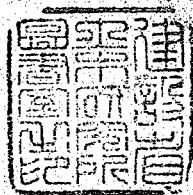
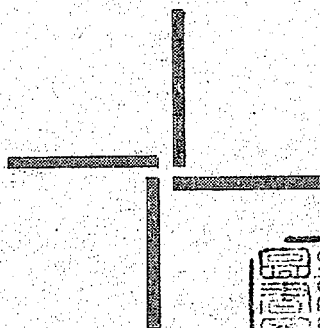


土木研究所研究発表会プログラム



日 時 昭和41年4月19日(火)
10.00 ~ 17.00
場 所 建設省土木研究所 4階講堂
文京区本駒込2丁目28番32号
(駒込駅下車)

土木研究所研究発表会 プログラム

司 会 村 野 義 郎

時 間	題 名	講師・発表者
1000 ~ 1010	挨拶	所 長 村 上 永 一
1010 ~ 1110	特別講演「道路土工について」	支所長 福 岡 正 己
1110 ~ 1140	研究発表「洪水アナログコンピューターについて」	河川研究室 星 畑 国 松
1140 ~ 1210	〃 「スウェーデン式サウンディングによる地すべり面の推定」	地すべり研究室 藤 田 寿 雄
休 憩		
1300 ~ 1330	研究発表「層状岩盤の強度特性について」	ダム構造研究室 天 道 久 男
1330 ~ 1400	〃 「空中写真による道路の地質調査」	地質研究室 岡 本 隆 一

時 間	題 名	講 師・発 表 者
14.00 ~ 14.30	研究発表「ボックスカルパートの自動設計について」	技術管理室 岩 松 幸 雄
14.30 ~ 15.00	〃 「道路の直接的経済効果（その十）」	土質研究室 矢 部 正 宏
		道路研究室 松 浦 義 満
休 憩		
15.20 ~ 16.50	映画 1) 世界最長の吊橋 2) 平行線ケーブル架設試験 3) 妙高人工なだれ実験	日本放送協会 企 画 室 〃
16.50 ~ 17.00	挨拶	地質化学部長 伊 東 茂 富

土木研究所資料第165の1号

所内研究発表会

道路土工について

福岡正巳



昭和41年4月19日

建設省土木研究所

道 路 土 工 に つ い て

千葉支所長 福 岡 正 己

道路工事のなかで最も工事量の多いのは土工である。工事の施工に当つて土工をうまく実施することは非常に重要なことであり、工事を無事に完成させるためには、是非とも土工に成功しなければならない。道路の主体をなすのは土であるから工事のしゆん工後において、土が変形あるいは破壊すると、直ちに舗装、構造物に影響をおよぼし、交通に対しても重大な障害を起すことになる。道路土工に対して技術者のための手引書（道路土工指針）が造られたのは昭和31年10月のことであるが、これはちょうど道路土工に機械が大きな比重を占めるようになってきた時代に作られたものである。この道路土工指針は調査、計画、施工、管理、検査の各部門にわかれ、さらに排水工、軟弱地盤の処理などについて記述されている。昭和31年から現在までの10年間に道路工事の速度は、はやくなり規模がますます大きくなり、使用される機械、設備も進歩発達し、新工法ならびに管理技術がとり入れられるようになっていたので、これらを考慮して大幅な改訂をする必要にせまられたわけである。そのため新しい土工委員会が設置され、その下に土工指針改訂小委員会がつくられ、筆者もその一員として改訂案の審議に参加している。そこでこの委員会を通して得られた知識をもとにして道路土工のあり方とその問題点についてお話したい。

新しい土工指針の章は次のように区分されている。

1. 土質調査および土質試験
2. 設 計
3. 施工計画
4. 準備工および跡片付け
5. 施工法
6. 排 水
7. 軟弱地盤
8. 地スベリと崩壊

9. ノリ面保護

10. 擁壁

11. カルバート

12. 工事管理

13. 検査

次に土工指針改訂案の内容について順次紹介していきたい。ただし土工指針改訂案は目下審議中でまだまだ修正される点が多いので詳しいことは改訂案が発行されたならば、それを御覧いただきたい。

以上土工指針改訂案の概要についてのべたが、重要な問題点について2～3考えてみたい。

(1) 土工の一貫性について

土工は調査からスタートして設計→施工→検査の後も完成するのであるが、この間の作業を同一人の手で実施することは不可能である。そこでこの間の関連がうまくとれることが非常に重要である。また作業の多くは請負にかけられ、それを発注し監督するわけであるが、この両者の関係をスムーズにすることも大切である。土工が道路工事の非常に大きな部分を占めるといつてもその他に舗装、橋梁などの大切な工事があり、これらとの調整も十分行なわれなければならない。

(2) 締固めについて

土は締固めることによつて密度が増大する。密度の高い土は強度が大で変形も少ない。ところが締固めるためには経費がかかる。そこでどの程度の経費をかけて締固めればよいかが問題になる。締固めた土の検査、品質管理は非常にむずかしい。それは土が均質でないのが主な原因である。密度を測定しても、締固めの結果密度が上つたのかどうかはがはつきりしない場合が多い。

(3) 施工機械の作業能力について

施工機械の作業能力の算定は土工単価に直結している。作業能力の数字は一応指針にかかげられているが、土質条件その他の作業環境によつて大幅に変化するものであり、それらの条件のきめ方が実際の場合に問題になつてくる。判断の基礎となる要素の分析と要素の組合せ方について一段と研究が必要である。

(4) 土質調査法と分類について

土質調査はまだまだ未開発である。一つの試験だけをして土の性質がわかるような方法が出現しないものだろうか、と夢のようなことを期待している人もある。分類法も実用的に便利なものにならないだろうか。

(5) ノリ面保護とコウ配について

ノリ面を切らない前に必要なノリコウ配がビタリとわからないものであろうか。各種の岩質、土質のノリ面でいろいろな形式の保護工法があるが、そのうちどれを採用すれば最もよいのであろうか。

(6) 土工と橋梁の選択基準

土工は用地を多く要するが橋梁にすれば少なくてすむ。従つて用地費が高いか安いかでどちらが有利かがきまつてくる。しかし道路がつけば土地の値段は上る。そうするとこれをどのように折り込めばよいのだろうか。

(7) オープンカットとトンネルの選択基準

オープンカットが簡単にできるような山かどうかの見分け方はないものかどうか。

以上土工の問題点のうちのいくつかについて述べたが、まだまだいろいろな問題がある。これらをひとつひとつ解決していくことこそわれわれ土木研究所において研究にたずさわる者の任務であらう。

「第1章 土質調査および土質試験」について

土質調査を次のように分類している。すなわち

- 1-2-2 予備調査 (1) 資料の収集 (2) 資料の検討
- 1-2-3 現地踏査
- 1-2-4 本調査

岩石ないし岩盤については従来の指針にはあまり記述がなかったが、改訂案では図表を用いて相当くわしい記載がなされている。図-1.2 岩石の弾性波速度と掘削性は参考としてかかげたものであるが、キャタピラー社ブルドーザーD9リッパによる岩質の相異による掘削の難易度である。また図-1.3は名神高速道路におけるノリ面の弾性波速度(切取工事施工後に実測)と施工方式との関係である。

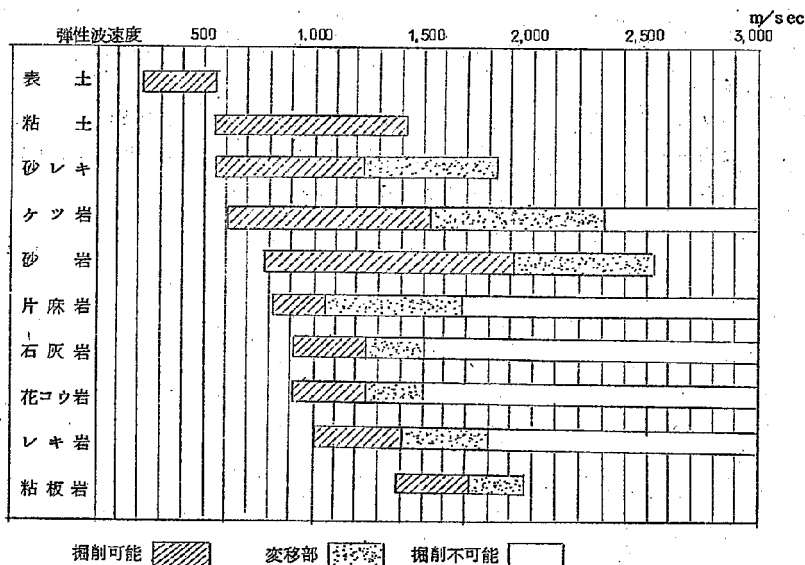


図 1.2 岩石の弾性波速度と掘削性(米国の例)

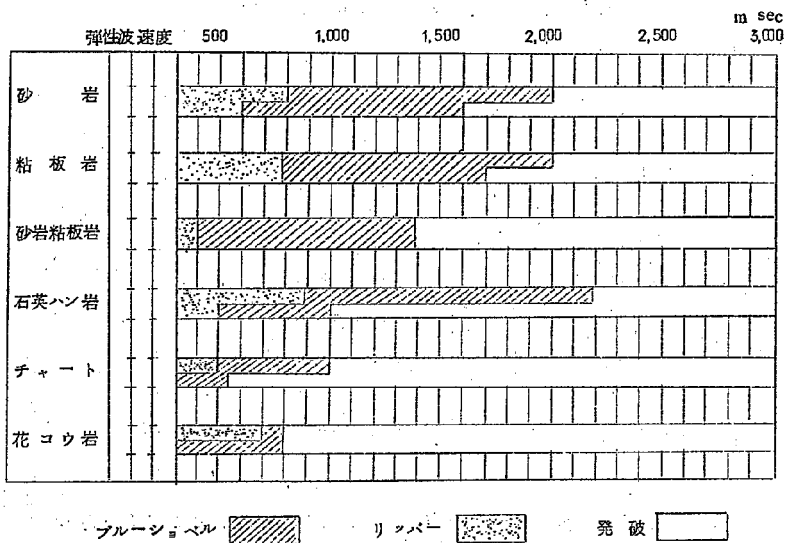


図 1.3 岩石の弾性波速度と掘削性（名神高速道路の例）

土の分類法は現行指針に AASHO 法、キャサグランデ法が用いられている。改訂案ではイギリスの分類法の長所もとり入れた新分類法を提案している。土の種類は、レキまたは砂利、粒状土、砂、砂質土（シルト質砂ならびに粘土質砂）、粘性土（砂質シルトならびに砂質粘土）、シルト、粘土、泥炭土、（シルト質泥炭ならびに粘土質泥炭）、泥炭の 9 種類、小分類を含めて 12 種類になる。

「第 2 章 設 計」について

設計の章は盛土と切土に大別されている。盛土ノリ面コウ配は盛土の安定に十分のように、安定計算によつて定めるべきものであるが、一般には表 2.1 のように、盛土材料の種類、盛土高に応じて、経験的な標準値が与えられているので、安定計算の必要はなく、表を参考にして、現地の地形、地質、

気象条件、隣接する物件、ノリ面保護工の種類、施工法などを考慮して定めればよいとしている。ただし地盤は十分な支持力を有すること。

表－2.1 盛土材料および盛土高に対するノリ面標準コウ配

盛 土 材 料	盛 土 高 (m)	コウ 配 (割)
粒度分布のよい砂	0 ～ 5	1.5 ～ 1.8
砂利および砂利まじり砂	5 ～ 15	1.8 ～ 2.0
粒度分布の悪い砂	0 ～ 10	1.8 ～ 2.0
岩塊、ズリ	0 ～ 10	1.5 ～ 1.8
	10 ～ 20	1.8 ～ 2.0
砂質土、かたい粘性土	0 ～ 5	1.5 ～ 1.8
かたい粘土および粘土	5 ～ 10	1.8 ～ 2.0

盛土材料として使用する土の選定方法についてのべたが、ここで捨土という概念が採用されている。「(3)一般に次のようなものは盛土材料として使用してはならないといわれている。

- (i) ベントナイト、温泉余土、酸性白土、有機質土などの吸湿性が大で、圧縮性の大きい土。
- (ii) 凍土、氷雪、草木、切株、その他多量の腐食物を含んだ土。
- (4) 土を捨土の対象にすべきかどうかは、その土質はもちろんのこと、盛土高、盛土の形状、切盛土のバランス、対象となる土量、施工法、工期などの工事条件を考慮して、経済性を検討し、個々の現場において決めなければならない。」と書いている。

盛土の締め固めは土工指針の1つのポイントであるので慎重に審議を重ねているが、設計 — 施工 — 管理 — 検査に一貫性があるよう、しかも実行可能であるようにすることは容易ではない。現在のところ次のような案になっている。

- 「(1) 締め固めは次の目的のために行なう重要な作業であるから、盛土の設計にあたっては締め固め度、施工含水比、まき厚など必要な事項を示

すことが望ましい。

(i) 土の空気間ゲキを減じ、透水性を低下させ、水の侵入による軟化、膨脹を小さくして土を最も安定した状態にすること。

(ii) 盛土ノリ面の安定、交通荷重の支持など、構造物に必要な強度特性を盛土に持たせること。

(iii) 完成後の路面に悪影響を及ぼす盛土自体の圧縮沈下を少なくすること。

(2) 締固めの規定には次に述べるように多くの方式があるが、それぞれ得失があるので、交通荷重、土質などに応じて適当なものを採用すればよい。

(i) 基準となる室内締固めの試験の最大乾燥密度に対する百分率で締固め後の乾燥密度を規定する方法（以下乾燥密度によつて規定する方法と称する）

(ii) 飽和度または空気間ゲキ率によつて規定する方法、乾燥密度によつて規定する方法の適用は次に述べるような土には困難で、この場合にはこの方法が合理的である。

(a) 規定された乾燥密度にすることができる含水比よりも自然含水比の高い土。

(b) 土質の変化が著しい現場において、各種の土が混合していて、その割合が常に変化し、密度比較法で規定すれば現場において乾燥密度を測定するたびに、新たに基準となる最大乾燥密度を求めなければ、正確な締固め度が判定できず検査が非常に繁雑となるような場合。

(iii) 強度特性によつて規定する方法

安定した盛土材料、すなわち、水の侵入による膨脹、強度の低下などの少ない材料の場合（岩、ズリ、砂、砂質土など）は強度特性で締固めを規定することができる。特に岩、ズリ、などは乾燥密度の測定が困難な場合が多いので、この方法は便利である。

(iv) 締固め機種、締固め回数によつて規定する方法

岩、ズリなどの締固めの場合便利である。

(v) 簡単な施工法によつて規定する方法

特に締固め程度を規定せず、敷ならし時の土工機械の走行による締固めを期待して、まき厚を適当に定め、水平に敷きならして施工することのみを規定しておく方式。」

粘土ノリ面コウ配の参考のために表-2.4をあげている。

表-2.4 切土標準ノリ面コウ配

地山の土質および地質		切土深さ (m)	コウ配 (制)
硬	岩		0.3 ~ 0.8
軟	岩		0.5 ~ 1.2
	砂		1.5 ~
砂 質 土	密実なもの	5 以下	0.8 ~ 1.0
		5 ~ 10	1.0 ~ 1.2
	密実でないもの	5 以下	1.0 ~ 1.2
		5 ~ 10	1.2 ~ 1.5
砂利または岩塊 まじり砂質土		10 以下	0.8 ~ 1.0
		10 ~ 15	1.0 ~ 1.2
		10 以下	1.0 ~ 1.2
		10 ~ 15	1.2 ~ 1.5
シルト、粘土、粘性土		0 ~ 10	0.8 ~ 1.2
砂利または岩塊まじり のシルト、粘土、粘性土		5 以下	1.0 ~ 1.2
		5 ~ 10	1.2 ~ 1.5

注1. 上表は植生などによる適切な保護をした場合に適用できる。

注2. シラスの場合は直立コウ配を採用してもよい。

土工と橋など構造物との接続部に対しては将来盛土沈下による段がつかないようにしなければならない。その方法として裏込材料、埋戻し材料には十分注意する必要がある。表-2.5は良好な材料の性質を示したものである。

表-2.5 適当な埋戻しおよび裏込め
材料の粒度と性質

最大寸法	100mm
4760 μ (No.4) フルイ通過量	25 ~ 100%
74 μ (No.2000) フルイ通過量	0 ~ 25%
塑性指数	10以下

路床土の種類と現場CBRの関係を参考のために示すと、表-2.6
のようになる。正確な値はもちろん試験によつて決定すべきである。

表-2.6 土の種類と現場CBR

土の種類	現場CBR
シルト粘土分が多く、しかも含水量の多い土（含水量の多い火山質 細粒土など）	3以下
シルト粘土分が多くても含水量の比較的少ない土（含水量のあまり 多くない火山灰質粘性土など）	3~5
普通の細粒土	3~7
含水量の少ない細粒土	7~15※
粗粒土	7~15
粒度分布のよい砂	10~30

※ 含水量の変化に相当敏感である。

「第3章 施工計画」について

工程計画、土量の計算、施工方式と建設機械の選定、作業能力の算定に区
分されている。

工程計画は、施工法および機械の組合せ、施工機械の稼働効率、1日当り
の作業量を定めて作成される。施工機械の稼働日数は、気象条件による影響
が最も大きい。降雨および降雨終了後休止日数を参考のために表示した。

ある機械の1日当りの作業量などは次の関係式から求められる。

各月稼働日数＝月日数－（降雨休止日数＋降雨終了後休止日数＋休日）

延作業日数＝（土工量、 m^3 ）÷（1日当り作業量、 m^3 /日）

1日当り作業量（ m^3 /日）＝運転時間当り作業量（ m^3 /hr）
 $\times$ 1日当り運転時間（hr/日）

延作業日数を各月稼働日数で配分して、土工工期を決定する。運転時間当りの作業量（ m^3 /hr）については「作業力の算定式」の項に述べた。運転時間率は〔（1日当り運転時間（hr））÷1日当り運転員の拘束時間（hr）〕として表わされる。ブルドーザー、ショベル系掘削機、ダンプトラックなど主要機械についての標準値は表－3.1のようである。

表－3.1 主要土工機械の運転時間率

作業条件	機械の程度		
	非常に良い	良い	やや良い
非常に良い	0.83	0.72	0.59
良い	0.74	0.64	0.52
やや良い	0.64	0.56	0.46
あまり良くない	0.46	0.40	0.33

