

昭和50年度

土木研究所講演会

講演集

昭和51年 3 月11日

建設省土木研究所

## 目 次

|                           |                               |    |
|---------------------------|-------------------------------|----|
| 水中コンクリート施工の現状とその問題点 ..... | 地質化学部長<br>柳 田 力 .....         | 1  |
| 設計・施工からみたフィルダム材料の性質 ..... | ダム部フィルダム研究室長<br>城 島 誠 之 ..... | 13 |
| ( D.M.B.S ) 新交通システム ..... | 道路部長<br>石 戸 明 .....           | 45 |
| 道路橋の疲労設計に関する諸問題 .....     | 構造橋梁部長<br>国 広 哲 男 .....       | 55 |

## 水中コンクリート施工の現状とその問題点

地質化学部長 柳 田 力

## 水中コンクリート施工の現状とその問題点

地質化学部長 柳 田 力

### 1. 海用開発におけるセメントコンクリートの役割

#### (1) 海洋構造物としてのコンクリート構造

関門橋や本四架橋工事のような大型の洋上架橋工事はもとより、空港、発電所、廃棄物処理プラントなどのような公共的建設工事でも自然条件の制約、環境問題などの理由から海洋空間を利用することが多くなってきている。

このような海洋構造物の建設位置は、従来のような海岸あるいは水際だけにとどまらず沿岸海域あるいは沖合にいたるまで広範囲に建設されるようになってきている。これらの構造物は、橋梁（下部工を含めて）、トンネル、防波堤、タンクなどであるが、支持方式で分類すれば次のようである。

#### ① 浮上式 海上型 海中型

#### ② 接地式 固定型 着底型

#### ③ 埋設式

海洋においては、海水、海洋大気、生物などの防食上の環境条件が陸上に比べていちじるしく悪く、しかも建設位置から考えても構造物の部分は検査や補修が非常に困難であるため、プレキャストコンクリート部材を利用したり、施工上の理由から鋼鉄、鉄骨を利用した合成コンクリート構造、あるいは鋼材を主構造としても防食上あるいは剛性不足を補うためにコンクリートを用いる構造などが採用される傾向にある。

コンクリート構造においても耐久なものとするには、鉄筋のかぶり、ひびわれの制限といった設計上の考慮が必要であり、特に部材接合部の水密性についても留意しなければならない点が多い。PC構造は、ひびわれの点では有利であり、水密性も優れているので、浮上橋、沈埋トンネル、海中タンク、浮ドックなどに利用された実例があるが、緊張しているPC鋼材は腐食に対して普通の鉄筋に比較して鋭敏であるので、PC鋼材および定着装置についての防食について配慮が必要である。

#### (2) 海洋コンクリートにおける問題点<sup>(1)</sup>

海洋における工事は、不安定な気象や海象のもとで行なわれるので洋上作業日数を少なくすることが望まれている。このようなことからプレキャストブロック、それもできるだけ大型化することが有利であるが、これを製作、運搬、設置等の技術や取扱うための大型の作業船が必要である。また確実で施工の容易な接合方法が必要である。

しかし、大型の橋梁下部工や基礎工では、場所打ちによる水中コンクリートの施工方法にたよらざるを得ない。長大吊橋の下部工工事で水中コンクリートを施工したものは、ジョージワシントン、ゴールデンゲート、マキノ、ペラザノナローズ、セバーン、サラザールの各橋であり、その

コンクリート量も大きいものは約50万 $m^3$ である。また日本でも、若戸大橋、天草2,3,4号橋、広島大橋、黒之瀬戸大橋、大島大橋、大黒埠頭連絡橋、荒川湾岸道路橋などの例がある。

一般に海水の作用をうけるコンクリート構造物の損傷は次の要因の複合作用によるものと考えられている。

- ① 海水中の硫酸塩による化学作用
- ② 鉄筋の腐食
- ③ 凍結融解
- ④ 砂礫と波による摩耗

海水によるコンクリートの侵食は、海水中的 $MgSO_4$ がセメントの水和生成物である $Ca(OH)_2$ と反応して $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ をつくり、さらにこれがセメント鉱物の $CaO$ と反応して、エトリンガイトと呼ばれる $(3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 31H_2O)$ を生成する間の体積膨張とこれに

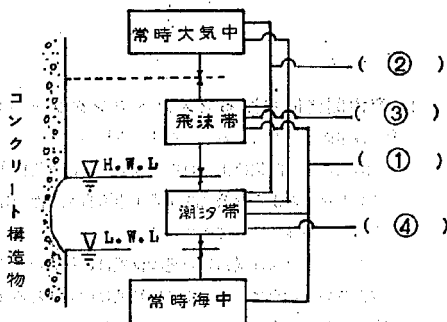
伴う組織のゆるみが主な原因といわれている。さらに $Ca(OH)_2$ の溶出の影響も加わるので、海水の内部への侵入を許すことになり、これが新たにエトリンガイトの生成を許してコンクリートの破壊が進行する。それと同時に鉄筋の腐食も生ずるようになる。しかし、供試体を実際に長期間海洋中に曝露した結果（外国では20~50年、日本では10年の実例がある）は、上記の結果より進行は緩やかであって必ずしも急激に損傷するといったものではない。

コンクリート中の塩分の滲透は避けられるものではないが、海中のある深さ以上になると酸素の供給がないので、鉄筋の腐食は生じていない。しかし、潮汐帯、飛沫帯あるいは比較的水深の浅い箇所では、異なる相を鉄筋が貫通することになるので、鉄筋の腐食を生ずることになり、錆による膨張で鉄筋のかぶり剥落し、したがって腐食は極端に進行する。鉄筋の腐食については、現在化学研究室が電気化学的手法により調査を進めている。

凍結融解は、寒冷地では硫酸塩の化学作用以上に損傷の原因となるもので、コンクリートの分解も生ずるにいたる。これは、コンクリートの成分である粗骨材とモルタルとの熱膨張係数の差が大きいため温度変化の繰返しにより分解することと、コンクリート中に滲透した水が凍結する際に水の移動が困難なために高圧水となって組織を破壊することとの複合作用と考えられるが、山間地のダムコンクリートの実例からわかるように、A-Eコンクリートの普及した今日では比較的問題は少ないと考えられる。

摩耗は、コンクリートが分解するといった上記の要因とは異なり表面の現象であるので、良質なコンクリートを用いることはもちろんであるが、断面にゆとりを見込んでおけばよいと考える。以上のことから健全な海洋コンクリート構造物を建設するには、適切な材料を選定し、均質なひびわれのないコンクリートを施工することが最も大切なことである。

均質なコンクリートを施工するには、材料の選定と適正な配合とは欠かせないことではあるが、



図一 構造物の部分と損傷の要因

とくに、施工計画のまずさから生じ易い材料の分離や打継目をできるかぎり少なくすることが欠陥を少なくすることに結びつく。コンクリートの性状は時間とともに相当に変化するので、コンクリートを打込む管を詰まらせたり、コンクリートの供給が円滑でなかったりすると、たとえ一時的なことであっても、連鎖的にドラブルを生じて一日の作業を全く駄目にしてしまうこともある。ひびわれは、硬化熱あるいは乾燥収縮による体積変化が種々な拘束をうけて生ずるもので、施工時のコンクリートの沈降によって生ずるものが大部分である。とくに、水中コンクリートの施工では、施工上単位セメント量が多くなり勝ちであり、大きな温度変化を生ずることになる。このようなことから、コンクリートのワーカビリティに効果のある微粉末材料を適切に使うことも必要である。

海水の滲透を防ぐための防水工法として、鋼板防水あるいはアスファルト防水も用いた例もあるが、いずれの場合にも欠点があり十分な期待を寄せるには今後の研究が必要である。同様にコンクリート中の鉄筋の防食のための工法もいくつか提案されているが、その実用性についてはさらに研究が必要と考える。

このほか、水中コンクリートの施工に伴って生ずる環境問題も大切である。硬化コンクリートから溶出するセメント生成物は、微量でしかも1時的なため海中の生態系に悪影響を与えることはないが、水中施工に伴って生ずるセメント水和物の流出や微物質微粉末の汚濁は、もし高濃度のものが滞留するときは海中生物に悪影響を与えることになる。通常の施工条件では、波浪、潮流などにより流出したセメントなども拡散・稀釈される。容易にはこのような状況にはならないが、施工現場によっては十分な配慮が必要である。また、海上プラントあるいは陸上においても機器の洗浄などによって汚濁水を排出する際には、適切な処置をとることにより法定の水質基準の許容値以下とすることが必要である。

## 2. 水中コンクリートの施工における問題点<sup>(2)</sup>

### (1) 水中コンクリートの施工方法

水中コンクリートの施工は、小規模であれば袋詰めあるいは底開きバケットにより施工するが、一般には、コンクリートをトレミー工法、コンクリートポンプなどにより打込むか、プレキャストコンクリートにより施工する。水中コンクリートの品質は、運輸省が護岸、防波堤、岸壁などについて調査した結果では、トレミー工法やコンクリートポンプによる場合、標準供試体強度とコア強度との比は50～120%（平均80%）である。とくに、トレミー管から遠くなるにしたがって強度が低下する傾向にあり、距離が2.5 m程度までの強度低下は中心部に対して10～20%であるが、さらに離れると急激に強度が低下している。トレミー工法としては、トレミー管のなかへ水の入ることを防ぐためにプランジヤや底ぶたを用いる型式とトレミー管にたわみ性のホースを用い、コンクリートが入っていないときには、ホースが水圧で閉される型式とがあるが、いずれにしても、管の先端をコンクリート中に差し込み、1つの作業ブロックが完成するまでは連続してコンクリートを打設する必要がある。使用するコンクリートの品質は、多少は水と混合することが避けられないため富配合として、単位セメント量は320～370 kg、水セメント比は50%以下とし、また粘性に富んで流動性をよくするために、細骨材率を40%程度、

スランブを15cm程度としている施工例が多い。ポンプコンクリートの場合、コンクリートを水平距離200～300m圧送し、水深は、トレミー工法が20mの実績があるのに対して比較的浅く4～5m程度が多い。コンクリートの配合については、トレミー工法の場合とほぼ同じである。プレパックドコンクリートによる場合、適切な施工を行えば構造物から採取したコア強度は標準供試体強度とほぼ同程度であるが、注入管から粗骨材の空げきへ流出したモルタルは水平流動距離が増加するにつれて材料分離を生ずるので、1.5～2mの距離で強度が50%程度に低下する場合もある。強度の減少の程度は、粗骨材の寸法が大きいほど、モルタルの流動性がよく材料分離の程度が少ないものほど、圧送距離が短いほど少ない。一般の工事に用いられるプレパックドコンクリートの品質は、材令28日圧縮強度で150～300kg/cm<sup>2</sup>、注入モルタルの水結合材比は40～50%程度、フライアッシュを20～30%混合しており、流動性はポータによる流下時間で16～22秒としたものが用いられている。既往の水中での施工例としては水深20m程度以下で規模も数千m<sup>2</sup>程度であったが、本州四国連絡架橋、東京湾横断道路などでは対象となる水深も50～100mとなり、コンクリート量も数万m<sup>3</sup>となることが予想されるので、とくに施工に関して解決しなければならない問題が多い。

水中コンクリートの施工にともなう生ずる主な問題点を整理するとつぎのようになる。

表→1. 水中コンクリートの施工にともなう主な問題点

| コンクリートの種類     | 問題点                                                                                                                                                                                                   |
|---------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 普通コンクリートによる場合 | <ul style="list-style-type: none"> <li>○コンクリートの品質改善（耐海水コンクリート、鉱物質微粉末の利用、（高分子材料の利用））</li> <li>○施工時における欠陥防止（混和剤の利用）</li> <li>○打継ぎ面の処理</li> <li>○型わくの建込み（プレキャスト部材の活用、接合部の止水）</li> <li>○汚濁水の処理</li> </ul> |
| プレパックドコンクリート  | <ul style="list-style-type: none"> <li>○注入モルタルの品質管理</li> <li>○大量施工時におけるモルタルの注入管理</li> <li>○打継ぎ面の処理</li> <li>○ベドロやジルドの多い海域での施工</li> <li>○汚濁水の処理</li> </ul>                                             |

特に、トレミー工法などで生じ易くまた構造物にとって大きな欠陥となるのは、輸送の都合や施工の都合で、コンクリートの受入れが遅れて流動性の低下したコンクリートを使用した場合である。このような場合の対策としては、最近減水剤を現場で添加してコンシステンシーを回復することなどが提案されているが、ある種のものは過剰に添加するとセメントが凝結しなくなるといふ厄介な問題があるので、減水剤を多量に用いた場合のコンクリートの品質について検討を行なう必要がある。また、海洋コンクリートにおいては、一般に施工の都合から単位セメント量が多

くなり勝ちであるが、前述のように海中のコンクリートの耐久性から考えると余り好ましいことではない。優れた微粉末材料のない時は別として、現在は、フライアッシュなども利用されており、また高炉スラグを水淬したものも有効な材料と考えられるので、この活用についても検討すべきであろう。

このような観点から、土木研究所では以上の課題をとりあげて実験を行なった。

## (2) 減水剤を多量に加えたコンクリートの品質に関する試験

減水剤を所定の使用量に対して約4倍量を使用した場合のコンクリートについて検討を行なった。減水剤の加え方に、一回で4倍量を加える、分割して加えるが考えられるが、本実験では、一回で添加した場合について検討を行ってみた。なお、分割添加してコンシステンシーを回復させる実験については、リグニン系減水剤について行なった岸谷氏の報告<sup>(3)</sup>、ポリアルキルアリスホン酸塩系減水剤について行なった明石氏の報告<sup>(4)</sup>がある。

本実験で検討した項目はつぎのとおりである。

### ① ワークabilityに関する試験

Ⅰ) 減水率 Ⅱ) 単位水量一定の場合のコンシステンシーの経時変化

### ② 強度に関する試験

Ⅰ) 添加量と圧縮強度との関係  
Ⅱ) 添加量と曲げ強度との関係

実験に使用した減水剤は、多量に加えてもセメントの初期水合作用に悪影響をおよぼさないポリアルキルアリスホン酸塩系(以下MHと表わす)とメラミンホルムアルデヒド重縮合物ナトリウム塩(以下MTと表わす)でいわゆる高性能減水剤と呼ばれる製品である。

コンクリートの配合は、水中コンクリートへの適用を考慮して、単位セメント量370kg、水セメント比が50%以下、スランブは、10, 15, 20cmの3種類とした。なお、細骨材率は全て38%とした。

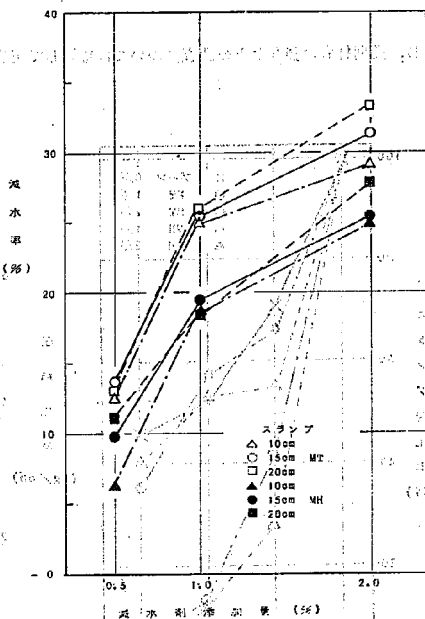


図-2. 減水剤の添加量と減水率

減水剤の使用量と減水率との関係は図-2のようであって、所定の使用量では、通常の減水剤とほぼ同程度であるが、使用量の増加とともに減水率も大きくくなっている。なお、スランブの経時変化は図-3に示すように、時間とともにスランブが低下する。とくに使用量1%のものは

低下の割合が大きい。2 多のものは、減水剤を使用していないものとはほぼ同じ程度である。なお、スランブの測定後供試体を製作して圧縮強度試験を行なったが、練りまぜ直後のものと比較して劣るものはなかった。

添加量と圧縮強度との関係は図-4 のようである。減水剤 M T を用いたものがやや強度が大きくなっているが、M T の方が減水率が大きく、水セメント比が 2 ～ 3 多小さいためである。なお、これらの減水剤はいずれも空気を連行しないものであり、コンクリートの配合も単位セメント量を一定としたので、水セメント比と圧縮強度との関係を求めたところ直線関係にあることがわかった。

以上の結果から、前述の減水剤を使用する場合、通常使用量の 4 倍程度多量に使用したとしても、材令 28 日におけるコンクリート強度には悪影響を与えていないと判断できる。なお、コンクリートの配合を一定として、これに減水剤を多量に使用するとスランブがひどく大きくなり材料分離を生ずるおそれがあると思われるので、回数を分けて加えることが好ましいと考える。

なお、長期材令の強度などの調査については継続して実施中である。

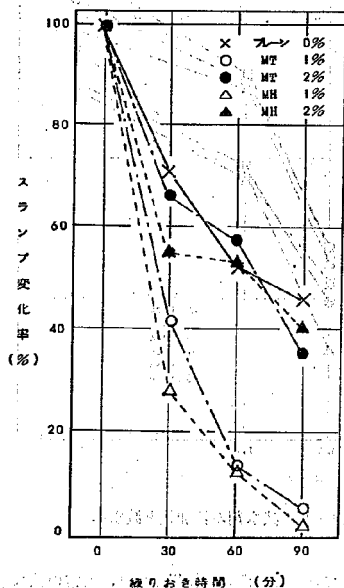


図-3. スランブの経時変化

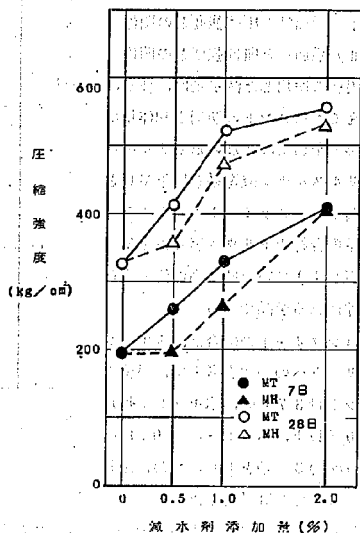


図-4. 添加量と圧縮強度との関係

### (3) 高炉スラグ粉末の利用に関する試験

日本におけるセメント技術は世界的に優れたもので、多年にわたる研究により、セメント1kg当り75.0 Kcalの、燃料消費でよいところまできており、米国からその技術に関して調査団が来日したことはまだ記憶に新しい。

しかし、我国のようにエネルギーの乏しい国においては、エネルギー消費を効率的に高める必要がある。セメント製造におけるエネルギーの消費は、原料処理で1.0%、燃焼工程で8.3%、粉碎工程で約7%といわれているが、<sup>(5)</sup>今後とも大型キルンによる大量生産を土台にさらにエネルギー節減が考慮されることであろう。

セメントは必要なところにこそ消費されるべきであるが、水中コンクリートの施工にあたって、定められている最小セメント量は主としてコンクリートに粘性をもたせかつ流出した場合に備えているものと判断できる。したがって、セメントに代って安価なかつエネルギー使用の上からも効果的な材料を利用することができれば最も好ましい。

高炉スラグは、もともと化学組成はポルトランドセメントに類似しており、急冷して得られた水淬スラグは潜在水硬性を有しているので、古くから高炉セメントの原料として使用されてきた。しかも高炉スラグは製鉄のさい鉄鉄1トンあたり約300kg生ずるのでこれの積極的な活用をはかることが望まれる。<sup>(6)</sup>

このようなことから高炉スラグ粉末を混和材として有効に活用し、さらにその潜在水硬性を考慮して単位セメント量を節減することの可能性について検討を行なった。

本実験の試験項目はつぎのようである。なお、高炉スラグ粉末は水淬を粉碎したものである。

普通ポルトランドセメントに高炉スラグ粉末ならびにフライアッシュを1.0%から9.0%の範囲で置き換え水セメント比を5.0%、7.0%、9.0%の3種類として実験を行なう。

