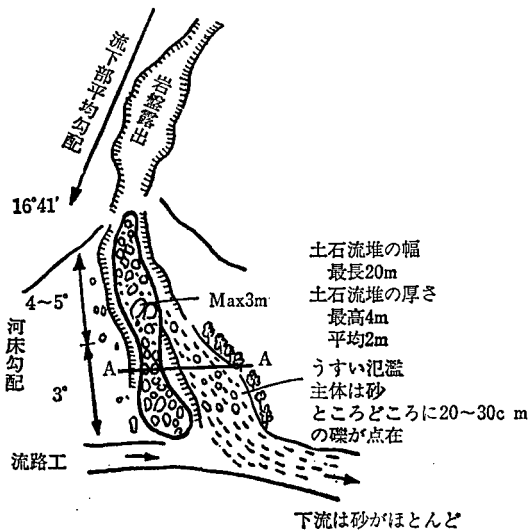


図-2.27 堂川左支溪

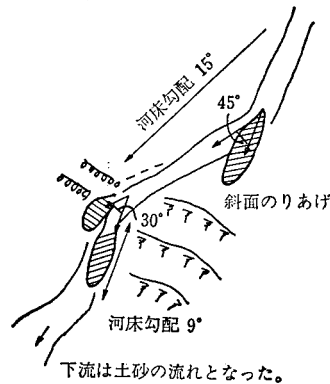


図-2.28 城石川支溪

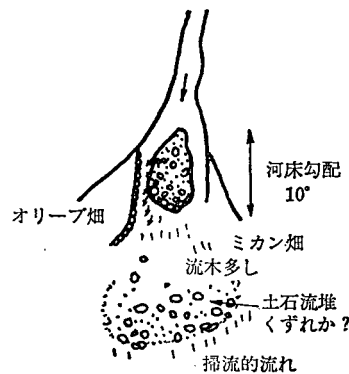


図-2.29 大部東川

の流動性の要因となっている水の補給が不十分となり完全に停止する。すなわちこの Side Step 現象は土石流の停止、堆積に重要な関係をもつ現象である。以上の考え方を後続流の Side Step Model と呼ぶ。

〔6〕 Side Step 現象の土石流停止堆積長への影響の検討

(1) 小豆島現地調査における検討

昭和51年9月小豆島に発生した土石流のうち土石流がダムで停止した例をのぞく例について堆積の状況を調査した。

① 池田大川支川堂川左支溪 (図-2.27)

土石流停止堆積開始点 $8^{\circ}32'$

土石流停止堆積末端点 $4^{\circ}05'$

堆積土砂量 $2,800\text{m}^3$

地形条件：扇状地形内の流れに対して適当な河道が形成されていた。

後続流は河道外を一部流下している。

同様の例は安田大川、(堆積土砂量, $2,700\text{m}^3$)において流路工内を流下した土石流が 4° の所で停止堆積している。

② 岩ヶ谷川 (写真-2.1)

土石流停止堆積開始点 $8^{\circ}08'$

土石流停止堆積末端点 7°

堆積土砂量 $1,750\text{m}^3$

土石流先端部の巨礫 (長径 $=2.5\text{m}$) が排水溝 (幅 1.5m , 深さ 0.8m) にクサビ状に食い込んで土石流が停止堆積している。

③ 城石川支溪 (図-2.28)

土石流堆積部の河床勾配 $15^{\circ}-9^{\circ}$

堆積土砂量 $5,400\text{m}^3$

河道の曲がりの影響により、土石流が直進して停止、堆積している。

④ 大部東川 (図-2.29)

土石流停止堆積部の河床勾配 10°

堆積土砂量 $1,000\text{m}^3$

扇状地形上で流路形態不明瞭な例で土石流堆積物の両側を流水の通過した痕跡がある。

以上の実態を整理してみると、小豆島土石流の場合、各溪流とも河床勾配、流域面積、地質、地形等、流域の条件が類似しており、また堆積物質を調べてもほぼ土石流の流れとしては各溪流で近似できると考えられるが、実際には 10° で停止した例もあれば 4° まで流下した例もあるように堆積地点に差があり、これらの各個の現象は従来の理論的研究で説明するのはむずかしい。

そこで、土石流堆積の場の特性で分類整理してみると、

(i) 扇状地形で扇面に適当な幅の流路が存在している。 —Type 1

(ii) 扇状地形で扇面内に小さな流路が存在している。 —Type 2

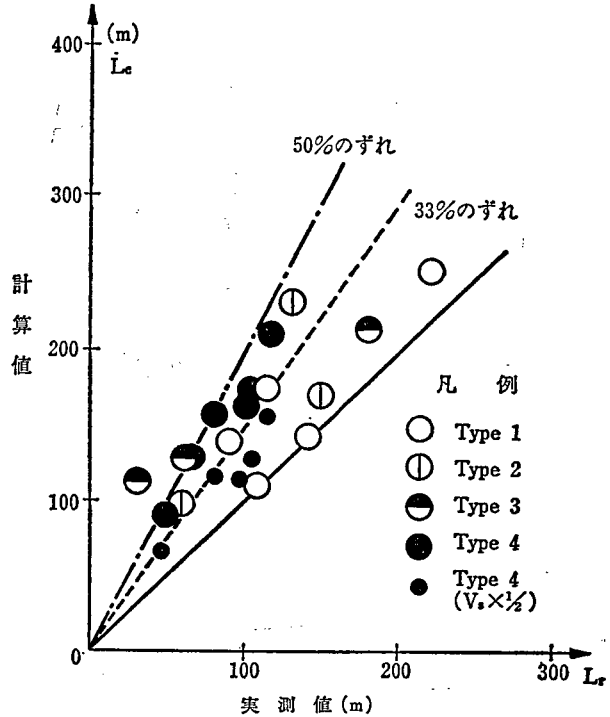


図-2.30 Type 別堆積長

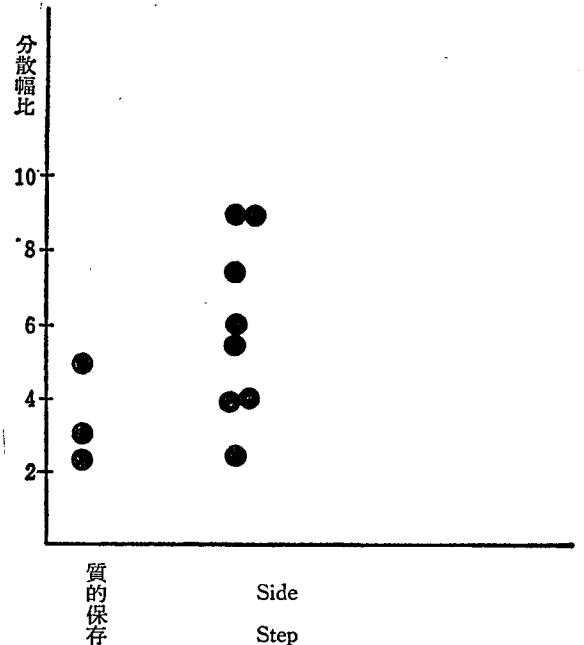


図-2.31 Side Step 現象と土石流の分散比との関係

(iii) 流路途中もしくは、堆積域付近に急曲部が存在している。 —Type 3

(iv) いわゆる扇状地形をなしている。

—Type 4

となり、小豆島の17例を上記の分類に当てはめてみると、

Type 1 5例

Type 2 3例

Type 3 4例

Type 4 5例

となっている。

ここで Side Step Model が適用できるのは Type 4 の場合で、Type 2 は流路が埋そくした段階で扇状地と同じ意味をもつことから条件によっては Type 2 も適用可能となる。Type 2 の場合にはどこで小流路がその流

路としての機能をなくすか、すなわち土石流先端部の量や質（最大礫径）によって異なる。

一方、Type 1 は最も Side Step が生じづらい。すなわち、最も質的变化のおこりにくい状態にある Type であるから (2.4) 式で与えられる停止堆積長の計積長の計算値に対して近似した値をもっていると思われるが、Type 4 や Type 2 のうち、Side Step 現象のみられるものはかなり計算値より実測値が小さくなる。図-2.30 は小豆島の土石流の停止堆積長について計算値と実測値を調べたもので¹⁰⁾、Type 1 のずれが少なく Type 3・4 は、ほとんど実測値が計算値の50%程度となっている。

Type 2 でも三前川のようにかなり扇頂部付近で流路が埋そくしている場合は計算値に対して実測値が小さくずれが大きい。これから Side Step 現象が生じる地形では土石流の堆積の場合は (2.4) 式で計算される値より

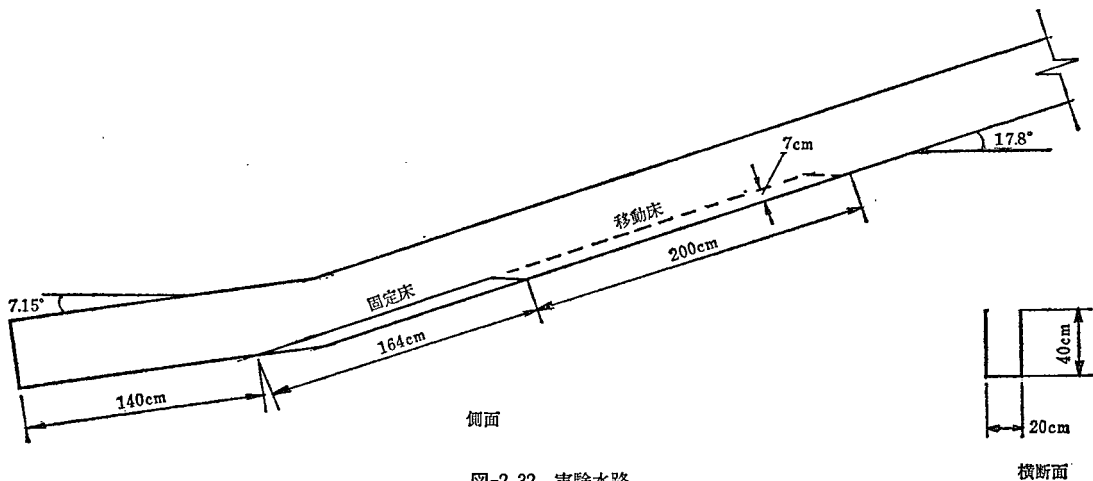


図-2.32 実験水路

表-2.4 実験装置と実験条件

二次元水路	流下・発生部 勾配17.8°、長さ2.0m、片面アクリル 幅20cm
	堆積部 長さ1.4m、別表参照 片面アクリル
流 量	2l/sec
全土砂量	0.028m ³ *
実験内容	

	堆 積 部	給 水 時 間	実験回数
Case 1	7°, 20cm 二次元水路	5. 10. 30秒	7
" 2	4° "	"	7
" 3	7° 扇状地形	"	7
" 4	7°, 扇状地内 10cm 水路	"	5

* 給水時間によって、移動した土砂量（全土石流量）が異なる
 T=30秒のときは0.028m³であるが、T=10秒では約0.022 m³、5秒では0.014 m³（実験の平均値）が移動土砂となっている。