土量の変化率L・Cの値は表－3.3で示す。この数値を適用する際は現場の土質の複雑さ、施工規模の大小などを考慮して画一的な適用を避けなければならない。

$$L = \frac{\text{ほぐした土量}}{\text{地山の土量}}$$

$$C = \frac{\text{締固め後の土量}}{\text{地山の土量}}$$

表-3.3 土量の変化率

大分類	上のおもな種類		L	C	摘 要
粗粒土	岩石	硬 岩	1.70~2.00	1.30~1.50	
		中 硬 岩	1.55~1.70	1.20~1.40	爆破する場合も含む
		軟 岩	1.30~1.70	1.00~1.30	
	レキ 砂利 粒状土	レキ、玉石、ズリ	1.10~1.15	0.95~1.05	
		砂 利	1.10~1.20	1.00~1.05	
		砂まじり砂利	1.15~1.20	0.90~1.00	
		固結した砂利	1.25~1.45	1.10~1.30	
	砂	砂	1.10~1.20	0.85~0.95	
		レキまじり砂	1.15~1.20	0.90~1.00	
		玉石またはズリまじり砂	1.15~1.20	0.90~1.00	
	砂質土	砂 質 土	1.20~1.30	0.85~0.90	
		レキまじり砂質土	1.30~1.40	0.90~0.95	
		玉石またはレキまじり砂質土	1.40~1.45	0.90~0.95	
細粒土	粘性土	粘 性 土	1.25~1.35	0.85~0.95	ローム質火山灰土も含む
		レキまじり粘性土	1.30~1.40	0.90~1.00	
		玉石またはズリまじり粘性土	1.40~1.45	0.90~0.95	
	シルトおよび粘土	シルトおよび粘土	1.20~1.45	0.85~0.95	
		レキまじりシルトおよび粘土	1.30~1.40	0.90~0.95	
		玉石またはズリまじりシルトおよび粘土	1.40~1.45	0.90~0.95	

土運搬作業からみた適用機械は運搬距離および運搬路の状況によつて異なるが、表3-4.3に運搬距離と適用機械の標準的な関係を示した。

表 3-4.3 土運搬作業における運搬距離と適用機械

区 分	距 離	建 設 機 械 名
短 距 離	80 m以下	ブルドーザ、トラックショベル スクレープドーザ
中 距 離	80～500 m	スクレープドーザ、被けん引式 スクレーバ、モータスクレーバ パワーショベル } +ダンプトラック トラクタショベル }
長 距 離	500 m以上	モータスクレーバ パワーショベル } +ダンプトラック トラクタショベル }

締固め機械は土質、地形、締固め作業の種類（盛土、構造物裏込め、ノリ面）などを考慮し、各々の条件に適した機種を選定することが必要である。土の種類と締固め機械とその適用性については表をかかげている。

機械の作業能力の算定に際して用いる実作業時間率は実作業時間と運転時間の比の値として表わされる。この値は標準的には0.9程度を考えてよいが、過去の実績から0.99～0.65と大きな範囲を示している。

ドーザの作業能力の算定

ドーザの1時間当りの土工量の算定式は次のとおりである。

$$Q = \frac{8 \times f \times 60 \times E}{cm}$$

ここで、Q：運転時間、1時間当りの作業量（ m^3/hr ）

q：1回の掘削押土量（ m^3 ）

f：土量の変化率

E：ドーザの作業効率

cm：サイクルタイム（min）

1時間当りの標準土工量は表-3.4～8に示すようなものである。

土量の変化率 f は次のようである。

掘じた（ルーズ）土量で作業量を算定する場合 $f = 1$

地山（跡坪）土量で " $f = 1/L$

締固め後の土量で作業量を算定する場合

$$f = C/L$$

表中の α は搬路の勾配で $\alpha = 0$ は水平であることを示している。

パワーショベルの標準土工量は表-5.25に示す。

表3-5-4 7t級ブルドーザー土工量(m^3/hr) $f = 1.00$
 $\alpha = 0$

土運搬 距離(m)	作業効率率(E)					
	1.4	1.2	1.0	0.8	0.6	0.4
10	118	101	85	68	51	34
20	74	63	53	42	32	21
30	53	45	38	30	23	15
40	40	34	29	23	17	11
50	32	27	23	18	14	9
60	26	22	18	15	11	7
70	21	18	15	12	9	6
80	18	15	13	10	8	5

表3-5-5 11t級ブルドーザー土工量(m^3/hr) $f = 1.00$
 $\alpha = 0$

土運搬 距離(m)	作業効率率(E)					
	1.4	1.2	1.0	0.8	0.6	0.4
10	201	172	144	115	86	58
20	126	108	90	72	54	36
30	90	77	64	51	38	26
40	68	58	49	39	29	19
50	54	46	38	31	23	15
60	44	38	31	25	19	13
70	36	31	26	21	16	10
80	31	26	22	17	13	9

表 3-5-6 1.7 t 級ブルドーザ土工量 (m^3/hr) $f = 1.00$
 $\alpha = 0$

土運搬 距離 (m)	作業効 率 (E)					
	1.4	1.2	1.0	0.8	0.6	0.4
10	272	235	194	156	117	78
20	170	148	122	97	73	49
30	121	104	86	67	52	35
40	92	79	66	53	37	26
50	73	62	52	42	31	21
60	59	51	42	34	25	17
70	49	42	35	28	21	14
80	41	35	30	24	18	12

表 3-5-7 1.9 t 級ブルドーザ土工量 (m^3/hr) $f = 1.00$
 $\alpha = 0$

土運搬 距離 (m)	作業効 率 (E)					
	1.4	1.2	1.0	0.8	0.6	0.4
10	320	274	228	183	137	91
20	200	171	143	114	86	57
30	142	122	101	81	61	41
40	108	92	77	62	46	31
50	86	73	61	49	37	24
60	70	60	50	40	30	20
70	58	49	41	33	25	16
80	49	42	35	28	21	14

表 3-5-8 2.3 t 級ブルドーザ土工量 (m^3/hr) $f = 1.00$
 $\alpha = 0$

土運搬 距離 (m)	作業効 率 (E)					
	1.4	1.2	1.0	0.8	0.6	0.4
10	391	335	279	223	167	112
20	244	209	174	139	105	70
30	174	149	124	99	74	50
40	132	113	94	75	57	38
50	105	90	75	60	45	30
60	85	73	61	49	36	24
70	70	60	50	40	30	20
80	59	51	42	34	25	17

表-3.25 パワーショベルの標準土工量 ($f=1$, $E=0.75$)

規格 (m^3)	旋回角度 ($^\circ$)	標準土工量 (m^3/hr)			
		容易な掘削 $K=1.20$	中位の掘削 $K=1.00$	やや困難な掘削 $K=0.75$	困難な掘削 $K=0.60$
0.3	90	65	45	29	20
	135	54	39	24	17
	180	46	33	21	14
0.6	90	122	85	53	37
	135	102	71	45	32
	180	85	60	38	28
1.2	90	216	154	101	72
	135	185	130	84	61
	180	155	112	74	51

締固め機械の作業能力算定

作業量を転圧土量 (m^3/hr) で表わす場合

$$Q = \frac{1000 V \cdot w \cdot H \cdot f \cdot E}{N} \quad (m^3/hr)$$

作業量を転圧面積 (m^2/hr) で表わす場合

$$A = \frac{1000 V \cdot w \cdot E}{N} \quad (m^2/hr)$$

ここで、 Q : 運転時間 1 時間当りの作業量 (m^3/hr)

A : " (m^2/hr)

V : 作業速度 (Km/hr)

w : 1 回の有効締固め幅 (m)

H : まき出し厚さまたは 1 層の仕上り厚さ (m)

f : 土量換算係数

N : 締固め回数

E : 締固め機械の作業効率

表- 3.40 は締固め機械の有効締固め幅と締固め速度である。

表 3-40 締固め機械の有効締固め幅と締固め速度

機 械 名	規 格	有効締固め幅 (m)	標準締固め速度 (km/hr)
マガダムローラ	6 ~ 8 t	0.6	2.0
	8 ~ 10 t	0.8	
	10 ~ 12 t	0.8	
	12 ~ 15 t	0.9	
ダンデムローラ	6 ~ 8 t	1.1	2.0
	8 ~ 10 t	1.1	
	10 ~ 12 t	1.2	
三 軸 ロ ー ラ	13 ~ 19 t	1.2	2.4
自 走 式 タイヤローラ	5 ~ 8 t	1.2	3.0
	8 ~ 15 t	1.8	
	12 ~ 28 t	2.1	
振 動 ロ ー ラ	1.8 t	0.7	0.9
	2.4 t	0.7	
	4.4 t	0.3	
振動コンパクタ	0.5 t	0.4	0.6
	1.6 t	0.9	0.8

「第4章 準備工および跡片付け」 (略)

「第5章 施工法」について

この章には、概説、掘削と運搬、切取りノリ面、盛土、締固め、路床、路盤、砂利道、路肩の各節が含まれている。

掘削のうち岩の掘削には爆破によるものと爆破によらないものとの2種類の方法がある。爆破における火薬の所要量の求め方は表をかかげる。爆破によらない岩の掘削工法としてはリッパ-工法が有効である。

土砂の掘削の場合、特に深い切土ではノリ面の作業が最小になるよう荒仕上げを行ないながら掘削作業を進め、たえず検査をしながら施工することが必要である。

片切り、片盛りの場合には盛土への高まきは極力さけるように努め、すべ

りを防ぐために設計に示されていない場合でも地盤を段切することが望ましい。

切土部から盛土部の移り変わりの部分には、施工中水がたまって作業にさしつかえることがあるから排水には十分注意しなければならない。

切土を盛土に使用する場合には、なるべく締固めに適した含水比の状態にある土から掘削して含水比の高い土の水分が減少するのを待つて掘削してゆくようにした方がよい。

掘削作業中は常に排水に注意し、特にショベル系掘削機の場合には機械の周囲に水がたまらないようにする。また地盤が弱いところで作業する場合には踏板などを敷いて、作業中機械がめり込まないようにする。

その他、施工法の要点、注意事項について述べる。

「第6章 排水」について

この章は表面排水、地下排水、凍上防止の3つの節からなる。

表面排水のために降雨流出量をきめる必要がある。流出量を推定する方法はいろいろあるが、一般に道路の排水設備の設計には合理式あるいは実験公式を用いる。合理式は過大で実験公式は過小という議論もあるが、実情に応じて雨水流出量をきめる。

合理式 (Rational式) による方法

$$Q = \frac{1}{3.6 \times 10^6} C i a$$

ここに Q : 雨水流出量 (m^3/sec)

C : 流出係数

i : 降雨強度 (mm/hr)

a : 排水面積 (m^2)

流出係数の値は表示してあるが、例えば、(アスファルト舗装 0.92~0.98、コンクリート舗装 0.85~0.95、砂利道 0.30~0.70、路肩、中央分離帯—土 0.50、芝 0.25~0.30、ノリ面—土 0.60、ノリ面—芝 0.30、都心地域 0.90~0.95、住宅地域 0.70~0.80、工場地域 0.60~0.75)

側溝については建設省で標準設計ができていたので説明はこれと関連性

をもたせてある。

「第7章 軟弱地盤」について

調査設計、軟弱地盤処理工法にわけられている。軟弱地盤の処理工法としては押え盛土工法、除去置換工法、ブレロード工法、バーチカルドレーン工法、サンドコンパクションパイル工法、バイプロフローテーション工法があげられ、この中で新工法がいくつかとり入れられている。ゆるい砂地盤の改良についてふれているがこれは新潟地震の経験に基づくものである。

盛土基礎地盤の設計計算としては、スベリに対する安定と、圧密沈下の2つがある。スベリに対する安定計算としては円形スベリ面法があげられている。圧密沈下の計算には次の式を用いる。圧密計算量をSとすると、

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \times H \quad (7-5-a)$$

$$S = H \cdot \frac{Cc}{1 + e_0} \log_{10} \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \quad (7-5-b)$$

$$S = m_v \cdot \Delta p \cdot H \quad (7-5-c)$$

ここに e_0 : $e - \log p$ 曲線上で土かぶり圧 (P_0) に対応する間ゲキ比

e : $e - \log p$ 曲線上で載荷重を加えた後の鉛直圧 $P = P_0 + \Delta p$ に対応する間ゲキ比

Δp : 載荷重により基礎地盤に生ずる鉛直増加圧力

Cc : 圧縮指数 (圧密曲線より求める)

m_v : 体積圧縮係数

Δp の値を求めるには図-7-3オスターバークの図表を用いる。

沈下と時間の関係を求める方法はいろいろな書物にのっているが、これらの図表を使いやすくしてある。

「第8章 地スベリと崩壊」について

地スベリと崩壊は非常に重要な問題ではあるが、指針の限られた紙面では詳細に記述することはできない。全国地スベリ地の分布図をかけた地スベリ

地の所在を明らかにした。地スベリ調査は予備調査と精密調査にわけ、精密調査には地質調査、移動調査、地中ヒズミ量調査、スベリ面調査、土質調査、地下水調査、が含まれる。地スベリ崩壊防止工には次のようなものがある。

- (1) 排土工
- (2) 地スベリ崩壊の末端が溪流や河川に面している場合に行なう堰堤、床固め、護岸、水制
- (3) 表面排水工
- (4) 地下排水工
 - (i) 浅層地下排水工—暗キヨ、明キヨ、横ボーリング工

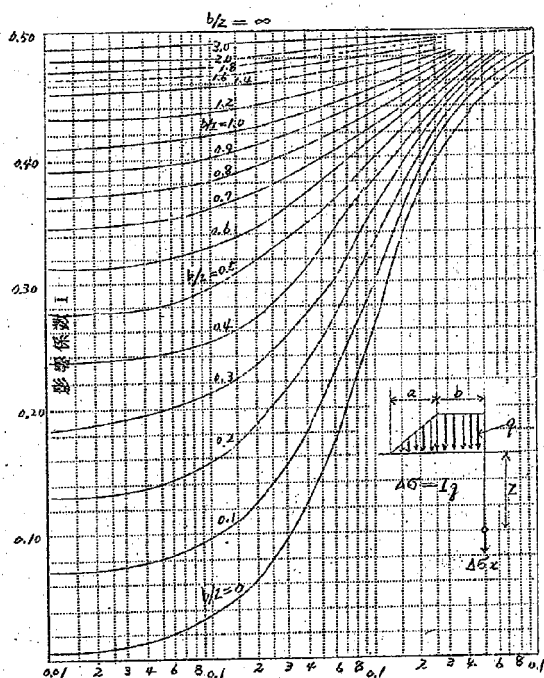


図-7.3 Qsterberg の影響線図

(ii) 深部地下排水工—横ボーリング工、排水トンネル、集水井

(5) 擁壁工、わく工

(6) クイ打ち工

「第9章 ノリ面保護工」について

植物による保護工に在来の張芝、筋芝工、植樹工のほか植生盤工、種子吹付工などを付け加えた。種子にはいろいろの種類があるがわが国で用いられている例を表-9-3に示した。

表-9-3 種子の一例

草 名	草丈 (m)	適地範囲	播 種 最 適 期			
			暖 地		寒 地	
ホワイトクローマー	0.1 ~0.3	腐食質土壌最適 弱酸性、弱アル カリ性土壌にも 耐える	3月下旬~ 5月中旬	9月中旬~ 10月中旬	5月上旬	8月中旬~ 9月上旬
バズフット トレフォイル	0.2~ 0.8	酸性土、湿地火 山灰土砂地塩分 土壌	4月上旬~ 5月中旬	9月上旬~ 10月中旬		"
ゲンタッキー 31 フェスク	1.0~ 1.6	土壌を選ばず	"	9月中旬~ 10月上旬	5月上旬	8月中旬
ウィーピング ラブグラス	0.6~ 1.2	"	"	"	"	"
ハーミューダ-グラス	0.1~ 0.5	暖地、酸性土	5月~6月	—	6月~7月	—
リートキャナリ-グラス	0.1~ 0.5	土壌を選ばず	3月下旬~ 4月下旬	9月上旬~ 10月上旬	4月~5月	8月中旬~ 9月上旬
レッドトップ	0.6~ 1.2	泥炭地、粘土地	4月上旬~ 5月中旬	9月中旬~ 10月上旬	5月上旬	"
レッドフェスク	0.3~ 0.6	乾燥地	"	"	"	"

風化し易い岩、風化した岩で落石のおそれのある場合、転石、玉石交りの
ノリ面、あるいは土丹などで芝付けができず、のちに風化してはげおちるお
それのある場合はモルタル吹付を行なう。吹付工にはセメント、モルタル、
コンクリート、アスファルトモルタルなどがある。工法的には各材料を混合

したものゝを圧送吹付けする湿式と、水と他の材料を別々に圧送し、ノズルで合流させる乾式の2種類がある。吹付モルタルの厚さは5～10cmでいどとする。

「第10章 擁壁」について

擁壁は建設省で標準設計ができてゐる。その際の外力としてはテルツアギー・ベックの土圧表が使用されている。指針もこれと同一歩調がとられている。地震時土圧はまだはつきりわかつてゐないし、テルツアギーの土圧表によれば十分安全であると考えられるので一般には考慮しない。特に考慮する必要がある場合には物部、岡部式を用いる。建設省の標準設計は基礎グイがある場合についてはまだ完成してゐないが、この点についても検討してゐるので、何等かの記述が行なわれる予定である。

「第11章 カルバート」について

カルバートは次のように分類できる。

- (1) 剛性カルバート……ボックスカルバート、パイプカルバート
- (2) たわみ性カルバート……コルゲートパイプ、コルゲートアーチ

カルバートに加わる土圧は剛性か、たわみ性か、施工法、基礎工法について変化するが、そのすべてについて一応の推定法をあげる。しかし建設省の標準設計があるのでこれと重複する部分は省略する。

「第12章 工事管理」について

工事管理は現行指針のものより詳しくなる。施工管理——工程管理、品質管理、安全管理、防災管理、機械管理にわたる。管理は設計と非常に深い関係をもっている。土質は他の材料に比して非常に均一性に乏しく、簡単な試験でコントロールすることが難かしい。現在のところ締固めの品質管理は、含水比と密度との測定を行ない $\bar{\sigma}$ -R管理図を用いることになつてゐるが、今後検討する予定にしている。

「第13章 検査」について

この章も現行のものより詳しくなる。検査方法には量的検査方法と質的検査方法がある。量的検査には、幅や長さを測るように、直接テープをもつて実測すものと、トランシットやレベルを用いて、土工工事の通りや、計画高さをチェックするものとに分かれる。

質的な検査は、工事ができ上った竣工検査でも実施するが、むしろ毎日の検査をくり返して、そのつど可否を判定し、これを積み上げ、最終的に最も安定した土工工事を完成するようにする。

