

I S S N 0386-5878
土木研究所資料 第2703号

昭 和 63 年 度

土 木 研 究 所 講 演 会

講 演 集

平成元年2月10日

建設省土木研究所

Copyright © 1988 by P.W.R.I.

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

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

土木研究所資料
第 2703 号 1989 年

昭和 63 年度

土木研究所講演会 講演集

企画部企画課

要 旨

本資料は、「昭和63年度土木研究所講演会」の講演内容をまとめたものである。この講演会は、土木研究所が実施している調査研究の成果や最近の土木技術に関する話題、動向などを各方面に紹介することを目的として、毎年1回開催している。

キーワード：土木研究所講演会

目 次

コンクリートの耐久性向上技術について	地質化学部長 市 川 慧...	1
耐候性鋼材の橋梁への適用	橋梁研究室長 藤 原 稔...	41
特別講演 『技術への新たな視点と建設分野への先端技術の活用』	…技術評論家 森 谷 正 規...	49
下水汚泥処理と有効利用の現状と課題	下水道部長 松 井 大 悟...	51
最近の土石流対策技術について	砂 防 部 長 土 井 功...	69
土構造物における新材料の利用	機械施工部長 嶋 津 晃 臣...	89
地盤の液状化とその対策について	振動研究室長 佐々木 康...	109

コンクリートの耐久性向上技術について

地質化学部長 市 川 慧

コンクリートの耐久性向上技術について

1 はじめに

建設省が実施していた総合技術開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」が、昭和63年3月、3年間にわたる研究を終了した。

総合技術開発プロジェクトは、建設技術に関する研究開発課題のうち、特に社会的要請が強く、各方面の研究分野にまたがり、かつ大規模な研究を要する課題について、産・学・官の緊密な協力態勢の下に、研究開発を総合的かつ計画的に推進するため、昭和47年度に設けた制度であり、昭和62年度までに、「新耐震設計法の開発」から「コンクリートの耐久性向上技術の開発」まで20課題が終了し、これらの開発成果は、建設行政をはじめとし、各方面に広く活用されているところである。

今回、開発を行った「コンクリートの耐久性向上技術の開発」は、マスコミにも大きく取り上げられ社会問題ともなった、いわゆる塩害、アルカリ骨材反応といったコンクリート構造物の早期劣化現象に対処するため、建設省が昭和60年度から精力的に研究を進めていたものである。

コンクリート構造物は、一般に塗装等を行わなくとも長期の耐久性を有し、原材料の入手が容易で経済的であることから、我が国においても道路、橋梁、ダムといった重要な社会資本整備に広く用いられてきた。現在、その蓄積量は非常に大きなものとなっており、今後は、これらを良好な供用水準に保ち、長期にわたって使用していくことが重要な課題となっている。しかし、最近になって、一部のコンクリート構造物において建設後10年から15年といった比較的早い時期に異常なひび割れが生じる等の劣化現象が見られるようになった。この早期劣化現象は大きく二つ挙げられ、一つは、塩害と呼ばれるもので、海からの潮風や波しぶきに含まれる塩分がコンクリート中へ浸透した場合、および当初からある値以上の塩分が混入していた場合に、構造物の鋼材が腐食し、コンクリートのひびわれやはく落が生じる現象である。また、もう一つは、コンクリート中のアルカリ分と骨材に含まれているある種のシリカ鉱物が反応してシリカゲルを生成し、これが吸水膨張することによってコンクリート構造物に亀甲状等のひびわれが生じるアルカリ骨材反応と呼ばれる現象である。これらの現象は、コンクリート構造物による今後の社会資本の整備、維持管理に非常に重大な問題を投げかけたばかりでなく、大きな社会問題としても関心を集め、コンクリート構造物に対する国民の信頼感を損なっているという面も見られた。

本研究は、こうした状況を踏まえ、コンクリート構造物の劣化状況およびそのメカニズムを明らかにするとともに、コンクリートの耐久性を低下させる要因を総合的に検討し、適切な予防技術、構造物の劣化診断技術、補修・補強技術および施工技術を開発することにより、コンクリートの品質の確保およびコンクリート構造物の耐久性の向上を図り、良質は住宅・社会資本の整備に資することを目的として研究開発を行った。ここでは、本総プロでまとめられた研究成果のうち土木構造物に関するものについて、その概要を紹介する。

2 研究体制

研究を進めるにあたって、建設省は、住宅・都市整備公団、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、本州四国連絡橋公団、水資源開発公団、日本下水道事業団の協力を得て、(財)国土開発技術研究センターに委託し、大学・公団・民間等の学識経験者からなる「コンクリートの耐久性向上技術検討委員会(委員長：岡田清、京都大学名誉教授)」を設置し、併せてその下に「塩害に関する分科会」、「アルカリ骨材反応に関する分科会」、「施工に関する分科会」の三つの分科会を設け、研究方針の検討、研究成果の審議、取りまとめを行った。研究に関する調査、試験の多く

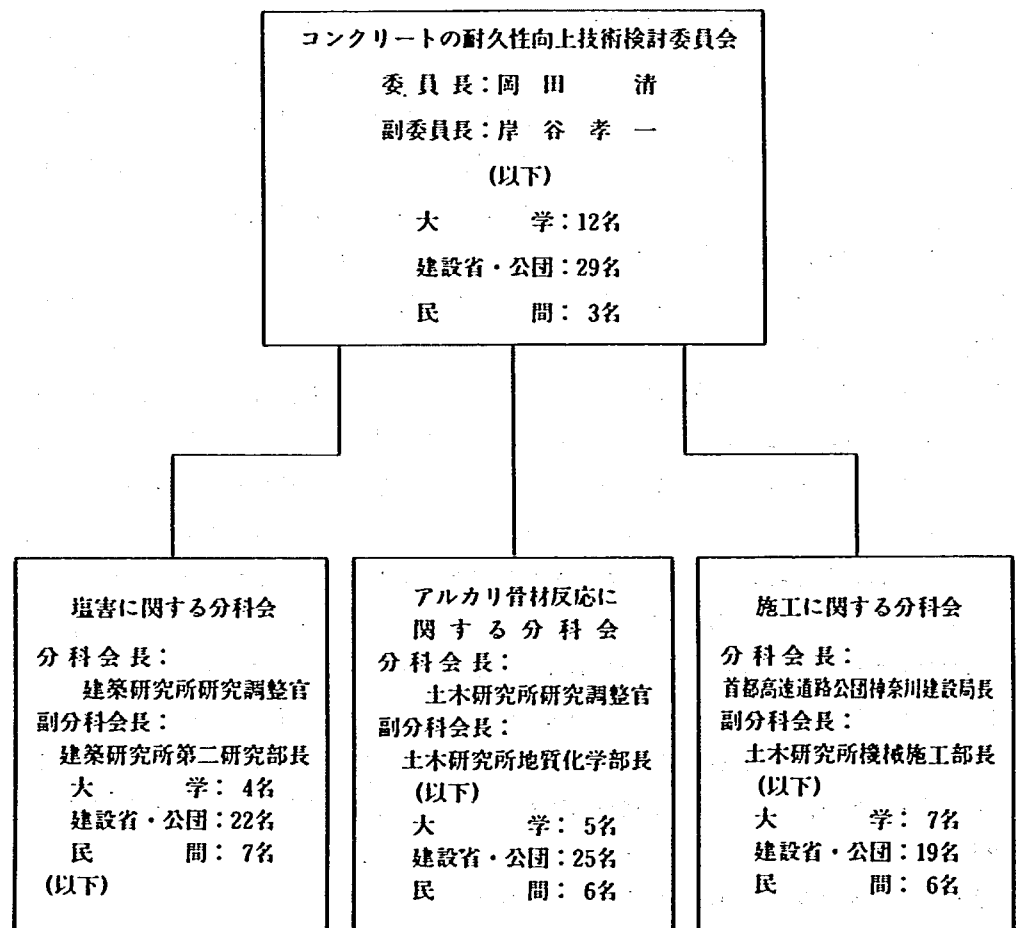


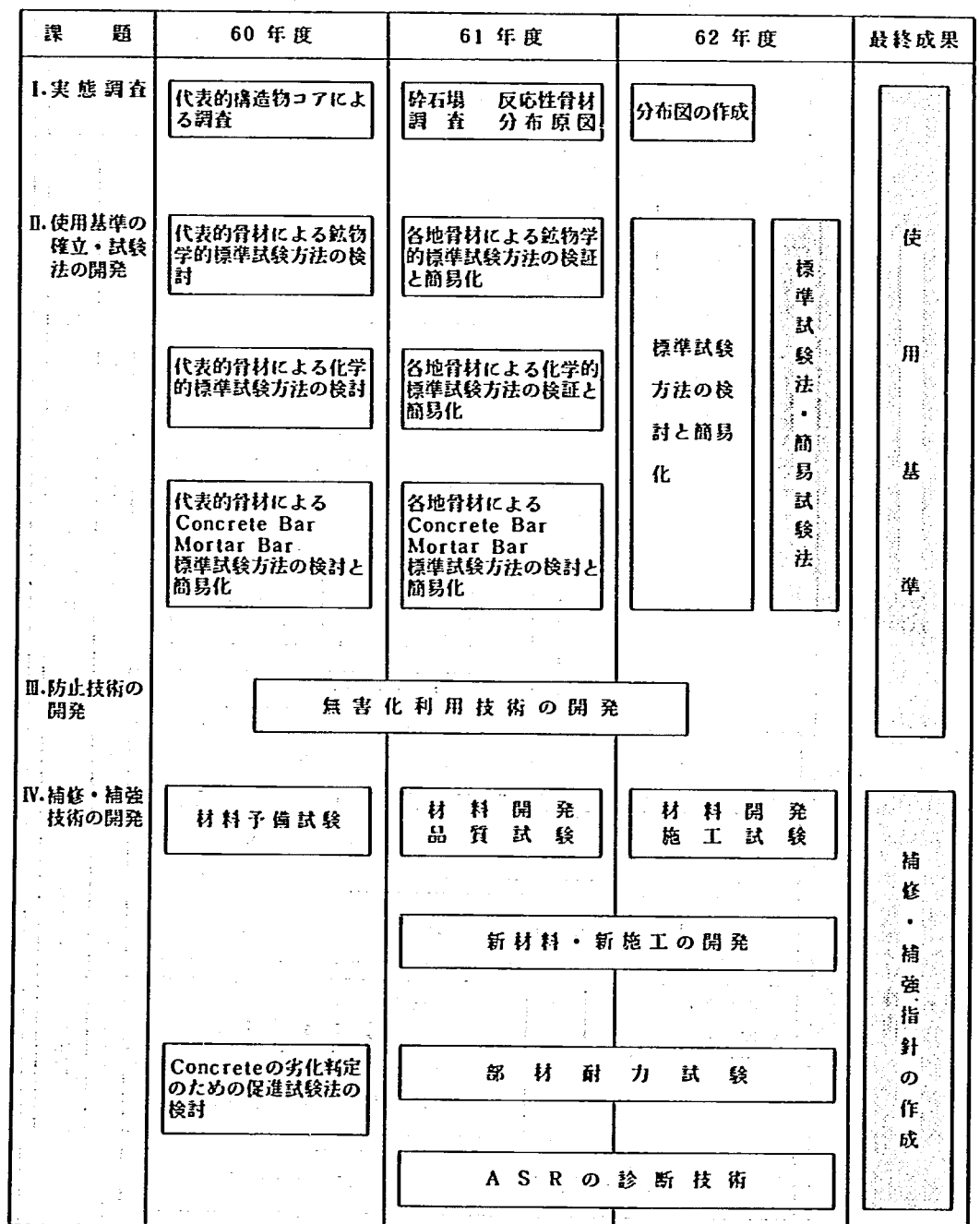
図-1 コンクリートの耐久性向上技術の開発の検討体制

は、建設省土木研究所と建築研究所が中心となって実施したが、各種試料の採取およびデータの蓄積、整理等に当たっては、各地方建設局をはじめ、北海道開発局、沖縄総合事務局、都道府県、公団等の協力を得た。また、材料、施工面における実態調査、劣化防止対策等の検討に関しては、(社)日本土木工業協会、(社)建築業協会、(社)プレストレストコンクリート建設業協会、(社)セメント協会、鉄鋼スラグ協会、(財)電力中央研究所、日本フライアッシュ協会、(財)土木研究センタ

課 題	60 年 度	61 年 度	62 年 度	最終成果
I. 実 態 調 査	暴 露 試 験（塩化物総量規制値の検証）			
IV. 耐久 性 改 善 技 術 の 開 発	コンクリート構造物の実態調査	生コンの塩化物総量規制値	レミコンの塩化物量の実態調査（総量規制後）	沿岸構造物設計・施工指針
	レミコンの塩化物量の測定法及び実態調査			
	廃橋詳細調査（含有塩分量と鋼材腐食度等の検討）		廃橋詳細調査（含有塩分量と鋼材腐食度等の検討）	
	飛 来 塩 分 量 調 査			
II. 劣 化 度 診 断 技 術 の 開 発		防 食 技 術 品 質 試 験	防 食 技 術 施 工 試 験	塩 害 を 受 け た 構 造 物 の 補 修 指 針
		新 技 術 ・ 新 施 工 法 の 開 発		
	非 破 壊 試 験 技 術 の 開 発			
	劣 化 度 診 断 技 術 の 開 発			
III. 補 修 ・ 補 強 技 術 の 開 発	耐 荷 力 判 定 手 法 の 検 討			
	既存補修・補強技術の施工試験	材 料 開 発 品 質 ： 施 工 試 験		
		部 材 耐 力 試 験		
	補 修 ・ 補 強 工 法 の 基 礎 的 研 究			

□：最終成果

図-2 塩害に関する研究開発の検討フロー（対象：土木構造物）



□ : 最終成果

図-3 アルカリ骨材反応に関する研究開発の検討フロー（対象：土木構造物）

研究課題	60年度	61年度	62年度	最終成果
I. 施工精度の向上 1. かぶり厚さの確保 2. 配筋の精度向上 3. 型枠の精度向上 4. 締め固め不良の防止		現状調査	施工法の改善	施工マニュアル
II. コンクリートの品質向上 1. 収縮低減剤の調査 2. 流動化剤の調査 3. 湿潤養生方法の改善		情報収集	利用条件の検討	
III. 施工機械の改善開発 1. コンクリートの運搬打設技術の改善 (1) 硬練りコンクリート用ポンプの開発 (2) コンクリートの圧送性調査 2. 高品質コンクリートの製造技術 (1) 混練法の改善		既存機械の調査 圧送性測定装置の開発 既存機械の調査	改良型機械による実験 コンクリートの圧送性の検討 新混練法の調査	低スランプコンクリートの圧送技術 コンクリートの圧送性測定装置 高品質コンクリートの製造技術
IV. 品質管理用機器の調査		既存機械の調査	機器の開発	品質管理用機器

□ : 最終成果

図-4 施工に関する研究開発の検討フロー (対象: 土木構造物)

一等と共同研究を行うなど、民間からも幅広い協力を得た。

3 研究の概要

研究は、コンクリートの耐久性向上に関し、図-2～4に示す検討フローに従い、塩害、アルカリ骨材反応、施工の三つの面から行った。それぞれの研究内容、成果の概要は以下のとおりである。

3.1 塩害に関する研究

3.1.1 実態調査

1) 塩害を受けたコンクリート構造物の実態調査

塩害を受けたコンクリート構造物に関する実態調査としては、既に昭和57年度に、海岸線から500m以内に建設された国道上にある橋（15m以上）について損傷状況を把握する調査が実施されていたが、本総プロでは、さらに内陸部における橋、護岸、堤防、水門の各コンクリート構造物についても、その損傷状況、劣化原因等を把握するための全国実態調査を行った。（表-1, 2, 3参照）

表-1 橋梁の原因別損傷割合（被害数/全数）

部分	環境	原因区分	塩害	かぶり不足等	コンクリートの収縮劣化	荷重・基礎条件	A S R	不明
上部工	500m以内		24.0% (62/258)	7.8% (20/258)	1.9% (5/258)	1.6% (4/258)	0% (0/258)	1.9% (5/258)
	500mを超えるもの		0 (0/1045)	2.8 (29/1045)	1.1 (12/1045)	4.6 (48/1045)	0 (0/1045)	2.3 (24/1045)
下部工	500m以内		3.7 (16/427)	2.6 (11/427)	8.4 (36/427)	1.2 (5/427)	1.6 (7/427)	4.0 (17/427)
	500mを超えるもの		0 (0/2743)	3.8 (105/2743)	8.7 (239/2743)	1.7 (46/2743)	0 (0/2743)	2.6 (72/2743)

表-2 水門の原因別損傷率（損傷数/該当部位数）

損傷原因 部材名	塩害	かぶり不足等	コンクリートの収縮劣化	荷重・基礎条件	A S R	不明
門 柱	0% (0/236)	2.5% (6/236)	2.5% (6/236)	0.4% (1/236)	0% (0/236)	1.3% (3/236)
翼 壁 胸 壁	0 (0/440)	0.5 (2/440)	1.6 (7/440)	0.7 (3/440)	0 (0/440)	0.5 (2/440)

表-3 護岸の原因別損傷率（損傷数/該当部位数）

損傷原因 部位	塩害	かぶり不足等	コンクリートの収縮	荷重・基礎条件	すりへり劣化	不明
表 の り 工	0% (0/229)	15.2% (35/229)	10.5% (24/229)	10.9% (25/229)	11.8% (27/229)	0.9% (2/229)
波がえし工	0 (0/225)	29.8 (67/225)	27.6 (62/225)	6.2 (14/225)	6.2 (14/225)	1.3 (3/225)

備考：1) この区分中のコンクリートの収縮には、表-1, 1.1の区分の内、すりへり等の風化・老朽化・凍結融解による損傷は含まれない。

2) すりへり等の風化・老朽化・凍結融解による損傷は、すりへり劣化としてまとめた。

また、それらのうちのいくつかの構造物からはコアを採取し、細骨材が海砂であるか否かの確認や含有塩分量の測定を行い、海砂の使用割合、塩化物量と損傷の発生に関連について調査を行った。その結果、内陸部におけるコンクリート構造物には塩害が直接の原因と考えられる損傷は発生していないこと等が明らかとなり、昭和57年度調査において考えられていた、海岸付近の橋梁に生じている損傷は海からの波飛沫、飛来塩分の影響であるという結論が確認された。また、塩化物量がある程度以上含まれていた場合には、かぶりが十分確保されている場合においても鉄筋の錆面積が多くなっていることが認められ、コンクリート中の総塩化物量について何らかの規制値を定める必要性が示唆された。この点については、昭和61年6月に、これまでの経緯、本総プロでの研究成果、諸外国の基準等を総合的に勘案し、コンクリート中の塩化物総量規制基準を示した。なお、今回の実態調査からは、コンクリート構造物の全損傷の発生割合と海砂の使用との間には、明瞭な関係があるという結論は得られなかった。

2) 暴露試験調査

塩化物総量規制値の妥当性を検証するため、コンクリート中に塩化物を混入した大型の鉄筋コンクリート、プレストレストコンクリートの供試体を作製し、これらを屋外に暴露した後、電位測定、解体を行って塩化物濃度と鋼材腐食の関係を調査した。(図-5参照) その結果、コンクリート中の塩化物規制値は、RC部材およびポストテンション方式のPC部材では 0.60 kg/m^3 (Cl換算)、プレテンション方式のPC部材とシース内のグラウトは 0.30 kg/m^3 として特に問題がないことが確認された。ただし、今回は暴露期間が2年と比較的短かったため、塩化物量と鋼材の腐食の関

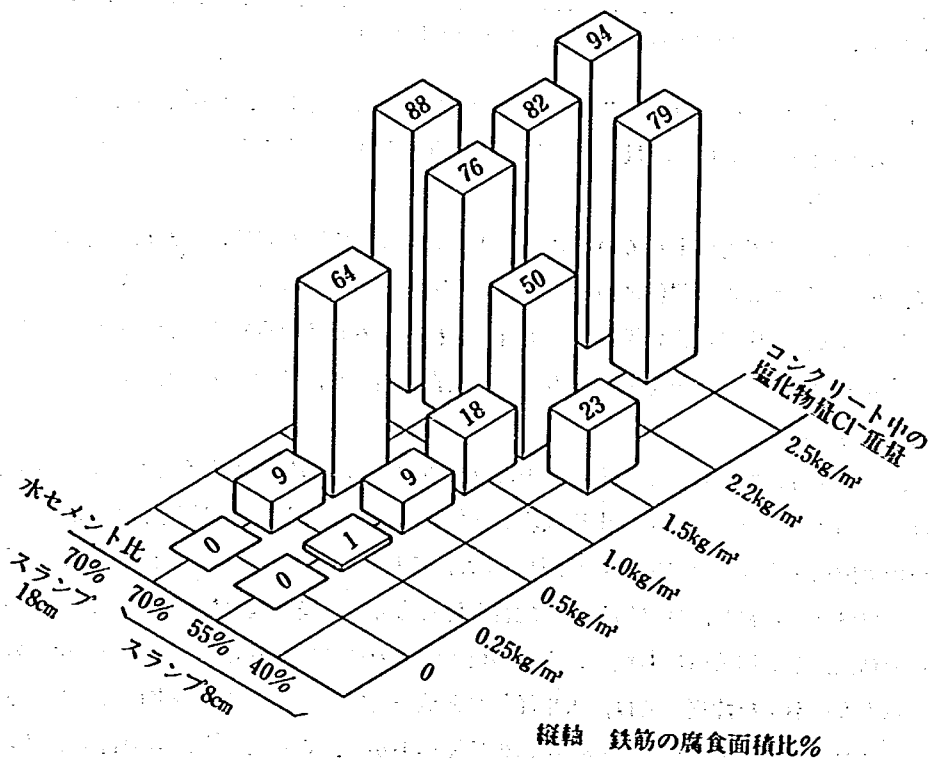


図-5 コンクリート中のCl重量および水セメント比と鉄筋の腐食面積比の関係

については、今後も長期にわたって暴露を行い調査していくこととしている。

3) レデーミクストコンクリート中の塩化物量調査

塩化物の総量規制については、昭和61年6月に技術審議官から通達したが、本総プロではその実施状況を把握するため、各地方建設局、北海道開発局、沖縄総合事務局に依頼し、それぞれの工事現場におけるコンクリート中の塩化物量について実態調査を行った（表-4参照）。

表-4 一般RC構造物用コンクリート中の地方別塩化物量
(平均値および最大値) (kg/m³)

地 方	平 均 値		最 大 値		参 考	
	61 年 度	60 年 度	61 年 度	60 年 度	PCグラウト	プレテン桁
北 海 道	0.069	0.046	0.139	0.068	—	—
東 北	0.049	0.022	0.084	0.022	0.089	—
関 東	0.025	—	0.070	—	0.250	—
北 陸	0.030	0.105	0.058	0.141	0.123	—
中 部	0.052	0.067	0.423	0.104	0.109	—
近 畿	0.045	0.159	0.157	0.330	0.11, 0.03	—
中 国	0.114	0.270	0.409	0.489	—	—
四 国	0.093	0.228	0.203	0.374	0.110	0.020
九 州	0.052	0.117	0.146	0.443	0.16, 0.09	—
沖 縄	0.075	0.071	0.178	0.122	—	—
全 国	0.062	0.095	0.423	0.489	—	—

※関東は60年度は測定限界値以下のため平均値、最大値とも値なし

その結果、一般RC構造物用のコンクリート中に含まれる塩化物量は、全国平均で0.062 kg/m³、最大値で0.423 kg/m³であり、総量規制値が厳しく遵守されていることが確認された。

4) 廃橋詳細調査

実際に塩害によって損傷が生じているコンクリート橋（廃橋）を対象に、鋼材の腐食度と内部含有塩分量、かぶり厚さ等との関係について調査し（図-6参照）、沿岸部におけるコンクリート構造物のかぶり厚さ等、沿岸構造物の設計・施工管理を検討するための資料を得た。また、同じ橋を用いて、非破壊で内部の劣化状況を把握する各種の検査を実施し、その実用性を検討した。

5) 飛来塩分量調査

塩害は、海岸付近に集中し、その主な原因は潮風や波しぶきの影響と考えられることから、本総プロでは、全国266地点の海岸部に土研式塩分捕集器（図-7参照）を設置し、全国的な規模で飛来塩分量の実態把握を行った（図-8参照）。また、それらのうちの76地点には三種類の配合のコンクリート供試体を暴露し、飛来塩分量、配合と付着塩分量、浸透塩分量等との関係について調査した。その結果、飛来塩分量にも塩害による損傷と同様の地域差がみられ、北海道、東北地方、北陸地方の日本海側および沖縄県では、太平洋側など他の海岸部に比べて、飛来塩分量が非常に多いことが確認された（図-9参照）。月別変動の観測結果から、これは、季節風や台風など気象の影響によるものと考えられる。その他、配合と浸透塩分量との関係等についても確認され、沿岸構造

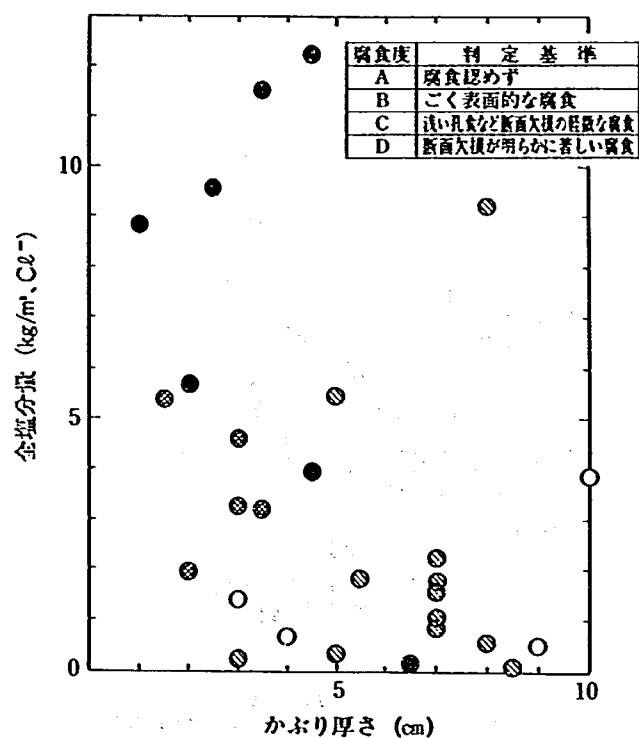


図-6 鉄筋の腐食度に及ぼす内部含有塩分量とかぶり厚さの影響

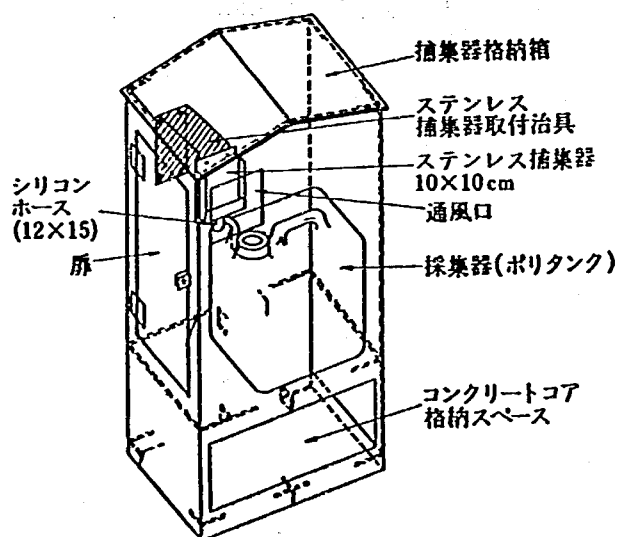
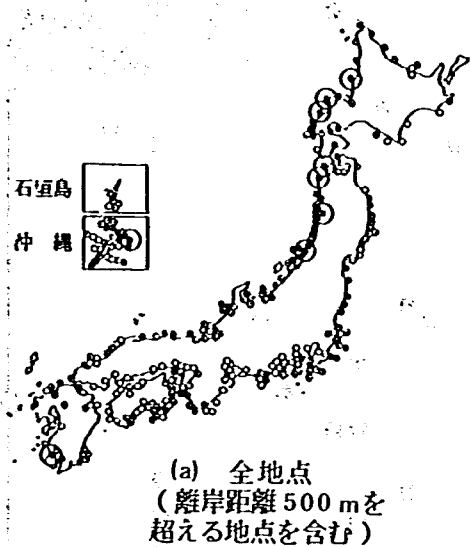
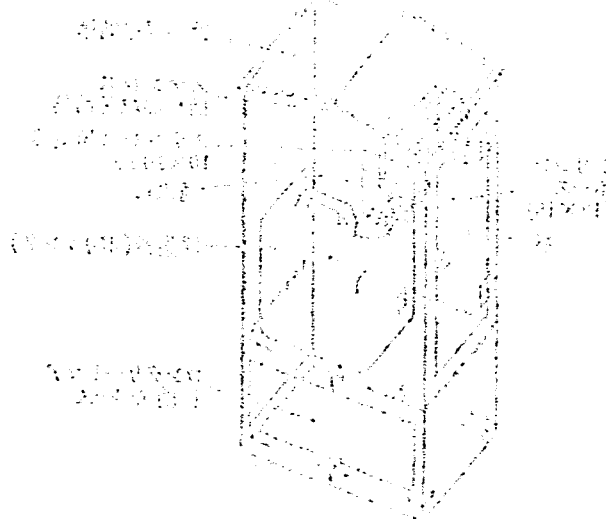


図-7 土研式塩分捕集器



- 凡 例
- : 年平均飛来塩分量 0.1($\mu\text{g}/\text{dm}^2/\text{日}$)未満
 - ⊙ : " 0.1($\mu\text{g}/\text{dm}^2/\text{日}$)以上 1.0($\mu\text{g}/\text{dm}^2/\text{日}$)未満
 - : " 1.0($\mu\text{g}/\text{dm}^2/\text{日}$)以上 10.0($\mu\text{g}/\text{dm}^2/\text{日}$)未満
 - ⊗ : " 10.0($\mu\text{g}/\text{dm}^2/\text{日}$)以上
- (調査期間中の全データの平均値、NaCl換算値、 $1\text{dm}^2 = 100\text{cm}^2$)

図-8 飛来塩分量の離岸距離別の全国分布



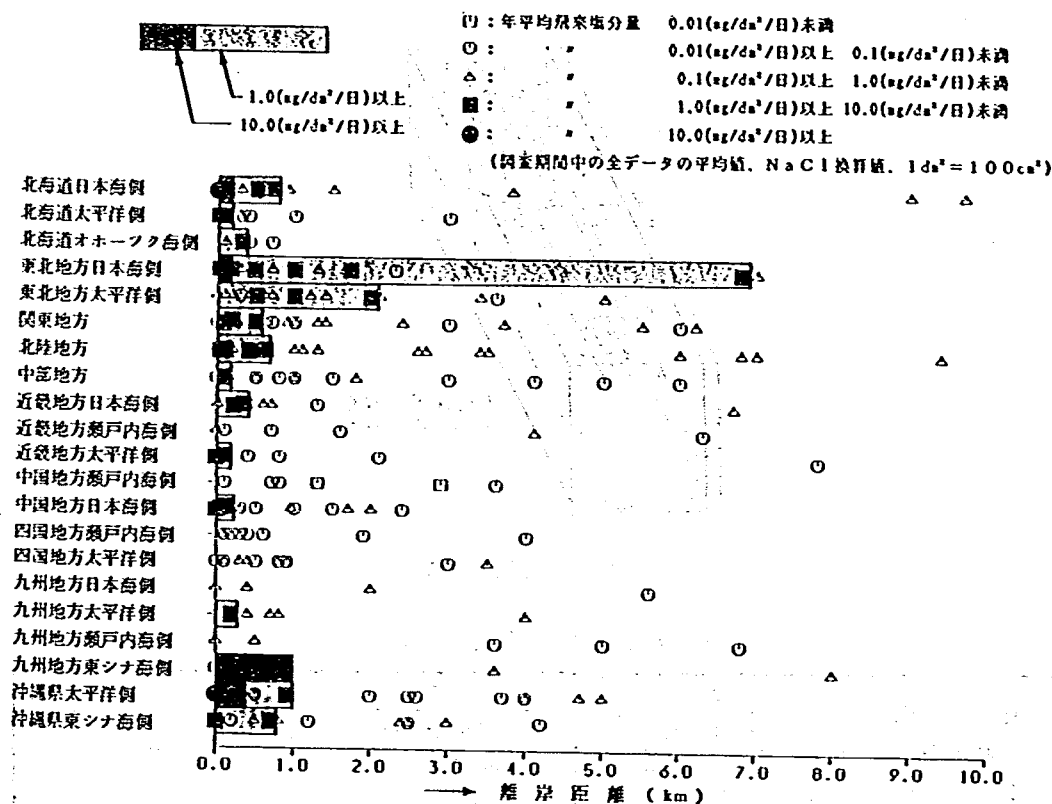


図-9 全測定地点の飛来塩分量と離岸距離

物の設計、施工管理の検討に必要な資料が得られた。

3.1.2 劣化診断技術の開発

1) かぶり厚さの非破壊測定技術の開発

かぶり厚さを適切に確保することは、塩害を防止する上で極めて重要であることから、本総プロでは、市販の電磁誘導を利用した測定器を用い、非破壊で鉄筋のかぶり厚さを精度良く測定する技術を検討した（図-10参照）。その結果、電圧測定に電算処理を取り入れること等により、たとえば、かぶり厚さが3cmの場合には平均誤差が1mm程度と非常に精度良く測定することが可能となった（表-5参照）。また、この測定技術を応用し、鉄筋位置、かぶり厚さと同時に鉄筋径を測定する技術の開発にも取り組んだ。

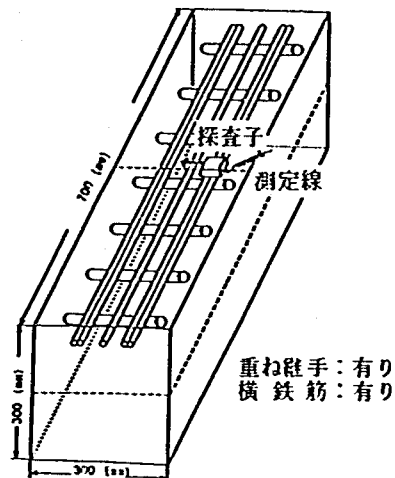


図-10 供試体形状

表-5 かぶり厚さの測定誤差の平均値

要因 および 水準				あ き				計	
				40 (mm)		55 (mm)			
				重ね継手		重ね継手			
				無 し	有 り	無 し	有 り		
か ぶ り 厚 さ	30 mm	横鉄筋	無し	0.49 (1.02)	-1.13 (0.61)	1.37 (1.05)	0.18 (1.66)	0.23 (1.09)	-0.08 (1.14)
			有り	-0.16 (0.83)	-0.64 (0.81)	0.31 (1.85)	-1.04 (1.23)	-0.38 (1.18)	
	50 mm	横鉄筋	無し	-1.86 (1.46)	-5.52 (0.72)	-2.99 (1.43)	-2.92 (1.59)	-3.32 (1.30)	-4.96 (1.12)
			有り	-6.81 (0.47)	-7.54 (0.81)	-5.14 (1.02)	-6.91 (1.43)	-6.60 (0.93)	
計				-2.09 (0.95)	-3.71 (0.74)	-1.61 (1.34)	-2.67 (1.48)	-2.52 (1.13)	
				-2.90 (0.85)		-2.14 (1.41)			

凡例 上段：誤差の平均値□，下段()内：誤差の標準偏差□

2) 鉄筋腐食度の非破壊診断技術の開発

塩害によって損傷を受けたコンクリート構造物を適切に維持、管理するためには、コンクリート構造物中の鉄筋の腐食度を的確に把握することが重要である。そのため、本総プロでは、非破壊で鉄筋の腐食状況を診断する技術として、コンクリート中の鉄筋の自然電位を測定することによって鉄筋の腐食度を把握する自然電位測定法の実用性について検討した(図-11 参照)。検討は、直流電圧計の入力抵抗、照合電極、コンクリート表面を湿らす接触液、測定間隔、電位と鉄筋の腐食度の関係、電位と腐食の間には実橋における腐食診断試験の各項目について行った。その結果、自然

電位が -200 mV 以上の場合には腐食が生じていないこと等の関係があることが確認された (図-12, 表-6 参照)。

これらの結果に基づき「自然電位測定によるコンクリート中の鋼材の腐食診断方法(案)」を提案した。

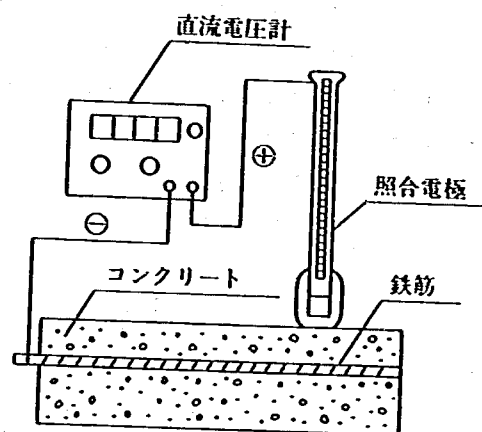


図-11 自然電位測定

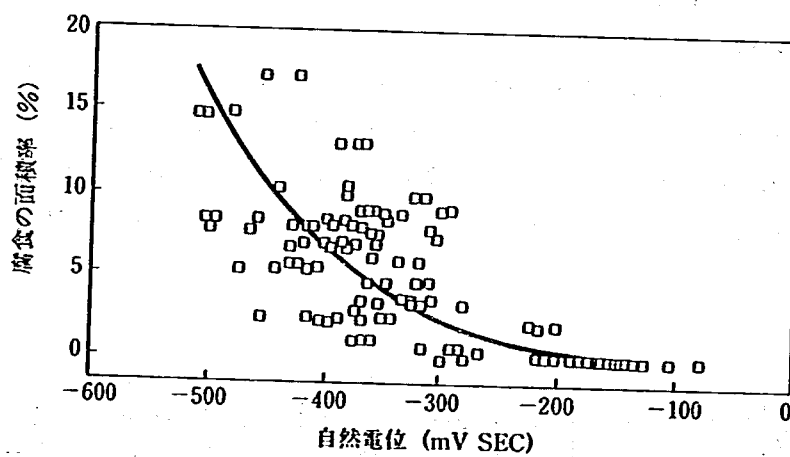


図-12 自然電位と腐食の面積率

表-6 電位と鉄筋の腐食の関係

自然電位 E (mv SCE)	腐食の判定
$-200 \leq E$	腐食が生じていない
$-300 \leq E < -200$	腐食が生じていない場合と 腐食が生じている場合がある
$E < -300$	腐食が生じている

3) 塩分量の簡易測定技術の開発

塩害を受けたコンクリート構造物の劣化診断を的確に行うためには、コンクリート中の塩化物量の測定が不可欠である。本総プロでは、コンクリート中の塩化物量を現場で簡易に測定できる方法として、10mm程度の径のドリルで資料を採取し、その中に含まれる塩化物を粉末酸および蒸留水で抽出した後、フレッシュコンクリート中の塩分量測定のために開発された計測器（(財)国土開発技術研究センターによる評価品）を用いて塩分量を測定する方法を考案し、その実用性について検討を行った。その結果、粉末酸として酒石酸を用いて全塩分量を測定した場合には、比較的精度良く塩分量の測定ができること等が確認された（表－7 参照）。

表－7 粉末酸種類ごとの塩分抽出量

酸の種類 機種	クエン酸	酒石酸	マレイン酸	リンゴ酸	スルファミン酸
機種 A (株)	156 (22.7)	94 (9.7)	150 (17.1)	140 (19.8)	90 (7.9)
機種 B (株)	117 (27.4)	106 (26.7)	129 (23.6)	101 (15.2)	144 (17.1)

*上記値は混入塩分量に対する百分率で、ドリル径（6.5～15.0mm）及び混入塩分量（0.6～10.0kg/m³（C₆₀））の値を平均したものである。なお、（ ）の数値は標準偏差を示す。

3.1.3 補修・補強技術の開発

1) 実橋施工性試験

塩害によって損傷を受けたコンクリート構造物の補修方法を確立するために、実際に塩害によって劣化損傷が生じている橋（廃橋）を用い、無機系材料を用いた断面修復工法、ならびに有機系材料および無機系材料を用いた表面被覆工法の試験施工を行い、各種補修方法の施工性を検討した。（図－13参照）また、それらの補修効果を確認するための追跡調査も行った。補修材料の品質を把

(I)	(II)	(III)	(IV)
エポキシ系樹脂セメント (プレバッドコンクリート工法)	SBR系樹脂セメント (プレバッドコンクリート工法)	ポリウレタン樹脂 (浸透コーティング工法)	SBR系 ポリマーセメント (浸透コーティング工法)
塩害	塩害	塩害	塩害
(III)	(IV)	(V)	(VI)
ポリマーセメント (モルタル工法)	ポリマーセメント (プレバッドコンクリート工法)	アクリル系 ポリマーセメント (モルタル工法)	アクリル系 ポリマーセメント (浸透コーティング工法)
塩害	塩害	塩害	塩害
(VII)	(VIII)	(IX)	(X)
無収縮セメント (プレバッドコンクリート工法)	SBR系樹脂セメント (モルタル工法)	シリコン樹脂 (浸透コーティング工法)	シリコン樹脂 (浸透コーティング工法)
塩害	塩害	塩害	塩害
(XI)	(XII)	(XIII)	(XIV)
エポキシ系樹脂 (浸透コーティング工法)	シリコン樹脂 (浸透コーティング工法)	シリコン樹脂 (浸透コーティング工法)	SBR系 ポリマーセメント (モルタル工法)
塩害	塩害	塩害	塩害

図－13 旧板貝橋の補修工法及び補修材料の施工区分

握するためには、小型供試体による室内試験および暴露試験を行い、試験施工と同様に追跡調査を行った。その結果、「塩害を受けた構造物の補修指針(案)」を作成するために必要な基礎資料を数多く得た。

3.1.4 耐久性改善技術の開発

1) 防食技術の開発

コンクリート構造物の耐久性改善技術の開発として、コンクリート中の鉄筋の電気防食の実用性について検討を行った(図-14, 図-15参照)。検討は、実橋を用いた施工性試験およびその防食効果の確認、陽極材料の各種性状試験、PC桁における施工性の確認等について行い、その結果に基づいて、「塩害防止のためのコンクリート構造物の鋼材の電気防食要領(案)」の提案を行った。

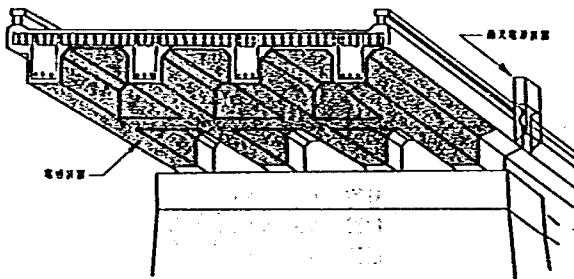


図-14 橋梁の電気防食施工例(全体図)

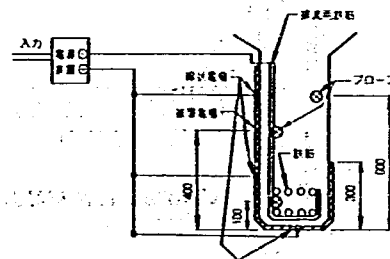


図-15 橋梁の電気防食施工例(詳細図)

3.2 アルカリ骨材反応に関する研究

3.2.1 実態調査

1) 土木構造物についての実態調査

従来、我が国にはアルカリ骨材反応を起こす骨材はないとされてきたが、昭和57年頃に阪神地区の一部のコンクリート構造物のひびわれがアルカリ骨材反応によるものであることが明らかにされた。また、その後、阪神地区以外にもアルカリ骨材反応による被害が認められたことから、本総プロでは、土木構造物におけるアルカリ骨材反応の発生状況、被害実態および反応性骨材の概略を把握することを目的として、建設省、都道府県および公団の建設省所管事業にかかわるコンクリート構造物について、各管理担当者に目視による外観調査を依頼し、約2,250の構造物について回答を得た。そのうち、アルカリ骨材反応以外の劣化と判断されたものを除く92の構造物については、現地調査を行い、さらにその中の21の構造物については、コアを採取し各種の試験を行った。その結果、アルカリ骨材反応の疑いのある構造物は79認められ、構造物の種類としては橋台、橋脚に多く認められた。また、アルカリ骨材反応の疑いがあると判定された骨材は、砂利、碎石ともに認められ、その岩型は、サヌカイト質安山岩類、安山岩類、流紋岩類、石英安山岩類、チャート類、珪質頁岩類、頁岩類であることが明らかとなった。

2) 反応性骨材調査

現在使用されている骨材のアルカリ骨材反応性と我が国における反応性骨材の分布状況を把握するため、操業中の碎石場から試料を入手するとともに、碎石場のない岩体からは試料を採取し、化学法による反応性試験等を実施した(図-16参照)。その結果、我が国の骨材の分布状況を、①反

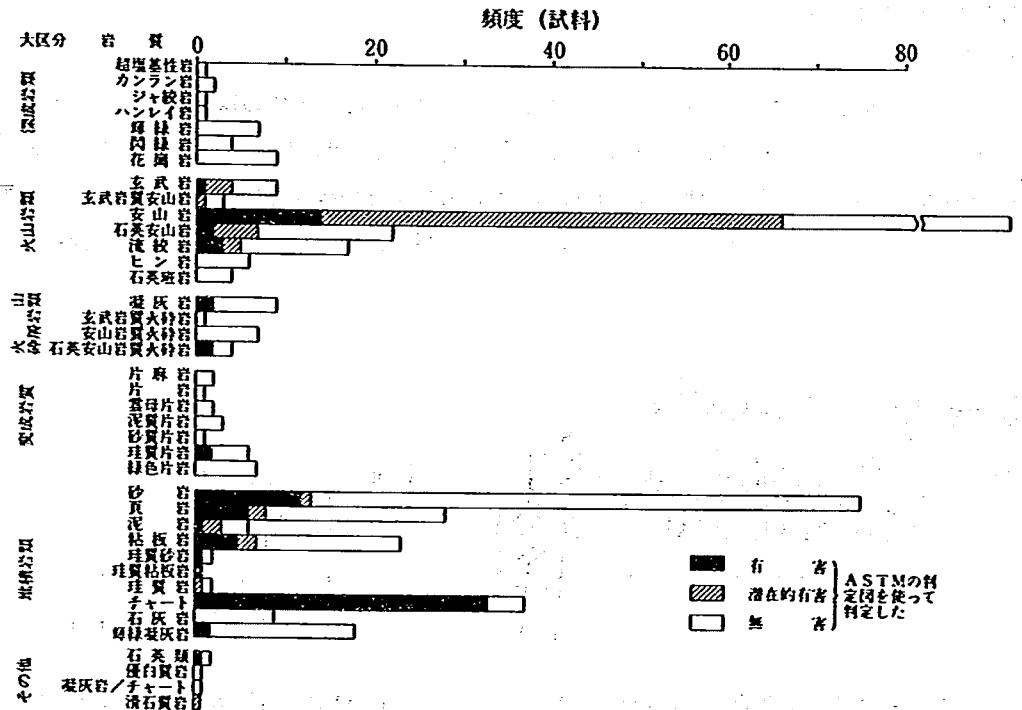


図-16 全体の化学法の結果

応性試験の対象としなかった岩体（新第三紀よりも新しい堆積岩類），②反応性のある岩石をほとんど含まない岩体（深成岩類，漸新世よりも古い火山岩類），③岩型によっては反応性のある岩石を含むおそれのある岩体（古第三紀よりも古い堆積岩類，変成岩類），④反応性のある岩石が高率で含まれるおそれのある岩体（中新世よりも新しい火山岩類）に分類し，分布図を作成した。