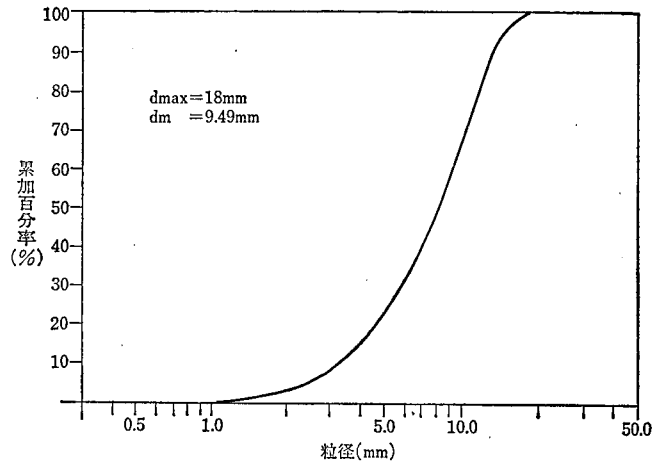


図-2.33 実験使用砂の粒度分布

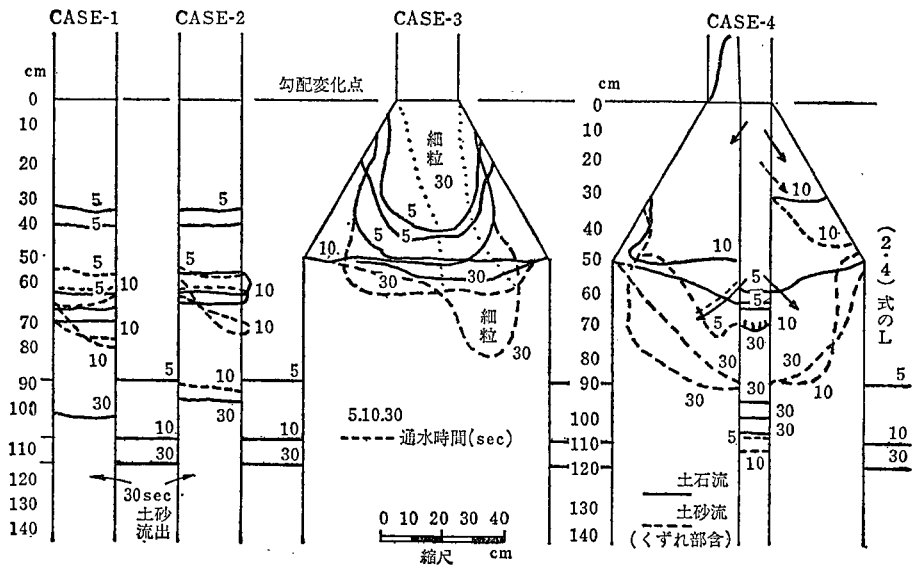


図-2.34 実験結果

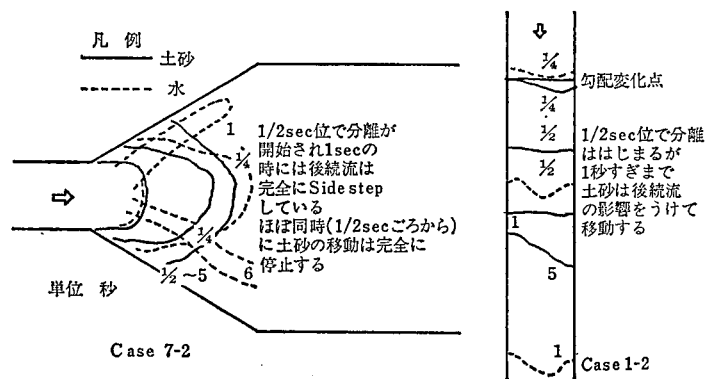


図-2.35 実験による土石流の土砂と水の動き

かなり小さくなる。すなわち、Side Step 現象の生じる場での停止堆積長の予測には (2.4) 式になんらかの修正が必要となる。

堆積の幅に関しては後続流が十分で、また流出する土砂が充分あれば Side Step が生じる地形の方が分散幅比が大きくなると考え、小豆島の資料で整理したのが図-2.31 である。

傾向としては前述の仮定が正しいと言えよう。ただし Side Step をしている場合でも流出土砂量が少ないとか後続流が十分でなければ分散が小さくなるのは〔2〕洞谷の例でも明確である。

(2) 水理実験による検討

土石流堆積部の地形条件と土石流停止堆積特性との関係を把握するべく、土木研究所内の水路を用いて実験をおこなった。使用水路は Case 1・2 については図-2.32 に示すもので、Case 3・4 は堆積部の勾配を 7° 、流路幅 (20cm) の 4 倍 (80cm) の堆積場を有する、いわゆる扇状地形を想定した水路を用いた。

実験諸元、および使用材料は表-2.4、図-2.33 の通りである。

測定は堆積部の真上に 35mm モータードライバカメラ、横 (アクリル面) および、流下部の横 (アクリル面) に 8mm シネカメラを固定し、これらのフィルム解析から土石流の流速、波高、流下形状および、堆積状況を把握した。

また最終堆積形は実験終了後 10cm ビッチの横断測線上を 5cm もしくは変化点ごとに河床横断測定を実施して求めた。

実験結果は図-2.34 に示した。

実験結果から、後続流の継続時間 (実験では給水時間) が同じであれば二次元水路の場合 (Side Step が出来ない場合) には堆積部の勾配ではこの勾配に関係なくほぼ同じ停止堆積長をとる。

一方、Side Step のみられる扇状地形では後続流の継続時間に関係なく今回の実験では停止堆積長がほぼ同じであった。図-2.35 に土砂の水と土砂の堆積部での動きについて時間ごとに示した。

扇状地内に小さい流路があった場合 (Case 4) には、流下する土石流の土砂量により流路が埋そく氾濫する点ができ、その点を中心として Side への土砂および水の移動が始まる。そこで、流路埋そくによる氾濫点が問題となる。すなわち、扇状地内に適当な幅 (流下する土石流量に対して) がある場合もしくは谷底平野で適当な河道幅を有する地形で後続流が十分長い場合 (実験では $t=30\text{sec}$) には土砂と水との分離がしづらく質的に変化しにくいから、(2.4) 式による値に近い停止堆積長を示すが、後続流の継続時間が短いと、堆積部で土砂と



(1) 谷の出口付近では適当な河幅があり、かつ流下エネルギーがまだ強いから、土石流形態で流下している。



(2) 扇頂部から約 150m 下流地点で、流水は Side Step する ((1) より 10 秒後)



(3) 後続流の流れは完全に土石堆積側方に、流下しはじめている ((2) より 10 秒後)

図-23.6 現地模型実験における Side Step 現象

水の分離が生じ、それがそのまま、土石流の停止堆積につながるため、実験時間 $t=5\text{sec}$ 、 $t=10\text{sec}$ の場合には、(2.4) 式による計算値より短い値が実験値として示された。堆積幅は流路の比高にもよるが、比高が充分高い場合には堆積幅は流路幅と同じと仮定できる。

一方、Side Step が生じている Case 3 では実験時間 $t=10\text{sec}$ 、 30sec の場合ほぼ同じ停止堆積長に示し、 $t=5\text{sec}$ の場合のみ若干短い停止堆積長を示している。

Case 1 と比較すると、 $t=5\text{sec}$ では両者に停止堆積長としての差がなく、また分散幅比もほぼ 2 以内で地形による差はみられないが、 $t=10\text{sec}$ や 30sec となると Side Step を生じた地形は Case 1 のように質的变化の少ない

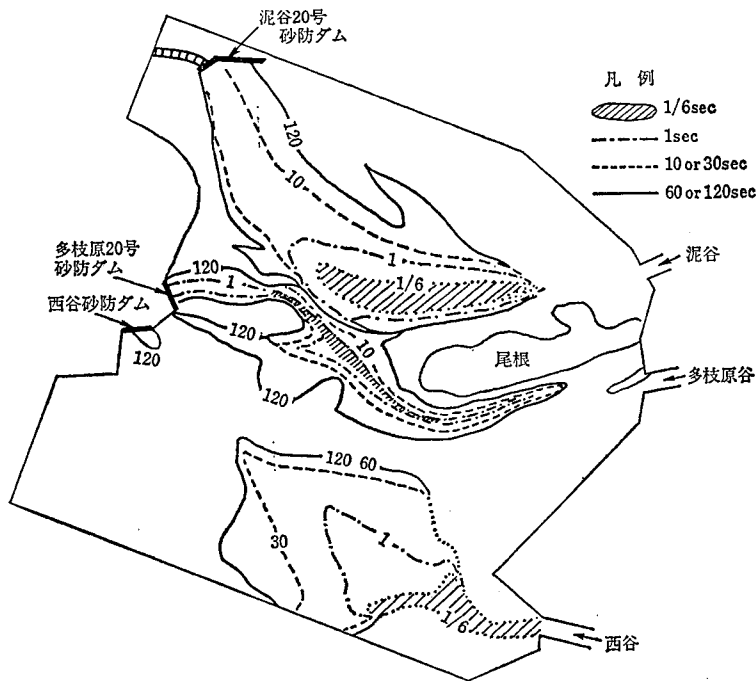


図-2.37 現地模型実験における土石流堆積の場の地形条件と土石流の堆積との関係

地形に比べて停止堆積長は約 $\frac{1}{2}$ となり分散幅比は4を有する堆積を示している。Case 4は前述のごとく小流路の氾濫点によって差がでるが、特に現河床勾配、流路の深さ、および幅と土石流の量によって変わる。今回の実験ではCase 3と同じような傾向を示した。すなわち水理実験においても、二次元水路と扇状地形水路では、堆積形状、堆積長等の堆積特性に大きな差をみる事ができ、〔2〕で仮定した土石流の停止堆積に関係する因子は土石流の土砂量、流下部勾配のほかに、土石流の流れとしての特性すなわち、後続流の流下量と継続時間および堆積場の特性が深く関係していることが確認された。また、以上の結果は土石流の現地模型実験においても確認された。現地模型実験は常願寺川水源部の通称多枝原平に流入する多枝原谷、泥谷、西谷からの土石流を多枝原平で処理しようとする土石流対策工法に関する実験^{〔7〕}であり、縮尺 $\frac{1}{60}$ の現地模型を作成してフルード相似則および粒度分布相似をもちいて昭和39年、昭和44年の土石流を再現したものである。これらの各谷のうち、泥谷と西谷は下流側が扇状地形をなし、多枝原谷は現状では二次元的な水路の形態を取っている。

Side Step 現象については、扇状地形を有する西谷において明瞭に確認された(図-2.36参照)。

これらのSide Step 現象の結果、実験上の土石流総量のほぼ同じ多枝原谷と西谷ではその堆積形状がまったく異なってしまった。

図-2.37は、多枝原谷、西谷における土石流が扇状地

に入ってから10秒と1分後の堆積および120分後の(実験終了後)堆積の状況を図示したものである。西谷の実験条件は流域面積 2.28km^2 、扇状地上流部水路勾配19度、扇面勾配11度、計画総土石流量 $745 \times 10^3\text{m}^3$ 、ピーク流量 $40\text{m}^3/\text{s}$ 、多枝原谷の実験条件は、流域面積 2.3km^2 、扇状地上流部水路勾配15度、扇面勾配11度であり、実験の土砂水理条件は西谷と同じとした。また粒度分布も西谷、多枝原谷では同じとしており d_{80} も 10cm と同じである。

すなわち、実験条件はまったく同一の場合においても土石流堆積の場の地形条件により、Side Step 現象が発生したり、しなかったりし、これにともなって土石流の堆積の範囲が変化する事が明瞭となった。