締固めの検査には乾燥密度、空気間ゲキ率などのうち最も適した方法を選ぶ。

む す び

以上内容のあらましについて説明したが、土工指針が発行されるまでにはまだまだ変更される部分が多いので、改訂された土工指針によつて正確な知識を得られるように希望する。なお、指針はいろいろな問題点が解明されないうまま、ある種の判断を加えて、割り切った書き方がされるので、今後絶えず新知識をとり入れ、また近い将来に再改訂する必要を生じることにも注意されたい。

土木研究所資料第165の2号

所内研究発表会

洪水追跡用アナログ
コンピューターについて

星 畑 国 松



昭和41年4月19日

建設省土木研究所

「洪水追跡用アナログコンピューターについて」

河川研究室 星 畑 国 松

1. はじめに

洪水流に関しては従来多くの理論的研究が行われ、洪水流のもつ特性は種々明らかにされてきた。しかし、実際河川のもつ複雑な河道条件に対して、これらの研究を応用するには問題点も多く、ほとんど実用には使用しえない。そのため、数値解法が要求されることとなるが、最近ではディジタルコンピューターの開発とあいまつて各地において洪水流の数値解析が行われはじめた。

土木研究所においては、洪水流の複雑な動態に対し、アナログコンピューターを適用して以来今年で10年を迎える。その間、感潮河川専用の第一号機から、現在の汎用機として十分使用しうる第七号機まで深く改良がかさねられ、急流部から感潮部までの巾広い河川の動態に対処しうる事が確かめられてきた。これらの諸報告は土木研究所報告、土木技術資料を通してすでに発表されてきた。ここでは、本アナログコンピューターの河川シミュレーターとしての特徴をみていきたい。

2. 水理系と電気系の対応

洪水流の運動を表わす、不定流の運動方程式および連続式は

$$-I + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{g} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{n^2 \cdot u^2}{R^{3/4}} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

で表わされる。

(1)、(2)式を h (A を含む) および Q で表わせば

$$-I + \left(1 - \frac{Q^2 \cdot (\partial A / \partial h)}{g \cdot A^3}\right) \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{1}{g \cdot A} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{g A^2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{n^2 Q^2}{R^{3/4} \cdot A^2} = 0 \quad \dots\dots (3)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial x} = 0 \quad (4)$$

となる。ただし h : 水深、 u : 流速、 I : 河床勾配、 Q : 流量、 A : 通水断面面積、 n : Manning の粗度係数

(3)式において、第2項の $Q^2 (\partial A / \partial h) / g A^3$ の項は Froude 数の2乗に等しく、一般に1に対して省略し得る程度の大きさである。また第4項の $(2Q / g A^2) (\partial Q / \partial x)$ の項も他の項に比して小さいと考えられるので、これも省略すれば(3)、(4)式は

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g A} \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{n^2 \cdot Q^2}{R^{4/3} \cdot A^2} = 0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (6)$$

ただし H (水位) = $Z + h$

Z : 基準線から測つた河床の高さ

(5)式および(6)式を洪水流の基本方程式として用いる。アナログコンピュータはこの水利系の現象を電気系で模擬し、電気回路に表われる現象から、水利系の現象を知ろうとするものである。このために電気回路の基礎方程式が水利系のものと同一であり、かつ、境界条件および初期条件が相似になるようにしなければならない。したがって、まず基礎方程式を電気系に変換する。ここでは、つぎのような変換方式を採用した。

水利系 電気系

$$H \text{ (水位)} = \alpha \cdot e \text{ (電圧)}$$

$$Q \text{ (流量)} = \beta \cdot i \text{ (電流)} \quad (7)$$

$$t \text{ (時間)} = \delta \cdot \tau \text{ (時間)}$$

ここに α 、 β 、 δ は変換係数である。

(7)式を用いて(5)、(6)式を変換すれば

$$-\frac{\partial e}{\partial x} = \frac{n^2 \cdot \beta^2 \cdot i}{R^{4/3} \cdot A^2 \cdot \alpha} i + \frac{\beta}{g \cdot \alpha \cdot \delta \cdot A} \cdot \frac{\partial i}{\partial \tau} \quad (8)$$

$$-\frac{\partial i}{\partial x} = \frac{\alpha}{\beta \cdot \delta} \cdot \frac{dA}{dH} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (9)$$

となる。

一般に分布定数の伝送回路の基本式は

$$\frac{-\partial e}{\partial x} = r \cdot i + l \cdot \frac{\partial i}{\partial t} \quad (10)$$

$$\frac{-\partial i}{\partial x} = c \cdot \frac{\partial e}{\partial t} \quad (11)$$

で与えられる。ここに r 、 l 、 c はそれぞれ単位長当りの抵抗値、インダクタンス、および静電容量。

(8)、(9)式は、(10)、(11)式と比較してわかるように、非線形の分布定数伝送回路の式である。これを作ることは困難であるので、非線形の四端子回路をもつてこれに代えた。すなわち、水理系でいえば河道部分をいくつかのブロックに分け、その一ブロックを一組の四端子回路とし、これを結合して行く方法である。

河道部分の区切り方を細くすればするほど、このような方法は分布定数回路に近づくことは明らかである。

(10)、(11)式を四端子回路で表わすために、 Δx 区間についての階差式で表わせば、

$$-\Delta e = R \cdot i + L \cdot \frac{\partial i}{\partial \tau} \quad (12)$$

$$-\Delta i = c \cdot \frac{\partial e}{\partial \tau} \quad (13)$$

となる。ただし、この式が(6)、(7)式で表わされる水理系と全く相似になるためには、次の条件を満足しなければならない。

$$L = \frac{\beta \cdot \Delta x}{g \cdot \alpha \cdot \delta \cdot A} \quad (14)$$

$$R = \frac{\eta^2 \cdot \beta^2 \cdot \Delta x \cdot i}{R_{\frac{1}{8}} \cdot A^2 \cdot \alpha} \quad (15)$$

$$C = \frac{\alpha \cdot \Delta x \cdot dA}{\beta \cdot \delta \cdot \alpha H} = \frac{\alpha}{\beta \delta} \cdot A_0 \quad (16)$$

ここに、 H : 水位

A_0 : 水位 H の場合の Δx 区間の水面積

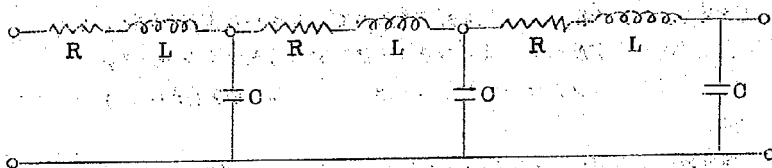
C : Δx 区間の静電容量

L : Δx 区間のインダクタンス

R : Δx 区間の抵抗値

(10)、(11)式は図-1に示す四端子回路の式である。したがって、この四端子回路の L 、 R 、 C が(14)、(15)、(16)式で表わされる値をとるならば、この回路は(8)、(9)式で示される水理系の方程式と全く相似になり、電気回路を水理系の条件のように結合し、初期条件、境界条件を相似に与えれば、この電気系において水理系の計算を行なうことができる。

図 - 1



3. 演算回路の構成

河川に洪水が流入すると、河川の水位が高まり、それだけ上流からの流入を貯留し、抵抗を変化させ、流量の時間変化に対する抵抗が生じる。

これらの関係は(1)、(2)式に示される通りである。この河川に対して、(12)、(13)式の四端子回路は微分解析機を主体とした一般のアナログ計算機と異つて水の流れを直接電気で模擬する型式のシュミレーターといえる。

(14)、(15)、(16)式で示されるように R は電流および電圧、 L 、 C は電圧のみの関数である。したがって、電流、電圧を取り出して、これらの関係を作ることが本方式の最も重要なところである。

これらの関係については、土木技術資料 7 巻 5 号を参照していただき、ここでは簡単にこれらのシュミレーション法の経過をたどつてみよう。

- 1) 1号機は、河川を模擬する範囲を小さくして、河川の横断面が長方形に近く、水深に比して水位の変化の少い河川だけを解析することとした。相似式(14)、(16)式の L 、 C の値は電圧による変数としないで、その区間の平均

水深に相当する定電圧を使用して一定値とし、(10)式のRは電流の二乗に比例する電圧降下のおきる抵抗とした。二乗特性の抵抗素子には、三極真空管の二乗特性の部分を使用した。

2) 2号機は、水位変化の影響をとり入れるために各区間の水位流量曲線を電氣的に模擬する方式をとつた。

そのため、下流端の境界条件がそのまま上流に影響をおよぼす欠点があった。

3) 3、4号機においては、1号機の三極真空管による二乗特性は水理特性に合う真空管をさがすのが困難であり、2号機はさきにのべた欠点があるため、直接近似型のアナログ方式から一般のアナログ計算機方式にあらため、多数の演算増巾機を使用した。

断面特性の $A^2 R^{3/4}$ は $a(H-Z_0)^m$ (H:水位、 Z_0 :河床高、 a, m :係数) の形で近似した。演算機としては、加減算器、乗算器、対数変換器、指数変換器等を用い、解はブラウン管上に描がさせる高速型である。4号機においては、水位による水面積の変化を模擬する可変C素子を取り入れた。

4) 4号機までは、真空管を主体とした計算機であつたが、5号機以後は半導体を主体に使用した。半導体によつて、二乗特性の近似が行いやすくなったため、1号機の方式にもどり、直接近似型アナログ計算機とした。この計算機は、ダイオードを使用して、折線近似回路を作り、各水位毎の(10)式を直接近似し、水位変化は高速リレーで切換る方式を採用した。

5) 6、7号機においては、半導体としてトランジスターを使用し、5号機の高速リレーによる切換え方式をあらため、4Hのある範囲を連続的に切り換える方式にした。これによつて、(10)式をほぼ完全に直接近似できるととなつた。なお、この機より上流および下流の境界条件を与える関数発生機をデジタル化した。

以上、簡単にシミュレーションの変化の過程をおつてきたが、この経過を通して土木技術の発達と他技術の発達は緊密につながっている例をみることができる。

現在は、組み込みの簡易化ととり組み、R素子の一部の交換を可能にし、各河川のシミュレーションを保存できる方式の開発をすすめ、実施されだした。

4. H-ΔH-Q カープ

電気素子のうち、L、Cは(14)式より水位のみの関数である故、河川測量の成果のみによつてかなり高精度で表わしうるが、Rは流量と水位の関数であり、洪水実績の観測によらなければよいシミュレーションは不可能である。

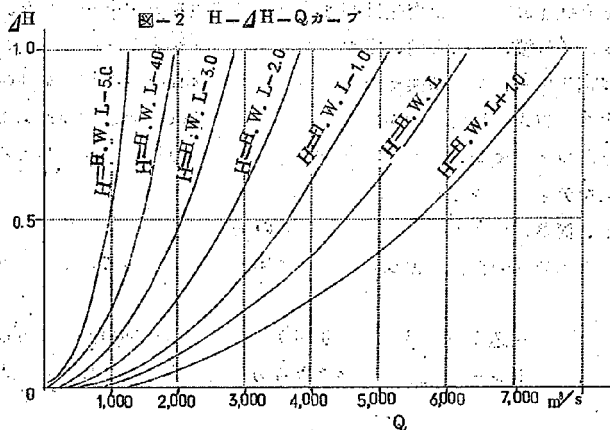
(15)式の両辺に i をかけると、

$$Ri = \frac{n^2 \beta^2 \Delta x}{R^{3/4} \Lambda^2 \alpha} i^2 \quad \dots\dots\dots (17)$$

となり、左辺は ΔH を表わし、右辺は(15)式同様水位と流量の関数である。この関係は等流のマニング式の関係であり、もとの水理系で表わすと、左辺は区間上下流の水位差 ΔH 、右辺分母は水位の関数、分子の n は粗度係数で定数である。従つて、(17)式は $\Delta H-H-Q$ の関係を表わすこととなる。この i^2 の関係——非線形の関係——は、本アナログ・コンピュータの開発において最も重点のおかれたところであり、河川の問題としても最も重要な問題である。

この $H-\Delta H$ は、水位観測の実績を通して容易に把握でき、流量観測の実績が多くなれば、実績の $H-\Delta H-Q$ をもつて直接アナログ・コンピュータに組み込むこともでき、このアナログ・コンピュータは実績をシミュレートするには非常に有利であるといえる。

現在、この模擬としては、図-2のように水位 H をパラメータとして ΔH



-Qカーブをかき、この図をアナログコンピューターにおぼえさせている。

これを逆に ΔH をパラメータとして書くと、 ΔH をパラメータとするH-Qカーブとなり、H-Qカーブはアナログ・コンピューターの中で連続してかわりうるから、このアナログ・コンピューターは ΔH をパラメータとする無限のH-Qカーブを持つこととなり、さきにも述べたようにRに関しては実際河川を完全にシミュレートし、完成の域に達したといえる。

5. 実際河川への適用

以上のべてきたアナログ・コンピューターを使用して、洪水流の諸特性はもちろんとし、実際河川の巾広い動態に対応じうる。その第一にあげうるものは、以前の理論的研究においては、縦断的に一様断面の仮定が入っていたことに対し、まったく任意の断面をとりうることである。ただ、この場合の制約としては、縦断的な断面形状の変化につれて、河川のよいシミュレーションを得るために区間のとり方、 ΔH -Qカーブのとり方に注意を要することである。その他、実際河川への応用を列挙すれば、

1) 不定流的な水路通水能力、低減の検討

洪水波形、河床勾配、粗度係数、遊水池などの河道の各要素がかわるにつれて洪水流の伝播、低減の模様も変わると考えられ、ことに貯水池などにより調節された洪水波形の変化が流下につれてどのように減衰するかは非常に重要な問題である。

この問題に対しては、それぞれの河道特性を2に従って組み込み、上流より流量、下流において水位を時間的に与えることによつて容易に解くことができる。(鬼怒川、筑後川等)

2) 河川が合流する場合

洪水流が合流する場合には、合流時差の問題、本川の堰上げによる流入波形の変形の問題等実際問題としてかなり重要であり、河川計画に取り入れることが要望される。アナログ・コンピューターにおいては図-3のようにより各素子を接続すればよく容易にとくことができる。(佐賀江川、筑後川等)

3) 河川が分流する場合

2)と同様に論ずることができる。すなわち、図-4に示すように各案子を接続すればよい。(利根川)

4) 水門、堰などを有する場合

水門、堰などを有する場合には、その点でそれに応じた水位-流量曲線が定まってくる。この水位-流量曲線が完全越流堰のように下流側の条件をうけない場合と、滞り堰のようにそうでない場合とがあるが、いずれにしてもその点の水位-流量曲線の特性を知れば、電気的には析線近似法によつて任意関数の $e \sim i$ を作ることができるので、この場合の解を容易に求めることができる。(江戸川)

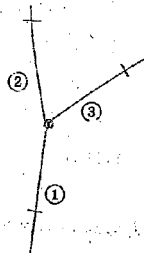


図 - 3

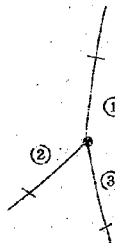


図 - 4

5) 遊水池をもつ場合

遊水池や氾濫地点が低減におよぼす効果の把握が要望される。霞堤の場合には、河川に並列に可変コンデンサーをつけることにより容易に模擬することができる。

溢流堤をもつ場合は、現在開発中である。(筑後川、利根川等)

6) 高潮の遡上問題

高潮の河川遡上計算においては、図-5のように図-1の回路に風による起電力項を導入すればよい。風の効果については、まだ定説がなく問題点も多いが、

$$\text{起電力} = \frac{3 \cdot r^2 \cdot \rho_a \cdot W^2 \cdot d\alpha}{2g(h + \xi)} \cdot \frac{1}{\alpha} \dots\dots\dots (10)$$

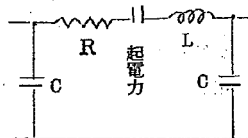


図 - 5

として計算している。(土木技術資料5巻10号~12号参照)(荒川、中川、江戸川等)

6. 実験を通した結論

5.において、実際河川への適用の可能性を述べたが、ここでは、実際河川に適用したその結果を述べる。

現在まで、鬼怒川、荒川、佐賀江川、筑後川をはじめとして、諸河川の洪水流のシミュレーション、東京湾等湾内の高潮遡上のシミュレーション、高潮の河川遡上のシミュレーション等を行ってきたが、実績との検証を通して以下のことが明らかになった。

1. 洪水のピーク時に対しては不等流として扱っても実際上問題がないこと。
2. 理論式より出発している故もちろんのことではあるが、洪水流量の低減の様子をよく模擬する。
3. 伝播時間は、下流部については現在のシミュレーションで問題がないが、急流部については(3)式の省略の影響が生じてくる。
4. 実際河川の実績をアナログ・コンピューターの中に容易に組み込めると。即ち適当な間隔で流量の実測があれば、その実測の $H-Q-H$ を用いることによつて粗度係数の値を媒介とせず洪水流の流下現象を表わしうる。
5. 分合流の現象をよく表わしうること。
6. 高潮現象については、風の応力のとり方に問題があるが、起電力項を導入することによつて模擬できること。

7. デジタル・コンピューターとの比較

デジタル・コンピューターの普及がすすみ、洪水流の数値解法をデジタル・コンピューターを用いて行うことが手近なものとなつてきた。それとともに、デジタル・コンピューター用の数値解法も数多く発表され、安定性についてもかなり明らかになつてきた。

分流の問題、合流の問題、任意断面の問題、遊水池の問題すべてデジタル・コンピューターによつて解きうる時点にきている。

さらに重要なことは、ディジタル・コンピュータはプログラムを作れば万人の手近にあることである。

それ故、これからディジタル・コンピュータによる洪水流の数値解法は飛躍的にすすむものと思われる。

これに対するアナログ・コンピュータの特徴としては、

- 1) 河道をアナログ・コンピュータに組みこむためには時間を要するが、一度組みこまれば洪水波形をかえて流すことは容易である。
- 2) 放水路を任意の個所から自由に分岐でき、また河道の一部変更も容易にできる。
- 3) 河道素子の一部のさしかえによつて別河川のシュミレーションが可能となり、各河川のシュミレーターの保存が可能になった。したがつて、いつでも短時間で河川のシュミレーションができる。
- 4) 結果が波形として連続的にでるため、その形を実績と比較することによつて適否の判断、エラーのチェックがしやすい。
- 5) ディジタル・コンピュータにおいては距離的にも時間的にも離散量であるため、 Δx と Δt の関係を任意にとりえないが、アナログ・コンピュータは時間的には連続であるため河道区間を任意に選べる。