#### ① ワーカビリティに関する試験

- i) スランブを一定にした場合の単位水量の変化
- ii) 単位水量を一定にした場合のスランブの経時変化

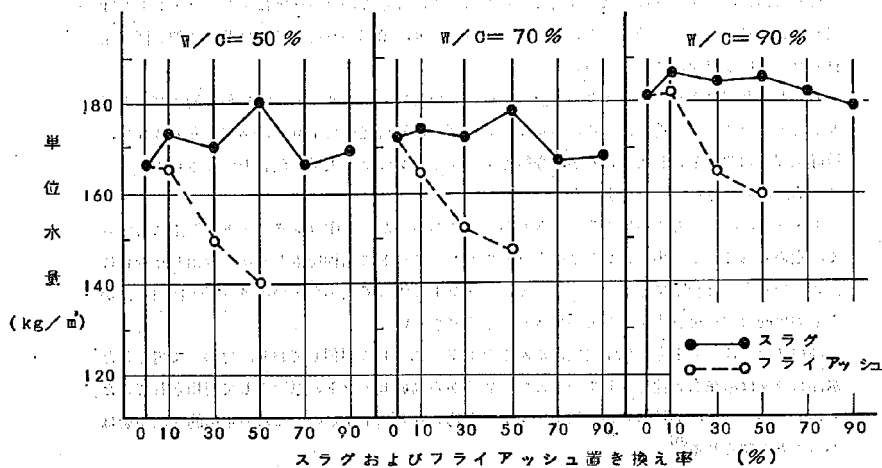
#### ② 強度に関する試験

- i) 圧縮強度
- ii) 曲げ強度

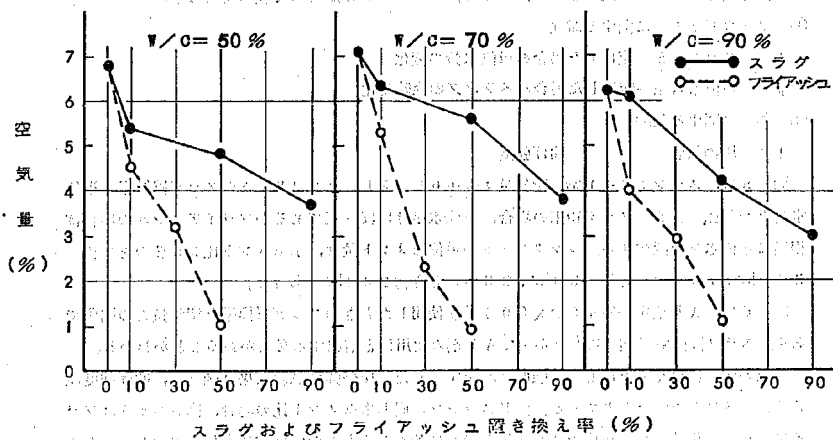
図-5は、スランブ $8 \pm 1$ cm、空気量 $4.5 \pm 0.5$ %としたコンクリートのスラグ置換率と単位水量との関係である。スラグ粉末の場合、単位水量はほぼ一定であるがフライアッシュの場合は相当に単位水量が減少する。コンクリートの単位セメント量は、水セメント比5.0%のとき約340kg、7.0%のとき約250kg、9.0%のとき約200kgであった。

図-6は、A E剤を一定量(CX 0.04%)使用したときのスラグ置換率と空気量との関係である。スラグ置換率が増すにしたがってA E剤の使用量を増加する必要があることがわかる。

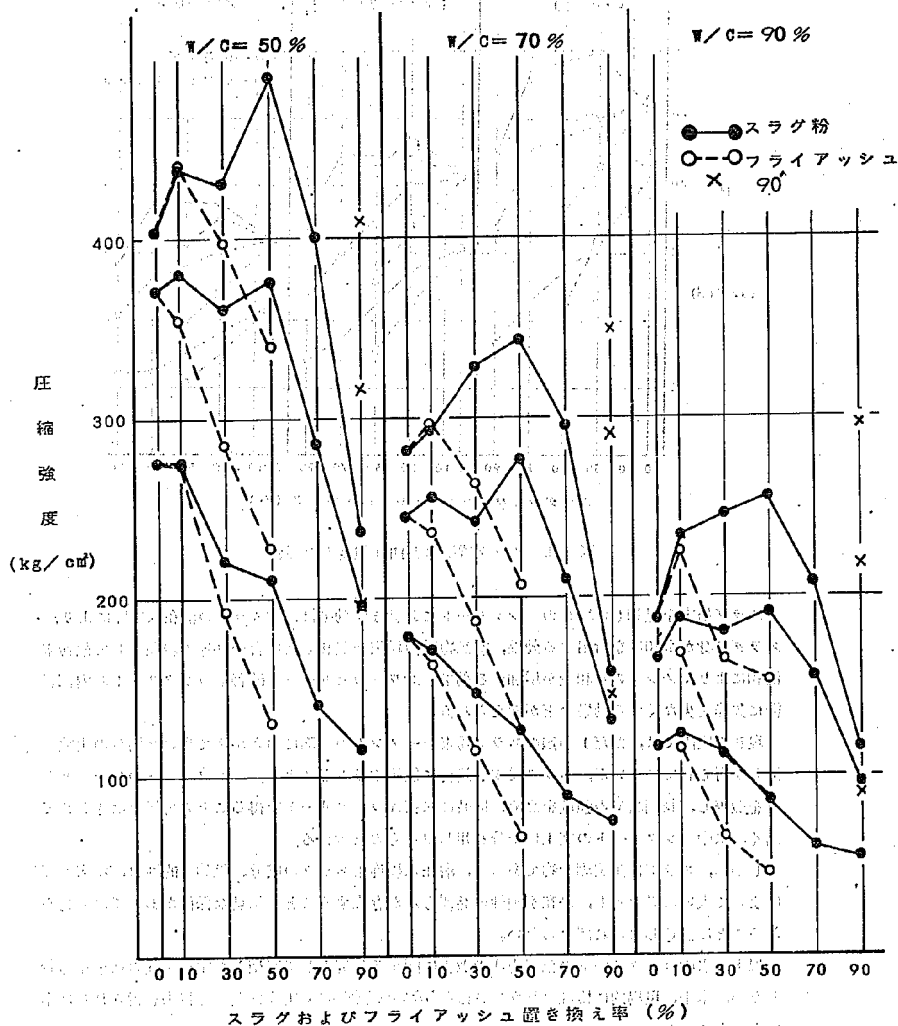
以上の試験結果をもとにして、強度試験を実施した。圧縮強度試験結果は図-7、曲げ強度試験は図-8に示すとおりである。同じスランブ、同じ水セメント比の場合、高炉スラグはフライアッシュに比較して、単位セメント量が僅かに多くなるものの強度的に上廻っており、しかも若材令ではスラグ置換率の多いものほど強度が低下しているが、材令が比較的生長になるにつれて、高炉スラグ粉末を5.0%あるいは7.0%使用したものの方が強度が大きくなってきている。



図一五. スラグ置換率と単位水量との関係



図一六. スラグ置換率と空気量との関係



図一七. スラグ置換率と圧縮強度との関係

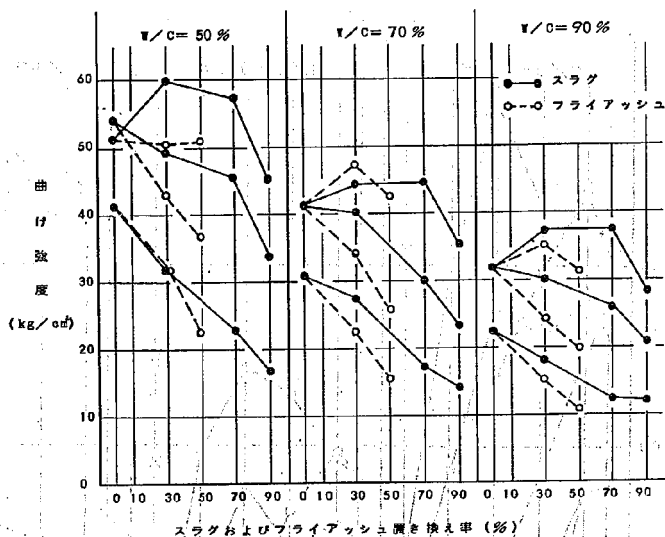


図-8. スラグ置換率と曲げ強度との関係

スラグ粉末を混和した場合のコンクリートにおよぼす効果は、①スラグの潜在水硬性により、スラグ自身が水和物を折出する効果、②鉱物質微粉末を混和した場合の共通の現象として微粉末混和によりセメントの水和量が増加する効果、③ワーカビリティを改善しコンクリートの内部組織に欠陥を少なくする効果などが考えられる。

現在の段階では、ただ1種類のスラグ粉末をセメントの一部におきかえて用いた場合の実験結果しか得られていないが、スラグ粉末を適切に使用することにより、コンクリートのワーカビリティを改善し、長期材令の強度を高め、同時に水密なコンクリートを得ることの可能性はきわめて高く、水中コンクリートの施工に十分利用し得るものとする。

しかし、スラグは工業副産物であって、潜在水硬性もスラグの成分、鉱物学的性質、粉末度等によって大いに異なり、潜在水硬性の発揮も水が存在することと適切な保温があつてなし得られることに注意しなければならない。

以上、水中コンクリートの施工方法の改善に関する研究として実施した室内実験の結果を報告したが、本来、現場的に検証されなければならない点も多いので実施機関のご協力を得られれば幸いと考えております。

## 参 考 資 料

- (1) 田中行男, 赤塚雄三, 河野通之, 岡村 甫, 桜井紀朗, 遠藤武夫, 海洋コンクリート  
構造物 土木学会誌 増刊号 Vol 60 1975
- (2) 赤塚雄三, 関 博, 水中コンクリートの施工方法 鹿島出版会 昭和50年12月
- (3) 岸谷孝一, 暑中コンクリートのスランプ防止方法に関する研究 セメントコンクリート  
No340 昭和50年6月
- (4) 尾崎省二, 明石外世樹ほか 減水剤によるコンクリートのリテンパリングに関する研究  
セメント技術年報 昭和50年
- (5) J. H. Walker. セメントとコンクリートにおけるエネルギー消費について  
コンクリート工学 Vol 14 No1. 昭和51年
- (6) 土木学会年次学術講演会研究討論会 高炉スラグのコンクリート材料としての利用について  
昭和50年10月

# 設計・施工からみたフィルダム材料の性質

ダム部フィルダム研究室長 城 島 誠 之

## 設計・施工からみたフィルダム材料の性質

フィルダム研究室長 城 島 誠 之

### 1. ま え が き

水需要の逼迫と河川災害防止の見地から、ダム建設に対する社会的要請は強く、大規模なダムが数多く計画、建設されている。一方、ダムの数の増加は、地質工学的な条件の悪い地点においても、ダム建設を余儀なくされている。

土石および岩石を主体とするフィルダムは、その構造的な特徴により、コンクリートダムに比べて、地質工学的な制約が少ないために、ダムの適地の範囲を大幅に拡大したが、その数は今後ますます増加し、しかも、規模は大型化すると考えられる。

しかし、フィルダムは十分な設計、施工法が確立されているとは言えない状況にある。これは、多分に材料の多種多様性と、力学的特性の不明確によるものであり、今後解決をせまられている多くの問題がある。

したがって、ここでは問題を材料に絞り、現在一般的に用いられている材料を中心に、設計、施工上望ましい材料および設計、施工上からみた材料の問題点について筆者の見解を述べる。

なお、フィルダムは、その構成材料により、均一型、表面しゃ水壁型、ゾーン型などの形式があるが、ここでは、建設関係のフィルダムで一般的に築造されている、不透水、半透水、透水などの各ゾーンから構成されるゾーン型ダムを、その対象とした。

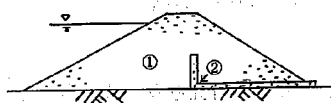
1. 材料の調査および選定  
フィルダムは、ダムサイト近傍で得られる材料を効果的に利用し、合理的かつ経済的な設計、施工を行なうのがその大きな特色である。したがって、フィルダムを計画するにあたって、ダムサイト近傍において得られる材料の量および性質についてあらかじめ調査・検討しなければならぬ。調査の初期の段階においては、材料採取予定地の地表踏査を実施し、採取地の地質構造を明確にし候補地の選定を行なう。これらの候補地について、弾性波探査、ボーリング・トレンチなどによる調査を行ない量的な確認を行なうと共に根拠の性質についての調査を行なうが、採取候補地を絞る段階においてはボーリングのみでは十分とは言えず、横断および立坑などから採取した試料に基づいて詳細な試験を行ない、決定するのが妥当と思われる。但し、採取地の選定は、工費、施工法、設計などに及ぼす影響が大きいため量および質的な調査のみでなく、これらの諸条件についても比較検討を行なううえで決定するのが望ましい。

また、材料は、一般に大量になるのが通例であり、小範囲の調査では不十分なことが多く、地質工学的な調査をも加味し、全体的な性質の分布を把握するよう留意しなければならない。

ゾーン型のフィルダムは、不透水性材料、半透水性材料、透水性材料などがあるが、これらの材料を選定する際の留意点について次に述べる。

#### 1) 不透水性材料

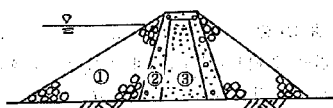
(1) 均一型



①土質材料

②ドレーン

(2) ゾーン型

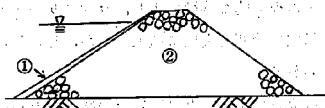


①透水性材料

②半透水性材料

③不透水性材料

(3) 表面しゃ水壁型



①人工しゃ水壁

②透水性材料

図1-1ハフルダム型式標準図

ゾーン型ダムでは、不透水性材料として土質材料が用いられる。土質材料として要求される性質は、所要のしゃ水性を有し、施工が容易で、せん断強さが大きく圧縮変形性の小さいことである。調査の対象は、風化岩、風化残留土（立腐れ風化土）、崖錐堆積層、河成堆積層、湖成堆積層、火山性の堆積層などであり、調査の初期の段階においては粒度、コンシステンシー、比重、自然含水比などの物理的性質に関する試験を行なうが、これらの性質は、透水性、パイピングおよびクラックに対する抵抗性、施工性を判定するうえで重要である。調査の進捗とともに立坑および横坑による調査を追加し試料を一定深度ごとに採取して試験を行ない、採取位置による性質のバラツキをも把握するよう配慮しなければならない。材料の含水比は施工性に大きな影響を及ぼす因子である。我国では、自然含水比が高いために採取場としての選定を断念せざるを得ないケースが多くある。一般に、しゃ水性の高い材料は、自然含水比が高く圧縮変形性も大きく、施工性は劣り、その傾向は自然含水比が高くなる程顕著である。反面、施工性のよい材料は比較的粗粒で、せん断強さが大きく、圧縮変形性も小さいが、しゃ水性が劣ることが多い。上記の材料のうち、堆積層に属するものは粗粒分を多く含み、また、自然含水比が高いことが多いので小規模のダムに限って用いられ、風化岩、風化残留土などはせん断強さが大きく安定性が高く、施工性がよいので、100m以上の高いダムにも用いられている。

最近では、ダムの建設地点が広域化し、適当な材料がダムサイト近傍で得られないことも多く、特殊な材料が用いられることもある。

風化凝灰岩系の材料は、一般に比重が小さく、粘土分を多く含み、また、軽石などを含むことがあり、施工含水比、過転圧現象などが問題となることがあるので注意を要する。また、火山性の材料として火山灰質粘土やシラスと呼ばれている軽石凝灰岩などがある。

前者は含水比が高く施工上の問題が大きいため小規模のダムや土性改良のための混合材料として用いられた例はあるが、単体で大規模のダムには用いられない。

後者は比重が小さく、パイピングやクラックに対する抵抗性が小さいので、一般に不透水性材料としては不適当と考えられている。

最近、土質材料として、しばしば用いられる材料にマサ土がある。マサ土にも、石英分の多いものが風化した比較的粗粒で粘性に乏しいものと、花こうせん緑岩のような石英の少ないものが風化した粘性を有するものがあり、一括しては述べられないが、一般に問題となるのは前者であり、施工性は良好でせん断強さも大きい、透水性が大きく、クラックに対する抵抗性も小さいので注意を要する。

所要の性質を有する土質材料が得られない場合には、2種以上の材料の混合を前程として調査を行なうこともある。良好な材料を遠方に求めるよりも、ダムサイト近傍で得られる2種以上の材料を混合して用いる方が得策な場合もあるので、多くのケースについて比較検討し採取場の選定を行なうことが必要である。

図1-2に土質材料の調査選定の流れを示す。

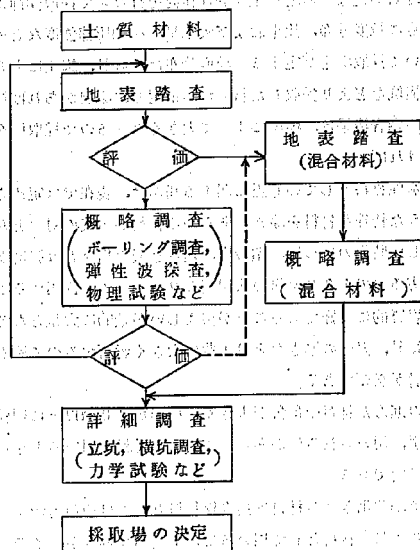


図1-2 土質材料の調査の流れ

## 2) 半透水性材料

半透水性材料は粒度的に透水性材料と不透水性材料の中間にあって、不透水性材料のバイピングを防止し、フィルタとしての役割を有するので、2-22で述べるような粒度分布を示し、細粒分を含まず、粘着性のない材料でなければならない。この目的に合致した材料として、河床堆積砂れき、段丘堆積砂れきなどが調査の対象となる。しかし、このような材料が得られない場合には、透水性材料の採取場で得られる細粒分や人工的に岩石を破碎し、粒度調整を行ったり、2種以上の材料を混合して粒度調整を行って用いることを計画することもある。

調査の初期の段階においては比重および吸水量、粒度組成などが主な調査項目であるが、上述のように粒度分布は重要であり、あらかじめ粒度分布の推定を行わなければならない。特にフィルタとして透水性材料の細粒分を用いるときおよび破碎されやすい岩石を用いるときには、施工の前後で粒度分布が大きく変化することがあるので注意を要する。

## 3) 透水性材料

透水性材料には原石山より採取されるロック材料および砂れき材料が用いられる。透水性材料は、堤体の安定性に大きな影響を及ぼす材料であるから堅硬で、粒径が大きく、かつツルト分以下の細粒分を含まず、また耐久性の大きいものが望ましい。

透水性材料としては一般にロック材料が用いられる。ロック材料の調査の初期の段階では、岩石の成因および地質構造などの地質工学的な検討を行なって採取候補地を選定し、量的な調査を行なうとともに粒度分布、比重および吸水量、一軸圧縮強度などの試験を行ない、これらの結果に基づいて採取場を選定する。粒度分布は、設計・施工に大きな影響を及ぼすので、この段階では横坑などより採取した材料から推定し、必要があれば爆破試験を行なうこともある。これらの調査結果は、場所によって大きく異なるので採取場全体の状況を把握するように注意しなければならない。

ロック材料の透水性材料としての適正に関する基準は、現在では定められておらず、スレーキングを起すような特殊な材料を除き、あらゆる材料が調査の対象となり得る。<sup>1)</sup> しながら、比較的新しい時代のけつ岩、粘板岩、角れき凝灰岩などは強度が小さく施工時に破碎され、耐久性も劣るので100 $\mu$ 級の大規模なフィルダムに採用することは問題がある。

ロック材料は、岩質的に良好であることが望ましいが量的に大量となるのが一般であり、運搬距離、採取の難易、表土の厚さなどは工費に大きく影響するので原石山を決定する場合には慎重な比較検討が必要である。

最近では、風化の進んだ材料や亀裂が大きく、粒径が30 $\mu$ 以下に細粒化される材料も経水性からやむを得ず、用いられる例がある。これらの材料を用いるときには、設計、施工面から特別な配慮が必要である。