以上から、土石流の堆積長は一般的には堆積開始点を 8° 付近と仮定すると理論式で示される(2.23)式に土石流の質的損失を考慮した(2.4)式の適用が良いが、土石流堆積の場の地形条件によっては土石流のSide Step 現象が生じ、停止堆積長は土石流量を $V_s/2$ で評価した(2.29)式で示される。

$$\log L = 0.42 \log (V_s/2 \times \tan \theta_0) + 0.935 \dots (2.29)$$

(2.29)式によって現地調査、二次元水路における実験および現地模型実験結果のSide Step 現象と停止堆積長との関係がよく説明された。

〔7〕 土石流の停止堆積開始点と土石流停止堆積長との関係

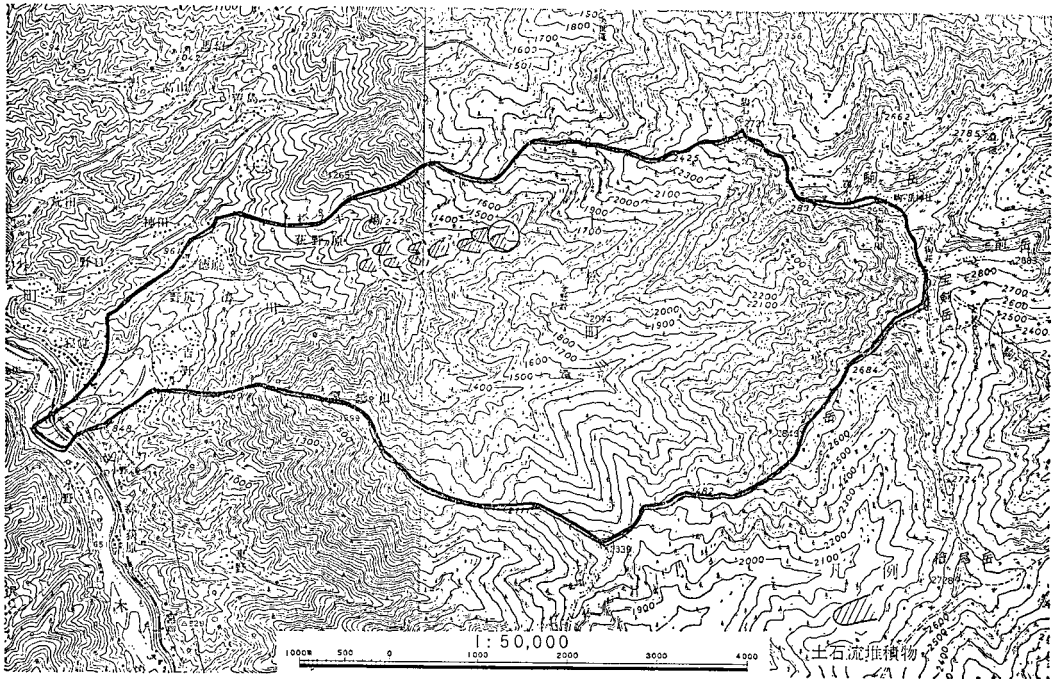


図-2.38 調査位置図

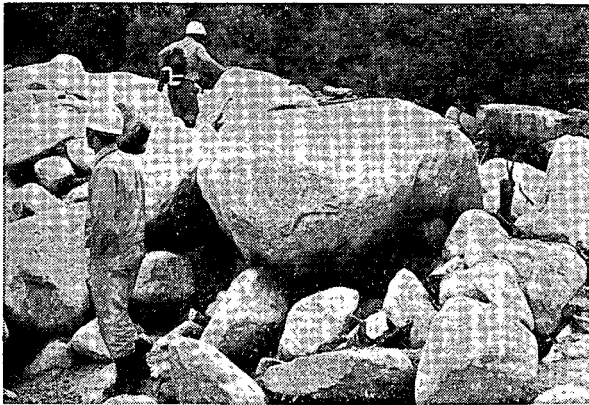


写真-2.2 滑川土石流堆積物
昭和55年5月の土石流
細粒物質や木片が巨石の間にはさま
ている。最大径は3m

写真-2.3 Sieve deposit
昭和55年5月出水によるもので小扇状
地扇頂部においてみられたもの。土石
流に比して空げき率が高い



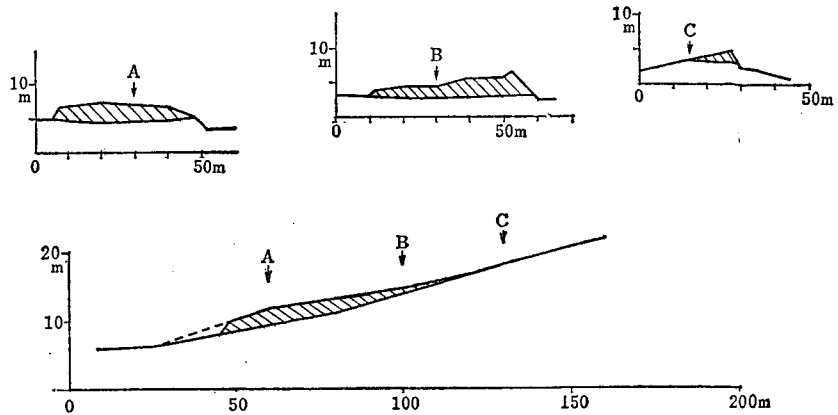


図-2.39 滑川土石流 (No.10) の縦横断面

表-2.5 滑川土石流の停止堆積長

土石流 No.	土石流堆積 土砂量 (m^3)	実測停止堆積長		計算停止堆積長			備 考
		10° 開始	8° 開始	(注1) 10°開始(4)式	(注1) 10° 開始 (2.23)式	(注2) 8° 開始 (2.4)式	
		(m)	(注3) (m)	(m)	(m)	(m)	
1	13770	200	—	271	2388	—	
2	29700	550 *	—	374	3987	—	(注1) 10°開始の計算上 の $\theta_0=15^\circ$
3	5720	650 *	—	184	1330	—	(注2) 8° 開始は $\theta_0=12^\circ$
4	6240	780 *	—	194	1409	—	
5	8580	930 *	(100) (注4) ほぼ8°付近に堆積	222	1742	—	(注3) 10°~8°区間に堆積
6	3900	980 *	—	160	1030	(145)	
7	10200	1270 *	(150) "	239	1955	(217)	
8	7900	1490**	170	215	1650	195	(注4) 土石流堆積長
9	17325	1510**	190	299	2783	271	

* 8°~10°区間に流路形成されている

** 8°より下流に流路が形成されている

土石流の停止堆積長が予測されうるとしてもその起点となる停止堆積開始点をどこに取るかで土石流の流下してくる範囲がかわる。これまで各災害現地ではいくつかの停止、堆積開始点について述べてきたが同一扇状地形内でも扇面内の流路の形成等によって停止堆積開始点に変化することが考えられる。

これらの考えも含め土石流停止堆積長に関する土石流停止堆積開始の具体的な検討を木曾川支川滑川を例に述べる。

(1) 調査地の概要

滑川は木曾山脈の主峰駒ヶ岳(標高2,956m)を水源として西方向に流下し上松町地点で木曾川に合流する(図-2.38)河川である。流域の主な地質は上流部が木曾駒花崗岩で中流左岸側に傾家変成岩類、中流右岸側と下流は第四紀の堆積物からなっている。

今回は特に支川北股沢が本川に合流する地点の小扇状

地形上に存在する土石流堆積物を調査し、これらの堆積特性を検討した。

(2) 調査結果と考察

北股沢および本川と北股沢合流点下流小扇状地形面上には、建設省多治見工事事務所の調査¹⁸⁾によると全部で89個の土石流堆積物が存在している。

しかし現地で見ると、これら土石流堆積物と言われる中には Sieve deposit¹⁹⁾に近いものも含まれていて(写真-2.3), 厳密な意味で土石流堆積物と言えないものも含まれている。

滑川における土石流の堆積特性として、以下の事があげられた。堆積長は下限値 40m, 上限値 240m, 最頻値 130~160mで90%が 200m以下であり, 最大堆積幅は下限値13m, 上限値43m, 最頻値50~60mである¹⁸⁾。これを上流小扇状地頂部の河幅約30mから検討すると分散比は最大で3, 最頻値に対しては2という値をとっている。

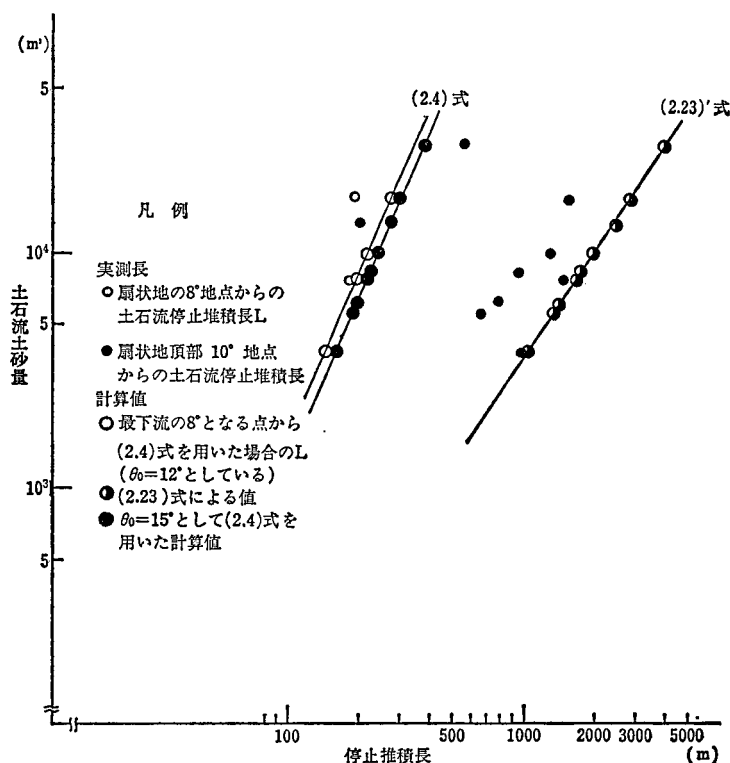


図-2.40 滑川扇状地における土石流停止堆積長

て、比較的分散しにくい土石の流れと考えることができる。

図-2.39は、土石流の堆積状況縦横断面図の例である。滑川の土石流について筆者は現地調査をおこない扇状地の地形条件が明らかな比較的新らしい土石流(空中写真から判断した)について堆積土砂量と扇状地扇頂部(河床勾配10°地点)および8°となる点(最下流端)からの停止堆積距離を表-2.5に示した。

また、同位置については図-2.38に併記した。

表-2.5の関係を示したのが図-2.40である。図のように扇状地頂部からの土石流停止堆積長は(2.4)式では十分説明しきれないことが判明している。

土石流停止堆積長についてはすでに検討した所であるがどこを堆積起点とするかで土石流停止、堆積長が変化する。堆積起点をたとえば小扇状地形の頂部(図-2.38)河床勾配約10°の地点と仮定すれば、これより上流の流下平均勾配は15°となり土石流30,000m³(現地踏査時、最大土石流堆積物の値)を考えても(2.4)式で $L=380$ mとなり、図上では約1/4の危険区域しかカバーできず、実際には危険な面が無視される。すなわち同一扇状地面においても特に8°~10°付近の扇状地頂部は河道の形成状況やその時の土石流の流れ(水の量等)によって堆積開始点が異なることが考えられる。この点について二つ

の考え方で修正が可能である。

① 堆積開始点の再設定

従来の調査でも谷の開ける点(扇頂部)や河床勾配が8°となる点などが土石流の堆積開始点とされているが、ここでも小扇状地内に適当な流路がある場合(現地では幅20~30mの河道がいくつもみられる)には扇頂部を堆積開始点とせず河床勾配8°の点が土石流停止堆積開始点となると考える方法があげられる。

現地踏査では、図-2.38中、点線附近から8°となり点線から約300mほど同じ勾配の区間が続く。そこで8°最下流点を土石流停止、堆積起点として(2.4)式を用いて検討した結果図-2.40に示したように一応すべての土石流堆積物を含む危険区域の設定に有益であることが判明した(安全側を考えると7°となる点を起点とした方がより安全側となる)。