また、欠点としては、

- 1) オシログラフでとるため、精度に限界がある。
- 2) 河道が複雑な場合には、河道を短区間にわけねばならず、したがつて河道区間数が多くなる。

8. おわりに

本アナログ・コンピュータを一言で表わせば、河川の断面特性—— $H-A-B$ ——と粗度関係が与えられれば、(14)、(15)、(16)の関係によつて河道を簡単に表わせ、そこに上下流、支川の境界条件を与えると河川の洪水流下現象を表わせることである。

このことによつて、洪水流下の問題が我々の近しい問題となつてきた。

また、理論的解明——自然現象の定式化——の重要性が、この武器を通して真に浮堀りされた。

自然現象を十分分析し、それを理論によつて確かめ、そのくりかえしにより一歩一歩不確定要素を我々のものとしていき、その礎の上に河川開発の花をさかせる。

このアナログ・コンピューターの開発によつて、技術者の目は実績の解明一本に向ふことができ、その他のものから自由になった。

アナログ・コンピューターにはじめて接したとき、前河川部長吉川博士から「何にあわすのか」という問をかけられた。この問は、雑関にぶつかる毎に大きく想い込まれ、河川の実績をみることのきびしさを教えられた。

洪水流は、上下流連続して流れるが、局部は局部の特性を強くもつている。アナログ・コンピューターは、その局部の特性をもよく表わす。区間のとり方、断面平均の仕方、実績の評価の仕方どれをとつてみても難しい問題である。

アナログ・コンピューターは、人間が河川を把握した通りに河川をシュミレートし、それ以上にはでない。

現在のアナログ・コンピューターは演算を完了すると次の河川のシュミレーションへと組み換えられて、完了した河川のシュミレートはしなくなる。演算を完了した場合はこれでもよいが、検証の過程でよりよいシュミレーションをさがす段階においては、洪水流の把握が進んでいない現時点において非常な苦しみを感ずる。

しかし、このために、一層河川に対する目を養われるという好影響がある。

この問題の克服のために、現在江戸川のシュミレーションにおいて、R素子の保存を可能にする回路の設計が行われた。これによつて、各河川のアナログ・コンピューターのライブラリーが設けられる端緒が開かれ、近い将来、日本の主要な河川のシュミレーションが旬日をですに行われうることとも可能になった。

しかし、このために我々が解決していかなければならない問題も数多い。

土木研究所資料第165の3号

所内研究発表会

スウェーデン式サウンディング
による地すべり面の推定

藤 田 寿 雄



昭和41年4月19日

建設省土木研究所

スウェーデン式サウンディングによる 地すべり面の推定

地すべり研究室 藤田 寿雄

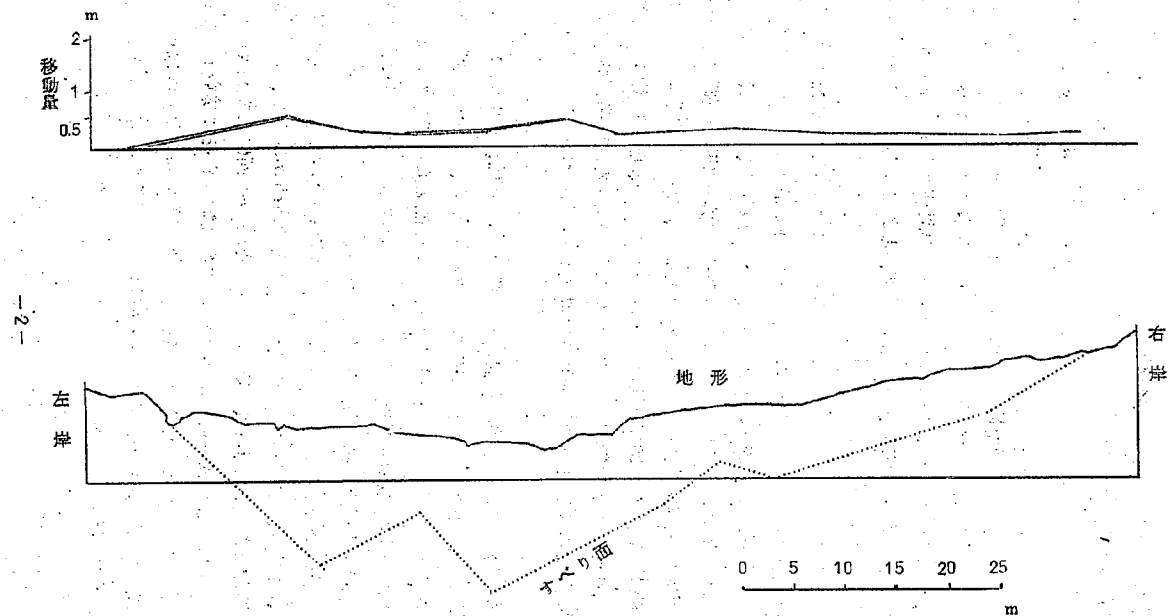
地すべり調査のうちで、すべり面位置の推定は重要な課題であるが、ボーリングコアによつてすべり面を決定することは多くの場合困難であり、調査のかなり進んだ地すべりについては各種調査、現象などの関連から経験的にある程度判定することは可能としても、一般には地質、土質状況の前後の關係から概略的にきめているにすぎない。

一方近年になつて、ストレインゲージを貼布した塩ビパイプを利用した間接的なすべり面推定法がもつとも多く用いられ、かなりの成果をあげている。しかしこのひずみパイプの価格、測定の際の複雑な操作などの点から、数多くの地点で、あるいは精度をあげるために短いピッチで各深度毎にこれを設置することができず、更にボーリング孔の存在が必要とあつて、費用、人手についてかなり負担を要することが問題である。このため防止工法、安定計算を行なうに必要なすべり土塊の形を想定することが数少ない資料をもとに行なわれるので、地すべり地全域にわたつての精密な調査に利用できないのが悩みである。

新潟試験所第一試験地（新潟県板倉町猿供養寺）の地すべりは、今までの調査からすべり面附近の地質、土質状態は確認されているため、ボーリングコアなどの判定から、ある程度のすべり面位置の推定は可能となつている。しかし、この地すべりの移動型態はかなり複雑であつて地すべり全般にわたつて、すべり面形を知ることは容易でない。

図-1に示したように猿供養寺地すべりのある一横断面についてのボーリング調査によれば、巾100mたらずの地点でも数ヶ所の凹凸がみられ、しかも地表移動の横断的な調査によれば、深いすべり面をもつ断面位置で大きい移動量を示し、地表面の複雑な変化はすべり面の複雑な組み合わせに関連していることが推定される。したがつて、この地すべりの機構を知るためにはすべり面の詳細な調査が必要であり、手軽で容易に側定し得るサウンディングの利用を試みたものである。

図-1 狹供養寺地すべりー横断面例



サウンディングを行なうためには実施地点が硬岩、礫質の地層であつては貫入が不可能であり、又深いすべり面の場合にはロッドの摩擦の影響など多くの欠点もであるが、この地すべりの移動土塊は5~6 mの厚さのもので、しかも、若干の頁岩レキ、安山岩の巨レキを含むが、含水比が40~50%の黒色泥岩(第三紀寺泊層)の風化粘土を主体としており、現在の移動層の下底部は、1~2 cmのうすい含水量の多いすべり粘土層を境界として、下層の泥岩破碎層から、更に龜裂の多い泥岩層に漸移しているので、土層の硬軟を調査し得れば、およそのすべり面の推定が可能であると考えられたので、操作が容易で、深度10 mの探査が可能であるスウェーデン式サウンディングを応用してみた。

実験地点は狭長な地すべりの上部から中部に移行する位置の、移動量の大きい(年間約3 m)小ブロックで、しかもその終端部分は高さ約5 mの急崖の頭にあつて、これより落ちる土塊は下段地すべり土層の供給源となつている。このため終端でのすべり面位置の確認が容易であつて、推定すべり面追跡の基点となつた。

サウンディングの結果の例を図-2に示したが、すべり面と推定した位置は、下層が一定した強度をもつ地層の存在を示す場合は容易で、50~70 kgで貫入する層がすべり面附近の粘土層を示している。しかし硬軟が互に現われる場合では、半回転数が5~10程度の地層は風化の進んだ、あるいは破碎されたものであり、その下層に50 kg内外の点があれば、この附近にすべり面の存在が予想された。又、風化の進んでいない泥岩では40~50半回転程の硬さで、10~30半回転で貫入する部分はそれぞれの風化程度によつて異なるが龜裂の多い泥岩層である。

前後の関係からすべり面を推定したのち、一部をオープンカットで、一部をライナープレートによる隧道堀削で、すべり面の追跡を実施した結果が第3図である。

すべりの前方の押し出されている土塊の部分では大きなレキも少なく、粘土層が、下部の不動層と性質を異にしているため、すべり面の推定は比較的妥当であり、試験点を増加すれば更に精度が高められよう。

一方、上部の地すべりを起していると思われる部分では、移動、不動層の

図-2-1 サウンディング Ⅷ-8 解析図

第1試験地
S-40. 6. 11

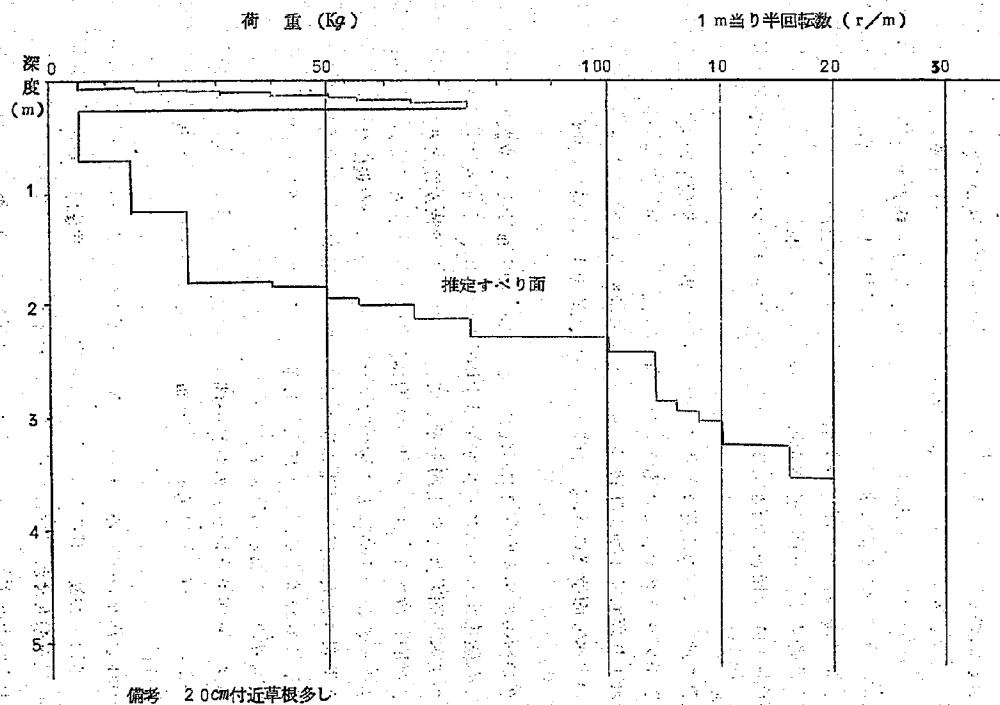
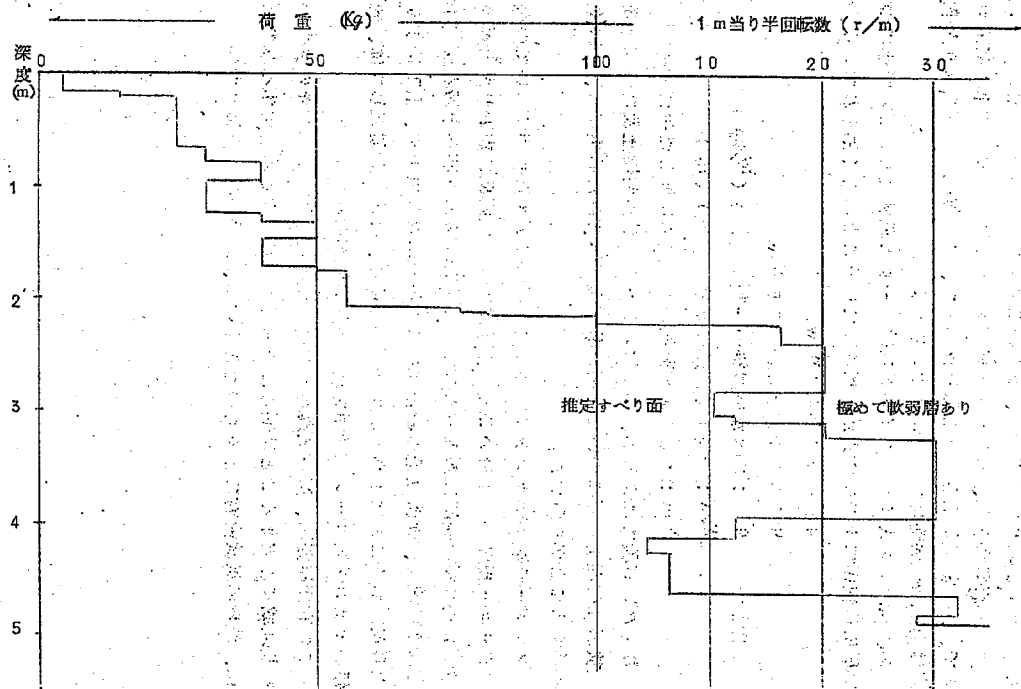


図-2-2 サウンディング 底1 解析図

第1試験地

S 40.68



中間となる破碎層が厚くでることもあつて必ずしも、推定が正しくはなかつた。しかし、これは調査点が、 $\sqrt{6}$ と9の間であることから、各点の結びつけに無理があり、密なサウンディングによつて前後の関連を明確することで、ある程度是正されると思われるので、この方法によるすべり面形の推定は今後も提供養地すべりには用いられよう。

スウェーデン式サウンディング試験と一軸圧縮強度 q_u との関連については稲田倍穂氏によつて次式が提起されていることはよく知られている。

$$q_u = 0.0045 W_{sw}$$

$$q_u = 0.45 + 0.0075 N_{sw}$$

ここで q_u : 乱さない試料の一軸圧縮強さ (Kg/cm^2)

W_{sw} : 載荷重 (貫入に要した荷重) (Kg)

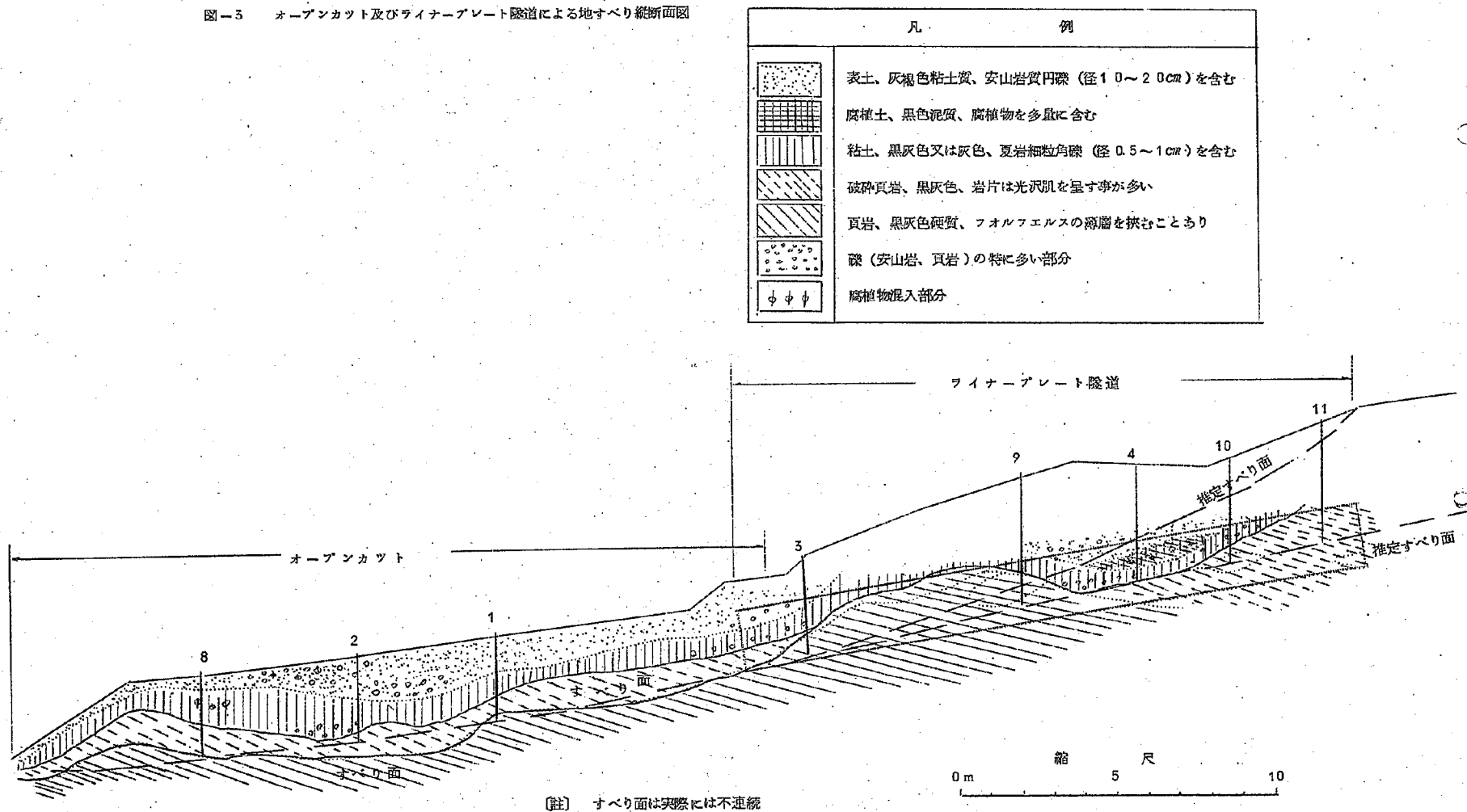
N_{sw} : 100 Kg 載荷後の 1 m 貫入に要した半回転数

数少ない試験ではあるが、含水比 40~50% の粘性土及び 70~80% の軟弱な粘性土などについて、その関係を調べてみた結果では、ほぼ上式を満足することが知られた。

スウェーデン式サウンディングのこの目的に対する利用についての欠陥は、スクリーポイントが長いことで、荷重あるいは回転に表われた土層の支持力は 20 cm 長の先端にかゝるものであり、薄いすべり面粘土層を探索することは不可能で、硬軟互層の場合は特に不明確になりやすく、上下に 15 cm 程の誤差があることは当然であろう。それゆえ、今後の問題としては、先端の短いオランダ式コーンの使用をも考える必要があろう。