3.2.2 発生機構等に関する研究

アルカリ骨材反応による劣化機構および影響要因を把握するため，モルタル供試体とコンクリー

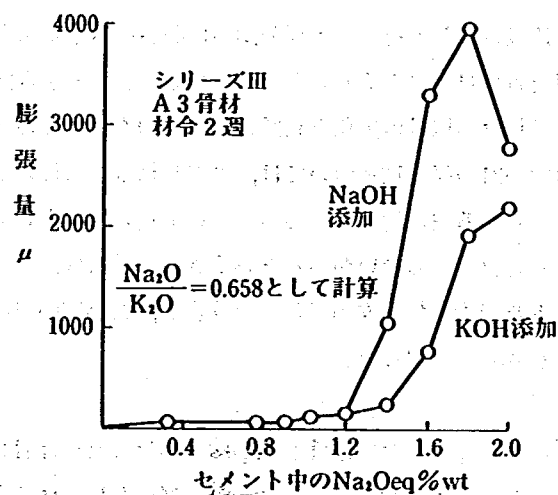


図-18 NaとK添加の影響

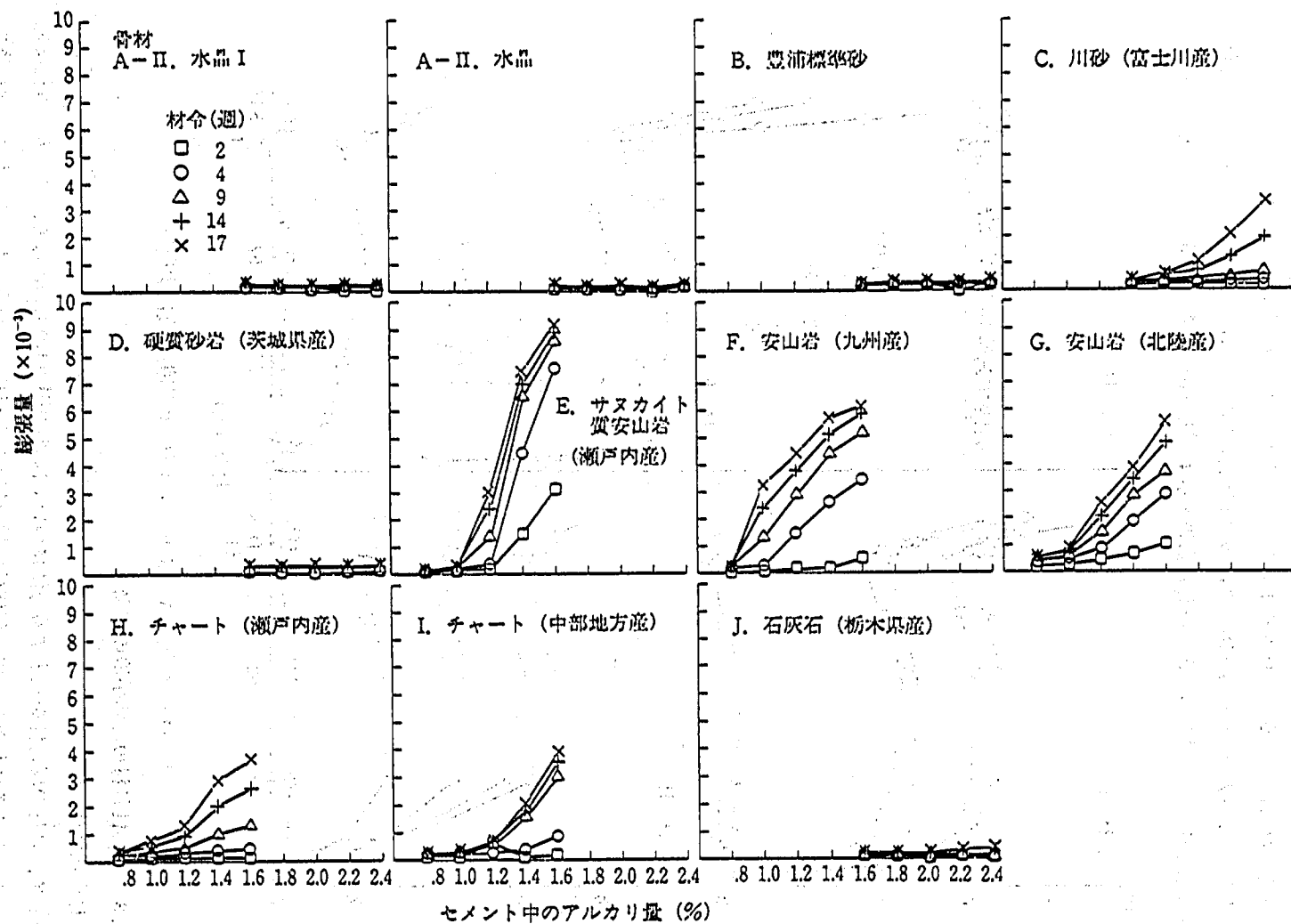


図-17 アルカリ量とモルタルバーの膨張量

ト供試体を用いた各種の実験を行い、アルカリ量のクリティカルポイント、各種イオンの影響、ベシマム、混和剤の影響、空気量の影響、乾燥の影響、外来塩分の影響等について検討した。その結果、アルカリ骨材反応による膨張はアルカリ量が一定以上になると急激に生じる（図-17参照）、アルカリ骨材反応に与えるカリウムイオンとナトリウムイオンの影響は同一ではなくナトリウムイオンの方が影響が大きい（図-18参照）、乾燥湿潤の影響は大きく1年間膨張させたものを乾燥し再度吸水させると初期の膨張と類似した膨張を示すこと（図-19参照）等が明らかとなった。

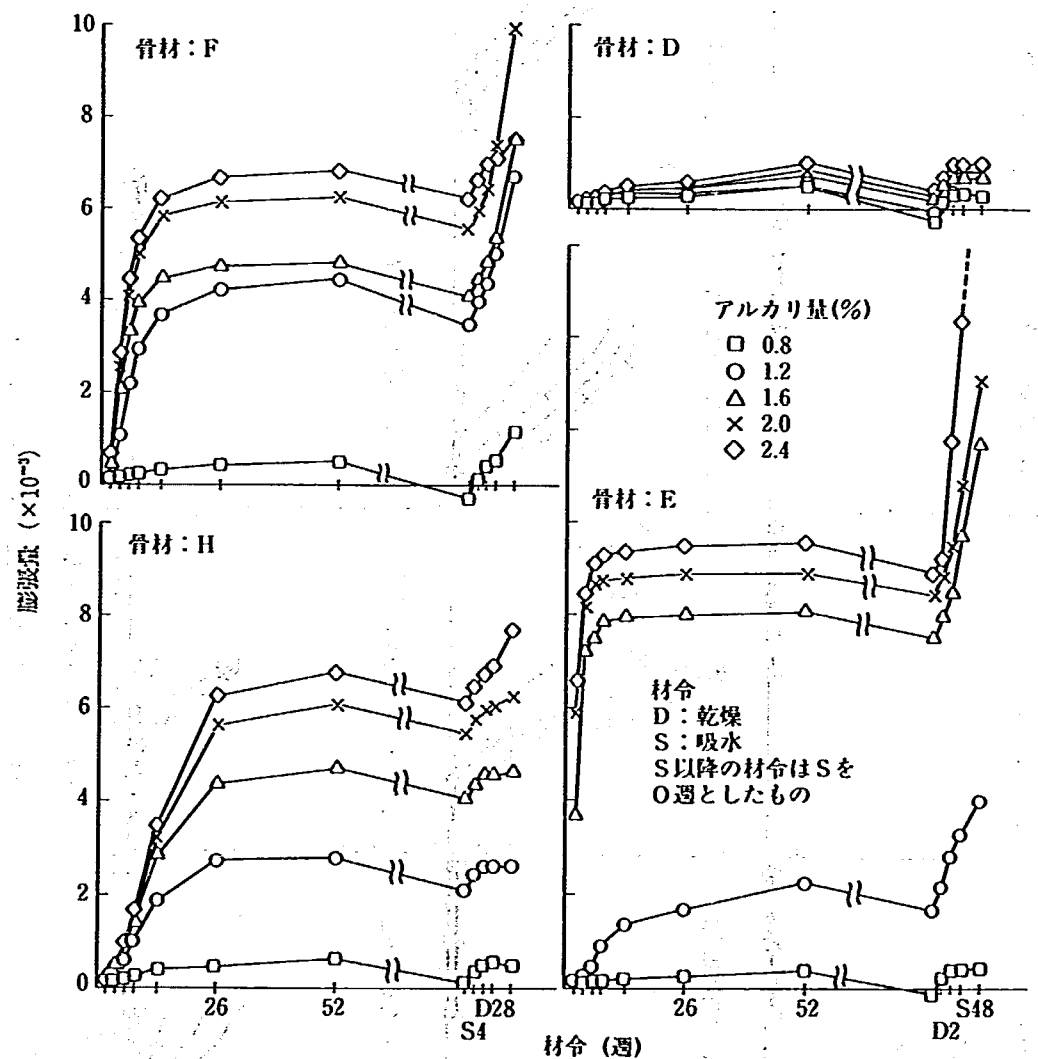


図-19 乾燥がASRモルタルバーの膨張に及ぼす影響

3.2.3 反応性骨材の確認手法の開発

1) 標準試験法

これまで、骨材の反応性を判定する方法については我が国独自のものはなく、アルカリ骨材反応の問題が顕在化するにしたがって、反応性骨材の判定法が早急に求められた。このため、建設省では昭和61年6月に、その標準試験法として米国のASTM規格に準拠した化学法とモルタルバー法

を暫定的に示したところである。しかし、この暫定案には、判定基準にASTMの判定図をそのまま用いるなど、我が国の骨材の実状にあった判定を行う上でいくつかの問題点が残された。このため、本総プロでは暫定案を示した後も二つの標準試験法について数多くの骨材を用いて試験を行い、化学法の判定図を $R_c = S_c$ にする（図-20参照）などいくつかの改正点を提案した。

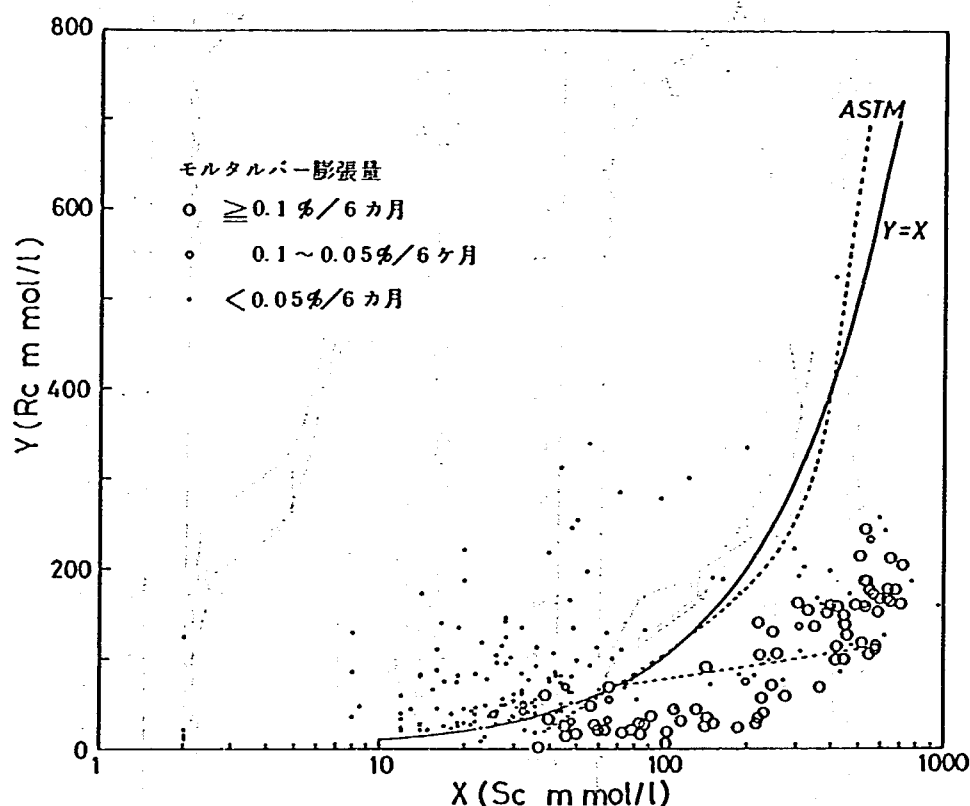


図-20 化学法とモルタルバー法の関係

2) 簡易試験法

化学法、モルタルバー法の二つの標準試験法は、精度良く骨材の反応性を判定することができる半面、試験を行うのに当たっては化学分析実験に精通した技能を要する（化学法）、あるいは判定結果が得られるまでに6カ月の長期間を要する（モルタルバー法）といったことがあり、より簡易に骨材の反応性を判定する試験法が求められた。このため、本総プロでは、簡易試験法として、①骨材を水酸化ナトリウムに漬け生成したアルカリシリカゲルの重量で反応性を判定する方法（鉍物法）、②骨材に吸着するメチレンブルーの着色の程度に

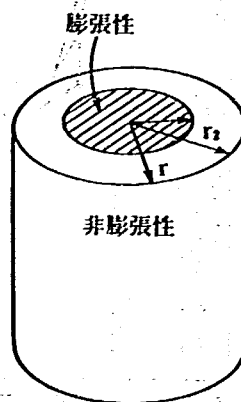


図-21 ダブルシリンダー

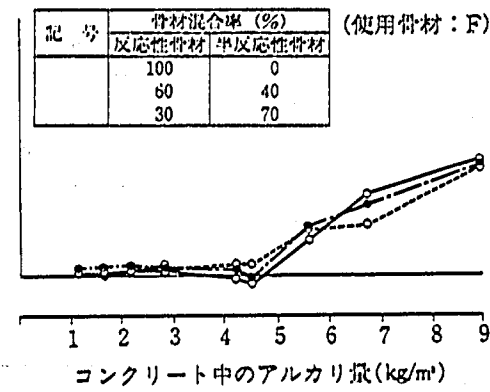
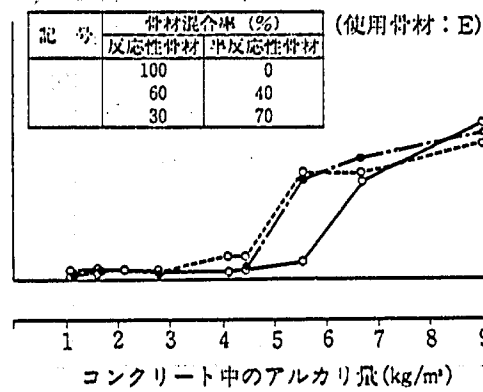
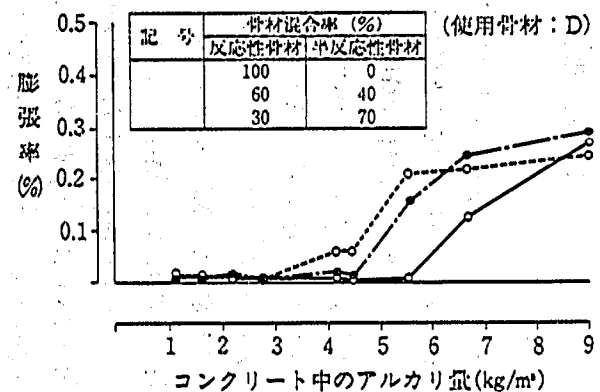
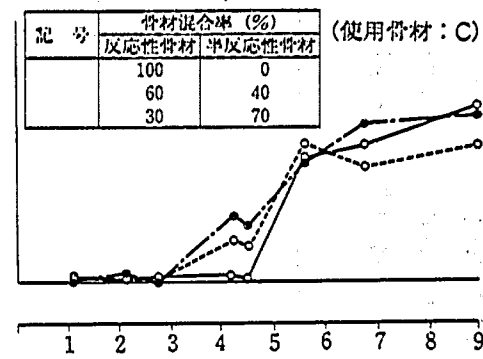
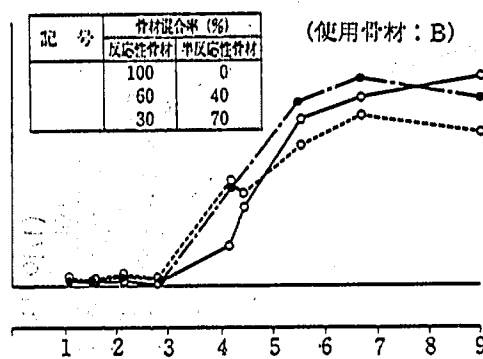
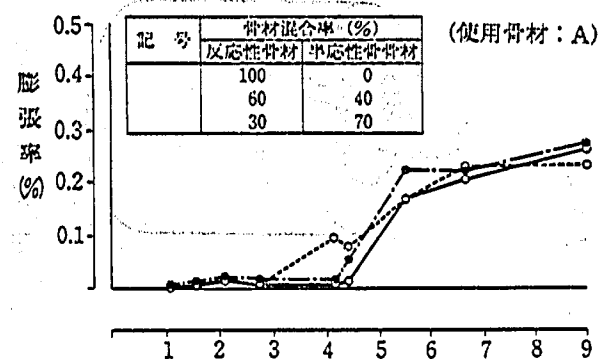


図-22 単位アルカリ量とコンクリート膨張率との関係

より反応性を判定する方法（着色法），③モルタルバーをオートクレーブを用いて促進養生する方法（オートクレーブ法），④判定しようとする骨材を用いて作製した円柱供試体の回りに反応性を有しない骨材を用いたモルタルを巻きたて，巻きたてたモルタルに発生するひびわれの有無で反応性を判定する方法（ダブルシリンドー法）（図-21参照）の四つの試験法を提案し，その実用性の検討を行った。

3.2.4 アルカリ骨材反応防止技術の開発

1) アルカリ量による抑制

実態調査の結果，反応性を有するおそれのある骨材は我が国においても広く分布していることが明らかとなったことから，本総プロでは，それらを安全に使用していくための使用基準の確立に取り組み，その一つとして，コンクリート中に含まれるアルカリ量の低減による抑制効果の検討を行った。その結果，アルカリ総量を 3 kg/m^3 以下とすれば，反応性を有する骨材を使用してもアルカリ骨材反応による被害を防止し得ることが確認された（図-22参照）。また，一般のコンクリートでは，JIS R 5210 に定める低アルカリ型普通ポルトランドセメントを使用すれば，同じく抑制効果があることが認められた。

2) 高炉スラグによる抑制

反応性を有する骨材の使用基準の確立を目的として，我が国で生産される高炉スラグを用いた場合のアルカリ骨材反応の抑制効果について検討を行った。その結果，スラグ混合率50%以上もしくはベースセメントのアルカリ量が0.8%以下でスラグ混合率40%以上のB種，またはC種の高炉セメント等を用いた場合には，反応性を有する骨材を使用してもアルカリ骨材反応による被害を防止し得ることが確認された（図-23，24，25参照）。

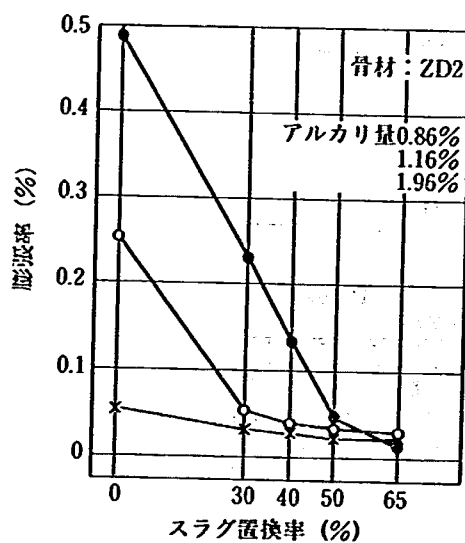


図-23 スラグ置換率と膨張率
(スラグC，材令6ヶ月)

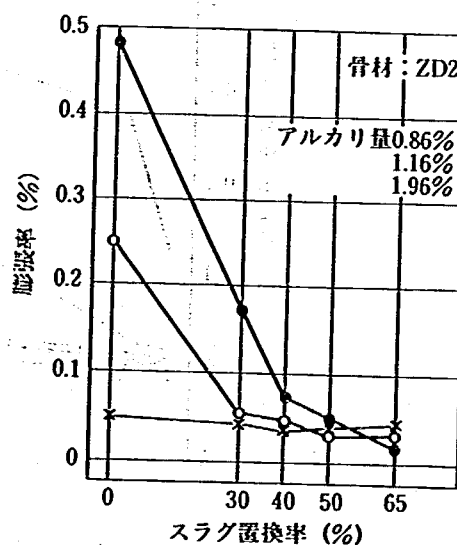


図-24 スラグ置換率と膨張率
(スラグD，材令6ヶ月)

3) フライアッシュによる抑制

反応性を有する骨材の使用基準の確立を目的として、我が国で生産されるフライアッシュを用いた場合のアルカリ骨材反応の抑制効果について検討を行った。その結果、ベースセメントのアルカリ量が0.8%以上でフライアッシュ混合率が15%以上のB種、またはC種のフライアッシュセメント等を用いた場合には、反応性を有する骨材を使用してもアルカリ骨材反応による被害を防止し得ることが確認された(図-26参照)。

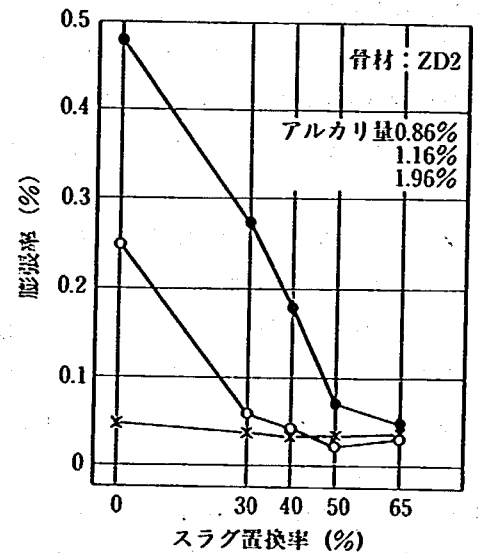


図-25 スラグ置換率と膨張率
(スラグJ, 材令6ヶ月)

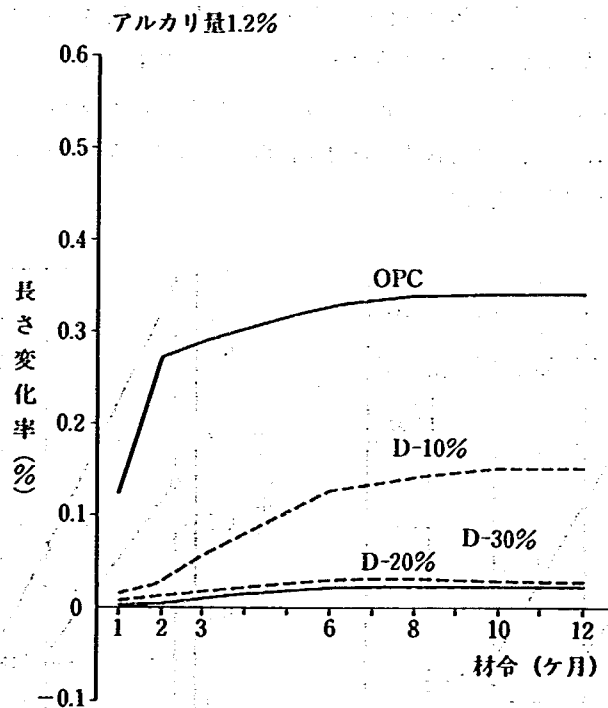


図-26 材令-長さ変化率の例 (A = 1.2%)

3.2.5 補修・補強技術の開発

1) 補修技術の開発

アルカリ骨材反応により劣化したコンクリート構造物の補修技術の開発を目的に、補修に使用する注入材料、被覆材料の各種材料試験、供試体による補修効果の確認試験、補修事例調査等を行った（表-8、表-9参照）。その結果、ASRの補修に必要な注入材料、被覆材料の材料特性値、施工性、耐久性等がそれぞれ明らかとなった。

表-8 試験材料

材料分類（系別）	種類	特長	混合比
1. エポキシ樹脂系	(1) 硬質標準型	引張強度 300 kgf/cm ² 以上 湿潤面に対しても接着効果有	主/硬化剤= 2/1
	(2) 柔軟型-1	伸び率 100%以上 接着性に優れている	主/硬化剤= 2/1
	(3) 柔軟型-2	伸び率 200%以上 接着性に優れている	主/硬化剤= 2/1
	(4) 柔軟型-3	揺変性有、伸び率50%以上 接着性に優れている	主/硬化剤= 2/1
2. ポリウレタン系	(5) ポリウレタン	伸び率 300%以上 低温下での伸び特性に優れる	主/硬化剤= 100/2
3. ポリマーセメント系	(6) アクリル	湿潤部への注入ができる セメントスラリー状	パウダー/ラテックス /水= 9/1/2.5
	(7) エポキシ	湿潤部への注入ができる セメントスラリー状	スラリーベース/パウ ダー/早強セメント= 8/5/10
4. スラグ系	(8) コロイド	湿潤部への注入ができる 灰白色スラリー状	パウダー/無収縮材/ 水= 100/2/70
5. シーラント系	(9) ポリサルファイド	弾性シーリング材 目地の繰り返し伸び追従性優	主/硬化剤= 10/1

注) 混合比は、重量比で示す。

表-9 試験項目

試験材料		エポキシ樹脂系				ポリウレタン系	ポリマーセメント系		スラグ系	シーラント系
試験項目		硬質標準型	柔軟型-1	柔軟型-2	柔軟型-3	ポリウレタン	アクリル	エポキシ	コロイド	ポリサルファイド
基本物性試験	熱膨張係数	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	粘弾性	○	○	○	○	○	-	-	-	○
	引張強さ	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	伸び率	○	○	○	○	○	-	-	-	○
	引張りせん断強さ	○	○	○	○	○	-	-	-	○
	モルタル付着強さ	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	水蒸気透過性	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	硬化収縮率	○	○	○	○	○	○	○	○	○
施工性試験	注入深さ	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	注入可能ひびわれ幅	○	○	○	○	○	○	○	○	-
	粘度	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	可使時間	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	硬化時間	○	○	○	○	○	○	○	○	○
耐久性試験	耐水性	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	耐アルカリ性	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	耐塩水	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	付着力耐久性	○	○	○	○	○	○	○	○	○
注効入果	コンクリートひびわれ抑制効果試験	○	○	○	○	○	○	○	○	○

2) アルカリ骨材反応を受けた劣化部材耐力評価

アルカリ骨材反応により劣化したコンクリート構造物の耐荷力を確認することを目的に、ASRを生じさせた鉄筋コンクリート梁を対象に静的載荷試験（表-10参照）、疲労試験を行った。その結果、今回実験を行った範囲においては、アルカリ骨材反応を受けた部材においても、健全な部材に比べ耐荷力が低減しないことが確認された。

表-10 載荷実験結果

供試体No	破 壊 荷 重 (tf)					破壊モード
	曲げ計算値 Pmu	せん断計算値		実 験 値		
		国 鉄 式	二 羽 式	上部圧壊	最大荷重	
N1	81	143	231	112	120	F
A1-1				105	113	F→S
A1-2				-	141	S
N2	81	113	202	108	121	F
A2				-	130	S
N3				-	148	S
A3	81	127	129	-	141	S
N4				不明	202*	F
A4				-	159	S
N5-1	140	115	204	-	81	F
A5-2				不明	57*	F
A5				-	113*	S
N6	140	172	162	-	271*	S
A6				-	202	S
N7				-	270	S
A7	216	200	178	-	251	S
N8				84	97	F
A8				120	134	F→S
N9	40	80	110	60	66	F
A9				84	105	F
N11				91	54	39
A11	-	98	S			
N12	124	129	F→S			
A12-3	91	66	66	116	130	F→S
A12-2				142	154	F
N13	112	88	101	-	112	F→S
A13				152	163	F→S

F: 曲げ破壊

S: せん断破壊

*: 載荷装置の不調による急速載荷または再載荷

3.3 施工に関する研究

3.3.1 コンクリート構造物の施工実態調査

コンクリート構造物の早期劣化現象の原因として、塩害、アルカリ骨材反応を取り上げ研究を行ってきたが、それらに加え、施工の良否もコンクリート構造物の耐久性に大きな影響を与えていることが実態調査等から明らかになった。このため、本総プロでは、施工面に関して、コンクリートの材料・配合の選定、打設、締固め、品質管理の実態を調査し、さらに、鉄筋コンクリートの耐久性に非常に大きく影響するかぶりについて、施工中の構造物について実測を行い、かぶりの施工誤差の実態を把握した。その結果、スーパサの使用量とかぶり不足の間には明瞭な関係があり（図-27参照）、スーパサを1㎡当たり2個程度以上使用すると精度は著しく改善されること等が確認さ

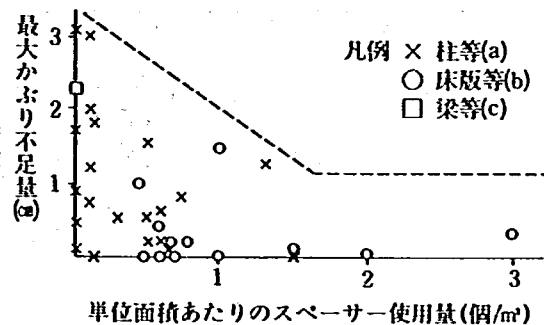


図-27 スペーサの使用量とかぶりの最大不足量

れた。

3.3.2 コンクリートの品質向上

1) 養生期間がコンクリートの品質におよぼす影響

コンクリートの耐久性に与える施工要因のうち、養生方法について、セメントの種類と養生日数、温度等との関係について検討した。その結果、高炉セメントを用いる場合には特に初期養生が大切であること等が確認された (図-28参照)。

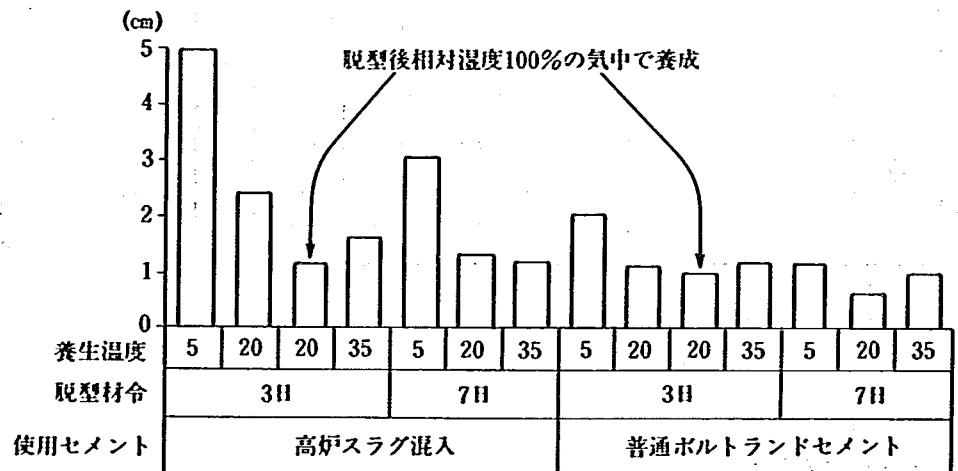


図-28 中性化深さ測定結果

3.3.3 施工機械の改善開発

1) コンクリート運搬打設の改善技術の開発

耐久性の高いコンクリートを施工するためには、単位水量を必要最小限にすることが望まれるが、低スランプコンクリートは施工上ポンプによる打設が困難であるとされてきた。本総プロでは、その問題を解決するため、低スランプコンクリートの圧送技術の開発に取り組んだ。その結果、スランプ8 cm以下のコンクリートであっても、0.3 mm以下の微粒分を調整すればポンプ圧送が可能であること等が確認された (図-29参照)。また、スランプとともに圧力伝播を測定することによって圧

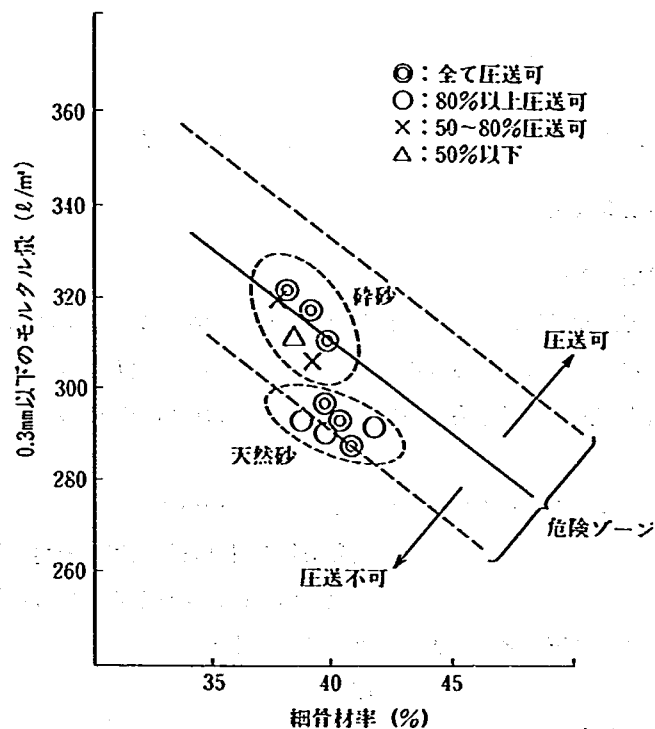


図-29 0.3mm以下のモルタル量、細骨材率と圧送性の関係

送性を簡易に判定する方法の提案を行った。

2) 高品質コンクリート製造技術の開発

施工面からコンクリートの品質を改善する研究の一つとして、コンクリートミキサの種類、練り混ぜ方法、材料投入手順などがコンクリートの品質に与える影響を調査し、高品質コンクリート製造用高性能ミキサの開発を行った (図-30参照)。開発された遊星歯車式パンミキサは、「攪拌装置」

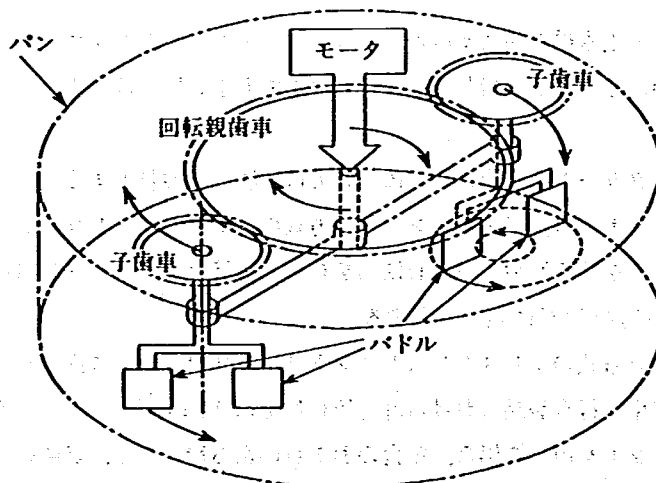


図-30 遊星歯車式パンミキサの機構

として特許を出願した。

4 研究成果

土木構造物に関して、本総プロで得られた成果は以下のとおりである。

4.1 塩害に関する研究成果

4.1.1 塩化物総量規制基準

昭和61年6月2日付で、建設省から通達された塩化物総量規制基準を以下に示す。なお、ここでは建設省が建設する土木構造物に関する大臣官房技術審議官から各地方建設局長あての規準内容および、大臣官房技術調査室長から各地方建設局企画部長あての運用規定について示す。

コンクリート中の塩化物総量規制について

昭和61年6月2日建設省技調発 第285号

大臣官房技術審議官から各地方建設局長あて通達

標記については下記により実施することとしたので通知する。

記

1. コンクリート中の塩化物総量規制基準（土木構造物）……別紙1
2. コンクリート中の塩化物総量規制基準（建築物）……別紙2
3. 実施開始時期 昭和62年4月1日

別紙1

コンクリート中の塩化物総量規制基準（土木構造物）

1. 適用範囲

建設省が建設する土木構造物に使用されるコンクリートおよびクラウトに適用する。ただし、仮設構造物のように長期の耐久性を期待しなくてもよい場合は除く。

2. 塩化物量規制値

フレッシュコンクリート中の塩化物量については、次のとおりとする。

- (1) 鉄筋コンクリート部材、ポストテンション方式のプレストレストコンクリート部材（シース内のグラウトを除く）および用心鉄筋を有する無筋コンクリート部材における許容塩化物量は、 0.60 kg/m^3 （ Cl^- 重量）とする。
- (2) プレテンション方式のプレストレストコンクリート部材、シース内のグラウトおよびオートクレーブ養生を行う製品における許容塩化物量は 0.30 kg/m^3 （ Cl^- 重量）とする。
- (3) アルミナセメントを用いる場合、電食のおそれのある場合等は、試験結果等から適宜定めるものとし、特に資料が無い場合は 0.30 kg/m^3 （ Cl^- 重量）とする。

3. 測定

塩化物量の測定は、コンクリートの打設前あるいはグラウトの注入前に行うものとする。

「コンクリート中の塩化物総量規制について」の運用について

昭和61年6月2日建設省技調発 第286号

大臣官房技術調査室長から各地方建設局企画部長あて通達

昭和61年6月2日付け建設省技調発第285号建設大臣官房技術審議官通達（以下「審議官通達」という）の運用について下記のとおり定めたので、遺憾のないよう取り扱われたい。

記

1. 土木構造物に係わる「審議官通達」の当面の運用として、昭和61年10月1日に値以降打設するコンクリートから、試行的に実施する。
2. 土木構造物に係わる「審議官通達」は、コンクリート中の塩化物総量規制（土木構造物）実施要領（別紙3）により運用する。

別紙3

コンクリート中の塩化物総量規制（土木構造物）実施要領

1. 適用範囲

主要材料としてコンクリートを用いる土木構造物としては、橋梁、トンネル、カルバート、箱装、水門、護岸などが挙げられる。また、コンクリート工場製品としては、コンクリート管、コンクリート杭、プレキャスト桁などがある。

これらの内、この規制で対象としているのは、鉄筋やRC鋼材を補強材として用いているコンクリート構造物や工場製品であり、ここではそれらに用いられるコンクリートやグラウトの塩化物量を規制するものである。

また、ここで適用外とした仮設構造物とは、一般に建設後、数年の内に撤去されるものであり、長期に亘る耐久性を要求されない構造物を指す。

2. 塩化物量規制値

広範にわたる塩化物量と構造物劣化に関する実態調査、既往の調査研究、あるいは諸外国の基準規制値などを参考に、コンクリート構造物の長期的な耐久性を確保するために必要なフレッシュコンクリート中の塩化物量の規制値を主要な場合に対して示したものである。従って、ここに示していない構造部材や製品に対する塩化物量規制値についてもここで示した値を参考に別途定めることが望ましい。

3. 測定

- 1) 塩化物量の測定はコンクリート打設あるいはグラウト注入前に行うことが必要である。従って、従来よりフレッシュコンクリートが配送されてから、打設するまでの時間が多少

長くなるので、工場の選定、運搬計画、打設計画を十分に検討する必要がある。

特に、フレッシュコンクリートの運搬時間などについては、JIS A 5308（レデミクストコンクリート）において規定されている値を越えないように注意しなければならない。

2) 測定器具および測定方法については以下による。

(1) 測定器

測定器は、その性能について(財)国土開発技術センターの評価を受けたものを用いるものとする。

(2) 容器、その他の器具

測定に用いる容器その他の器具は、コンクリート中のアルカリ等に浸されず、また測定結果に悪い影響を及ぼさない材質を有し、塩化物の付着等がないように洗浄した後、表面の水分を取り除いたものを用いなければならない。

(3) 測定方法

(a) 試料の採取

試料は、JIS A 1115（まだ固まらないコンクリートの試料採取方法）に従い必要量採取するものとする。

(b) 測定

採取した試料は、さじ等を用いて十分かくはんした後、それぞれ測定に必要な量を採り分ける。（1回の検査に必要な測定回数は、3回とし、判定はその平均値で行う。）

(c) コンクリート中の塩分物含有量の計算方法

3回の測定値の平均値と、示方配合に示された単位水量により、コンクリート中の塩化物含有量を次式を用いて計算する。

$$C_w = K \cdot W_w \cdot x / 100$$

C_w ：フレッシュコンクリート単位容積当りの塩化物含有量（kg/m³、Cl⁻重量換算）

K ：測定器に表示される換算物質の違いを補正するための係数（Cl⁻では1.00、NaClでは0.607）

W_w ：示方配合に示された単位水量（kg/m³）

x ：3回の測定値の平均値（ブリージング水のCl⁻またはNaCl換算塩化物濃度(%)）

3) 塩化物の検査に関する事項については、以下による。

(1) 検査は、原則としてコンクリート打設場所で行う。ただし、監督職員が立合う場合は工場で行うことができる。

(2) 検査は、コンクリートの打設が午前と午後にまたがる場合は、1日につき2回以上（午前、午後）、コンクリート打設前に行うものとする。ただし、打設量が少量で、半日で打設が完了するような場合には、1回でもよい。また、コンクリートの種類（材料およ

び配合等)や工場が変わる場合については、その都度、1回以上の検査を行うものとする。

なお、工場製品の場合は、品質管理データによって検査を行ってもよい。

- (3) 検査結果の判定は、検査ごとに行うものとし、それぞれの検査における3回の測定値の平均値が、2項に示している塩化物量以下であることをもって合格とする。

なお、検査の結果不合格になった場合は、その運搬車のコンクリートの受け取りを拒否するとともに、次の運搬車から毎回試験を行い、それぞれ結果が規制値を下回ることを確認した後、そのコンクリートを用いるものとする。ただし、この場合塩化物量が安定して規制値を下回ることが確認できれば、その後の試験は通常の頻度で行ってもよいものとする。

4.1.2 沿岸土木構造物の設計・

施工指針(案)

目次

まえがき

1章 総則

- 1.1 適用範囲
- 1.2 用語の定義
- 1.3 塩害対策を必要とする地域
- 1.4 対策の基本

2章 設計

- 2.1 構造物の形状
- 2.2 鋼材のかぶり
- 2.3 コンクリートのひびわれ

3章 材料

- 3.1 コンクリートの材料
- 3.2 コンクリートの配合

4章 施工

- 4.1 施工の基本
- 4.2 型わく工
- 4.3 鋼材
 - 4.3.1 鋼材の保管
 - 4.3.2 鉄筋の組立て
 - 4.3.3 スペーサー
- 4.4 コンクリートの施工
- 4.5 後施工部の処理
 - 4.5.1 継ぎなし箇所の鋼材
 - 4.5.2 後埋めコンクリート

4.1.3 塩害を受けた土木構造物

の補修指針(案)

目次

まえがき

1章 総則

- 1.1 適用範囲
- 1.2 用語の定義

2章 点検

- 2.1 一般
- 2.2 点検方法

3章 補修および劣化防止の必要性の判定

- 3.1 判定の基本
- 3.2 損傷度の判定

4章 補修および劣化防止

- 4.1 一般
- 4.2 事前調査
- 4.3 工法および材料の選定

4.3.1 工法の選定

4.3.2 材料の選定

4.4 施工

4.4.1 施工の基本

4.4.2 断面修復

4.4.3 コンクリート表面被覆

4.4.4 記録

5章 追跡点検

- 5.1 一般
- 5.2 追跡点検方法

4.2.1 コンクリートのアルカリ骨材反応抑制対策（案）

以下にアルカリ骨材反応抑制対策（案）（土木構造物）および同実施要領の修正案を示す。

アルカリ骨材反応抑制対策（案）（土木構造物）

1. 適用範囲

建設省が建設する土木構造物に使用されるコンクリートおよびコンクリート工場製品に適用する。ただし、仮設構造物のように長期の耐久性を期待しなくともよいものは除く。

2. 抑制対策

土木構造物に使用するコンクリートは、アルカリ骨材反応を抑制するため、次の4つの対策の中の何れか1つをとらなければならない。

2.1 安全と認められる骨材の使用

骨材のアルカリ・シリカ反応性試験（化学法またはモルタルバー法）の結果で無害と確認された骨材を使用する。

2.2 低アルカリ形セメントの使用

JIS R 5210 ポルトランドセメントに規定された低アルカリ形セメントに適合したセメントを使用する。

2.3 抑制効果のある混合セメント等の使用

JIS R 5211 高炉セメントに適合する高炉セメント（B種またはC種）あるいはJIS R 5213 フライアッシュセメントに適合するフライアッシュセメント（B種またはC種）、もしくは混合和材を混合したセメントでアルカリ骨材反応抑制効果の確認されたものを使用する。

2.4 コンクリート中のアルカリ総量の抑制

アルカリ量を表示されたポルトランドセメント等を使用し、コンクリート1立方メートルに含まれるアルカリ総量を Na_2O 換算で3.0 kg以下にする。

なお、海水または潮風の影響を著しく受ける海岸付近において、2.2、2.3または2.4のいずれかの対策をとる場合で、アルカリ骨材反応による損傷が構造物の安全性に重大な影響を及ぼすと考えられる場合には、塩分の浸透を防止するための塗装等の措置を講ずることが望ましい。

注）別途定めた建設省の試験法によるものとする。

ただし、上記の試験方法に代えて、JIS A 5308 レデーミクストコンクリートの付属書7「骨材のアルカリシリカ反応試験方法（化学法）」、または付属書8「骨材のアルカリシリカ反応性試験方法（モルタルバー法）」を用いてもよい。

アルカリ骨材反応抑制対策(案)(土木構造物)実施要領

1. 現場における対処の方法

a. 現場でコンクリートを製造して使用する場合

現地における骨材事情、セメントの選択の余地、等を考慮し2.1～2.4のうちのどの対策を用いるかを決めてからコンクリートを製造する。

b. レデーミクストコンクリートを購入して使用する場合

レデーミクストコンクリート生産者と協議して2.1～2.4のうちのどの対策によるものを納入するかを決めそれを指定する。

なお、一般には2.3または2.4の対策によるのが容易である。

c. コンクリート工場製品を使用する場合

プレキャスト製品を購入して使用する場合製造業者に2.1～2.4のうちのどの対策によっているのかを報告させ適しているものを使用する。

2. 検査・確認の方法

2.1 安全と認められる骨材を使用する場合

信頼できる試験機関の行ったアルカリ骨材反応性試験(化学法またはモルタルバー法)により無害であることを示す試験成績表により確認するか、あるいはまたフレッシュコンクリートから骨材を取り出して上述の試験を行い無害であることを確認する。

2.2 低アルカリ形セメントを使用する場合

低アルカリ形セメントであることを示すミルシートにより確認するかあるいはまたセメントのアルカリ量試験を行い確認する。

2.3 抑制効果のある混合セメントを使用する場合

高炉セメントB種(ベースセメントのアルカリ量0.8%以下ではスラグ混合40%以上、その他の場合は50%以上)またはC種、もしくはフライアッシュセメントB種(ベースセメントのアルカリ量0.8%以下ではフライアッシュ混合比15%以上、その他の場合は20%以上)またはC種、であることをミルシートまたは試験成績表で確認する。

2.4 コンクリート中のアルカリ総量を抑制する場合

ミルシートに示されたセメントのアルカリ量(Na_2O 換算値) $\times$ 単位セメント量(配合表に示された値) $+ 0.9 \times \text{Cl}^-$ (Cl^- は塩分測定値 kg/m^3) $+ 混和剤中のアルカリ量が3.0\text{kg}/\text{m}^3$ 以下であることを計算で確かめるものとする。

防錆剤等使用量の多い混和剤を用いる場合には、上式を用いて計算すればよい。なお、AE剤、AE減水剤等のように、使用量の少ない混和剤を用いる場合には、簡易的にセメントのアルカリ量だけを考慮して、セメントのアルカリ量 $\times$ 単位セメントの量が $2.5\text{kg}/\text{m}^3$ 以下であることを確かめればよいものとする。

3. 外部からのアルカリの影響について

2.2, 2.3, 2.4の対策を用いる場合には、コンクリートのアルカリ量をそれ以上に増やさ

ないことが望ましい。

そこで、下記のすべてに該当する構造物に限定して、塩害防止も兼ねて塗装等の塩分浸透を防ぐための措置を行うことが望ましい。

- 1) 既に塩害による被害をうけている地域で、アルカリ骨材反応を生じるおそれのある骨材を用いる場合
- 2) 2.2, 2.3, 2.4の対策を用いたとしても、外部からのアルカリの影響を受け、損傷を生じると考えられる場合
- 3) 橋桁等、被害をうけると重大な影響を受ける場合

4.2.2 アルカリシリカ反応性骨材分布図

アルカリシリカ反応性骨材分布図は、骨材のうち碎石を調査対象とし、我国における岩石の反応性を建設省暫定案の化学法の試験結果と地質図を基に区分したものである。作成方法は以下のとおりである。

(1) 骨材の収集

骨材は、現在操業中の碎石場から入手するとともに、碎石場のない地域の岩体からも岩石を採取した。現在操業中の碎石場の位置および岩型（岩石の種類）等の調査は、各地方建設局を通じてアンケートにより行った。調査対象は主にコンクリート用碎石を生産している箇所であるが、一部道路用碎石を生産している箇所も含まれている。

