

重力ダムコンクリートの品質
管理に関する研究

昭和34年6月

伊 藤 和 幸

重力ダムコンクリートの品質
管理に関する研究

昭和34年6月

伊 藤 和 幸

重力ダムコンクリートの品質管理に関する研究

目 次

	頁
緒 論	1
第1章 コンクリートの圧縮試験用供試体の個数と管理 に関する研究	7
第1節 緒 言	7
第2節 信頼限界法	8
§ 1 構造物と供試体の関係	8
§ 2 バッチ内の強度の変動	9
§ 3 母平均の信頼限界	12
§ 4 変動係数, $V(\%)$	19
§ 5 個数の決め方	23
第3節 棄却限界法	25
§ 1 毎バッチの強度の平均値の変動	25
§ 2 棄却限界	28
§ 3 現場供試体個数に関する基本概念	35
§ 4 棄却限界法と信頼限界法	39
§ 5 個数の決め方	41
第4節 現場の実績による実用的所要供試体の個数	42
§ 1 現場の実績	42

	頁
§ 2 実用的所要個数	44
第5節 関係文献の批判	47
§ 1 昭和24年コンクリート標準示方書について	47
§ 2 昭和31年コンクリート標準示方書について	49
§ 3 丸安・水野・両氏の提案について	50
第6節 結 論	52
参 考 文 献	55
第2章 コンクリートの品質管理とその効果に関する研究	57
第1節 緒 言	57
第2節 推計学的安全率	60
§ 1 安全率の推計学的構想	60
§ 2 A.M.Freudenthalの方法	64
§ 3 池田哲夫氏の方法	66
§ 4 比較設計法	68
第3節 現場の管理状況	75
§ 1 現場の概要	75
§ 2 統 計 値	79
§ 3 資料の精選	91

	頁
第4節 管理の効果	96
§ 1 単位セメント量低下の可能限	96
§ 2 単位セメント量低下に伴うコンクリートの透水性について	102
第5節 結 論	113
参 考 文 献	118

第3章 コンクリートの早期管理に関する研究

第1節 緒 言	121
第2節 少標本による従来の管理	124
§ 1 統計的品質管理の基本概念	124
§ 2 平均値による管理限界	127
§ 3 本法の特長	128
§ 4 本法の適用例の批判	130
§ 5 本法の欠点	139
第3節 連続独立標本による管理	140
§ 1 基本 概念	140
§ 2 連続独立標本による管理限界	141
§ 3 本法の批判	142
第4節 早期材令の供試体による管理	156
§ 1 基本 概念	156

§ 2	統計資料による強度と分散の関係	165
§ 3	早期管理法	184
第5節	結 論	201
	参 考 文 献	204
第4章	コンクリートの打設計画に関する研究	205
第1節	緒 言	205
第2節	月平均打設量と最大月打設量の関係	209
§ 1	統計資料の解析	209
§ 2	結果の検討	232
第3節	工期と最大打設率の関係	236
§ 1	統計資料の解析	236
§ 2	結果の検討	246
第4節	ミキサの実際稼働状況	250
§ 1	統計資料の解析	250
§ 2	結果の検討	254
第5節	計画実例の検討	255
§ 1	宮川ダムについて	255
§ 2	糠平ダムについて	256
§ 3	佐久間ダムについて	259

第 6 節 結 論 261

参 考 文 献 264

結 論 265

附 表 275

附表— 1 275~299

附表— 2 300~307

附表— 3 308~313

附表— 4 314~329

重力ダムコンクリートの品質管理に関する研究

緒 論

自然科学に限らず人文科学の分野においても、因果律で導かれた明確な理論的結果も一般現象に照した場合には、完全に一致することは稀で、大部分その理論値のまわりに或る変動を示すものである。中にはこの変動が大きすぎて理論の妥当性が疑われる場合もあるし、また逆に現象より因果律の主要な因子を見出すことができずに全く理論の導出に困難な場合もある。こうした変動には、(1) 偶然性による確率事象と、(2) 因果関係の微因子の解析が不十分なことによる変動事象との2つに大別されるが、理論の解明が不十分なうちに現実よりの要請があつた場合にはこうした変動を合せた統計値にもとづいて方策を建てなければならない。一般工学、とくに土木工学の建設、施工面においては対象が大自然であつてその現象の多岐多様さは他の工学面の遠く及ばない処である。このような変動が単に思考遊戯の対象に過ぎないうちは問題はないが、現実にこうした変動の下に各種の計画をたて、しかもこの計画の妥当性が公共の保安とか経済に大きく影響する場合には、変動要因はさておき、一応こうした変動を考慮に入れた特殊な技術が必要である。

例えば山間のへき地に大ダムを建設する場合には資材運搬用の道路が最短交通路線から開設されるが、単車線のとときには待避所の問題がおこる。この解決には各トラックの出会いの確率、これによるトラックの平均速度と待避所の数の関係を調べなければならない。もし所要の待避所数より少なければトラックの平均速度は減少して所定の期間内に所要資材の供給が間に合わず建設工期が遅延して莫大な金利の損失をまねくことになり、逆に所要の待避所数より多い場合には運搬目的は十分に達成されるが余分の待避所を開設した

だけ不経済となる。

同様な考え方が河川の計画洪水量の決定や鉄道の路線の拡充・建設計画とか、その他に適用されなければならない。身近な例では駅の群衆を処理するためのプラット・ホーム，通廊のスペースのとりかたとか，改札口の数の問題とかいつたものにも適応される。ことに都市計画の分野においてはそのほとんどがこのような考え方の開拓なくしては科学的な論拠にたつことはできないであろう。

以上の説明から判るように変動を考慮した特殊な技術とは計画技術に他ならない。計画技術には絶えず目的の確保（この目的は時には安全性の確保となり時には公共の福祉といつたかたちで問題に応じて変る）と経済性が対決する。そして大ていの場合，両者は相反する性格をもち同調する場合は極めて少ない。換言すれば目的確保の信頼度を高めれば高めるほど費用がかかるという宿命にある場合が多い。

かかる計画技術工学とも名付くべき新分野は各正統派工学の何れの分野にも入りこみうるものであつて，その論拠は確率論・推計学を主体とし，これによつて変動の把握，現象の分析，要因の追究を行い，安全性と経済性の両面より現実的な合理性を与え，かくして妥当な計画を樹立せんとするものであつて，技術の総合的評価をつかさどるもの，換言すれば技術の哲学ともいふべきものである。

本論文は初歩の推計学を用いて計画技術を現場施工のコンクリートに導入せんと試みたものである。他の分野と同様に本分野においても研究室で求められたコンクリートの諸特性値は実際に現場で施工された場合にはその値を著しく変動するものである。したがつて変動がどのようなものであるのか（第1章）。構造物の安全性とはいかなるスケールで測るものか。求められた安全性を確保するためには変動は如何なる状態でなければならぬか。もし安全性を必要以上に高めた場合の変動——すなわち当初計画に際して想定した変動よりも少ない場合——にはどのような効果もたらされるか（以上第

2章)。このような効果を助長するにはどのような方法を講ずればよいのか(第3章)。またこうした直接的な追究からはなれて間接的に変動に大きく影響する因子にどのようなものがあるのか(第4章)。につき研究を展開させた。

具体的には研究の対象を重力ダムのマスコンクリートに求め、まず極く小さい問題である現場における圧縮強度用供試体の個数を何個とすればよいかということから出発した。第1章で述べる「供試体の個数と管理に関する研究」がこれである。本章では先ず圧縮強度がコンクリートの諸特性を定性的にあらわすものであることからその試験の重要性を述べ、ついで従来個数の決め方として1バッチ内の個数による試験値の平均強度と分散から推定した毎バッチの平均値の分布状態に照して個数を定める信頼限界による方法を説明し、これをさらにすゝめて毎バッチの平均値の分布の実態より(棄却限界と名付けた)逆に信頼限界域を求めて個数を決める方法を提唱した。すなわち供試体の個数は最終的には現場打設コンクリートの変動状態(品質管理の程度)によつて実用的な個数が求められることを明かにしたものであつてまたその結果が安全性の確保にも影響し、設計強度に対する配合設計強度への割増し量の程度について定量的な関係のあることを説明した。

以上の研究は昭和24年度土木学会コンクリート標準示方書記載の条項が妥当かどうかの判定を対象として行われたものであり、その結果昭和31年度版のものでは著しく変更されるにいたつた。

第2章の「品質管理とその効果に関する研究」では品質管理の意義を構造物の安全性と関連させるために安全率について考察した。まずA.M. Freudenthal氏の考えによる安全率と破壊の確率を説明し、池田哲夫氏による新しい破壊の確率を述べ、ついでこれらの方法が現実に構造物を設計する場合の不合理性を指摘して比較設計法とも名付くべき実際の簡便法を提唱した。この論拠により現場コンクリート打設実績を調べて当時建設中の関西電力株式会社、丸山ダム(木曾川水系)のマスコンクリートの単位セメント量を、

その管理実績に照してどの程度まで下げうるかを研究した。その結果はたゞちに現地に応用され非常な効果をもたらすことになつたのでその助長をはかるため次章が展開された。

第3章の「早期管理に関する研究」はこうした情勢のもとに生れたものである。一般にダム用コンクリートの強度の基準は材令91日または28日のものが採用されている。本章では前段においてまず材令28日のもので従来のもより少標本で管理を実行するにはどのようにすればよいかを提案し、ついでさらにその効果を高めるため、従来とかく軽視されていた材令14日、7日、3日、の試験値を利用する方法を提唱した。最近では1日4000 m^3 のコンクリートを打設することは大ダムでは普通であり、これが28日、または91日たつてからやつとその性質が判定されるようではその間に打設された大量のコンクリートの安全性なり経済性は保証されず、したがつてこのように早期に管理することが必須の要件となる。また本章の研究の結果各現場の管理の特性を表示する管理係数ともいふべきものはどのようなものであるかを指摘できるようになつた。これによつて管理の程度を単に標準偏差とか、または変動係数のみで表示するのを慣例としていた従来の方法に批判を加えた。

第4章の「建設計画と管理に関する研究」では前章までの直接的な追究からはなれ、客観的な立場から建設計画とコンクリートの打設実績の統計資料を整理し、分析し、ある程度の普遍性を抽出して逆に建設計画から現場の品質管理遂行に対する難易さを判別できるようにと試みたものである。すなわち月平均打設量（総打設コンクリート量 \div 工期）と最大月打設量（打設実績の中、最大打設量を記録した月の打設量）との関係、工期と最大打設率（最大月打設量 \div 打設総量）の関係、Mixerの稼働実績、等を調べて工事計画の妥当性、難易性を判定する方法を提案した。またこのようにして求められた結果を用いて当時建設中であつた佐久間ダム、糠平ダム（何れも電源開発株式会社）の打設計画について検討を加えたが、工事を完成した今日におい

て推定と実績を比較すれば何れもよく適合していることがわかる。

以上の研究は昭和26年度から始まり、各区分毎に一応結果がまとまれば順次関係誌に投稿し、公表されてきたものである。

なお本論文を一貫する計画技術の取扱い方については京都大学、工学博士、石原藤次郎教授、推計学の取扱いについては同学、工学博士、岩井重久教授、コンクリート部門については同学、工学博士、近藤泰夫名誉教授、岡田清教授、重力ダムについては電源開発株式会社、土木調査課長、高畑政信氏の御指導をうけたものである。

第1章 コンクリートの圧縮試験用 供試体の個数と管理に関する研究

第1節 緒 言

コンクリートの各種の性質を判定するための試験は、研究室におけるものと現場におけるものとは、その取扱いについて自から方法を異にしなければならない。例えば重力ダムにおいては所要の圧縮強度（時には引張強度）せん断強度（現設計法における約90 m以上の重力ダムは圧縮強度よりせん断強度によつてその所要強度を決定される場合が多い）の他に、所定の比重、水密性、耐久性、水和熱による温度応力に対する抵抗強度、等の固つたコンクリートの諸性質と、コンクリート打設時のウォーカビリチイが要求されるが、こうした各特性値に対する安全性の検討は研究室においては夫々試験して確認することができるが、実際の施工現場においては一々各特性毎に試験を行つていたのである試験設備も莫大なものとなり、また繁雑な試験を多忙な施工現場で遂行することは不可能に近い。したがつて現場では多種の試験をできるだけ簡略化する必要がある。コンクリートは豫め現場の事情を考慮して（例えば研究室の試験に現場で使用するセメント、混和材、細骨材、粗骨材、等を用いるといつた点）最適の示方配合を決定するものであるから、現地ではこうした示方どおりのコンクリートが打設されているかどうかの判定ができればよいだけである。幸いある示方配合のもとに現場におけるその都度の事情を考慮して修正した現場配合でコンクリートが練られる場合には、以上のべたコンクリートの諸特性は主としてその圧縮強度によつて定性的に示される。例えば引張強度、せん断強度は圧縮強度の函数で表わされるし、水密性は含有セメント量の多寡によつて左右され、これは圧縮強度と密接な関係にあるW/Cの大小によるものであるし、また骨材の材質の影響はやはり圧縮強度に表われてくる。耐久性についても前記同様単位セメント量およ

びW/Cと骨材品質によるものである。このように考えると固つたコンクリートの材質を判定するには各試験の代表として圧縮試験が極めて重要なものであることがわかる。一般にダム現場においては、固まらないコンクリートの性質を判定する試験としてスランプ試験，空気量測定試験，単位容積重量測定試験，（時にはコンクリートの温度測定試験）が，固つたコンクリートの性質を判定する試験として圧縮強度試験，単位容積重量測定試験が行われている。前者は何れも簡単な器具ですむし，試験機と名付けられるものは圧縮試験機ぐらいでよい。すなわちいちぢるしく簡略化されており，それだけ各特性を代表する圧縮強度試験の意義は極めて重要であるといわなければならない。

本章はこのように重要な，研究室とは異つた目的をもつ現場での圧縮強度試験に必要な供試体の個数の決定方法を研究したものである。^{1), 2)}すなわち研究室の試験値は特定配合に対して，より正確なものが要求されるのに反して，現場の試験では当初設計に企画した材質の変動の範囲にコンクリートが製造，打設されているかどうかの検討を行うに十分な精度をもつ供試体の個数であればよいといつた考え方にもとづくものであつて，従来欧米で用いられていた信頼限界による個数の求め方を一歩進め，現場コンクリート打設の変動状況を考慮した棄却限界による方法，および，構造物の安全性を確保するための所定危険率をより正確に求めるための実用的供試体個数のありかたについて私見を提案したものである。

第2節 信 頼 限 界 法

§ 1 構造物と供試体の関係

重力ダムは，巨大なコンクリートの塊りであつて，この塊はいくつかのブロックに分割して考えることができる。いま供試体の1個の容積を V_1 とすれば重力ダムの容積 V を V_1 で除した個数 N が求められる。すなわち N 個の

供試体で重力ダムが構成されていることになる。したがって現場試験はこのN個の中の任意のサンプリングによつてN個の母集団の材質を判定しようとするものである。³⁾ 実際上は V_1 に比して V は非常に大きく、このためNは無限大と考えることができる。それゆゑ供試体は無数の母集団から任意にサンプリングされたものといふことができる。

他方コンクリート工学の面から次のような段階が考えられる。

- (1) 1バッチ内のコンクリートの材質の変動
- (2) 毎バッチ間のコンクリートの材質の変動

また一般にサンプリングはミキシング・プラントで行われる場合が多いから、

- (3) プラントから打設し終るまでの間のコンクリート材質の変動

さらに打設後のコンクリートは種々の条件(気象・外力、等)にさらされるから、

- (4) 打設後のコンクリート材質の変動

この中、一般に現場試験で最も重点的に行われているのは(1)、(2)、であり(3)は施工の監督、(4)は当初の研究室での推定と、ダム完成後の実測といつた方向に分れる。したがつてこゝで論議の対象となるのは(1)と(2)である。もし現場コンクリートが理想的に品質管理された場合、すなわち毎バッチのコンクリートが同一条件で作製、試験された場合には毎バッチの変動の差はみとめられないはずである。仮りにこうした状況が可能となれば次にのべる信頼限界による方法も意義をもつことになる。

§2 バッチ内の強度の変動

同一条件の下で作製・試験された供試体の強度の変動は、一般に Gauss^{3) 4)} の誤差函数で表わされる正規分布をするといわれているが、本項においても一応その検討を行つてみよう。

検討に用いた資料は昭和26年、京都大学土木工学教室材料試験室で行わ

れたもので最大骨材径40mm, 粒度が一定となるよう予め各 grade に応じて篩分けしておき2切Swith型 tilting mixerで2分間混合, 材令28日⁵⁾で試験したもので, 1組の供試体(約10個)は1バッチから採取した。

この資料から正規性を判定する方法として

- (a) 各バッチ毎に試験値の大きいものから小さいものへと順にならべる
- (b) 各順位に番号を附し, m番目に大きいものをmとする。
- (c) mに対する確率は次の式で計算される。

$$p = \frac{m}{N + 1} \dots\dots\dots (1 \cdot 1)$$

- (d) 正規確率紙上に各mに対すするpと試験値をプロットする。
- (e) プロットされた標本点が1直線上に密に散布するほど正規分布への適合性がよい。

本文末尾に添附した附表-1は上記の試験を整理したもので表の左欄は供試体の番号, x_i は圧縮強度 (Kg/cm^2), mは x_i の大きさの順位を示す。この中, 同日同時刻に製作し試験した同一配合のものを表1-1に転載し計算を実施した(表1-1-A, 1-B)。また表-1-1-Cはなるべく近くの日⁵⁾に作製, 試験した同一配合のものを集めた資料である。このようにしたのは2切のミキサーでは20本($\phi 15 \times 30$)の供試体を同時にとることができなかつたため, 個数10個程度で分布を検討しても信頼性がうすく, やむなく類似のものを代用した次第である。計算の結果を正規確率紙にプロットすれば図-1-1, 1-2, 1-3, のようであつて, 個数が多いほど次第に直線状に散布して一応正規分布と見做して差支えないものと思われる。したがつて以下, 1バッチ内の強度の変動は正規分布するものとする。

表11-1 1バッチ内の分布の正規性の検討

Data 付 番表-1	圧縮強 度(%)	m	大小順		$P = \frac{m}{N+1}$	Data 付 番表-1	圧縮強 度(%)	m	大小順		$P = \frac{m}{N+1}$	
A	⑪	241	15	1	272	0.052	③	159	30	1	230	0.032
		232	17-18	2	268	0.105		205	5	2	218	0.065
		261	3	3	261	0.158		176	28	3	208	0.097
		252	5	4	254	0.211		179	24-25	4	206	0.129
		238	16	5	252	0.263		230	1	5	205	0.161
		248	8-9	6	250	0.316		186	19	6	203	0.194
		232	17-18	7	250	0.368		203	6	7	202	0.226
		245	12-13	8	248	0.421		197	11	8	202	0.258
		250	6-7	9	248	0.474		195	13-14	9	200	0.290
		268	2	10	246	0.526		200	9-10	10	200	0.323
	⑫	246	10-11	11	246	0.579	⑤	179	25-26	11	197	0.355
		245	12-13	12	245	0.632		190	18	12	196	0.387
		248	8-9	13	245	0.684		218	2	13	195	0.419
		242	14	14	242	0.737		182	22-23	14	195	0.452
		246	10-11	15	241	0.789		206	4	15	194	0.484
		254	4	16	238	0.842		208	3	16	193	0.516
		250	6-7	17	232	0.895		202	7-8	17	191	0.548
		272	1	18	232	0.947		202	7-8	18	190	0.581
B	⑬	212	4	1	237	0.059	⑦	178	27	19	186	0.613
		205	8	2	226	0.118		168	29	20	185	0.645
		191	14	3	222	0.176		193	16	21	185	0.677
		211	5	4	212	0.235		185	20-21	22	182	0.710
		187	15	5	211	0.294		179	24-25	23	182	0.742
		222	3	6	207	0.353		200	9-10	24	179	0.774
		204	9-10	7	206	0.412		195	13-14	25	179	0.806
		226	2	8	205	0.471		191	17	26	179	0.839
	⑭	204	10-11	9	204	0.529	196	12	27	178	0.871	
		207	6	10	204	0.588	185	20-21	28	176	0.903	
		195	12-13	11	204	0.647	194	15	29	168	0.935	
		204	9-10	12	195	0.706	182	22-23	30	159	0.968	
		195	12-13	13	195	0.765						
		206	7	14	191	0.824						
		237	1	15	187	0.882						
		160	16	16	160	0.941						

§3. 母平均の信頼限界

母平均 m ，母分散 σ^2 の正規母集団から任意抽出によつて大きさ N 個の標本 $x_1, x_2, x_3, \dots, x_N$ ，を取出したとき， \bar{x} を標本平均， U^2 を不偏分散とすれば

$$t = \frac{\bar{x} - m}{U} \sqrt{N}$$

とおけば t の標本分布は

$$y dt = \frac{1}{\sqrt{n} B\left(\frac{n}{2}, \frac{1}{2}\right)} \left(1 + \frac{t^2}{n}\right)^{-\frac{n+1}{2}} dt \quad (\text{但し } n = N - 1)$$

と与えられる。したがつて予め危険率 α を定めて

$$\text{Pr. } \{ |t| > t_0 \} = \alpha$$

を満足する t_0 を t -分布表から求め、これを $\tau = t_0$ (α, n) とすれば

$$\frac{|\bar{x} - m|}{U} \sqrt{N} \geq \tau$$

であるから

$$\bar{x} + \frac{\tau U}{\sqrt{N}} \geq m \geq \bar{x} - \frac{\tau U}{\sqrt{N}} \quad \dots\dots\dots 6), 9), \quad (1.2)$$

よつて母集団の m がこの間にあると推定すれば 100 回に $(1 - \alpha) \times 100$ 回の割合でその推定が正しいことになる。 m の両側の不等式の値を信頼度 $(1 - \alpha)$ なる母平均の信頼限界という。

こゝに

$$\bar{x} = \left(\sum_{i=1}^N x_i \right) / N$$

$$U^2 = \left\{ \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 \right\} / (N - 1)$$

いま記述の簡易化のため (1.2) 式の m の左右項を次のように略記する。

$$m = \bar{x} (1 \pm \beta)$$

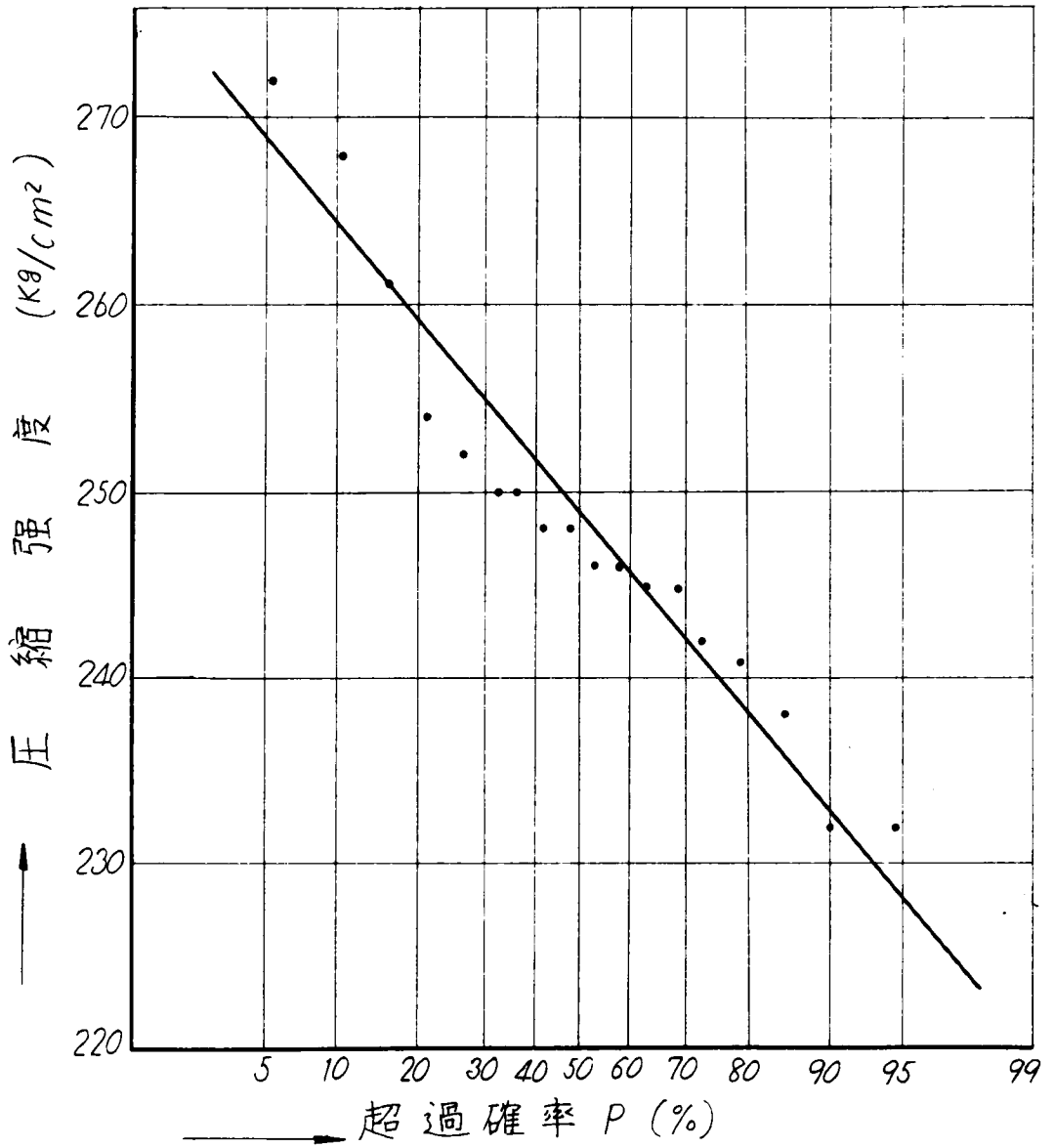


图 - 1-1

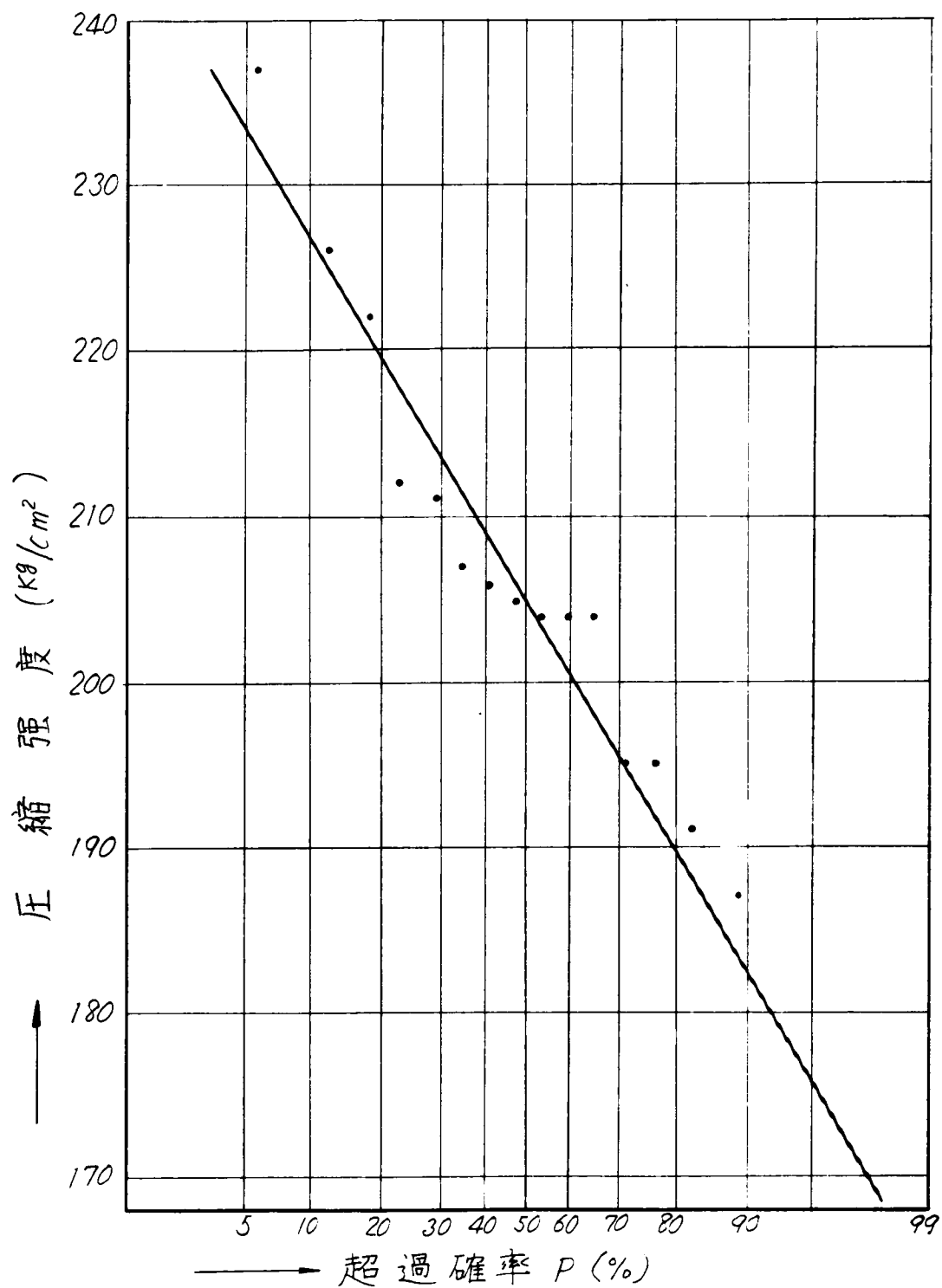
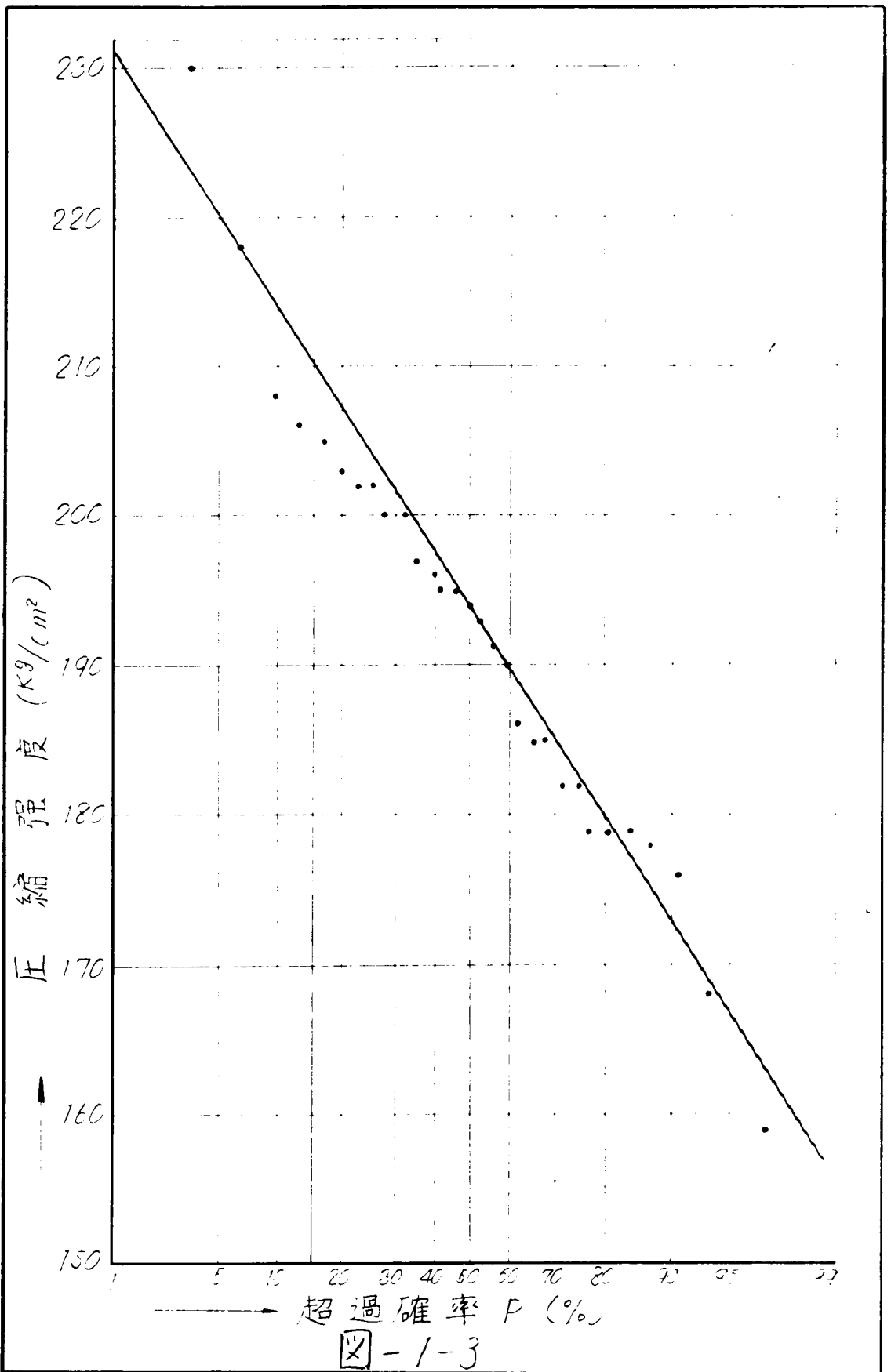


圖 - 1 - 2



$$\text{こゝに } \beta = (\tau/\sqrt{N}) \cdot (U/\bar{x})$$

$U/\bar{x} \times 100$ は一般に変動係数とよばれるものでこれを V とすれば

$$\beta = (\tau/\sqrt{N}) (V/100) \dots\dots\dots (1.3)$$

したがつて β は信頼限界の幅，すなわち信頼帯の $1/2$ が標本平均値の何割に当るかを示すものである。(1.3) 式を書き改めると

$$N = \left(\frac{\tau \cdot V}{100 \beta} \right)^2 \dots\dots\dots (3), (4), (7), (8) \quad (1.4)$$

となり，個数 N と危険率 α とを指定すれば自から τ が決定し，さらに V を与えると β が求まる。逆に V, β を定め， α を指定すれば所要の供試体の個数 N が定まるわけである。

§ 4. 変動係数 V (%)

§ 3 で説明したように信頼限界法によつて個数を求めるには先づ変動係数 V (%) の値を求めておかなければならない。

正規母集団から抽出された大きさ N の標本について，標本分散

$$S^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2$$

の標本分布を求めると $NS^2/\sigma^2 = \chi^2$ が自由度 $n = N - 1$ のカイ自乗分布をする。すなわち

$$\frac{N^{(N-1)/2}}{2^{(N-1)/2} \Gamma(\frac{N-1}{2}) \sigma^{N-1}} (S^2)^{N-3/2} e^{-NS^2/2\sigma^2} d(S^2)$$

となる。この式から最尤法で σ^2 の推定量 U^2 を求めるには

$$\frac{d}{d\sigma^2} \left\{ \frac{N^{(N-1)/2}}{2^{(N-1)/2} \Gamma(\frac{N-1}{2}) \sigma^{N-1}} (S^2)^{N-3/2} e^{-NS^2/2\sigma^2} \right\} = 0$$

を満足する U^2 を求めればよい。すると

$$U^2 = \frac{N}{N-1} S^2 = \frac{N}{N-1} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 / (N-1)$$

ゆえに U^2 の平均値を求めると

$$E\{U^2\} = \frac{N}{N-1} E\{S^2\} = \sigma^2$$

であるから U^2 は σ^2 の不偏推定量であることがわかる。¹⁰⁾ 他方 \bar{x} は m の推定量であるので変動係数 $V = U/\bar{x} \times 100$ (%) は 1 バッチから抽出した供試体の個数 N の数の如何にかゝらず、1 組 N 個の供試体を多数組とつてその平均を求めれば 1 バッチ (母集団) の $\sigma/m \times 100$ (%) を示すことになる。すなわち N の大小にかゝらず一定の値となる。

§ 2 で述べた実験室の資料についてその傾向を検討してみよう。上記の理論では先ず不偏分散を毎バッチごとに求めて大小順に配列しその中央値 (順序統計量の確率 50% の値) を \bar{U}^2 とし、他方毎バッチの \bar{x} の中央値、 \bar{x} を対応させて求めるのが正しいのであるが、付表-1 の範囲では標本が少ないので近似的に次の便法によることにした。すなわち付表-1 において各バッチ (約供試体数 10 個) の圧縮強度を x_i に記入し、この順序が random におかれたものとして N_i では $N_i = 1, 2, 3, \dots, i$ の平均 \bar{x} を求め、 $(x_i - \bar{x})$ の欄の i 番の縦列に $(x_i - \bar{x})$ 、その下に $(x_i - \bar{x})^2$ 、以下 $N = i$ 個の場合の U^2 、 V 、 V/\sqrt{N} を計算した。かくして全試験を大略強度別に分類し、近似的にその強度の範囲では $m/\sigma \times 100$ は大差ないものと考えて供試体 N の大小による $m/\sigma \times 100$ の傾向を検討することにした。これが表-1-2 である。表-1-2 はその圧縮強度区分の程度、その区分に属する各バッチ、各 N 個に対応する V (%) の値を記入したもので、中央値の行は各区分における V (%) の順序統計量の 50% 推定値 (標本順序の中央番目の標本値、標本値が偶数の場合には中央番目の 2 標本の算術平均値で表わした) を掲げた。その結果、前述のように N の大小によつて V (%) のいちぢるしい変化はみとめられず、こうした考えで現場の資料を整理してもよいことがわかる。

なお表-1-2 の表-1 欄は付表-1 からの資料の出処を記入したものである。

表-1-2 圧縮強度別の変動係数V(%)の値

最大個数の 平均値によ る区分	最大 個数の 平均	表-1	N									
			2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
100 kg/cm ² 以下	72	⑬	12.0	8.5	7.3	7.3	7.2	8.1	9.3			
130~141	132	①	1.0	5.3	4.5	5.3	5.3	4.9	5.1	6.6	9.6	9.1
	130	⑫	8.0	5.7	4.8	5.3	5.7	5.8	5.4	5.7		
	141	⑮	7.8	5.9	4.9	6.3	8.1	7.6	9.4	9.9		
	中央値		7.8	5.7	4.8	5.3	5.7	5.8	5.4	6.6		
168~193	182	②	3.9	3.3	2.9	2.8	2.5	2.3	6.1	5.8	5.7	6.9
	168	④	6.0	5.4	5.3	5.0	6.5	9.8	9.1	9.4	10.3	10.1
	178	⑥	7.4	5.5	4.7	4.2	4.6	4.2	4.4	4.1	4.4	
	177	⑮	3.4	14.3	16.2	14.0	12.5	12.5	11.9	11.3		
	174	⑯	2.1	2.4	5.0	4.9	6.6	6.5	6.0	6.1	6.2	
	182	⑰	5.2	7.4	6.2	5.3	6.1	5.6	5.4			
	185	⑳	2.5	12.1	10.0	8.7	8.1	7.4	7.3	7.3	6.9	
	193	③	17.9	12.9	10.6	14.6	13.4	12.3	11.3	10.6	10.0	
	193	⑤	4.2	10.3	9.2	8.5	8.0	7.3	6.8	7.3	8.4	
	191	⑦	3.0	3.8	4.9	4.4	3.9	4.2	3.9	3.6	3.6	
中央値		4.1	6.5	5.8	5.2	6.3	6.9	6.4				
201~216	211	⑧	1.5	2.5	4.7	4.9	5.4	5.4	7.1			
	216	⑨	4.9	5.6	4.6	4.4	7.8	7.9	8.2	7.9	7.6	
	209	⑩	7.9	6.3	6.6	5.8	6.1	8.7	8.1	7.7	8.5	
	204	⑭	1.1	4.0	6.0	5.7	5.3	4.9	4.9			
	207	⑰	4.4	3.6	3.0	5.6	5.0	6.1	5.6			
	215	⑱	0	1.1	4.6	4.9	5.7	5.5	5.1			
	207	㉒	2.4	5.3	4.7	5.7	6.6	6.0	6.6			
	201	㉓	1.1	3.1	2.6	2.8	2.7	6.8	10.5			
	213	㉔	3.7	3.5	2.9	2.8	3.3	4.6	4.6			
中央値		2.4	3.6	4.6	4.9	5.4	6.0	6.6				
240~250	247	⑪	2.7	6.1	5.2	4.7	4.3	4.5	4.1	3.9	4.7	
	250	⑫	0.4	0.7	1.0	0.9	1.7	1.6	2.6			
	中央値		1.6	3.4	3.1	2.8	3.0	3.1	3.4			

つぎに現場試験室における実際に現場に打設したコンクリートの品質判定に用いた試験結果について変動係数 V (%) の値を調べてみよう。

第2章末尾に添付した付表-2は中部電力株式会社、平岡ダム(天竜川水系)、付表-3は同社、朝日ダム(飛弾川水系)、付表-4は関西電力株式会社、丸山ダム(木曾川水系)の実績を集めたものである。表中 \bar{U}_{Test} と記入したものが $N=2$ 乃至 $N=3$ 個の供試体を1バッチから採取したときの1バッチ内の分散の不偏推定値であり、前述の50%推定値—中央値—を各表の下欄に記入した。また、表中あわせて平均値とあるのは単なる算術平均値を参考上付記したものである。付表2~4を整理すると表-1-3のようになる。ただし毎バッチの標本数 k が10個より大きいものをまとめた。さて表-1-3の各ダムの V (%) の値をみると、重力ダム用コンクリートのセメント使用量の実用範囲 $150\text{Kg}/\text{m}^3 \sim 300\text{Kg}/\text{m}^3$ ではほぼ4~6%であることがわかる。この結果は表-1-1の研究室での V (%) の値と大差ない。

表-1-3 現場試験室の V (%) の値

平岡 ダム	配 合	$C=300\text{Kg}/\text{m}^3$	$C=250\text{Kg}/\text{m}^3$	$C=180\text{Kg}/\text{m}^3$
	\bar{U}_{Test}	13.45 (19.38)	8.48 (19.86)	5.00 (9.01)
	\bar{x}	331	250	132
	k	25	17	41
	V (%)	4.06	3.39	3.79
朝日 ダム	配 合	$C=250\text{Kg}/\text{m}^3$	$C=210\text{Kg}/\text{m}^3$	$C=180\text{Kg}/\text{m}^3$
	\bar{U}_{Test}	19.31 (21.10)	11.22 (21.60)	14.21 (24.26)
	\bar{x}	314	256	236
	k	23	14	14
	V (%)	6.15	4.38	6.02
丸山 ダム	配 合	$C=240\text{Kg}/\text{m}^3$	$C=180\text{Kg}/\text{m}^3$	$C=165\text{Kg}/\text{m}^3$
	\bar{U}_{Test}	10.72 (15.84)	7.21 (8.88)	6.08 (7.23)
	\bar{x}	267	175	115
	k	14	26	15
	V (%)	4.02	4.12	5.29

() 内は平均値, \bar{x} は k バッチの平均圧縮強度 (材令28日)

これは現行の現場試験の方式によるものであつて、すなわち一般には現場のサンプリングはミキサーからホッパーにコンクリートを放出してその上部から資料を採取し、ウェットスクリーニングを行うためであつて、もしミキサーからの放出の過程、例えばミキサーの前部、中部、後部の各階程に分けて資料を採取すれば、単に試験誤差のみでなく、1バッチ内のコンクリートの品質の変動を把握できるものと思われる。このようにすればその変動分だけ影響し、 $V(\%)$ の値は多少増加するものと考えられるが一応ここでは1バッチ内の変動係数 $V(\%)$ は大凡4~6%としておく。

§ 5. 個数の決め方

信頼限界法によつて個数を求めるには(1.4)式によればよい。すなわち

$$N = \left(\frac{\tau V}{100 \beta} \right)^2$$

この中 τ は母分散 σ^2 が既知でない場合には個数 N によつて変化する値で t -分布表から求められる。 $V(\%) = 3, 4, 5, 6, 7, 8$, の場合について α , N を与え β を求めると表-1-4のようになる。 α は0.10, 0.05, 0.01について計算した。

表-1-4から所要個数を求めるには例えば信頼度95%で母平均を $\pm 0.10 \sigma$ の範囲で推定したい場合には $\alpha = 0.05$ (表の中欄), $V = 8(\%)$ とすれば $N = 4$ と $N = 5$ の間になる。したがつて供試体は5個とればよいことになる。同様に $V = 7(\%)$ ではやはり $N = 5$ 個, $V = 6(\%)$ で $N = 4$ 個, $V = 4(\%)$ で $N = 3$ 個となる。このようにして母数 m , σ^2 が未知の場合には所要供試体の個数が決定されるのである。

表-1-4 信頼限界法による所要供試体の個数

n	τ	N	\sqrt{N}	$R = \frac{\tau}{\sqrt{N}}$	$\beta = R \cdot V / 100$					
					V=3	V=4	V=5	V=6	V=7	V=8
1	6.3138	2	1.4142	4.46	0.134	0.178	0.223	0.268	0.312	0.357
	12.706			8.98	0.269	0.359	0.449	0.539	0.629	0.718
	63.657			45.01	0.350	1.800	2.251	2.701	3.151	3.601
2	2.9200	3	1.7321	1.69	0.051	0.068	0.085	0.101	0.118	0.135
	4.3027			2.48	0.074	0.099	0.124	0.149	0.174	0.198
	9.9248			5.73	0.172	0.229	0.287	0.344	0.401	0.458
3	2.3534	4	2.0000	1.18	0.035	0.047	0.059	0.071	0.083	0.094
	3.1825			1.59	0.048	0.064	0.080	0.095	0.111	0.127
	5.8409			2.92	0.088	0.117	0.146	0.175	0.204	0.234
4	2.1318	5	2.2361	0.95	0.029	0.038	0.048	0.057	0.067	0.076
	2.7764			1.24	0.037	0.050	0.062	0.074	0.087	0.099
	4.6041			2.06	0.062	0.082	0.103	0.124	0.144	0.165
5	2.0150	6	2.4495	0.82	0.025	0.033	0.041	0.049	0.057	0.066
	2.5706			1.05	0.032	0.042	0.053	0.063	0.074	0.084
	4.0321			1.65	0.050	0.066	0.083	0.099	0.116	0.132
6	1.9432	7	2.6458	0.73	0.022	0.029	0.037	0.044	0.051	0.058
	2.4469			0.92	0.028	0.037	0.046	0.055	0.064	0.074
	3.7074			1.40	0.042	0.056	0.070	0.084	0.098	0.112
7	1.8946	8	2.8284	0.67	0.020	0.027	0.034	0.040	0.047	0.054
	2.3646			0.84	0.025	0.034	0.042	0.050	0.059	0.067
	3.4995			1.24	0.037	0.050	0.062	0.074	0.087	0.099
8	1.8595	9	3.0000	0.62	0.019	0.025	0.031	0.037	0.043	0.050
	2.3060			0.77	0.023	0.031	0.039	0.046	0.054	0.062
	3.3554			1.12	0.034	0.045	0.056	0.067	0.078	0.090
9	1.8331	10	3.1623	0.58	0.017	0.023	0.029	0.035	0.041	0.046
	2.2622			0.72	0.022	0.029	0.036	0.043	0.050	0.058
	3.2498			1.03	0.031	0.041	0.052	0.062	0.072	0.082
10	1.8125	11	3.3166	0.55	0.017	0.022	0.028	0.033	0.039	0.044
	2.2281			0.67	0.020	0.027	0.034	0.040	0.047	0.054
	3.1693			0.96	0.029	0.038	0.048	0.058	0.067	0.077
11	1.7959	12	3.4641	0.52	0.016	0.021	0.026	0.031	0.036	0.042
	2.2010			0.64	0.019	0.026	0.032	0.038	0.045	0.051
	3.1058			0.90	0.027	0.036	0.045	0.054	0.063	0.072
12	1.7823	13	3.6056	0.49	0.015	0.020	0.025	0.029	0.034	0.039
	2.1788			0.60	0.018	0.024	0.030	0.036	0.042	0.048
	3.0545			0.85	0.026	0.034	0.043	0.051	0.060	0.068
13	1.7709	14	3.7417	0.47	0.014	0.019	0.024	0.028	0.033	0.038
	2.1604			0.58	0.017	0.023	0.029	0.035	0.041	0.046
	3.0123			0.81	0.024	0.032	0.041	0.049	0.057	0.065
14	1.7613	15	3.8730	0.45	0.014	0.018	0.023	0.027	0.032	0.036
	2.1448			0.55	0.017	0.022	0.028	0.033	0.039	0.044
	2.9768			0.77	0.023	0.031	0.039	0.046	0.054	0.062
15	1.7530	16	4.0000	0.44	0.013	0.018	0.022	0.026	0.031	0.035
	2.1315			0.53	0.016	0.021	0.027	0.032	0.037	0.042
	2.9467			0.74	0.022	0.030	0.037	0.044	0.052	0.059
∞	1.6449	∞	∞	0	0	0	0	0	0	0
	1.9600			0	0	0	0	0	0	0
	2.5758			0	0	0	0	0	0	0

τ の項の上段は $\alpha = 0.10$ 中段は $\alpha = 0.05$ 下段は $\alpha = 0.01$

第3節 棄却限界法

§ 1. 毎バッチの強度の平均値の変動

第1節，§ 2の強度の変動の項において1バッチ内の強度の変動は正規分布をするものと見做してよいことを確めた。いまこうした正規分布をなす母集団から任意にN個の供試体を抽出し，試験した結果を $x_1, x_2, x_3 \dots x_N$ とし，母集団の密度函数を $f(x)$ とすれば，標本値の分布法則を示す確率エレメントは

$$f(x_1) f(x_2) \dots f(x_N) dx_1 dx_2 \dots dx_N$$

である。さて分布が正規型 (m, σ^2) であるから上式は

$$\frac{1}{(\sqrt{2\pi} \sigma)^N} \exp\left\{-\frac{1}{2\sigma^2} \sum_{i=1}^N (x_i - m)^2\right\} dx_1 dx_2 \dots dx_N$$

となる。いま標本平均を \bar{x} ，標本残差平方和 s とすれば， \bar{x} と s との同時分布の確率エレメントは

$$f(\bar{x}, s) d\bar{x} ds = \left\{ \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_{\bar{x}}} \exp\left\{-\frac{(\bar{x} - m)^2}{2\sigma_{\bar{x}}^2}\right\} d\bar{x} \right. \\ \left. \times \left[\frac{1}{\Gamma\left(\frac{n}{2}\right)} e^{-\frac{s}{2\sigma^2}} \left(\frac{s}{2\sigma^2}\right)^{\frac{n}{2}-1} d\left(\frac{s}{2\sigma^2}\right) \right] \dots \dots \dots (1.5) \right.$$

となる。¹¹⁾ ことに $s = \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2$ ， $\sigma_{\bar{x}} = \sigma/\sqrt{N}$ ， $n = N - 1$ 。(1.5)式からわかるように正規分布をする母集団からN個の標本を抽出してその平均値を求めた場合，この平均値の分布は平均 m ，分散 $\sigma_{\bar{x}}^2 = \sigma^2/N$ なる正規分布となる。

したがって現場のdataも同じような想定にもとづいたものであるから毎バッチの平均値を標本にした分布は正規型でなければならない。これを検討するために先に引用した丸山ダム，朝日ダム，平岡ダムの実績を表-1-5のように整理し，図-1-4，図-1-5，図-1-6，の正規確率紙上に

