

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第3305号

土 木 研 究 所 資 料

九州地建における一日土研資料

平成6年11月2日(水)

建設省土木研究所

[Copyright © (1994) 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。」

九州地建における一日土研資料

企画部企画課

要旨

九州地方建設局管内の現場技術者からの技術的問題点に関する質問に対しての回答をまとめたものである。

キーワード

アスファルト	再生アスファルト	堆砂
塩害	砂防施設	ダム基礎
河川	CBR	直接基礎
間隙水圧	植栽	沈下
画像処理	地すべり	継手
岩盤	地盤種別	土質
橋梁	水質	法面
くい	せん断試験	場所打ちくい
計画高	騒音	フーチング
景観	測量	舗装
建設機械	耐候性鋼	防災対策

技術相談テーマ目次

	(質問者)	(回答者)
I. (環境)		
I-1 河川管理施設の景観設計のあり方	筑後川工事事務所	河川環境研究室…………… 1
I-2 海岸部における植栽及び塩害対策	海の中道海浜公園 工事事務所	緑化生態研究室…………… 5
I-3 木炭による大規模な水質浄化対策	遠賀川工事事務所	河川環境研究室……………11
II. (機械・土質)		
II-1 建設機械の低騒音化技術	道路部機械課	機械研究室……………12
II-2 機械化施工改善手法	道路部機械課	機械研究室……………15
II-3 含水比の高い軟弱粘性土の土質改良工法	佐賀県土木部	施工研究室……………18 土質研究室
II-4 擁壁背面土の土質定数の取り扱い方	宮崎工事事務所	施工研究室……………21
III. (材料)		
III-1 地すべり工事等における法面安定のための新材料アンカー工の選定基準	川辺川工事事務所	化学研究室……………23
III-2 再生アスファルトの設計針入度	九州技術事務所	舗装研究室……………25
III-3 海岸構造物の沈下対策	福岡県土木部	海岸研究室……………26
III-4 簡易岩盤せん断試験の適用範囲	長崎工事事務所	ダム構造研究室……………29 フィルダム研究室
IV. (基礎)		
IV-1 岩盤を支持層とする場所打ち杭の支持力	宮崎県土木部 長崎工事事務所 八代工事事務所	基礎研究室……………33
IV-2 薄層に支持された杭の支持力評価法	熊本県土木部	基礎研究室……………35
IV-3 橋梁の設計に用いる荷重の組合せ	道路部道路工事課	基礎研究室……………37
IV-4 新荷重における踏掛版の設計手法	道路部道路工事課	基礎研究室……………39 システム課

I-1 河川管理施設の景観設計のあり方

(質問)

昨今の質の高い社会資本整備が求められる中、河川事業においても樋門・樋官や水門等の河川管理施設等の建設にあたっては、周囲の調和や、場所によってはランドマーク的機能を付加するなどの取り組みが行われている。ただし、景観設計といっても緒についたばかりで手探り状態で苦慮している点も多い。

そこで、河川管理施設について望ましいあり方、留意点等について御教示願いたい。

(回答)

河川構造物は治水・利水の本来の役割とともに、河川景観においてもその構造特性ならびに存在形態から重要な役割を果たす。質の高い河川景観を創出するためには、河川構造物の景観上の配慮は不可欠である。

近年、土木構造物の設計において「景観上の配慮を行う」ことが普及してきたが、単に「見た目の美しさ」という意味に誤解されていることが多い。

「景観上の配慮」の中には「調和（歴史・文化、生態）のとれた」を包含していることに留意する必要がある。

河川構造物についての望ましいあり方については、正解は一つではなく、構造物の種類にもよるが、対象河川の全体計画の中で決められたり、地域計画の中で位置づけられている基本方針で設定されるべきものである。例えば、周囲との調和やランドマーク的な役割をもたせたりする等である。一般的には図-1に示す手順で、設定した基本方針に沿って概略設計、詳細設計が行われる。ここでは、構造物のあり方、デザインの考え方、シビックデザインの要件、水門・樋門の景観設計について記述する。

(筑後川工事事務所)

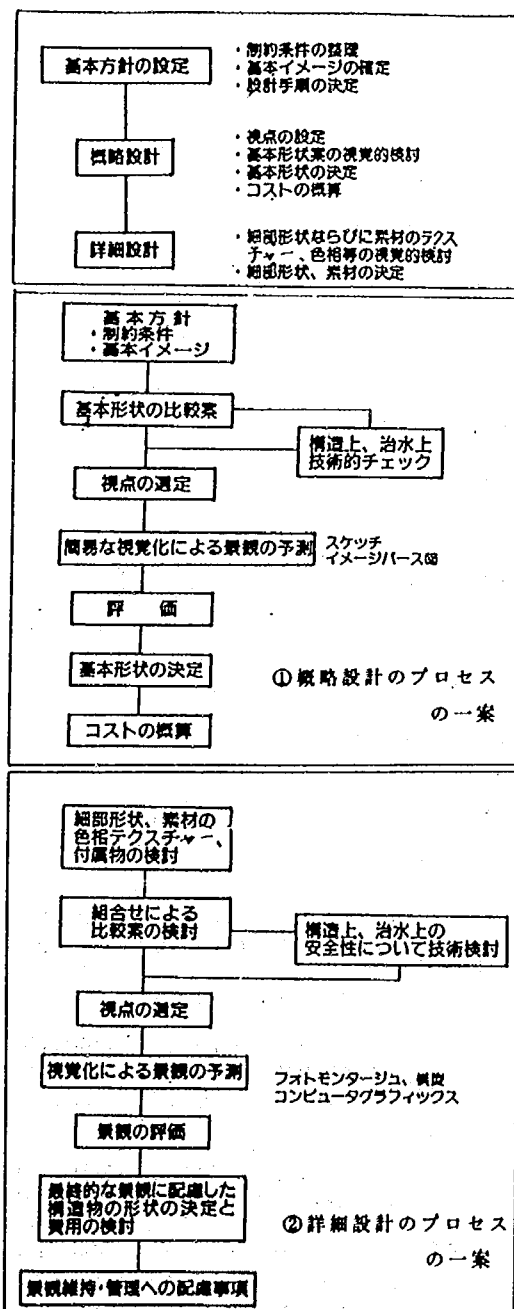


図-1 景観整備計画手順

(1) 河川構造物のあり方

河川構造物は、構造物単体として考えるのではなく、周辺環境との関連性の中で考える必要がある。どのようなデザインで設計し、どのようにみせるかは、周辺環境との関係の中で対象としている構造物が、水門や橋梁のように景観の中で「図」（主役となる要素）として存在する構造物であるか、堤防や護岸のように「地」（主役となる要素を浮かび上がらせるための背景的部分）として存在する構造物であるか、さらに設計コンセプトを勘案し決定する。みせ方としては周辺環境との調和を図りながら、

①主役として存在させる－構造物の印象が周辺から際だつようにする。

②背景として存在させる－構造物を周辺環境になじませる。

構造物の存在が感じられないようにする。

河川景観の場合、主役は川であり、変化にとんだ水の流れや豊かな植生などであるので、できるだけこれらを損なわないように河川構造物を存在させることが望ましい。

(2) デザインの考え方

形態のデザインの考え方については、画一的なデザインは避け、地域性を把握し、地域的な観点からの意味づけに基づいてデザインすることが望ましい。

近年これらの試みはなされてきてはいるが、地域性・個性の考え方は難しく、計画者の意図が伝わらず安直にみえたり、意味不明である場合が多い。例えば、水門などの門扉に地域の花や動物などの絵を描くなど河川構造物のデザインとしてふさわしくない事例も見られる。

(3) シビックデザインの要件

シビックデザインは、「地域の歴史・文化と生態系に配慮した、使いやすく美しい公共土木施設の計画・設計（「シビックデザイン導入手法検討委員会」）」と定義されており、表－1の要件が求められており、これらに十分配慮し構造物のデザインする必要がある。

表－1 シビックデザインの要件

指 標	内 容	求められる要件
永続性	公共土木施設は他の構造物、施設に比べて長い耐用年数が要求されるため、シビックデザインには短期の流行に左右されないオーソドクシー（正調）と骨太の強さが必要である。	・飽きられないこと ・使い込まれることにより愛着が生まれること ・長年の風雪により味わいが深まること
公共性	公共土木施設は不特定多数の市民に眺められ、利用されるため、シビックデザインには特定の傾向に偏しない、健全な公共感覚が求められる。	・大多数の人々に好まれること（好嫌の評価が分かれる強い個性はむしろ避けるべきである） ・地域の共有の財産として万人が誇り得る洗練された形と風格を有すること
環境性	社会基盤を支える公共土木施設は一般に大規模であるため、シビックデザインには地域の生態系、歴史・文化さらには周辺施設への慎重な配慮が求められる。シビックデザインは環境に組み込まれるべきデザインであり、さらには環境そのものを創造するデザインでもある。	・地域の歴史・文化、自然の生態系に調和すること ・環境の一部となり、さらには一つの新たな環境となり得る総合性を備えていること ・大規模な施設であっても人々が利用し、親しめるヒューマンスケールを備えていること

〔シビックデザイン導入手法研究委員会発行「CRONOS」Vol.4、平成3年9月15日より〕

(4) 水門・樋門の景観設計

水門・樋門の景観的特性及び設計上の留意事項について記述する。

1) 水門・樋門の景観的特性

①河川風景の中で添景となる構造物である。

護岸のように河川風景の中に連続的に出現し、「地」となるべき構造物とは異なり、単体的な構造物であるので、良好な風景上のアクセントとなる可能性がある。

②胸壁、翼壁、門柱、門扉などいくつかの要素から構成されている構造物である。

水門・樋門の景観設計は一つの構造物のデザインでありながら、各要素のデザインの配慮はもちろん、各要素間のおさまりなど非常に細やかな配慮がなされてはじめて、ひとつの構造物の良好な景観設計が可能となる。

③堤防の一部あるいは堤防から張り出した形状を基本としており、構造的にも景観的にも堤防との関連性の強い構造物である。

堤防とをどのように関係付けるかが大きな課題となることが多い。

④鉛直性の卓越した構造物である。

河川風景は水平方向の広がり流れ方向の連続性が卓越している。この中にある水門・樋門は鉛直性に卓越した要素となるため、目につきやすく、目立ちやすいということに対してどのように対処するかといったことが景観設計での大きな課題である。

⑤堤防から張り出した構造物であるため、良好な視点場となる可能性がある。

水門・樋門の上部は、施設管理の面から一般の人々の立ち入り制限されているが、視点場としてのポテンシャルをいかしたデザインについての検討も考えられる。

2) 景観設計上の留意事項

①風景全体を考え、水門・樋門だけのデザインを行わないようにする。

景観設計を行うことは、河川景観を構成するすべての要素の存在を前提に、水門・樋門に望まれる姿を考えることが必要である。

②透視形態として、実際に風景の中でどうみえるか確認しながら、景観設計を行う。

通常の設計においては、平面図、横断図を基に設計作業が行われることが多いが、景観を考えるのであれば、図面上に描いたものが透視形態として、すなわち実際の風景の中においてどのように見えるかということに十分配慮する必要がある。

③景観設計を行う場所の特性を十分考え、他所のデザインをそのまま適用しないようにする。

上流の川と中流の川、下流の川とでは水の量や流れ方も異なる。また、都市の中を流れる川と郊外の田園地帯の中を流れる川とでもその雰囲気は大きく変わってくる。河川の景観設計においては、こういった川のもつ場所の特性に応じた景観設計を考える必要がある。

a) 大きさ

水門・樋門は護岸や堤防のように連続する要素ではなく、河川景観の中で添景となる要

素であるので、構造物の大きさは景観上考慮すべき項目となる。そのため、堤防上、護岸天端上、橋梁上等の視点場となる地点からの対象となる水門・樋門の視角を検討する必要がある。

視角を抑える具体的な検討としては、以下のことが考えられる。

- ・水門・樋門の管渠の縦横比を検討する。
- ・ゲートの型式（スライド式、多段式、転倒式）を検討する。
- ・ゲートの巻き上げ型式を検討する。

b) プロポーション

景観上の特徴でもあるように、水門・樋門は鉛直性が卓越した構造物である。また、上屋など上部が大きな形状は不安定な印象を与える場合が多く、景観上最も重要な問題であるといえる。

c) 色彩

風景の中で、目立ちやすさを抑えることを考え、門扉など原色の色など派手な色彩を用いないようにする。

d) 素材

水門・樋門の材料としてコンクリートは多く用いられるが、コンクリートは規模が大きい場合、無機的で無表情な印象となりやすいため、必要に応じて表面に表情を与えるような配慮が望まれる。

具体的な方法としては、以下が挙げられる。

- ・自然石、レンガなどを張り付ける。
- ・はつり、型枠などにより表面仕上げを工夫する。
- ・面とり、スリットなどを工夫し、陰影をつける。

（河川環境研究室）

I-2 海岸部における植栽及び塩害対策

(質問)

海岸部における植栽はきびしい影響にあり、樹種が限られ、植栽しても樹勢が弱く、又、育たない状況にあり対策工法について御教示願いたい。

(海の中道海浜公園工事事務所)

(回答)

海岸部での植栽生育の制約条件、いわゆる環境圧は、一般に波しぶきや空中塩分の付着による塩害、強風による枝葉の損傷、砂浜海岸での飛砂が大きな問題とされますが、他にも土壌の乾燥や栄養分の不足(砂質土壌)、土壌塩類障害などが挙げられます。海岸部での植栽では潮風対策に主点を置きがちですが、植栽基盤(土壌)は植栽生育の上で非常に重要であり、良好な植栽基盤は塩害等の被害からの回復を早めることになります。したがって、海岸部での植栽生育不良対策としては潮風のみならず総合的な植栽環境の問題として対策を図る必要があります。

さて、どの種類の環境圧がどの程度あるのかは、植栽地の立地条件により千差万別ですので、ここでは海の中道海浜公園の場合について考えられる対策を述べることにします。海の中道海浜公園の主な立地条件(環境圧)を既往の調査資料より整理すると次のようになります。

①地形・地質・土壌

対象地域は沿岸流によって運ばれてきた砂が半島状に海に細長く突き出た砂嘴であり、粒子の揃った砂が全域に堆積している。半島北辺の玄海灘沿いは海風の影響で砂丘が形成されている(図-1)。

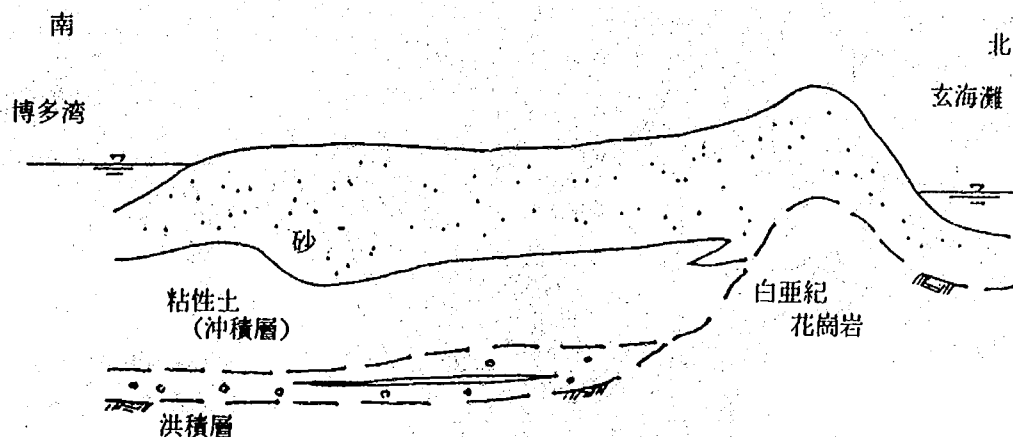


図-1 地質断面図(南北方向)

②降水量

年間降水量は約1,700mmで、水収支はすべての月で降水量が蒸発散位を上回っており、

乾燥しやすい海浜地にとっては望ましい雨といえる。しかし、夏季の降雨は台風によってもたらされることが多いため、台風襲来が無い年は干ばつの恐れが十分にある。

③地下水

砂嘴を形成する砂は下層では密に締まっており、このため地下水位は地表から2～3mと高い。したがって砂質土壌にもかかわらず、水分環境においては他の海岸部より恵まれていると考えられる(図-2)。

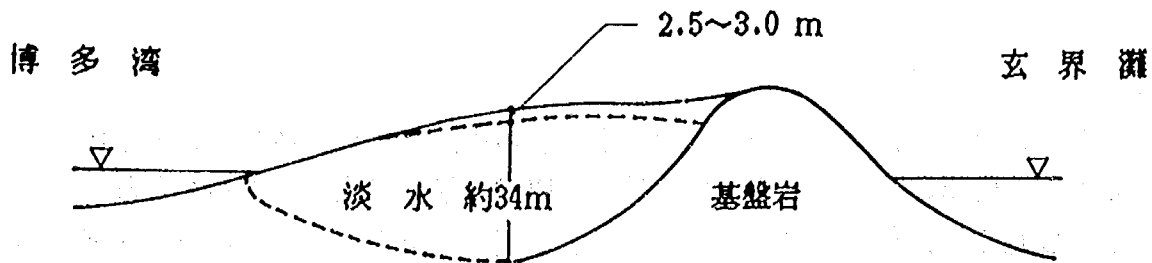


図-2 淡水の分布模式図

④風向・風速

公園近接地(雁の巣)での観測結果(図-3、文末掲載)から、昼夜で風向が逆転することが顕著に認められるが、風速 2 m/s 以上の風速頻度は昼間の北寄りの風がはるかに大きく、風の環境圧は北寄りの風に注目すべきである。

⑤飛砂

北側砂丘で認められ、冬季に風速が 6 m/s 以上となる場合に微量観測された。飛砂の影響範囲は後方の松林帯までと推測される(図-4)。

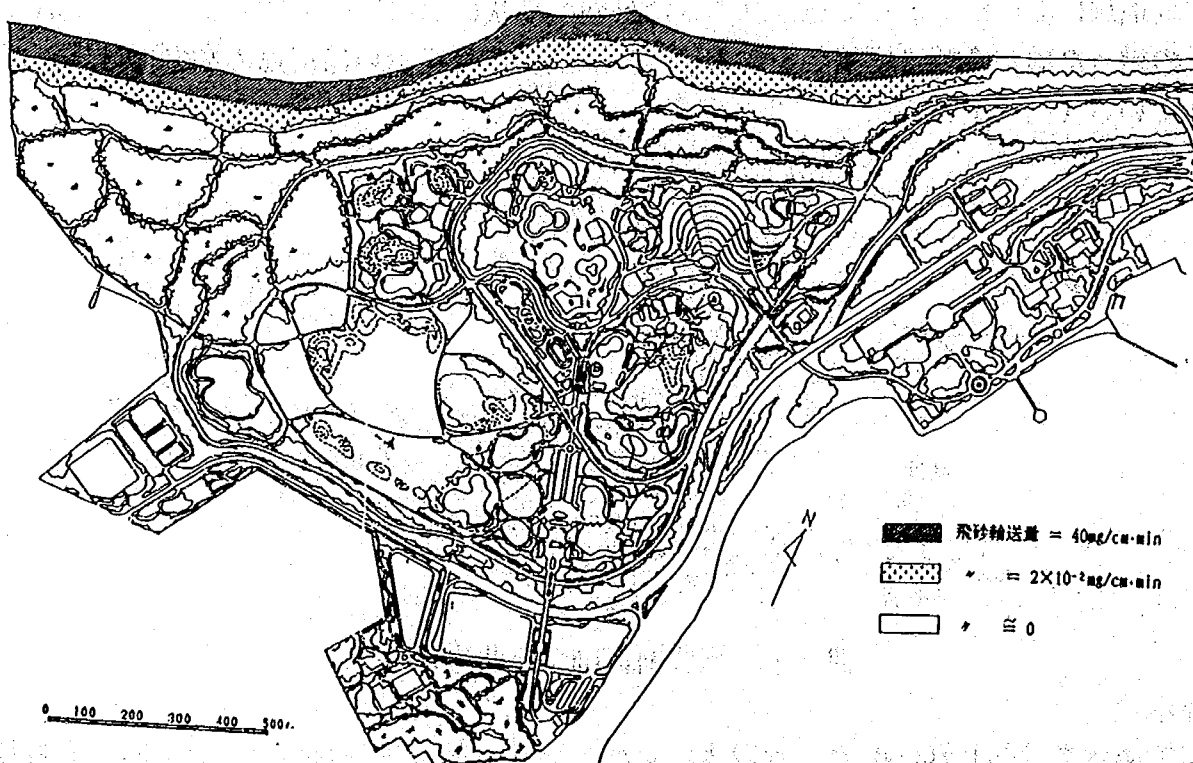
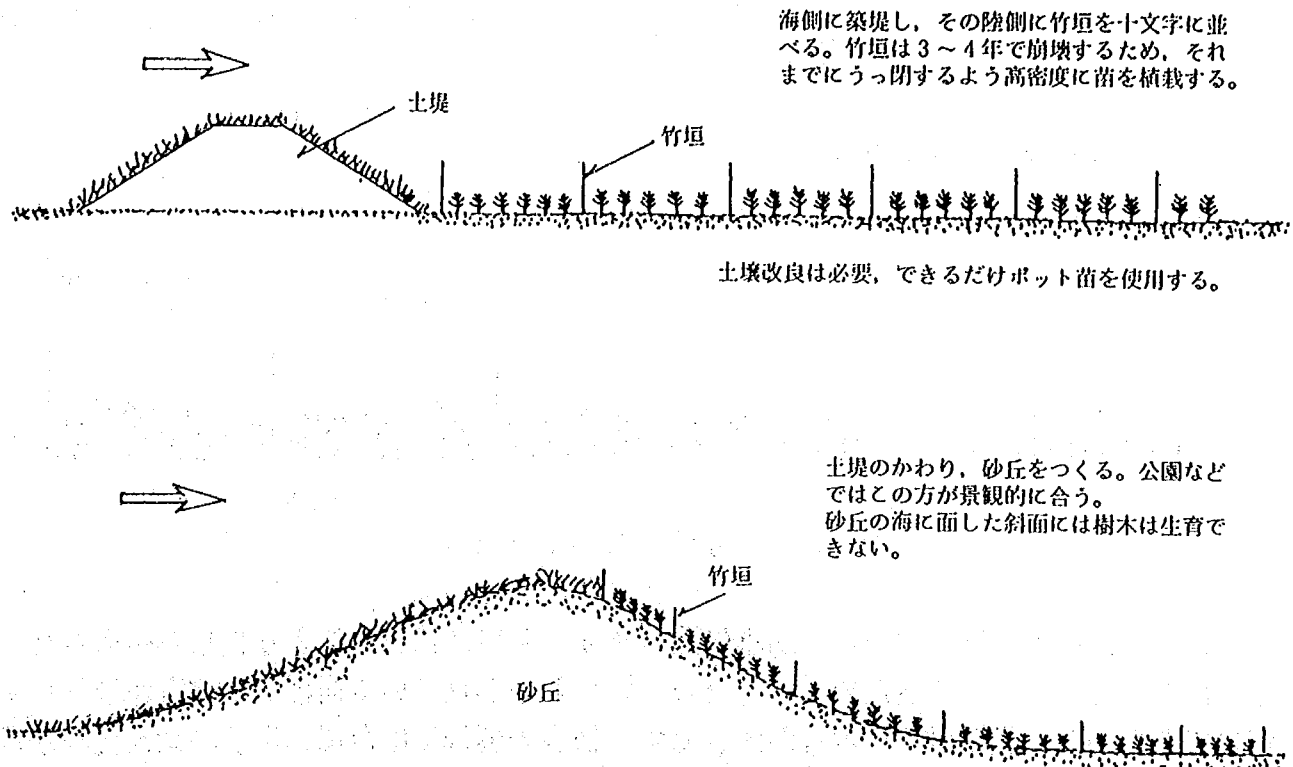


図-4 飛砂環境圧分布図(冬季)

以上のような環境特性から、植栽の潮風対策について考えるならば、冬季の北西風対策をまず第一に考えるべきで、具体的対策としては北側砂丘に沿った防風林の形成があげられます。すでにかかなりの範囲に松林帯が存在していますので、松を用いて防風林帯を連続させることが妥当と思われます。しかしながら、対象地は公園内で最も環境圧の大きい場所であり、飛砂の影響が予想されることから、植栽時に竹垣、土堤などの防風施設を設ける必要があります（図－５）。また、土壌表層は非常に乾燥しやすく、苗は根系が浅く影響を受けやすいため、保水性を高める土壌改良やマルチングなどが有効と考えられます。

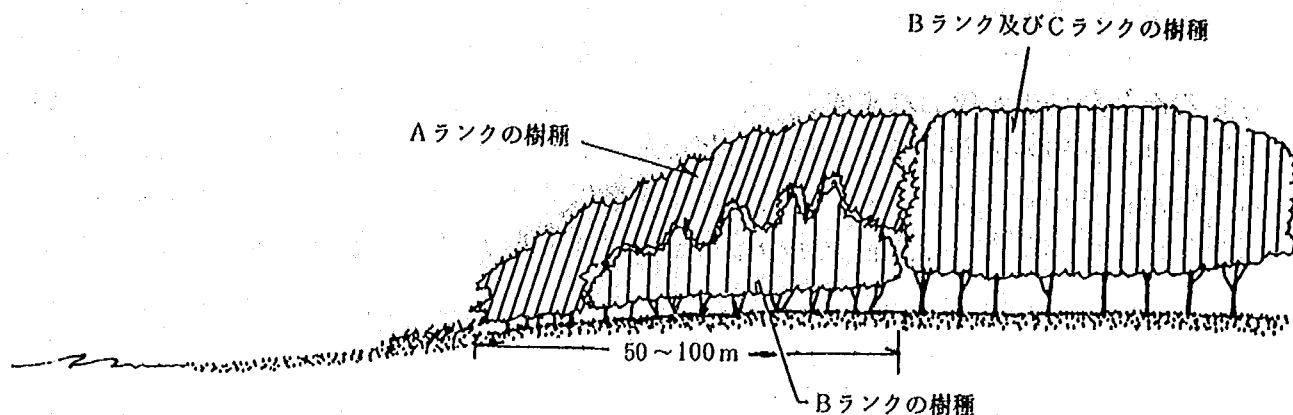


図－５ 防風林の植栽形態

防風林の効果の範囲は林高の10～20倍程度といわれていますが、樹林の密度によっても変化するため一概にはいえませんし、防風林の後背地であっても、完全に潮風害が防げるわけではないので、耐潮風性を考慮した樹種選定・配植が必要です。主な緑化樹木の耐潮風性と植栽位置との関係を表－1（文末掲載）及び図－6に示しますので参考としてください。また、海の中道海浜公園では防風林帯の効果の範囲外と思われる内陸部に広場が整備されていますが、このような位置に耐潮風性の小さい樹種を植栽する場合は個別に防風施設が必要と考えるべきです。

土壌改良は基本的に必要と考えられます。土壌についての詳細な調査資料が無い場合、具体的な改良法にまでは言及できませんが、砂質土壌の一般的な改良方法としては有機質系の改良材を混入し、保水性・保肥性を高めるとともに、栄養分を供給する方法が取られています。冒頭にも述べましたが、土壌は植栽生育上極めて重要であり、多少の潮風害は旺盛な回復力があればカバーできると考えられます。また、旺盛な生育を継続させるためには施肥等の維持管理が必要であることを付け加えておきます。

①防風林との関係



②防風林と同時に植栽する方法

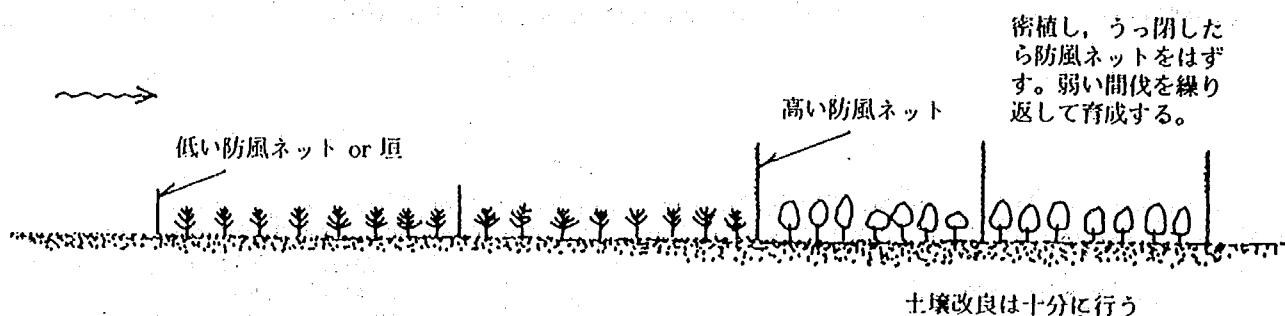


図-6 耐潮風性に応じた配植

最後に台風による塩害について簡単に述べます。台風時は強風により枝葉が損傷され、損傷部から塩分が侵入するため、通常塩害に強いといわれている樹種でも被害が現れます。特に雨を伴わない風台風時に被害が顕著です。被害の軽減には台風通過後の葉面洗浄が最も効果的といわれており、この場合、できるだけ速やかに行うことが肝腎です。

潮風害対策については、次の土木研究所資料が刊行されていますので、参考としてください。

- ・ 海浜地における樹木の育成環境に関する研究 (土木研究所資料第3189号)
- ・ 亜熱帯地域における海浜地植物の管理指針(案) (土木研究所資料第2483号)

(緑化生態研究室)

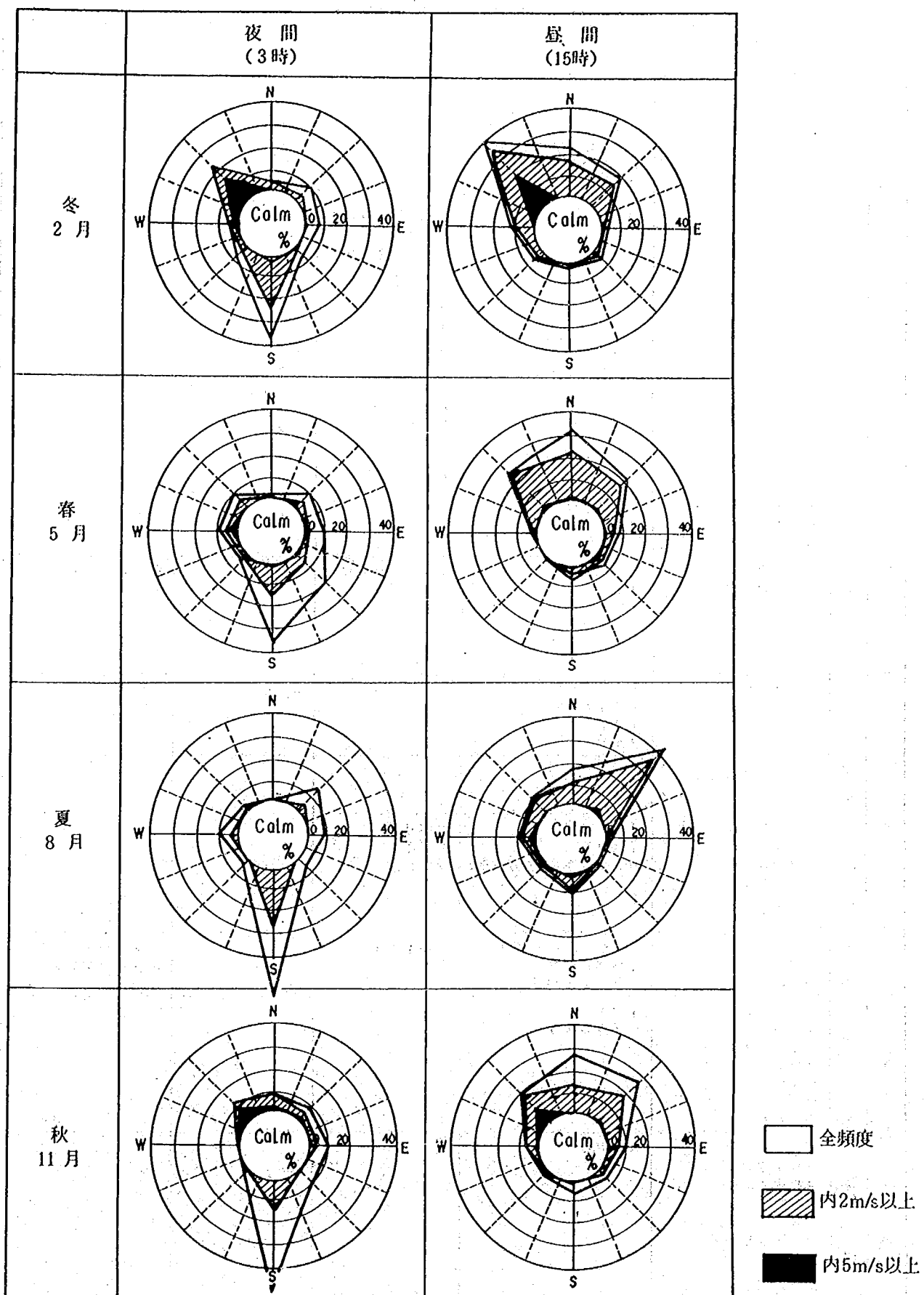


図-3 雁の巣における風背図

表-1 樹木の耐潮風性

		A. 極めて強い	B. 強い		C. 中程度～弱い	
高木	ヤシ類	ビロウ ワシントンヤシ	カナリーヤシ (フェニックス)			
	常緑	クロマツ イブキ	シロダモ フサアカシア モリシマアカシア ヤブニッケイ	アカマツ イヌマキ スギ クロガネモチ シイ タイザンボク タブノキ トウネズミモチ モチノキ モッコク マテバシイ ユーカリ	アラカシ クスノキ ユズリハ ヤマモモ	シラカシ
	落葉	カシワ	ニセアカシア オオシマザクラ	アキニレ エノキ エンジュ カラスザンショウ ケヤキ コナラ セングン ボブラ	イチョウ トウカエデ プラタナス メタセコイア ユリノキ	イロハモミジ カツラ コブシ トチノキ ナツツバキ ハクモクレン
	ヤシ他	メダケ ダンチク ネザサ	トウジュロ ソテツ			
中木	常緑	ウバメガシ カイヅカイブキ	ゲッケイジュ サザンカ ネズミモチ ハマビワ ヒメユズリハ ヤブツバキ	キョウチクトウ サンゴジュ		キンモクセイ
	落葉	ギョリュウ	アカメガシワ アメリカデイゴ クサギ ヌルデ		ムクゲ	
	ヤシ他	アツバキミガヨラン アオノリュウゼツラン				
低木	常緑	シャリンバイ トベラ ナワシログミ ハマヒサカキ マサキ マルバグミ	アオキ イヌツゲ ガンツバキ(シシガシラ) ヒサカキ ヤツデ	アベリア サツキ ツツジ類		
	落葉	アキグミ ハマナス ハマボウ	アジサイ、イヌビワ オオバイボタ テリハノイバラ	ユキヤナギ		キンシバイ チョウセンレンギョウ
	ヤシ他					
草本及び地被	常緑	オオイタビ イソギク タイトゴメ ツワブキ ハイネズ ハイビャクシン ハマヒルガオ	キツタ テイカカズラ			
	落葉	ギョウギシバ コウボウムギ コウライシバ チガヤ ノシバ ハチジョウススキ ハマギク ハマゴウ ハマニシク	ニンドウ			

注) B, C欄を点線で区切っているのは, これらの間で耐潮風性に若干の違いがあると思われるが調査が十分ではないため, 仮の区分とした。

I-3 木炭による大規模な水質浄化対策

(質問)

木炭は、水質浄化材料として古くから使用されているが、一定規模以上の河川における水質浄化材料としては事例が少ないと聞いている。遠賀川水系の支川居立川でも木炭を利用した水質浄化対策を実施する予定であるため、当手法の実績や具体的なテクニックなどについて御啓示願いたい。

(遠賀川工事事務所)

(回答)

木炭浄化システムは、ろ材として木炭を用いた接触酸化法である。粒径10~40mmの木炭を層厚30cm程度に敷き詰め木炭層を形成し、その中を2~10cm/min(28.8~144m/day)の流速で水を上向流または下降流で濾過させるものである。上水処理の緩速濾過法(0.2~0.4cm/min)と急速濾過法(8~14cm/min)の中間のろ速となっており、この両者の中間の性格を持つものと予測される。粒径が比較的大きい木炭の中を、ヘッド差をコントロールし、ゆっくり流すところが本システムの特徴となっている。浄化は、濾過効果による汚濁物質の堆積と、堆積した汚泥の生物的酸化分解効果によりなされている。

本手法は小規模な池、堀などで施工例があり、効果が認められたが、河川に適応した実績はまだない。そこで土木研究所などで、河川に対する適応性を試験した結果、つぎのようにいえる。