② 停止堆積長式の検討

土石流によって、またその時の流れの条件によって土石流の質的变化の差が生ずると考えれば質的变化が少なく停止堆積長は大きくなる。すなわち、厳密に考えると(安全側を考慮すれば)、理論式、式(2.23)を用いて計算するのが最も安全側となる。滑川において、この(2.23)'式に $\theta_0=15^\circ$ $V_s=30,000\text{m}^3$ (滑川土石流既往最大値)を代入すると

$L=4000\text{m}$

すなわち、扇頂部から4000m下流まで土石流危険区域となり、表で示す約1500mの現実とはかなりかけ離れた安全側の値となる。

しかし、個々の土石流について検討すると図-2.40で示したように、9つの土石流堆積物のうち2つの土石流堆積物の停止堆積長に関しては(2.23)'式の適用は良い。また5つの土石流堆積物は計算値の約半分の値を示している。これは、特に表-2.6に示した土石流No.2~9の8つの土石流堆積物上流側には、明瞭な河道が存在しており特にNo.8、及びNo.9の土石流はより緩勾配区間にも流路形成がみられることおよび滑川のように流域面積の大きい溪流(1/50,000の地形図で二次谷)での土石流は流量が大きく流下エネルギーが大きいので後続流によ

る Side Step が生じないと質的損失が少ない場合の代表例となりうる。すなわち土石流が頻発する溪流では、安全側を考慮して扇状地頂部(10°附近)から(2.23)'式を適用して土石流停止堆積長を求める手法も有効であることが示唆される。ここで再度理論式(2.23)'式と(2.4)式との関係を整理してみる。理論式のべき乗数 $\frac{2}{3}$ に対してどの土石流についてもこの値が有効なのではない。たとえば花崗岩地帯の一次谷程度の小溪流では流量も小さく、後続流の影響も小さいから(2.4)式の適用が良い。小溪流でも泥流的要素のある火山地帯の土石流(たとえば焼岳上々堀沢)ではべき乗数は0.50~0.52で適用がよく、滑川のように大きな流域で、かつ流路が適な幅に固定されているような場合には(2.23)'式に近い値を示すことになる。

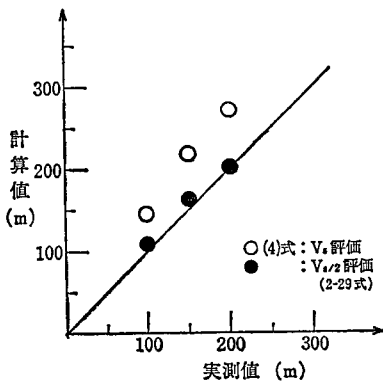


図-2.41 Side Step を考慮した土石流停止堆積長の評価



写真-2.4 土石流の先端部は停止し、その横を後続流がぬけて行く

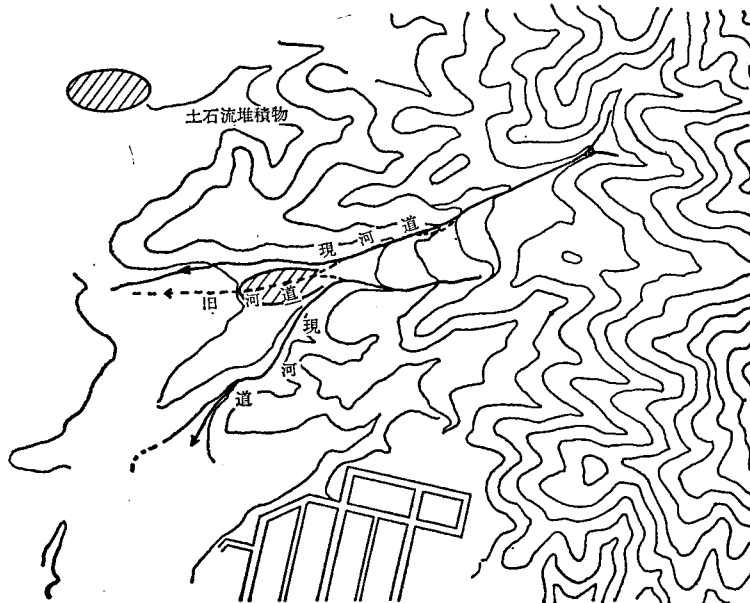


図-2.42 四ツ柄川(福岡県)における土石流後続流の Side Step 地形

一方、小扇状地の扇頂部（8°附近）に堆積している土石流堆積物（No 1）については、いずれも停止堆積長として（2.4）式を用いて計算した値より小さい（短い）値を示している。そこで Side Step を考慮して土石流の土砂量 V_s を $1/2 \cdot V_s$ として評価した（2.29）式による適応が良かった（図-2.41）。ただし、この場合 No 1 土石流は10°地点を停止堆積開始点とし、また No 6, 7 については8°地点を停止堆積開始点としている。

すなわち、土石流の Side Step の評価は、土石流の停止堆積開始点を明確にすれば適切な評価方法 となりうる。

分散に関してはほとんど最大の堆積幅が40～60mにあるため、分散幅比は2～3となっている。Side Step をしている土石流堆積物については分散幅比が1～2となっていて、特に Side Step による分散が大きくなっていない。これは土石流堆積物の土砂量が約 4,000～14,000 m^3 と比較的小さく写真-2.2の例でもわかるように礫径が大きい分分散しづらいものと考えられる。

滑川の北股沢扇状地、特に小扇状地扇頂部の土石流堆積物は写真-2.4のように土石流堆積物の横を水流の流下したあとが明確にみられる。このような土石流堆積物のすぐ横の水のぬけは扇状地附近の土石流堆積物においてもみられることから土石流が旧流路を埋そくし、その後に来る後続流が over flow して Side Step をしたと考えるのが妥当であろう。

これらの現地での Side Step 現象は滑川の他天竜川支太田切川の扇状地扇頂部や福岡県四ツ柄川の扇頂部（図-2.42）でも明瞭にみうけられる。

そして Side Step によって形成された流路が次の土石流をより下流まで流下させる一つの土石流流路となるのである。このように土石流が頻発する溪流では土石流の停止堆積開始点に変化することを想定して、土石流危険区域を設定する場合には安全側の土石流停止堆積長および分散幅を用いる必要がある。

〔8〕 土石流危険区域設定のための試案

（1） 危険区域設定に関する要因とその推定方法

① 土石流の土砂量

土石流の危険区域設定に関する要因のうち最も重要な要因の一つに土石流として流出する可能性のある土砂量の推定があげられる。

従来の予測法としては地質ごとに流域面積当りの流出土砂量としてとらえる方法²⁰⁾²¹⁾が用いられており、最近では水成勾配（流水中で安定な勾配、約15°）以上の溪床堆積物全量とする予測法²²⁾や過去の災害資料に確率的考察を加えて土石流の流出土砂量を推定する方法²³⁾が発表されているが、これまでの所、一般的に確立された手法はない。

特に1回の土石流として流出してくる土砂量としての把握はほとんどなされていない現状にある。そこで、土石流として流下する土砂の量の推定方法について述べる。

各方法の説明中に長所および短所を記述してあるので調査する場所の重要度（精度）緊急度（時間）および費用の点を考慮して最も適当な方法をとれば良い。

i) 物理探査等現地精査による方法

弾性波探査等の物理探査やボーリングによる現地精査によって土石流発生が予測される溪床勾配 15° 以上の溪床堆積物を調査する方法でこの方法は溪床堆積物の量および存在位置に関して最も精度よく把握することができる。

しかし、作業に当たって時間がかかること、費用がかかること等の短所と把握した溪床堆積物量のうち、どの程度が土石流として流出するのかが判定が困難であるという問題点がある。

ii) 地形図と現地踏査による方法²³⁾

地形図および現地踏査による方法は特に縦断的な勾配の変化点を把握するとともに谷地形による堆積形状の変化を（図-2.43参照）把握して、現地溪流をすべて精査することなしに溪床堆積土砂量を把握しようとする方法である。

具体的には縦断図から堆積基準点を拾い出し、そこからの堆積状況について谷の横断形状の河幅（流量、函数としての）を計測することより溪床堆積量を把握する方法である。すなわち溪床堆積量は各地点の堆積面積に縦断距離を乗じて求めることとする。

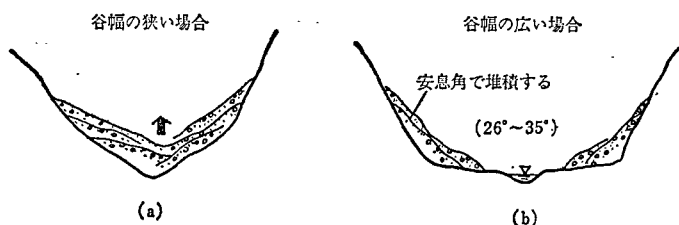
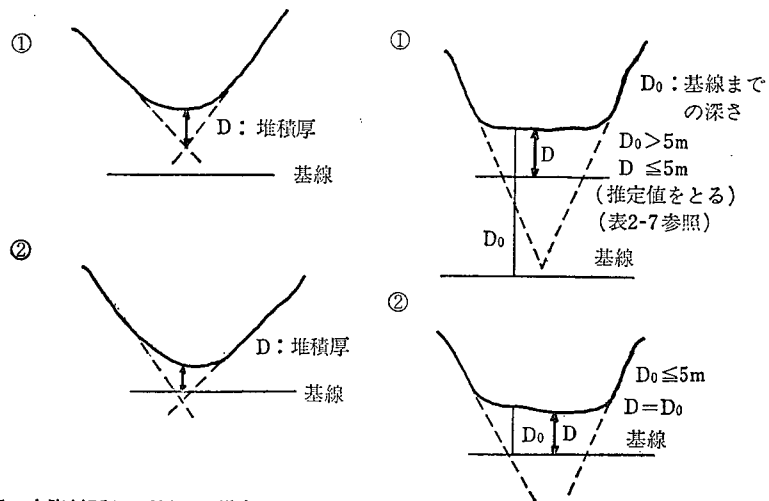


図-2.43 横断図からみた堆積形

I 山腹斜面が 25° 以上の場合 (V字谷)

(U字谷)

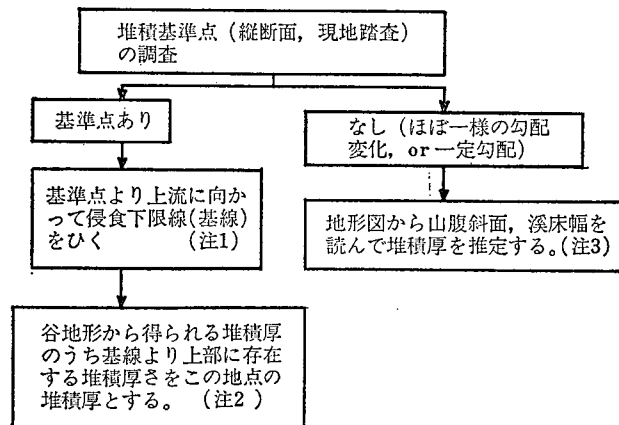


II 山腹斜面が 25° 以下の場合

一応手法は上記の手法で実施するものとするが、斜面そのものがすべて、ルーズな堆積物である場合がある。別途検討する必要がある。

図-2.44 判読法の例

表-2.6 堆積厚を求める手順



(注1) 基線の引き方：岩盤の縦断方向の存在位置が問題となる。火山地帯では溶岩の流れの勾配が関係する。花崗岩地帯では比較的等厚な堆積厚をする場合もある。

ダムの掘削資料、ボーリング資料があればこれから基線を推定する。資料がない場合は、基準点から 5° の勾配（土石流の停止末端勾配で洗掘が生じないと考えられる勾配）で上流に向けて基線をひく。

高橋³⁾による移動層厚の式で $\phi = 36^\circ$, $Ca \approx 0.2$ （後続流）, $hw = 2m$ とすれば河床勾配 15° で $D \approx 1.5m$, 10° で $0m$, 19° で約 $5m$ となる。これらの値を参考にして 15° 以下では $D \approx 2.0m$ とする基線も考えられる。