各種試験を実施する調査岩体（碎石場）の選定は、まず、碎石場が属している地質・岩体の区分を碎石場の位置およびアンケートに示された岩型と既存の地質図とを照合することにより行い、その結果を基に、安山岩類・流紋岩類は各岩体から、玄武岩類・砂岩類・頁岩類はほぼ各岩体から選び、その他の岩型は各地方ごとに代表的（地質図上で面積が大きいものなど）な岩体から選んだ。

碎石場が分布していない岩体の抽出は、アンケート結果と「日本地質アトラス100万分の1地質図」¹⁾を用いて行った。岩型は、反応性を有している率が高いものを選定した。その結果、474の岩体から骨材（岩石）を収集した。

(2) 収集骨材の反応性の確認

骨材の反応性の確認は、建設省暫定案の化学法に基づいて行い、化学法の結果が有害および潜在的有害となったものを「反応性がある」とし、無害となったものを「反応性がない」とした。

(3) 分布図原図の作成

日本全国が同一の地質区分で示されかつ最も縮尺の大きい地質図である「日本地質アトラス100万分の1地質図」¹⁾を用いて、分布図原図を作成した。

原図は表示が繁雑になることを避けるために、基本的には反応性がほぼ同一とみなせる岩型の大区分ごとに作成することとした。しかし、岩型によって反応性が異なっている堆積岩類については区分を細分することにした。

岩体の反応性の表示は上記化学法の結果に基づいて行った。このため、試験未実施の岩体の反応性の表示はしていない。岩体の区分は、「日本地質アトラス100万分の1地質図」¹⁾で同一区分で示

されている連続した岩体（断層で境されている場合は連続とみなさない）を同一岩体として認定を行った。すなわち、同一岩体内の岩石（骨材）の反応性は均質であるとみなした。したがって、次の点に、留意する必要がある。

① 「100 万分の 1 地質図」¹⁾ の地質区分は総括的なものであるので、同一岩体として表示されていても、地質学的・岩石学的に均質でないことが多い。

② 地質学的・岩石学的に均質な岩体であっても、アルカリシリカ反応性についても均質であるとするには不明な点が多い。

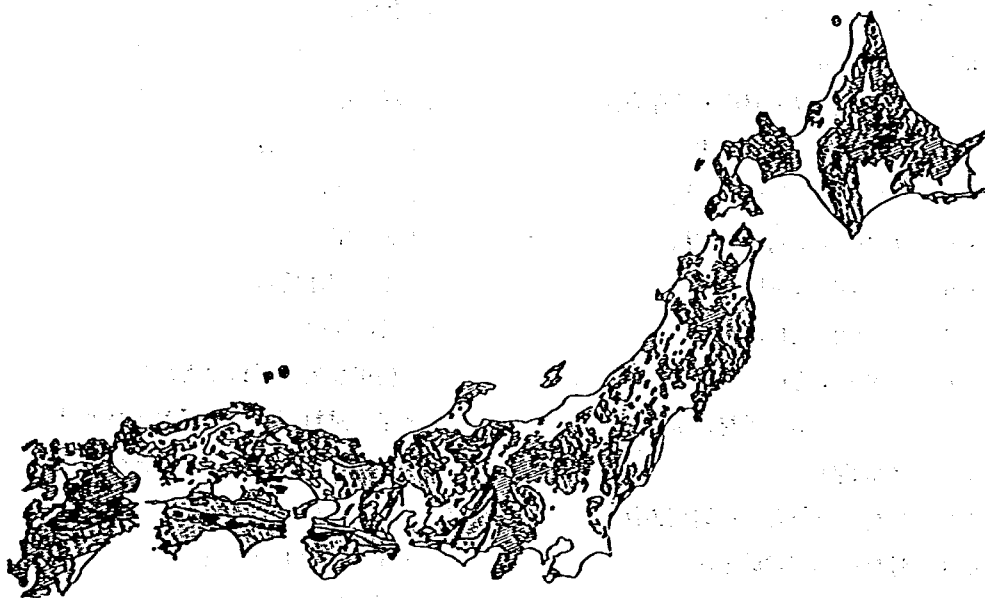
なお、実際に同一岩体で採取された骨材の反応性がある場合とない場合とがある。このような場合には岩体の反応性はあるとして分布図原図には表示した。

(4) 分布図の作成

分布図原図をもとに、試験を実施していない岩体の反応性も地質学的に類推し、以下の区分により分布図を作成した。基図には 500 万分の 1 地質図²⁾を用いた。

- 反応性試験の対象としなかった岩体（新第三紀よりも新しい堆積岩類）。
- ▤ 反応性のある岩石をほとんど含まない岩体（深成岩類、漸新世よりも古い火山岩類）。
- ▨ 岩型によっては反応性のある岩石を含むおそれのある岩体（古第三紀よりも古い堆積岩類、変成岩類）。
- ▩ 反応性のある岩石が高率で含まれるおそれのある岩体（中新世よりも新しい火山岩類）。

なお、図示していない地域は今回未調査あるいはコンクリート用砕石を生産していない地域である。



アルカリシリカ反応性骨材分布図

<参考文献>

- 1) 山田直利・寺岡昌明・泰 光男ほか編「100 万分の 1 地質図」、日本地質アトラス、PP.3-19, PP.22-25, 地質調査所, 1982
- 2) Imai, I. and Issiki, N. eds. "Geological map of Japan, 1:5,000,000 (4th ed.)", Geological Survey of Japan, 1982

4.2 アルカリ骨材反応に関する研究成果

4.2.3 コンクリート構造物における アルカリシリカ反応の実態調査法(案)

まえがき

1. 調査方法概要

1.1 適用範囲

1.2 調査法の選択

2. 現地調査法

2.1 適用範囲

2.2 構成

2.3 資料調査

2.4 環境調査

2.5 目視調査

2.6 ひびわれ計測

2.7 超音波伝播速度測定

2.8 シュミットハンマー反発度試験

2.9 はつり調査

3. 採取コアの調査方法

3.1 適用範囲

3.2 コアの採取・調整・保存方法

3.3 コアの外觀観察方法

3.4 コアの顕微鏡観察方法

3.5 コアの化学的試験方法

3.6 コアの物理試験方法

3.7 コアの膨張量測定方法

3.8 コアの反応促進試験方法

4. コンクリート中の骨材の試験方法

4.1 適用範囲

4.2 骨材の分離および観察方法

4.3 骨材の物理試験方法

4.4 骨材粉末の調整方法

4.5 骨材のアルカリ反応性試験方法

4.6 骨材の粉末X線回折試験

5. 判定方法

5.1 総 則

5.2 現地調査による判定

(主として目視による場合)

5.3 採取コアの調査およびコンクリート 中の骨材の試験による判定

5.4 総合判定

付属資料

1. 現地調査記入様式

2. コア抜き取り記録用紙

3. コアの化学的試験方法(案)

3.1 ゲル成分の分析方法(案)

3.2 コンクリート中の塩分の分析方法(案)

3.3 コンクリートの水溶性アルカリ金属 元素の分析方法(案)

4. アルカリシリカ反応判定シート

4.2.4 骨材のアルカリシリカ反応性

試験法(修正案)

(1) 化学法

目 次

1. 総 則

1.1 一 般

1.2 適用範囲

1.3 用 語

1.4 関連規格

2. 試料採取

3. 使用装置・器具および試薬

3.1 試料調整用装置および器具

3.2 アルカリシリカ反応性試験用装置お よび器具

3.3 水および試薬

4. 試料の調整

4.1 試料の縮分

4.2 粗粉砕

4.3 代表試料の調整

5. アルカリシリカ反応性試験

- 5.1 アルカリと骨材の反応操作
- 5.2 アルカリ濃度減少量の定量方法
- 5.3 溶解シリカ量の定量方法
- 6. 試験結果のまとめ
 - 6.1 試験結果の表示
 - 6.2 許容精度
- 7. 骨材のアルカリシリカ反応性の判定
- (2) モルタルバー法

目 次

- 1. 適用範囲
- 2. 試験用器具
 - 2.1 はかり
 - 2.2 型 枠
 - 2.3 長さ変化測定器具
 - 2.4 モルタル製作用器具
 - 2.5 ふるい
 - 2.6 貯蔵容器
 - 2.7 製砂機
- 3. 温度と湿度
 - 3.1 成形室および測定室
 - 3.2 貯蔵容器
- 4. 材 料
 - 4.1 骨材の準備および粒度調整
 - 4.2 セメント
 - 4.3 水酸化ナトリウム
 - 4.4 水
- 5. 供試体（モルタルバー）の作り方
 - 5.1 供試体の数
 - 5.2 モルタルの配合
 - 5.3 材料の計量
 - 5.4 練り混ぜ方法
 - 5.5 成 形
- 6. 初期養生
- 7. 脱 型
- 8. 基調のとり方
- 9. 貯蔵および測定

- 10. 測定方法
 - 10.1 長さ変化の測定
 - 10.2 外観観察
- 11. 長さ変化率の算出
- 12. 測定材料
- 13. 判 定
- 14. 精 度
- 15. 報 告
- 4.2.5 アルカリ骨材反応被害構造物の
補修・補強指針（案）

目 次

- 1. 総 則
 - 1.1 適用範囲
 - 1.2 用 語
 - 1.3 関連規格等
- 2. 補修・補強の基本
 - 2.1 一 般
 - 2.2 補修・補強の手順
- 3. 事前調査
 - 3.1 事前調査
- 4. 補修・補強の必要性の判断
 - 4.1 補修の必要性の判断
 - 4.2 補強の必要性の判断
- 5. 補 修
 - 5.1 補修設計
 - 5.1.1 一 般
 - 5.1.2 補修範囲と規模
 - 5.1.3 補修方法の選択
 - 5.1.4 補修材料
 - 5.1.5 注入材および充填材の品質規格
 - 5.1.6 被覆使用の品質規格
 - 5.2 補修施工
 - 5.2.1 一 般
 - 5.2.2 ひびわれ注入および充填
 - 5.2.3 表面処理
 - 5.2.4 被 覆

- 5.3 施工管理
 - 5.3.1 一般
 - 5.3.2 補修記録
- 6. 補強
 - 6.1 補強設計
 - 6.1.1 一般
 - 6.1.2 補強範囲と規模
 - 6.1.3 補強工法
 - 6.1.4 補強材料
 - 6.1.5 補強断面の決定
 - 6.2 補強施工
 - 6.2.1 一般
 - 6.2.2 劣化部分の除去
 - 6.2.3 表面処理
 - 6.2.4 鉄筋工, 型枠工, コンクリート打設等

4.3 施工に関する研究成果

- 4.3.1 土木工事における無筋・鉄筋コンクリートの施工マニュアル(案)

目次

第1章 総則

- 1.1 適用範囲

第2章 材料

- 2.1 セメントおよび混和材料

- 2.1.1 一般
- 2.1.2 セメント
- 2.1.3 混和材料
- 2.1.4 コンクリート用水

- 2.2 セメントコンクリート製品

- 2.2.1 一般
- 2.2.2 セメントコンクリート製品

- 2.3 骨材

- 2.3.1 コンクリート用砕石及びコンクリート用高炉スラグ粗(細)骨材
- 2.3.2 セメントコンクリート用骨材

6.3 施工管理

- 6.3.1 一般
- 6.3.2 補強記録

7. 追跡点検

- 7.1 補修・補強後の点検

付録1. 各機関が示している許容ひびわれ幅
または補修・補強判定基準

付録2. ひびわれ注入および充填工法の施工
手順例

付録3. 補強工法の例

付属資料1. 補修事例

付属資料2. 補修材料規格試験方法(案)

- 1. 注入材料規格試験方法(案)

- 2. 被覆材料規格試験方法(案)

付属資料3. 被覆仕様例

2.4 鉄筋およびPC鋼材

- 2.4.1 鉄筋
- 2.4.2 PC鋼材

第3章 無筋, 鉄筋コンクリート

- 3.1 コンクリート工

- 3.1.1 一般
- 3.1.2 材料の貯蔵
- 3.1.3 レデーミクストコンクリート
- 3.1.4 配合
- 3.1.5 材料の計量
- 3.1.6 機械練り
- 3.1.7 練り返し
- 3.1.8 手練り
- 3.1.9 運搬
- 3.1.10 シュート
- 3.1.11 打ち込み準備
- 3.1.12 コンクリート打ち込み
- 3.1.13 締固め

- 3.1.14 養 生
- 3.1.15 施工継目
- 3.1.16 アーチのコンクリート打ち
- 3.1.17 表面仕上げ
- 3.2 型わく工及び支保工
 - 3.2.1 一 般
 - 3.2.2 支保工
 - 3.2.3 型 枠
 - 3.2.4 塗 布
- 3.3 鉄筋工
 - 3.3.1 鉄筋の加工
 - 3.3.2 鉄筋の組み立て
 - 3.3.3 鉄筋の継ぎ手
 - 3.3.4 ガス圧接
- 3.4 暑中コンクリート
 - 3.4.1 一 般
 - 3.4.2 材 料
 - 3.4.3 コンクリート打ち
 - 3.4.4 養 生
- 3.5 寒中コンクリート
 - 3.5.1 一 般
 - 3.5.2 材 料
 - 3.5.3 コンクリート打ち
 - 3.5.4 養 生
 - 3.5.5 凍害のコンクリート
- 3.6 特殊コンクリート
 - 3.6.1 水中コンクリート
 - 3.6.2 海水の作用を受けるコンクリート
 - 3.6.3 超速硬コンクリート
- 第4章 耐久性向上のための特別対策
 - 4.1 総 則
 - 4.1.1 適用範囲
 - 4.2 コンクリート中の塩化物総量規制
 - 4.2.1 塩化物総量の規制値
 - 4.2.2 試 験

- 4.2.3 測定器具及び測定方法
- 4.2.4 再試験
- 4.2.5 測定記録
- 4.3 アルカリ骨材反応暫定対策
 - 4.3.1 抑制対策
 - 4.3.2 抑制対策の実施方法
 - 4.3.3 抑制対策の確認方法
 - 4.3.4 抑制対策の承諾
- (参考資料) 型枠、支保工に関するチェックリスト
 - 4.3.2 土木構造物の配筋マニュアル(案)
- 目 次
- 第1章 総 則
 - 1.1 適用範囲
- 第2章 用 語
 - 2.1 かぶり
 - 2.2 あ き
 - 2.3 スペーサ
 - 2.4 組立用鉄筋
 - 2.5 セパレータ
- 第3章 かぶり
 - 3.1 かぶりの表示
 - 3.2 かぶりの照査
 - 3.3 かぶりのとれないときの対処
 - 3.4 セパレータの使用法
- 第4章 スペーサ
 - 4.1 一 般
 - 4.2 スペーサの数
 - 4.3 スペーサの材質
- 第5章 設計時における配筋上の注意
 - 5.1 施工性の照査
 - 5.2 鉄筋位置の取り合い
 - 5.3 鉄筋の曲げ加工半径
 - 5.4 組立用鉄筋
 - (1) 表 示
 - (2) 太 さ

5.5 コンクリート工との関係

(1) 打設投入口

(2) 締め固め

(3) 施工法との整合性

第6章 施工時における配筋上の注意

6.1 組立て準備

6.2 鉄筋の加工

6.3 組立て

6.4 配筋不能箇所の処置

6.5 組立用鉄筋の取り扱い

6.6 一時的に位置を変えた鉄筋の取り扱い

6.7 溶接

第7章 配筋の留意点(実例)

耐候性鋼材の橋梁への適用

橋梁研究室長 藤 原 稔

耐候性鋼材の橋梁への適用

はじめに

鋼材は品質および価格が安定していることから、コンクリートとともに土木構造物に用いられる主要な材料である。しかし、橋梁のように材料の劣化に対して厳しい環境で長期間使用される場合には、腐食を防止するために塗装が必要であり、塗り換えが維持管理の経費を増大させる結果になっている。

これに対して塗装をしなくても腐食が進行しないような鋼材をめざして、耐候性鋼材の開発および使用方法の研究が進められ、わが国では昭和43年に耐候性鋼材のJISが制定され、その頃から橋梁に使用され始めた。しかし、初期の頃には「耐候性鋼材は海岸部などの厳しい腐食環境での使用に適している」と誤って認識され、このような場所に実際に使用されて思わしくない結果となった事例も現われ、その後の普及を妨げたことは否めない。

耐候性鋼材の橋梁への適用に関して各機関で検討が行われてきており、建設省土木研究所においても(社)鋼材倶楽部および(社)日本橋梁建設協会と共同研究を実施中であり、昭和61年にはその中間成果として「無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領」の暫定案が取りまとめられた。

本講演会を通じて耐候性鋼材の性質、橋梁への無塗装での使用方法などを理解していただければさいわいである。

1. 耐候性鋼材の性質

JIS規格によると、表-1に示すように普通鋼材には規定のないCu、Cr、Niなどの元素が耐候性鋼材に一定量含まれている。

耐候性鋼材が大気中に曝された初期の段階では、酸素と水の作用により赤さびが発生するが、乾湿を繰り返しているうちに鋼材の表面に上記の元素が濃縮された緻密なさび層が形成され、この層がそれ以降の水や酸素の浸透を防いで腐食を防止する。図-1に耐候性鋼材と普通鋼材のさびの構造の模式図を示す。

耐候性鋼材にこのような安定したさび層が形成されるには、鋼材表面が大気中において適度な乾湿の繰返しを受けること、塩分が付着しないことなどの一定の環境条件が要求される。

図-2に臨海工業地帯や海岸地帯の非常に腐食量の大きい所および内陸都市や田園地帯の非常に腐食量の小さい所での、耐候性鋼材(50キロ級)と普通鋼材(S S 41およびS M 50)の板厚減少量と暴露期間の関係を示す。この図は(社)鋼材倶楽部が国内の鋼材メーカーの実施した暴露試験結果を昭和48年に整理したものを基に作成したものである。

この図からわかるように、非常に腐食量の大きい臨海工業地帯や海岸地帯では普通鋼材のみならず耐候性鋼材も板厚減少量は増加し続ける傾向にあり、非常に腐食量の小さい内陸都市や田園地帯では普通鋼材も耐候性鋼材も一定期間を過ぎると板厚減少量は増加せず一定値以内に留まる傾向

を示す。

耐候性鋼材を裸のまま橋梁部材に使用した場合に、どのような環境条件の場合にどの程度の板厚減少を生ずるかを把握するために、後述するように現在全国41箇所において暴露試験が実施されている。

表-1 耐候性鋼材と普通鋼材の化学成分の比較

		化 学 成 分 (%)								
		C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni	そ の 他
SMA 50	3) W	0.18 以下	0.15 0.65	1.40 以下	0.035 以下	0.035 以下	0.30 0.50	0.45 0.75	0.05 0.30	各種類とも耐候性に有効な元素のMo, Nb, Ti, V, Zrなどを添加してもよい。ただし、これらの元素の総計は0.15%を超えないものとする。
	A・B・C	4) P	0.18 以下	0.55 以下	1.40 以下	0.035 以下	0.20 0.35	0.30 0.55	—	
SM 50	A	0.20 5) 以下								
	B	0.18 5) 以下	0.55 以下	1.50 以下	0.04 以下	0.04 以下	—	—	—	
	C	0.18 5) 以下								

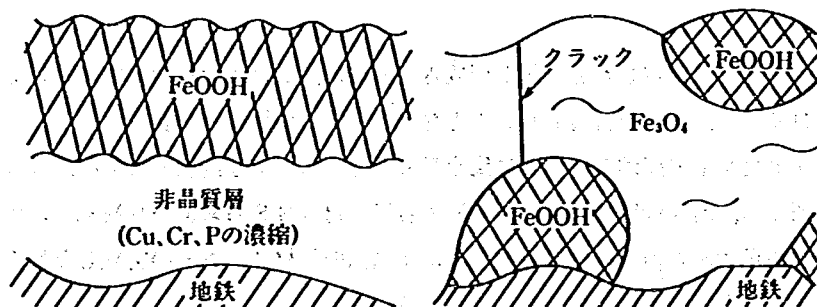
1) JIS G 3114 (1983)「溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材」による。

2) JIS G 3106 (1977)「溶接構造用圧延鋼材」による。

3) 通常裸のまま、又はさび安定化処理を施して使用される。

4) 通常塗装して使用する。

5) 板厚50mm以下の場合。



(a) 耐候性鋼材

(b) 普通鋼材

図-1 耐候性鋼材と普通鋼材のさびの構造（模式図）

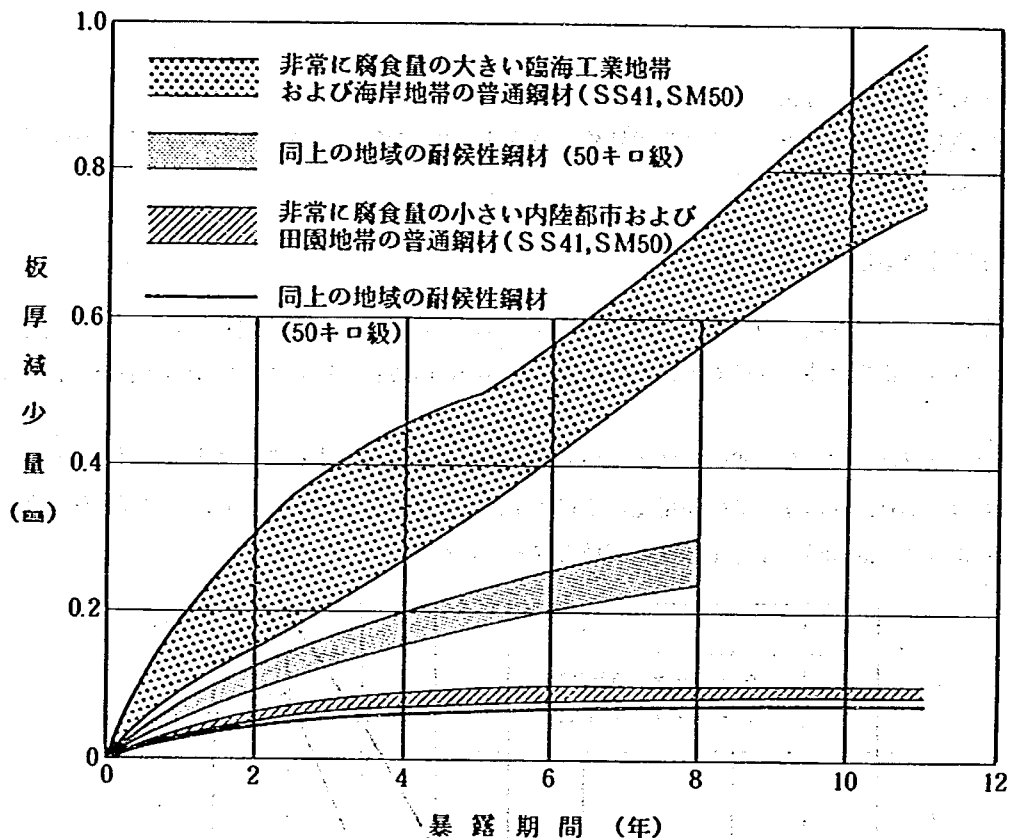


図-2 各種の環境条件における板厚減少量と暴露期間の関係

2. 耐候性鋼材の使用法

表-1に示すとおり耐候性鋼材には、通常裸のままあるいはさび安定化処理を施して使用されるW種と通常塗装を施して使用されるP種がある。以下にこれらについて述べる。

(1) 塗装使用

通常塗装を施して使用されるP種については、橋梁のような複雑な形状を有する場合には、塗装の寿命が普通鋼材と比較して延びる効果が明確でないため現在では使用されなくなっている。また、現在改訂作業中の道路橋示方書においても、P種は使用しない方向で検討されている。

(2) さび安定化処理使用

W種の耐候性鋼材の表面を多孔質の皮膜で覆い、外からの腐食物質から地鉄を保護しながら安定さび層の形成を促進する方法で、安定さび形成後皮膜は消失する。この方法は、安定さび層の形成の初期段階におけるさび汁の飛散や外観を改善するものとして、これまでに裸使用とほぼ同数の橋梁に使用されてきたが、さび汁の飛散防止以外には効果が明らかではなく、さび面と入れ替わる中期における外観が劣ること、さらに通常の塗装に比べコストが高いことなどから、今後は使用が少なくなるものと考えられる。

(3) 裸使用

W種の耐候性鋼材を黒皮つきあるいはブラスト処理を行った後、何も手を加えずに使用する方法である。初期の外観を我慢し、さび汁による周囲の汚染に配慮すれば、初期コスト、長期コストの

両面で有利であり、今後この方法が主流となるものと思われる。

今回取りまとめられた「無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領」の暫定案もW種を無塗装で使用する場合を対象としている。

3. 耐候性鋼材の使用実績

初期の頃は耐候性鋼材の橋梁への使用量は少なく、その使用方法も塗装したものや、初期さびの流出、飛散防止のためにさび安定化処理を施したものに限られ、裸のまま使用された例はごくわずかであった。

耐候性鋼材は安定さび形成の条件さえ整えば、裸のまま使用することによって経済性が期待できるものであり、裸のままの使用量は昭和50年代に入って少しずつ増加し、最近では図-3に見られるように年間60件、1万t程度の実績となっている。

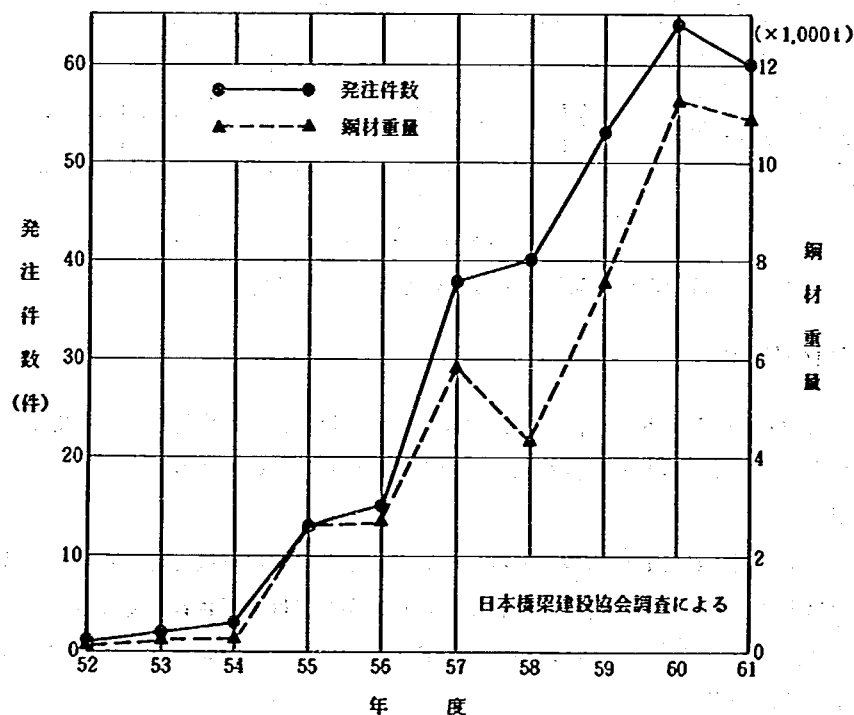


図-3 耐候性鋼材（裸使用）の橋梁への適用の推移

4. 耐候性鋼材の経済性

土木学会が支間31.5m、幅員(7.25+2.5)m、荷重TL-20の活荷重合成桁4連(総鋼重195t)に対して、塗装橋梁の上部工工事費を60万円/t、耐用年数を60年として行った経費の試算結果を表-2に示す。また(社)日本橋梁建設協会が昭和53年度の賃金、物価等の資料に基づいて行った経費の試算結果を表-3に示す。

いずれも概算であり、データも古いものではあるが、耐候性鋼材を裸使用した場合は普通鋼材を使用した場合に比べて建設費が若干少く、長期的には塗装の塗替え費用が不要となるため経済的と

なっている。

表-2 耐候性鋼材と普通鋼材の経費の試算

区分	①	②	③	④	⑤=①+④	⑥=④/⑤	⑦=②/⑤	⑧=③/⑤
塗替 周期 (年)	橋梁上部工の初期建設費 (千円/t)			塗装橋梁 の塗替費 の合計 (千円/t)	(千円/t)	(%)	裸使用 (%)	化成処理 (%)
	塗 装	裸使用	化成処理					
3	600	554	648	1,140	1,740	66	32	37
6	600	554	648	540	1,140	47	49	57
9	600	554	648	340	940	36	59	69
12	600	554	648	240	840	29	66	77

注) 土木学会鋼構造委員会鋼材規格小委員会「耐候性鋼を用いた無塗装橋梁に関する調査研究」(土木学会誌1980年4月号)より。

表-3 耐候性鋼材と普通鋼材の経費の試算

(単位: 円/t)

比 較 項 目	普通鋼材使用	特殊耐候性鋼材使用	
		裸 使 用	化 成 処 理
材 料 費	} + 51,000	+ 15,000	+ 15,000
製品プラスト費		+ 12,000	+ 12,000
塗 装 費		—	—
化成処理費		—	+ 73,000
計	+ 51,000	+ 27,000	+100,000
普通鋼材使用の場合を基準とした工事費の比較	0	- 24,000	+ 49,000
管理費等を加算した総工事費の比較	0	- 30,000	+ 61,000
(参考)			
1回の塗替え塗装費	+ 70,000	—	—

注) ㈱日本橋梁建設協会「耐候性橋梁データブック」(昭和55年4月)より。

5. 耐候性鋼材の暴露試験

耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究が建設省土木研究所, (社)鋼材倶楽部, (社)日本橋梁建設協会によって昭和56年から実施されている。その中で全国41箇所において耐候性鋼材の暴露試験が10年間の予定で継続されているが, 各個所とも橋梁部材の暴露状態に近いものとするために, 暴露試験片は既設橋の直下に設置されている。

3年間の暴露試験の結果によると, 山間部, 田園地帯, 都市部の17箇所では3年間の板厚減少量

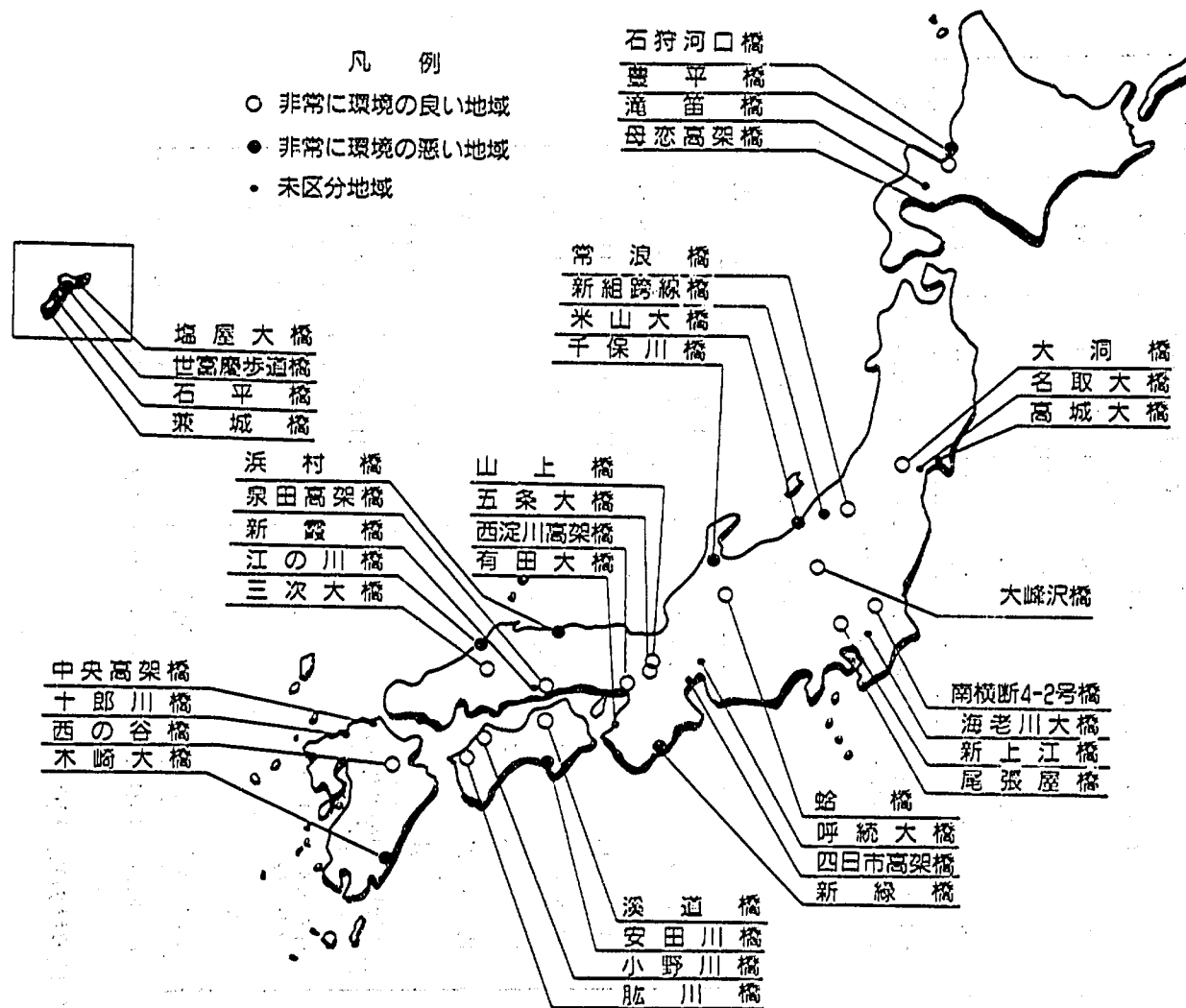


図-4 3年間の暴露試験結果に基づく地域区分

から推定した50年間の板厚減少量は0.4 mm以下であり、沖縄、日本海沿岸、外洋に面した地域の10個所では3年間の板厚減少量がすでに0.2 mmを超えているか、もしくはさびの層状はくりが生じていた。図-4に前者の地点を○で、後者の地点を●で、またどちらにも属さない地点を・で示す。

3年間の板厚減少量と飛来塩分量および亜硫酸ガス濃度の関係は図-5(a), (b)のようになる。これから、板厚減少量と飛来塩分量には相関が見られるのに対して、板厚減少量と亜硫酸ガス濃度の相関は小さいことが理解される。

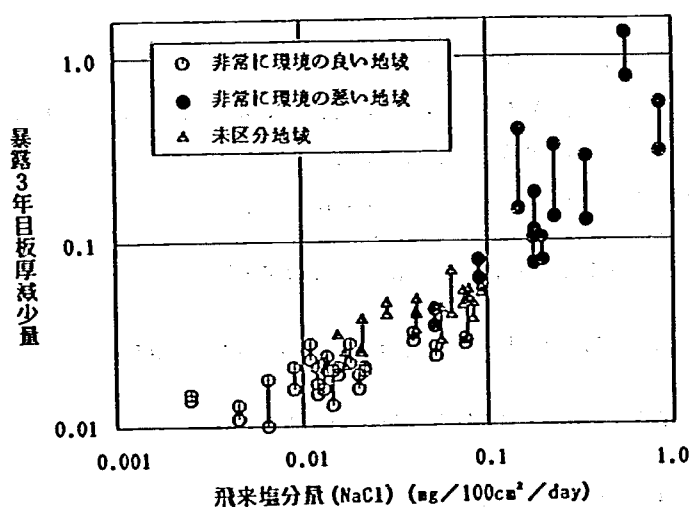


図-5(a) 暴露3年目板厚減少量と飛来塩分量の関係

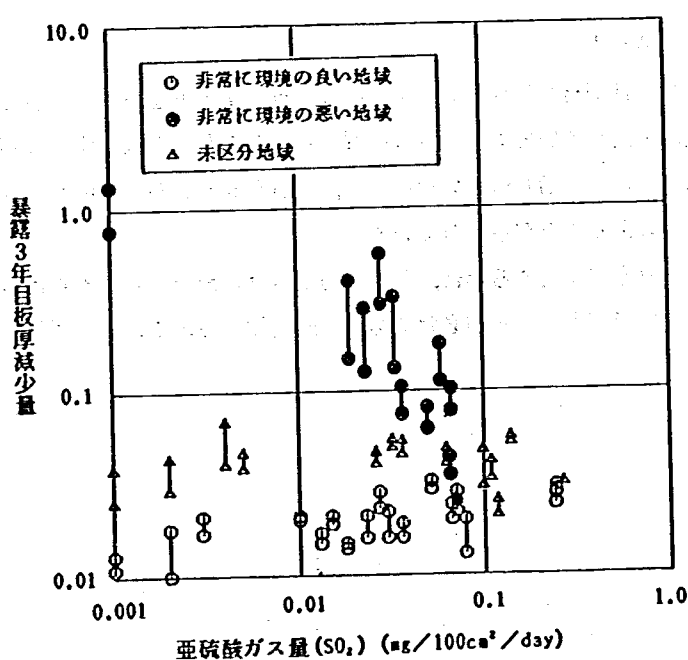


図-5(b) 暴露3年目板厚減少量と亜硫酸ガス量の関係

6. 無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領（案）

本要領(案)は、無塗装耐候性橋梁を建設する際の参考とするため3年間の暴露試験結果に基づいて昭和61年3月に作成されたものであり、適用地域や適用にあたって設計・施工上留意すべき点をまとめている。本要領(案)は、10年計画の半ばにおける中間報告書的な性格を持っており、今後の研究成果により逐次見直して改訂を加えてゆく予定である。

以下にその主要な部分について紹介する。

(1) 適用地域

同要領(案)では耐候性鋼材の無塗装使用は、海岸部からの飛来塩の影響が小さい地域に適用するのを原則とし、当面の地域区分を表-4のように与えている。これらに含まれない地域については、各種調査を行って適用性を判断することとしている。

表-4 当面の耐候性鋼材無塗装使用の適用に関する地域区分

- | |
|---|
| i) 飛来塩の影響が小さく耐候性鋼材の無塗装使用に適する地域 |
| イ) 山間部 |
| ロ) 田園地帯および都市部（ただし、沿岸部、および海からの季節風の方向に向かってひらけた平野をのぞく） |
| ii) 飛来塩の影響が大きく耐候性鋼材の無塗装使用には適さない地域 |
| イ) 沖縄全域 |
| ロ) 日本海沿岸および外洋に直接面したその他の沿岸 |

注) 「無塗装耐候性橋梁の設計施工要領(案)」(耐候性鋼材の橋梁への適用に関する研究報告書(Ⅱ)), 昭和61年3月, 建設省土木研究所, (社)鋼材倶楽部, (社)日本橋梁建設協会)による。

(2) 設計施工上の留意点

同要領(案)には耐候性鋼材を裸使用した橋梁の設計施工上の留意点が表示されている。すなわち、地域の環境が裸使用に適していても、適度な乾湿の繰返しがなければ安定さびが形成されないため、橋梁の各部は滞水を避け、風通しのよい構造とし、これが難しい箱桁内面や桁端部の伸縮装置、支承等は塗装する必要があることが示されている。

その他、耐候性鋼材を裸使用する場合、美観や初期さびの流出に対する対策および安定さびの形成や保持のための維持管理上の配慮が必要であり、同要領(案)にこの点に関しても留意点が表示されている。

特 別 講 演
「技術への新たな視点と建設
分野への先端技術の活用」

技術評論家 森 谷 正 規

_____ /

£ _____

_____ へ

も _____

下水汚泥処理と有効利用の現状と課題

下水道部長 松 井 大 悟

下水汚泥処理と有効利用の現状と課題

要 旨

わが国における下水汚泥の発生量は固形物で約120万トンであり、1人当りに換算すると約75g/人/日に相当する。現在、下水汚泥の大部分は埋立て処分されているが、大都市を中心にして処分地の確保が困難となっている。このため汚泥処理として減量化が最も重要なプロセスとされ、既に汚泥の55%が焼却されている。最近では減量化と有効利用の観点から熔融プロセスが注目されている。現在のところ、汚泥の有効利用は農業利用が主力であるが、焼却灰や熔融スラグを建設資材として利用する計画が各地で実施されている。また、汚泥処理費の増大及び汚泥処理施設立地の困難さは、汚泥処理の集約化・広域化の流れを作っている。

1. 下水汚泥の性質等

1) 下水汚泥とは

下水処理とは、下水中に浮遊したり、溶解している汚濁物質を水と分離することである。この過程において、下水から分離除去されたものを下水汚泥という。下水から完全に汚濁物質を固形物として分離することは極めて困難であり、一般に下水汚濁物質である固形物を高濃度に含む液状のものである。この汚泥は下水処理に伴って連続的に発生するものであり、下水処理プロセスから定期的に余剰の汚泥を除去する必要がある。この汚泥は、大半が水分で、容積が大きく、有機物の含有量も高いので、そのまま放置すると腐敗し不衛生な状態となる。このためこれらの汚泥は安全に処理を行ない処分される必要がある。

2) 下水汚泥の種類

一般に、下水汚泥は沈降により下水中の浮遊物を除去する最初沈殿池から発生する「生汚泥」と下水中に溶解している有機物等をエアレーションタンク等の生物反応リアクターにより除去する過程で不要な微生物として発生する「余剰汚泥」がある。

3) 下水汚泥の性状

下水汚泥は下水の特性や処理方法、処理の各プロセスによってその性状が異なる。一般に、生汚泥は細砂、夾雑物のほか有機物を多量に含み、放置すると腐敗が進み、悪臭を放つ。標準活性汚泥法における余剰汚泥は好気性微生物を含むゼラチン状フロックで、色は茶褐色、粒子は生汚泥より微細で比重は小さい。沈降分離性はよく、良好な活性汚泥は特長のある匂いをもつ。汚泥の一般的な含水率は、生汚泥で96%～98、余剰汚泥で99%～99.5%である。このため汚泥の量は同じでも中に含まれる固形物量は異なることになる。汚泥の量を容積で表現する場合は m^3 で表し、この場合は

含水率を必ず明記することになる。汚泥を含水率にかかわらず、固形物量で表す場合はトンを用いる。汚泥の発生容量は、流入下水量に対し、標準活性汚泥法の場合約1%である。わが国の年間の下水処理量は約75億トンといわれているから年間約7500万 m^3 の汚泥が発生していることになる。

4) 下水汚泥処理の技術

一般に下水汚泥処理は、汚泥中に含まれる水分を除去し処理の対象となる汚泥の量を少なくする減量化と汚泥中の有機物を無機物にかえる安定化を目的とする技術で構成される。さらに、最近では汚泥の有効利用を目的として種々の技術が利用されている。このための方法として、スクリーン、濃縮、消化、脱水、発酵、乾燥、焼却、熔融の技術が利用されている。一般に、汚泥の処理法は、その汚泥の最終処分形態により異なる。その処分形態が液状汚泥-脱水汚泥-乾燥汚泥-焼却灰と汚泥の含水率が少なくなる程、汚泥処理システムは複雑になり処理コストは上昇していく。表-1に、汚泥処理システムの現状を示す。わが国で最も多く採用されているシステムは、濃縮-脱水-焼却で、発生する汚泥固形物の40%がこのプロセスを経ている。次に多いプロセスは、濃縮-嫌気性消化-脱水で、対象となる固形物は23%である。全発生汚泥量の54%は焼却プロセス、98%は脱水プロセス、38%は嫌気性消化プロセスを経由している。

5) 下水汚泥の処分

下水から分離された清浄な水はそのまま河川等の水域に放流できる。しかし、汚泥は処理された後も固形分を含んだ物となっているため、そのまま放置するとその場所に蓄積していくことになる。このため汚泥は、下水処理場で処理された後も、なんらかの方法で処理場から搬出しないといけない。この搬出された汚泥は、地球上のどこかへ持っていく必要がある。これを汚泥の処分という。処分される場所を処分地という。この処分地の状況に応じ、汚泥の処理の方法が異なることになる。処分地が農場であれば、脱水汚泥やコンポスト汚泥の形状で、埋立地であれば脱水汚泥や焼却灰の形状で処分されることが多い。また汚泥を建設資材として利用する場合は、焼却灰や熔融スラグに再加工される場合が多い。

わが国の年間の汚泥の処分容量は約230万 m^3 であり、そのなかで47%が陸上埋立て、25%が海面埋立て、16%が有効利用、12%が海洋還元等となっている。これより大半が埋立て処分であり有効利用はすくない。汚泥処分の形態を海外の諸国と比較したものが表-2であり、乾燥固形物で示した汚泥量で処分形態を示している。この表の中で、わが国汚泥の焼却割合が飛び抜けて高いことと、緑農地利用の割合の低いことが指摘出来る。図-1は固形物量でみたときの汚泥処分方法の経年変化である。年間約110万トンの汚泥が処分されており、近年処分地の確保が困難に成ってきたことに伴い焼却灰の比率が増加してきている。

2. 下水汚泥の質

1) 液状汚泥の質

表-1 汚泥処理システムの現状

(昭和59年度下水道統計より)

汚泥の最終 処分形態	汚泥処理システム*1	処理固形物量	
		量 1000 t/年	割合 (%)
液状汚泥	引き抜きのまま	0.6	0.05
	濃縮	0.6	0.05
	濃縮-嫌気性消化	12.5	1.11
	濃縮-好気性消化*2	0	0
	小計	13.8	1.21
脱水汚泥	濃縮-脱水	159.5	13.96
	濃縮-嫌気性消化-脱水	268.2	23.47
	濃縮-好気性消化-脱水	2.5	0.22
	濃縮-湿式酸化-脱水	5.5	0.48
	濃縮-熱処理-脱水	17.4	1.52
	小計	453.1	39.65
乾燥汚泥	濃縮-乾燥	0.2	0.01
	濃縮-嫌気性消化-乾燥	0.3	0.03
	濃縮-好気性消化-乾燥	0	0
	濃縮-脱水-乾燥	10.4	0.91
	濃縮-嫌気性消化-脱水-乾燥	15.6	1.37
	小計	26.5	2.32
コンポスト汚泥	濃縮-脱水-コンポスト	10.1	0.88
	濃縮-嫌気性消化-脱水-コンポスト	9.7	0.84
	小計	19.8	1.72
焼却灰	濃縮-脱水-焼却	445.3	39.98
	濃縮-嫌気性消化-脱水-焼却	133.1	11.65
	濃縮-好気性消化-脱水-焼却	4.1	0.36
	濃縮-好気性消化-脱水-焼却	36.7	3.21
	小計	619.3	54.20
計		1,132.5	99.10

液状汚泥は、エアレーションタンクから最終沈殿池を経てそのまま引き抜かれたもの(含水率99%)、濃縮されただけのもの(含水率96%~98%)、濃縮-嫌気性消化による消化汚泥(含水率94%~96%)である。近年、汚泥中の有機物の含有率の上昇にともない、この濃縮汚泥中の含水率が下がらなくなってきており、対策が必要となっている。液状汚泥は外国ではそのまま農地に灌漑処分されることが多いが、わが国では海洋還元される例が多い。表-3に標準活性汚泥法における汚泥の性状を示す。

表-2 下水量和汚泥処分量

国名	1984年 日当たり下水量 (百万m ³)	1984年 汚泥処分量 (千乾t)	農業利用 森林、公園 を含む(%)	埋立 (%)	焼却 (%)	海洋投棄 (%)	その他 (%)
ベルギー	—	29	27	51	22	0	0
デンマーク	3	150	45	45	10	0	0
フランス	7	850	27	53	20	0	0
ドイツ	20	2,180	32	59	9	0	0
ギリシャ	—	15	3	97	0	0	0
アイルランド	0.5	24	29	24	0	46	1
イタリア	6	800	34	55	11	0	0
ルクセンブルク	0.2	15	81	18	0	0	1
オランダ	4	202	63	27	3	6	1
ポルトガル	—	—	—	—	—	—	—
スペイン	3	281	62	10	0	28	0
イギリス	14	1,018	45	21	3	30	1
日本	15	1,133	8.4	35.2	54.6	1.6	0.2