この利用範囲は、第一試験地のように粘土を主体としたレギの少ない地すべり地域にとどまることは明らかであるが、多くの近隣の地すべりのなかには、さらに試験検討できるものもあるので、以後も開発を進めたい。

図-3 オープンカット及びライナープレート隧道による地すべり縦断面図

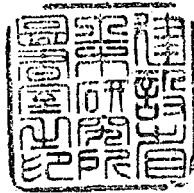


土木研究所資料第165の4号

所内研究発表会

層状岩盤の強度特性について

天道久男



昭和41年4月19日

建設省土木研究所

層状岩盤の強度特性について

まえがき

最近ダムおよびこれに類似した構造物の破壊を推察するに構造物を保持している基礎岩盤とコンクリートの境界面または基礎岩盤からの破壊が多く、数多くの破壊例は基礎によると云つても過言ではない。こゝに岩盤力学の重要性があり、ダムの基礎岩盤における力学的性質を把握することはダムの安全性を検討する重要な問題の一つである。しかしこれまでの岩盤試験における岩の特性はダム・サイトの岩質、風化、節理、断層等の非等方性因子および試験方法、個数の問題により一般的解決は得られていない。

本テーマはこれらの非等方性因子のうち、層状岩盤の強度特性を現場せん断試験と室内せん断試験により、定量化しようとしたものである。

〔 1 〕 試験の概要

岩盤が構造物から荷重を受けて変形又は破壊する場合、均一材料からなり平均的性質をもつ等方体の岩盤と、節理、断層を含む層状体の岩盤ではそれぞれ異なつた力学的性質を示す。しかし岩盤力学の場合には土質工学のように概成の科学知識に結びつける概念がないので、破壊については土質工学でよく知られているクーロンの内部摩擦角説が適用されると仮定して行なうことにした。この場合等方体の岩盤では結合力 C と摩擦角 ϕ は容易に求まるが層状体の岩盤では荷重を受ける層理面の方向によつて異なつた値を示す。この点に着目し、現場試験においては層理面上にコンクリート・ブロックを打設しブロックせん断試験をおこない、又室内せん断試験では石膏の打断面を作ることにより層理面を再現して岩盤せん断試験を行なつたものである。

試験の種類はせん断力と層理面の方向により次の4つに分類される。

- 1) 層理面に垂直な面にコンクリート・ブロックを打設し、層理面に平行なせん断力を加えたAタイプ
- 2) 層理面に垂直な面にコンクリート・ブロックを打設し、層理面に垂直な方向にせん断力を加えたBタイプ
- 3) 層理面に水平な面にコンクリート・ブロックを打設し、層理面に平行

なせん断力を加えたOタイプ

4) 層理面がせん断力に対して 15° の傾斜角をもつD、タイプ、D₂タイプ

このうち現場試験では1), 2), 3) について行ない、室内試験では1), 2), 3), 4) について行なつたものである。又これら層状岩盤の試験を説明する手段として、等方性の試験を行なつた。

[2] 層状岩盤における現場試験

現場せん断試験を行なつた天ヶ瀬ダムサイトの古生層の砂岩と粘板岩が主体のサイトである。試験位置は右岸拱頂部の試掘坑内で、その試験装置の概略は図-1に示す。試験の結果は図-2および3に示すように次のことが考えられる。

図-1 現場せん断試験装置

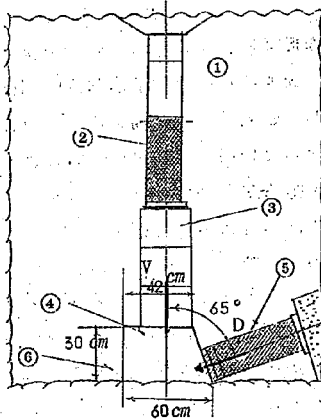
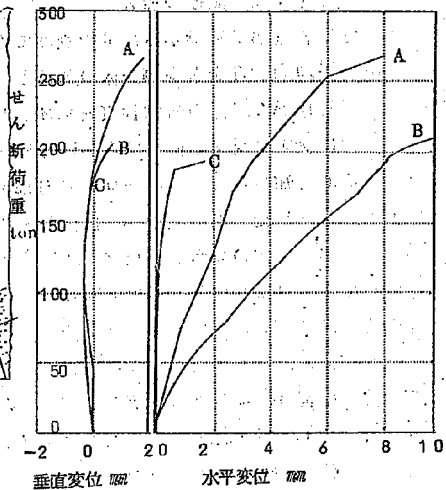
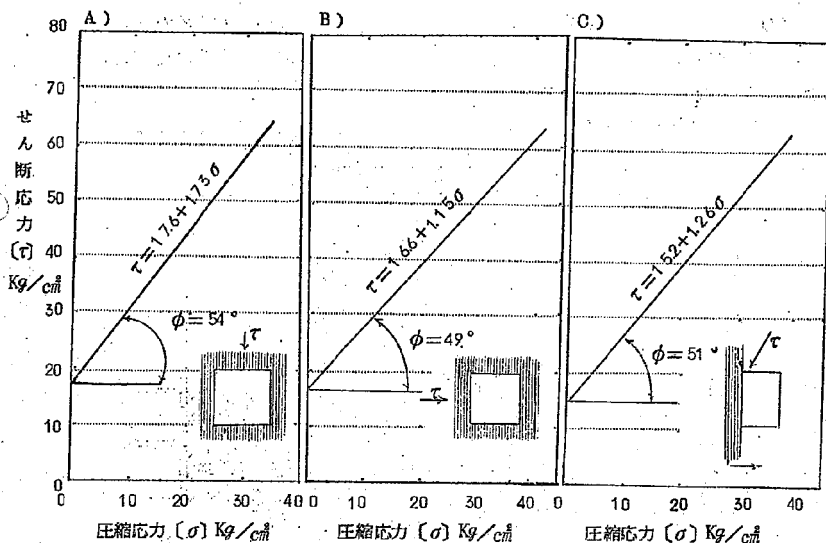


図-2 荷重～変位曲線



- ① 鉄製支柱
- ② 垂直用100t オイル・ジャッキ
- ③ コンクリートブロック支台
- ④ テスト ブロック
- ⑤ 傾斜用200t オイルジャッキ
- ⑥ 変位測定ダイヤルゲージ

図-3 層状岩の現場試験における τ , σ



1) ブロックの垂直方向の変位は荷重へ変位曲線でわかるように最初荷重を受けるとブロックは沈下するが、ある荷重に達すると逆に浮き上りを示す変形をする。

2) ブロックのせん断方向変位はA, B, Cタイプでそれぞれ異なる変形をする。Cタイプでは直線的な変形から急に変位が伸び破壊に達するのに対して、Bタイプでは荷重の小さいところで変曲点が現われ、その後も大きな変形をする。Aタイプはこれら両者の中間的な変形をなすものと考えられる。

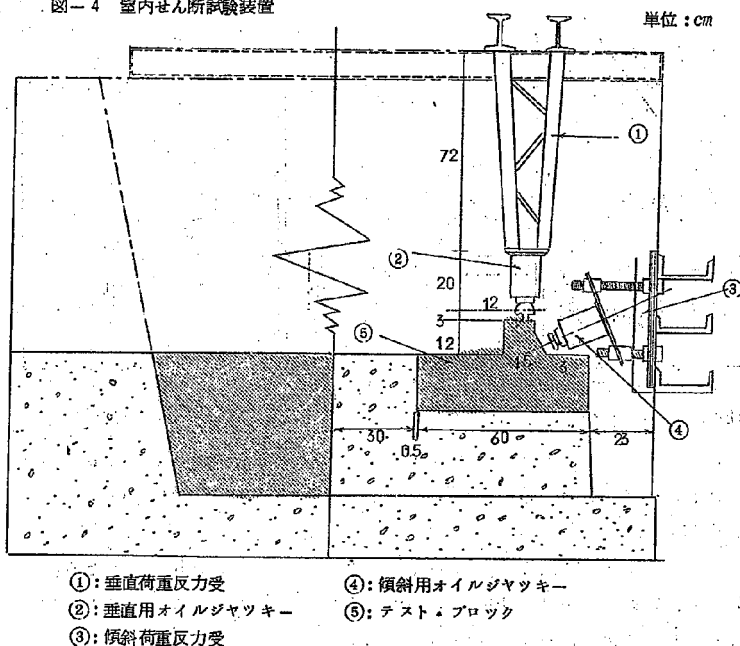
3) 結合力 C の大きいものの順に並べるとA, B, Cタイプとなる。

1) については岩盤内で岩片がスリップするために生ずるものと考えられる。2) および 3) についてはそれぞれ3つのタイプとも破壊が異なるためである。すなわちCタイプは面により滑り抵抗をするので、破壊点近くでは急激に変位が大きくなる。これに対してBタイプは層理面に垂直なせん断荷重を受けるので層理面は逐次的に破壊される。したがって変形は大きく、強度はCタイプより大きい。AタイプはB, Cタイプと異なる破壊をする。

〔3〕 室内試験の方法とその装置

室内せん断試験の岩盤模型は石膏材料からなり、せん断ブロックの大きさは現場試験の $\frac{1}{4}$ とし試験装置およびその方法は現場試験に準じて行なった。なおその装置は図-4に示す。

図-4 室内せん断試験装置



〔4〕 石膏の材料試験

石膏材料は従来からダム本体の模型実験などによく用いられてきた。その理由は加工が容易で且つ安価であることおよび弾性係数を $70,000 \sim 4,000 \text{ Kg/cm}^2$ 程度まで自由に変えられる利点をもつことである。しかし材料の特性を厳密に云うならば、ひずみ曲線ではほとんど直線であるが、ある範囲を越すと二次的な非弾性質を示す。又供試体の破断面からみるとその破壊機構はコンクリートと異なり軟荷方向に縦割れをすることである。このため石

石膏は実験の主目的を弾性領域内の応力測定におくときは最も優れた模型材料であるが、破壊実験に用いるにはやゝ疑問な点があるかも知れない。以下はその試験結果をまとめたものである。このうちせん断強さ試験における等方体の場合には前にのべたように載荷方向に縦割れを生じ、せん断破壊をし

表-1 石膏の材料試験

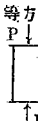
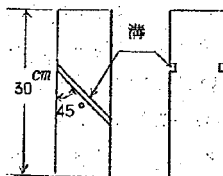
石 模 型 の 種 類 の 性 質	等 方 体			層 状 体			備 考
	$E=4000$ Kg/cm^2	$E=20000$ Kg/cm^2	$E=70000$ Kg/cm^2	A.	B	C	
材 料 の 強 度 試 験	σ_c	Kg/cm^2 6	Kg/cm^2 35~40	Kg/cm^2 120~150	Kg/cm^2 6.3	Kg/cm^2 11.6	σ_c の試験 $10\phi \times 20cm$ 
	σ_t	-	-	102~203	3.6 ~ 10.2	-	σ_t の試験 $10\phi \times 10cm$ 
	τ	溝 12.5	-	58.3	1.69		τ の試験 $10 \times 10 \times 30cm$ 
		溝 22.5	-	52.3			

図-5 せん断強さ試験の供試体

ないので、図-5に示すように12.5mmと22.5mmの溝を45°に入れたものについて行ない後で面積補正を行なったものである。



[5] 等方性の模型試験

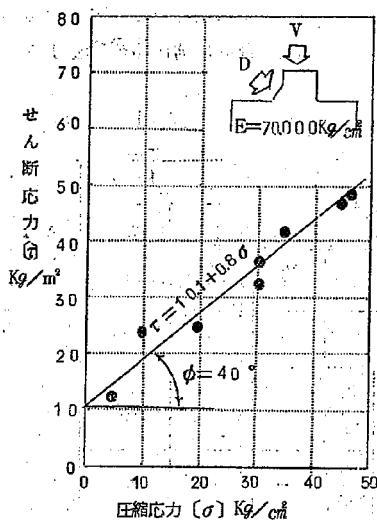
層状岩盤のせん断試験を行なう前に石膏の弾性係数 $E=70,000 Kg/cm^2$ の等方体の模型を作り等方性の試験を行なった。この結果は表-2, 図-6, 7, 8, 9に示すように次のことがいえる。

表-2 等方体試験における

E と C 、 f

模型の種類	T_0	f
$E=40,000 \text{ Kg/cm}^2$	1.7	0.24
$E=20,000 \text{ Kg/cm}^2$	4.6	0.59
$E=70,000 \text{ Kg/cm}^2$	10.1	0.81

図-6 等方性に於ける C, σ .



1) E と C 、 f 、 σ は図-7に示すように E が増大するとともに C 、 σ 、 f も大きくなり二次曲線に近い値が得られる。

2) 変形については図-8の荷重～変位曲線に見られるように直線的な変形を示し、変曲点、ブロックの浮き上り現象も一般の岩盤試験ほど顕著ではないが見受けられる。

3) 破壊については図-9に示すように荷重の比較的小さいところでブロック底面の上流側に 45° のクラックが入りせん断ブロック底面より上で滑り破壊する。

図-7 等方体試験におけるEとC、fの相関

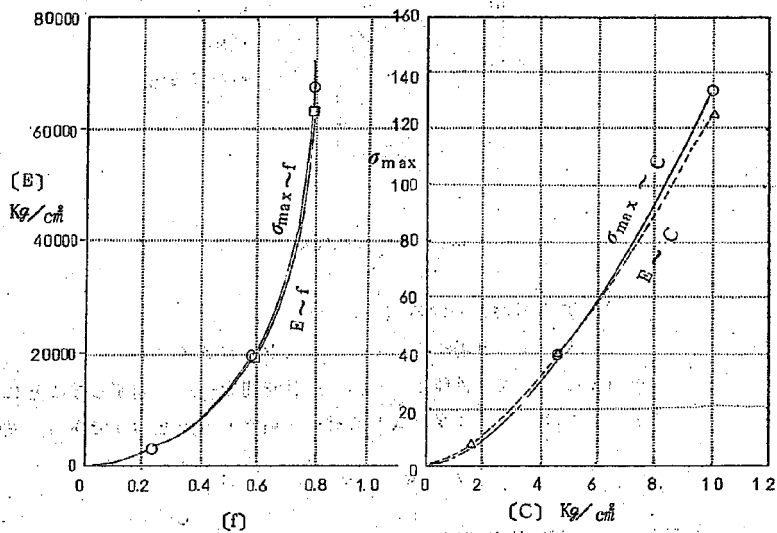
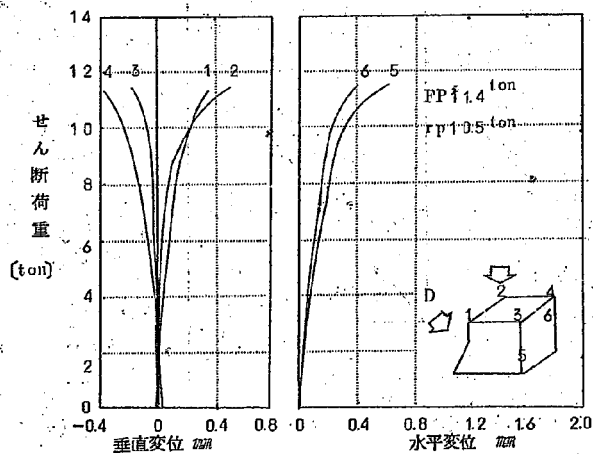


図-8 荷重～変位曲線



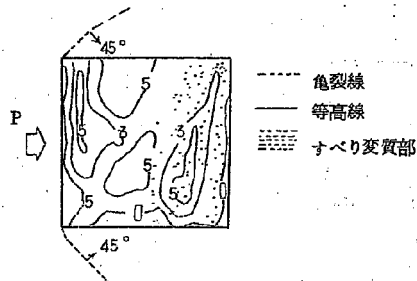


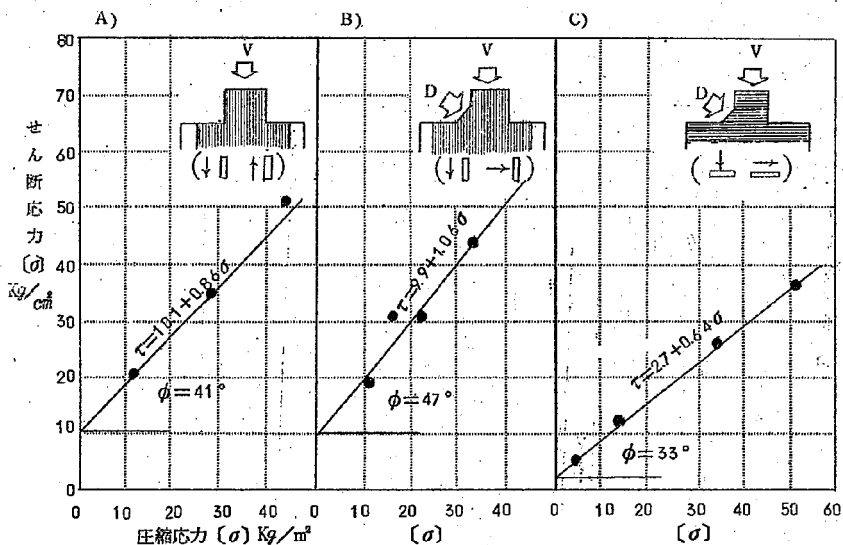
図-9 滑り面の破壊図

(6) 層状岩盤に於ける室内試験

(1) 層状岩盤の現場試験におけるA、B、Cタイプ

室内せん断試験の層理面は石膏の打設時間を一定時間ずらすことにより作成した。この結果、強度の低下は材料試験でのべたとおりである。試験結果

図-10. 層状岩の室内試験における τ, σ



は図-1-0, 11, 12 に示すように現場試験と多少異なる結果が得られた。
これを要約すると次のようになる。

図-11. 荷重へ変位曲線

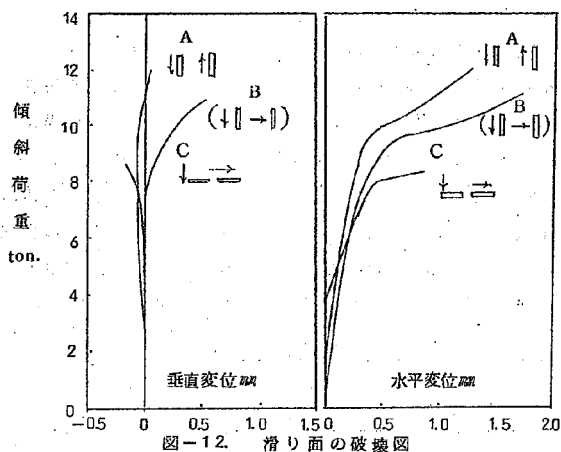
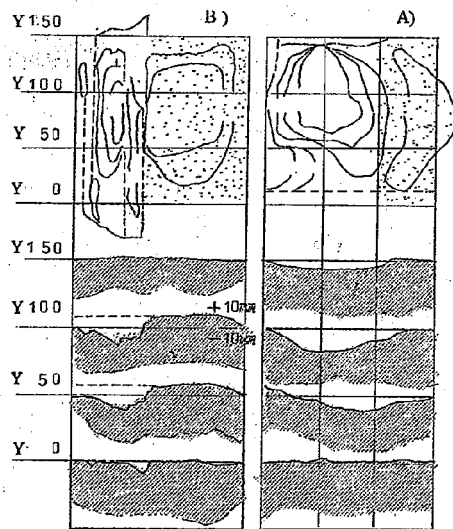


図-12. 滑り面の破壊図



1) プロッタの浮き上り現象は現場試験と同じように見られるが、せん断方向変位ではある荷重まで3つのタイプとも同じような変形をする。

2) 強度的にはA、Bタイプは大差なく等方性試験の $B = 70,000 \text{ Kg/cm}^2$ の値とほぼ等しくなる。

1) および 2) が現場試験と異なつた原因として、層理面内の夾雑物の有無が考えられる。室内試験の層理面は夾雑物のない密着した面を再現したもので層理面間の応力変形が乱されないとすればA、Bタイプの相異は現われない。これに対して夾雑物を介在する場合には異なる破壊をする。この点を調べるために室内試験のA、Bタイプの層理面間に石膏の夾雑物を入れたA₁、B₁タイプの試験を行なつた結果図-13、14、15に示すように夾雑物による τ_0 の低下よりも、曲げ応力による変形がB₁タイプでは大きくなり、A₁タイプより強度が低下している。

図-13. 雑物を含む層理面の τ, σ .