本システムの長所は、①BODに関しては礫間接触酸化法と同等以上の効果がある、②浮遊性藻類の直接除去が可能である。③リン・窒素に対しても有効なシステムとなりうる。④礫間と比較して施設面積は約1/2以下となる、⑤間伐材、風倒木などの木材を再利用した木炭をろ材として活用している。CO₂の固定という意味でも有効である。⑥木炭は軽いので、施設は簡易に、施工は省力化を図ることができる。またエアレーションにより揺動、逆洗させ易い。⑦浮き島などの新しいシステムが可能である、などが挙げられる。短所としては、無機SSにより目づまりしやすいことが挙げられる。内部にSSが堆積すると、一定量の濾過水を得るための必要水頭差が上昇し、取水堰やポンプなどの施設が対応しきれなくなる。汚泥の引き抜きなどの定期的メンテナンスが必要である。近畿技術事務所のシステムでは、エアレーションによるろ材洗浄(発生汚泥は汚泥溜にためる)、汚泥溜からの汚泥引き抜きをそれぞれ2~3ヶ月に1回、1年に1回程度のメンテナンスが必要と試算されている。

木炭浄化システムを河川に導入する場合、以下の点について留意する必要がある。

- ①流入流量を一定に保ち、出水時の河川水が入らないような構造とすること。
- ②原水の溶存酸素が少ない場合にはばっ気を行うこと。
- ③流入する無機SS対策として逆洗設備、汚泥溜等を設け維持管理を配慮した構造とすること。

(河川環境研究室)

II-1 建設機械の低騒音化技術

(質問)

大型ブレーカについては、将来的に低騒音型の機械の開発は可能なのか御教示願いたい。

(道路部機械課)

(回答)

1. 建設工事における騒音による苦情の多くは、表-1に示すような大型ブレーカを用いた削岩工事である。建設省では、騒音による苦情の抑制を図ること、低騒音型建設機械の開発を推進することを目的に、「低騒音型建設機械指定制度」を運用している。

現在、削岩機の騒音判定基準値(騒音レベル)は、85dB(A)となっている。しかし、残念ながら、現状の削岩機(大型ブレーカ)の実態としては概ね100dB(A)程度(計測7m地点)であるため低騒音型機械としての指定がないのが現状である。

現在、解体工事や打換工事を行うのに、油圧を用いた圧砕機等の低騒音型建設機械が開発され、使用されつつあるが、工事の作業効率を考え合わせると、油圧ブレーカを使用する方が適当な作業現場等も多く存在する。

そこで、土木研究所機械研究室では、油圧ブレーカの騒音低減を目的とし、以下に示すような流れで、平成2年度～平成5年度まで実施し、騒音低減対策を施した油圧ブレーカの開発を行った。

- ①音響インテンシティ法による騒音発生状況調査
- ②防音カバーによる騒音対策の検討
- ③現場への適用性調査

2. 土木研究所での取組み

騒音対策は、①騒音発生源自体の低減対策、②機械から発生する放射音を遮る遮音対策(防音カバー)、③支持部等からの間接的な騒音を防ぐ振動の伝搬経路対策等が考えられるが、油圧ブレーカが衝撃力により作業を行う機械であることから、今回は、②、③の対策を主体として取組みをした。

表-1 建設作業騒音の苦情実態

建設作業の種類		苦情件数
特 定 建 設 作 業	くい打機	136
	びょう打機	3
	さく岩機	603
	空気圧縮機	16
	コンクリートポンプ	8
小計		766
上記以外		1971
合計		2737

※平成4年度騒音規制法施行状況調査より

(1) 音響インテンシティ法による騒音発生状況調査
自動車産業、建築騒音の分野などで騒音源特定のため近年採用が多くなっている音響インテンシティ法
(写真-1)により油圧ブレーカから発生する騒音発生状況を調査した。

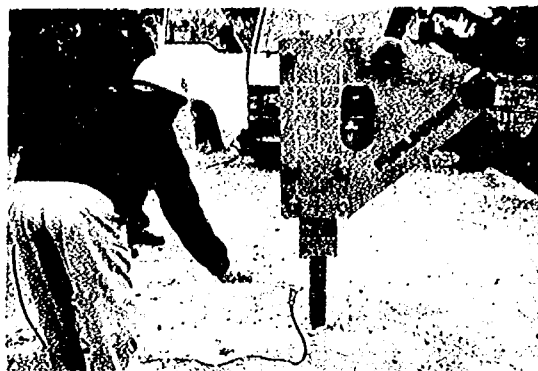


写真-1 音響インテンシティ法による測定

その結果としては、ブレーカ全体から100dB(A)以上の音が放射されており、部分的な対策ではなく、総合的な対策が必要であることが判った。

(2) 防音カバーによる騒音対策

需要の多いバケット容量0.25m³クラスの油圧ショベルに搭載する本体重量約200~300kgの油圧ショベルを対象とし、音響インテンシティの結果に基づき写真-2に示すようなカバーを製作した。

また、ブレーカ表面から発散される音を鋼製の防音カバーで遮音するとともに、ブレーカ本体から発生する振動の防音カバーへの伝達を軽減させるため、図-1に示すように緩衝材を入れた構造とした。



写真-2 防音カバー装着時の油圧ブレーカ

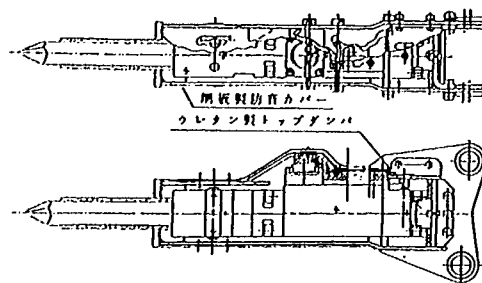


図-1 構造図

その結果、騒音対策型油圧ブレーカは、アスファルト版及びコンクリート版破碎作業時機側7m地点でそれぞれの作業時に6及び8dB(A)の騒音低減効果が得られた。

特に、図-2に示すように高周波領域の耳障りな音が低減した。

また、図-3に示すように騒音対策により同じ騒音レベルの音の届く距離(音のエネルギー)が約1/2.5に低減された。

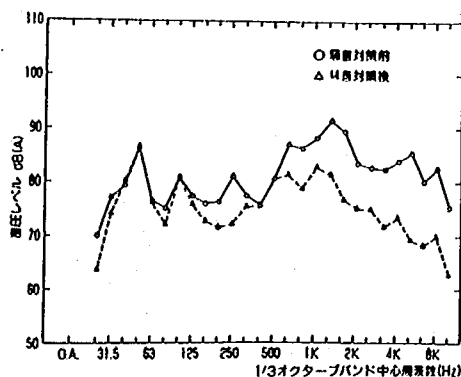


図-2 周波数分析結果

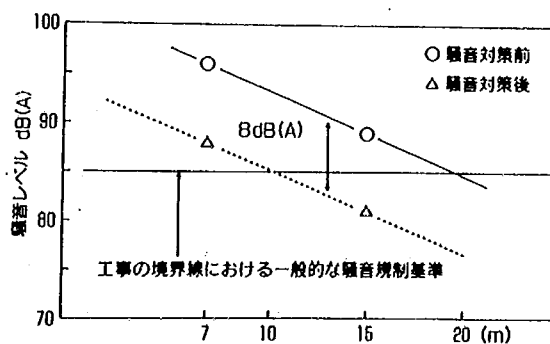


図-3 騒音測定結果

3. まとめ

油圧ブレーカの施工時の騒音発生源は、ブレーカ本体のほか、チゼルや破砕対象物の表面などがあるが、本体の遮音対策を工夫することで相当な騒音低減が可能であるといえる。

なお、土木研究所において開発された低騒音型油圧ブレーカは、試験フィールドやパイロット事業等で使っていただき、普及に向けての課題等の整理を行い、汎用性の高い削岩機（油圧ブレーカ）として普及を進めていきたい。

（機械研究室）

II-2 機械化施工改善手法

(質問)

機械研究室のテーマの一つに「機械化施工における施工改善手法に関する研究」があるが、この中でまとめられた「機械化施工改善手法のマニュアル」は建設省としてどのように利用していくのが望ましいか御教示願いたい。

(道路部 機械課)

(回答)

「機械化施工における施工改善手法に関する研究」は、次のような土木工事の主な問題を背景にして、その必要性を基に研究されてきたものである。

1. わが国の土木関連投資は1992年には約32兆円に達し、国民総生産(GNP)の7%を占める規模を誇っており、効率的な土木工事の遂行が求められている。
2. 土木工事は機械化が進んでおり、自動化も一部図られているが、土木分野の生産性は他産業に比べて低く、今後、一層の省力化や合理化を進めていく必要がある。
3. 土木工事の特性から危険な環境で作業が行われる場合があり、災害や事故が多い。不安定な労働条件、気象条件等の下で行われる事も多く、より快適な労働条件を改善することが求められている。さらに、近年、労働時間の短縮や、工事の大規模化、多様化の傾向が強まり、工期短縮等のニーズも強くなっている。

このように①工期の短縮や省力化といった生産性の向上、②苦労性の低減、③安全性の向上といった諸問題を解決するためには、今後、客観的、系統的に施工改善を図る必要があるが、従来より土木工事の施工改善は、専門技術者や技能者の経験や知識に依存することが多く、客観的かつ系統的な改善が行われていなかったため、その改善は合理的でなく効率的でなかった。

よって、これら諸問題を定量的に把握し、改善目標を立て、改善を行い、さらに改善効果を定量的に評価するシステムティックな手法を開発するため研究してきたものである。また、その手法プロセスをまとめたのが「施工改善マニュアル」である。

「施工改善マニュアル」は、合理的かつ効果的に施工改善を行える指針となることを目的としており、高度な専門的知識を有さなくても、施工改善を効果的に行うことができるものである。

また、主な建設省の利用対象者として以下の者を想定している。

- ① 工事発注の設計・監督担当者
- ② 工事の施工法・材料・機械の開発担当者

③ 建設機械の開発、設計者

本マニュアルを利用することによって、次のような効果が期待できる。

① 工事発注の設計・監督担当者

工事現場における作業状況を定量的に把握することができることから、施工の改善箇所が明らかになり、より合理的かつ効率的な現場に沿った発注、設計、現場管理を行うことが可能となる。

② 工事の施工法・材料の開発担当者

工事現場の問題点を系統的に把握できるため、施工法、材料の施工改善が可能になる。

③ 建設機械の開発、設計者

現状の建設機械の改良点を明らかにすることができ、機械化・自動化すべき対象がわかることから、建設機械の開発・改良を効果的に行うことが可能となる。また改良した場合の効果を定量的に明らかにすることができる。

また、建設省だけではなく、建設業の以下の者も利用対象者としており、その効果は次のようなものである。

① 建設業の設計者、施工法・材料・機械の開発担当者、施工管理の担当者

施工改善を行う際には、工事の設計を含めた一連の改善を行うことが望ましい場合もあり、工事現場の問題点をシステムチックに定量的に把握できるため、設計、施工法、材料、施工管理といった幅広い分野での施工改善が可能になる。

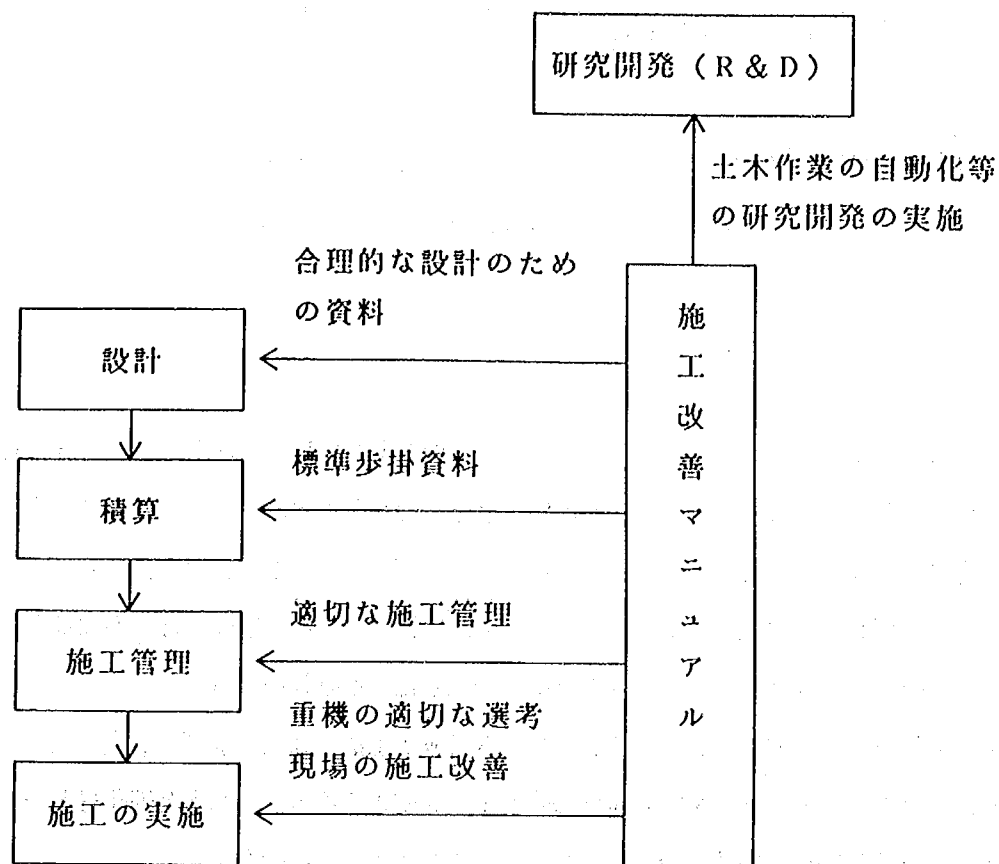
② 建設機械の開発、設計者

現状の建設機械の改良点を明らかにすることができ、機械化・自動化すべき対象がわかることから、建設機械の開発・改良を効果的に行うことが可能となる。また改良した場合の効果を定量的に明らかにすることができる。

以上のように、土木工事への客観的かつ系統的な施工改善は、今後ますます高まる土木作業の合理化、効率化のニーズに対して、必要不可欠なものとなると言える。

従って、本マニュアルを建設省のみでなく、建設業界全体に広く普及していくことが社会資本に対する需要の高度化や昨今建設業界を取りまく諸課題への対応に資するものである。

(機械研究室)



図－１ 施工改善マニュアルの利用と効果

II-3 含水比の高い軟弱粘性土の土質改良工法

(質問)

有明粘土等の含水比の高い(150%以上)軟弱粘性土を土質改良し、締固めやすく、かつ再掘削可能な盛土材として有効利用したい。そのための土質改良工法について、御教示願いたい。

(佐賀県 土木部)

(回答)

粘性土の土質改良方法としては、石灰、セメント、セメント系改良材等の安定材を土に混合し安定処理する工法が多く用いられる。これは、安定材の添加により土中の水を吸収させて土工における施工性を改善すると同時に、土粒子の凝集・接着やポゾラン反応等による強度の発現・増加を期待するものである。しかし特に含水比の高い軟弱粘性土の場合、所定の施工性や締固め特性を得るには安定材の添加量をかなり大きくする必要があり、改良土の強度が増加し過ぎて再掘削が困難になる恐れがある。

そこで、①安定処理工法と他の土質改良工法(サンドイッチ工法、強制脱水工法、良質土混合法)とを併用することにより安定材の添加量を抑え過度の強度増加を防止する方法、②土と固化材とを混練・養生後に破碎し、それを再び締固める方法、が考えられる。以下にその概要を紹介する。

①安定処理工法と他の土質改良工法とを併用する方法

サンドイッチ工法は、含水比の高い粘性土と排水性の良い山砂等を交互に盛立てることにより、粘性土の圧密脱水を促進しその含水比を低下させるものである。そこで粘性土の仮置き場において、図-1に示すように砂質土等からなる排水層と高含水比の粘性土とを交互に盛り立てれば、自重による圧密脱水が促進され、効率よく粘性土の含水比を低下させることが可能である。

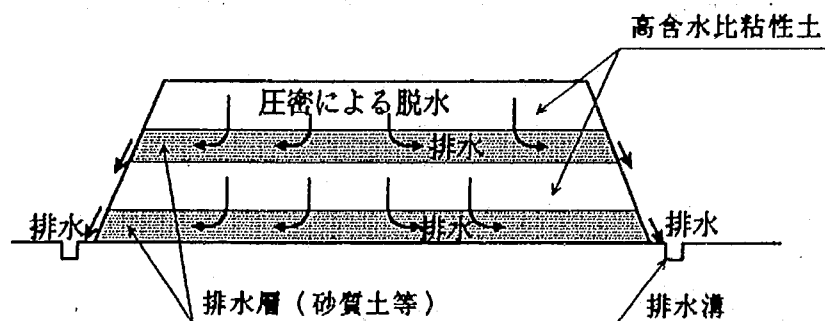


図-1 サンドイッチ工法

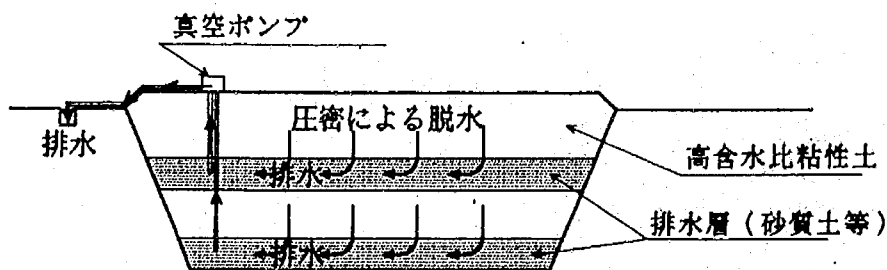


図-2 サンドイッチ工法と大気圧載荷工法の組合わせ

さらに図-2に示すようにサンドイッチ工法に大気圧載荷工法を組み合わせれば、粘性土の脱水圧密をより促進することができると考えられる。大気圧載荷工法とは、真空ポンプで土中の水と空気を吸引することにより大気圧を圧密荷重として作用させる工法であり、圧密脱水の促進に効果がある。なお、サンドイッチ工法や大気圧載荷工法によって土の圧密脱水を促進する技術については、土木研究所土質研究室と(財)先端建設技術センター及び民間企業7社との共同研究である「建設副産物による埋立地盤の早期利用技術の開発」において、現在研究開発を進めている。

強制脱水工法は、脱水機を用いて高含水の土から水を搾り取るものである。脱水機には加圧式もしくは遠心力式等があるが、現在は加圧式(フィルタープレス)が多く用いられている。このような脱水機や脱水工法については、建設省の建設技術評価「建設汚泥の高効率・低含水比型脱水機械・工法の開発」において現在6種類が評価・認定されており、含水比300%程度の粘性土を含水比80%前後まで脱水した事例もある。ただし強制脱水を行う場合、ややコスト高になる場合がある。

良質土混合法は、細粒分が多く含水比が高い土に含水比の低い砂質系の土を混合することにより、含水比を下げて締固め特性を改善するものである。ただし含水比が著しく高い土の場合には、改良対象土よりも多量の良質土が必要となる場合もあるので注意を要する。

以上に紹介したサンドイッチ工法、強制脱水工法、良質土混合法により、あらかじめ粘性土の含水比を低下させたくうえで安定材を混合すれば、安定材の添加量が比較的少なく済むので、過度の強度増加を防止できると考えられる。

②土と固化材とを混練・養生後に掘削・粉砕し、それを再び締固める方法

この工法により、粘性土を処理し、盛土材として利用する場合の手順を図-3に示す。

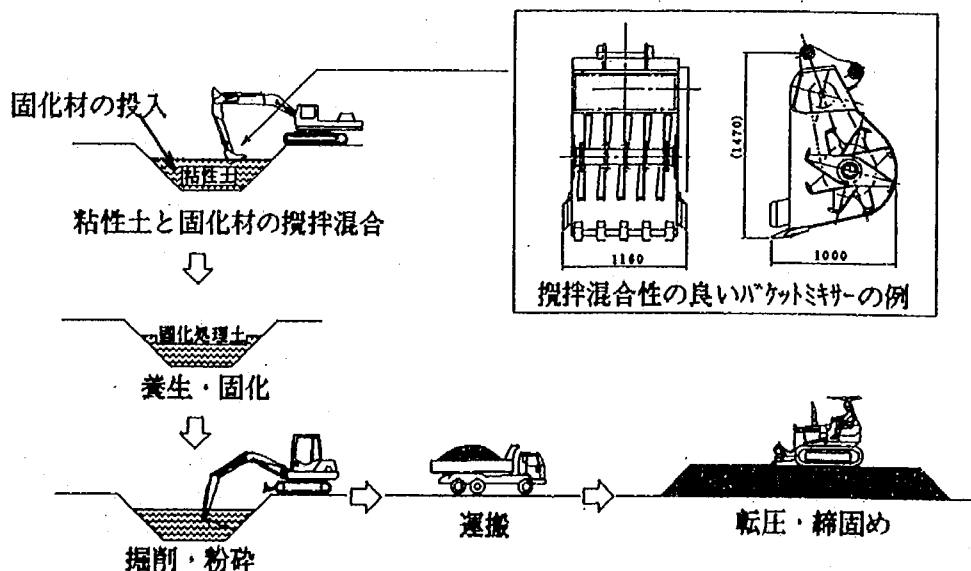


図-3 粘性土の処理手順

粘性土を固化材と攪拌混合し養生することにより、粘性土の含水比は低下し、強度が増加する。これを適当な期間だけ養生した後、掘削・粉砕すれば、施工性がよく締固めやすい盛土材料として使用することができる。また粘性土に固化材を混合して養生・固化させたものを、掘削・粉砕してから締固めを行うと、掘削・粉砕を行わなかった場合と比較して、過度に固結化することが少なく再掘削も容易であると考えられる。

この工法を採用するにあたっては、固化材の種類と添加量、固化処理土の養生時間、固化処理土の掘削・破碎から転圧・締固めまでの放置時間が、締固め特性や締固め後の強度に影響を与える。したがって、あらかじめこれらの影響要因を様々に変化させた室内試験を十分に行い、必要とされる要求品質を得るために最も適当な配合・施工条件を見いだす必要がある。

<参考文献>

- 1) (財)土木研究センター：建設発生土利用技術マニュアル 監修建設省大臣官房技術調査室：1994.7

(施工研究室)

(土質研究室)

II-4 擁壁背面土の土質定数の取り扱い方

(質問)

盛土擁壁の場合、裏込め土の土性値は $c = 0.0 \text{ tf/m}^2$ とし、 $\phi = 25 \sim 30^\circ$ の範囲を用いて計算するのが一般に行われているが、切土擁壁「もたれ式擁壁」の場合、背面が風化岩等では、擁壁の背面勾配に沿って切土が可能な場合が多い。この場合、粘着力を無視して設計を行うと擁壁が過大となる傾向にある。

粘着力を考慮して設計したほうが現実的と思われるが、この場合粘着力の範囲は、どの程度まで考慮できるか御教示願いたい。

(宮崎工事事務所)

(回答)

通常の擁壁に作用する土圧を算出する場合の土質定数は、(社)日本道路協会発行の「道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針—(昭和62年5月)」によると、『計算に用いる土質定数は土質試験により決定することが望ましいが、粘着力 c を考慮する場合は、施工中の乱れの影響を考慮し過大評価とならないよう注意する必要がある。なお、高さ 8 m 程度以下の擁壁で土質試験を行うことが困難な場合には、表-1 に示す値を用いて土圧を算定してもよい。』と記述されている。これは、施工条件や裏込め土の長期的な変動要素(含水状態など)を設計段階で把握し、その影響を考慮するのは容易ではなく、さらに c 、 ϕ などの土の強度に関する試験方法の選択や試験結果の解釈にはかなりの技術的な経験が必要とされるからである。

しかしながら、自然地山を切土して直接擁壁を構築する場合には、擁壁に作用する土圧を試行くさび法により求めるが、地山の粘着力を考慮しない場合には、土圧が最大となるすべり面がのり面とは交わず、場合によっては山の尾根まですべり面が達し、現実離れた土圧が求まることがある。特に、擁壁の背面勾配に沿った切土が可能な地山の場合には、比較的安定した地山と考えられ、粘着力を考慮しないでもたれ式擁壁などを設計すると過大な擁壁になる場合があると考えられる。このような場合には、地山の状態に応じて

表-1 土圧算定に用いる土質定数¹⁾

裏込め土の種類	内部摩擦角 (ϕ)	粘着力 (c) 注2)
礫質土 注1)	35°	—
砂質土	30°	—
シルト・粘性土 (ただし $w_L < 50\%$)	25°	—

注1) きれいな砂は礫質土の値を用いてよい。

注2) 計算上は、粘着力 c を無視している。しかし、実際には粘着力 c が存在するので、内部摩擦角 ϕ より急勾配のり面も存在する。

適当な粘着力の値を設定し、擁壁の設計をするのが合理的と考えられる。

自然地山の土質定数の設定においては、切土による応力解放や降雨等による含水状態の変化、風化などによる経時変化の影響を受け、その評価が非常に難しく、また地山の地質構造の正確な把握や、想定したすべり面でのサンプリングが困難であるとともに、土質試験における供試体・試験条件による影響が大きいことなどから、土質定数を正確に求めることは難しい。

しかし、どうしても地山の土質定数を求める場合には、以下のような検討を行う必要があると考えられる。

- 1) 近隣に崩壊事例があれば、崩壊前の地質、土質定数を推定し、当該地との比較を行い、類似していれば、崩壊地で逆算した c 、 ϕ を使う。
- 2) できるだけ乱さない試料のサンプリングを行い、土質試験を行う。土質試験を行う場合には、飽和されるとせん断強さが大幅に低下することが予測されるもの（崩積土、山砂、まさ土等）は豪雨時を考慮して飽和させて試験を行うとか、サンプリング試料のばらつきを考慮して試験結果の最低値を用いるなどの配慮が必要である。
- 3) すべり面の位置が推定できる場合や乱さない試料が採取できない場合には、できるだけその位置での原位置試験（テストピットによる現場せん断試験など）を行い、その結果を用いる。なお、サウンディングにより強度定数を推定する場合には、その方法の精度や c 、 ϕ との相関性などを十分考慮する必要がある。
- 4) 掘削により応力が解放され、吸水膨張し、強度が低下するような岩や土（例えばモンモリロナイトを含んだ第三紀泥岩、熱水変質した凝灰岩、蛇紋岩など）は、その土の被り圧に応じて吸水膨張させ、その状態のせん断強さを採用する。

このようにして求められた土質定数を用い、切土掘削時の安定計算を行い、ある程度の安定性を満足している場合には、ブロック積擁壁などのり面表面の崩れを防ぐ程度の擁壁を用いることも考えられる。また、もたれ式擁壁を採用する場合には、擁壁の重要性等を考慮し、現場の状況に応じた最適な c 、 ϕ の値を設定すべきである。

<参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針—1987.5
- 2) (社)土質工学会編：設計における強度定数— c 、 ϕ 、 N 値—（土質基礎ライブラリー32）、1988

(施工研究室)

III-1 地すべり工事等における法面安定のための 新材料アンカー工の選定基準

(質問)

当事務所において特定技術活用パイロット事業として、平成7年度に新材料によるアンカー工を計画しているが、各社とも材質、施工法に特長があり、選定の判断材料に苦慮している状況であるので、経済性の他に技術的判断基準となるものを御教示願いたい。

(川辺川工事事務所)

(回答)

質問の新素材を用いたグラウンドアンカーは、平成5年に財団法人土木研究センターが公募した、公募型技術審査・証明事業の課題「地すべり防止工事等における法面安定のための、耐久性に優れた新素材を用いたグラウンドアンカー技術」に応募したものであり、下記の点で優れていると認定を受けたものである。

- (1) アンカー本体等が耐久性に優れた新素材である。
- (2) 再緊張・緩和等の維持管理が容易である。
- (3) 狭い施工用地(10m×10m程度)で作業できる。
- (4) 機材の搬入条件として、工事用道路幅員4m、勾配15%で搬入可能である。

この様な認定を受けたグラウンドアンカーは、現在のところ下記の3種類がある。

NMグラウンドアンカー	(株) 饒高組、(株) 興和、東京製綱(株)、積水化学工業(株)
アラミドFRPグラウンドアンカー	住友建設(株)、帝人(株)
CFRPグラウンドアンカー	鹿島建設(株)、三菱化成(株)、ケミカルグラウト(株)

上記の材料の審査の選定、試験結果などは、詳しい報告書にまとめられており、これを参考とすることができる。質問の主旨はこれらの3種の中からの選定の判断基準を、とのことであるが、これらの3種は同じ技術水準を目指し開発されたものであり、いずれも一定の基準をみたした材料であるため甲乙つけがたい。

これらを前提として差異を調べたものが表-1及び2である。ケーブルの材料の差が最も特徴的であるのは引張弾性率で、表-1に示す様に、AFRPケーブルはCFRPケーブルに比べて引張弾性率が1/3程度と低い点で特徴がある。また、この審査証明事業では評価されていないが、アラミドFRPグラウンドアンカーとNMグラウンドアンカーでは、軽量受圧板を開発・用意している点で特徴を有する。

とはいえ、これらの差異は技術的には現状では明らかになっていない。このため実際の事業の中で、これらの材料を使用し、現場での施工性、経済性を評価することを推奨する。

(化学研究室)

表-1 ケーブル

	NMグラウンド アンカー	アラミドFRP グラウンドアンカ ー	CFRPグラウン ドアンカー	PC鋼より線(比 較)
ケーブル種類	CFRPストランド	AFRPロッド 異形	CFRPロッド (端部異形)	鋼線ストランド
径(mm)	φ12.5	φ6.0, φ7.4	φ8.0	φ12.4
有効断面積(mm ²)	76	28.3, 42.4	49.0	92.9
規格引張荷重(kgf)	14,500	5,660, 8,480	9,000	16,300
規格引張強度 (kgf/mm ²)	191	200	184	175
引張弾性率 (kgf/mm ²)	14,300	5,400	15,000	19,800
破断時伸び(%)	1.6	3.8	1.2	6.5
熱膨張係数(1/°C)	0.6×10^{-6}	-3×10^{-6}	0.68×10^{-6}	
比 重	1.5	1.3	1.6	7.85
最小曲げ直径(m)	1.25	1.8	0.5	
繊維含有率(%)	65		65	

表-2 テンドン

	NMグラウンド アンカー		アラミドFRP グラウンドアンカー		CFRPグラウン ドアンカー	
種類	φ12.5 3本	φ12.5 6本	φ6.0mm 19本	φ7.4mm 9本	φ8 5本	φ8 9本
有効断面積(mm ²)	228	456	537.7	381.6	245	441
規格引張荷重(tf)	43.5	86.9	80.0	66.0	41	74
許容引張荷重(tf)	26.1	52.1	48.0	39.6	24	44
単位重量(kg/m)	0.453	0.906	0.779	0.560	0.40	0.72
アンカーヘッド	φ75mm×500 φ75mm×400 SUS329J3L		φ90mm× 580mm SUS329J3L	φ70mm× 560mm SUS329J3L	φ73×600以上 SUS304	
支圧板	300×300×25 SUS304		300×300×30 SUS304		260×260×35 SUS304	
定着ナット	φ130mm×30 mm M75 SUS329J3L	φ130mm×40 mm M75 SUS329J3L	φ130mm× 50mm M89	φ100mm× 50mm M69	121×58mm M72 SUS304	
定着体充填材	セメント系定着用膨張材		無収縮モルタル		無収縮モルタル	
備 考	4本, 5本もあり				7本もあり	

III-2 再生アスファルトの設計針入度

(質問)

耐流動対策を講じる必要がない個所でのプラント再生混合物は、新アスファルトにストレートアスファルト(60~80)を用い、再生用添加剤により針入度を調整しているが、目標値の設定は現場によって異なっており、判断に苦慮している。

目標針入度を高く設定すると再生用添加剤の添加量が多くなるが、再生用添加剤は耐久性にどのような影響を及ぼしているのか、また、ホイールトラッキング試験・曲げ試験等で、再生混合物を評価した事例(目標値等)があれば御教示願いたい。

(九州技術事務所)

(回答)

再生用添加剤は劣化したアスファルトの針入度を回復することはできるが、そのアスファルトを製造時点の性状まで生き返らせるものではない。設計針入度を50もしくは70に設定しても、それがすなわち針入度50もしくは70のストレートアスファルトと同等品といえるわけではない。また、舗装の耐久性は再生用添加剤の性状だけで決まるわけではなく、旧アスファルトや再生骨材、新アスファルト、補足材の性状にも左右されるので再生混合物の室内試験等で評価すべきであると考えられる。

再生舗装については、昭和57~59年に建設省技術研究会でも道路部門指定課題「舗装廃材の再生利用に関する研究」として取り上げられ、当時の試験舗装の供用性の追跡調査結果より、舗装としての耐久性はストレートアスファルトを用いた場合と同程度と評価されている。再生舗装の場合、特にアスファルトが劣化により硬化してしまうためひび割れが心配されるが、これについても試験舗装箇所においては特に問題はなかった。土木研究所においても、ストレートアスファルトの再生利用限界についての室内試験を実施しており、混合物の評価指標として圧裂試験(「舗装試験法便覧」(社)日本道路協会)参照)を実施している。これはアスファルト混合物の耐ひび割れ特性等を評価するために実施される試験であり、平成4年度に再生舗装箇所で採取されたコアを用いて舗装のひび割れ率との相関を調査したところ相関係数0.65となり、割と良好な相関を得た。ただし、その規格値等は特に存在せず、現在のところ通常の密粒度アスファルト混合物等と試験結果を比較することによって評価している。

(舗装研究室)

III-3 海岸構造物の沈下対策

(質問)

人工リーフ等の沖合施設設置に際し、その基礎地盤の波による支持力低下に対する評価基準をご教示お願いします。

(福岡県土木部)

(回答)

1. 沈下の実態と原因

海岸保全事業においては、面的防護の観点から離岸堤、人工リーフなどの沖合施設の建設が増えてきています。これらの構造物は高波浪時の碎波帯内に位置するため強大かつ複雑な外力により沈下すると考えられています。

1) 離岸堤

離岸堤の沈下の原因については次のようなものが考えられています。

- (1) 構造物の岸側での水位の上昇
- (2) 構造物の下面を通る沖向きの砂移動
- (3) 自重の設置圧による海底土砂のわずかの移動の際の海底へのめり込み
- (4) 海底地盤そのものが侵食による低下にともなう離岸堤の沈下
- (5) 新潟海岸のような地盤沈下によるもの
- (6) 離岸堤の設置による砂の攪乱による沈下
- (7) 離岸堤全面の反射波や開口部に集中する離岸流による局所洗屈にともなう構造物下部の底質の流失

- (9) 波力によるブロックの散乱がもたらす離岸堤の高さの減少

また、離岸堤の被災実態としては以下のとおり報告されています。

- (1) 施工直後および嵩上げ直後に大幅な沈下が生ずる。
- (2) 離岸堤の1基の長さが長い場合には中央部の沈下が著しい場合が多い。
- (3) 離岸堤周辺の海底変動が著しい場合は沈下が発生する。
- (4) 離岸堤1基の長さが短い場合は両端部の沈下が著しい。
- (5) フトン籠あるいは捨て石基礎などが沈下防止に役立ったと考えられる例もあるが必ずしも一般的ではない。

建設省が調査した結果によると全国の1553基の離岸堤のうち53%に相当する819基に沈下が見られており、その最大沈下量は4～5mに達しています。

なお、新潟海岸において従来乱積みで基礎が粗朶沈床だったものを層積みで基礎を粗朶沈床+捨て石に改良し、さらに、以下の対策の採否を組み合わせる比較実施された結果によると

- ・シートの利用 有り、なし
- ・洗掘防止 潜堤部分の追加有無
- ・反射率低減 離岸堤沖側法面の複断面化の採否

複断面・シート有りの方が沈下が最も少なく、続いて複断面・シート無し、単断面・シ-

ト有り、単断面・シート無しの順に沈下量が大きくなっており、単断面・シート無しの沈下量はその他の場合の約2倍となっています。しかしながら単断面・シート無しとはいえ従来工法と比較するとその沈下量は約3～4分の1であり、積み方および基礎工の改良の効果が見られます。

2) 人工リーフ

人工リーフの沈下については報告例が多くありませんが、次の点が指摘されています。

- ・捨て石マウンドが大きい方が沈下は少ない。
- ・沿岸方向の端部は洗掘による影響を受けやすい。

なお、全国的人工リーフの被災事例を見ると、145カ所のうち12カ所に沈下が見られており、離岸堤に比べると沈下が生じた割合は約6分の1となっています。そのうち被覆材の散乱を伴うものが3カ所、洗掘を伴うもの3カ所がありました。また、地域別には調査対象の人工リーフは日本海沿岸が84カ所、太平洋沿岸が50カ所、瀬戸内海沿岸が8カ所、オホーツク海沿岸3カ所となっていますが、沈下のあった12カ所のうち8カ所が日本海沿岸に位置しており、若干日本海沿岸での沈下の割合が多くなっています。このことは高波浪を毎冬に受けることの影響と考えられます。

2. 評価基準および沈下対策

碎波帯内に設置された沖合構造物の沈下に対する評価基準は沈下のメカニズムがまだよく分かっていないために明確に設定できませんが、沈下対策としては、新潟海岸の離岸堤において比較実施された事例を参考にすれば、沖側法面の緩勾配化、シートの敷設、基礎工の充実、ブロックの積み方（層積み）を組み合わせることにより、沈下原因として考えられるものの多くが克服できると考えられます。一方、人工リーフについては離岸堤に比べて沈下は少ないと考えられますが、対策としては沖側及び側面の法面の緩勾配化、基礎工の充実が重要であると考えられます。緩勾配化は反射率の低減効果のみならず洗掘による変形の影響が天端に及び難くする効果があると考えられます。なお、施工後においては基礎を改良することが困難なため、沖側および端部の法面の処理と嵩上げが現実的な対応策となります。

参考文献

本間仁・堀川清司(1959): 潜堤に関する研究(2) …沈下機構ならびに維持…, 海岸工学講演会講演集, 第6巻, pp.114-120.