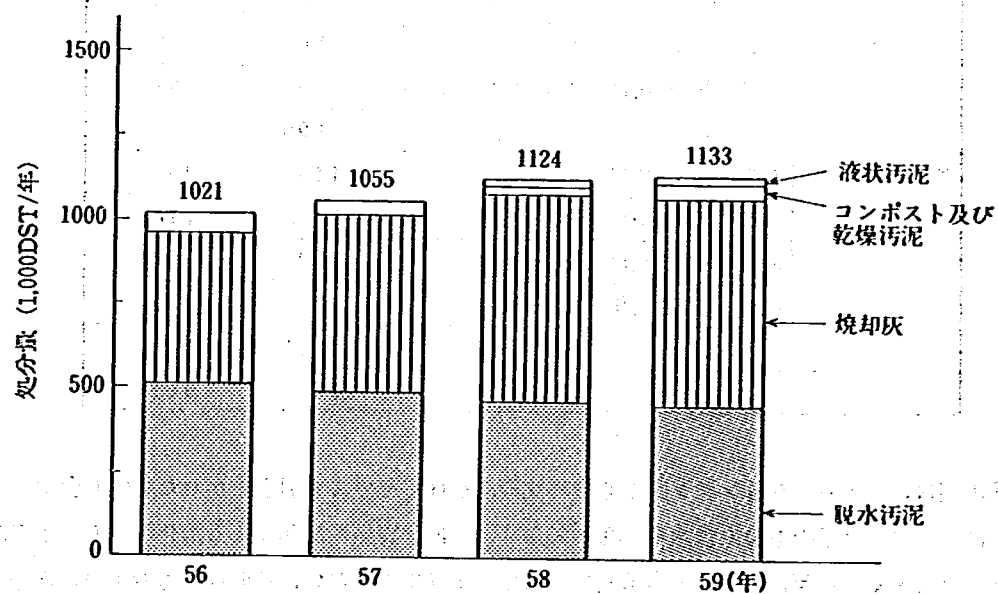


図-1 処分時の汚泥形態 (固形物量)

表-3 標準活性汚泥法における
汚泥の性状

	標 準 法
PH	6.6
TS%	1.6
VS%	1.0
有機物含有率 %	62.5
T-C 乾泥%	33.6
炭水化物 "	7.9
蛋白質 "	31.7
脂 質 "	7.8
溶解性炭水化物 mg/l	19.0
溶解性蛋白質 "	69.6
溶解性脂質 "	21.5
TOC "	452.5
NH ₄ -N "	5.4
PO ₄ -P "	17.5
T-P "	435.3
備 考	M, N, O, P 処理場の余剰汚泥 エアレーション 時間=3.9~9.2 hr

2) 脱水汚泥の質

脱水汚泥は、濃縮-脱水、濃縮-嫌気性消化-脱水の過程を経たもので、その含水率は脱水機の性能により40%~80%と範囲が広がっている。脱水機は真空濾過機が最も多いが、最近の発注状況を見るとベルトプレスの採用が増加している。このことは、塩化第2鉄・生石灰など無機系の薬品を用いる真空濾過機、加圧濾過機に比べ、高分子凝集剤を用いる遠心脱水機・ベルトプレス機が増加していることが指摘される。これは一般に高分子凝集剤の使用は、設備費・電力消費量が少ないこと、薬品添加による汚泥量の増加が少ないこと、脱水汚泥固形分当たりの発熱量がたかいことの利点があるためと思われる。しかし、後述する焼却灰の建設資材への有効利用を考えると、高分子系の焼却灰より、無機系の方が利用用途は広い。これは焼却灰に含まれる生石灰の自硬性によるものである。このように最終処分法によっては、無機系の薬品による脱水のほうがよい場合もあるので、脱水機のための最適化ではなく、全体の汚泥処分システムのなかで最適化を図る必要がある。

3) コンポスト汚泥の質

コンポストは脱水汚泥を好気性発酵させて安定化したもので、緑農地利用されている。

表-4. 汚泥の主要な成分

試 料			項 目	全窒素 (乾物%)	リン酸 (乾物%)	カリウム (乾物%)	C/N比	備 考
脱水汚泥	凝集剤	消石灰	10.1	2.7	1.1	0.91	7.9	Ca 21.3% 注①
		+	12.2	3.14	2.43	0.04	7.2	CaO 28.11% 注③
		塩化第二鉄	12.5	2.16	1.03	0.18	—	CaO 27.53% 注④
汚泥	凝集剤	有機高分子	6.1	5.39	4.24	0.45	7.7	注②
堆肥化汚泥	凝集剤	消石灰	7.8	2.28	3.18	0.04	6.5	CaO 24.61% 注③
		+	7.8	2.30	3.68	0.11	9.0	Ca 21.3% 注③
		塩化第二鉄	8.0	1.63	2.52	0.25	9.2	Ca 22.4% 注③
	(凝集剤)有機高分子		6.2	1.24	1.75	0.51	1.96	注③
	+もみがら		6.6	1.90	1.86	0.57	1.61	
	(凝集剤)有機高分子		6.8	3.30	2.36	0.20	1.06	注②
	+樹皮		6.6	3.57	1.7	0.60	9.3	注③

注① 1983, 下水汚泥資源利用協議会, 再生と利用 №21 P.44 (取手市内の住宅団地下水処理場の脱水ケーキ)

注② 1980 " , 下水汚泥コンポストの指標 P.143 (日立市池の川処理場)

注③ 1983 " , 下水汚泥コンポスト入門

注④ 1984 " , 再生と利用 №26 P.102

表-4に現在緑農地利用している各種汚泥の成分分析の結果を示す。汚泥を緑農地利用することの目的は、土壌の団粒化促進・保水性の改善・酸度矯正及び汚泥中の窒素・磷の肥料効果による土壌の改善である。土壌の酸度矯正にもっとも効果のあるものは石灰系脱水汚泥である。

4) 焼却灰の質

汚泥を焼却炉において、700℃～900℃で燃焼し有機物を除去し無機物のみとする方法である。焼却灰の成分測定例を表-5に示す。成分は主として、CaO, SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃, であるが、焼却の対象とする脱水汚泥に用いられた凝集剤によって成分がことなる。凝集剤として石灰を用いたものを石灰系焼却灰と呼び石灰の含有率がいちばん高い。高分子系をもちいたものを高分子系焼却灰と呼び珪酸の含有率が一番高い。

5) 人工軽量骨材

高分子系焼却灰の造粒物を1,100℃～1,150℃の高温にさらすと、その表面は半熔融となり、内部では気泡が発生して造粒物全体が膨張する。これを空气中で冷却すると人工軽量骨材となる。物性的には概ね従来のJISA5002(構造用軽量コンクリート骨材)に適合し、通常のものと同じに使用出来る。

表-5 下水汚泥焼却灰成分測定例

		(単位 %)			
		CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃
石 灰 系	平 均 値	33	22	9	13
	変 動	15	9	5	7
		51	33	17	19
高 分 子 系	平 均 値	5	44	16	13
	変 動	1	38	12	7
		8	50	19	20

6) 熔融スラグの質

汚泥を加熱し、温度を上げていくと、水分が蒸発し可燃分が熱分解し燃え、最後に無機分が溶けて融液となる。この液を冷却し固形化したものが熔融スラグである。

汚泥中の無機分はSi, Fe, Al, Ca, Mg, K, Naなどの金属類の化合物で構成されている。熔融温度はこれらの金属の組成の相違によって1,300℃～1,500℃の範囲で変動する。汚泥をスラグ化することにより、焼却灰以上に減容化・安定化が実現し、かつスラグを骨材として建設資材に利用することが出来るようになった。

その冷却方法や結晶化工程の有無によって、その形状や強度が異なるものが製造される。

・水砕スラグ 熔融炉から排出される熔融液に水を噴射したり、水中に落下させたりして急速に冷却し製造するものである。急速冷却されるので細粒状かつ非結晶質なものとなり細骨材として利用される。

・空冷スラグ 熔融液を空气中に放置することによって冷却製造するもので、徐々に冷却されるため塊状になる。しかし結晶化に必要な冷却速度より早いいため結晶化の度合いの低いスラグである。この塊状のスラグは粒度調整を行ない粗骨材として利用される。

・結晶スラグ スラグの表面性状や強度の改善を図るため結晶化を進めたもの。結晶化の方法としては、結晶化に必要な温度に一定時間保持する方法（例えば、1,100℃～1,150℃、30分間）と冷却速度を制御する方法がある。

3 下水汚泥の有効利用の現状

現在わが国で実施されている汚泥の有効利用は、緑農地利用と建設資材利用の2つである。

1) 緑農地利用

汚泥には窒素・リンなどの肥料効果のある成分が含まれていることは、昔から知られており、欧米でもわが国でも緑農地にもちいられてきた。

わが国の下水処理場で発生する汚泥のうち、容量換算で15%、固形物換算で8%が緑農地利用さ

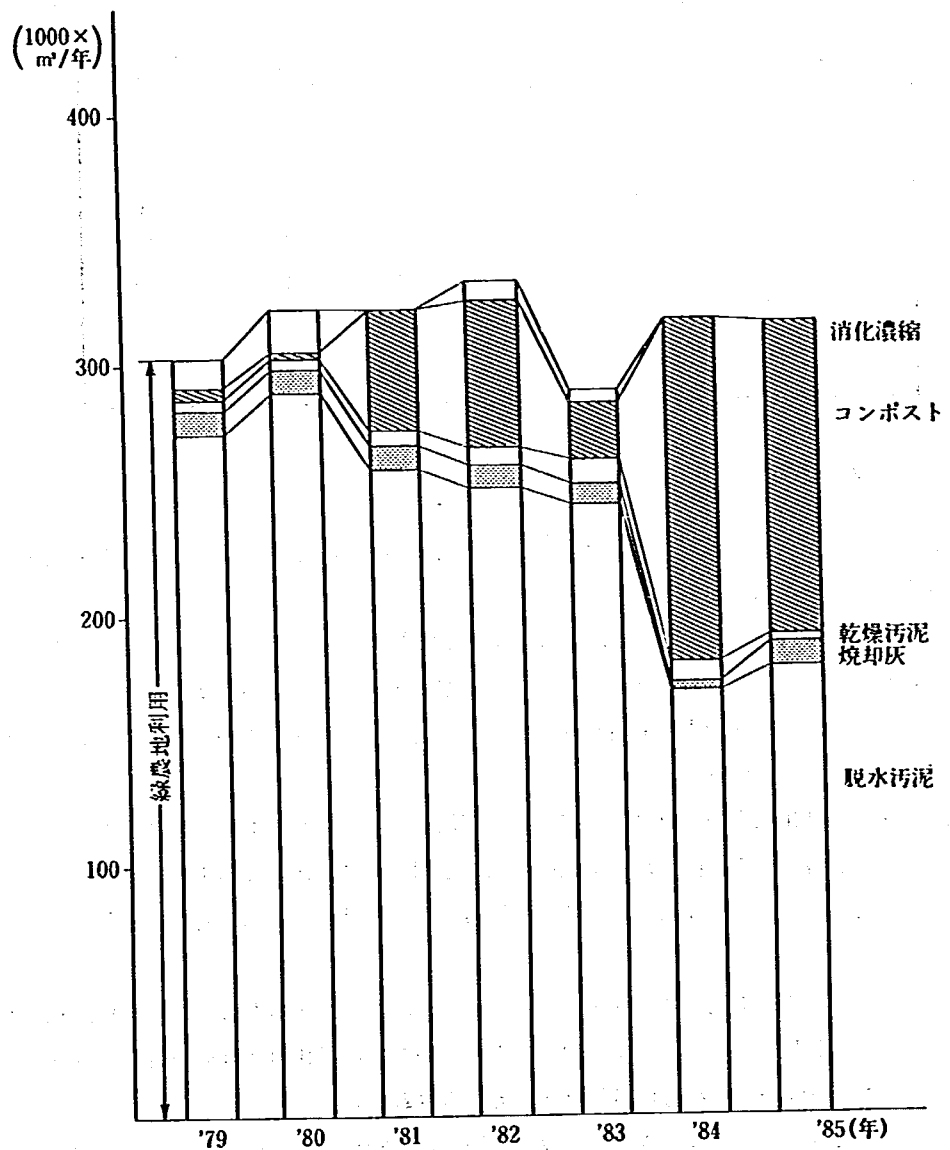


図-2：緑農地利用されている汚泥量とその形態

れている。

その大半は農地利用であり緑地利用はほとんどされていない。図-2はこの利用状況の経年変化を容量で示したものである。ここ数年、年間30万 m^3 強で一定しているが、近年コンポスト汚泥の利用が増加している。これは、近年、化学肥料のみを多量に使用してきた場所においては、農地が疲弊化したことも一因となっている。

下水汚泥の農地利用に際しての障害としては次の4項目がよく指摘されている。

- (1) 汚泥中の重金属の規制濃度が低い。
- (2) 畜産廃棄物汚泥等の競合。
- (3) 悪臭や高含水率による取り扱いにくさ。

(4) 病原菌・寄生虫による汚染の恐れ。

以上のうち、(3)、(4)に関しては、下水汚泥のコンポスト化によってほぼ解決されている。(2)に関しては、今後、経済的な技術の開発、流通機構の整備等により一般市場における競争力を高める必要がある。今後の一番大きな問題は、(1)に対応する汚泥の品質管理である。わが国における農地利用汚泥中の最大許容重金属濃度は、対象となる重金属の項目の数は少ないものの、汚泥中の水銀濃度 2 mg/kg 乾泥以下、農地における土壌中の亜鉛濃度 120mg/kg 乾泥以下など諸外国にくらべ厳しい値となっている。特に亜鉛の管理基準値は、実質的にわが国の下水汚泥の長期間の連用を困難にしている。表-6 に諸外国における農業利用汚泥中の最大許容重金属濃度、表-7 に農用地の土壌中の微量元素に対する各国の基準値を示す。

表-6 農業利用汚泥中の最大許容重金属濃度

(mg/kg-DS)

元素名	ベルギー	デンマーク	フランス	西ドイツ	オランダ	スコットランド (英国)	スイス	EEC	日本
ヒ素	10				10				50
カドミウム	10	8	20	20	5	20	30	20~40	5
コバルト	20						100		
クロム	500		1,000	1,200	500	2,000	1,000		
銅	500		1,000	1,200	600	1,500	1,000	1,000 ~1,750	
水銀	10	8	10	25	5	7.5	10	16~25	2
マンガン	500								
モリブデン						25	20		
ニッケル	100	30	200	200	100	100	200	300 ~400	
鉛	300	400	800	1,200	500	500	1,000	750 ~1,200	
セレン	25		100						
亜鉛	2,000		3,000	3,000	2,000	2,000	3,000	2,500 ~4,000	

汚泥の農地利用に関しては、このように種々の制約があるため、今後一層の努力が必要となっている。

一方、緑地利用に関しては、農地ほどの制約はなく、また都市で発生した汚泥は都市で利用することが理想であり、今後汚泥の利用が期待されるところとなっている。建設省都市局では「都市緑化における下水汚泥の施用指針(案)」を1987年に作成し緑地利用の一層の推進を図っている。

今後、下水汚泥の緑地利用を推進していくためには次のような事項に配慮していく必要がある。

(1) 用途地域に合致した種々のタイプの汚泥の生産

アパートの一室に住む都市住民には、ヴェランダのポット栽培に適した取り扱い易く、清潔な二次加工された汚泥を供給する等、農村地域の緑地帯、都市住民のそれぞれ必要とするものを生産する。

表-7 農用地の土壌中の微量元素に対する各国の基準値

(mg/kg-DS)

元素名	西ドイツ	フランス	イギリス		スコット ランド	EEC		カナダ	日本
			非石灰質 土壌での 推奨値	石灰質土 壌での最 大値		土 壌 の pH6~7	土 壌 の pH>7		
ヒ素	20		10	10	12			14	
ホウ素	25		3.25	3.25					
カドミウム	3	2	3.5	3.5	16	1~3		1.6	
コバルト	50							20	
クロム	100	150	600	600	120			120	
銅	100	100	140	280	80	50~140	50~210	100	
フッ素			500	500					
水銀	2	1	1	1	0.4	1~15		0.5	
モリブデン	5		4	4	2			4	
ニッケル	50	50	35	70	48	30~75	30~1125	32	
鉛	100	100	550	550	90	50~300		60	
セレン	5	10	3	3	2.4			1.6	
亜鉛	300	300	280	560	150	150~300	150~450	220	120

(2) 他機関との連動

農業共同組合等の農業機関と連絡をとり、下水汚泥生産システム・流通システム・監視システムを確立する。場合によっては、第3セクターも検討する。

(3) サービスの向上

重金属基準の安定的な達成等下水汚泥の品質の向上に努めるとともに、利用地への安定供給と価格の安定を図ること、地域に適合した汚泥施用法の提供等のサービスに努める。

2) 建設資材としての利用

現在、建設資材として利用されている汚泥量は年間約3万m³であり、全体処分量のわずか1.5%にすぎない。今後、都市から発生したものは都市へ還元していくという発想のもとに、積極的に汚泥の建設資材化を促進していく必要がある。建設省土木研究所では、総合技術開発プロジェクトにおいて「建設事業への廃棄物利用技術の開発」をテーマとして、昭和56年度~60年度の5カ年で、下水汚泥の焼却灰、溶融スラグの建設資材利用について調査・研究を行なった。その結果以下のマニュアルが公表されている。

- ・下水汚泥焼却灰・溶融スラグなどを利用した舗装の設計・施工マニュアル(案)
- ・下水汚泥溶融スラグ骨材を用いたコンクリートの設計・施工指針(案)
- ・軽量コンクリートに用いる汚泥焼成骨材(人工軽量骨材)の品質基準(案)

・深層地盤改良への廃棄物利用に関する手引き（焼却灰を土質改良材としてもちいる）

このほか、焼却灰を盛り土、埋め戻しの材料に使うにあたっての特性や、熔融スラグの成形や着色についての特性を把握している。

下水汚泥を建設資材として利用する形態は二つあり、一つは焼却灰やスラグそのものを資材として利用するものであり、もう一つはこれらを建設資材の原材料の一部として利用するものである。後者の場合、汚泥処理工程の後に別途の資材加工プロセスが必要になる。以下、有望とされている利用方法を紹介する。

(1) 石灰系焼却灰の利用

石灰系焼却灰において、着目される特性はカルシウム酸化物を含む化合物の吸水・固結作用である。

盛土剤として使用する場合：盛土築造直後に十分な強度が得られ、それ以降も数週間にわたり強度が増加していくので、十分使用出来る。しかし、粒度の細かいものについては、施工含水比の調整に注意しないと、転圧がしにくく、また、粉塵の問題が生じやすい。

土質改良用添加材として使用する場合：土との優れた反応性を有しているため、十分使用することが可能である。単独で用いる場合には、一般に改良後の強度はそれほど高くならないので、使用は低強度改良を目的としたものに限られ、軟弱粘性土等が適当である。セメントや石灰等の他の成分と組合せて使用する場合は、高強度改良を目的とした使用が可能である。

埋め戻し材として使用する場合：盛り土材として使用する場合と同様、埋め戻し後に大きな強度が発現する。しかし、再掘削の容易さという観点からすると、単体で使用するとあまりにも強度が高くなりすぎるので、むしろ、土質改良添加材として土と混ぜて使用することが望ましい。

路盤材として使用する場合：石灰の反応により強度が高く成るので、単体で下層路盤材、自転車道、歩道の路盤材として使用できる。

アスファルトファイラーとして使用する場合：標準的な配合比でこれを使用すれば、基準値に適合するアスファルト混合物が出来る。ただし、この時最適アスファルト量は若干増える傾向にある。

下水道事業に採用されている例：札幌市では現在発生している焼却灰の大部分を、埋立地のふく土用、グラウンドの整地用、植木の目土用として利用している。横浜市では下水道工事で発生する劣悪土質と石灰系焼却灰と混合したのち、これを下水工事の埋め戻し土として使用する予定である。一般に、大都市において土質改良用添加材として使用されている例がおおい。

(2) 高分子系焼却灰の利用

高分子系焼却灰は、全般的に粒子が微細で、水で流されたり、風で飛ばされやすくしかも自硬性がほとんどないため、地盤・盛り土材料、舗装・路盤材料としての利用価値はない。しかし、石灰系焼却灰に比べ、より粘土に近い成分と成っているので、タイル・ブロック等の焼き物の原料への利用が可能である。

陶管原料として利用する場合：現在、原料の一部として通常の粘土と混合して用いられている。加工工程においては、水の添加量の変更以外は従来と同じでよい。図-3に製造フローを示す。愛知県内で生産される陶器管は、全国のシェアの約75%をしめている。この陶器管の材料として

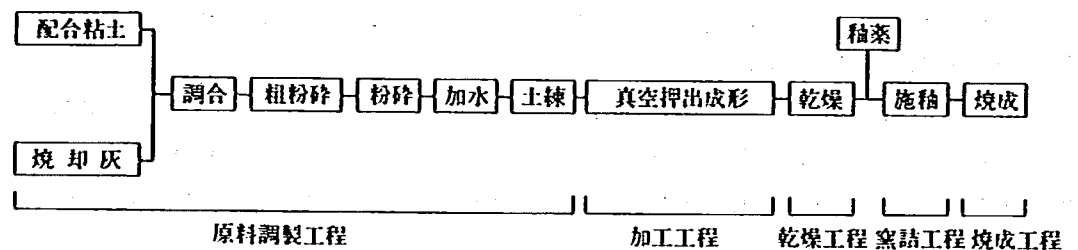


図-3 陶管製造フロー

の焼却灰が1%程度使用されている。この量は同地方で発生している高分子系焼却灰の大部分である。

浸透水性舗装材として利用する場合：この場合、灰の添加率は、35～40%と多く、使用量は多い。製品特性としては、曲げ強度35～45 kg/cm²、浸透水係数 0.03～0.05 cm/s という値を有している。雨水浸透対策としてその用途は広いと考えられる。

(3) 熔融スラグの利用

熔融スラグの利用については、実規模の熔融ろの数も少なく十分な量のスラグが供給されていないため、空冷却スラグの路盤材利用を除いて室内実験レベルにとどまっている。しかしながら、今後、供給量が増加し経済性が得られてくると、非常に有望な建設資材である。

・路盤材としての利用：空冷スラグは天然の骨材と同程度の強度を有しており、所用粒度への調整も可能である。試験施工の結果によると、空冷却スラグは、施工性及び締め固め後の安定性が採石に比べて劣るという結果が得られている。このため、単体で使用する場合は下層路盤や自転車道、歩道、構内道路などの軽量交通道路の路盤への利用が可能である。この空冷却スラグの、幾分劣る点は、ガラス質のため、その表面が滑らかであることが原因であり、スラグを結晶化することによって解決される。

水粉砕スラグは、砂の代替えとして利用できる可能性があるが、まだ検討が十分でない。

・コンクリート骨材としての利用

熔融スラグ骨材はガラス質であるため、これを用いたコンクリートは普通骨材を使用したものと比べて、強度・耐久性とも劣る傾向にある。このため、熔融スラグ骨材は低強度のコンクリートへ利用することが推奨できる。しかし、熔融スラグ骨材を熱処理し結晶化すれば、その強度・耐久性とも大幅に改善されるので、これを用いたコンクリートは普通骨材を用いたものと同じものとなり、鉄筋コンクリートとしても用いることが出来る。

・成形板材としての利用

熔融スラグを任意の形状のモールドに受け結晶化させると、高強度の色々な形をした板材が製造できる。現在のところ、板材(150 mm×150 mm×10 mm)、立方体(40 mm×40 mm×40 mm)、レモン形(長径 35 mm×短径 20 mm)の成形結晶材を製造している。

板材は、コンクリートと接合させて歩道ブロックへの利用、単体でタイル材としての利用が出来る。レモン形材は玉石としての利用が考えられる。

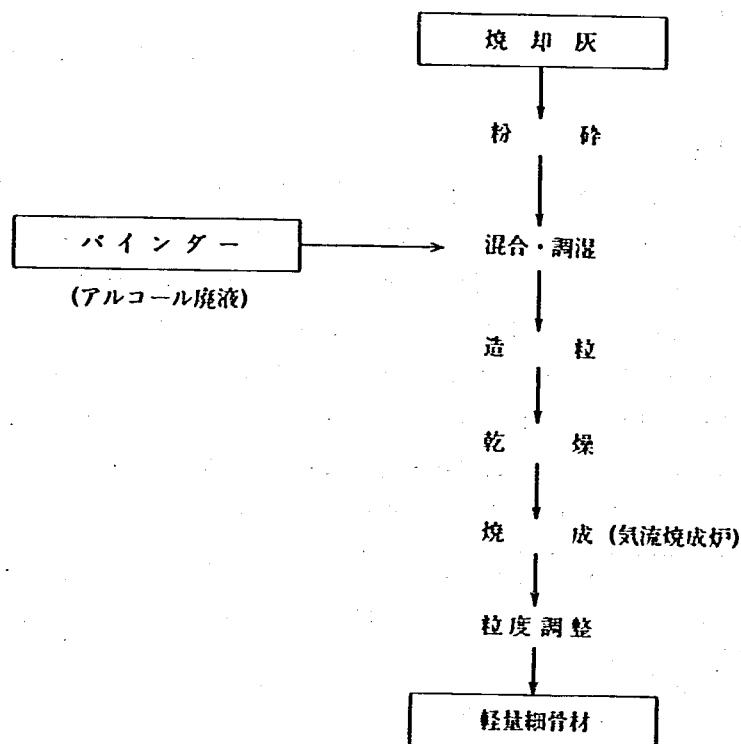


図-4 スラジライト焼成工程

表-8 下水汚泥の建設資材化技術開発状況

汚泥性状	主な利用例	実施団体
石灰系焼却灰	土質改良材 路盤材 盛土材 埋戻材 骨材	事業団, 茨城県 埼玉県, 札幌市 横浜市, 川崎市 名古屋市, 京都市 大阪市, 広島市 土木研究所
高分子系焼却灰	厚陶管 タイル 園芸用培土 肥料	事業団, 茨城県 神奈川県, 札幌市 横浜市, 川崎市 名古屋市, 神戸市
熔融スラグ	路盤材 コンクリート骨材 ブロック インターロッキングブロック フラワーポット	事業団, 茨城県 埼玉県, 東京都 大阪府, 横浜市 川崎市, 大阪市 土木研究所
人工軽量骨材	建築材料 地下埋設油タンクの置換用乾燥砂	東京都 神奈川県 名古屋市

(4) 人工軽量骨材の利用

東京都は、図-4に示すフローで製造した人工軽量骨材を「スラッジライト」という商品名で販売している。

(5) 開発状況と使用実績

わが国においては、まだ下水汚泥の建設資材としての利用はわずかであるが、その技術開発は現在表-8のように積極的におこなわれておりその結果が期待されている。下水汚泥の建設資材化については、下水道協会に設けられた「下水汚泥資源利用協議会」の「建設資材調査専門委員会」で調査研究されてきた。建設省の総プロ「建設事業への廃棄物利用技術の開発」の結果もこの委員会で実用化の検討がなされた。現在まで開発された下水汚泥利用建設資材の形状、制作方法を表-9に示す。日本下水道事業団においては、昭和61年度より施工する下水処理場等の建設工事においてこの資材の利用を行なっている。例えば、昭和61年度における使用実績は表-10のとおりである。

表-9 下水汚泥利用建設資材一覧表

製品名	形状	使用可能場所	汚泥形状	製作方法と混入率(重量比)
1.汚泥タイル (ジスロン タイル)	内外装タイル 小口平 (109×605×10.5)mm モザイク(95×45×8)mm 床タイル(93×93×10)mm	内・外壁 内・外部床	焼却灰	磁器質タイルの通常の原料に焼却灰を5%程度混入して焼成する。
2.人工軽量細 粒材(スラ ッジライト)	粒形 0.6mm~1.7mm 1.7mm~3.4mm 比重 1.3~1.5	コンクリート 軽量骨材 敷砂 造園材	焼却灰	焼却灰をバインダーとしてアルコール 廃液を用いて造粒し、その後、多段噴 流炉で焼成する。
3.透水性ブロ ック(ナチュ ラルウォーク)	(200×100×60)mm	歩道、玄関 外構(駐車場、 広場)	焼却灰	砂等の骨材に泥漿、焼却灰をまぶし造 粒したものを用いて成形し焼成する。焼 却灰の混入率は35%程度である。
4.インターロ ッキングブ ロック	(222×110×80)mm 波形(表層10mmに使用)	歩道、玄関 外構(駐車場、 広場)	熔融スラグ	熔融水冷スラグを骨材としてセメント に混入して成型のうえ表面仕上げ部分 に使用。スラグの混入率は3.5%程度 である。
5.透水性イン ターロッキ ングブロッ ク	(222×110×80)mm 波形(全層に使用)	歩道、玄関 外構(駐車場、 広場)	熔融スラグ	熔融空冷スラグを骨材として基層全面 に使用する。スラグの混入率は50%程 度である。
6.透水平板	(300×300×60)mm	歩道、外構 (広場)	熔融スラグ	熔融水冷スラグを細骨材として透水モ ルタル製造し、通常のモルタルで製作 した枠内に流し込み透水平板を製作す る。(40%)

4. 下水汚泥処理の集約化と広域化

大都市を中心に多くの都市では、下水道の整備が進むにつれて増大する汚泥の処理・処分に頭を悩ましている。汚泥の処分は現在ほとんど陸上または海域に埋め立てている。しかし、各都市において長期的な埋め立て処分場の確保は非常に困難な状況にある。このため各都市において、処分場を長期に確保するため、汚泥の焼却を行ない出来る限り汚泥の減量を行なっている。一方、焼却炉

表-10 昭和61年度発注工事に係る下水汚泥建設資材使用実績

使 用 都 市		施 設 名	使 用 資 材 名	使 時 年・ 用 期 月	使 用 内 容	
都道府県	都 市 名				使 用 数 量	使 用 個 所
(東 京 支 社)						
北 海 道	新 得 町	新得終末処理場	透水性ブロック	62. 8	16m ²	管理本館の建物回り
神奈川県	鎌 倉 市	七里ヶ浜中継ポンプ場	透水性ブロック	62. 2	10m ²	花壇まわりの歩道
岩 手 県	紫 波 町	紫波浄化センター	インターロッキングブロック	61. 8	35m ²	玄関アプローチ歩道
神奈川県	大 和 町	北部下水処理場	汚泥タイル(モザイク)	62. 2	30m ²	丸柱等
山 形 県	米 沢 市	米沢浄化管理センター	透水性ブロック	62. 2	36m ²	歩道
岐 阜 県	中津川市	浄化センター	汚泥タイル(床用)	62. 8	10m ²	機械棟、玄関ホール
(大 阪 支 社)						
大 分 県	佐 伯 市	佐伯市終末処理場	透水性ブロック	62. 1	200m ²	玄関アプローチ
高 知 県	伊 野 町	伊野町終末処理場	汚泥タイル(モザイク)	62. 6	1,300m ²	管理棟、機械棟合棟外壁
宮 崎 県	日 向 市	日向市終末処理場	透水性ブロック	62. 2	150m ²	修景施設・歩道
大 阪 府	藤井寺市	小山雨水ポンプ場	汚泥タイル(小口平)	62. 7	1,295m ²	ポンプ棟外壁
		"	"	62. 9	1.4m ²	足洗い場
日本下水道事業団		兵庫東下水汚泥広域処理場	汚泥タイル(小口平)	62. 7	260m ²	管理棟
		"	汚泥タイル(床用)	"	40m ²	"

の用地確保も容易でなく、市街地に隣接した下水処理場では焼却炉の建設に対し住民の理解が得られなくなっている。

このような汚泥の処理・処分問題に対応する一つの方法として、各都市は汚泥処理の集約化・広域化を主たる施策としている。一つの自治体の中で汚泥を集中処理することを集約化、複数の自治体にわたる汚泥の集中化を広域化という。

1) 集約化の現状

現在、集約化処理を行なっている都市は、約40都市に達している。これは2ヶ所以上の処理場を有する都市の約60%が実施していることになる。

2) 広域化の現状

複数の自治体にわたる汚泥の広域化処理は、個々の自治体が独自で埋め立て処分地を確保することが困難な場合や汚泥を建設資材等に加工する場合の加工費の低減及び販路の開発に有利になる。この広域化処理は1986年より下水汚泥広域処理処分事業(エースプラン)として日本下水道事業団が、関係する地方公共団体の要請を受けて実施している。この事業の概念図を図-5に示す。現在、兵庫地域で2ブロック、大阪北東地域、大阪南地域の3カ所、4ブロックで実施している。

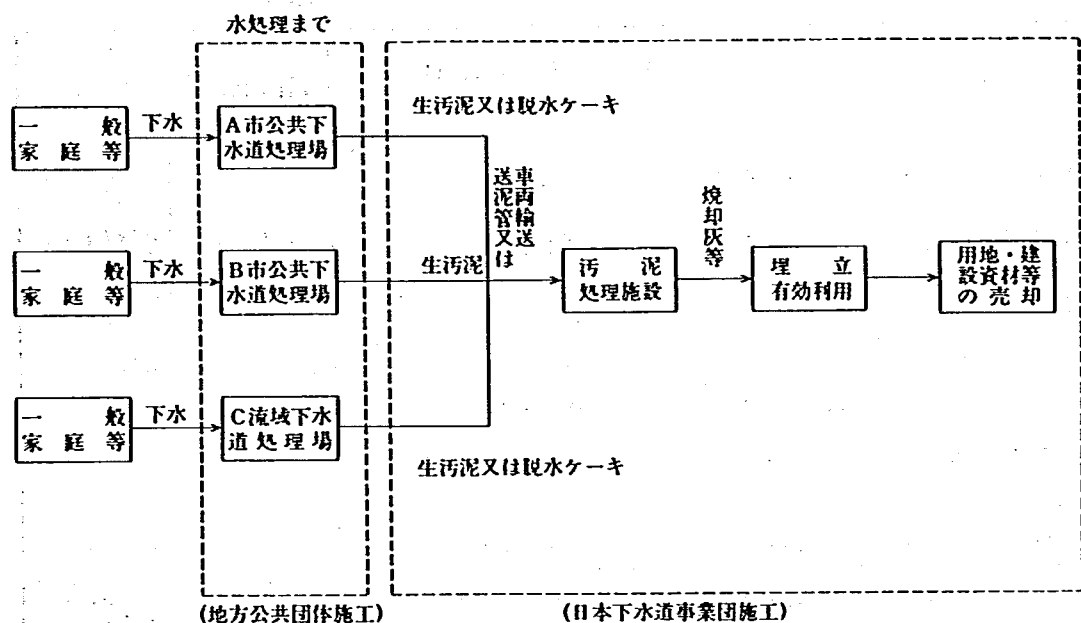


図-5 下水汚泥広域処理事業概念図

3) 集中処理のメリット・デメリット

下水汚泥の集中処理を行なうにあたっては、地域の実状に応じ次のようなメリット・デメリットを勘案して決定する必要がある。

「メリット」

- (1) 施設建設費の軽減
- (2) 維持管理費の軽減
- (3) 人材の容易な確保
- (4) 処理の安定性及び向上
- (5) 計画的な処理・処分用地の確保
- (6) 処理の高度化が容易

「デメリット」

- (1) 輸送・運搬経費の増加
- (2) 発生汚泥の性状の不一致
- (3) 返流水処理の負担増

5. 今後の方向

下水汚泥の処理・処分と有効利用の将来の方向は次のように進展していくだろう。

- 1) 汚泥処理の集約化・広域化の流れは一層推進されていく。
- 2) 汚泥の建設資材化は、適性な販路を開発することにより一層推進されていく。

- 3) 汚泥処理については、焼却・溶融プロセスの採用が増加していく。
- 4) 汚泥の性状分析結果を利用し、汚泥中の成分を原料とした製品の製造が行なわれていく。

最近の土石流対策技術について

砂防部長 土 井 功

最近の土石流対策技術について

1. 最近の土石流災害

1.1 土石流災害の特色

土石流の災害（表－1.1）は毎年、梅雨期と台風期に集中し、昭和57年には記録的豪雨をもたらした多数の死傷者を出した長崎災害を含め293件、昭和58年には島根県において長崎災害と同月同日に発生した島根大災害を筆頭とする352件、昭和59年には直下型地震である長野県西部地震により3000万m³の大崩壊により発生した土石流災害を含め67件、昭和60年には長野県地附山地すべりにより新興住宅地に土塊が押し寄せて社会的な問題となった年度であったが、土石流として165件、昭和61年、62年には人的被害が少なかったがそれぞれ104件、165件が発生した。昭和63年には広島県加計町で死者14名が発生されるなど、毎年全国の津々浦々で土石流災害をかぶっている。

これらの災害の特色についてまとめてみると次のとおりである。

- (1) 土石流災害に死傷者が多いこと
- (2) 土石流の発生は夜間に多いこと
- (3) 災害地は局地的であること
- (4) 豪雨は集中的であり、ゲリラ的であること
- (5) 土石流の発生前に小規模の斜面崩壊があること
- (6) 土石流災害は山地部の全国いたる所で発生していること

以上の特色について昭和63年7月の梅雨前線豪雨による広島県加計町の土石流災害の実態について紹介する。

表－1.1 土砂災害の実態

種別 年度	土石流		急傾斜		地すべり		合 計		備 考
	件数	死者	件数	死者	件数	死者	件数	死者	
57年	293	152	1567	185	147	0	2007	337	長崎災害（57.7.23）
58年	352	10	1093	78	119	19	1564	107	島根災害（58.7.23）
59年	67	15	103	16	51	14	221	45	長野県西部地震（59.9.14）
60年	165	5	538	15	145	36	848	56	長野県地附山地すべり（60.7.26）
61年	104	1	356	26	102	3	562	30	
62年	165	3	186	4	70	0	421	7	山形県温海町（62.8.29）

1.2 加計町の土石流災害

1.2.1 被災地域の地形・地質

この地域は広島県北西部、中国山地のやや南側に位置し、大部分は標高500m～1,000mの山岳地帯で極めて複雑で急峻な地形を呈している。これらの山地に源を発する中小の河川、溪流は太田川に流れこみ広島市を通り瀬戸内海に至る。今回土石流が発生したのは加計町中央部の太田川沿いで、3～4km四方のごく限られた地域に集中している。本地域は、大半が広島花崗岩およびその風化したマサ土で覆われている。また太田川沿いには一部沖積層の堆積区域の部分もある。急峻な地形上にあるマサ土は侵食を受けやすく、昭和47年にも土砂災害や洪水による被害が発生し、加計町で5名が亡くなっている。

1.2.2 降雨状況

広島県では昭和63年7月20日の14時頃から県内全域で降り始め、21日未明から強くなりだし連続雨量264mm（20日14時から21日6時：加計土木事務所）最大時間雨量57mm（21日3時から4時：同）を記録した。今回、多量の降雨を記録したのは加計町を中心とする広島県北西部から島根県三隅町にかけての狭い範囲である。量的にはむしろ島根県側で多く、三隅町では連続雨量344mm、最大時間雨量100mmであった。しかし、加計町での災害と比較し大きな人的被害は発生しなかった。これは昭和58年の山陰豪雨災害のいわゆる免疫性の現れている期間のためと考えられるが、その詳細については今後明らかにする必要がある。

1.2.3 被害状況および砂防ダムの効果

表1.2に広島県全体の被害状況を示す。死者14人、負傷者11人、住家全壊25棟等である。死亡の原因は土石流によるものが11人（加計町）で、他の3人は車で避難中に道路の路肩が崩れ、車ごと増水した川に転落したことによる（戸河内町）。

土石流の発生時刻（図-1.1）は現地での聞き取り調査によると、21日2時半から3時半にかけてと考えられ、最大時間雨量発生時とはほぼ同じ頃に一致している。

土石流発生は加計町内でも狭い範囲に集中している。降雨量が場所的によりかなり差があったことが現地での聞き取り調査で得られており、これまでも言われてきたが、局地的豪雨の警戒・避難においてはきめの細かい雨量情報システムの構築が必要であることが今回の災害でもいえる。

今回の災害で最も規模の大きいのが江河内谷で発生した土石流で、死者10名、全半壊家屋は19戸に達した。

江河内谷は流域面積が約0.7km²で、土石流危険溪流である。防災施設として砂防ダムが1基施工中でほぼ完成に近い状態にあった。更に砂防ダムの約100m上流に治山ダムが1基施工済であった。

表 1.2 災害状況（昭和63年7月23日、広島県消防防災課）

区 分	被害数
人 的 被 害	死 者 14人 行方不明者 0人 負 傷 者 11人
住 宅 被 害	全 壊 25棟 半 壊 20棟 一部破損 15棟 床下浸水 95棟 床上浸水 436棟
公共土木施設 （県関係）	河 川 97箇所 砂 防 132箇所 道 路 73箇所 そ の 他 3箇所

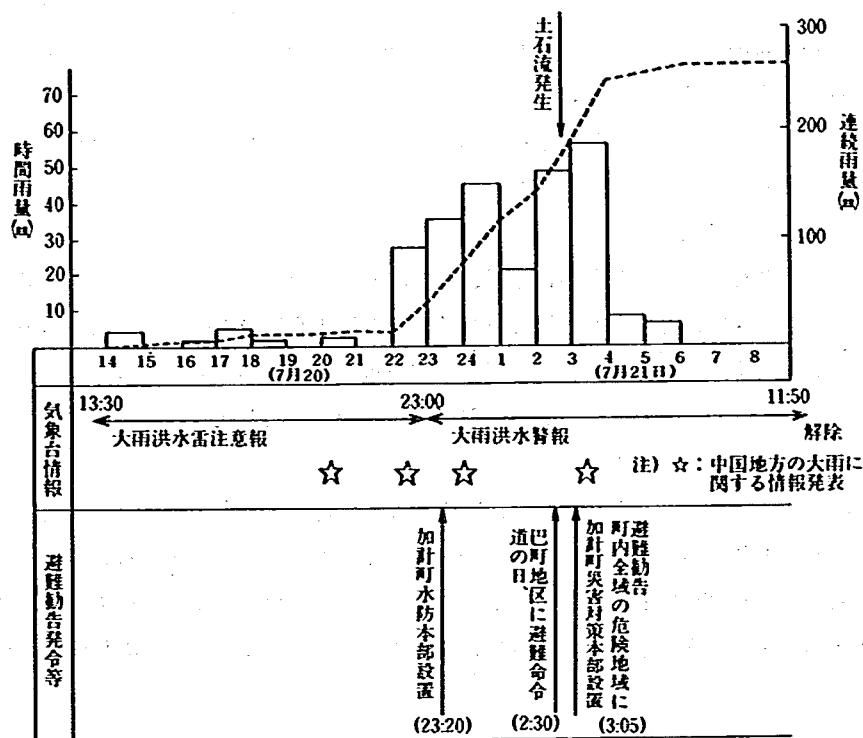


図 1.1 降雨の推移

砂防ダムの高さは 9.5 m、治山ダムの有効高は 4 m で、貯砂量はあわせて数千 m^3 程度である。両ダムとも上流から流下してきた土砂を捕捉したが、容量を上回る土砂は下流へ流出した。

航空写真や空中撮影のビデオを見る限り、これらのダムより上流で土石流が発生し、流下部にあたる河床の土砂はほとんど削り取られ、基岩が露出している。

一方、土砂の氾濫域は大きく 3 つに分けられる。標高 300 m 付近に小高い丘がありここで流路が規制される。これより上流が第 1 の氾濫域で 9 名が亡くなった。その下流は滝状の小さな峡谷になりその下流が第 2 の氾濫域となった。上流側に対し下流側の死者が少いのは、勾配が緩くなったなり流速が減少したことと、第 1 の氾濫域で土砂が堆積し大径礫の下流への流出の減少等が考えられる。氾濫面積は全体で約 54,000 m^2 であるが上流側の氾濫域には著しい堆積は認められず、大半が J R 可部線（高さ 3.5 m の盛土）の上流側に堆積した。また、他の土石流発生溪流同様、流木がかなり多く、氾濫の被害を助長しているように見える。土石流の形態はこの J R 可部線付近ではほぼ土砂流あるいは掃流に変わったと想像されるが、更に土砂は J R 可部線のボックスカルバートを通りその下流にまで広がった。このボックスカルバートは高さ 3 m、幅 4.7 m であるが、下流の状況からみて閉塞はしなかったと判断される。第 2 の氾濫域で流れにまきこまれた 3 名がボックスカルバートを通り、約 200 m 下流まで流されたが助った人もいた。江河内谷の他に、鶉渡瀬川及び木坂西川でも J R 可部線の盛土部に土石流が達しているが、後者の 2 箇所では盛土部の高さが約 1 ~ 2 m と低いために土石流は盛土部を越流して下流に氾濫・堆積した。これら 3 箇所の鉄道盛土部では盛土

部本体は損傷しておらず、わずかに盛土部の天端及びのり面での薄い侵食が見られる程度である。

また、江河内谷では鉄道のボックスカルバートの断面が小さいため、一時的に通過を阻害された土砂や流木は鉄道盛土部上流側に厚く、広く氾濫堆積した。一方盛土部下流側では流出する土砂や流木が少なくなった。この場合、鉄道盛土は一種の堤防のような役割を演じ、盛土部上流は堆砂池のような形態となった。

1.2.4 警戒・避難の状況

加計町役場から避難命令が出されたのはまず21日2時30分に道の口、巴町地区に対してである。この地区は今回土石流災害が発生した地区ではなく、加計町中心部の太田川と支川滝山川の合流点に位置する中州地区である。過去の災害は太田川の氾濫等水害が中心であったのでその教訓から、まずこの地区に避難命令が出された。そして、21日3時05分に町内全域の危険地域に避難勧告が出された。伝達は有線放送により行われた。

土石流は、現地での聞き取り調査によれば、降雨がピーク時の2時半から3時半の間に発生したと推定されており、避難勧告の命令は、土石流から考えると多少遅かったと思われる。また、道路が寸断され避難がスムーズに行われなかったケースもあったようだ。その他、自主的に避難して難を逃れた例も幾つかあったが、前述したように、避難する途中で車ごと川に転落し死亡した例もあった。

2. 鋼製砂防構造物

2.1 概要

砂防施設は、従来、土石や、コンクリートを材料とした重力式構造物が採用されてきており、現在においてもこれが主流をなしている。

鋼材が砂防構造物に取り入れられなかった理由としては土石流等の強大な自然力に対抗する構造物としては、構造物の強度によってでなく、マッシブな重力作用による抵抗性に期待する考えの方が経験的に受け入れ易かったこと、土石流等の自然現象の実態が十分解明されておらず、設計荷重等の適切な設定が困難であり、材料強度を基とした設計には問題点が多かったこと、鋼材の腐食による耐久性に疑念があったこと、経済性に問題があったことなどがあげられる。また、戦時体験から鉄は貴重な国家資源であり、砂防施設等は、土石、セメント等の国産資源でやるべきだという資源論的な意識が残っていたこともあったかも知れない。

しかし、昭和43年頃より、鋼材の特徴を生かした、鋼製ダムが開発され、治山事業を中心として多くの箇所で使用されてきている。

鋼製構造物は、屈撓性や、土砂・水の透過性等の機能性、工期短縮、品質均一化、省力化、運搬施設及び運搬費の節減或いは積雪寒冷期の施工が可能であることなど施工性、経済性の面で、コンクリート構造物より優れている点も多い。

近年では、鉄鋼、鋼材メーカーにより多数の鋼製ダム等が開発され、各地で施工されているが、これら構造物の特性を考慮した計画、設計に関して紹介する。

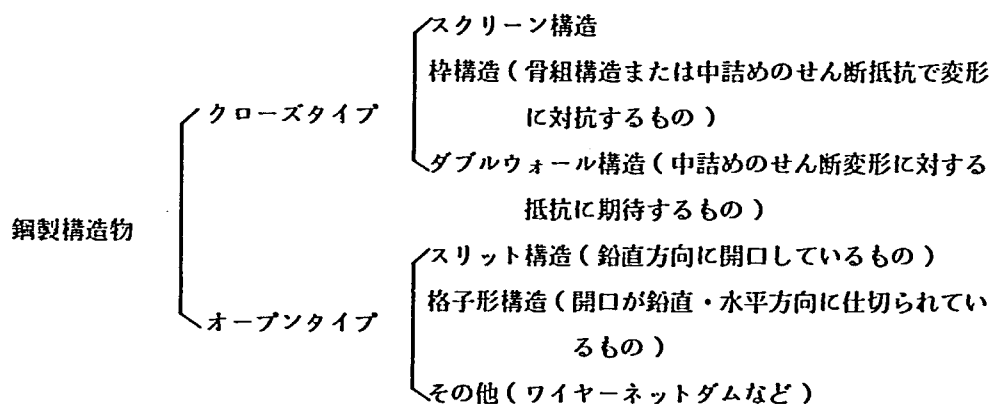
2.2 鋼製砂防構造物の種類

鋼製砂防構造物は昭和40年前半より開発され、これまでに、10種類を越す形式が施工されてきており、試験的にせよ施工実績のあるものとしては、調査の限りでは次のようである。