比較的、貧品質で細粒化される材料は透水性材料としては使用可能であっても、堤体表層部に配置されるのり面保護材料として用いるには不適当な場合があるので注意を要する。のり面保護材料はロック材料に比べると量的には少ないので、採取場は多少遠方となっても堅硬で耐久性が大きく、かつ粒径の大きいロックが採取可能な地点を採取場に選定しておくこ

とが望ましい。

なお、堤体表層附近に粒径の大きいゾーンを配量することは、耐震性からも望ましいと言われている。<sup>2)</sup>

## 2. 材料の性質と試験

### 2-1. 材料の試験

材料の試験といっても特別なものではなく土質力学そのものであるが、材料の性質を定めることはフィルダムの基本問題であり、設計、施工全般を支配するといっても過言ではない。

フィルダムの設計は、現在円形すべり面についてスライズ法<sup>1)</sup> によって行なわれているが、この設計方法については多くの問題が指摘されており、現在では、有限要素法などの解析的手段<sup>3)</sup> による方法、地震時の安定性を検討するための模型実験などによる研究が行なわれている。したがって材料の特性も変形特性（変形係数、ポアソン比）、動的特性（動的せん断強さ、変形性）また耐震性を別の観点から検討しようとする基礎および堤体材料の液状化<sup>5)</sup> の問題などについて、多くの試験研究が行なわれているが、これ等の問題については特殊な検討に用いられているのみで、現段階では一般的な設計に用いられるに至っていない。したがってここでは試験の内容を材料の一般的な性質とすべり面解析に必要な強度定数 $\phi$ （粘着力）、 $\psi$ （内部摩擦角）の問題に限って述べることにする。

表 2-1. フィルダム材料の試験一覧表<sup>7)</sup>

| 試験名      | 試験法                      | I              |      | II             |               | III   |       | 備考           |
|----------|--------------------------|----------------|------|----------------|---------------|-------|-------|--------------|
|          |                          | 土質材料           | 粗粒材料 | 土質材料           | 粗粒材料          | 土質材料  | 粗粒材料  |              |
| 粒 度      | JIS A-1102<br>JIS A-1204 | ◎              | ◎    | ◎              | ◎             | ◎     | ◎     |              |
| 含 水 量    | JIS A-1203               | ◎              | ◎    | ◎              | ◎             | ◎     | ◎     |              |
| 比 重      | JIS A-1110<br>JIS A-1202 | ◎              | ◎    | ◎              | ◎             | △     | ◎     |              |
| コンシステンシー | JIS A-1205<br>JIS A-1206 | ◎              |      | △              |               | △     |       |              |
| 有機物含有量   | 土質工学会基準                  | △              | △    |                |               |       |       |              |
| 水溶性成分含量  | 土質工学会基準                  | △              |      |                |               |       |       |              |
| 篩 面 目    | JIS A-1210               | ◎(標準)<br>◎(特殊) |      | ◎(標準)<br>◎(特殊) | ◎(室内)         | ◎     |       | JISは土質材料のみ適用 |
| 吸 水 膨 脹  | JIS A-1211               | △              |      |                |               |       |       |              |
| 透 水 係 数  | JIS A-1218               | ◎(標準)<br>◎(特殊) |      | ◎(標準)<br>◎(特殊) | △(大型)         | ◎(現場) | △(現場) | JISは土質材料のみ適用 |
| 圧 密 度    | JIS A-1217               | △              |      | △              |               |       |       |              |
| せん断      | 土質工学会基準                  | △              |      | ◎ ○ △          | ◎ ○ △<br>(大型) |       | △(大型) |              |
| 現 場 転 圧  |                          |                |      | ◎              | ◎             |       |       |              |
| 現 場 密 度  |                          |                |      |                |               | ◎     | ◎     |              |
| 一軸圧縮強度   | KIXC 'S-0502             | ◎              |      |                | ◎             |       |       |              |
| 耐 久 性    | JIS A-1122               | ◎              |      |                | △             |       |       |              |

◎：(どのような材料でも必ず実施すべき試験)

○：(材料により実施すべき試験)

△：(必要に応じ実施する試験)

表2-1は、フィルダム設計、施工を行なううえで、一般的に行なわれる試験を一覧表<sup>7)</sup>としたものである。特殊な検討を行なう場合を除いて、この程度の試験を行なえば十分であろうと考えて提案されたものである。多くはJISの試験方法に基づいて試験が行なわれるが、フィルダムの場合、必ずしもすべてについて既定の試験方法が決まっている訳ではなく、検討の段階にあり、現在、試験方法を決定できないものもある。これらの試験については、今後検討を追加し、試験方法を決定していかなければならない。特に粗粒材料(透水性材料および半透水性材料を総称する。以下粗粒材料とはこの意味に用いる。)<sup>8)</sup>については十分な試験方法が確立されておらず、検討すべき点が多い。

表2-1では試験を第Ⅰ期、第Ⅱ期、第Ⅲ期に大別しているがそれぞれの試験の目標は、次の通りである。

第Ⅰ期：材料の調査および選定

材料の採取候補地を選定し、量的な確認を行ない、また材料試験を行なって採取地の選定を行なうのを目的とする。

第Ⅱ期：設計値および施工管理基準の決定

材料の採取地が決定された段階で調査を追加し精度の高いものとする。一方、この時点では堤体の設計を行なうため、せん断強さ、密度、透水係数などの設計値を決定すべき段階であり、試験は、これらの試験値を決定するために実施し、かつ現場転圧試験なども合わせて実施して設計値を満足する施工管理基準を作成することを目的とする。

第Ⅲ期：施工管理

施工が開始された段階であり、施工管理基準に適合した施工が行なわれているか、また、採取場の材料が予想されたものと変化していないかどうかをチェックすることを目的とする。

## 2-2. 材料の物理的性質

### 2-2-1. 不透水性材料

不透水性材料として用いられる土質材料としては、風化残留土、風化岩、崖堆積物などが多い。

アメリカ開拓局(U.S.B.R.)、陸軍土木部(Corps of Engineers)などで用いられている材料を統一分類法によって分類したものを表2-2<sup>8)</sup>に示す。我国のJISの統一分類法によるものとは若干異なるがほぼ同等と考えてよい。

我国ではGC, SC, SM, などの材料が主として用いられており、GL, ML, などの細粒分を多く含む材料は自然含水比が高いために、施工性が悪く、また圧縮変形量も大きいので単独で用いられることは少なく、土性改良のための混合材料として用いられている例が多い。図2-1は、各土質材料についての圧縮変形量<sup>6)</sup>を示したものである。細粒分の多い材料が圧縮変形量が多いのは、一般にこのような材料は含水比が高く、施工時に過剰間げき圧が発生し、また間げき圧の消散に長時間を要するためと考えられる。

自然含水比は風化岩などの粗粒な材料では、一般に低く、また最適含水比より乾燥側にあ

表2-2. 土の統一分類法のフィルダム設計上の適性

| 分類記号  | 標準変数                                |                                     | 間隙率<br>e  | バイビング<br>質 量 性 | 透水係数 k (cm/sec)<br>範 囲 (平 均)                                             | 透 水 度  | セメント強さ                      |                                 |            | セメント<br>強 度 | 施工管理の<br>難 易 | 比 較 性 例               |                       |
|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|-----------|----------------|--------------------------------------------------------------------------|--------|-----------------------------|---------------------------------|------------|-------------|--------------|-----------------------|-----------------------|
|       | $\sigma_{max}$ (t/cm <sup>2</sup> ) | $\sigma_{opt}$ (t/cm <sup>2</sup> ) |           |                |                                                                          |        | $C_s$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $C_{opt}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) | $\phi$ (°) |             |              | 1.4kg/cm <sup>2</sup> | 3.5kg/cm <sup>2</sup> |
| GW    | >1.91                               | <1.33                               | •         | 高              | 1 <sup>-1</sup> ~1 <sup>-1</sup> (2.7 <sup>-1</sup> ±1.3 <sup>-1</sup> ) | 透      | •                           | •                               | >38        | 非常に高        | 非常に易         | <1.4                  | •                     |
| GP    | >1.76                               | <1.24                               | •         | 高~中            | 5 <sup>-1</sup> ~1 <sup>-1</sup> (6.4 <sup>-1</sup> ±3.4 <sup>-1</sup> ) | 透~非常に透 | •                           | •                               | >36        | 高           | 非常に易         | <0.8                  | •                     |
| GM    | >1.63                               | <1.45                               | •         | 高~中            | 1 <sup>-1</sup> ~1 <sup>-1</sup> (>3 <sup>-1</sup> )                     | 半      | •                           | •                               | >34        | 高           | 非常に易         | <1.2                  | <3.0                  |
| GC    | >1.84                               | <1.47                               | •         | 非常に高           | 1 <sup>-1</sup> ~1 <sup>-1</sup> (>3 <sup>-1</sup> )                     | 不      | •                           | •                               | >31        | 高           | 非常に易         | <1.2                  | <2.4                  |
| SW    | 1.91±0.08                           | 1.33±0.25                           | 0.37±0.03 | 高~中            | 5 <sup>-1</sup> ~5 <sup>-1</sup> (•)                                     | 透      | 0.40±0.04                   | •                               | 36±1       | 非常に高        | 非常に易         | 1.4±0.1               | •                     |
| SP    | 1.76±0.03                           | 1.24±0.10                           | 0.50±0.03 | 低~非常に低         | 5 <sup>-1</sup> ~5 <sup>-1</sup> (7.2 <sup>-1</sup> )                    | 透~半    | 0.23±0.06                   | •                               | 36±1       | 高           | 易~中          | 0.8±0.3               | •                     |
| SM    | 1.83±0.02                           | 1.45±0.04                           | 0.48±0.02 | 中~低            | 1 <sup>-1</sup> ~5 <sup>-1</sup> (7.5 <sup>-1</sup> ±4.8 <sup>-1</sup> ) | 半~不    | 0.52±0.06                   | 0.20±0.07                       | 34±1       | 高           | 易~中          | 1.2±0.1               | 3.0±0.4               |
| SM-SC | 1.91±0.02                           | 1.28±0.05                           | 0.41±0.02 | —              | (3.0 <sup>-1</sup> ±6.0 <sup>-1</sup> )                                  | —      | 0.51±0.22                   | 0.15±0.06                       | 33±3       | —           | —            | 1.4±0.3               | 2.9±1.0               |
| SC    | 1.84±0.02                           | 1.47±0.04                           | 0.48±0.01 | 高              | 1 <sup>-1</sup> ~5 <sup>-1</sup> (3.0 <sup>-1</sup> ±2.0 <sup>-1</sup> ) | 不      | 0.76±0.15                   | 0.11±0.06                       | 31±3       | 高~中         | 易~中          | 1.2±0.2               | 2.4±0.5               |
| ML    | 1.65±0.02                           | 1.92±0.07                           | 0.53±0.02 | 低~非常に低         | 1 <sup>-1</sup> ~5 <sup>-1</sup> (5.9 <sup>-1</sup> ±2.3 <sup>-1</sup> ) | 不      | 0.68±0.10                   | 0.09±0.01                       | 32±2       | 中~低         | 中~非常に難       | 1.5±0.2               | 2.6±0.3               |
| ML-OL | 1.75±0.02                           | 1.68±0.07                           | 0.54±0.03 | —              | (1.3 <sup>-1</sup> ±0.7 <sup>-1</sup> )                                  | —      | 0.64±0.17                   | 0.22±0.01                       | 32±3       | —           | —            | 1.0±0.2               | 2.2±0.0               |
| UL    | 1.73±0.02                           | 1.73±0.03                           | 0.56±0.01 | 高              | 1 <sup>-1</sup> ~1 <sup>-1</sup> (8.0 <sup>-1</sup> ±3.0 <sup>-1</sup> ) | 不      | 0.88±0.10                   | 0.13±0.01                       | 28±2       | 中           | 易~中          | 1.4±0.2               | 2.6±0.4               |
| OL    | •                                   | •                                   | •         | 中              | 1 <sup>-1</sup> ~1 <sup>-1</sup> (•)                                     | 不      | •                           | •                               | •          | 低           | 中~難          | •                     | •                     |
| MI    | 1.31±0.06                           | 3.63±0.32                           | 1.15±0.12 | 中~高            | 1 <sup>-1</sup> ~1 <sup>-1</sup> (1.6 <sup>-1</sup> ±1.0 <sup>-1</sup> ) | 非常に不   | 0.73±0.30                   | 0.20±0.01                       | 25±2       | 低           | 難~非常に難       | 2.0±1.2               | 3.8±0.8               |
| CH    | 1.50±0.03                           | 2.55±0.12                           | 0.80±0.04 | 非常に高           | 1 <sup>-1</sup> ~1 <sup>-1</sup> (5.0 <sup>-1</sup> ±5.0 <sup>-1</sup> ) | 非常に不   | 0.04±0.34                   | 0.11±0.06                       | 19±5       | 低~中         | 非常に難         | 2.4±1.3               | 3.9±1.5               |
| OH    | •                                   | •                                   | •         | —              | (•)                                                                      | —      | •                           | •                               | •          | —           | —            | •                     | •                     |
| pt    | •                                   | •                                   | •         | —              | —                                                                        | —      | •                           | •                               | •          | —           | —            | •                     | •                     |

- (注) 1. 本表は、アメリカ開拓局、アメリカ陸軍土木部、Earth and Earth-Rock Dataなどの資料から作製したものである。数字は信頼度90%の平均値を示す。  
 2. 日本の土と完全に一致しないかもしれないが、予備設計の精度としてはじゅうぶんであろう。  
 3. •は資料不足を示す。  
 4.  $C_s$ : 最適含水比時の値。  $C_{opt}$ : 飽和時の値。 透水係数の(1<sup>-1</sup>~1<sup>-1</sup>)は(1×10<sup>-1</sup>~1×10<sup>-1</sup>)の略である。以下同じ。

ることが多く、風化残留土および崖堆積層では最適含水比、または最適含水比より湿潤側にあることが多いので、施工は、一般に最適含水比付近、あるいは湿潤側で行なわれる例が多い。

図2-2は、最近築造されたフィルダムにおける土質材料の粒度分布の範囲<sup>7)</sup>を示したものである。大粒径の材料を含み、粒度分布のよい材料が用いられており、これらの材料は、施工が容易で、所要のシャ水性を

有効応力100psfに対する圧縮率

(%)

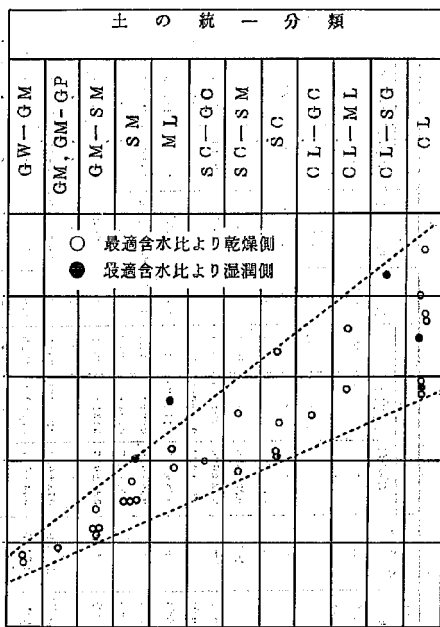


図2-1. 土の種類による圧縮性の相違<sup>9)</sup>

有し、圧縮変形量は小さく、耐震面からも望ましい材料といえよう。この中で風化凝灰岩系の材料に細粒側のものがあり、また低塑性のマサに均等係数の小さいものがある。

最大乾燥密度は、 $1.5 \sim 2.0 \text{ t/m}^3$ のものが大部分であるが、風化凝灰岩系の材料に  $1.0 \text{ t/m}^3$ に近いものがある。粒子の真比重は2.6以上のものが大部分である。塑性指数は10以上で、所要の粘着性を示す良好な材料であることを示しているが、マサ土にはN.P.のものがある。

このほかに、土質材料の性質として、クラックに対する抵抗性の問題がある。土質材料のクラックは主として不等沈下および地震などにより発生するといわれており、材料によってはダムを破壊へ導く危険性をもっている。材料のクラックに対する抵抗性の問題については、多くの研究が行なわれているが十分なものとはいえない。

Sherardは、ダムの測定記録から、(1)低含水比施工の材料、(2)シルトやシルト質粘土よりなる材料は、クラックの発生に関係が深いと結論付けている。<sup>10)</sup>

TamezとSpringall(1960)は、クラック発生の難易度により、土質材料を次のように分類している。<sup>11)</sup>

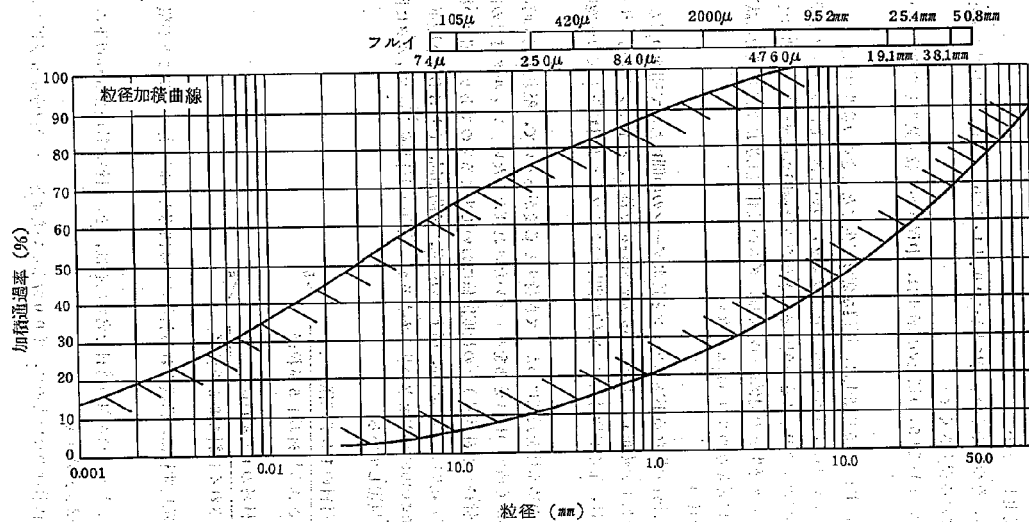


図2—2. 土質材料の粒度分布の範囲

- (1) 混りもののない粗粒土は、発生しにくい。
- (2) 細粒分を含む砂利や砂は、細粒分の量と塑性指数により、異なるが中程度から最高のものである。その程度は、 $P.I. < 8$  で 30% 以上の場合最も発生しやすい。
- (3) 粘土質の砂や砂利は、中程度から最低のものである。 $P.I. < 5$  で、 $LL < 50$  の土がこの範囲では最も発生しやすい。
- (4) シルト質の土は、発生しやすい。特に  $P.I. < 10$ ,  $LL < 50$  の場合、その程度は土が細粒になり、均一になる程大きくなる。
- (5)  $D_{50} > 0.02\text{mm}$ ,  $P.I. < 15$  の細粒の粘性土は、中程度から最も発生しやすいものである。
- (6)  $D_{50} < 0.02\text{mm}$ ,  $P.I. > 15$  の粘土は、極端な変形が生じたときのみ発生する。

Narain は、メキシコの 4 ダムに発生したクラックについて研究し、クラックと塑性指数との関係は明らかでなくクラックを支配する大きな要素は締固め程度であると述べている。<sup>12)</sup>

材料の性質とクラック発生との関係については、ダムの設計施工法および合理的な試験方法を含めて、今後、検討を進めなければならない。

## 2-2-2 半透水性材料

半透水性材料は、剛性の異なる不透水ゾーンと透水ゾーンの中間にあって剛性の異なるゾーン間のクラックの発生を防止し、また、不透水性材料を支持し、パイピングを防止する役割を有する。ここでは、半透水性材料の一般的な問題であるフィルタ材料としての機能について述べる。