プロットしてみた。その結果、標本数の比較的少ないものの中には直線と想定するには無理なもの（丸山ダム： $C = 180 \text{ Kg/m}^2$ ，平岡ダム： $C = 250 \text{ Kg/m}^2$ 等）もあるが、標本が多くなると（平岡ダム： $C = 180 \text{ Kg/m}^2$ ）ほとんど一直線状に標本点が散布していることがわかる。

したがって本項前半にのべた理論のように一応毎バッチ毎の平均値の変動は正規分布するものと見做してよいことがうなづける。

なお表-1-5は付表-2, 3, 4の中、バッチ数 k が10より大きいものを選び、表の右欄の標本値を大小順に配列し、(1.1)式の方法で対応する確率を計算したもので、これにもとづいて図-1-4, 1-5, 1-6を画いた。

本項では単に分布の状態のみを調べたが、分散についてはここではふれず第4節で詳述することにする。

表-1-5 毎バッチの分布の正規性の検討

平岡 C=180 Kg/m ³			丸山 C=180 Kg/m ³			朝日 C=250 Kg/m ³			平岡 C=250 Kg/m ³		
m	\bar{x}_k	P	m	\bar{x}_k	P	m	\bar{x}_k	P	m	\bar{x}_k	P
1	210	0.024	1	279	0.037	1	394	0.042	1	346	0.056
2	203	0.048	2	258	0.074	2	383	0.083	2	327	0.111
3	198	0.071	3	236	0.111	3	349	0.125	3	321	0.167
4	188	0.095	4	224	0.148	4	347	0.167	4	312	0.222
5	187	0.119	5	196	0.185	5	345	0.208	5	285	0.278
6	180	0.143	6	194	0.222	6	345	0.250	6	285	0.333
7	174	0.167	7	189	0.260	7	336	0.292	7	285	0.389
8	169	0.190	8	182	0.297	8	333	0.333	8	260	0.444
9	166	0.214	9	182	0.334	9	326	0.375	9	228	0.500
10	161	0.238	10	179	0.371	10	323	0.417	10	228	0.556
11	157	0.262	11	176	0.408	11	322	0.458	11	208	0.611
12	151	0.286	12	170	0.445	12	321	0.500	12	208	0.667
13	150	0.310	13	166	0.482	13	320	0.542	13	198	0.722
14	144	0.333	14	162	0.519	14	307	0.583	14	195	0.778
15	142	0.357	15	161	0.556	15	307	0.625	15	195	0.833
16	141	0.381	16	160	0.593	16	306	0.667	16	189	0.889
17	139	0.405	17	160	0.630	17	285	0.708	17	180	0.944
18	139	0.429	18	159	0.667	18	282	0.750			
19	133	0.452	19	159	0.704	19	278	0.792			
20	131	0.476	20	155	0.741	20	276	0.833			
21	130	0.500	21	148	0.779	21	271	0.875			
22	128	0.524	22	142	0.816	22	267	0.917			
23	127	0.548	23	133	0.853	23	198	0.958			
24	125	0.571	24	129	0.890						
25	119	0.595	25	127	0.927						
26	115	0.619	26	125	0.964						
27	114	0.643									
28	109	0.667	平岡 C=300 Kg/m ³								
29	109	0.690	m	\bar{x}_k	P	m	P	朝日 C=210	朝日 C=180	丸山 C=240	
30	106	0.714	1	448	0.038	1	0.067	319	310	354	
31	105	0.738	2	394	0.077	2	0.133	305	287	320	
32	101	0.762	3	384	0.115	3	0.200	299	280	306	
33	97	0.786	4	383	0.154	4	0.267	285	259	294	
34	97	0.810	5	367	0.192	5	0.333	281	256	277	
35	93	0.833	6	363	0.231	6	0.400	276	251	277	
36	88	0.857	7	354	0.269	7	0.467	260	239	272	
37	84	0.881	8	352	0.308	8	0.533	254	230	262	
38	83	0.905	9	350	0.346	9	0.600	248	230	261	
39	83	0.929	10	348	0.385	10	0.667	239	223	243	
40	75	0.952	11	348	0.423	11	0.733	229	196	243	
41	64	0.976	12	339	0.462	12	0.800	221	187	219	
			13	330	0.500	13	0.867	200	183	205	
			14	326	0.538	14	0.933	173	165	199	
			15	325	0.577						
			16	320	0.615						
			17	311	0.654						
			18	309	0.692						
			19	304	0.731						
			20	303	0.769						
			21	291	0.808						
			22	288	0.846						
			23	253	0.885						
			24	252	0.923						
			25	244	0.962						

丸山 C=165 Kg/m ³		
m	\bar{x}_k	P
1	165	0.063
2	159	0.125
3	140	0.188
4	130	0.250
5	127	0.313
6	125	0.375
7	118	0.438
8	118	0.500
9	109	0.563
10	106	0.625
11	103	0.688
12	100	0.750
13	98	0.813
14	96	0.875
15	92	0.938

§ 2. 棄却限界

1 バッチから採取した供試体による強度 x_i ($i = 1, 2, 3, \dots, N$) を平均した値 \bar{x}_k ($k = 1, 2, \dots, K$) を標本として K バッチの平均値 \bar{x} を求めた場合、この平均値が次の L バッチの平均値 \bar{x}_l と同じものであるかを判定するには所謂、平均値の差の検定法が適用される。

$$\text{いま } U_k^2 = \frac{1}{K-1} \sum_{k=1}^K (\bar{x}_k - \bar{x})^2 = \frac{s_k}{n_k}, \quad n_k = K - 1$$

$$U_l^2 = \frac{1}{L-1} \sum_{l=1}^L (\bar{x}_l - \bar{x})^2 = \frac{s_l}{n_l}, \quad n_l = L - 1$$

とし、 $\bar{x}_k - \bar{x}_l$ の母分散の不偏推定量 V^2 を

$$v^2 = \frac{(K-1)U_k^2 + (L-1)U_l^2}{K+L-2} = \frac{s_k + s_l}{n_k + n_l}$$

$$t = \frac{\bar{x}_k - \bar{x}_l}{v \sqrt{\frac{1}{K} + \frac{1}{L}}} \cdot (n = K+L-2 = n_k + n_l)$$

とおけばこれは自由度 $n = K + L - 2$ なる t -分布をする。¹²⁾ したがって予め危険率 α を定めて

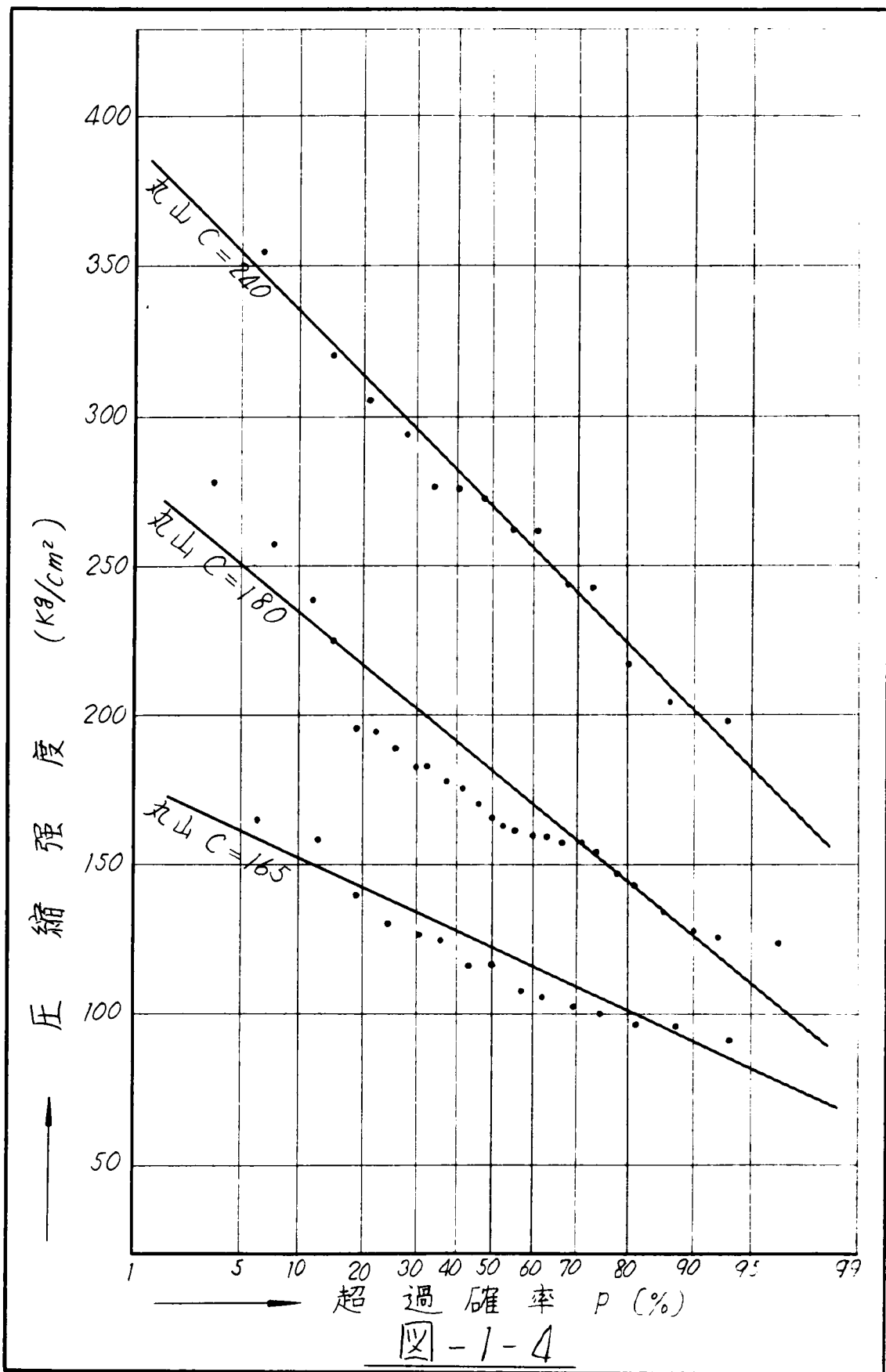
$$\text{Pr} \{ |t| > t_0 \} = \alpha$$

を満足する t_0 を t -分布表から求め、これを $\tau = t_0$ (t, n) とすれば

$$\frac{|\bar{x}_k - \bar{x}_l|}{v} \cdot \frac{\sqrt{KL}}{\sqrt{K+L}} \geq \tau \quad \text{であるから}$$

$$\varepsilon \equiv |\bar{x}_k - \bar{x}_l| = \tau \cdot v \sqrt{\frac{K+L}{KL}} \dots \dots \dots (1.6)$$

すなわち $\bar{x}_k \pm \varepsilon$ の両限界の外に \bar{x}_l があれば新しく継続した L バッチの品質は前の K バッチの品質 (母集団) とはちがったものであると考えても α 以下の危険率しかない — 換言すればこの限界の外側にあるものを棄てるという意味でこれを棄却限界という。¹³⁾



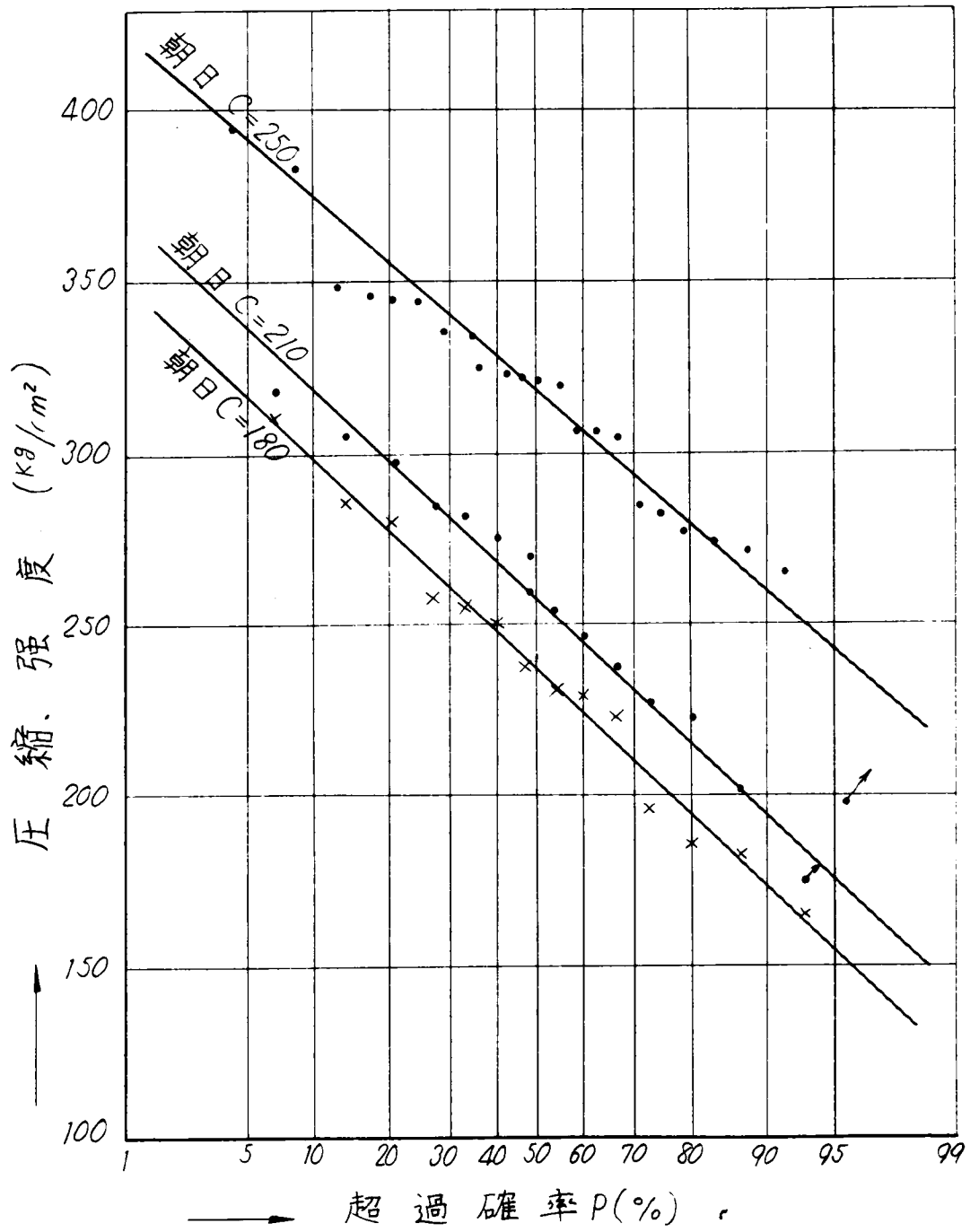
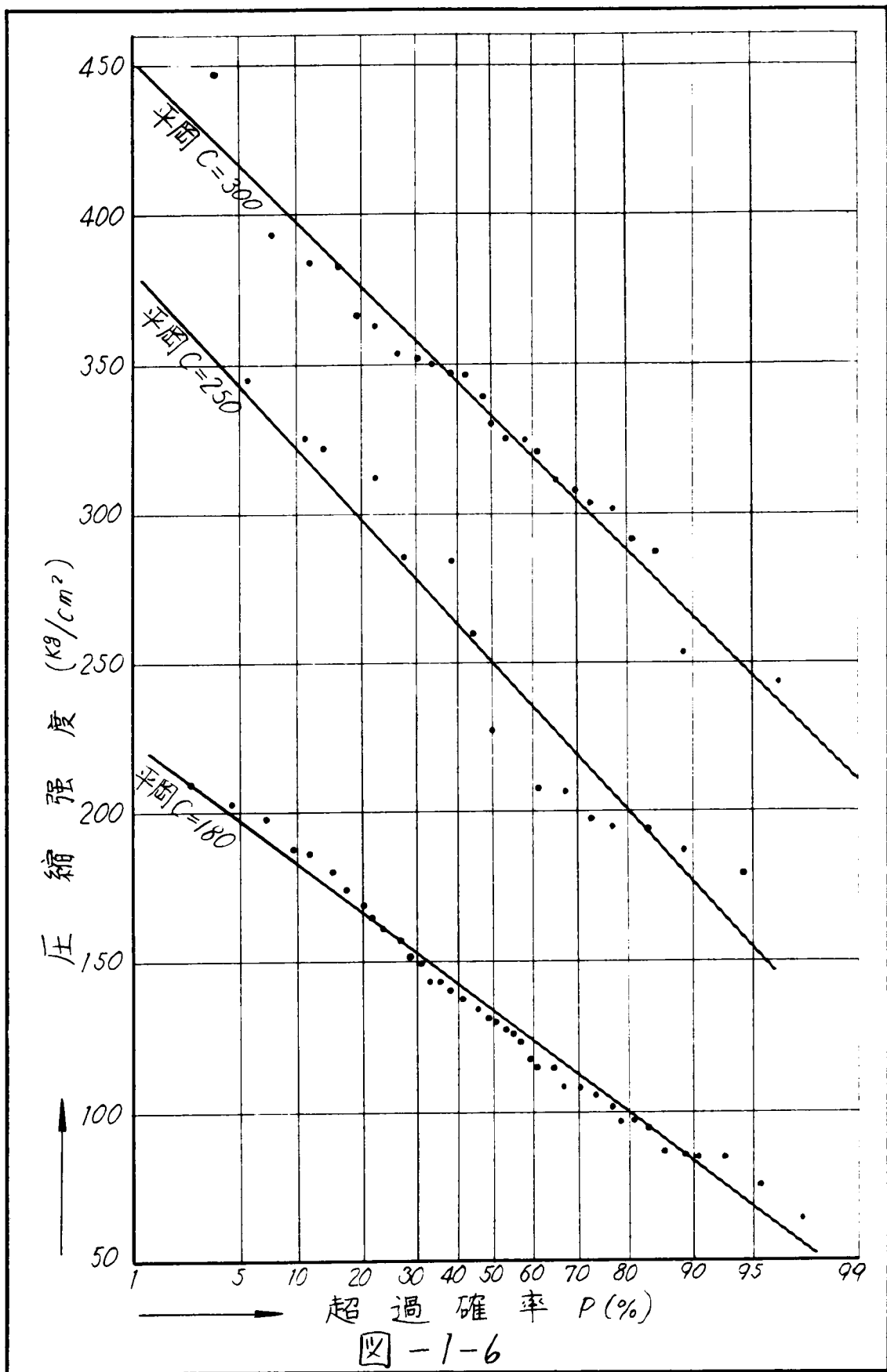


圖-1-5



(1.6) 式において $L=1$ とすれば $v^2=U_k^2$ となり

$$\varepsilon = \tau \cdot U_k \sqrt{\frac{K+1}{K}} \dots\dots\dots (1.7)$$

§ 3. 現場供試体個数に関する基本概念

研究室において特定の材料なり配合についてそのコンクリートの特性値を求めるための試験に用いる供試体の個数決定に対する考え方と、現場において予め定められた示方配合にもとづいてコンクリートを打設する場合に、そのコンクリートの品質が所定の安全性の範囲において示方配合で定められた品質にマッチしたものであるかどうかを判定する試験に用いる供試体の個数決定に対する考え方とは根本的にその立場を異にするものである。第 2 節、§ 5 に示した個数を求める式

$$N = \left(\frac{\tau V}{100 \beta} \right)^2 \dots\dots\dots (1.8)$$

は、同節、§ 3 の (1.2) 式から導かれたものであり、従つてこの式は母数 m 、 σ^2 又は σ^2 が未知の場合に適用されるものである。例えば研究室ではじめて配合されたコンクリートのようにその特性値（この場合は圧縮強度等で主として m 、 σ^2 を意味する）が未知のものであるとか、またはコンクリートについて未経験の人がはじめて供試体を作つて試験（この場合には供試体作製者の製作経験が不明のため N 個作つた供試体の試験値の変動、 V (%) が未知であり、すなわち σ^2 に関するものである）を実施する場合はこれに該当する。

これに反して現場で行われる試験は予め研究室において決定された示方配合にもとづいて、それと同程度のコンクリートが現場で打設されているかどうかの判定のための試験であるから、現場打設以前に m なり σ^2 はあたえられていなければならない。このことの必然性は構造物の安全性をある一定の

規準（すなわち危険率 α によつて評価する）によつて確保するという意味で次のように説明される。

一般に構造物を設計，施工する場合には先づ理論又は実験によつてある条件にもとづく最大生起応力を求め，これに対応する材料の強度を設計強度と名付ければ，材料は現場における品質の変動を考慮してある量を割増した配合設計強度にもとづいて決定されなければならない。この際，使用される配合の種類を示方配合により，品質の変動状況を現場の施工設備の規模と過去の経験によつてそれぞれ決定し，想定しなければならない。換言すればコンクリートの配合設計強度を定めるには m と σ^2 を定めておかなければならないのである。したがつて現場で打設するコンクリートのための試験とは，打設コンクリートが m であり，また σ^2 であるかどうかの判定を適確に行うためのものであるといえる。それ故，適当な標本数（この場合は1バッチの供試体 N ではなくバッチ数 K ）がととのつて検定精度が十分となれば，逆に打設実績から m ，及び σ^2 を再検討し，打設したコンクリートの m が大きい場合とか σ^2 が小さい場合には配合を変更し，所定の範囲（同じ α のこと）まで経済的な配合を採用すればよいことになる。これと反対に m が小さく， σ^2 が大きくなつた場合には設計強度に対する所定の安全性が確保できなくなるので，当初の想定では示方配合で求められた m よりも幾分小さい値を σ^2 は幾分大きい値を採用して構造物の安全性を検討し，それで十分な場合にはこの値を先づ現場の管理基準に採用してこうした事態を防がなければならない。

以上の考察にもとづき，現場における所要供試体個数決定に対する考え方は母数 m ， σ^2 は既知のものとして出発すべき性質のものであるので，(1.8)式の τ は少標本論の推計学とはことなり，大標本，すなわち自由度 $n = \infty$ の場合となつて指定された α について τ は一定となる。 $n = \infty$ では t -分布表より

$$\alpha = 0.10 \quad \text{のとき} \quad \tau_0 = 1.6449$$

$$\alpha = 0.05 \quad \text{のとき} \quad \tau_0 = 1.9600$$

$$\alpha = 0.01 \quad \text{のとき} \quad \tau_0 = 2.5758$$

また表-1-2, 表-1-3, からもわかるように, マスコンクリートとして重力ダムに今までに使用された範囲の配合では, 研究室なり現場での実績は $V = 3 \sim 6\%$ であつたので, やゝ安全を見込んで $V = 3 \sim 10\%$ の範囲で表-1-4 の (1.8) 式にもとづく数値 (β) を書きなおすと表-1-6 のようになる。本表は表-1-4 の母平均の信頼限界を求める式から導いたものであるので, とくに管理限界法による所要供試体個数と名付けておく。

さて表-1-4, 表-1-6 をつかつて研究室と現場試験室 (現場試験室の中でも新しく配合を決定するような場合もあるが, 本文ではこうした意味のものは一応研究室の試験と解釈されたい) の立場を具体的に説明しておこう。

いま何れも m は既知, σ^2 は既知 (表-1-6) のものと未知 (表-1-4) のものとに分けた場合¹⁴⁾ $\alpha = 0.05$, すなわち 100 回に 5 回の割合でその限界 ($\pm \beta$) をこえるものがあつてもよろしいと安全性の確保の程度を定めると, 表-1-4 では $V = 6\%$, $N = 4$ 個で $\beta = 0.095$ となる。これに対して表-1-6 では $V = 6\%$, $N = 4$ 個では $\beta = 0.059$ となつて前者にくらべて β は約半減する。すなわち同じ V (%), 同じ α , 同じ N でも大巾にかかわることになる。したがつて現場で品質管理を行う場合には表-1-4 では図-1-7 の $A-A'$ 線間に 100 回に 95 回の割合で標本点が入つてくれば管理良好と判定されるのに対して表-1-6 ではそれより半分も狭い巾である $B-B'$ 線間に同じ割合で標本点が入つてこなければ管理不良と判定される。また $A-A'$ を $B-B'$ にするためには表-1-4 から

$$\alpha = 0.05, N = 6 \text{ 個で} \quad \beta = 0.063$$

$$\alpha = 0.05, N = 7 \text{ 個で} \quad \beta = 0.055$$

であるから所要個数 N は 7 個となる。

このことは表-1-6 による管理の方が表-1-4 によるよりも厳重で, しかも供試体の個数も少なくすむということを表わしている。

表-1-6 管理限界法による所要供試体の個数

N	\sqrt{N}	$R = \frac{\tau_0}{\sqrt{N}}$	$\beta = R \cdot V / 100$						
			V=3	V=4	V=5	V=6	V=7	V=8	V=10
1	1.0000	1.6449	0.049	0.066	0.082	0.099	0.115	0.132	0.164
		1.9600	0.058	0.078	0.098	0.118	0.137	0.157	0.196
		2.5758	0.077	0.103	0.129	0.155	0.180	0.206	0.258
2	1.4142	1.1631	0.035	0.047	0.058	0.070	0.081	0.093	0.116
		1.3859	0.042	0.055	0.069	0.083	0.077	0.111	0.138
		1.8213	0.055	0.073	0.091	0.109	0.127	0.146	0.182
3	1.7321	0.9496	0.028	0.038	0.047	0.057	0.066	0.076	0.095
		1.1315	0.034	0.045	0.057	0.068	0.079	0.091	0.113
		1.4871	0.045	0.059	0.074	0.089	0.104	0.118	0.149
4	2.000	0.8225	0.025	0.033	0.041	0.049	0.058	0.066	0.082
		0.9800	0.029	0.039	0.049	0.059	0.069	0.078	0.098
		1.2879	0.039	0.052	0.064	0.077	0.090	0.103	0.129
5	2.2361	0.7356	0.022	0.029	0.037	0.044	0.051	0.059	0.074
		0.8765	0.026	0.035	0.044	0.053	0.061	0.070	0.088
		1.1519	0.035	0.046	0.058	0.069	0.081	0.092	0.115
6	2.4495	0.6715	0.020	0.027	0.034	0.040	0.047	0.054	0.067
		0.8001	0.024	0.032	0.040	0.048	0.056	0.064	0.080
		1.0515	0.032	0.042	0.053	0.063	0.074	0.084	0.105
7	2.6458	0.6217	0.019	0.025	0.031	0.037	0.044	0.050	0.062
		0.7407	0.022	0.030	0.037	0.044	0.052	0.059	0.074
		0.9735	0.029	0.039	0.049	0.058	0.068	0.078	0.097
8	2.8284	0.5815	0.017	0.023	0.029	0.035	0.041	0.047	0.058
		0.6929	0.021	0.028	0.035	0.042	0.049	0.055	0.069
		0.9106	0.027	0.036	0.046	0.055	0.064	0.073	0.091
9	3.0000	0.5483	0.016	0.022	0.027	0.033	0.038	0.044	0.055
		0.6533	0.020	0.026	0.033	0.039	0.045	0.052	0.065
		0.8586	0.026	0.034	0.043	0.052	0.060	0.069	0.086
10	3.1623	0.5201	0.016	0.021	0.026	0.031	0.036	0.042	0.052
		0.6198	0.019	0.025	0.031	0.037	0.043	0.050	0.062
		0.8145	0.024	0.033	0.041	0.049	0.057	0.065	0.081
11	3.3166	0.4959	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.040	0.050
		0.5909	0.018	0.024	0.030	0.035	0.041	0.047	0.059
		0.7766	0.023	0.031	0.039	0.047	0.054	0.062	0.078
12	3.4641	0.4748	0.014	0.019	0.024	0.028	0.033	0.038	0.047
		0.5658	0.017	0.023	0.028	0.034	0.040	0.045	0.057
		0.7435	0.022	0.030	0.037	0.045	0.052	0.059	0.074
13	3.6056	0.4562	0.014	0.018	0.023	0.027	0.032	0.036	0.046
		0.5435	0.016	0.022	0.027	0.033	0.038	0.043	0.054
		0.7143	0.021	0.029	0.036	0.043	0.050	0.057	0.071
14	3.7417	0.4396	0.013	0.018	0.022	0.026	0.031	0.035	0.044
		0.5238	0.016	0.021	0.026	0.031	0.037	0.042	0.052
		0.6884	0.021	0.028	0.034	0.041	0.048	0.055	0.069
15	3.8703	0.4247	0.013	0.017	0.021	0.025	0.030	0.034	0.042
		0.5060	0.015	0.020	0.025	0.030	0.035	0.040	0.051
		0.6650	0.020	0.027	0.033	0.040	0.047	0.053	0.067
∞	∞	0	0	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0
		0	0	0	0	0	0	0	0

但し各個数 N の中、上段は $\alpha = 0.10$ で $\tau_0 = 1.6449$
 中段は $\alpha = 0.05$ で $\tau_0 = 1.9600$
 下段は $\alpha = 0.01$ で $\tau_0 = 2.5758$

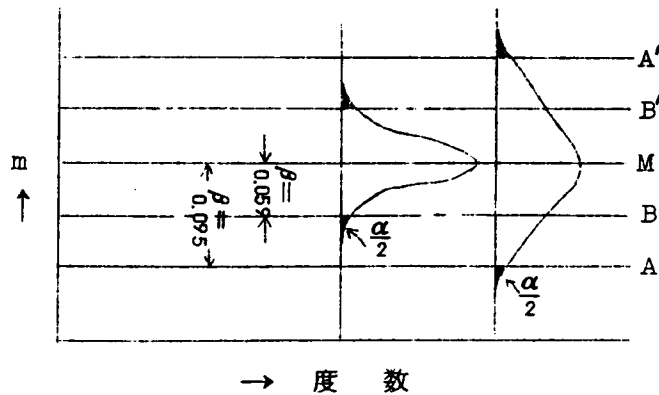


図 - 1 - 7

さて以上は母数 m が既知のものとして管理する方法であつたが研究室においては母平均 m が未知、 σ^2 が既知のものとして未知のものにわかる。それ故研究室ではあくまでも m を求めるための試験であり、その精度を向上させるための供試体の個数ということになる。一般には単に 1 時点の示方配合を 1 回の試験で定めるものではなく、ダム用マスコンクリートの場合には単位セメント量を例えば 150 Kg/m^3 、 160 Kg/m^3 、 170 Kg/m^3 、 180 Kg/m^3 等と変化させて多時点で推定するものであるから、それらの前後の関係を利用して母平均 m の信頼度を一時点の供試体の個数が少なくても相当に向上させることができるものである。したがつてこのようにして向上された精度での m の中、 β' は相当に小さいものであつてほとんど無視してもよいのであるが、厳密には本項前段でのべた配合設計強度を m としたのを、 β' の下限値において新たに m' を設けて管理すればよいことになる。

多時点の標本による精度の向上は文献 15) によればよい。

§ 4. 棄却限界法と信頼限界法

前項の説明からもわかるように母平均の信頼限界を与える式は次の 2 通り

に解釈される。

- (1) 標本平均値から母平均の存在する範囲
- (2) 標本平均値の管理のための限界

これは第2節，§3において

$$\frac{|\bar{x} - m|}{U} \sqrt{N} \geq \tau$$

からの導き出す過程において

(1)は

$$\bar{x} + \frac{\tau U}{\sqrt{N}} \geq m \geq \bar{x} - \frac{\tau U}{\sqrt{N}}$$

(2)は

$$m + \frac{\tau U}{\sqrt{N}} \geq \bar{x} \geq m - \frac{\tau U}{\sqrt{N}} \dots\dots\dots (1.9)$$

とすることによつて別れてくる解釈の差である。前項では管理の方では(2)を使つており，試験精度については(1)を使つたにすぎない。本章では現場打設コンクリートの品質管理のための所要供試体の個数を求めるのが目的であるから(1.9)式によらなければならぬ。また前項の管理で2つに分けて考えたのはmの次項のUを一定(σ)とするか未知数とするかについて比較したものである。

さて(1.9)式を次のように略記する。

$$\bar{x} = m \pm \frac{\tau U}{\sqrt{N}} \dots\dots\dots (1.10)$$

いまUが既知とすれば(n=∞)

$$\bar{x} = m \pm \tau_0 \frac{\sigma}{\sqrt{N}} \dots\dots\dots (1.11)$$

また(1.7)式よりU_kが既知とすれば(k=∞)

$$x_i = m \pm \tau_0 \sigma_k \dots\dots\dots (1.12)$$

x_iは1バッチの平均値を標本にとつたものとすれば(1.12)式は

$$\bar{x} = m \pm \tau_0 \sigma_k \dots\dots\dots (1.13)$$

もし毎バッチ間に特異な変動の理由がなければ 第3節, §1. (1.5)式から

$$\sigma_k = \sigma / \sqrt{N}$$

でなければならぬから (1.13)式は (1.11)式と同じ式となる。すなわち母平均の信頼限界を求める式は、観点をかえると1バッチの平均値に対する棄却限界を示す式にも転換されることになる。したがって前項のように試験精度としては前者の立場より、現場の品質管理としては後者の立場によるのが当然である。

したがってこのように管理を主として個数を決める方法を以後、棄却限界による方法とよぶ。

§5. 個数の決め方

信頼限界による方法で個数を決めるには先づ危険率 α を指定し、ついで信頼帯 β を仮定し、さらに変動係数 $V(\%)$ を想定するといつたように、所要個数を求めるにあつては何れもが明確な根拠の上になつて求めることができなかつたのであるが、棄却限界法によればその趣を一変する。すなわち

(1) 危険率 α 、は構造物の安全性を確保するという意味から求められる。

(第2章で詳述する)

(2) $V(\%)$ は予め大きいめに想定された母分散 σ^2 と、予め小さいめに想定された母平均 m とより母数として想定され、設計強度に対する配合設計強度の管理を危険率 α で維持するための現場管理上極めて意義ある数値である。

(3) β は合理的な α にもとづく棄却限界を意味するもので、 α と σ^2 より決定される。すなわち毎バッチの間に特異な変動がなければ1バッチの平均値の分布は $N(m, \frac{\sigma^2}{N})$ となるから、構造物の安全性の程度を決める危険率 α が合理的に定められた場合には、この α から求められる τ の値を τ_1

とすれば実際の現場の data は $m \pm \tau$, $\sigma_k = m(1 \pm \beta)$ の間に 100 回に 100(1 - α) の割合で標本点が散布していなければならない。故にこの実績を β とし、同じ α で予め過去の経験と自己の熟練度から求められた $V(\%)$ に対応する個数を表-1-6 から求めればよい。

$$N = \left(\frac{\tau V}{100 \beta} \right)^2 = \left(\frac{\tau_1 V}{100 \tau_1 \frac{\sigma_k}{m}} \right)^2 = \left(\frac{V}{V_k} \right)^2 \dots\dots\dots (1.14)$$

ここに

$$V_k = \frac{\sigma_k}{m} \times 100$$

(1.14) 式から求められた個数が現場において品質管理を実施するのに必要な供試体の数となる。換言すれば (1.14) 式で求めた個数以上の供試体を 1 バッチから採取しても、1 バッチ内の変動から毎バッチの変動を管理する効力がないことを意味するものであつて、実用上の供試体個数といえる。

また全然新しい材料で新しい配合によつて現場で管理を行うには (1.14) 式の $V(\%)$ が未知となるので、こうした特異の場合には表-1-4 によればよい。

第4節 現場の実績による実用的所要 供試体の個数

§1. 現場の実績

実用的個数を求めるには α と β を求めればよいことがわかつた。したがつて本項では先づ $V_k(\%)$ が実際の現場ではどのていどのものであるかについて調べてみよう。

付表-2, 3, 4 を整理すれば表-1-7 のようである。なお前回同様 K

<10の data は省略した。

表-1-7 現場コンクリート管理実績

現場	配合 Kg/m ³	バッチ内		毎バッチ				バッチ内
		N	\bar{U}_{Test}	K	\bar{x}_k	U	V _k (%)	V (%)
平	C=300	2	13.45	25	331	44.62	13.47	4.46
	C=250	2	8.48	17	250	55.48	22.19	3.39
岡	C=180	2	5.00	41	132	44.62	33.80	3.79
朝	C=250	3	19.31	23	314	42.05	13.39	3.15
	C=210	3	11.22	14	256	41.54	16.22	4.38
日	C=180	3	14.21	14	236	42.31	17.92	6.02
丸	C=240	3	10.72	14	267	43.71	16.37	4.02
	C=180	3	7.21	26	175	38.03	21.73	4.12
山	C=165	3	6.08	15	115	22.69	19.73	5.29

表-1-7から毎バッチの変動係数V_k(%)は1バッチ内の変動係数V(%)にくらべて何れも圧倒的に大きく、所要個数を(1.14)式で求めた場合には何れもN<1となつて1バッチからは1個ずつ供試体を採取すれば十分なことがわかる。

またmが既知、σ²が未知の場合の品質管理では、仮りにα=0.10とすればV_k(%)の一番小さい朝日ダムのC=250Kg/m³の配合ではV_k=13.39であるから自由度k=K-1=∞として(表-1-7ではK=23でk=22となるが、これを用いるよりk=∞としてα=0.10に対するτを求めてβを出した方がβの値が小さく、個数は大きめにでくるのでこゝではk=∞として計算する。k=22で求めたいときは(1.7)式によりεを求め、これをβとすればよい。)τ₀=1.6449を求めるとβは

$$\beta = 1.6449 \times \frac{13.39}{100} = 0.220$$

$V = 6\%$ として表-1-4から $N = 3$ が求められる。

さて表-1-7において注意しなければならないのは1バッチ内の変動係数が3~6%の範囲であまり変らなかつたのに対して毎バッチの変動係数 V_k は圧縮強度が大きいほど小さい傾向を示しているということである。とかく最近では現場打設コンクリートの品質管理の良否を表わすのに変動係数の多寡があげられるがこの考え方は妥当とはいえない。この問題については第3章に詳述する。

次に注意しなければならないのは毎バッチの変動係数が1バッチのものにくらべて非常に大きい値を示していることである。したがつて(1.14)式から求めた所要供試体の個数は1個となるが、これは明らかに現場のコンクリート管理が1バッチ内の変動ではとても律せられないことを示すものである。すなわち毎バッチの平均値の変動の中には1バッチの変動とは別の特異な変動のあることを意味する。したがつてこうした事態が現場の実状とすれば所要個数の決め方もまた別の角度から追求しなければならない。次項においてはその方法を取扱うことにする。

§2. 実用的所要個数

1バッチ内のコンクリートの品質の変動は供試体のサンプリングの位置にもよるが主として(1) 試験誤差 (2) ミキサーの練りませの不均一さによる変動が挙げられる。これに対して毎バッチ間の変動としては、その要因は極めて多く、大別すれば(1) 各混合材料(セメント・混和材・粗骨材・組骨材)の化学的、物理的品質の不均一による変動、(2) 計量誤差となる。したがつて V_k が V にくらべて大きいのは後者の影響がはるかに大きいことを示すものである。

さてこのような状態においては前節、§3における構造物の安全性の概念を改めなければならない。すなわち設計強度に対する割増量は1バッチ内の変動によるものと、毎バッチ間の変動によるものとを加えて配合設計強度を

決めることになる。この両者の変動は互に独立であるから、1バッチの分散を σ_b^2 、毎バッチ間の分散を σ_T^2 、1バッチの供試体N個の平均値を標本とした毎バッチの分散を σ_k^2 とすれば、何れも母平均 m 、のまわりの変動であるから次のような関係がある。¹⁶⁾

$$\sigma_k^2 = \frac{\sigma_b^2}{N} + \sigma_T^2 \dots\dots\dots (1.15)$$

$$\therefore \sigma_T^2 = \sigma_k^2 - \frac{\sigma_b^2}{N} \dots\dots\dots (1.16)$$

こゝにおいて今一度1バッチ内の変動の意義を検討してみよう。1バッチ内の分散が σ_b^2 である限りそのバッチのコンクリートには強度の弱いものも強いものも含まれるはずである。それゆえもし1バッチである構造物が完成するとすれば、その構造物の総合強度は弱い部分のコンクリートで左右されることになる。例えば道路床板とか建物の床、柱等がこれに類する。ところが本文で取扱つているような重力ダムのマスコングリートでは1リフト1.5m~2m、ブロックの巾15~20m、ブロックの長さ10~50mのコンクリートが1層に打設されることになるのでその量は225 m^3 ~2000 m^3 となり、56切のミキサーで最大2000 m^3 /日、112切で4000 m^3 日打設する能力があることを思うと1バッチの変動の中、弱いものは前例のような小規模なものほど敏感に影響しない。とくに打設されたコンクリートは1層を2~3回にわけて築疊してゆくものであり、またバケツから投下されてもバイブレーターで均質化されるからほとんど1バッチの平均強度がそのブロックのその層の強度と考えても大差ないであろう。この考えはサンプリングによつても強化される。すなわち供試体のサンプリングは1日何回も実施できるものではなく、現状ではせいぜい1日1回、多量に打設する現場でも1日2回ていどであるからである。したがつて重力ダムのマスコングリートについては1バッチ内の変動はコンクリートの真の変動ではなく、そのほとんどが単なる試験誤差であるとみなすことができる。このように解釈す

ると真のコンクリートの変動はバッチ間の変動， σ_r^2 に外ならない。それゆえ現場のバッチ間の変動実績 σ_k^2 （この中にはN個の変動が含まれている）から1バッチの試験誤差 σ_b^2/N を引いた値 σ_r^2 （1.16）式が真のコンクリートの変動となる。

以上の考察により，重力ダムの安全性を一定の規準で確保するための設計強度の割増量は σ_r^2 によつてのみ定まるのである。

（1.16）式から判るように供試体を $N = \infty$ 個とれば $\sigma_r^2 = \sigma_k^2$ となるが実際には不可能である。また第4節，§1.で求めたように（1.14）式によつたのでは大抵の現場では $N = 1$ となり， σ_b^2 が一定であればよいが3～10%の範囲で V が変化するのでその現場での σ_b^2 を確認することができず， σ_r^2 が求め難くなる。それ故この意味から N は2以上の数でなければならぬ。ところが，第2節，§4.で説明したように N が2個でも3個でもまたそれ以上の数でも所謂，最尤推定子のかたち（標本標準偏差ではなくて不偏分散，すなわち標本残差平方和を $(N-1)$ で除したもの）であらわしておけば，バッチ数 K が増えてくれればくるほど σ_b^2 の推定精度は向上してくるから σ_r^2 を必要に応じて求めることもできるし，また管理の検討も行うことができる。この推定精度は N をまずよりも K をました方がより敏感に向上するものであるから N 自体の価値はさほど重要ではない。このような意味から（1.14）式によつて $N = 1$ となつた場合でも実用的所要供試体の個数として2個をすすめる。

なおこゝで σ_b^2 を推定する方法が起つてきたが， U_b^2 の分布は正規分布ではなく下限0の非対称分布となり，また N によつてその形状を変えるものであるので平均値の分布のようには扱えない。したがつて $N = 2 \sim 4$ の範囲では対数変換するか，またはやゝ繁雑ではあるがより精確な指数変換を行つて正規型になおし，母平均の信頼限界を求めた方法で σ_b を推定すればよい。ただしこのときには σ_b は小さいめに評価しなければならない。なぜなら σ_b を大きいめに評価（信頼限界の上限値）した場合には真の変動を小さくとつ

たことになり、構造物の安全性にとつては逆の結果になるからである。

以上は重力ダムでも比較的高いダムに有効な方法であつて、低ダムはほとんどマスコンクリートの強度が問題にならない場合が多い。このようなダムでは1バッチの変動を含めた変動、すなわち(1.15)式の $\sigma_{\#}^2$ を真の変動として取扱つても配合を経済的に変更できるまでにはならないものである。とくに表-1-7の V_k と V のような大きなへだたりがあつては1バッチの変動は余り響かないものである。こうした場合には実用的所要供試体の個数はやはり1個で十分である。

第5節 関係文献の批判

§1 昭和24年コンクリート標準示方書について

昭和24年土木学会制定のコンクリート標準示方書には、本章に關係する条項として次のものが掲げられている。¹⁷⁾

(1) 4章 配合(無筋コンクリート)

26条 水セメント重量比は、コンクリートの所要の圧縮強度、耐久性を考へて定めなければならない。水密を必要とする構造物では、さらにコンクリートの水密性を考へなければならない。

(1) コンクリートの圧縮強度をもととして水セメント重量比を定める場合。

(a) 一般に試験をしなければならぬ。このとき、つぎの順序によるものとする。

(i) 適當と思はれる範囲内で3種以上の異つた C/W を用いて $C/W-\sigma_{28}$ 線を造る。各 C/W にたいする σ_{28} の値は、4個以上の供試体の σ_{28} の平均値をとる。

(ii) 配合の設計に用いる水セメント重量比は、前記の $C/W-\sigma_{28}$

線において、設計に用いたコンクリートの圧縮強度の1.15倍の値に相当するC/Wの値の逆数とする。(以下略)

(2) 15章 設計基本(鉄筋コンクリート)

92条 設計図 構造物の設計図にはコンクリートの耐久性または水密性から定まる水セメント重量比、構造物の設計に用いた許容応力度、材令28日のコンクリートの圧縮強度、粗骨材の最大寸法、設計荷重、設計責任者の所属ならびに氏名、設計年月日、等をあわせて明記しなければならない。

上記のコンクリートの圧縮強度は、工事中、現場で標準供試体4個について試験し、それらのうちの最小値がこの値以下になつてはならない強度のことである。

(3) 14章 現場試験(重力ダムコンクリート)

63条 現場試験 工事中コンクリートの品質を確かめるため、現場で少くともつぎの試験をしなければならない。

(4) コンクリートの強度試験

(1)~(5)は略す)

以上の試験は標準試験方法によるものとする。

ここで標準試験についての条項をみると“コンクリートの圧縮強さ試験方法”JIS.A.1108では次のようである。

(4) 2.2 供試体の数は3個以上とする。

さて本項では以上の(1)~(4)について前節までの考えにもとづいて検討を加えてみよう。

検討(1) 前節までの分類によると、(1)は示方配合決定のための試験であつ

て、所謂、研究室での試験に属するもので、 m に対する推定精度を向上させるために供試体の所要数を決めるという条項である。これに対して(2)、(3)は現場での管理用試験に関するものである。

検討(ii) (1)の場合、その(a)の(i)において3時点以上の配合を行うこと。各時点で供試体を4個とること。圧縮強度の割増しは1.15倍、すなわち15%増しとすること。を定めている。ところがこれは(i)の分類によつて表-1-4が適用されるべき性質のものであるから、変動係数 V (%)の想定と危険率 α の指定が欠除している。具体的に表-1-4から例示すれば $N=4$ で $\beta=15\%$ は $\alpha=0.01$ で $V=5$ (%)に相当するものとなる。ところが本条ではこのような α と V の点については言及していない。すなわち規定としては不完全なものである。

検討(iii) (2)、(3)の現場試験については(i)の研究室の試験と現場の試験とを混同した考え方で同様に $N=4$ 個、又は $N=3$ 個を掲げている。これは明らかに思想の統一上の誤りであつて本章第4節の方法によるべきであつて、重力ダムのマスコンクリートにあつては $N=1$ 個、とくに圧縮強度が配合に大きな経済性をもたらす場合には修正許容限の設定のために $N=2$ 個とすれば十分である。現況では本条のようにそれほど大きい個数を採用する必要はない。

§ 2. 昭和31年コンクリート標準示方書について

昭和24年版の標準示方書の関係条項は文献1)、2)によつて昭和31年版では大いに改訂された。すなわち、^{19), 20)}前項の(1)については、

(1) 4章 配合 (無筋コンクリート)

26条 水セメント比

(1), (a)

(ii) 配合の設計に用いる水セメント比 W/C は、前記の $C/W-\alpha$

線において、目標とする圧縮強度 σ_r に相当する C/W の値の逆数とする。この σ_r は、部材の設計において基準とした材令28日におけるコンクリートの圧縮強度 σ_{28} に適当な係数 α をかけて割増したものとする。この α は現場において予想されるコンクリートの強度の変動係数、および構造物の重要度に応じて試験の結果が99条に示す条件を満足するように責任技術者が定めるものとする。

- 本条から明らかなように漸く変動係数と危険率の概念が盛られたのである。
- (2) 前項(2)の鉄筋コンクリートについては新版では105条、設計図の条項で供試体の個数は抹消された。
- (3) 重力ダムのコンクリートの現場試験については

17章 品質管理 (ダムコンクリート)

81条 圧縮強度の許容限界

責任技術者の指示に従い、コンクリートの圧縮強度試験をする場合、各配合につき同じバッチからつくつた供試体1~2個の材令91日における圧縮強度試験値あるいはその平均値はつぎの条件を満足しなければならない。(以下略)

すなわちダムコンクリートの現場管理試験用所要供試体個数として、はじめで本章第4節の考え方がオーソライズされたのである。

§3. 丸安、水野両氏の提案について^{21),22)}

現場の圧縮強度試験に必要な供試体の個数の問題については、土木学会のコンクリート標準示方書が上記のように昭和24年版から31年版に変る間に著者と東京大学の丸安、水野両氏の間に2.3の討論が行われた。すなわち著者の昭和26年10月、関西連合講演会¹⁾での発表に引つづき、両氏の発表

が同年11月²¹⁾に行われ、これに対する著者の意見が昭和27年8月²⁾に公表され、再び水野氏から同年12月²²⁾に討論があり、さらにこの討論に対して昭和28年5月²³⁾に著者が討議を行つて終つたものである。本項ではこの過程について若干の批判を述べることにする。

前節までの説明でわかるように表-1-4による $V(\%)$ 、 α 、 β を与えて個数を決める方法は文献3)および文献6)において明らかのように1951年以前のことである。したがつて問題の焦点は V 、 α 、 β をどのように決めてくるかということにある。

この点について著者は研究室における試験と現場における管理用試験の意義の相異を指摘して、以上のように解明したが

これに対して両氏は

β は“あるバッチから造つた供試体の強度の変動と、同じ条件のもとで造り、スランプも大体同じで、同じ性質のコンクリートから造つた供試体の平均強度の日による変動とが大体バランスするように供試体の個数を決める”とし、具体的には資料をスランプ別にし、各資料中の各バッチの平均強度 \bar{x} を標本とした \bar{x} の変異率 σ/\bar{x} が最小であるようなスランプの資料が上記条件に適合すると考えて、この最小変異率に等しく β をとることを提案しておられる。換言すれば1バッチの供試体の数による平均強度の信頼限界の半分を、毎バッチ間の変動係数に等しいとおいて個数を求めようとするものである。この考え方は若し1バッチの変動と同じ確率の場で毎バッチ間が変動するものであれば、標本が多くなるにつれて $\beta = \sigma/\bar{x}$ となるのではなく、 $\beta = \tau\sigma/\bar{x} = \tau\sigma/\sqrt{N} \cdot \bar{x}$ が対応すべき性質のものであることを第3節、§1、§4で詳述した。したがつて結果的には β を小さくとることになり(1.8)式により所要個数は大きくなる。ところが仮りに $\beta = \sigma/\bar{x}$ とおいたのであつて根拠なく β を定めるのであれば予め個数を定めてしまえばよいのであつて理由とはならない。

つぎに危険率 α も同様に β とは関係のないものであるので勝手に仮定する

以外にはない。著者の方法ではこの点、構造物の安全性の確保の程度という
いみから α 、 β が同時に求められてくる。

第3に両氏の方法は小標本論の推計学の立場であるから、表-1-4を引
用するとしても $V(\%)$ は仮定する以外にはない。実際には V はそれ自体で
一定の分布をするものであるから、1回の試験で想定した V と、標本値の V
が一致することはほとんどなく、大きな違いを生ずる場合が多い。なぜなら
は表-1-4自体では N を求める表ではなくて、 N をあたえ、標本平均と推
定不偏分散と α から信頼限界を求める式であるので個数の決定用の表ではな
いのである。それ故、 σ^2 の推定(母数とする。しかして後にその適合性を
検討する)、すなわち $V(\%)$ を一定値で与えなくてはならない。 σ^2 を既
知とすると m は未知としても t 分布表によらなくても自由度 $n=\infty$ とした正
規分布表で十分である。このようにすると表-1-6の適用となる。すなわ
ち両氏は研究室用の試験と現場管理用の試験を混同されているのである。し
たがって1951年以前の文献を進歩させたものとはいえない。

この他に分散の取扱いについても標本標準偏差で説明しておられるが、こ
れは第2節、§4.でのべたように推定不偏分散のかたちで求めるべきであつ
て、その適用を誤つておられたが幸い文献22)では訂正されている。

第6節 結 論

本章では先づ計画をたてる以前の試験、計画の構成、計画を樹ててからの
試験という問題を供試体の個数に関連して説明してきた。すなわち1バッチ
からの供試体を何個とればよいかという問題も計画技術のありかたを示して
いる。計画をたてる以前の試験とは研究室における試験のことであつて、示
方配合を決定する一連の試験を含むものである。このときには求められたコ
ンクリートの品質の精度として 所謂、母平均の信頼限界による方法が適用
される。表-1-4がこれである。このように特定配合の特性値が明らか(

すなわち母平均 m)となればこれにもとづいて計画が構成されることになる。例えば構造物の場合にはその重要度に応じて或る規準で安全性を保証して構築しなければならないといったような考えである。これには本章では設計強度に対する危険率 α で対応させることにした。他方、建設現場における施工設備、施工材料の実態、およびコンクリート製造、打設関係の技術者の能力等に応じて、過去の経験にもとづいて毎バッチ間の変動が定められる。すなわち母分散 σ_k^2 がこれである。このような計画の構成が終れば、あとは単に現場で行われる試験は、母平均 m 、母分散 σ_k^2 、のように現実のコンクリートが打設されているかどうかの判定のための管理試験となるのである。この管理用試験に必要な供試体の所要個数の求め方、およびとくに重力ダムコンクリートの場合の実用的な数値を導いた。こゝに得られた結論、および方法論をまとめると次のようである。

1. 個数を求める方法

- (1) 構造物の危険率 α を定める。
- (2) 1バッチ内の分散を過去の資料、自己の熟練度に応じて大きい目に定める。(σ_{Test}^2)
- (3) 研究室の試験によつて特性値を求めておく。(m)
- (4) 毎バッチ間の分散を現場の設備、材料、技術者の熟練度を考慮して過去の経験から定める。(σ_k^2)
- (5) 構造物の α に対応して配合設計強度の割増量を求める際の σ_k^2 は大きい目にきめる。
- (6) 所要個数を (1.14) 式で求める場合の σ_k^2 は可能な範囲で小さめにきめる。
- (7) (1.14) 式から所要供試体の個数を求める。
- (8) (7)による個数が1以下となつた場合には (1.16) 式による真の毎バッチの変動を把握するために個数を2とする。
- (9) 構造物の安全性に対してコンクリートの強度が十分にあり、他の要

因（例えばウォーカビリチー）によつて配合の経済化をはかれない場合には個数は1個でよい。

2. 重力ダムにおける実用的所要供試体個数

(1) (9)の場合には1個でよい。

(2) 修正管理を(1.16)式で行う場合にはその現場の1パッチ内の変動を確認する必要があるため個数は2個以上必要である。

以上の結論、および考え方は今日ではコンクリート標準示方書に改正されて掲載されている。

このようにして1951年以前の方法において V 、 α 、 β を夫々独立に仮定して個数を求めていたのが何れも根拠ある重要な数値として意義をもつて一律に個数を決定することができるようになったのである。

さて α については本章では具体的な数値を求めなかつたが、これは重力ダムコンクリートの最近の実績から $N=1$ 又は2個と結論されたので特に必要を生じなかつたためである。しかし α は構造物の安全性を保証する極めて重要な因子であつて、どのようなものであるのかをさらに深く追究する必要がある。第2章ではその前段でこの問題を取り上げてその意義を調べることにする。

参 考 文 献

- 1) 昭和26.10.14 第4回関西工学連合講演会にて講演
- 2) 伊藤和幸：“現場コンクリートの強度試験に必要な供試体の個数決定について”土木学会誌，第37巻，第8号，昭.27.8
- 3) Kurt Gaede：“Der notwendige Umfang von Stichproben,” Bauingenieur, Jan, 1951.
- 4) R.W.Crum and H.W.Leavitt: Report on significance of tests of concrete and concrete aggregates, 2nd Ed., 1943, P163, (A.S.T.M)
- 5) E.J.Gumbel: Transaction, Am., Geophys, Union, Vol. 23, 1942, P.489
- 6) H.Cramer: Mathematical methods of statistics, 1951, P519.
- 7) L.E.Simon: Engineer's manual of statistical method, 6th. Printing, 1950, P.103.
- 8) 丸安隆和・水野俊一：“現場コンクリートの強度試験に関する2.3の問題について”土木学会誌，第36巻，第11号，昭26.11
- 9) 統計科学研究会編：“新編統計数値表”河出書房，昭.27.6.10 発行 P.104. P.94.
- 10) 文献：9)，P.85
- 11) 応用力学会編：“応用統計学”克誠堂，昭.24.7.30 発行，P.3.23.
- 12) 文献：9)，P.107
- 13) 増山元三郎：“推計学への道”東京大学協組出版部，1950年10.15 発行，P.145.
- 14) 文献：9)，P.204
- 15) 文献：11)，P.6.21.
- 16) 文献：11)，P.3.11.