現在よく使用されているのが表-2.1に示す7種類である。

これらの構造物を機能および構造型式で分類すると、次のようになる。

構造形式による分類



2.3 鋼製砂防構造物の一般的特徴

鋼製砂防構造物の持つ一般的特徴をあげると、次のとおりである。

- (1) 鋼材は、強度が大きく靱性に富んでおり、加工性がよく、品質が均一である。
- (2) 鋼製品は管理のゆきとどいた工場で量産されており、品質、規格、寸法の均一化が進んでいる。形状や寸法が多品種にわたってそろっている。
- (3) 鋼製品は、標準設計によってプレハブ化しやすい。
- (4) 現地施工は組立てが主体となるので、気温、積雪など気象条件に左右されない。
- (5) オープンタイプの場合又はクローズタイプでダムサイド近くで中詰材料が入手できる場合にはコンクリート構造物に比べて材料の運搬重量が少ない。
- (6) 腐食に対する抵抗性が小さい。
- (7) 鋼構造物は、部材断面寸法が小さい部材を用いた構造となるのが一般なので、予想以上の荷重が作用して局部的に破壊が生じた場合には、コンクリートダムに比べて全体の安全性に及ぼす影響が大きい。

2.4 鋼製砂防構造物の配置計画の基本的考え方

鋼製構造物を砂防計画上どのように取り扱い、またその設置する場所とその意味づけをどうするかは、非常に重要な問題である。そこで、砂防計画の面からみた鋼製構造物の位置づけについて、その基本的考え方を整理する。砂防計画をたてる場合、対象流域の性質が最も問題となるわけであ

1. The first part of the document is a letter from the President of the United States to the Congress.

2. The second part is a report from the Secretary of the Treasury on the state of the Union.

3. The third part is a report from the Secretary of the Navy on the state of the Navy.

4. The fourth part is a report from the Secretary of the War on the state of the War.

5. The fifth part is a report from the Secretary of the Interior on the state of the Interior.

6. The sixth part is a report from the Secretary of the Agriculture on the state of the Agriculture.

7. The seventh part is a report from the Secretary of the Commerce on the state of the Commerce.

8. The eighth part is a report from the Secretary of the Education on the state of the Education.

9. The ninth part is a report from the Secretary of the Health on the state of the Health.

10. The tenth part is a report from the Secretary of the Labor on the state of the Labor.

11. The eleventh part is a report from the Secretary of the Finance on the state of the Finance.

12. The twelfth part is a report from the Secretary of the Justice on the state of the Justice.

13. The thirteenth part is a report from the Secretary of the State on the state of the State.

14. The fourteenth part is a report from the Secretary of the War on the state of the War.

15. The fifteenth part is a report from the Secretary of the Navy on the state of the Navy.

16. The sixteenth part is a report from the Secretary of the Interior on the state of the Interior.

17. The seventeenth part is a report from the Secretary of the Agriculture on the state of the Agriculture.

18. The eighteenth part is a report from the Secretary of the Commerce on the state of the Commerce.

19. The nineteenth part is a report from the Secretary of the Education on the state of the Education.

20. The twentieth part is a report from the Secretary of the Health on the state of the Health.

21. The twenty-first part is a report from the Secretary of the Labor on the state of the Labor.

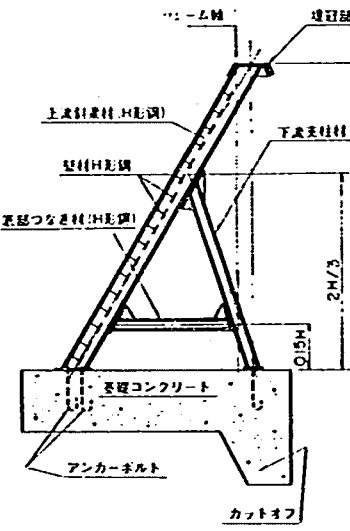
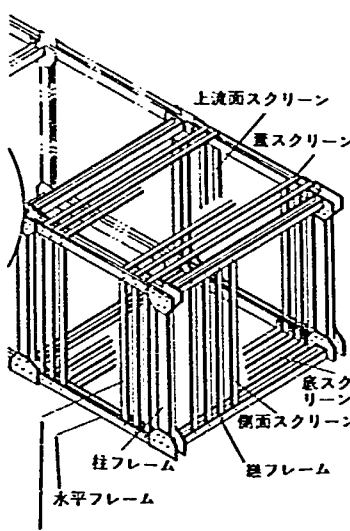
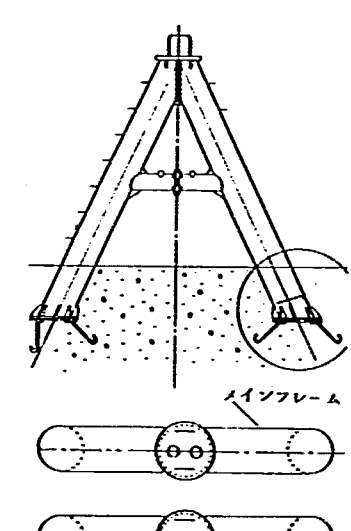
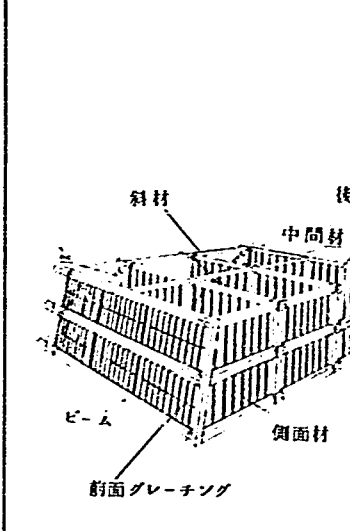
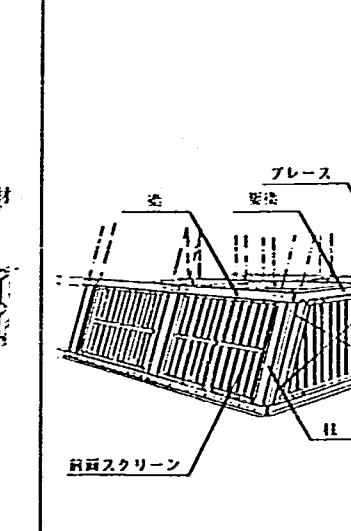
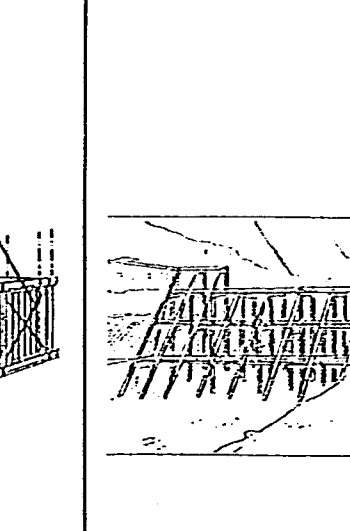
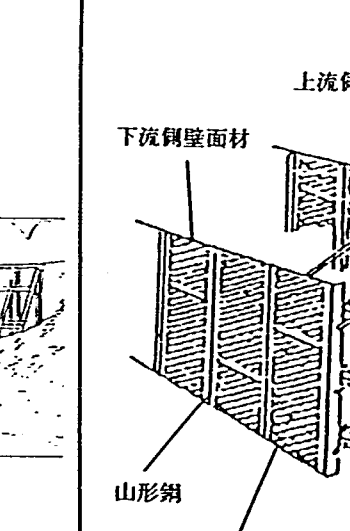
22. The twenty-second part is a report from the Secretary of the Finance on the state of the Finance.

23. The twenty-third part is a report from the Secretary of the Justice on the state of the Justice.

24. The twenty-fourth part is a report from the Secretary of the State on the state of the State.

25. The twenty-fifth part is a report from the Secretary of the War on the state of the War.

表 - 2.1 鋼製砂防構造物の概要

商品名	鋼製スクリーン堰堤	鋼製自在枠	鋼製スリットダム	鋼製続枠	鋼製箱枠	格子形鋼製砂防ダム	ダブルウォールダム
ダム高	3～9m(本体部高さ)	2～14m	2～105m(本体部高さ)	2～14m(7段積み)	2～14m	8～20m	2～14m
構造	本体：H形鋼バットレス フレーム壁材としてスクリーン状にH型鋼を取付け 基礎：コンクリート床版 	本体：H形鋼と山形鋼骨組 1段高さ2.0mの枠(各側面は折曲げ鋼板)に砂礫を中詰め 基礎：直接基礎 	本体：鋼管A型フレーム構造、コンクリート充填 基礎：コンクリート床版 	本体：角形鋼管骨組、1段高さ2.0mの枠(各側面は平鋼スクリーン)に砂礫を中詰め 基礎：直接基礎 	本体：H形鋼骨組構造 1段高さ2.0mの枠(各側面はネジ鉄筋スクリーン)に砂礫を中詰め 基礎：直接基礎 	本体：鋼管立体格子骨組構造 基礎：コンクリート床版 	本体：山形鋼とエキスパンドメタルからなる壁面パネル群を多段タイロッドで連結したダブルウォール構造に掘削土砂または河床砂礫等を中詰め 基礎：直接基礎 
主たる使用材料	コンクリート H形鋼	H形鋼, 山形鋼 平鋼(折曲げ加工) 中詰用材	コンクリート 大径鋼管	角形鋼管 平鋼 中詰用石材	H形鋼 ネジ鉄筋 中詰用石材	コンクリート 大径鋼管	山形鋼 エキスパンドメタル タイロッド 掘削土砂または河床砂礫
使用実績	昭和41年から	昭和49年から	昭和51年から	昭和53年から	昭和44年から井ゲタ鋼枠 昭和56年から箱枠	昭和54年 (小六郎沢ダム)から	昭和58年から

るが、ここでは発生する土砂移動現象をもとに、

- ① 一般の区域 { 土石流区域
掃流区域
- ② 地すべり区域
- ③ 活火山区域

に分類して、各々の区域における鋼製構造物の配置計画について考えなければならない。

現在、砂防計画論上の位置づけが不明確である鋼製砂防構造物について、対策計画のなかですでにある程度位置づけがなされているように考えられるものと、まったく新たな位置づけとして考えなければならないものと大別できそうである。まず最初に現在すでにある程度実績もあり計画上の位置づけも明確なものとしては、

- (1) 地すべり地や地盤変動地における枠工等（枠およびダブルウォール構造）
- (2) 谷頭部での谷止工としての透過性のある構造物（スクリーンダム、枠およびダブルウォール構造）
- (3) 応急措置として、特に時間的に急を要する場合の仮設構造物

などがある。これらの構造物は規模も比較的小さく、すでに製品も開発されているものがほとんどである。土砂の移動形態と鋼製構造物の形式は表-2.2のとおりである。

一方、現状では、計画論上および構造物の機能・性質等についても定量的に不明確さの残るものがある。たとえば、土石流対策としての構造物で、これらはその期待される内容から比較的大型の構造物となるが、土石流の性質がいまだ不確定なところが多いため、今後、現地での検討ならびに学問的研究の成果等を考慮して、構造物の計画論上の位置づけをおこなう必要がある。

表-2.2 土石の移動形態と構造物の形式

区 域	土砂の移動形態	目 的	鋼製構造物の形式
一般の区域	土石流区域	谷頭部の土石流発生防止 土石流の貯留、減勢、土砂と水との分離 溪岸溪床の侵食防止	枠およびダブルウォール構造、スクリーン構造 オープンタイプ構造 枠およびダブルウォール構造、スクリーン構造
	掃流区域	溪岸溪床の侵食防止および貯砂 下流の河床低下防止	枠およびダブルウォール構造、スクリーン構造 オープンタイプ構造
地すべり区域	地 す べ り	地すべり抑止、抑制	枠およびダブルウォール構造
活火山区域 (地盤変動の激しい区域)	土石流、掃流区域	溪岸溪床の侵食防止および貯砂	枠およびダブルウォール構造、オープンタイプ構造

3. 土石流緩衝材

3.1 概 要

土石流中にとり込まれて輸送される巨礫が土石流対策施設に衝撃力を与え、施設が破壊されることがある。マスコンクリート製砂防ダムの場合、厚さを増加することによってある程度対抗することができるが、極端に天端幅の厚い砂防ダムは不経済で非現実的である。衝撃力だけに対抗するのなら、その継続時間の短かさから考えて緩衝材が有効と考えられる。最近、土石流対策施設に通用する緩衝材がいくつか提案され、また提案されようとしているが、その効果の実証的な評価は行われていない。そこで、表-3.1に示す各社より緩衝材の試作品を提供して頂き、鋼球による動的載荷試験を行い、緩衝材の無いコンクリート版への衝撃力と比較することによって各種緩衝材の緩衝効果を評価した。

表-3.1 供試体の概要

タイプ	区 分	形状寸法 (mm) (縦×横×厚)	重 量 (kg)	主たる材料
Y 型	Y	1180×680×300	外装材: 78 中詰材: 300	鉄 板 ゴ ム 中 詰 砂
K 型	K-1	1500×1000×258	223	鉄 板
	K-2	1500×1000×255	188	ポリエチレンフォーム
	K-3	1500×1000×380	246	ポリエチレンパイプ
S 型	S-A1	1500×1500×246	476	鉄 板
	S-A2		424	円筒ゴム
	S-B		427	(ポリエチレンフォーム)
B 型	B-1	2000×1000×325	60	フォーム
	B-2	2000×1000×440	93	ゴ ム
E 型	E-1	1000×1000×500	鋼 材: 31	エキスパンドメタル
	E-2		中詰材: 900	中 詰 材 (クラッシューラン)

3.2 緩衝材の種類

本研究で試験した緩衝材の供試体は、ゴム、フォーム類、鉄板、エキスパンドメタル、中詰砂の単独またはそれらの組合せである。

図-3.1に示すように、厚さ30cmの鉄筋コンクリート版を4個のロードセルで支持し、コンクリート版上に緩衝材を設置して、ここに0.5 tonおよび1.73 tonの鋼球を高さ1.3~7.4mより落下、衝突させ発生荷重をロードセルで計測した。また、同一供試体にくり返し載荷して、変形状況を観察し、耐久性を評価した。

3.3 試験結果

時間-荷重曲線の例を図-3.2に示す。緩衝材の無い場合に比べて、荷重の継続時間が長くなり、ピーク荷重は、0.5 tonの鋼球が8.0m/secで衝突した場合、5~30%まで減少している。

ピーク荷重の値を鋼球の運動エネルギー ($E = \frac{1}{2}mv^2$, m : 鋼球の質量, v : 衝突速度) に対してプロットすると図-3.3のようになり、コンクリート版については実験値とともに実験結果に基づく計算値も示した。これは、コンクリート版と鋼球が衝突する際に発生する荷重の理論式¹⁾

$$P = A \times 5.04 \times 10^5 v^{1.2} R \quad (1)$$

$$A = 4.0 E^{-0.3} \quad (2)$$

を実験結果に基づく修正係数(式(2))によって補正したものである。

ここで、 P : ピーク荷重 (kg・f), v : 鋼球の衝突速度 (m/sec), R : 鋼球の半径 (m)

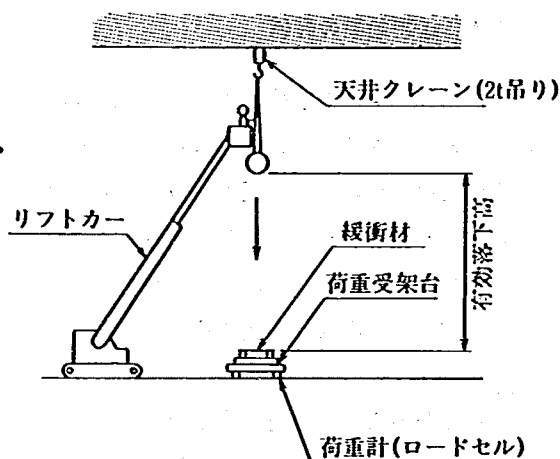


図-3.1 試験方法

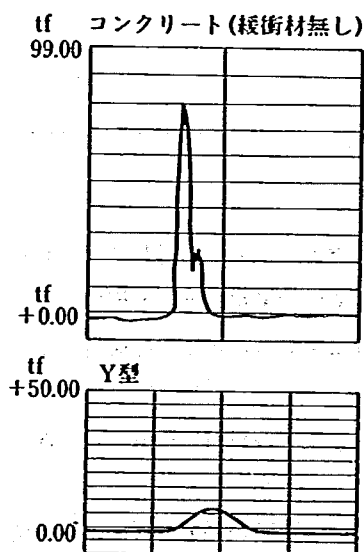


図-3.2 時間-荷重曲線

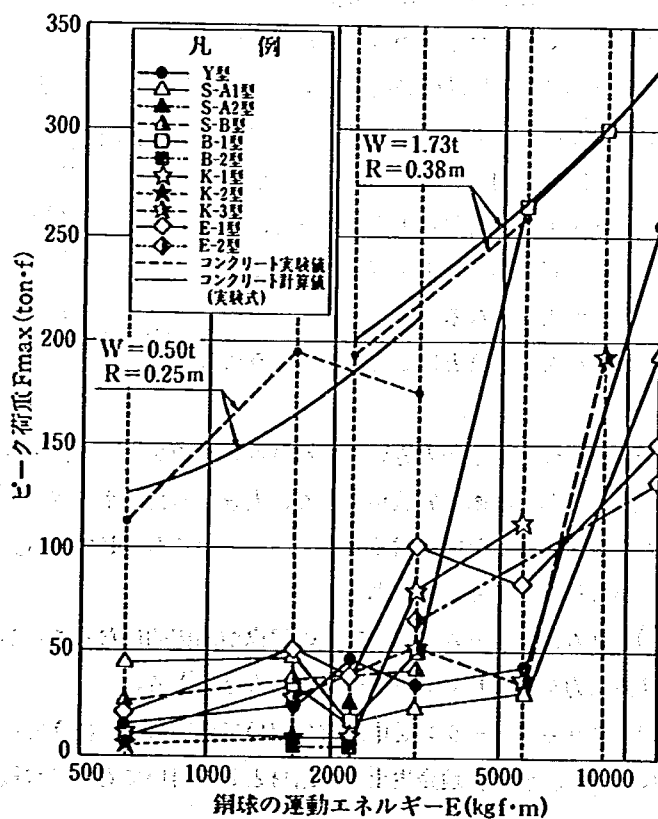


図-3.3 ピーク荷重

3.4 緩衝効果の評価

コンクリートの衝撃荷重による破壊条件は、ひずみのピーク値が限界値を越える場合と考えられている¹⁾。そこで緩衝材の効果も、荷重のピーク値をどれだけ低減できるかで評価するものとする。ピーク荷重を低減する効果を緩衝率と呼び次式で定義する。

$$\text{緩衝率} = 1 -$$

$$\frac{\text{緩衝材を設置した時の発生荷重ピーク値}}{\text{緩衝材が無い場合の発生荷重ピーク値}}$$

いずれの緩衝材も鋼球のエネルギーがある限界値に達するまでは、60～98%の高い緩衝率を示し、その限界値を越えると緩衝率は大幅に低下し0～35%となった。ただし、E型だけは今回の実験範囲では緩衝率が急激に低下する限界値には至らなかった。緩衝率が急激に低下し始める鋼球の運動エネルギーを「緩衝限界」と定義する。各緩衝材の緩衝限界と緩衝限界内の平均緩衝率を表-3.1に示す。

表-3.1中の緩衝限界エネルギーを、直径1mの自然石の運動エネルギーに換算すると表-3.2のようになる。

実験結果をとりまとめると以下のようなる。

(1) 一見緩衝効果が大いと思われるゴムやフォームは小さい衝突エネルギーに対しては最も効果が大きい、緩衝限界値が小さく、大きな衝突エネルギーに対しては効果がほとんど無い。これは古タイヤを用いた緩衝材(E-2)についても同じである。大きな衝突エネルギーを緩衝するには、かなり厚くする必要がある。

(2) ゴム、フォームでは衝突点の損傷が局部的になることから、鉄板等の材料を設置してできるだけ衝撃力を分散して受けるのが良いようである。

(3) クラッシャーランを中詰材に用いて緩衝材(E型)では、今回の実験範囲では緩衝限界に至らなかった。砂や現地発生土を中詰材として用いても同様な緩衝効果が期待できるものと推察される。

表-3.1 緩衝限界内の平均緩衝率

緩衝材の種類	緩衝限界エネルギー $E(\text{kgf}\cdot\text{m})$	平均緩衝率	同種緩衝材の平均緩衝率
Y 型	5600	0.84	0.84
S 型	S-A1 型	0.81	0.82
	S-A2 型	—	
	S-B 型	0.80	
B 型	B-1 型	0.86	0.92
	B-2 型	—	
K 型	K-1 型	0.94	0.83
		5600	
	K-2 型	—	
	K-3 型	0.81	
E 型	E-1 型	>12700	0.74
	E-2 型	>12700	

表-3.2 緩衝限界エネルギー

緩衝限界エネルギー $E(\text{kgf}\cdot\text{m})$	石の直径1m 石の重量1.4ton	土石流の流速 $V(\text{m/s})$
2200	"	5.6
3700	"	7.2
5600	"	8.9
12700	"	13.4

3.5 ダム袖部に対する緩衝材の設計 (案)

3.5.1 設計手順

土石流対策施設のダム袖部を例としてその設計手順を示すと図-3.4のようになる。ダム袖部には土石流流体圧と石礫の衝撃力の2つの力が作用する。まず、土石流の流速、波高、石礫の最大粒径等の設計条件を設定し、緩衝材の必要性を判断して、必要と判断された場合には緩衝材の種類の選定、緩衝材の必要厚の決定および配筋等の設計を行う。次節ではこの中から、緩衝材の厚さを今回の実験結果に基づいて求める方法を考察する。

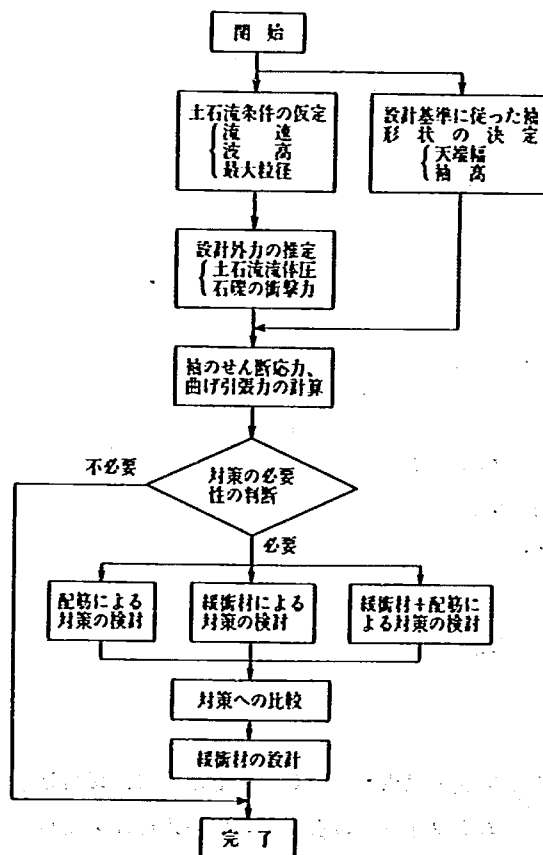


図-3.4 緩衝材設計の手順

3.5.2 緩衝材の必要厚さ

鋼球が緩衝材に衝突する時の鋼球の衝突エネルギーと緩衝材による仕事量の釣り合いを考える場合、次の2つのグループに分けられる。

Y型、B型、K型、E型：接触面のめりこみにより、衝突する鋼球のエネルギーが吸収される。

さらにこれは2つのタイプに分けられる。

Y型、E型：緩衝材は塑性変形が大きい。

B型、K型：緩衝材は弾性変形が大きい。

S型：ゴム支柱の変形により鋼球のエネルギーが吸収される。

緩衝材の厚さ決定の方法も、この3つのグループに分けて検討する。

Y, E型では

$$D = \frac{1}{\beta} \sqrt{\frac{2E}{A\pi R P_0}}$$

B, K型では

$$D = \frac{1}{\beta} \left(\frac{5E}{2An} \right)^{2/5}$$

S型では

$$H = \frac{2E}{BK a \beta^2}$$

$$a = \frac{2E}{BKH \beta^2}$$

D : 緩衝材の厚さ (m)

E : 鋼球の衝突エネルギー

R : 鋼球の半径 (m)

P_0 : 塑性限界応力 (kg/m²)

A : 修正係数

β : 材料により決定される定数

H : ゴム支柱の高さ (m)

a : 支柱の断面積 (m²)

B : 実験定数

K : ゴムの弾性係数 (kg/m²)

3.6 ま と め

実物の緩衝材を供試体として緩衝効果を試験した。その結果、緩衝効果を緩衝限界と緩衝率とで表現することを提案した。ゴムやフォームは緩衝限界以内の緩衝率は高いが、緩衝限界が低く、大きなエネルギーを対象とするとかなり厚いものが必要となる。一方、土砂を中詰材に使ったものは緩衝率はゴムやフォームに比べて低いが緩衝限界は高い。ゴムやフォームは高価な材料であることを考えると、鋼製砂防施設の平時の出水による摩耗防止などにはゴムやフォームが適しており、礫の衝突などの大きなエネルギーを緩衝するには土砂が適していると言えそうである。しかし、これらの材料の組合せや、砂防施設や土石流対策施設への取り付け方については十分検討していない。今後の研究が望まれる。

実験結果に基づいて、タイプ別に必要な厚さなど緩衝材の諸元を求める方法を提案した。新しく考案される緩衝材についても同様の考え方が適用できる場合が多いと考えられるが、その都度ここに報告したような試験が行われるのが望ましい。

4. 土石流氾濫区域の推定

総合土石流対策には①土石流対策施設による対策、②市街地再開発と併せた土石流対策のようなハードな対策と③有害行為の制限、④土地利用規制、⑤住宅移転、⑥警戒避難のようなソフトな対策が含まれる。土石流氾濫区域は土石流の氾濫による災害が発生する危険性がある区域であり、警戒避難、市街地再開発、土地利用の誘導等の検討対象区域である。

現在提案されている土石流氾濫区域の主な設定方法としては以下に述べる5種類がある。

- (1) 過去に発生した土石流による氾濫堆積痕跡等を地形学的に調査し、その溪流における土石流の氾濫区域を設定する方法
- (2) 数多くの溪流において土石流の氾濫・堆積範囲を調査分析して地形等との関係を経験法則としてまとめて地形等の類似した他の危険溪流に適用する方法
- (3) 模型実験による方法
- (4) ランダムウォークモデルによる方法
- (5) 水理学的なモデルを基礎とする数値計算による方法

これらの設定手法の特徴について表-4.1のとうりである。

表-4.1 主な土石流氾濫区域の設定手法の概要

氾濫区域設定手法	調査手法、調査項目	長 所	問 題 点	実用的な検討例
(1) 過去の土石流氾濫堆積痕跡等の地形学的調査による方法	現地踏査 空中写真判読 文献調査 →氾濫堆積痕跡 微起伏 堆積構造	①比較的簡便 ②個々の溪流の特徴を反映し易い ③氾濫実績を用いることができる	①氾濫区域が大きく設定される ②流出土砂量に応じた氾濫範囲の設定は困難	オーストリア カナダ
(2) 既往の土石流氾濫堆積調査結果に基づく地形に関する経験法則を用いる方法	災害調査→経験法則を得る →対象溪流の地形図等判読 →経験法則の適用 →氾濫区域設定	①比較的簡便 ②設定手法の標準化ができる	①個々の溪流の特徴を反映し難い ②精度の向上に限界がある	日 本
(3) 模型実験による方法	現地調査→地形図→模型製作→模型実験→観察、計測→解析	①個々の溪流の特徴を反映し易い ②堆積、侵食過程を追跡できる	①実物と模型の相似性の根拠が不明確 ②多くの費用と長期間を要する	
(4) ランダムウォークモデルによる方法	地形図・空中写真→メッシュ分割→地盤高読取り→境界条件設定→ランダムウォーク計算(確率計算)	①溪流の地形による氾濫範囲の変化を表現し易い	①モデル中のパラメータや係数の物理的意味があいまい ②土石流の後続流による再侵食過程を表現できない	
(5) 水理学的なモデルを基礎とする数値計算による方法	地形図・空中写真→メッシュ分割→地盤高読取り→境界条件設定→シミュレーション計算(差分法)	①水理学的な裏付けがある ②土石流の流速や堆積、侵食過程を表現できる	①メッシュ間隔を小さくすると、計算時間が長くなり費用も高くなる	

5. 砂防樹林帯の土石流対策機能

5.1 試験内容

砂防樹林帯は一般に扇状地上流部付近に設置される遊砂地内に造成され、扇頂部付近へ流れ出てくる土石流の持つエネルギーを、河床勾配の緩和と河幅の増大による土砂輸送能力の減少という遊砂地の持つ効果と合わせて、土石流の樹木群への衝突や樹木群内の通過時に起こる土石流のエネルギーの減少効果により、土石流を減速あるいは停止させ、下流における土砂災害を防止あるいは軽減しようとするものである。

砂防樹林帯は環境を配慮した砂防施設として関心が高まっており、修景の面からも好ましく、公園的機能も合わせ持つことができるため、今後ますます利用されることが期待される。

土石流対策施設としての砂防樹林帯の設計法については現在基準化されたものはなく、砂防樹林帯の設計に関する全体の流れを図-5.1に示す。この中で特に立木1本当たりの諸元の設計方法と樹林帯としての群効果の検討が土石流の流体力や衝撃力の検討に深く関連している。

土石流の樹林帯への衝突および通過時に立木に作用する力は、土石流の水と土砂の細粒分の混合した流れが立木におよぼす流体力(F_d)と土石流中の大きな礫が立木へ衝突した際に生ずる衝撃力(P_d)の2つに大別される。

このうち流体力は図-5.2に示すように立木に対してほぼ一様にかつ土石流の通過中連続的に作用する。また礫による衝撃力は図-5.2に示すように礫と立木の接触部で非連続的に作用する。土石流により立木に作用するこれらの荷重を、実際の現地における立木への載荷試験では次のようにモデル化した。すなわち、図-5.3に示すように流体力は土石流の水深の $\frac{1}{2}$ の高さの箇所に働く静的な水平引張荷重として、また礫による衝撃力は振り子の形で鋼球を地面よりある高さ(礫と立木の接触点の高さ)の位置に、実際の土石流に近い速度で衝突させることにより生ずる衝撃力として考えた。

5.2 樹木のエネルギー吸収能の推定

5.2.1 樹木の静的エネルギー吸収能 E_s

樹木が吸収できるエネルギーを荷重(P)と変位(δ)の総和 $E_s = \sum P \cdot \delta$ として求め、最大荷重 P_{max} までに吸収できるエネルギーを E_{s0} 、荷重が P_{max} の70%まで低下した時点でのエネルギー吸収能を E_{s1} 、以下 P_{max} の50%までを E_{s2} の30%までを E_{s3} と定義する。 E_s は ϕ (樹径)にしたがって大きくなる傾向がある。また、載荷高さの影響はほとんど受けない。現地試験は根系の強度は土壌、根の広がり、生育環境、樹種等によって、大きく異なるため簡単に求めることが出来ない。そこで、今回は試験結果の範囲内で静的エネルギー吸収能を近似的に求める。載荷高さの影響はほとんど受けていないことから無視するものとする、 $E_s = a\phi^2$ となる。ここで、 a は E_s の定義によ

表-5.1 a の値

	a の値
E_{s0}	0.0438
E_{s1}	0.0845
E_{s2}	0.110
E_{s3}	0.110

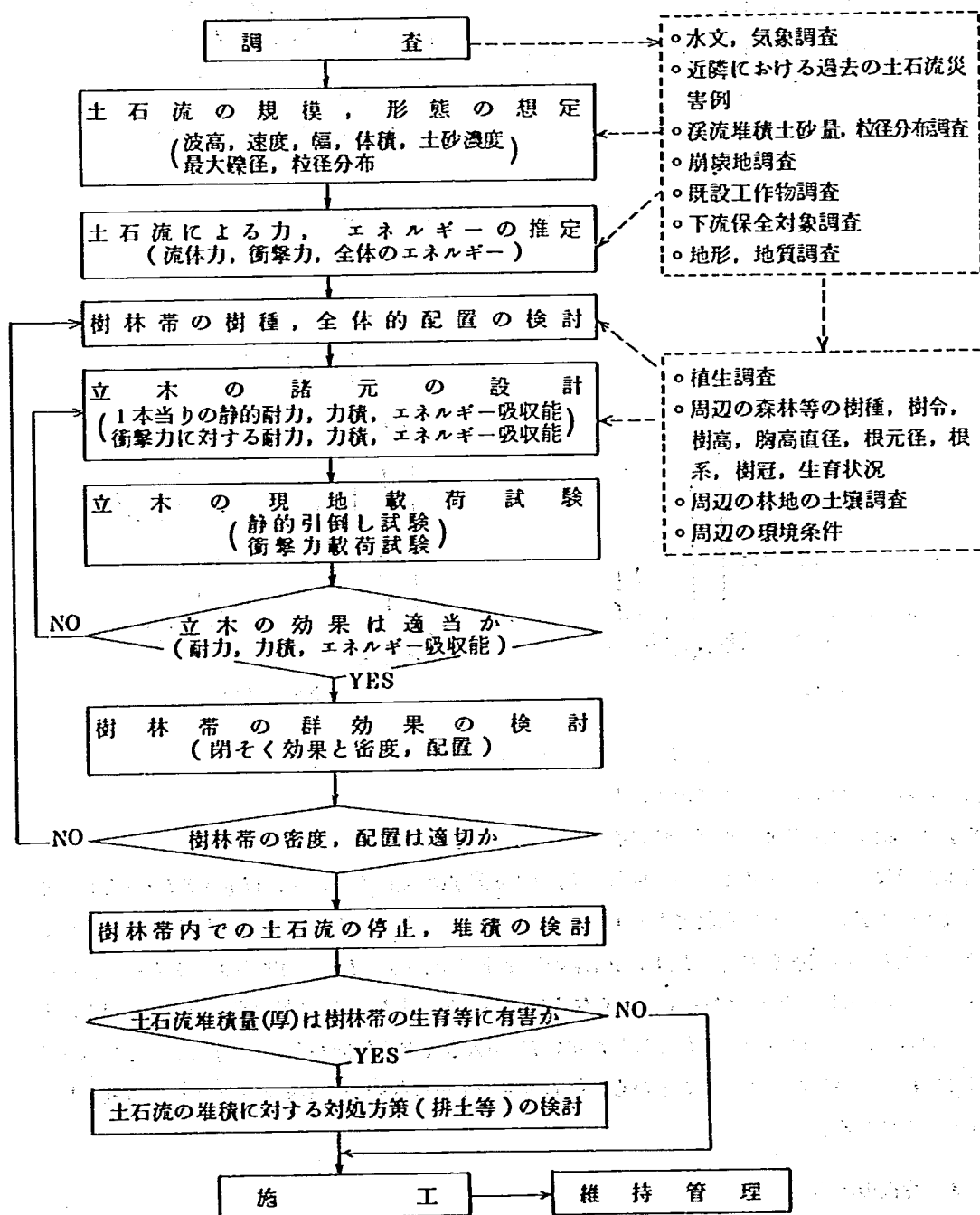


図-5.1 砂防樹林帯の一般的な設計の流れ

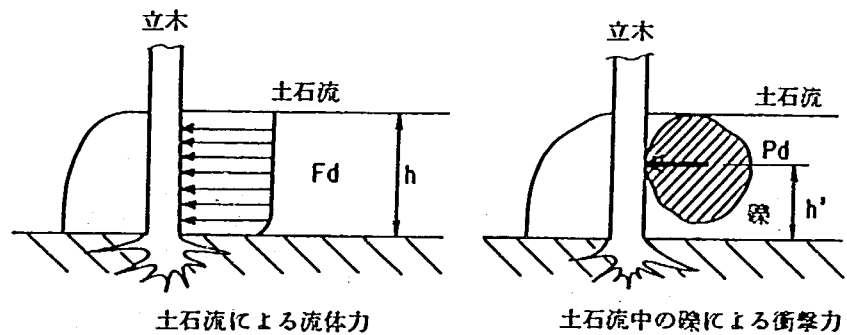


図-5.2 土石流により立木に作用する荷重の模式図

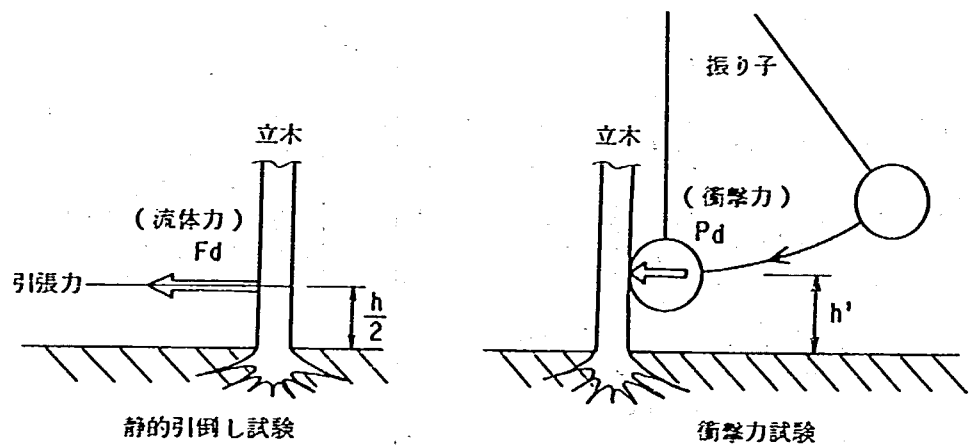


図-5.3 現地における載荷試験の考え方

で決定される定数で表-5.1に示す値となる。

5.2.2 樹木の衝撃エネルギー吸収能 F_D

樹木が吸収できるエネルギーを衝撃荷重 (F) と载荷点の変位 (δ) の総和 $E_D = \sum F \cdot \delta$ として求め、最大荷重 F_{max} までに吸収できるエネルギーを E_{D0} 、荷重が F_{max} の70%まで低下した時点でのエネルギー吸収能を E_{D1} 、以下、 F_{max} の50%までを E_{D2} 、 F_{max} の30%までを E_{D3} と定義する。 E_D は ϕ の増加にしたがって大きくなる傾向がある。また、 E_D は载荷高さの影響をほとんど受けておらず、载荷速度が速くなるにしたがい E_D が大きくなる傾向がある。 E_D と E_S を比較するとほぼ同程度の値になっていることから、静的エネルギー吸収能から衝撃エネルギー吸収能を推定できることになる。

5.3 今後の課題

樹木は、土壌、日照条件、気温等の生育条件の影響を強く受ける天然の素材であり、同地区のものである、その強度変形特性などが大きく異なることが考えられる。このような樹木についてその衝

撃緩衝効果を評価する方法を検討したが、次のような解決しなければならない問題点が残されている。

(1) 本研究では、当初土石流の衝突によって樹木の幹が折損することを想定したが、今回の試験結果からは、根系の強度が樹木の破壊を決定的に支配していることが分かった。しかし、全ての条件において根の強度により樹木の破壊が規定されているかについては、今回の試験結果からは推定できないので、根の強さの評価の検討が必要である。

(2) 試験装置の制約上 8m/s 以上の衝突速度の試験が行えなかったが、さらに高速で礫が衝突した場合に、根系あるいは幹のどちらの破壊が卓越するかの検討が必要である。

(3) 今回の試験は、10 cm～20 cm 程度の非常に狭い樹径範囲で行っているが、さらに広い範囲での検討が必要である。

(4) 樹木と土石流に含まれる礫の衝突現象のうち、とくに最大荷重発生後の荷重の方向性と荷重の減少率の関係を解析的にまたは統計的に求めるための検討が必要である。

参考文献

砂防地すべり技術センター：鋼製砂防構造物設計便覧 昭和60年

土木研究所砂防研究室：一日土研資料。土木研究所 昭和63年12月

水山高久，松村和樹，山本卓郎：土石流対策施設に適用する緩衝材の効果評価，新砂防 昭和63年9月

水山高久，石川芳治，鈴木浩之：樹木の土石流衝撃緩衝効果，土木技術資料，30 (1988)

水山高久，石川芳治，栗原淳一，鈴木浩之：昭和63年7月の梅雨前線豪雨による広島県の土石流災害，土木技術資料，30～10 (1988)

土構造物における新材料の利用

機械施工部長 嶋 津 晃 臣

土構造物における新材料の利用

1. はじめに

最近、土構造物の分野において新技術開発として注目を集めているのは、一つはジオテキスタイルに代表される補強土工法であり、他の一つは発泡スチロールに代表される軽量盛土工法である。これは高分子材料の用途拡大普及に伴う技術革新の流れに沿ったものである。さらに、現地土の流動化処理を行い、また高分子繊維材や発泡材を混合するなど、新しい改質土、すなわち機能・特性を任意に設定できるような規格材料を造る開発研究も始められている。従来、天然材料をそのまま利用するといった比較的オーソドックスな流れの中にあった土構造物の分野にも新しい技術の波が押し寄せている感が強い。

特に、発泡スチロール（EPS：Expanded Polystyrene）が盛土材に導入されて以来、軽量盛土工法がにわかにクローズアップされている。言うまでもなく、軽量化の目的は軟弱地盤の沈下・安定対策、構造物に対する土圧軽減、地すべりの荷重軽減などのためである。従来に無い超軽量材の出現はこの工法の原理的な特徴を存分に発揮させる画期的な出来事であった。発泡スチロールの盛土が我が国で最初に札幌市において施工されて以来¹⁾、約3年あまり経過するが、これを契機に盛土の軽量化工法が見直され、この方面の研究が活発化した。施工事例も増加しつつある。これと同時に、これまで補強土工法のように鋼材やジオテキスタイルなどを利用し天然材料に複合的な特性を付与する技術とは別の系統の、材料自体の技術開発の機運を刺激した。

この小文では、新材料の開発に最も係わりの深い軽量盛土工法を中心にとりあげ、その概要を述べると共に、新土工材料開発の現況と今後の動向を展望する。

2. 軽量盛土工法の発展

軽量盛土工法は、それ自体新しい工法ではない。軟弱地盤対策工法の一つとして従来から荷重軽減工法に位置づけられている。軟弱地盤対策工法を概観すると、表-1に示すように、地盤そのものを強化する地盤改良工法、上部の盛土を拘束強化することにより地盤の側方流動を軽減する盛土補強工法、構造物により荷重を支持する工法、さらに盛土荷重をコントロールする工法に大別できよう。荷重コントロールの方法の内、荷重軽減工法すなわち軽量盛土工法はそもそも地盤沈下などの原因となる重さに着目したユニークな工法と言える。この工法の概念を示すと図-1のようである。

従来、軽量盛土工法は、軽量材が比較的安価に得られる場合や軟弱地盤が深く通常の地盤改良などの対策では大きな費用がかかる場合などにその使用が検討されてきた。軽量材としては、天然の軽量材料の利用がある。また、近年、製鉄所から産業副産物として発生する水砕スラグがその軽量性（単位体積重量が 1.3 t/m^3 程度）に着目され使用されてきた。最近では石炭火力発電所から発生する石炭灰の使用例もある。また、積極的な用法として、コルゲートパイプやカルバートなどの

表-1 軟弱地盤対策工法における軽量盛土工法の位置付け

分 類	原 理	代 表 的 な 工 法
地盤改良	置換 脱水 締固め 固結	掘削置換工法 サンドドレーン/プレローディング/緩速盛土 コンパクションパイル/バイプロフローテーション 深層混合処理工法/生石灰パイル/薬液注入
盛土体の補強	補強	帯鋼/ジオテキスタイル/プレート付アンカー
構造物による方法	縁切り 荷重支持 高架構造物	矢板工法/連続壁工法 パイルキャップ/パイルスラブ/パイルネット 橋梁/カルバート
荷重コントロール	荷重バランス 荷重分散 荷重軽減	押さえ盛土工法 サンドマット工法/シート工法 軽量盛土工法(スラグ/EPS/中空資材)

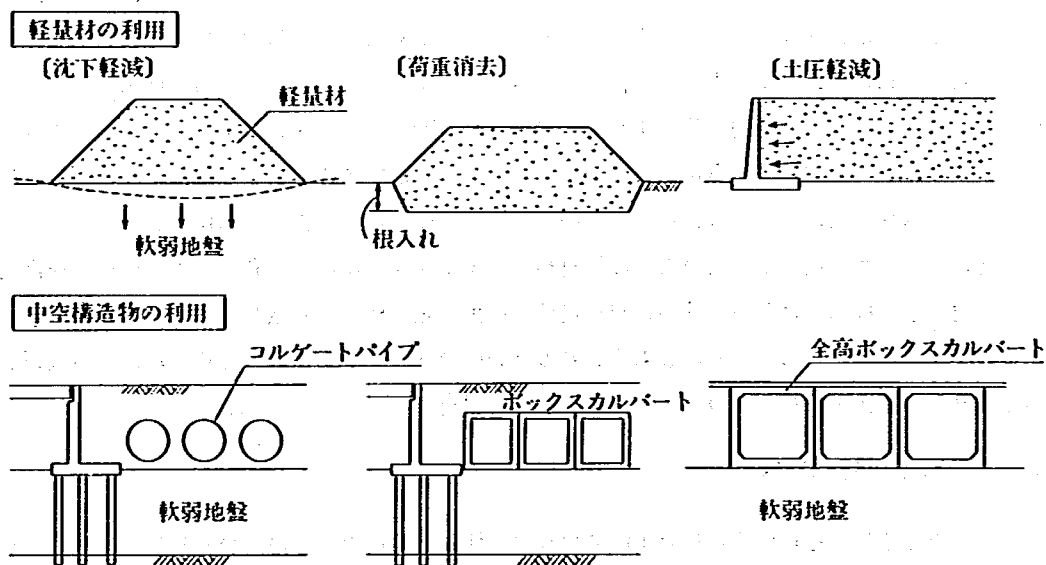


図-1 軽量盛土工法の概念図

中空構造物を盛土の中に並べて盛土のみかけ重量を減ずることも行われている。しかしながら、これらの方法も土の重量を半減する程の大幅な軽量化を期待することができず、荷重軽減効果として、併用工法(サンドドレーンなど)の負担を減じたり、安全率を若干上昇させるなどに留まっていた。したがって従来の軽量盛土工法は比較的マイナーあるいは特殊な対策工法としての位置付けにあった。

ところで、最近の高分子産業の発展により生まれた発泡スチロールは他分野では断熱材・緩衝材として日常的に普及している。ノルウェーでは当初は1965年頃から道路の凍上防止材として用いられていたが、その超軽量性に着目して、1972年に泥炭地の道路の沈下対策に盛土材として採用され成功を収めた²⁾。その後この工法は同国では軟弱地盤対策の一般的な工法として普及している³⁾⁴⁾。

そして1985年のオスロでの国際会議（道路盛土への発泡材の利用）を契機として、スウェーデン、オランダ、フランス、カナダなどへの技術移転が活発化した。我が国へも同年、冒頭に述べたようにこの発泡スチロール軽量盛土工法が技術導入された。これまでの常識を越えたほとんど無重量の材料の導入はこれまでの軽量盛土工法に革新的なインパクトを与えた。軽量盛土工法は従来の併用工法から単独の技術分野を確立したといつてよい。

この発泡スチロール盛土工法の導入に刺激されて、発泡スチロールの利用を含む新しい軽量盛土工法に関する調査研究や実施事例が増加している。すなわち、軽量盛土工法の見直しが行われつつあり、他の軽量材の開発、例えば気泡モルタルや現地土との混合による改質材などの研究をも促進しつつある。したがって、現在は軽量盛土工法が市民権を確立する発展期であると言えよう。

これまでの経緯を踏まえると、軽量盛土工法は、軽量材として従来の発生材を用いる方法、中空の構造物を用いる方法、軽量の人工発泡材を用いる方法、および今後の課題である現地土の軽量化・改質の流れに整理できよう。

3. 発生材の利用

この方法は従前から用いられている自然発生的なものである。盛土としての強度が得られ、出来るだけ軽い材料となると、まず天然の軽量土砂（例えば、泥炭、炭殻、関東ローム、木片など）の利用がある。発生場所や求める品質が合えば経済的な方法になるが、現実にはローカルの条件が強く支配し普遍的ではない。発生材ではないがコストが合えば、建築用の軽量骨材の利用もある。