フィルタは、所要の透水性を長期にわたって保持する必要があるので、堅硬で施工時における粒子の破砕が少なく所要の粒度分布を有していなければならない。フィルタ材料の粒度分布は、保護される材料(土質材料)との粒度関係において決まるものであり、相互の粒度関係については Terzaghi, Bertram, 河上等の研究、米開拓局、(USBR)陸軍土木部(Corps of Engineers)などの基準があるが、我國の設計基準<sup>1)</sup>はフィルタに関する基準を次のように規定している。

- (1) 
$$\frac{\text{フィルタ材料の 1.5 号粒度}}{\text{フィルタで保護される材料の 1.5 号粒度}} > 5$$
- (2) 
$$\frac{\text{フィルタ材料の 1.5 号粒度}}{\text{フィルタで保護される材料の 8.5 号粒度}} < 5$$
- (3) フィルタ材料の粒度曲線は、保護される材料の粒度曲線とほぼ平行であることが望ましい。
- (4) フィルタで保護される材料が粗粒材料を含む場合は、その材料の粒径 2.5mm 以下の部分について(1)および(2)を適用する。
- (5) フィルタ材料は粘着性のないもので、200 番ふるいを通過する細粒分を 5% 以上含んでいてはならない。

この基準は、一般にはそれ程厳しい条件ではないが、破碎岩をフィルタ材料として用いる場合、厳しい条件となることがあるので注意を要する。

Sherard等は、材料の性質とクラックの関係について論じ、堤体に生ずるオープクラックが残らない条件として次のように説明<sup>13)</sup>している。

図2-3でクラックが残らない条件は次式で表される。

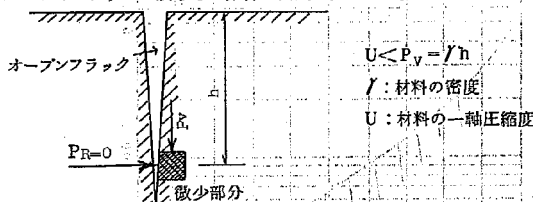


図2-3. 堤体内オープクラックの理論的な深度

したがって、 $U=0$ すなわち粘着性のない材料であれば、基本的にはクラックが生じても直ちに閉塞される。粘着力が発生する限界は、細粒分が何%含まれる場合に相当するか明かでないが、クラックが発生しても直ちに閉塞される粘着性のない材料が望ましいといえるであろう。

しかしながら、この基準は画一的に適用すべきものではなく、基礎地盤の状況、土質材料の性質、ダム地点において予想される地震の規模などを考慮し、個々に検討すべきであると考えられる。

### 2-2-3. 透水性材料

透水性材料としては、一般にロック材料が用いられる。したがって、ロック材料は堅硬で粒径が大きく、耐久的なものでなければならない。ロック材料としては殆どどのものが材料として対象となることは、1、3)で述べた通りであるが、ダムの完成後、その性質が当初の条件と変化することは望ましくないので、施工前後の粒度の変化や耐久性に関する判断資料とするために、あらかじめ粒度分布、一軸圧縮強度、比重および吸水量などの試験を行っておく必要がある。

図2-4に、最近のフィルダムに用いられたロック材料の粒度分布の範囲を示す。

一軸圧縮強度は、堅硬なロックの場合には $1.000 \sim 2.000 \text{ kg/cm}^2$ かこれ以上の値を示すが、風化の進んだものおよび第三紀以降の比較的新しい時代のロックでは、 $5.00 \text{ kg/cm}^2$ 以下のこともある。比重および吸水量は、良好なロックでは、それぞれ2.5以上、1%以下であるが、最近、凝灰岩系のロックなどでそれぞれ2.0以下、1.0%以上のものが用いられた例もある。

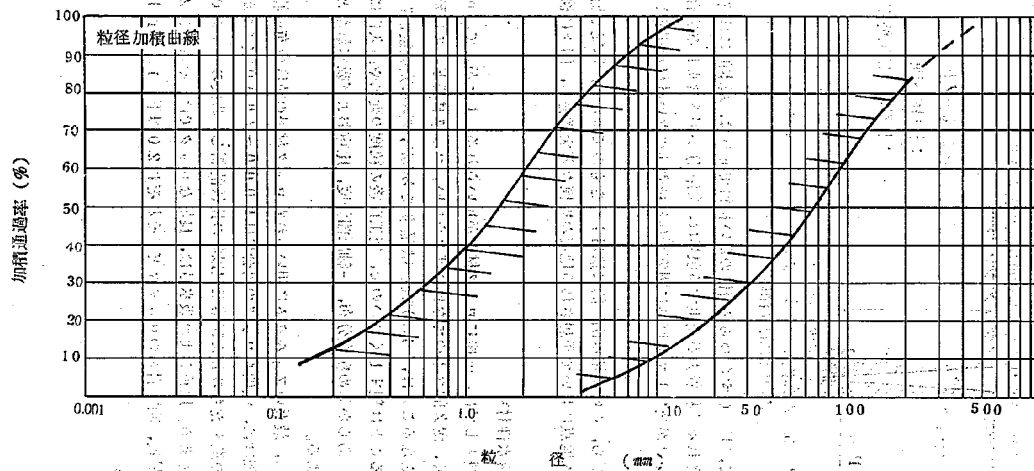


図 2-4. ロック材料の粒度分布の範囲

図2-5、図2-6は、比重および吸水量の採取位置によるバラツキを示した例である。

採取位置により、かなりのバラツキを示しているので、調査にあたっては全体的な性状を把握するよう留意しなければならない。

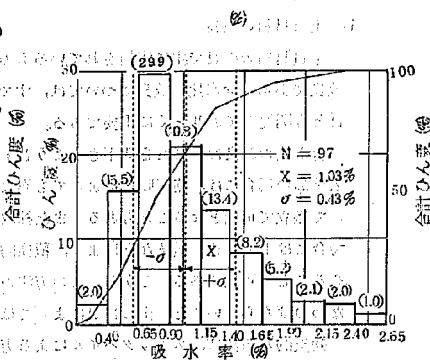
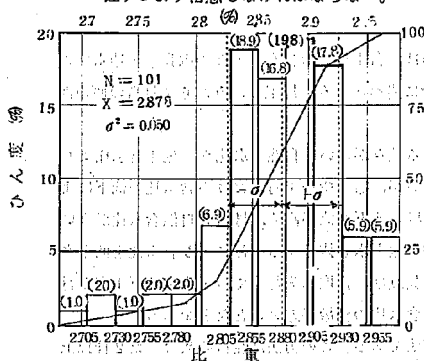


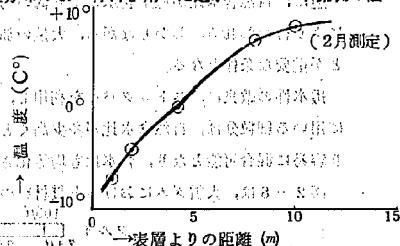
図2-5. 透水材料比重試験ヒストグラム

図2-6. 透水材料吸水率試験ヒストグラム

ロック材料の耐久性は、岩石の性状、風化の程度、吸水量などの内的要因および材料が堤体の一部として配置される位置、すなわち外的な要因によっても異なる。堤体の表層付近は、夏期には高温となり、冬期には凍結をうけ、その影響は堤体内部にいくにしたがって緩和される傾向がある。図2-7は、比較的粒度分布のよい材料を用いた透水ゾーンの下流側の温度勾配を示したもので、内部では温度変化の影響を受けにくいことを示している。

しかしながら、これらの現象と耐久性との関係は現在、定量的に解明されていない。

最近、完成後10年にも満たないフィリピンダムで、のり面保護材料の風化が進行している例をしばしばみうける。耐久性



は、比重および吸水量では判断できない。図2-7 堤体内部(ロックゾーン)の温度勾配面もあり強制風化試験、凍結融解試験などが実施された例もあるが、その性状は明らかでない。今後、ロックの風化機構を解明し、材料の試験基準および選定基準を確立しなければならない。

### 2-3. 材料の性質の改良

土質材料の性質として、透水性、せん断強さ、施工性圧縮変形量などが重要であり、これらの性質に含水比が大きな影響を及ぼすこと、ならびにフィルタ材料として重要な性質には、土質材料との関連で粒度分布が重要であることはすでに述べた。しかしながら、所要の性質を有する材料が、ダムサイト近傍で確保されるとは限らない。このような場合、材料の性質を改良

して常に良好な状態のもとに使用しようとする試みがしばしばなされている。我国は地形および地質構造が複雑であるために、均一な材料が大量に得にくいこともあり、材料の改良を行なっている例は多い。

### (1) 土質材料の改良

土質材料の改良で主に実施されているものは、含水比の改良（施工性の改良）と透水性の改良である。含水比の改良については、すでに述べたように施工性のみならず材料の他の性質とも関連しておりとくに重要である。

含水比の改良は、これを低下させようとする試みが多い。自然含水比が、施工含水比より数%高い場合には、施工時期によっても異なるが、曝気や施工時における含水比の低下によって盛立て可能となることもある。また採取場の地下水位が高く、材料の自然含水比が高い場合には、トレンチ、横坑などにより、積極的に地下水を排除することにより含水比を低下させることも可能である。しかし、この方法の欠点は、採取に先行して地下水位低下工事を行なわねばならないこと、土の性質によっては含水比の消散が遅いことなどである。

効果的な方法は、ストックパイルによる方法である。この方法は性質の異なった2種以上の材料を、20～50cm厚さに交互にまきだし、堆積して、ある期間放置後に側面から採取する方法で、御母衣ダムで用いられて以来、各所で利用されている。含水比を低下させる場合には、自然含水比の低い材料をこの方法で混合することにより、所要の含水比の材料を得ることができる。ストックパイルによれば堆積する層厚を適宜変化させることにより所要の含水比を調整することも可能である。

逆に、自然含水比が施工含水比より低い場合の調整は、盛立面および土取場において散水により行なわれる。しかしながら、大量の加水を必要とするために、水を常時確保できることが重要な条件となる。

透水性の改良は、ストックパイを利用し、細粒分を混合する方法によることが多い。混合に用いる細粒分は、自然含水比が多少高くとも、層状に堆積し、一定期間放置することにより容易に混合可能となり、含水比も均等化される。

図2-8は、大雪ダムにおける土質材料の透水性改良の例である。土質材料には、粘板岩

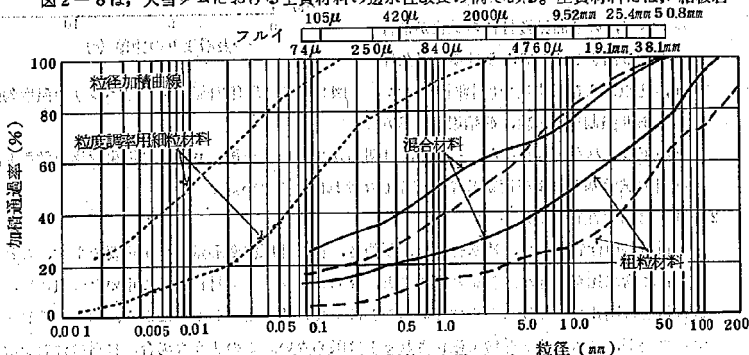
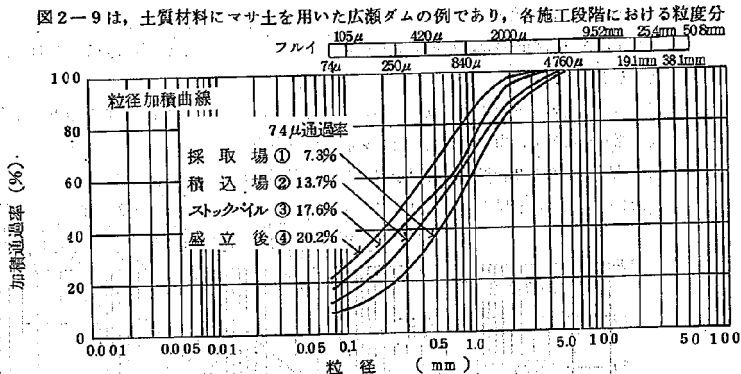
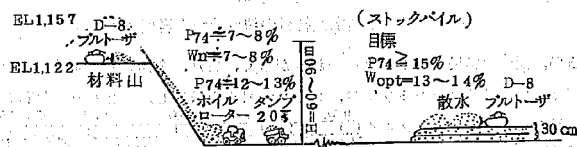


図2-8. 土質材料の粒度調整(大雪ダム)

の風化部を用い、粒度分布、自然含水比共に良好であったが、シャ水の安定性に欠ける点が懸念された。このため、シルト質の細粒材料（最大粒径2.0mm、自然含水比50%程度）を混合し、シャ水の安定を図ることにした。混合は、ストックパイルにより風化粘板岩（層厚50cm）と細粒材料（層厚は全体材料でシルト以下が16%程度となるようその都度決める。）を交互にまき出し3～6ヶ月間パイル後、常に良好な状態での盛立が可能となった。



布の変化を示したものである。施工機械による材料の移動、高所よりの落下、ストックパイル（図2-10）によって材料は細粒化され、所要の透水係数（ $1 \times 10^{-5}$ /S）を確保



材料山（剝土、押出し）→ストックパイル（加水敷均し）→盛立場（敷均し、振動締固め）

図2-10. 施工による細粒化

できた。なお、この材料は、自然含水比が最適含水比より数%低かったが、重機による移動時およびストックパイルで層状まき出し時に散水し含水比の調整を行ない、ストックパイルで1～2ヶ月間放置することにより、含水比の均等化を図ることが可能となった。

以上、述べたようなストックパイルの利用は、材料の性質の改良のほかに、材料の利用率の向上、施工日数の増加などの副次的な効果もあり、最近、各地で用いられている。また、

ストックパイルは、必ずしも全材料を対象としたものではなく、地山の状況や天候などを考慮しつつ、一部の材料に適用することによって有効な施工手段となる。しかしながら、反面、ストックパイルは広い面積のストックヤードを確保しなければならないこと、材料のコストアップにつながることなどの欠点もあるので他の採取場の材料とも比較検討を行なったうえで、慎重な施工計画を決める必要がある。

## (2) フィルタ材料の改良

フィルタ材料の改良は、粒度分布の改良である。主として実施されている改良例に、次のようなものがある。

- ① スクリーニングおよび盛立面において人力などにより、大粒径のものを取り除く方法。
- ② 原石を破砕し、所要の粒度の材料を製造する方法。
- ③ 粒度の異なる2種以上の材料を混合し、粒度調整を行なう方法。

図2-1-1は、岩屋ダムにおけるフィルタ材料の粒度調整の例である。材料は河岸段丘砂

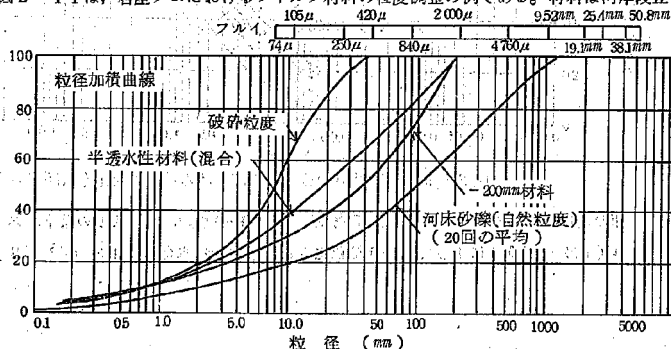


図2-1-1 半透水性材料の粒度調整(岩屋ダム)

れきであるが、調査の結果、 $\pm 200\text{mm}$ のれきが多く、また、全体として量的に不足することが判明したので、破砕プラントを設け、 $200\text{mm}$ 材料を破砕し、 $200\text{mm}$ 材料と混合し粒度調整を行なった。

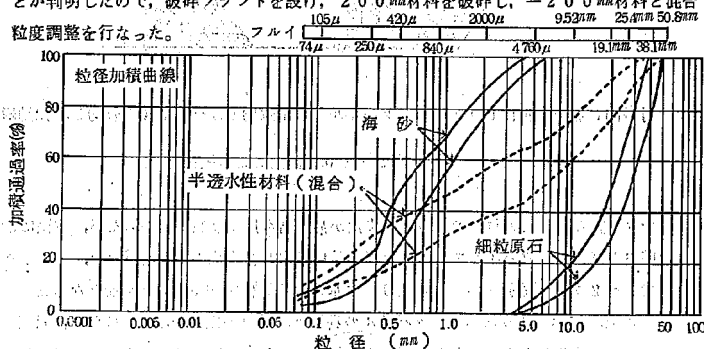


図2-1-2 半透水性材料の粒度調整(福地ダム)

図2-12は、福地ダムの例である。透水性材料は、石灰岩でフィルタ材料としては、この透水性材料の細粒分を用いる計画としたが、粒度分布が適当でなかったため、海砂を混合し粒度調整を行なった。

## 2-3. 材料の力学的性質とその試験

### 2-3-1. 土質材料

#### (1) 締固めおよび透水特性

土質材料の基本的な性質であるせん断強さ、透水性、圧縮変形特性は、材料の締固め程度は、粒度組成、粒子の形状、含水比、締固め仕事量（エネルギー）、締固めの方法などの因子に影響されるといわれているが、中でも含水比および締固めエネルギーは支配的な因子である。透水係数は、細粒分（シルト分以下）が多い程小さく、同じ材料でも、締固め条件が同じであれば、最適含水比より2~3%湿潤側で最小となる。

図2-13に示すように、土質材料の締固めを行なった場合最適含水比が存在し、最適

含水比附近で土質材料の性質が著

しく改善されることは周知の事であり、この関係は、土質材料の施

計、施工を行なっていくうえで基本的な関係である。

締固め程度による材料の性質の

変化を把握するために各種の締固

め試験が行なわれている。しかし

ながら、室内試験による締固め程

度と、実際に現場で施工される締

固め程度は異なるために、室内試

験の段階においては、あらかじめ

種々のエネルギーで締固め試験を

行なっておくのが望ましい。室内

試験の段階における締固めエネル

ギーは、JIS第1法（Ec JIS

約5.6 kg/cm<sup>2</sup>）からJIS第2

法（約25.6 kg/cm<sup>2</sup>）の間で3~

5段階に変化させて試験しておく

のが妥当と考えられる。

図2-14、図3-3は、締固

めエネルギーを変化させて実施し

た締固め試験の例である。一般に

図2-15のような関係を示す。

実際に盛立てられる材料は、径

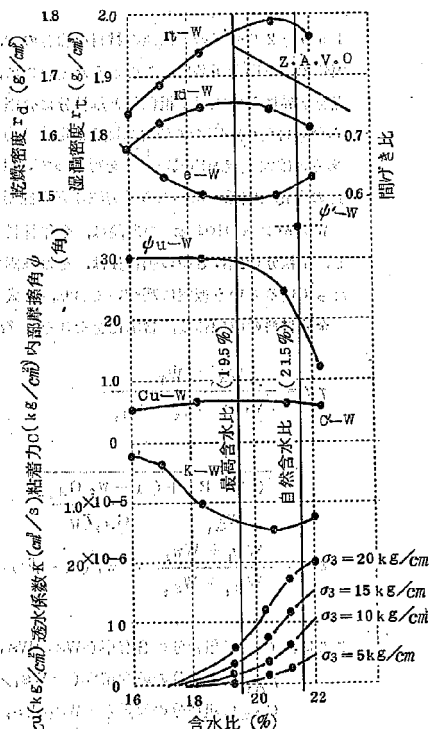


図2-13. 土質材料、試験結果  
(15mm) (岩屋ダム材料)

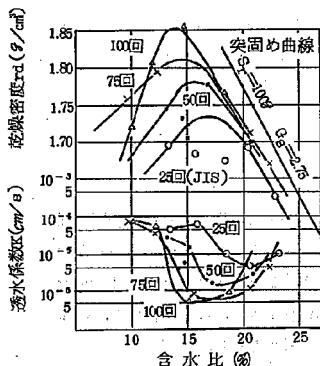


図2-14. 突固め試験 (広瀬ダム)