- 17) 土木学会制定“コンクリート標準示方書解説”土木学会，昭.25.12.15.発行，P. 11. P. 81
- 18) 土木学会制定“コンクリート標準示方書”土木学会，昭.26.6.6発行 P. 249
- 19) 土木学会制定“コンクリート標準示方書”土木学会，昭.31.11.25発行
- 20) 土木学会制定“コンクリート標準示方書解説”土木学会，昭.33.12.発行
- 21) 丸安隆和・水野俊一：“現場コンクリートの強度試験に関する2.3の問題について”土木学会誌，第36巻，第11号，昭.26.11
- 22) 水野俊一：“現場コンクリートの強度試験に必要な供試体の個数について”土木学会誌，第37巻第12号，昭.27.12
- 23) 伊藤和幸：“現場コンクリートの強度試験に必要な供試体の個数について”（討議）土木学会誌，第38巻，第5号，昭.28.5
- 24) 伊藤和幸：“コンクリート技術の推計学的考察”セメント・コンクリート誌，1955年1月

第2章 コンクリートの品質管理とその効果に関する研究

第1節 緒 言

前章においては供試体の個数決定法を例に挙げて計画技術としての基本概念を紹介したが、その根拠となる危険率 α の定め方には、単に設計強度に対する非超過の確率として構造物の安全性を確保する程度ということにしてそれ以上追究しなかつた。これは実用的供試体の所要個数を決定するにあつて、概念上は必要であつたが実際には要らなかつたからである。本章では現場打設コンクリートの品質管理がどのような効果をもたらすものであるかを追究しようとするものであつて、こゝではじめて危険率 α が実用的な意義をもつことになる。この問題はさておき、先づ本論が必要となつた具体的な情勢から説明しよう。

重力ダムコンクリートは現在までに施工上、幾多の変遷を来している。古くは所謂軟練りのコンクリートであつて現在からくらべると極端に単位水量が大きく、ために一定の強度を維持するのに多量のセメントを必要とすべき状態にあつた。ところが幸いにも高いダムは建設されず、50 m以下のものであつたために所要圧縮強度は何れも低く（重力ダムでは合力が基底部の中央部に入るように設計される。これはこの基準にはずれた場合、上流面又は下流面に引張応力を発生するからである。したがつて上流面、下流面の勾配は自からある範囲に定まることになり、したがつて最大主応力もダム高さとの定量的な関係を示す。一般には最大生起圧縮応力はダム高の $\frac{1}{3}$ 、すなわち50 mの高さの重力ダムでは1.7 噸と略算される。この値は極めて低い所要強度といえる）単位セメント量は少なくすんだので問題はなかつた。しかし戦後

世界各国で大ダムが盛んに建設されるようになり、またアーチダムのように高強度を要するものも普及されるようになったので次第に水・セメント比を減じて単位セメント量を少なくして強度を高めるようなコンクリートが要求されるようになってきた。この障壁となつたのは固練りコンクリートの締固めである。これにはバイブレーターを使用することによつて従来の手携き方法を改革した。次に問題になつたのは次第に谷幅の狭い建設費の少なくてすむダム用の絶好の地点が減少し、逆に戦後いちぢるしく電力の需要が激増したために大量のコンクリートを要する大容量のしかも高いダムの建設が要請されるようになってきたことである。しかも電力の需給バランスに間に合わせるために工期もいちぢるしく短縮することが併せて要求された。したがつてコンクリートの製造設備も改善され、コンクリート用材料の採取、選別、供給、計量、混合、等の設備もダム建設とは独立した一大工場を形成するようになった。練られたコンクリートの運搬も手押のトロ、シュートによる打込みも京都府の新庄ダム（関西電力）、を最後としてダンプカー、ケーブルクレーン、バケット方式が採用されるようになった。このようにコンクリートの製造、運搬、打設機構はいちぢるしく機械化され改善されたために当然打設されたコンクリートの品質も向上した筈であるのに、少しもこの点については検討が加えられなかつた。固いコンクリートを均質にするためのバイブレーター、大量のコンクリートを短縮された工期で打上げるための機械化設備は、その根本義を追究しなかつたためにそれほど必要でもない低ダムに対してまで適用されるようになってきた。所謂、過剰設備である。こゝにおいて、はじめてコンクリートの品質と設備の間に或る一定の関係があるのではなからうかという疑念を生ずるようになった。具体的な例を挙げると本邦ではじめてワン・マン・コントロール方式を混合プラントに採用し、プレ・クーリングを行つた関西電力株式会社、丸山ダム（木曾川水系）、においてである。当時の権威ある本邦のコンクリート示方書としては土木学会制定のものがあつたが、これには¹⁾

4章 配合 (重力ダムコンクリート)

25条 セメントの最小使用量

セメントの最小使用量は、でき上りコンクリート $1m^3$ につき、内部においては 180 Kg 、水ぎわおよび露出面においては 245 Kg とする。但しやむをえず振動締固めをしない場合には、内部の最小使用量を 210 Kg とする。

と規定され、いかなる場合にも単位セメント量を 180 Kg 以下とすることはできなかつた。したがつて丸山ダムでは特に砂の粒度調整に専念して資金を投下したのであるが、 180 Kg 未満の配合で十分ウオカビリチーもあり、所要強度を満足するものであつたにもかかわらず、止むなく 180 Kg で打設するという矛盾を生じた。すなわち、いくらよい設備を設けてもよい品質のコンクリートを打つたというだけでその設備投下に見合う報酬がないということである。これは緒論でのべた計画技術のあり方とはいえない。既にのべたように構造物はその重要性に応じて或る一定の安全性を保つ範囲で経済的な設計をするべきである。著者はたまたま昭和28年度初めに現地において1ヵ月余に亘り調査を行う機会があつたのでこの問題の解明を試みた。これが本章の背景である。

その方法として先づ設備と管理がよければ打設されたコンクリートの品質の変動が少ないことに着目し、それならば従来のダムよりもより安全な構造物となつている筈であるから、その程度まで配合を低下させてもよいのではないかと想定し、この論拠として所謂、安全率なるものを検討した。²⁾この体系には古い安全率の考え方も考慮し、併せて新しく破壊の確率の概念を導入した A.M. Freudenthal の方法が第1に挙げられる。本章第2節では先づこの方法の説明、ならびに本法の理論的欠陥を指摘し、改良した池田哲夫氏の方法、ついで実際に構造物を設計する場合には同氏の方法は適応不可能

である点にかんがみて著者の提案した比較設計法を解説する。第3節では比較設計法の適用の根拠となる朝日ダム，平岡ダム，丸山ダムでの現場打設コンクリートの品質管理実績について，第4節では第3節の具体的な数値を用いて行つた比較設計方法，およびダムコンクリートとしての所要の性質を各方面から検討を加えた。

以上のようにして管理の程度に応じて生れる経済効果を算定する方法を提案したのが本章の主旨であり，このように現場の実状なり設備機器なりの評価を行い，幾多の実績を総合すれば予め工事計画を行う際に合理的な方法を樹立することができるようになる。すなわち計画技術として最も妥当な設備なり，当該現場で要求される管理の程度なりが明らかとなつてくるのである。極言すれば構造物はその所定の安全性を保証された範囲では先づその経済化をはかるために必要な施工設備と熱心な管理が要求されるが，そうした投資効果が経済化に影響しない場合にはそれほど嚴重に管理をする必要がないということになる。

第2節 推計学的安全率^{2),6)}

§1. 安全率の推計学的構想

構造物の安全性を検討するには2つの機構に分類しなければならない。1つは設計された構造物に作用する外力の状況であり，いま1つは構造物自体がもつている作用外力に対する抵抗機構とでも名付くべきものである。この関係を図示すれば図-2-1のようになる。

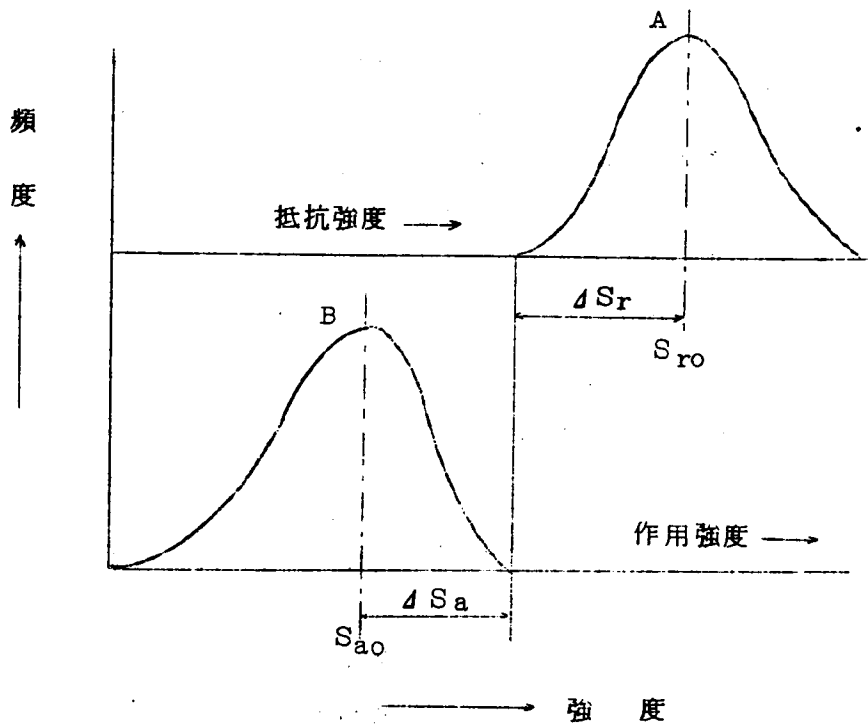


図-2-1

実際には作用機構である外力は一定のものではなく、ある分布を示すはずである。また抵抗機構である部材についても同様に当初に設計されたように一定のものではなく、その部材の製作、施工にあたって変動を示すことは第一章にも述べたとおりで、やはりある分布を構成する。図-2-1はこの両者の分布を強度に換算して図示したものである。すなわちA分布は材料試験による特性値（こゝでは強度値にとつている）の変動、B分布は実際その構造物にかゝると推定される荷重の分布を示すものである。前者を構造材料の抵抗強度の分布、後者を実構造物に対する作用強度の分布と名付ける。

抵抗強度としては次の各項を考慮しなければならない。

(1) 構造物の安全性を支配する作用機構に対する抵抗強度の選択

一般に構造物はその使用目的に応じて種々の荷重をうけるものである。すなわち作用機構が抵抗機構に単純応力を生起させる場合もあればその合

成応力のときもある。また作用機構自体が持続荷重の場合もあれば繰返し荷重のときもある。したがってこうした各作用荷重の種類に応じて構造物の破損理論も別箇の理論から構成されるものであるから、夫々の作用機構に対応した抵抗機構を考えなければならない。

例えば短柱の単純圧縮では部材の断面の大小によつてのみ構造物の安全性が表示されるものであるのに反して、長柱の圧縮では断面だけでなく柱の長さも考慮した細長比が重要な因子となつてくる。さらに繰返し荷重ではその作用する回数を考慮しなければならない。重力ダムに例をとると、引張応力を生起させないのが原則であるからこれを除外するとしても、先づ約90 m以下のダムでは最大圧縮主応力がダムの安全性を支配することになる。ところがそれより高いダムになると安全率を4として内部摩擦抵抗 $f = 0.65 \sim 0.8$ の範囲では所要せん断抵抗強度が増加して最大圧縮応力よりもせん断応力の方でダムの安全性が支配されるようになってくる。したがって構造物は先づいかなる種類の作用機構によつて最も甚しくその安全性が影響されるかを調べなくてはならない。これには作用機構の種類に応じてそれに対応するA-分布をつくり、その中、最も弱いものを構造物の安全性の尺度にとらなければならない。

(2) 構造材料の抵抗限界の変動

(1)のようにして構造物の安全性に最も影響する作用機構が判明して安全性を支配する抵抗機構の特性値が選択されても、特性値は一定値を示すものではなく次のように二つの変動要因をもっている。一つは同一の条件で製作された部材でもその特性値（例えば材料の比例限界、弾性限界、降伏点、破壊点、疲労限度、その他の物理的、化学的性質）は一定のものではなく多少の変動を示すものであり、その変動状況も各特性値に応じて独自の分布を構成することである。例えば第一章でのべたようにコンクリートの静的圧縮試験では正規分布するのに対して、鋼の疲労試験においては、ある一定の荷重階における破壊までの荷重回数は対数正規分布をする。⁵⁾

いま一つは上記のように同一条件ではなく、実際の製作、施工においてこのような同一条件とすることのできないための変動である。とくにコンクリートの毎バッチ間の変動の大きいことは前章で詳述したとおりである。

したがって抵抗強度については以上の二つの変動要因を考慮してA分布を構成しなければならない。

(3) 寸法の変動

(2)の後段では施工、製作による材質の変動についてのべたが、その他に構造物は施工にあつて幾分の公差が認められている。またその使用後、表面には腐蝕、摩耗作用が働いて次第に寸法は減少するものである。したがつてA分布にはこれらの公差、および構造物使用期間中の減少量を見込んでおかなければならない。

次に作用強度として考慮すべき内容には、死荷重、活荷重、衝撃、風荷重、雪荷重、水圧による荷重、制動荷重、遠心荷重、温度荷重、地震力、構造物の基礎の条件、剛性の変動、応力集中現象、等があげられるが、とくに理論計算の精度、モデルテストの信頼度等を慎重に考慮してB分布を構成しなければならない。

以上の諸要因の解析によつて妥当なA、B両分布が確定したとすれば、図-2-1において構造物が絶対に破壊しないためには

$$S_{ao} + \Delta S_a < S_{ro} - \Delta S_r$$

$$\therefore S_{ao} (1 + \Delta S_a / S_{ao}) < S_{ro} (1 - \Delta S_r / S_{ro})$$

$$\therefore S_{ao} < \frac{(1 - \Delta S_r / S_{ro})}{(1 + \Delta S_a / S_{ao})} \cdot S_{ro} = \frac{1}{\xi_i} \cdot S_{ro} \dots\dots (2.1)$$

$$S_{ao} = \frac{1}{\xi_o} \cdot S_{ro} \dots\dots\dots (2.2)$$

なる ξ_o をこゝでは構造物が絶対に破壊しないための安全率と名付ける。

(2.1)式において S_{ro} 、 S_{ao} はそれぞれA、B分布の位置を決定する母

数(例えば mean, mode, median), ΔS_r , ΔS_a はそこから分布の下端, または上端までの距離を示すものである。

ところが標本によつて A, B 分布にある種の推計的函数をあてはめる場合には, 例えば下限 0 の片限対数正規分布とすれば, 下限は定つても上限は ∞ となつて一定数として与えることができず, 図-2-2 のようになる。

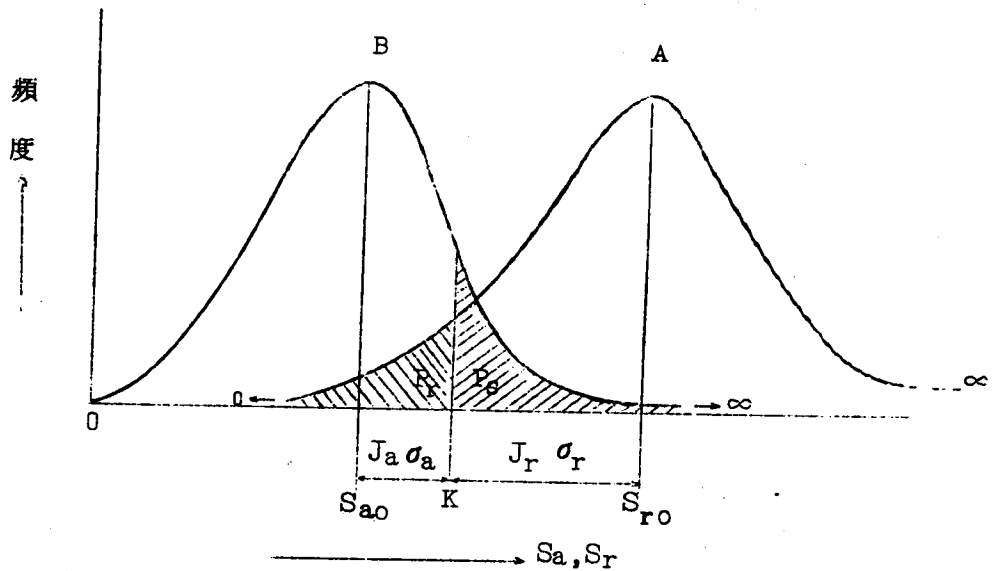


図-2-2

すなわち A 分布の下端と B 分布の上端は明確に区別できず, 両分布は下限 0 から上限 ∞ の変域にわたつて重なつた分布となるので, 絶対安全な限界を求めることは不可能である。またたとえ上限, 下限があつてちよう度重ならないように分布させることができても, そのような絶対安全性を技術的, 経済的に保持させることができるかどうかとも疑わしい。したがつて安全率の解明はこうした問題の取扱い方をどのように考えるかの問題とになつてくる。

§2. A.M. Freudenthal の方法⁴⁾

A.M. Freudenthal は図-2-2 において, 任意の点 K をとり, A, B 両分布の左, 右端の部分をつつたとき, A 分布の K より左にでる確率と, B

分布のKより右に出る確率の割合から安全性の程度を示すのが合理的と考えた。いまこのKの値が適当に定まつたとすれば、各分布におけるKの位置はその分布の位置を表わす母数 (S_o) と、分散状況を表わす母数 (σ^2) とから示すことができる。したがつて (2.2) 式の ξ を次のように変えて表わすことができる。

$$\xi = \frac{1 + (J_a \sigma_a / S_{a0})}{1 - (J_r \sigma_r / S_{r0})} = \frac{S_{r0}}{S_{a0}} \dots\dots\dots (2.3)$$

たゞし σ_r, σ_a は A, B 分布の標準偏差, J_r, J_a は係数で $J_r \sigma_r, J_a \sigma_a$ は A, B 分布の位置の母数から K までの距離を示す。

このように推計学的に定義された安全率は従来のごとく単に抵抗強度と作用強度の比で漠然と示されるものではなく、兩分布の位置を表わす母数の比 (S_{r0}/S_{a0}) と、さらにそのような状態において兩分布が交錯する面積の程度 (破壊の確率) とを合わせて考えねば意味のないものであることがわかる。A. M. Freudenthal はさらに、作用強度において、($S_{a0} + J_a \cdot \sigma_a$) 以上の値の生起する確率を超過確率 P_S 、同様に抵抗強度において ($S_{r0} - J_r \cdot \sigma_r$) 以下の値の生起する確率を非超過確率 P_r とし、両者は夫々独立に生起する事象であるからこれが同時に生起する確率 (破壊の確率) P_f は

$$P_f = P_r \times P_S \dots\dots\dots (2.4)$$

とした。

いまその構造物について予想される寿命期間中にかゝる荷重回数を N とすると、 $N \cdot P_f$ がこの構造物に対し、その期間中に実際に破壊を起す回数となる。したがつて

$$N \cdot P_f < 1 \quad \text{または} \quad P_f = P_S \cdot P_r < \frac{1}{N} \dots\dots\dots (2.5)$$

という条件が必要となる。ゆえに N 回の荷重がかゝつたとしても安全であるためには (2.5) 式から $P_f < 1/N$ を満足するような P_f の一定値を選んでおいて、 P_S と P_r の積がこの値を超さないようにすればよい。

しかしながら上記の構想は基本的な誤謬をおかしている。それは P_S と P_r が同時に生起する確率として P_f を求めているが、我々が目的としているのは実際に構造物が破壊する確率であつて図-2-2のA分布のK以下という抵抗強度に対して危険な状態を生ずる作用強度の生起する場合、およびB分布のK以上という作用強度に対して危険な状態を生ずる抵抗強度の生起する場合を問題とすべきである。したがつて Freudenthal のように抵抗強度に関してはK以下、作用強度に関してはK以上の前記の P_S 、 P_r が同時に生ずるという事態は考えることができず、実際には上記の何れかの事態によつて破壊が生ずることになる。つぎにこの点を是正した池田氏の方法をのべる。

§ 3. 池田哲夫氏の方法⁵⁾

池田哲夫氏による破壊の確率は次のようである。

まづ抵抗強度を S 、作用強度を L とし、いずれか一方が変動しない場合を考える。仮りにいま $S = S_0 = \text{const.}$ とし L の確率関数が $\phi(L)$ であるとする。構造物が破壊するのは $S_0 < L$ の場合であるから 図-2-3(A) を参照して

$$\text{超過確率 } P_f = \int_{S_0}^{\infty} \phi(L) dL \dots\dots\dots (2.6)$$

となる。

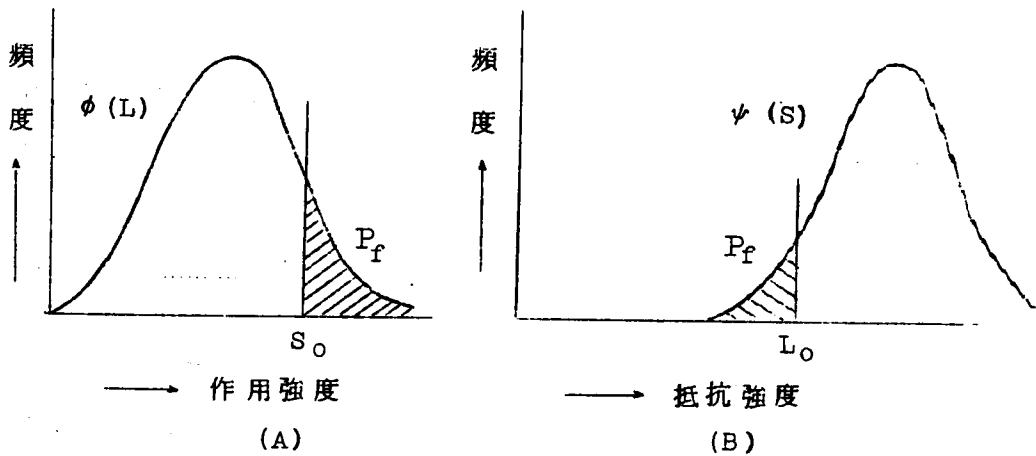


図-2-3

同様に $L = L_0 = \text{const.}$ のときは図-2-3(B)を参照して

$$\text{非超過の確率 } P_f = \int_0^{L_0} \psi(s) ds \dots\dots\dots (2.7)$$

すでにのべたように実際には L_0, S_0 のように一定のものはなく、共に変動するものであるから確率函数をそれぞれ $\psi(S), \phi(L)$ とすれば $S = S_i$ なるときの破壊の確率は (2.6) 式により $\int_{S_i}^{\infty} \phi(L) dL$, であり、 $S = S_i$ である確率は $\psi(S_i) ds$ であるから、 S の全変域について考えると真の破壊の確率は、

$$P_f = \int_0^{\infty} \psi(S) \int_S^{\infty} \phi(L) dL \cdot dS \dots\dots\dots (2.8)$$

同様に $L = L_i$ なるときの破壊の確率は (2.7) 式により $\int_0^{L_i} \psi(S) dS$ であり、 $L = L_i$ である確率は $\phi(L_i) dL$ であるから、 L の全変域について考えると真の破壊の確率は

$$P_f = \int_0^{\infty} \phi(L) \int_0^L \psi(S) dS \cdot dL \dots\dots\dots (2.9)$$

となる。

(2.8) 式と (2.9) 式は理論的には同じ P_f を示すものであるが、近似的に図解法などで求めた場合には異つた値となるので、一応その両方を求めて比較し、危険な方、すなわち値の大きい方を採用しなければならない。

さてこのように考えると (2.8) 式または (2.9) 式から A, B 両分布の位置、したがつて $\xi = (S_{r0}, S_{a0})$ を確定すれば一義的に P_f が求まり、逆に P_f を適当に指定すれば S_{r0}, S_{a0} , したがつて ξ が一義的に定まる。

以上はすべて A, B 両分布の形が定まつている場合について論じたが、もし強度の変動状況が変り、したがつて A, B 分布の形が変れば、 A, B 分布の位置、すなわち ξ が不変であつても異つた P_f の値となるので ξ のみでは構造物の安全性を判定しえない。この点、A.M.Freudenthal の方法では (2.5) 式で P_g と P_f を加減して同じ P_f がとれるように操作できるので、 ξ は幾分かでも安全性を示す尺度となりえたのであるが、(2.8) 式または (2.9) 式では P_f のみが重要な尺度であつて、 ξ は附屬的に自から定まつてくる値であるので、構造物の安全性を保証する意味をもつたものでは

ないのである。したがってわれわれは β による安全率の観念は参考とするに止め、今後は破壊の確率 P_f をもつて安全性を直接判定すべきであると考えらる。

§ 4. 比較設計法

池田氏の方法は理論的には非常にすぐれた考え方であるが、実際に構造物を設計する場合には適用できない場合が多い。したがってこうした場合には別の方法を講じなければならない。本項では重力ダムのマスコンクリート部についての比較設計法とも名付くべき方法を紹介する。

一般に重力ダムでは、その設計に考慮すべき荷重として次のものが挙げられる。

すなわち、自重、静水圧、動水圧、地震時慣性力、揚圧、泥圧、氷圧、温度による内部応力、等がこれである。この中、最後の温度による内部応力はクーリングを行つて前記のものとは別箇に処理できるので、計算上は別の体系に属するものであるが、§ 2. § 3 の方法に照して考えた場合には B 分布一すなわち作用荷重の分布として上記の何れもが変動要因となりうるわけである。その中、とくに大きく変動するものとしては、地震力、揚圧力、泥圧があり、利用水深の大きいダムでは静水圧、動水圧もまたかなり大きい変動を示すものである。したがつてこのような因子で図-2-2 を画いた場合には、大きい変動の因子だけをとりあげただけでも 3 要因、ないし 5 要因となり、作用力の分布もまた 3 次元ないし 5 次元分布、全部の因子を入れると 8 次元分布、普通の重力ダムの 2 次元重力ダムの計算でも温度の項を削除した 7 次元分布となつて精密計算はおろか、いかなる近似解も現在の知識では求めることができない。ゆえに先づ第一に A.M. Freudenthal および池田氏の方法はこうした点で適用上の欠点がある。

第 2 に両氏の方法は作用力の分布を無限大の上限にとつて、抵抗力の分布と連続的に対決させているが、重力ダムの場合には、このように連続的な分

布函数とは考えられないのである。この問題をつぎに説明してみよう。

一般に重力ダムは高さが90 mより低いダムではせん断応力によるよりも圧縮応力によつてコンクリートの品質は支配されるものであるから、ダム体内の等圧縮応力線間を満水時、地震力 $K = 0.12$ 、(K は水平等値震度で、その方向はダム軸に直角に、河心の上下流方向に働くものとする)について画いてみると図-2-4のようになる。この図は電源開発株式会社、阿賀野川水系、奥只見ダム(堤高155 m)のもので、重力ダムとしては既設、建設中を含めて本邦最高のものである。これより低いダムでは順次標高を上げてそのままダムの高さを変えてもさ程応力図は変るものではない。いま最大圧縮応力を生ずるダムの趾部のみに着目し、他の作用力は一定で、地震力のみ変動すると考えたとき、その部分に対しては図-2-3-(A)のような連続的で上方無限大の作用力の分布が形成されると仮定すればこれに対応するA分布—抵抗力の分布—を画くとき、地震力を変動、他の作用力を一定とした場合の満水時の P_e が求められるであろう。これが池田氏の方法の類推解釈である。ところが重力ダムの設計理論では、こうした考えが一定の構造物の断面形状に対して成立しえない。すなわち重力ダムではコンクリートに作用する引張力に対する抵抗を認めていないからである。その理由は次の通りである。空虚時、地震時(一般に $K = 0.06$ で満水時の半分の水平等値震度)には、ダムの下流側に引張力が発生してその部分だけ亀裂が入つても、同じ震度に対してはその亀裂は、再度の地震によつて進行性をもつものではないので、その範囲の引張力はダムの設計上、了解事項として認められたような現況ではあるが、これに反し満水時、地震時、上流側に亀裂が入ると、こゝでは貯水による侵入水が100%の揚圧力を生ずるから再度の地震で亀裂が進行し、ダムの破壊を来たすという考え方からである。したがつて後者の場合には、引張力が生じないことが絶対条件である。それゆえ、ダムの基底部の長さ l の限界内に作用合力が入るように設計されることになり、かくして定められたダムの断面形状は、 $K \leq 0.12$ において安全であるという条

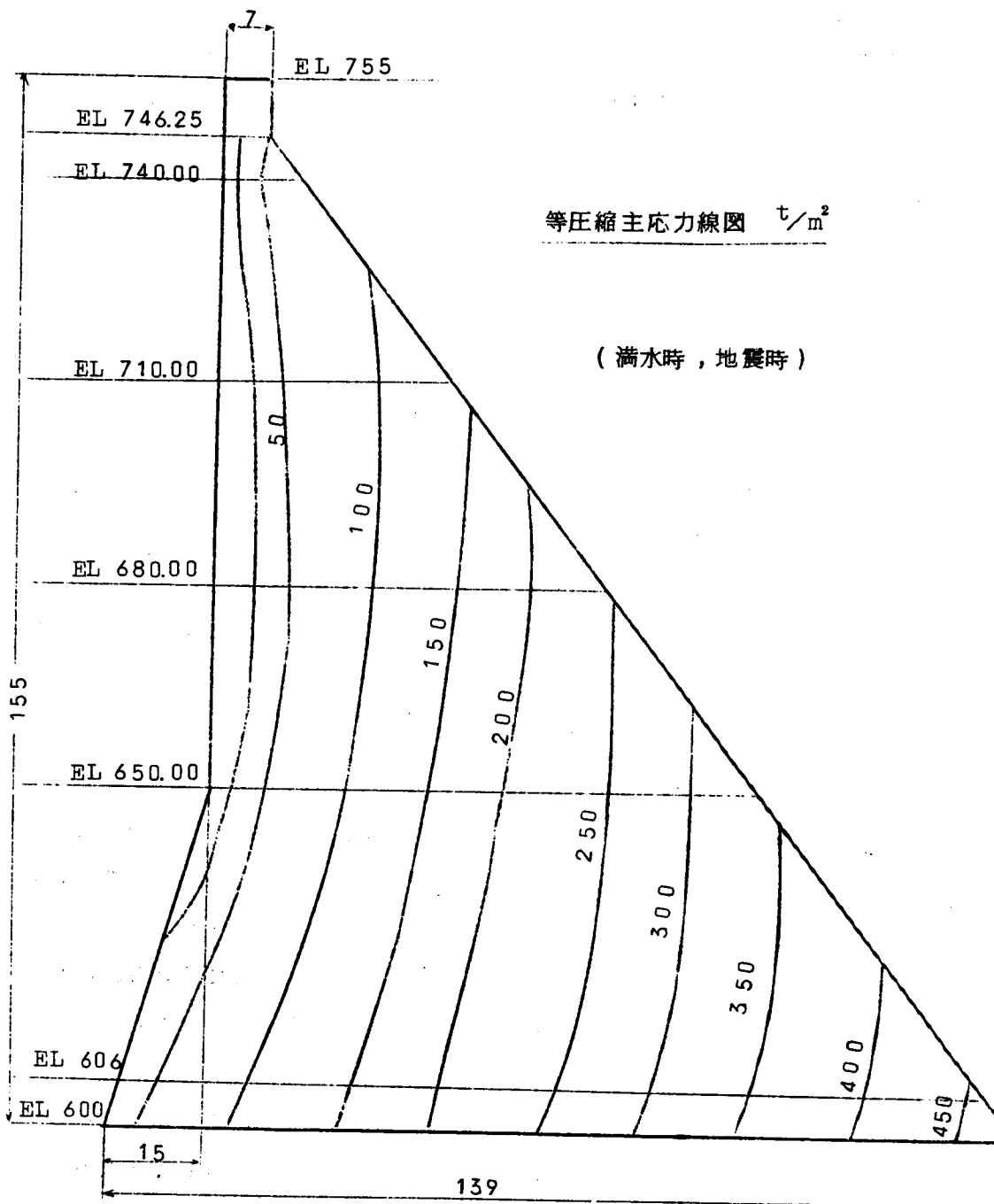


図-2-4 奥只見ダム

件が入ってくる。このような考えにもとづいて作用応力の分布 B を検討してみよう。

いま地震力のみを考えると、大きい地震力は少なく、ある程度のものは多く、それより以下では幾分減少するであろうから図-2-3-(A)に類似の分布図-2-5が画けるであろう。これを抵抗応力の分布に対応させて P_f を求めるには、想定した構造物に各地震力を働かせて、構造物に生起する応力を求め、前記の図-2-5を修正しなければならない。すなわち $K = 0.12$ の点を超えるとダムは破壊するから、図-2-5のヒストグラムは図-2-6のようになる。

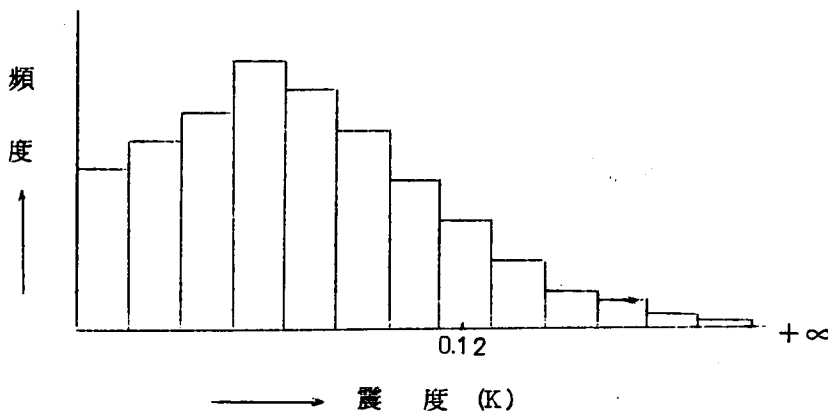


図-2-5

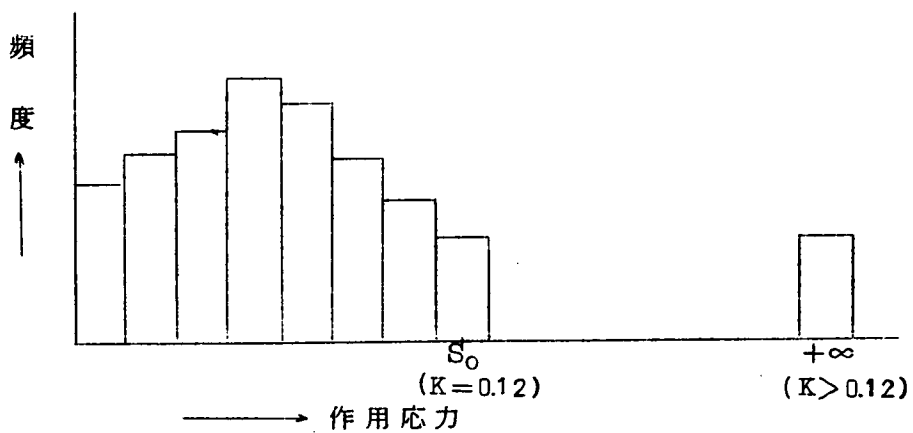


図-2-6

すなわち分布は $K = 0.12$ に相当する処で一度終り、しかる後 $+\infty$ において若干の確率エレメントを残すことになり、不連続である。いま $K = 0.12$ に相当する作用力を S_0 とすれば、図 - 2 - 7 のようになる。図においては

$$\int_0^{S_0} \phi(L) dL + R = 1$$

この中、頻度、 R については前述のように現行の設計原則ではコンクリートが如何に強いものであつても、これに対する破壊の確率を減少させることはできないので、全地震に対する頻度の割合だけ知つておけば、 A 分布のすべて ($\int_0^{+\infty} \psi(S) ds = 1$) が対応するから $R \times 1 = \text{const}$ である。もしダムの上流面の引張力が発生する部分に、鉄筋等で耐引張応力の補強がしてある場合には、 B 分布は連続的に上限に伸びることになつて、 P_f を連続的に求めうることになる。しかしこうした対策の施されていないマスコンクリートでは、 B 分布は S_0 点を上端として終るものと考えることができる。(重力ダムの設計原則である“基底 $\frac{1}{3}$ 部に合力を入れる”ために上下流面の勾配、自重が関係するが、この要因如何によつて基底 $\frac{1}{3}$ の下流限にはダムによつて若干の余裕がある。この余裕巾に依ずるだけは S_0 は変わるが、一般にコンクリートの比重は $2.35 \text{ t/m}^3 \sim 2.40 \text{ t/m}^3$ が多いので実際には S_0 はほとんど一定と考えて差支えない。)

その他の変動要因についてもこれと同様のことがいえる。

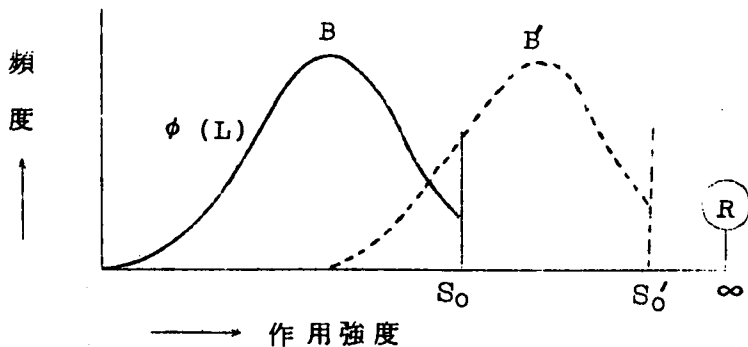


図 - 2 - 7

第3に図-2-7の作用力のB分布の形状について考えてみよう。先程にものべたように、これはダム体内の任意の1点(例えば趾部)の作用力(応力)の分布である。この生起応力はダムの上・下流面の勾配が、重力ダムではほぼ一定の値となるために、ダムの高さの函数としてあらわされるので、高さに直線的に比例してB分布の位置はずれることになる。また地震力の分布は地方によつて多少の差はあるが、同一地点、または近傍地点においては同様であると考えられるので、B分布の変動は同様の形状を示すことになる。したがつてこのような状況ではダムの高さに応じて、B分布はそのまま図-2-7のB'のように平行的にずれることになる。

このように重力ダムではもし条件を限定してB分布を画いたとしても設計理論によつて上限 S_0 で一旦終り、無限遠に確率エレメントRを残すこと。この S_0 は主変動要因が類似のものであれば、ダムの高さに応じてそのまま位置のずれた分布であるといえる。

第4に図-2-7の S_0 以下の P_F について考えてみよう。

第一章でものべたように抵抗力の分布としては、配合設計強度 m を分布の位置とし、毎バッチの変動からコンクリートの品質には関係のない試験誤差を控除した変動でもつてA分布を構成する。この際、重力ダムの現在の管理機構においては1標本は1日に1回、ないしは2回程度の試験によるものであるから1標本は実に $225m^3 \sim 2000m^3$ 、超弩級の重力ダムでは $4000m^3$ の代表値である。ゆえにこれらの1標本の生起の確率を示す分布において、もし現実にある特定の(図-2-5の S_0 以下のもの)試験値が表われたとすれば、 $K=0.12$ 、満水時においてダムは設計上では明らかに破壊する。したがつて S_0 以下になるA分布の非超過確率は極度に小さい値でなければならぬ。

さて先程の説明によつて S_0 以上に分布する作用力は、重力ダムの設計上の特質により一定のものとなつて考慮する必要はないから、 S_0 以下の作用分布と交錯するA分布が問題となるが、上記のように極めて低い確率である

ので一々(2.8)式によらなくてもよい。こうした考えは次の概念によつても根拠づけられる。すなわちわれわれは理論構成上、および実施計算上の簡便化から、推計学を適用する場合にはある分布を想定し、上限 ∞ 、下限 ∞ または0とせざるをえなかつたのであるが、実際にダムのコンクリートを施工する場合には、こうした理論上の確率の場に適合したようにコンクリートの製造が放置されるものではない。いちどるしく強度の低いものがあらわれたとしてもこれはセメントの計量の誤りか水の過剰含有によるものであるから前者ならコンクリートが固くて締固め現場では施工に困るし、後者は見ただけでコンクリートが流動性をおびているので容易に検出される。したがつて変動するとしても両極端は自から人為的に矯正されて、さ程の変動を実際には示す余地のないものである。ゆえに重力ダムにおいてほどの現場を調べても S_0 以下のコンクリートは推計理論分布による生起率ほどは表われない。(管理試験には材令91日または28日の圧縮強度を採用しているので時々そのような標本値があらわれるが、長期強度では殆んど見当らない)このように考えると、実際には S_0 以下のものがないとすれば P_f は0となるから S_0 以下の作用力の分布は考慮する必要がなくなる。したがつて S_0 以下のA分布の非超過の確率は、推計論ではあるとしても実際にはありえないものとなり、その関係を定性的にあらわす場合にはB分布が一定、すなわち池田氏の(2.7)式を適用すればよい。

以上の考えにより重力ダムでは

- (1) 作用応力の分布は $K=0.12$ 、満水時に相当する応力値 S_0 において分布は不連続となり、それ以上の確率エレメント R は $+\infty$ の応力部に集中する。
- (2) S_0 以下の分布については、これ以下のコンクリートが絶対にあらわれないという保証の程度を、推計学によるA分布の非超過の確率で定性的に示そうとした場合には作用応力は一定と考えてよい。
- (3) (1)の R については、同様な条件で設計 (S_0 以下のA分布の非超過率

も含む)された場合には、すべての重力ダムについて一定の破壊の確率をもたらすものである。

これらの考えにもとづき、第3節でのべる現場実績から品質管理の良好な現場ではどのような経済効果が生れるかについて第4節で詳述する。

第3節 現場の管理状況⁶⁾

§1. 現場の概要

さきに緒言でも述べたように本章は丸山ダムの単位セメント量をどの程度まで下げうるかを現場管理実績から求めようとするものであるから、こゝには当時の有数な現場の概要のみを掲げる。朝日ダムは丸山ダムと同じ頃に建設されており、平岡ダムはそれより早く竣工したものであるが、当時として完備した管理記録を残していたのは平岡ダム以前になかつたので、とくに3現場について説明する。

(1) 平岡ダムの概要⁷⁾

平岡ダムは中部電力株式会社により昭和25年2月13日着工、昭和27年3月末、完成の目標で建設されたダムで、天竜川水系に属し、規模は次のようである。

型 式	直線重力型コンクリート造
堤 高	58.5 m (基礎岩盤上満水面迄)
堤 頂 長	258.0 m
堤 体 積	266,412 m ³
基礎岩盤	花崗片麻岩

なおコンクリートについては、骨材は

150~70mm, 70mm~10mm, 10mm以下

の3階級に分級され、大砂利(120m³)、小砂利(240m³)、砂(180m³)を夫々5時間分貯蔵できる貯蔵槽に収めて取出し、計量器で

計つて混合し、ミキサーからホッパーに放出後はガソリン機関車にて約150m運搬し、さらに2条の9ton(コンクリート3m³)の両端可動ケーブルクレーンで運搬し、現場に打設した。ミキサーはスミス型56切を使用した。打設したコンクリートの主要な示方配合は次のようである。

表-2-1 平岡ダム用コンクリートの示方配合

C	最大骨材径 (mm)	W/C (%)	G/S	スランプ (cm)	コンクリート1m ³ 当り		
					セメント (Kg)	水 (Kg)	AE剤
300	150	49	1.4	4.0	300	146	—
250	150	47	2.2	3.0	250	118	Vinsol
180	150	61	2.2	2.0	180	112	Vinsol

(2) 朝日ダムの概要⁸⁾

朝日ダムは中部電力株式会社により昭和26年12月に着工、昭和29年3月に完成の目標で建設されたダムで、木曾川水系、飛弾川に属し、規模は次のようである。

型式 直線重力型コンクリート造
 堤高 83m(基礎岩盤上満水面迄)
 堤頂長 196.0m
 堤体積 249,822m³
 基礎岩盤 石英斑岩

コンクリートについては骨材は

150~60mm, 60~5mm, 5mm以下

の3階級に分級された。平岡ダムにくらべて細骨材が10mm以下から5mm以下となつて、5mm以下の分に計量の正確が期待されたことが新しい。

またミキサーも容量は56切ではあるがバッチングおよびミキシングプラントにはワン・マン・コントロール方式(石川島コーリング製)が採用された。なお朝日貯水池は隣接支流の秋神貯水池とトンネルで連結されているが、この秋神ダムのみキシングプラントは平岡ダムのものを流用したのである。

打設したコンクリートの主要な示方配合は次のようである。

表-2-2 朝日ダム用コンクリートの示方配合

C	最大骨材径 (mm)	ス ラ ン プ (cm)	W/C (%)	G/S	コンクリート1m ³ 当り			コンクリート1m ³ に用いる表面乾燥飽和状態の重量(Kg)			
					セメント (Kg)	水 (Kg)	Vinsol 20%溶液	全量	細骨材		
									0~5mm	5~60mm	60~150mm
250	150	3~4	4.5	2.6	250	112	172cc	2041	569	804	670
210	150	3~4	5.2	2.6	210	110	156"	2080	578	819	683
180	150	2~4	6.1	2.6	180	110	149"	2105	585	829	691

(3) 丸山ダムの概要⁹⁾

丸山ダムは関西電力株式会社により、昭和26年10月に着工、昭和29年3月末に通水の予定で建設されたダムで、木曾川水系木曾川に属し、規模は次のようである。

型 式 直線重力型コンクリート造
 堤 高 88.0m(基礎岩盤上満水面迄)
 堤 頂 長 265.0m
 堤 体 積 約500,000m³
 基礎岩盤 堅硬なる古生層砂質粘板岩

コンクリートについては骨材の分級を

大 砂 利 150mm~80mm

中 砂 利	80 mm ~ 40 mm
小 砂 利	40 mm ~ 5 mm
大 砂	5 mm ~ 1.2 mm
中 砂	1.2 mm ~ 0.3 mm
小 砂	0.3 mm 以下