一方、近年、製鉄所で鉄鉄を生産する過程で高炉から発生する熔融スラグを水で急冷して得られる水砕スラグは産業副産物として多量に発生する。これはガラス質の粒状物（粒径0.3～2mm）で主としてセメントの原料や生コン用細骨材に使われるが、その砂に似た性質で土工材としても使われた。その軽量性から最近では軽量盛土材としての検討がなされている。また、水硬性があるので、構造物の裏込めに用いて自立性による土圧軽減効果を期待する利用法もある。

また、オイルショック以降、エネルギー政策の転換に伴い増設されてきた石炭火力発電所から燃料の粉末状石炭の燃えがらである石炭灰が多量に発生している。石炭灰は発生箇所により、クリンカーアッシュ（粗粒1～10mm）、シンダーアッシュ（中粒0.1mm以下）およびフライアッシュ（細粒0.02～0.03mm）に分かれる。量的にはフライアッシュが70～85%と大部分を占める。フライアッシュの一部はセメントの原料やコンクリートの混和材に用いられるが、石炭灰全体の70%に相当する量は発電所の近くにそのまま埋め立て処分されている。石炭灰は砂質土に相当する粒度を持ち、土工材に有効利用可能である。特に、その軽量性と水硬性から、盛土材として土砂には無い特徴を発揮することも期待される。北海道ではビート地盤における軽量盛土材としての実施例も既にいくつかある⁹⁾。利用例を図-2および写真-1に示す。

下水汚泥の焼却処理において発生する焼却灰も、石炭灰と同様の軽量性と水硬性を有しており、軽量盛土材として今後の有効利用が考えられる。

石炭灰および焼却灰の利用については、建設省総合技術開発プロジェクト（総プロ）「建設事業への廃棄物利用技術の開発」（昭和56年度～60年度）において検討され、その有効性が確認されさ

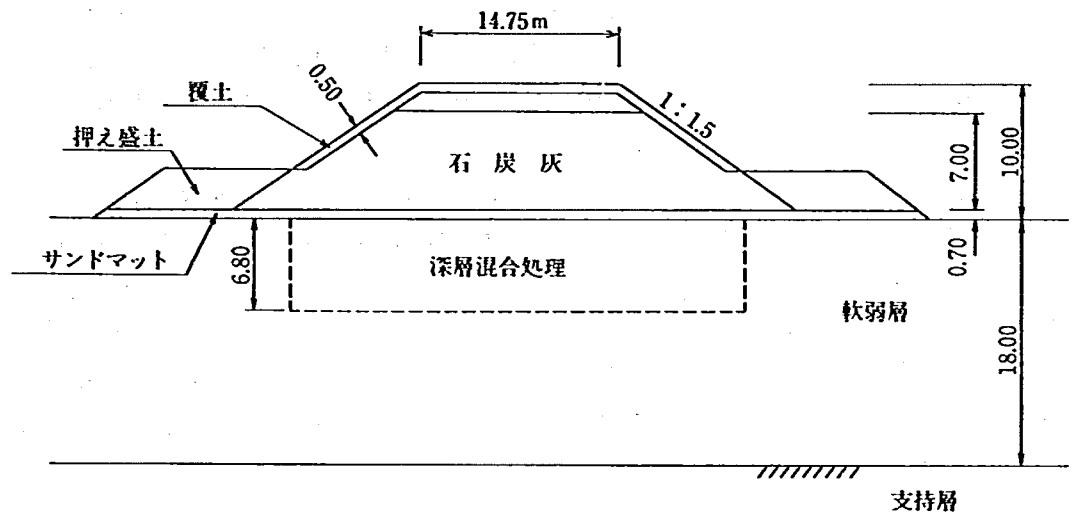


図-2 石炭灰の道路盛土としての利用例⁵⁾

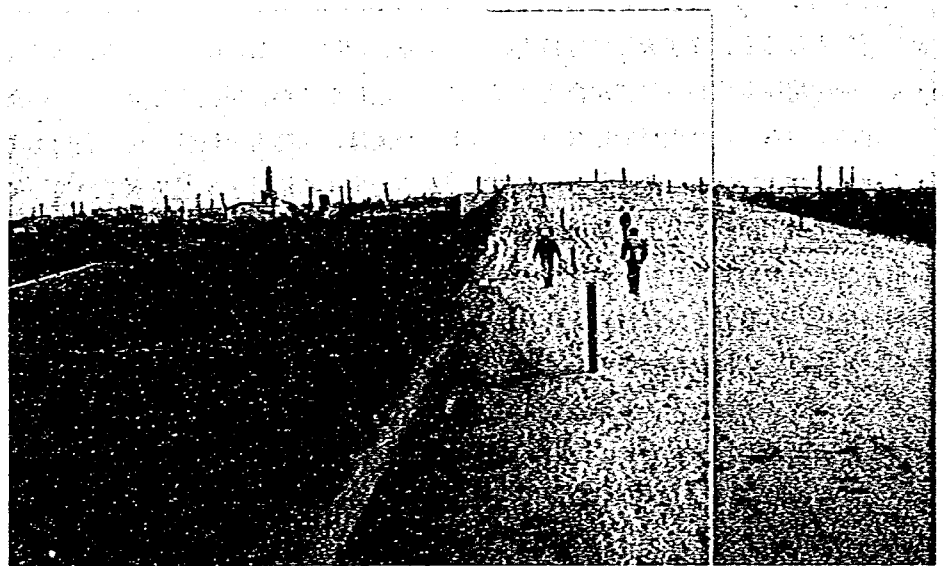


写真-1 石炭灰を用いた道路盛土の例⁵⁾

表-2 代表的な発生材の品質性状(例)

種 類	盛立時 単重 tf/m	粒 子 比 重	粒 度		化 学 成 分			突固め		突固め直後 28日後			
			粒 径 mm	D ₆₀ mm	SiO ₂ %	Al ₂ O ₃ %	CaO %	r _d tf/m ³	OMC %	C φ kg/cm ²	K cm/s	C φ kg/cm ²	K cm/s
水砕スラグ	1.3	2.7-2.8	0.3-2.0	1.2	33.4	14.5	41.0	1.25	25	35	10		
石 炭 灰	1.2-1.3	2.0-2.3	0.01-0.2	0.05	52.8	21.9	5.0	1.18	26	0.7	33	10	4.0
焼 却 灰	1.3	2.7-3.1	0.2-2.0	0.8	21.7	13.9	34.5	1.02	48	0.8	45	10	2.4
山 砂	18-2.0	2.7	0.2-2.0	1.2	60	22	0.5	2.0	7	-	35	10	
セメント					22	5	65						

らに利用方法が提案されている⁶⁾。これらの産業副産物としての発生材は、原料の産地などにより品質にはかなりの幅があるが、その盛土材としての性状は表-2に示すようにある程度の軽量性を確保し他の強度、透水性などの特性は通常材料としての砂に近い。大なり小なり水硬性を有することは安定材としての使用も可能である。なお、PHが若干高いので、のり面の植生が育ちにくく客土などの工夫がいる。この種の発生材の問題は、一定の品質の確保と供給量であろう。運搬距離の条件が採算性の面に影響を与える。

なお、資源の有効利用という観点から、土木研究所では処分地の確保が困難となっている高含水比の粘性土（泥土）を焼却によりスラグ化し、盛土材料や骨材としての利用について研究を始めている。

4. 中空構造物の利用

軽量材を用いる他にも、カルバートなどの中空材を盛土内に並べて同様の効果を得ることができる。特に軽量材の入手が困難であったり、軽量性を増す必要がある場合には中空材が積極的に用いられることがある。中空材としてはコルゲートパイプやボックスカルバートが一般的である。軽量性の効果を増すために、2段以上に積んだり、最終的には全高カルバートで連結する事例もある。橋梁など高架構造とする場合もあるが、これはもはや軽量盛土材の範ちゅうには入らない。地すべり対策にコルゲートパイプを多段（3段）に積んだ軽量盛土の本格的な事例⁹⁾を図-3および写真-2に示す。また、連続ボックスカルバートの事例⁹⁾を図-4に示す。

この中空材を用いる工法は前項の発生材にくらべて軽量性を増すことができるが、盛土としての工費が高くなるので、地盤改良とのトータルの経済性を十分に考慮する必要がある。施工に当たって、カルバートまわりの土の充填と締固めが大切であるが、土の中に異種の材料が入ることになるので不同沈下などの問題に十分対処できるよう留意する必要がある。

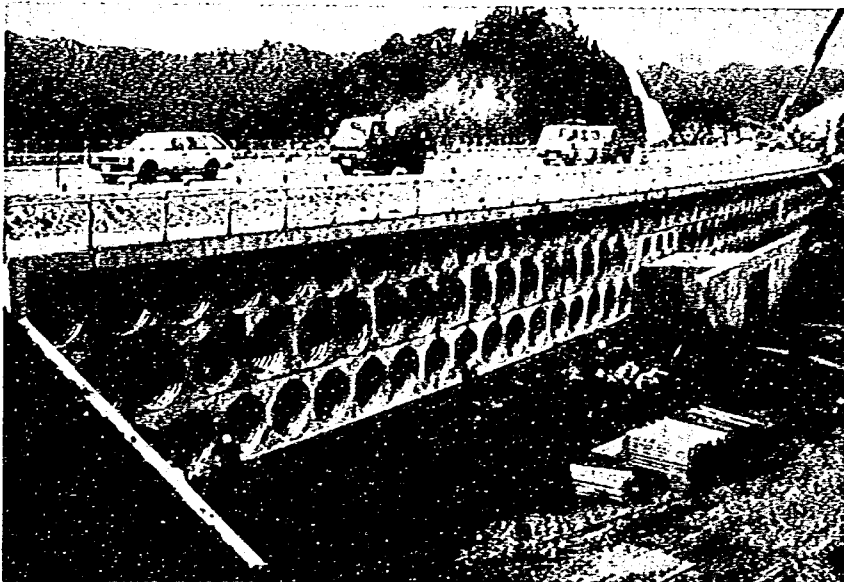


写真-2 コルゲートパイプ利用による軽量盛土工法の例⁹⁾

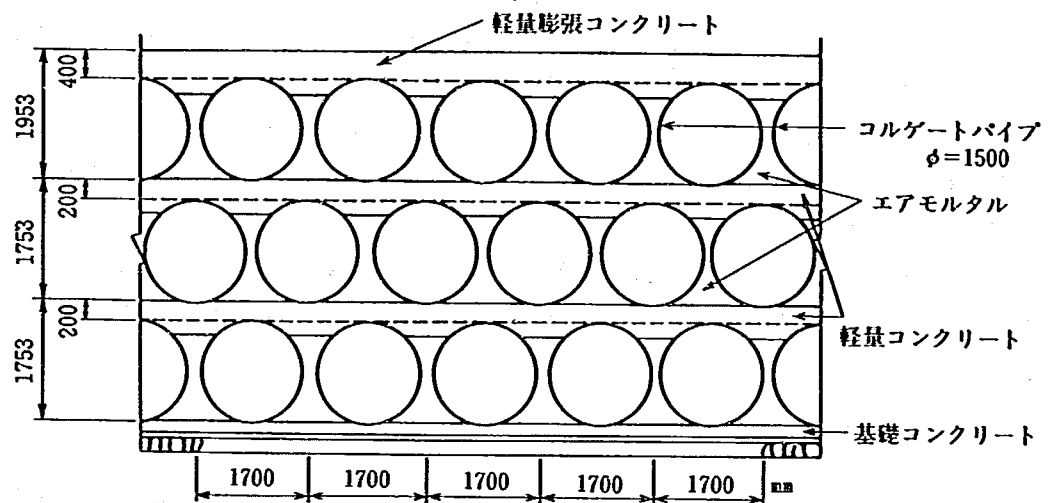


図-3 コルゲート・パイプを用いた軽量路体工側面図⁹⁾

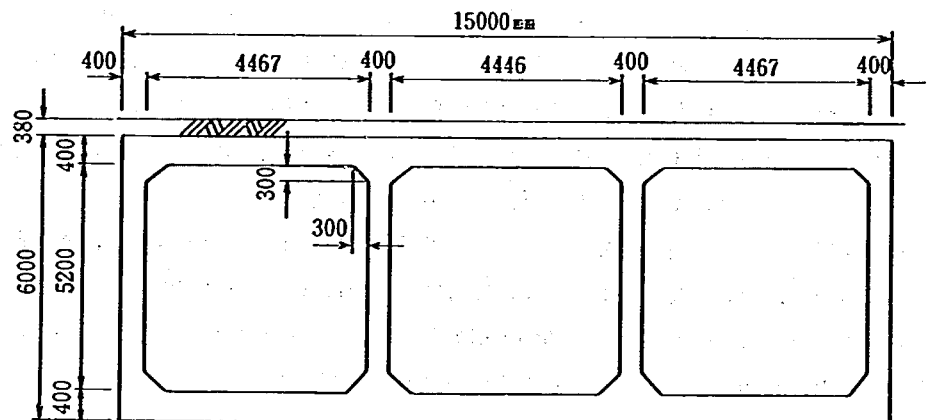


図-4 連続ボックス・カルバートによる軽量化⁹⁾

5. 人工素材の利用

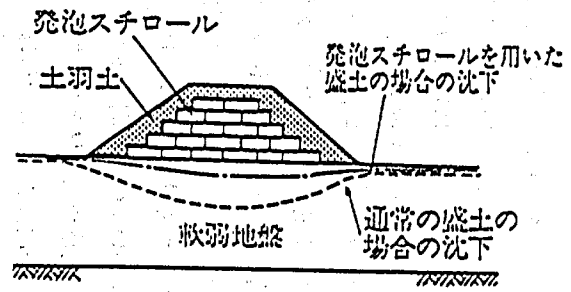
(1) 発泡スチロール (EPS)

発泡スチロールの軽量盛土材としての利用には図-5に示すような方法が挙げられる¹⁰⁾。

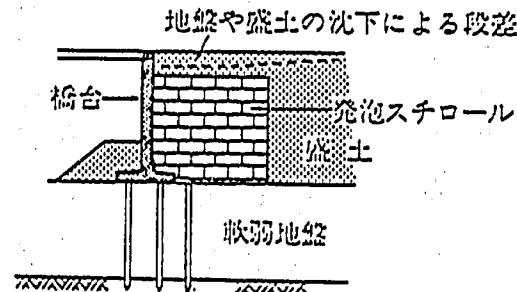
(a) 軟弱地盤上の盛土の沈下対策

通常の土砂による盛土の場合は盛土部の沈下のみならず、周辺地盤も変形を起こすので、近隣構造物に影響を及ぼすこともある。発泡スチロールの単位体積重量は $0.02 \sim 0.04 \text{ t/m}^3$ 程度と極めて軽量であり、これは土砂の $1/50 \sim 1/100$ であるので、10mの高盛土であっても盛土材に発泡スチロールを用いると、荷重としては数十cmの低い盛土と同じ効果となり、地盤の沈下を小さく抑えることができる。

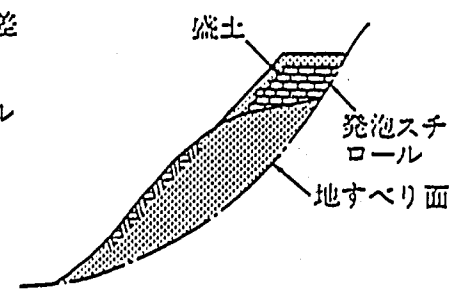
また、基礎地盤を発泡スチロールで置き換える(根入れを行う)ことにより地盤内の応力から見



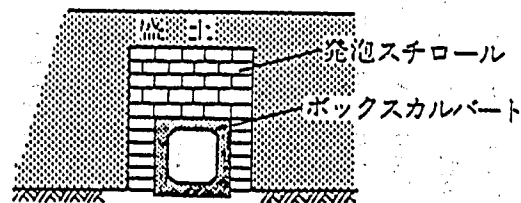
(a) 軟弱地盤上の盛土の場合



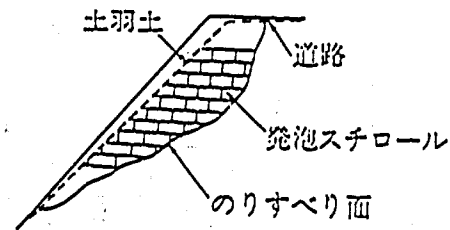
(b) 構造物との取付け盛土の場合



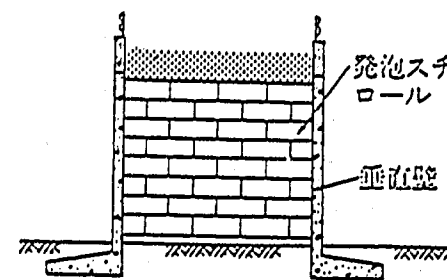
(c) 地すべり地の盛土の場合



(d) 高盛土下のボックスカルバートの場合



(e) 応急対策の盛土の場合



(f) 垂直壁を有する盛土の場合

図-5 発泡スチロール (EPS) の盛土への利用方法¹⁰⁾

て盛土による増加荷重を打ち消す効果も期待できる^{11) 12)}。国道1号の沼津バイパスの拡幅工事での例を図-6、図-7、写真-3および写真-4に示す。

(b) 構造物取り付け部の盛土の段差防止

橋台背面を発泡スチロールで盛土すると、盛土や地盤の沈下を少なくすることができ、構造物との取り付け部における段差防止にも役立つ。また、構造物に作用する土圧や側方流動圧などを軽減し、構造物の移動や変位を少なくすることもできる^{13) 14)}。

(c) 盛土荷重による地すべりの誘発防止

地すべり地の盛土では、盛土荷重による地すべりの誘発が問題になる。発泡スチロールを用い盛土または地山を掘削し置き換えを行うと、荷重の増大が少なく抑えられるので地すべり対策が容易になる。国道249号(石川県)でその事例がある。

(d) 高盛土下のカルバートに作用する土圧の軽減

高盛土下のカルバートでは鉛直土圧の増大によってカルバートの部材断面が非常に大きいものになる。カルバートの上部およびその周辺を発泡スチロールで埋め戻すと、土圧の大幅な軽減となり、部材断面の小さいカルバートの施工が可能となる。

(e) 災害時の応急対策

山岳地などで、斜面の崩壊やのり面のすべりを生じた盛土の応急対策として、通常、仮設の架橋などが施工されるが、基礎地盤の状況などによっては、早急に施工出来ない場合がある。このような場合、発泡スチロールを利用すれば、基礎地盤の状況に関係なく、盛土の施工を容易にしかも迅速に行うことが可能である。

(f) 擁壁などへの利用

用地が十分にとれない箇所での盛土では、鉛直壁を有する発泡スチロールによる擁壁とすることも可能である^{15) 16)}。自立擁壁としての事例を図-8に示す。また、軟弱地盤における地中埋設管の不同沈下対策として、基礎に発泡スチロールを用いることも検討されている。

発泡スチロールには、現在保温材としてのJIS規格があり、形状は長さ1.8m、幅0.9mと規定されている。製造方法には「型内発泡法(ビーズ法)」と「押出し発泡法」があり、前者は比較的自由な成形が可能であり厚さは40cm程度の製品がある。後者は10cm程度の厚さの製品となるが密度、強度共に前者より大きい。発泡スチロールの品質特性を示すと表-3の通りである。

発泡スチロールの材料特性についての研究^{17) 18) 19)}によると、発泡スチロールは、軽さばかりでなく、その独立気泡構造からいろいろの点で通常の土や前項で述べたスラグなどの発生材とはその材料特性が異なる。まず、上から圧縮しても横に広がらず(ポアソン比が0に近い)、過載状態になると上方から徐々に潰れていく。強度・変形については横方向からの拘束圧依存性はほとんど無く、独立気泡が潰れない程度の強度(10~30 ttf/m²)までは弾性的な挙動を示す。また、押出し発泡法による場合は異方性がある。強度・変形特性についての実験例¹⁹⁾を図-9、図-10に示す。

このような性質から、発泡スチロールは構造物の裏込め盛土材として用いれば土圧がほとんど加わらないという大変好都合な性質がある。さらに、発泡スチロール自体は自立するのでそれを盛土体とすれば特に擁壁を設ける必要はなくなる。強度は10~30 ttf/m²であるので、盛土の路床とし

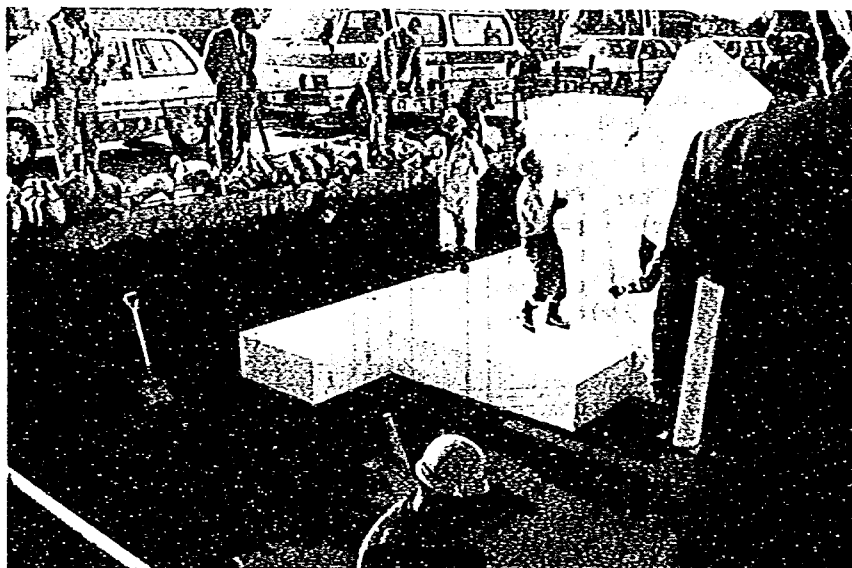


写真-3 EPSブロックの設置状況



写真-4 EPS層(第1層)の状況

て十分である。施工性も高い。発泡スチロールの大型ブロック(1.8×0.9×0.4 m)の重さは13 kg程度であるので運搬組み立てが容易である。現場加工(電熱切断)も容易であり、施工速度も早い。さらに大型の機械を用いる必要がないので振動・騒音などの工事環境の面でも有利である。

次に、地下水位以下の箇所に用いられても水の侵入がほとんどないので、軟弱地盤の低盛土など原地盤の置換を伴う利用においてもその軽量性の効果が失われない。ノルウェーにおける経験では、地下水位以下に9年間浸水状態の発泡スチロールの浸水量は最も大きな値で9%(体積)であった²⁰⁾。これは最大でも90 kg/m³の密度増加に相当し、もともとの密度20 kg/m³と合わせても最終的に110 kg/m³である。依然として卓越した軽量性が確保されることがわかる。

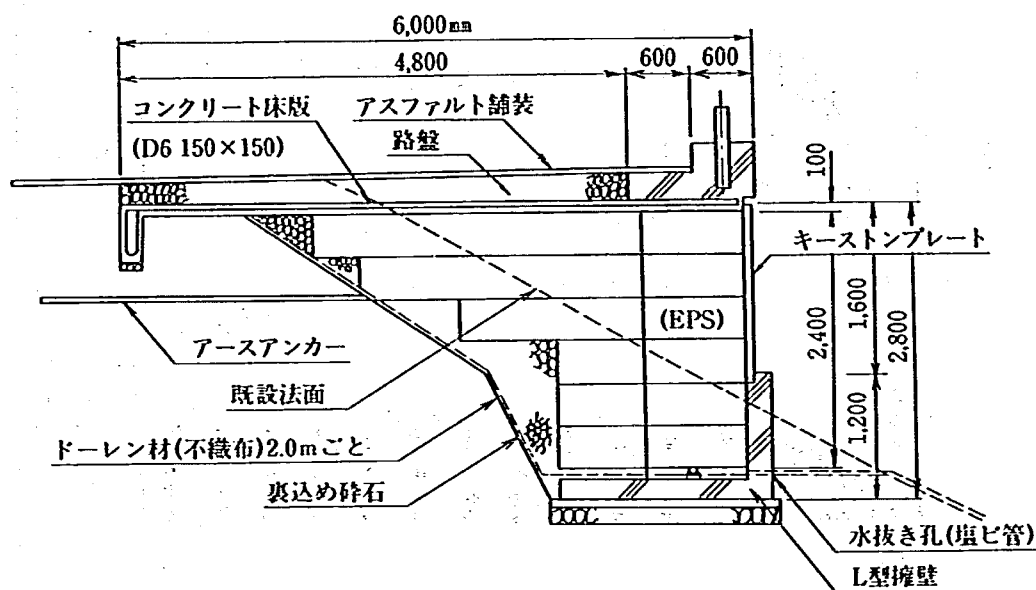


図-8 自立壁断面構造¹⁶⁾

この特長は裏を返せば浮力が大変大きいので、予期せぬ水位上昇の懸念される用法では、浮力に十分に対処する必要が生じる。また、発泡スチロールは石油製品（エチレン系）であり、無機材ではないので、紫外線の直射による材質劣化が生じること、ガソリンなどに溶解すること、熱に弱い（80℃以上）などの素材としての弱点がある。表面をシートやコンクリート版あるいは土で覆うなどの対策が必要である。このような被覆対策を行ったノルウエーにおける15年間の実績では特に問題は生じていない³⁾。また、素材には自己消化性が付与されているので、素材自体が燃え広がることはないが、覆土（厚さ20～30 cm）表面での火災実験が行われ覆土の有効性が確認されている²¹⁾。

表-3 発泡スチロールの品質特性

項 目	物 性 値
単位体積重量 (g f/cm ³)	0.02～0.04
圧縮強さ (kg f/cm ²)	1.0～3.5
曲げ強さ (kg f/cm ²)	3.0～5.0
引張り強さ (kg f/cm ²)	3.5～5.5
耐熱温度 (℃)	80
線膨張係数 (cm/cm℃)	5～7
吸水率 (g/100 cm ²)	0.15～0.20
燃焼性	自己消化性

発泡スチロール盛土を構造体として見た場合、いくつかの問題がある。まず、上部では交通荷重の影響を受け、かなりの水準の繰り返し応力が作用するので、累積変位などの問題が生じないか、また上載される舗装などは盛土にとって地震時にはトップヘビー構造となるので、継手を含めた安定性は問題ないか、さらに地盤の不同沈下が生じた場合ブロックの積み構造に及ぼす影響なども考えられる。今のところ、実績的には特に問題は生じていないが、今後設計条件として適用範囲を明確化すべき事項であろう。

発泡スチロールは、まだ素材としての価格が通常材よりも高く、利用に当たっては対策工の代替案との比較検討（工費、工期、周辺環境、維持管理など）がなされるが、この超軽量材の出現によ

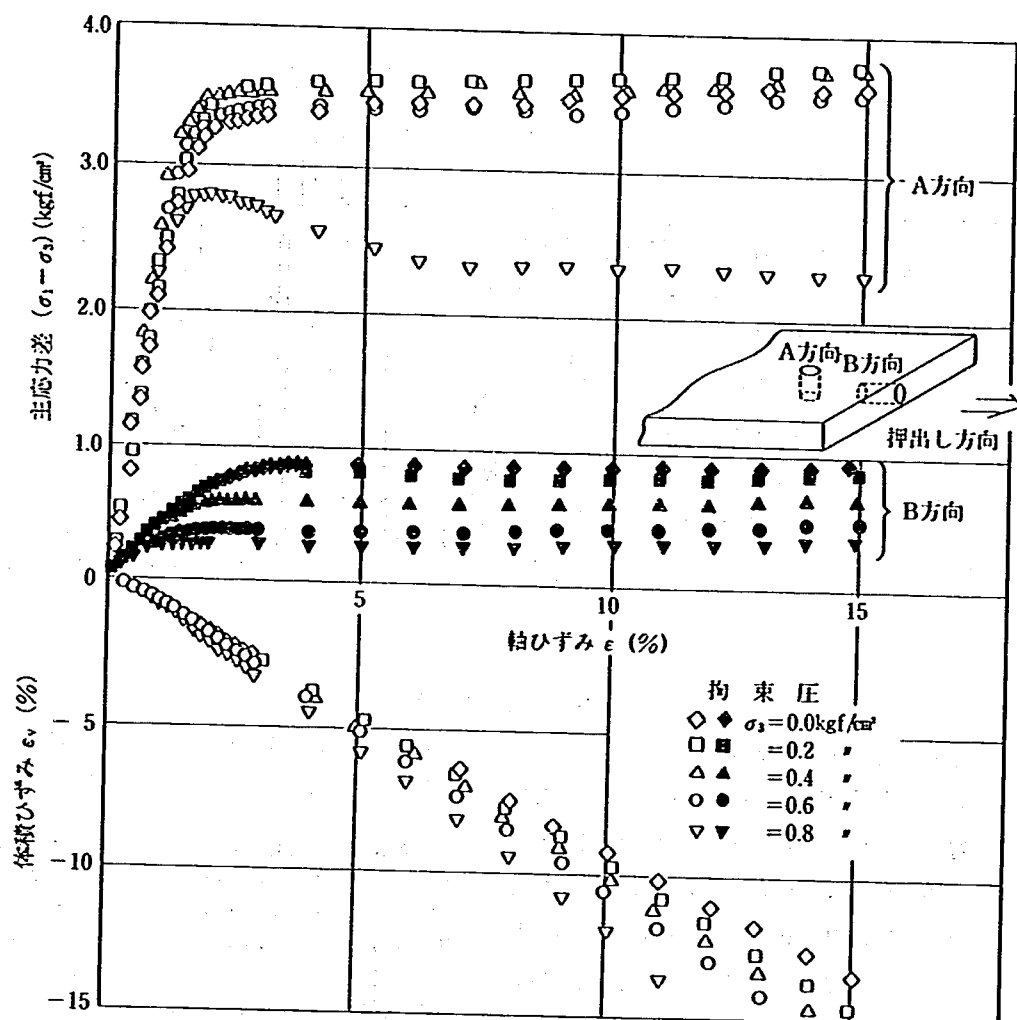


図-9 EPS (押出し法) の主応力差-軸ひずみ-体積ひずみの関係¹⁸⁾

り従来の方法では対策が困難なケースへの適用が可能になった。このことは新工法が出現したことに等しく大変意味のあることである。適用条件を十分に検討し、適材適所の工法の位置付けが得られるよう設計施工法の確立へ向けての調査研究が必要である。

(2) 気泡モルタル

気泡モルタルは従来から建築用軽量資材として用いられている。発泡スチロールが軽量盛土材へ導入されたのを契機に、同様に発泡構造の気泡モルタルも軽量盛土材への利用が検討され始めている。気泡モルタルはセメントモルタル (あるいはセメント) に気泡を混入するもので、発泡率を変えることにより単位体積重量をかなり大幅に変化させることができる。実験例²²⁾²³⁾によると、図-11に示すように、気泡率が80~90%の気泡セメントの場合、乾燥単位体積重量が0.3~0.2 gf/cm³である。また、一軸圧縮強度が8~1 kgf/cm²、透水係数が10⁻³~10⁻² cm/秒程度である。気泡モルタルは多孔質材であるので、通常の土のような粒状材とは異なった力学的性質を示す。モール

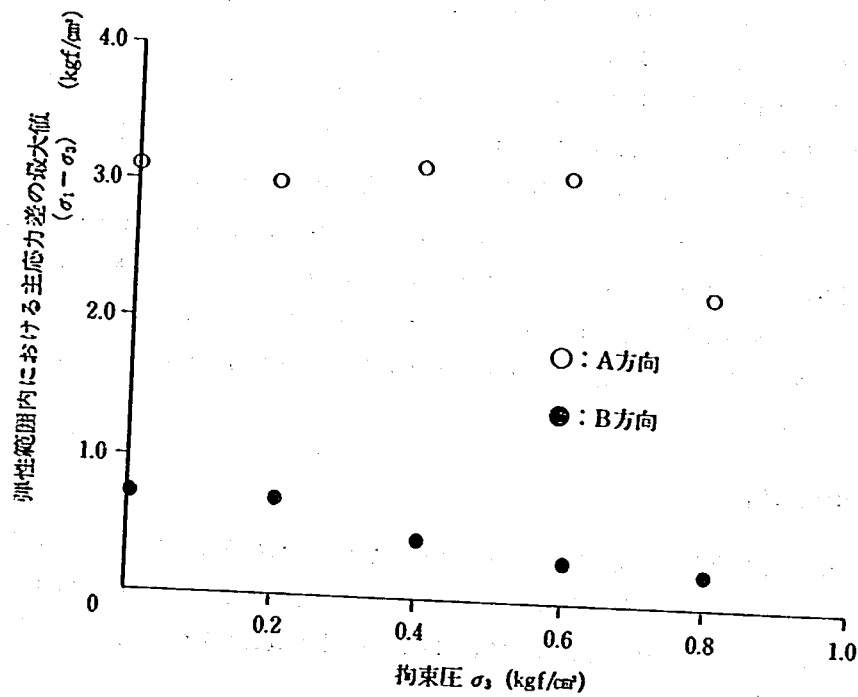


図-10 EPSの拘束圧と弾性範囲内における主応力差の最大値の関係¹⁸⁾

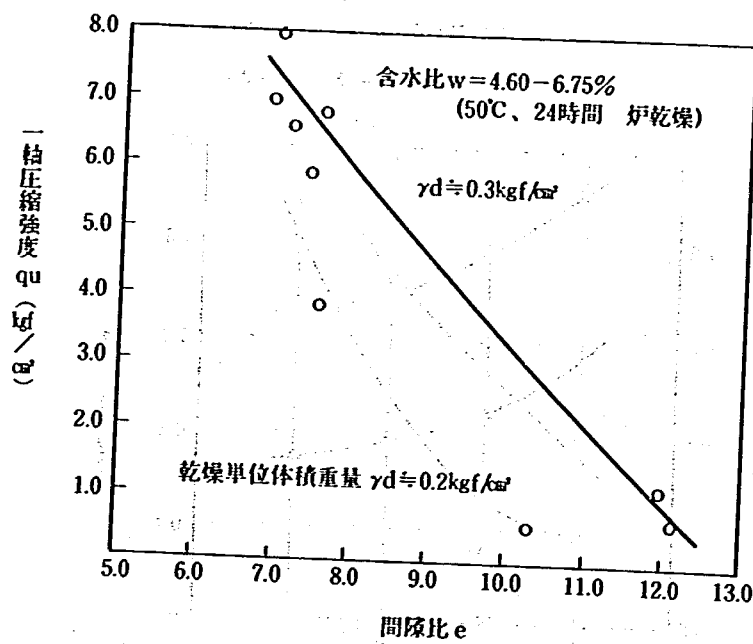


図-11 気泡セメントの間隙比と一軸圧縮強度の関係(例)²³⁾

・クーロンの降伏規準はあてはまらず、強度は拘束圧にほとんど依存しない²²⁾。

気泡モルタルは発泡スチロールと異なり、単位体積重量をかなりの幅で設定できるので浮力対策

の必要な場合には逆に適用性がよい。また、材質としては無機系材となるので、耐久性などに有利な面を持つ。しかし、透水係数が大きくなると、浸水状態での利用に当たっては単位体積重量の増大が生じるので注意が必要である。

気泡モルタルは工場製品としてばかりでなく、現場において、型枠を置いて現地形状に合わせた利用が可能である。したがって、埋設管の埋戻しなどにも用いることができる。現在、盛土への利用にあたって軽量性とあわせて種々の利用方法が研究開発中の状況である。

なお、気泡モルタルと同様のアプローチであるが、総プロ「廃棄物」の結果を受けて、産業副産物の有効利用の一環として、石炭灰にセメントと気泡を練り混ぜたスラリーあるいは硬化体による軽量盛土工法の開発を共同研究（土木研究所、土木研究センター、電源開発株式会社）で行っている。石炭灰など副産物の附加価値を高め利用の促進を目指したものである。結果の一部を図-12～図-15に示す。²⁴⁾

6. 現地土の改質

盛土は元来土工に際して、切り盛りのバランスを考えて行われることが多い。したがって、出来るだけ現地土を使うのが経済的になるケースが多く、残土を発生させないのが望ましい。この点、単に外部から軽量材を持ち込むというのではなく、現地土を改質して軽量化するのがより合理的な軽量盛土工法と言えよう。

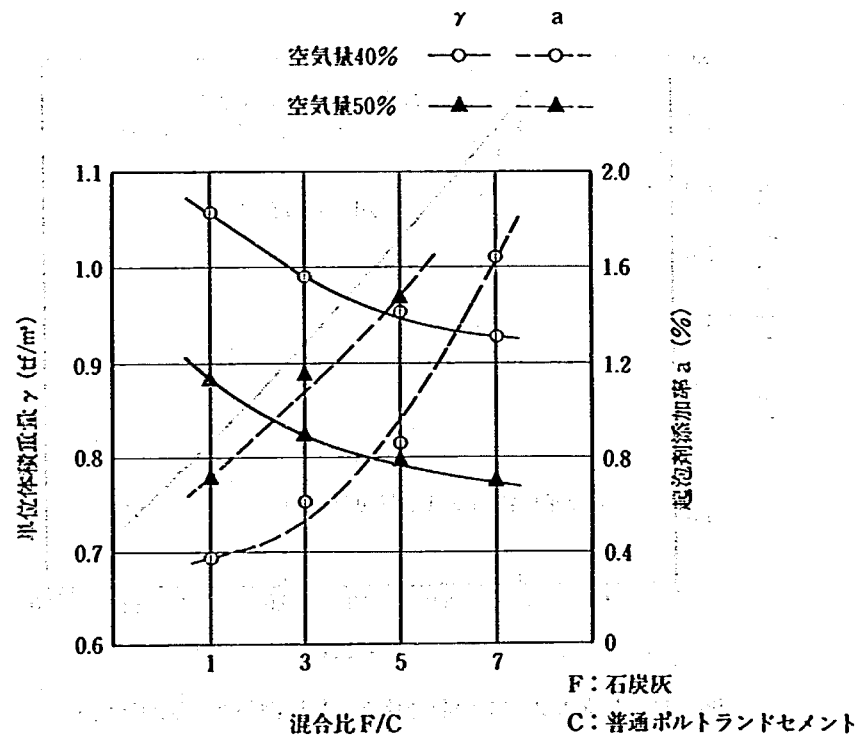


図-12 石炭灰混合比F/Cと単位体積重量 γ 、起泡剤添加率 a の関係²⁴⁾

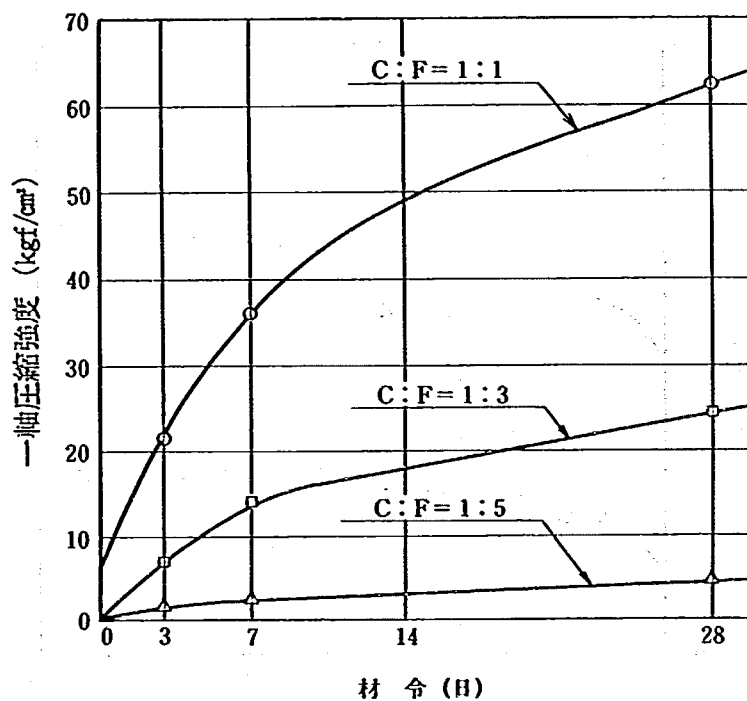


図-13 石炭灰硬化体の材令と一軸圧縮強度の関係²⁴⁾

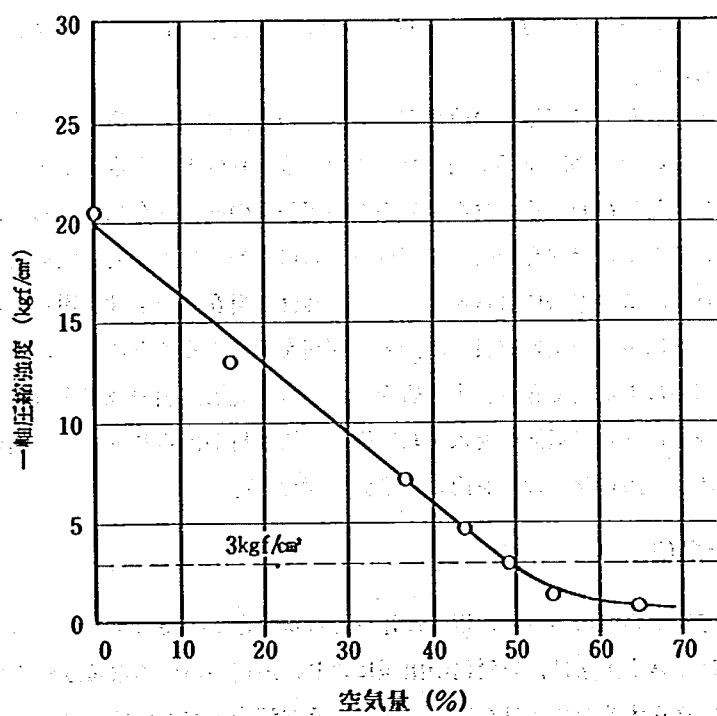


図-14 石炭灰硬化体の空気量と一軸圧縮強度の関係²⁴⁾

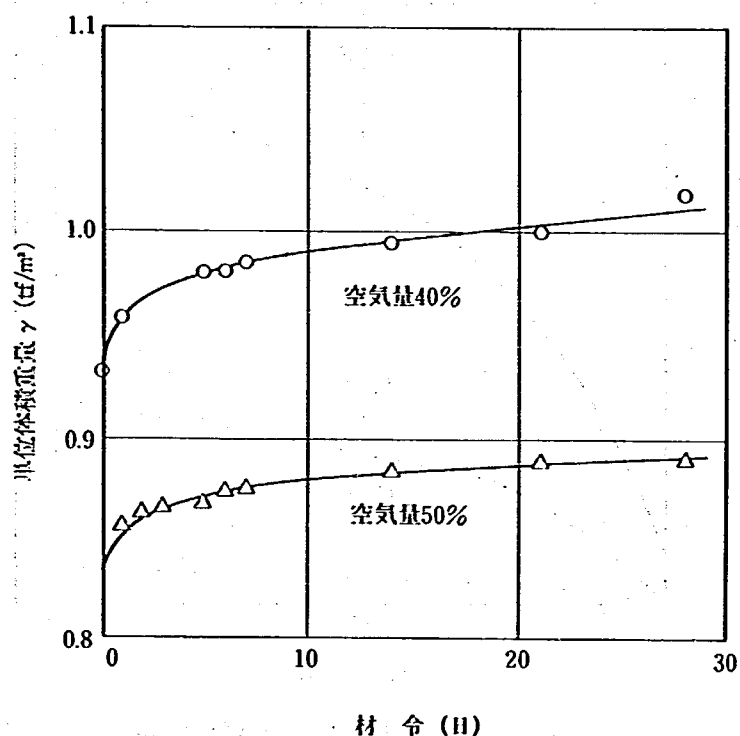


図-15 石炭灰硬化体の水浸試験結果²⁴⁾

一つの方法として、現地土と発泡材（EPSのビーズ、EPSの小片など）ならびに固化材を混合するものでいくつかの研究²⁵⁾²⁶⁾がある。現場での均質混合方法や得られる混合体の特性などが今後の研究課題であろう。

つぎに、最近の動向としては現地土の改質がある。この方面の開発の契機を与えたのは、久野らによる流動化処理土の研究²⁷⁾であろう。関東ロームのような粘性土は含水量が多いほど取り扱いに苦勞し土質改良がしばしば行われる。含水量は少ない程強度の面では有利となるが、固化材の均質混合が困難である。そこで、発想を転換して関東ロームに水を多量に加えて流動化し、セメントとの均質混合が図られた。この方法によると適度の強度特性と自在の流動性を得ることができる。土の流動化は任意の形状部分への土の充填と締固めの問題を解決することになり、埋設管周辺など狭い箇所への充填締固めにも応用できる。土木研究所における充填実験の様子を写真-5、写真-6に示す。流動化処理土にさらに気泡を混入すれば軽量の流動材が得られる。軟弱地盤における建物基礎下の空洞充填に軽量流動化処理土を用いた事例²⁸⁾がある。

7. 今後の課題と展望

軽量盛土工法の進展の経緯に沿って、以上に述べた軽量材とその特徴を一覧すると表-4のように整理できよう。軽量盛土工法は、新材料の出現により、最近いろいろな角度から見直しがなされているが、市民権を確立するためには今後まだ次のような解決すべき課題がある。

(1) 軽量材の費用（代替対策工との費用比較）

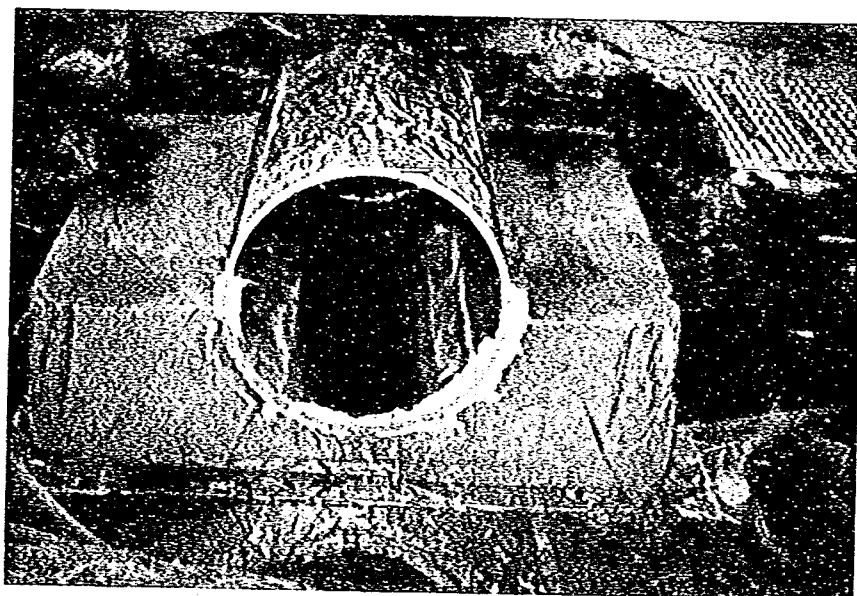


写真-5 関東ロームの流動化処理による埋戻し実験状況

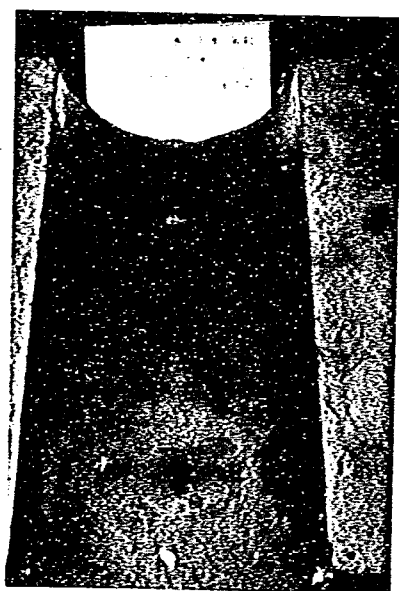


写真-6 管周りの流動化処理土の充填状況

- (2) 供給体制の整備（量の安定供給，運搬距離）
- (3) 品質管理／試験方法の確立（物性のばらつき，耐久性（物性の経時変化），安定性試験）
- (4) 設計施工法の確立（技術基準の作成）

（適用範囲・条件の明確化，浸水時・地震時の設計，繰り返し荷重の影響，土圧の評価，防護方法，すり付け区間の設計施工，不同沈下時の挙動・継手強度など）

軽量盛土材も発展的には単に軽量化だけではなく，もっと施工性や環境などの面で付加価値のある方向へ発展することが望ましい。例えば，流動化処理の方法を発展させて，さらに繊維材（ジオテキスタイルなど）を混入するなど特性の改善を行えば，このように手を加えられた土には，①従