豊島修・坂本忠彦(1972): 離岸堤の沈下について, 海岸工学講演会論文集, 第19巻, pp.71; 76.

菅原輝男・長野章・樋口統三(1976): 透過式離岸堤の沈下と海浜変形, 海岸工学講演会論文集, 第23巻, pp.229-233.

糠沢宏二・宇多高明・宮崎光弘(1986): 離岸堤の沈下対策に関する現地実験, 海岸工学

講演会論文集, 第33巻, pp.422-426.

浜口達男・宇多高明・市ノ瀬榮彦・五十嵐晃(1989):新潟海岸の人工リーフの沈下実態調査, 海岸工学論文集, 第36巻, pp.434-438.

泉宮尊司・中田正和・浅井尚之・稲垣実(1991):碎波衝撃波力を受ける海岸構造物の振動特性と沈下との関係について, 海岸工学論文集, 第38巻, pp.631-635.

名合宏之・前野詩朗・西岡操(1991):変動水圧による構造物の沈下機構に関する研究, 海岸工学論文集, 第38巻, pp.826-830.

岩垣雄一・西口松男(1992):水圧変動にともなう水底地盤上構造物の沈下現象に関する基礎的研究, 海岸工学論文集, 第39巻, pp.866-870.

名合宏之・前野詩朗・清水雄一(1993):変動水圧によるブロックの沈下にともなう周辺砂地盤の流動の可視化, 海岸工学論文集, 第40巻, pp.516-520.

酒井哲郎・後藤仁志・山本哲也・柏村真直(1993):水圧変動と振動流の同時作用下での砂地盤上のブロックの沈下, 海岸工学論文集, 第40巻, pp.811-815.

(海岸研究室)

III-4 簡易岩盤せん断試験の適用範囲

(質問)

ダムの基礎岩盤においては、原位置における岩盤のせん断試験を実施することが一般的であるが、土木学会等の指針に定められた試験方法はコストが高く、時間がかかるなどの問題点がある。一方、最近、均質な軟岩において簡易せん断試験を実施する事例が見受けられるが、比較的不均質な岩盤に対する簡易せん断試験の適用性について御教示願いたい。

(長崎工事事務所)

(回答)

1. 簡易岩盤せん断試験

ダムの基礎岩盤のせん断強度を原位置で測定する方法として、従来から土木学会の指針¹⁾等に基づく岩盤せん断試験が行われている。この試験は、通常、調査横坑内で行われ、図-1に示すようにせん断面積 $60\text{cm} \times 60\text{cm}$ のブロックを油圧ジャッキの荷重によってせん断することにより岩盤のせん断強度を求めるものである。このせん断ブロックの大きさは、せん断面に岩盤の割れ目を極力多く取り込み、割れ目の存在が岩盤のせん断強度に及ぼす影響を正しく評価することを基本として設定されたものである。したがって、せん断試験の面積をこれより小さくすることは一般論として適切とはいえないが、軟岩と呼ばれる割れ目の少ない比較的均質な岩盤、または割れ目が著しく発達して巨視的に見て均質と考えられるような岩盤については、 $60\text{cm} \times 60\text{cm}$ よりも小さなせん断面積をもつ岩盤せん断試験によって岩盤のせん断強度を簡易的に評価する方法が検討されている²⁾。

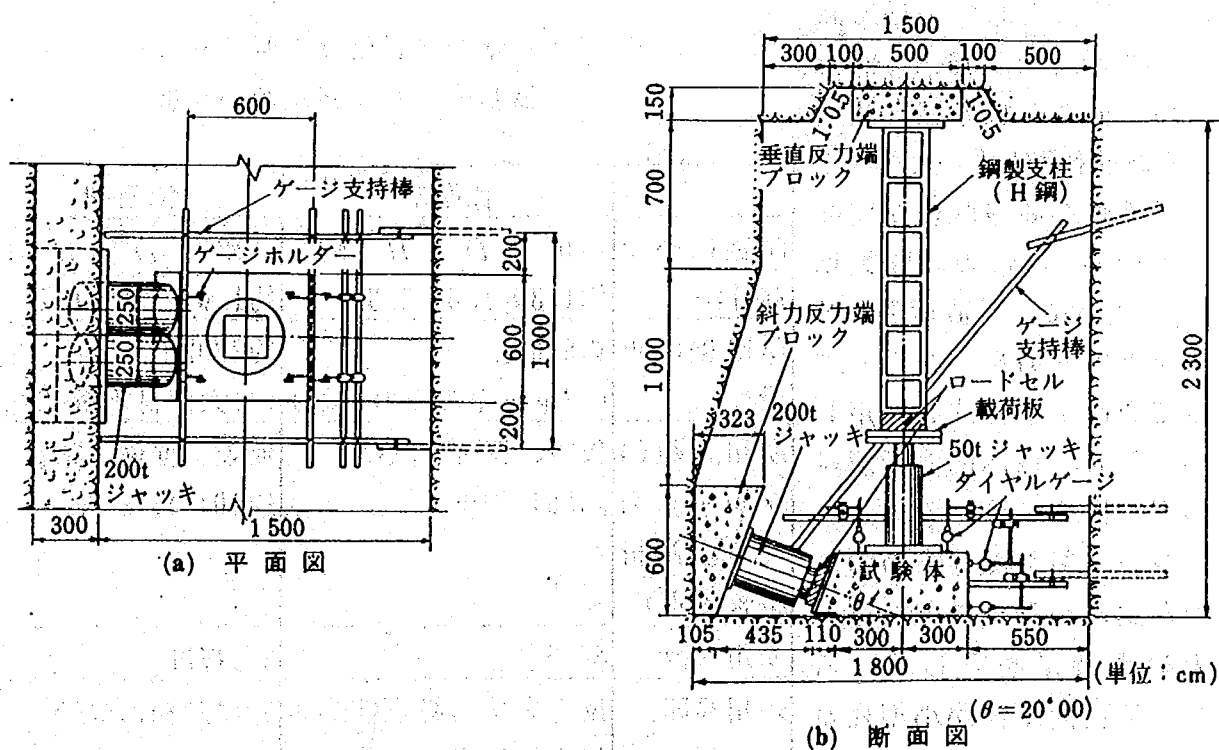


図-1 標準的な岩盤せん断試験

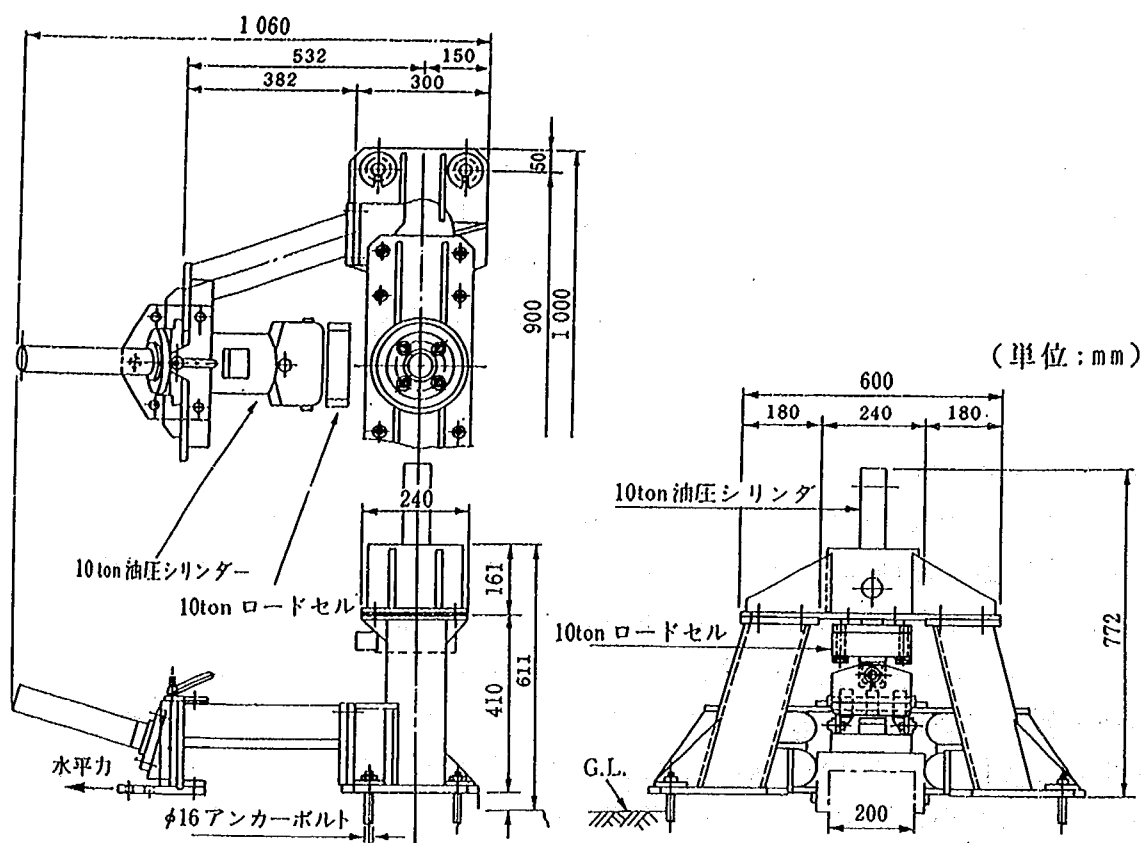


図-2 簡易岩盤せん断試験

このような試験を実施するための試験機として、せん断ブロックの面積が $20\text{cm} \times 20\text{cm}$ 、すなわち従来の標準型に比べてせん断面積が $1/9$ の大きさの簡易岩盤せん断試験機が開発されている³⁾。この試験機は、図-2のように、垂直荷重とせん断荷重の反力をアンカーによって支持する方式を採用しているため、標準的な断面を持つ調査横坑内は勿論のこと、トレンチや掘削面などの明り部でも試験を行うことができるという特徴を有している。また、試験機全体が小型軽量であるため、現場での据え付けが簡単で、設置から試験ま

表-1 標準的な岩盤せん断試験と簡易岩盤せん断試験の比較

	標準型	簡易型
試験に必要な寸法	$W \quad D \quad H \text{ (m)}$ 約 $1.8 \times 1.0 \times 2.3$	$W \quad D \quad H \text{ (m)}$ 約 $1.0 \times 1.0 \times 0.8$
試験機の重量	約800kg (ジャッキのみの重量)	約230kg (最大部材重量48kg)
所用日数(4ブロック当たり。解析を含まず)	仮設、据付、試験 約30日程度	仮設、据付、試験 約10日程度
所用人数	4~5名	3名程度
適用範囲	反力を取る必要性から 通常横坑内で行う。	特に制約はない。

での時間を標準型の1/3程度に短縮することが可能となっている。なお、土木学会の指針による標準的な岩盤せん断試験と簡易岩盤せん断試験を比較すると表-1のようになる。

2. 不均質な岩盤に対する簡易岩盤せん断試験の適用性

簡易岩盤せん断試験機は比較的均質な岩盤を対象にして開発された試験機であり、表-2に示すように、これまでに実施された岩盤せん断試験はいずれも均質と評価できるような軟質な岩盤で実施されている。また、これらの事例では、簡易岩盤せん断試験と併せて標準的な岩盤せん断試験を行っているが、両者の試験から求められた岩盤のせん断強度の関係は図-3のように表される⁴⁾。図によれば、簡易岩盤せん断試験から得られたせん断強度は標準的な岩盤せん断試験から得られたせん断強度の概ね6~8割程度で、常に小さい値を示している。この理由としては、軟質な岩盤を対象としているため、供試体を作製する段階で岩盤を傷めてしまう可能性が大きく、寸法の小さい供試体ほどその影響を強く受けること、寸法の小さい供試体ほど岩盤が本来もっている弱点の影響を受けやすいことなどが考えられている。したがって、このような比較的均質な岩盤においても、簡易岩盤せん断試験の結果をそのまま設計値として採用するには問題が多いようである。

一方、割れ目が適度に発達した亀裂性の硬岩や新第三紀~第四紀の比較的固結度の低い火山碎屑岩類等では、せん断試験を実施する際のせん断

表-2 簡易岩盤せん断試験の実施例

岩盤名	岩盤性状	図-3の凡例
第三紀中新世のシルト岩	軟質で亀裂が少なく均質	●
第四紀更新世の凝灰質シルト岩	軟質で亀裂が少なく均質	■
第四紀更新世の軽石質砂岩	軟質で亀裂が少なく均質	▲
中生代の輝緑凝灰岩	変質と風化により軟質化	○
中生代の花崗岩	破碎と変質により軟質化	□

簡易岩盤せん断試験から求めたせん断強度 τ_0 (kgf/cm²)

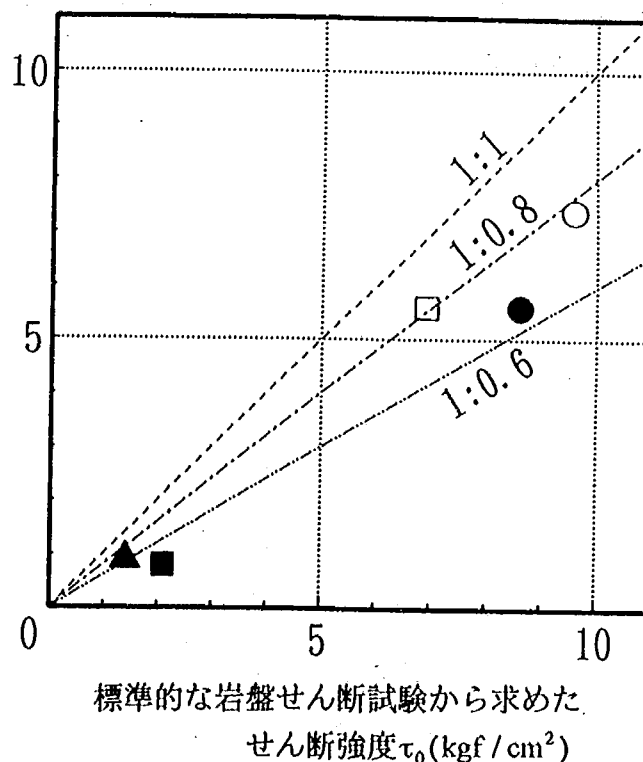


図-3 標準的な岩盤せん断試験から求めたせん断強度と簡易岩盤せん断試験から求めたせん断強度の関係

面の状態、すなわち、せん断面における割れ目の分布や方向、礫の大きさや分布などによってせん断試験の結果が大きく左右されるのが一般的であり、また、せん断面積が小さくなるほどその影響は大きくなる。このため、このような岩盤のせん断強度は、標準的なせん断試験においても大きなばらつきが生じることがあり、せん断試験の位置選定に際して高度な技術的判断を要求される場合も多い。したがって、このような岩盤ではせん断面積を小さくした簡易岩盤せん断試験は適切ではないといえる。

本質問の対象となっている本明川ダムの場合、その基礎岩盤は数cm~1m程度の礫を含有する凝灰角礫岩~凝灰亜角礫岩であり、礫部と基質部の硬さの差が極めて大きい。このような岩盤では、上に述べたように、簡易岩盤せん断試験の適用は困難であり、少なくとも60cm×60cmの標準的な大きさのせん断試験を実施する必要がある。また、可能であれば、さらにせん断面積を大きくした大型のせん断試験を実施することが望まれる。

参考文献

- 1)土木学会：原位置岩盤の変形及びせん断試験の指針 -解説と設計への適用-、1983
- 2)永山 功、大槻英治、斎藤正明：簡易岩盤せん断試験機による軟質岩盤の調査、第25回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、1993
- 3)青沼英明：簡易岩盤せん断試験機について -目的及び開発経緯-、ダム技術、No. 52、1991
- 4)永山 功、大槻英治：軟質岩盤における簡易岩盤せん断試験機の適用性に関する検討、ダム技術、No. 90、1994

(ダム構造研究室、フィルダム研究室)

IV-1 岩盤を支持層とする場所打ち杭の支持力

(質問)

岩盤を支持層とする場所打ち杭の先端極限支持力度の評価方法について、道路橋示方書Ⅳ下部構造編においては明記されていない。また、杭一本当たりの支持力を大きくするために杭を岩盤部へ貫入し周面摩擦力を期待する設計法も考えられるが、これらについて御教示願いたい。

(宮崎県土木部、長崎工事事務所、八代工事事務所)

(回答)

従来、岩盤は杭基礎の支持層として良質であり、その鉛直支持力については問題になることがないと考えられてきた。このため、岩盤を支持層とする杭の支持力については、載荷試験や研究の実績が少なく、道路橋示方書Ⅳ下部構造編¹⁾(以下「道示」)においても、打込み鋼管杭の場合を除いて規定されていない。したがって、岩盤を支持層とする場所打ち杭の設計においては、設計者の技術的判断により様々な方法で支持力の算定が行われているのが現状である。

場所打ち杭の支持力特性は、周面摩擦力に依存する割合が大きく杭頭荷重が杭先端にあまり伝達されないこと、施工時における杭先端地盤の緩みや孔底処理による影響を受けることなどから、道示では杭先端の支持力度を、砂質地盤においては地盤強度にかかわらず一律 300tf/m^2 、硬質粘性土地盤については一軸圧縮強度の3倍としている。ただし、最近の土木研究所の研究成果²⁾から、砂れき地盤の場合には先端極限支持力度として $500\sim 600\text{tf/m}^2$ 程度は評価できそうであることがわかっている。これらの研究実績および施工実績を考慮すると、岩盤を支持層とする場合には、現在のところ確立された支持力評価法はないが、軟岩や土丹を支持層とする場合には一軸圧縮強度($200\sim 300\text{tf/m}^2$ 程度まで)の3倍程度を極限支持力度の目安としてよい。ただし、岩石試験による一軸圧縮強度は必ずしも岩盤としての力学的特性を示すものではなく、設計に用いる一軸圧縮強度の設定には慎重を期す必要がある。硬岩のように一軸圧縮強度の高い岩盤を支持層とする場合においても、上記の諸問題を考慮し、設計に用いる杭先端支持力の設定には慎重な配慮が必要である。

一方、最近の場所打ち杭の設計において、全周回転掘削工法が用いられる事例が増えてきており、岩盤部への根入れが比較的容易となってきた。ここで、杭一本当たりの支持力を増加させるため、図-1に示すように岩盤部への貫入量を増加させることにより岩盤中の周面摩擦力を考慮する設計法も考えられる。場所打ち杭における杭先端への荷重の伝達率は図-2に示すように通常は低い値となっている。このため、杭の根入れ比が大きい場所打ち杭においては、岩盤中への杭先端の根入れを長くすることが直ちに支持力の増加に結び付くとは断定できない。しかしながら、杭の根入れ長が短くかつ周辺地盤が柔らかいため周面の摩擦抵抗があまり期待できない場合には、岩盤中への根入れによる支持力増加を考慮する方法もあると考える。ここで、岩盤中の杭の周面摩擦力については岩盤の種類

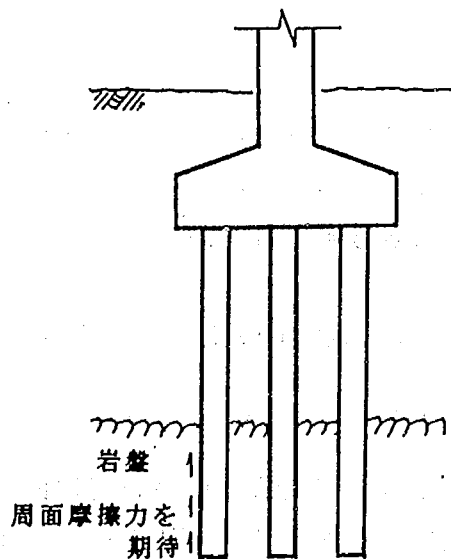


図-1 岩盤部へ貫入する場合

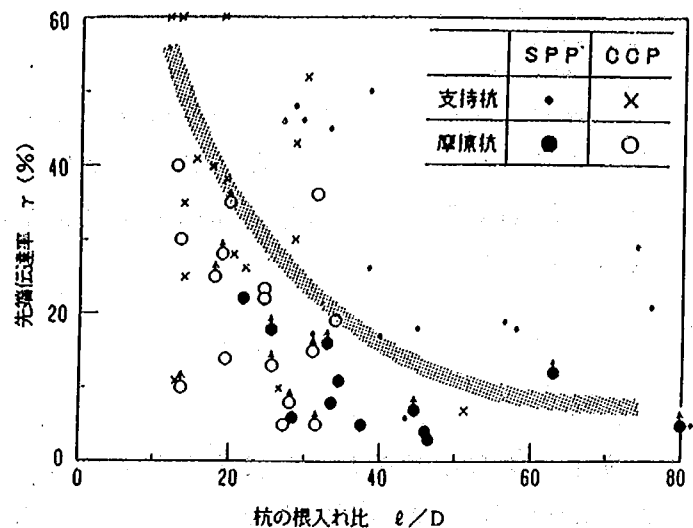


図-2 先端伝達率²⁾

のほか杭の施工法によっては十分発現されない場合もあるので、載荷試験等によって確認されたい。

(参考文献)

- 1) 日本道路協会「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」平成6年2月
- 2) 岡原美知夫ほか「単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究」土木研究所資料第2919号、平成3年1月

(基礎研究室)

IV-2 薄層に支持された杭の支持力評価法

(質問)

杭基礎の設計において十分な厚さを有する支持層が非常に深いため、中間に存在する締まった層を杭先端の支持層と考えている。この場合の杭の支持力評価法について御教示願いたい。

(熊本県土木部)

(回答)

道路橋示方書IV下部構造編¹⁾(以下、「道示」という)に示されている杭先端の極限支持力度の算定法は、杭先端が十分な厚さを有する良質な支持層へ根入れされていることを前提としている。ここでいう良質な支持層とは構造物の重要度や基礎に作用する荷重の規模などによって異なり、一律に定められるものではないが、一般的に粘性土では大略N値が20以上(一軸圧縮強度 q_u が 4 kgf/cm^2 程度以上)、砂層、砂礫層では大略N値が30以上あれば良質な支持層とみなしてよい。

薄層に支持された杭の支持力の評価法については、杭基礎設計便覧²⁾に阪神高速道路公団の設計要領³⁾の概要が紹介されている。図-1に薄層支持杭の概念図を示す。ここで、有効層厚 H が杭径 D 以下の場合、極限状態では杭先端の鉛直応力度の大部分が杭直下の地盤で受けもたれ、周辺にほとんど応力伝播されないいわゆるパンチング破壊を呈する。この場合、極限支持力は支持層下位の弱い層または圧密層により決定される。一方、 $H/D \geq 3$ の場合は、十分な厚さを有する良質な地盤に支持された杭と同様に取り扱える。 $H/D = 1 \sim 3$ の中間領域に関しては、 $H/D = 1$ で期待できる支持力と $H/D = 3$ で期待できる支持力を線形配分させることにしている。

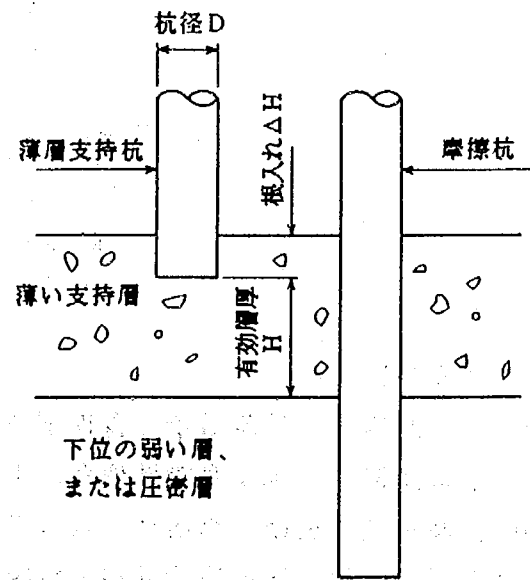


図-1 薄層支持杭、摩擦杭の概念図

上記の方法は、場所打ち杭による載荷実験におよびFEM弾塑性解析などにより提案されているが、鉄道橋⁴⁾では打込み杭に対してもほぼ同様の低減傾向を示す支持力算定式が与えられている。また、土木研究所⁵⁾では薄い支持地盤上の剛体基礎に関する支持力実験により支持層厚の影響について定性的に評価を行っている。ここでは、支持層厚が薄い場合には、下層地盤の破壊は実験の初期段階から発生し、上層においてはパンチング破壊の様相を呈していること、また、薄層支持層において十分な厚さを有する支持層と同等の支持力を得るためには、支持層厚さが基礎幅の3倍以上必要であるなど上記要領と同様な傾向を示している。なお、中掘り杭工法に対しては、杭の支持力における先端支持力の比率

が大きいこと、セメントミルク噴出攪拌工法では支持地盤中に拡大根固めを形成することなどから、薄層支持とする場合には必要層厚、支持力評価法について十分な検討が必要である。

このような薄い支持層に支持された杭においては、杭の支持力に加え、下位の弱い層もしくは圧密層の支持力および沈下についての安全性を確かめなければならない。支持力および沈下量の具体的な算定法は道示Ⅳ9.4.4, 6.7.3に準じて行えばよい。また、杭の配列においても長期の持続荷重に対して均等な荷重を受けるように配列する必要がある。

なお、薄層支持杭においては、杭の先端支持力が有効層厚比 H/D に大きく影響されるため、地盤調査等により、支持杭を設ける範囲において地盤が連続していること、支持層の層厚が確保されていることを確認しておく必要がある。

薄層支持杭の支持力または沈下量が許容値を満足せず、さらに良質な支持層が深い場合に経済性を考慮して中間層でとめる摩擦杭が設計の対象となる。この場合、杭周面に働く最大周面摩擦力度は杭の施工方法、地盤種別に従って表-1の値から推定してよい。ただし、摩擦杭の先端支持力については原則として考慮しないものとされており、特に中掘り杭についてはその支持機構や実績を考慮し、摩擦杭としては原則として採用してはならないとされている。

表-1 最大周面摩擦力度¹⁾ (tf/m²)

施工法 地盤の種類		打込み杭工法	場所打ち杭工法
砂	質土	$0.2N (\leq 10)$	$0.5N (\leq 20)$
粘	性土	C または N (≤ 15)	C または N (≤ 15)

注) $N \leq 2$ の軟弱層では信頼性が乏しいので周面摩擦抵抗を考慮してはならない。

(参考文献)

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編，平成6年2月。
- 2) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，平成4年10月。
- 3) 阪神高速道路公団：場所打ち杭の支持力設計要領，1990。
- 4) 日本国有鉄道：構造物設計標準解説，1986。
- 5) 岡原美知夫ほか：剛体基礎の支持力に関する実験的研究，土木研究所資料第3087号，1992。

(基礎研究室)

IV-3 橋梁の設計に用いる荷重の組合せ

(質問)

橋梁の設計に用いる荷重の組合せについては、道路橋示方書IV下部構造編¹⁾ 5.2.2により設計を行っている。この解説において「温度変化の影響などによる水平方向の荷重を考慮する場合」と書かれているが、具体的にはどのような場合に温度変化による影響を考慮すればよいかご教示願いたい。

(道路部道路工事課)

(回答)

温度変化の影響による橋軸方向の水平力は、以下のようなケースにおいて検討を要する。ただし、この検討の際には、荷重の組合せにおいて活荷重および地震の影響を考慮しなくてもよい。

1) ラーメン橋脚のように下部工躯体が不静定構造物の場合は、脚高が低いと躯体自身の乾燥収縮および温度変化の影響が大きくなるため、壁式などとの比較検討を行う必要がある。ラーメン形式を選定した場合には、橋脚断面についての十分な検討が必要である。

2) 橋脚をはさんで左右の桁の規模、構造に著しく差がある場合には、左右の桁の乾燥収縮および温度変化に起因する水平力に差が生じるため、検討を行う必要がある。

3) 多脚固定の場合には不静定次数が高いため、上部工の乾燥収縮、クリープおよび温度変化の影響による不静定応力が過大になるおそれがある。したがって、このような場合には、それぞれの影響を考慮の上で設計を行う。

4) 可動橋脚の場合についても上部工の乾燥収縮、クリープおよび温度変化の影響を考慮するものとし、日本道路公団の設計要領²⁾では、その水平力は原則として死荷重反力に支承の摩擦係数を乗じたものとなっている。

水平力の計算方法として、基本的な構造である単純桁を並べた場合の扱い方について図-1により説明する²⁾。

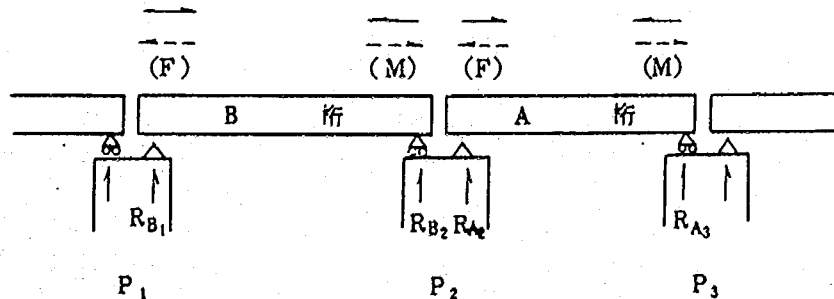


図-1 単純桁を並べた場合の水平力

P_2 に作用する上部構造の温度変化による支承の摩擦による水平力は、次のうち大きな方をとる。

$$|H_{RA}| = R_{A3} \times f_3 \quad \dots\dots(1)$$

$$|H_{RB}| = R_{B2} \times f_2 \quad \dots\dots(2)$$

ここで、

H_{RA} : A桁の温度変化により支承 P_{2R} , P_{3L} に作用する水平力

H_{RB} : B桁の温度変化により支承 P_{1R} , P_{2L} に作用する水平力

R_{A3} : 橋脚 P_3 にA桁からくる死荷重反力

R_{B2} : 橋脚 P_2 にB桁からくる死荷重反力

f_2 : 橋脚 P_2 の可動支承 P_{2L} の静摩擦係数

f_3 : 橋脚 P_3 の可動支承 P_{3L} の静摩擦係数

ここで中間橋脚の場合、作用力の方向が反対であっても相殺しないで、いずれか大きい方の値をとることにしたのは、同種類の支承でも施工の程度により、実際には摩擦係数の値は異なることが予想されるからである。

温度変化による支承の摩擦による水平力として、(1)式および(2)式では死荷重反力に支承の静摩擦係数を乗じて求めている。しかしながら、温度変化による下部構造への影響は桁の伸縮により生じるものであり、桁の伸縮長に相当する水平力以上を下部工に作用させる必要はない。支承の摩擦係数や死荷重反力が大きい場合、下部工の剛性が小さい場合あるいは桁の伸縮長が小さい場合などについては、上式で計算された値が過大となることがあるので、下部工の天端が桁の伸縮長だけ変形するのに要する水平力を算出し、小さい方の値で設計すればよい。

(参考文献)

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，平成6年2月
- 2) 日本道路公団：設計要領第2集，平成2年7月

(基礎研究室)

IV-4 新荷重における踏掛版の設計手法

(質問)

平成5年11月25日の道路構造令の改正に伴う車両の大型化への対応として、道路橋示方書においても活荷重の見直しが行われたが、橋台背面に設置される踏掛版の設計手法について御教示願いたい。

(道路部道路工事課)

(回答)

橋梁取付部における路面の不陸を防止し、走行車両や橋台に急激な衝撃を与えないようにするため、橋台背面に踏掛版を設置するケースが多くなっている。踏掛版の設計の考え方は各機関によって異なっており、建設省制定土木構造物標準設計(橋台・橋脚)の手引き(昭和57年度改訂版)*では「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」の床版の設計に準じる方法、「セメントコンクリート舗装要綱」に準じる方法とを示していた。

道路橋示方書Ⅲ編の床版の設計に準じる方法においては、活荷重による支間方向の設計曲げモーメント M_Q を次式により算定する。

$$M_Q = 1.8Q + 0.5 \quad (1)$$

ここで、

M_Q : 活荷重による支間方向の設計曲げモーメント
(tfm/m)

Q : 設計支間長で(踏掛版長 L) $\times 0.7$ とする(m)

平成5年の道路橋示方書改訂により橋の設計自動車荷重が一律25tfとなったため、従来の1等橋、2等橋の区別がなくなり、それに対応した新しいT荷重およびL荷重が示された。したがって、踏掛版の設計において、従来の(1)式をそのまま使用できなくなる。

踏掛版の設計法としては種々の方法が考えられるが、これまでの設計の状況および簡便な設計手法の提案といった観点から、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編5.5.5床版の設計曲げモーメントの規定によってよいと考える。この場合の活荷重(衝撃を含む)による単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメントは次式となる。

$$M_Q = (0.22Q + 0.08)P \quad (2)$$

ここで、 P : 道路橋示方書Ⅰ共通編に示すT荷重の片側荷重(10tf)

なお、B活荷重を用いる場合で設計支間長 Q が4mを超える場合には(2)式により算出された断面力に次式による係数を乗じる必要がある。

$$\alpha = \frac{Q}{32} + \frac{7}{8} \quad (3)$$

* : 平成2年の道路橋示方書改訂に伴い、現在使用しないこととされている。

(基礎研究室, システム課)

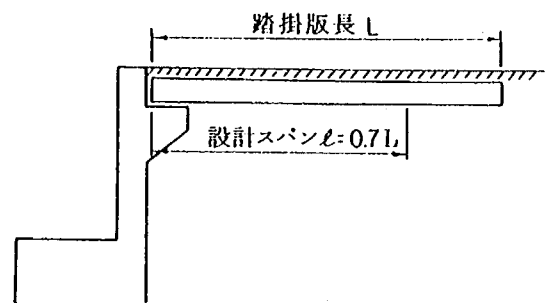


図-1 踏掛版

共通部門目次

	(質問者)	(回答者)
1 下部工フーチングの最小鉄筋量の算出	北九州国道工事事務所	基礎研究室……………41
2 グム基礎岩盤に存在するシーティング ジョイントの調査方法およびその安定 解析と基礎処理方法	嘉瀬川ダム工事事務所	地質研究室……………43 グム構造研究室
3 グム基礎岩盤における熱水変質部の基 礎処理	嘉瀬川ダム工事事務所	グム構造研究室……………46
4 補強土工（鉄筋挿入工法）	佐賀国道工事事務所	急傾斜地崩壊研究室……………49 施工研究室
5 設計自動車荷重の変更に伴う車両用防 護柵の見直し	長崎工事事務所	交通安全研究室……………51
6 斜面上の直接基礎の選定	長崎工事事務所	基礎研究室……………52
7 橋梁下部工部材の設計で考慮する鉄筋	長崎工事事務所 沖縄総合事務局南部国道 事務所	基礎研究室……………54
8 無人化建設機械の開発	雲仙復興工事事務所	砂防研究室……………56 機械研究室
9 警戒区域（立入禁止区域）での測量	雲仙復興工事事務所	砂防研究室……………59 施工研究室
10 無人施工にともなう画像データ処理	雲仙復興工事事務所	砂防研究室……………60 機械研究室
11 橋梁における耐候性鋼材の安定化処理 の必要性	川辺川工事事務所	橋梁研究室……………63
12 深礎基礎の設計法	川辺川工事事務所 大隈工事事務所	基礎研究室……………65
13 地盤改良における改良強度の室内と現 場試験値の関係	佐賀県土木部	施工研究室……………67
14 杭頭結合用鉄筋の底版内の処理方法	佐賀県土木部	基礎研究室……………71
15 PC ボックスの現場打ちとの継手	沖縄総合事務局北部国道 事務所	コンクリート研究室……………73
16 鉄筋のユニット化技術	企画部技術管理課	コンクリート研究室……………77 システム課
17 炭素繊維を用いた橋梁等の桁・床版補 修・補強工法と設計手法	企画部技術管理課	橋梁研究室……………80

共一 1 下部工フーチングの最小鉄筋量の算出

(質問)

橋梁下部工のフーチングの最小鉄筋量は、はり部材を適用し $A_{s1} \geq 0.002b \cdot d$ となっている。この場合の b （部材断面幅）は、曲げモーメントに対するフーチングの有効幅 b を用いて算出してよいか御教示願いたい。