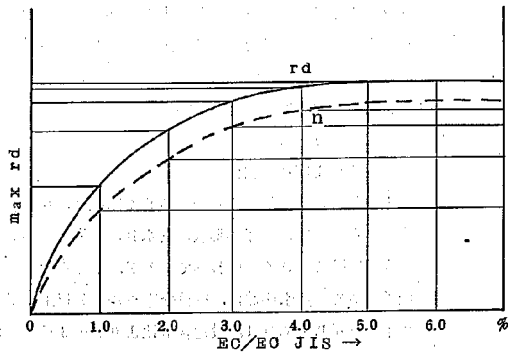


図2-15. エネルギー変化による締固め度の変化

150~200mmの大粒径の材料を含むので、一般に全体材料について試験を行なうことは困難である場合が多い。このような場合には、材料の粒径に、ある分級点を設け、その分級点を境界にして材料を粗粒分と細粒分に分離し、細粒分の締固め度および粗粒分の含有率から全体材料の密度および含水比を推定する方法 (例えば、Walker - Holtz の理論<sup>14)</sup>、あるいは大型突固め試験<sup>15)</sup>を行なつて、粗粒分の含有率と全体および細粒分の密度、含水比の変化の関係を求めておく方法などが採用されている。

Walker - Holtz の理論は、全体材料を締固めた場合、粗粒分中の間げきは水が満たし、粗粒分の間げき中の細粒分は、その締固め仕事量で細粒分のみを締固めた場合の密度になっているという仮定に基づいており、次式のように表わされる。

全体材料の乾燥密度、含水比をそれぞれ  $r_a$ ,  $w$  とすれば、

$$r_a = \frac{W_{S_1} + W_{S_2}}{V_1 + V_{W_2} + V_{S_2}} \quad (\text{体積}) \quad (\text{重量})$$

$$= \frac{1}{\frac{(1-P)}{r_{d_1}} + \frac{(1+w_2 G_{S_2})}{G_{S_2} r_w}}$$

$$w = \frac{W_{W_1} + W_{W_2}}{W_{S_1} + W_{S_2}} = w_1 (1-P) + w_2 P$$

ここに、 $P$  : 粗粒分の含有率 ( $W_{S_2}/W_{S_1} + W_{S_2}$ )

$r_{d_1}$  : 細粒分の乾燥密度 ( $= W_{S_1}/V_1$ )

$G_{S_2}$  : 粗粒分の比重 ( $= W_{S_2}/V_{S_2} r_w$ )

$w_2$  : 粗粒分の含水比 ( $= W_{W_2}/W_{S_2}$ )

$w_1$  : 細粒分の含水比 ( $= W_{W_1}/W_{S_1}$ )

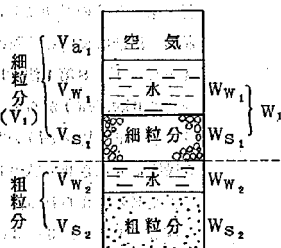


図2-16. 全体材料の構成

この関係は、図2-17のように表わされるが、図2-17より明らかなように粗粒分が30~40%以下の場合にしか適用できない。

粗粒分が30~40%を越える場合には、締固めエネルギーを一定にして粗粒分を変化させて、大型突固め試験を行ない締固め特性を検討しておく必要がある。大型モールドにより突固め試験を行なえば、粗粒分が増加するにしたがって、細粒分の締固めエネルギーが減少するので細粒分の最大乾燥密度( $\max. r_{d0}$ )は低下し、最適含水比( $w_{opt}$ )は高くなり、次のような関係が得られる。

$$\begin{aligned} \max. r_{d'} &= \max. r_{d0} - \alpha \cdot P \\ w' &= w_0 + \beta (P - \gamma) \\ \max. r_{d'} & \text{ 細粒分の最大乾燥密度補正值} \\ \max. r_{d0} & \text{ 細粒分の最大乾燥密度} \\ w & \text{ 細粒分の最適含水比補正值} \\ w_0 & \text{ 細粒分の最適含水比} \\ P & \text{ 粗粒分の含有率} \\ \alpha, \beta, \gamma & \text{ 実験により求める係数} \end{aligned}$$

細粒分と粗粒分の分級点は、一般に5~20mmとされており、細粒土では5mm、粗粒土では15~20mm程度とされる例が多い。

締固め条件を同じとすれば、透水係数は図2-13に示されるように含水比に大きく支配され、最適含水比より2~3%湿潤側で最小となる。また、最小透水係数は、粗粒分の含有量および細粒分、特にシルト分以下の含有量による影響が大きいので注意を要する。図2-19はシルト分の含有量が変化した場合の透水係数の変化を示したものである。一般に、シルト以下の細粒分は、8~10%以上あれば $1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ 程度の透水係数を確保できるといわれているが、実際には15~20%程度以上であることが望ましい。

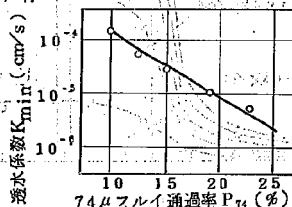


図2-19.  $P_{75}$  材料含有率と $K_{min}$ との関係

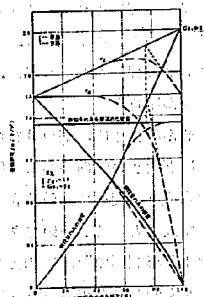


図2-17. Walker-Hortzの理論

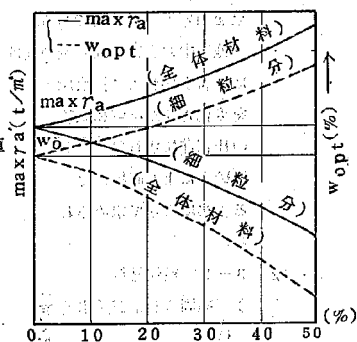


図2-18. 粗粒分含有量と最大乾燥密度( $\max. r_d$ )最適含水比( $w_{opt}$ )の関係

透水係数は、締固め試験と同様のモ

ールドで実施される。JISでは、モールドの径は、最大粒径の2倍以上とされているが、この規定を満足するには、モールド径を大きいものにしなければならないので、一般には直径30cm程度のモールドで、最大粒径は20倍以下で実施されることが多い。

## (2) セン断特性

せん断強さは、細粒分を多く含む含水比が高いものほど小さく、粗粒土で含水比の低いものほど大きい傾向がある。図2-13で示すように、締固めエネルギーが同じものであれば含水比との関係は、最適含水比より若干乾燥側で内部摩擦角は最大となり粘着力はやゝ湿潤側で最大となるが一般である。また、せん断強さに大きい影響を及ぼす間げき圧は最適含水比より湿潤側で急激に増大し、載荷圧に近くなることもある。

せん断強さを求める試験は、原則として三軸圧縮試験により、施工中および完成直後の安定計算(全応力法)に用いる試験値は、非圧密非排水試験( $U$ - $U$ 不飽和)およびその他の安定条件の計算(有効応力法)に用いる試験値としては圧密非排水試験( $\bar{U}$ -飽和)の結果を用いるのが妥当である。

施工中および完成直後の間げき圧を試験によって求める場合には、図2-20に示すように、含水比および拘束圧を変化させた不飽和試験の圧密非排水試験( $\bar{U}$ - $U$ 試験)により直接測定する方法によって求められる。

### 2-3-2 粗粒材料

#### 1) 締固めおよび透水特性

せん断強さは、材料の締固めによるところが大きく、貨品質で比較的粗粒な材料では、せん断強さを大きくするために粗粒材料といえども締固め施工を行なっていることは周知のごとである。また、浸水時に粗粒材料が沈下し、堤体内に有害なズレが生じるのを抑制するためにも、十分な締固めを行なうことが望ましい。

い。2)

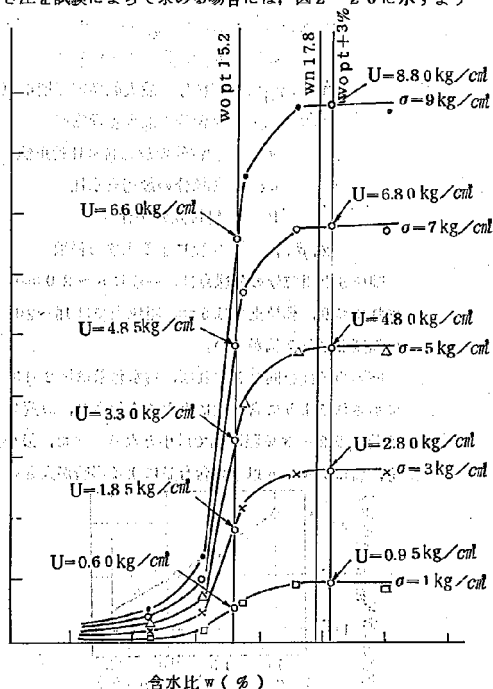


図2-20 土質材料の間げき圧( $U$ )～含水比( $w$ )曲線

粗粒材料の締固めに大きな影響を及ぼす因子は、主に粒度分布、粒子の形状であり、均等係数の大きいものが小さいものより、粒子の形状は、角ばったもの、および扁平なものより丸いものが、一般に大きな締固め度が得られる。

以上述べたところにより、粗粒材料の締固め施工を行なう場合には、あらかじめ材料の締固め試験により密度と締固めエネルギー、締固めの方法、および粒度分布の関係、また粒子の破砕などの性質を把握しておく必要がある。

締固め試験は、所要のモールドに試料を突固めて行なうのが普通である。しかしながら、締固め機としては、ランマー、タンバー、バイブレータ、振動テーブル、振動板などが用いられており、それぞれエネルギーの評価や粒子の破砕の程度が異なるし、モールドの大きさと試料の最大粒径の関係、現場で実際に盛立てられる材料との対応も明らかでない。また、ASTM D2049-64 Tに規定されている締固め度を相対密度で表す方法も試験時に粒子が破砕されてはならないために、最小間げき比の求め方に問題があり、いずれも一般的に用いられるには至っていない。従って、最終的な検討は、転圧試験によらねばならないのが現状である。

粗粒材料の透水性は、一般に、問題となることは少ないが、シルト分を数%以上含んでいる場合や、平均粒径が5mm以下のような細粒材料、あるいは、締固めにより破砕されるような材料では透水係数が小さくなり( $1 \times 10^{-4}$  cm/sec程度以下)、粗粒材料として使用した場合、排水が阻害され、貯水位急低下時における残留間げき圧の発生が問題となることがあるので注意を要する。試験は、大型のモールドに試料を締め固め、土質材料の場合と類似の方法により実施される。

粗粒材料試験については、現在、多くの検討が行なわれているが、締固め試験、透水試験共に十分な方法が確立されておらず、今後の検討に待つべき点が多い。

## 2) せん断強さ

従来、フィルダムの透水性材料としては、最大粒径が1.0~2.0mmもあるような大塊で、しかも、岩石の強度も大きいものを用いたために、せん断強さの推定は不可能であり、設計値としては安全側の値が用いられていた。しかしながら、最近では、岩石の強度が低く、最大粒径も3.0cm以下で、比較的小さい材料が用いられ、一方、経済性からせん断強さに大きな値が用いられるようになると、材料のせん断強さについては、より精度の高い試験が要求されるようになった。

せん断強さに影響を及ぼす因子には、岩石の種類および岩質、岩石の形状、表面の摩擦係数、粒度分布、および応力状態などがある。応力状態は場所によって異なるので、この中で支配的な因子は岩質および密度であり、粒子形状および粒度分布は締固め度に影響を及ぼす因子である。<sup>16)</sup>

### 1) せん断試験機の特徴

せん断強さは、大型一面せん断試験および大型三軸圧縮試験によって求められる。大型せん断試験機には、特別な規格がないために各種の試験機により試験が行なわれている。

表2-3は、大型せん断試験機として用いられている機種の代表例を示したものである。

表 2-3. 大型せん断試験機の様例 (標準)

| 大型一面せん断試験機 |                                                                                          | 大型三軸圧縮試験機 |                                                 |
|------------|------------------------------------------------------------------------------------------|-----------|-------------------------------------------------|
| 項 目        | 示 様                                                                                      | 項 目       | 示 様                                             |
| せん断箱       | 上部可動<br>巾 $1.50\text{ m}$ × 長さ $1.50\text{ m}$ × 高さ<br>( $30\text{ cm} + 30\text{ cm}$ ) | 供試体       | 直径 $30\text{ cm}$ 以上<br>高さ 直径の2倍以上              |
| 最大垂直荷重     | (a)方式 $1.0\text{ kg/cm}^2$ 程度<br>(b)(c)方式 $8 \sim 10\text{ kg/cm}^2$ 程度                  | 最大軸圧      | $10 \sim 20\text{ kg/cm}^2$                     |
| 最大せん断荷重    | $100 \sim 300\text{ ton}$                                                                | 最大側圧      | $10 \sim 20\text{ kg/cm}^2$                     |
| 最大水平変位量    | せん断長の15%                                                                                 | 最大側圧      | 最大軸圧の5倍程度                                       |
| 試験方法       | ○等圧せん断<br>○せん断速度、せん断の長の<br>$1\%/\text{min}$ 程度                                           | 試験方法      | ○ひずみ制御方式<br>○せん断速度<br>せん断長の $1\%/\text{min}$ 程度 |

大型一面せん断試験機の特徴として、垂直応力が周辺摩擦の影響でせん断面に十分伝わらないこと、せん断応力は載荷側に集中し、進行性破壊となること、せん断面は一平面に限られるので自由なせん断が妨げられることなどは欠点であり、破壊の条件が実際と類似すること、三軸圧縮試験に比べると試験が容易であることなどは、利点として挙げられる。

一般に用いられている大型一面せん断試験は、垂直荷重のかけ方により、図2-21に示すように、(a)(b)(c)の三方式に大別される。(a)は上載荷重にコンクリートブロック等を用いるものであり、垂直荷重は、せいぜい  $1.0\text{ kg/cm}^2$  程度以下にしかなり得ないので試験値のバラツキが大きく、また、載荷に労力を要

するなどの欠点がある。しかし、試験方法が単純で、現場で容易に試験できる利点がある。

(b)は、一基のジャッキによるもので、試験時に載荷面の垂直応力を均等に保つことが難しく、(c)は、これらの欠点を軽減するために種々の改良を加えたものである。

大型三軸圧縮試験機の特徴としては、破壊の形状がフィラダムの破壊機構と異なること、試験方法が複雑で試験に時間がかかること、

一般に指摘されているように、上下端の拘束

が大きいことなどは欠点として挙げられる。しかしながら一面せん断試験に比較すれば応力状態が様であり安定した結果が得られることなどの理由により、しばしば用いられている。

大型一面せん断試験に用いる材料の粒度と現場で施工される材料の粒度の関係は、試験

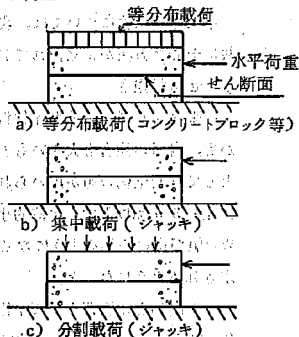


図2-21. 大型一面せん断試験機の載荷模式図

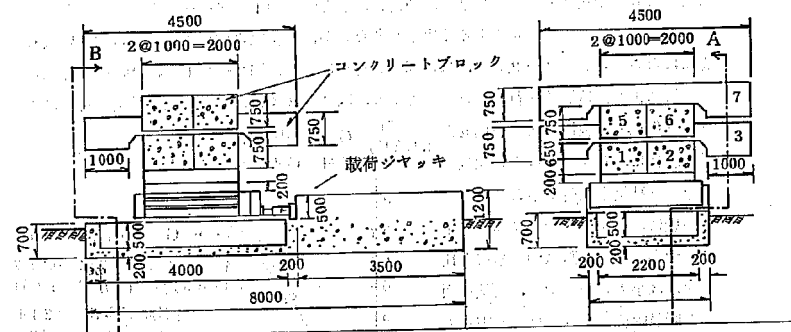


図 2-2-2 a) 方式による大型一面せん断試験機 (三保ダム)

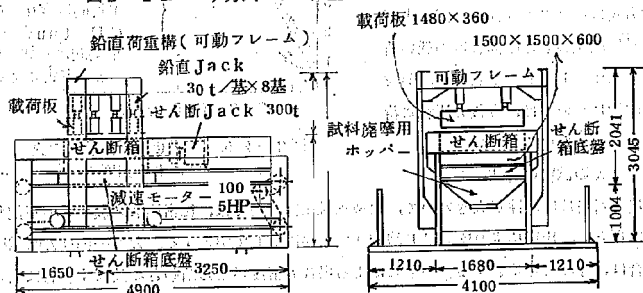


図 2-2-3 c) 方式による大型一面せん断試験機 (白川ダム)

ではせん断面の大きさが制限され、最大粒径が大きくなると変形に対する拘束が大きくなるために大型一面せん断試験の場合には最大粒径は、せん断箱の大きさの  $1/10 \sim 1/20$ 、大型三軸圧縮試験機の場合には、供試体径の  $1/5$  以下に制限し、実際に施工される材料の粒度と相似粒度<sup>17)</sup>の材料を用いれば、ある程度の精度をもって推定可能であると考えてよい。

図 2-2-4 は、供試体径それぞれ 30 cm, 60 cm, 最大粒径それぞれ 6 cm, 10 cm の相似粒度の材料で試験を行なった結果を比較したものであるが、大きな差は認められない。

以上述べたような方法により、せん断強さを求める場合、せん断強さは外的要因として試験の方法、および試験の種類によ

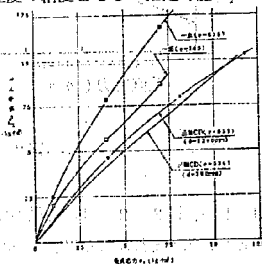
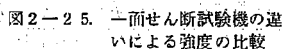
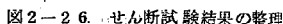


図 2-2-4 大型三軸圧縮試験と大型一面せん断試験の比較

一般に、大型三軸圧縮試験の結果は、大型一面せん断試験の結果と比較すれば小さい値を示し、大型一面せん断試験機の場合には、(c)方式のものが大きな値を示す傾向にある。(a)方式はパラツキは大きいが、大型三軸圧縮試験とほぼ同程度の低い結果を示す。しかし、これらの試験機の特性については、今後の研究に待たねばならない点が多い。



粗粒材料は排水性が大きいので、大型三軸圧縮試験では、圧密排水試験（ $\sigma_d$  不飽和）を原則とし、圧密排水試験（ $\sigma_d$  飽和）は必要に応じて実施する。大型一面せん断試験の場合は、等圧せん断とする。いずれによる場合も密度がせん断強度に及ぼす影響は大きいので、図 2-26 に示すように、密度を 3~4 種変化させてせん断強度を求めておくのが



せん断試験を行なった場合の破壊点は、岩質が良好で最大せん断荷重が明瞭でピーク値があるものと、岩石が貧品質でひずみの増大に対し、せん断荷重も単調に増加するものと

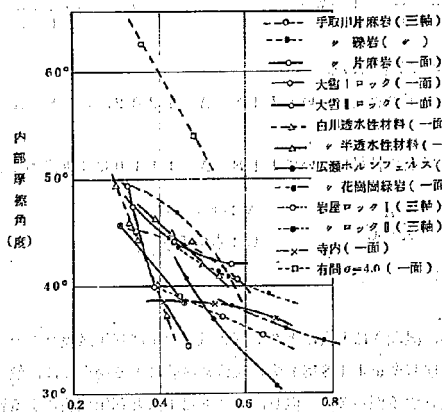


図2-27. 大型せん断試験結果  
(透水性材料および半透水性材料)

がある。前者に対しては、堤体の破壊は進行性破壊であるのでピークを過ぎて一定になった点を破壊とすべきだとの論もあるが、一定になった点がどの点か判断に個人差があることと、現設計方法が進行性破壊とは考えていないことなどの理由によりピーク値を破壊荷重とし、後者では、土の場合同様1.5倍程度のひずみにおける荷重を破壊荷重とすればよいと考えている。