(注2) 図-2.44 判読法の例参照

(注3) 式(30)によって求める。ここでBは地形図から求める。

表-2.7 地質別最大洗掘深（土石流発生溪流）

溪流名(県)	最大洗掘深(m)	地 質	出 典
小 浜 川 (三重)	3	花 崗 斑 岩	土研調査報告書 S47.3
西 の 原 川 (熊本)	4	(中～古第三記 頁岩砂岩互層)	熊本県砂防課 国際航業㈱： 土石流ならびにその起因となる 崩壊の実態調査, S48.3
第二東浦川 (")	2	"	
牟田江後川 (")	2	"	
木 庄 川 (香川)	2.7	花 崗 岩	土研, 香川県：小豆島土石流調 査報告書 S50.3
森 庄 川 (")	3.7	"	
橘 川 (")	2.0	"	
浜 田 川 (広島)	4.0	"	平尾・大久保による。
ツベタ川 (新潟)	5.0	花 崗 岩	西田彰一他：羽越豪雨による崩壊 の調査とその防災研究, S43.3

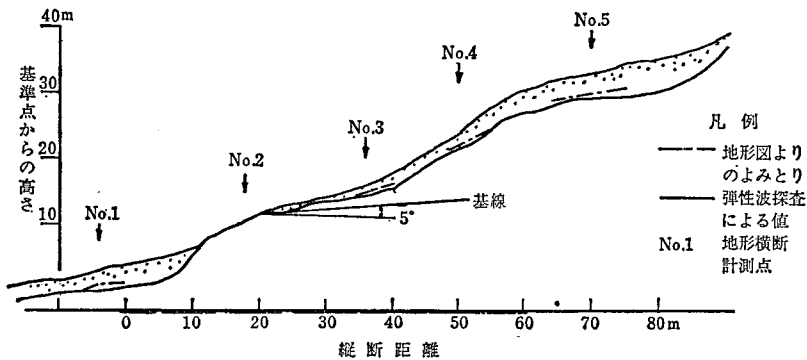


図-2.45 金子沢第4支溪における例

(a) 堆積厚の推定

山腹斜面角と谷の形状から 図-2.44, 表-2.6 のフローにより堆積厚を求める。一般に溪床堆積物の厚さ D は,

$$D = \frac{B_0 \cdot \tan \theta_2 \cdot \tan \theta_1}{\tan \theta_1 + \tan \theta_2} \quad \dots\dots\dots (2.30)$$

で示される。ここに $\theta_1 \cdot \theta_2$ は左右岸山腹勾配, B_0 は現在の河幅である。ここでU字谷の場合 (U字谷で特に谷底の広い場合には平型と呼んでいる場合もある。) でかつ基線までの深さ D_0 が深い場合 (図-2.44 U字谷の参照) には, 過去の土石流による最大洗掘深 (表-2.7) の実績を考慮して移動可能堆積厚 D を決定する。一般に D は $D \leq 5$ m とする。

(b) 溪床幅の推定

土石流によって洗掘されうる溪床幅として筆者による次式を用いて決定する。

$$B_c = 3 Q_p^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.31)$$

ここで, B_c : 土石流の量に関する洗掘溪床幅 (計算値) (m)

Q_p : 計画 (予想) 降雨量から求められる流量 (m^3/sec)

である。

(c) 堆積面積の想定

堆積面積は土石流として流出する土砂に関する洗掘溪床幅と堆積厚によって求められるが過去の土石流発生現地の踏査から谷の横断形状や流量によって堆積面積が

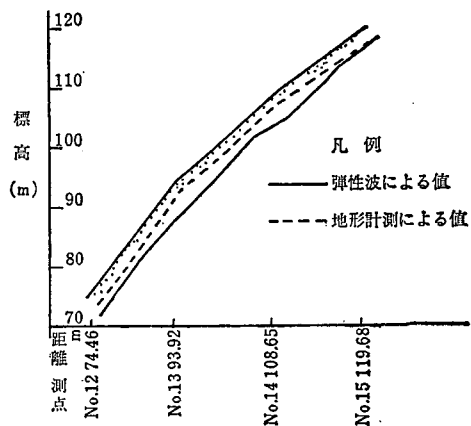


図-2.43 古川支川の場合

異なっていた。そこで以下に谷の横断形状ごとの堆積面積について述べる。

(イ) V字谷の場合 (堆積厚 D については図-2.44 参照)

溪床幅 B (実測) が計算による溪床幅 B_c (式(2.31)) より大きい場合、堆積面積 a は、

$$a = B_c \left(D - \frac{B_c}{8} (\tan \theta_1 + \tan \theta_2) \right) \quad \dots\dots\dots (2.32)$$

$B < B_c$ の場合

$$a = \frac{1}{2} B_c \cdot D \quad \dots\dots\dots (2.33)$$

すなわち、一部溪岸侵食による土砂量もみ込むものとする。

(ロ) U字谷の場合 (堆積厚 D については図-2.44 参照)

$$a = D \cdot B_c \quad \dots\dots\dots (2.34)$$

(d) 堆積土砂量の推定

堆積土砂量は縦断のないいくつかの地点において前述の方法により堆積面積を求め、二つの面積の平均値とその間の距離を乗ずることにより求められる。

(e) 具体的な調査例

(イ) 堆積基準点のある溪流の例 (山梨県金子沢支川)

図-2.45におけるNo 2付近の岩盤露出部から 5° に基線をひき、この基線と溪床勾配 (この溪流の場合はV字形) から堆積厚を求めた。一方同溪流では土木研究所が昭和47年10月に弾性波探査を実施しており、この値との比較を図-2.45に示した。図でもわかるようにその値はほぼ同じであった。

(ロ) 比較的均一勾配の溪流の例 (三重県古川支川)

(イ)と同様の手法で堆積厚を求め土木研究所が昭和47年3月に実施した弾性波探査の結果と比較したのが図-2.46である。当溪流の場合全体的に弾性波探査の値より小さくなった。しかし弾性波探査による値は5m以上におよびる所もあり実際に土石流量として関係する土砂量よ

り過去の災害例からすると過大ととれる所がある事から、本手法による堆積厚の推定方法は一応実用に適すること考えられる。しかし作業には時間がかかること、溪床堆積物の量が土石流となるかどうか不明なこと等の問題点を有する。

iii) 地形計測による方法¹⁰⁾

前述の手法は土石流の土砂量そのものを把握する手法とは異なる点で問題があった。そこで過去の土石流の土砂量を調査しその土石流の土砂量を推定する手法を地形図と発生する降雨量によって示すものでこれは昭和51年9月の小豆島災害における調査結果から現地で容易に得られる地形図と想定される時間雨量を用いて、流域面積 $0.5\text{km}^2 \sim 5\text{km}^2$ (1~2次谷) で発生する土石流の流出土砂量の推定法を検討したものである。

(a) 洗掘長の推定

主流路長とその地点までの流域面積は地形学の方面で研究されており一般に次式で示されている。

$$\ell = n \cdot A^\beta \quad \dots\dots\dots (2.35)$$

土石流の発生条件は理論および実験的に高橋²⁴⁾により次式で示されている。

$$\tan \theta > \frac{C_*(\sigma - \rho)}{C_*(\sigma - \rho) + \rho(1 + hw/d)} \tan \phi \quad \dots\dots\dots (2.36)$$

(2.37) 式に $C_*=0.7$, $\sigma=2.6$, $\rho=1.0$, $hw/d=1.4$ $\tan \phi=0.8$ を代入すると $\theta > 14.3^\circ$ となり、ほぼ 15° 以上で土石流が発生する。そこで土石流発生に關係する流域面積として 15° 以上の河床勾配を有する流域面積を計測して実際に土石流が発生した溪流の洗掘長の關係を調べれば良いことになる。 15° 以上の河道長の予測であれば (2.35) 式の比例定数 n と、べき乗数を決めれば良いが、実際の河道では、土石流の後続流により 15° 以下の流域でも洗掘が生じ土石流による流出土砂量を多くしている現象がみられる。たとえば小豆島では 10° 以上はほとんど洗掘となっている。そこで、筆者は 10° 以上の流域面積と洗掘長の關係として小豆島土石流について整理し、図-2.47にまとめた。ここで洗掘長と流域面積の關係は一般に $n=1.4$, $\beta=0.6$ とされているが、谷次数の低次な流域ではべき乗数も変わるとして谷次数が2~3次の流域では、べき乗数が $\beta=0.52 \sim 0.55$ とされている²⁵⁾。

今回検討した小豆島では2次谷が多く $\beta=0.5$ として整理すると図-2.51の実線のようにかける事から低次の水系 (流域面積 5km^2 以下程度) では

$$\ell = 3 A_{10}^{0.5} \quad \dots\dots\dots (2.37)$$

として最大洗掘長の予測が考えられる。しかし流域面

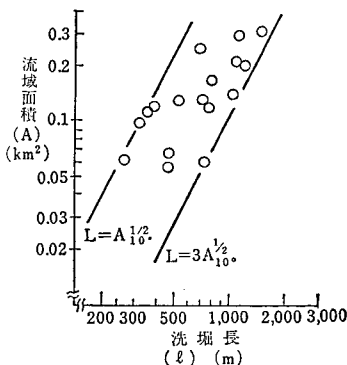


図-2.47 10° 以上の流域面積と洗掘長との関係

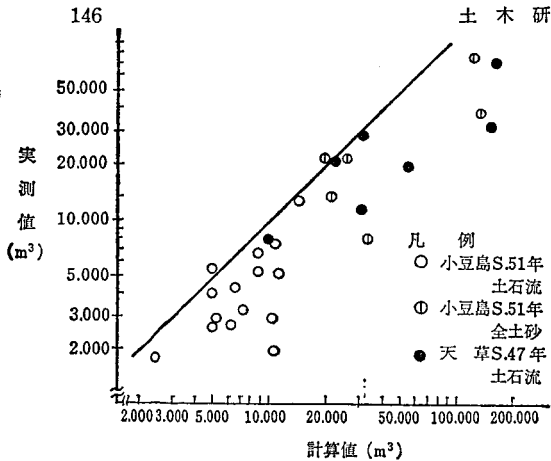


図-2.48 土石流量の検討

積が大きい流域ではべき乗数が異なるので別途検討が必要であろう。

(b) 洗掘幅の推定

現地河川における河幅は流量によって規制されると言う Regime-theory にもとづいて

$$B = \alpha \cdot Q_p^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.38)$$

の式で示されている。土石流にはこの式の適用が難かしいが、(2.38) 式で示せると仮定して小豆島災害のうち土石流が流出土砂の大半を占める溪流について α を求めると、土石流の発生、流下部の平均値として $\alpha = 2 \sim 3$ で示せた。そこで、土石流による流出土砂の推定は土石流と同じ考えで比例定数を決定することにした。そして、ここでは (2.38) 式に $\alpha = 3$ を代入して洗掘区間の平均洗掘幅を推定することにする。

(c) 洗掘深の推定

小豆島における昭和51年9月災害の現地調査では、洗掘部の平均深は0.5m～1.8mであり、出現回数の多いのは、0.5m～1.2mであった。

洗掘深の推定に関しては現地の特性、たとえば風化の程度、地質、降雨量、流域面積、地形等によって堆積物の量が異なるため予測は非常に難しい。

そして今回は災害時の調査結果にもとづき洗掘域の平均洗掘深として安全側最大値の2mとすることにした。この推定には今後より検討すべき点が多い。

(d) 流出土砂量の予測

以上の各要因の検討結果を用いて土石流による流出土砂量の予測を検討する。

土石流による流出土砂量を V_s (m^3) とすると

$$V_s = \ell \times B \times D \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