（北九州国道工事事務所）

(回答)

コンクリート断面に比較して軸方向引張主鉄筋が少ない部材は、設計で想定していない大きな曲げ荷重を受けると、コンクリートのひびわれとともに耐力を減じ急激に破壊するおそれがある。このような急激な破壊を防ぐためには、部材の破壊曲げモーメントをひびわれモーメント以上とすればよく、道路橋示方書Ⅳ下部構造編¹⁾ではこの条件を満たす軸方向引張主鉄筋を最小の引張主鉄筋量として、 $A_{s1} \geq 0.002b \cdot d$ と規定している。ここで、 A_{s1} は軸方向引張主鉄筋の断面積、 b は部材断面幅そして d は部材断面の有効高である。

版構造であるフーチングの厳密な構造解析は一般に困難なため、道路橋示方書Ⅳ下部構造編¹⁾ではフーチングをはり部材に置き換えて解析してよいこととしている。この場合、はり部材とみなされたフーチングが曲げモーメントに対して有効に抵抗できる断面の幅として、有効幅を設定している。フーチングの最小引張主鉄筋量を算出する際には、曲げモーメントに対する計算上の抵抗幅である、この有効幅を用いてよい。図-1にフーチングの有効幅 b と有効高 d を示す。

ただし、設計荷重に対して充分に余裕のある断面を有する部材については、この規定によると過大な配筋となる場合がある。このため、設計曲げモーメントの $4/3$ 倍がひび割れモーメント以下の場合には最小鉄筋量の規定によらなくてもよい。この場合、設計上必要となる鉄筋量を配置するものとする。ここで、ひび割れモーメント M_c は、次式により算出してよい。

$$M_c = Z_c \left(\sigma'_{ck} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

M_c : ひびわれモーメント (kgf・cm)

Z_c : コンクリート部材の断面係数 (cm³)

σ'_{ck} : コンクリートの曲げ引張強度 (kgf/cm²)

$$\sigma'_{ck} = 0.9 \sigma_{ck}^{2/3}$$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

N : 軸方向力 (kgf)

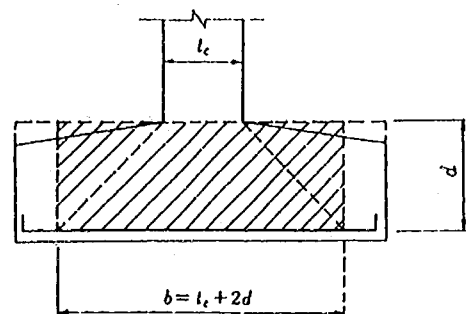


図-1 必要鉄筋量算定断面

A.: コンクリート部材の断面積 (cm²)

(参考文献)

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，平成6年2月

(基礎研究室)

共一 2 ダム基礎岩盤に存在するシーティングジョイントの調査方法 およびその安定解析と基礎処理方法

(質問)

ダム基礎岩盤にシーティングジョイントが発達している場合、シーティングジョイントに沿ったダムの滑動に対する安定性が問題となるが、シーティングジョイントの連続性の調査方法およびその安定解析と基礎処理方法についてご教示願いたい。

(嘉瀬川ダム工事事務所)

(回答)

コンクリートダムにおいては、ダムの滑動に対する安定性が確保されるような基礎岩盤が必要であり、そのためには、十分な地質調査を行って、岩盤のせん断強度を把握しておく必要がある。岩盤のせん断強度に対しては、岩石自体の強度もさることながら、岩盤内に存在する不連続面が大きな影響を与える。ダム基礎岩盤内の不連続面の影響を工学的に取り扱う際には、不連続面の連続性、頻度を十分把握することが必要である。すなわち、不連続面の連続性が比較的高い場合には、断層のように一つの面として個別に取り扱い、不連続面の連続性は低いとその頻度が高い場合には、その影響を岩級区分に反映して評価するのが一般的な方法である。

嘉瀬川ダムでは、河床部の比較的浅い部分にシーティングジョイントが観察されているが、このようなシーティングジョイントはダムの滑動に対する安定性に大きな影響を及ぼすので、特にその連続性、頻度および分布範囲について詳細な調査を行い、その結果に基づいてシーティングジョイントに対するダムの安定性を検討することが必要である。また、極めて希な現象ではあるが、大きな地殻応力が地表付近に残存している場合には、岩盤を掘削する際に、除荷作用または応力集中によりシーティングジョイントが跳ね上がるように分離してしまう現象(盤はね)が発生することがあるので、盤はねの可能性についても留意しておくことが望ましい。

以下にシーティングジョイントに関する調査方法、シーティングジョイントの設計上の取り扱い方法について説明する。

1. シーティングジョイントの連続性の調査方法

シーティングジョイントの連続性の把握はシーティングジョイントの頻度の把握に比べて難しいが、その連続性の調査方法には、以下の①～⑥に示すような方法がある。

①露頭観察

河床部などで露頭が広範囲に見られる場合には、その露頭を観察することにより、シーティングジョイントの連続性を把握することができる。すなわち、シーティングジョイントが高角度の断層・亀裂などによって分断されている状況について調査を行い、基礎岩盤内部におけるシーティングジョイントの連続性を推定する。この露頭観察による調査は、ダムサイトだけでなく、さらに広い範囲において行うことが効果的である。

②横坑調査

調査横坑においてシーティングジョイントを発見することは、シーティングジョイントの方向性から考えてかなり難しいが、調査横坑内においてシーティングジョイントが観察される場合には、露頭調査の場合と同じ観点でシーティングジョイントの観察を行う必要がある。また、必要に応じて調査横坑を延長してシーティングジョイントの追跡を行う。

③ボーリングコアの観察

ボーリングコアの観察によってシーティングジョイントの位置、傾斜、頻度を調べ、複数のボーリングコアの観察結果の比較によってシーティングジョイントの連続性を推定することができる。ただし、ボーリング掘進のトルクによって、ボーリングコアに人工的な亀裂が生じることがあるので、もともと存在した亀裂のみを注意して識別することと必要である。

④ボーリング孔内の観察

ボーリング孔内をカメラなどで直接観察してシーティングジョイントの位置、走行、傾斜、頻度を調べ、複数のボーリング孔の観察結果の比較によってシーティングジョイントの連続性を推定することができる。また、ボーリング孔内をカメラなどで直接観察する場合には、ボーリングコアからは分からないシーティングジョイントの走向や開口度を知ることができる。特に、シーティングジョイントの走向が求めれば、その連続性の推定をより精度良く行うことができる。

⑤ボーリング孔を利用した試験

ボーリング孔を利用してシーティングジョイントの連続性を推定する試験方法としては次のようなものがある。

a)パルステスト：2つ以上のボーリング孔を使用し、1つのボーリング孔で水圧をパルス状に発生させ、残りの孔で水圧波を受信して、シーティングジョイントの連続性を推定する方法。

b)反射法レーダー測定：2つ以上のボーリング孔間で反射法レーダー測定を行うか、あるいは、1つの孔で指向性アンテナを用いた反射法レーダー測定を行い、電磁波の反射面方位からシーティングジョイントの連続性を推定する方法。

c)比抵抗トモグラフィー：2つ以上のボーリング孔を用いて比抵抗トモグラフィーを実施し、比抵抗の分布からシーティングジョイントの連続性を推定する方法。

しかし、これらの方法に関する技術はいまだ開発段階のものであり、シーティングジョイントの連続性を把握できるような精度までには至っていないので、あくまで他の調査法による結果を評価する際の参考として利用するのが良いと思われる。

⑥ボーリングによるシーティングジョイントの連続性の確認

横坑やボーリング調査の結果から、シーティングジョイントが連続して存在すると推定した範囲については、その中間にボーリング孔を追加し、③または④を行うことによって、シーティングジョイントの連続性を確認することができる。この方法は極めて単

純な方法であるが、現在のところシーティングジョイントの連続性を確認する最も有効な手段と思われる。

2. 盤はねの可能性に関する調査

盤はねは極めて希な現象ではあるが、緩みのほとんど見られないマッシブな岩盤において発生することがある。その可能性は地質調査時の岩盤状況や横坑掘削時の岩盤の挙動からおおよそ推定することができる。なお、盤はねの可能性の具体的な調査法としては、岩盤の初期地圧測定が考えられ、初期地圧の測定方法としては、現位置での試験として①オーバーコアリング法（応力解放法）、②水圧破砕法などがあり、室内での試験として③AE法がある。初期地圧の測定方法は「岩の調査と試験」（土質工学会編、1989）および「初期地圧測定法の現状と課題」（土木学会編、1992）などに詳しく記載されているので参照して頂きたい。

3. 設計における取り扱い方法

地質調査によって判明したシーティングジョイントの連続性によって、ダム設計段階におけるシーティングジョイントの取り扱いは以下のように区別するのが一般的である。

1) シーティングジョイントの連続性が高い場合

シーティングジョイントの連続性が高い場合には、断層などの場合と同じように、その面を想定滑り面とした岩盤の安定解析を行う。安定解析の方法としては、岩盤を剛体として取り扱い、Hennyの式を用いてシーティングジョイントの滑動に対する安定性を検討する方法と、岩盤を弾性体として取り扱い、有限要素法（FEM）による数値解析結果を用いてシーティングジョイントの滑動に対する安定性を検討する方法が考えられる。安定解析の結果、ダムの滑動に対する安定性に対して問題となる想定滑り面が存在するときには、安定性が確保されるように掘削線を検討する必要がある。

2) シーティングジョイントの連続性が低い場合

シーティングジョイントの連続性が低い場合でも、その頻度が高い場合には、シーティングジョイントの分布範囲の岩級区分を下げて、Hennyの式を用いてダム堤体の滑動に対する安定性を検討する。この場合、シーティングジョイントが存在する部分の岩盤のせん断強度は、シーティングジョイントに対する地質調査結果に基づいて適切な地質モデルを作成して決定する。ダムの滑動に対する安定性が確保されないときには、安定性が確保されるように掘削線を検討する必要がある。

以上、シーティングジョイントに関して、ダムの滑動に対する安定性の観点から調査、設計上の注意点について述べたが、シーティングジョイントが広い範囲で分布する場合には、シーティングジョイントに沿った浸透流によって多大な漏水が生じたり、また多大な揚圧力が発生してダムの安定性を損ねる可能性があるため、基礎岩盤の止水処理（グラウチング）においても十分な配慮を加える必要がある。

（地質研究室・ダム構造研究室）

共一 3 ダム基礎岩盤における熱水変質部の基礎処理

(質問)

嘉瀬川ダムのダムサイト左岸中腹部には、小規模な断層に沿って上下流方向に熱水変質作用を受けた岩盤の劣化部(熱水変質部)が広く分布している。この熱水変質部の透水性については、全般的にルジオン値が低く(1 lu以下)、限界圧力も大きいという調査結果が得られているが、一部にルジオン値が高い部分も認められている。そこで、このような熱水変質部の止水処理方法およびグラウチングテストの方法についてご教示願いたい。

(嘉瀬川ダム工事事務所)

(回答)

熱水変質作用とは、地下でマグマが活動した末期に、マグマから分離した鉱床の構成物質や種々の塩類を含む高温の溶液(熱水)がマグマと周辺の岩盤の接触部または周辺の岩盤内の亀裂に沿って拡散し、その際、母岩との交代作用によって岩石を変質させる作用をいう。このような変質作用を受けた岩盤の性質は生成する鉱物の種類によって種々に異なるが、ダムの設計上問題となるのは主として緑泥化作用、粘土化作用などによって母岩が軟質化した場合である。このような熱水変質作用を受けた岩盤は強度、弾性係数などの力学的性質が劣り、コンクリートによる置換処理が必要になるなどダムの基礎岩盤として問題となることが多いが、本質問は、このような力学的な観点からではなく、基礎岩盤の止水処理という観点から熱水変質作用を受けた岩盤の取り扱いについて尋ねられたものである。

熱水変質作用を受けた岩盤の性状は熱水の種類によって様々であるが、本質問の対象となっている嘉瀬川ダムサイト左岸中腹部の熱水変質部はかなり軟質化した岩盤となっている。このような熱水変質部では、熱水変質作用による岩石の劣化によって岩盤内の亀裂は不明瞭になり、熱水変質部の浸透流は岩石の空隙内を流れる水の流れ、いわゆるダルシー流に近い流れとなっている。また、地表から風化作用を受けて劣化した岩盤とは異なり、熱水変質作用を受けて劣化した岩盤は本来緩みが少なく、難透水性を示すのが一般的である。ただし、熱水変質部には、熱水変質作用の影響が弱く、母岩の性質をそのまま残している部分が中石として存在することが多く、このような部分では母岩の亀裂に沿って高い透水性を示すことがある。また、熱水変質部と周辺の堅岩部の境界でも同様に高い透水性を示すことがある。

ところで、ダム基礎岩盤の止水処理の目的は大きく二つに分けられる。一つは、貯水池からの漏水量を抑制し、貯水というダムの機能、目的を達成させるための止水処理である。もう一つは、基礎岩盤内の浸透流速を抑制し、基礎岩盤の浸透破壊を防止してダムの構造の安全性を確保するための止水処理である。ダム基礎岩盤の止水処理計画を立案するにあたっては、この二つの観点からの検討が必要である。

まず、貯水池の漏水という観点から熱水変質部を見ると、熱水変質部の透水性は一般的にかなり低く、その存在が止水設計上問題となることは稀であり、むしろ、熱水変質作用

を受けていない堅岩部の遮水性の確保がより重要となる場合が多いと考えられる。一方、岩盤の浸透破壊に対する安全性という観点から熱水変質部を見ると、熱水変質部は一般的に軟質であり、浸透流によって熱水変質部を構成する物質が流出することが予想される。このため、熱水変質部においては十分な遮水性を確保しておくことが必要となる。ただし、熱水変質部の透水性は一般的にかなり低いため、熱水変質部で浸透破壊を生じさせるような流速が生じることは極めて稀であるが、先に述べたように熱水変質部の内部には熱水変質作用の影響が弱い部分が存在し、このような部分では母岩の亀裂に沿って大きな流速が生じ、その周辺部において浸透破壊が生じやすいと考えられる。また、熱水変質部の周辺の堅岩部でも堅岩内の亀裂に沿って高い透水性を示し、同様に浸透破壊が生じやすいと考えられる。そこで、熱水変質部のグラウチングはこのような部分の浸透流速を抑制するために実施するのが一般的である。ただし、熱水変質部の中の高透水性を示す部分を正確に把握することは困難であるから、熱水変質部のグラウチングは、グラウチング後に高透水性を示す部分が残らないように、堅岩部の場合と同等あるいは若干高密度に行うのがよい（カーテングラウチングの場合には、複列配置を採用する）。また、熱水変質部と周辺の堅岩部の境界部についても、同様に入念なグラウチングを行うことが必要である。なお、本質問によれば、嘉瀬川ダムサイトの熱水変質部の限界圧力は一般的に大きいと述べられているが、熱水変質部の限界圧力は小さな値を示すことも多い。このため、グラウチングにあたっては限界圧力に十分留意し、岩盤を破壊しながら無理にグラウトを注入するようなことは避けるべきである。なお、このような場合、グラウトの注入圧力は（限界圧力） $+ 1 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$ 程度とすることが望ましい。

次に、グラウチングテストに関する質問であるが、岩盤の透水性やグラウタビリティーは岩盤の各部各所で大きく異なり、透水性やグラウタビリティーが一般的な岩盤というものは一般に存在しない。このため、岩盤に対するグラウチングの仕様は、実施工の結果を統計的に処理しながら、確率的に最も効果的な結果が得られるように適宜修正していくのが通例である。また、グラウチングの改良効果も中央内挿法によって順次確認するのが一般的である。したがって、グラウチングテストを実施して、その結果からグラウチングの注入仕様を決定したり、グラウチングの孔配置を決定することは極めて難しいといえる。このため、グラウチングテストを行ってグラウチングの注入仕様を決定したり、グラウチングの孔配置を決定することは一般論としてあまり推奨できない。本来、グラウチングテストが必要となるのは、①基礎岩盤の止水処理をグラウチングで行うか、地下連続壁などの工法で行うかを選定する場合、②通常のグラウチング工法で行うか、二重管式ダブルパッカーで行うかを選定する場合、③通常のセメントを用いるか、超微粒子セメントを用いるかを選定する場合など、止水処理方法の大枠を決定する際の判断材料が必要となる場合である。嘉瀬川ダムの場合、熱水変質部は全般的に難透水性であり、グラウチング以外の止水処理が必要になるとは考えにくい。また、グラウチングの方法として特別な工法や材料を必要とすることも考えにくい。そこで、グラウチングテストを緊急に実施する必要性はないと思われる。ただし、このことはグラウチングテストが不要であるということを意味

するものではない。すなわち、グラウチングテストによってグラウチングの注入仕様や孔配置を決定することは難しいが、グラウチングテストによって熱水変質部のグラウタビリティに対する概略の目安を得ることは可能であり、これによってグラウチングの難しさあるいはやさしさのある程度把握することが可能である。このような情報を身をもって体験しておくことは、グラウチングの実施工にあたって大いに参考になるものである。また、実施工ではできないような極端な注入仕様でグラウチングテストを行い、これに対する熱水変質部のグラウタビリティを調べてみることも熱水変質部におけるグラウチング技術を発展させる上で大いに参考になるものと思われる。グラウチングテストを実施する場合には、その目的を明確にして、その目的に応じた的確な試験方法を考えることが必要である。

(ダム構造研究室)

共一 4 補強土工（鉄筋挿入工法）

（質問）

当事務所のバイパス改良部において岩の切土を行っているが、事前の調査により岩盤斜面にくさび破壊が想定された。このくさび破壊による崩壊を防止するために道路公団等で実施されている鉄筋挿入工法を採用するが、くさび破壊のようにのり面勾配とすべり面勾配が異なる場合には、のり面上部と下部においてのり表面からすべり面までの深さが異なってくる。このような場合にはのり面上部と下部で鉄筋長を変化させるのか、それとも同一とするのか、考え方を御教示願いたい。

（佐賀国道工事事務所）

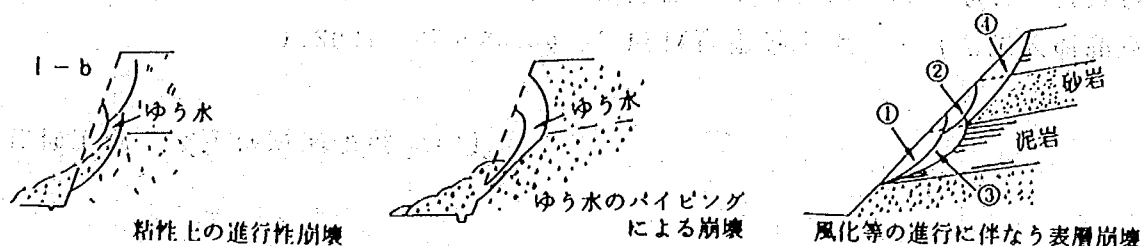
（回答）

鉄筋挿入工法の設計方法については現在数種類^{1) 2) 3)}あり、標準的な方法は定められていないが、いずれの方法も基本的には想定されるすべり面上のすべり力とすべり抵抗力の差（必要抑止力）を、鉄筋の定着部の付着力ないしは周面摩擦力により補うというものであり、これらの方法により鉄筋（定着）長、配置間隔等を決定する。上記のようなのり面勾配とすべり面勾配が異なる場合の鉄筋長の考え方については上記のいずれの方法でも特に定められていない。必要抑止力が満たされるように各鉄筋長とその配置が定められていれば設計計算上は特に問題がないということになる。よってここでは設計計算に必要なすべり面の想定の問題と、施工上の問題等を考えた上で上記の鉄筋長の考え方についてその一例を述べる。

1. すべり面の想定の問題

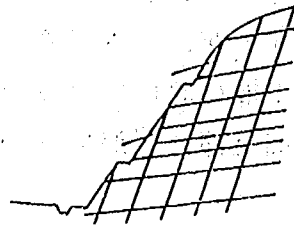
以下の2つの場合について考える。

- ① 破碎・風化の進んだ岩や土で構成された斜面ですべり面が明かでない場合（図－1）は、設計のために想定したすべり面以外にもすべり面が出現する可能性があるので、鉄筋長を一定にして、必ず鉄筋が（想定し得るすべての）すべり面以下まで挿入されていることが、安全側の設計になる。



図－1 すべり面が明かでない例

②亀裂や節理・層理の発達した岩盤で、すべり面が比較的鮮明であると考えられる場合には、想定すべり面以下の定着長が一定以上になるように鉄筋長を決定する。よってこの場合は定着長を一定にして斜面の上下で鉄筋長を変えることが経済的である（図-2）。



節理等の不連続面の発達した
岩盤のり面・斜面

図-2 すべり面が明かな例

2. 施工上の問題

すべり面位置がはっきりしている場合でも施工条件によって以下の2通りの考え方がある。

硬岩で構成されたのり面・斜面で、その規模が大きくすべり面位置が深いと、鉄筋長（つまり削孔長）が大きくなるほど削孔・グラウト等の施工に必要な費用・時間が大きくなる。このような場合はできるだけ削孔長を短くするために、すべり面の深さに応じて鉄筋長を変化させることがよいと考えられる。

逆に軟質なのり面・斜面で、想定される崩壊規模も小さい場合は、特に削孔に要する費用・時間もそれほど小さくなく、むしろ削孔長が一定の方が施工が容易となる。この場合は鉄筋長を一定にした方が経済的になると考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路公団：補強土工法設計・施工指針、昭和61年
- 2) 建設省土木研究所・土木研究センター：帯状補強材による補強土工法の開発に関する共同研究報告書、平成3年3月
- 3) 中村良光・杉原忠弘・川村公平：補強土工法の現場への適用一切土における補強土工法（鉄筋挿入工法）一、土木技術資料34-1、pp.68~73、1992.1

（急傾斜地崩壊研究室、施工研究室）

共一 5 設計自動車荷重の変更に伴う車両用防護柵の見直し

(質問)

車両の大型化への対応として、橋、高架の設計自動車荷重が20tfから25tfに改正されたところであり、車両用防護柵についても設計車両重量の見直しがあるのか、また見直しがある場合その時期等について御教示願いたい。

(長崎工事事務所)

(回答)

現在の車両用防護柵は、「防護柵の設置基準の改訂について」(道路局長通達、昭和47年12月)に基づいて設計がなされており、防護柵の設計重量は、14tf車両の衝突を対象としている。これは、昭和47年当時、大型車の主流が2軸車であり重量も14tfを越えるものが少なかったことや、防護柵の強度と経済性との関係等を考慮して定められたものである。その後、車種に大きな変化があり、小型の乗用車類が多くなるとともに大型車は20tf(改訂前の車両制限令の最大重量)付近が多くなるという、重量の2極分化が進んでいる。また、昨年末に車両制限令の最大重量が25tfに引き上げられたが、これにより大型車の重量分布のピークも20tから25tfに移ることが予想される。重量以外の問題としては、現在の交通状況が高速化の傾向にあり、防護柵に高速で衝突する車両が増加している。これらのことから、新たな設計重量(衝突重量)や設計速度(衝突速度)等について、道路局においても関連基準類の見直しが行われているところである。

これと並行して、土木研究所では大型車の高速度衝突に適用する高強度の防護柵について、25tf車、100km/hでの衝突を最大条件として、各種条件における構造の検討を行っている。ただし、このような構造になると、現在の防護柵に比べてかなり高価になることや重量が大きく施工が困難になることなどの問題が生じる。また、高強度の防護柵は大型車の交通量が少ない道路等に対しては過大設計となることも予想される。今後の防護柵の適用については、道路の種類や交通状況等を考慮した選定が行えるものを提示する必要があると考えられる。

基準の改訂時期については、車両制限令が改正されたことや現在の交通状況などからみて、近い将来に改訂が行われるものと思われる。

(交通安全研究室)

共一 6 斜面上の直接基礎の選定

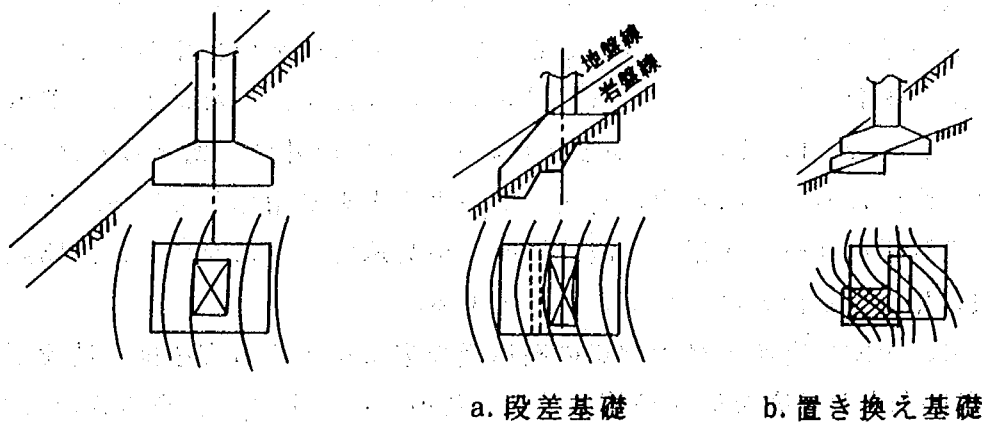
(質問)

橋梁下部及び擁壁等で支持層が傾斜している直接基礎は、段差なし基礎と段切り基礎に分かれ、さらに、段切り基礎には段差基礎と貧配合コンクリートを用いた置き換え基礎がある。これらの基礎を選定する上での留意点について御教示願いたい。

(長崎工事事務所)

(回答)

斜面上の直接基礎には、下図の[A]段差なし基礎、[B]段切り基礎(段差基礎及び置き換え基礎)がある。基礎の安定上好ましいのは[A]段差なし基礎であるが、掘削土量が多くなる場合には、[B]段切り基礎を採用することになる。



[A]段差なし基礎

[B]段切り基礎

斜面上の直接基礎の種類

段切り基礎のうち置き換え基礎は、支持地盤となりえない一部の不良地盤を取り除き、貧配合のコンクリートで置き換えることで、基礎と地盤との密着性を高めるとともに支持地盤としての機能を持たせることを目的としたものである。置き換える貧配合コンクリートは支持地盤の変形特性とはかなり異なることが考えられるため、置き換え面積が広かったり、置き換えの全高が厚いと、安定計算で用いた条件と大きく異なってくるので好ましくない。したがって、当初設計に際しては、段差なし基礎あるいは段差基礎が前提で、置き換え基礎はあくまで現場での小規模な対応策として用いるのが望ましいと考えられる。

斜面上の直接基礎の安定性は支持地盤の傾斜に大きく左右されるため、ボーリング等による事前の調査を十分に行い、より正確な支持地盤の傾斜を推定することが重要である。また、山岳地に設置することになるため、切土等施工時の斜面安定を確保することに十分留意する必要がある。

以下、「設計要領：日本道路公団」¹⁾における斜面上の直接基礎の考え方を示す。

- (1) 斜面上に直接基礎を設ける場合は、地山やのり面をいたずらに乱さないように施工上十分留意する。また、掘削度を極力少なくすることが望ましく、掘削土量が多くなる場合は段切り基礎を設けてもよい。
- (2) 段切り基礎の場合は、段差フーチング形式を原則とする。やむをえず、置き換え基礎を用いる場合は、全体の安定が損なわれないよう十分留意する必要がある。
- (3) 段差フーチングは、一方向のみとするのがよい。
- (4) 段差フーチング及び置き換え基礎の段差高さ、段差数及び各段平面部分の幅は、現地の状況や地層の傾斜状況に十分考慮して決定するものとする。

置き換え基礎は、本来支持地盤たり得ない不良地盤を取除き、貧配合のコンクリートで置き換え、支持地盤としての機能を持たせることを主な目的としたものである。したがって、段切り基礎としては段差フーチング基礎を原則とする。

置き換え基礎は、不良地盤に替わるコンクリート基礎であることから、置き換えコンクリートの強度はなるべく基礎地盤の強度と同程度とするのが望ましい。また、不良地盤の基礎底面に占める割合が大きいと基礎地盤としては不適であると考えられることから、置き換え基礎の範囲を一般的には次のように制限している例が多い。

○一方向の場合：1／3（置き換え面積と基礎面積の比）

○二方向の場合：1／4（置き換え面積と基礎面積の比）

また、

○段差フーチングの段差高さは、1段につき、3.0m以下とし段数は2段まで（6.0m以下）とする。

○置き換え基礎の全高は、3.0m以下とし、段差は1段までとする。

<参考文献>

1)日本道路公団：「設計要領 第二集」，平成2年7月

（基礎研究室）

共一7. 橋梁下部工部材の設計で考慮する鉄筋

(質問)

橋脚の面内、面外方向の設計において計算上考慮する鉄筋の考え方について御教示願いたい。また、下部工部材を複鉄筋断面として設計することの是非について御教示願いたい。

(長崎工事事務所、沖縄総合事務局・南部国道事務所)

(回答)

地震時の設計において、現行の設計法は橋軸方向と直角方向に分離し、それぞれの方向について設計を行っている。このような道路橋示方書の設計体系の中で、橋脚の面内、面外方向の曲げモーメントに対しては、各方向に直行する2方向の鉄筋のみを計算上考慮して他の鉄筋は無視するように定めているものである。

よって、橋軸及び橋軸直角方向のそれぞれ1軸方向の曲げモーメントを用いて設計するときは、図-1に示す鉄筋のみを考慮しなければならない。

しかし、図-2の様な暫定供用中の橋梁など常時偏心を受ける橋脚においては、2軸方向の曲げに対して照査する必要がある。

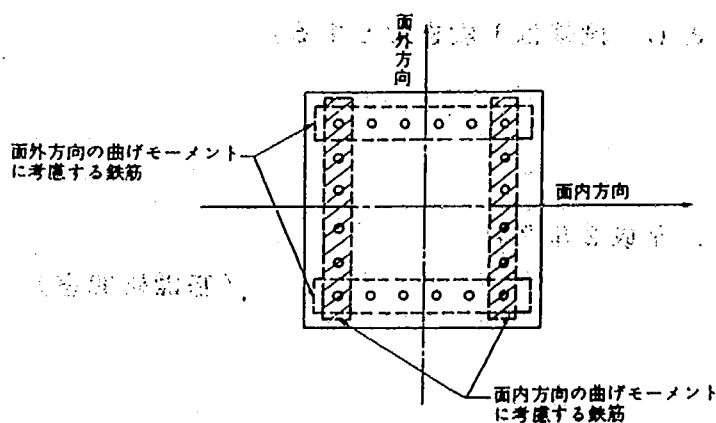


図-1 曲げモーメントの作用する方向と計算上考慮する鉄筋

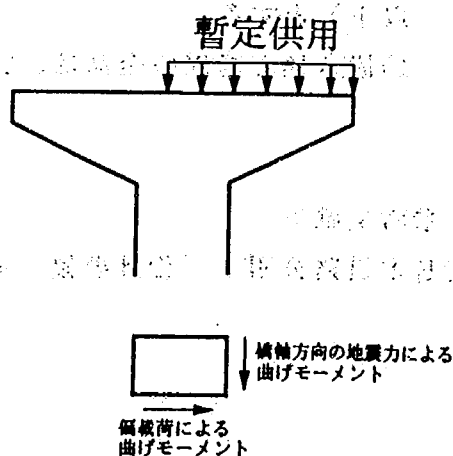


図-2 2軸モーメントを考慮する場合

次に、橋梁下部構造の部材においては断面の大きさが応力以外の要因で決まることが多く、計算上必要な断面よりも大きな断面を有する場合が多い。このような部材では、圧縮鉄筋を考慮して複鉄筋梁として設計する利点がないので、単鉄筋梁として設計されることが多い。しかし、梁高が制限される場合など部材の大きさを極力小さくする必要がある。

ある場合には複鉄筋梁として設計しても良い。ただし、部材の厚さが非常に厚い場合には、断面のひずみ分布は平面保持の法則に従わなくなる。よって、このような下部工部材の設計は通常の梁としては設計できず、コーベルやディープビームとして引張鉄筋のみで設計し圧縮側には配力筋を配置することになる。

(基礎研究室)

共一 8 無人化建設機械の開発

(質問)

雲仙復興工事事務所において砂防工事を行おうとしている水無川等の上流域は火砕流の危険から警戒区域となっており、工事に当たっては施工者の安全の確保が重要である。そこで、無人によりダム等の建設を行うことができる、いわゆる無人化建設機械の開発状況についてご教示願いたい。

(雲仙復興工事事務所)

(回答)

現在一般に無人化建設機械と呼ばれているのは、建設機械の運転を運転者が搭乗せずに遠隔地より無線（あるいは有線）により操縦する、いわゆるラジコン式の建設機械である。このような型式の建設用機械は、これまで、危険性の高い個所の作業での安全性向上のために、例えば採石場での土石の掘削・運搬のための機械、海中（水深が浅い箇所）での土砂の掘削用ブルドーザ、トンネル内での土砂の掘削・積み込み機械、溶鉱炉でのノロの運搬用ブルドーザ等が開発されて実際に現場で用いられてきている。また、油圧ショベル、ダンプトラック、油圧ブレイカー等についてもラジコン式のものが開発されてきている。さらに一步進んだ無人化建設機械としては、決まった経路を自動運転できるダンプトラックやある地盤面に沿って自動的に移動して掘削できるブルドーザ等も開発中である。

このような技術開発の流れのなかで、平成5年度には、雲仙岳の水無川において、建設省の試験フィールド制度により「無人化により土砂の掘削・搬出を継続的に行う一連の技術」が公募され、種々の審査および現地における試験施工の結果、無人化施工による不均一な土砂の掘削・積み込み技術および遠隔操作技術については、試験施工が実施された6技術ともに実用化の域に達していると判断された。

貴事務所より質問のあったダム工の無人化建設機械について、設置場所やダム構造等の条件により工法や使用する建設機械の組み合わせが異なることが予想されるが、これまで開発されている自動化技術は砂防ダムの中でもコンクリートダムの無人化施工への応用が可能と考えられる。

ダム工においては、重機や骨材運搬の運行管理、コンクリート打設等の工程管理を行う必要がある。また、出来型形状や品質の管理のため、様々な情報を自動的に計測する必要が生じる。

この様に、ダム工の無人化を達成するためには、それぞれの機械の自動化・遠隔操作化とともに工程管理・運行管理の自動化・遠隔化が必要である。

以下では、建設機械の自動化と施工・運行管理システムの開発の現状を踏まえ、土木研究所における建設機械の高度化の研究と無人化ダム施工に要求される技術について述べたい。

1. 建設機械の自動化の現状

1. 1 トランスファーカ

提体コンクリートをバッチャプラントから受取り、クレーンまたはインクライン等のバケットに供給する運搬設備である。

現状のトランスファーカは、ダム用機械の中でも最も自動化が進んでいる。

荷受けの確認及び発進は作業員によって行われているが、走行・停止コンクリート放出等はすべて自動化されている。

無人化を達成するためには、コンクリート受取り後自動的に発進する機能、複数台のトランスファーカの自動運行が考えられる。

1. 2 インクライン

インクラインは提体コンクリートを提体内に運搬する設備である。

荷受けの確認、発進、走行、停止及びホップステーションへのコンクリート供給はほぼ自動化されている。

ホップステーションからダンプトラックへのコンクリート放出に関しては、ゲートの自動開閉等の自動化が望まれる。

1. 3 タワークレーン

トランスファーカにより運搬されたコンクリートをバケットにより受け取り、提体の打設箇所まで運搬する。

作業は単調な往復運転の繰り返しであるため、自動化の試みが成されている。

しかし、振れ止め等の操作に熟練オペレータの技術が必要であることや、構造物周辺等の複雑な箇所の打設もあり、自動化は進んでいない。

1. 4 ダンプトラック

土砂運搬用重機として、走行路等をコンピュータに記憶させ、走行中の自己位置補正、障害物の検出を行う自動運行システム、複数台の無人ダンプトラックの運行管理システムが開発されている。

1. 5 ブルドーザ

ブルドーザの自動化については、ブレードの負荷検知、自己位置検知、ブレードの操作制御等の研究がなされており、排土板の負荷に応じてその掘削深さや水平度が自動調節されるオートブレード式のラジコンブルドーザ等の開発が成されている。