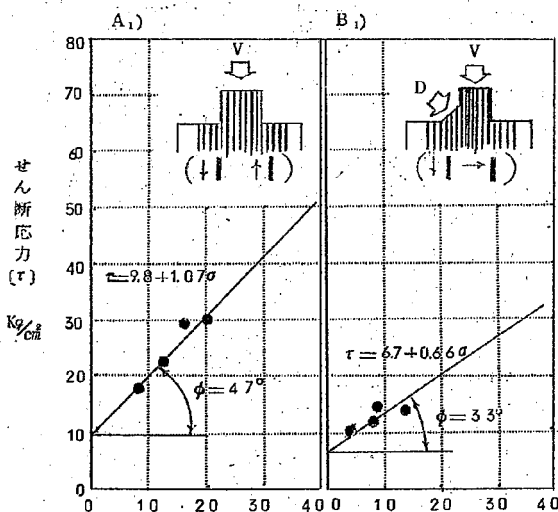


図-14. 雑物を含むときの荷重～変位曲線

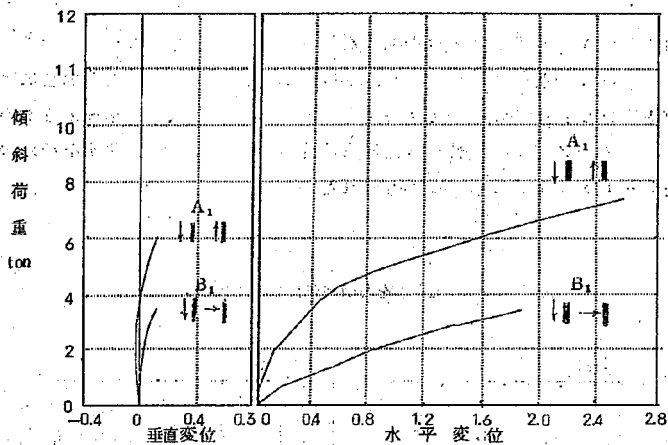
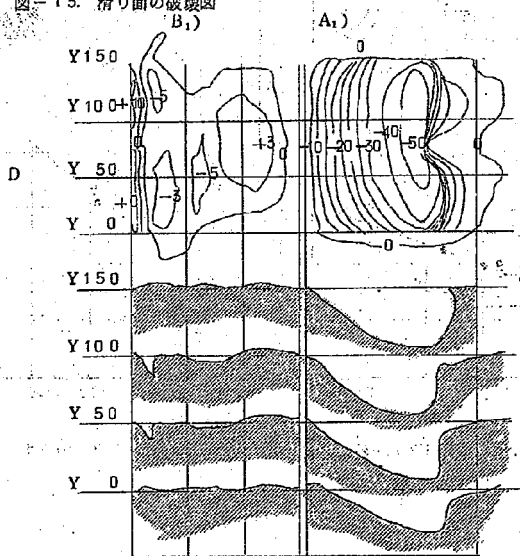


図-15. 滑り面の破壊図
B1)



(2) 層理面がせん断力に対して 15° の傾斜角をもつ D_1 タイプ、 D_2 タイプ

前述したA、Bタイプは層理面に対して滑り面が垂直に入るようなタイプについて行なつたもので、すべり面が層理面に対して平行に入る場合には更に重要である。この傾斜角を $\alpha = 15^\circ$ として α が上り勾配を与えるものを D_1 タイプ、 α が下り勾配を与えるものを D_2 タイプとして試験を行なつた結果図-16, 17に示す値が得られた。すなわち

図-16 傾斜角をもつ層理面に於ける τ, σ 。

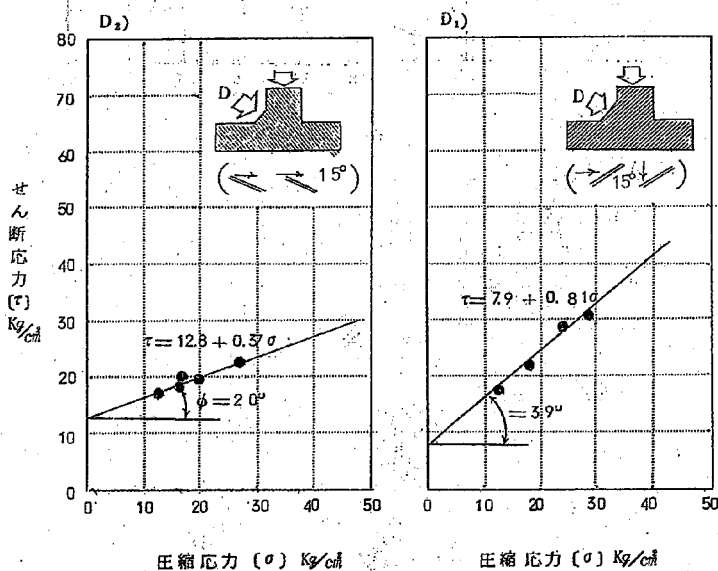
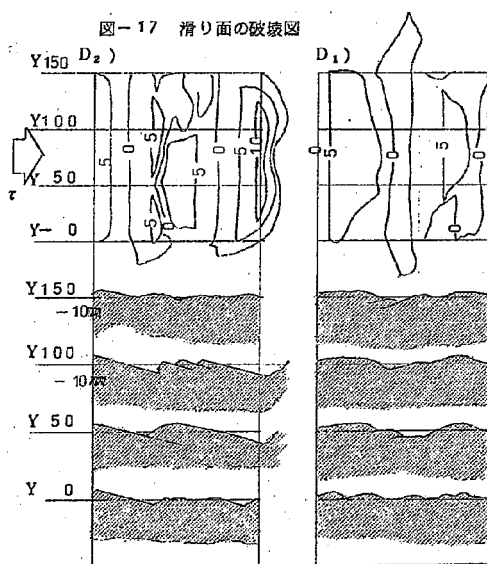


図-17 滑り面の破壊図



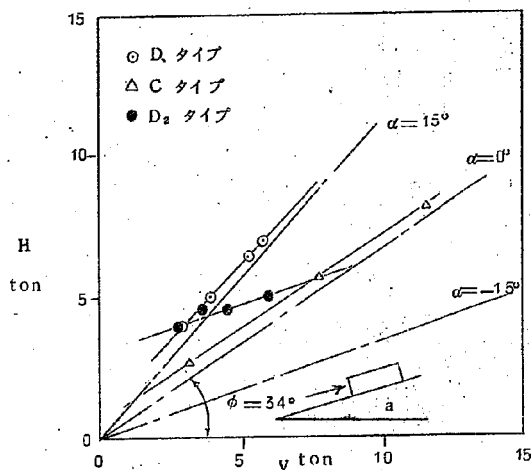
- 1) 内部摩擦係数 f については D_2 タイプよりも D_1 タイプの方が大きい。
- 2) 結合力 C については D_1 タイプよりも D_2 タイプの方が大きい。

1) については両者の f の平均値は前述した O タイプの f と等しい。これは図-18に示すように D_1, D_2, C タイプの実験値 H と V をそれぞれプロットして、その直線を原点に平行移動したものについて考えると O タイプは石礫の静的摩擦係数とほぼ等しくなる。これを $\alpha = 0^\circ$ とすると D_1 タイプは $\alpha \approx 15^\circ$ 、 D_2 タイプは $\alpha \approx -15^\circ$ となる。これは滑り面が傾くためであり、それぞれ α だけ増減したみかけの摩擦係数を意味する。

2) については両者の結合力 C の平均値は O タイプの値よりも B タイプおよび等方性試験の $B = 70,000 \text{ kg/cm}^2$ の値に近くなる。しかし D_2 タイプの場合は層理面をせん断して次の層に破壊が乗り移るので多少 C が大きい。

くなつたものと考えられる。

図-18 層理面と実験値 H.V



〔7〕 む す び

以上行なつた試験はいずれも層状岩盤について行なつたもので結果的には定性的な解決しか得られなかつた。しかし一連の試験を通じて云えることは次の事柄である。

- 1) 岩盤の力学的挙動の観点からすると節理と断層の間には大きな相違があること。
- 2) 岩盤の破壊における基本的重要な事項を知るためには節理、断層は注意深く取扱われるに値すること。

又具体的には

- 1) 層状岩盤における強度は荷重を受ける層理面の方向により異なる値を示し、とくに面で滑り破壊を生ずる岩盤では強度が最も小さい。
- 2) 層理面内に 雜物が介在する場合には結合力の低下によるよりも層理面の方向による曲げ応力の大きさが強度に大きな影響を与える。

3) 層理面がせん断力に対してある傾きをもつ場合には面の傾きにより結合力 C と内部摩擦係数 f は異なる。内部摩擦係数 f については水平な層理面における摩擦係数が求まればこれに層理面の傾きだけ補正することにより、みかけの内部摩擦係数は推定できる。

しかし本試験では傾斜角 15° と比較的水平に近い値について行なつたもので、 30° 、 60° と大きな傾角をとる場合には他の複雑な要素が生じ違った判断をする必要があると思われる。

土木研究所資料第165の8号

所内研究発表会

空中写真による道路の地質調査

【資料才 143号を使用】

岡 本 隆 一

昭和41年4月19日

建設省土木研究所

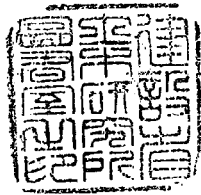
土木研究所資料第165の6号

所内研究発表会

ボックスカルバートの
自動設計について

岩 松 幸 雄

矢 部 正 宏



昭和41年4月19日

建設省土木研究所

ボックスカルバートの自動設計について(その1)

岩 松 幸 雄 *

矢 部 正 宏 **

(I) はじめに

土木構造物設計の自動化の一環としてのボックスカルバートの自動設計のうち横方向の設計法については、昭和39年度の標準設計と並行して進めていたが、今回は、縦方向についても弾性床上のハリとしての設計法を整理しているのでそれ等を中心に報告する。

構造物の自動設計とは、その設計条件をパラメータとした設計手順を開発することであり電子計算機で計算する場合は、その構造物の名前に設計条件を数値でパラメータとして読み込ませるだけで図化に必要な各数値(断面厚、鉄筋量、コンクリート量、型枠面積等)がタイプアウトされる機になつている。

尚、ここ2・3年内に電子計算機を使つて図化まで行ひ予定である。

(II) ボックスカルバート横断方向の自動設計について

ボックスカルバートの自動設計については、横断方向は、内空断面寸法(X 、 Y)、土かぶり厚さ(H)、水平土圧係数(CV)、土の単位重量(W)をパラメータとした OKITAC-5090H 用のプログラムが準備してあるが、縦方向については、これにボックスカルバートの長さ(L)、地盤の沈下係数(K)、載荷形態をパラメータとして加えて、同一プログラムに組込むことも可能であるが現在は検討中である。

次に、横断方向の自動設計用プログラムの適用に当つての注意点を述べる。

- (1) 活荷重は $T-2.0$ を使つたがその載荷法および計算式は、結果に影響のない範囲で簡略にした。
- (2) 設計条件で土かぶり厚さ $5m$ までとした為に本プログラムでも厚さが

* 技術管理室

** 土質研究室

大きい場合の水平土圧係数の低減等については考慮していない。

- (3) 鉛直土圧については、Project condition として計算していない。
- (4) 温度変化および地震は考慮しなかつた。
- (5) 許容応力度は、次の通りである。

主鉄筋許容応力度 (SD30)	$\sigma_{sa} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 70 \text{ "}$
" 許容せん断応力度	$\tau_a = 8 \text{ "}$

- (6) 鉄筋のかぶりは、側壁および頂版では 6 cm 、底板は 10 cm とした。
- (7) 数量は、 1 m 当りである。
- (8) コンクリートの断面は、 5 cm 以内の余裕がある。

以上の内、土圧係数および余裕厚さについては、引続いて検討の予定であり、又、斜カルバートの配筋の問題や単位当り数量でなく全延長の数量についても縦方向の自動設計と並行して行う予定である。

(Ⅲ) ボックスカルバートの縦方向の設計法について

ボックスカルバートの縦方向の標準設計を進めるにあたって、どのような考えかたによるのが適当であるかということは議論の多いところである。

40年9月に各地建に調査票を送って調査したところでは、調査個数374のうち縦方向の設計法は次のような割合になっている。

弾性床上のハリ	39	10.4%
単純ハリ	17	4.5%
その他	22	5.9%
不明	296	79.2%

単純ハリとして設計する方法は簡単ではあるが必要以上に過大な断面を与えるきらいがあり、弾性床上のハリの計算は繁雑になるが、計算方法を簡略化することによつては実用的な設計法となり得る。

以下我々が試みたボックスカルバートを弾性床上のハリと考えた場合の設計法について報告する。

1. 計算法の基礎

地盤係数 (反力係数、K 値) が K である弾性床上にあるハリに、荷重

$q(x)$ が作用するときのハリの基本方程式は単位幅について

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Ky - q(x) = 0 \quad (1)$$

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} - M = 0 \quad (2)$$

である。ここに E はカルバートの弾性係数、 I は単位幅あたりの断面二次モーメント、 M は曲げモーメントである。

いまこのハリの長さを ℓ 、荷重の最大値を q_0 、として

$$\frac{x}{\ell} = \xi \quad (3)$$

$$\frac{q(x)}{q_0} = w(x) = w(\xi) \quad (4)$$

とおくと (1)(2) はそれぞれ

$$\frac{d^4 y}{d\xi^4} + \frac{K}{EI} \ell^4 y - \frac{\ell^4 q_0}{EI} w(\xi) = 0 \quad (1')$$

$$\frac{d^2 y}{d\xi^2} - \frac{\ell^2}{EI} M = 0 \quad (2')$$

となる。さらに

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{K}{4EI}} \quad (5)$$

$$M' = \frac{\ell^2}{EI} M \quad (6)$$

$$\frac{\ell^4 q_0}{EI} = 1 \quad (7)$$

とおけば (1') (2') は

$$\frac{d^4 y}{d\xi^4} + 4(\beta \ell)^4 y - w(\xi) = 0 \quad (1'')$$

$$\frac{d^2 y}{d\xi^2} - M' = 0 \quad (2'')$$

となる。ここで $\beta \ell$ はハリの形状と地盤の性質によりきまる無次元量、

$w(\xi)$ は荷重分布の形態をあらわす無次元量で、この2つが与えられると(1')(2'')は解ける。

境界条件として

$$\xi=0, \quad \xi=1 \text{ で } M'=0 \quad (8)$$

$$\xi=0, \quad \xi=1 \text{ で } \frac{d^3 y}{d\xi^3} = 0 \quad (9)$$

のもとで(1')(2'')を解くと無次元化された荷重 $w(\xi)$ によるモーメント M' が求められる。実際の荷重 $q(x)=q_0 w(\xi)$ によるモーメント M は(6)、(7)より

$$M = q_0 \ell^2 M' \quad (10)$$

である。

したがって単位長さのハリ ($\xi=1$) について、単位荷重を最大荷重とするような荷重分布 $w(\xi)$ についての曲げモーメント M' を求めておく。と長さが ℓ で $w(\xi)$ と相似な荷重分布 $q_0 w(\xi) = q(x)$ の作用するハリの曲げモーメント M を(10)により計算することができる。設計にはモーメントの最大値が問題となるので以下にのべる M' 、 M はハリに生ずる最大曲げモーメントであると考える。

2. 荷重の簡略化と計算法の実例

(1')の解 M は $\beta \ell$ によつて異なる。すでに発表されているボックスカルバート標準設計断面について高さ H (内面寸法) によつていくつかのグループにわけ、単位幅あたりの断面二次モーメント I を求め、その各グループの I の最大値をとつて(5)により β をさらに $\beta \ell$ を計算する。これは図-1によつて行なう。 I は各グループ内の最大値をとつているので β はある H に対しての最小の値を計算していることになる。

図-2に示すような4種の無次元化した荷重分布を想定し M' と $\beta \ell$ をかえて計算した。仮想荷重の全量すなわち図-2の荷重の面積を A 、その荷重の作用点の位置すなわち荷重図の図心の位置を ξ_0 とする(a)、(b)、(c)のタイプの荷重については A と ξ_0 を、(d)のタイプの荷重については A あるいは ξ_0 のいずれかを、指定することにより、荷重形態をほぼ一義的にあらわすことができる。