ℓ : 平均洗掘長 (m)

B : 平均洗掘幅 (m)

D : 平均洗掘深 (m)

で示せる。ここで、小豆島の土石流の実測値と計算値との比較を行い図-2.48に示した。同時に全流域面積か

らの全流出土砂量(土石流に土砂流の流出土砂流を加えたもの)の比較も同時に行った。小豆島においてはうまく全土砂量も説明出来たので昭和47年の天草土石流災害のデーターから計算値と実測値の比較を行った所うまく説明できた。

そこで土石流災害時の全土石流量(土石流と土砂流の総和の土砂量)を従来の値と検討すべく、単位面積当りの流出土砂量との比較を行ってみた。

(2.38) 式から $\ell = 3 A^{0.5} \times 1,000$, (2.39) 式の $\alpha = 3$ より, $B = 3 Q_p^{1/2}$, $D = 2$ m を代入し, また, 流量はラショナル式に, $f = 0.8$, $r = 88$ mm (小豆島の最大時間雨量) を代入すると,

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot r \cdot A = 19.5 A \quad \dots\dots\dots (2.40)$$

となり,

$$Q_p^{1/2} = 4.42 A^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2.41)$$

となる。

よって,

$$B = 3 \times 4.42 \times A^{0.5} \quad \dots\dots\dots (2.42)$$

とかけることから、以上の値を (2.39) 式に代入することにより、土石流総流出土砂量 V_{SD} は,

$$V_{SD} = 3 A^{0.5} \times 1,000 \times 3 \times 4.42 \times A^{0.5} \times 2 = 8 \times 10^4 \cdot A \quad \dots\dots\dots (2.43)$$

で示される。

池谷²¹⁾によると、単位面積当りの流出土砂量は、流域面積が大きくなるほど遞減することが示されており、花崗岩地帯では流域面積の0.5km²～5km²で60,000m³/km²～80,000m³/km², 0.5km²より小さい流域では200,000m³/km²とされている。

土石流の予測をほぼ0.5km²～5km²の流域と考えると(2.43)式より, $V_{SD}/A = 8 \times 10^4$ (m³/km²) となつて、従来の過去の土砂災害時資料から得られた単位面積当り流出土砂量にみあった値を示している。流域面積が小さい流域では、洗掘長の河道長に対する比が大きくなることが予想されるし、逆に流域面積が大きくなると洗掘長と河道長の比は小さくなり、かつ、平均洗掘深も小さくなると考えられるので、流域面積によって単位面積当りの最大流出土砂量が変化するという現象も十分説明できると思われる。

② 流下部平均勾配

溪床の堆積物の移動による土石流の発生に関しては、溪床勾配15°以上(一般には20°以上が多い)の急勾配区間に堆積土砂が存在し、かつ、15°以上の流域面積が0.05km²以上存在するような溪流が、土石流発生危険溪流と言える。

一方、土石流の停止堆積区域は次項でものべるように、溪床勾配が8°～10°付近で開始されている例が多い。

そこで、 $8^{\circ} \sim 20^{\circ}$ の平均値もしくは $10^{\circ} \sim 20^{\circ}$ の平均値として流下部平均勾配を定めてよい。ただし、発生場所、停止堆積場所が明確な溪流においては、両者の勾配の平均値をとればよい。

③ 停止、堆積の開始点

土石流の停止堆積開始点を知ることは、土石流危険区域設定にとって非常に重要なことであり、筆者はすでに堆積開始点として谷の出口、扇状地頂部、支流の合流点、狭さく部の出口、元地形勾配 8° 以下等をあげてきた。

また、扇状地によっては谷の出口が 10° 程度となるとも多いことから、滑川の扇状地において土石流の停止堆積開始点の決定は、後述する土石流の停止堆積長に使用する式の決定とも関係するが、安全側を考慮して下流側から河床勾配を調べていき、 8° となる点、もしくは上流から河床勾配を調べて 7° となる点（河床勾配 $1/8$ 程度）を土石流の停止堆積開始点とすることが望ましい。もちろん、 7° もしくは 8° より上流の土石流流下区域に住家、田畑等保全対象がある場合には、土石流危険区域を設定する際に危険区域とする。

④ 堆積の場の地形

土石流が Side Step をするかどうか、また現在ある流路が埋そくするかどうかで土石流の堆積形状は変化する。

そこで、堆積の場の地形を次のように分類し、そのどれにあたるかを検討する。

I 扇状地形

I・1 扇状地内に適当な流路がある場合

I・2 扇状地内に小さな流路がある場合

I・3 扇状地内の流路の屈曲がはげしい（ 40° 以上の曲がりが存在する）場合

I・4 扇状地形内に充分広い河道がある場合

II 谷底平野地形（埋積谷を含む）

II・1 谷底平野で河道幅が充分広い場合

II・2 谷底平野で河道幅が適当な広さ、もしくは幅が狭い場合

なお、Side Step との関係は、Side Step Model を適用する地形として、

I・2、I・3、I・4、II・1、の4例

とし、質量の保存が十分できている地形としては、

I・1、および、II・2

とする。

扇状地内に流路がある場合の流路幅に関する検討は、次のように行う。

i) 流路幅の検討

扇状地内の流路幅を調査する。一方、先の土石流による流出土砂量の推定から、 $V_s(m^3)$ を想定する。

現在の流路幅 B が土石流の土砂量にみあう流路幅かどうかは、 $B=B_0$ の場合には図-2.49によって判定する。すなわち、比高が十分ある（ほぼ5m以上の比高の場合）流路では、Side Step はしない土石流の土砂量に対して適当な流路と考える。

一方、十分流路幅がある場合には、Side Step が生ず

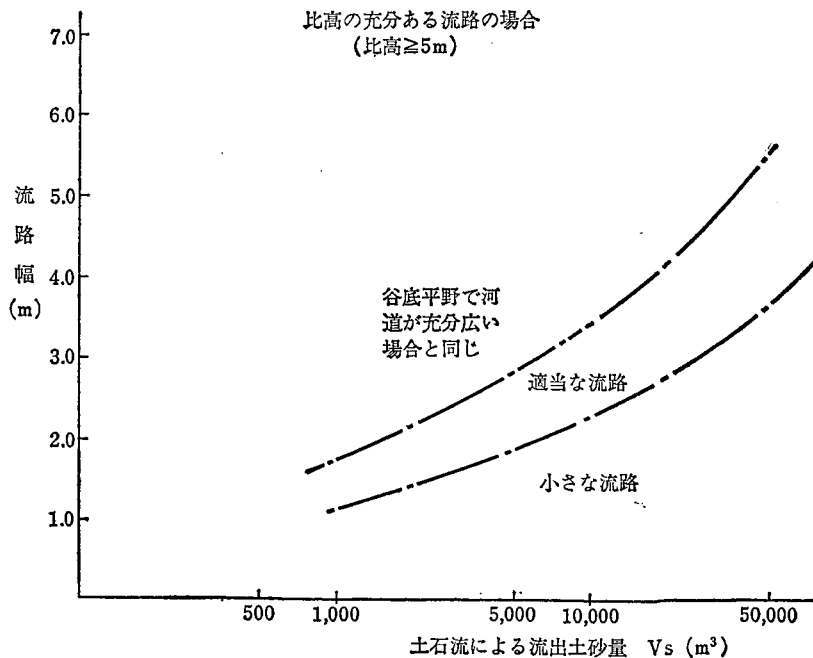


図-2.49 土石流による流出土砂量と流路との関係

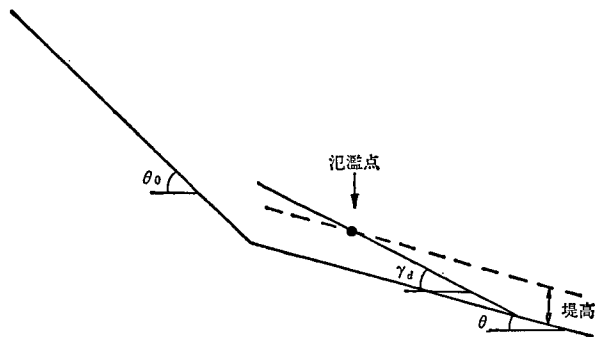


図-2.50 土石流氾濫の概念図

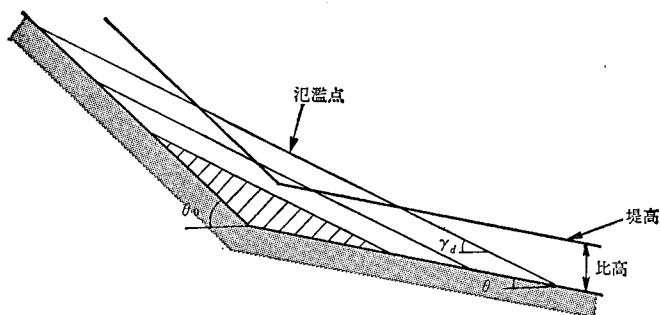


図-2.51 土石流の勾配変化点での氾濫

る。小さな流路内に入る場合には、以下の堆積勾配の検討が必要となる。

ii) 土石流堆積勾配の検討

比高が十分ない流路（比高が5 m以下）や流路幅の検討で流路が小さいと判定された流路については、土石流の堆積勾配の検討が必要となる。図-2.50 のように比高の低い流路や狭い流路では、流路内は土砂が堆積しきれないで氾濫する。

土石流の堆積勾配 $\tan \gamma_d$ については、砂礫流を対象として高橋³⁾ が次式を与えている。

$$\tan \gamma_d = \frac{C_* (\sigma - \rho) \tan \phi}{C_* (\sigma - \rho) + \rho \left[1 + 0.52 \left(\frac{q_0^2}{gd^3} \right)^{1/3} \right]} \quad (2.44)$$

ここで、 $C_*=0.7$ $\sigma=2.5$ $\rho=1.2$ $C_d=0.6$

とし、 q_0^2/gd^3 については、砂礫質の土石流については、

$g=9.8\text{m/s}^2$ 、 $d=1\text{m}$ 、 $q_0=10\sim30\text{m}^2/\text{s}$ 程度と考えることができることから、 $q_0^2/gd^3 \leq 100$ と仮定できる。

ゆえに、(2.44) 式における $\tan \gamma_d$ は、 $\phi=36^\circ$ とすれば

表-2.8 土石流停止堆積長の予測式の適用条件

地 形	河道の条件	Side Stepとの関係	土石流停止・堆積開始点	適用される式
扇状地	狭い河道	有	扇状地頂部	扇頂部が 8° より急な場合、(2.23)'式の方が安全側となる。 8° もしくはそれ以下であれば(2.4)式。Side StepはVs項をVs/2として評価
	適当な河道	無	扇頂部 (10°)	(2.23)'式
			扇面内 ($8^\circ \sim 7^\circ$) のところ	(2.4) 式
谷底平野	広すぎる河道もしくは河道なし	有	扇頂部	狭い河道と同じ
	適当もしくは狭い河道	無	河床勾配 8° or 7° となるところ	(2.4) 式
	広い河道	有	同上	同上

$$\tan \gamma_d = 0.1322 \quad \dots\dots\dots (2.45)$$

すなわち、 $\gamma_d = 7.5^\circ$ となる。

iii) 氾濫開始点の想定

土石流が停止堆積を開始する $8^\circ \sim 10^\circ$ 付近では土石流の最終堆積勾配の方が緩いため、土石流の先端部の高さが比高より大きいと、後続流は Side Step する。

そこで1回の土石流の土砂量 V_s と氾濫との関係は、次のように検討することができる。

現在の流路幅を B_d とすれば、 V_s/B_d の値を求める。この V_s/B_d を図-2.51の斜線部のように、堆積勾配 γ と現河床勾配 θ 、 θ° でかこまれる面積で示し、流路の堤高(比高)と交わる点が氾濫点とする。