土木研究所においては、レーザ灯台方式による位置・姿勢計測システムや排土板制御の研究が成されている。

1. 6 振動ローラ

ラジコンにより遠隔操作を行うものや、自己位置を検出し設定した経路に従いステアリングを自動的に行うものがある。

自動化・遠隔操作化のためには、障害物の検知や締固め度の自動検知等の技術が必要である。

締固め度の自動計測技術に関しては、磁気方位センサと走行センサを用いた位置計測システム、電磁波や法散乱型R I法による締固め程度の計測システムの研究が土木研究

所において行われている。

1. 7 グリーンカットロボット

従来人力で行われてきたグリーンカットにおけるコンクリート表面の掘削、ずりの集積、汚水の吸引、砂分の積み込み・提外搬出等の一連の作業の機械化が成されている。

また、遠隔操作方式のものも開発されている。

1. 8 ダム用自動型枠

ダム用自動式型枠は重力式コンクリートダムの上下法面型枠の一部やロックフィルダムの洪水吐コンクリート型枠等に使われている。

これらの型枠は移動パターンにより、引き上げ式、押し上げ式、回転式に大別され、工法の違いにより、自動化の程度が異なる。

型枠上昇機能は遠隔操作タイプの自動化が成されているが、脱型上昇では引き上げ・押し上げ方にジャッキボルト等に人力作業が残っている。

また、法面の微調整は各タイプとも人力操作によっており、全体的に遠隔操作による半自動化の装置といえる。

2. 無人化施工で考えられる問題点

以上で述べた様に個々の建設機械については自動化・遠隔化が進んでいるものもあるがダム工の無人化を達成するためには問題が多い。

トランスファークラ、インクラインについては現在でもある程度の自動化・遠隔操作化が行われており、無人化施工に利用が可能と思われる。

ダンプトラックについては、雲仙除石工でも一部見られたように、ほぼ無人化が達成されており、複数台の自動運転も可能と考えられる。

しかし、タワークレーンの一連の操作は熟練性を要し、完全な自動化は困難であり、また遠隔操作による運転についても、安全面等で困難が予想される。

ブルドーザについては、雲仙除石工である程度の実用性が確かめられている。ダム施工で敷き均し作業が主体であること、施工に精度が要求されることを考えるとオートブレード式の遠隔操作型ブルドーザが有効と思われる。

ダム用自動型枠については、人力作業に頼る面が多く、さらなる検討が必要と思われる。

今後、ダム工の無人化を達成するためには、無人ダム施工専用の建設機械や施工法の検討が必要と思われる。

(砂防研究室、機械研究室)

共一 9 警戒区域（立入禁止区域）での測量

（質問）

雲仙復興工事事務所においては警戒区域（立入禁止区域）において無人化建設機械により遊砂地等からの除石を行っているが、このような区域において現地における除石量を計測するのに適する測量手法について御教示願いたい。

（雲仙復興工事事務所）

（回答）

人が立ち入ることが危険な区域では、一般の地上測量手法は用いることができないので、工事出来型の検査や掘削・搬出した土砂量の計測等は人が立ち入らないで行える方法を用いることとなる。このような遠隔からの測量方法としては現在いくつかの方法が開発されている。その中でも有力な方法の一つはGPSを用いた測量法である。GPSとはGlobal Positioning System（汎地球測位システム）の略で、高度約2万kmの上空に打ち上げられた計24個の人工衛星からの電波を用いて測位するシステムである。この方法ではGPS受信機を無人の移動車に積んで、GPSからの信号を受信することにより、移動車の位置及び高さを連続的に精度良く計測することができる。測定精度は使用する受信機の数や性能および受信機の移動速度等により異なるが、実用的には標高、平面とも2～3cmまでは上げることが可能である。測量した地形データはコンピューターを用いて3次元座標上に迅速に表現することが可能であり、土砂量も迅速に計算できる。

この他、空中写真測量あるいは地上からのステレオ写真を用いて、地盤形状の測量を行うことも可能である。この方法で精度を上げるためには大縮尺の写真を用いることと、位置・標高の分かっている地点を写真内に設定することが重要である。ただし測量結果を得るまでに比較的長い時間を要する。

一方、土木研究所では、新しい測量システムとしての、ノンプリズム測距測角儀を用いた自動測量システムを、総プロ「建設事業における施工新技術の開発」（H2-6）において開発中である。この測量システムは、測距測角儀からレーザを直接、地表に照射し、対象地点までの距離や水平・鉛直角を自動的に計測するもので、ターゲット（反射板）を設置せずに測量できることに特徴がある。このため、危険箇所内に立ち入らずに測量が可能である。また、3次元位置を連続的に計測でき、計測結果はコンピューターに取り込まれて各種計算、図面作成も迅速に行うことができる。精度は距離で±10cm/500m、角度で1分以内であり、測量範囲は50m～500m程度であるので、本システムは雲仙岳における砂防工事にも適用可能と考えられる。

また、ノンプリズム測距儀をヘリコプターに搭載して、ヘリコプターと地表との距離を測定し、ヘリコプターの位置はGPSにより測定することで地表の標高、位置を自動計測する手法も開発されてきている。この方法は比較的広い範囲を迅速に測量できるのが特徴である。標高および位置の精度は現状ではともに約1m以内である。

（砂防研究室、施工研究室）

共一10 無人化施工にともなう画像データ処理

(質問)

除石作業等を無人化建設機械により施工する場合の、使用する建設機械の種類や数量により必要な画像データの量および、このような場合の情報伝達手段の開発状況について御教示願いたい。

(雲仙復興工事事務所)

(回答)

建設機械の遠隔操作による施工に関しては、その機械の最適な組み合わせ、作業分担、作業状況の表示伝達方法等は未だ確立されていないのが現状である。

無人化建設機械を無線等により遠隔操作する場合には、操作者は機械および周辺の状況を眼で確かめて行うのが一般である。適確で安全な建設機械の操作を行うためには、建設機械やその近くの移動車にテレビカメラを搭載して、操作者は建設機械の操作に必要な画像情報を随時得ることが重要である。

建設機械に搭乗しているオペレータは、視覚のみならず聴覚、触覚、体感などを通じて、周囲の状況や作業対象の位置・形状、機械の位置や姿勢、速度など運転操作に必要な多量の情報をリアルタイムに獲得している。建設機械の効率的かつ円滑な施工は、このような必要な情報が適切にオペレータに与えられて初めて実現できる。したがって、遠隔操作時の建設機械の施工能率はこの「情報の伝達」の質と量に大きく左右されることに留意する必要がある。

一般的には、情報の量は多い程良いと想像できるので、多数のテレビカメラを設置して、随時必要な画像を取捨選択すれば良いのであるが、実際には操作者が多数の画像情報を瞬時に判断することは困難であり、かえって操作者の疲労を増すだけとなる。このため、実際には必要最低限の数のテレビカメラを適切な位置および角度で設置あるいは設定する方が実用的と考えられる。最低限のテレビカメラの数は建設機械の種類や工事箇所の現場状況により異なるが、比較的単純な土工では、ブルドーザ、バックホウには各1台、油圧ショベルにはバケット付近用と機械の周辺用に計2台が必要と考えられる。

なお、画像情報の伝達手段としては、有線による方法および無線による方法があるが、建設機械の操作の自由度を高めるためには無線による方が良いと考えられる。無線による場合には、電波の種類や施工現場の条件により、伝達可能距離、伝達情報量が大きく異なるので現場状況に合わせて選定する必要がある。見通しの良い地域では、400MHz特定小電力で300m、50GHz簡易無線で約2kmの距離でも情報伝達が可能であった例もある。

以下では、平成5年度に行われた雲仙における無人化施工に関する試験フィールド工事を例として、既存の建設機械に遠隔操作設備を取り付けて作業を行う場合に必要な視覚情報とその伝達方法について述べる。

作業内容としては、ブレーカによる転石破砕，ブルドーザによる掘削・集土，バックホウによる土砂積み込み，ダンプトラックによる土捨場までの土砂運搬を対象とする。

1. 建設機械の遠隔操作に必要な視覚情報

実機械に搭乗しての作業では，オペレータは眼球・頭部運動を伴った，基本的に空間的制約のない状況で視認行動を行っている。しかし，空間的制約の伴う遠隔操作ではいかに効果的に視覚情報を組み合わせて機械の位置や作動状況を伝達するかが重要である。

1) 作業の全体状況監視

機械の配置状況や出来型等の施工管理には，施工フィールドに設置した高所カメラ等による作業の全体状況映像が有効と考えられる。

また，GPS利用による出来型測量・位置表示技術が有効である。

2) 機械の位置，状態の把握

ブルドーザによる掘削・集土やバックホウの土砂積み込み時の旋回動作など機械の移動や状態の変化を伴う作業では施工フィールドに設置した移動カメラ車等による側面等からの映像が有効であると考えられる。

3) 作業対象と作業機の位置関係

ブレーカの転石破砕，バックホウの掘削・積み込み時のバケット操作，ブルドーザのブレード操作等の，作業対象である土や岩石と作業装置の相対的な位置関係の把握が必要な作業では，両眼視差を利用した3Dカメラによる立体映像が有効と考えられる。

3. 視覚情報伝達手段の現状

①ブレーカ

運転席視線からの2D映像及び移動カメラ車からの外部映像による遠隔操作が行われている。ブレーカ先端の位置決め等を効率的に行うためには運転席視線からの3D映像等によって，岩石の形状やブレーカ先端との前後関係が認知し易い映像を提供することが必要である。

②ブルドーザ

移動カメラ車からの外部映像や運転席視線からの2D映像，また機体側面等に取り付けたカメラからの映像により遠隔操作がおこなわれている。

機体上のカメラ取付位置，伝達方法等が試行錯誤的に行われており，最適な映像の伝達方法の開発が必要である。

③バックホウ

運転席視線からの3D映像，移動カメラ車からの外部映像による遠隔操作が行われている。

3. 現状の問題点

雲仙の無人化施工においてもブルドーザのブレード操作の自動化やバックホウの作業位置を固定して積み込み専用機械として用いるなどの無人化施工を考慮した対策がみられた。

この様に、機械操作の一部自動化や機械毎の作業分担方法等により、操作性の改善、施工効率の向上が見込まれる。

また、無人化施工専用の建設機械や施工法の開発により、さらなる生産性の向上が期待される。

(砂防研究室、機械研究室)

共一11 橋梁における耐候性鋼材の安定化処理の必要性

(質問)

当事務所における付替道路等に伴う橋梁については、将来の維持管理面の低減及び気候状況から耐候性鋼材を多々使用しているところである。元来橋梁の耐候性鋼材については、外観及び地域性によっては、裸使用でも良いと思われるが、通常、部材の錆安定化処理（ウレザコート等）を行い、流出錆を抑制させ安定錆を生成させることにより、初期の段階で錆の安定化を図っている。しかしながら、当事務所の橋梁については山間部に存在していることから、初期の段階での外観等の配慮は不必要と思われる、逆に安定化処理を行うために工事費の増大につながる。また、裸使用については、安定化処理をしたものと比較し、構造的には変わらない旨を聞いている。したがって、今後の鋼橋における耐候性鋼材の安定化処理の取扱いについては、いかにあるべきかご教示願いたい。

(川辺川工事事務所)

(回答)

結論を先に申し上げれば、ご質問にあるように安定化処理の必要は全くなく、裸使用としてなんら差し支えありません。さらに外観上の配慮の必要がなく、経済性を追求するなら、鋼材の黒皮（圧延時に生じた黒錆）をつけたまま、すなわちブラスト処理を省略することも可能です。

ご存じのように、耐候性鋼材は銅、クローム、ニッケル等の元素を多く含有する鋼材で、初期においては通常の鋼材と同様の錆を生じるものの、錆自体が緻密な安定錆層を形成することにより、錆の進行がある時点で止まる性質を持っていますが、大気中に海からの飛来塩等の化学物質が含まれると、錆の安定化が損なわれることがあります。

安定化処理というのは一種の通気性のある塗装を施す工法で、初期の外観の悪さや鉄イオンの流出による下部工躯体の汚染を防止しながら、塗膜の下で安定錆層が形成され、一定期間後塗膜がはがれ落ちると安定化した錆層が現れるというものであります。また、若干の塩分ならば安定化処理をすれば影響を回避できるとしているメーカーもあるようです。

しかし、昭和56年度から10年以上にわたって、土木研究所と（社）鋼材倶楽部および（社）日本橋梁建設協会との共同研究によって行われた耐候性鋼材の全国暴露試験の結果によれば、前述のような効果はほとんど確認されておりません。建築物の外装材として用いられている安定化処理された耐候性鋼材は、工場内で膜厚管理の下で製造されたもので、一定の効果はあるようですが、橋梁のように現場塗装による場合、塗装厚が大きくなり過ぎて通気性を失い、単なるやや保ちのよい塗装になってしまうようです。したがって、錆の安定化は塗料がはがれてから新たに始まることになり、期待したような効果は得

られないのではないかと考えられています。

開通式の時だけでも見栄えをよくしたいというような場合に使用することは考えられないことはありませんが、安定化処理剤がの単価が一般の塗装よりかなり高いことを考えると、果たしてそこまでして使用する価値があるかどうか疑問です。また、飛来塩分の量が、裸使用が可能か否か微妙な領域にあるような場合、社会資本としての橋の性格を考えれば、あえて冒険をするよりは、より確実な通常の塗装橋にするか、メンテナンスを考慮して鋼橋ならば溶融亜鉛めっき、あるいはPC橋についても比較検討すべきだと考えます。

なお、耐候性鋼材の使用については、既に「無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領（案）」を昭和63年1月に、また、共同研究の成果を全て盛り込んだ改訂版（平成5年3月）をさくせいし、関係機関に送付してあるので参照されたい。

（橋梁研究室）

共一12 深礎基礎の設計法

(質問)

深礎工の設計は杭基礎設計便覧¹⁾に記述されている設計法を用いるが、その際に、以下の点についての考え方をご教示願いたい。

- ① 設計地盤面の決定方法の1つに斜面の安定計算を行う方法があるが、深礎工を橋梁下部工以外の構造物の基礎として用いる場合(擁壁など)の安全率の考え方についてどのようにすればよいか
- ② 斜面上に杭を施工する際に、通常のライナープレートを用いる方法ではなく、オールケーシングの場所打ち杭を施工する場合、どのような設計を行えばよいか

(川辺川工事事務所、大隈工事事務所)

(回答)

斜面上の基礎の設計上の特徴としては、①水平方向および鉛直方向の地盤の支持力が平坦な場合とは異なる、②斜面には崖錘などが堆積していることが多く設計地盤面の設定が難しい、③簡易な施工機械で掘削・構築できるライナープレートによる工法をとることが多く、側面に対する設計上の支持力が異なる、などが挙げられる。これら深礎工法としての特徴に対して、設計法を確立するうえで全ての事項が解明されているわけではないため、設計に当たっては現場の条件を考慮して適切な方法をとることが必要となる。

上記の質問事項に対しても設計法としての確立がなされている訳ではないが一般的な考え方について以下に示す。

- ① 斜面上の基礎の設計においては、設計地盤面をどの位置に設定するかによって結果が大きく異なる。設計地盤面に対する考え方は通常の基礎と同様、土質・層厚等が長期的にも変動がなく、ある程度以上の地盤抵抗が期待できることが前提条件となる。したがって斜面上の地盤に関しては、地滑りや崩落の危険性があるような地盤については設計上地盤として無視することが必要となる。

その照査方法については日本道路公団の設計要領の例があり、安全率が常時 $F_s=1.5$ 、地震時 $F_s=1.2$ を確保できる面とすることが示されている(図-1)。この安全率は道路土工-のり面工・斜面安定工指針²⁾の安全率(1.05~1.20)とは異なっているが、構造物の重要性や変位等に対する許容値等を勘案して設定されているものと考えられる。したがって、道路橋以外の構造物の基礎として深礎工を用いる場合の安全率等は、関係する基準類の値を参考に決定することが望ましい。

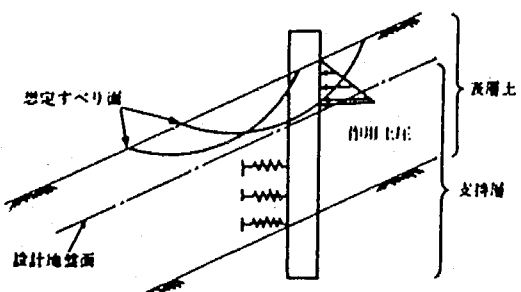


図-1 設計地盤面の設定

- ② 深礎工の施工技術は年々進歩しており、その山留め方法についてもさまざまなものがある。質問にあるように、施工条件が比較的良ければ深礎工と同程度の口径の杭体を、通

常の場所打ち杭に用いられるオールケーシングによって施工することも可能である。このような工法を採用した場合、ライナープレートを用いた通常の深礎工に比べて、実際に杭体がつ周面摩擦抵抗力（鉛直支持力）が大きくなることも予想されるが、現在それを評価した設計法を示した基準類はない。現在、道路橋示方書Ⅳ下部構造編³⁾では深礎工に対する設計法が記述されていないため、安定計算に関しては、日本道路公団の設計要領に準拠することが多いことを考慮すると、オールケーシングを用いて場所打ちの杭体を施工した場合にも、杭体が深礎工と同程度の直径および規模である場合には、深礎工としての設計法を用いることが望ましい。

（参考文献）

- 1) 日本道路協会：杭基礎設計便覧、平成4年10月
- 2) 日本道路協会：のり面工・斜面安定工指針、昭和61年11月
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編、平成6年2月

（基礎研究室）

共一13 地盤改良における改良強度の室内と現場試験値の関係

(質問)

軟弱地盤において構造物を建設する場合、地盤改良する場合が多い。改良する前に、室内試験において添加材の種類と配合量を決定するが、これはあくまでも理想的な混合によるものである。しかしながら、現場においては施工上、室内と同様の混合効率になるとは思われない。そこで、室内強度と現場強度の関係について御教示願いたい。

(佐賀県土木部)

(回答)

1、安定処理と室内配合試験

土や地盤が自然のままでは工学的に必要な性質を満たしていない場合、その土や地盤の活用をはかるために、安定材と土を混合し、このときに起こる化学反応を利用して、土の性質を改良することが行われる。このことを通常、安定処理と呼んでいる。安定処理は、安定材と土との混合後に、締固めを行うものと、締固めを行わないものとに大別される。締固めを行う工法は、路盤、路床、および盛土などの安定を目的とした浅層地盤を対象にしている。一方、締固めを行わない工法は、軟弱地盤の改良などを目的とした浅層・深層地盤の両方を対象にしている。

室内配合試験は、一般に設計時または現場施工に先立って改良材の種類・混合量決定のために実施される。この室内試験の供試体の作製方法は、施工現場における安定処理方法と同様に締固めを行う方法と締固めを行わない方法がある。これらの供試体作製方法は、いずれも標準的な方法が土質工学会基準(J S F T 8 1 1 - 1 9 9 0、8 1 2 - 1 9 9 0、8 2 1 - 1 9 9 0)¹⁾に規定されている。

2、室内試験と現場配合の関係

安定処理した供試体の強度は、処理を行う土質の種類や含水比を始め、安定処理材の種類、添加量、混合方法、混合状態、締固め状態やその時期、養生条件での養生温度、期間、水浸の有無、供試体に作用する土圧等様々なものによって影響される。

もともと施工現場においては対象とする土質は必ずしも均質なものではなく、また、混合方法や締固め方法をできるだけ均等に実施したとしても、土質や施工深度の違いなどによって、同一現場内でも必ずしも均質に安定材が添加されないし、混合状況などの処理方法も均等でない。さらに深度毎に当然養生時の圧力が異なってくる。従って、個々の現場においても安定処理土の強度は、これらの条件が複雑に影響し、本来場所毎、深度毎にばらつきを持っている。

従って、室内試験の試験条件(安定処理土の供試体の作成方法や養生方法)を現場条件に近づけ再現しようとしても、大きなばらつきを有する現場条件を把握することが難しく、また、それらを再現することも不可能である。

このため実際の配合設計では、対象となる土や地盤をいくつかのことで代表させ、その代表の土の強度が一定の目標の範囲に入るように改良するため、配合設計で述べるような

方法で処理方法を決定する。また、構造安定計算等では処理した結果（強度）に対し一定の安全率を考慮して、改良土等の強度のばらつきをカバーした方法を取っている。

従って、室内配合試験は、現場条件を忠実に再現するために規定されたものではなく、単に類似条件を標準化しているのにすぎない。そして室内試験と現場の混合方法、養生条件、その他の条件の違いを一定の安全率で経験的にカバーするという考えで実施されている。この意味で室内配合試験は、安定処理の結果に特に影響の大きい土質条件を現場に合わせて、適切な安定材の種類や添加量を決定するもので、他の条件は、安定材の添加量の割り増し率や室内と現場での強度比などの安全率で養生条件等の相違をカバーしていると言える。このような理由から室内試験を現場条件に合わせて忠実に再現し、試験しても特に工学的な意味を持たない。

3、配合設計の方法

表-1 に室内試験と現場の条件の違いを示す。前に述べたようにこれらの違いが処理土の強度等の特性に及ぼす影響は、一様でなく、土質の違いによる影響が最も大きい。このために室内試験を実施することが必要であるが、その時においても適切にサンプリングし、土質別に室内配合試験を確実に行うことが重要である。

表-1 室内と現場の配合条件の違い

	室 内	現 場
混合の均質性	良	室内に比べ不良
養生温度	20℃	一定でない
圧 力	1 気圧	深度に比例
配合対象土	代表的な試料	全層が対象
養生時間	7、28日など	長期

実際の配合設計の手続きは、現場強度（ q_{uf} ）のばらつきを考慮し、目標現場強度に対し室内配合試験で得られた量を元に、（1）式に示すように安全率（強度比）を乗じて配合量を決定している。

$$q_{uf} = \lambda \cdot q_{ul} \quad (1)$$

λ ：強度比（現場強度／室内強度）

4、室内強度と現場強度の比

（1）浅層混合処理

表-2 にセメント系固化材の施工形態別による強度比の目安を示す。施工機械や土質が同一でも、施工の程度により強度比を変更する必要がある。同様な施工条件の施工実績を参考にして強度比を選定している。また添加量の設定にあたっては現場における均一な混合が確保できる最小添加量についても考慮する必要がある。最小添加量はおよそ 50 kg/m³程度とされている。

表-2 セメント系浅層混合処理における強度比例²⁾

固化材の 添加形態	改良の対象	施工機械	強度比 λ
粉 体	軟弱土	スタビライザ	0.5 ~ 0.8
		バックホウ	0.3 ~ 0.7
	ヘドロ 高含水有機質土	クラムシェル	0.2 ~ 0.5
		バックホウ	0.2 ~ 0.5
スラリー	軟弱土	スタビライザ	0.5 ~ 0.8
		バックホウ	0.4 ~ 0.7
	ヘドロ	処理船	0.5 ~ 0.8
		泥上作業車	0.3 ~ 0.7
	高含水有機質土	クラムシェル	0.3 ~ 0.6

(2) 深層混合処理

強度比は、これまでの実績値から $1/2 \sim 1/5$ 程度が用いられているが、先にも示した通り λ に及ぼす要因が多数考えられるため、一律に決定できない。表-3に各工法における q_{uf} と q_{ul} の関係を示す。一般に強度比は最小値を考慮し、DJM工法ではおよそ $1/3 \sim 1/5$ 程度となっており、CDM工法では、 $1/2 \sim 1/5$ 程度となっている。最終的に工法、材料、土質、施工環境などの条件を考慮した上で強度比を決定している。

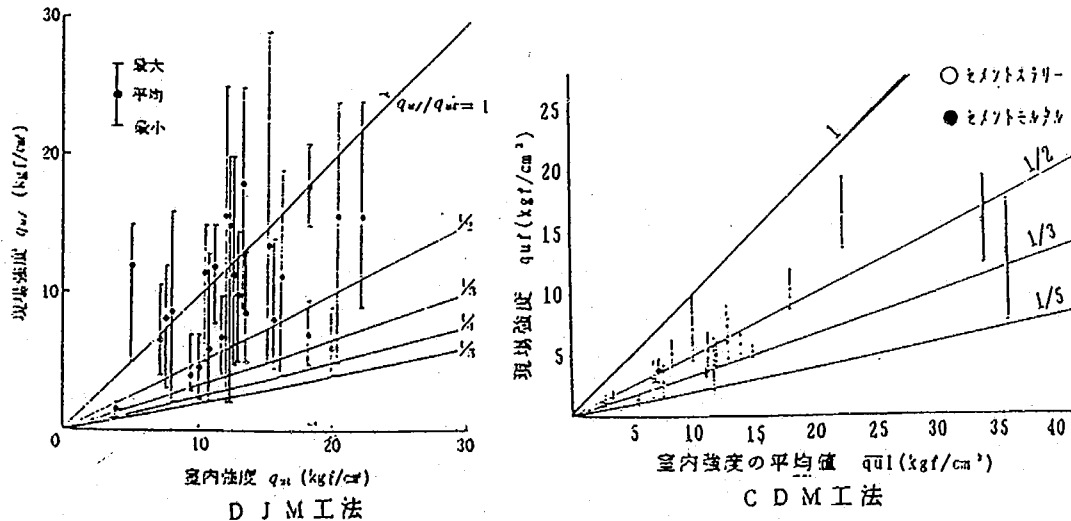


表-3 現場と室内の一軸圧縮強度の関係

表-4 強度比 λ の考え方³⁾

表-4に、一例としてDJM工法の設計における λ の考え方を示す。設計においては、地盤の構成、土質、使用固化材、改良工法などを考慮し、過去の実績値を参考に適正值を採用している。実際に採用する値は $1/3$ と $1/4$ が多いようである。

	$1/3$ --- λ --- $1/5$
土層構成	単純 ← ———→ 複雑
土質バラツキ	小さい ← ———→ 大きい
対象構造物	重要度低い ← ———→ 重要度高い
作用荷重状態	載荷 ← ———→ 除荷
固化材量	多い ← ———→ 少ない
強度管理	易しい ← ———→ 難しい

4、まとめ

室内強度と現場強度の比は、各現場の諸条件によって異なる。したがって、室内配合試験により、設計上必要な安定処理効果を満たす室内所要添加量を求め、施工条件、過去の実績などから添加量や設計強度の割増しをし、随時試験施工などを行った上で実施工を行うことが現実的な対処方法である。

(施工研究室)

参考文献：1) 土質試験の方法と解説

2) セメント系固化材による地盤改良マニュアル

3) DJM工法技術マニュアル

4) CDM工法 設計と施工マニュアル

共一14 杭頭結合用鉄筋の底版内の処理方法

(質問)

樋門・樋管の杭基礎において、既製コンクリート杭（P C、P H C 杭）の杭頭結合をB方法で行う場合、底版が薄いと杭頭の鉄筋が突き出ることがあるが、どのように処理すれば良いかご教示願いたい。

(佐賀県土木部)

(回答)

樋門・樋管は門柱および胸壁部と函体部に分けられ、各部で作用する荷重は異なる。一般的に、門柱および胸壁部には鉛直荷重および水平荷重が作用するが、函体部には鉛直荷重のみ作用することが多い。

杭基礎における杭頭結合方法は剛結合とヒンジ結合の2種類があるが、水平変位量を抑えることができる、不静定次数が高く水平力に対する安全性が高いなどの理由から、水平力やモーメントが作用する場合は杭頭剛結合としている。樋門・樋管においても荷重条件などを考慮して、水平力やモーメントが作用する杭基礎は杭頭は剛結合とし、鉛直荷重のみ作用する場合はヒンジ結合とされている¹⁾。杭頭をヒンジ結合とする場合、その構造についてはいくつかの資料が出されているのでそれを参考にされたい^{1)、2)}。

杭頭をB方法で剛結合する場合に、杭頭の鉄筋は底版に定着を取るために所要の長さを確保しなければならない。樋門・樋管のように底版が比較的薄い場合、底版に杭頭の鉄筋を真っ直ぐに延ばして定着長を確保しようとする、底版を厚くしなければならないことが多い。この様な場合、底版が安定計算および構造計算に必要な厚さを有しており、また、杭頭部の照査を行い³⁾底版が安全であると確認すれば、鉄筋を折曲げて定着長を確保するのが良いと考える。この場合の鉄筋の折曲げ方法について特に決まりはないが、底版の構造筋の配筋に支障が出ないように配慮する必要があり、図-1のように上側鉄筋の下側で折曲げ、曲げ形状は直角フックの曲げ形状の規定⁴⁾に準じれば良いと考えられる。

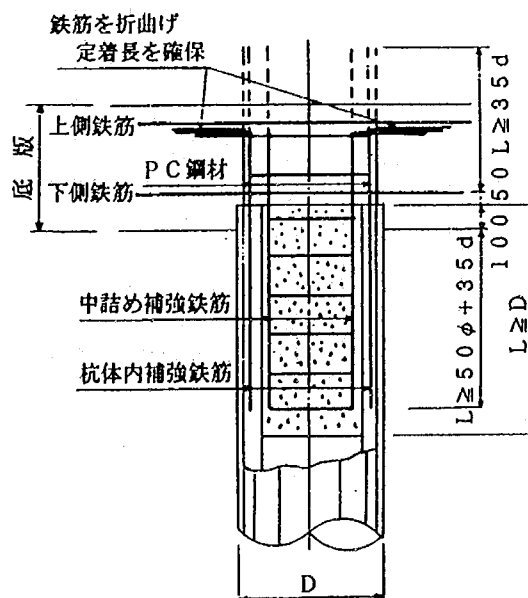


図-1 底版内の杭頭鉄筋の処理

(参考文献)

1)建設省関東地方建設局，(財)国土開発研究センター：河川構造物設計の手引き（案），

平成5年4月

2)例えば、建設省土木研究所：北陸地建における1日土研資料，土木研究所資料，第3038号，平成3年11月20日

3)日本道路協会：杭基礎設計便覧，平成4年10月

4)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，平成6年2月

(基礎研究室)

共—15 PCボックスの現場打ちとの継手

(質問)

現場打ちボックス同志の継手はあるが、現場打ちとPCボックスの継手はどのようにすればよいのか、御教示願いたい。

(沖縄総合事務局 北部国道事務所)

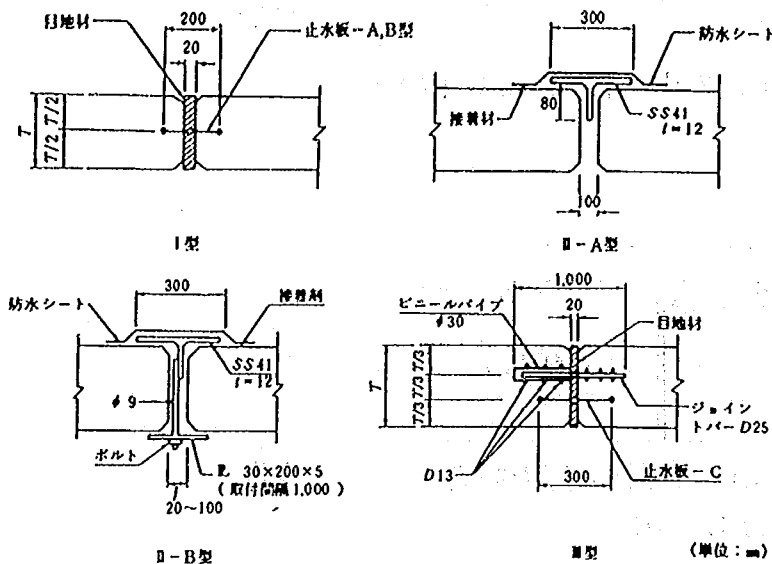


図 3-21 継手の構造

PCボックスは壁厚がうすく、現場打ちは厚いため左図のような構造がとれない。

(回答)

プレキャストボックスカルバートの施工が増加してきている。マンホールや合流部などを含んだ、いわゆる特殊部とか役物とか言われるものの少ない単純な線形の部分では、プレキャスト化によるメリットは大きく、かなりの施工の省人化や工期短縮が図れる¹⁾。しかしながら、規格品の部材だけでは対応できなかったりする場合には、現場打ちボックスカルバートとの接続がどうしても必要となることがある。

一般には、工場製品ではコンクリート強度やかぶりの規定などから、鉄筋コンクリートのプレキャストボックスカルバート（以下、RCボックス）でも同じ内空断面では現場打ちの部材より壁厚が小さくなることが多く、プレストレストコンクリートのボックスカルバート（以下、PCボックス）では、さらに壁厚がうすくなる。このため、プレキャスト部材と現場打ちの部材を接続させる場合、接手部に段差ができる。特に、水密性を確保しなければならない場合には、それなりの設計施工が必要となる。

この接続方法については、RCボックスでもPCボックスでも、今のところ、特に定まったものではなく、発注者が施工条件等を考慮して独自の判断で対応しているようである。ここではいくつかの例を示し、参考に供したい。ご質問は、PCボックスに関してであるが、特に注がない限りRCボックスにも応用できるものと考えていただいてよい。

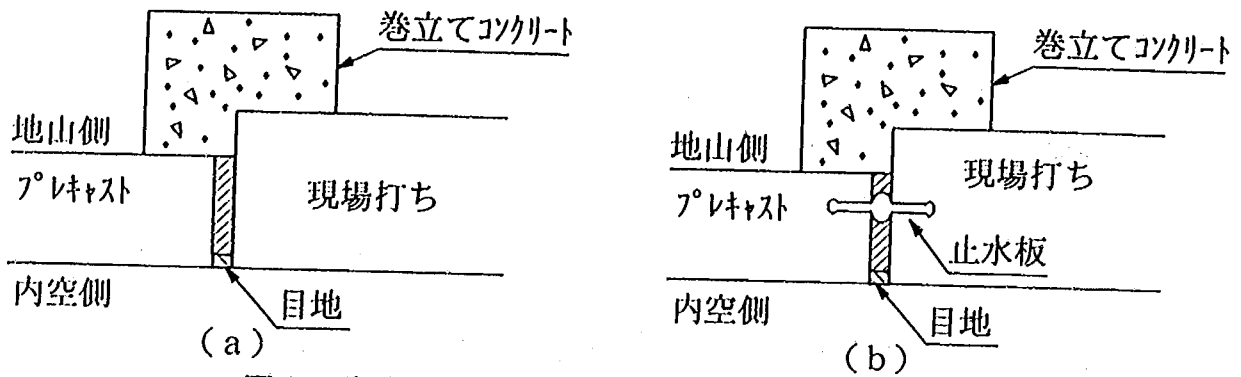


図1 巻立てコンクリートによる継手の例

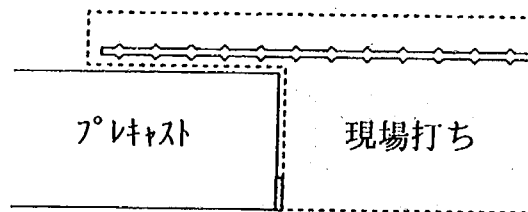


図2 現場打ち部材の配力筋を延ばした例

(1) 単純な組み合わせ

特に水密性や連続性を要求されない場合には、プレキャスト部材に、そのままっき合わせて現場打ちのコンクリートを打ち継ぐ。

(2) 止水を主とした接手

構造体としての連続性は要求されないが、簡単な止水のみを要求する場合には、例えばプレキャスト部材側の接合面に水膨潤性の樹脂をパッキン材としてつけておく。現場打ちのコンクリートが打設され、水が作用するとパッキン材が膨潤して、ある程度の止水性を発揮する。

また、図1(a)のように巻立てコンクリートで接手部を固定し、目地材で対応する方法もある。この応用としては図1(b)のように、あらかじめ止水板をプレキャスト側に入れておく方法があり、止水性が向上する。

(3) 構造体の連続化と止水

PCボックスのように、現場打ち部材との厚さの差が大きいものでは、現場によっては部材厚の厚い現場打ちコンクリートの外側の配力筋を $30d$ (d は鉄筋径)ほどプレキャスト部材の方へ延長し、コンクリートを打設し、ラップさせることも行われているようである。ある程度の構造体の連続性と止水性が得られる。(図2)

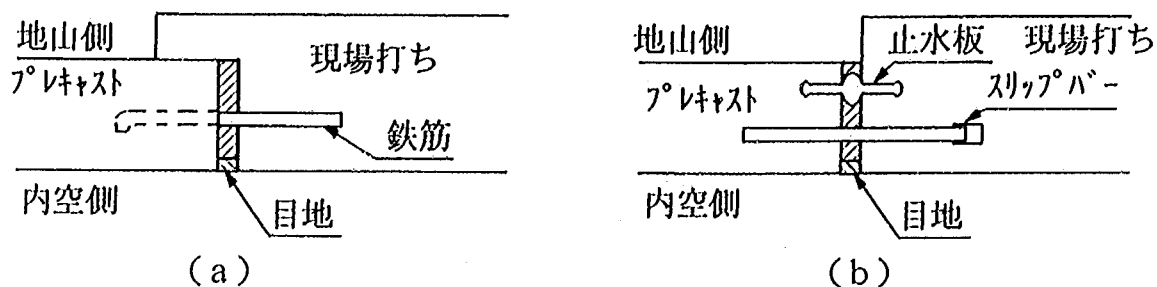


図3 軸方向の継手筋の利用の例

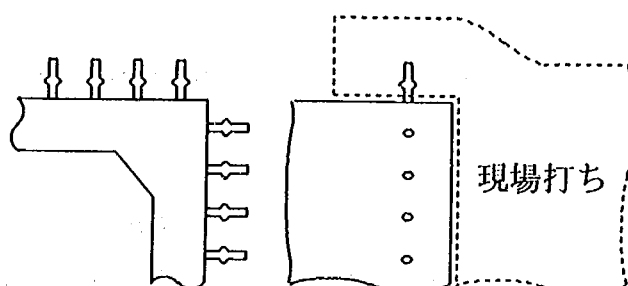


図4 プレキャスト部材の周方向に差し筋した例

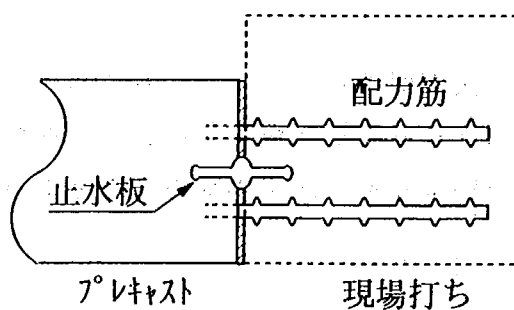


図5 プレキャスト部材側の端部処理

R Cボックスでは軸方向にプレキャスト側に図3 (a)のように継手筋を入れた例もある。軸方向の拘束を少なくするには図3 (b)のような対応がある。

また逆にP Cボックスのプレキャスト部材の端部の外周に鉄筋を外向きに差し筋し、現場打ちコンクリートで巻く方法をとった例もある。(図4)