### 3. 設計と施工の関係

#### 3-1. 設計値の決定

材料の設計値を決定するための統一的な方法は、現在定められていないので、従来は設計値は材料の物理的な性質、および力学的試験結果またはこれまでに建設されたフィルダムの例を参考に、現場担当者の判断に基づいて決定されている例が多かった。

堤体の設計を行なう段階においては、室内試験が行なわれているのが一般であるが、材料の室内試験における締固め機構と実際の施工における締固め機構との関係は、現象が複雑であり、理論的な結びつけが困難な現状にあるので、設計値は室内試験の結果に余裕を見込んで決定し、後日、転圧試験の結果などにより修正していく方法によるのが通例である。

#### 1) 土質材料

土質材料の設計値には、密度、せん断強さ、間げき圧、透水係数があるが、これらはいずれも単独に決定できるものではなく、相互に関連し合っている。密度の設計値である湿潤重量 ( $\gamma_t$ )、飽和重量 ( $\gamma_{sat}$ ) は、次式で表わされる。<sup>7)</sup>

$$\gamma_t = \frac{G}{1+e} (1+w)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{G-1}{1+e} + 1$$

G: Gs, Ggにより求める。

Gs: 5mm以下の材料についてJIS A 1202, JIS A 1109により求める。

Gg: 5mm以上の材料についてJIS A 1110により求める。

$$G_g = \frac{A}{A-C}$$

A: 経乾重量

C: 水中重量

e: 間げき比

w: 含水比

設計密度(飽和, 湿潤)は上式により突固め試験および転圧試験などの結果に基づいて決定されるが, 施工管理基準をJIS第1法の突固め試験による場合には, 最大乾燥密度の90~95%を設計密度とする例が多い。但し, JIS第1法と転圧試験による密度との関係は, 粗粒分の補正を行なったものについて比較しなければならない。

せん断強さの設計値は, 施工中および完成後ならびにその他の条件につき, それぞれ2-3-1に述べた試験を行なって決定する。

一般にゾーン型ダムでは, せん断強さが安定性に及ぼす影響は小さいので, 安全側の値が採用されている。また, 粘着力は小さいので無視されることが多い。

間げき圧を求めるには, ①三軸圧密非排水試験(GU試験)を行なって直接測定する方法(図3-1)②圧密試験を行なって荷重と沈下量の関係から, Hiltfの式を用いて計算する方法③すべり面上の土柱重量の20~100%を間げき圧とする方法などがある。試験を行なっても間げき圧の消散率のとり方により

間げき圧は大きく異なるので③の方法によっても実用上問題は少ないと考えられる。間げき圧は不透水ゾーンの厚さおよび土の性質によっても異なるが, 施工性のよい土質材料で不透水ゾーンが薄い場合には土柱重量の50%程度, 不透水ゾーンの巾が厚く含水比の高い材料では, 80~100%にとられる。

設計透水係数は $1 \times 10^{-6} \text{ cm/S}$ 程度, 室内試験では施工時における不均一性を考慮し $1 \times 10^{-6} \text{ cm/S}$ 程度を標準とする。この値はダムのタイプ, パイピングに対する抵抗性,

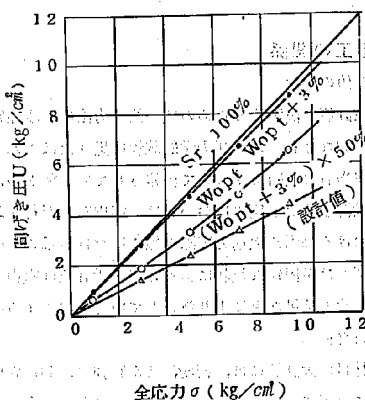


図3-1. 土質材料間げき圧(U)~全応力(σ)曲線

漏水量の限界などからは、その都度、適切な値を選定することも可能であるが、 $1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$  という値は、フィルダムの長い経験から決定された値であり、この標準値が満足されない場合には、細粒分を混合するなどの方法により目標値となるまで土性を改良するか、または設計面での特別な配慮が必要となる。

## II) 粗粒材料

粗粒材料の設計値には、密度(湿潤、飽和)、せん断強さ、透水係数がある。

設計密度は室内試験による予測が困難であり、現場転圧試験によらねばならないのが現状である。設計密度は締固め効率、経済性、浸水時における有害な沈下を生じないことなどを総合的に判断し決定すべきである。密度は土質材料の場合と同様に、転圧試験の結果などから決定される。締固めの程度として設計間げき比を決めることもあるが、この場合には、0.3~0.5程度の値が採用されている。

設計せん断強さを求める場合、せん断強さについての試験結果は、材料の破碎の影響により一般に図3-2に示すような曲線で与えられる。設計値としては、堤体内部の作用応力( $\sigma_o$ )を考慮し、これに余裕を見込んで内部摩擦角( $\phi$ )として決定するのが原則であり、粘着力( $c$ )は試験上得られたとしても無視する。設計値は、試験機の種類および試験値のバラツキなどに留意して、若干の余裕を見込んで決定するのが普通である。

粗粒材料の透水性は、一般には問題となることは少ない。粗粒材料としてのフィルタは良好な排水性を有するという原則から土質材料の100倍程度の透水係数を有するのが望ましい。透水性材料では、5mm以下の細粒材料を多く含む場合などで、透水係数が $1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ 以下となると貯水位急低下時の安定計算において残留間げき圧を評価する必要が生じてくるので、現場および室内透水試験を行なって設計値を定めることが必要となる。

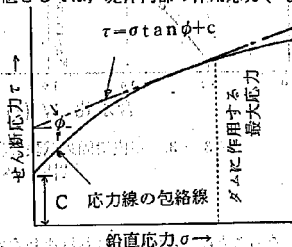


図3-2 内部摩擦角の考え方

## 3-2 施工への適用

決められた設計値を満足するような施工を行なうことは、施工上の重要な課題であり、転圧試験などにより、施工への適用方法および材料の変化による対応などについて検討を行ない、必要があれば設計値の修正を行なうこともある。

転圧試験は、転圧した材料の密度、沈下量、透水係数転圧前後の粒度組成などに着目して行なうが、これらに影響を及ぼす因子として転圧機械の種類、転圧回数、締固め含水比、まき出し厚などがある。与えられた材料に対し、これらの因子をどのように設定すれば、経済的および工学的に最適な施工を行ない得るかを定めることが転圧試験の第1の目的であり、第2の目的は、施工を進めるうえでの基本条件となる施工管理基準を決定することである。

試験は上記のすべての組合せについて試験を行なうことは、事実上不可能であり、またその必要性もないので材料の性質に応じ、最も影響の大きい因子を選定して行なうのが普通である。

転圧試験と同時に小型又は大型の室内締固め試験を実施し、転圧試験による締固め度との比較

検討を行なう。図3-3は、転圧試験の結果と室内突固め試験の結果について比較を行なったものである。

なお、転圧試験においては、次の点にも留意しなければならない。

- a) 転圧機械の諸元
- b) 転圧時における転圧機械の速度
- c) 試験場の略図
- d) 試験時および試験前の天候(気温、降雨状況など)

施工管理を行なううえで、の試験は、表2-1に示した通りであり、これらの試験に基づいて施工管理が行なわれるが、フィルダムの施工管理は統計的な品質管理とは、異なる面もあるので施工管理を進めるうえで視察による管理が重要な要素となることにも留意しなければならない。

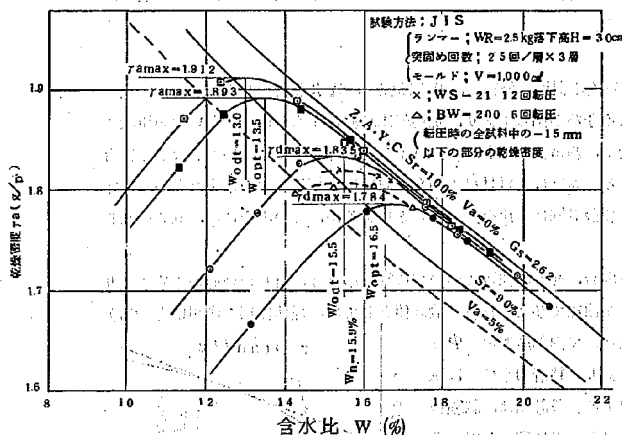


図3-3 室内突固め試験と現場転圧試験の比較  
(岩屋々々土質材料)

### 1) 土質材料

土質材料の目的は、しき水にあるので転圧後のしき水性を確保することは極めて重要である。しかしながら転圧された土質材料の透水係数を迅速に、しかも高い精度で測定する方法がないために、一般に、含水比と締固め度の関係に基づき密度管理を行なっているのが通例である。密度と透水係数の関係で含水比は、図3-4に示したように、土質材料を締固めるうえで重要であり、一般に、最適含水比が目標とされる。この場合許容される施工含水比の範囲は、最適含水比を中心に下限値は設計上要求される透水係数および密度から、また上限値は密度、発生すると考えられる間げき圧の大きさ、せん断強さ、および施工機械の施工性などに基づいて決定される。

密度の基準値は、基本的には次式で表わされる $\sigma$ 値、 $D$ 値<sup>18)</sup>な

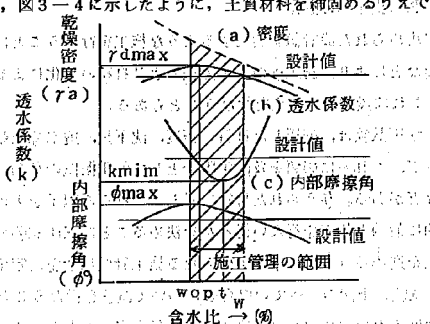


図3-4 施工管理基準の決定

どによることが多い。

$$D = \frac{r_d}{\max r_d} \times 100 \geq 90 \sim 100 \%$$

$$G = \frac{r_d}{r_d'} \times 100 \geq 98 \sim 100 \%$$

ここに  $r_d$  : 現場乾燥密度の測定値 (粗粒分の補正を行なった値)。  
 $\max r_d$  : 標準突固め試験による乾燥密度  
 $r_d'$  : 現場含水比で標準突固め試験を行なった場合の乾燥密度  
 但し、G 値は、現場含水比が最適含水比より高い場合に用いられる。  
 現場密度の測定には、置換法 (砂置換法、ベントナイト水溶液置換法)、コアクター法、RI 法などがあり、含水量の測定には乾燥法 (フライパン法、アルコール燃焼法、高周波乾燥法、赤外線乾燥法)、ピクノメーター法、RI 法などが用いられている。  
 現場透水係数を迅速に測定する方法として米開拓局 (U.S.B.R.) の方法があり現場でしばしば用いられている。

定水位法では

$$K = \frac{Q}{2\pi H^2} \left\{ H \sin^{-1} \left( \frac{H}{r} \right) - \sqrt{r^2 + H^2} + r \right\}$$

$$= \frac{Q}{2\pi H^2} \left[ \log_e \left\{ \frac{H}{r} + \sqrt{1 + \left( \frac{H}{r} \right)^2} \right\} - \sqrt{1 + \left( \frac{r}{H} \right)^2} + \frac{r}{H} \right]$$

変水位法では、

$$K = - \frac{r^2}{2(t_2 - t_1)} \left[ - \frac{1}{h} \sinh^{-1} \frac{h}{r} - \frac{1}{2r} \operatorname{cosech}^{-1} \frac{h}{r} + \frac{1}{r} + \frac{1}{2h} \sqrt{\left( \frac{r}{h} \right)^2 + 1} - \frac{r}{2h^2} \log \frac{h_2}{h_1} \right]$$

ここに、 $K$  : 透水係数 (cm/sec)

$Q$  : 一定往水流量 (cm/sec)

$H$  : 一定水位 (cm)

$r$  : 孔半径 (cm)

$t_1, t_2$  : 測定開始時、終了時の時間 (sec)

$h_1, h_2$  : 測定開始時、終了時の孔内水位 (cm)

しかしながら、以上の式は浸透流が点湧源からの放射流であるという仮定に基づいて導かれたものであり、この仮定が成立するためには、本来、孔の半径は深さに比べて十分小さくなければならない。一般に行なわれている孔の径と孔深が同程度の場合では、この仮定を満足していないので、上式は透水係数の概略値を求めていると解すべきである。

## II) 粗粒材料

粗粒材料の転圧試験は、転圧による密度の変化を中心に土質材料と類似の方法により実施されるが、特に注意すべき点は、材料によっては破砕の影響が大きいこと、まき出し厚が大きい

場合には、深さ方向の密度が変化することなどである。

フィルタ材料の場合、粒度組成が重要な要因であることはすでに述べたが、施工管理を行なううえで注意すべきことは、フィルタ材料は粘着性がない材料であるために施工時において材料の分離が生じやすいことである。したがって、施工の際に材料の分離が生じないように方法を講ずることとともに、分離した場合には直ちに対処できるよう配慮しておくのが望ましい。

粗粒材料の密度は、材料の力学的な性質を支配する重要な要素である。したがって施工管理は設計値として決められた密度を対象に施工管理を進めるのが通例である。現場密度の測定は、水置換法などによって実施されるが、特に、透水性材料の場合、材料の最大径が大きくなると測定精度をあげるためには測定孔の大きさが大きくなり、測定に長時間要し、しかも十分な精度が得られないのが現状である。粗粒材料のよりよい施工管理方法として、省力化、および管理の迅速化を目的とした機械力の導入や、R-Iの利用<sup>19)</sup>などが検討されているが合理的な施工管理手法の検討は、今後の課題である。

## おわりに

フィルダムの技術は、有史以来のものであると共に、最も新しい技術でもある。1960年代以降のフィルダムは近代的な手法に基づいているとはいえ、経験工学に基づいている点が多い。フィルダムは、年々大型化の一途をたどりつつあるが、問題が解決されていなくとも今までの技術の延長で片付けられており、このために現象を安易にとらえてはいないかと危惧の念を抱くものである。

今後、随所に記したような問題点を中心に、更に検討を進めたいと考えている。

最後に、各種の資料を提供して頂いた現場の関係各位の方々にお礼申しあげたい。

## 参考文献

- 1) 改訂ダム設計基準(日本大ダム会議, 1971年)
- 2) 三国英四郎「ロックフィルダムの安定性」ダム日本No349~750 S48年12月
- 3) Danchan, J.M. and chang, C.Y. (1970) "Nonlinear Analysis of Stress and Stain in Soil" proc. of A.S.C.E., Vol 96, NaS.M.5
- 4) 渡辺啓行:「フィルダム材料の変形特性とその動的解析への適用例」1974, 3.  
第6回ダム技術検討会テキスト, 日本大ダム会議
- 5) Seed, H.B. and Indriss, I.M. "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential" Proc of A.S.C.E., Vol. 97, NaS.M.9
- 6) 建設省技術研究会報告, 指定課題「フィルダムの設計, 施工に関する研究」S49年度
- 7) 同上, S50年度
- 8) 土質試験法, 土質工学会(附録)
- 9) 三国英四郎:「ロックフィルダム」ダム技術講演会テキスト集Ⅱ, 大ダム会議 S44年
- 10) Sherard, J.L. "Influence of Soil Properties and Construction Method on the Performance of Homogeneous Earth Dams" 1952年 Doctoral Thesis

at Horvard Univ

- 11) Tamez, E. and Springall, G. "The Use of Soil as Construction Materials for Earth Dams" 1960.  
Proc. First Pan- American Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineerings Vol III Mexico.
- 12) Narain J. "Flexibility of Compacted Soil" 1963.3  
Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE Vol. 89, No. SM.2
- 13) Sherard J. L., Gluff L. S., Allen C. R., "Potentially Active Faults in Dam Foundations" Geotechnique. Vol. 24 No. 3. 1974年
- 14) Walker F. C. and Holtz W. G. : "Control of Embankment Materials by Laboratory Testing" Proc. ASCE, 1951, 12, No. 180.
- 15) 農林省「土地改良事業計画設計基準, フィルダム」84年6月.
- 16) 岩方透ら: 「粗粒材のせん断試験の問題点とその適用性」, 土と基礎 Vol. 21. No. 4. 1973年
- 17) Lowe, J.; "Shear Strength of Coarse Embankment Dam Materials" 8th Congress on Large Dams.
- 18) Earth Manual 2nd Edition (U.S.B.R)
- 19) 岩方透「ラジオアイソトープを利用した密度測定方法(RI法)のフィルダム盛立管理への適用性」1975. 5 土と基礎, 23-5

( D . M . B . S ) 新交通システム

道路部長 石 戸 明

# (D.M.B.S)新交通システム

道路部長 石 戸 明

## 1. はしがき

近年自動車交通の混雑、交通機関の社会への適応等の交通問題を解決するため、日本をはじめとし、世界各国で新しい交通システムの開発に着手しはじめた。これまでに提案されたり試作されたものは数十種類を超えるが、これらは一部空港等で実用に供されているものもあるが、一般的な実用化には至っていないのが実態である。建設省土木研究所では昭和49年度より新道路交通システムについての研究を開始し、49年度からは専用路上と一般道路上を走行する両用バスとしてのデュアルモードバス(dual mode bus, DMB)の研究に着手すると共に財団法人国土開発技術研究所センターおよび民間6社(新日本製鉄、日産自動車、石川島播磨重工業、東洋工業、松下通信工業、東京芝浦電気)と共同研究協定を結び、昭和51年度末の完成を旨とし研究を行っている。48年度は全般的な研究と資料調査、49年度は土木研究所千葉支所構内に延長340mの試験走路を設け、分岐、誘導、通信、制禦の研究を行い、50、51年度は筑波研究学園都市にある土木研究所の構内予定地に延長1000mの試験線を設けて電気駆動による総合研究を行っている。この他各地域への適応性、安全性についての検討も行っている。ここに新交通システムの開発状況と当研究所での研究概要について述べる。

## 2. 新交通システムの発想

新交通システムは次のものから着想された。

交通混雑の緩和、定速性の確保、老人・障害者等のトランスポーテーション対策、交通公害の減少、交通機関と社会との調和なかでも都市との適合性の増加。

また従来の交通機関の特性より、そのギャップを埋めるための交通機関の必要が提案されている。このような背景から生れた新交通システムは、運行の正確さ、サービス密度の向上、無公害化、都市の適合性が従来の交通機能—安全性、快適性、経済性—に加えて要求される。

新交通システムは次のように分類される。

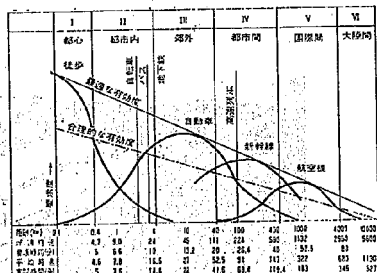


図1.