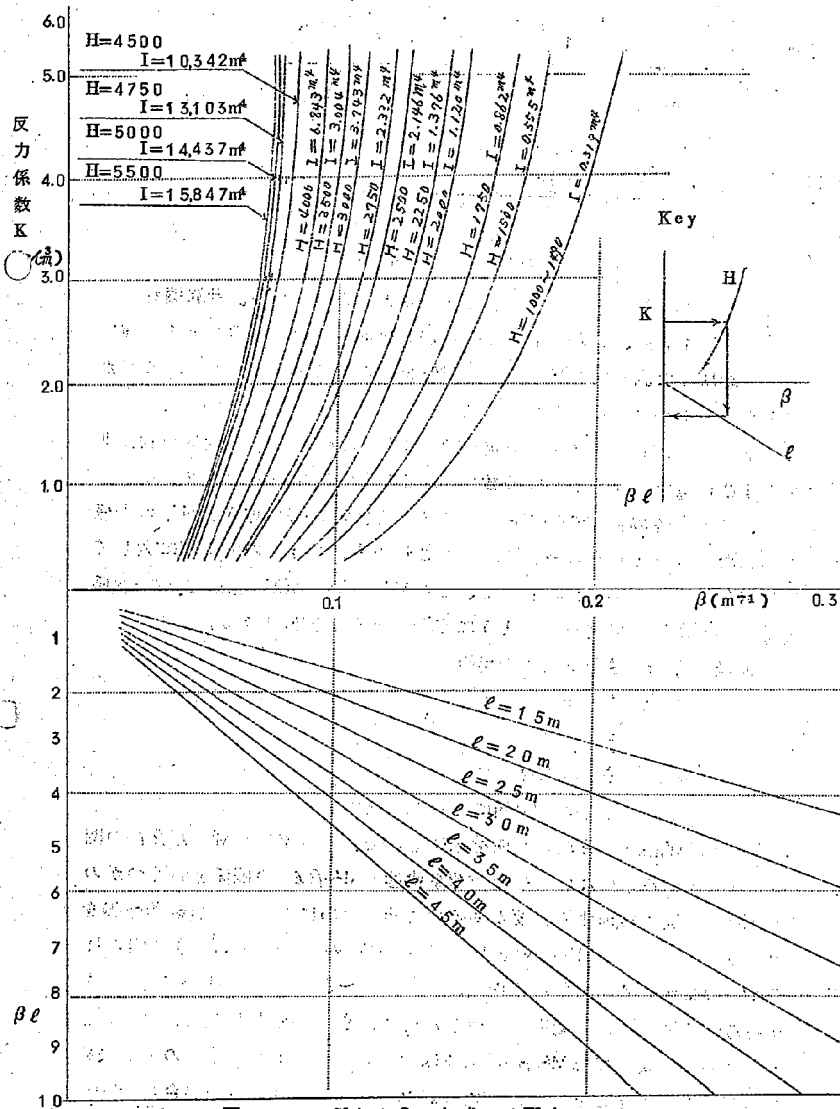


図 - 1 K から βl を求める図表

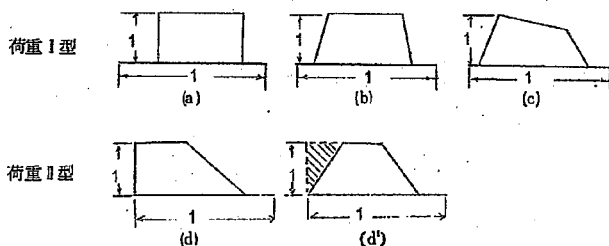


図-2 想定した荷重分布

最大荷重を1、長さを1とするのでAの最大値は1である。計算機を用いて(a)型荷重12種、(b)型荷重54種、(c)型荷重20種、(d)型荷重17種について計算した。結果の M' と βl の関係をしらべてみるとこれをいくつかのグループにわけられるようである。

いま(a)、(b)、(c)のタイプの荷重を荷重Ⅰ型、(d)のタイプの荷重を荷重Ⅱ型とよび荷重を大きく2つに分類する。Ⅰ型について $\xi_0 = 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$ の各場合について $\beta l = 1.35$ と仮定して荷重Aと M' の関係を求めた。図-3はその一例であるがこれで ξ_0 と βl のある値に対してAと M' の関係が得られたわけで、この M' の最大値 $M'_{\max}$ と βl の関係は ξ_0 の値によつて図-4のように簡略化することができる。ここで

曲線 ①は $\xi_0 = 0.5$ の場合

②は $\xi_0 = 0.4$ "

④は $\xi_0 = 0.3$ "

⑤は $\xi_0 = 0.2$ "

③は ②と④の中に入れた曲線である。

図-4は $M'_{\max}$ と βl の関係を示すもので、必ずしも M' と βl の関係を与えるものではない。種々の荷重状態の $M \sim \beta l$ の関係をいくつかの代表的な曲線に整理する必要があるのでそのために図-4の曲線①～⑤を用いることにする。 $M'_{\max}$ としては $M' \sim A$ の関係(図-3)で得られる M' の最大値をとつていたので、 $M'_{\max} \sim A$ の関係と $M' \sim A$ の関係が一致するA、 ξ_0 の範囲と一致しないA、 ξ_0 の範囲がある。いいかえるとAの値によつては $M \sim \beta l$ の関係は図-4に示すような ξ_0 のみで決めた曲線であらわすことは適当でない。図-3は $\xi_0 = 0.5$ の場合の $M' \sim$

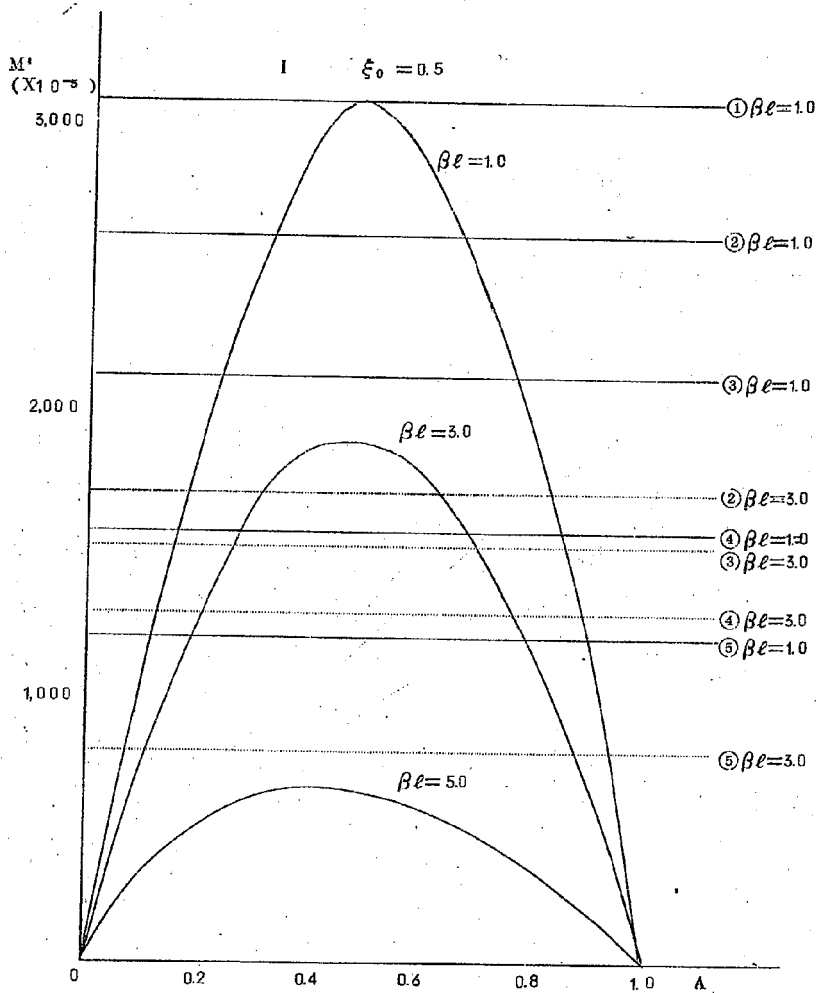


図-3 全荷重 A と M' の関係 (荷重 I 型 $\xi_0 = 0.5$)

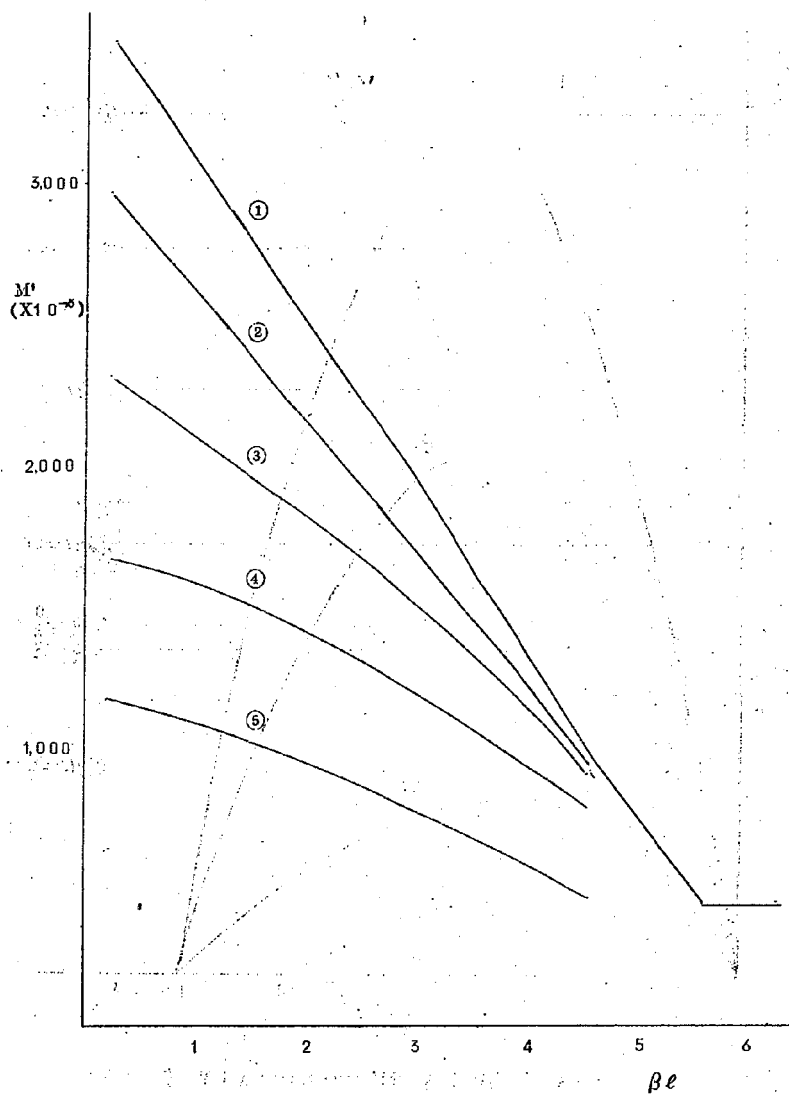


図-4 代表的な荷重分布に対する $M' \sim \beta l$ の関係

Aの図であるが、ここに曲線②～⑤に対応する M' （すなわち $M'_{\max}$ ）を $\beta l=1.3$ に対して記入してみると図に示すような水平線となる。そこで $M' \sim A$ の関係が水平線②～⑤より下にある部分のAに対しては ξ_0 のみによつてきまる曲線（この場合は $\xi_0=0.5$ であるから曲線①）を採用せず、対応する水平の番号の曲線を用いることにする。たとえば図-3において $\beta l=1$ のときの $M' \sim A$ の曲線と② $\beta l=1$ と書いた水平線（これは $\xi_0=0.4$ $\beta l=1$ のときの $M' \sim A$ の M' の最大値 $M'_{\max}$ すなわち図-4の曲線②の $\beta l=1$ のときの値をあらわす。）の交点は $A=0.32$ 、 0.65 、おなじく③ $\beta l=1$ との交点は $A=0.24$ 、 0.76 である。そこで $\xi_0=0.5$ の場合でも $0.32 < A < 0.65$ のときのみ図-4の曲線①で $M' \sim \beta l$ の関係を与え $0.24 < A \leq 0.32$ 、 $0.65 < A \leq 0.76$ ならば曲線②で $M' \sim \beta l$ の関係をあらわすように修正する。このように種々の βl について検討した結果Aと ξ_0 の値によつて $M' \sim \beta l$ の関係を示す曲線を指示したのが図-5である。荷重Ⅱ型についても図-3と同様の関係を調べると、Aのみによつて荷重形態が定まるために、Aの値に応じて曲線①～⑤のどれを用いて $M' \sim \beta l$ の関係を代表させればよいかは容易に求められる。この結果も図-5に伴記した。荷重Ⅱ型は端部において最大荷重を持つ図-2の(a)のような荷重分布であるが図-2の(b)(c)のような分布でも荷重が一端までのついている場合すなわち図-2(d')のようなときには斜縁部を含めた荷重Ⅱ型の荷重を考え斜縁部の面積が 0.025 以下のときは(a')も(d)のような荷重Ⅱ型とみなす。なお $\beta l \geq 4.5$ では $M' \sim \beta l$ の曲線は荷重形態による差異が明らかでなく、ほぼ一定値とみなされるのですべて曲線①で代表させる。

図-5と図-4を用いると無次元化した荷重分布の大きさAとその合力の作用点の位置 ξ_0 が与えられれば任意の条件の βl に対して M' を求めることができ、断面設計に必要な最大曲げモーメントMがわかる。

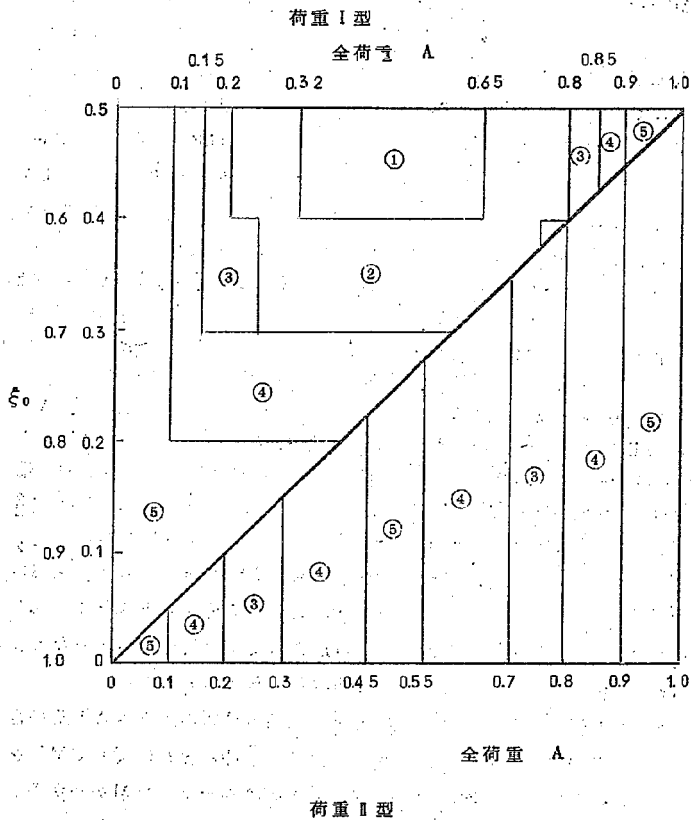


図-5 A と ξ_0 から図-4の適用曲線
①～⑤を決めるための図

3. 鉄筋量の算定

最大曲げモーメント M がわかると所要鉄筋量 A_s は近似的に

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} H'} \quad (11)$$

で計算することができる。ここに鉄筋は異形鉄筋を用いるとして

$$\sigma_{sa} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 = 1.6 \text{ t/cm}^2$$

$$H' = j d = H + \frac{1}{2} (b_1 + b_2)$$

図-4より(10)、(11)を用いて A_s を求めるための図が図-6で図-1

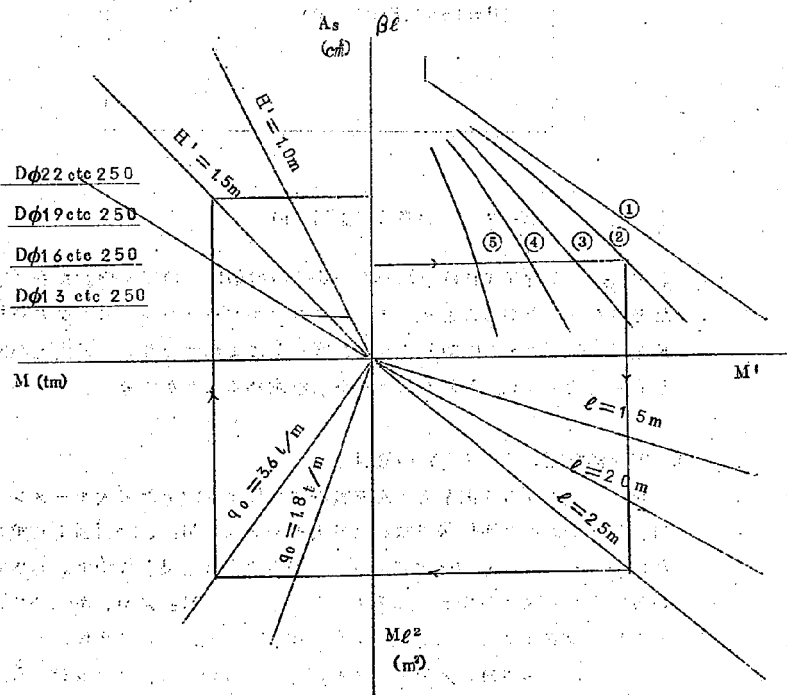


図-6 鉄筋量算定図 (a)

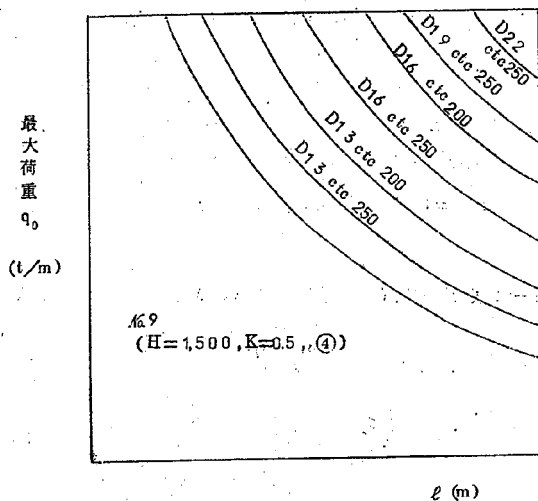


図-7 鉄筋量算定図 (b)

より $\beta \ell$ を計算すれば $\beta \ell \rightarrow M' \rightarrow M \rightarrow A_s$ の順にこの図を時計まわりにたどって A_s を知ることができる。またカルバートの高さ H と反力係数 K と荷重分類①～⑤に対して与えた図-7によれば長さ ℓ と最大土かぶり(最大荷重) q_0 がわかると鉄筋量を求めることができる。