ただし、現在の流路が流下する土石流の流出土砂量に比して十分小さい場合には、土石流先端部の巨礫でへいそくされ、その地点で Side Step が生ずることもある。また、流路の曲がりも強く関係しており、流路が 40° 以上曲がっているところでは氾濫すると考えた方がよい。

⑤ 降雨量と継続時間

一般的には、[4]で述べたように土石流が発生するような豪雨時には、土石流の停止堆積に関しては十分な降雨量と継続時間があることを前提とする。降雨量によって後続流量や継続時間の検討をする場合には、過去の災害資料を用いて時間—流量図を作成し検討に用いることがよい。

⑥ 土石流の停止堆積長

i) Side Step のない地形における土石流の停止堆積長 L は (2.4) 式で示される。(2.4) 式は、花崗岩地帯の土石流停止堆積長として経験式から求められた式である。

扇状地形で扇状地頂部の河床勾配が 10° 近くあって、比高のある流路が下流まで形成されている場合には、土石流の流下時に土石流の質的变化がおりづらく、土石流形態で下流まで流下することが考えられるから、安全側を考慮して (2.22) 式を用いて停止堆積長を求める方が、土石流危険区域を安全側に設定できる。

ただし、(2.23)'式に代入する土石流の土砂量によっては、過大になる可能性も大きい。

Side Step が生ずる地形では、(2.4) 式において V_s を半分の $V_s/2$ とした値を用いる (2.29) 式によって土石流停止堆積長を求める。

以上を堆積場の地形条件および停止堆積開始点との関係で整理すると表-2.8 のようになる。

⑦ 土石流分散幅

土石流の横断方向の堆積幅については (2.5) 式があるが、土石流停止堆積長 L の推定が安全側に入ると堆積幅は過小に評価されることとなり、危険側となる。

行政的に危険区域の設定のためには、むしろ堆積特性からの分散幅比(堆積部の最大堆積幅/流下部の流下幅)の値から求める方が望ましい。

分散幅比は、[3]—(2)全国資料の項でのべたように最頻値が5であり、80%以上が10以下である。そこで、ここでは分散幅比を10とすることを提案する。

分散幅は Side Step をしない地形の場合には、現流路幅全幅を堆積幅と考える。

(2) 土石流危険区域設定の手順

一般的な土石流危険区域設定の手順は、図-2.52のフローチャートに示した。しかし、現地の状況によってこれまで述べてきたように、単純に条件を設定できない場合もある。このような場合には、図中破線で示したよう

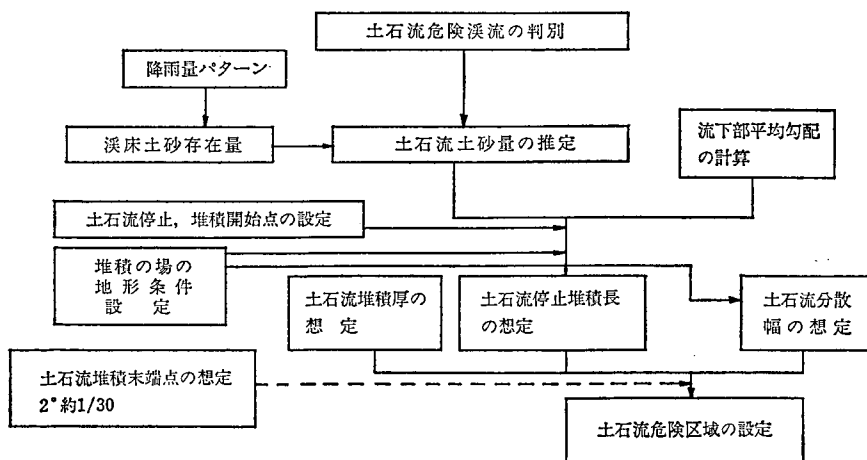


図-2.52 土石流危険区域設定の手順

に土石流の堆積末端点（ 2° 河床勾配 $1/30$ ）までを土石流危険区域とすることが望ましい。

〔9〕 土石流危険区域の具体的な設定例とその問題点

(1) 小豆島、三前川における土石流危険区域設定例
前節までに述べてきた土石流の停止堆積の要因とその検討を行い、具体的に土石流危険区域を設定し、実際に発生した土石流の堆積状況との比較を行う。

対象としたのは、小豆島の三前川（流域面積 0.18km^2 ）である。

① 土石流危険渓流であることを前提とする

② 土石流土砂量の想定

小豆島の既往最大時間雨量 88mm を用いて、ラショナル式からピーク流量 Q_p を求める。 $f=0.8$ とする。河床勾配 10° 以上の流域面積は 0.1km^2 であるから、

$$Q_p = 1.955\text{m}^3/\text{sec} \quad \dots\dots\dots (2.46)$$

ここで、 $\alpha=3$ とすれば洗掘幅 B_c は

$$B_c = 3\sqrt{Q_p} = 4.2\text{ (m)} \quad \dots\dots\dots (2.47)$$

となる。

また、流路長 ℓ については、

$$\ell = 3A^{0.5} \quad \dots\dots\dots (2.48)$$

より、 $\ell=0.95\text{ (km)}$

となり、土石流の土砂量 V_s は、平均洗掘深を $D=2\text{m}$ と仮定すると

$$V_s = \ell \times B_c \times D = 7,880\text{m}^3 \quad \dots\dots\dots (2.49)$$

となる。

③ 停止堆積開始点の決定と流下部平均勾配の計算

停止堆積開始点は、谷の開ける扇状地頂部（約 10° ）とし、（扇状地より上流部には人家がないことも考慮して）扇頂部から溪床勾配 20° となる地点までの平均勾配を $1/10,000$ 地形図から計測した。

$$\tan\theta_0 = 0.3297 \quad (\theta_0 = 18^\circ 25') \quad \dots\dots\dots (2.50)$$

④ 扇状地地形の区分

三前川は、昭和51年災害前、幅 2.5m 深さ 1.5m の小流路が存在していたが、土石流の土砂量 $7,880\text{m}^3$ に対しては流路として小さすぎ、また巨礫を考えると流路が埋そくすることが十分考えられるので、Side Step現象が生ずる扇状地形と判断した。

⑤ 土石流停止堆積長の想定

扇頂部の河床勾配が約 10° であるため、安全側を考慮して(2.23)式によらし、Side Stepを考慮して(2.23)式の V_s を $V_s/2$ と評価した式

$$L = 10 (\tan\theta_0 \times V_s/2)^{2/3} \quad \dots\dots\dots (2.51)$$

を用いて土石流停止堆積長を求めると

$$L = 1,190\text{m}$$

となる。

しかし、この $1,190\text{m}$ を扇頂部（ 10° 地点）からとると

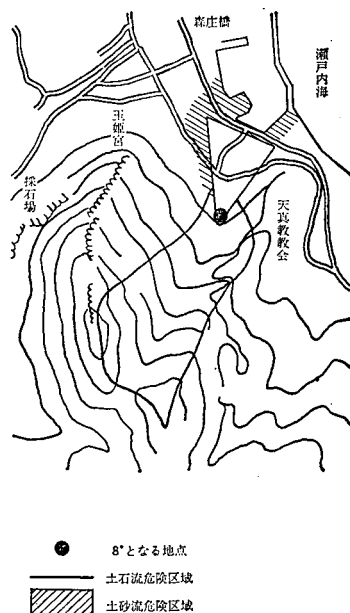


図-2.53 三前川における土石流危険区域設定例（ $1/10,000$ 地形図）

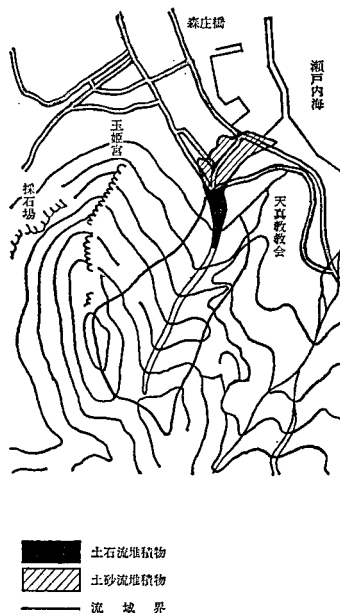


図-2.54 昭和51年9月災害時の土石流の堆積範囲の実態（ $1/10,000$ 地形図）

その末端は海にまでいたり、別に全国の土石流調査結果から得られた、土石流堆積物の末端点の勾配が 3° 程度よりずっと緩勾配まで土石流の危険区域となり矛盾が生ずるので、 8° となる地点からの土石流停止堆積長を考慮して(2.4)式から、土石流停止堆積長を求めるものとする
と、 L は

$$L=234\text{m}$$

となる。 8° 付近から Side Step の影響を考慮して、 $V_s=7,880\text{m}^3$ を $V_s/2=3,940\text{m}^3$ と評価して L を求めると、

$$L=175\text{m}$$

となる。

ここでは、Side Step 現象の発生を前提としているので $L=175\text{m}$ とする。

⑥ 土石流分散幅の想定

土石流の流下幅 B は想定が難しいので、ここでは(2.47)式から求められた $B_c=4.2\text{m}$ を用いる。分散幅は Side Step 現象が生じることを前提としているので、 $10B_c$ とすると、土石流堆積幅 B_d は

$$B_d=10 \cdot B_c=42\text{m} \quad \dots\dots\dots (2.52)$$

となる。

ここで、小豆島の土石流災害の項で検討した式(2.51)から土石流堆積幅を検討すると、 $V_s=7,880\text{m}^3$ 、 $L=175$ を(2.5)式に代入することにより

$$B_d=140\text{m} \quad \dots\dots\dots (2.53)$$

が得られる。

⑦ 土石流危険区域の設定

以上の検討から土石流区域を設定したのが図-2.53であり、図-2.54に昭和51年9月の土石流災害時の実態を例示した。Side Step を考慮しても、これまでに述べた手法が十分土石流危険区域を示しており、行政上の適用には有益な資料となることを示している。

(2) 土石流危険区域設定における問題点

本方法の適用は、主に砂礫型土石流に適用されるもので、火山泥流や土砂流には適用できない。たとえば、洞谷や小豆島の土石流災害においても、土砂流はより広範囲に緩勾配地点まで流下堆積しており、前述の三前川においても土砂流の流下堆積区域は、図-2.54に示すようにほぼ海岸までおよんでいる。

このような土砂流は、流れそのものによって家屋や田畑に被害を与えてはいるが、その程度も比較的軽微で、堆積土砂厚が 1.5m をこすような人家において窓ガラス1枚われていない例が、洞谷や小豆島で見うけられた。また、人的な被害は少なく、特に人命に致命的な被害を与える土石流とはその意味から区分されている。

しかし、上述のように土石流危険区域外に土砂の堆積をもたらす点を考慮すると、この土砂流の堆積範囲につ

いても、なんらかの危険区域設定が望まれる。

しかし、土砂流は扇状地形内の微地形や人家、ブロック壁等の人工工作物によって流下方向が変化するため、具体的な土砂危険区域の設定は、個々の扇面において十分現地踏査をして決定する必要がある。

土砂流の危険区域設定手法については、池谷浩、阿部宗平(1977)「扇状地における土砂災害危険度の調査の一手法」土木研究所資料第1267号に詳述してある。なお、先の三前川における土砂流危険区域については図-2.53に併記した。

次に問題となるのは、流木のとりあつかいである。土石流災害時に流木が多く流下し多くの被害を与えていることは、土石流災害地でしばしば見受けられることであるが、流木は橋梁にひっかかったり直接家屋に衝突したりして、土石流や土砂流の土砂の流れに影響を与えている。今後は土石流災害時における流木による災害の助長に関する検討が必要となろう。