サービス形態(利用地点密度、時間間隔)  
利用形態(個別、乗合)  
輸送距離(長距離、中、短)  
輸送形態(連続輸送、非連続輸送)  
走行形態(有軌道、無軌道)

動力形態(地上動力、車上動力)  
推進方式(機械的推進、空気力学的、電磁的)  
支持方式(機械的、空気力学的、磁氣的)  
案内方式(機械的、空気力学的、磁氣的、無線式)  
分岐方式(地上分岐、車上分岐)

AGT:交通システムの一つで、専用ガイドウェイ上を運行する無人車

水平エレベーターと思えばよい。途中駅はあってもよく、ループをなしてもよい。

GRTと同じ目的地、出発地をもつ人のサービスに供する、SLTとの差は車両間隔が小さい(3~60秒)、分岐が多くオフラインストップ(停車場は側線に設ける)1.0~5.0人乗、(例、Dallas/Fort Worth Airport)

### 3. 新交通システムの現状

K B T (神戸製鋼)      パラトラン (日立・東急車両)

ニートラン(新潟鉄工) K C V V(川崎重工)

M A T (三菱重工)      ダツシヤーベア (ダツシヤーベア)

V O N A (日本車両)      C V S S (機械振興協会)

KRT, CVSは沖縄海洋博覧会に活用された。

写真-1. 沖縄海洋博のKRT

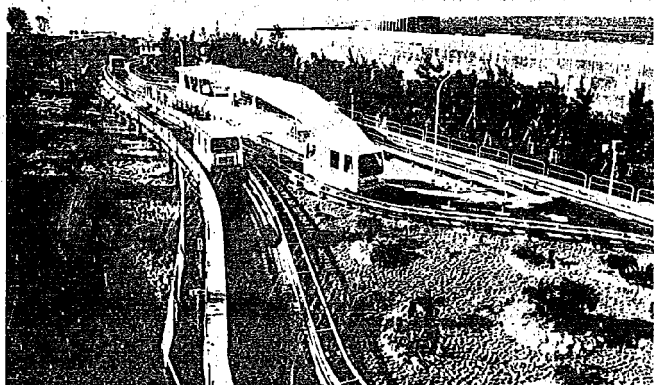


写真-2. 沖縄海洋博の CVS



表-1. 沖縄海洋博 KRT 諸元

◆走行路長

本線 1255.2 m

側線 292.7 m

全長 1547.9 m

◆車両台数

シングルモード車両 12台

デュアルモード車両 4台

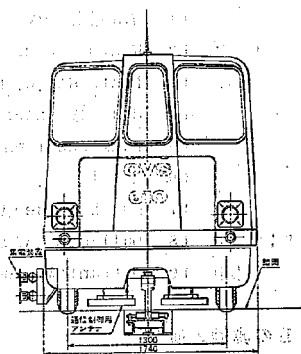
実走行車両速度 18km/h

車両走行間隔 14秒(70m)  
18km/h走行時

図-2. KRTの軌道と車両(沖縄海洋博)



図-3. CVSの軌道と車両(沖縄海洋博)



路線

・路線距離 1.4km

・一周距離 3.2km

・路線総延長 3.7km\*

軌道

・軌道形式 全区間地上形式

・最急勾配 8%

・最小曲線半径 9.15m

駅(3ヶ所)

・南ゲート 終端ループ形式のターミナル駅

・国際広場前駅 オフライン形式の中間駅

・北ゲート駅 終端ループ形式のターミナル駅

車両

・運行車両数 15台

・車体寸法 幅 2032mm

高さ2667mm\*\*

長さ4724mm

空車時4.10t

満車時5.75t

・車両重量

・乗車定員

座席8人, 立席15人, 計23人  
満員乗車時30人

・最高速度

48km/h

・加速度

0.0625g

・減速度

通常時0.0625g

緊急時0.3g

・最小回転半径

9.15m

・最大登坂能力

10%

運行

・運行方式

目的地直行運行

・運転方式

コンピュータコントロールによる完全

自動運転

・最小運転間隔

30sec

\* 駅のアフライン, 終端ループ, 車両基地へのランプウェイを含む

\*\* 車上のアンテナを含まず

外国で現在供用中のもの、工事中のものは次のとおり。

- S L T ; 供用中
1. Tampa, International Airport, Florida,
  2. Houston International Airport
  3. Seattle-Tacoma International Airport,
  4. Love Field, Dallas, Texas
  5. California Exposition
  6. Hershey Amusement Park, Hershey, Pennsylvania
  7. Magic Mountain, Valencia, California
  8. Carowinds, Charlotte N.C.
  9. Kings Island, Ohio
  10. Paris, Department Store F.N.A.C. France
  - (11. 谷津遊園, 千葉)
- 工事中
12. Kings Dominion, Ashland, Virginia
  13. Pearl Ridge, Honolulu, Hawaii
  14. Bradley International Airport, Connecticut
  15. Fairlane Town Centre
  16. Miami
  17. Busch Garden, Williamsburg, Va.
- G R T ; 供用中
18. Dallas / Ft Worth Airport
- 工事中
19. Morgantown, West Virginia

#### 4. DMBの実験と研究

現在当所で開発しているDMBは現在のバス交通の欠点を補って公共輸送機関の整備を目的としている。DMBは中・短距離運行を主な対象とし、ガイドウェイ上では中央制御によって無人電力運転が可能であり、定時定速性を確保し、一般道路の上では普通のバスと同様に運転手によって運行するが、動力は蓄電池を使用し、必要に応じてダイヤモンド運行を行う。大都市周辺では住宅地より近隣鉄道駅まで、また中小都市では周辺地域より中心市街地までの輸送機関を指向している。一般道路で乗客を集めたバスはガイドウェイに入り、手動から自動運転の切換えを行い、切換え確認後運転手は車を降り自動運転に入る。ガイドウェイ上では路側より集電し、コントロールセンターよりコントロールされる。このように公害のない、きめ細かいサービスをしようとするものである。

実験は51年度完了を旨として進行中であるが、今迄の実験結果の中から誘導輪と誘導壁の作用力の解析例を示す。誘導輪がハンドルと連動しているものと固定しているものととの差異を図6-9に示す。現在の実験車はこれらの結果をもとに連動型を採用している。

写真-3. 一般道路のDMB



写真-4. 専用ガイドウェイ上のDMB

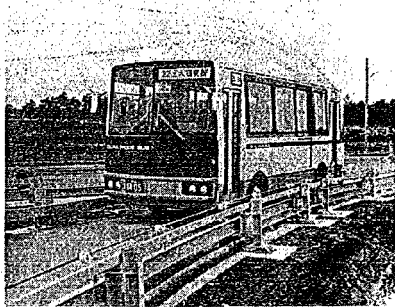


写真-5. DMBの内部



写真-6. バス停

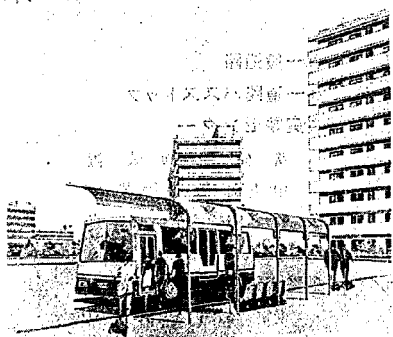


写真-7. ガイドウェイ

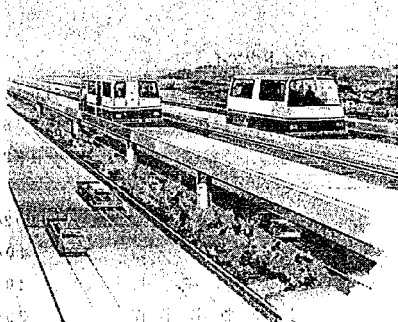
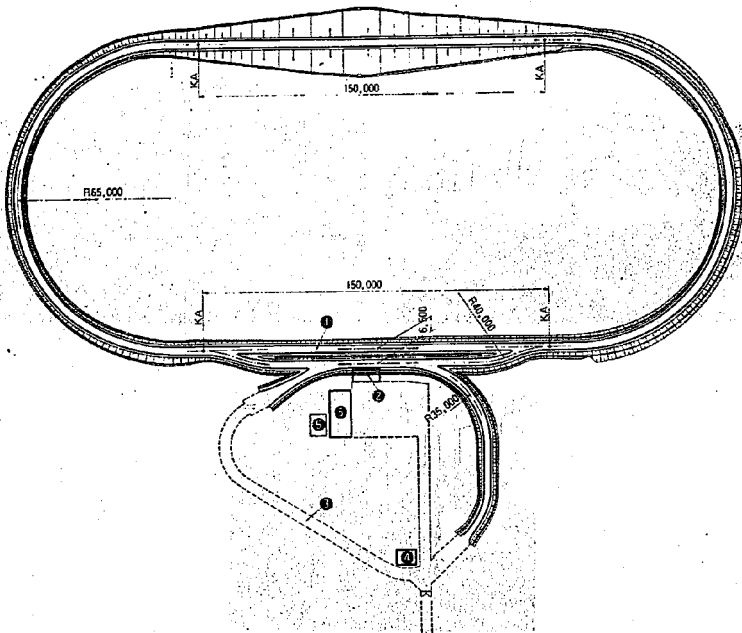


図-4. 実験施設の概要



①ガイドウェイ

総 延 長 1,022m

本 線 部 758m

側 線 部 152m

モードインターチェンジ

入路(自動運転装置点検路) 102m

出 路 10m

設 計 速 度 40 km/hr

最 小 曲 率 半 径 35m

最 大 縦 断 勾 配 6%

②ガイドウェイ・バスストップ

(2 バース)

③一般道路

④一道路バスストップ

⑤実験センター

路 側 制 御 装 置

中 央 通 信 制 御 装 置

遠 隔 制 御 卓

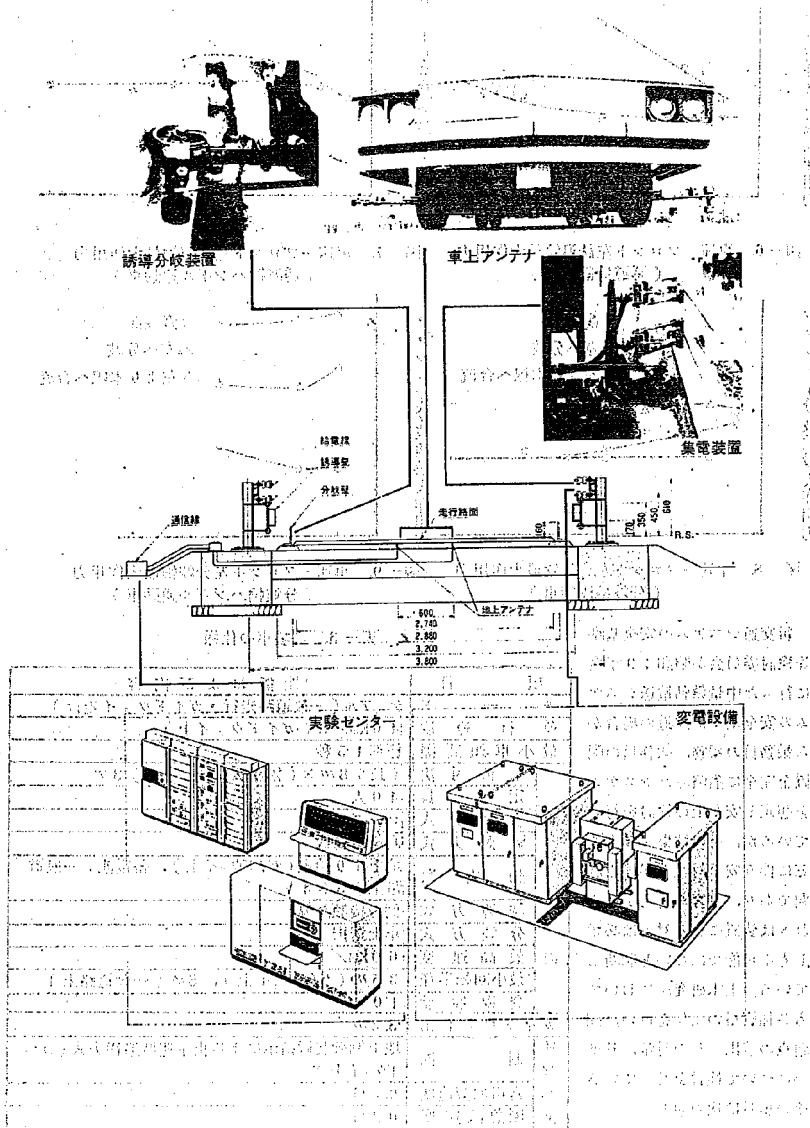
中 央 制 御 計 算 機

⑥受変電設備

受電 6,000V 3φ 50Hz

給電 430V DC

図-5. ガイドウェイの構造と機能



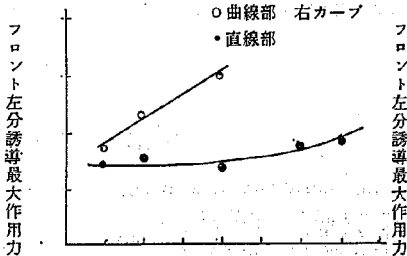


図-6. 車速—フロント左誘導輪最大作用力  
(誘導輪固定車)

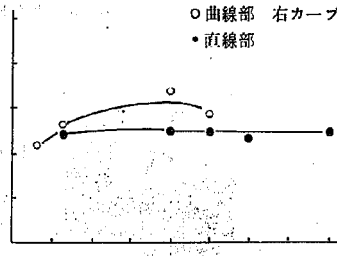


図-7. 車速—フロント左誘導輪最大作用力  
(誘導輪ハンドル運動車)

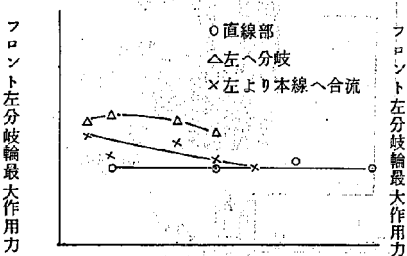


図-8. 車速—フロント左分岐輪最大作用力  
(分岐輪固定車)

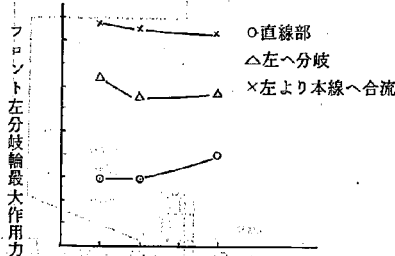


図-9. 車速—フロント左分岐輪最大作用力  
(分岐輪ハンドル運動車)

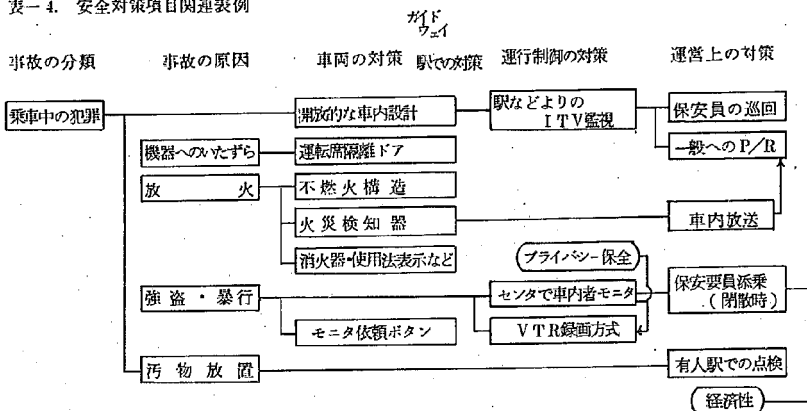
新交通システムの安全基準等検討委員会が昭和49年度に行った中量軌動輸送システムの安全基準は鉄道の場合から乗務員の乗務、駅務員の配置を完全に省略したシステムを想定し安全上の検討を行っているが、その結果「無人運転に伴う安全対策」が中心課題であり、乗客の協力が得られれば装置による対応は必ずしも不可能ではないと判断している。土木研究所においても各種資料の収集を行い、問題点の摘出とその対策、基準等について検討を行っている。その項目は次の通り。

表-3. 試験車の仕様

| 項 目         |             | 性 能 お よ び 内 容                   |
|-------------|-------------|---------------------------------|
| モ ー ド       |             | デュアル(一般道路走行・ガイドウェイ走行)           |
| 運 行 速 度     |             | 40km/h(ガイドウェイ上)                 |
| 最 小 車 頭 間 隔 |             | 標準15秒                           |
| 車           | 車 体 寸 法     | (長)8m×(幅)2.5m×(高)3m             |
|             | 定 員         | 40人                             |
|             | 支 持 方 式     | ゴムタイヤ                           |
|             | 駆 動 方 式     | 直流電動機                           |
|             | 動 力 源       | 地上より給電(ガイドウェイ上)、蓄電池(一般道路上)・384V |
| 両           | 誘 導 方 式     | 側方接触誘導                          |
|             | 分 岐 方 式     | 車上選択                            |
|             | 最 高 速 度     | 60km/h                          |
|             | 最 小 回 転 半 径 | 35m(ガイドウェイ上)、8m(一般道路上)          |
|             | 登 坂 性 能     | 10%                             |
| ガイドウェイ巾     |             | 3.2m                            |
| 運 行 制 御     | 制 御         | 地上制御装置指示による指示速度追従方式(ガイドウェイ上)    |
|             | 常用加減速度      | 0.1G                            |
|             | 緊急減速度       | 0.2G                            |

|              |               |           |
|--------------|---------------|-----------|
| 車両の車止め突破     | 乗車中の乗客のけが     | 無人駅での犯罪   |
| 車両と車両の衝突     | 乗降中の "        | 急病        |
| 車両とガイドウェイの衝突 | 駅内での "        | 避難時の乗客の安全 |
| 車両の駅設備への衝突   | 駅舎の火災         |           |
| 車両の火災        | コントロール室、車庫の火災 |           |
| 感電           | 保守員などのけが      |           |
| 故障車と他の車両との衝突 | システム外部の交通事故   |           |
| 救援員のけが       | 乗車中の犯罪        |           |

表-4. 安全対策項目関連表例



また利用者の意識がどう云うものであるかを知る必要から千葉県内の団地を対象に、日常の利用交通機関に対する要望とDMBに対する意見を求めて来た。現在のバスへの不満としては、運転手に対する不満、運転時間々隔の非正常性、料金支払方法等であり、DMBの安全対策については天災、火災等により人災に対するものを要望する傾向が見られる。DMBが出来たとき利用すると答えた人が大部分であるが、利用しない人の理由は安全性についての不安からである。これらの予備調査より更に詳細なアンケート調査を行っており、目下集計解析中である。

## 5. おわりに

DMBが一般道路上を電池走行し、きめ細いサービスをすることは他の新交通システムにない画期的なものである。しかしその実用化は無公害と利便性に対する建設費運営費のバランスからきまらるものと思われるので、蓄電池の軽量化とその能力から見てガイドウェイ走行と一般道路走行の関係を検討し、また無人化と安全性の関連、ガイドウェイ建設の低廉化を具体的 適応条件により検討する必要がある。

道路橋の疲労設計に関する諸問題

構造橋梁部長 国 広 哲 男

## 道路橋の疲労設計に関する諸問題

構造梁部長 国 広 哲 男

### 1. 疲労の影響を考慮する必要がある部材

通常の橋梁において、その各部材に作用する応力は主として自重等の死荷重による応力と、自動車等の活荷重による応力とであるが、前者はほぼ一定値であるのに対して後者は交通状態によって時間とともに変化する値である。一般に作用応力の平均値の大きさ（応力レベル）よりも応力の変動幅の大きさ（応力レンジ）の方が構造部材の疲労強度に与える影響が大きい。したがってコンクリート橋の主桁や長大鋼橋の主桁のように全荷重中死荷重の占める割合の大きな部材では繰返し応力の変動幅が小さいので、設計上疲労が問題になることはほとんどないが、鋼橋の床版や床組では全荷重中活荷重の占める割合が大きいため、疲労による強度低下を無視しえない場合が出てくる。

床版や床組は上述のように全設計荷重中活荷重の占める割合が大きいうえに、その橋の供用期間中数百万回にわたって自動車輪荷重の影響を直接に受ける部材であるので、本来からいえばその設計は疲労強度を考慮して行なわれるべきものである。

現在までの日本の道路橋示方書<sup>1), 2), 3)</sup>では繰返し荷重による疲労の影響は考慮されていない。しかしながら最近の道路橋では以下に列挙するような傾向が見られるようになり、疲労に対して考慮を払うことの必要性が叫ばれはじめた。

1) 高強度鋼を使用する場合が非常に多くなり、設計荷重により橋梁に生ずる応力の値が大きくなってきた。この高強度鋼、とくにその溶接継手部は静的強度は大きいですが、疲労強度はこれに比例して大きくならないという性質を示す。

2) 高強度鋼の使用。解析法の発達、構造の進歩により橋梁の軽量化が促され、設計荷重作用時の全応力のうち死荷重応力の占める割合が減り、活荷重応力の占める割合が大きくなってきた。すなわち活荷重による応力の変動幅が大きくなってきた。