とし、砂は再び混合して一種類として計量した。前の2つのダムにくらべて著しく骨材の粒度調整を厳重にしたことがわかる。またバッチャーおよびミキシングプラントにも新方式を採用し、朝日ダムと同様、ワン・マン・コントロールで56切4型である他、米国Johnson およびKoehring 両会社製の当時としては最優秀、最新式のものを設備した。とくに注目すべきは500,000 m³のコンクリートを18カ月間で打設しなければならなかったためにケーブル・クレーンも強化され、旧有峯ダム工事に使用した一端可動の13.5 ton 容量のもの2台を両端可動型に改良して使用した。

打設したコンクリートの主要な示方配合は次のようである。

表-2-3 丸山ダム用コンクリートの示方配合

C	最大骨材径 (mm)	スラン (cm)	空気 量 (%)	コンクリート 1 m ³ 当り							W/C	G/S
				大砂利 (Kg)	中砂利 (Kg)	小砂利 (Kg)	砂 (Kg)	水 (Kg)	セメント (Kg)	Vincol 5%液 (cc)		
150	150	4.0	3.2	388	542	620	560	102	150	370	68.0	2.77
160	"	"	"	390	530	640	555	103	160	420	64.4	2.81
165	"	"	"	390	529	638	550	103	165	450	62.4	2.83
170	"	"	"	465	542	542	550	103	170	530	60.6	2.82
175	"	"	"	389	529	638	534	104	175	510	59.4	2.91
180	"	"	"	389	528	637	530	105	180	650	58.3	2.93
210	"	"	"	389	529	637	504	105	210	866	50.0	3.08
230	"	"	"	470	547	547	502	105	230	1150	45.7	3.11
240	"	"	"	386	525	633	493	105	240	1200	43.8	3.15
240	"	"	"	154	693	693	500	106	240	1200	44.2	3.08
270	"	"	"	387	526	635	484	106	270	1320	39.3	3.20

§ 2. 統計値

§ 1 で紹介した各現場における試験結果をまとめると付表-2, 3, 4 のようである。資料は何れもミキサーの下, ホッパーの上で採取されたもので圧縮強度用供試体の寸法は $\phi 20 \times 40$ である。

(1) x_k の分布

1 バッチから N 個の供試体を採つて圧縮試験を行つたときの各供試体の強度を x_i ($i = 1, 2, \dots, N$) とすれば, 1 バッチの平均強度 \bar{x}_i は

$$\bar{x}_i = \frac{N}{\sum_{i=1}^N} \frac{x_i}{N}$$

この値を \bar{x}_k として各バッチ ($k = 1, 2, 3, \dots, K$) の平均強度の平均 $\bar{\bar{x}}_k$ を求めるには

$$\bar{\bar{x}}_k = \frac{K}{\sum_{k=1}^K} \frac{\bar{x}_k}{K}$$

とすればよい。

さて \bar{x}_k の分布については第一章でも説明したように, E. J. Gumbel の方法によつて各現場の標本点の確率を計算し (表-1-5), 正規確率紙にプロット (丸山ダムは図-1-4, 朝日ダムは図-1-5, 平岡ダムは図-1-6) すれば, 各標本点はほぼ直線状に散布して, 一応 \bar{x}_k の分布は正規型とみなしても差支えない。この正規性の検定には, 厳密には χ^2 -検定法によるものであるが, この方法では約 150 個以上の標本を要し, 実際そのような大標本を現場に期待することは困難な場合が多い。それは現場では種々の状況によつて, 当初の示方配合の変更の止むなきにいたることが多いからである。例えば骨材の粒度が, 採取につれて初期の F.M と著しく相異してくる場合等が挙げられる。従つて大標本の場合は, data の精選が困難となるので上記の簡便法で一応検討した次第である。

なお図-1-4, 5, 6 において, C と記号したのは単位セメント量を意味するもので, 特定の示方配合をこれによつて代表した。

\bar{x}_k の分布を正規型とした場合の平均値 \bar{x}_k , および推定不偏分散については各現場, 各配合ごとに表-2-4に記載してある。

(2) x_i の分布

1バッチ内の強度の変動は正規分布するものとみなしても差支えないことは, 第一章, 第2節, §2.(バッチ内の強度の変動)の項で説明した。ゆえに付表2, 3, 4の各現場, 各配合の各バッチ毎に \bar{x}_i を求め, ついで各バッチ毎の推定不偏分散 U^2_{Test} を計算した。この U^2_{Test} はまた独自の分布を構成するものであるから(第一章, 第4節, §2参照)付表-2, 3, 4ではこの分布の位置の母数として順序統計量における確率50%の標本値(表では中央値と名付けてある)を求めて, これを \bar{U}_{Test} とした。なお参考のため正規分布と仮定した場合の50%点である算術平均値によるものも併せて記入しておいた(表の平均値と記入した値)。また標本数が偶数となつた場合には確率50%に相当する標本値がないので, 近似的にその前後の標本値の算術平均で中央値を示すことにした。表-2-4では現場ごとに各示方配合について求めた \bar{U}_{Test} の値を記入した。

(3) 連行空気量, およびスランプの変動

連行空気量, およびスランプの分布に関しては未だこれを明らかにしえない。とくにスランプについてはその値が大きくなるにつれて敏感に変化するものである。普通, ダムコンクリートではスランプ 4 ± 1 (cm) 程度が一般に示方されているが, スランプの下限 0 cm より上限は最大 2.5 cm 位までありうるからその分布の非対称性は疑う余地がない。たゞ現場では, 特に大きいスランプを示すコンクリートが練られた場合には, 人為的にミ斯巴ッチとして捨て去られるか, 他の重要でない構造物の基礎用に流用されるため, ダム用コンクリートのスランプのみを取上げた場合には一見, 左右対称の正規分布らしくみえるものも表われる。連行空気量についてはスランプほどひどくはないが, 原理では同様の傾向を示すはずである。したがって本項の統計値としては各配合毎の連行空気量, スランプの算術平

均値, \bar{x}_{air} , \bar{x}_{slump} , さらに平均値のまわりの2次モーメント, U_{air}^2 , U_{slump}^2 として表-2-4に記載しておく。各統計値の基本資料は付表-2, 3, 4であるが, 途中の計算は(1), (2)と同様の方法であるので省略する。

表-2-4は上記各項について各現場の統計値をまとめたものであるが, つぎに丸山ダムのみについて圧縮強度と各要因間の関係を調べてみよう。

(A) \bar{x}_k と W/C の関係

丸山ダムにおける各バッチの平均強度の平均 \bar{x}_k と, 各配合のW/Cの関係を表-2-4により $\bar{x}_k - W/C$ 図にプロットすると図-2-8によつて1次的関係が成立することがわかる。したがつて最小自乗法の計算(表-2-5)により関係式を求めると, 任意のW/C(%)に対する材令28日の圧縮強度 σ_{28} は

$$\sigma_{28} = - 8.376 W/C + 64.64 \dots\dots\dots (2.10)$$

で表わされる。さらに表-2-4を参照してスランプ量に応じて補正を加えると, 益々直線式に対する適合性がよくなるはずである。

表 - 2 - 4

C	W/C	\bar{x}_k	K	U	\bar{U}_{rest}	\bar{x}_{slump}	U_{slump}	\bar{x}_{air}	U_{air}
(Kg/m ³)	(%)	(%)	(バッチ)	(%)	(%)	(cm)	(cm)	(%)	(%)
丸 山 ダ ム									
150	68.0	93	4	19.26	3.61 (3.81)	4.4	2.56	4.5	1.64
160	64.4	107	7	23.21	3.00 (4.97)	3.3	2.06	3.1	0.40
165	62.4	115	15	22.69	6.08 (7.23)	2.2	1.12	2.8	0.45
170	60.6	122	4	23.97	7.48 (11.39)	4.5	1.39	3.1	0.62
175	59.4	127	3	10.15	3.00 (6.48)	2.5	0.82	2.5	0.44
180	58.3	175	26	38.03	7.21 (8.88)	2.9	1.50	3.2	0.58
210	50.0	254	9	48.51	6.00 (6.81)	3.7	2.13	3.1	0.75
230	45.7	260	8	49.22	6.00 (7.04)	3.9	1.48	3.4	0.71
240	43.8	267	14	43.71	10.72 (15.84)	3.9	2.11	3.6	0.61
270	39.2	322	4	19.39	11.62 (12.57)	6.1	—	1.6	—
平 岡 ダ ム									
180	61.0	132	41	44.62	5.00 (9.01)	3.9	1.91	3.0	0.61
250	47.0	250	17	55.48	8.48 (19.86)	5.0	2.45	3.5	0.84
300	49.0	331	25	44.62	13.45 (19.38)	3.7	1.60	—	—
朝 日 ダ ム									
180	61.0	236	14	42.31	14.21 (24.26)	2.6	1.49	3.7	0.76
210	52.0	256	14	41.54	11.22 (21.60)	2.5	1.37	3.5	0.67
250	45.0	314	23	42.05	19.31 (21.10)	2.5	1.29	3.2	0.57

() 内は平均値, () 外は中央値

表-2-5 $\bar{x}_k \sim W/C (\%)$

	x	y	$x \cdot x$	$x \cdot y$
	$W/C (\%)$	$\sigma_{28} = \bar{x}_k$		
1	68.0	93	4624.00	6324.00
2	64.4	107	4147.36	6890.80
3	62.4	115	3893.76	7176.00
4	60.6	122	3672.36	7393.20
5	59.4	127	3528.36	7553.80
6	58.3	175	3398.89	10202.50
7	50.0	254	2500.00	12700.00
8	45.7	260	2088.49	11882.00
9	43.8	267	1918.44	11694.60
10	39.2	322	1536.64	12622.40
Σ	551.8	1842	31308.30	94439.30
式	$31308.30a + 551.8b = 94439.30$			
	$551.80a + 10.0b = 1842.00$			
常数	$a = -8.376$		$b = +646.388$	

(B) \bar{x}_k と C の関係

各配合ごとに \bar{x}_k と単位セメント量 C の関係を調べてみる。一般に現場施工に際しては所要強度を満足させると同時に、コンクリートはウォーカブルなものでなければならない。したがって A E 剤の混合とか、骨材の FM の変化とか、その他の複雑な要因の組合わせにより妥当な示方配合が決定されるのである。しかし本質的には(A)において $\bar{x}_k \sim W/C$ の関係が直線的であつたので、この場合も同様な傾向をたどるものと考えられる。表-2-4により図-2-9にプロットしてみると前回同様に標本点は直線状に配列されている。各標本点の Weight を等しいとして、最小自乗法で計算すれば表-2-6のようで、関係式は次のようである

$$\sigma_{28} = 2.012C - 208.1 \dots\dots\dots (2.11)$$

表-2-6 $\bar{x}_k \sim C$ (Kg/m²)

	x	y	$x \cdot x$	$x \cdot y$
	C	$\bar{x}_k = \sigma_{28}$		
1	150	93	22500	13950
2	160	107	25600	17120
3	165	115	27225	18975
4	170	122	28900	20740
5	175	127	30625	21925
6	180	175	32400	31500
7	210	254	44100	53340
8	230	260	52900	59800
9	240	267	57600	64880
10	270	322	72900	86940
Σ	1950	1842	394750	388370
式	$394750a + 1950b = 388370$ $1950a + 10b = 1842$			
常 数	$a = 2.012$ $b = -208.140$			

(C) \bar{U}_{Test} と \bar{x}_k の関係

1バッチ内の推定不偏分散の分布の中央値、または平均値と \bar{x}_k との関係については、(A)、(B)、とことなり、 \bar{U}_{Test} の信頼限界が大きいために、各標本の Weight を等しくとらずに、Kの比較的大きい信頼度の高いもの3点から直線式を求めることにした。図-2-10は中央値について、図-2-11は平均値について標本点をプロットしたものであり、各現場(朝日ダム、平岡ダム、を含む)ごとに符号をかえ、符号にバッチ数Kを付記して表-2-4と対照できるようにしておいた。表-

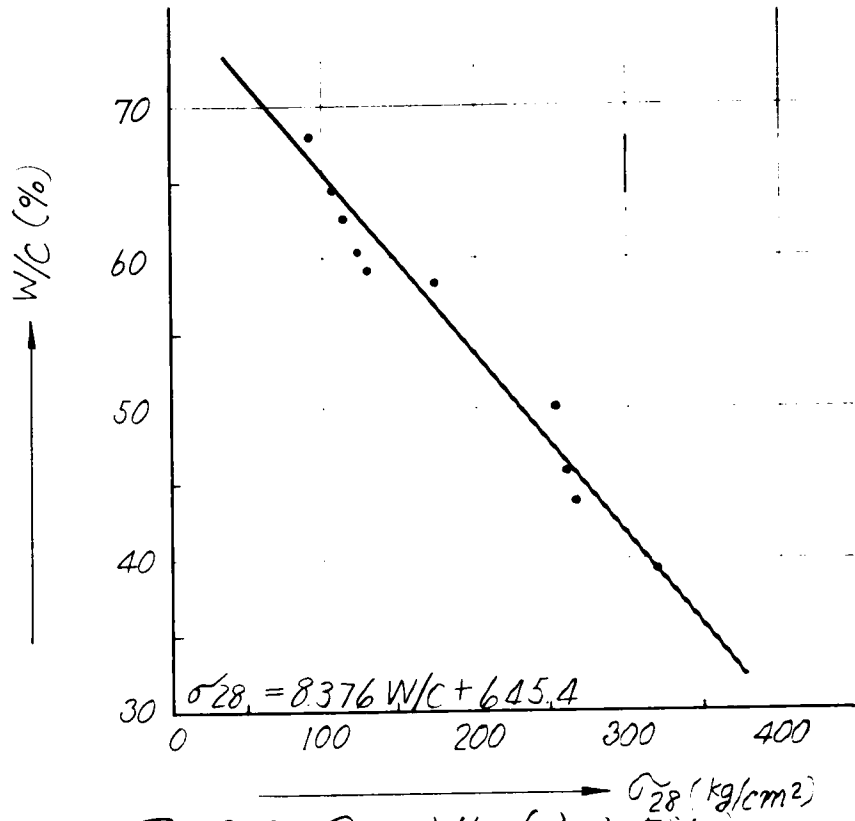


図-2-8 $\sigma_{28} \sim W/C$ (丸山タム)

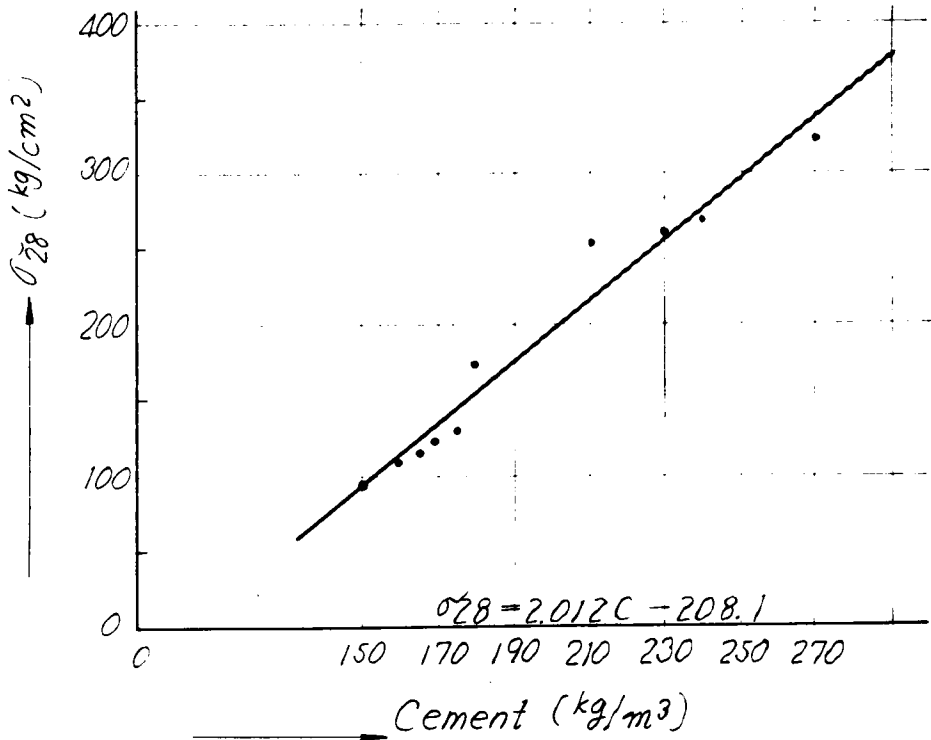


図-2-9 $\sigma_{28} \sim C$ (丸山タム)

2-7は中央値について、表-2-8は平均値についての最小自乗法の計算であり、その結果、求める関係式は次のようになる。

中央値について $\bar{U}_{Test} = 0.031\sigma_{28} + 2.22 \dots\dots\dots (2.12)$

平均値について $\bar{U}_{Test} = 0.058\sigma_{28} - 0.11 \dots\dots\dots (2.13)$

表-2-7

	x	y	$x \cdot x$	$x \cdot y$
	$\bar{x}_k = \sigma_{28}$	\bar{U}_{Test}		
1	115	6.08	13225	699.20
2	175	7.21	30625	1261.75
3	267	10.72	71289	2862.24
Σ	557	24.01	115139	4823.19
式	$115139a + 557b = 4823.19$ $557a + 3b = 24.01$			
常数	$a = 0.031$		$b = 2.217$	

表-2-8

	x	y	$x \cdot x$	$x \cdot y$
	$\bar{x}_k = \sigma_{28}$	\bar{U}_{Test}		
1	115	7.23	13225	831.45
2	175	8.88	30625	1554.00
3	267	15.84	71289	4229.28
Σ	557	31.95	115139	6614.73
式	$115139a + 557b = 6614.73$ $557a + 3b = 31.95$			
常数	$a = 0.058$		$b = -0.113$	

図-2-10, 11からも判るように丸山ダムの標本値の多いものはかなりよく一直線状に配列し、平岡ダムの $K=41, 17, 25$ もほとんど類似の関係がみられる。たゞ朝日ダムのものは変動が大きく、強度も σ_{28} の上位にかたまっているので判別しにくい、全体として \bar{U}_{Test} は強度がまずにつれて増大する傾向にあることがわかる。

(D) U と \bar{x}_k の関係

連続毎バッチ間の不偏分散 U^2 から求められる U と、その平均値 \bar{x}_k の関係を図にプロットすると図-2-12のようになる。(C)と同様に標本数が少ないものは信頼度が低いので最小自乗法の計算には省略し、比較的大標本の丸山ダムの資料から計算すると表-2-9のようになり、次の関係式が求められる。

$$U = 0.132\sigma_{28} + 10.30 \dots\dots\dots (2.14)$$

さてここで注意しなければならないのは、(C)の場合には $\bar{U}_{Test} \sim \sigma_{28}$ の関係は信頼度の高い大標本に対してよく一致していることが図-2-

表-2-9

	x	y	$x \cdot x$	$x \cdot y$
	$\bar{x}_k = \sigma_{28}$	U		
1	115	22.69	13225	2609.35
2	175	38.03	30625	6655.25
3	267	43.71	71289	11670.57
Σ	557	104.43	115139	20935.17
式	$115139a + 557b = 20935.17$			
	$557a + 3b = 404.43$			
常 数	$a = 0.132$	$b = 10.300$		

10, 11で判つたが、 $U \sim \sigma_{28}$ については図-2-12をみてもわかるようにそれほどよく適合していないということである。先程は σ_{28} の

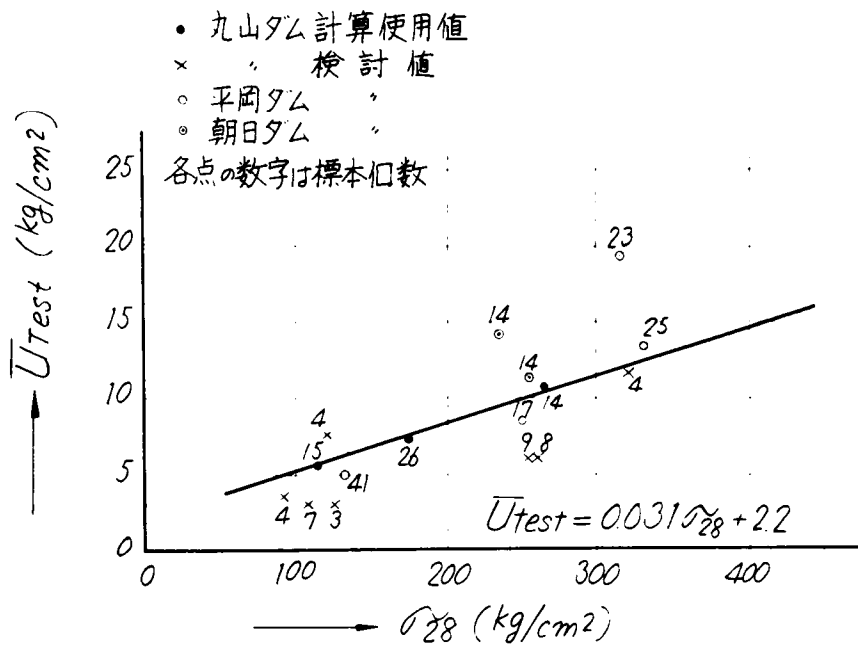


図-2-10 $\bar{U}_{Test} \sim \sigma_{28}$ (中央値)

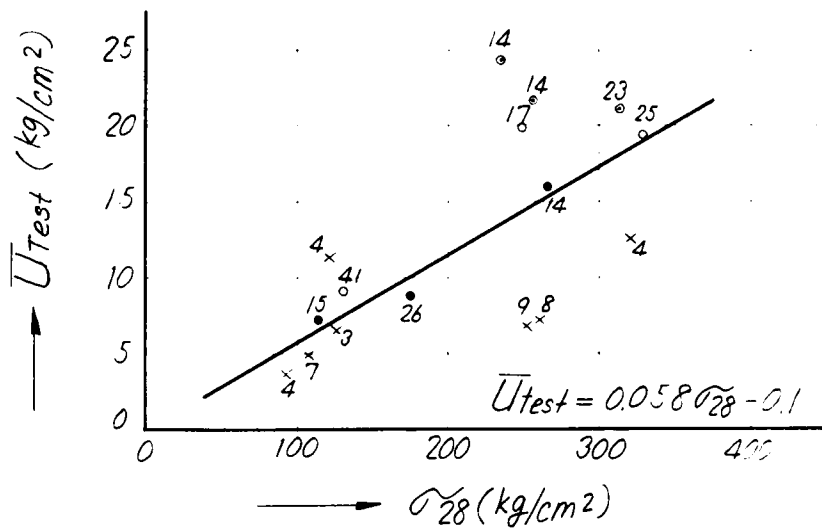


図-2-11 $\bar{U}_{Test} \sim \sigma_{28}$ (平均値)

比較的広い範囲に標本値のあつた平岡ダムでも同様の直線的傾向がみられたが、図-2-12の平岡ダムの標本は殆んど直線的傾向を示さず、むしろ σ_{28} が大きくなるにつれて U の増加率が減少していることを示している。このことについては次章で詳述するが、次節でももちろんこの点を考慮に入れて丸山ダムの単位セメント量の低下可能限を追及する。こゝでは単に直線関係として資料を整理するにとどめる。

(四) \bar{x}_{slump} と U_{slump} の関係

各現場、各配合ごとの平均スランブ \bar{x}_{slump} と、平均値のまわりの2次モーメントの平均値の平方根 U_{slump} との関係をプロットすると図-2-13のようになる。図で $K=15, 26, 14$ という比較的大きい標本数の丸山ダムの資料はほとんど一直線上にあり、他の K の少ないものもこの直線の近傍に分布している。とくに朝日ダムの3点は同一直線上にあり、平岡ダムについても $K=25$ 以外は同傾向にあるものと推察される。したがつてこの図から、現場における各セメント量ごとの配合に対する平均スランブ量を \bar{x}_{slump} と定めたときには、大略その分散の程度を見当付けることが可能である。

§ 3. 資料の精選

以上の資料は3つの現場にわたつているために供試体の作製上、各所毎に多少相違しているはずであるから、次節のために資料を検討し、精選する必要がある。

例えば、丸山ダムの圧縮強度試験用供試体は3層にて型枠に詰込み、各層25回、計75回の手携で製作されたものであるのに対して、平岡ダム、および朝日ダムでは手携のかわりにバイブレーターを使用しており、この後の2者も使用したバイブレーターはもちろん違ふし、振動を与える時間も相違している。そのためにこうした製作上の相違による変化の比較的少ないもの、例えばコンクリート打設に先立つて示方配合を決定する際に使用された土木

学会コンクリート標準示方書による作製方法の値との差が余り遠くない現場の資料を採用することにした。

各現場の実績，および示方配合を比較してみると次のようである。

丸山ダム $C = 180 \text{ Kg/m}^3$

現場打設 σ_{28}	平均	175%
示方配合決定用 $\sigma_{28}^{9)}$		164.4%

平岡ダム $C = 180 \text{ Kg/m}^3$

現場打設 σ_{28}	平均	132%
示方配合決定用 $\sigma_{28}^{7)}$		120%

朝日ダム $C = 180 \text{ Kg/m}^3$

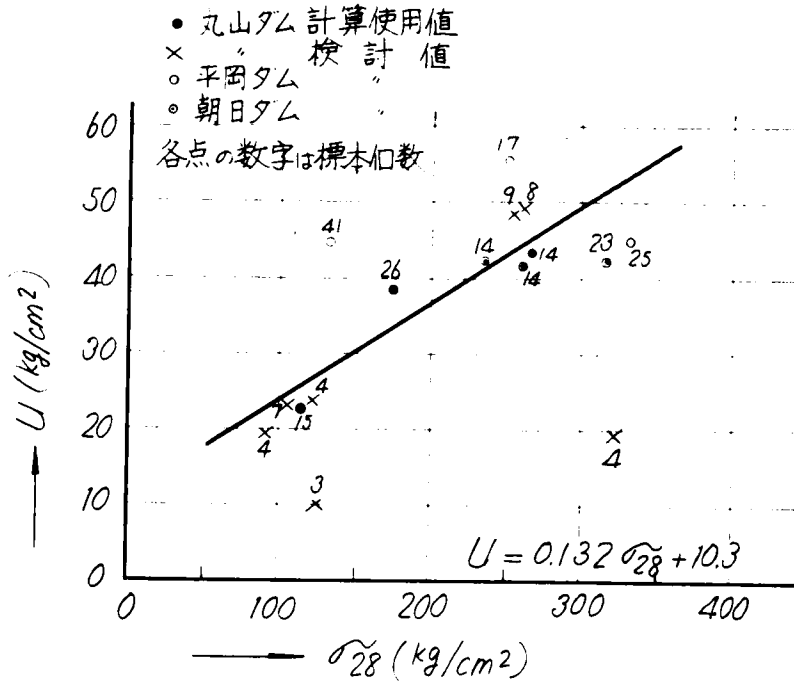
現場打設 σ_{28}	平均	236%
示方配合決定用 $\sigma_{28}^{8)}$		170%

これより丸山ダムと平岡ダムとは，現場打設コンクリート σ_{28} と示方配合決定の際の σ_{28} との差が同じ程度であるのに対し，朝日ダムのみは著しく相違しており，特異な製作法と判断されるので一応棄却し，以下次節では丸山ダムと平岡ダムの対比のみを取扱うことにする。

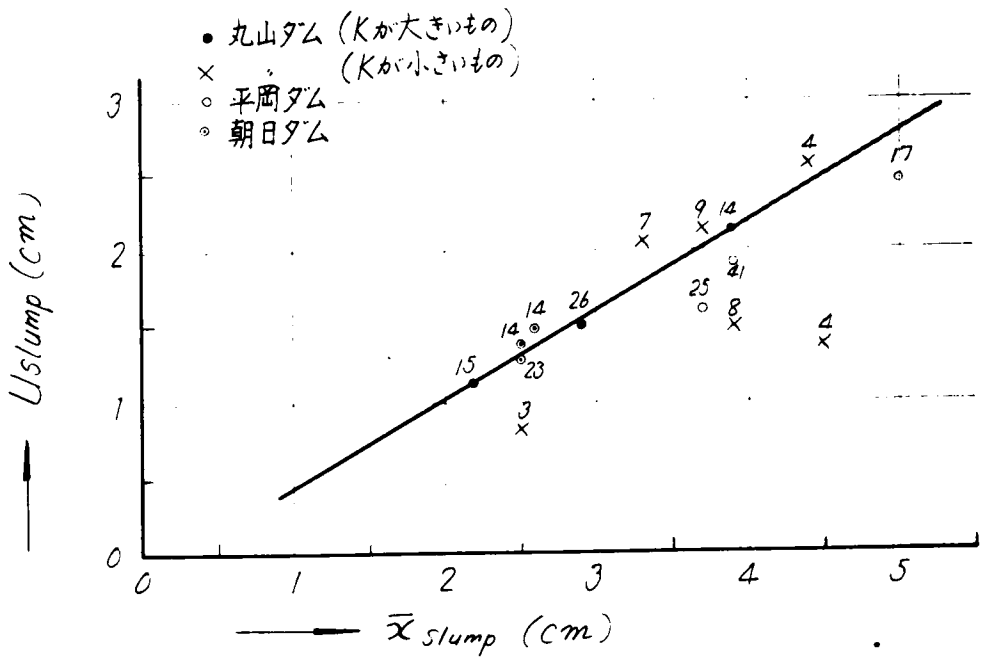
さてつきに第一章，第4節，§2.で説明した真の毎バッチ間の変動について表-2-4のUの値を修正しておく。(1.16)式から

$$\sigma_T^2 = \sigma_k^2 - \frac{\sigma_B^2}{N}$$

であるから σ_k^2 のかわりに U^2 ， σ_B^2 のかわりに \bar{U}_{Test}^2 を用うればよい。第2節で使用する $C = 180 \text{ Kg/m}^3$ 以下のものについては(2.11)式による $C \sim \sigma_{28}$ より $C \sim \bar{x}_k$ が求められ，(2.12)または(2.13)式から $\bar{U}_{\text{Test}} \sim \sigma_{28}$ なるゆえ $\bar{x}_k \sim \bar{U}_{\text{Test}}$ が求まり，(2.14)式から $U \sim \sigma_{28}$ なるゆえ $\bar{x}_k \sim U$ が定まるので $C \sim \bar{x}_k \sim U \sim \bar{U}_{\text{Test}}$ が計算できる。表-2-10は真の標準偏差による各Cに対応する $2\sigma_T$ ， $2.5\sigma_T$ ， $3\sigma_T$ を計算したものである。



☒ - 2-12 $U \sim \sigma_{28}$



☒ - 2-13 $\bar{x}_{slump} \sim Uslump$

表-2-10

C	\bar{x}_k	U	\bar{U}_{Test}	U^2	\bar{U}_{Test}^2	$\bar{U}_{Test} \cdot N$	σ_T^2	σ_T	$2\sigma_T$	$2.5\sigma_T$	$3\sigma_T$
丸 山 ダ ム											
140	73.6	20.00	4.50 (4.16)	400.0000 (17.3056)	202500 (57685)	67500 (1985)	393.2500 (94.2315)	19.83 (19.85)	39.66	49.57	59.49
150	93.7	22.67	5.12 (5.32)	5139.289 (283024)	26.2144 (87381)	94341 (5044948)	505.1908 (504.4948)	22.47 (22.46)	44.94	56.18	67.41
160	113.8	25.32	5.75 (6.49)	641.1024 (42.1201)	33.0625 (11.0208)	140400 (627.0624)	630.0816 (627.0624)	25.10 (25.04)	50.20	62.75	75.30
170	133.9	27.97	6.37 (7.66)	7823.209 (58.6756)	40.5769 (13.5256)	7627624 (19.5585)	7687.953 (7627.624)	27.76 (27.62)	55.52	69.40	83.28
180	154.0	30.63	6.99 (8.82)	938.1969 (77.7924)	488601 (16.2867)	9219102 (25.9308)	9122.661 (9122.661)	30.36 (30.24)	60.72	75.90	91.08
平 岡 ダ ム											
180	132.0	44.62	5.00 (9.01)	1990.9000 (81.1801)	250.000 (12.5000)	405900 (19503100)	1978.4000 (1978.4000)	44.46 (44.16)	88.92	111.15	133.38

但し平岡ダムはN=2, 丸山ダムはN=3 (表-1-7参照)

()内は平均値として U_{Test} を求めたもので ()外は中央値によるものである。

第4節 管理の效果

§ 1. 単位セメント量低下の可能限

表一2-10から明らかなように，平岡ダムの場合 $C = 180 \text{ Kg/m}^3$ の配合に対する毎バッチの変動は $\sigma_r = 4.446\%$ であるのにくらべて，丸山ダムの同じ単位セメント量の配合では $\sigma_r = 3.036\%$ であつて，変動は約3割ほど少なくなつてゐる。すなわちそれだけ丸山ダムの方が平岡ダムに較べて管理が良好であるといえる。したがつて本章，第2節，§ 4. 比較設計法の項でのべたように，同じ程度の構造物の安全性を保証するには，危険率 α を両ダムとも同程度にとればよいから，(2.7)式において先づ平岡ダムの P_f (図一2-3-(B)) を求め，同じ P_f となるような丸山ダムの配合を適用すればよい。さて，平岡ダムは

$$C = 180 \text{ Kg/m}^3, \quad \bar{x}_k = 132\%$$

$$\text{設計応力 } L_0 = 22\%$$

$$\text{故に } N = (m, \sigma^2) = N(132.0, 4.446^2)$$

いま分布の中心(母平均)を0とすれば，

$$L_0 = 22\% \text{ は}$$

$$x_2 = -(132.0 - 22.0) = -110.0\%$$

射伴変数 x の元確率法則は

$$P(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}}$$

であるから， x が2つの実数 x_1 と x_2 ($> x_1$) との間にある値を取る確率，すなわち $P\{x_1 < x < x_2\}$ は次の積分であたえられる。

$$P\{x_1 < x < x_2\} = \int_{x_1}^{x_2} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}} dx$$

$m = 0$ ， $\frac{x-m}{\sigma} = t$ ，として x_1 ， x_2 に対応する値をそれぞれ t_1 ， t_2 とすれば

$$P\{t_1 < t < t_2\} = \int_{t_1}^{t_2} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$$

$$\therefore P_f = P\{-\infty < t < t_2\} = \int_{-\infty}^{t_2} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}} dt$$

文献 10) では

$$\phi(t) \equiv \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{t^2}{2}}$$

とした場合の t の各値に対する $\int_0^t \phi(t) dt$ の値を記入した表が掲げられているから、この表から P_f を求めるには

$$P_f = 1 - (0.5 + \int_0^t \phi(t) dt)$$

とすればよい。

さきに $\frac{x - m}{\sigma} = t$ とおいたから、 $m = 0$ 、 $x_2 = -110.0\%$ 、 $\sigma = 44.46$

とすれば

$$t = \frac{-110.0}{44.46} = 2.474 \approx 2.5$$

$$\therefore P_f = 1 - (0.5 + 0.49379) = 0.00621 \approx 0.6\%$$

よつて平岡ダムでは破壊の確率は材令 28 日のコンクリートでは 0.6% であつたことになる。これから $P_f = 0.6\%$ なる丸山ダムの配合を求めるには図 - 2-14 のようにすればよい。

- (1) 横軸に単位セメント量 C (各示方配合種の代表として) を目盛る。
- (2) 縦軸に各示方配合種に対応する材令 28 日の圧縮強度を目盛る。

- (3) 両軸の関係は (2.11) 式で示されるから，関係式を図に記入する。
- (4) 表-2-10により，各配合に対応する変動値， σ_T を (2.11) 式の直線上より測つて記入する。これが図の 1σ 線である。
- (5) (4)と同様にして $P_T = 0.6\%$ なる 2.5σ 線を記入する。
- (6) 丸山ダム of 設計強度 $L_0 = 30$ 噸を図に横軸に平行に記入する。
- (7) 2.5σ 線と丸山ダムの L_0 線との交点を横軸で読めば求むる示方配合となる。

図-2-14により平岡ダムと同じ危険率 $\alpha = 0.6\%$ なる丸山ダムの配合は $C = 145 \text{ Kg/m}^3$ となり，これが求める単位セメント量の低下の可能限であつて，平岡ダムの管理実績に較べて $180 - 145 = 35 \text{ Kg}$ のセメント量をコンクリート1立方メートルに対して節約できる。

つぎに前節および上記の結果についてその妥当性を検討してみよう。

(i) \bar{U}_{Test} と \bar{x}_k の関係

表-2-10からわかるように，第一章，第4節，§2.で述べた1バッチ内の試験誤差による変動を修正しても，しなくても，この程度の現場の管理実績では \bar{U}_{Test} は結果に余り重大な影響をもたらすものではない。こゝでは一応その取扱に \bar{U}_{Test} による変動の修正をしておいた。

(ii) U と \bar{x}_k との関係

標本バッチ数 K の少ない点，2点を除いて他は何れも (2.14) 式の関係 $U = 0.13 \cdot 2\sigma_{28} + 10.3$ 線の近傍に散布している。とくに $C = 180 \text{ Kg/m}^3$ 以下の重要な部分では何れもこの線の下側にあり，これは直線式を用いた場合， U を過大に評価することになつて図-2-14の等確率線が右方に移行して C を大きく求めることになるので安全側である。

(iii) C と \bar{x}_k の関係

図-2-9により， $C = 170 \text{ Kg/m}^3$ の重要な標本については (2.11) 式の関係， $\sigma_{28} = 2.012C - 208.1$ はかなりよく合つている。

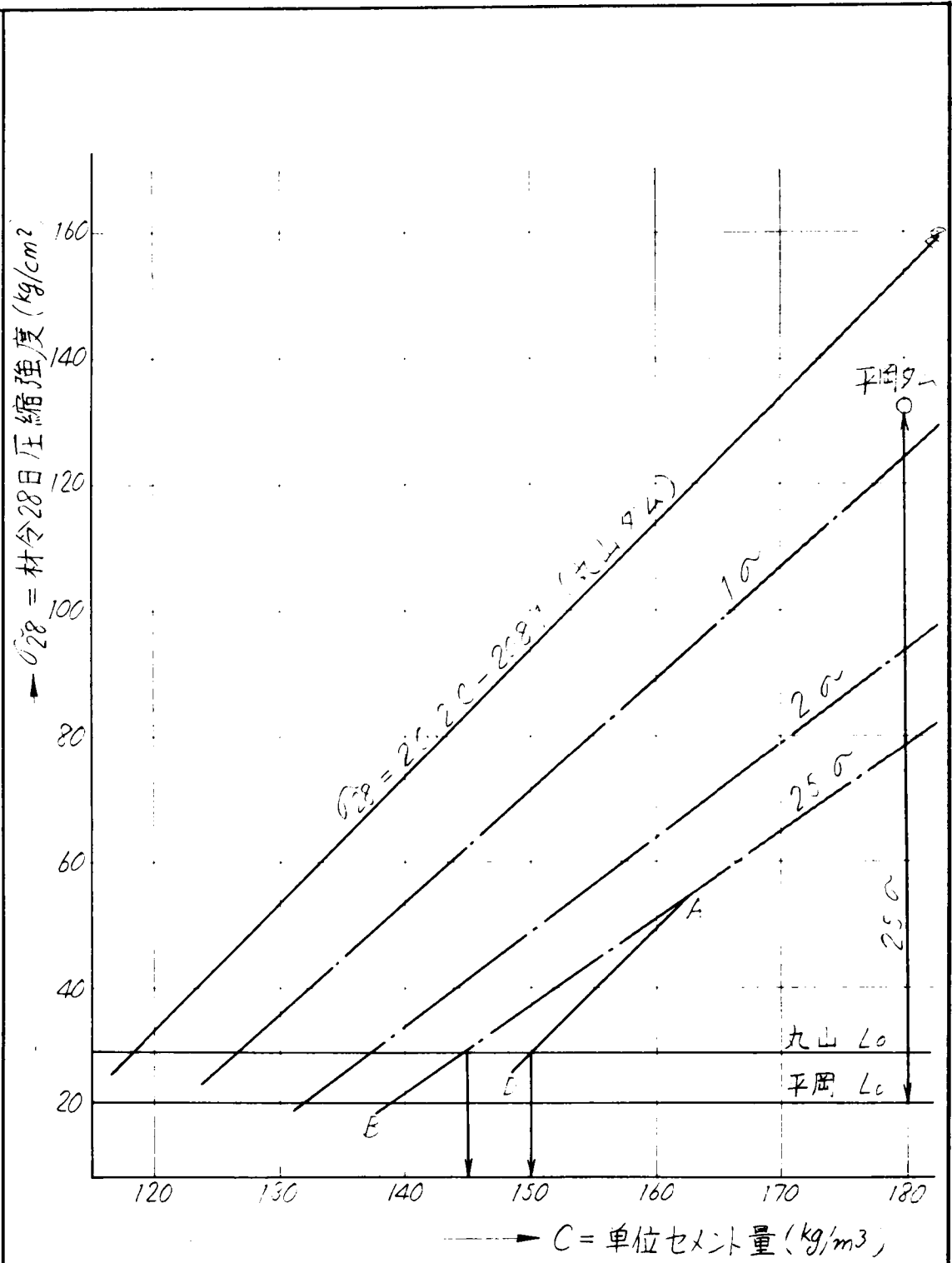


図 - 2 - 14

(IV) 平岡ダム の U

対比の重要な因子である平岡ダム の U については、表-2-4 からわかるように 4.1 バッチの実績によるものである。したがってそれだけの標本による変動域については $\alpha = 0.6\%$ に関して第一章の (1.7) 式が適用されて結果的には設計強度 $L_0 = 2.2$ 點に交錯する P_f が大きくなるのであるが、本項では $K = \infty$ として取扱つたので P_f は最少に評価したことになる。したがって逆に丸山ダム の P_f を少なくしたことになつて求められた結果は安全側である。

(V) これに対して丸山ダム の変動はたとえ多時点による追跡 (各 C について標本バッチ数が夫々あり、かつ C が多時点に存在するので 1 時点で求めるより精度は上つている) でも限られた標本点であるので、自由度を無限大とした取扱は若干の危険性をもつことになる。ゆえに C の少ないもので比較的標本バッチ数の大きい $C = 165 (Kg/m^3)$, $K = 1.5$ (バッチ) の変動を固定し、この点以下では図-2-12, (2.14) 式とか、図-2-10, (2.12) 式のように U および \bar{U}_{Test} が減少せず一定のものとして最小単位セメント量を最安全側で求めてみる。このためには図-2-14 において $C = 165$ と 2.5σ 線の交点 A から、 $\sigma_{28} = 2.0120 - 2.08.1$ 線に平行に AD 線を引き、AD 線と丸山 L_0 線との交点を横軸で読めば所求の最安全の単位セメント量 $C = 150 Kg/m^3$ がえられる。すなわちこの限界までは、たとえ変動が減少しないとしても平岡ダム に較べて安心して配合を低下できるのである。

なお $C = 150 Kg/m^3$ まで単位セメント量を低下した場合、コンクリートの圧縮強度については問題はないのであるが、その他の性質について若干の考察をのべておこう。

耐久性については現在本論で対象としているコンクリートがダム内部のマスコンクリートであり、その周囲は富配合のコンクリートで cover されているので問題はないであろう。

ウォーカビリチーについては図-2-13でみられるように、直線の附近に各現場ともその標本点がかかり密に分布しているので、この直線近傍では同程度のウォーカビリチーで打設することが可能であり、また管理できるものと考えられる。 $C = 150 \text{ Kg/m}^3$ については data は少なく、それも付表からわかるように、1カ月を経たものが2個づつあつただけであるが、一応この線の上部にあり変動がやゝ大きいとはいふものの、接近しており、スランプ3~5 cmにコントロールすることも可能と考えられる。しかし砂の粒度、形状がいちゞるしく変化しだせばとうてい打設不可能であつて、こうした原因によるミスバッチの数とか締固め労力を考えて決定すればよい。

つきに $C = 150 \text{ Kg/m}^3$ に下げた場合のコンクリートの水密性について、若干の考察を述べる。

§ 2. 単位セメント量低下に伴うコンクリートの透水性について

コンクリートの透水性の検討は次の2点に関して重要である。1つは重力ダムマスコンクリートの中には無数の空隙が散在していて、もし上流の貯水が滲入し、このような空隙を満して背面に達したときには揚圧力が Full に働いてダムを破壊に到らせるという学説によるものであり、いま1つは長年月の透水により、コンクリート中の石灰分が遊離し、透水と共に次第に除去されてコンクリートの強度が徐々に減退するという点である。しかしながらこの2点については決定的な決め方とか、絶対的な数値によつて規制することは困難であるため、定性的に既設のダム等を参考にして air void を完全に透水で満すまでの年数とか、滲透流速を比較してみる必要がある。ところがコンクリートの透水性について各要因にわたる総合的な研究は、丸山ダム建設当時にはわが国においてその例を見ず、また諸外国でもほとんどまとまつたものがなかつた。わずかに米国において Boulder dam 建設にあたり試みられた実験があり、^{11), 12), 13)} 本節ではこれを引用して丸山ダムのコ

ンクリートの透水性を推定することにする。

(1) 透水性の尺度

透水性の程度を表わすものとして、こゝでは Darcy の公式によつて示される透水係数 K_c を使用することにする。

$$\frac{Q}{A_c} = K_c \frac{H}{L} \dots\dots\dots (2.15)$$

- こゝに Q : 流出量 f_t^3/sec
 L : 滲透距離 f_t
 A_c : 透水面積 f_t^2
 H : 水頭 f_t

(2) Boulder dam 用実験結果表示の誤謬

文献，11)，P.395，Fig-8(A) (本文では図-2-15)，および文献，12)，P.382の表 (本文では表-2-11) でみられるように骨材の最大寸法とコンクリートの透水性に関する Boulder dam の report があるが，その結論として，コンクリートの透水性は最大骨材寸法によつて非常な影響をうけると述べられている。ところが図-2-15の各線は一定の骨材最大径の下に画かれてはいるけれども，コンクリート $1yd^3$ 当りのセメント使用量は一定していない。また表-2-11にもとづき，一定の W/C に対して最大骨材径を Mortar # 4， $1\frac{1}{2}''$ ， $3''$ ， $4\frac{1}{2}''$ ，と変化して実験を行つているが，各最大骨材径についてのセメント使用量には相当な差が認められる。したがつてこのような内容の下に推定された最大骨材寸法 $9''$ の推定線は単に骨材寸法のみを変化させたものではなく，同時にセメント使用量の変化も含まれていることになる。ゆえに文献，12) の結論の項でみられるように透水性は最大骨材寸法の影響のみに依存していると説明するのは誤りである。

表 - 2 - 1 1

個 数	C : S : G	最大骨材 寸法(吋)	W/C (%)	セメント量 bbl/yd ³	K _c × 10 ¹²
2	1 : 3.06 : 4.50	3 $\frac{1}{4}$	66	1.16	14
14	1 : 3.06 : 5.43	1 $\frac{1}{2}$	66	1.07	75
3	1 : 3.06 : 6.62	3	66	1.00	90
5	1 : 3.06 : 8.08	4 $\frac{1}{2}$	66	0.86	220
4	1 : 3.06 : 8.08	4 $\frac{1}{2}$	66	0.86	160

(3) 実験結果の修正と丸山ダムえの適用

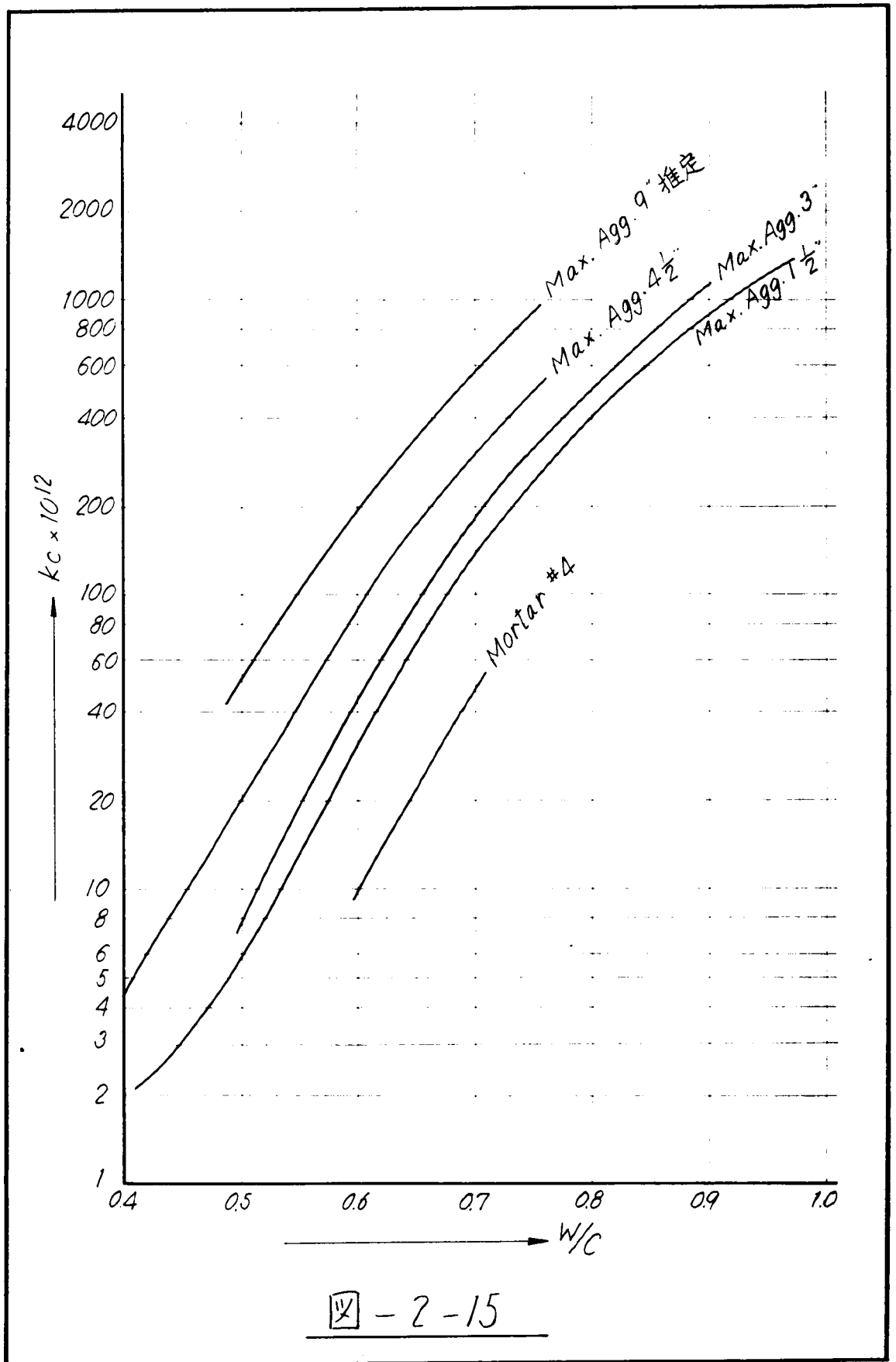
表 - 2 - 1 1 を利用して次の方法で図 - 2 - 1 6 を画く。

(a) 最大骨材寸法 Dⁿ を横軸に、透水係数 K_c を縦軸にとつて標本点を記入する。なお Dⁿ ~ K_c の関係直線は表 - 2 - 1 1 に記入した標本数を Weight にして最小自乗法で求めたもので、表 - 2 - 1 2 はその計算、結果はつぎのようである。