4. 実際例を用いての2, 3の検討

調査例の中から6例をえらんで厳密計算により求めた最大モーメント M_1 と2で述べた簡易法で求めた最大モーメント M_2 、断面図より求めた抵抗モーメント M_R を比較すると次表のような結果となった。さらにいろいろなタイプの荷重の実例175例について M_2 / M_1 を求めてみると荷重のタイプによるが $M_2 / M_1 \leq 1.90$ となるのは全体の80%ぐらいある。表で M_2 / M_1 の大きいものが3例あり、175例の検討した中にも M_2 / M_1 の大きいものがあつた。これらは荷重分布がⅡ型

(図-2の(4))のものであつて、荷重Ⅱ型についてはまだ検討の余地のあることを示している。表よりあきらかなように実際に配筋されている鉄筋量等から計算した抵抗モーメント M_r と M_2 との比は非常にいろいろな値になるが、断面形状は必ずしも荷重のみによつて決まるものではないので、これについての軽率な解釈はできないが1以下になるものが多いことは注目すべきことである。

厳密計算による鉄筋量 A_{s1} と3で述べた簡易計算による鉄筋量 A_{s2} を実例40例について求め A_{s2}/A_{s1} をみてみると1.00~2.82の範囲にあり平均値は1.48、80%ぐらいは $A_{s2}/A_{s1} \leq 1.70$ である。

表一 実例によるモーメント計算の比較

資料名	最大土かぶり(m)	長さ(m)	M_2/M_1			M_2/M_r		
			K=0.5	K=2	K=5	K=0.5	K=2	K=5
東北 107	6.8	20	1.86	1.85	1.79	4.45	4.67	5.03
中国 35	3.1	19.6	3.16	3.10	3.24	8.07	9.30	1.10
中部 31	8.6	17.5	3.17	2.94	2.71	0.73	0.78	0.87
中部 36	9.4	38.3	1.76	2.39	3.42	0.038	0.076	0.105
東北 18	4.7	20	1.34	1.54	1.82	0.37	0.41	0.50
近畿 21	5.4	4.2	1.09	1.24	1.55	0.35	0.46	0.62

M_1 H , ℓ , q_0 を与えて通常の計算で求めた最大曲げモーメント

M_2 2で述べた方法で求めた最大曲げモーメント

M_r 断面図より計算した抵抗モーメント

5. 反力係数 K 値について

設計に用いる K の値をどのように決めればよいということが非常に大きな問題である。平板載荷試験によつて求めることとするのが普通であるがカルバートの現場にすべてこの試験を課することもできないので、他の土質試験結果からの推定や、もつと簡単な試験法で代用すること、あるいは土質ごとに K の概略値を仮定してしまうことも考えられる。現在得られる資料では Casagrande あるいは改訂 P R 法の分類による土質別に K の概略値を与えたもの、他の土質試験結果からの推定として、

CBR と K 値の関係、N 値と K 値の関係、土研式貫入試験の結果と K 値の関係、衝撃式地耐力試験により K 値を求める方法などが提唱されている。

また、ある土質について求められた K をそのまま設計に用いるのではなく、カルバートの寸法、形状に応じて修正した値をとらなければならない。計算に用いる K についてはこの 2 点の解明が非常に重要であつて現在検討中であるが、近く別の機会に発表する予定である。

調査資料の管理および各種の計算は鹿島建設技術研究所に担当してもらつた事を付記する。

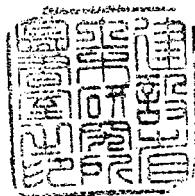
土木研究所資料第165の7号

所内研究発表会

道路の直接的経済効果

伊吹山 四郎

松浦 義満



昭和41年4月19日

建設省土木研究所

本文は、先に筆者らがまとめた「道路の経済効果」⁽¹⁾をその後得られた新しい情報でもつて修正し、再編成したものである。

1. ま え が き

道路の建設または改良にともなう経済効果は、走行費用の節約、走行時間の短縮による便益および交通事故の減少など道路の利用者が直接享受できる直接効果と、在来道路上の混雑緩和および沿線地域あるいは関連地域の経済活動に間接的に影響を与える間接効果に大別される。これらの諸効果のうち、貨幣タームで計量可能なものは、(a)走行費用の節約、(b)走行時間の短縮による効果、(c)交通事故の減少による効果であり、その他の経済効果を貨幣タームで計測することは難しい。ここでは基本的にして計測可能な上記(a)、(b)、(c)3つの経済効果について説明する。

2. 走行費用の節約

一般に自動車の走行費用は走行距離、路面の種類、縦断こう配、平面曲線、信号停止および走行速度等の要因により支配される。

(1) 一般舗装道路および砂利道における走行費用

高速道路調査会の調査結果によれば、舗装道と砂利道の自動車走行経費は表-1および表-2の如くである。これらの数値は自動車が直線平坦道路を速度40 km/hで走行したと仮定した場合に必要なとされる標準的な走行費用を示すものである。なお、これらの道路における人件費、管理費は同一であるとして、ここでは取上げていない。

(2) こう配の走行費用におよぼす影響

坂路の影響は車の種類、車の馬力、走行速度、こう配の大きさ等によって異なる。また、車の老朽の程度、運転の仕方、積荷等によっても異なるから平均的な値を正確に求めることはきわめてむずかしい。

米国においては1948年に Highway Research Boardにより燃料費、維持費およびタイヤチューブ費のこう配における増加率の調査結果が提出されている⁽¹⁾。その資料に、わが国における走行試験結果⁽¹⁾で

表-1 一般舗装道路の自動車走行費用(1964年12月)

(走行速度40km/h)(単位:円/Km)

車 種	燃料費	油脂費	タイヤチ ューブ費	修繕費	減 価 償却費	計
バス(60人以上)	6.94	0.69	1.68	5.71	11.18	26.20
普通乗用車 (1900CC以上)	1.00	0.47	0.52	2.02	7.23	14.24
普通トラック(6t)	5.88	0.59	1.56	4.11	5.07	17.15
" (8t)	6.38	0.64	2.04	4.77	6.75	20.58
小型トラック(2t)	6.56	0.66	0.52	3.08	4.89	15.71
軽四輪自動車	2.35	0.23	0.24	1.97	4.23	9.02
軽二輪自動車	2.08	0.31	0.22	1.47	2.76	6.84
原付自転車	1.52	0.23	0.10	1.14	1.19	4.18

表-2 砂利道の自動車走行費用(1964年12月)

(走行速度40km/h)(単位:円/Km)

車 種	燃料費	油脂費	タイヤチ ューブ費	修繕費	減 価 償却費	計
バス(60人以上)	7.83	0.78	2.76	11.30	17.76	40.43
普通乗用車 (1900CC以上)	5.37	0.63	0.88	4.00	9.51	20.39
普通トラック(6t)	8.31	0.83	2.46	8.14	8.05	27.79
" (8t)	9.02	0.90	3.36	9.45	10.72	33.45
小型トラック(2t)	9.27	0.93	0.84	6.12	7.77	24.93
軽四輪自動車	3.32	0.33	0.40	3.88	6.11	14.04
軽二輪自動車	2.78	0.42	0.36	2.91	3.99	10.46
原付自転車	2.04	0.31	0.16	2.26	1.67	6.44

もつて多少の修正を加えたものが表-3、4、5である。表-3についてはH、R、Bの資料が80 Km/hに対するものであつたため、表-1、2の走行費に合わすべく40 Km/hの燃料消費率に換算した値である。その際、上りこう配における燃料消費率の増加率は速度に関係なく一定であり、下りこう配においては消費率が速度に比例して変化するとした。

表-4のタイヤチューブ費は上りこう配、下りこう配の別がないとした。

表-3 こう配における燃料消費量比

こう配(%)	乗 用 車	バ ス	普通トラック
10	3.44	12.00	10.30
8	2.65	8.60	7.37
7	2.17	7.19	5.66
6	1.91	5.80	4.68
5	1.72	4.65	3.70
4	1.62	3.77	2.96
3	1.45	2.88	2.47
2	1.31	2.26	1.98
1	1.12	1.51	1.37
0	1.00	1.00	1.00
-1	0.86	0.44	0.63
-2	0.69	0.35	0.39
-3	0.55	0.35	0.39
-4	0.44	0.35	0.39
-5	0.32	0.35	0.39
-6	0.32	0.35	0.39
-7	0.32	0.35	0.39
-8	0.32	0.35	0.39
-10	0.32	0.35	0.39

表-4 こう配のタイヤチューブ費に対する影響

こう配(%)	乗 用 車	バ ス	普通トラック
0	1.00	1.00	1.00
1	1.13	1.11	1.13
2	1.27	1.24	1.25
3	1.37	1.36	1.38
4	1.50	1.48	1.50
5	1.63	1.61	1.64
6	1.76	1.73	1.74
7	1.86	1.86	1.86
8	2.00	1.98	2.01
10	2.26	2.23	2.26

表-5 こう配による維持費の増加率

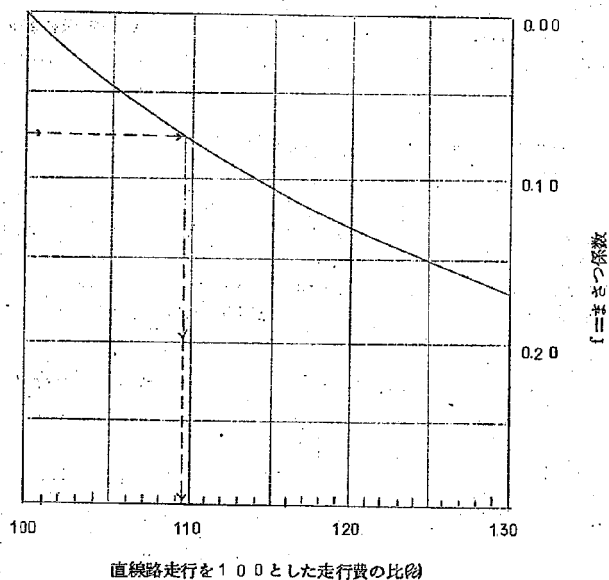
こう配(%)	乗 用 車	バ ス	普通トラック
+10	1.58	2.38	1.27
+ 8	1.36	2.00	1.07
+ 7	1.07	1.84	1.00
+ 6	1.07	1.69	1.00
+ 5	1.07	1.54	1.00
+ 4	1.07	1.31	1.00
+ 3	1.00	1.15	1.00
+ 2	1.00	1.00	1.00
+ 1	1.00	1.00	1.00
0	1.00	1.00	1.00
- 1	1.00	1.00	1.00
- 2	1.00	1.07	1.00
- 3	1.00	1.15	1.00
- 4	1.00	1.23	1.00
- 5	1.07	1.38	1.00
- 6	1.07	1.46	1.00
- 7	1.07	1.69	1.00
- 8	1.36	1.85	1.00
-10	1.43	2.23	1.13

(5) 平面曲線の走行費用におよぼす影響

曲線部の走行は燃料費、タイヤチューブ費、ブレーキの損耗による修繕費等の増大をもたらす。これは横方向に作用する遠心力と走行の牽引力の増加に原因し、その増大率は直線部の減速比を測定することによつて求められる。その際の曲線部の走行速度はまさつ係数を 0.15 としたときに横すべりを起さない最高速度を採用すれば良いと考えられる。

AASHOでは曲線部において増加する燃料消費量がまさつ係数の大きさに比例するとして、タイヤの損耗をも含めた走行経費の増加率を図-1のごとく与えている。

図-1 曲線における走行費の増加率



(4) 走行速度の走行費用におよぼす影響

一般に、同一道路条件のもとで走行速度が高くなると、燃料・油脂消費量など直接的走行費用は高くなり、車輛修繕費、償却費、人件費、一般管理費などの間接的走行費用は減少する。

高速道路調査会は 1961 年 6 月に普通トラックおよびバス的高速運転経費を算定し、続いて 1962 年 7 月に小型トラックおよび乗用車について調べた⁽²⁾⁽³⁾。その結果を用いて走行速度に対する運転経費の増減率を計算すると表-6のごとくなる。ここでは走行費用の中に人件費および管理費を含む。

(5) 信号停止が走行費用におよぼす影響

交差点が多く存在する場合あるいは交差交通がはげしい場合等においては、停止したために生ずる運転経費の増大は相当大きな値になる。

自動車が異なつた速度で信号に差ししかつたときの運転経費の増加分 S の米国における資料⁽¹⁾を、1ドル=360円で換算したものを表-7に示す。

表-6 走行速度の定行費用におよぼす影響

車種 \ 走行速度 (km/h)	40	50	60	70	80	90	100
バス (60人以上)	1.000	0.912	0.850	0.808	0.796	0.824	0.855
普通乗用車	1.000	0.897	0.802	0.751	0.730	—	—
普通トラック (8t)	1.000	0.924	0.856	0.792	0.748	0.718	0.710
小型トラック	1.000	0.905	0.825	0.774	0.749	—	—

表-7 一定速度で走行していた自動車が停止したために生ずる走行費用の増加分 (単位: 円)

1回の停車時間 (sec)	信号に差ししかつた際の速度 (km/h)					
	16	32	48	64	80	96
0	0.36	1.4	2.5	4.0	6.5	9.3
20	3.6	4.3	5.4	7.2	9.3	12.6
40	6.8	7.5	8.6	10.4	12.6	15.5
60	10.0	10.8	11.9	13.3	15.8	18.7

(6) 都市地域における走行費用

高速道路調査会が1965年7月に京浜地域、阪神地域を対象にして調査した結果によると、一般街路と都市高速道路の走行費用は表-8および表-9のごとくである。ここで各車種の一般街路における平均走行速度は、実態調査の結果からバス：20 Km/h、普通トラック：25 Km/h、その他の自動車：27 Km/hであり、高速道路を走行する場合の平均走行速度は全車種について50 Km/hであるとしている。

表-8 一般街路の自動車走行費
(41年2月)(単位円/Km)

走行速度 バス : 20 Km/h
普通トラック : 25 Km/h
その他 : 27 Km/h

車 種	燃料費	油脂費	タイヤ チューブ費	修繕費	償却費	人件費	管理費	計
バス	8.67	0.87	1.12	820	938	4129	1770	8723
普通乗用車	5.49	0.26	0.37	307	369	15.61	553	3402
普通トラック	9.31	0.82	1.11	632	1093	2212	2165	7226
小型トラック	7.47	0.37	0.46	391	621	2376	1962	6180

表-9 都市高速道路の自動車走行費(41年2月)

(単位 円/Km)(走行速度：50 Km/h)

車 種	燃料費	油脂費	タイヤチューブ費	修繕費
バス	5.20	0.52	1.11	—
普通乗用者	4.17	0.20	0.35	—
普通トラック	5.87	0.52	1.09	—
小型トラック	5.08	0.25	0.45	—

3. 走行時間の短縮による効果

より早く目的地に到達し得ることは、それだけ社会活動を活発にし、また荷物の回転を早めることになる。したがって乗用車では少くとも乗客1人の時間の節約を考へることができ、バスではそのすべての乗客の時間節約の利益が考へられ、トラックでは荷物に対する輸送時間の節約の効果が考へられる。

しかしながらそのすべてについて適正かつ平均的な時間費を求めることはきわめて難かしい。米国では、乗用車の場合、最低賃金である1時間1ドルを時間費とし、バスおよびトラックでは1時間2ドルとしている。この金額は米国の平均賃金から見れば、はるかに低い金額である。

わが国では建設運輸両省の協議により時間便益の単価として表-10のごとき値を採用している。

走行所要時間を計算する際の走行速度は平坦地では設計速度の80%を見込み、坂路では表-11の値に沿つて減速されるとする。

表-10 時間便益の単価

車 種		単価 (円/分)
普通自動車	乗 用	7.58
	貨 物	7.85
小型自動車	乗 用	5.30
	貨 物	4.63
バ ス	路 線	16.74
	その他	23.46
大型特殊自動車		23.46
小型二輪車		2.65
軽自動車		2.65
小型特殊自動車		2.32
原付自転車		1.77
軽 車 両		0.88
自 転 車		0.88

表-11 こう配における走行速度

(単位: Km/h)

車種 こう配	普通乗用車	バス(80人)	普通トラック(8t)	
			空 積	満 載
10	63	43	—	—
9	65	45	—	—
8	67	47	51	15
7	70	49	55	18
6	73	52	59	22
5	78	56	64	29
4	83	59	69	37
3	90	63	75	47
2	101	68	79	61
1	110	71	83	76
0	110	73	86	81
-1	110	73	88	82
-2	100	72	89	82
-3	90	70	90	81
-4	82	66	90	79
-5	75	61	90	75
-6	69	56	90	71
-7	64	50	89	66
-8	60	45	87	60
-9	57	38	—	—
-10	55	32	—	—

4. 交通事故の減少効果

交通事故の減少は道路改良の主要目的の一つである。交通事故はさまざまな原因、要因に起因しているため、道路の改良による減少率を正確にすることは困難であるが、一般的には、道路構造を十分に改良することによって交通条件が著しく改善され、はるかに高い安全性と快適性が期待されるのである。

現在、日本道路公団および首都高速道路公団はそれぞれ、高速道路建設にともなう事故減少量を表-12および表-13のごとく見込んでいる。更に、これを貨幣評価して減少効果を求めるための死者、負傷者および物的損害の単位評価額を表-14のごとく見積っている。

これらの表を用いて車・キロ当りの事故費用を計算すると表-15のようになる。

表-12 一般道路および高速道路上の1億台キロ当り自動車
交通事故発生量（日本道路公団）

	一般道路	高速道路
死 者（人）	1 4.1	3.1
傷 者（人）	2 3 5	9 6
事故件数（件）	5 4 4	1 5 6

表-13 一般街路および都市高速道路上の1億台・キロ当り
自動車交通事故発生量（首都高速道路公団）

	一般街路	都市高速道路
死 者（人）	5.1 9	1.6 4
傷 者（人）	2 2 3.8	9 3.5
事故件数（件）	2 5 7.8	1 7 8.8

表-14 交通事故単位評価額

(単位 千円)

	日本道路公団	首都高速道路公団
死者 1 人 当 り	6,919.0	24,908.4
傷者 1 人 当 り	3.7	145.9
物的損害 1 件 当 り	227.0	28.7

表-15 単位車キロ当り交通事故費用

(単位 円/車・キロ)

	日本道路公団	首都高速道路公団
一 般 道 路	2.22	1.69
高 速 道 路	0.57	0.60

5. あとがき

以上、道路の直接的経済効果を、入手し得る限りの資料を用いてまとめて来たが、下り勾配における燃料消費量比等、いまだ不十分な点が多く、今後、より正確な資料を得て修正を加えていかななくてはならない。

更に、上記の諸数表を用いて走行便益を算定する際には、表-1、2および表-8、9の走行費用が実態調査の結果から算出された数値であることに注目して走行費用を二重計上しないようにしなければならない。