表-4 軽量盛土工法と特徴

	使用材料	単位体積重量 tf/m ³	特 徴
(中空構造物) 盛土内設置 構造物構成	コルゲートパイプ ボックスカルバート 多連カルバート 架 橋	1.0前後 1.0前後	土との複合構造物 寸法・諸元の選定に注意 独立の構造物
(軽量材) 発生材 人工素材	軽量土砂 水砕スラグ 石炭灰 焼却灰 発泡スチロール 発泡モルタル 軽量産業廃棄物	1.2-1.6 1.3 1.2-1.3 1.3 0.02-0.04 0.3程度以上 0.1-0.2	〔粒状材であり、砂質土と同様の性質がある。自硬性もある。〕 〔独立気泡構造のため、粒状材とは異なった物性を持つ。〕
(現地土の軽量化) 混合処理 流動化処理	現地土/軽量材 現地土/水/固化材 気泡材/繊維材	1.0前後 0.5程度以上	均質混合方法が重要 物性の把握が必要

来にない新しい特性(流動性・自硬性・軽量性・均質性・加工性など)を付与できる, ②地域性・不均一性を越えた規格化が図られる, ③残土の資源化に資する, などの特長が期待できる。そして, 軽量盛土, 透水性のある軽量盛土, 切土のり面保護, 地中構造物の埋戻し, 水中盛土など軽量材のみならず幅広い用途が期待できよう。このように, 現地土を附加価値の高い材料へ改質(高品質化, ハイグレード化)するような新技術開発へ向けての研究の進展に期待したい。

さらには, 土が本来持っているやわらかさ, 透水性, 保水性, 加工性, 耐久性などの好ましい性質を確保するような技術も必要となろう。

参考文献

- 1) 能登繁幸: 発泡ポリスチレンを用いた盛土工法, 土木技術, 41巻, 3号, pp. 30-34, 1986。
- 2) 三木五三郎: 発泡スチロール土木工法の進展, 舗装, 22巻, 8号, pp. 1-2, 1987。
- 3) Frydenlund, T. E and Aaboe, R.: Expanded polystyrene - A superlight fill material, Int'l Geotech. Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka, Japan, pp. 383-388, 1988。
- 4) 塚本英樹・桃井徹: 発泡スチロールを用いた土木工法に関する一考察, 舗装, 22巻, 8号, pp. 4-8, 1987。
- 5) 山崎達哉・能登繁幸・加治屋安彦・原田厚子: 石炭灰の道路土工材料への利用について, 第17回日本道路会議一般論文集, pp. 122-123, 1987。
- 6) 建設省: 建設事業への廃棄物利用技術の開発概要報告書, 1986。

- 7) 嶋津晃臣・塚田幸広・岩瀬真二：石炭灰・下水汚泥焼却灰等の深層混合処理工法への適用性，土木技術資料，29巻，4号，pp. 22～26，1987。
- 8) 藤野徹：軽量路体工による地すべり復旧工事，第17回日本道路会議一般論文集，pp. 108～109 1987。
- 9) 林建一：南郷拡幅における連続BOXの設計について，第17回日本道路会議一般論文集，pp. 142～143，1987。
- 10) 久楽勝行：発泡スチロールの超軽量盛土材としての応用，道路，1987年10月号，pp. 90～94 1987。
- 11) 能登繁幸：発泡スチロールを用いた盛土施工例，舗装，22巻，8号，pp. 9～13，1987。
- 12) 宮下幸雄・片山賢一：発泡スチロールを用いた軽量盛土工法の施工例，舗装，22巻，8号，pp. 14～19，1987。
- 13) 伊佐秀・内藤植二・橋本功：EPS工法による既設擁壁補強例，第17回日本道路会議特定課題論文集，pp. 126～128，1987。
- 14) 長谷川紀元・篠崎亘・丸井英一：発泡スチロールによる擁壁背面の土圧軽減工法について，第23回土質工学研究発表会，pp. 1989～1990，1988。
- 15) 塚本英樹：発泡スチロールを用いた擁壁の設計と施工，基礎工，16巻，7号，pp. 77～83，1988。
- 16) 高橋幸雄・八戸裕・丸井英一・篠崎亘：発泡スチロールによる直立壁の動態観測結果，第23回土質工学研究発表会，pp. 1987～1988，1988。
- 17) 浜田英治・山内豊聡：盛土材料としての発泡スチロールの荷重・変形・強度特性，第22回土質工学研究発表会，pp. 1697～1700，1987。
- 18) 久楽勝行・青山憲明・竹内辰典・武智修：発泡スチロールの破壊機構とその異方性，第23回土質工学研究発表会，pp. 1971～1972，1988。
- 19) 久楽勝行・青山憲明・竹内辰典・松橋秀広：発泡スチロールを路床に用いたときの応力変形に関する一考察，第23回土質工学研究発表会，pp. 1973～1974，1988。
- 20) Aaboe, R.: 13 Years of Experience with Expanded Polystyrene as a Light-weight Fill Material in Road Embankments, Conf. Plastic Foam in Road Embankments, Oslo, Norway, 1985
- 21) 三木五三郎・塚本英樹：EPS工法実物大実験におけるEPS盛土の挙動，第23回土質工学研究発表会，pp. 1983～1986，1988。
- 22) 佐々木典哉・山内豊聡・浜田英治：軽量盛土材としての気泡セメントの三軸圧縮特性，土木学会第43回年次学術講演会，pp. 136～137，1988。
- 23) 建設省：軟弱地盤対策における新素材の活用，第42回建設省技術研究発表会指定課題報告書 1988。
- 24) 佐藤泰明・吉田裕・塚田幸広・千田昌平・菊池朗：石炭灰を利用した軽量盛土工法に関する研究，第43回年次学術講演会，pp. 134～135，1988。
- 25) 岩尾雄四郎・西田耕一：軽量発泡体による軟弱地盤の改良について，土木学会第43回年次学術

講演会, pp. 140~141, 1988。

26) 西田登・長坂勇二・山田純男: 発泡スチロール片混合軽量盛土(埋戻し)材の材料特性, 第23回土質工学研究発表会, pp. 2345~2346, 1988。

27) 久野悟郎・佐久間常昌・松原孝司・今井俊雄・豊田光男: 流動化処理した関東ロームの固化特性, 第21回土質工学研究発表会, pp. 1927~28, 1986。

28) 久野悟郎・松下正憲・中角功・今井俊雄・吉原正博: 軽量充填材を用いた建築物基礎下充填工事施工報告, 第23回土質工学研究発表会, pp. 2319~2322, 1988。

地盤の液状化とその対策について

振動研究室長 佐々木 康

地盤の液状化とその対策について

1. まえがき

地震による地盤の液状化は構造物の安定性を損ない、甚大な被害をもたらす。

新潟地震（昭和39年）、アラスカ地震（同年）以降の四半世紀の間に液状化現象の解明やその対策のための努力が積み重ねられてきた。最近では液状化を主題とした書籍も著述されている。^{1) 2) 3)}

また、実務面でも設計指針等に液状化についての説明や、工学的なとり扱い方ももり込まれ、構造物の地震時安定性の向上に貢献している。

しかし、液状化問題（土質工学分野で斜面安定問題、支持力問題などと呼ばれる呼称に準じて技術的命題の1つとしてこう呼んでみる。）は解明し尽されたわけではない。いわゆるきれいな砂について得られたこれまでの知見は細粒分を含む土や礫などについても適用できるのかという問題は今も議論が続けられている。また、地盤が液状化したとき、広い範囲にわたって地盤が水平方向に移動することがあるという現象も最近になって判ってきた。

液状化問題は新しい局面を迎えつつあるように思われる。これまでの知見を包含しつつ新しく提起された問題を解決できる統一的な説明をうみ出していくためには新しいアプローチが必要のように思われる。

この報告では、最初に現在用いられている液状化の判定法や対策方法についての検討事例を紹介した後、液状化を発生させる地盤内ひずみについての検討事例を紹介する。

2. 液状化のメカニズムと被害

地震動によって地盤に液状化が生じるメカニズムは次のように説明できる。

図-1(a)はゆるく堆積した砂質地盤の一部を模式的に示したものである。地盤を構成する土粒子と土粒子の間隙が黒くぬりつぶしてある。このような粒子構造にせん断応力が作用してせん断変形するとこの間隙の体積は減少する。図-1(b)は密な地盤の模式図である。この場合はせん断にとまって間隙の体積は膨張する。せん断にとまって体積が増減するような特性は粒状体に特有な性質で、ダイレクンシー特性と呼ばれる。実際の地盤は、図-1(a)や(b)またはその中間的な粒子構造が複雑に混在しているが、全体的にみて(a)のようなダイレクンシー特性を持つ部分の多い地盤ではせん断にとまって間隙の体積は減少しようとする特性を持つことになる。

ところで、被害をもたらすような地震動は、地表近くでは鉛直下方から伝播してくるせん断波が卓越している。図-1(a)のようなゆるい状態の地盤が水で飽和されていて地震動によるせん断を受けると、間隙の水の体積が圧縮されるので、その圧力が上昇することになる。

これが地震動によって地盤が液状化する基本的なメカニズムである。1回のせん断によってかなりの大きさの圧力まで上昇する場合もあるが、通常は地震動の継続時間中に何回も繰返して作用するせん断によって間隙の水の圧力（間隙水圧）が上昇し、ついには土被り圧（有効上載圧）まで達す

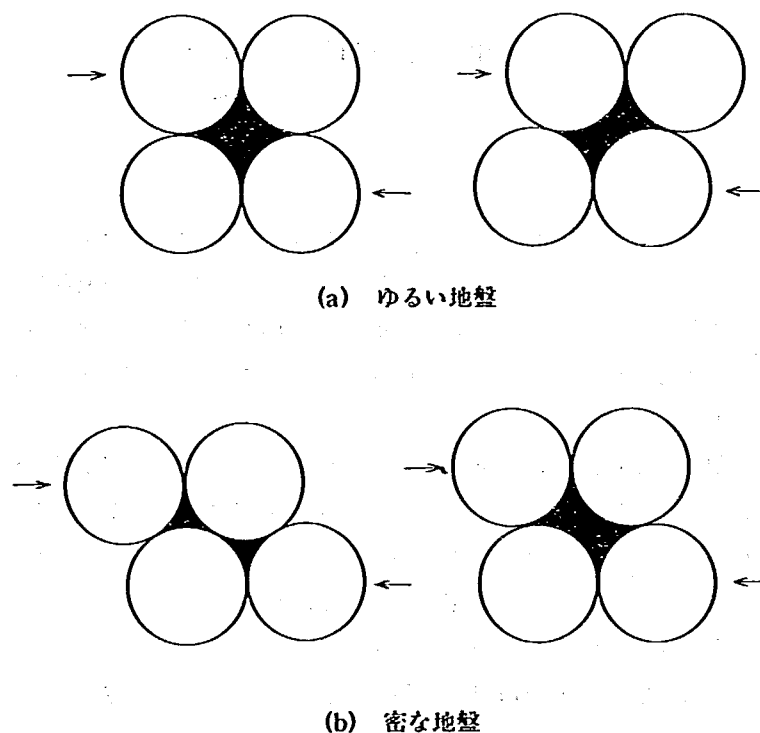


図-1 粒状体のダイラタンシー特性

と考えられている。

上昇した間隙水圧は、圧力の小さい方向（通常は上方）に向う水の流れを引き起し、このため地上に噴砂や噴水のような現象を引き起すことになる。

地盤に液状化現象が生じると、地盤は強度を失い、様々の構造物被害をもたらす。液状化によって間隙水圧が上昇したとき地盤が強度を失うメカニズムの説明を図-2に示す。

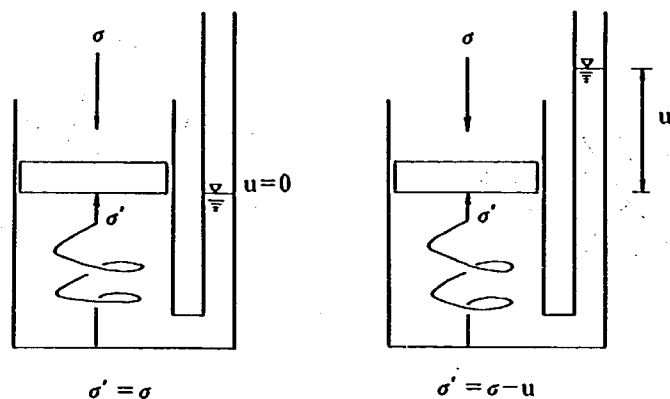
図-2(a)に示すように、土に作用する全垂直応力 σ は土粒子が受け持つ応力（有効応力と呼ぶ） σ' と間隙の水の圧力（間隙水圧） u との和に等しい。ここでは土粒子骨格（図-1(a), (b)のように土粒子が接触して形づくっている構造）をばねで模式的に表わす。

液状化する前は間隙の水の圧力は静水圧に等しく $u=0$ であるから $\sigma=\sigma'$ である。液状化によって u が上昇すると全応力 σ は変化がないので有効応力 σ' は u だけ減少し $\sigma'=\sigma-u$ になる。

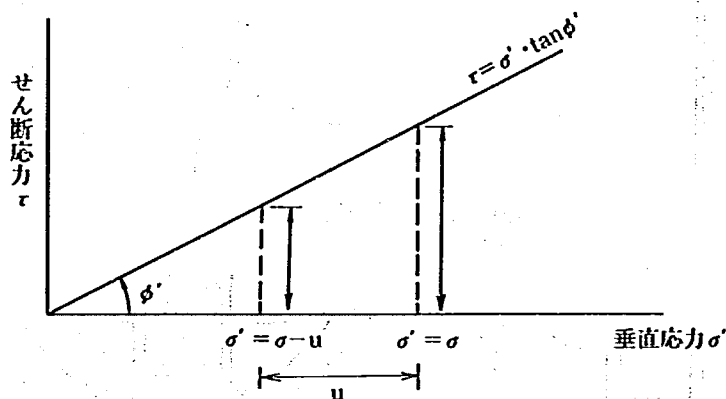
図-2(b)に示すように土の強度 τ は、垂直応力 σ' が小さくなると小さくなる。すなわち液状化によって間隙水圧が初期の有効応力まで上昇すると土の強度は全く失われてしまい、液体のような挙動を示すことになる。

さて、このようにして地盤が強度を失ったり、または減少したりすると、構造物には色々な形態の被害が生じる。図-3に被害の形態を模式的に示す。

図-3(a)は支持力の低下によって構造物が沈下したり傾斜する被害である。(b)は地盤の水平抵抗が低下して構造物が横方向に移動する被害である。(c)は間隙水圧と地盤の強度低下によって地盤中に埋設された溝造物が浮き上る被害である。また(d)は地盤が水平方向に流動し、このために埋設さ



(a) 有効応力の説明



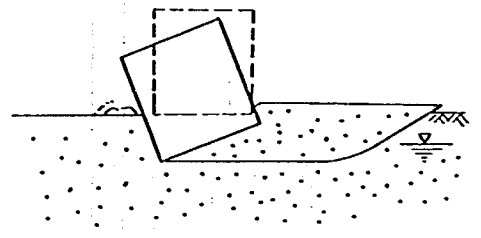
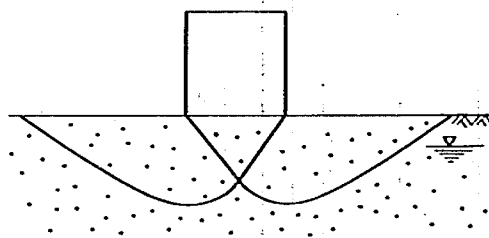
(b) 土の強度

図-2 有効応力の説明図

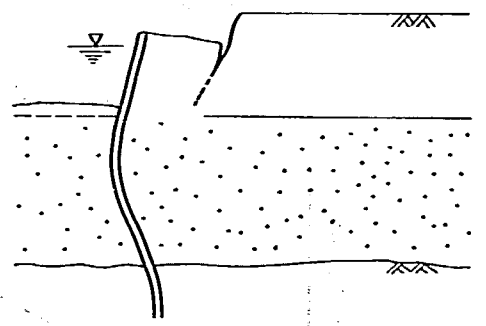
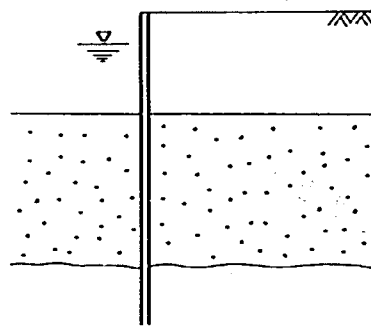
れた構造物や地上の構造物に生じる被害である。

実際に過去の地震で生じた被害の例を写真-1～4に示す。写真-4や、図-3(d)に示す型式の被害は最近になって気付かれた被害である。地震前に撮影した航空写真と地震後に撮影した航空写真とを詳細に比較して地盤が水平方向に数mのオーダーで移動(地盤流動)した事例のあることが報告されている。(図-4)

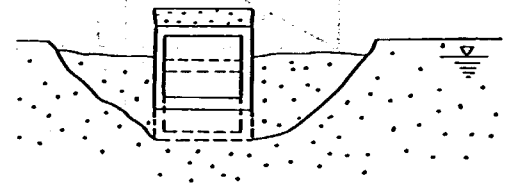
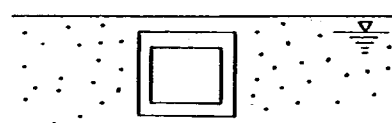
地盤の流動の機構やその量の予測法は未だ研究途上にあるが、液状化が生じる可能性のある地盤であるかどうかを判定したり、構造物に生じる被害を軽減する対策についてはかなりのところまで解明され実務の用に供されている。



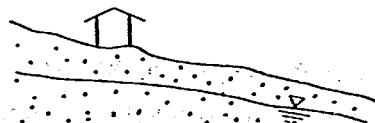
(a) 支持力の低下



(b) 水平抵抗の低下



(c) 浮上り



(d) 水平方向への流動

図-3 液状化にともなう被害形態の模式図

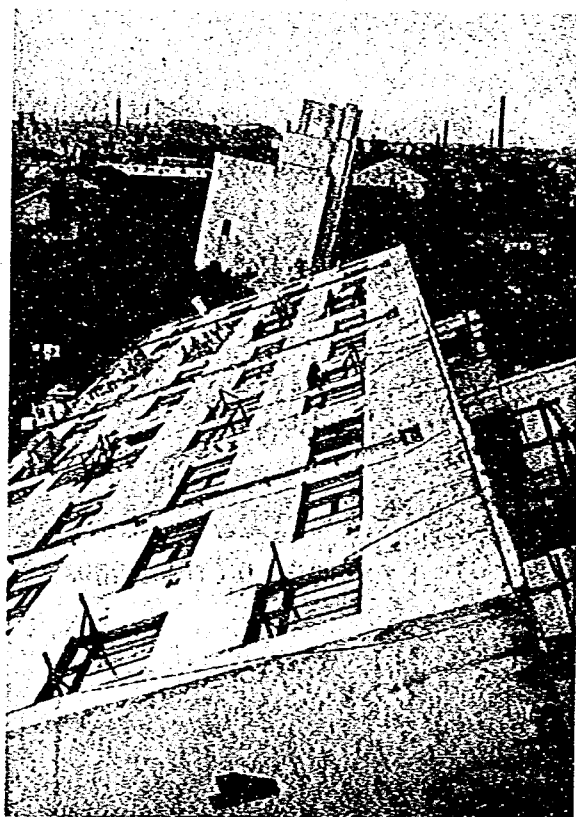


写真-1 アパートの倒壊（新潟地震）

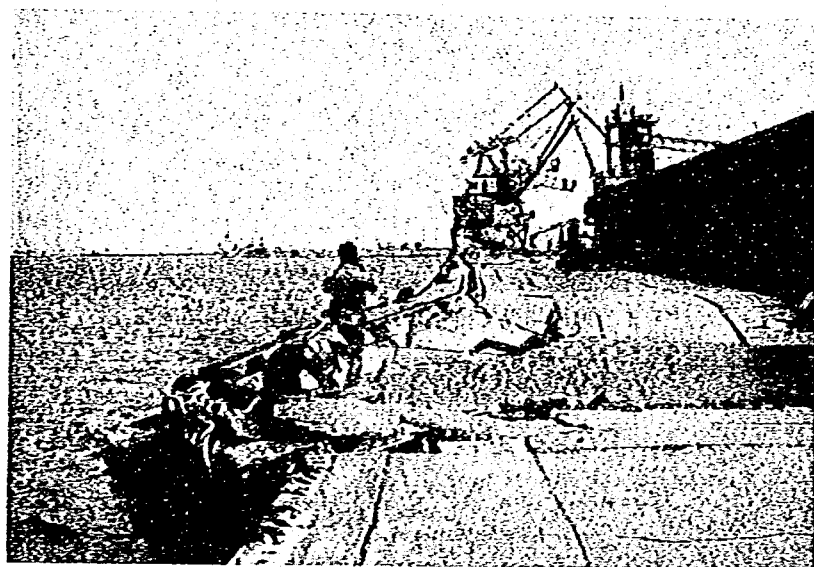


写真-2 秋田港岸壁の被害（日本海中部地震）

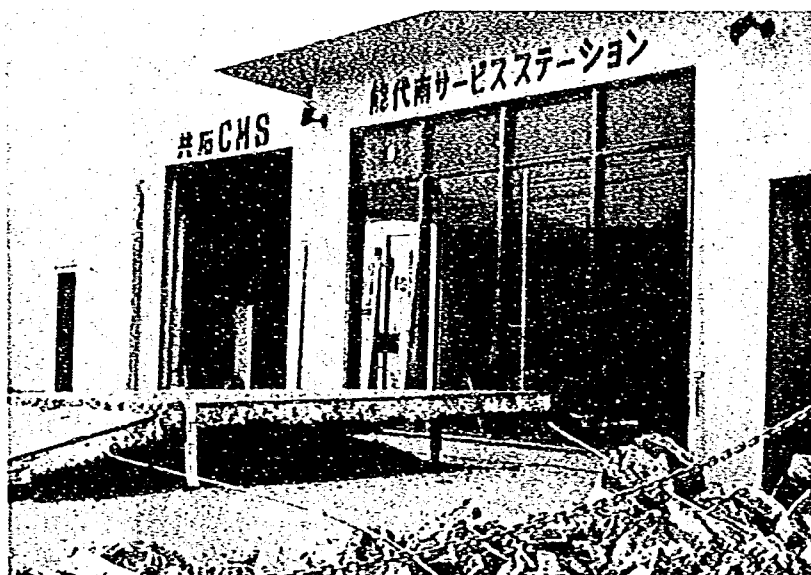


写真-3 地下タンクの浮上り（日本海中部地震）

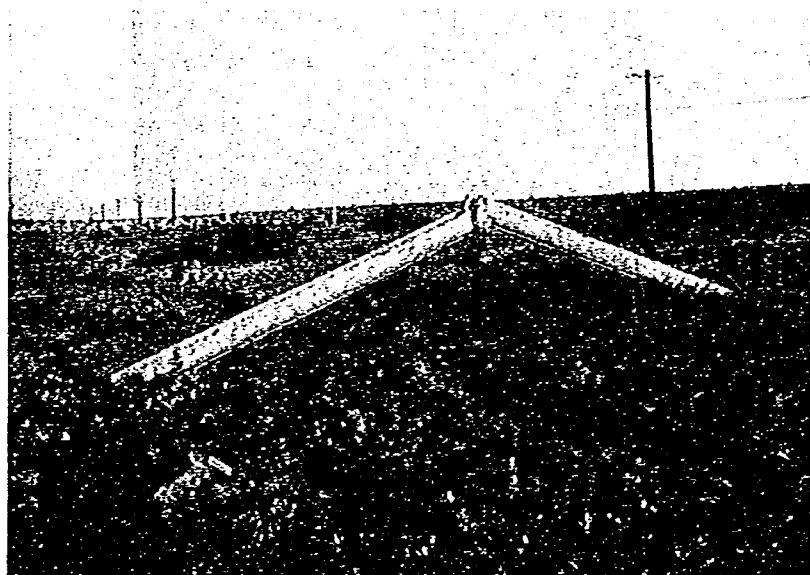


写真-4 地盤流動で持上った水路（日本海中部地震）



図-4 新潟地震による地盤の流動⁵⁾

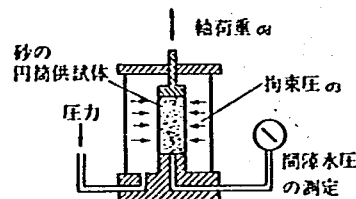
3. 地盤の液状化判定法

前節で述べたように地盤が地震動によって液状化するのは、

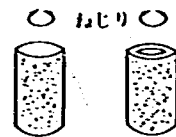
- ① 地盤がゆるい状態にあり、せん断にともなって体積が減少するような状態にある、
- ② 地盤が水で飽和されている、
- ③ 大きな地震動が作用する、

などの主要な原因がそろったときである。

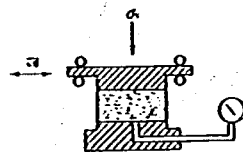
地盤のゆるさの程度や作用する地震動の大きさが地盤を液状化させる程度であるかどうかを調べる室内試験の原理を模式的に図-5に示す。もっとも広く用いられる繰返し三軸試験(振動三軸試験とも呼ばれる)



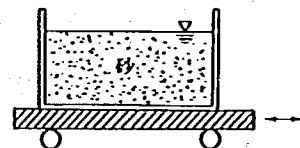
(a) 繰返し三軸試験
(振動三軸試験とも呼ばれる。
軸荷重を変動させる。)



(b) 繰返しねじり試験
(a)と同じようにチャンバー
内に設置した円筒供試体にね
じりを与える。)



(c) 単純せん断試験
(高さの低い円筒供試体の上
載荷重を加えた状態でせん断
力を作用させる。)



(d) 振動台と砂箱

図-5 液状化試験の方法

験とも呼ばれる。)の原理説明を図-6に示す。

図-6に示すように地盤中の土のエレメントに地震動によるせん断応力が作用する状態は、主応力を変化させることによって再現できる。

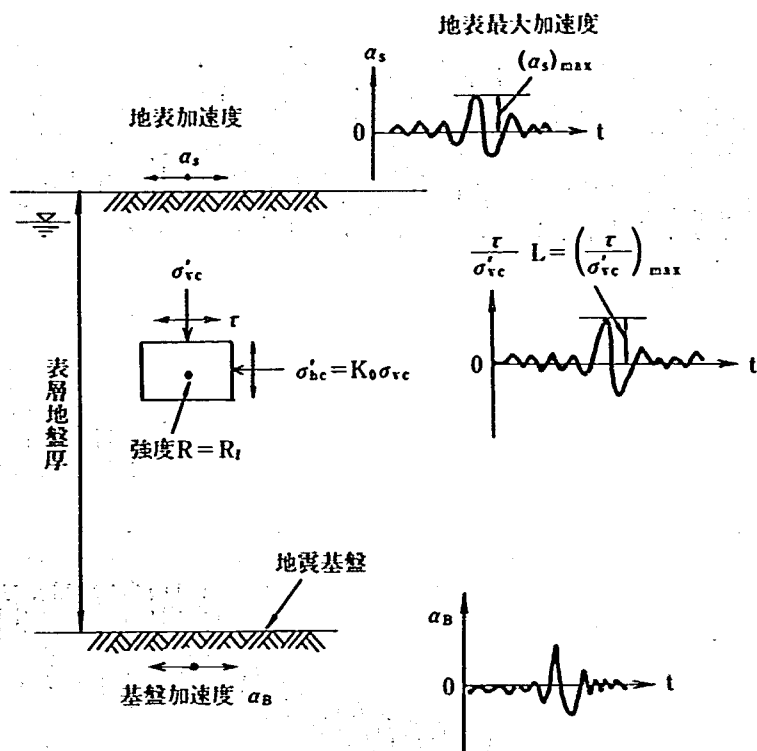
現実の地盤では鉛直応力 σ_v' と水平応力 σ_h' の大きさが異なる異方応力状態にあるが、通常の液状化試験では等方応力で供試体を圧密した後、非排水状態で軸応力を増減する試験法が用いられる。

図-7に繰返し三軸試験結果の例を示す。

一定振幅で軸応力を増減させると、供試体の軸ひずみは徐々に大きくなる。また、供試体の間隙水圧は徐々に上昇し、ついには初期拘束圧に等しくなる。

この状態が完全液状化の状態である。

応力振幅の異なる4~5つの試験を行い、軸ひずみがある大きさになる繰返し回数(初期液状化



振動三軸試験

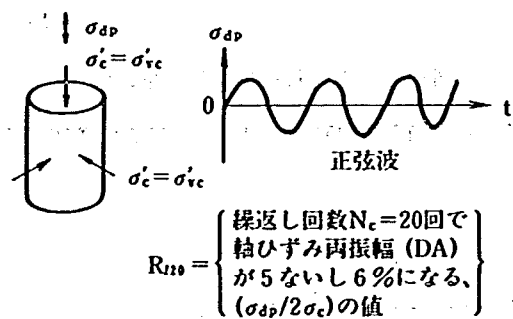


図-6 繰返し三軸試験の説明図

になる載荷回数)を求めると図-8のような曲線が得られる。この曲線から繰返し回数 N が 20 回に相当するときの応力振幅を液状化に対してこの土が持っている強度の指標とする。

通常は応力振幅の半分を初期拘束圧で除した次の応力比 R_{L20} を液状化強度の指標として用いる。

$$R_{L20} = \frac{\sigma_d}{2 \sigma'_c} \quad \dots \dots \dots (1)$$

R_{L20} を求めた応力状態は実際の地盤内での応力状態と異なっており、補正が必要であるが、他の要因との相互作用で、地盤の液状化強度 R はほぼ R_{L20} に等しいことが判っている(表-1)⁶⁾。

一方、地盤内に作用する地震時せん断応力の最大値 τ と初期上載荷重との比 L を応答計算から

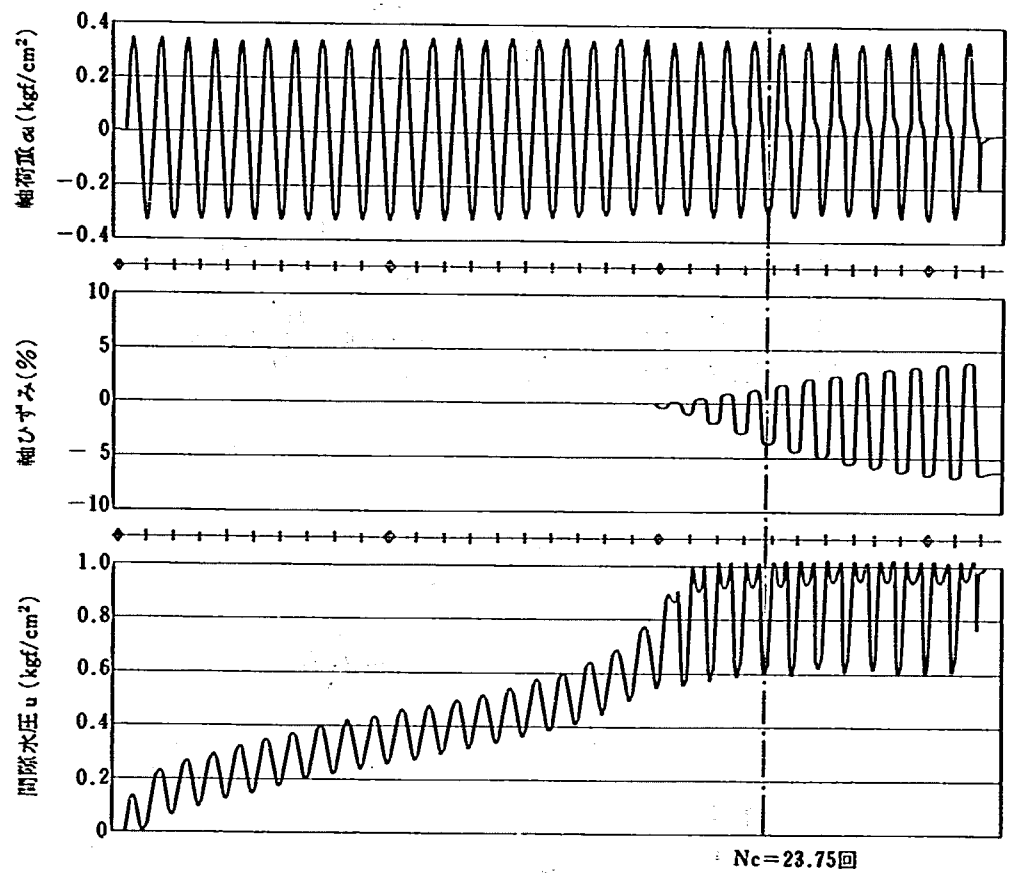


図-7 繰返し三軸試験結果の例

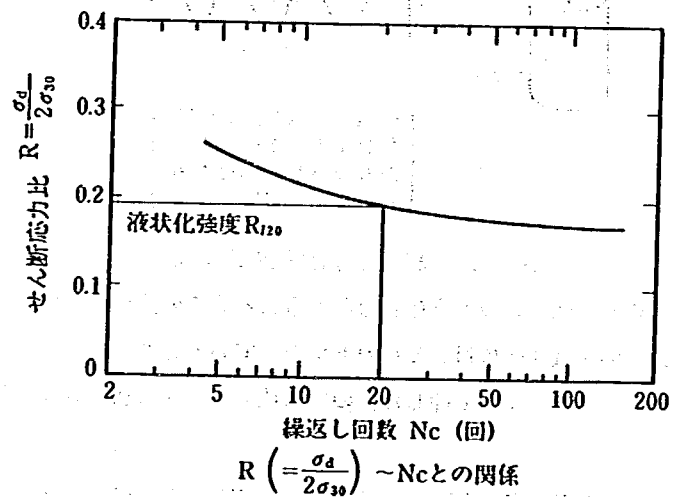


図-8 繰返し応力比と繰返し回数の関係の例

求め

$$F_L = \frac{R}{L} \quad \dots\dots\dots (2)$$

表-1 液状化試験結果の補正

$$R = C_1 C_2 C_3 C_4 C_5 \cdot R_{L20}$$

C_1 : 拘束応力の異方性の補正 $= (1 + 2K_0) / 3 \approx 0.6 \sim 0.7$

C_2 : 地震動のランダム性の補正 $\approx 1 / 0.55 \sim 1 / 0.7$

C_3 : サンプル等の乱れの補正 > 1.0

C_4 : サンプル時の体積変化の補正, $C_3 \times C_4 \approx 1.0$

C_5 : 多方向せん断の補正 ≈ 0.9

$$K_0 = 0.5 \text{ のとき } R = \frac{2}{3} \times 1.62 \times 1.0 \times 0.9 \times R_{L20} \\ \approx R_{L20}$$

の値を算定する。 F_L は液状化の安全率である。 $F_L > 1.0$, すなわち $R > L$ であれば, 地盤の液状化強度は作用する地震時せん断応力よりも大きいから液状化のおそれはないと判定できる。 $F_L < 1.0$ であれば液状化する可能性があるとして判定される。

以上が現在広く用いられている液状化判定の考え方である。しかし, 上に述べた方法は L を求めるための応答計算や, R を求めるための土のサンプリングと液状化試験を要し繁雑なので, 実務の上ではもっと簡便な方法が用いられている。

例えば道路橋示方書, 耐震設計編では標準貫入試験から R を求め, L は地表の最大加速度を用いて深さ方向に低減する補正式によって求められるよう規定している。

液状化試験に基く詳細な検討方法とこのような簡便法のいずれも液状化安全率 F_L の大小によって判定するので F_L 法と呼ばれている。

F_L 法以外にも限界 N 値による方法と呼ばれる液状化判定法がある。既往地震によって液状化した地点と液状化しなかった地点とで標準貫入試験の N 値が異なるので, 両者を区分する境界の N 値を限界 N 値として, 液状化判定に用いる方法である。

現在用いられている液状化判定の方法をまとめると表-2 のようである。

各基準の対象とする構造物の特性によって判定法は微妙に異なっている。また新しい知見によってそれぞれ改訂がなされてきている。例えば共同溝に関する指針では液状化にともなう発生する間隙水圧を算定し, これを用いて共同溝に浮上りの被害が発生する可能性を判定できるように工夫されている。

表-2 各基準で用いられている液状化判定法

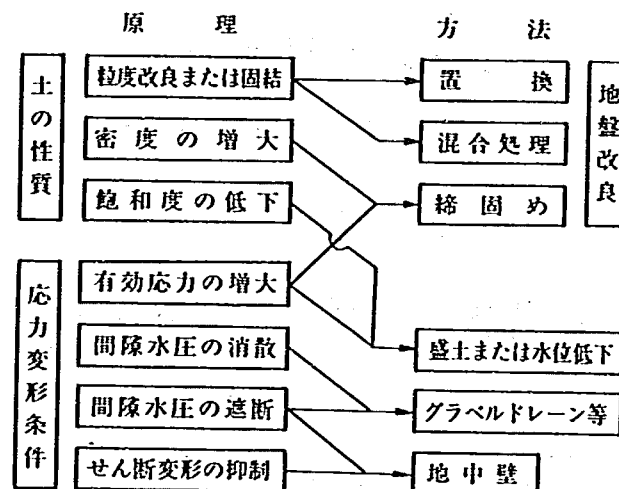
基準名	機関	制定年月	液状化の予測方法		液状化強度あるいは液状化判定の方法
			①N値・粒径分布当より直接推定する方法	②繰返しせん断抵抗率 P_L を用いる方法	
道路橋示方書・同解説 V耐震設計編	日本道路協会	昭和55年5月		○	N値及び D_{50} から液状化強度を推定
捨石、鉋さい堆積場建設基準及び解説	日本鉋業協会	昭和57年12月		○	N値から液状化強度を推定 捨石、鉋さいの種類により液状化強度を補正
土地改良事業計画設計基準	農林水産省構造改善局	昭和56年4月		○	
建造物設計標準 (基礎構造物及び杭土圧構造物)	日本国有鉄道	昭和49年6月	○		
同上	同上	昭和61年3月		○	N値及び D_{50} から液状化強度を推定 $Dr < 60$ で判定が異なる
共同溝設計指針	日本道路協会	昭和61年3月		○	
建築基礎構造設計基準・同解説	日本建築学会	昭和49年11月	○		
建築基礎構造設計指針 (名称変更)	同上	昭和63年1月		○	N値及び P_L から液状化強度を推定
危険物の規制に関する規則	消防庁	昭和53年2月	○		
港湾の施設の技術上の基準・同解説	日本港湾協会	昭和59年3月	○		粒度分布により限界N値を選択
港湾技術研究所報告 第25巻 第3号	運輸省港湾技術研究所		○		土被り圧及び P_L により限界N値を補正
LNG地下式貯槽指針	日本瓦斯協会液化天然ガス用貯槽保安調査委員会	昭和56年12月	○		P_L により限界N値を補正

4. 液状化対策の考え方

液状化の被害を軽減する方法には、地盤の液状化の発生そのものを防止する方法と、万一液状化が発生しても構造物に有害な被害が発生しないよう対処する方法とがある。液状化が発生しても構造物に被害が生じないようにする方法として構造物を杭などで支持する方法が用いられる。また場合によっては液状化によって地盤内に発生した間隙水圧を速かに消散させる方法も用いられる。

地盤の液状化の発生を防止するためには地盤の性質を変えたり、地盤の応力・変形条件を変える工法が用いられる。工法の原理と方法の分類を表-3⁹⁾に示す。

表-3 地盤の液状化強度を増加させる方法⁹⁾



地盤の性質を変える方法は一般に地盤改良工法と呼ばれる方法である。

地盤の応力条件や変形条件を変える方法としては、盛土、地下水位低下、地中壁などの方法が用いられる。これらの方法の特徴を表-4に示す。

少しデータが古いが、表-4に示す昭和50年から昭和55年の間に施工されたプロジェクト件数を構造物種別ごとに整理して表-5に示す。

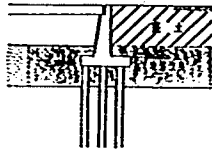
地盤の液状化強度を増大させる方法として密度の増大を図る方法がもっとも広く用いられていることが判る。具体的にはサンドコンパクションパイル工法の使用実績がもっとも多い。バイプロトンバーや転圧は表層付近の締固めを主とするので、液状化対策としては補助工法的な性格を持っている。しかし、液状化対象層が浅い場合など、例えばウエルポイント工法などと併用すれば有効な工法として使用できると考えられる。

液状化が問題となる場合の対処方法を模式的に図-9に示す。

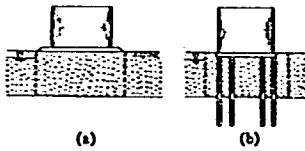
表-4 地盤の液状化強度を増加させる方法の特徴⁸⁾

原 理	工 法	適 用 性	効 果	公 害 性	使 用 実績 *	備 考
密度の増大	パイプロフロー ーション	GL-20m程度	N値 15~20程 度まで	水平振動が主体 比較的少ない	16	使用材料により 排水性も期待
	サンドコンパク ションパイル	GL-35 m程度	N値 25~30 程 度 40 限界	鉛直振動が主体 比較的有り	123	同 上
	爆 破	GL-20m まで は可能か	相対密度 70~ 85%程度まで	大 き い	0	施工管理困難
	ロッドコンパク ション	GL-20m 程度	N値 15~20 程 度まで	サンドコンパクシ ョンパイルと同等	9	現地砂使用が多い
	動 圧 密	GL-10m 程度	施工結果より判 定	衝 撃	4	浅層締固め
	パイプロタンパー	GL-3m程度	施工結果より判 定	鉛直振動 比較的少ない	17	浅層締固め、 併用が多い
	転 圧	20~30cm程度 地下水位以浅	相対密度 95 % 程度まで	比較的少ない	1	地下水位以下は 止水対策
	群 杭	GL-10~ -12m	施工結果より判 定	ディーゼルバイ ルハンマーの振 動・騒音	1	打込み杭
	生石灰パイル	GL-20m 程度	施工結果より判 定	少ない、粉じん	1	生石灰による吸 水膨張
粒度改良ま たは固結	置 換	GL-5m程度ま でが一般的	砕石置換など により有効	少 な い	14	
	注 入 固 化	ボーリング深度 に応じて可能	施工管理が重要	付近構造物への 注入圧の影響と 流出	9	セメントグラウ トなど、施工管 理が難しい
	表層混合処理	GL-5m程度	配合量による	少 な い	3	
	深層混合処理	GL-30m程度	配合量による	少 な い	8	
飽 和 度 の 低 下	ウェルポイント	5~6 m程度の 低下	透水性の不確実 さ有	近隣の地下水位 低下による障害	9	長期間の運転、 維持管理
	ディーブウェル	15~20 m程度 の低下	透水性の不確実 さ有	同 上	2	同 上
間隙水圧の 消 散	グラベルドレー ン	GL-20 m程度	密度の増加に対 して改善の策	少 な い	4	既設構造物にも 適用、周辺対策 ではかに数例
せん断変形 の 抑 制	シートパイル	GL-10m 程度	拘束の定量化が 難しい	シートパイル打 設による振動	1	地中連続壁など も。止水壁とし て使用

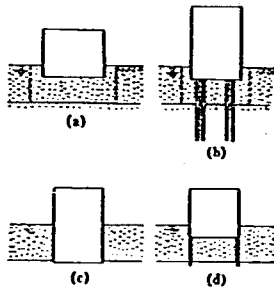
* 昭和 50 年以降 (昭和 56 年一部入) 建設業 25 社アンケート調査よりのプロジェクト件数



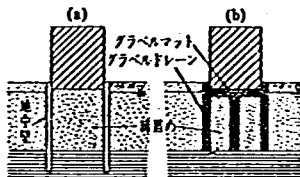
(a) 橋台の液状化対策（地盤改良と杭基礎の併用例）



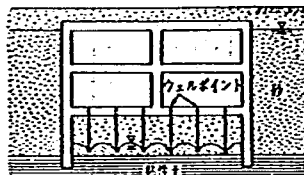
(c) タンク基礎の対処法



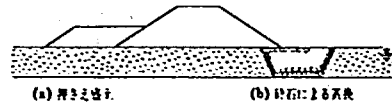
(g) 建築基礎の対処法



(h) 対策を複合的に使用する場合^{15), 21)}



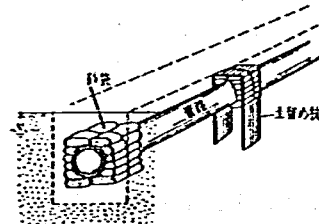
(i) 地下水位低下工法による対処^{15), 21)}



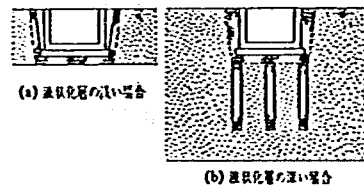
(b) 既設の土構造物の液状化対策



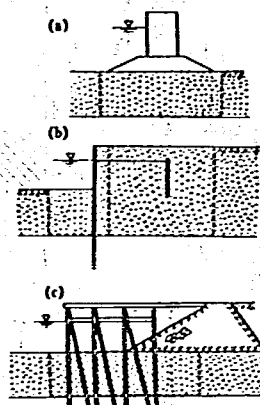
(d) 地中管の液状化対策



(e) 地中管路の砂袋・杭による拘束



(f) 地中構造物の液状化対策



(j) 港湾構造物の対処法

図 - 9 液状化が問題となる場合の対処方法

表-5 地盤の液状化強度を増加させる方法と対象構造物
ごとのプロジェクト件数⁹⁾

対象構造物	工 法 の 原 理				計
	I 密度の増大	II 粒度改良ま たは固結	III 飽和度の 低下	IV 間隙水圧の 消散, 拘束	
A 土木構造物 (宅地造成含む)	29	9	0	0	38
B 港湾構造物	38	6	1	0	45
C 橋梁基礎	2	0	0	0	2
D タンク基礎	91	8	0	0	99
E 建屋基礎	37	3	2	2	44
F 地下構造物 地中埋設物	18	6	5	1	30
G その他(プラント 基礎など)	17	2	3	2	24
計	232	34	11	5	282

5. 液状化対策の最近の事例

河川堤防の例(その1)¹⁰⁾

東京都が管理する荒川河口付近の堤防で液状化対策と軟弱地盤対策を兼ねたサンドコンパクション

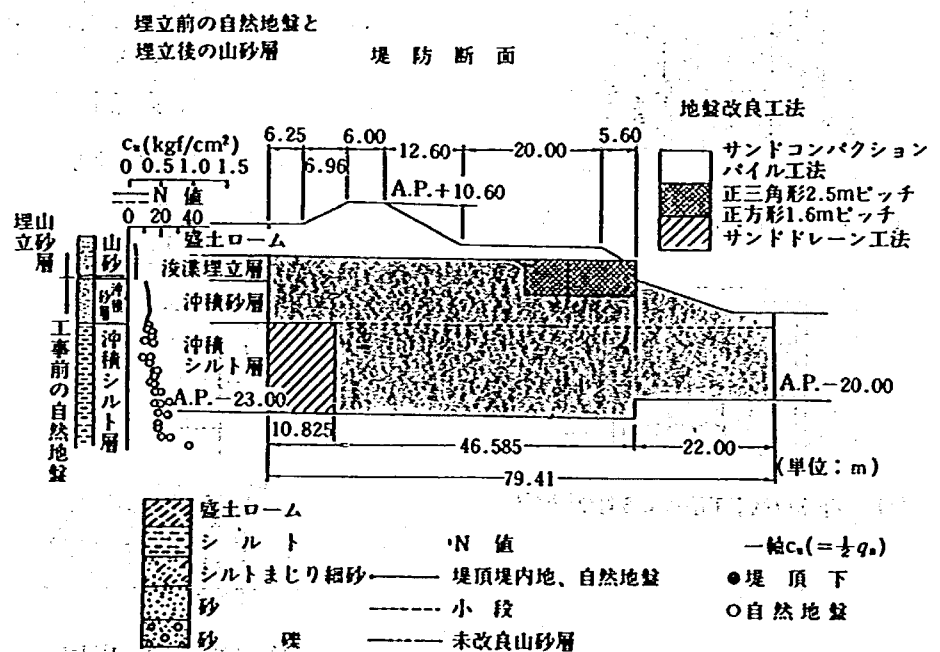


図-10 荒川堤防の対策

ンパイル工法による地盤改良が実施されている。

図-10に堤防断面を示す。地盤は軟弱な沖積シルト層の上部にゆるい砂層が3~5m程度堆積しており、さらにその上に厚さ5m程度の山砂による埋立土層が存在する。

この事例の特徴の1つは、地盤改良による静止土圧係数 K_0 の値を実測し、その結果砂層では $K_0 = 0.8$ 程度の値が得られたことを液状化防止効果の評価に加えている点である。