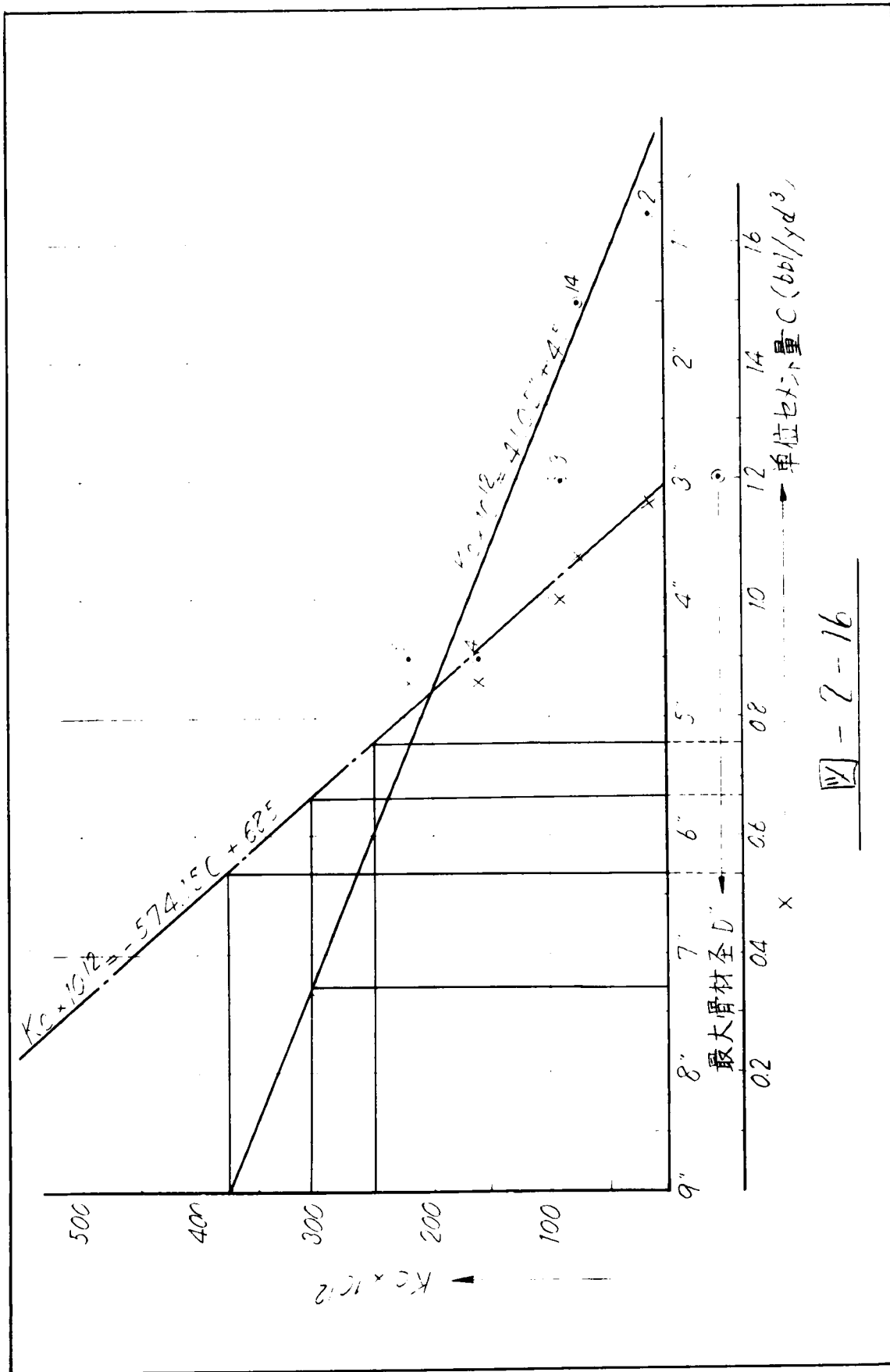
$$K_c \times 10^{12} = 41.0 D^n + 4.5 \dots\dots\dots (2.16)$$

(b) つぎに同じ図上で横軸に単位セメント量 C (bbl/yd³) をとり、縦軸は(a)と同様に K_c として表 - 2 - 1 1 の標本点をプロットする。なお C ~ K_c の関係直線は前と同様に標本数を Weight として最小自乗法で求めたもので、表 - 2 - 1 3 はその計算、結果はつぎのようである。

$$K_c \times 10^{12} = -574.15 C + 685 \dots\dots\dots (2.17)$$



四 - 2 - 15



四 - 2 - 16

表 - 2 - 1 2

	Weight	x	y	$N.x$	$N.y$	$N.x.x$	$N.x.y$
	N	$D^{\#}$	$K_c \times 10^{12}$				
1	2	$\frac{3}{4}$	14	1.5	28	1.125	21.0
2	14	$1\frac{1}{2}$	75	21.0	1050	31.500	157.50
3	3	3	90	9.0	270	27.000	81.00
4	5	$4\frac{1}{2}$	220	22.5	1100	101.250	495.00
5	4	$4\frac{1}{2}$	160	18.0	640	81.000	288.00
Σ	28			72.0	3088	241.875	1023.60
式	$241.875a + 72.0b = 1023.60$ $72.0a + 28b = 3088$						
常数	$a = 40.981$ $b = 4.496$						

表 - 2 - 1 3

	Weight	x	y	$N.x$	$N.y$	$N.x.x$	$N.x.y$
	N	C	$K_c \times 10^{12}$				
1	2	1.16	14	2.32	28	2.6912	32.48
2	14	1.07	75	14.98	1050	16.0286	112.350
3	3	1.00	90	3.00	270	3.0000	27.000
4	5	0.86	220	4.30	1100	3.6980	94.600
5	4	0.86	160	3.44	640	2.9584	55.040
Σ	28			28.04	3088	28.3762	292.238
式	$28.3762a + 28.04b = 292.238$ $28.04a + 28b = 3088$						
常数	$a = -574.153$ $b = 685.25$						

この図-2-16の使い方は、例えば最大骨材寸法 $6^{\#}$ (約150mm)の場合には $K_c \times 10^{12} = 250$ となり、そのときの単位セメント量 $C = 0.755$ bbl/yd³といたつたようにおこなう。したがつてこの図から最大骨材寸法 $9^{\#}$ の場合の透水係数を推定すれば $K_c \times 10^{12} \approx 375$ となり、文献(11)„ Fig-8(A)(本文の図-2-15)における $W/C = 66\%$ の点で推定した $9^{\#}$ の場合の K_c とよく一致しているが、セメント使用量は著しく少なく 0.53 bbl/yd³(約 120 Kg/m³)となる。

図-2-16において data の散布をみると、最大径 $D^{\#} \sim K_c$ の関係よりも単位セメント量 $C \sim K_c$ の方が算定直線に密のようであるから、Boulder dam の report のように $D^{\#} \sim K_c$ で整理するよりも $C \sim K_c$ で整理し、単位セメント量の変動を透水性の主要因として取扱う方が妥当と考えられる。また AE 剤を使用していないこのような実験では 0.53 bbl/yd³(約 $C = 120$ Kg/m³)において上記のような K_c を期待することは不可能な点である点を併せて考えれば一層、骨材の大小による data のまとめかたが不十分なことが了解されるであろう。若し図-2-15の $9^{\#}$ の推定線が正当であるとすれば $C \sim K_c$ 線は直線とならずに2次または3次の曲線として $C = 0.8 \sim 0.5$ の間で curve up しなければならない。

さて丸山ダムを対象とした場合には $C = 150$ Kg/m³(0.667 bbl/yd³)では図-2-8, 9, および(2.10), (2.11)式より $C = 150$ で $\sigma_{28} = 93.7$ 兆、ゆえに $W/C = 65.9 \approx 66(\%)$ となつて図-2-16の条件と一致するのでそのまま使用できることになり $K_c \times 10^{12} = 300$, $7\frac{1}{4}^{\#}$ (> 150 mm)と求められる。

なお先程心配した curve up の問題であるが、 $C = 0.667$ bbl/yd³の位置は実存する data から差程離れておらず、また骨材寸法も丸山ダムでは 150 mm(約 $6^{\#}$)であるのに対して $7\frac{1}{4}^{\#}$ で $K_c = 300 \times 10^{-12}$ であるので実際には $K_c \times 10^{12} = 300$ 程度と察せられる。たゞ本項(5)の検算には安全のため $K_c = 500 \times 10^{-12}$ で演算する。

(4) 配合比の比較

(3)でも W/C についての比較を行つたが、こゝでは Boulder Dam と丸山ダムの配合比 $C : S : G$ を検討して実験結果利用の可能性を調べてみよう。表-2-11では配合比の中、最大骨材寸法に応じて G のみを変化させているので、図-2-17を用いて $7\frac{1}{4}$ のときの G を求めると 10.5 となる。

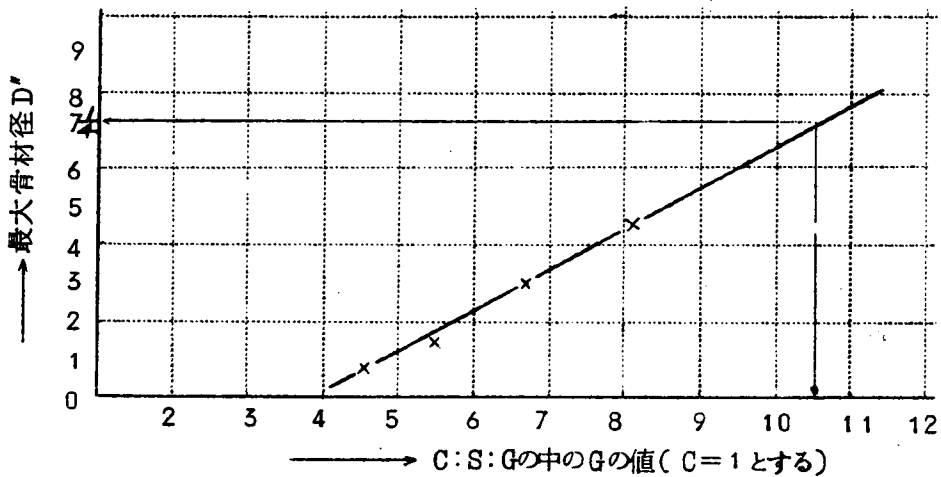


図 - 2 - 17

したがつて表-2-3, $C = 150 \text{ Kg/m}^3$ の項と対比すれば

Boulder dam $C : S : G = 1 : 3.06 : 1.050$

丸山ダム $C : S : G = 1 : 3.73 : 1.030$

となり大差ないことが認められる。

その他、Boulder dam の実験では Yosemite Special Cement という普通ポルトランドセメントを使用しており、丸山ダムでは小野田中磨熱セメント、砂は3階級に篩分けしているので Boulder にくらべて丸山では異常な欠点はみとめられない。したがつて以上の実験および比較を利用してつぎに透水量の計算、および年数を計算する。

(5) 丸山ダム $C = 150 \text{ Kg} / \text{m}^2$ 使用による透水量および Up lift を生ずるまでの年数の計算。

計算条件：

$$C = 150 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$\text{air void} = 3\%$$

ダムの基底部分 (堤高 89.5 m) におけるダムの厚さ 81.4 m (267 ft)

$$K_c = 500 \times 10^{-12}$$

計算方法：文献 (12), example (1), (d) の方法による。

$$Q = K_c \frac{H}{L} = \frac{500}{10^{12}} \times \frac{89.5}{40.7} = 1100 / 10^{12} \text{ (ft}^3 / \text{sec)}$$

$$= 3.115 / 10^5 \text{ (cc/sec)}$$

ゆえに 1 m^2 当り 1 日の透水量は 29 cc となり、 1 m^2 についての透水の高さは 0.029 mm 、これは蒸発量より小さい値である。したがって joint とか打継目の処置の方が肝要である。

また Up lift を生ずるまでの年数を t とすれば、これは air void を全部水で満したときに生起すると考えられるから

$$\text{air void} \times \text{distance} = 0.03 \times 267 = 8.01 \text{ ft}^3 / \text{ft}^2$$

$$\therefore t = \frac{8.01 \times 10^{12}}{1100 \times 3.1 \times 10^7} = 235 \text{ (年)}$$

$$\text{たゞし } 1 \text{ 年} = 3.1 \times 10^7 \text{ (sec)}$$

この計算には表面の富配合コンクリートの効果、排水孔、監査廊による脱水の影響は省略されているので、実際には更に長年月となる。おもうにダムの寿命は現今約 100 年と考えられており、発電用ダムは 80 年で原価償却という採算が行われているのをみれば、ここに求められた年数は極めて安全である。

第5節 結 論

本章において求められた結果を総合するとつぎのようである。

(1) A.M.Freudenthal の提唱した破壊の確率で構造物の安全性の尺度を決めることは妥当であるが、破壊の確率、そのものの求め方は池田哲夫氏による方法が理論的には正しい。

(2) しかしながら池田氏の方法を重力ダム設計に適用することは実際には不可能であつて、この解決には著者の提案した比較設計法によらなければならない。

(3) 比較設計法とは同じ程度の重要な構造物で、作用荷重の条件も同程度の場合には既設のオーソライズされた構造物と同じ程度の破壊の確率で設計、構築する方法をいう。

(4) 重力ダムのマスコンクリート部に比較設計法を適用する場合には次のことが考えられる。

(a) 重力ダムの設計の特質により、作用荷重は下限で0、上限で ∞ 、その間は連続的に変化する分布ではなくてある点で分布は不連続となり、残りの確率密度は $+\infty$ の点に集中する。したがつてある点 S_0 以上の作用荷重の分布は抵抗強度の分布の全体（すなわち確率1）にかゝるものであるから、この分については池田氏のように特別に両分布の生起確率と超過確率の相乗積を積分することは不必要となる。

(b) S_0 以下については本質的には池田氏の破壊の確率が適用されるべきではあるが、重力ダムの抵抗強度の分布を形成するための試料のサンプリング、およびダムの重要性を考えると、推計学では止むなく下限0までの分布とせざるをえないから生起の確率が存在することになるが、実際にそのような事態があつては由々しき大事であつて、現実には S_0 以下の抵抗強度が生起してはならない。ゆえに推計学的に求められる破壊の確率は極めて小なる値でなければならない。したがつて S_0 以下の

標本は生起しないことになり，実際の破壊の確率は $+\infty$ における作用荷重の確率密度となり， S_0 以下の抵抗強度の分布はそれ以下の標本が生起しないことの度合を表わすものにすぎない。

(c) この度合を P_f とすれば第一章の危険率 α は $2P_f = \alpha$ とすればよい。

(5) (1)~(4)の根拠により平岡ダムと丸山ダムの現場管理実績を比較すれば平岡ダムの P_f は材令28日のコンクリートについて0.6%で 2.5σ に相当するから，これに対応する丸山ダムでは，圧縮強度については $C = 145 \text{ Kg/m}^3$ ，安全をみても $C = 150 \text{ Kg/m}^3$ の配合を使用することが可能である。

(6) (5)の結論は $C = 150 \text{ Kg/m}^3$ の場合，耐久性，水密性，ウォーカビリティー等についても保証できる。

(7) (6)の水密性について応用した Boulder dam の report はそれ自体に誤謬があり，単に水密性は最大骨材寸法によつて影響されるものではなく，単位セメント量の変化も同時に考慮しなければならない。とくに図一2-16からはむしろ後者の影響の方がより重大と判断される。

上記の結果により丸山ダムで単位セメント量を低下するには次の点に注意しなければならない。

(i) 強度，透水性，耐久性，施工軟度の諸点より判断して，丸山ではコンクリート1立方メートル当りのセメント量を 150 Kg まで低下できる。

(ii) $C = 150 \text{ Kg/m}^3$ まで低下させるについては本文記述の \bar{x}_k ， U ， \bar{x}_{slump} ， U_{slump} ， U_{Test} は厳重に管理されなければならない。もし危険側にでるか，または現場の事情止むを得ぬ時（例えば或る範囲の骨材不足による示方配合の変更）には，セメント量を増して管理限界を緩にし以上の諸条件を満足する範囲でコンクリートを打設すること。

(iii) $C = 150 \text{ Kg/m}^3$ を採用する場合には現配合から 5 Kg/m^3 位づつ単位セメント量を低下させ，各階程で管理限界が本文の推定限界とあつているかどうかを確かめつゝ変化させること。

ⅳ) 本文の単位セメント量低下の理由は平岡ダムと丸山ダムの設備，その他の打設管理の実績の比較によるものであるから，別に材料の物理的または化学的な根拠による低下理由が出現すれば，本文同様の方法で同じ P_f となるように配合を低下させることができる。

現在では混合材としてフライアッシュの使用，セメントの質の向上，管理の良好により，電源開発株式会社，田子倉ダムでは $C = 140 \text{ Kg/m}^3$ (フライアッシュ25%含有) のコンクリートを打設している。

つぎに本章の論旨が一般にどのように反映しているかを説明する。

先づ本章の緒言でのべたように土木学会制定の旧コンクリート標準示方書¹⁾では重力ダムのマスコンクリートの単位セメント量は最低 180 Kg/m^3 であつたのが31年版¹⁴⁾では文献6)の影響により次のように変つた。

4章 配合 (ダムコンクリート)

28条 単位セメント量

(2) 単位セメント量は，材料の性質，施工設備，作業管理の程度，等によつて定めるものであるが，一般にその最小量は，内部コンクリートにおいて 170 Kg ，外部コンクリートにおいて 230 Kg を標準とする

こゝで注意すべきは 180 Kg と決つていたものが 170 Kg を標準とするということであつて，条文(2)項の各条件の如何によつては更に低下できることを認めるようになった。したがつてこの条文には現場の品質管理の程度ということが強く打出されたのであつて，これについては旧示方書に見なかつた¹⁴⁾次の条文が設けられた。

17章 品質管理 (ダムコンクリート)

81条 圧縮強度の許容限界

責任技術者の指示に従い、ミキサから排出されたときにとつたコンクリートの圧縮強度試験をする場合、各配合につき同じバッチから造つた供試体1～2個の材令91日における圧縮強度試験値あるいはその平均値は、つぎの条件を満足しなければならない。

上記の値は予め設計の基準とした材令91日における圧縮強度 σ_{91} の80%を、また引続きとつたどの5回の試験値の平均値も上記の σ_{91} を少なくとも20回に1回以上の確率で下つてはならない。

品質管理のためには、責任技術者の指示に従つて材令28日の圧縮強度試験によつてもよい。

すなわち本条によつて丸山ダムで求めた P_f とはちがうが P_f または α が $1/20$ という値で本文と同じ論旨において取入れられた。たゞ17章の構想には旧来の安全率(設計最大応力 \times 安全率)(安全率はダムの場合、一般に4～5を慣用している)の観念を入れているので、 P_f または α を $1/20$ という大きい生起の確率で規定したのである。上記でも分る通り、安全率の旧概念を改め科学的に破壊の確率から求めようとすれば、現実に建設する大ていの構造物では池田氏の理論的方法が適用できないために、比較設計法によらざるをえないであろう。ところが本章で解析したようにその根拠となるのは過去の資料に他ならない。今後盛んに新形式のダムが築造されることと思うが、これらの資料はその時には役に立たなくとも必ず後で莫大な利益と科学的経験を与えるものであることを確信する。

さて本章では計画技術の真髓ともいふべき安全性の確保と経済化をとりあげたのであるが、その効果について説明を加えておく。

(1) 品質管理の経済的効果について

丸山ダムにおいて単位セメント量 C を $150 \text{ Kg}/\text{m}^3$ まで低下できるということは、このダムの場合、一にコンクリートプラントの設備と関係者の熱心な管理の賜である。いま平岡ダムの $C = 180 \text{ Kg}/\text{m}^3$ と比較すると、

コンクリート1立方メートル当たり30Kgのセメントが節約できたことになり、ダム容積を50万立方メートルと見積ると30万袋となり、当時の単価500円としても15,000万円のプラスとなる。これからセメントに代る骨材費と1億円の輸入プラントと従来のプラントのコストを差引したものを除いても、約8,000万円は残り、さらにワン・マン・コントロールによる計量の正確と迅速な混合、打設能率の上昇と完成期の短縮、これによる発電開始日の早短による利益、セメント量低下によるcooling経費の節約と構造物の信頼性の高揚等を数え挙げるとその受益は実に莫大なものとなる。

(2) 技術的効果について

従来打設コンクリートの均質性について大いに宣伝されていたにもかかわらず、その裏付けとなるものは単に不均一なものより均一なものがよいという甚だ漠然たる考えであつた。ところが設備と配合設計者の手腕による管理程度はたゞちに経済的効果に影響し、当今財源窮乏の折柄、切実に管理技術の発展が要望される。要はダムの規模、現場の条件等を考えて所要の安全性を確保する範囲で、もつとも経済的なように現場の設備を決定し、それに応ずる管理を実行しなければならない。

なお統計的方法是決定論的なものではなく、定性的であつて実際には役立たないかのように批難されていたが、本文のような比較対象を行えば実用上必要な数値を明確に決定できるものである。

次章ではこのように莫大な利益をもたらす品質管理の効果をさらに高めるためには、どのようにすればよいかについて2.3の考えを説明する。

参 考 文 献

- 1) 土木学会制定：“コンクリート標準示方書”土木学会，昭．24.7 発行．P.165
- 2) 岩井重久・伊藤和幸：“推計学的安全率について”
土木技術誌，第8巻，第8号，昭和28.8
- 3) “Manual on Fatigue Testing.”A.S.T.M.1950 (Issued as
separate publication,STP.No 91)
- 4) A.M.Freudenthal：“The Safty of Structures.”
Proc.A.S.C.E.,Vol.71,No 8,1945
- 5) 池田哲夫：“構造物の設計法について。”土木学会第8回年次学術講
演会にて発表，昭．27.5，および京大土木工学科卒業論文，1181，
昭．26
- 6) 伊藤和幸：“現場打設コンクリートの品質管理とその効果”
土木技術誌，第8巻，第12号，昭．28.12
- 7) 藤本得：“AEコンクリートについて”中部電力株式会社，平岡水力
建設所，昭．26.10.17
- 8) 朝日水力建設所：“堰堤コンクリート配合設計”中部電力株式会社，
昭．27.8.15
- 9) 関西電力株式会社：“丸山発電所工事誌・土木篇”関西電力株式会社。
昭．31.7.20 発行
- 10) 統計科学研究会編：“新編統計数値表”河出書房，昭．27.6.10 発
行．P.53
- 11) A.Ruttgers,E.N.Vidal,S.P.Wing：“An Investigation of
the Permeability of Mass Concrete with Particular
Reference to Boulder dam.”A.C.I.,Vol.6,1935,Mar-Apr,
P.383

- 12) Author's Closures: "Discussion of a Paper by Messrs. Ruttgers, Vidal and Wing," A.C.I., Vol. 7, 1936, Jan-Feb, P. 379
- 13) "Boulder Canyon Project Final Report, Part VII, Cement and Concrete Investigation." Denver, Colorado, 1949.
- 14) 土木学会制定: "コンクリート標準示方書" 土木学会, 昭. 31. 11. 25 発行, P. 174 . P. 188

第3章 コンクリートの早期管理に関する研究

第1節 緒 言

第2章においては、品質管理の良否の如何が重力ダムの場合には、いかにその安全性と経済効果に大きく影響するものであるかについて説明したが、計画技術の観点からは未だに不十分なものが残されている。すなわち第2章第1節にも述べたように、圧縮強度試験は他の多くのコンクリートの特性値の試験を代表するものであつて、こうした意味では重要でもあり、また簡便にして重宝なものではあるが、第2章、結論にかかげた土木学会のコンクリート標準示方書の条文のように、現場試験まで材令91日、または28日のものを規準にしてもよいかどうかという点に問題があるわけである。いまや佐久間ダム、田子倉ダム、奥只見ダム等の大容量のコンクリート（100万～200万 m^3 ）を要する状況においては、1日に4000～6000 m^3 のコンクリートを打設することは常識であり、28日の材令とすれば、漸く試験結果が判明したときにはすでに現実に構造物に10万 m^3 近くのコンクリートを打つてしまつたことになつて、たとえ悪いと判つていても取こわすことすらできないことになる。まして材令91日においては、最盛打設月が連続したときには30万 m^3 となつて、もはや構造物の全体の最弱点部をもつダムが出現したことになつて、由々しき大事である。逆にたとえ現場の管理が非常に優秀であるということが判明したとしても、既に不経済なダムができてしまつた後のことであつて、コンクリート関係設備の価値、現場コンクリート関係者の努力は無意義な存在と化してしまふ。さらにこうした判定は最初の供試体の試験結果によつてただちに明かとなるものではなく、第2節でのべるようにながりの標本がととのつて、第2章の第2節でのべた抵抗強度の分布と適合しているかどうかを検定してからでないかと判らないから、ますます試験の意義を失うことになる。したがつて前章結論の示方書の指定材令は、第1章でのべた母平均の信頼限界法による供試体の個数と、棄却限界法による個数を対決させたと同様に、計画技術においても判然と研究室と現場といつたように区別しなければならない。すなわち現場試験における方法は、設計（または示方）にマッチしたようなコンクリートが将来できるかどうかを

あらかじめ想定できるようなものでなければならない。かかる現場試験を本文ではとくに早期管理と名付ける。

こうした方法は従来、各種の角度から試みられてきている。最も簡単な例は前章、緒言でのべたスラブ量測定試験とか、連行空気量測定試験とか、単位容積重量の測定試験といったように、まだ固まらないコンクリートの性質を判定しようとするものであつて、これならば打設する以前に良否が明かとなつて、前述の危惧が除かれるのであるが、各現場の資料から、これら、およびその組合せと長期材令における圧縮強度値との関係を調べてみても、ほとんど有用な相関関係を導出することができない。本来ならば圧縮強度に最も影響するのは、示方配合が一定とすれば \bar{W}/\bar{C} が挙げられるし、その測定計量のエラーも敏感にスラブにあらわれるはずであるし、空気量の多寡も影響することが研究室の試験で明らかであるから、必ず相関が導かれるはずである。しかし、現状がそうでないとなれば測定誤差、または計量誤差として想定した以上のエラーが大きすぎることによるものであろう。この解決として一番理想的な方法は、練つたコンクリートを今一度分析してみることである——所謂洗い分析試験——が、本法は余程、暇と理解と能力ある試験係がない限り、多忙な現場で、しかも打設最盛期などでは実行することが困難である。したがつて早期管理の方向は次の3つに大別される。

(1) 材料の管理

本法は材料さえある変動域に管理しておけば、一定の方法で混合し、練り、試験したコンクリートの試験は一定の変動域しか示さないとする考え方で、予備管理とも名付くべき性質の管理方法である。例えば前章で丸山ダムが平岡ダムにくらべて変動が少なかつたのは、技術者の能力は別として、第2節の現場の概要で示したように、平岡ダムでは砂は10 μ 以下1本であつたのに対して、丸山ダムでは3階級に分けて調整したためであろう。すなわち材料を予め変動の少ないように設備で管理していたことになる。

(2) 練つたコンクリートによる管理

本法は(1)に対する直接管理法とも名付くべきものであつて、練つてみて測定、計量のエラーを是正して、再び現場配合を矯正しようといった方法である。したがつて前者にくらべて多少、打設の時間まちとなつて、余り

長時間を要する方法は不適である。

本法に属するものとしては前にのべた

スランプ量の測定試験

連行空気量の測定試験

単位容積重量の測定試験

洗い分析試験

等が挙げられるが、この他、ソニック法による動弾性係数を測定して圧縮強度値に換算する方法も本法に属するとみてよい。

(3) 固つたコンクリートによる管理

固つたコンクリートによる管理方法は、(1)、(2)の方法では打設するコンクリートについては不良なものは構造物の一部としないという嚴重さを理想とするものであるのに対して、打設したものは仕方がないからなるべく早くその適性を判定する方法を見付けようではないかといつた管理である。したがつて過去の実績、コンクリート設備、自己の熟練度を想定し、それに起りうる危険な状態について幾分の安全さを前以つて配合設計強度（管理平均値 m ）に含めておくから、前2者に較べて若干の不経済さはまぬがれない。しかし何れもある程度の精度でしか推定できない現状であるので止むをえないと考えられる。さて本法については次の3つの方法が考えられる。

(a) 少標本での管理方法

少標本での管理とは、例えば材令28日の圧縮強度値のみで管理を行つた際に、当初に計画した各バッチの変動 $V(m, \sigma^2)$ に適合したものであるかどうかをできるだけ少ない標本で判定しようとするものであつて、任意の V バッチの標本の平均値で管理しようとする方法と、著者が第3節で提案する連続独立標本による管理方法とがこれに属する。

(b) 早期材令の圧縮試験による管理方法

(a)の方法は最終設計材令（28日又は91日）において、できるだけ少ない標本で早く管理しようという方法であつたが、本法は材令の早い供試体（例えば3日、7日、14日、等）の圧縮強度試験値によつて最終材令の変動を推定せんと試みた方法であつて、第4節に詳述する。なおこの方法によると、従来は現場実績の変動係数 $(U/\bar{x} \div \sigma/m)$ によ

つて管理の良否を批評しがちであつたが、これは大きな誤りであることを指摘できるとともに、もしそのような評価を行うには現場毎に2つの常数を求めて比較しなければならないことが説明できる。

(c) 早期に最終設計材令の強度をださせて管理する方法

これは(b)とはことなり、セメントの硬化速度を加熱、その他の方法によつて促進し、予め研究室で行つた比較試験表（普通の供試体の強度と硬化を促進して供試体の強度と材令の関係を示した表）に照して長期材令の強度を推定する方法で、(b)が自然的推定法であるのに対して(c)は人為的推定法と名付くべきものであろう。

以上で早期管理の概要を説明したのであるが、本章ではこの中、(3)、の(a)少標本による管理の中、従来の方法より更に検定精度のよい連続独立標本による早期管理、ならびに(b)の早期材令の供試体による管理方法について説明する。後者は先ず理論的な展開を行つて、こうした方法で早期材令による管理を行うにはどのような試験値が必要であるかを考察し、ついでそのような方法で試験されていない現状ではどのようにして実施すればよいかを各現場の実績に基いて説明する。

なお早期管理法として以上に分類した方法は、その何れか1つによればよいのではなく、もし品質管理の効果が大きいに期待される現場にあつては、余裕のある範囲でいくつかの方法を組合せて実施すれば、一層の成果が期待されることは明かである。

第2節 少標本による従来の管理

§ 1. 統計的品質管理の基本概念

第2章でも説明したように、品質管理は構造物の設計と関連させてはじめてその意義を見出し、効果を評価することができる。図-3-1はこの両者の関係を最も簡単に示したものである。すなわち図のD点は設計値であり、 φ -分布は生産される、またはされたコンクリートの品質の変動状況（確率密度函数）、Mは配合設計値であつて、 $\xi \cdot d$ （または $\eta \cdot m$ ）はこうした材質の変動を予定しての設計値Dからの割増量である。第1章

で述べたように、現場で打設したコンクリートの圧縮強度の分布は Gauss の誤差函数で示される正規分布をなすものと見做すことができるから、抵抗強度の分布 $\phi(x)$ の D 以下の非超過の確率で示される危険率 α を指定すると t が求まり¹⁾、 $t \cdot \sigma = \xi \cdot d$ の関係から割増率 ξ を求めることができる。

$$m = d + \xi \cdot d$$

$$\therefore 1 = \frac{d}{m} (1 + \xi) \dots\dots\dots (3.1)$$

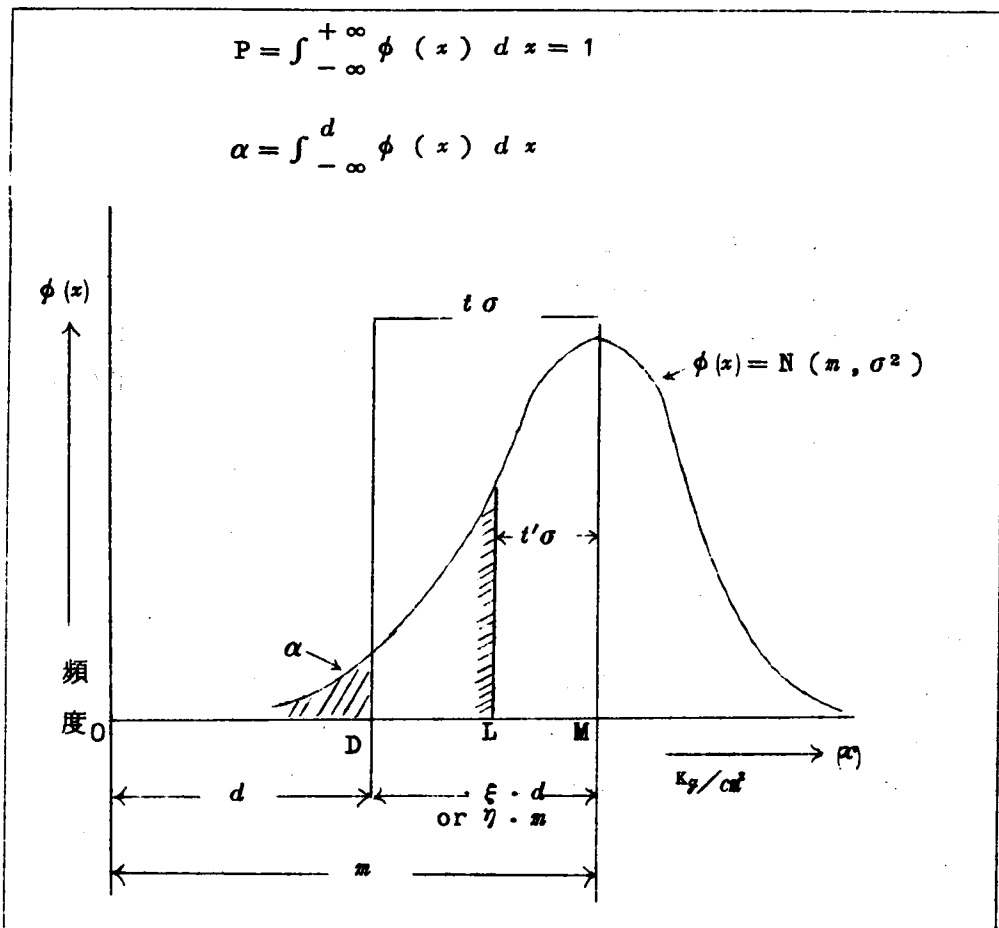


図 - 3 - 1 設計値と材料の変動の関係

また

$$m = d + t \sigma$$

$$\therefore 1 = \frac{d}{m} + \frac{t V}{100} \dots\dots\dots (3.2)$$

(3.1), (3.2) より

$$\frac{d}{m} \cdot \xi = \frac{t V}{100}$$

これに (3.2) 式の $\frac{d}{m} = 1 - \frac{t V}{100}$ を代入すれば

$$\xi = \frac{t V}{100 - t V} \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに m , σ^2 はそれぞれ抵抗強度の分布の母平均, 母分散,
 $V = \frac{\sigma}{m} \times 100$ (%) で変動係数を示す。第1章の供試体の個数の取扱
いでは, 直接には関係がなかつたので一応その概念をのべたにすぎなかつ
たが, 設計強度に対する配合設計えの割増量は (3.3) 式の割増率 ξ に設
計強度 d を乗じた値で得られる。

つぎに第1章, 第2章では設計強度 d なる点 D における抵抗強度の非超
過の確率 P_f , または α を論議したのであるが, D 点をば棄却限界, また
は管理限界等の表示を用いて説明した。これは材料の変動域を基準として
構造物の安全性を説いたからであつて, 実際は許容限界とでも呼称すべき
性質のものである。なせならば管理限界は単に D 点のみによつて決定すべ
き性質のものではないからである。例えば最も簡単な大標本の場合には,
分散 σ^2 について, 平均 m の上下限に m より 1σ , 2σ , 3σ 等の線を設定
すれば, もし大標本の母集団が当初に想定した変動 $N(m, \sigma^2)$ である
ならば, 標本の生起度は $m \pm 1\sigma$ 限界内では標本の 68.27% , $\pm 2\sigma$
内には標本の 95.45% , $\pm 3\sigma$ 内には標本の 99.73% の割合で表われ
ていなければならない。したがつて $\pm 3\sigma$ 限界内に標本の 99.73% が表
われていたとしても, $\pm 2\sigma$ 限界内に 95.45% とは違つた割合で標本が

生起していた場合には、かかる大標本の母集団は $N(m, \sigma^2)$ とは見做せないのである。このようなことは単に下限 D 点以下の非超過の確率だけを固定しても意味のないことであつて、それは単に構造物の安全性を保証する程度を示すにすぎず、管理としては上記の例では $1\sigma, 2\sigma, 3\sigma$ の各管理限界線を設定しなければならないのである。ゆえに本章では前に述べた許容限界とは違つたいものとして管理限界という語を使用する。

§ 2. 平均値による管理

抵抗強度の分布 $N(m, \sigma^2)$ の母集団から K 個の標本を抽出した場合、その K 個の平均値 \bar{x} の分布は $N(m, \frac{\sigma^2}{K})$ である²⁾。これは第 1 章でも説明したが、内容において大きい相違がある。すなわち第 1 章では上記の \bar{x} のかわりに 1 バッチ内からサンプルした供試体の試験値の標本平均 \bar{x}_i を用いたのであるが、ここでは毎バッチからえられる \bar{x}_i を 1 標本として、任意の K バッチの算術平均を \bar{x} とおいたのである。これは毎バッチの平均値の変動が 1 バッチ内の変動に律せられるものではなく、はるかに大きいものであつたからで、数理論の取扱としては同じ様にと扱える。

さてこのように \bar{x} の分散は $\frac{\sigma^2}{K}$ となるので、 $t\sigma$ を $t\sigma/K$ におきかえると 図-3-1 の考え方をそのまま適用することができる。すなわち α を指定すれば同様にして t が定まり、各バッチ数 K に応ずる \bar{x} の管理限界を設定することができる。いま図-3-1 の ξ に相当するものを ξ' とすれば

$$\xi' = \frac{tV/K}{100 - tV/K} \dots\dots\dots (3.4)$$

(3.4) 式において $K=1$ とすれば $\xi' = \xi$ であるから、 K の各値に対して α を変えることは妥当でない。

また m からの逓下率を η' として管理限界の位置を求めると、

$$\eta' = \frac{tV}{\sqrt{K}} \dots\dots\dots (3.5)$$

ただし

$$\eta' m = \xi' d$$

表-3-1, 2, 3, は各標本数 K (1~10) について, 各変動係数 V (%) に対応する m からの通下率 η' を計算したもので, 表-3-1は $\alpha = 0.6\%$, $t = 2.5$, 表-3-2は $\alpha = 5\%$, $t = 1.64$, 表-3-3は $\alpha = 10\%$, $t = 1.28$ を指定した。これらを図示したものが図-3-2, 3, 4である。

図または表の使い方は, 例えば管理の程度を $V = 20$ (%) と想定して設計した場合の連続5個の標本値の平均値は, 配合設計値 m より約 $\pm 0.15 \times m$ の範囲内になければならない。(ただし $\alpha = 5\%$ であるから10度に1度はこの判定に誤まりがある。)

§ 3. 本法の特長

平均値による管理法は, 実用上, 次の2つの特長をもっている。

1つは構造物の安全性を確保する基本概念は図-3-1のD点にゆずり, $K < 10$ の少標本でも図-3-2~4によつて K に応じて任意に管理限界を設定し設計上仮定した分布と同じものであるかどうかを検討することができる。

その2は前とは逆に数個の平均値が構造物の安全性を保証する尺度となる場合には, このような方法によらなければならないという点である。仮りに K 。バッチの平均値が安全性を示す尺度となる場合には, 指定の α によつて求めた t に対して $m \pm t \frac{\sigma}{K}$ が許容限界となるということである。例えばコンクリート壁の透水性などは, 水が通過するコンクリートの平均品質と関係があるものであつて, 局部的に非常に透水性のあるコンクリートがあつたとしても, 次に水密なコンクリートがあれば全体としての透水性は平均化される傾向にある。これと同様に強度についても, ロック・フィルダムの中央心壁型土質遮水壁の設計では円形滑り面の平均せん断抵抗が問題となるので, 最少抵抗力円形滑り面にある土質の平均化された性質が主として論ぜられなければならない。しかしながら強度の場合に注意し

表-3-1 平均値の管理限界 ($\alpha = 0.6\%$, $t = 2.5$)

K	t/\sqrt{K}	V						
		8	10	15	20	25	30	35
1	2.5000	0.200	0.250	0.375	0.500	0.625	0.750	0.875
2	1.7678	0.141	0.177	0.265	0.354	0.442	0.530	0.619
3	1.4433	0.116	0.144	0.217	0.289	0.361	0.433	0.505
4	1.2500	0.100	0.125	0.188	0.250	0.313	0.375	0.438
5	1.1180	0.089	0.112	0.168	0.224	0.280	0.335	0.391
6	1.0206	0.082	0.102	0.153	0.204	0.255	0.306	0.357
7	0.9449	0.076	0.095	0.142	0.189	0.236	0.284	0.331
8	0.8839	0.071	0.088	0.133	0.177	0.221	0.265	0.309
9	0.8333	0.067	0.083	0.125	0.167	0.208	0.250	0.292
10	0.7906	0.063	0.079	0.119	0.158	0.198	0.237	0.277

表-3-2 平均値の管理限界 ($\alpha = 5\%$, $t = 1.64$)

K	t/\sqrt{K}	V						
		8	10	15	20	25	30	35
1	1.6400	0.131	0.164	0.246	0.328	0.410	0.492	0.574
2	1.1597	0.093	0.116	0.174	0.232	0.290	0.348	0.406
3	0.9468	0.076	0.095	0.142	0.189	0.237	0.284	0.331
4	0.8200	0.066	0.082	0.123	0.164	0.205	0.246	0.287
5	0.7334	0.059	0.073	0.110	0.147	0.183	0.220	0.257
6	0.6695	0.054	0.067	0.100	0.134	0.167	0.201	0.234
7	0.6199	0.050	0.062	0.093	0.124	0.155	0.186	0.217
8	0.5798	0.046	0.058	0.087	0.116	0.145	0.174	0.203
9	0.5280	0.042	0.053	0.079	0.106	0.132	0.158	0.185
10	0.5186	0.041	0.052	0.078	0.104	0.130	0.156	0.182

表-3-3 平均値の管理限界 ($\alpha = 10\%$, $t = 1.28$)

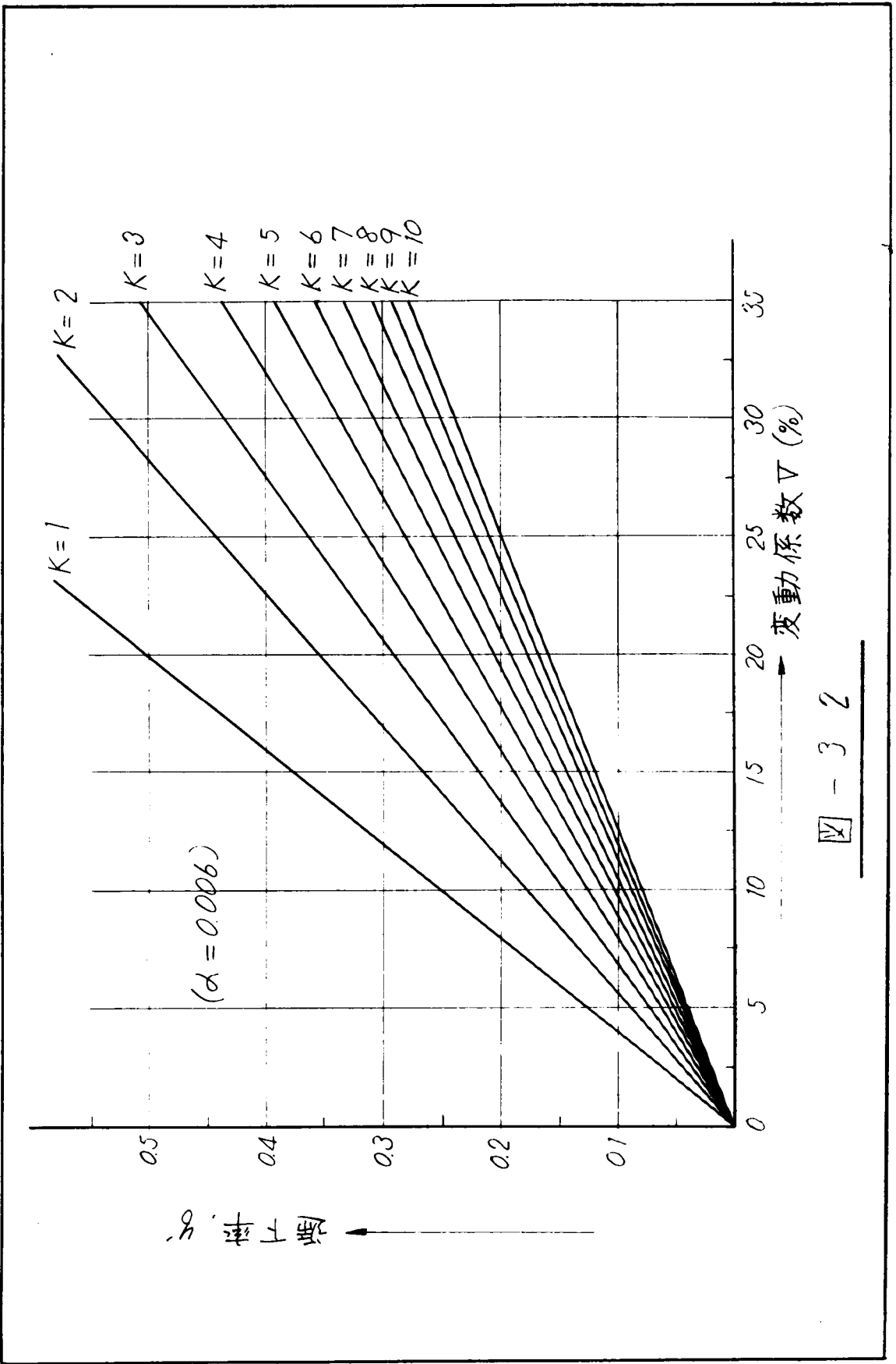
K	V t/\sqrt{K}							
		8	10	15	20	25	30	35
1	1.2800	0.102	0.128	0.192	0.256	0.320	0.384	0.448
2	0.9051	0.072	0.091	0.136	0.181	0.226	0.272	0.317
3	0.7390	0.059	0.074	0.111	0.148	0.185	0.222	0.259
4	0.6400	0.051	0.064	0.096	0.128	0.160	0.192	0.224
5	0.5724	0.046	0.057	0.086	0.115	0.143	0.172	0.200
6	0.5226	0.042	0.052	0.078	0.105	0.131	0.157	0.183
7	0.4838	0.039	0.048	0.073	0.097	0.121	0.145	0.169
8	0.4526	0.036	0.045	0.068	0.091	0.113	0.136	0.158
9	0.4267	0.034	0.043	0.064	0.085	0.107	0.128	0.149
10	0.4048	0.032	0.041	0.061	0.081	0.101	0.121	0.142

なければならないのは、弱点部の横に強いコンクリートがあれば幾分は平均化されるかもしれないが、異種の材質のコンクリートの併置は逆に不可解な二次応力を発生してその効力を相殺するかもしれない。したがって強度については安全を確保する意味では特別の理由のない限りその主要弱点部によつて構造物全体の安全性が左右されるものと考えなければならない。とくにダムでは第1章、第2章でものべたように1標本値の代表する打設コンクリート量は大容量のダムでは莫大なものであつて、現在の標本採取の程度では2の考えを適用することは妥当でない。

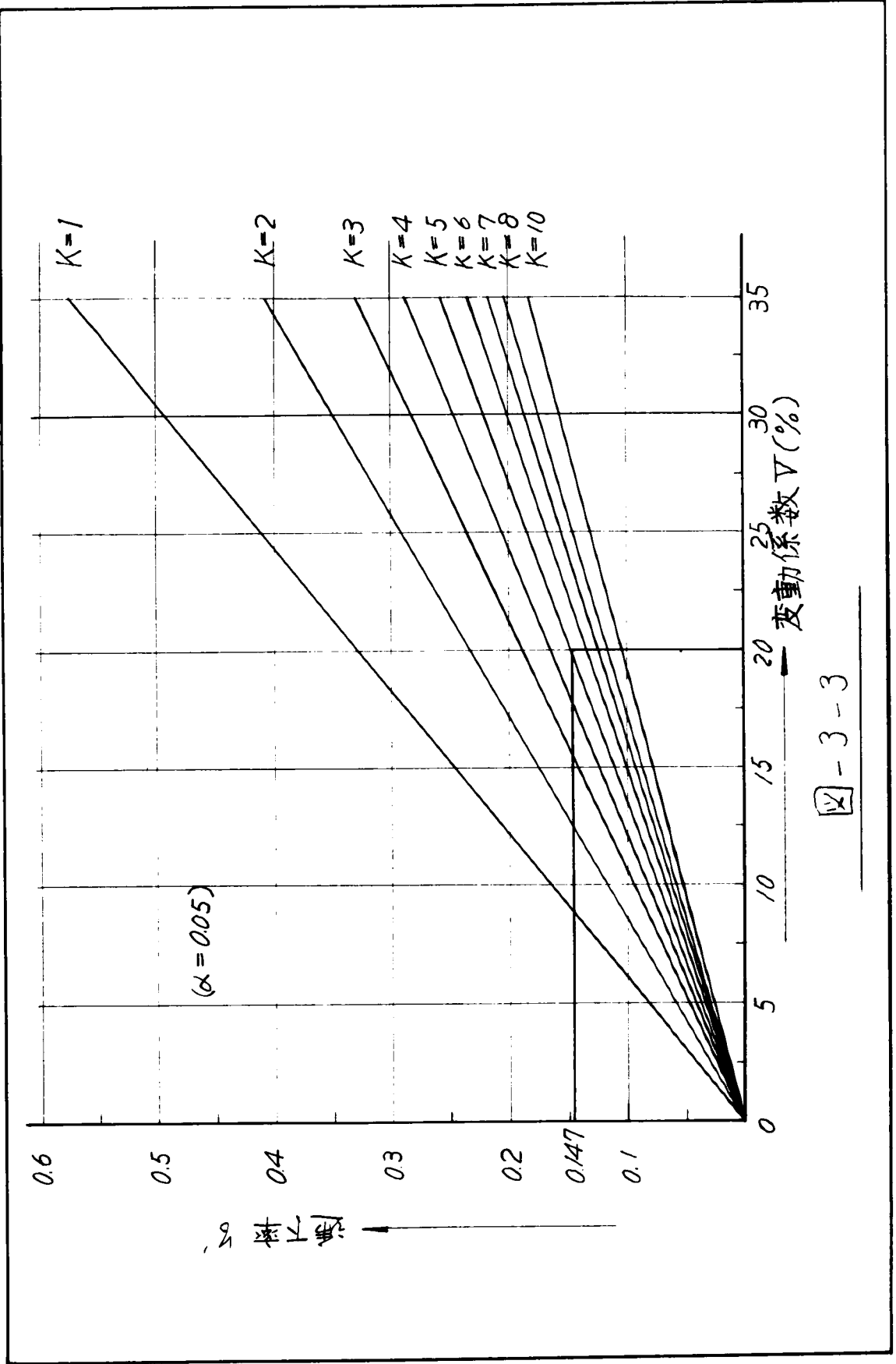
§ 4. 本法の適用例^{3), 4), 5), 6)} の批判

本項では米国における2, 3の例について条文を掲げて検討してみる。

- (1) Evaluation of Compression Test Results of Field Concrete.³⁾



□ - 3 2



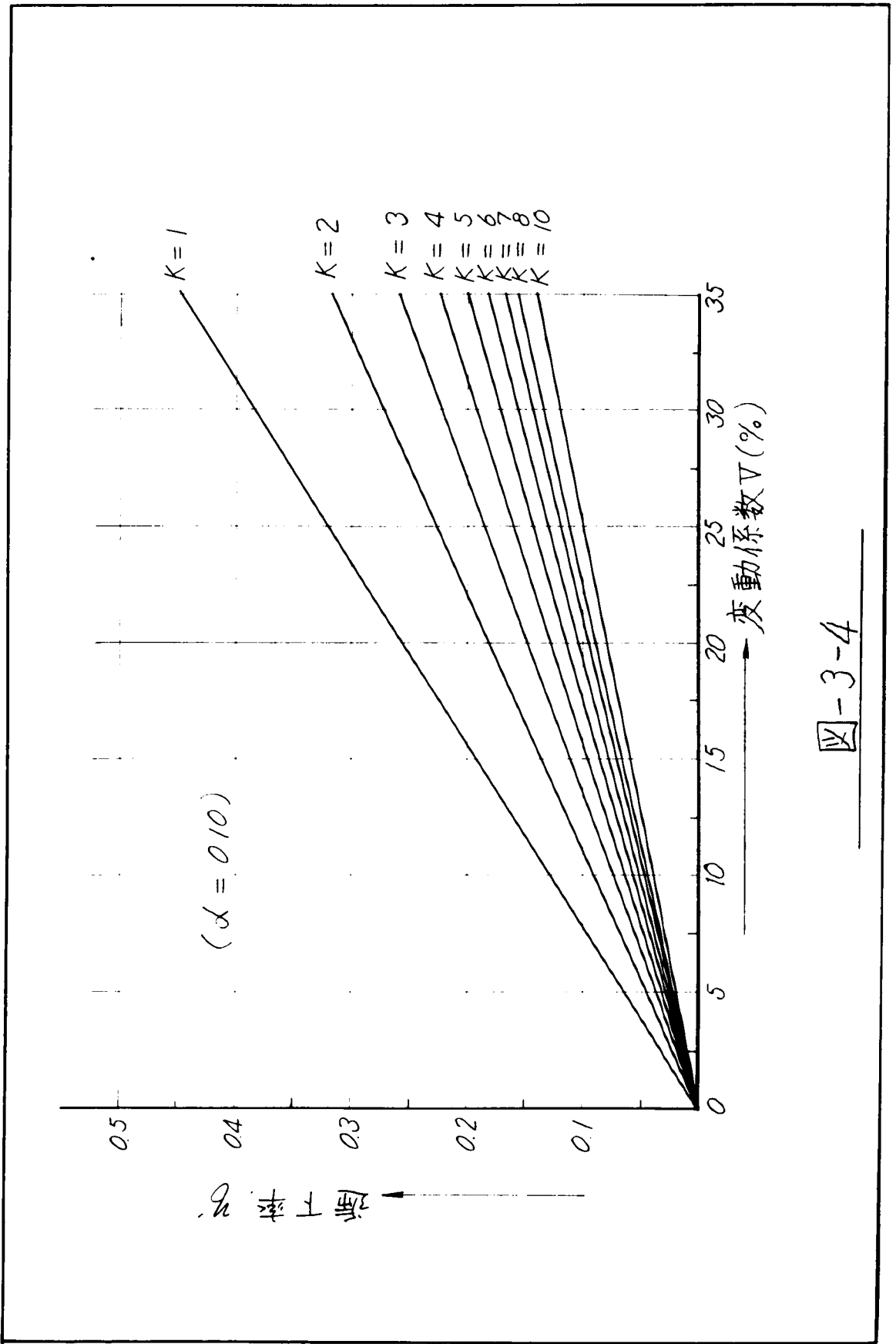


図-3-4

The average of all 28-day strength tests representing each class of concrete, as well as the average of any five consecutive strength tests representing each class of concrete, should be equal to or greater than the required concrete strength f_{cr} , and not more than one strength test in ten should be less than the specified design strength f'_c .