R Cボックスでは、現場打ち部材の端部に、プレキャスト部材で用いるのと同様の金具を埋め込み、これによりプレキャスト部材をボルト接合することもある。

より完全な構造体の連続性と止水性を確保するには、プレキャスト部材側端部にあらかじめ止水板を配置し、かつ、配力筋を30dほど出して製作しておく方法もとられる。止水板としては現場打ちに用いられるものと同様のものが用いられる。(図5)

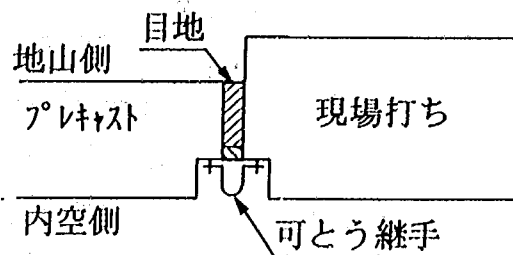


図6 可とう継手の例

(4) 柔構造継手

一般のボックスカルバートの設計は、構造的には断面の耐力を確保するようになされ、軸方向には配力筋が配置されるのみである。このため一般には、軸方向の長い部材としての変形等は基礎や地山も含めて定性的に考慮されるだけである。プレキャストボックスカルバートでも同様で、ブロック間の接続方法や接合力等は、主に施工上の必要性や止水性等ををもとに定められている場合が多いようである。^{2) 3)}しかしながら、部材間のずれが予想される場合には図6のような可とう継手の検討が必要となる。さらに、重要な共同溝等では耐震設計等も必要となり、この場合は、特殊部との接合は柔構造をとったりする必要がある。これについては参考文献4)等を参考にされたい。

これまでにとられてきた手法の例を示したが、これらの手法の採用にあたっては、構造物や現場の条件によって要求される連続性や耐久性、止水性が異なり、また、プレキャスト部材のメーカーによっては対応できる手法が異なることもあるので、事前に十分な検討が必要である。

(参考文献)

- 1) 「共同溝本体のプレキャスト化について」、尾関他、第46回建設省技術研究会、平成4年11月
- 2) 「鉄筋コンクリート製プレキャストボックスカルバート道路埋設指針」、(財)国土開発技術研究センター、全国ボックスカルバート協会、平成2年3月
- 3) 「PCボックスカルバート道路埋設指針」、(財)国土開発技術研究センター、日本PCボックスカルバート製品協会、平成3年10月
- 4) 「共同溝設計指針」、日本道路協会、昭和61年3月

(コンクリート研究室)

共一16 鉄筋のユニット化技術

(質問)

コンクリート構造物の施工合理化技術の中に、「ユニット鉄筋」があると聞いていますがこの内容について、ご教示願います。

(企画部技術管理課)

(回答)

コンクリート構造は、社会資本を形成する主要な構造材料であるが、その構築には多くの熟練工や長い時間を要している。したがって、今日の労働者の高齢化や熟練工の不足といった状況の中で、効率的な事業執行のためには、現場作業の省人化および、それに伴う安全性の向上、苦渋作業のから開放等を目的とした施工技術の合理化の推進が不可欠である。このため、建設省では平成2年度より建設省総合技術開発プロジェクト「建設事業における施工新技術の開発」において、産・学・民の協力体制のもと、これらの技術的課題に対応するための技術開発を実施している。

以下では、その技術開発の一環として現在研究を進めている場所打ち方式の片持ばり式擁壁を対象とした鉄筋のユニット化技術について紹介する。

1. ユニット鉄筋の概要

ここで紹介するユニット鉄筋とは、あらかじめ専門工場において格子状に加工・組立が成された網状鉄筋のことで、それらをトラック等にて現場に搬入し、トラッククレーンで所定の位置に据え付けるものである。現在、研究を進めている片持ばり式擁壁のユニット鉄筋は、図-1に示すように縦壁3種類と底版の2種類から構成しており、その形状は輸送効率を図るために、いずれも面材である。また、ユニット鉄筋の幅は、工場からのトラック輸送を考慮して約2mとなっている。

現場での施工手順は、まずトラッククレーンでユニット鉄筋の吊込み移動を行い、所定の位置に据え付ける(写真-1~2)。据え付け後、隣合うユニット鉄筋を接続すれば基本的な作業が終了する。このように、ユニット鉄筋の施工に際しては、特殊な機械等を要しないため、トラック等の進入路が確保できる施工場所であれば、ユニット鉄筋の採用が可能である。但し、ユニット鉄筋の接続(図-1のCユニットとBユニット)は、重ね全数継手(イモ継ぎ)による方法を採用しているため、データが完備するまでは繰り返し荷重を受ける部材には適用しない方針である。

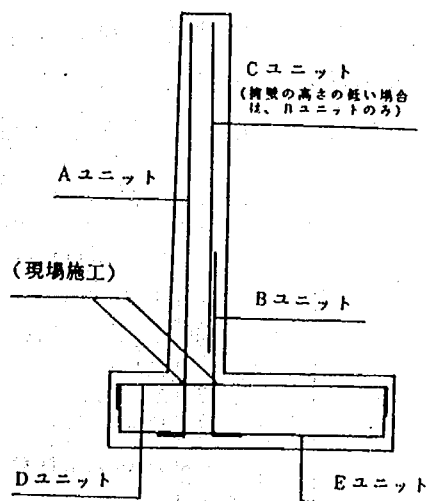


図-1 ユニット鉄筋の構成

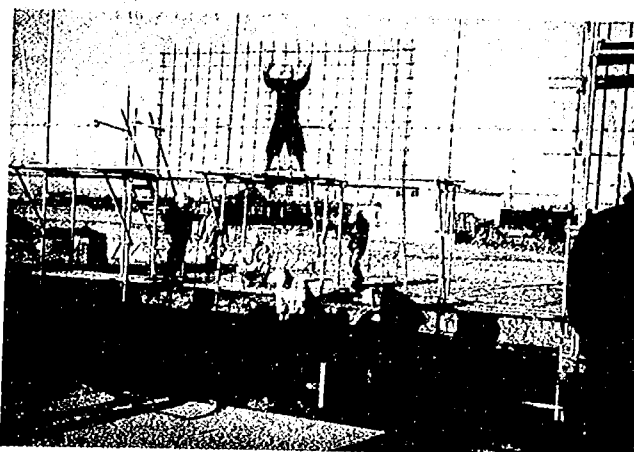
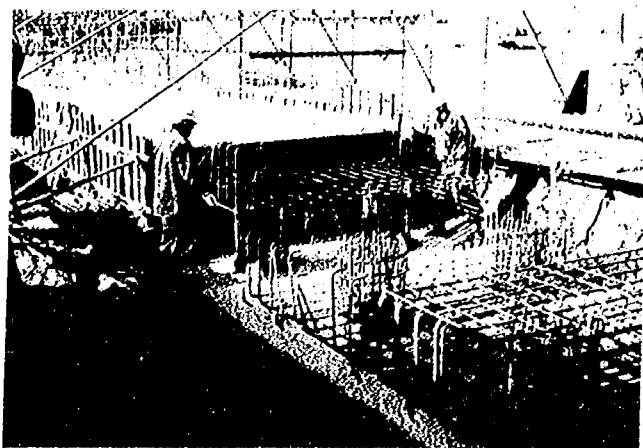


写真-1 底版に於ける鉄筋の据え付け状況

写真-2 縦壁に於ける鉄筋の据え付け状況

2. 期待される効果

ユニット鉄筋を採用することによって、現場での鉄筋作業の省人化、苦渋作業からの開放や未熟練工による作業が可能などの効果が期待される。ここでは、平成4年度に関東地建大宮工事事務所管内において実施した試験施工の結果の概要を示す。

(1) 鉄筋作業の省人化

現行仕様による擁壁と鉄筋のユニット化を採用した擁壁の鉄筋作業に要した時間は、表-1に示すとおりである。ユニット鉄筋の場合は、据え付け作業を要することになるが、鉄筋の加工および現地での組立作業を必要としないため、約50%の省人化率が図れた。なお、作業状況を撮影したビデオをもとに、作業員の不慣れ等に起因するロス時間を控除した場合には約60%の省人化が図れるものと予測される。

表-1 鉄筋作業に関する省人化効果

項 目		単 位	現行仕様	ユニット鉄筋	
				実 測 値	ロス時間控除
鉄 筋 重 量		t	7.7	5.0 (6.3)	
労 務 工 数	鉄筋加工	hr	56	-	-
	底版鉄筋据え付け	"	-	13	8
	たて壁鉄筋据え付け	"	-	13	8
	鉄筋結束	"	73	10	10
	天端筋等	"	8	8	8
合 計		"	137	44	34
効 果	単位工数	hr/t	17.8	8.9	6.8
	比率	-	1.00	0.50	0.38
	省人化率	%	-	60	62

注：() 値は実施数量

(2) 作業環境の改善

苦渋作業からの開放といった面では、ユニット鉄筋の機械化施工により鉄筋の運搬・据え付け作業の軽減化および鉄筋工の作業姿勢の改善等、作業環境の改善が図れた。

3. ユニット鉄筋製作

ユニット鉄筋の製作は、製作場所により工場製作と現場製作に分類している。いずれも品質管理基準を満足することを条件としている。

工場製作では、スポット（電気抵抗）溶接を原則としている。スポット溶接は、大きな設備を必要とすることから必然的に工場製作となる。逆に、そのために品質管理も行いやすく、しかも短時間で溶接できるため熱の影響が少なく、同時に多点溶接できることからユニット鉄筋の製作に適している。

現場製作も認めているのは、主に輸送の問題からである。現場近くに工場がない場合や、大規模な工事の場合、輸送が経済的、技術的ネックになるからである。現場製作の場合は、設備の簡易さなどから原則としてアーク溶接によるものとしている。

（コンクリート研究室、システム課）

共一17 炭素繊維を用いた橋梁等の桁・床版補修・補強工法と設計手法

(質問)

既存コンクリート構造物の老朽化、劣化はもとより、橋梁では通行車両の大型化、交通量の増加に対応するための設計荷重の変更などが講じられている。そのような中、今後増大することが見込まれる維持管理費の削減を目指す、効率的かつ的確な補修補強工法として、引張強度のきわめて大きい、炭素繊維を用いたものが施工され始めているが、設計にあたっての考え方についてご教示願いたい。

①既に死荷重がかかった状態から炭素繊維による補強を実施する場合、強度の違う部材における断面の設計方法は？（鋼板接着工法との違いがあれば）

②補強断面の破壊メカニズムは、どのようなになっているのか？

(企画部技術管理課)

(回答)

ご質問の炭素繊維というのは、炭素繊維を一方向に並べあるいは布状に加工したものにエポキシ樹脂を含浸させた、いわゆる炭素繊維シートのこととと思われます。現在、主として3社から製品が提供され、試験ではありますが実績を増やしつつあります。

炭素繊維は鋼材をはるかに超える強度もさることながら、鋼材の2～3倍に達する弾性係数の高さが補強材料として期待される理由です。一般に曲げを受けるコンクリート部材の下面（引っ張り応力を生じる側）に接着剤で貼り付け、部材の曲げ補強工法として用いられることが多いが、桁等でウェブにシートを貼り付けることができる場合には、せん断補強工法としても利用することが可能です。

①について

設計法としてはまだ確立されたものではありませんが、基本的には鋼板接着と同様の考え方で設計できます。しかし、高強度である反面、延び能力は約2%程度と鋼材に比べてかなり小さいので、強度を最大限活用して設計するよりも、その弾性係数の高さを活用する設計、すなわち炭素繊維シートを多めに使用し、圧縮側のコンクリートで決まるように設計する方が、炭素繊維の破断による急激な破壊を防ぐことができ、安心して使用できると考えられます。

その他の鋼板接着との違いは、重量が軽く死荷重の増加がほとんどないこと、軽い上に丸めて運べることなどにより、箱桁内部など作業スペースに制限のある場合などにも適用できること、アンカーが不要であり、本体をいっさい傷つけないことがないこと等が特長と

してあげられます。

一方、直接紫外線の影響を受ける場合のエポキシ樹脂の耐久性などの課題がありますが、従来問題とされてきた接着工法の確実性についてはかなり改善されているので、現時点でも十分実用に耐えるものと期待されます。

②について

床版の底面への貼り付けなどのように、一つの面に貼り付けた場合、表面のひずみが大きくなるとシート端部からはがれが生じることにより終局強度が決まります。しかし、桁や梁のようにシートをウェブの一部まで巻き上げて貼り付けることができれば、はがれの問題はほとんどなくなり、コンクリートの圧壊により破壊を生じることになります。

以上のように一面貼り付けによる炭素繊維シート工法は、比較的低いレベルでの繰返し荷重による耐久性が問題になるRC床版のような場合に有効だと考えられます（ただし、損傷が進み、ひび割れ密度が限界値に達したようなRC床版では、同時にせん断補強が必要であり、下面からの曲げ補強だけでは不十分であることは鋼板接着の場合と同じ）。

RC床版の補強については、現在、中部地建名古屋工事事務所管内での採用を前提に検討が行われており、土木研究所においても現在準備を進めている、輪荷重走行試験装置の完成後、研究を進める予定です。

（橋梁研究室）

河川部門目次

	(質問者)	(回答者)
1 河口堰における水質浄化対策	遠賀川工事事務所	水質研究室……………83
2 ダムの堆砂対策	川辺川工事事務所	水工水資源研究室……………86
3 湛水地すべり解析における間隙水圧の 残留率	川辺川工事事務所	地すべり研究室……………91
4 砂防施設整備率	大隈工事事務所	砂防研究室……………92
5 低平地河川での計画高水流量（山水と 内水）	企画部技術管理課	都市河川研究室……………94

河一 1 河口堰における水質浄化対策

(質問)

遠賀川河口堰でもアオコの発生など水質上の問題点が多く発生しているが、湛水深が5m程度と浅いためダム等で実施している温度躍層を利用した水循環等の手法がとれないためにこのように水深が浅い河口堰等での水質浄化対策についてご教示願いたい。

(遠賀川工事事務所)

(回答)

河口堰を始め、わが国の多くの浅い湖の水質は改善していないの現状である(図-1)。主な水質汚濁の原因は、水域に流入する河川が直接持ち込む有機汚濁物、また流入河川が持ち込む窒素・リンなどの栄養塩類が水域内に蓄積し、主に浮遊性の藻類がそれらの栄養塩類を利用し増殖することによる富栄養化現象、さらに増殖した藻類の枯死した粒子や流入河川から直接持ち込まれた沈降性のある汚濁物が底泥として堆積し、有機物や栄養塩類が堆積することにより生じる底泥での酸素消費による水中での溶存酸素(DO)の欠乏、それが原因となって再び栄養塩類が水域内に蓄積し、藻類増殖が起こるという悪循環が主な機構と考えられている(図-2)。

このような水質汚濁現象の解決には、第一義的には汚濁の根本となっている流入河川を通じて入ってきている汚濁物質を減少させることである。汚濁の発生、排出源は、家庭や工場などの点的汚濁源と水田・畑や場合によっては山林をも含む面的汚濁源に分けられる。

点的汚濁源の対策は、家庭排水については、下水道の整備を進め、有機物の削減をするとともに、必要に応じて高度処理により栄養塩類を大幅に削減することや対象となる水域に流入しないようにバイパスして放流することが必要となる。また、下水道整備が遅れている地域では、関係公共団体を通じて合併浄化槽などの設置を地域住民に勧めたり、住民への啓発運動を喚起するなどの雑排水対策の実施を促す必要がある。一方、工場排水対策については、下水道への接続を促進することの他、直接公共用水域に排出している工場の排水の規制をさらに強化するように都道府県に働きかけることが考えられる。また、畜産業では、牛や豚の畜舎排水の適正な処理を行うように関係都道府県・市町村の農林部局へ働きかける必要がある。とくに零細な畜産業者では、尿尿が野積みされている場合があるので、コンポスト化を勧める等の対策が必要である。

一方、面的汚濁源に対する対策の決め手は今の所ない。しかし、水田や畑での施肥量の削減の協力を農家に対して要請したり、田植えの時に、肥料を袋に包んで徐々に溶出するように工夫するなどの対策がとられているところもある。農地の土壌浸食は単に農地が無くなるという観点の他に、土壌そのものに含まれる有機物、栄養塩類が汚濁負荷として雨天時に流出することを意味するので、土壌の保全、例えば農地の傾斜の緩和やむき出しのままの土壌表面をできる限り、雨に直接打たれることのないような被覆材を使って保護するなどの対策も考えられる。また、土地利用の改変は時に大きな栄養塩類の流出を招く場合があり、山林、原野、湿地の保全は長期的には極めて重要な対策である。

このような発生源での対策は根本的な対策として極めて重要ではあるが、時間と労力、多額の費用、住民や農家の協力が不可避である。これ以外に実施可能な、緊急対策も併せて実施することが必要となっている。これは大別すると、汚濁の発生源から対象水域に達するまでの段階での対策と水域に至ってからの対策である。

まず、前者は流入河川あるいは水路での直接的な浄化対策である。現在、河川や水路で主に用いられているのは接触酸化型の浄化施設である。接触材は、礫がよく用いられてきたが、最近ではこのほかにプラスチックなどの人工的な材料も用いられている。基本的には水中に含まれる浮遊性物質を捕捉し、溶解性の有機物なども生物学的に酸化させることにより水中から汚濁物を除去するものである。有機物の除去の他に、窒素・リンなどの栄養塩類も一部は削減される。しかし、排除された汚濁物の多くは汚泥として施設内に蓄積していくので、定期的な排泥と泥の処理処分が必要である。また、流域や河川内に堆積している汚濁物は、雨天時の河川流量が増加する時に送流されるいわゆるファーストフラッシュを取り込み、処理する施設が効率的な負荷削減には必要であるが、施設容量確保と機能確保の点で課題がある。また、リンを効率的に除去するための凝集沈殿型浄化施設やリン吸着剤を用いた浄化施設などの集約型浄化施設も実験的に検討されている。一方、土地制約の比較的低い地域では、ヨシ原を使った浄化施設あるいは土壌処理を利用した浄化施設が試験的に使われているところもある。また、付着性藻類や水生植物を利用した溶解性リンの回収を試みている報告もある。以上の方法は、礫間浄化型以外の施設についての河川水の直接浄化法の経験がまだ十分ではないことから、今後ともその機能と維持管理についての評価を十分行っていくことが必要である。

水域内での直接浄化法として、最も行われているものは、底泥の浚渫である。最初に述べたように底泥からの栄養塩類などの水中への回帰は、特に浅い貯水池や湖沼では問題となる。このため、栄養塩類などの汚濁物を多く含む底泥の改善を図るため、浚渫が最も多く行われている。また、底泥の改善を、リンなどの不活性化を行う薬剤を用いて溶出量を抑制する対策事例は海外でみられている。また、底層部へ酸素を機械的に吹き込み、底泥表面を酸化的雰囲気にするにより、リンの溶出を押さえる試みもみられる。これは単に底泥からの溶出抑制ばかりでなく、底層に生息する生物の保全から必要な場合があるので、曝気を行える船舶を河口堰に駐留させようとしている場合もある。

その他にホテイアオイなど浮遊性の水生植物を定期的に刈り取り、栄養塩類を回収する方法もあるが、効率を上げるためには広大な面積が必要である。ただし、光を遮ることと水温を低下させる効果が付随的に期待できる。また、生成したアオコ状態の植物プランクトンを船舶により回収も実施されている場合がある。この場合は、栄養塩類の回収よりは直接的な景観や悪臭の改善といった意味合いが強い。このほか、貯水されている植物プランクトンを含む水をヨシ原に直接流し、植物プランクトンを除去する実験や、小さな公園やゴルフ場の池では、直接水を濾過し、植物プランクトンを除去することも行われている。この場合、植物プランクトンが増殖するよりも速い速度で除去することが必要である。

植物プランクトンの増殖を押さえるため、硫酸銅などの薬剤を水域に直接散布している

場合もあるが、他の生息生物への影響も配慮する必要がある。最近、紫外線ランプを水中に照射し、植物プランクトンの成長を抑える試みもなされているが、実用的な効果がみられるかは今後の調査をみる必要がある。このほか、貯水池内で上下方向に流動を与える方法は深いダム湖等では行われているが、浅い貯水池の場合は、ほとんど有光層となっていることもあり適用が難しい。しかし、水平方向に循環を行うことにより、水平方向に適切な流速を与えることで、植物プランクトンの増殖を押さえる方法は今後検討を行う価値があるかもしれない。

以上、発生源、流域、水域内のそれぞれでの対応策を提示したが、発生源での対策が最も効果的であることはいうまでもない。しかし、直接河川管理者が行えるのは、効率が悪くなる後者の部分である。このため、流域全体を考慮して、関係する流域の住民、地方公共団体、河川管理者が一体的、協力的な取り組みを勧めることが今必要となっている。

(水質研究室)

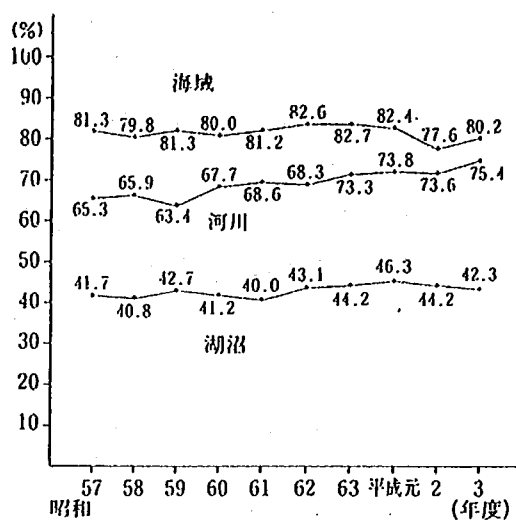


図-1 環境基準(BOD又はCOD)達成率の推移(水域別)

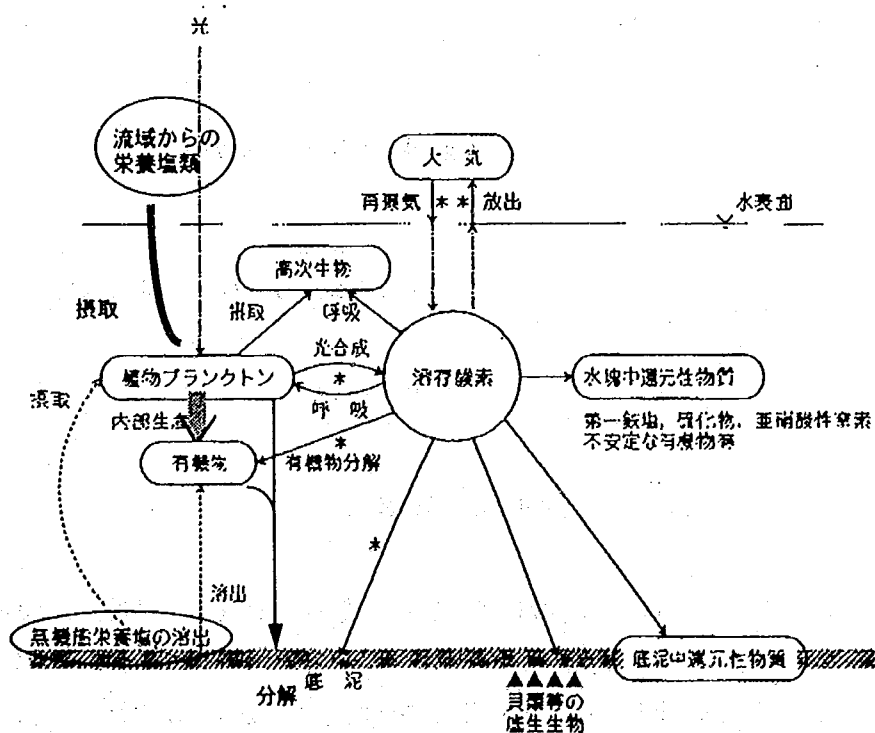


図-2 水塊中における溶存酸素に係わる収支概念図

河一 2 ダムの堆砂対策

(質問)

ダム堆砂は、一般的に100年堆砂で計画しているが、既設ダムで計画以上に堆砂が進行している場合に対する対応策や、生産土砂量の多い水系にダムを建設する場合の計画堆砂量の考え方について、計画堆砂量算出の近年の考え方も含めて御教示願いたい。

(川辺川工事事務所)

(回答)

生産土砂量の大きい水系では、貯水池計画において100年堆砂量を見込むと非常に非効率なダムとなり、場合によってはダム計画が成り立たなくなる。このような場合には貯水池堆砂の低減による効率的な貯水容量の確保、即ち堆砂対策に対する検討を行う必要がある。また、計画での予測を大幅に上回る堆砂があり、貯水池運用に支障が生じるような既設ダムにおいても同様である。

ダムの堆砂対策については、「貯水池への流入土砂量の軽減」及び「貯水池内の土砂の排除」の二つの方法に大別され、図-1のように整理できる。

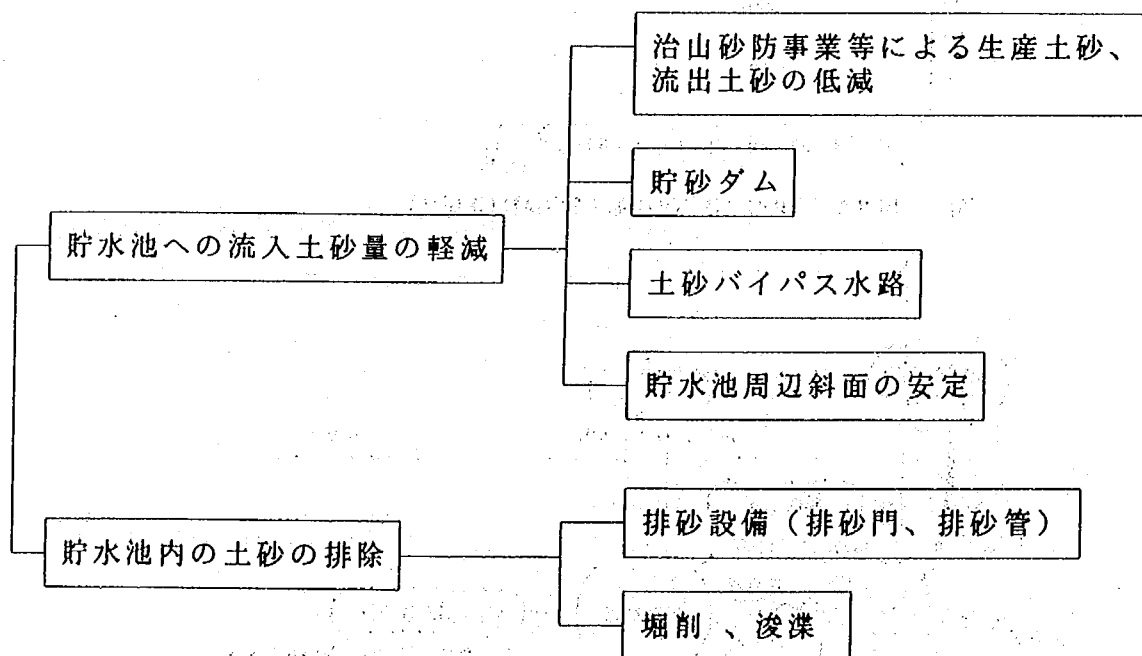


図-1 貯水池堆砂対策

上記の個々の対策の内容については既に平成5年度の一日土研の回答で説明しており¹⁾、そちらを参照願いたい。これらの対策は単独で行われる場合もあるが、むしろ併用される事が多い。対策項目のうち、土砂バイパス及び排砂設備は次に示すように、貯水池を流下

する水の土砂輸送力を利用する方法であり、輸送エネルギーの観点から着目されている。

(1) 土砂バイパス水路

貯水池の上流に分派堰を設け、土砂を含んだ流水の全部あるいは一部を貯水池をバイパスさせてダム下流に放流するものである。

(2) 排砂設備（排砂門、排砂管）

ダムに排砂設備を設け、貯水池の水位を低下させることによって掃流力を回復させ、土砂を流水とともに排砂設備を通じて貯水池から排除する方法である。

計画を上回る堆砂が生じ、ダムの再生が求められている美和ダムでは、貯砂ダムと土砂バイパス水路を組み合わせた堆砂対策が計画されている。即ち、粗粒分については、貯砂ダム及びバイパス水路分派堰で捕捉し、そこに堆積した土砂を定期的に掘削排除する。一方、細粒分については、バイパスによりダム下流に流下させる事で対応し、双方で貯水池への流入土砂量を約15%に低減させようとするものである。また流入土砂が非常に大きいと推定される宇奈月ダムでは、排砂設備による排砂が計画されており、10年分の流入土砂量に相当する容量に対応した堆砂位で堆砂を平衡状態にしようとするものである。これらの事業はいずれも現在建設段階であり、その効果については検証されていないが、計画策定において種々の検討が実施されており、その確実な効果が期待されている。尚、土砂バイパス水路による方法については、堆砂量が多い又は多いと推定される他の複数のダムにおいても検討が進められており、現在当研究室において水理実験を実施しているところである。

ダムの堆砂対策は、長期にわたり貯水池機能を保全していくための重要な課題であり、当該ダムでどのような対策を行うかは流域の地形や地質要因、水文的要因、貯水池周辺の状況、経済性等によって選定されるものである。そのため全てのダムに標準的な工法を定めることは難しく、図-1のメニューのうち適当なものを組み合わせ、合理的な貯水池堆砂対策を行う必要がある。

ダムの堆砂量の推定についてであるが、新規ダムの貯水池計画堆砂量の算出にあたっては、そのダム近傍の、その流域の地形や・地質及び水文事象が計画ダムのそれらに類似する流域からの実績年比堆砂量や、既に提案されている各種堆砂量推定式や流砂量式より算出した年比堆砂量を総合的に評価し、計画比堆砂量を算出し、それに計画年と流域面積を乗じて計画堆砂量を決定する事が原則とされている。推定式については、崩壊地の発生→拡大→縮小→消滅の過程に着目した新しい手法や、土砂生産から輸送、貯水池堆積までの総合的なモデルの開発がされている。しかし、各種推定式による推定値が大きく異なる場合も多く²⁾、現実的には近傍のダムの値を参考にしている場合が多い。その意味では堆砂量の推定手法については従来からあまり変化がないといえるが、ダム数の増加や管理年数の蓄積により、参照データの信頼性が高くなっていると思われる。

現在、当研究室ではこの点、即ち実績データの蓄積（建設省所管ダムだけでも管理ダム数は300以上になっている）に着目し、その有効な利用を念頭においた計画堆砂量推定手

法を研究・開発中であり、ここにその内容について簡単に紹介する。

新規のダムを計画する場合に、同じ流域に例えば図-2に示すような堆砂量の実績値を

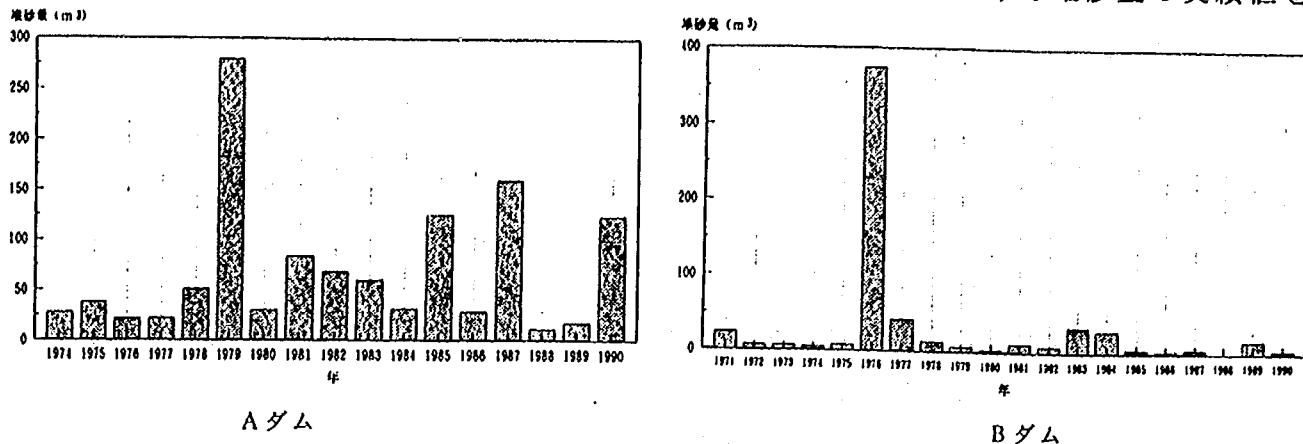


図-2 年堆砂量の経年変化

もったダムがあったと仮定する。これらのダムの実績年堆砂量は大きく変動している。従来の取り扱い、平均値が採用されているわけであるが、この年堆砂量を確率変数として考え、各種確率分布への適合性を検討して、100年間の期待値として計画堆砂容量を算出する事が可能である。図-3に、複数のダムの年堆砂量を対数正規確率紙へプロットを示

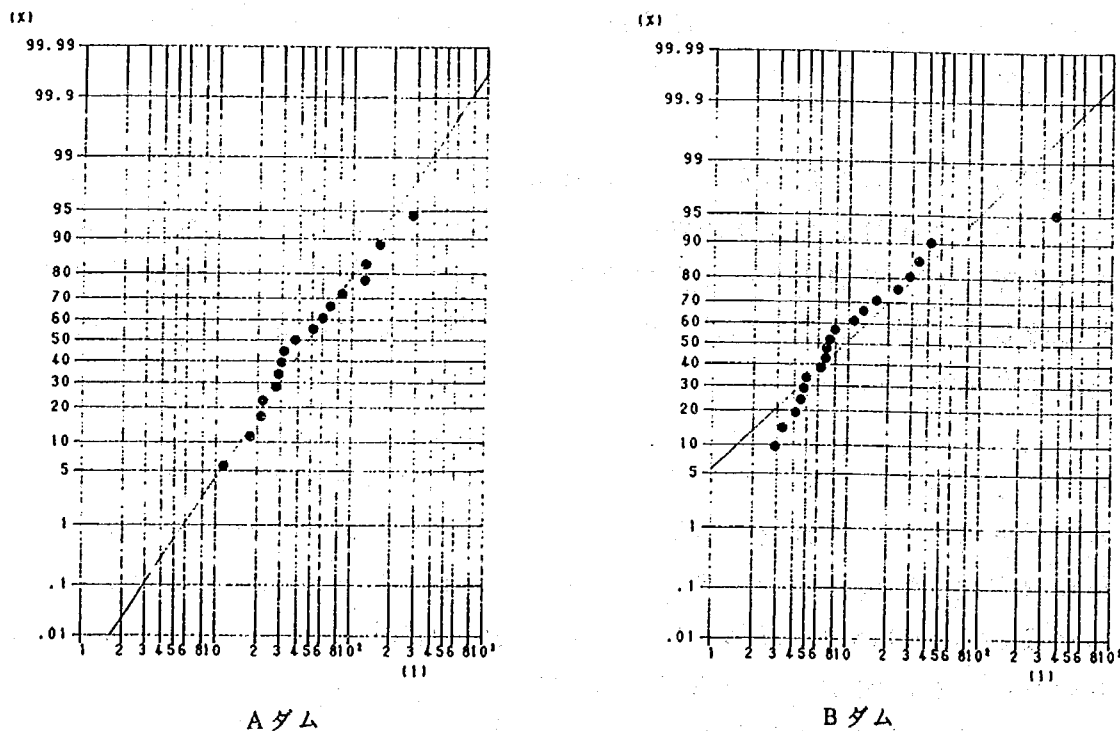


図-3 年堆砂量の対数正規確率紙へのプロット

す。Aダムでは、対数正規分布に比較的良好に整合しているが、Bダムでは、最大値が大きくはずれている。Bダムのこの大きな値は、異常値と考えられ非常に稀な現象と判断され、これを期待値で評価すると非常に小さい値となる。図-4に、図-3と同じダムでの各年の連続日雨量最大値を同じく対数正規確率紙にプロットしたものを示す。Bダムでは、連続日雨量の最大値は、年堆砂量が最大値を観測した年に起こっているが、これで評価する