3) 交通量の激増にともない繰返し載荷の回数は増加の一途をたどっている。

4) 疲労強度の低下をきたす溶接継手が輪荷重の直接載荷をうける部材にまで使用されるようになってきた。

道路橋に通常用いられる鋼床版は主げたの上フランジとして主げた作用の一部を受け持ち、同時にその上に直接載荷される自動車輪荷重を支える床版としての機能を有するもので、鋼床版部材に生ずる繰返し応力の平均値が高いうえにその変動幅も大きい。しかも鋼床版のデッキプレート、縦リブおよび横リブの組立てには通常溶接接合が用いられるので、その設計には疲労の影響を考慮する必要がある。

とくに鋼材の溶接接合部は施工不良による欠陥、熱による母材の変質、冷却中に導入される残留応力等のために、強度上一種の弱点となり、表面の仕上げのいかんによっては母材に比べて疲労強

度がかなり低下するのが普通である。

以下においてはまず、道路橋における疲労設計の一般的な手順についての著者の考え方を述べ、さらに道路橋の各種部材の中でもっとも疲労が問題になる鋼床版についての疲労設計の方法を示す。

## 2. 疲労設計の手順

疲労を考慮して設計を行なう場合に必要なのは応力の変動幅、繰返し回数など繰返し荷重に関するデータおよび部材の疲労強度である。

繰返し荷重に関する諸値を定めるにはまず対象とする橋梁の寿命を予想し、この寿命の間にその橋梁がうける応力振幅とその繰返し数を予想する。このような応力振幅と繰返し数に対してその橋梁が疲労破壊を起こさないかどうかを検討すればよいわけである。この検討は、設計という実務上から次のような手順をふまべよと考える。

① その橋の全供用期間中に作用する繰返し荷重の影響（応力振幅と繰返し数）を、基本荷重すなわち設計示方書に示されたT荷重あるいはL荷重が、ある換算等価繰返し数で繰返して載荷する影響におきなおして考える。

② このような等価繰返し数に相当する疲労強度をS-N線図から求める。このS-N線図は各種の部材についての疲労試験の結果をもとにして求められることはいうまでもない。

③ このようにして求めた疲労強度にある程度の安全度を見込んで応力振幅の許容値を定める。

④ 静的な設計計算によって求めた基本荷重（T荷重あるいはL荷重）による応力がこの応力振幅の許容値を上回らないように断面を決める。

## 3. 繰返し応力の振幅と繰返し数

(1) 疲労に関する諸性質  
鋼部材に一定の応力振幅で繰返し載荷を与えた場合の実験結果を、縦軸に応力振幅、横軸に破断（あるいはクラック発生）の繰返し数をとった両対数グラフにプロットするとこれらの点は直線上にのってくる。すなわち応力振幅を $S_f$ 、破断の繰返し数を $N$ とすると次の関係が成立する。

$$\log S_f = A - K \log N \quad (1)$$

ここにA：常数、K：両対数グラフ上でのS-N線図の勾配

一方実際の構造部に生ずる応力はランダム波形のものである。どのような場合の疲労被害についてはMinerの累積疲労被害法則がよく知られている。これは構造物に $S_1$ なる応力振幅で繰返し荷重を与え、破壊が繰返し数 $N_1$ で起こったとき $S_1$ の応力振幅1回の疲労被害は $1/N_1$ だと考え、この応力振幅 $S_1$ での実際の繰返し数が $n_1$ だとすると $\sum \frac{n_i}{N_i} = 1$ のとき破壊が起こるものである。この法則は全繰返し数を $N_t$ 、 $S_f$ の応力振幅の生ずる確率を $P(S_f)$ 、 $S_f$ の応力振幅での破壊繰返し数を $N(S_f)$ とすると次式のように書き改められる。

$$\sum \frac{N_t \times P(S_f)}{N(S_f)} ds_f = 1 \quad (2)$$

(2) 繰返し応力の振幅と繰返し数を推定するために必要なデータ

橋の供用期間中に作用する繰返し応力の大きさと繰返し数を推定するためには実橋の各部材についての実交通下における応力の大きさとその頻度の測定結果が非常に有用であるが、現在のところ道路橋における応力頻度の実測結果は非常に少ない。これは主としてこの種の測定が非常にむづかしいことと、このための適当な測定装置が少ないということのためである。

したがって比較的測定がしやすく、われわれが容易に入手し得る資料をもとにして、供用期間中に橋に作用する繰返し応力とその繰返し回数とを推定する必要がある。建設省では3年ごとに全国道路交通状態調査を行っており、車種別の交通量を実測している。この調査結果を参考にすれば橋の供用期間中の車種別の全交通量を推定することができよう。

このデータをもとにしこれとそれほど実測例は多くないが軸荷重の大きさ別の頻度分布、車両通過位置などの測定結果とを結びつけることによって、橋の供用期間中の車種別の全交通量と応力頻度との関係を推定することが可能となると思われる。

### (3) 橋梁の寿命

疲労を考慮して設計をおこなう場合、まず決定しなければならない重要な事項は対象とする道路橋の寿命を何年にしたらよいかということである。道路橋の寿命は何年かという点に関しては英国では120年としているようであるが<sup>4)</sup>、他の国においては定説がない。

昭和40～42年度に供用を停止した国道における道路橋の供用年数と架換え理由の調査結果<sup>5)</sup>をみると、実際の橋の寿命は30～40年というものがもっとも多い。架換えの理由としては橋の寿命に達し、構造上の欠陥が生じたことによるものよりも交通量の増大による交通容量の不足、道路線形や河川の改良に伴うものが非常に多い。このような実情を考慮すると、設計時に想定する供用年数はあまり長くとも意味がない。

建設省の委託にもとづき道路協会で作成した道路橋技術基準(案)<sup>6)</sup>ではこれらのことを考慮して一応「橋の設計供用年数は50年を目標とする」としている。

### (4) 交通量

1車線あたりの1日交通量を $N(Y)$  ( $Y$ :年)とすると橋梁の寿命中の全交通量は $N \cdot t = \int_0^T 365 \cdot N(Y) dY$ となる。

実際問題として橋梁設計時に $N(Y)$ を正しく推定するのは非常にむづかしい。基本交通容量は1車線1時間当たり2,500台<sup>7)</sup>となっており、これを日交通量になおすと6,000台となるが、交通量の時間帯による差がかなりあるので、1日1車線当たり2,000台が最大であろう。

そこで設計時に $N(Y)$ を決めるには道路構造令に定める道路の区分ごとに2,000台程度以下の値を適宜決めてやることになろう。

### (5) 軸荷重の頻度分布と基本荷重に対する等価繰返し数

図-1は全国39地点における昭和45年～47年の実測結果を集計整理したもので、わが国における平均的な軸荷重分布と考えてよい。

前述の(2)式における $N_f, S_r, P(S_r)$ が任意の値をもつ応力履歴が橋梁に与える疲労の影響は、基準となるべきある応力振幅 $S_b$ での何回の繰返し載荷に相当するかを求め、このときの基準応力振幅での繰返し数を等価繰返し数 $N_{eq}$ と呼ぶことにする。

道路橋の設計の基本活荷重であるT荷重に対する等価繰返し数 $N_{eq}$ はこの結果を用い、以下に述べるような方法で求めることができる。

道示によると、T-20の後輪荷重は8 tonであるから、この8 tonを基本輪荷重と考え、8 tonに換算した等価繰返し数を求めることにする。前述のMinerの法則が成立つものとし、(2)式より次式が得られる。

$$\frac{N_{eq}}{N_t} = \int_{T_{min}}^{T_{max}} P(T) \cdot \left(\frac{T}{8}\right)^{1/K} \cdot dT \quad (3)$$

ここに $N_{eq}$ ：等価繰返し数

T：輪荷重

$P(T)$ ：Tの載る確率

K：S-N曲線の勾配

(K=0.18とする。)

参考文献<sup>8)</sup>参照)

この式を見ればわかるとおり輪荷重の大きさは疲労に対して非常に大きな影響をもつことがわかる。すなわちT

と $(T/8)^{1/K}$ の関係を示すと図-2のようになす。この図より基本荷重の1.5倍の10 tonが1回作用することは8 tonの約10回分の疲労被害に相当することがわかる。いま(3)式中の

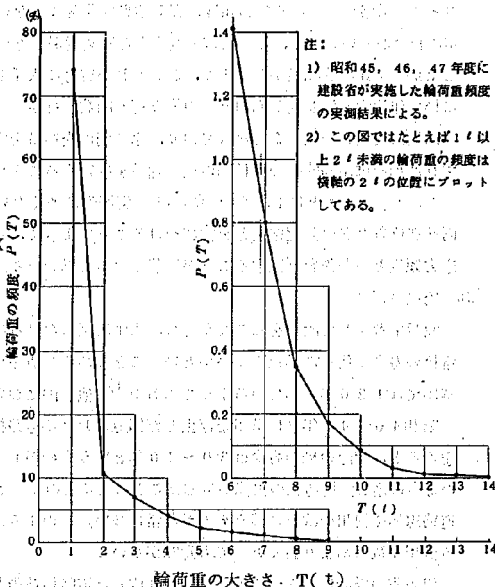


図-1. 輪荷重の大きさと頻度の関係

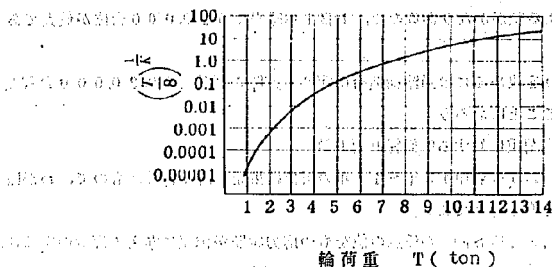
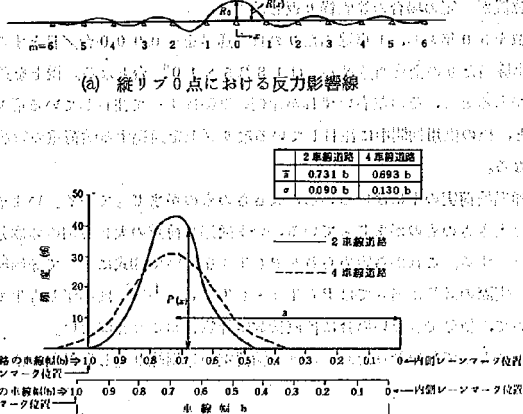
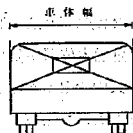


図-2. 輪荷重による疲労累積被害率(8 tonを基準にした場合)(K=0.18)

TとP(T)の関係として各地における輪荷重の頻度分布の測定結果<sup>9)</sup>(全国集計値は図-1に示す)を用いることにして等価繰返し数を求めると $N_{eq}/N_t$ の値は0.03~0.1となり、それぞれの地点でかなり差のあることが判明した。

(6) 輪荷重の通過位置の分布と基本荷重に対する等価繰返し数

橋梁のある部材に注目するとき、その部材への活荷重の影響は荷重の載荷位置によって異なることはいうまでもない。この場合にも基本荷重(T=2.0またはL=2.0)が任意の位置に載荷した場合の影響を、基本荷重が注目している部材にもっとも大きな応力を生ぜしめるような位置に載荷した場合の影響に、すなわち設計計算に際して考慮した載荷状態に換算して考える。ある載荷位置に基本荷重が載る確率とそのとき部材に生じる応力とから、全通過交通が注目している部材へ及ぼす繰返し載荷の影響は基本とした載荷位置にある基本荷重の何回分の繰返しの影響に等しいかを計算で求めることができる。すなわちいま基本荷重としてT=2.0を考えることにすると、自動車の通過位置別の通過頻度分布がわかっておれば、これを引用して基本となる載荷位置にT=2.0があるととして上述の等価繰返し数 $N_{eq}$ に乘するべき補正係数 $\alpha$ を次式により求めることができる。



(b) 車輪通過位置 a の分布

図-3. 縦リブの反力の影響線と車輪通過位置

$$O = \int_{R_0}^{\infty} \left( \frac{R(x)}{R_0} \right)^{1/K} \cdot P(x) dx \quad (4)$$

ここに  $O$  :  $Neq$  に乗すべき補正係数

$R_0$  : 基本荷重が基本載荷位置にあるときの部材の応力 (図-3(a)参照)

$R(x)$  : 基本荷重が任意の位置  $x$  に載荷したときの部材の応力 (図-3(a)参照)

$P(x)$  :  $R(x)$  が生じる確率

$K$  : S-N線図の勾配

(4)式を用いて橋の供用期間中における自動車の通過位置の影響を考慮した場合の等価繰り返し数は  $O \times Neq$  として求められる。

図-3(b)によると車線内における自動車の左側車輪の橋軸直角方向の通過位置は、 $b$  を車線の幅とすると内側レーンマークから測って  $0.73 \cdot b$  (2車線の場合) または  $0.69 \cdot b$  (4車線の場合) の位置を平均とし、2車線の場合  $0.090 \cdot b$  および4車線の場合  $0.130 \cdot b$  をそれぞれ標準偏差とする正規分布を示す。これらは車線幅が3.5m内外の国道上において実測されたものである。今車線幅  $b = 3.5$  m とすると標準偏差は2車線の場合31.5cm, 4車線の場合45.5cmとなり、輪荷重通過位置の分布は図-3(b)に示すように2車線 (図-3(b)実線) の場合には4車線 (図-3(b)の点線) の場合より輪荷重通過位置が狭い範囲となっている。これは前者の方が後者より道路全幅が狭いためである。(4)式中の  $R(x)$  と  $P(x)$  との関係はこのような自動車通過位置の実測結果をもとにして定めることができる。

#### 4. 等価繰り返し数の計算例—鋼床版縦リブの場合

##### (1) 輪荷重通行位置が一定の場合の等価繰り返し数

橋の供用年数を50年とし、1車線当たりの日交通量を10,000台/日とすると橋の供用期中における1車線当たりの全交通量  $N_{ta}$  は  $1825 \times 10^6$  台となる。橋上を通過する車両はすべて2軸車であるとし、その左右いずれか片側の車輪はすべて注目している縦リブ上を通過するものとする、橋の供用期間中に注目している縦リブ上を通過する輪荷重の総数  $N_{tw}$  は  $365 \times 10^6$  輪となる。

このような通過輪荷重の中にはいろいろな大きさのものがまじっている。いま通過輪荷重の中にはいろいろな大きさのものがまじっている。いま通過輪荷重の大きさ別の頻度分布として図-1を用いることにする。これから定められた  $P(T)$  を用いて(3)式によって等価繰り返し数  $Neq$  が求められる。実際の計算に当っては  $P(T) \cdot (T/8)^{1/K}$  は必ずしも  $T$  で積分できるとはかぎらないので、積分できない場合には直接数値計算をおこなえばよい。

いま  $K = 0.18$  として数値計算をおこなうと輪荷重の等価繰り返し数  $Neq$  は  $1205 \times 10^6$  となる。

##### (2) 輪荷重の通行位置が一定でない場合

前述したように実際に道路上を走行している車両の輪荷重の通行位置は必ずしも一定ではないので上記(1)で求めた等価繰り返し数に、輪荷重の通過位置が一定していないという補正をおこな

ったものが、疲労を検討するとき繰返し数となる。  
鋼床版の縦リブの反力の影響線は一般に図-3(a)のようになる。注目している縦リブ0からXの位置に輪荷重が載る場合の反力は $R(x)$ となり、 $R(x)$ は常に注目している縦リブの反力 $R_0$ より小さい。

いま輪荷重通過位置の平均値が注目している縦リブの位置と一致すると考える(図-3参照)。図-3(a)に示した縦リブの反力の影響 $R(x)$ と図-3(b)の輪荷重の通過位置別の頻度分布 $P(x)$ とから(4)式によって上記(1)で求めた等価繰返し数に乘すべき補正係数 $C$ を求めることができる。実際の計算に当っては(4)式の $(R(x)/R_0)^{1/K} \cdot p(x)$ は必ずしも $x$ で積分できるとはかぎらないので、積分できない場合には直接数値計算をおこなえばよい。

輪荷重通過位置に関する補正係数 $C$ には縦リブ間隔が関係する。わが国において用いられている鋼床版の縦リブの間隔は30~35cmのものがほとんどである。

輪荷重通過位置として図-3(b)に示すものを用い、縦リブ間隔を変化させて $C$ を計算してみると図-4となる。図-4より $C$ に対しては縦リブ間隔はそれほど大きな影響を与えないが、車線数はかなり大きな影響を与えることが分る。すなわち $C$ の値は2車線の場合約0.21、4車線の場合約0.15となる。

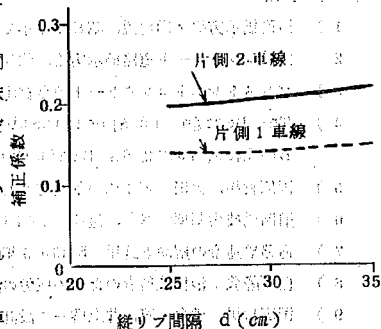


図-4. 縦リブ間隔と補正係数 $C$ との関係

### (3) 設計に用いる等価繰返し数 $C \cdot N_{eq}$

図-1及び図-3(b)を用いて、縦リブ間隔30~35cmの通常の縦リブの疲労設計に用いる等価繰返し数 $C \cdot N_{eq}$ と1車線当りの日交通量 $N$ 及び橋の耐用年数 $Y$ との関係を求めると図-5となる。この図を用いれば極めて簡単に設計に用いる等価繰返し数を求めることができる。

## 5. 結 論

道路橋の疲労設計は、橋梁の各部材に生ずる実働応力の大きさとその回数を基本にしておこうという理念に立つべきと考える。このような理念にもとづいた疲労設計の手順を明らかにした。設計という実務上からは、橋梁の寿命中に生ずる種々大きな大きさと異なる回数の実働応力の影響が設計に用いる基本荷重( $T=20$ あるいは $L=20$ )が何回繰返して作用したときの影響に等しいかといういわゆる等価繰返し数を求める方法によるのが便利である。本報告においてはこのような等価繰返し数を求める方法を示した。

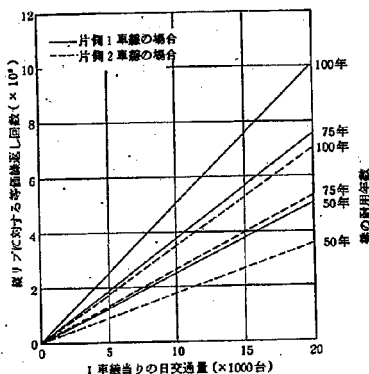


図-5. 日交通量-耐用年数-等価繰返し数の関係(縦リブ間隔32cm)

等価繰返し数を求めるためには作用する応力の大きさの確率分布を知る必要がある。部材に生ずる応力の大きさの確率分布は、通過荷重の大きさと輪荷重通過位置の確立分布から求めることを提案し道路上における実交通下での実測結果にもとずいてこれら2つの確率分布を明らかにした。

設計に用いる基本荷重による応力が、このような等価繰返し回数だけ作用したときに部材が疲労によって損傷を受けるか否かを、S-N線図を用いてチェックすればよい。

道路橋の各種部材の中でも鋼床版のような部材では従来からの全設計荷重による応力の制限のほかに、活荷重によって生ずる床作用としての応力にも何らかの制限を加える必要がある。

## 参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説, 昭和48年2月, 日本道路協会
- 2) 鉄筋コンクリート道路橋示方書, 昭和39年6月, 日本道路協会
- 3) プレストレストコンクリート道路橋示方書, 昭和43年3月, 日本道路協会
- 4) The Design and Specification for Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 2, BS Draft Code, 72/13234 Dec, 1972
- 5) 国広哲男, 太田 実: 橋の耐荷力と寿命 土木学会誌 Vol. 55 1970年11月
- 6) 道路橋技術基準(案), 道路 1971年11月
- 7) 道路橋造令の解説と運用 昭和45年10月 日本道路協会
- 8) 白石隆義: 溶接技術者のための疲労の知識 溶接技術 1969年7月~11月
- 9) 国広哲男, 朝倉 隆, 井上啓一: 設計活荷重に関する研究——交通荷重の実態と橋梁設計への適用——土木研究所資料第701号 昭和46年11月