(2) A.C.I. Building Code.⁴⁾

304-Strength tests of concrete

(c) To conform to the requirements of these specifications, the average strength of the laboratory cured specimens representing each class of concrete as well as the average of any five consecutive strength tests representing each class of concrete shall be equal to, or greater than the specified strength, and not more than one strength test in ten shall have an average value less than 90 percent of the specified strength.

Criteria for Ultimate Strength Design.

A. 602-General requirements.

(f) Controlled concrete shall be used and should meet the following requirements. The quality of concrete shall be such that not more than one test in ten shall have an average strength less than the strength assumed in design, and the average of any

three consecutive tests shall not be less than the assumed design strength.

(3) A.C.I. Manual of Concrete Inspection⁵⁾

The Tolerance in strength tests is usually as follows: Not more than 10 percent of the specimens tested strength; and the average of all tests for a given period or portion of the structure must equal or exceed the required strength.

(4) Standard Specification for Ready-mixed Concrete.⁶⁾

(d) The average of all of the strength tests representing each class of concrete, as well as the average of any five consecutive strength tests representing each of concrete, shall be equal to or greater than the specified strength and no strength test shall have an average value less than 80 percent of the specified strength.

(5) 日本のコンクリート示方書については第2章，結論に掲げた条文参照のこと。

以上(1)～(5)の文献を通じて共通な点を挙げると次のようである。すなわち

“危険率 α_1 で，各標本値は $r \cdot d$ ($r = 0.8 \sim 0.9$)を下つてはならない。また危険率 α_2 で K 個 ($K = 3 \sim 5$)の平均値は d を下つてはならない。”

したがって問題の焦点は設計の基準であるD点を下げて $r \cdot d$ とし、平均値の管理限界をD点においたことである。

いま仮りにDを下げたことについては今後の材令による強度の増加を見込んだものとしよう。試験するのは4週または13週の強度が基準であり、実際に荷重が作用するのは相当後のことであるので、こうした意味ではDの遜下は妥当といえよう。しかしこの様な考えで許容限界を下げたのであれば、平均値の管理限界も同率の遜下を行うべきであるが、上述の規定では何れもこの点については触れていない。

またこれとは別に平均値の管理下限が構造物の安全性を確保する程度を表わすものとしてこれをDに対応させたのであれば、§3.の考え方となつてダムの場合には適切な処置とはいえない。

したがってダムの品質管理の基本概念はあくまでも図-3-1の構想にもとづくものであつて、設計時に想定した品質のコンクリートが、実際に打設されているかどうかを少標本で確認する意味においてのみ平均値による管理方式を適用すべきであつて、この意味においては少標本の個数を(1)~(5)のように固定する必要はなく、表-3-1, 2, 3のように標本が増える毎に逐次検討してゆくべき性質のものである。すなわちこれらの規定は、設計計画上必要な許容限界と、現場管理手法である管理限界を混同したものであると思われる。これに対して次の規定は危険率では甘いという難点はあるけれども理論としては筋の通つたものといえる。

(6) Concrete Manual

Criteria generally accepted by Bureau designers require that the strength of 80 percent of the test specimens be greater than the design strength designated on the drawings.

§ 5. 本法の欠点

平均値により、現場打設コンクリートの品質を管理することは少標本の

場合に適用できて非常に有用と思われるが、次のような欠点をもっている。すなわちその管理限界を定める場合に分散を σ^2 / K として算定した処にある。 σ^2 は設計当初の想定であつて実際に現場に打設したコンクリートの変動が σ^2 であつたかどうかはわからない。しかるにこれを σ^2 であるとして、この仮定の上に展開した理論が平均値の管理限である。したがつて厳密には等分散仮定の検定⁷⁾ を前以つて行わなければならない。この検定は母分散と標本分散を対比するものであるから、実際には $K=2, 3, 4, \dots$ の場合について一々標本分散を計算しなければならず、甚だ繁雑なものである。とくに § 3. でのべたように平均値のみで管理を実行したのでは、ダムのように弱点部が構造物の全体の安全性を左右するものにあつては、独立の個々の標本値が許容限に近い点にある場合は平均化されて判定が甘くなる傾向にある。こうした最下限の許容限界に近い点において各独立標本を生かし、さらに本法より精度の敏感な方法を次に説明しよう。

第3節 連続独立標本による管理⁸⁾

§ 1. 基本概念

図-3-1の構想において、D点は設計、または実験、過去の実測の経験、等により、材質の変動 $N(m, \sigma^2)$ は供給される各材料、機器の性能、設備、および現場配合責任者の能力により、危険率は構造物の重要性和経済性により、すでに確定したものと考える。

この際、上記の想定分布 $N(m, \sigma^2)$ から抽出された標本であるとするれば、図-3-1のL点に等しいか、またはそれ以下の標本がでる確率を P_1 とすれば、 P_1 は

$$P_1 = \int_0^L \phi(x) dx = \int_0^L \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}\right) dx$$

同様にして標本が2個連続してL点に等しいか、またはそれ以下である確率 P_2 は、

$$P_s = \left[\int_0^L \phi(x) dx \right]^2$$

したがって一般に K 個連続して L 点に等しいか、またはそれ以下である確率 P_k は

$$P_k = \left[\int_0^L \phi(x) dx \right]^k = \left[\int_0^L \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}\right) dx \right]^k \dots\dots\dots (3.6)$$

ゆえに $\alpha = P_k$ なる危険率 α を指定すれば K 個の標本が連続して下ることのない或る限界 L を決定することができる。この L を連続 K 個の標本の管理限界と名付ける。

§ 2. 連続独立標本による管理限界

図-3-1において $0 \leq L = \ell$, $L \leq M = \delta m$ とおけば、 α を指定した場合の連続 K 個の独立標本の管理限 (M からの距離、 δ は m に対する増減率でプラスのときは M より右方へ、マイナスのときは M から左方に限界を設定する。) $\delta \cdot m$ を定める δ は次のようにして求められる。

$$m = \ell + m \delta$$

$$m = \ell + t' \sigma$$

両式から

$$\delta = \frac{t' \sigma}{100} \dots\dots\dots (3.7)$$

いま、 $t' \cdot \sigma$ 以下の $N(m, \sigma^2)$ の非超過の確率を P' とすれば

$$\alpha = P_s = P'^k$$

$$\therefore P' = \alpha^{\frac{1}{k}}$$

したがって α を指定すれば各標本個数 K についての P' が定まり、 P' に対応する t' の値を表¹⁾から求めて(3.7)式に代入すれば δ が決定される。表-3-4, 5, 6は夫々 $\alpha=0.6\%$, 5% , 10% について、各標本個数 K , およびダム現場でおこりうる変動係数 $V(\%)$ に対する δ の値を求めたもので、図示すれば図-3-5, 6, 7, のようである。図で δ 軸の0より上方のものは m からの増加率を, 0より下方のものは m からの逓下率をあらわす。

表-3-4, 5, 6 および 図-3-5, 6, 7を用いて実際に現場で品質管理を行うには管理図に連続独立標本による $\delta \cdot m$ の管理限界線を記入しておけばよい。この際の限界線は当初に想定した分布 $N(m, \sigma^2)$ に対してのものであつて、図または表により $K=1, 2, 3, \dots$ の場合の管理限界を画く。

この線を夫々 l_1, l_2, l_3, \dots と名付ける。かくして標本値が新しく追加されるごとに管理図にプロットしてゆけば、 l_1 線以下には1個、 l_2 線以下には2個、一般に l_k 線以下には K 個、またはそれ以上の標本が連続に生起しておれば標本分布は想定分布と異なるものであると判定し、状況に応じて適切な処置を講ずればよい。

§ 3. 本法の批判

先ず本法と平均値による管理法とについて実例を挙げて比較してみよう。

いま平均値の管理限界を $\alpha=0.05$, $K=5$, $V=20\%$ として求めてみると図-3-3, または表-3-2から逓下率 $\eta'=0.147 \div 0.15$ であるから、平均値 M 点より約 $0.15m$ 下りの位置に下限管理限界が設定されることになる。したがつて標本値がすべて M 点より下方にあつても、その標本平均値がこの管理限より上方にあれば管理良好と判定される。これを連続独立標本で求めてみると、 $\alpha=0.05$, $K=5$, $V=20\%$ と前者と同じようにとれば表-3-5, または図-3-6により $\delta=+0.024 \div +0.025$ となつて M 点の上方約 $0.025m$ の位置に下限管理限界が設定される。それゆえ当初に想定した分布 $N(m, \sigma^2)$ ではこの限界以下に連続5個の標本はありえない(ただし $\alpha=0.05$)こ

表一三—四 連続独立標本による管理限界 $\delta \times 100$

$$(\alpha = 0.006 \div \frac{1}{160})$$

$$\alpha = \frac{1}{160} = 0.00625, \quad \log_{10} \alpha = 3.7958800 = -2.2041200, \quad P' = \alpha^{\frac{1}{k}}, \quad \log P' = \frac{1}{k} \log \alpha$$

K	$(\log_{10} \alpha)/k$	$\log_{10} P'$	P'	t'	V (%)						
					8	10	15	20	25	30	35
1	-22041200	3.7958800	0.00625	-2.50	-200	-250	-375	-500	-625	-750	-875
2	-1.1020600	2.8979400	0.07906	-1.41	-113	-141	-212	-282	-353	-423	-494
3	-0.7347067	2.2652933	0.18421	-0.90	-72	-90	-135	-180	-225	-270	-315
4	-0.5510300	1.4489700	0.28117	-0.58	-47	-58	-87	-116	-145	-174	-203
5	-0.4408240	1.5591760	0.36239	-0.35	-28	-35	-53	-70	-88	-105	-123
6	-0.3673533	1.6326467	0.42919	-0.18	-14	-18	-27	-36	-45	-54	-63
7	-0.3148743	1.6851257	0.48431	-0.04	-03	-04	-06	-08	-10	-12	-14
8	-0.2755150	1.7244850	0.53025	+0.08	+06	+08	+12	+16	+20	+24	+28
9	-0.2449022	1.7550978	0.56898	+0.17	+14	+17	+26	+34	+43	+51	+60
10	-0.2204120	1.7795880	0.60199	+0.26	+21	+26	+39	+52	+65	+78	+91

但し δ は (%) で表わしている。

表-3-5 連続独立標本による管理限界 $\delta \times 100$

$$(\alpha = 0.05 = \frac{1}{20})$$

$$\alpha = 0.05, \log_{10} \alpha = \bar{2}.6989700 = -1.3010300, P' = \alpha^{\frac{1}{k}}, \log P' = \frac{1}{k} \log \alpha,$$

K	$(\log_{10} \alpha) / k$	$\log_{10} P'$	P'	t'	V (%)						
					8	10	15	20	25	30	35
1	-1.3010300	$\bar{2}.6989700$	0.05000	-1.64	-13.1	-16.4	-24.6	-32.8	-41.0	-49.2	-57.4
2	-0.6505150	$\bar{1}.3494850$	0.22361	-0.76	-6.1	-7.6	-11.4	-15.2	-19.0	-22.8	-26.6
3	-0.4336766	$\bar{1}.5663234$	0.36840	-0.34	-2.7	-3.4	-5.1	-6.8	-8.5	-10.2	-11.9
4	-0.3252575	$\bar{1}.6747425$	0.47287	-0.07	-0.6	-0.7	-1.1	-1.4	-1.8	-2.1	-2.5
5	-0.2602060	$\bar{1}.7397940$	0.54928	+0.12	+1.0	+1.2	+1.8	+2.4	+3.0	+3.6	+4.2
6	-0.2168363	$\bar{1}.7831637$	0.60696	+0.27	+2.2	+2.7	+4.1	+5.4	+6.8	+8.1	+9.5
7	-0.1858614	$\bar{1}.8141386$	0.65184	+0.39	+3.1	+3.9	+5.9	+7.8	+9.8	+11.7	+13.7
8	-0.1626288	$\bar{1}.8373712$	0.68766	+0.49	+3.9	+4.9	+7.4	+9.8	+12.3	+14.7	+17.2
9	-0.1445589	$\bar{1}.8554411$	0.71687	+0.57	+4.6	+5.7	+8.6	+11.4	+14.3	+17.1	+20.0
10	-0.1301030	$\bar{1}.8698970$	0.74113	+0.65	+5.2	+6.5	+9.8	+13.0	+16.3	+19.5	+22.8

但し δ は (%) で表わしている。

表-3-6 連続独立標本による管理限界 $\delta \times 100$

$$(\alpha = 0.10 = \frac{1}{10})$$

$$\alpha = 0.10, \log_{10} \alpha = \bar{1}.00000000, P' = \alpha^{\frac{1}{k}}, \log P' = \frac{1}{k} \log \alpha$$

K	$(\log_{10} \alpha)/k$	$\log_{10} P'$	P'	t'	V (%)							
					8	10	15	20	25	30	35	
1	-1.00000000	$\bar{1}.00000000$	0.10000	-1.28	-10.2	-12.8	-19.2	-25.6	-32.0	-38.4	-44.8	
2	-0.50000000	$\bar{1}.50000000$	0.31623	-0.48	-3.8	-4.8	-7.2	-9.6	-12.0	-14.4	-16.8	
3	-0.33333333	$\bar{1}.66666667$	0.46416	-0.09	-0.7	-0.9	-1.4	-1.8	-2.3	-2.7	-3.2	
4	-0.25000000	$\bar{1}.75000000$	0.56235	+0.16	+1.3	+1.6	+2.4	+3.2	+4.0	+4.8	+5.6	
5	-0.20000000	$\bar{1}.80000000$	0.63096	+0.33	+2.6	+3.3	+5.0	+6.6	+8.3	+9.9	+11.6	
6	-0.16666667	$\bar{1}.83333333$	0.68129	+0.47	+3.8	+4.7	+7.1	+9.4	+11.8	+14.1	+16.5	
7	-0.1428571	$\bar{1}.8571429$	0.71969	+0.58	+4.6	+5.8	+8.7	+11.6	+14.5	+18.4	+20.3	
8	-0.12500000	$\bar{1}.87500000$	0.74990	+0.67	+5.4	+6.7	+10.1	+13.4	+16.8	+20.1	+23.5	
9	-0.11111111	$\bar{1}.88888889$	0.77427	+0.75	+6.0	+7.5	+11.3	+15.0	+18.8	+22.5	+26.3	
10	-0.10000000	$\bar{1}.90000000$	0.79433	+0.82	+6.6	+8.2	+12.3	+16.4	+20.5	+24.6	+28.7	

但し δ は (%) で表わしている。

とになり、平均値の管理限では良好と判定されたものでも連続独立標本による管理限に照した場合には不良と判定されることがある。こうした意味において本法は管理の良否の判定に対してより敏感な方法といえる。

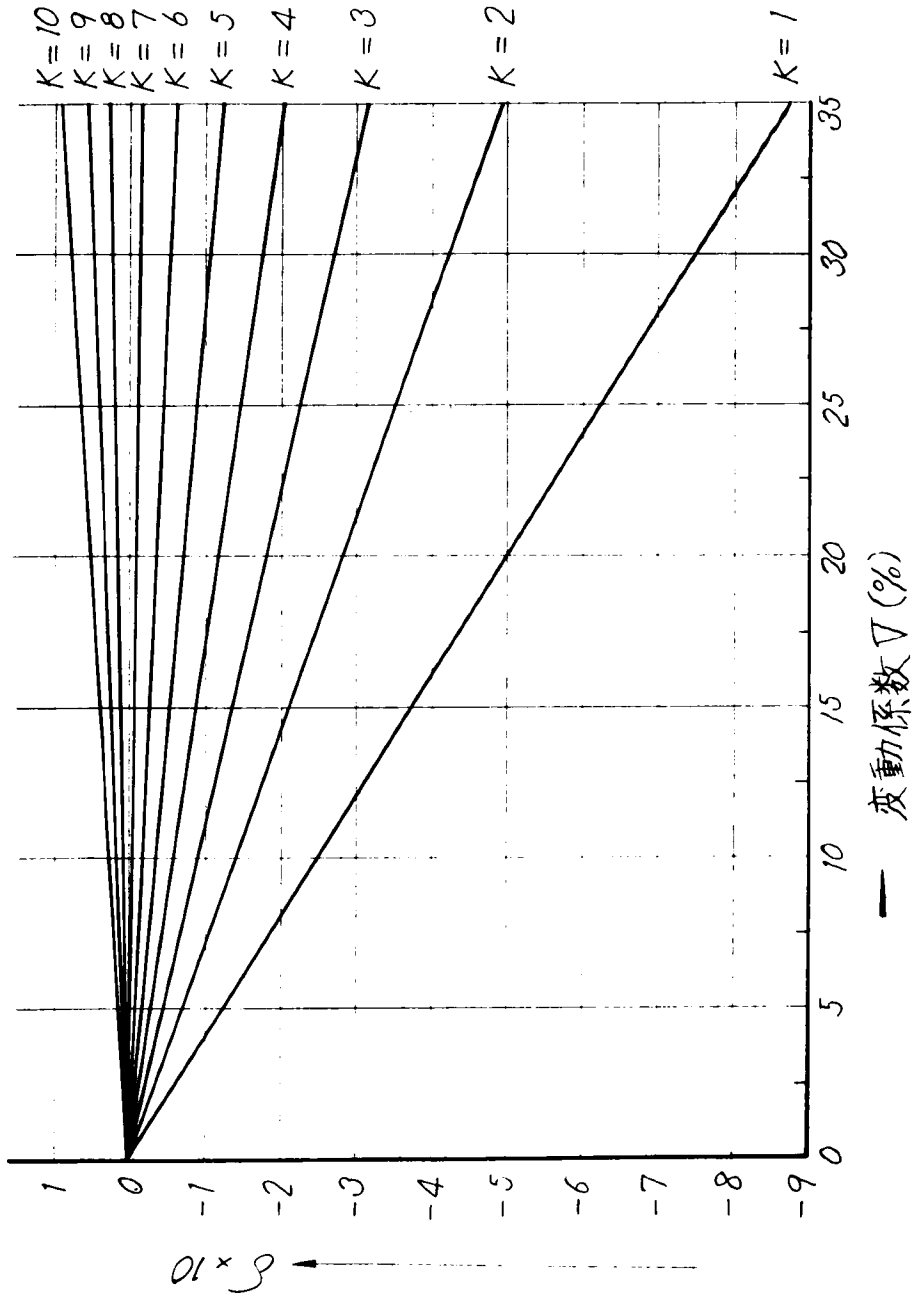
また§ 2.の終りの方に述べたように、平均値による管理法のように K 個つつとつてはその平均を求めて1々管理限に照し合わせるという手数が不要で、管理図に $\delta \times m$ 線を書いておけば、見ただけで判断ができるので便利である。

しかしながら本法の判定はそれが当初に想定した分布 $N(\mu, \sigma^2)$ であるかどうかを検出するだけであつて、否定された場合にはその原因が分散にあるのか、または平均値にあるのかは、不明である。かかる欠点については平均値による管理方法と同じものであつて、限界外に出たものについては同様に等分散仮定の検定、および等平均仮定の検定により判定しなければならない。ただ第2節の方法が1つ1つ計算しなければならないのに対して、本法のものは限外に現れたものについて行えばよい。また限外に出る場合でも、原因が判つている場合にはその必要がない。つぎに想定分布 $N(\mu, \sigma^2)$ と打設コンクリートの分布の関係について本法を分析してみよう。

(a) 図-3-8 の場合

図-3-8 の $\varphi_1(x)$ は当初に想定した分布で $\varphi_2(x)$ は実際の打設コンクリートの分布である。いま α_1 を一定とした場合に K 個の連続独立標本の管理限を求めると $\varphi_1(x)$ に対しては L であつたとする。このとき $\varphi_2(x)$ の K 個の管理限($\alpha = \alpha_1$)を L' とする。

さてこの場合には L' 以下に K 個の標本が出現しても L と L' 間に最少1個の標本があれば $\varphi_1(x)$ については L 以下に $(K-1)$ 個の標本が現われていることになり、本法では良好と判定されてしまう。すなわち甚だ危険な場合である。しかし実際の管理では管理限界は K の各値についていくつも設定されており、 L 以下の何れかの限界で検出されるか、または K が多くなるにつれて別に行う等分散仮定の検定、および等平均仮定の検定で検出される。



— 変動係数 V (%)

図-3-5 連続独立標本の管理限界

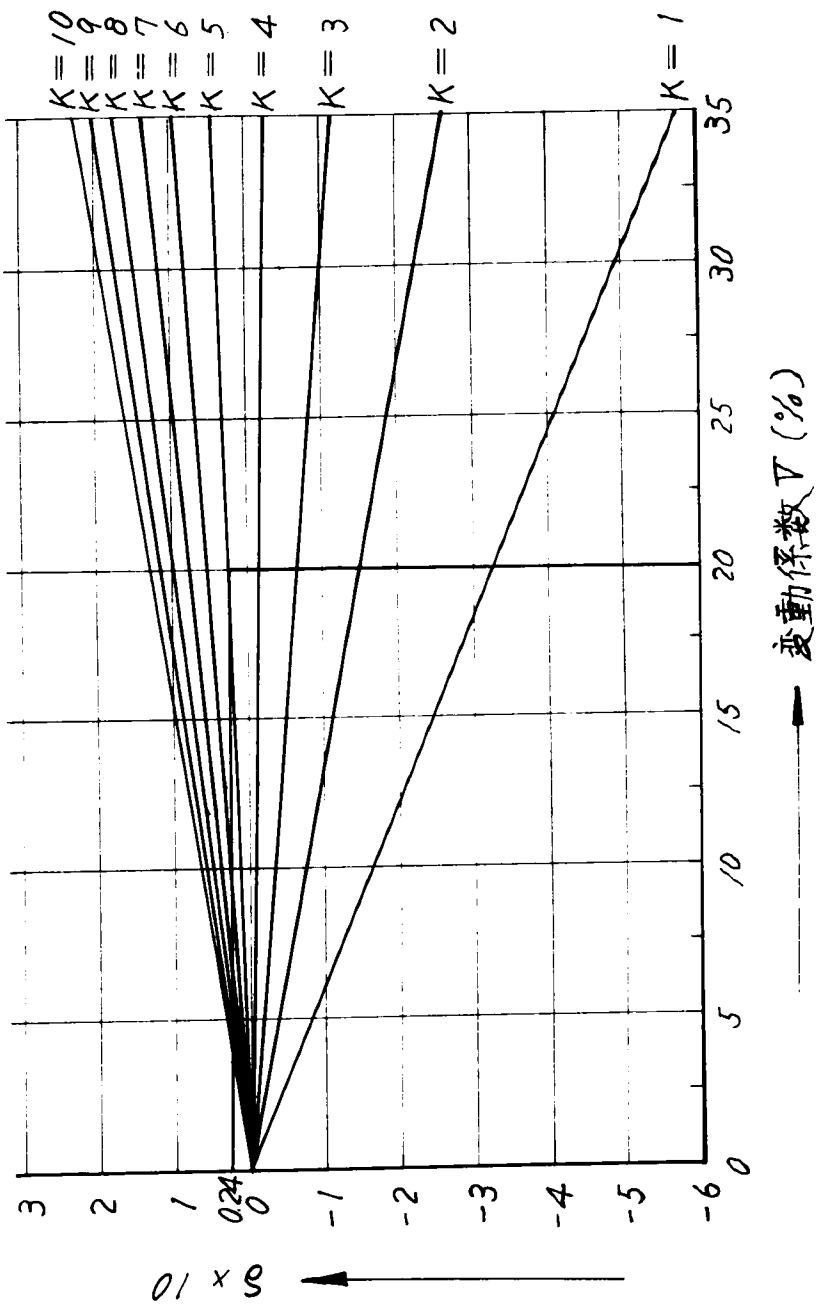


圖-3-6 連續獨立標本管理限界

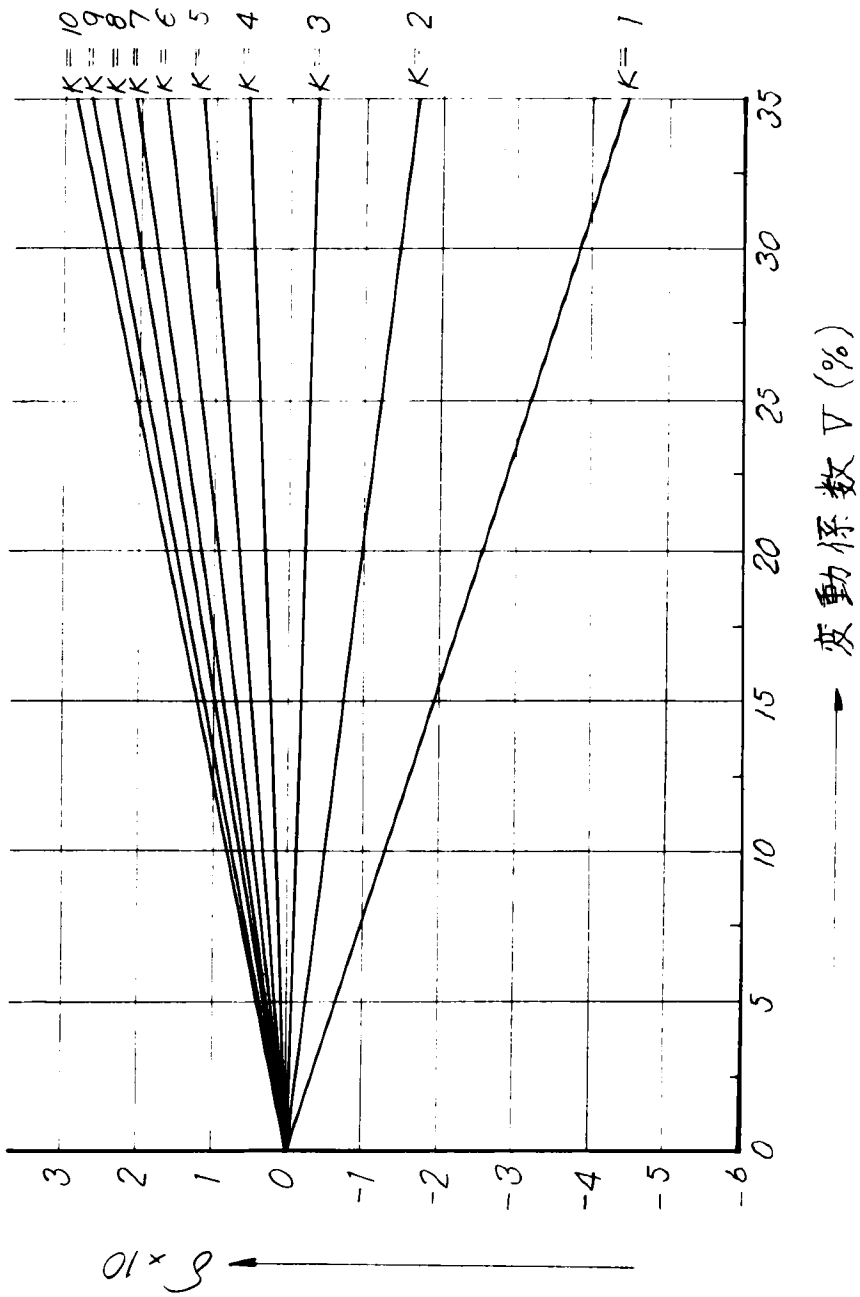


図-3-7 連続独立標本の管理限界

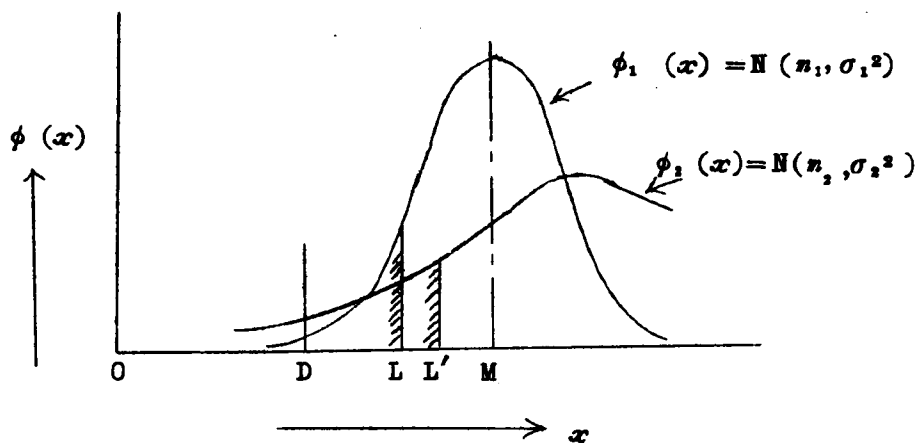


図 - 3 - 8

(b) 図 - 3 - 9 の場合

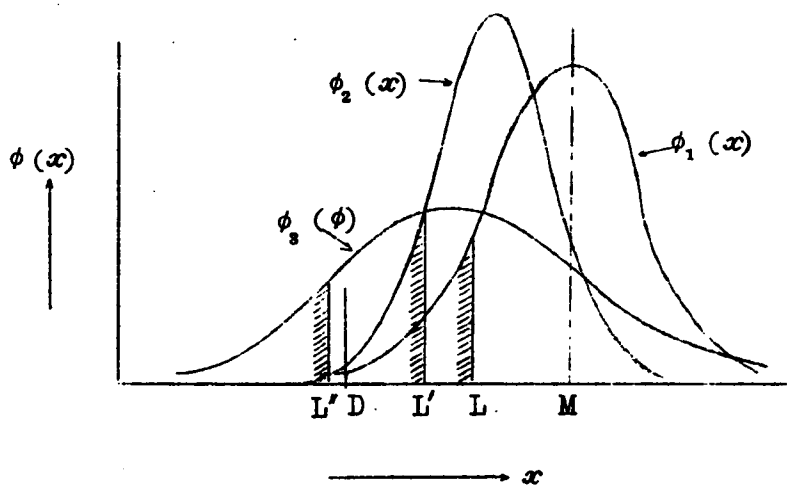


図 - 3 - 9

図 - 3 - 9 の $\phi_1(x)$ が想定分布, $\phi_2(x)$, $\phi_3(x)$ が実績

の分布である。(a)のときとは逆に L に対して L' , または L' が下方にある場合の検討である。これを $\varphi_2(x)$ と $\varphi_3(x)$ の2つの場合について検討してみよう。

(ii) $\varphi_2(x)$ の場合には L' で R 個であるから、それより上位に L があるのでさらに多くの標本数まで許容されるはずである。ところが標本数は同じで L 点で管理するから、 $\varphi_2(x)$ の分布であれば本検定法では十分に検出できる。

(iii) $\varphi_3(x)$ の場合、すなわち分散が当初に想定したものよりも少なく、しかも D に関する危険率が α 以下の場合である。(ii)と同様に L' は L より下位にあるために、この場合も本法によつて検出され、配合変更等の処置が講ぜられることになるが、実際にはそのように取扱うことはできない。なぜならば現場において打設したコンクリートの過去の実績を調べてみると、短期間では想定分布の分散よりかなり少ないものが多い。しかしながら何等かの要因によつてこうした良好な状態を維持することができないようになるものであつて、比較的長期間の資料をみると分散は相当に増加するものである。したがつて $\varphi_3(x)$ のような少標本で分散の小さいものについても安全のために配合を変更して、より良質のコンクリートに改めなければならない。ただしこの場合には配合変更による母平均値の位置の移動を記憶しておいて、それ以後の標本を整理する場合にも、以前の標本に平均値のずれだけ加算したものを新しく標本とし、以後の標本に加えて R の数を増やし、検定精度を上げるようにすべきである。

さて(a), (b)の説明からみてもわかるように連続独立標本の管理方法は、下限の設計許容限に関して最も敏感な方法である。したがつて構造物の安全性を所定の範囲に確保するという意味からは簡便にして効果ある方法といえるけれども、(b)の(iii)にみられるように、経済性については十分とはいえない。後者については平均値の管理方法も同様である。これは少標本の止むを得ざる処置であつてその後、標本数が増加して標本分散なり標本平均値なりが適当な精度で確定し、その程度の変動を維持する

に足る要因が判明したときには、Dに関して所定の α となるように平均品質(m)を下げるができる。この要因の追究こそ構造物の安全性の確保とともに品質管理の最大の目標とすべきものである。

(a), (b)の考察により連続独立標本の管理限界で否定される打設実績の場合には、最小ではこの管理限を満足する程度まで、最大では標本平均値と母平均値の差だけ、コンクリートの品質を改良するために示方配合を変更しなければならない。

以上は下限の管理であつたが 表-3-4, 5, 6 および 図-3-5, 6, 7 の δ の値はそのまま上限値の管理にも適用されるはずであるが、この場合には考え方が全く逆になる。すなわち 図-3-10 は 図-3-8 に対応するものであつて、この場合には $\phi_2(x)$ の L' 以上に K 個またはそれ以下の連続独立標本が表われることがあつても、 $\phi_1(x)$ の L 以上に K 個の標本が表われることはありえない。(ただし α にて)。したがつてこの場合は除外できる。

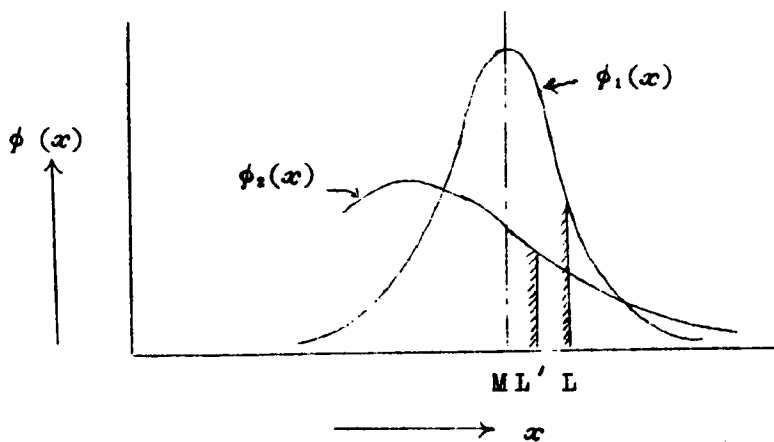


図-3-10

つぎに 図-3-9 に対応する 図-3-11 の場合であるが、前と同様に $\phi_1(x)$ と $\phi_2(x)$ とがあつて何れに属する標本であるかは判定できない。したがつて標本の数が整備して十分な検定精度ができるまでは安全のためコンクリートの品質を低下させないことが望ましいが、あえてそれを行う場合には $\phi_3(x)$ のような分布があるかもしれないので下限値の管理は特に厳重に行わなければならない。

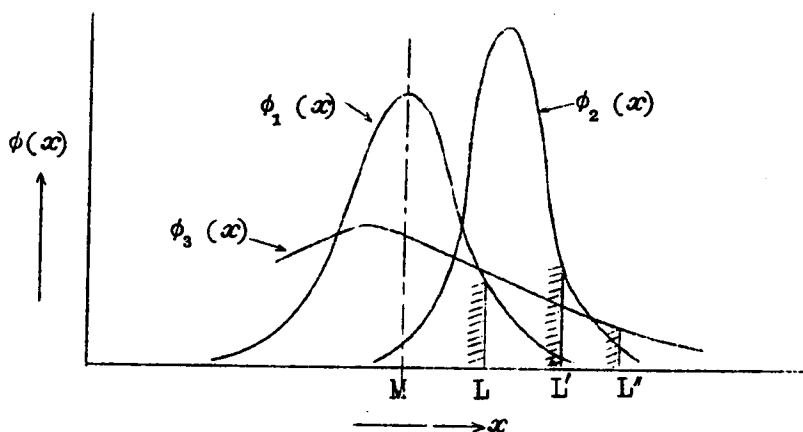


図 - 3 - 1 1

なお D に関する危険率 α は設計上決定される数値であるが、連続独立標本の管理に使用する危険率は判定に対する一種の信頼性を示すものであるから必ず同じ値にとる必要はない。

このように α または α を加減して管理限界を調整するよりもむしろ安全性の意味からは毎バッチの変動 σ_k^2 を当初想定したものより小さくとして、平均 m はそのままとしこの過小評価の分散で管理限界を設定すればよい。

第 4 節 早期材令の供試体による管理

§ 1. 基本概念

前節の方法により少標本でも管理図上で 1 つ 1 つ確認しつつ簡単に管理

することができるようになったのであるが、基準材令（28日または91日）の供試体を試験する限りは実用的効果に乏しい。したがって本節では材令の若いコンクリート供試体の圧縮試験値によつて早期に管理を行う方法について考えてみる。

一般にコンクリートの供試体の圧縮試験による強度の値は、材令が増すにつれて増加するが、その増加率は次第に減少して行く。図-3-12はコンクリートのこのような材令と圧縮強度との関係を schematic に示したものである。この図のO-P曲線は示方配合決定に際して予め現場打設前に行われた試験によつて画かれるべきものであつて、現場に打設されたコンクリートの平均品質はO-P線に一致するものでなければならない。しかし実際にはO-P線を中心にしてコンクリートの品質はかなりの変動を示すものであるから、図の材令A、およびBでは夫々 $\phi_A = N(\mu_A, \sigma_A^2)$ 、 $\phi_B = N(\mu_B, \sigma_B^2)$ のように分布することになる。したがつて ϕ_A の分散と ϕ_B の分散との間に或る特定の関係が見出されれば、Bが基準材令であつても、それより早いAの材令でコンクリートの品質管理を実行することができるのである。ゆえにこの関係についての基本概念を次に述べてみよう。

先程も述べたように一般にO-P曲線は単調に増加し、その増加率はまた単調に減少するものと考えられるから、原点Oを通るb次の曲線 $S = a_M t^b$ で近似させることができるであろう。ここにaは常数、サフィックスMは平均品質曲線上、すなわちO-P曲線上の意味であつて、図のO-K曲線ではサフィックスKを付ける。またtは材令(日)をあらわす変数でSは強度(K_f/cm^2)である。他方、O-K曲線もO-P曲線とやや違つたコンクリートではあるから、次数は同じで係数のみを変化するものと仮定しても大差ないから $S = a_K t^b$ となる。この両者の関係から $M_B = k M_A$ のときには $K_B = k K_A$ となる。同様にO-L曲線については $L_B = k L_A$ となる。

さて、材令Aにおいて強度 K_A （または L_A ）の標本が表われたとすれば、材令Bにおけるその標本の最確値（Most probable value）は以上の仮定によつて K_B （または L_B ）である。ところがAからBに移行す

間の事態の相違（例えば供試体の保存の状態，とくに養生水温等）によつて K_A の最確値である K_B とはならず K_B を中心としてある分散で変動するものと考えられる。このような材令 A から材令 B に移行する間の試験方法による分散を σ_0^2 とすれば，材令 B における $0-K$ ， $0-L$ の分布は夫々 $\phi'_K = N(K_B, \sigma_0^2)$ ， $\phi'_L = N(L_B, \sigma_0^2)$ となる。しかしながら ϕ'_K に属する標本が材令 A において生起する確率と， ϕ'_L に属する標本が材令 A において生起する確率とは， ϕ_A 分布における K_A の確率密度と L_A の確率密度（それぞれ図-3-12 の材令 A において K_A ， L_A からたてたハッチした部分の面積で示される）であるから，材令 B における E なる位置での ϕ_K 分布（ ϕ'_K 分布に K_A の確率密度を考慮したもの）の確率密度 P_K は次式のようなのである。

$$P_K = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_0} \exp\left(-\frac{(E-K_B)^2}{2\sigma_0^2}\right) \\
 \times \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_A} \exp\left(-\frac{(K_A-M_A)^2}{2\sigma_A^2}\right) \Delta y \dots\dots\dots (3.8)$$

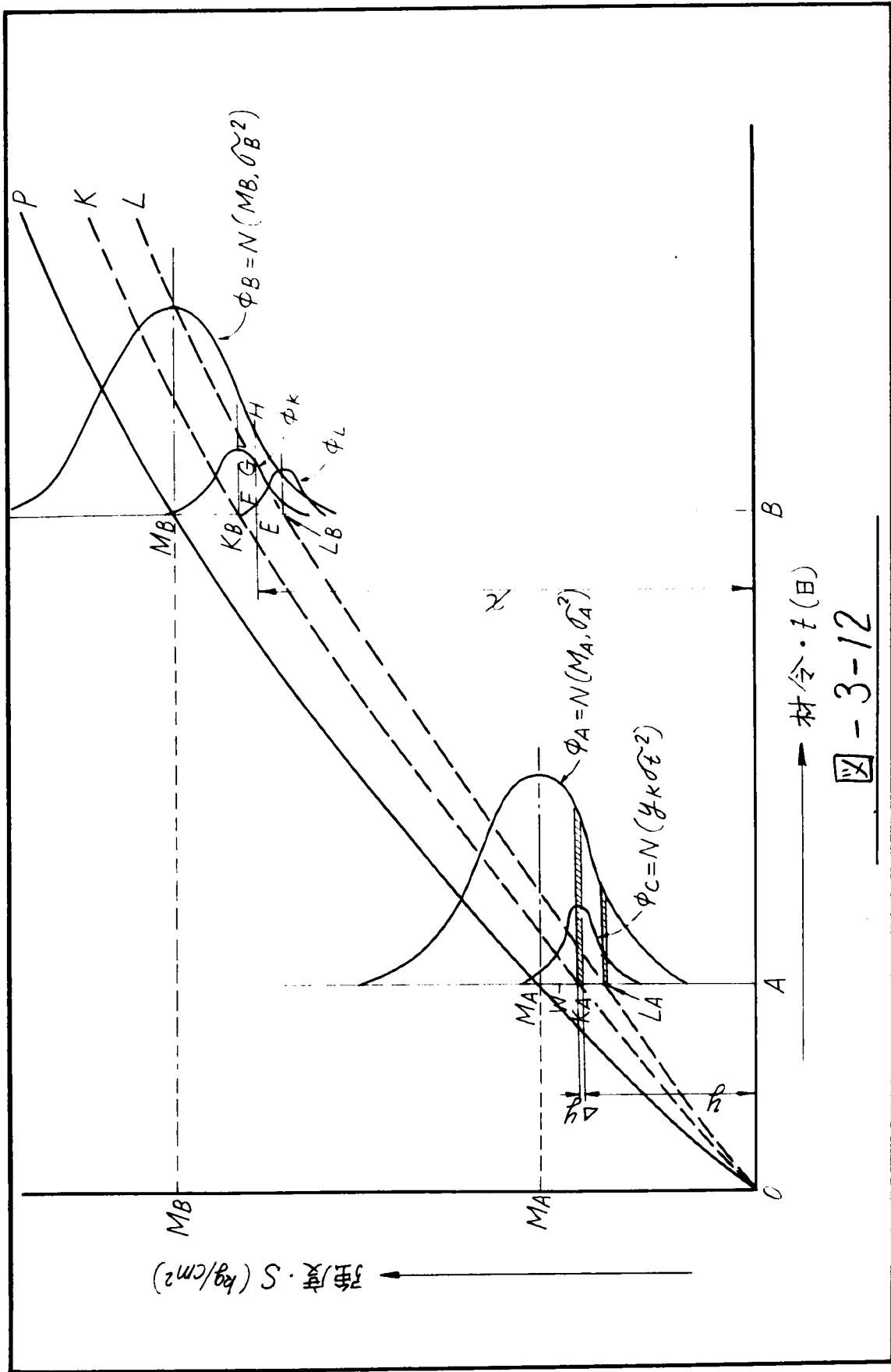
P_K は 図-3-12 では E-G にあたるもので (3.8) 式は ϕ_A と ϕ'_K が互に独立な事象であるから成立する式である。

図-3-12 から明かなように，いま求めようとしている ϕ_B 分布の確率密度 E-H は， K_B ， L_B 等を含む x 軸上に存在するすべての点を中心とする分布の出点における確率密度の総和である。

$$\therefore \phi_B(E) = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{2\pi \sigma_0 \sigma_A} \exp\left[\left(-\frac{(E-yk)^2}{2\sigma_0^2}\right) + \left(-\frac{(y-M_A)^2}{2\sigma_A^2}\right)\right] dy \dots\dots\dots (3.9)$$

いま

$$Z = \frac{1}{2\pi \sigma_0 \sigma_A}, \quad V = \sqrt{2} \sigma_A, \quad U = \sqrt{2} \sigma_0 / k$$



$$Y = \frac{E}{k}, \quad M_A = M$$

とおけば (3.9) 式は次のようになる。

$$\phi_B(E) = \int_{-\infty}^{+\infty} Z \cdot \exp \left[- \left(\frac{y-Y}{U} \right)^2 - \left(\frac{y-M}{V} \right)^2 \right] dy \dots\dots (3.10)$$

(3.10) 式において

$$\begin{aligned} & - \left(\frac{y-Y}{U} \right)^2 - \left(\frac{y-M}{V} \right)^2 = - \left[\frac{y^2}{U^2} - \frac{2yY}{U^2} + \frac{Y^2}{U^2} + \frac{y^2}{V^2} \right. \\ & \quad \left. - \frac{2yM}{V^2} + \frac{M^2}{V^2} \right] \\ & = - \left[\left(\frac{1}{U^2} + \frac{1}{V^2} \right) y^2 - 2 \left(\frac{Y}{U^2} + \frac{M}{V^2} \right) y + \left(\frac{Y^2}{U^2} + \frac{M^2}{V^2} \right) \right] \\ & = - \left[\frac{U^2 + V^2}{U^2 V^2} y^2 - 2 \frac{YV^2 + MU^2}{U^2 V^2} y + \frac{Y^2 V^2 + U^2 M^2}{U^2 V^2} \right] \\ & = - \frac{U^2 + V^2}{U^2 V^2} \left[y^2 - 2 \frac{YV^2 + MU^2}{U^2 + V^2} y + \frac{Y^2 V^2 + U^2 M^2}{U^2 + V^2} \right] \\ & = - \frac{U^2 + V^2}{U^2 V^2} \left[\left(y - \frac{YV^2 + MU^2}{U^2 + V^2} \right)^2 \right. \\ & \quad \left. + \frac{Y^2 V^2 + M^2 U^2}{U^2 + V^2} - \frac{(YV^2 + MU^2)^2}{U^2 + V^2} \right] \\ & = - \frac{U^2 + V^2}{U^2 V^2} \left(y - \frac{YV^2 + MU^2}{U^2 + V^2} \right)^2 \\ & \quad - \frac{U^2 + V^2}{U^2 V^2} \cdot \frac{U^2 V^2 (Y-M)^2}{(U^2 + V^2)^2} \\ & = - \frac{U^2 + V^2}{U^2 V^2} \left(y - \frac{YV^2 + MU^2}{U^2 + V^2} \right)^2 - \frac{(Y-M)^2}{U^2 + V^2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\therefore \phi_B(E) &= Z \cdot \exp\left[-\frac{(Y-M)^2}{U^2 + V^2}\right] \\
&\times \int_{-\infty}^{+\infty} \exp\left[-\frac{U^2 + V^2}{U^2 \cdot V^2} \left(y - \frac{YV^2 + MU^2}{U^2 + V^2}\right)^2\right] dy \\
&= \frac{Z}{\sqrt{\frac{U^2 + V^2}{U^2 V^2}}} \cdot \sqrt{\pi} \cdot \exp\left[-\frac{(Y-M)^2}{U^2 + V^2}\right] \\
&= \frac{UV}{\sqrt{U^2 + V^2}} \cdot Z \cdot \sqrt{\pi} \cdot \exp\left[-\frac{(Y-M)^2}{U^2 + V^2}\right] \dots\dots (3.11)
\end{aligned}$$