〔10〕 結 語

土石流の停止堆積に関する現地調査、および実験的研究から以下の事が判明した。

① 土石流の停止堆積に関係する因子としては、以下の各項が関係する。

流れの因子：土石流量、後続流の量と継続時間

流れの場：流下部の平均勾配

堆積の場：扇状地形か谷底平野か

② 全国の土石流の堆積に関する実態としては、以下の各項が明らかとなった。

土石流の堆積地の元地形勾配 $2^\circ \sim 12^\circ$

勾配比 4

分散幅比 $2 \sim 6$ (土石流堆積物の崩れを含むと $6 \sim 10$)

屈曲角 40° 以下

③ 降雨に関しては、土石流が発生するような降雨の場合、土石流堆積には十分の量を与えていると考えられる。

④ 土石流の停止堆積長については、質点系の理論解析から質点変化の少ない場合

$$L=10(\tan\theta_0 \times V_s)^{2/3} \quad \dots\dots\dots (2.23)$$

または、

$$\log L=0.67 \log (V_s \times \tan\theta_0)+1.00 \quad \dots (2.23)'$$

現地調査からは、

$$\log L=0.42 \log (V_s \times \tan\theta_0)+0.935 \quad \dots (2.4)$$

が、小豆島、他全国土石流から与えられた。

実際の土石流危険区域の設定に際しては、 8° 地点から停止堆積を開始するとして(2.4)式を用いるのを原則とするが、土石流危険区域を設定する場合、(2.23)'式を

用いて検討し、土石流堆積物末端点の元地形勾配について検討する。

⑥ 従来から言われていた、現地調査で土石流堆積地の元地形が $2^{\circ}\sim 4^{\circ}$ 程度までであることは、谷の形状を指数型で示した関数に土石流の停止堆積長を考慮して説明がつく。

⑧ 土石流が堆積する場の地形条件によって、Side Step 現象が生じる。この現象が生じると、土石流の停止堆積長は短くなる。その評価は、上式の V_s を $V_s/2$ として評価すると、よく現地調査結果と一致する。このことは、水理実験によっても確かめられている。

⑦ Side Step と堆積地形との関係は、次のようにまとめられる。

Side Step の生ずる地形条件

扇状地形：扇状地に小さな流路がある場合（*注）

：扇状地に大きな流路がある場合

：扇状地に流路がない場合

谷底平野：河道の幅が十分広い場合

質量の保存がたもたれる地形条件

扇状地形：扇状地内に適当な流路がある場合

谷底平野：河道幅が適当、もしくは狭い場合

（*注）扇状地形内に小さな流路がある場合には、その流路が埋没するまでは質量が保存されると考えた方がよい。

⑧ 土石流の停止堆積開始点については、 8° となる点を土石流の停止堆積開始点と考える。ただし、(2.23)式で検討する場合には、 10° 地点を停止堆積開始点とする。

⑨ 土石流停止堆積長に係る流出土砂量の予測については、地形的要因、および土石流発生に係る降雨量を考慮して、(2.39)式で示した。

$$V_s = \ell \times B \times D \quad \dots\dots\dots (2.39)$$

⑩ 土石流危険区域の設定方法については、〔8〕において詳述した。これをふまえて、具体的に香川県小豆島の三前川において土石流危険区域を設定し、その結果、昭和51年9月の土石流堆積物については、本手法によって十分予想ができることを示した。

あとがき

現在社会的問題となっている土石流災害を軽減、防除するため土石流対策が実施されている。この土石流対策の実施にあたっては流れの状況および堆積についての基礎的な資料、情報が必要不可欠である。

本論文が土石流災害防除のため役立てば幸いである。末筆ながら本研究の実施にあたり御指導いただいた泉岩男前砂防研究室長（現、北陸地建、立山砂防工事事務所長）、渡辺正幸砂防研究室長、および実験、現地調査等

で協力していただいた砂防研究室の諸氏に感謝の意を表します。

参考文献

1. 奥田節夫「土石流の現地調査について」京大防災研究所年報 第16号A pp53～69 昭和48年4月
2. 椿 東一郎、平野宗夫、内村 好「溪谷堆積土砂の流動（第3報）」土木学会第28回年次学術講演会講演概要集 pp331～332 昭和48年10月
3. 高橋 保、吉田 等「土石流の停止堆積機構に関する研究（1）—勾配の急変による堆積—」京大防災研究所年報 第22号B—2 pp315～328 昭和54年4月
4. 田畑茂清、市ノ瀬栄彦「溪床幅、溪床勾配の変化が、土石流堆積におよぼす影響について」新砂防、85号 pp25～27 昭和47年9月
5. 河村三郎、新井宗之「土石流の流動形状と堆積形状」第13回自然災害科学総合シンポジウム pp323～324 1976年10月
6. R. Hooke : Processes on Arid—Region Alluvial Fans The Journal of Geology Vol. 75 No. 4 pp 438～460 July 1967
7. 建設省神通川水系砂防工事事務所の調査による
8. 池谷 浩、阿部宗平「洞谷土石流災害に関する一考察」土木技術資料 第22巻6号 pp15～20 昭和55年6月
9. 池谷 浩、米沢谷誠悦「土石流危険区域設定に関する考慮—小豆島災害を例として—」土木技術資料第21巻12号 pp21～27 昭和52年12月
10. 池谷 浩、米沢谷誠悦「土石流危険区域設定に関する研究（第二報）」土木技術資料 第21巻9号 pp46～50 昭和54年9月
11. 池谷 浩「降雨強度比による土砂害からの避難基準に関する一私案」新砂防、94号 pp7～11 昭和49年12月
12. 池谷 浩「昭和51年9月台風17号豪雨による小豆島の土石流災害に関する一考察」新砂防 103号 pp24～28 昭和52年5月
13. 水谷武司「急勾配溪流の縦断形状と、それに示されている土砂流送形式の差異について」新砂防 112号 pp2～9 昭和54年8月
14. Morisawa, M. E : Quantitative geomorphology of some Watersheds in the Appalachian plateau Bull. G. S. A. 73 pp1025～1046 1962
15. 池谷 浩「土石流とその対策工法について」砂防および地すべり防止講義集 XX pp35～41 昭和55年3月
16. 池谷 浩「土石流の停止・堆積に関する研究—とく

- に地形条件と後続流の Side Step 現象について」
昭和55年度砂防学会研究発表会概要集 pp82～83
昭和55年 5 月
17. 永井正市, 五十君亘弘, 池谷浩, 阿部彦七, 坂東高
「多枝原平における土石流対策に関する実験的考
察」昭和55年度砂防学会研究発表会概要集 pp98～
99 昭和55年 5 月
18. 建設省多治見工事事務所「滑川土石流痕跡調査報告
書」昭和55年 2 月
19. 池谷 浩「土石流災害調査法」砂防・地すべり技術
センター, 山海堂 昭和55年11月
20. 建設省河川砂防技術基準(案): 計画編 P49 山
海堂 昭和51年 6 月
21. 池谷 浩「全国土砂害実態調査の結果」土木施工
昭和48年10月
22. 大同淳之「堆積物の流動による土石流発生の危険度
判定法の一試案」第10回災害科学総合シンポジウム
pp155～158 昭和48年10月
23. 池谷 浩「土石流発生に関する溪床堆積物」土木
技術資料 第22巻 3 号 pp31～36 昭和55年 3 月
24. 高橋 保「土石流の発生と流遷に関する研究」京大
防災研究所年報 第20号B-2 pp405～435 昭和
52年 4 月
25. 榎根 勇「流域の面積と主流の長さとの関係につい
て」地理学評論 45-8 pp588～589 昭和47年 8 月
(昭和 56 年 6 月 20 日原稿受理)

道路トンネルの換気に関する研究

土木研究所報告 157 — 1

昭. 57. 3 (1982)

伊吹山四郎, 今田 徹

要 旨

本論文は、室内模型実験および実際の道路トンネルにおける調査研究によって、道路トンネルの換気の計画と設計方法の体系化を確立したものである。

まず、筆者は既存トンネルにおける実測によって換気の対象として、諸外国によって指摘されている自動車の排気ガス中の有毒成分 (CO, NO_x等) が許容限界に達する以前に、視程障害が起こることを明らかにした。そして、その見地から新しい換気量の算定式を求めた。また、交通換気についての理論および実験的解析を行い、自然換気または機械的換気の選択基準について考察した。さらに各種の換気系における流体力学的損失について数多くの模型実験を行うとともに、実際のトンネルにおける測定において、理論的および実験的解析の妥当性を確認した。なお、火災の際の排風装置としての換気設備の効果および換気設備のトンネル外部環境におよぼす影響についても、実験的研究を実施した。

キーワード：道路、トンネル、換気、防災、環境。

土石流の流動と堆積に関する研究

土木研究所報告 157 — 2

昭. 57. 3 (1982)

池谷 浩, 水山高久

要 旨

毎年、融雪および豪雨時に土石流が発生し、多くの人命、財産が失われている。これに対し、土石流の発生する可能性のある溪流を指定し、防災対策を講じる作業が始められつつある。本論文は土石流対策砂防計画に寄与することを旨として行なわれた、土石流の流動と堆積に関する研究をとりまとめたものである。過去に発生した土石流の資料より土石流発生、流動、堆積の場と水理学的条件の範囲を明らかにし、それらに基づいて種々の実験を行い、土石流材料による流動特性の変化、勾配の変化、流路幅の変化に伴う土石流の挙動、堆積過程を明らかにした。また、停止堆積については、現地での危険区域設定を念頭において考察を進め、具体的な設定手法、設定例を示し、現地適用上の問題点にも言及した。

キーワード：砂礫型土石流、泥流型土石流、扇状地、サイドステップ現象、後続流、危険区域。

Report of The Public Works Research Institute, Ministry of Construction
Vol 157 March 1982

Studies on Ventilation of Vehicular Tunnels

Dr. Shiro Ibukiyama
Dr. Toru Konda

Synopsis :

Model tests and field measurements practised so far to establish the most reasonable procedure for planning and design of ventilation of vehicular tunnels are shown in this paper.

It was revealed that visibility had been lowered to the intolerable level by smog, before the density of toxic gases reached to the allowable limits in the tunnel atmosphere. The new formula is given for required air volume of ventilation of tunnels based on the phenomenon.

Natural ventilation caused by one way traffic was analyzed. And the criteria of selection for natural or mechanical ventilation is given. Hydrodynamic losses are obtained in each type of ventilation systems. Moreover, experimental studies for effective use of the systems to fires are performed and their influences to environments are also examined.

Key words : road, tunnel, ventilation, fire protection, environment.

Report of The public Works Research Institute, Ministry of Construction
Vol. 157 March 1982

Flow and Deposit Properties of Debris flow

Hiroshi Ikeya
Dr. Takahisa Mizuyama

Synopsis :

Many mudflows and debris flows occur due to snow melt or heavy rainfall every year. Many lives and much properties have been lost by them. In order to prevent and reduce these disasters, Ministry of Construction is about to designate the places where occurrence of debris flow can be anticipated and to take countermeasures against it. In this paper fruitful results obtained from the study on flowing and depositing characteristics of debris flow are reported to give useful information for the sabo works. Hydraulic and soil mechanic conditions are made clear by analyzing data of debris flows occurred actually. Based on them some experiments are carried out to get information on flowing and depositing characteristics.

Key words : Debris flow, Mud flow, Alluvial Fan, Side step phenomenon, Follow-up-flow (wake), Hazard zone

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 157, March 1982

CONTENTS

1. Shiro Ibukiyama and Toru Konda
Studies on Ventilation of Vehicular Tunnels (1)
 2. Hiroshi Ikeya and Takahisa Mizuyama
Flow and Deposit Properties of Debris flow (88)
-