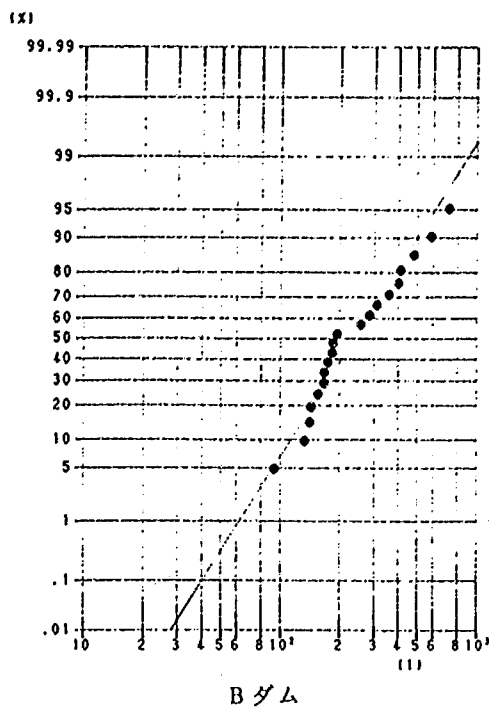
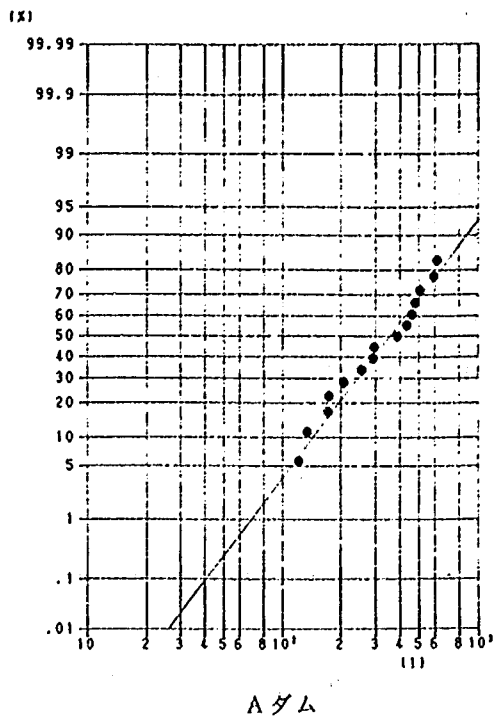


図-4 連続日雨量年最大値の対数正規確率紙へのプロット

と、Bダムで年堆砂の確率評価からは、異常値と考えられた年の降雨は、それほど大きくないことがわかり、もっと頻度が高く起こりうる事になる。一般に、土砂生産の年スケールでの変動を引き起こすのは、雨であると考えられ、この誘因としての雨の期待値を考慮する方が妥当であると考えられる。そこで、現在開発中の計画堆砂量のフレームは、堆砂と関係の深い降雨特性を抽出し、それを確率評価して計画堆砂量を算出するものである。Bダムの場合、生起確率が約1/20（20年1回）雨で、堆砂量の確率分布から評価すると、約1/200の堆砂が観測されたことは、図-5に示すように、生産土砂量が雨がある閾値を越えると極端に増加するためであると解釈される。

雨の期待値から堆砂量を推定するとすると、堆砂量と関連の深い降雨特性を決定する必要がある、次式に示す堆砂実効降雨（ $R_{s,e}$ ）を提案している³⁾。

$$R_{s,e} = \sum_i R_i \quad ; \quad \{i : R_i \geq 0\} \quad , \quad R_i = \sum_{j=0}^m \alpha^j R_j - \beta$$

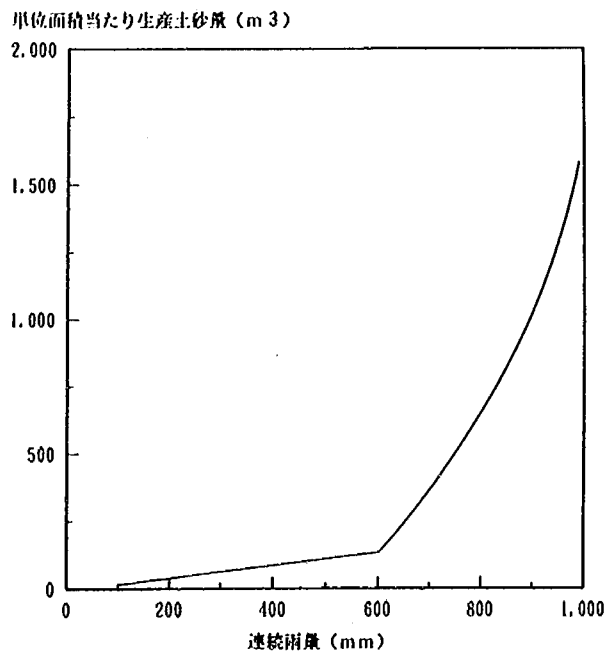


図-5 連続降雨と生産土砂量の関係（イメージ）

この実効降雨の期待値から、堆砂量の期待値を算出し近傍ダムの100年確率堆砂量を推定する事ができる。さらにこれから新規計画ダムの計画堆砂量を算出するには、流域面積比や地貌等による補正が必要である¹⁾。

以上の手法について、現在多くのダムを対象に検討を行っており、本研究により合理的な貯水池堆砂量の推定が可能になることが期待される。

参考文献

- 1) 堆砂対策の事例紹介：土木研究所資料第3207号中部地建における一日土研資料、建設省土木研究所、1993
- 2) 竹林征三、廣瀬昌由：ダム貯水池堆砂量推定法についての試論、ダム工学No. 8、pp. 6-20、1992
- 3) 竹林征三、廣瀬昌由：確率過程を考慮したダム貯水池計画堆砂量推定法、水工学論文集第37巻、pp. 675-680、1192
- 4) 廣瀬昌由、竹林征三：ダム貯水池計画堆砂容量推定法－近傍補正を中心として－、第48回年次学術講演会講演概要集第2部、pp. 558-559、1993

(水工水資源研究室)

河一 3 湛水地すべり解析における間隙水圧の残留率

(質問)

川辺川ダムにおける湛水地すべり解析については、基準水面法により地下水観測期間中の最高水位により安定計算を実施している。この場合、水位低下による間隙水圧の残留率を数ケース設定して計算しているが、結果としては一律50%の値を採用しているのが実状である。

種々の現場で、地山状況が異なるため、ボーリングの調査時に透水試験等を実施し、実際の地山に近い透水性で残留率を設定できないか伺いたい。

(川辺川工事事務所)

(回答)

残留率を50%を用いる場合というのは、基本的に地すべり地内の地下水の流れや透水性が十分把握できない時です。つまり、十分な量と精度の調査データが得られ地すべり地内の地下水の流れや透水性が把握できれば、浸透流解析等を用いて地すべり土塊内の水圧分布を予測し、その水圧値から残留率を決定しても問題ありませんし、むしろこの場合こちらの方法が妥当であると考えられます。しかし、現実には地すべり地内の流れや透水性というのは非常に複雑であり、多大な時間と予算を費やさないと十分に把握することが困難であり、また浸透流解析についても解析条件によって解析結果が異なるなどの問題がありこの点についての十分な解決策は今のところありません。したがって、現実浸透流解析を用いて残留率を決定している例はほとんどなく、残留率を50%として用いているのが実状です。

(地すべり研究室)

河一 4 砂防施設整備率

(質問)

桜島の砂防施設は源頭部で発生した土砂を海へ導く流路工としての役目が主体である。流路工であれば現在使用されている施設整備率の考え方では実態を表しにくい。そこで、これに変わる適切な指標があれば教示願いたい。

(大隅工事事務所)

(回答)

一般の土石流発生溪流における、1回の土石流に対する土砂の整備率 (P) は、河道部における土砂の自然調節を考慮しなければ次式により表わされる。

$$P = \frac{B + C + D}{A - E} \times 100\%$$

A: 計画生産土砂量[山腹、溪岸からの発生]

B: 計画生産抑制土砂量[山腹工、砂防ダム、床固工、流路工]

C: 計画流出抑制土砂量[砂防ダム (空容量)、遊砂地]

D: 計画流出調節土砂量[砂防ダム、遊砂地]

E: 計画許容流下土砂量[無害に流下する土砂量]

通常、流路工は溪岸侵食による生産土砂量を減少させる (B) 効果および計画許容流下土砂量 (E) を増大させる効果があるが、全体の生産土砂量 A に比べるとその割合は少なく、一般に流路工では上流からの生産、流出土砂量を抑制できないことから、流路工のみでは整備等を100%にまで上げることは困難と考えられる。

一方、桜島では上流域への立入りが禁止されているため、現状では上流域における生産抑制はほとんど行われておらず、多量の土砂が流下してきている。

この上流域からの流下土砂に対する対策としては、砂防ダム、遊砂地による流出抑制 (C)、調節 (D) が主体となっている。また、流路工の断面を大きくして、土石流による土砂の一部を海まで導き、計画許容流下土砂量 (E) を増大させることも一部で考慮されている。

桜島は、活動中の火山であり、小さな降雨でも土石流が発生するため1つの溪流で1年に数回～20数回も土石流が発生し、毎年多量の土砂が流下している。このため桜島のいくつかの溪流では砂防ダムや遊砂地の抑制、調節量は連続して流下してくる土砂の堆積により減少し、結果的に超過した土砂は流路工内へ流入して、

下流の流路工内や河口部に堆積している。流路工内や河口部に堆積した土砂は、流路工の断面を維持するため直ちに除石されており、これによりある程度土石流に対する安全度が維持されている。

桜島のような活動中の火山にある溪流においては、人の立入が禁止されるため上流における土砂の生産防止が困難であり、当面は下流での土砂の貯留、調節が主体とならざるを得ず、具体的には遊砂地や砂防ダムでの除石、流路工内の余裕断面内に堆積した土砂の除石を考慮して計画を立てる必要がある。しかも活動中の火山地域では土石流は短期間のうちに連続して発生する可能性が高いため施設の流出抑制量（C）、調節量（D）は除石により次の土石流の発生までに十分回復しないことも考えられる。このため除石による土砂の整備を計画する場合には除石の速度も重要であり、迅速な除石システムを整備するとともに、除石の速度をも考慮して抑制量（C）、調節量（D）を算定することが必要となる。

このように桜島においても土砂の整備量（率）に関する基本的な考え方は通常の溪流と同一であるものの噴火活動の活発な間は土石流の発生頻度が高いため短期間のうちに連続して発生する土石流による流出土砂量及び除石の速度（1日当たりの除石量）を考慮して、施設の整備量を考慮しなければならない点が通常の地域における土砂処理計画と異なる点と考えられる。

なお、上流から流下してくる多量の土砂を流路工を主体として海までそのまま流下させようとする考え方（Eを増大させる）に関しては、土石流のように土砂濃度の高い流れでは雲仙岳、水無川の例でも見られるように海まで土砂をそのまま流下させることは事実上、困難であり、土砂濃度の低い泥流のような流れであっても結果的に河口部に土砂が堆積して堆積遡上が起こり、河口部上流で土砂が氾濫することとなる。このため土石流対策の基本は土砂の生産抑制、流出抑制、調節が一体となった計画であり、流路工のみによる土砂の流下には限界があると考えられる。

（砂防研究室）

河一 5 低平地河川での計画高水流量（山水と内水）

（質問）

流域面積の多くが低平地を占め、なおかつ平均満潮位での影響流路区間が長く、内水の影響を受ける感潮河川の工事実施基本計画において、内水計画規模をいかに計画高水流量に加算するかご教示願いたい。

（企画部技術管理課）

（回答）

河川砂防技術基準（案）計画編、第2章の「2. 8. 5 流域面積」においては、内水区域については流域面積から除外し、別に将来の排水構想も考慮した適当な排水量を計画高水流量に加算することになっているが、このように内水区域を流域面積から除外して流出計算を行い、この結果に排水量を加算する方法は、かなりの誤差を伴うことがある。例えば、流域の形状、降雨分布特性によっては内水域からの排水は本川ピーク時の前にほぼ終わり、本川ピーク時には排水機場の能力以下しか排水しないことも多い。この場合、排水機場の能力をそのまま加算すると、過大な計画高水流量を算定してしまう可能性がある。逆に、内水域から自然排水が可能な時点での排水量（排水機場能力より大きい場合）で本川のピーク流量が形成される場合には、単純に排水機場の能力を加算する方法は過小な計画高水流量を与える。よって、特に、内水域が流域の多くを占め、計画高水流量に与える影響が大きいと考えられるときには内水域から本川への流出量の時間的变化を正しく表現できるモデルを使って、本川の高水流量を算出すべきである。これは、通常の流出計算モデルに内水排除計算モデルを組み込むことによって行うことができる。

次に内水の計画規模についてであるが、内水被害は、本川の破堤氾濫による災害と違って、人命等にかかわるものは少なく、その被害の及ぶ範囲も特定の地域に限定されることが多い。またその被害の頻度も本川洪水の氾濫よりも高いことが多いため、内水処理施設の計画規模を本川の洪水防御と同様に考えるのは適当ではない。このため、内水処理施設の計画規模決定にあたっては、内水地域の社会的経済的重要度、既往内水による被害の実態、経済効果、本川と内水地域の治水安全度のバランス、近傍内水地域との治水安全度のバランス等を総合的に考慮して定める。

既往の内水処理の計画規模の調査によると、排水機場の計画規模は、10年程度としている例が多い。また農林水産省が行う農地排水事業についても10年以上を計画規模とすることが多い。従って、内水処理施設の計画規模は10年以上を目標とし、地域の重要度に応じて設定するのが妥当と考える。やむを得ない理由で10年以下とするときも、5年以上は確保すべきであろう。また、公平生の視点からは近傍内水河川の内水処理施設の計画規模にも十分配慮する必要がある。

地域の重要度は、主に内水地区の土地利用から判断することができる。一般に水田、

畑等の農地と市街地では資産密度に2～3オーダーの差があり、被害ポテンシャルは大きく異なる。従って、内水地区の土地利用に応じて内水処理施設の計画規模を変えることは合理的と考えられる。ただし、内水地区の土地利用といっても、水田、畑、市街地など単一の地目で想定満水区域が構成されていることは稀であり、通常はこれらが混在している。一般的に内水地区が全て市街地で構成される地域では、内水処理施設の計画規模は30年以上を目標とすべきである。

なお、内水調査・計画の標準的な手法については、「内水処理計画策定の手引（案）」（国土開発技術研究センター）が平成6年秋発刊予定であるので参照されたい。

また、経済効果を検討する時に必要となる浸水による想定被害額については、治水経済調査要綱に拠るが、現在、同要綱の改定作業が行われており、より広い範囲で被害を捉えることが検討されている。

（都市河川研究室）

道路部門目次

	(質問者)	(回答者)
1 交差点内の排水性舗装の耐久性	佐賀国道工事事務所	舗装研究室……………97
2 高盛土部における風の影響	八代工事事務所	構造研究室……………98
3 急崖高法面下の国道に対する防災対策工法	宮崎工事事務所	動土質研究室……………99 構造研究室
4 ルーズな地山に対する吹付棒工の設計	大隈工事事務所	急傾斜地崩壊研究室 ……103
5 路肩・歩道舗装の検査基準	福岡県土木部	舗装研究室 ……105
6 地盤種別の判定	熊本県土木部	振動研究室 ……106
7 埋戻工及び法面保護工のうち、表土保存工法	熊本県一の宮土木事務所	緑化生態研究室 ……107
8 路床が深さ方向に異なる場合の設計 CBR の考え方	熊本県熊本土木事務所	舗装研究室 ……111
9 法面アンカーの設計	沖縄総合事務局北部国道事務所	急傾斜地崩壊研究室 ……113
10 改質アスファルトの管理	沖縄総合事務局南部国道事務所	化学研究室 ……115
11 杭の軸方向バネ定数	道路部道路工事課	基礎研究室 ……118

道一 1 交差点内の排水性舗装の耐久性

(質問)

交差点内は一般部に比べ舗装に対する影響が大きく流動が発生しやすい。交差点内に排水性舗装を施工した場合の耐久性およびその他どのような問題点があるかご教示願いたい。

(佐賀国道工事事務所)

(回答)

排水性舗装については平成2年度より全地建規模での試験舗装を実施しており、わだち掘れやひび割れといった路面性状についても追跡調査を行っている。試験舗装箇所の選定の際に原則として交差点部は避けているが、単路部での追跡調査結果をみる限り排水性舗装の方が比較工区として施工された一般舗装よりも良好な路面性状を示している。これは、バインダとして高粘度改質アスファルトを使用していることに加えて、混合物自体の構造が流動を起こしにくい為と考えられている。したがって、交差点部に適用する場合でも耐久性については特に問題はないと考えられる。

そのほかの問題点としては排水性舗装表層内に浸透した水をいかに舗装体内から排水するかという点が挙げられる。単路部と比較して、交差点部では排水に要する距離が長くなることが予想され、表層の保水容量を超えた水の路面への浮き出しが生じやすいと考えられる。したがって、交差点部に排水性舗装を適用する場合は排水性アスファルト混合物層の厚さを厚くしたり、空隙率をできるだけ高めに設定するといった対策が必要になると考えられる。

(舗装研究室)

道一 2 高盛土部における風の影響

(質問)

台風時の強風が、道路高盛土によって風向きが変わり、周辺の住宅などへおよぼす影響について御教示願いたい。

(八代工事事務所)

(回答)

盛土など、ミクロな地形の影響に対する風況予測については、対象となる地形を忠実に再現した風洞実験により評価する方法が、現在のところ最も一般的かつ有効な評価手法である。また、風況に対する代表的な地形因子の影響を把握するため、単純化された地形モデルによる風洞実験もいくつか行われている。

直接的に、風況に対する盛土の影響を調査する風洞実験が行われた例は無いが、類似の地形として、岬を伴う海峡間を対象とした実験において、場所によっては接近流よりも10%以上の風速増加が報告されている(図-1)。

また、宇都宮、長尾らの単純化モデルを用いた研究¹⁾は、半島状地形背後に生ずる強風現象に注目した実験であり、用いられたモデルは、質問事項の盛土の形状に極めて近いものである(図-2)。実験では、風向 β 、法面勾配 ψ 、天端長さ L などをパラメトリックに変化させている。この実験においては、最も影響が大きい場所が模型の下流側であったため、それ以外の部分については計測されていない。

実験結果では、尾根の先端部から発生する渦のため、背後の小領域においては最も風速の増速効果が見られることが明らかになった(図-3)。さらに、宇都宮、長尾らは、一連の実験に基づき、地表面付近における強風の発生域、最大増速率に関する推定式を発表している。この式を当ケースにそのまま適用するには慎重を要するが、参考のために推定式に基づく増速率を示すと、およそ1.4となる。あくまでも、この値は単独の盛土に対するものであり、周辺地形や気流の剥離条件が変われば増速率はかなり変化するものと思われ、風環境に与える盛土の影響を詳細に把握するためには、縮尺地形モデルによる風洞実験を行う必要がある。

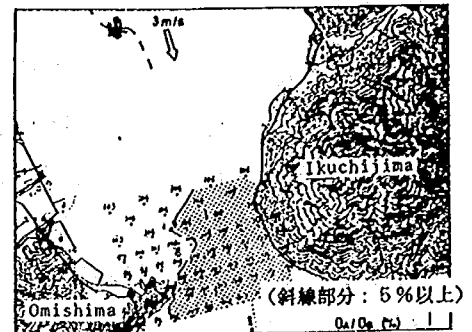


図-1 接近流と海峡間の風速比較¹⁾

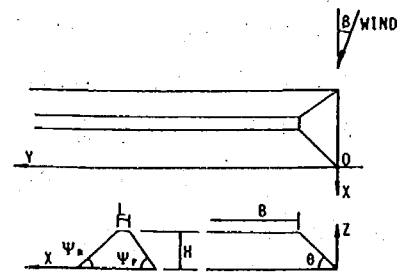


図-2 半島模型²⁾

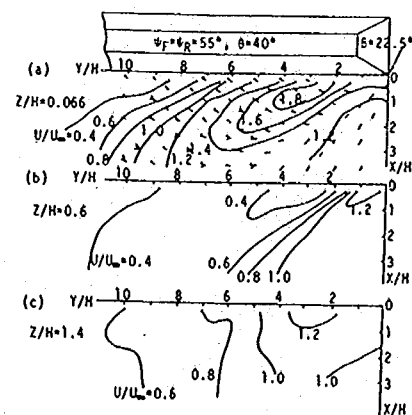


図-3 風速分布²⁾

1) 藤谷、花房他; 海峡における風の特性的実験的研究、第3回風工学シンポジウム論文集、1976

2) 宇都宮、長尾他; 局所風況と地形因子に関する実験的研究、第10回風工学シンポジウム論文集、1988

(構造研究室)

道一3 急崖高法面下の国道に対する防災対策工法

(質問)

国道220号は、宮崎県日南海岸の地形的変化に富む急崖下を走っており、過去に大災害を受けてきた。急崖をなす切土法面は、モルタル吹付及びロックネットにより法面保護を行ってきたが、安全な防災対策として、ロックシェッドの設置条件及びその限界を教示願いたい（図-1参照）。

宮崎層群の地質は、砂岩・泥岩の互層帯が多く、過去の災害形態は崩壊落石が主なもので、現在の海岸ルートを最大限に活かすため、より安全な防災対策の一案として、ロックシェットの設置条件及びその限界と環境対策と設置実例について教示願いたい。

(宮崎工事事務所)

(回答)

1. ロックシェッド設置上の限界について

ロックシェッド設置上の限界については、設計外力である落石衝撃力の観点からの適用限界と、与えられた落石荷重に耐え得るロックシェッドを支持する基礎の条件からの適用限界を考慮する必要がある。

(1) 落石荷重からみた適用限界

現行の「落石対策便覧」では、落石による衝撃荷重は次式により算出するのがよいとしている。

$$P = 15.49 W^{2/3} \cdot H^{3/5} \cdot \alpha \dots \dots \dots (1)$$

ここに、P：落石の衝撃力（t）

W : 落石の重量 (t)

H: 落下高 (m)

 α : 砂層厚による割増係数

ただし、上式の適用限界として、「緩衝材として良質な山砂等を用い、落石重量が2t程度までについてのものであること」と述べられている。これは、現行の「便覧」が制定された昭和58年時点での実験的確認がなされた範囲を記述したものである。

その後、上式の適用限界を再確認する目的で、土木研究所において大規模な落石実験が行われた。

その結果、重量 5 tf、落下高 30 m

の範囲で、上式が適用できることが明らかにされた。²⁾

ただし、上式中の係数 α は本実験の結果、次式及び図-2のように表されることが示された。

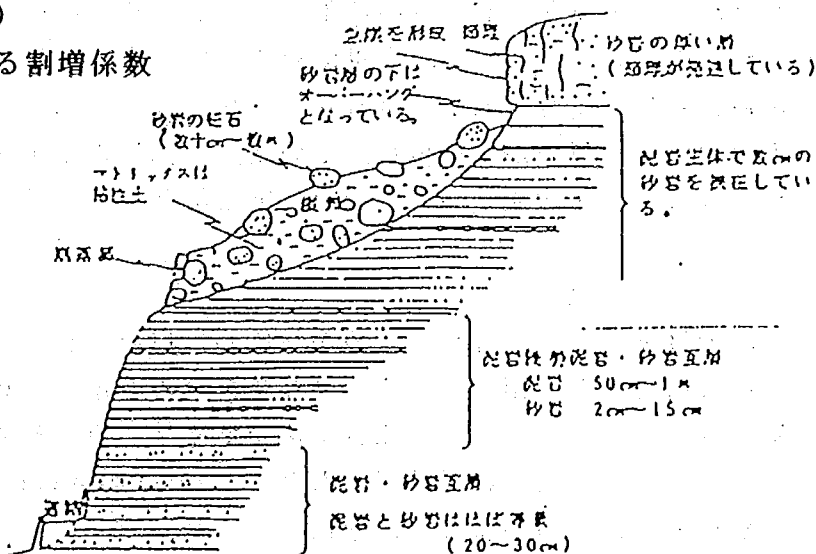


圖-1 地質断面圖

$$\alpha = \sqrt{D/T}$$

ここに、 α ：式(1)中の割増し係数

(ただし、 $T > D$ のとき $\alpha = 1$)

T ：砂層厚(m)

D ：落石径(m)

これは、緩衝材（砂層）厚が落石の直径よりも薄い場合には落石の衝撃力が増大することを定式化したものである。ただし、砂層厚はこれまでの実績をも踏まえて90cm

を下限としている。なお、ここに得られた

知見は、近々改訂予定の「便覧」において盛り込まれる予定である。
現場で想定される落石の重量ないしは落下高さが上記の適用範囲を超える場合には慎重な検討を行うことが必要である。

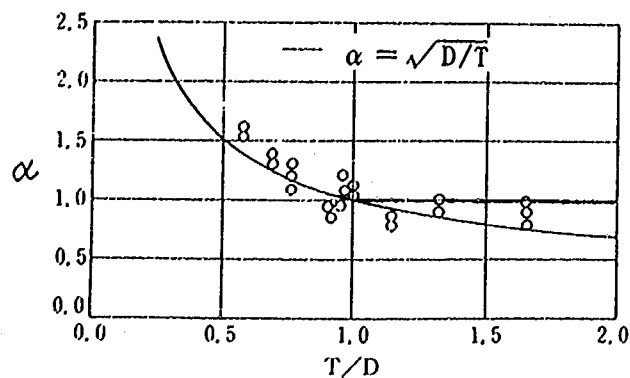


図-2 敷砂層厚／重錘直径と割増し係数

(2) 大規模な落石に対する対応事例

・落石シミュレーション

落石対策便覧では、斜面を落下する落石の運動エネルギーは、標高差に相当する高さからの自由落下速度に、斜面の土質、岩質、凹凸、勾配、ならびに岩石の形状によって定まる残存係数を乗じて得られる落石速度を用いて算出できるとしている。また斜面が長大となって落下高さが40 mを超えると落石速度はある一定値（終端速度）に収束する傾向にあるとされている。しかし、これらは、ある限られた条件のもとでの実験結果に基づいているため、大規模な落石あるいは落下高さが非常に高い落石に対しても適用できるのかは明らかではない。このため、大規模な落石に対する検討方法として、落石シミュレーションが用いられる場合がある。落石シミュレーションによって落石の運動形態、落下位置、落下速度から衝撃力が求められ、その結果を基に対策工が検討される。落石シミュレーションを過去の実験結果について行い、実験値と良く一致したという報告事例もある³⁾。

・緩衝材の変更

緩衝材としては、従来より砂が一般的に用いられてきたが、発泡スチロール(EPS)の積層を緩衝材として用いることにより死荷重の軽減と、砂を用いる場合よりも大きな緩衝効果が得られるとした実験の報告事例がある⁴⁾。巨岩に対するEPSの使用例として、落石シミュレーションによる検討結果をもとに、40tonの巨岩に対する対策工として250cm厚のEPSを緩衝材とした落石防護柵の設置例がある⁵⁾。

また、緩衝・分散効果の高い緩衝材として、上部に維持管理が容易な砂、中間部に荷重分散効果が期待できる鉄筋コンクリート版、下部に軽量で衝撃吸収能力に優れている発泡スチロール(EPS)を組み合わせた三層緩衝構造が北海道開発局開発土木研究所によって開発されている⁴⁾。その実験⁴⁾によれば、基本構造（上部より50cm+20cm+50cm）の三層緩衝構造を緩衝材として使用した場合、3ton、30mまでの範囲において、ロックシェッドに作用する衝撃力は砂を使用する場合の1/2になることや、荷重の分散範囲についても直径3mの範囲

にほぼ均等に分散されることなどが示されている。今後、さらに研究が進められ適用範囲が拡大されて行けば、効果的な緩衝材として使用できるものと思われる。

(3) 基礎条件からの適用限界について

規模の大きい落石に対してロックシェッドを設計する場合、基礎に作用する荷重も大きくなり、図-1に示されるように、道路の海岸側がほぼ直立した海岸堤防となっている場合には、特に海側受け台基礎の設計・施工上の制約が予想される。

一般に、斜面上に設けられる基礎の支持力ないし耐力は、平坦地盤の場合に比べて小さくなることが知られており、特にそのような検討を行う必要がある。直接基礎、杭基礎、深礎杭基礎などについて、それぞれ参考文献6)~8)を紹介することができる。特に地山の風化が進行している場合や基礎の施工スペースが限られている場合には、適用可能な基礎の種類も限定されてくることとなる。

2. 環境対策について

ロックシェッドの設計では、橋梁等に比べ、周囲の景観に対する配慮や構造物自身の美しさへの配慮が未だ少ないのが現状のようである。

平成6年1月に土木学会より発行された「構造工学シリーズ6、構造物の衝撃挙動と設計法」のなかで、ロックシェッドの景観について、その着目点と具体的な留意点および実例について紹介されているので以下に概要を示す。

① 視点場の設定

視点場の決定 : 主にどのような人々がロックシェッドを見るかを定める

視点場の分類

1) 近視点 (内部景観) : シェッド内を走行するドライバーあるいは歩行者から見た景観

2) 中視点 (入口景観) : シェッドに近づくドライバーや歩行者から見た入口付近の景観

3) 遠視点 (外部景観) : 地元住民や観光客等が対岸等から見たシェッド全体の景観

② 近視点からの景観 (内部景観)

柱形状や配置を工夫することで圧迫感や閉鎖感が少なく、かつバランスの良い設計を行うことが可能である。

③ 中視点からの景観 (入口景観)

運転者にとってシェッドの入口は、トンネルの坑口と同様、景観の急変によって心理的に走行を妨害しやすく、入口の柱や壁への衝突や接触の危険を想像させる場合もある。このような場合には、圧迫感をできるだけ緩和させるように、入口を広く見せる工夫や表面処理によって周辺の自然環境にとけこみ、柔らかで軽快な印象を与えるデザインを心掛ける等の配慮が望まれる。

④ 遠視点からの景観 (外部景観)

外部景観を検討する場合は、周辺環境との調和を図り四季折々の変化にも配慮するなど、構造物が自然景観を損なうことのないような形状、色彩に留意することが望まれる。

柱の形状や配置間隔あるいは色彩に関しては、構造的安定性や軽快さを印象づけるよう

に配慮することが望ましい。

シェッドの設計では安全性に対する配慮が最も重要であり、その上で必要に応じて上記景観に対する配慮を行うものである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧、昭和58年7月。
- 2) 古賀泰之、米田義弘、鷺田修三：落石の衝撃力に関する実験的検討、土木技術資料、Vo 1. 36, No. 5, 平成6年5月。
- 3) 土肥、清水、佐伯、吉田、四藤：立山有料道路における巨岩処理と落石エネルギー評価、第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、平成5年6月。
- 4) 土木学会：構造物の衝撃挙動と設計法、平成6年1月。
- 5) 土肥、清水、佐伯、吉田、細川：立山有料道路における巨岩対策工について、第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集、土木学会、平成5年6月。
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編第7章、平成2年2月。
- あるいは、日本道路公団：設計要領第二集〔I〕橋梁下部構造。
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編第9章、平成2年2月。
- 8) 日本道路協会：杭基礎設計便覧、6-2 斜面上に設けられる基礎の設計、平成4年3月。

(動土質研究室・構造研究室)

道一 4 ルーズな地山に対する吹付砕工の設計

(質問)

“ ぼら ” からなる山腹斜面ののり面保護工として吹付砕工を計画した。ぼらがルーズであるため主アンカーを 2 m としたが妥当か。また主アンカーについては補強土工法として設計を行ったが孔壁が自立しないためグラウチングが困難であり目的とする引き抜き抵抗力が期待できない。これらについて御教示願いたい。

(大隈工事事務所)

(回答)

1. 主アンカーの長さの検討

ぼらとは桜島ないしは霧島から噴出した軽石粒が降下堆積したもので大隅半島北部一帯で顕著に認められ、脆弱さと過度の透水性で特徴づけられる特殊土である。道路土工における本層の処理方法としては従来 1. 0 ～ 1. 5 割程度の緩勾配での切土を行い、のり面保護としては種子吹付や張芝等の植生工が困難であるため法砕栗石・ブロック空張り工等が用いられてきた。

今回質問のケースは吹付法砕でのり面保護を検討したものである。一般に吹付砕工は、目的に応じて次のような砕サイズの使い分けをする。緑化工の基礎工として植生基盤材の安定を図ることを目的とする場合は 150 ～ 200 タイプを、地山の安定を目的とする場合それが小崩壊の場合は 200 ～ 300 タイプ、中～大崩壊の場合は 300 以上でロックボルトやグラウンドアンカー工を併用する。今回質問のケースは 200 タイプであり緑化工の基礎工ないしは小崩壊を対象としていると考えられる。

吹付砕工における主アンカーおよび補助アンカーは施工上必要なもので、型砕の組立中、吹付施工中、および硬化まで型砕が変形を生じないように地山に固定するために用いられる。一般的な岩質のり面で、フレームが地山に接するような凹凸の少ない切土のり面では、主アンカー、補助アンカーの長さは砕の高さの 2 倍程度で固定できる。ただし今回質問のような脆弱なぼら層に対しては別途アンカー長を検討しなければならない。本ケースで採用が検討されているのは 200 タイプであり、これによって抑止できる小崩壊の崩壊深は高々 1 m 程度である。周囲の崩壊状況から 200 タイプを選定したのであれば崩壊深は高々 1 m 程度と考えられ主アンカーの長さとしては崩壊深の 2 倍である 2 m あれば十分不動地山内に基礎をとれるものと判断する。

2. 主アンカーの定着

脆弱さと過度の透水性で特徴づけられるぼら層に対して主アンカーを補強土工法としてのロックボルトとして施工する場合、脆弱故にボーリング孔壁が自立せず定着が困難となることが予想される。このような場合ロックボルトを所定の深さにセットするために、自穿孔型のロックボルトが使われる。自穿孔型ロックボルトとは、一般的に削孔ロッドとし

て内部が中空となった異形棒鋼を用い、所定深度まで削孔後ロッドを引き抜かずそのままロックボルトの部材としてもちいるものである。

注入はこの異形棒鋼内の中空を利用して行う。注入時に本層の透水性が著しく高いために、注入量が大量であるにもかかわらず、口元から注入材が排出されない事例が生じる可能性がある。このような場合には注入材の材質をセメントペーストからセメントモルタルに変えるかコンソリデーショングラウトをおこなうか、その他の適切な措置を講じる必要があるだろう。

参考文献

九州地方土木地質図編纂委員会（1986）：九州地方土木地質図解説書

最新斜面・土留め技術総覧編集委員会（1991）：産業技術サービスセンター
（急傾斜地崩壊研究室）

道一 5 路肩・歩道舗装の検査基準

(質問)

路肩・歩道舗装の基準密度および品質の合格判定値について御教示願いたい。

(福岡県土木部)

(回答)

舗装工事においては、工事完成時に出来形（幅、厚さ、平坦性等）および品質（締固め度、粒度、アスファルト量等）について検査を行い、舗装が設計図書を満足するものであるか否かを判定することになっている。検査の基準となる合格判定値は、工事発注機関がそれぞれ仕様書で規定することになっているが、その多くは(社)日本道路協会の「アスファルト舗装要綱」に示されている合格判定値に準拠しているものと考えられる。しかし、ここに示されているものは一般の車道部を対象としたものであり、歩行者系道路舗装、橋面舗装、路肩部分の舗装等については、これを参考として別に定めることとされている。この際、路肩・歩道舗装として特別な配慮が必要なのは締固めに関する規定である。それは、路肩部や歩道部は施工幅員が狭く、十分な転圧作業が行いにくいこと、車両の通行頻度からみて一般の車道部と同等の耐久性を必ずしも必要としないことによるものである。

路肩・歩道舗装の基層・表層の締固めについて、建設省の各地方建設局における規定（抜取り検査）を調査したところ、締固め度90%以上から95%以上の間で設定されていた。一般車道部の規定は「アスファルト舗装要綱」によると締固め度96%以上であるから、路肩・歩道部の規定はこれよりもやや低減したものとなっている。また、締固め度ではなく、 $2050\text{kg}/\text{m}^3$ 以上とか、 $2\text{ t}/\text{m}^3$ 以上というように、絶対密度による規定を設けている例もあった。なお、車道と同一に施工される路肩舗装の場合は、車道と同じ規定が適用される。基準密度については特別の規定を設けている機関はなく、通常基準密度が用いられていた。

このように、路肩・歩道舗装の締固めに関する規定は各発注機関によって異なっているのが実態であり、それぞれの機関の実情に合わせて設定するとよい。

(舗装研究室)

道一6 地盤種別の判定

(質問)