つぎに $\phi_B(E)$ の E を変数と考えて x とし、 x 軸上の全領域にわたつて $\phi_B(x)$ の分布の面積 A を求めると $Y = x/k$ であるから

$$\begin{aligned}
A &= \int_{-\infty}^{+\infty} \phi_B(x) dx \\
&= \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{UV}{\sqrt{U^2 + V^2}} \cdot Z \cdot \sqrt{\pi} \cdot \exp\left[-\frac{(Y-M)^2}{U^2 + V^2}\right] dx \\
&= \frac{UV}{\sqrt{U^2 + V^2}} \cdot Z \cdot \sqrt{\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \exp\left[-\frac{(x - kM)^2}{k^2 (U^2 + V^2)}\right] dx \\
&= k \cdot Z \cdot U \cdot V \cdot \sqrt{\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \exp(-t^2) dt \\
&= k \cdot Z \cdot U \cdot V \cdot \pi
\end{aligned}$$

ただし

$$t = \frac{x - kM}{k\sqrt{U^2 + V^2}} \quad \text{とする。}$$

ところが $A = 1$ でなければならぬから

$$\begin{aligned}
\phi_B(x) &= \left\{ \frac{UV}{\sqrt{U^2 + V^2}} \cdot Z \cdot \sqrt{\pi} \cdot \exp\left[-\frac{(x - kM)^2}{k^2(U^2 + V^2)}\right] \right\} \\
&\quad + \{ k \cdot Z \cdot U \cdot V \cdot \pi \} \\
&= \frac{1}{k\sqrt{U^2 + V^2} \sqrt{\pi}} \exp\left[-\frac{(x - kM)^2}{(U^2 + V^2) k^2}\right] \\
&= \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sqrt{\sigma_0^2 + (k\sigma_A)^2}} \exp\left[-\frac{(x - kM_A)^2}{2(\sigma_0^2 + (k\sigma_A)^2)}\right] \\
&\quad \dots\dots\dots (3.12)
\end{aligned}$$

ゆえに材令 B における分布 ϕ_B は

$$\phi_B = N(M_B, [\sigma_0^2 + k^2 \sigma_A^2])$$

となり、その分散 σ_B^2 は次式のようなである。

$$\sigma_B^2 = \sigma_0^2 + k^2 \sigma_A^2 \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

さて、以上の説明では材令 A から材令 B に移向する間に分散 σ_0^2 を考えたのであるが、場合によつては材令の若い間には敏感に養生条件が作用するけれども、長期材令のものではその初期に敏感に作用した変動が次第に安定して、A から B に移行する間に逆に分散 σ_0^2 だけ減少するものであるかもしれない。こうした場合には (3.13) 式を求めた過程において A と B を逆に考えればよいから

$$\sigma_B^2 = k^2 (\sigma_A^2 - \sigma_0^2) \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

となる。

また、材令 A において ϕ_A を想定したけれども、この分布を構成する 1

つ1つの確率要素はまた別の分布によつて構成されている。すなわち第1章の実用的個数の求め方で述べたように、実際には先ず1バッチ内の分布 $\phi_0 = N(y_i, \sigma_i^2)$ があり、この y_i の分布が ϕ_A にあたるのである。このように考えると図-3-12のA軸上にいま仮りにWなる標本が現われたとすると、これが ϕ_0 分布に属するものであれば ($y_i = K_A$) 材令Bの強度の最確値は K_B となる。したがつて1バッチの標本個数をNとすれば

$$\sigma_A^2 = \sigma_A'^2 - \frac{\sigma_i^2}{N}$$

の関係 ($\sigma_A'^2$ は1バッチN個の標本平均値を標本としたときの毎バッチの分散で、この中には σ_i^2/N が含まれている。したがつて上式の σ_A^2 は毎バッチ間のみの変動要因による分散である) により

(3.13)式に対しては

$$\sigma_B^2 = k^2 \left[(\sigma_A')^2 - \frac{\sigma_i^2}{N} \right] + \sigma_C^2 \dots\dots\dots (3.15)$$

(3.14)式に対しては

$$\sigma_B^2 = k^2 \left[(\sigma_A')^2 - \frac{\sigma_i^2}{N} - \sigma_C^2 \right] \dots\dots\dots (3.15)'$$

となる。

したがつて材令Aと材令Bにおける変動係数の比、Rは

(3.13)式に対して

$$R = \frac{V_B}{V_A} = \frac{\sigma_B/M_B}{\sigma_A/M_A} = \frac{\sigma_B}{k\sigma_A} = \sqrt{1 + \left(\frac{\sigma_C}{k\sigma_A}\right)^2} \dots\dots\dots (3.16)$$

(3.14)式に対して

$$R = \frac{V_B}{V_A} = \frac{\sigma_B / M_B}{\sigma_A / M_A} = \frac{\sigma_B}{k \sigma_A} = \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_0}{\sigma_A}\right)^2} \dots\dots\dots (3.17)$$

となる。

理論的には以上のようにして材令 A, B における変動の関係を求めることができるはずであるが、実際には今までの資料がこうした目的のために整備されたものではなかつたので適確な σ_0^2 の値を指定することができない。たとえば、既往の資料ではよくととのつたものでも材令 7 日, 28 日 91 日の 3 種程度であるから、強度 S と各材令 T における分散 σ_T^2 (T = 1, 2, 3, …… A, …… B, ……) の関係を定めるには僅かに 3 点から推定しなければならない。そのために求められた関係は甚だ信頼性に乏しいものとなり、したがってこうした資料の不足を補う方法が必要となる。

次項では既往の資料を整理して見出された特性によつてこの問題を解決する方法を説明する。

§ 2. 統計資料による強度と分散の関係

一般にコンクリートの供試体における圧縮強度 S (K_g/cm^2) と標準偏差 U (K_g/cm^2) (ただし不偏推定量として求めたもので残差平方和を標本バッチ数 K より 1 を減じた自由度で除したものの平方根) の間に或る相関関係があるものとすれば、その関係曲線は横軸に S をとり縦軸に U をとつた場合、原点 O を通つて単調に増加、または減少するものと想像される。したがつてこの関係を次式で近似させてみよう。

$$U = A_0 S^{B_0} \dots\dots\dots (3.18)$$

ここに A_0 は常数, B_0 は U ~ S の関係を示す次数で常数である。

(3.18) より

$$\log_{10} U = \log_{10} A_0 + B_0 \log_{10} S$$

いま $\log_{10} U=Y$, $\log_{10} S=X$, $\log_{10} A_0 = K_0$ とおけば上式は次のようになる。

$$Y = K_0 + B_0 X \dots\dots\dots (3.19)$$

すなわち近似式(3.18)は常用対数座標上では直線式で示されることになる。この直線式は位置の定数 K_0 と勾配の定数 B_0 の2部分によって構成される。この中、 K_0 は B_0 が同じで S を指定した場合の U の値からわかるように、管理が良好な現場では小さく、悪いほど大きい定数である。これに対して B_0 は方向係数であるから、材令 A なる強度 S_A から材令 B なる強度 S_B まで強度が上る場合の変動の上昇率を示すものであつて、前項でのべた σ_0^2 に相当した意味をもつものである。いずれも1特定現場の管理の特性値と考えられる。したがつて現場の資料を集めて或る統計的結論をうるためには、上記の管理の特性値の類似したものを分類して集めなければ意味のないものとなる場合が多い。

本文ではこうした考えにもとずき、最近建設されたダムで品質管理に特に注意し、試験方法、供試体の養生条件ともに類似している現場の資料を標本とすることにした。その内容は

- | | | | |
|-------------|-----|---|---|
| 1. 電源開発株式会社 | 佐久間 | ダ | ム |
| 2. 東北電力株式会社 | 八久和 | ダ | ム |
| 3. 東京電力株式会社 | 須田貝 | ダ | ム |
| 4. 三重県営 | 宮川 | ダ | ム |
| 5. 関西電力株式会社 | 丸山 | ダ | ム |
| 6. 九州電力株式会社 | 上椎葉 | ダ | ム |

であつて日本各地、各社における代表的なダムの実績を基礎とした表-3-7は各ダムにおける配合種別に各材令における強度と標準偏差の値を掲げたもので、表-3-8はその値を常用対数変換した値である。表-3-8の各値をプロットすると図-3-13のようになる。したがつて1個の標本点は30~400バッチから計算して求めた値である。図では標本点は直線状に散布して両者の間にはば直線相関関係が成立しそうに見えるが、

つぎにこれを検定してみよう。

(a) 相関関係の有無の検定

先ず圧縮強度と標準偏差について両者の間に相関関係が認められるかどうかについて検定してみる。表-3-8の資料にもとづく表-3-9の計算の結果、標本の相関係数 r の値⁹⁾は

$$r = \frac{\frac{1}{N} \sum (X - \bar{X})(Y - \bar{Y})}{\sigma_X \cdot \sigma_Y} = \frac{0.022129}{0.2095 \times 0.1209} = 0.874$$

となる。いま文献¹⁰⁾によれば標本数 N が大きくないときには

$$t = \frac{r\sqrt{f}}{\sqrt{1-r^2}}$$

とおけば確率密度は

$$P(t) = \frac{\Gamma\left(\frac{N-1}{2}\right)}{\sqrt{\pi f} \Gamma\left(\frac{N-2}{2}\right)} \left(1 + \frac{t^2}{f}\right)^{-\frac{N-1}{2}}$$

となり、 $f = N - 2$ とおくと上に定義した t は自由度 $N - 2$ なる学生ンデットの t と全く同一の確率法則となるから

$$P(t) = \frac{\Gamma\left(\frac{N-1}{2}\right)}{\sqrt{\pi(N-2)} \Gamma\left(\frac{N-2}{2}\right)} \left(1 + \frac{t^2}{N-2}\right)^{-\frac{N-1}{2}}$$

なるゆえ、 t の値を計算し、Fisherの t 表を用いて仮設 $\rho = 0$ (ρ は母集団の相関係数であつて、 $\rho = 0$ とは相関がないということを意味する)が採用されるべきかどうかを検定できる。したがつて計算値を代入すれば

表-3-7 各ダムの圧縮強度と標準偏差の関係 (S~U)

現場	配合	材令 標本数	7 日		28 日		91 日		181 日	
			S	U	S	U	S	U	S	U
佐久間	I	128	173	33.0	317	40.9	409	38.0		
	II	515	147	31.0	277	43.0	358	49.0		
	III	627	120	24.0	233	38.9	304	41.0		
	VI	127	92	17.0	189	26.1	245	27.0		
	V	64	74	15.7	156	31.8	245	37.1		
	VI	132	190	31.9	320	34.6	417	42.1		
八久和		90	170	29.5	235	30.7	262	32.4		
須田貝	I	37			97	24.0	197	41.5		
	II	41			102	29.0	195	39.9		
	III	35			72	22.2	160	33.2	225	38.2
宮川	I	54			268	42.9	315	54.9		
	II	61			242	32.1	299	38.2		
	III	80			136	22.6	181	26.7		
上椎葉	I	400	149	29.0	295	45.9	406	49.1		
	II	130	124	27.5	245	37.3	364	43.3		
	III	220	103	21.2	218	40.5	325	42.7		
丸山	I	30			735	20.0				
	II	25			937	22.7				
	III	36			1138	25.3				
	VI	41			1329	27.8				
	V	23			1540	30.6				

図-3-8 $\log_{10} S$ と $\log_{10} U$ の値

現 場	材令 配合	7 日		2 8 日		9 1 日		1 8 1 日	
		$\log S$	$\log U$	$\log S$	$\log U$	$\log S$	$\log U$	$\log S$	$\log U$
佐久間	I	2238	1.519	2.501	1.612	2.612	1.580		
	II	2.167	1.491	2.442	1.633	2.554	1.690		
	III	2.079	1.380	2.367	1.590	2.482	1.613		
	VI	1.964	1.230	2.276	1.417	2.389	1.431		
	V	1.869	1.196	2.193	1.502	2.389	1.569		
	VI	2.279	1.504	2.505	1.539	2.620	1.624		
八久和		2.230	1.470	2.371	1.487	2.418	1.511		
須田貝	I			1.987	1.380	2.294	1.618		
	II			2.009	1.462	2.290	1.601		
	III			1.857	1.346	2.204	1.521	2.352	1.582
宮 川	I			2.428	1.632	2.498	1.740		
	II			2.384	1.507	2.475	1.582		
	III			2.134	1.354	2.258	1.427		
上椎葉	I	2.173	1.462	2.470	1.662	2.609	1.691		
	II	2.093	1.439	2.389	1.572	2.561	1.636		
	III	2.013	1.326	2.338	1.607	2.512	1.630		
丸 山	I			1.866	1.301				
	II			1.972	1.356				
	III			2.056	1.403				
	VI			2.124	1.444				
	V			2.188	1.486				

表-3-9 SとUの相関係数の計算 (表-3-8による)

現場		$\log_{10} S$	$\log_{10} U$	$X-\bar{X}$	$Y-\bar{Y}$	A^2	B^2	$A \times B$
		X	Y	A	B	A'	B'	C
宮川	1	2.38	1.51	0.10	0	0.0100	0.0000	+0.0000
	2	2.13	1.35	0.15	0.16	225	256	+ 240
	3	2.43	1.63	0.15	0.12	225	144	+ 180
	4	2.48	1.58	0.20	0.07	400	49	+ 140
	5	2.26	1.43	0.02	0.08	4	64	+ 16
	6	2.50	1.74	0.22	0.23	484	529	+ 506
上椎葉	7	2.17	1.46	0.11	0.05	121	25	+ 55
	8	2.09	1.44	0.19	0.07	361	49	+ 133
	9	2.01	1.33	0.27	0.18	729	324	+ 486
	10	2.47	1.66	0.19	0.15	361	225	+ 285
	11	2.39	1.57	0.11	0.06	121	36	+ 66
	12	2.34	1.61	0.06	0.10	36	100	+ 60
	13	2.61	1.69	0.33	0.18	1089	324	+ 594
	14	2.56	1.64	0.28	0.13	784	169	+ 364
	15	2.51	1.63	0.23	0.12	529	144	+ 276
佐久間	16	2.24	1.52	0.04	0.01	16	1	- 4
	17	2.17	1.49	0.11	0.02	121	4	+ 22
	18	2.08	1.38	0.20	0.13	400	169	+ 260
	19	1.96	1.23	0.32	0.28	1024	784	+ 896
	20	1.87	1.20	0.41	0.31	1681	961	+ 1271
	21	2.28	1.50	0.	0.01	0	1	-- 0
	22	2.50	1.61	0.22	0.10	484	100	+ 220
	23	2.44	1.63	0.16	0.12	256	144	+ 192
	24	2.37	1.59	0.09	0.08	81	64	+ 72
	25	2.28	1.42	0.	0.09	0	81	- 0
	26	2.19	1.50	0.09	0.01	81	1	+ 9
	27	2.51	1.54	0.23	0.03	529	9	+ 69
	28	2.61	1.58	0.33	0.07	1089	49	+ 231
	29	2.55	1.69	0.27	0.18	729	324	+ 486
	30	2.48	1.61	0.20	0.10	400	100	+ 200
	31	2.39	1.43	0.11	0.08	121	64	- 88
	32	2.39	1.57	0.11	0.06	121	36	+ 66
	33	2.62	1.62	0.34	0.11	1156	121	+ 374

現 場		$\log_{10} S$	$\log_{10} U$	$X - \bar{X}$	$Y - \bar{Y}$	A^2	B^2	$A \times B$
		X	Y	A	B	A'	B'	C
須 田 貝	34	1.86	1.35	0.42	0.16	1764	256	+ 672
	35	1.99	1.38	0.29	0.13	841	169	+ 377
	36	2.01	1.46	0.27	0.05	729	25	+ 135
	37	2.20	1.52	0.08	0.01	64	1	- 8
	38	2.29	1.62	0.01	0.11	1	121	+ 11
	39	2.29	1.60	0.01	0.09	1	81	+ 9
	40	2.35	1.58	0.07	0.07	49	49	+ 49
八 久 和	41	2.23	1.47	0.05	0.04	25	16	+ 20
	42	2.37	1.49	0.09	0.02	81	4	- 18
	43	2.42	1.51	0.14	0.	196	0	+ 0
丸 山	44	1.87	1.30	0.41	0.21	1681	441	+ 861
	45	1.97	1.36	0.31	0.15	961	225	+ 465
	46	2.06	1.40	0.22	0.11	484	121	+ 242
	47	2.12	1.44	0.16	0.07	256	49	+ 112
	48	2.19	1.49	0.09	0.02	81	4	+ 18
	Σ	109.48	72.35			2,107.2	0.7013	1.0622
	平均	\bar{X}	\bar{Y}			$\sigma_x^2 =$ 0.043900	$\sigma_y^2 =$ 0.014610	
		2.28	1.51			$\sigma_x =$ 0.2095	$\sigma_y =$ 0.1209	$\sigma_{x \cdot y} =$ 0.022129

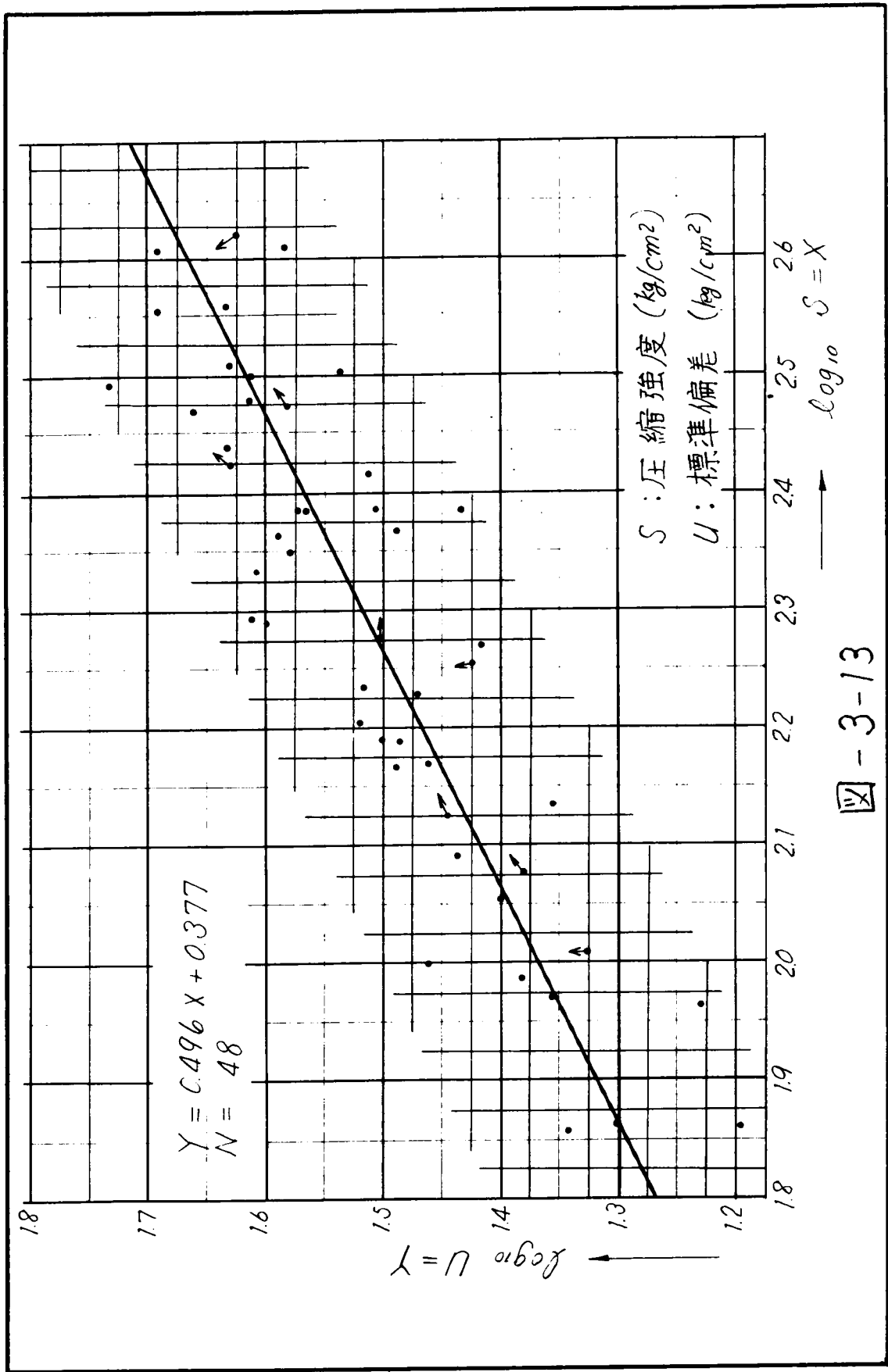


圖 - 3-13

表-3-10 標本の分類

	i	1	2	i	n_i			
i	X	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5	Y_6	$\sum Y$	\bar{Y}_i	$\sum X$
1	1.85	1.20	1.30	1.35	-	-	-	3.85	1.283	5.55
2	1.90	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	1.95	1.25	1.35	-	-	-	-	2.60	1.300	3.90
4	2.00	1.35	1.40	1.45	-	-	-	4.20	1.400	6.00
⋮	2.05	1.40	-	-	-	-	-	1.40	1.400	2.05
⋮	2.10	1.40	1.45	-	-	-	-	2.85	1.425	4.20
⋮	2.15	1.35	1.45	1.45	1.50	-	-	5.75	1.438	8.60
⋮	2.20	1.50	1.50	1.50	-	-	-	4.50	1.500	6.60
⋮	2.25	1.40	1.45	1.45	1.50	-	-	5.80	1.450	9.00
⋮	2.30	1.50	1.60	1.60	-	-	-	4.70	1.567	6.90
⋮	2.35	1.50	1.60	1.60	1.60	-	-	6.30	1.575	9.40
⋮	2.40	1.45	1.50	1.50	1.55	1.55	-	7.55	1.510	12.00
⋮	2.45	1.65	1.65	1.65	-	-	-	4.95	1.650	7.35
⋮	2.50	1.55	1.60	1.60	1.60	1.65	1.75	9.75	1.625	15.00
⋮	2.55	1.65	1.70	-	-	-	-	3.35	1.675	5.10
K	2.60	1.60	1.65	1.70	-	-	-	4.95	1.650	7.80
	\sum							72.50		109.45

$$\bar{X} = \sum \frac{X}{N} = \frac{109.45}{48} = 2.280, \quad \bar{Y} = \sum \frac{Y}{N} = \frac{72.50}{48} = 1.510$$

先ず y_{ti} に関して、 y_{ti} は t が定まればそれに伴つて定まる部分 μ_t と、次の確率法則に従つて変動する部分 Z_{ti} とから成ると仮定する。

$$P(Z_{ti}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{Z_{ti}^2}{2\sigma^2}\right) \dots\dots\dots (3.21)$$

このようにすれば

$$y_{ti} = \mu_t + Z_{ti} \quad (t=1, 2, \dots, k; \quad i=1, 2, \dots, n_t)$$

ゆえに x_t があたえられたときの y_{ti} の相対的元確率法則は

$$P(y_{ti}/x_t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(y_{ti}-\mu_t)^2}{2\sigma^2}\right) \dots\dots\dots (3.22)$$

となる。つぎに

$$S = \sum_t \sum_i (y_{ti} - \mu_t)^2$$

を最少ならしめる μ_t の値を求め、これに対応する S の値を S_a とし、また

$$S = \sum_t \sum_i (y_{ti} - \alpha - \beta x_t)^2$$

を最少ならしめる α, β を求め、これに対応する S の値を S_r として

$$Z = \frac{1}{2} \log \left\{ \frac{S_r - S_a}{k-2} \bigg/ \frac{S_a}{N-k} \right\} \quad \text{但し} \quad N = \sum_i n_i$$

を作り、 $y_{ti} = \alpha + \beta x_t + Z_{ti}$ 、すなわち $\tilde{y}_x = \alpha + \beta x$ なる仮説の下に Z の元確率法則を求める。かくして確率法則 $P(Z)$ が求めれば、 Z が実際観察に基いてえられた Z の値 Z_0 よりも大きい値をとる確率が求

められるから、この確率を求めてそれが予め定められた水準より小さければ回帰曲線は直線であるという仮説を棄てるのである。

以上の原理に従って計算を実施するには次のようにすればよい。

(1) 代数計算を簡便にするために $X_i - \bar{X}$, $Y_{ti} - \bar{Y}$ を x_i , y_{ti} とする。表-3-10をこのように書き直すと表-3-11となる。ゆえに $\sum_i n_i \cdot x_i = 0$, $\sum_i \sum_i y_{ti} = 0$ となる。

(2) $S = \sum_i \sum_i (y_{ti} - \mu_t)^2$ を最小ならしめる μ_t の値は

$$\frac{\partial S}{\partial \mu_t} = 0 = \sum_{i=1}^{n_t} (y_{ti} - \mu_t), \quad (t = 1, 2, \dots, k)$$

なる故 $\mu_t = \frac{1}{n_t} \sum_{i=1}^{n_t} (y_{ti}) = \bar{y}_t \quad (t = 1, 2, \dots, k)$

となり S の最小値 S_a は

$$\begin{aligned} S_a &= \sum_i \sum_i (y_{ti} - \bar{y}_t)^2 \\ &= 0.0874 \end{aligned}$$

計算状況は 表-3-11 のようである。

(3) つぎに $S = \sum_i \sum_i (y_{ti} - \alpha - \beta x_i)^2$ を最小ならしめる α , β の値は

$$\frac{\partial S}{\partial \alpha} = 0 = \sum_i \sum_i (y_{ti} - \alpha - \beta x_i)$$

$$\frac{\partial S}{\partial \beta} = 0 = \sum_i \sum_i (y_{ti} - \alpha - \beta x_i) x_i$$

の2つの方程式をといて

表-3-11 S_a の計算

x	y_1	y_2	y_3	y_4	y_5	y_6	y_7	y_8	n	x^2	nx^2	\bar{y}
-0.43	-0.31	-0.21	-0.16	-	-	-	-	-	3	0.1849	0.5547	- 0.23
-0.33	-0.26	-0.16	-	-	-	-	-	-	2	1.089	2.178	- 0.21
-0.28	-0.16	-0.11	-0.06	-	-	-	-	-	3	7.84	2.352	- 0.11
-0.23	-0.11	-	-	-	-	-	-	-	1	5.29	5.29	- 0.11
-0.18	-0.11	-0.06	-	-	-	-	-	-	2	3.24	6.48	- 0.09
-0.13	-0.16	-0.06	-0.06	-0.01	-	-	-	-	4	1.69	6.76	- 0.07
-0.08	-0.01	-0.01	-0.01	-	-	-	-	-	3	64	1.92	- 0.01
-0.03	-0.11	-0.06	-0.06	-0.01	-	-	-	-	4	9	3.6	- 0.06
+0.02	-0.01	+0.09	+0.09	-	-	-	-	-	3	4	1.2	+ 0.06
+0.07	-0.01	+0.09	+0.09	+0.09	-	-	-	-	4	4.9	1.96	+ 0.07
+0.12	+0.06	-0.01	-0.01	+0.04	+0.04	-	-	-	5	1.44	7.20	0
+0.17	+0.14	+0.14	+0.14	-	-	-	-	-	3	2.89	8.67	+ 0.14
+0.22	+0.04	+0.09	+0.09	+0.09	+0.14	+0.24	-	-	6	4.84	2.904	+ 0.12
+0.27	+0.14	+0.19	-	-	-	-	-	-	2	7.29	1.458	+ 0.17
+0.32	+0.09	+0.14	+0.19	-	-	-	-	-	3	10.24	3.072	+ 0.16
Σ									48		2.1387	

$A = y - \bar{y}$ (單位 1/100)				A^2 (單位 1/10000)															
A_1	A_2	A_3	A_4	A_5	A_6	A_7	A_8	A_9	A_{10}	A_1^2	A_2^2	A_3^2	A_4^2	A_5^2	A_6^2	A_7^2	A_8^2	A_9^2	A_{10}^2
8	2	7	-	-	-	-	-	-	-	64	4	49	-	-	-	-	-	-	-
5	5	-	-	-	-	-	-	-	-	25	25	-	-	-	-	-	-	-	-
5	0	5	-	-	-	-	-	-	-	25	0	25	-	-	-	-	-	-	-
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	3	-	-	-	-	-	-	-	-	4	9	-	-	-	-	-	-	-	-
9	1	1	6	-	-	-	-	-	-	81	1	1	36	-	-	-	-	-	-
0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-
5	0	0	5	-	-	-	-	-	-	25	0	0	25	-	-	-	-	-	-
5	3	3	-	-	-	-	-	-	-	25	9	9	-	-	-	-	-	-	-
6	2	2	2	-	-	-	-	-	-	36	4	4	4	-	-	-	-	-	-
6	1	1	4	4	-	-	-	-	-	36	1	1	16	16	-	-	-	-	-
0	0	0	-	-	-	-	-	-	-	0	0	0	-	-	-	-	-	-	-
8	3	3	3	2	12	-	-	-	-	64	9	9	9	4	144	-	-	-	-
3	2	-	-	-	-	-	-	-	-	9	4	-	-	-	-	-	-	-	-
7	2	3	-	-	-	-	-	-	-	49	4	9	-	-	-	-	-	-	-
										$\Sigma A^2 = S_e = 0.0874$									

表-3-12 Sr の計算

$x \cdot y$		$(\text{単位 } 1/10000)$						$b \cdot x_i$	$B=y-b \cdot x_i$ (単位 $1/100$)					B^2 (単位 $1/10000$)					
		$x \cdot y_1$	$x \cdot y_2$	$x \cdot y_3$	$x \cdot y_4$	$x \cdot y_5$	$x \cdot y_6$		-8	+1	+6	-	-	-	64	1	36	-	-
+1333	+903	+688	-	-	-	-	-0.22	-8	+1	+6	-	-	-	64	1	36	-	-	-
+858	+528	-	-	-	-	-	-0.17	-9	+1	-	-	-	-	81	1	-	-	-	-
+448	+308	+168	-	-	-	-	-0.14	-2	+3	+8	-	-	-	4	9	64	-	-	-
+253	-	-	-	-	-	-	-0.12	+1	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
+198	+108	-	-	-	-	-	-0.09	-2	+3	-	-	-	-	4	9	-	-	-	-
+208	+78	+78	+13	-	-	-	-0.07	-9	+1	+1	+6	-	-	81	-	36	-	-	-
+8	+8	+8	-	-	-	-	-0.04	+3	+3	+3	-	-	-	9	9	-	-	-	-
+33	+18	+18	+3	-	-	-	-0.02	-9	-4	-4	+1	-	-	81	16	16	-	-	-
-2	+18	+18	-	-	-	-	+0.01	-2	+8	+8	-	-	-	4	64	64	-	-	-
-7	+63	+63	+63	-	-	-	+0.04	-5	+5	+5	+5	-	-	25	25	25	-	-	-
-72	-12	-12	+48	+48	-	-	+0.06	-12	-7	-7	-2	-2	-	144	49	49	4	4	-
+238	+238	+238	-	-	-	-	+0.09	+5	+5	+5	-	-	-	25	25	25	-	-	-
+88	+198	+198	+198	+308	+528	-	+0.11	-7	-2	-2	+3	+13	-	49	4	4	4	9	169
+378	+513	-	-	-	-	-	+0.14	0	+5	-	-	-	-	0	25	-	-	-	-
+288	+448	+608	-	-	-	-	+0.16	-7	-2	+3	-	-	-	49	4	9	-	-	-
$\sum x \cdot y = 1.0949$														$\sum B^2 = Sr = 0.1417$					

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{\sum_i \sum_j x_{ij} y_{ij}}{\sum_i n_i x_i} = \frac{\sum_i n_i x_i \bar{y}_i}{\sum_i n_i x_i^2}$$

となるから、Sの最小値をSrとすれば

$$Sr = \sum_i \sum_j (y_{ij} - b x_i)^2 = 0.1417$$

$$\text{ただし } b = \frac{\sum_i \sum_j x_{ij} y_{ij}}{\sum_i n_i x_i^2} = \frac{1.0949}{2.1387} = 0.5119$$

計算状況は表-3-12のようである。

(4) $Sr=0.1417$, $Sa=0.0874$, $N=48$, $k=15$ を次式に代入してZの値を求めると

$$\begin{aligned} Z &= \frac{1}{2} \log_e \left\{ \frac{\chi^2_{k-2} / (k-2)}{\chi^2_{N-k} / (N-k)} \right\} \\ &= \frac{1}{2} \log_e \left\{ \frac{(Sr - Sa) / (k-2)}{Sa / (N-k)} \right\} = 0.228 \end{aligned}$$

$$P\{Z \geq 0.36\} = 0.05 \quad \text{であるから}$$

$$P\{Z \geq 0.228\} > 0.05$$

ゆえに仮説は棄てられないから直線相関であると認めてもよい。したがって(3.19)式の仮定は妥当といえる。

(c) 管理特性値、 K_0 , B_0 の値

(b)の結果によつて直線相関が妥当とされたので普通の最小自乗法を用いて最適合線を求めると、表-3-13, 14の計算により次式のようになる。

表-3-13 X~Y の関係 (I)

現場	X	Y	XX	XY
宮川 N I 6	2.384	1.507	5.683456	3.592688
	2.134	1.354	4.553956	2.889436
	2.428	1.632	5.895184	3.962496
	2.475	1.582	6.125625	3.915450
	2.258	1.427	5.098564	3.222166
	2.498	1.740	6.240004	4.346520
Σ	14.177	9.242	33.596789	21.928756
上椎 葉 N I 9	2.173	1.462	4.721929	3.176926
	2.093	1.439	4.380649	3.011827
	2.013	1.326	4.052169	2.669238
	2.470	1.662	6.100900	4.105140
	2.389	1.572	5.707321	3.755508
	2.338	1.607	5.466244	3.757166
	2.609	1.691	6.806881	4.411819
	2.561	1.636	6.558721	4.189796
2.512	1.630	6.310144	4.094560	
Σ	21.158	14.025	50.104958	33.171980
須田 貝 N I 7	1.857	1.346	3.448449	2.499522
	1.987	1.380	3.948169	2.742060
	2.009	1.462	4.036081	2.937158
	2.204	1.521	4.857616	3.352284
	2.294	1.618	5.262436	3.711692
	2.290	1.601	5.244100	3.666290
	2.352	1.582	5.531904	3.720864
Σ	14.993	10.510	32.328755	22.629870
八久和 N I 3	2.230	1.470	4.972900	3.278100
	2.371	1.487	5.621641	3.525677
	2.418	1.511	5.846724	3.653598
Σ	6.989	4.468	16.441265	10.457375

現場	X	Y	X X	X Y
佐	2.238	1.519	5.008644	3.399522
	2.167	1.491	4.695889	3.230997
	2.079	1.380	4.322241	2.869020
	1.964	1.230	3.857296	2.415720
	1.869	1.196	3.493161	2.235324
久	2.279	1.504	5.193841	3.427616
	2.501	1.612	6.255001	4.031612
	2.442	1.633	5.963364	3.987786
	2.367	1.590	5.602689	3.763530
	2.276	1.417	5.180176	3.225092
間	2.193	1.502	4.809249	3.293886
	2.505	1.539	6.275025	3.855195
	2.612	1.580	6.822544	4.126960
	2.554	1.690	6.522916	4.316260
	2.482	1.613	6.160324	4.003466
18	2.389	1.431	5.707321	3.418659
	2.389	1.569	5.707321	3.748341
	2.620	1.624	6.864400	4.254880
Σ	41.926	27.120	98.441402	63.603866
丸山	1.866	1.301	3.481956	2.427666
	1.972	1.356	3.888784	2.674032
	2.056	1.403	4.227136	2.884568
	2.124	1.444	4.511376	3.067056
	2.188	1.486	4.787344	3.251368
Σ	10.206	6.990	20.896596	14.304690
綜 合 N = 48				
Σ	109.449	72.355	251.809715	166.096537

$$Y = 0.496 X + 0.377 \dots\dots\dots (3.23)$$

(b)では標本を格子の中心で代表させたので(3.23)式とは一致しないけれども、 $\bar{X} = 2.28$ 、 $\bar{Y} = 1.51$ はいづれの場合でも同じであり、方向係数も $b = 0.512$ に対して上式では $B_0 = 0.496$ となつてほとんど変りはない。それゆえ略算していない(3.23)式を最適合線とする。

表-3-14 X~Yの関係(2) (表-3-13による)

方程式	$251.809715a + 109.449b = 166.096537$
	$109.449a + 48b = 72.355$
常 数	$a = 0.4958$ $b = 0.3769$

§ 3. 早期管理法

前項は最近の日本におけるダムの比較的類似した設備・材料・試験法・熟練度・によるものを集めて得た結論であるが、資料さえ充実しておれば(3.23)式は各現場ごとに少しずつ違つた値を示すはずである。その結果として当然、管理の特性値も変つてくる。現在の段階では各現場毎に資料の不足からこうした精度のよい関係式を求めることはできないが、参考のために掲げると図-3-14, 15, 16, 17, 18, 19, のようである。夫々の最適合線を最小目乘法で求めてみると、表-3-15, 16, 17, 18, 19, 20, のようであつて、夫々の現場に対してかなりよく直線状に標本点が散布していることがわかる。したがつて前項と同様に1現場では材令、配合種を問わず、圧縮強度(R_g/cm^2)と標準偏差 σ (R_g/cm^2)の関係はほぼ1律であると考えられる。ただしセメントの種類が変つたり、またはプレーンコンクリートと、フライアッシュ等の変動の多いボゾランを混入したもの等は一般に管理の特性値が違ふから、このような場合には同じ現場の資料であつても $S \sim \sigma$ の関係は別々に求めなければならない。

表-3-15 宮川 ヲ ム

方程式	$33.596789a + 14.177b = 21.928756$
	$14.177a + 6b = 9.242$
常数	$a = 0.9247$ $b = -0.6446$

表-3-16 佐久間 ヲ ム

方程式	$98.441402a + 41.926b = 63.603866$
	$41.926a + 18b = 27.120$
常数	$a = 0.5536$ $b = 0.2172$

表-3-17 上椎葉 ヲ ム

方程式	$50.104958a + 21.158b = 33.171980$
	$21.158a + 9b = 14.025$
常数	$a = 0.5502$ $b = 0.2648$

表-3-18 須田貝 ヲ ム

方程式	$32.328755a + 14.993b = 22.629870$
	$14.993a + 7b = 10.510$
常数	$a = 0.5510$ $b = 0.3212$

表-3-19 八久和 ヲ ム

方程式	$16.441265a + 6.989b = 10.457375$
	$6.989a + 3b = 4.468$
常数	$a = 0.3040$ $b = 0.7811$

表-3-20 丸山 ヲ ム

方程式	$20.896596a + 10.206b = 14.304690$
	$10.206a + 5b = 6.990$
常数	$a = 0.5725$ $b = 0.2294$

なお $S \sim U$ の関係については最近完成（昭和34年2月初）した中国電力株式会社、佐々並ダム，最終資料¹³⁾ による関西電力株式会社、丸山ダム，大分県営、芹川ダム，等の資料を補足しておく。表-3-21, 22, 23 はこれ等のダムの最小自乗法の計算を、図-3-20, 21, 22 は標本値の最適合線のまわりの散布状態を示したもので、何れも上記の結果の妥当なことを現わしている。

また(3.16)式、(3.17)式における変動係数の比は、前者では $R > 1$ 、後者では $R < 1$ としていた。ところが以上の各現場の記録では $B_0 = 0.3 \sim 0.9$ 、総合では $B_0 \neq 0.5$ であつて何れも1より小さい値を示している。仮りに $B_0 = 1$ とすれば(3.18)式は1次式となり原点を通る直線となるから

$$U/S = A_0 = \text{const.} \quad \text{すなわち } R = 1$$

となるが $B_0 < 1$ のときには(3.18)式より

$$U/S = A_0 S^{B_0 - 1} = A_0 / S^{1 - B_0}$$

$$S_A < S_B \quad \text{とすれば}$$

$$R = \frac{A_0 / S_B^{1 - B_0}}{A_0 / S_A^{1 - B_0}} = \frac{S_A^{1 - B_0}}{S_B^{1 - B_0}} < 1$$

となる。したがつて現況では $B_0 = 0.3 \sim 1$ であるから(3.16)式よりも(3.17)式の方が実際的なことがわかる。さらに従来の管理の良否を変動係数のみで現わす習慣が一部に行われていたが、以上の資料からもわかるように $R \neq 1$ であるかぎり変動係数は圧縮強度の大小によつて変るものであり、とくに $R < 1$ の現況では変動係数の強度は低いものほど大きくでることになるので、管理特性値としては B_0 、 K_0 を用うべきであろう。

さて以上のようにして § 1 の σ_c に代用するものを統計資料から導き得たので、これによつて早期材令の供試体の圧縮試験によつて品質管理を行うことができる。すなわち先ず構造物に載荷される時期は工事進捗と見合わして定められるから、これによつて材令 T_B が決定し、そのときのコン

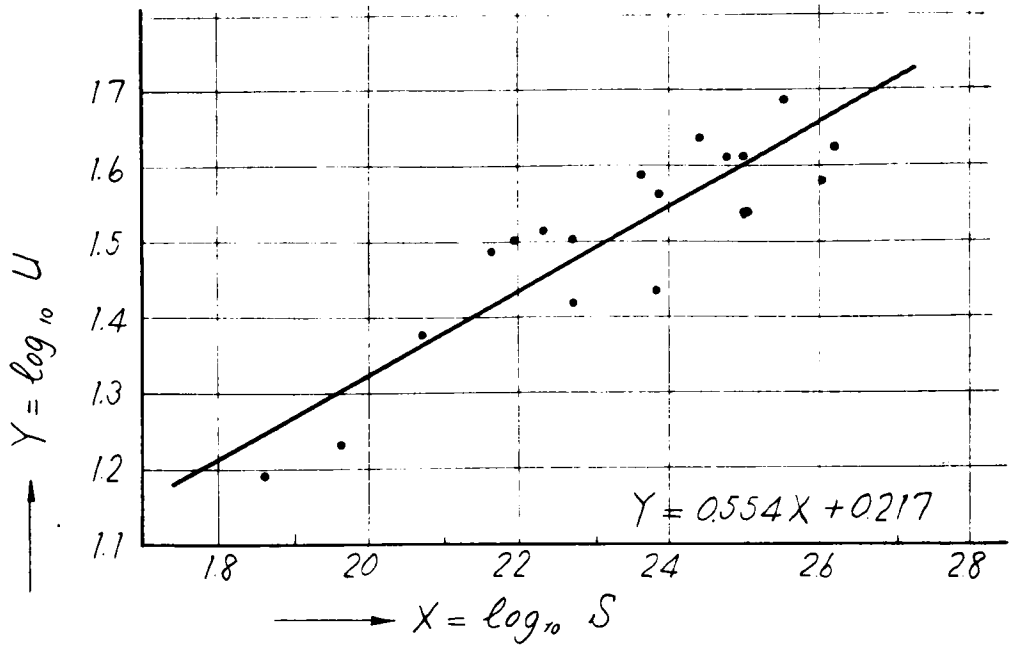


図-3-14 佐久間ダム の $X \sim Y$

S : 圧縮強度 (kg/cm^2) U : 標準偏差 (kg/cm^2)

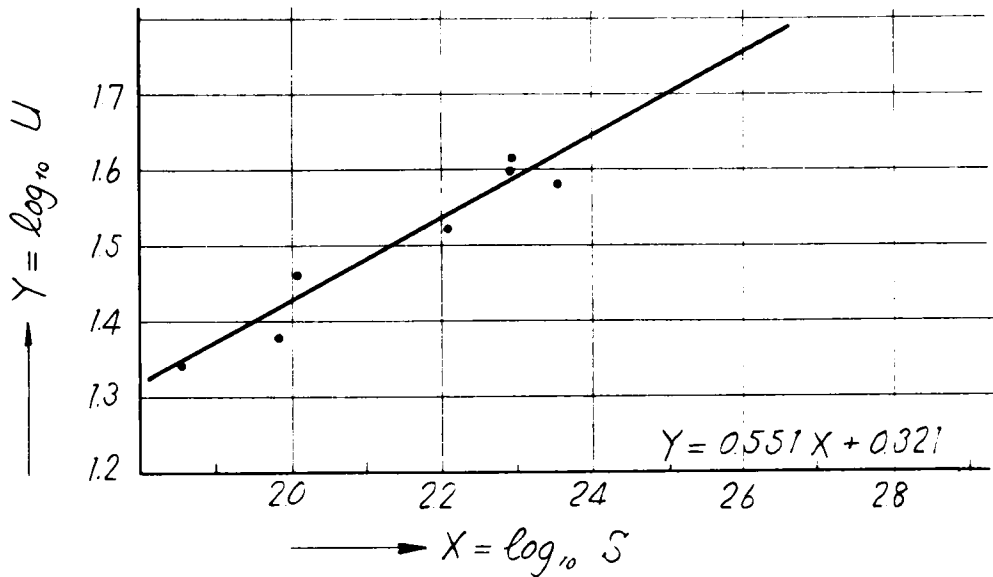


図-3-15 須田貝ダム の $X \sim Y$

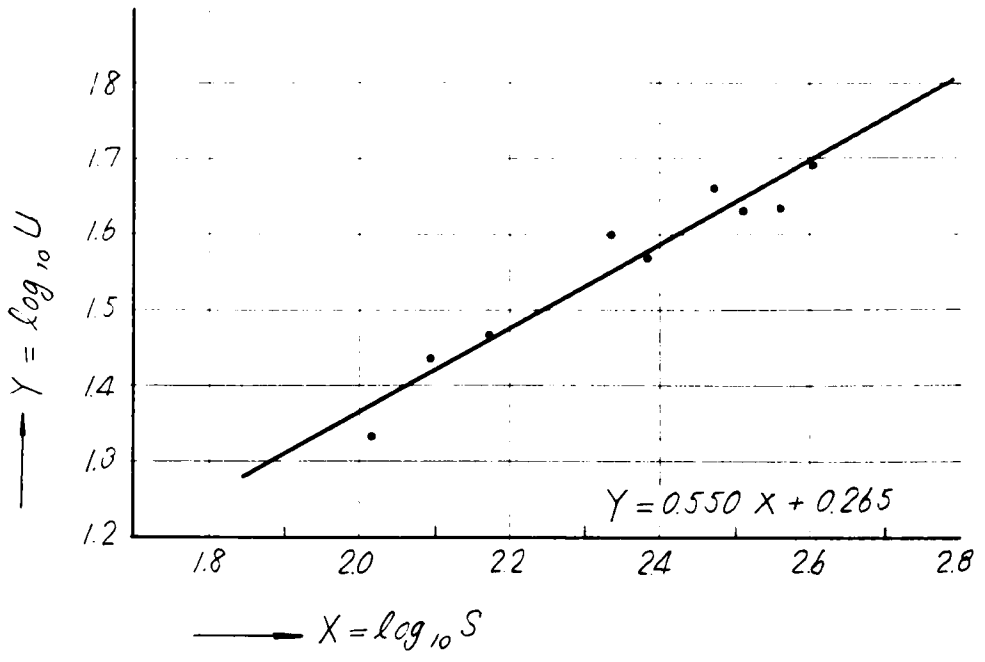


図-3-16 上推葉ダムの $X \sim Y$

S : 圧縮強度 (kg/cm^2), U : 標準偏差 (kg/cm^2)

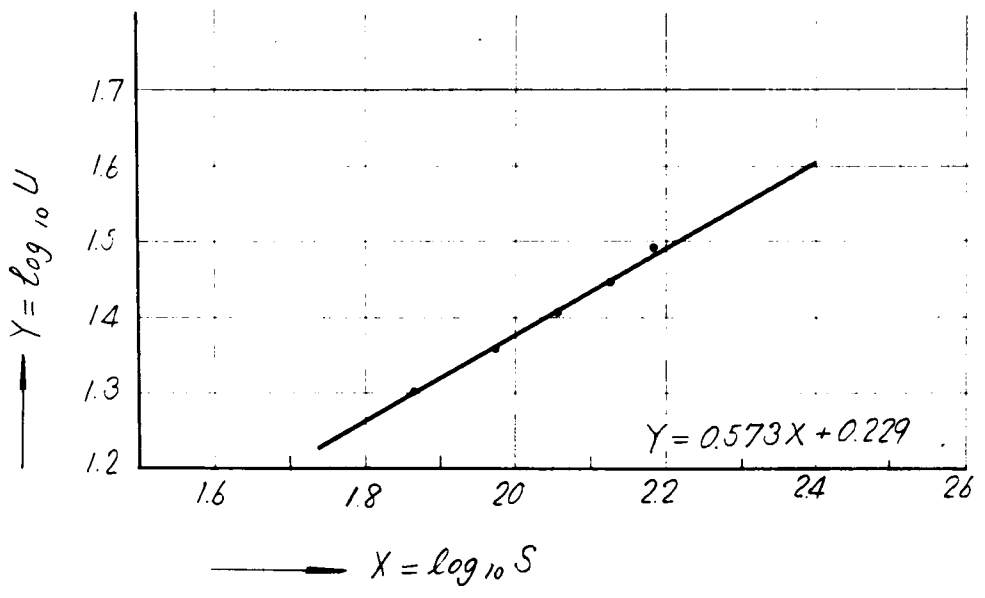


図-3-17 丸山ダムの $X \sim Y$

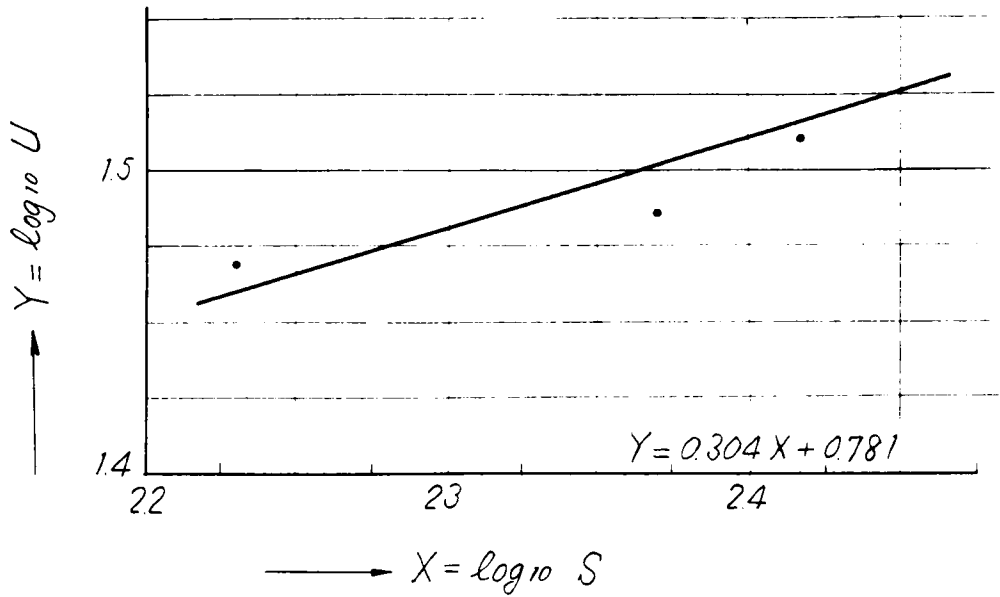


図-3-18 ハス和ダム の $X \sim Y$

S : 圧縮強度 (kg/cm^2), U : 標準偏差 (kg/cm^2)