河川堤防の例(その2)¹¹⁾

日本海中部地震(昭和58年)で被災した八郎潟堤防の復旧断面を図-11に示す。

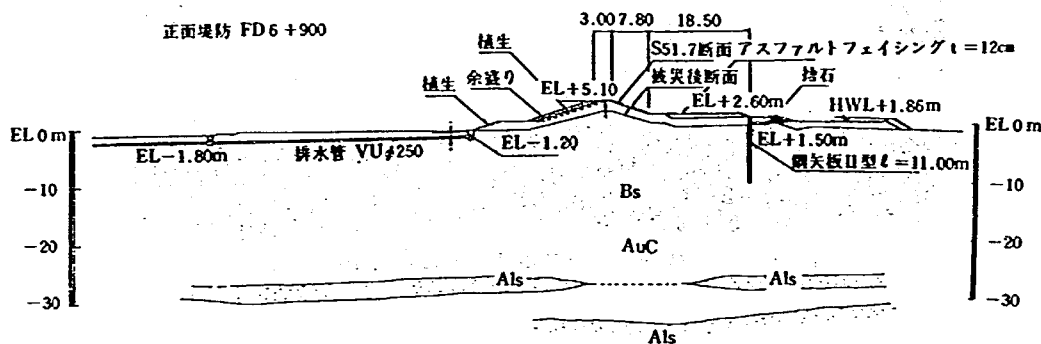


図-11 八郎潟堤防の対策

八郎潟堤防は干拓のための浚渫砂を主材料として築堤されているが、ところによって極めて軟弱であった粘性土層の上層部が浚渫砂で置換されている。堤体の一部と置換砂層とが地震によって液状化し甚大な被害をもたらしたと考えられている。そこで、同程度の規模の地震による再度災害を防止するため、ここでは地下水位低下と押え盛土による工法が用いられている。地下水位の低下は鋼矢板による締め切りと排水管によるドレーンシステムが用いられている。

道路盛土の例¹²⁾

日本海中部地震で被災した国道7号の能代南バイパスの復旧にあたり、盛土直下の表層部に存在するゆるい砂層をマンモスバイプロタンパーで締め固めている。

この事例では原地盤面から3.5m程度の深さまで $N \geq 10$ 程度の改良目標値まで改良できたと報告されているが、一部区間では施工にともなう工事振動による周辺への影響から振動ローラーを用いた締め固めとネット敷の併用工法に切り換えている。

港湾施設の例¹³⁾

日本海中部地震で被災した秋田港の岸壁の復旧にあたり、岸壁背後の裏込め砂を振動棒工法で締め固めている。

この事例の特徴は、図-12に示すように岸壁に対する締め固めの影響を除くため、直近4m以内は締め固めに替えて砕石杭を打設して間隙水圧の消散を図る工法を用いていることである。この工法を組合せて用いたことにより既設の岸壁に作用する影響を軽減できたばかりでなく、砕石杭から4m程度の範囲までは、排水効果のために締め固め効果が予測以上に大きかったと報告されている。

上述した事例とその他の若干の事例をまとめて表-6に示す。表に示すように改良目標値や改良

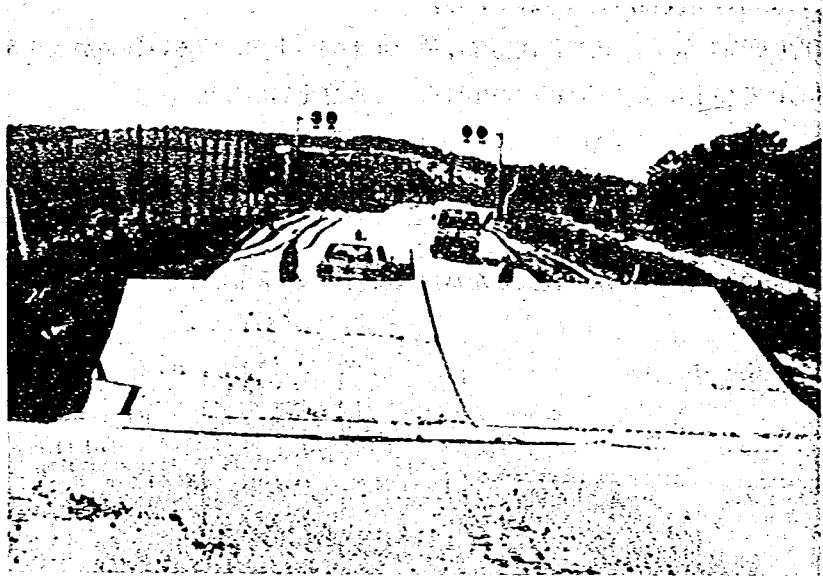


写真-5 能代南バイパスの被害（日本海中部地震）

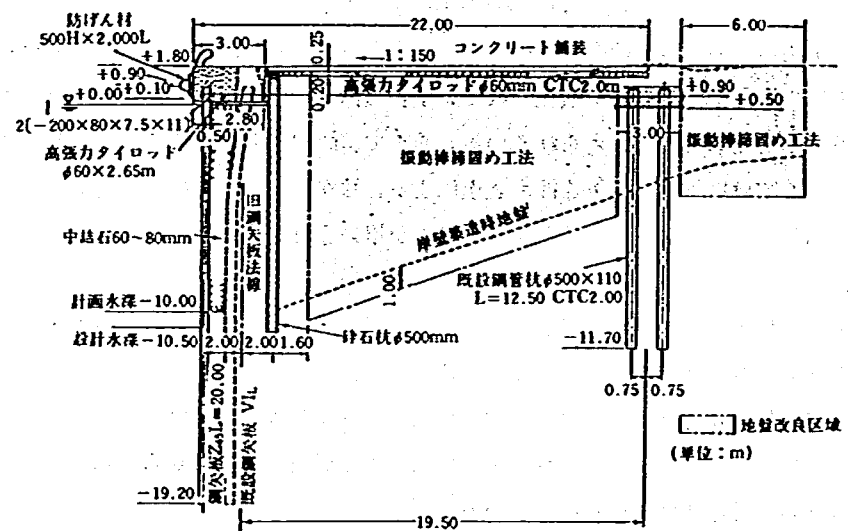


図-12 秋田港の対策

効果の確認方法など事例ごとに異なっている。構造物の特性や、地盤が液状化したときの被害形態が異なるためと考えられる。

しかし、液状化対策の工法選定や、設計手順を合理的なものとし、科学的な一般性を持った設計体系を確立していくことが必要と考えられる。

このためには、対策を実施した力所の実際の地震のときの挙動についての計測結果が集積されなければならない。残念ながらこの種のデータは現在のところ十分蓄積されていない。

表-6 液状化対策の事例

事 例	荒川堤防	八郎潟堤防	能代南 バイパス	秋 田 港	LNGタンク	地中送電線	建築基礎
液状化の可 能性のある 土 層	沖積砂層と埋 立 砂 層 厚 さ 約 10m	埋立砂層 厚さ最大 13 m程度	沖積砂層 厚さ5～ 7 m程度	埋立砂層 厚さ最大 10 m程度	埋立砂層 厚さ13 m 程 度	沖積細砂、 シルト混り 細 砂 層 厚さ3～7m	沖積砂層 厚さ10 m 程 度
原地盤N値	埋立砂： 5程度 沖積砂： 10程度	10程度 局所的に 2～3	5～10程度	6以下	2～20	2～17	7～8
液 状 化 の 判 定	繰返し三軸 F _L 法	N値、繰返 し三軸 F _L 法	N値 F _L 法	N値	繰返し三軸、 動的解析 F _L 法	繰返し三軸、 動的解析 F _L 法	N値 F _L 法
設計地震力	240 gal (地表) (安定解析は k = 0.18)	170 gal (地表)	不 明	222 gal (地表)	120 gal (基盤)	150 gal (基礎)	不 明
改 良 目 標 N 値	堤体下N $\geq$ 10 法 尻N $\geq$ 15	— (水位低下 と盛土)	N $\geq$ 10	N $\geq$ 13	地表-2m N $\geq$ 15 -2m-16m N $\geq$ 20	— (まさつ杭 など)	— (排水管)
改 良 工 法	サンドコンパ クションパ イル	水位低下と 押え盛土	マンモスバ イプロタン バ	振 動 棒 と 砕 石 杭	サンドコン パクション パ イ ル	まさつ杭、 ソイルセメ ント、さや 管	杭 基 礎 と 排 水 管
改 良 結 果	D _r > 88 % N $\geq$ 20	—	N $\geq$ 10	N $\geq$ 14	N $\geq$ 20 V _s = 200 ～ 300/s	—	—
安定照査の 対 照	堤体の安定	堤体の安定	盛土の安定	護岸の安定、 裏込めの 流 動	杭の横抵抗	浮上り、相 対 移 動	地盤流動
特 記 事 項	K ₀ の 測 定	(コ ン 試 験)	(バイプロ コーン 試 験)	鋼 矢 板 の 応 力 判 定	V _s の 測 定	—	—

6. 液状化対策についての土研での実験的研究

最近の地震で地盤液状化が主因で橋梁等の構造物が被災した事例は余り生じていない。液状化判定が実務として活用されているからであろう。しかし、盛土や、地中に埋設された構造物、個人住宅などでは相変らず液状化による被害が発生している。

これらの構造物は既に長い延長のものが築造されていて、補強するには莫大な費用を要し、また個人住宅などでは経済性の面から十分な対策がとられていないことなどが原因であろう。

既設の盛土などを、その機能を継続して供用しながら液状化被害を軽減できる経済的な補強法

の開発が望まれているところである。

既設の盛土を対象として液状化被害を軽減する方法についての実験と、埋設構造物の液状化対策についての実験事例を次に紹介する。

図-13に盛土の補強についての振動台実験に供した模型を示す。

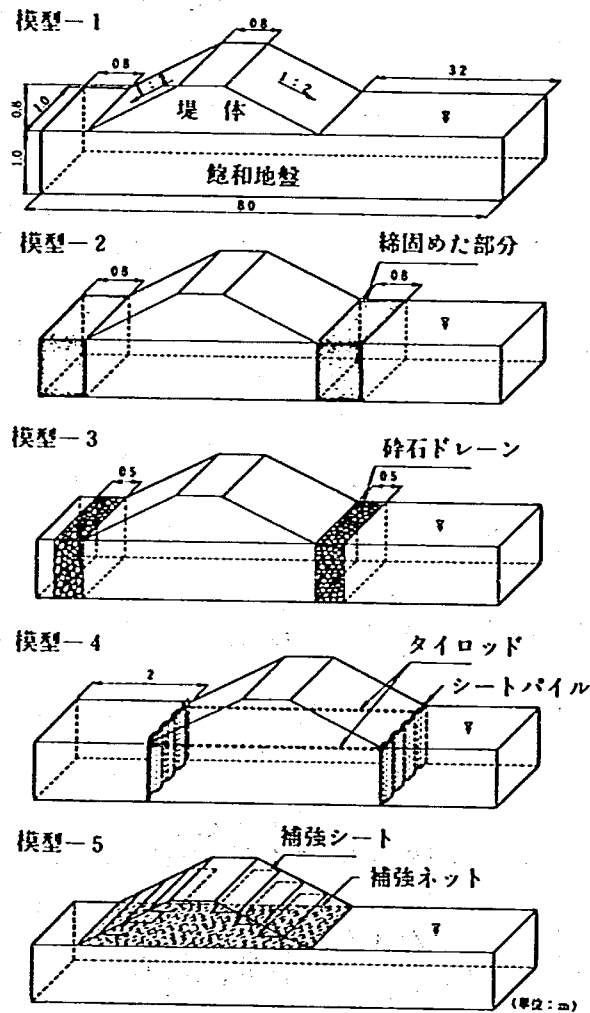


図-13 盛土補強の実験模型

模型の寸法、規模は図中に示す。対策を施してない盛土と、4種の対策工法を用いた模型が振動台を用いて加振されている。

加振によって地盤内の間隙水圧が上昇し、盛土天端や法面に亀裂が生じる加振加速度は工法によって異なる。

天端に亀裂が発生しはじめたときの地盤内の間隙水圧分布と盛土の変状を図-14に示す。また天端沈下量と加振加速度の関係を図-15に示す。

この実験結果は、既設の盛土の直下の部分に手を加えることができない場合でも、法尻付近の地

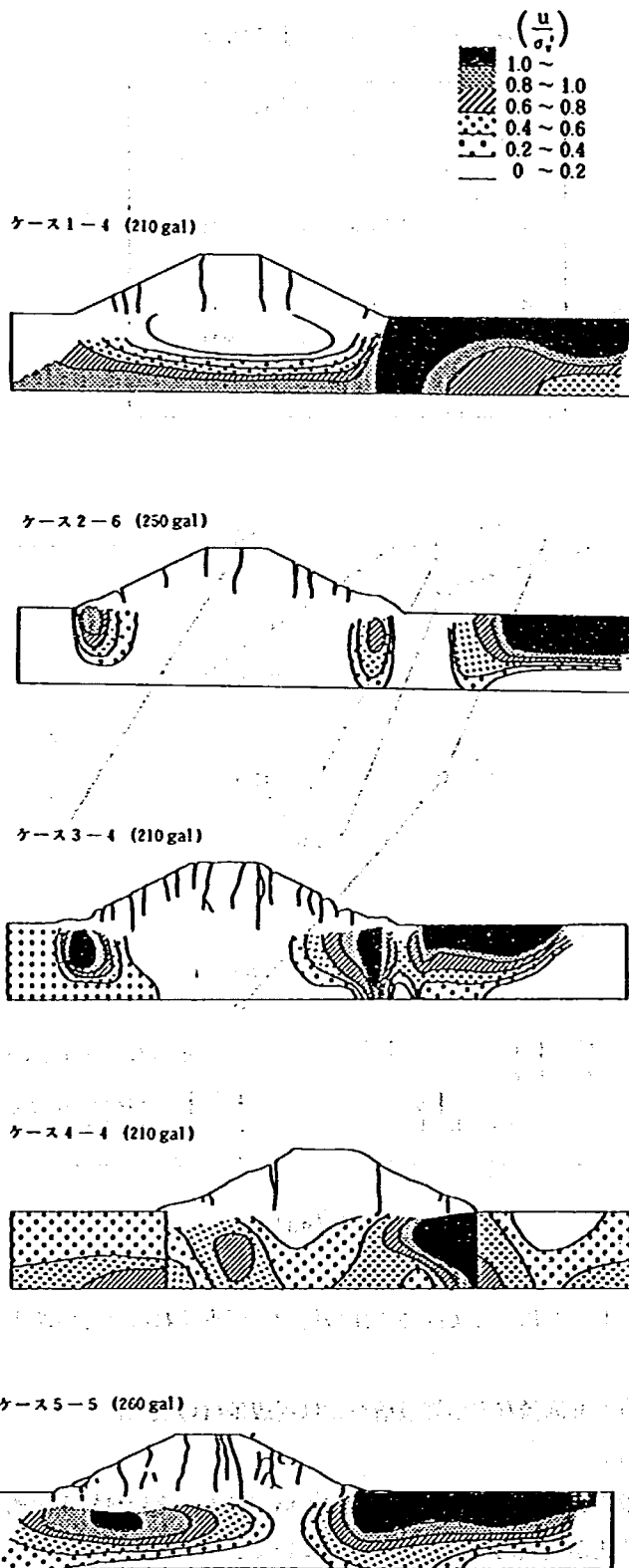


図-14 間隙水圧分布と盛土の変状

表-7 亀裂の発生する加速度

模 型	亀裂の発生位置	
	法 面	天 端
1	190 gal	210 gal
2	-	250
3	180	210
4	195	210
5	220	260

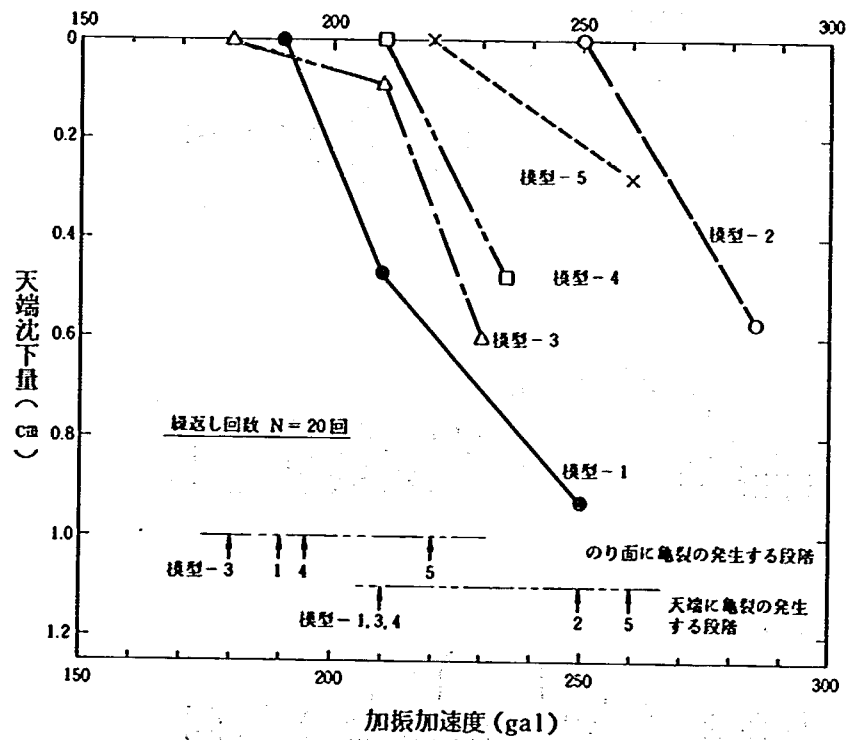


図-15 天端沈下量と加振加速度の関係

盤を締固めたり、砕石ドレーンによって間隙水圧の消散を促進すれば盛土の沈下量が軽減できることを示している。

また、地中に埋設された共同溝などの埋設構造物は周辺地盤の液状化にともなって写真-3に示したような被害を生じる。

このような場合の対策として構造物の底部や側面に透水性の大きい材料を設置することによってその被害が軽減できることが実験的に明らかにされている。¹⁵⁾

この実験に用いられた模型を図-16に示す。

150 gal~200 galの加振加速度によって完全に地盤が液状化しても、砕石ドレーンを設置して周

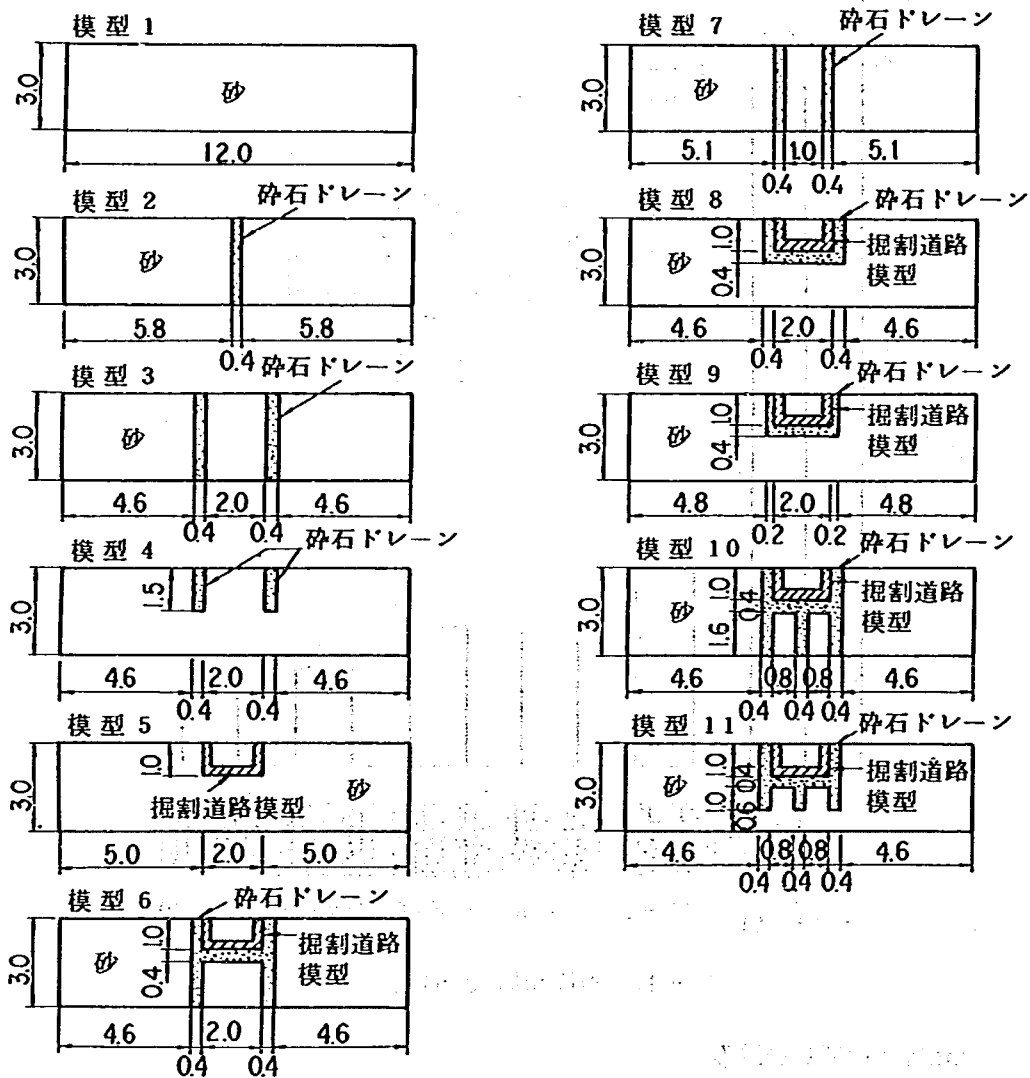


図-16 埋設構造物対策の実験模型

辺地盤の間隙水圧の消散を促進することによって図-17に示すように埋設構造物の浮上り量を大幅に軽減できる。

このような対策の考え方は¹⁶⁾電信電話施設の耐震補強法にもとり入れられている。

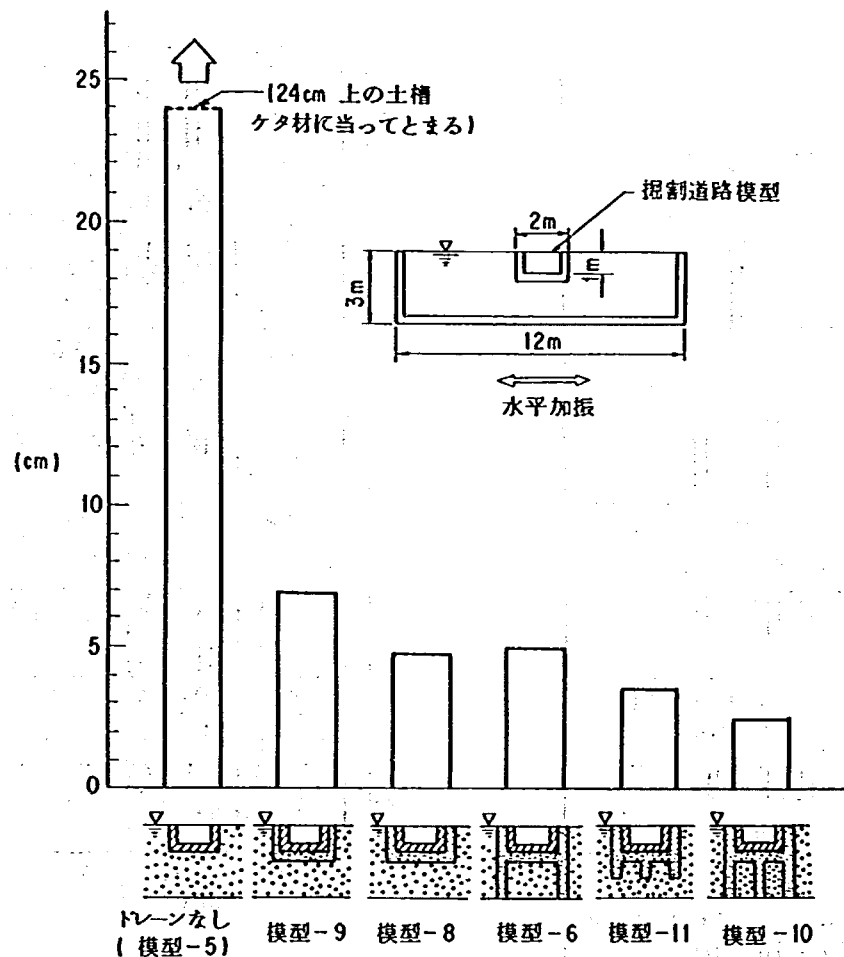


図-17 対策方法による効果

7. 液状化評価の新しい試み

前節図-17に示した11の模型のうち6ケースは5Hz加振、5ケースは2Hz加振と加振周波数が異なっている。

加振中に地盤内に発生する間隙水圧 u と地盤内のせん断応力の経時変化の例を図-18¹⁷⁾に示す。地盤内のせん断応力は図-19に示す方法で実測した加速度波形から求めている。間隙水圧 u は深さ方向にはほぼ直線的な分布で上昇する。これは模型地盤全体が一定の間隙水圧比 u/σ'_{v0} で上昇することを意味している。ここに σ'_{v0} は初期有効上載圧である。深さ方向の近似直線の勾配から各ケースごとの地盤の平均的な u/σ'_{v0} を求めることができる。

図-20にこのようにして求めた間隙水圧比と加振の繰返し回数 N (加振中の地盤に作用した応力またはひずみの繰返し回数)との関係を示す。

u/σ'_{v0} はケース7を除いて2つのグループに分かれることに容易に気付く。グループ毎に平均した u/σ'_{v0} と N の関係を図-21(a)¹⁸⁾に示す。図-21(b), (c)にせん断応力比 τ/σ'_{v0} と N , せん断

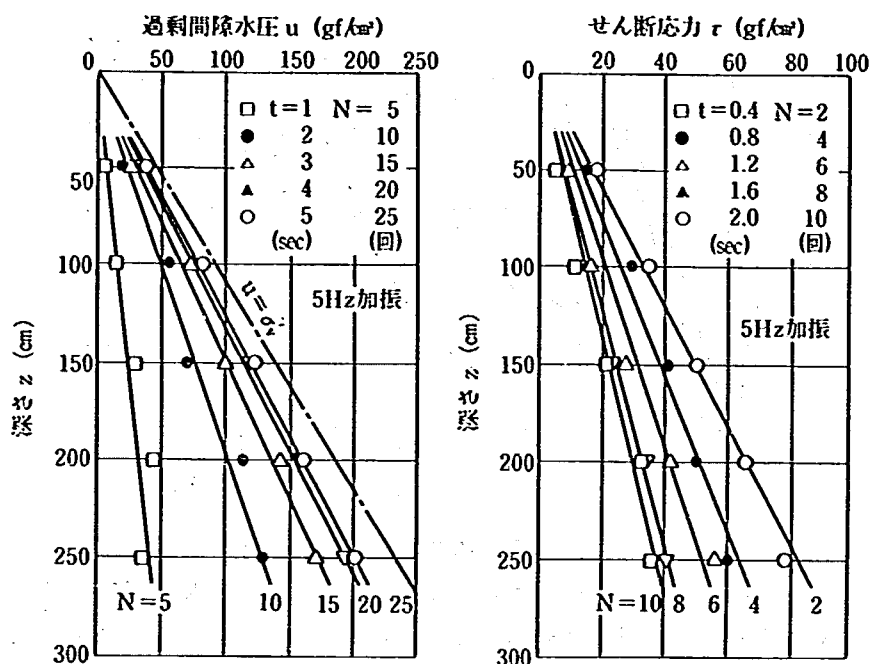


図-18 間隙水圧とせん断応力の経時変化

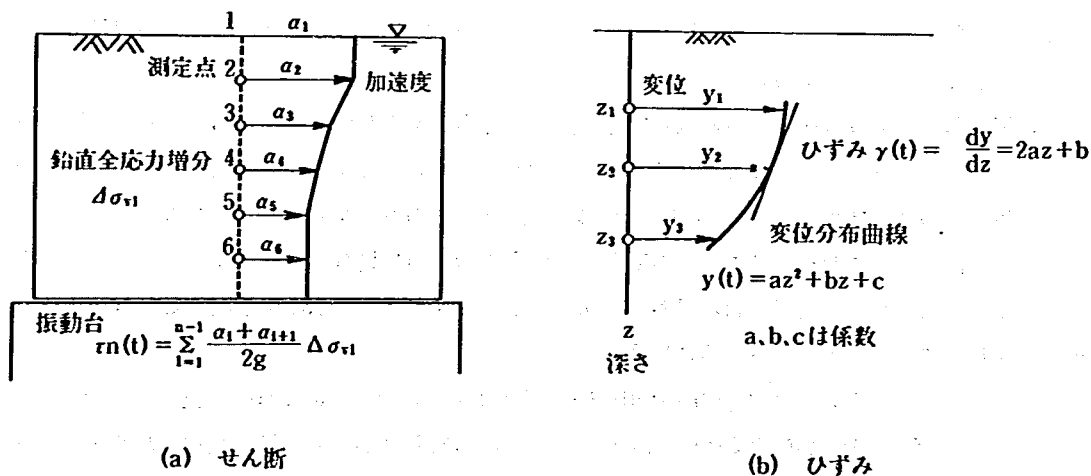


図-19 せん断応力せん断ひずみの求め方

ひずみ γ と N の関係を示す。

ここで γ は実測した加速度波形を積分した変位を深さ方向に微分して求めている。

図-21 から、地盤に作用したせん断応力比は 2Hz 加振の場合も 5Hz 加振の場合もほぼ同じ程度であるのに、間隙水圧比の上昇の仕方は随分異なっている。

経験的に 2Hz や 5Hz 程度の加振周期の違いでは繰返し三軸試験の結果に大差がないことが判っているから載荷速度の影響とは考えられない。

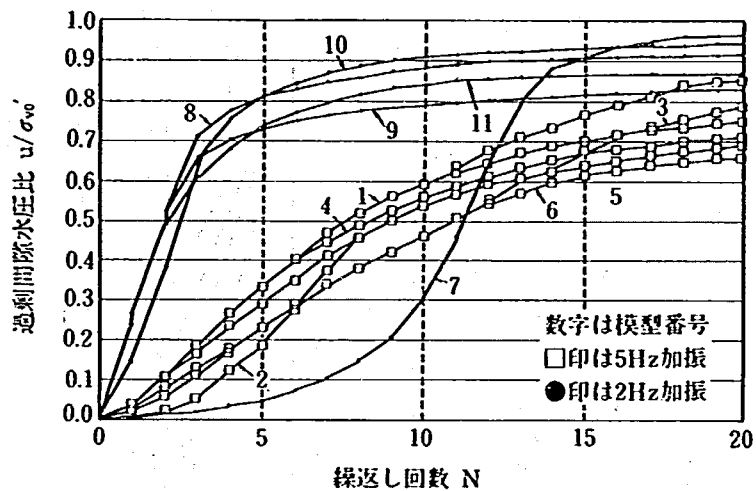


図-20 間隙水圧比と繰返し回数の関係

もう一度図-21をみると(c)図に示すように地盤内に生じたひずみの大きさは大きく違っている。加振中に地盤に繰返して作用するせん断応力あるいはひずみの一波ごとに間隙水圧が上昇していく様子は図-21でみたとうりであるが、ある間隙水圧の値まで達するのに要したせん断応力やひずみの累積値はどんな傾向を示すであろうか。このことを示したのが図-22である。

累積せん断応力よりも累積せん断ひずみと間隙水圧との関係の方が、加振周波数の依存性が少ないことが容易に分かる。図-22(c)はDobry¹⁹⁾にならって実効的なひずみを算定し、その累積値を用いて整理してみた結果である。

この図に示したような傾向が現われる理由は、土の応力ひずみ関係が図-23に示すように拘束応力依存性と非線形性を有するために生じる。地盤が地震動によってせん断応力をうけ(せん断ひずみを生じ)間隙水圧が発生すると軟化し、このため、同じ応力レベルでもひずみが大きくなる。

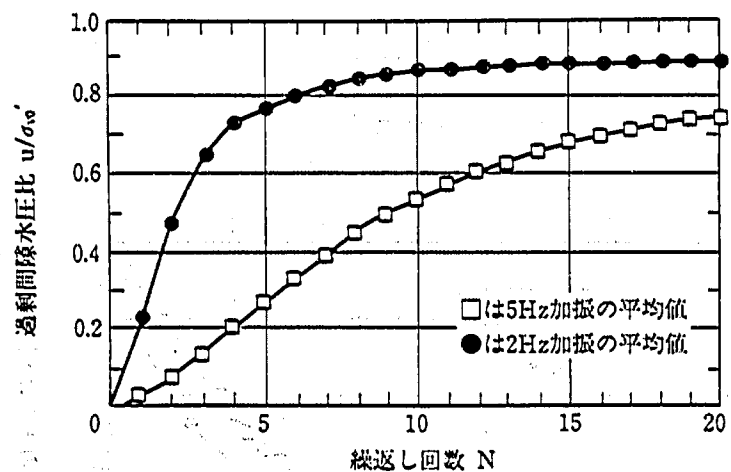
このため、同じ応力レベルであっても間隙水圧の発生の方は異なることがあり得るので、1.節図-1で説明したことを考え合わせると液状化によって生じる間隙水圧を予測するには作用するひずみを指標にとった方がよさそうに思える。

ただし、20回程度繰返してせん断力が作用した後に蓄積した間隙水圧比の差は図-21(a)あるいは図-22(c)に示すように2Hz加振と5Hzとでそれほど大きくない。したがって2.節で説明した液状化の安全率 F_L の値が1.0になるような大きい作用応力の地震動に対しては応力を指標にとっても実務的な支障はないのかも知れない。

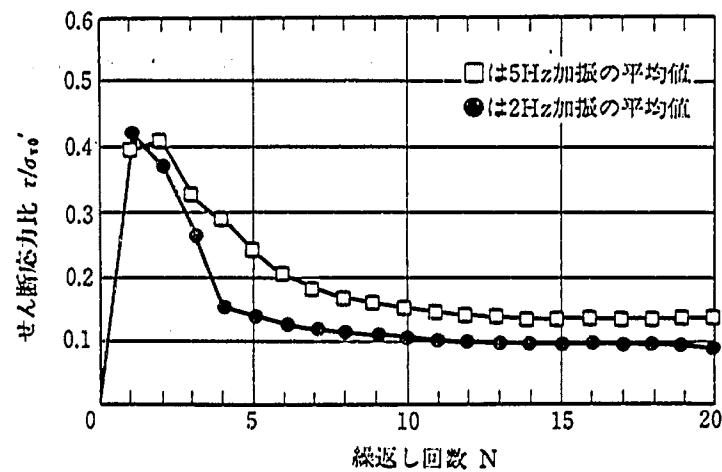
しかし F_L が1.0よりも大きい領域すなわち液状化の危険度は比較的大きくない領域における間隙水圧を推定するにはひずみを指標にとるのがよさそうである。

このような目的のためには例えば図-24に示したような図が用意されていると便利である。

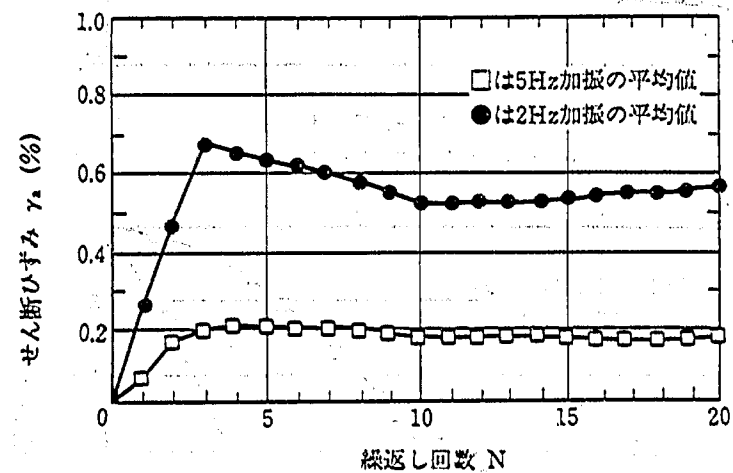
図-24は、Dobryらが求めたせん断ひずみ振幅と発生間隙水圧の関係を繰返し回数をパラメータにして示したものである。同図には、土研で豊浦標準砂を用いてひずみ振幅を一定にした繰返し三軸試験から求めた結果を併記した。土研の実験結果は、Dobryの実験結果にくらべてやや間



(a) $u/\sigma'_{v0} \sim N$ の関係

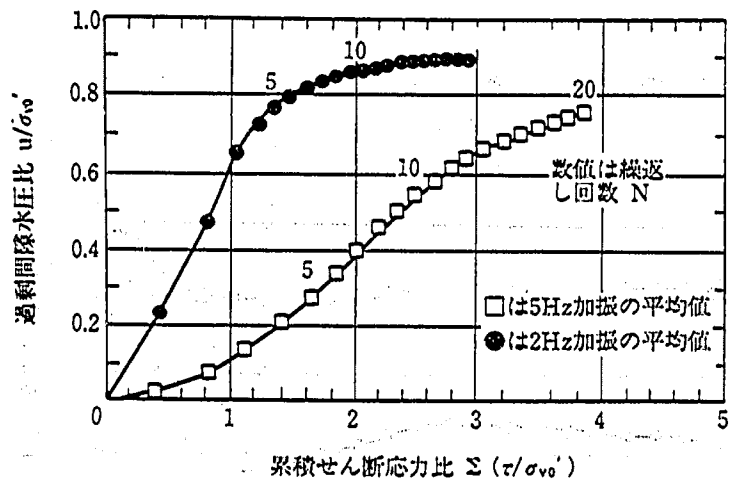


(b) $\tau/\sigma'_{v0} \sim N$ の関係

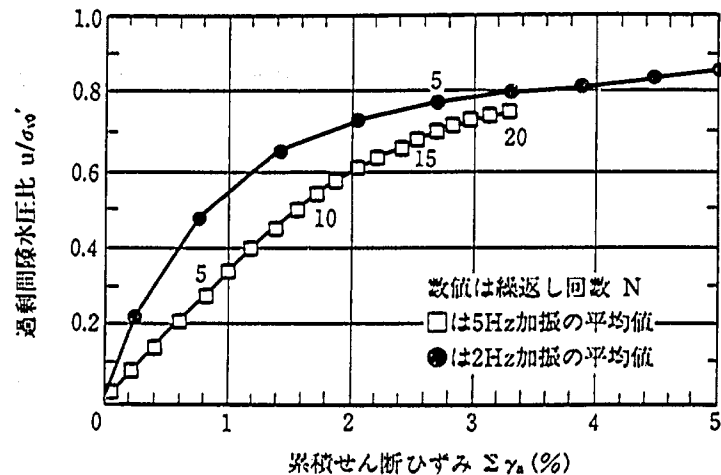


(c) $\gamma_s \sim N$ の関係

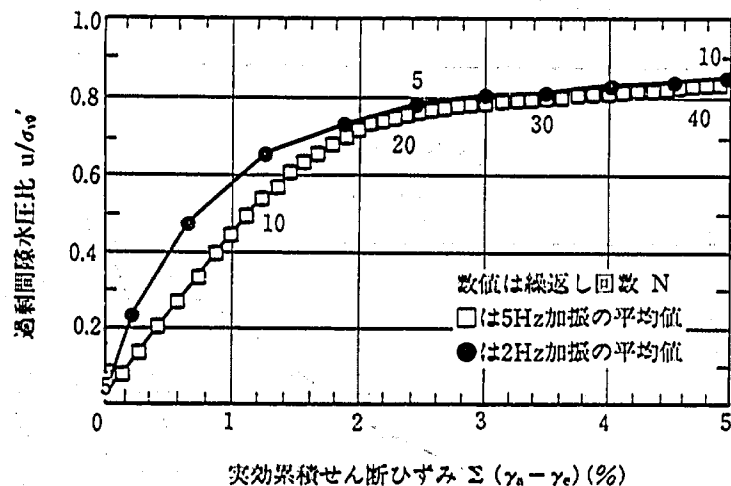
図-21 間隙水圧比、せん断応力、せん断ひずみと繰返し回数の関係



(a) $\Sigma(\tau/\sigma'_{v0}) \sim u/\sigma'_{v0}$



(b) $\Sigma\gamma_a \sim u/\sigma'_{v0}$



(c) $\Sigma(\gamma_a - \gamma_e) \sim u/\sigma'_{v0}$

図-22 間隙水圧比とせん断応力、せん断ひずみ、実効せん断ひずみの関係

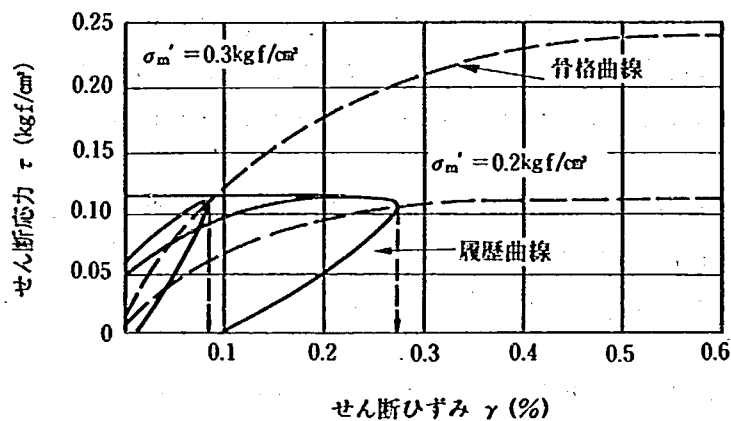


図-23 応力・ひずみ関係の拘束応力依存性と非線形性

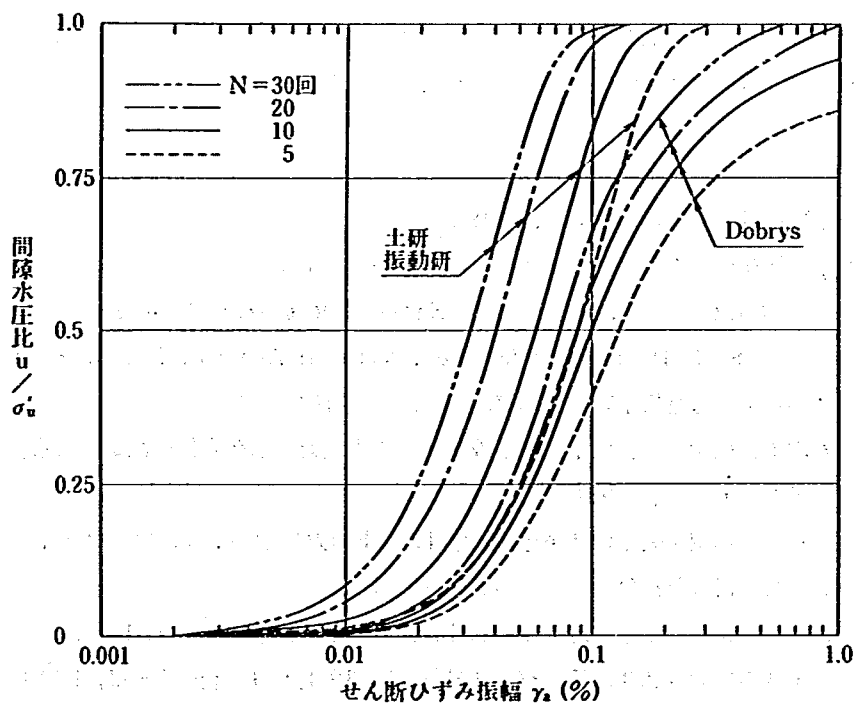


図-24 間隙水圧比とせん断ひずみ振幅の関係

隙水圧の発生量が多い。この理由としては、初期拘束圧が異なることや砂の種類が異なることなどが考えられるが現在のところまだ判っきりしない。

8. おわりに

液状化問題は一部の人の間では既に片付いたと誤解されているように思われる。

しかし、被害を軽減するための技術開発は多くの問題が残されているために十分な水準に達して

いない。

残された問題の中でもっとも基本的な問題のひとつは、地盤内に発生した間隙水圧のために構造物に生じる被害がどのようなプロセス、メカニズムで生じるかということと考えられる。この点は概念的には理解されているが設計計算や照査法として確立されるまで十分に解明されているとは云い難い。

もうひとつの主要な問題は実際の地盤の有する液状化強度の大きさや場所ごとの分布を容易にしても安価に計測する技術が十分でないという点がある。

特に礫分を多く含む地盤からの試料の採取は難かしくまた適切な原位置試験法も確立されていない。

本稿では紙数の都合もあって上記のうち第二の問題に関する最近の動向についてはふれなかったが、新しい試みが幾つかなされている。

これらの主要な残された問題の解決がなされ、地盤液状化による被害を軽減できるよう今後とも努力を重ねたいものと考えている。

本稿に紹介した事項の多くは土木研究所の振動研究室、動土質研究室での研究の成果である。研究に関与された両研究室の関係各位に敬意を表する次第である。

参考文献

- 1) 吉見 吉昭；砂地盤の液状化，技報堂，1980
- 2) 安田 進；液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会，1988
- 3) Committee on Earthquake Engineering, National Research Council ;
Liquefaction of Soils During Earthquakes, National Academy Press, 1985
- 4) 例えば日本道路協会；道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，1980
- 5) 浜田政則，安田進，磯山龍二，恵本克利；液状化による地盤の永久変位の測定と考察，土木学会論文集 第376号/Ⅲ-6，1986
- 6) 例えば，足立紀尚，龍岡文夫；新体系土木工学 18，土の力学(Ⅲ)，pp 285-292，1981
- 7) 日本道路協会；共同溝設計指針 pp 64-68，1986
- 8) 末松直幹，吉見吉昭，佐々木康；地盤の液状化，土質工学会，pp 51-59，1984
- 9) 佐々木康；土木構造物の液状化対策，ベース設計資料 39 土木編 pp 47-52，1988
- 10) 草野 郁；サンドコンパクションパイル工法の実際と問題点(3)，堤防基礎地盤の改良効果と堤防の耐震性，土と基礎，vol. 31, No. 4, pp 79-86，1983
- 11) 建設省土木研究所；1983年日本海中部地震被害調査報告，土木研究所報告，No 165，pp 174-201，1985
- 12) 山本重義，鈴木康広；能代南バイパスの震害と復旧工事，基礎工，1984，7月号 pp 44-49
- 13) 中田邦夫，寺内潔，千代義広；液状化防止対策とその実証試験，土と基礎，vol 32, No. 12, pp 29-37，1984
- 14) 佐々木康，松尾修，館山悟；シラス堤防の耐震性に関する検討(その2)，土木研究資料

第 1919 号, 1983

15) 佐々木康; 地盤液化化に対する砕石ドレーン工法の有効性に関する研究, 土木研究資料,

第 2194 号, 1985

16) NTT 筑波フィールド技術開発センタ; 地下管路設備の耐震設計(案), 1987

17) 佐々木康, 増井仁; 振動台実験における間隙水圧の発生特性, 第 23 回土質工学研究発表会,

pp 935-936, 1988

18) 佐々木康, 増井仁; 累積せん断ひずみに基く間隙水圧発生量の算定, 土木学会年次学術講演会,

pp 448-449, 1988

19) R. Dobry, R.S. Ladd, F.Y. Yokel, R.M. Chung and D. Powell; Prediction of
Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands During Earthquakes by
the Cyclic Strain Method, NBS, BSS 138, 1982

土木研究所講演会講演集

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2703号
平成元年2月(1989)
企画部企画課

キーワード：講演会

要旨

本資料は、「昭和63年度土木研究所講演会」の講演内容をまとめたものである。この講演会は、土木研究所が実施している調査研究の成果や最近の土木技術に関する話題、動向などを各方面に紹介することを目的として、毎年1回開催している。

郵便はがき

3 0 5 - □ □

40円切手
はいて下さい

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課
行

No.

配布先氏名

配布先住所



No.

土木研究所資料第2703号 部
(土木研究所講演会講演集)

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印