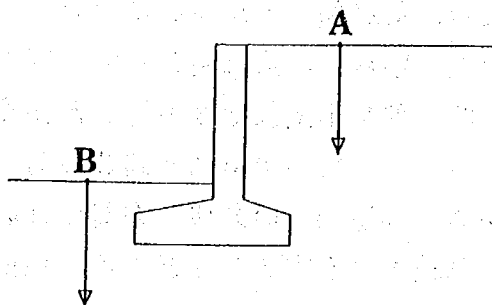
道路橋示方書・耐震設計編の地盤種別の判定法で、橋台などが地形の変化部分に位置する場合、耐震設計上の地盤の特性値の算出にあたって、地表面をどこに設定するべきであるかについて御教示願いたい。

(熊本県土木部)

(回答)

地盤の特性値 T_0 は地盤の微小ひずみ振幅領域における表層地盤の基本固有周期に相当する値であり、地盤の振動特性を代表する値である。道路橋示方書では、この地盤の特性値 T_0 によって、その地点における地震動の特性を評価するという考え方にに基づき、地盤種別の区分をしている。したがって、地盤の特性値 T_0 は、下部構造の振動に影響を及ぼす地震動を評価するために適当である地点の値を採用すべきである。

橋台等が地形の変化部分に、右図に示されるように位置する場合、フーチング部分はB地点を地表とする地盤内に設置されているものとみなし、B地点における地盤条件から地盤の特性値 T_0 を算出して地盤種別の判定をしてよい。



(振動研究室)

道一7 埋戻工及び法面保護工のうち、表土保存工法

(質問)

近年、環境問題に対する認識の高まりから、近自然工法の重要性が増してきている。道路施工においても、路面以外はできるだけ従来の状態に復元することが望ましいと思われる。特に、当事務所は阿蘇くじゅう国立公園内にあり、現在も、また今後も重要な技術となってくる。その一工法として表土保存法（掘削時に表土を保存しておき、埋戻時に表土として使用し、在来植生を復元する工法）があるということだが、詳細な内容が不明であり、御教示願いたい。

(熊本県一の宮土木事務所)

(回答)

1. 表土

表土とは、一般的に森林土壌におけるA層（A₀層を含む場合もある）をいう。図-1に森林土壌の模式図を示す。A₀層は森林の落葉、落枝とその腐朽分解物が堆積した有機物だけからなる層である。A層は土壌生成で発達した最上位の層である。この層は気候や生物の影響を強く受けており、土壌動物、土壌微生物や根等の生物の活動が盛んである。腐植が多量に含まれており、黒色～黒褐色を呈し、膨軟で通気性、透水性が良好であり、無機態養分がスムーズに分解供給される。

2. 表土利用のための現況調査

表土利用を効率的、経済的に行うためには事前の調査が必要である。図-2に道路建設における建設工事と表土利用調査の関係を、図-3、4に表土利用調査のフローを示す。また、表-1に表土利用調査の調査項目と品質基準を示すが、少々基準からはずれた土壌であっても土壌改良により使用できるものもたくさんあるので、それほど神経質になることはない。

3. 表土の採取、仮置

表土の採取法としては、地形や土層厚によって図-5に示す方法が考えられる。採取にあたっては表土をあまり乱さないように注意する。また、

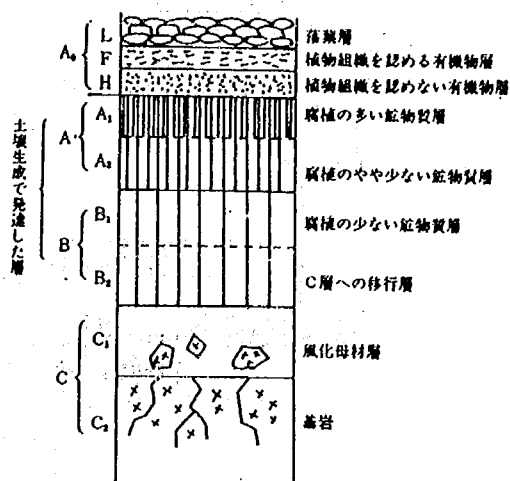


図-1 森林土壌の模式図¹⁾

表-1 表土の品質基準¹⁾

	項目	表 土	備 考
物理性	土 性	砂壤土・壤土・砂質壤土・ 埴壤土	国際法分類による
	礫 の 混 入	10以下 (%)	重量%
	土 壤 構 造	粒状構造、塊状構造	
	灌 漑 密 度	1.4以下	g/cc
	仮 比 重	0.3~1.3	g/cc
	三 相 組 成	固相率 12~45 (%)	体積%
		空気率 18以上 (%)	
化学性	透 水 係 数	10 ⁻¹ ~10 ⁻³	cm/秒
	PH (H ₂ O)	4~6.8	
	電気伝導度(EC)	500以下	μs
	全炭素 (T-C)	3以上 (%)	重量%
	全窒素 (T-N)	0.3以上 (%)	重量%
	C/N 比率	20以下	
	N, P, K等	一般に、表土中に存在する 量で問題ない	

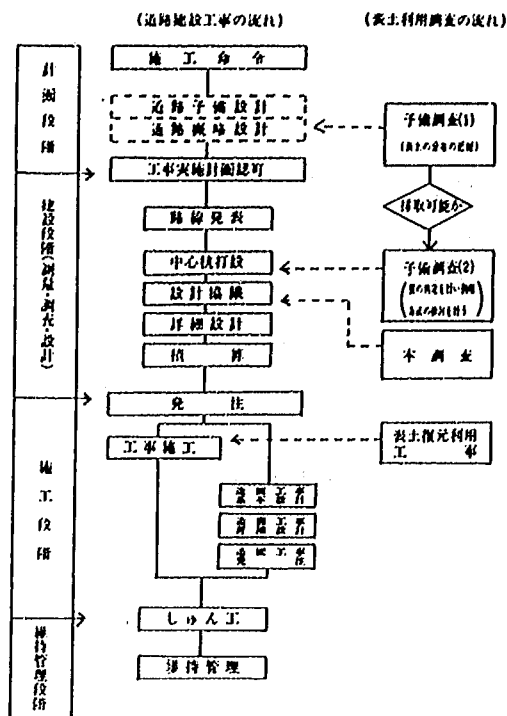


図-2 表土利用調査の位置付け¹⁾

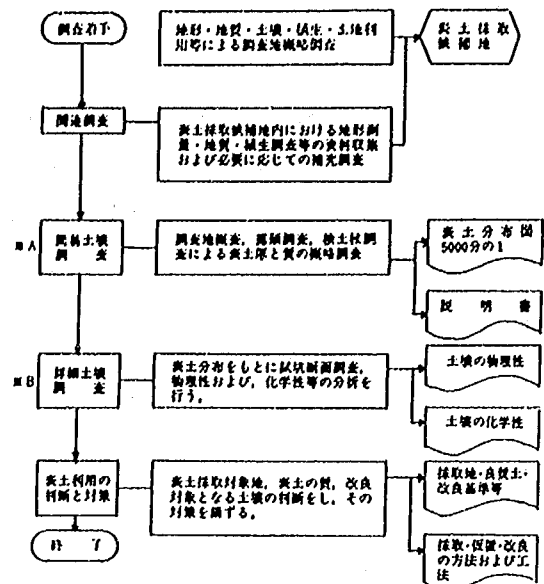


図-3 調査のフロー¹⁾

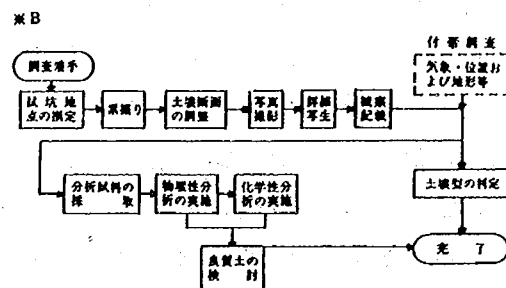
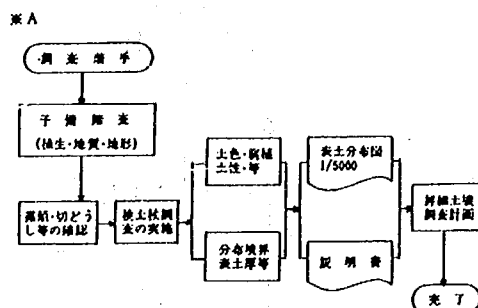


図-4 土壌調査のフロー¹⁾

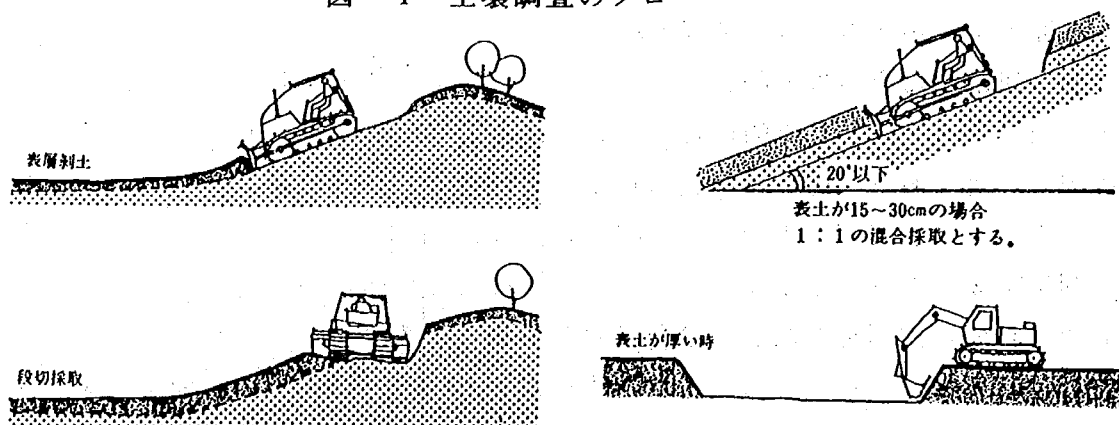


図-5 表土の採取方法¹⁾

表土が薄い場合には多少の下層土の混合はかまわない。なお、表土の採取前には、立木の伐採、灌木の刈払い、落葉枝への石灰散布、抜根、除根等の作業が必要となる。

採取した表土は原則としてそのまま植栽基盤に復元することが望ましいが、施工工程の都合により一時仮置することがある。表土の仮置する場所は、急な傾斜地、強風地、排水不良地をさける。表土保管の際には、堆積土の通気をはかり、土中の腐植の分解を促進し、土壌微生物の活性を保つ必要がある。図-6に示すように表土の堆積方法は、堆積高を1.

5 m (短期間の場合 2.0 m) とし、排水勾配をつける。堆積土の土壤密度は山中式土壤硬度計で $18 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ 程度 (湿地ブルドーザーが 1 回通過する程度の締固め) とする。また、堆積土の表面侵食を防ぐため、落葉落枝等を利用してマルチングを行うとよい。

4. 表土の復元

表土は盛土のり面の土羽土、園地等の盛土材、植栽用客土、種子吹付工用土等に活用できる。盛土のり面の土羽打ちは図-7 に示す 5 つの工法が考えられる。表土固定の方法としては、神戸市で行ったのり面緑化工で図-8 に示す方法が行なわれている。園地等の盛土材として使用する場合は、粗造成面とのなじみを良くするため、粗造成面を 20 cm 程度耕起し、耕起部上部と表土を混合し、その上に表土を盛土すると良い (図-9)。植栽用客土、種子吹付工用土等に使用する場合は、通常使用されている土壌と同様の方法でよい。

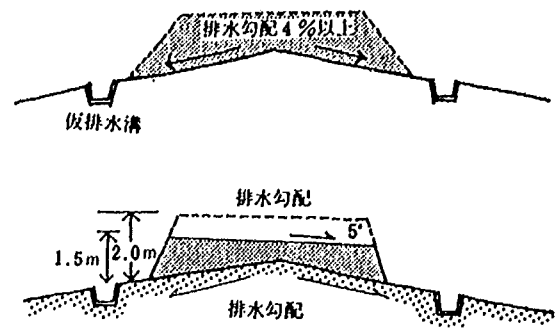


図-6 表土の堆積方法¹⁾

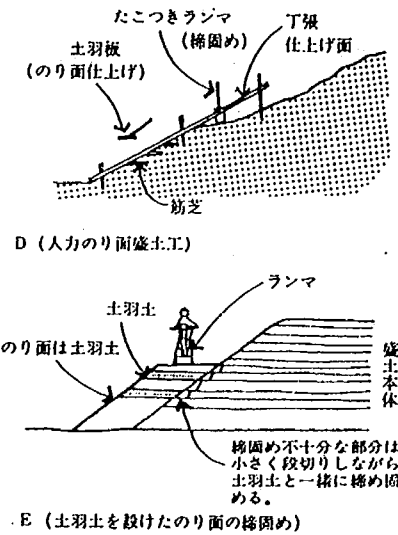
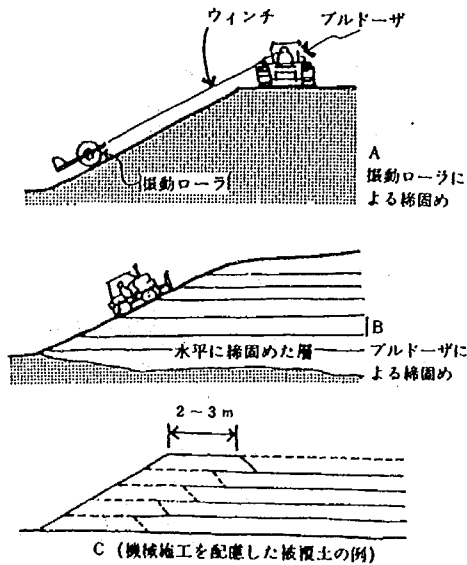


図-7 土羽打ちの方法¹⁾

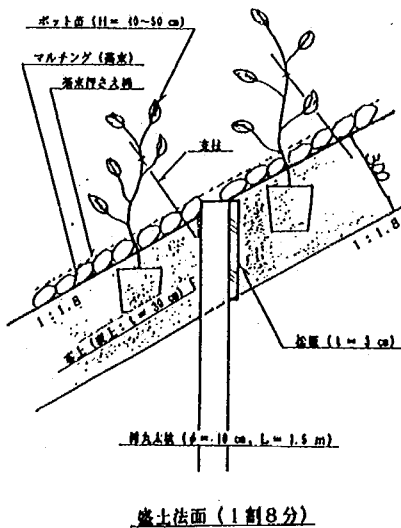


図-8 表土固定方法²⁾

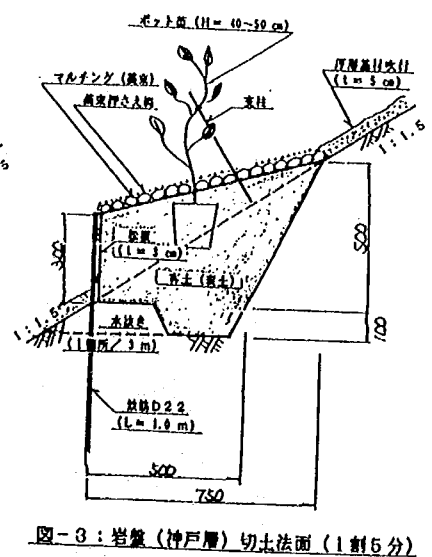


図-9 岩盤 (神戸層) 切土法面 (1 割 5 分)

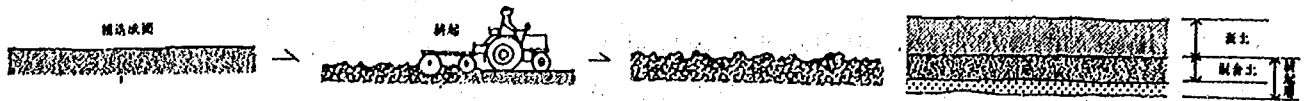


図-9 園地等盛土の方法¹⁾

参考文献及びその他関連資料

・表土保全

- 1) 表土利用－植栽基盤別の施工事例－、岩永安正、道路と自然、No. 6 1
- 2) 表土活用による法面緑化工法、井川広行・浜田圭吾、平成6年度日本造園学会全国大会シンポジウム・分科会講演集
- 3) 緑化・植栽工の基礎と応用、(社)土質工学会
- 4) 客土と表土保全、奥水肇、造園雑誌、5 1 (1)
- 5) 最先端の緑化技術、ソフトサイエンス社
- 6) 東富士五湖道路における自然環境保全対策、篠原千尋、道路と自然、No. 5 7
- 7) 道路建設における表土保全について、鈴木和子・大原正之、道路と自然、No. 3 6
- 8) 表土利用に関する調査、小澤徹三、道路と自然、No. 3 4
- 9) 国営昭和記念公園の樹木の保全と表土利用、勝浦康之、グリーン・エージ、No. 9 9
- 10) 表土と樹木の保全と活用－多摩ニュータウンの事例から－、桜井栄一、グリーン・エージ、No. 9 5

・ラウンディング

- 11) 土木工事ののり面保護工、新田伸三・小橋澄治、鹿島出版会

(緑化生態研究室)

道一 8 路床が深さ方向に異なる場合の設計 CBR の考え方

(質問)

昭和47年に2車線で供用済みの道路を4車線に拡幅する工事に取り組んでいる。両側拡幅区間は現地盤のCBRをとり、必要な舗装構成で行いたい。が、現道2車線の部分の設計CBRの考え方について御教示願いたい。

(熊本県熊本土木事務所)

(回答)

現道2車線の部分の路床について、6地点の開削調査を行った結果を表一1に示す。

表一 1 路床の性状

調査地点	第1層(礫質土)	第2層(礫混じり砂質土)
No. 1	40cm、CBR=66.9	75cm、CBR=3.7
No. 2	30cm、CBR=30.1	80cm、CBR=5.3
No. 3	50cm、CBR=13.2	50cm、CBR=3.9
No. 4	70cm、CBR=16.8	30cm、CBR=2.6
No. 5	80cm、CBR=29.7	30cm、CBR=2.3
No. 6	30cm、CBR=113.7	100cm、CBR=16.2

ここは、現道を舗装する際に路床土の置き換えを行っているため、路床が性質の異なる2層から構成されている。

軟弱な路床(CBR3未満)の置き換えを行った場合、置換えた層の下部20cmは在来路床土と同じCBRで評価することになっている。これは、下が軟弱な路床の場合、その一部を良質土で置換えても締固め効果に限界があること、および供用後に軟弱な在来路床土が下から混入して置換えた層の下部が軟弱化する恐れがあることから、遮断層の厚さに見合う20cmについては強度の評価を在来路床土と同じにしているからである。ただし、在来路床土のCBRが3以上で支持力も十分あって締固めが確実にでき、供用後の軟弱化の恐れもない場合には、置換えた層全厚が有効な層として評価することができる。

この現場における路床は、過去に置き換えを行ったという経緯はあるものの、置き換えを行ってからかなりの年数が経過しており、また、開削調査により路床支持力に関して再調査を行ったわけであるから、地山の路床として評価してよい。

各地点のCBRを計算すると、

$$\text{No. 1} \quad \left(\frac{66.9^{1/3} \times 40 + 3.7^{1/3} \times 60}{100} \right)^3 = 16.6$$

$$\text{No. 2} \quad \left(\frac{30.1^{1/3} \times 30 + 5.3^{1/3} \times 70}{100} \right)^3 = 10.0$$

$$\text{No. 3} \quad \left(\frac{13.2^{1/3} \times 50 + 3.9^{1/3} \times 50}{100} \right)^3 = 7.6$$

$$\text{No. 4} \quad \left(\frac{16.8^{1/3} \times 70 + 2.6^{1/3} \times 30}{100} \right)^3 = 10.7$$

$$\text{No. 5} \quad \left(\frac{29.7^{1/3} \times 80 + 2.3^{1/3} \times 20}{100} \right)^3 = 20.6$$

$$\text{No. 6} \quad \left(\frac{113.7^{1/3} \times 30 + 16.2^{1/3} \times 70}{100} \right)^3 = 33.5$$

棄却されるデータはないことから、

区間の CBR = 6 地点の平均値 - 6 地点の標準偏差 (σ_{n-1})

$$= 16.5 - 9.6$$

$$= 6.9$$

よって、設計 CBR は 6 として、それに応じた舗装構造の設計を行えばよい。

(舗装研究室)

道一 9 法面アンカーの設計

(質問)

法面アンカーの締め付け機能と引き留め機能は、必ず安全のためにどちらかの機能のみで計算しないといけないのか、御教示願いたい。

(沖縄総合事務局 北部国道事務所)

(回答)

アンカー工は、初期張力を与えることにより地盤が変位する前に抑止効果を得られることや比較的小型の機械で施工が可能なこと、大きい引抜き抵抗が得られることなどの利点により、現場において多用されている。

さて、アンカー工には、図-1に示すように、①すべり面の垂直応力を増加させ、せん断抵抗を増大させる締め付け機能、②すべり滑動力を減殺する引き留め機能の2つの機能がある。①、②の機能を両方とも含んだ形にすると(1)式のように書けるが、現時点では施工地点におけるアンカー工の引き留め機能、締め付け機能の効果の評価法は十分に明らかにされてはいない。

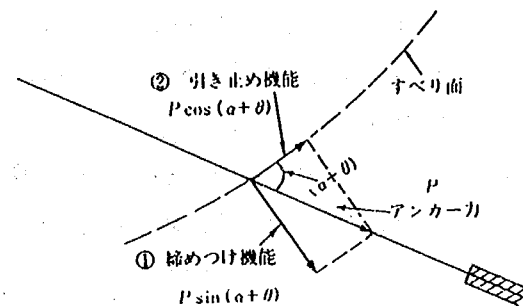


図-1 アンカー工の2つの機能

$$F_s = \frac{\Sigma c \cdot l + \Sigma (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \theta + \Sigma P \{ \cos(\alpha + \theta) + \sin(\alpha + \theta) \tan \phi \}}{\Sigma W \cdot \sin \alpha} \dots \dots \dots (1)$$

- | | |
|--|--|
| <p>F_s : 安全率
 c : 粘着力(tf/m^2)
 l : 分割片で区切られたすべり面長(m)
 W : 分割片の全重量(tf/m)
 u : 間隙水圧(tf/m^2)
 b : 分割片の幅(m)</p> | <p>α : 分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角($^\circ$)
 (=すべり面傾斜角)
 ϕ : せん断抵抗角($^\circ$)
 P : アンカー耐力(tf/m)
 θ : アンカー鋼材と水平線のなす角($^\circ$)</p> |
|--|--|

$P \cos(\alpha + \theta)$: 引き留め機能
 $P \sin(\alpha + \theta) \tan \phi$: 締め付け機能

このことから、現在一般的には、原則として、安全を考えて、アンカー工の引き留め機能、締め付け機能のどちらか一方を重点的に考慮して設計している。

例えば、図-2に示すようにすべり面の勾配が急で比較的に浅いすべり面の場合には、アンカーがすべり面に直角に近い角度で打設される。このとき、引き

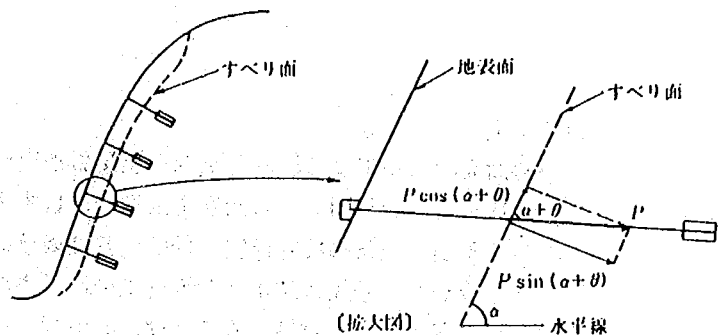


図-2 締め付け機能を期待する場合

留め機能である $P \cos(\alpha + \theta)$ は、締め付け機能である $P \sin(\alpha + \theta)$ と比較して小さくなる。そこで、安全側を考慮して引き留め機能を見捨てるようにする。

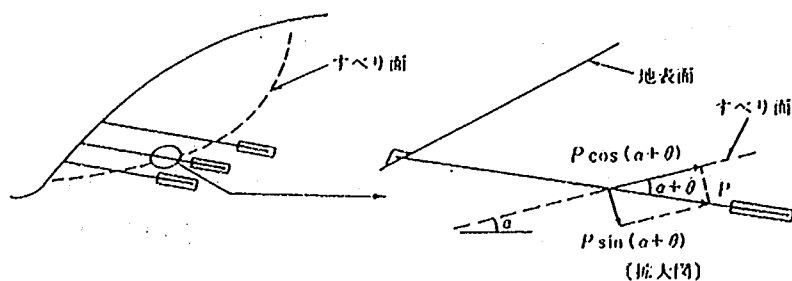


図-3 引き留め機能を期待する場合

一方、図-3に示すようにすべり面の勾配が緩やかで、比較的深いすべり面の場合には、すべり面とアンカーとの角度が小さくなり、引き留め機能である $P \cos(\alpha + \theta)$ は、締め付け機能である $P \sin(\alpha + \theta)$ と比較して大きくなる。そこで、安全側を考慮して締め付け機能を見捨てるようにする。

このように、一般的には、どちらか一方の機能に重点をおき設計を行うものとする。

しかしながら、すべり面の形状や現場の状況によっては、アンカーの打設角とすべり面のなす角が規制され、締め付け機能および引き留め機能のどちらも期待できる場合がある。また、文献3)、4)によるとアンカーの機能は表-1のように示さ

表-1 アンカー機能の選定

	締め付け機能	引き止め機能
すべりタイプ	岩盤すべり、崩壊	風化岩すべり、崩壊土すべり 粘性土すべり
すべり規模	小規模	中・大規模
すべり面勾配	大	小
すべり面深さ	浅い	深
すべり面強度φ	大	小
その他条件	地表部が軟弱である場合は不適当	

れている。この表によると、例えば、すべり面強度が大きい場合には、締め付け機能がより効果的に作用するなど、すべりの状況によっては、締め付け機能または引き留め機能が、より効果的に発揮される場合がある。

このように、アンカーの打設角とすべり面のなす角が大きい場合やすべりの状況によっては、(1)式を用いて、これまでに円弧すべりでのアンカー工の設計で行われているように、締め付け機能と引き留め機能の両方を考慮して設計をしても差し支えはないものと思われる。

(急傾斜地崩壊研究室)

参考文献

- 1) 斜面崩壊防止工事の設計と実例-急傾斜地崩壊防止工事技術指針-本編, 全国治水砂防協会
- 2) 道路土工のり面工・斜面安定工指針, 日本道路協会
- 3) 最新斜面・土留め技術総覧, (株)産業技術サービスセンター
- 4) 橋本ほか: 土砂災害防止アンカー工の設計方法および施工例, 基礎工 Vol. 15 No. 12
- 5) グランドアンカー設計・施工基準, 同解説, 土質工学会
- 6) グランドアンカー設計・施工例, 土質工学会

道一10 改質アスファルトの管理

(質問)

アスファルト舗装の耐流動対策として用いられている改質アスファルトの現場における品質管理項目及び管理手法についてご教示願いたい。

(沖縄総合事務局南部国道事務所)

(回答)

1. 現場にてDSを確認する方法、改質材添加量の確認方法

切り取りによらず現場でDSを求めるためには、施工時に現場においてアスファルト混合物を採取してホイールトラッキング試験用供試体を作製し、試験室でDSを確認する方法により実施することとなる。これについては、振動コンパクタまたは振動ローラと補助板(図-1)等の使用機材、試験材料の採取方法、転圧方法等が舗装試験法便覧に詳細に規定されている¹⁾ので準拠し実施されたい。

改質材添加量の確認は、現状では、採取した混合物からアブソン法等により回収したアスファルト、あるいは微量採取したアスファルトモルタルから溶出させたアスファルト中の改質材の定量分析を行うこととなり、現場での確認は困難である。SBRのみにより改質されたゴムアスファルト中の改質材の定量分析方法は、舗装試験法便覧に規定されている²⁾が、使用されたベースアスファルトと改質材により検量線(図-2)を作成する必要がある、アブソン回収における収率の点から改質材もスチレンブタジエンゴム(SBR)に限定されている。また、混合物から採取した微量のアスファルトモルタルから、熱分解ガスクロマトグラフによりSBRの定量を試みた報告³⁾や、熱分解ガスクロマトグラフと赤外分光法によりSBS、SIS、EVA、EEA、SBR等の添加剤の定量を行う試み⁴⁾も行われているが定性的な確認は可能でも定量は精度が低いとされている。このため、プラントミックスによる改質アスファルトの改質材添加量の確認はプラントにおける投入時に行う必要がある。

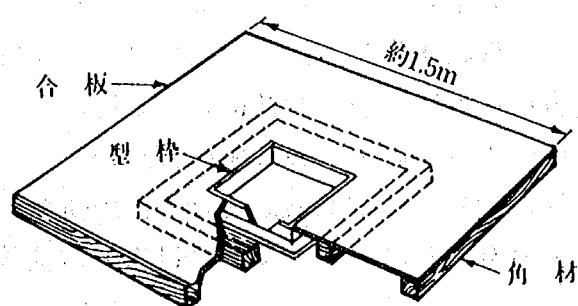


図-1 現場での供試体作製用補助板¹⁾

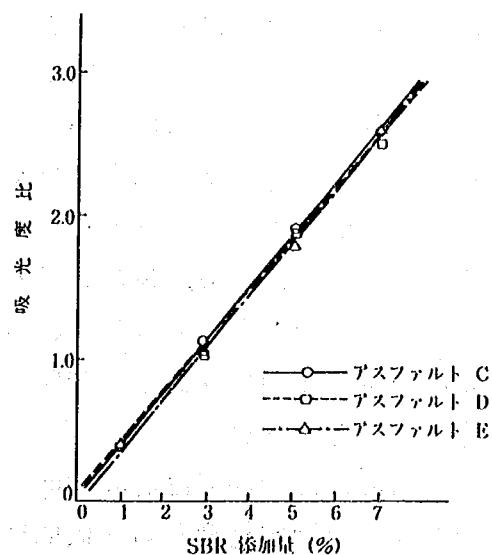


図-2 SBR添加量と吸光度比との関係²⁾

2. DS以外に考えられる管理項目及び手法

DS以外の耐流動性評価の手法としては、建設省技術研究会道路部門の指定課題として実施された調査では、マーシャル性状により耐流動性を判断することは適切でなく、60℃粘度により改質アスファルトの耐流動性のおおよその判断はできる⁶⁾と報告されている。他にはホイールトラッキング試験の供試体の小型化(抜き取りコアへの変更)や、定ひずみ貫入、定荷重貫入、圧縮、曲げ等により行う代替試験の検討⁶⁾がされ、供試体は小型化しても規格試験とは高い相関性が得られるが、代替試験方法はある程度の相関はみられても全体にDSに対する相対値が小さく(値の変化幅が狭い)現状での適用は難しいと思われる。参考として各代替試験とDSの相関係数を表-1に示す。また品質管理として改質アスファルトのバインダー検査を行うとすれば、回収したアスファルトについて粘弾性状を中心としたアスファルトの物理性状試験を行うこととなる。現場における検討方法としては、FWDを用いてレジリエントモジュラスを測定することにより弾性率から耐流動性を予測することなどが可能性として考えられる。

表-1 各試験と基準試料との相関係数⁶⁾

試験項目			相関係数 (r)	
			平均値による r	個々の値による r
定ひずみ貫入試験			0.95	0.69
定荷重貫入試験			—	—
マーシャル試験	標準	安定度	0.99	0.52
		スティフネス	0.90	0.51
	水浸	安定度	0.25	0.17
		スティフネス	0.32	0.23
曲げ強さ試験			0.85	0.70

3. DS試験における値のばらつき

DS試験結果のばらつきについては昭和60年以前に問題となった。これは以前の試験方法に規定されていない事項について各試験機関がまちまちの方法をとっていたために生じており、共通試験等による調査結果をもとに^{7) 8)}、供試体作製方法、試験輪のゴム硬度、駆動方式及び補正係数、記録方法、データ整理方法などについて細部にわたる規定がなされ、その内容は舗装試験法便覧の試験方法にも反映されている。DS値のばらつきに対してはまずこれらの規定に適合しているか否かを検討する必要がある。また一回の試験における3枚の試験体の変動係数は20%と決められておりこれを越えた場合には追加試験等の対処を行うこととされている。

DSの試験値については、6300回/mmを越えると(実際の沈下量は0.1mm以下となるため)試験機の沈下量測定精度から数値的に有為な差があるとはいえないとされ、6000回/mmを越えたものはすべて6000回/mmと報告するようにしている機関もある。

参考資料

- 1)ホイールトラッキング試験方法, 日本道路協会: 舗装試験法便覧, 1988. 11
- 2)ゴム入りアスファルト中に含まれるSBRの定量, 日本道路協会: 舗装試験法便覧, 1988. 11
- 3)アスファルト混合物中の添加剤の検証方法, 日本合成ゴム(株)開発センター, 日比野, 太田, 伊藤: 第19回日本道路会議一般論文集, 1991. 10
- 4)改質アスファルト混合物中の改質材の検出方法に関する研究, 東京都土木技術研究所, 日本改質アスファルト協会技術委員会: 改質アスファルト, No. 2, 1994
- 5)耐流動耐摩耗対策の選定手法に関する研究報告書: 土木研究所資料, 第3010号, 1991. 7
- 6)改質アスファルト混合物の耐流動性評価方法の検討, 東京都土木技術研究所, 鈴木, 田中, 菊島: 第19回日本道路会議一般論文集, 1991. 10
- 7)ホイールトラッキング試験方法の改善に関する研究, 建設省土木研究所, 安崎, 池田: 第16回日本道路会議一般論文集, 1985. 10
- 8)ホイールトラッキング試験方法の改善に関する研究報告書: 土木研究所資料, 第2401号, 1986. 8

(化学研究室)

道一11 杭の軸方向バネ定数

(質問)

杭の軸方向バネ定数 (K_v) は通常、道路橋示方書Ⅳ下部構造編¹⁾ (以下「道示」) に示されている式 (解 9.6.1) によって算出された値を用いて設計するが、その適用範囲としては l/D (杭長/杭径) が10以上とされている。 l/D が10より小さい杭を設計する際の K_v の設定方法について御教示願いたい。

(道路部道路工事課)

(回答)

現在、杭基礎の設計は杭群をフーチングに作用するバネに置き換える変位法によっているため、各杭における杭頭での水平、および軸方向のバネ定数を求める必要がある。道示では軸方向バネ定数 (K_v) の推定方法として次式が挙げられている。

$$K_v = a \frac{AP \cdot EP}{l} \quad \dots\dots\dots \text{式 (解 9.6.1)}$$

ここで a は l/D の値によって求められる係数であるが、その適用範囲は「 $l/D \geq 10$ 」とされている。式 (解 9.6.1) は現場で行われた載荷試験データを集計し求められた実験式であり、その集計、および解析においては、 l/D が10以下のデータがほとんど無かったこと、また、 l/D が10以下の杭は施工によるばらつきがバネ値に大きく影響することが考えられたため、その適用範囲として $l/D \geq 10$ が設定された。

l/D が10以下の杭を変位法によって設計する場合には、何らかの方法で K_v を求めなければならないが、 K_v を直接的に求める方法としては現場での鉛直載荷試験の実施があり、それで得られた値は信頼性が高いと考えられる。しかしながら、杭の施工数が少なかったり規模が小さい場合などは、費用・工期等の面での負担が大きいため一般的ではない。

そのため、現行の道示に示された式 (解 9.6.1) を用いて、経済性・安全性を考慮し、問題の無い程度の K_v の値とすることがある。これは l/D の値を、設計する杭そのものの値 (例えば5程度) から適用範囲の限界である10の範囲で変化させ、 K_v の値、およびその K_v をそれぞれ用いて計算された杭体の断面力、鉄筋量、および変位等を比較し、適切と判断される値を設定するものである。この他 $C_s - k_v$ をそれぞれ推定し K_v を求める方法²⁾ もあるため、それらを含めて比較検討し適切と思われる値を設定するとよい。

(参考文献)

1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編、平成6年2月

2) 日本道路協会：杭基礎設計便覧、平成4年10月

(基礎研究室)

ISSN 0386-5878

九州地建における一日土研資料

第3305号

平成6年11月 (1994)

企画部 企画課

要 旨

九州地方建設局管内の現場技術者からの技術的問題点に関する質問に対しての
回答をまとめたものである。

キーワード

アスファルト
塩害
河川
間隙水圧
画像処理
岩盤
橋梁

くい
計画高
景観
建設機械
再生アスファルト
砂防施設
C B R

植栽
地すべり
地盤種別
水質
せん断試験
騒音
測量

耐候性鋼
堆砂
ゴム基礎
直接基礎
沈下
継手
土質

法面
場所打ちくい
フーチング
舗装
防災対策

郵便はがき

50円切手
をはって
下さい

305-□□

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. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所第3305号
(平成6年度一日土研)

部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名

印

土木研究所資料第3305号