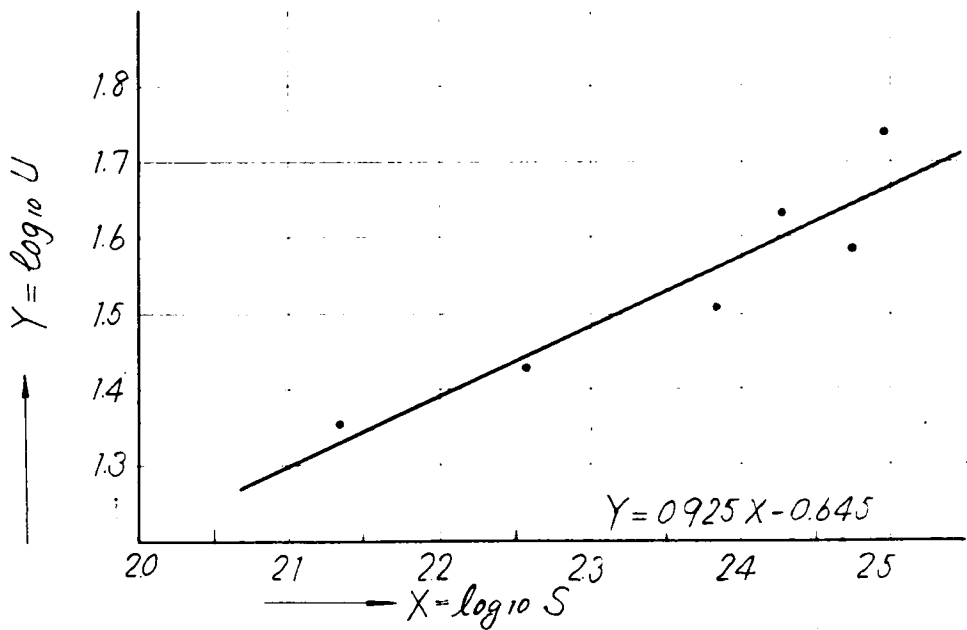


図-3-19 宮川ダム の $X \sim Y$

表-3-21 芹川ダム (材令3日~91日)

	標本数	材令	圧縮強度	標準偏差	X	Y	XX	XY	
	K	t (日)	S (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	log ₁₀ S	log ₁₀ U			
1	45	3	74	13.0	1.869	1.114	3.493161	2.082066	
2	45	7	150	13.3	2.176	1.124	4.734976	2.445824	
3	45	28	261	24.3	2.417	1.386	5.841889	3.349962	
4	45	91	344	35.2	2.537	1.547	6.436369	3.924739	
5	52	3	41	6.7	1.613	0.826	2.601769	1.332338	
6	52	7	95	12.6	1.978	1.100	3.912484	2.175800	
7	52	28	163	15.2	2.212	1.182	4.892944	2.614584	
8	52	91	213	15.7	2.328	1.196	5.419584	2.784288	
Σ					17.130	9.475	37.333176	20.709601	
方程式		37.333176 a + 17.130 b = 20.709601							
		17.130 a + 8 b = 9.475							
常数		a = 0.6445 b = -0.1956							

表-3-22

佐々並 夕 山

	標本数	材令	圧縮強度	標準偏差	X	Y	XX	XY
	K	t (日)	S (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	log ₁₀ S	log ₁₀ U		
1	51	3	112	14.4	2.049	1.158	4.198401	2372742
2	51	7	202	17.4	2.305	1.241	5.313025	2860505
3	51	28	379	23.9	2.579	1.378	6.651241	3553862
4	51	91	476	31.5	2.678	1.498	7.171684	3987542
Σ					9.611	5.275	23.334351	12774651
方程式			$23.334351a + 9.611b = 12.774651$ $9.611a + 4b = 5.275$					
常数			$a = 0.415 \qquad b = 0.322$					

配合	標本数	材令	圧縮強度	標準偏差	X	Y	XX	XY
	K	t (日)	S (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	log ₁₀ S	log ₁₀ U		
1	47	28	282	42.9	2.450	1.632	6.002500	3.998400
		91	395	55.8	2.597	1.747	6.744409	4.536959
2	51	28	163	21.2	2.212	1.326	4.892944	2.933112
		91	252	32.0	2.401	1.505	5.764801	3.613505
3	30	28	220	31.2	2.342	1.494	5.484964	3.498948
		91	321	45.9	2.507	1.662	6.285049	4.166634
4	16	28	270	40.7	2.431	1.610	5.909761	3.913910
		91	374	54.2	2.573	1.734	6.620329	4.461582
5	27	28	129	19.1	2.111	1.281	4.456321	2.704191
		91	213	27.3	2.328	1.436	5.419584	3.343008
6	48	28	107	14.4	2.029	1.158	4.116841	2.349582
		91	191	24.2	2.281	1.384	5.202961	3.156904
7	25	28	100	13.4	2.000	1.127	4.000000	2.254000
		91	175	22.5	2.243	1.352	5.031049	3.032536
8	13	28	86	12.1	1.934	1.083	3.740356	2.094522
		91	156	17.9	2.193	1.253	2.094522	2.747829
9	32	28	235	32.9	2.371	1.517	5.621641	3.596807
		91	345	48.0	2.538	1.681	6.441444	4.266378
10	21	28	268	25.5	2.428	1.407	5.895184	3.416196
		91	397	52.4	2.599	1.719	6.754801	4.467681
Σ					46.568	29.108	106.479161	66.133635
方程式		$106.479161a + 46.568b = 66.133635$ $46.568a + 20b = 29.108$						
常数		$a = 0.8418 \qquad b = -0.5047$						

表-3-23 統 丸 山 ダ ム (B社セメント)

配合	標本数	材令	圧縮強度	標準偏差	X	Y	XX	XY
	K	t (日)	S (kg/cm ²)	U (kg/cm ²)	log ₁₀ S	log ₁₀ U		
1	10	28	248	29.8	2394	1.474	5731236	3528756
		91	391	51.8	2592	1.714	6718464	4442688
3	22	28	185	19.8	2267	1.297	5139289	2940299
		91	301	35.0	2479	1.544	6145441	3827576
4	6	28	227	29.7	2356	1.473	5550736	3470388
		91	345	46.6	2539	1.668	6446521	4235052
6	11	28	101	11.6	2004	1.064	4016016	2132256
		91	186	19.4	2270	1.288	5152900	2923760
7	32	28	94	13.0	1973	1.114	3892729	2197922
		91	178	19.8	2250	1.297	5062500	2918250
9	22	28	212	25.2	2326	1.401	5410276	3258726
		91	345	29.9	2538	1.476	6441444	3746088
10	19	28	215	19.5	2332	1.290	5438224	3008280
		91	345	27.1	2538	1.433	6441444	3636954
Σ					32858	19.533	77587220	46266995
方程式		$77.587220a + 32.858b = 46.266995$ $32.858a + 14b = 19.533$						
常数		$a = 0.9010 \qquad b = -0.7195$						

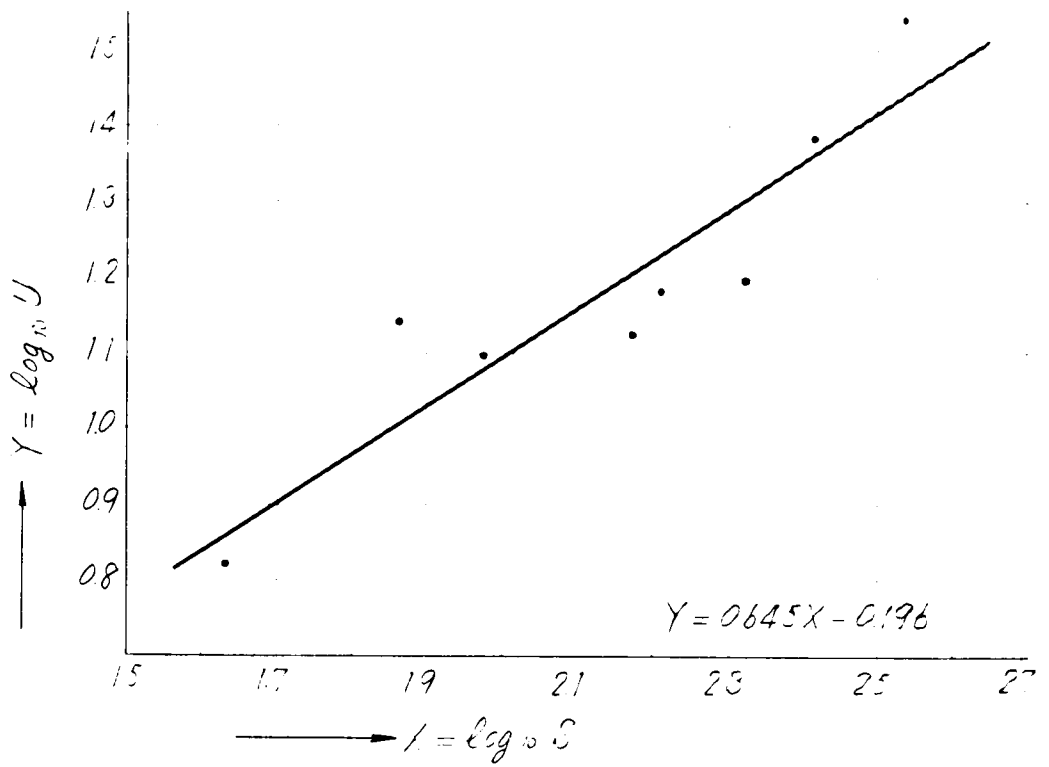


図-3-20 芹川ダムでの $X \sim Y$

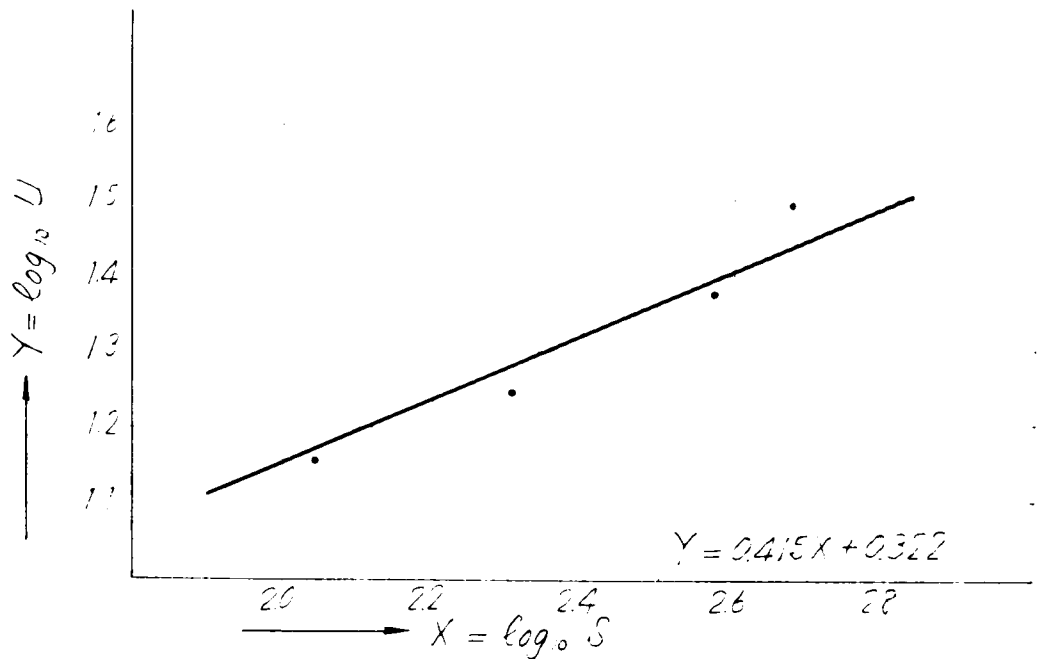
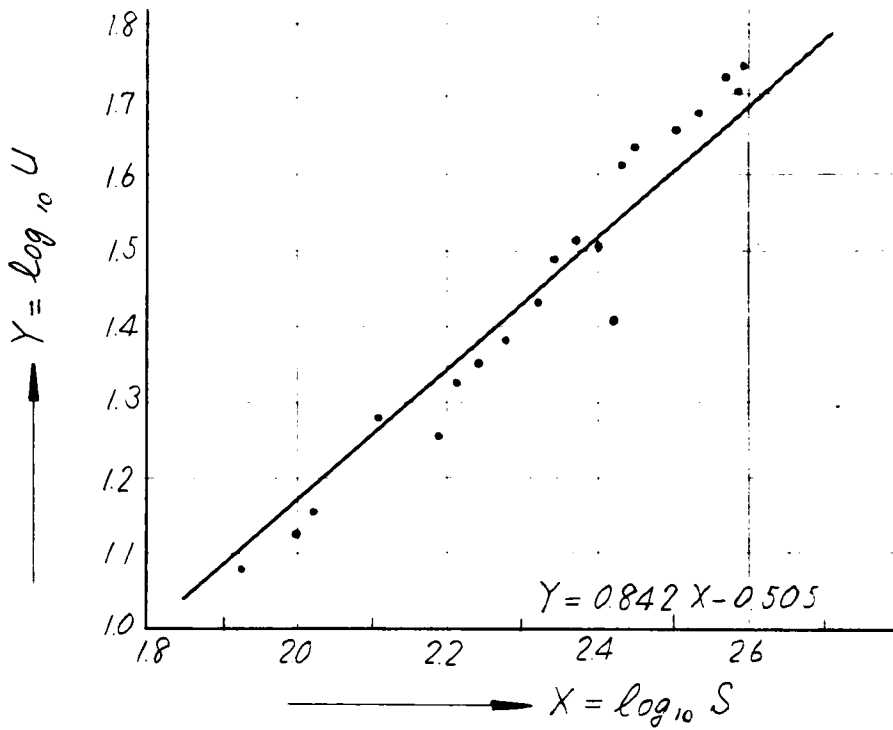
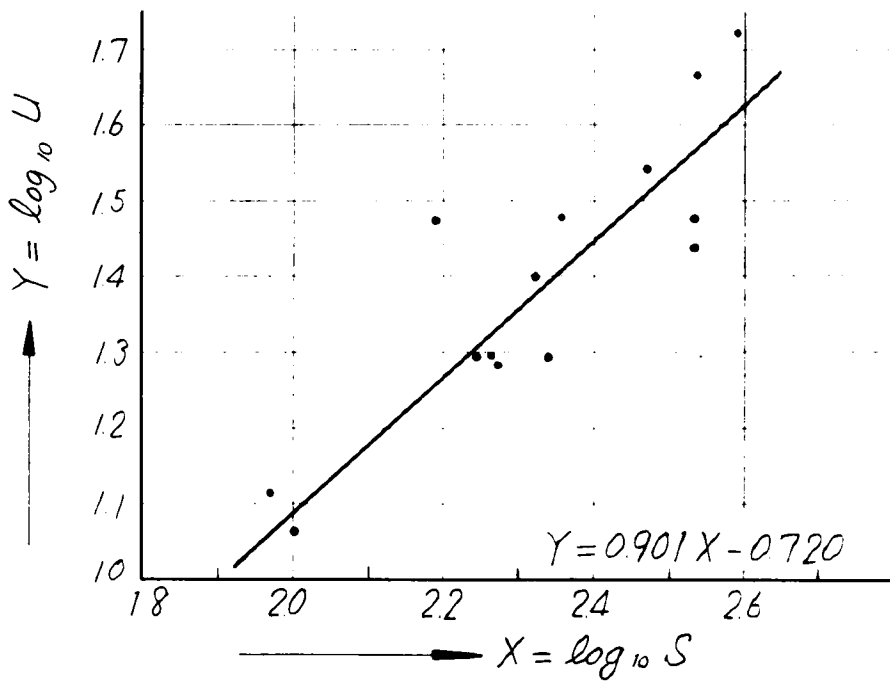


図-3-21 佐々並ダムでの $X \sim Y$



丸山タムのアセット



丸山タムのBセット

図-3-22 丸山タムのX~Y

クリートの強度 S_B が求められる。 U_B は危険率 α を考慮して設計から指定されるので、現在の現場実績により $B_0 = 0.3 \sim 0.9$ として (3.18) 式から A_0 が定まる。したがっていま仮りに材令 T_A で品質管理を行うとすれば、このときの品質の変動は

$$U_A = A_0 S_A^{B_0}$$

として管理すればよい。

したがって具体的には

- (1) 過去の実績、経験により、その設備、材料、熟練等の程度によつて最も精確に想定できる材令の強度の標準偏差を基準にして (ダムの場合には材令 28 日、91 日の資料が多い。またこの範囲では重力ダムでは $100 \sim 300 \text{ kg/cm}^2$ の強度である。) B_0 を定め、早期材令の供試体の圧縮試験の標準偏差を設定すればよい。
- (2) この際、安全のために $B_0 = 1$ として推定してもよいが、最近の傾向では $B_0 > 1$ とする必要はない。
- (3) 過去に類似の経験があるか、または現場の資料が充実した場合には、 B_0 は 1 以下の適切な値にして管理を緩和するか、配合の経済化を講ずればよい。
- (4) (1) の基準材令における強度の分散から $B_0 = 1$ として早期材令の変動を求めた際に、異常に分散が少なくて管理が不可能な場合には、(3) によつて修正する以外は、先ず早期材令における可能な変動値にもとづいて、 $B_0 = 1$ として材令 T_B における U_B を逆に想定し、 S_B と U_B より危険率が指定の α 以下であるように再設計すればよい。

なお本法は前節にのべた連続独立標本の検定と併用すれば、少標本でしかも早く管理状況を判断できて、従来のように単に気休めのための統計的管理の汚名を返上し、当該現場に役立ちうるものであると思う。

第 5 節 結 論

本章によつて得られた結果を列記すれば次のようである。

- (1) 設計上指定される危険率 α にもとづくコンクリートの強度の設計許容

限界は、重力ダムの場合、現在の現場管理機構においては、1標本の非超過の確率にもとづく限界でなければならない。

(2) 米国の示方書、ならびに前章の結論に条文を掲げたわが国の示方書のように、(1)にのべた設計許容限界に数バッチの平均値を対応させることは理論上妥当でない。

(3) 標本値の平均値による方式は、このように設計許容限に対応させるものではなく、管理限界として設定すべきものである。

(4) 標本値の平均値による管理方式は、少標本による管理を助長する上において有利ではあるが、1々標本ごとに K 個ずつの平均値を求めて検討しなければならないので繁雑である。

(5) これに対して連続独立標本による検定法は、連続標本数 K に対応する管理限界を管理図上に設けておけば、見ただけで検討できるので簡便であり、また平均値 m と分散 σ^2 を同時に加味した検定であるので、(4)の方法にくらべてより敏感な方法である。

(6) (4)、(5)の方法とも、管理が良好にして配合を経済化しようとするときには、等分散仮設の検定、ならびに等平均仮設の検定を経て決定しなければならない。この際には当初に想定した分布 $N(m, \sigma^2)$ を母集団とし、標本値の方は標本数に応じた自由度をもつた母数未知のものとして対比しなければならない。

(7) 連続独立標本による管理限界は、(3.6)式の考えにもとずき、表-3-4、5、6、および図-3-5、6、7、を適用して決定すればよい。

(8) 同一配合のコンクリートの材令による強度と分散(ここでは標準偏差)の関係は、理論的には(3.13)式、および(3.14)式で与えられる。

(9) 実際には(8)の方法で今迄の試験が実施されていないので、同一配合という条件を更に広めて、同一現場で(ただし材料の種類の違いを除く)の強度と分散の関係を代用することにすれば、強度 S と標準偏差 σ を夫々常用対数変換したものは直線関係が認められ、その方向係数 B_0 は0.3~0.9で $B_0 \approx 0.5$ のものが多く、また類似の現場の資料を総合した場合の B_0 は約0.5であつた。

- (10) (9)の結果により(3.16)式より(3.17)式の方が妥当であり、したがって強度の高いものと弱いものとの変動係数の比は1より小となり、強度が大きくなるにつれて変動係数 V (%)は漸減する。
- (11) ゆえに現場の品質管理の良否を変動係数のみで表示することは妥当とはいえず、新しく提唱した管理の特性値 K_0 と B_0 で比較すべきである。
- (12) また単にある特定の強度における標準偏差のみで管理の良否を表わすことは、変動係数と同程度の評価しかできないから、やはり K_0 と B_0 によらなければならない。
- (13) K_0 と B_0 の値が特に重要視されるのは早期材令による管理方法においてである。この場合 $B_0 = 1 \sim 1/2$ 程度の値を適用すればよいが、安全のため当初は $B_0 \neq 1$ で出発することがのぞましい。ただし $B_0 > 1$ にとる必要はない。
- (14) 早期材令の供試体の圧縮試験値による管理を実行するためには、連続独立標本による管理法と、早期材令における分散 σ_A^2 を組合せて行えばよい。
- (15) (9)の方法は圧縮強度 $S = 40 \sim 500 \text{ kg/cm}^2$ の範囲の統計資料からえられたものであるから、材令3日の普通コンクリートを管理することが可能である。

参 考 文 献

- 1) 佐藤良一郎 : “数理統計学増補版” 培風館, 昭24.5.20 発行. P. 593
- 2) 日本応用力学会篇 : “応用統計学” 克誠堂, 昭24.7.30 発行 P. 3.25
- 3) A.C.I. Committee 214 : “Evaluation of Compression Test Results of Field Concrete.”
- 4) A.C.I. Committee 318 : “A.C.I. Building Code, 304—Strength tests of concrete, (C). Criteria for Ultimate Strength Design A602—General requirements, (f)”
- 5) A.C.I. Committee 611 : “A.C.I. Manual of Concrete Inspection.”
- 6) A.S.T.M. “Standard Specification for Ready-mixed Concrete, (d).”
- 7) 文献 2) p. 4.17
- 8) 伊藤和幸 : “圧縮強度試験によるダムコンクリートの早期管理について” 発電水力誌, 第4巻, 第25号, 1956年11月, p. 8.
- 9) 文献 1) p. 25
- 10) 文献 1) p. 417
- 11) 統計学研究会編 : “新編統計数値表”. 河出書房, 昭27.6.10 発行 p. 94
- 12) 文献 1) p. 425
- 13) 関西電力株式会社 : “丸山発電所工事誌, 土木編” 関西電力株式会社 昭31.7.20 発行, p. 204.

第4章 コンクリート打設計画に関する研究¹⁾

第1節 緒 言

前章までは現場のコンクリート管理試験に必要な供試体の個数とか、重力ダム¹⁾の安全性、これにもとづく品質管理の基本概念、管理の効果、ならびにその効果を助長するための早期管理法、等、重力ダムコンクリートの品質管理について直接関係ある諸問題を取挙げて説明してきたのであるが、本章では間接的な要因として最も重要なコンクリートの打設計画と工期の妥当性について検討してみよう。

いうまでもなくコンクリートの打設計画の適否は、第3章の緒言で分類した材料の管理 — 予備管理と名付けた — よりも以前の管理ともいふべきものであつて、たとえ直接的な管理技術がすぐれていても、無理な打設設備なり打設工程であれば、管理を良好にする方法が見出せたとしても工程上それを改変することができず、止むなく不良のコンクリートのまゝに打設してしまつたり、不経済なコンクリートで施工したりしなければならぬような事態を生ずるからである。こうした実例は今日でも多くの現場でよく見受けることであつて、例えば工事の暇な時には優秀な管理状況であつても、最盛打設期に入れば十分な管理を行うことができずに、変動が増加する事実をみれば容易に首肯できる。したがつてコンクリートの品質管理に関する計画技術としては、その打設計画の妥当性を検討することが必須の要件となる。

ところが土木構造物の設計については、各理論の発展によりかなりの進歩をみているが、ひるがえつて実際施工に関してはその特性の把握たるや、まことに貧困窮まりないものである。その原因がどこにあるかはいうまでもなく各現場の施工条件の相違、例えば地形、地質の差、機械の良否、技術の適否、等により、ある種の工事の特性を求めようとしても、初歩の水理実験に

みられるような特性曲線上に標本点がうまく乗ってこないからであつて、むしろこれらの変動が著しいために、果してそのような特性があるのかと疑われる場合が多いからである。しかしながら先人の至言のごとく“かく切られたる石にも定めあり”であつて、いかに工事施工実績が多岐多様のものであつても、類似の構造物を造る場合には、その構造物特有の施工特性が必ず存在するはずである。多年の経験ある技術者はこうした工事の特性の概略を一種のカンによつて把握しているが、その内容を広く一般に普及しうるまでの裏付けをもっていない。著者はこうした点に着目し、推計学を用いてその施工状況の特性化に努めた。この種の問題の常として、本文で取扱つた資料においても、その変動は極めて大きいものがあつたが、いわゆる標準化を行い要因のある特定の条件内に制約して処理を行つた結果、月平均打設量と最大月打設量の関係、工期と最大打設率の関係、ミキサーの実際稼働状況、等について実用に供する程度のもので得ることができた。

したがつて本章では、このような諸関係の統計資料の分析、この結果を用いて行つた当時の最大の重力ダム、佐久間ダム、および糠平ダムの計画の検討、ならびに工事計画の妥当性と品質管理の難易について述べることにする。

なおこゝに引用した資料は1953年以内に完成した重力ダム、および恐らくこれ以上の変化をもつことがないと認められる34現場から成り、所属会社名、所在、発電所名、については表4-4-1.2のようである。この表の最左欄の番号は以下の資料では個有の地点を表わすものとする。

また本文中に使用する用語、および記号の内容については次のようである。

(1) 工期、 T (月)：ダムコンクリートの打設が始まつてから終るまでの期間。ただし冬期打設休止の分は、今後の計画について事前に見込める量であるから除去し、また打設の当初とか、完成期近くで著しく工事進捗状況が低下し、長引いているものは直接打設に関係のない期間として除去した。これは例えば打設設備、岩盤掘削、その他の附属仮設備が完全に整わなかつたりしたのが前者の例であり、建設中、ダム以外の工事の遅延によ

表-4-1 資 料

地点番号	発電所名	所属会社名	所在府県名	発電所着工 昭年月日	発電所完成 昭年月日	最大出力 (KW)
1	伊尾木	四国電力KK	高知	27. 8. 21	29. 2. 28	7,700
2	松尾川第2	"	徳島	26. 21. 27	28. 10. 11	20,500
3	幸知	東京電力KK	群馬	27. 4. -	28. 8. -	18,600
4	高野	四国電力KK	徳島	27. 8. 21	28. 12. 31	5,200
5	黒瀬	KK 鉄興社	山形	27. 11. 15	29. 3. 30	7,000
6	旭川第1	岡山県	岡山	26. 1. 16	29. 3. 31	18,700
7	神通川第1	北陸電力KK	富山	27. 3. 20	29. 3. 31	80,000
8	神通川第2	"	"	27. 10. 9	29. 3. 31	40,000
9	伊折	"	"	26. 12. 23	28. 11. 30	18,000
10	上田	東北電力KK	福島	27. 9. 26	29. 7. 31	42,600
11	片門	"	"	26. 12. 1	28. 12. 1	38,000
12	柳津	"	"	26. 12. 1	28. 12. 1	50,000
13	葛根田第1	"	岩手	27. 7. 25	29. 5. 31	10,500
14	葛根田第2	"	"	27. 7. 25	28. 9. 30	5,100
15	白根	東京電力KK	群馬	27. 8. 23	29. 3. 31	10,300
16	下船津	"	新潟	27. 12. -	29. 6. -	6,100
17	笹平	"	長野	27. 10. -	29. 7. -	14,300
18	鎌田	"	群馬	27. 12. -	29. 8. 31	11,200
19	石羽根	東北電気鉄KK	岩手	27. 4. 1	29. 1. 7	5,000
20	幌満第3	東邦電化KK	北海道	27. 2. 1	29. 5. 31	5,800
21	久瀬	中部電力KK	岐阜	26. 12. 1	28. 9. 14	17,000
22	東上田	"	"	28. 1. 8	30. 3. 31	34,000
23	朝日川	"	"	26. 12. -	29. 9. 30	20,500
24	野川	山形県	山形	26. 10. 10	29. 3. 31	6,060
25	金川	三菱金属興業KK	福島	28. 4. 1	29. 3. 31	6,000
26	赤芝	日本電興KK	山形	27. 9. 18	29. 3. 25	5,200
27	明塚	中国電力KK	島根	26. 11. 6	28. 12. 31	25,000
28	夜明	九州電力KK	大分	27. 8. 26	洪水被害	12,000
29	銅山川第1	愛媛県	愛媛	25. 4. 1	28. 10. 7	10,700
30	丸山	関西電力KK	岐阜	26. 10. 18	29. 9. 30	125,000
31	坂上	"	"	27. 7. 15	29. 5. 31	8,600
32	打保	"	"	27. 2. 18	29. 6. 30	24,000
33	椿原	"	"	27. 1. 17	29. 6. 30	38,700
34	三成	島根県	島根	27. 4. 15	29. 3. 31	2830

表-4-2 資 料

地点番号	ミキサ			工 期 T (月)	総打設量 V (1,000 m ³)	月平均打設量 y (1,000 m ³)	最大打設率 R (%)	最大打設量 x (1,000 m ³)
	切/台	台数	M合計 (切)					
1	18	1	18	9	1 1.0 0 0	1.2 2 0	2 4.0	2.6 4 0
2	14	1	14	4	1.9 9 7	0.5 0 0	3 0.0	0.6 0 0
3	14	2	28	14	6.9 2 1	0.5 0 0	2 7.0	1.8 7 0
4	16	2	32	11	4.1 8 5	0.3 8 0	1 6.5	0.6 9 0
5	18	2	36	6	3.9 2 8	0.6 5 0	4 0.0	1.5 7 0
6	28	4	112	25	1 5 3.2 9 2	6.1 2 0	1 5.0	2 3.0 0 0
7	28	3	84	17	1 2 7.0 0 5	7.5 0 0	1 3.0	1 6.5 0 0
8	56	4	224	15	1 2 2.5 0 0	8.1 7 0	1 4.5	1 7.8 0 0
9	14	2	28	8	3.4 4 3	0.4 3 0	3 1.0	1.0 9 0
10	28	3	84	12	1 1 2.4 7 4	9.4 0 0	1 8.0	2 0.2 5 0
11	28	3	84	20	5 0.3 2 0	2.5 2 0	2 3.5	1.1 8 0 0
12	28	3	84	18	7 4.6 1 3	4.1 5 0	1 5.0	1 1.2 0 0
13	8	2	16	11	1.9 2 4	0.1 8 0	3 0.0	0.5 8 0
14	7	1	7	12	0.8 2 4	0.0 7 0	3 0.0	0.2 5 0
15	8	1	8	5	0.4 3 0	0.0 9 0	2 5.0	0.1 1 0
16	14	2	28	11	9.2 8 7	0.8 4 0	2 7.5	2.5 5 0
17	28	2	56	17	2 0.4 2 7	1.2 0 0	3 2.0	6.5 4 0
18	14+10	1+1	24	15	9.1 8 8	0.6 1 0	4 4.5	4.0 9 0
19	21	4	84	16	3 0.6 1 6	1.9 1 0	2 3.5	7.2 0 0
20	28	3	84	13	6 8.0 0 0	4.8 5 0	1 5.5	1 0.5 0 0
21	28	2	56	12	4 3.9 0 4	3.6 6 0	1 8.0	7.9 0 0
22	28	2	56	15	1 3.1 0 0	0.8 7 0	2 1.5	2.8 1 0
23	56	4	224	16	2 4 1.7 7 7	1 5.1 0 0	1 4.5	3 5.0 0 0
24	28	2	56	19	3 3.5 3 6	1.7 6 0	1 6.0	5.3 6 0
25	21	2	42	6	4.2 3 6	0.7 1 0	3 1.0	1.3 1 0
26	28	2	56	11	1 8.7 5 0	1.7 0 0	2 0.0	3.7 5 0
27	28	3	84	21	5 0.4 0 0	2.4 0 0	9.0	4.5 3 0
28	21	2	42	13	2 7.9 5 0	2.1 5 0	1 3.5	3.7 7 0
29	21	3	63	30	1 3 1.0 0 0	4.3 7 0	9.0	1 1.8 0 0
30	56	4	224	19	4 7 9.4 0 0	2 5.2 0 0	8.8	4 2.2 0 0
31	28	2	56	15	2 8.3 6 3	1.8 9 0	2 1.0	5.9 5 0
32	28	2	56	22	5 4.1 2 5	2.4 7 0	1 5.8	8.5 5 0
33	56	2	112	19	1 6 2.7 4 9	8.5 5 0	1 3.7	2 2.3 0 0
34	14	2	28	15	2 1.0 1 4	1.4 0 0	1 3.0	2.7 4 0

つて、ダムを早急に打上げる必要がなくなつて、故意に完成を長引かせたものが後者の例である。

(2) ミキサーの容量, M , (切) : 合計容量で表わす。例えば28切3台のプラントの場合には84切とする。

(3) 月平均打設量, y ($1,000 m^3$ /月) :

$$y = \frac{\text{打設総量} (1,000 m^3/\text{月})}{\text{工期} (\text{月})}$$

(4) 最大月打設量, x , ($1,000 m^3$) : 全工期を通じて各月毎にコンクリートの打設量を集計した結果, 最大量を示した月の打設量。

(5) 最大打設率, R , (%) :

$$\frac{\text{最大月打設量} (1,000 m^3)}{\text{打設総量} (1,000 m^3)} \times 100 \quad (\%)$$

第2節 月平均打設量と最大月打設量の関係

§ 1. 統計資料の解析

月平均打設量と最大月打設量の関係は、仮設備計画の基幹をなす極めて重大なものである。もちろん、ダムのブロック割りとか仮設備や打設技術等から、一応その最盛期を想定して求めることができるけれども実際施工に際しては気象の問題、機械の能力と能率、技術の巧拙、等、不慮の要因が入り込んで、少なからず当初の計画が左右されるものである。

こうした状況において、従来の概念は月平均打設量の2倍に最大容量を想定すればよいとか、またはさらに進んで打設量の大小の程度に応じて幾分その想定量を変える、などといったはなはだ雑然たるものであつた。したがつて本節においては果してそうした相関が認められるかどうか、関係があるとするればどのような函数関係で表示すればよいか、また当てはめた函数は妥当なものであるか、こうした函数に対して個々の標本はどのような変動域内にあ

るのか、等について調べてみよう。

(1) 両者の相関の有無

表-4-2の最大月打設量 x (1,000 m^3)を横軸に、月平均打設量 y (1,000 m^3)を縦軸にとつて、標本点を図上にプロットすれば図-4-1のようである。この図から両者の相関があるとすれば直線か、せいぜい2次曲線程度のもと思われるが、次に簡単に相関係数の有意の有無について検定してみる。ただし標本個数(n)は34であるので、第3章、第4節 §2のように標本数の少ない場合の検定²⁾法を適用する。

すなわち表-4-2の x 、 y を標本として計算すれば表-4-3のようであつて、こゝで求められた値を次式に代入すれば標本相関係数 r は

$$r = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sigma_x \cdot \sigma_y} = \frac{4.72648}{9.8666 \times 5.0120} = 0.9558$$

$$t = \frac{r\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r^2}} = \frac{0.9558\sqrt{32}}{\sqrt{1-0.9558^2}} = 18.3908$$

ゆえに t -表³⁾から $p = 0.01$ 、 $f = 30$ としても $t_0 = 2.750$ であるから、 $\rho = 0$ としたとき

$$P\{t \geq 18.3908\} < 0.01$$

となり、帰無仮設 $\rho = 0$ は棄却されて両者の相関が認められる。

次にこれら月平均打設量と最大月打設量の回帰曲線について検討してみよう。

(2) 直線および曲線の仮定

本項の始めにのべたように、仮設備計画に対する従来の概念は月平均打設量の2倍に最大月打設量を想定するといったような直線的比例関係が布えんしていたので、これに対する検討の意味も含めて、こゝではそれぞれ原点を通る1、2次線を普通の最小自乗法で求めておき、あとでその妥当性について検討を加えることにする。2次曲線についての計算は表-4-

表-4-3 xとyの相関係数の計算

標本地点	月平均打設量 (1,000m ³) y	最大月打設量 (1,000m ³) x	$y_i - \bar{y}$ Y	$x_i - \bar{x}$ X	X · Y	X · X	Y · Y
1	1.22	2.64	-2.41	-6.15	14.8215	37.8225	5.8081
2	0.50	0.60	-3.13	-8.19	25.6347	67.0761	9.7969
3	0.50	1.87	-3.13	-6.92	21.6596	47.8864	9.7969
4	0.38	0.69	-3.25	-8.10	26.3250	65.6100	10.5625
5	0.65	1.57	-2.98	-7.22	21.5156	52.1284	8.8804
6	6.12	23.00	2.49	14.21	35.3829	201.9241	6.2001
7	7.50	16.50	3.87	7.71	29.8377	59.4441	14.9769
8	8.17	17.80	4.54	9.01	40.9054	81.1801	20.6116
9	0.43	1.09	-3.20	-7.70	24.6400	59.2900	10.2400
10	9.40	20.25	5.77	11.46	66.1242	131.3316	33.2929
11	2.52	11.80	-1.11	3.01	3.3411	9.0601	1.2521
12	4.15	11.20	0.52	2.41	1.2532	5.8081	0.2704
13	0.18	0.58	-3.45	-8.21	28.3245	67.4041	11.9716
14	0.07	0.25	-3.56	-8.54	30.4024	72.9316	1.26736
15	0.09	0.11	-3.54	-8.68	30.7272	75.3424	1.25316
16	0.84	2.55	-2.79	-6.24	17.4096	38.9376	7.7841
17	1.20	6.54	-2.43	-2.25	5.4675	5.0625	5.9049
18	0.61	4.09	-3.02	-3.70	9.2714	13.6900	9.1204
19	1.91	7.20	-1.72	-1.59	2.7348	2.5281	2.9584
20	4.85	10.50	1.22	-1.71	2.0862	2.9241	1.4884
21	3.66	7.90	0.03	-0.89	0.0267	0.7921	0.0009
22	0.87	2.81	-2.76	-5.98	16.5048	35.7604	7.6176
23	15.10	35.00	11.47	26.21	300.6287	686.9641	131.5609
24	1.76	5.36	-1.87	-3.43	6.4141	11.7649	3.4969
25	0.71	1.31	-2.92	-7.48	21.8416	55.9504	8.5264
26	1.70	3.75	-1.93	-5.04	9.7272	25.4016	3.7249
27	2.40	4.53	-1.23	-4.26	5.2398	18.1476	1.5129
28	2.15	3.77	-1.48	-5.02	7.4296	25.2004	2.1904
29	4.37	11.80	0.74	3.01	2.2274	9.0601	0.5476
30	25.20	42.20	21.57	33.41	720.6537	1116.2281	465.2649
31	1.89	5.95	-1.74	-2.84	4.9416	8.0656	3.0276
32	2.47	8.55	-1.16	-0.24	0.2784	0.0576	1.3456
33	8.55	22.30	4.92	13.51	66.4692	182.5301	24.2064
34	1.40	2.74	-2.23	-6.05	13.4915	36.6025	4.9729
Σ	1235.4	298.80			1607.0035	3309.9064	8540.977
平均	3.63	8.79			47.2648	$\sigma_x^2 = 97.36501882$ $\sigma_x = 9.8666$	$\sigma_y^2 = 25.1205205$ $\sigma_y = 5.0120$

表-4-4 直・曲線の計算 (x, yは表-4-2より)

標本地点	$x_i \cdot x_i$	$x_i^2 \cdot y_i$	$x_i^2 \cdot x_i$	$x_i^2 \cdot x_i^2$	$x_i \cdot y_i$
1	69696	8502921	18399744	48575324	3220800
2	03600	0180000	0216000	0129600	0300000
3	34969	1748450	6539203	12228309	0935000
4	04761	0180918	0328509	0226571	0262200
5	24649	1602185	3869893	6075732	1020500
6	5290000	3237480000	12167000000	279841000000	140760000
7	2722500	2041875000	4492125000	74120062500	123750000
8	3168400	2588582800	5639752000	100387585600	145426000
9	11881	0510883	1502950	1411582	0468700
10	4100625	3854587500	8303765625	168151253906	190350000
11	1392400	350884800	1643032000	1938777600	29736000
12	1254400	520576000	1404928000	15735193600	46480000
13	03364	0060552	0195120	0113164	0104400
14	00625	0004375	0015625	0003906	0017500
15	00121	0001089	0001331	0000146	0009900
16	65025	5462100	16581375	42282506	2142000
17	427716	51325920	279726264	1829409766	7848000
18	167281	10204141	68417929	279829329	2494900
19	518400	99014400	373248000	2687385600	13752000
20	1102500	534712500	1157625000	12155062500	50925000
21	624100	228420600	493039000	3895008100	28914000
22	78961	6869607	22188041	62348395	2444700
23	12250000	18497500000	42875000000	150625000000	528500000
24	287296	50564096	153990656	825389916	9433600
25	17161	1218431	2248091	2944999	0930100
26	140625	23906250	52734375	197753906	6375000
27	205209	49250160	92959677	421107336	10872000
28	142129	30557735	53582633	202006526	8105500
29	1392400	608478800	1643032000	1938777600	51566000
30	178084	44877168000	75151448000	3171391105600	1063440000
31	354025	66910725	210644875	1253337006	11245500
32	731025	180563175	625026375	5343975506	21118500
33	4972900	4251829500	11089567000	247297344100	190665000
34	75076	10510640	20570824	56364057	3836000
Σ	59442220	82191244344	168063301115	5625647065388	2697448800

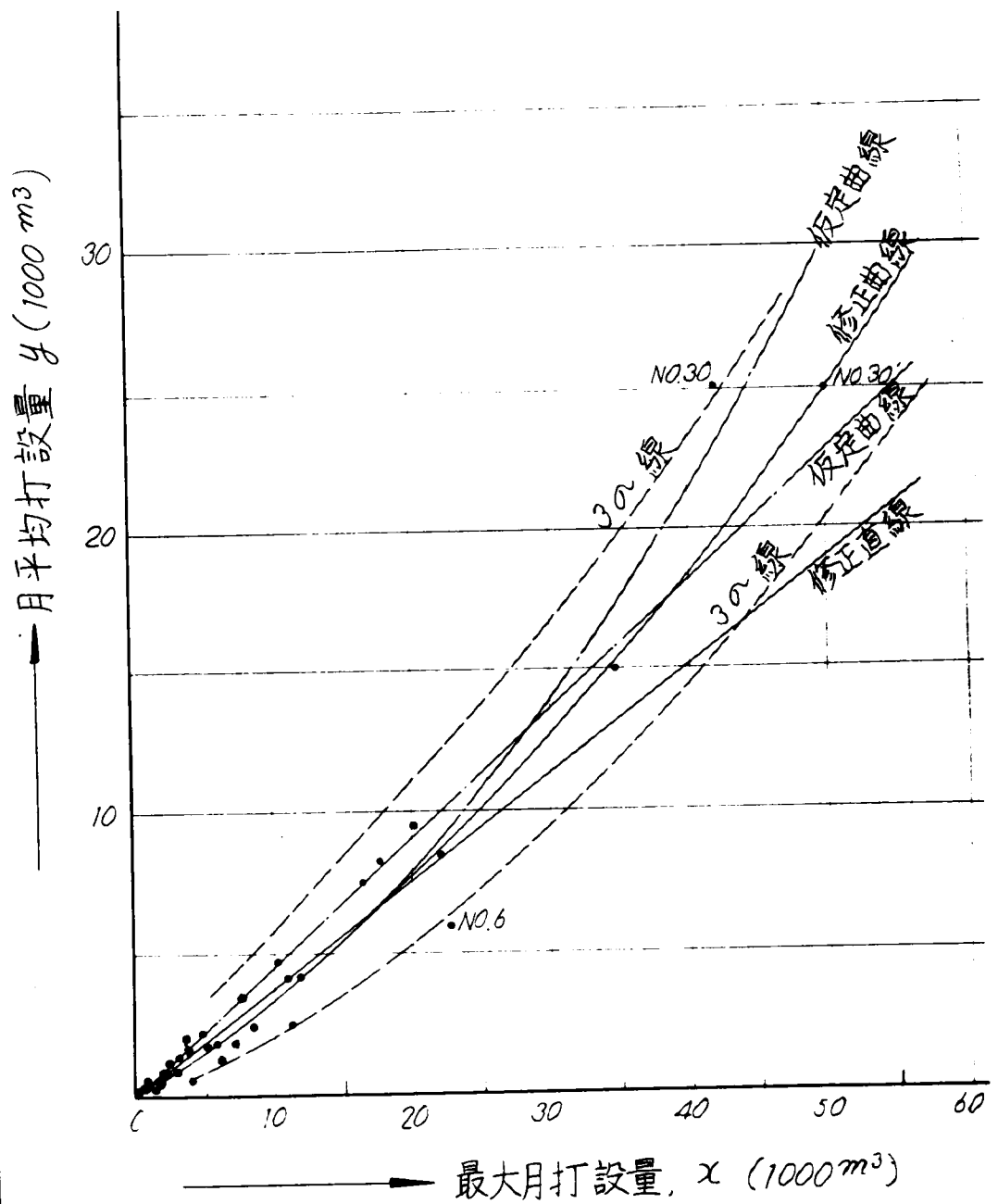


図-4-1 月平均打設量と最大月打設量との関係

4 のようであつて、計算値を(A)', (B)' 式に代入すれば常数 a, b が求まり
 假定 2 次曲線は (4.1) 式のようになる。

假定曲線 $y_i = ax_i^2 + bx_i$

$$\phi(a, b) = \sum_1^i (y_i - ax_i^2 - bx_i)^2$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial a} = - \sum_1^i 2x_i^2 (y_i - ax_i^2 - bx_i) = 0 \quad \dots\dots\dots (A)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial b} = - \sum_1^i 2x_i (y_i - ax_i^2 - bx_i) = 0 \quad \dots\dots\dots (B)$$

$$(A) \text{より } [x_i^2 \cdot y_i] = a[x_i^2 \cdot x_i^2] + b[x_i \cdot x_i^2] \quad \dots\dots\dots (A)'$$

$$(B) \text{より } [x_i \cdot y_i] = a[x_i^2 \cdot x_i] + b[x_i \cdot x_i] \quad \dots\dots\dots (B)'$$

表-4-4 の各値を(A)' (B)' に代入して方程式を解けば

$$a = 0.006780, \quad b = 0.262100$$

$$\therefore y = 0.006780x^2 + 0.2621x \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

同様に直線式については

假定直線 $y_i = ax_i$

$$\phi(a, b) = \sum_1^i (y_i - ax_i)^2$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial a} = - \sum_1^i 2x_i (y_i - ax_i) = 0$$

$$\therefore [x_i \cdot y_i] = a[x_i \cdot x_i]$$

表-4-4 の各値を上式に代入すれば

$$a = 0.4538$$

$$\therefore y = 0.4538x \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

となる。(4.1), (4.2) が假定の直曲線であつて、y は月平均打設量

を、 x は最大月打設量をそれぞれ1000 m^2 単位で表わした記号である。

(3) 各標本点 (x_i, y_i) の重み (Weight)

最大月打設量 x と月平均打設量 y との関係において、一定の y_i に対する x_i の分布、および一定の x_i に対する y_i の分布は Gauss の誤差函数によつて表わされる正規分布をなすものと仮定する。この際、一定の y_i に対する x_i の変動が y_i の各階程において変化なく一定の場合には、(4.1) 式の $f(x)$ を書きかえて

$x = g(y)$ とすれば、その標準偏差 $\sigma_{y..x}$ は

$$\sigma_{y..x} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum [x_i - g(y_i)]^2}$$

で求めることができるが、本文の例においては $y = 0$ のとき x の変動はありえないし、 y が増すにつれて x の変動も次第に増加すると考えた方が妥当であろう。

一般に2変数に対してある函数関係が存在すれば、標本点の変動はその曲線を中心として考えられる。したがつて(4.1)式で仮定した曲線が、次に求める最適の曲線と大差のない場合には、近似的に(4.1)式で仮定した曲線を分布の中心と見做せるので、各 y_i に対する

$$V^2 = [x_i - g(y_i)]^2$$

を個々に求め、 y_i と V_i^2 との関係を普通の最小自乗法を用いて原点を通る3次曲線に当てはめてみた。その理由としては

- (i) $y = 0$ のときには x の変動は無い。
- (ii) y の小さい小ダムにおいては、ダム自身の量に比して各種水門の橋脚等、雑多な工事が入り込む割合が多くて工事は単調さを欠き、したがつて変動も大きく、 y の変化に対して V^2 は敏感に増加するのに対してある量以上となれば、ダム自身の単調な打設部分が多くなって、同一の

表一四一五 曲線からの偏差と分類

標本地点	d_x	$(d_x)^2$	\bar{y}	グループ	標本地点	d_x	$(d_x)^2$	\bar{y}	グループ	d_x	$(d_x)^2$	\bar{y}	グループ
1	1.65	2.7225	1.22	A	13	0.15	0.0225	0.18	A	25	1.6900	0.71	A
2	1.15	1.3225	0.50	A	14	0.20	0.0400	0.07	A	26	3.6100	1.70	A
3	0.05	0.0025	0.50	A	15	0.00	0	0.09	A	27	9.0000	2.40	B
4	0.60	0.3600	0.38	A	16	0.55	0.3025	0.84	A	28	9.6100	2.15	B
5	0.75	0.5625	0.65	A	17	2.30	5.2900	1.20	A	29	0.4900	4.37	C
6	6.65	44.2225	6.12	D	18	1.70	2.8900	0.61	A	30	5.7600	25.20	G
7	2.60	6.7600	7.50	D	19	0.90	0.8100	1.91	A	31	0.0900	1.89	A
8	2.50	6.2500	8.17	E	20	3.10	9.6100	4.85	C	32	0.4900	2.47	B
9	0.40	0.1600	0.43	A	21	2.90	8.4100	3.66	B	33	1.4400	8.55	E
10	2.35	5.5225	9.40	E	22	0.25	0.0625	0.87	A	34	3.6100	1.40	A
11	3.70	13.6900	2.52	B	23	3.30	10.8900	15.10	F				
12	0.85	0.7225	4.15	C	24	0.50	0.2500	1.76	A				

y の変化に対して V^2 の増加率は減少すると考えられるからである。

さて具体的にこの3次曲線を求めるには先ず(4.1)式上の \tilde{y} の一定値に対する標本値 x の曲線からの偏差 dx を求め、この値を自乗する。かくして y_i を 2,000 m^3 ごとに区分して各区分を A B C …… G グループに分類する。その結果は表-4-5 のようである。

表-4-5の dx の値は図上に(4.1)式の曲線を描き、標本値の y_i に対する \tilde{y} より \tilde{x} を求め、標本点の x_i との差を図上で読んだものである。

次にこの表のグループ別によつて表-4-6を計算した。なお表-4-5の標本地点6は異常な偏位であつたので以下の計算では省くことにする。

いま仮曲線を次のようにすれば

$$Y_i = a X_i^3$$

$$\phi(a) = \sum (Y_i - a x_i^3)^2$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial a} = \sum 2 X_i^3 (Y_i - a X_i^3) = 0$$

$$[X_i^3 \cdot Y_i] = a [X_i^3 \cdot X_i^3]$$

表-4-6より $a = 0.0108732$

$$\begin{aligned} \therefore y &= 0.01087 X^3 \\ &= 0.01087 (V^2)^3 \\ &\approx 0.01087 (\sigma_{y \cdot x}^2)^3 \quad \dots\dots\dots (4.3) \end{aligned}$$

次に一定の x_i に対する y_i の変動 $\sigma_{x \cdot y}$ は(4.4)式のように想定する。

$$\sigma_{x \cdot y} = 0.1 y \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

この係数、0.1は、 y の値が総打設量と工期の比であるから、その両者の誤差を定めたものである。すなわち工期において起りうる変動の範囲

表-4-6 最小自乗法の計算

グループ	$\Sigma (d.x)^2$	$\Sigma \tilde{y}$	N	$X = \frac{\Sigma (d.x)^2}{N}$ $= \sigma_{y \cdot x}^2$	$Y = \bar{\tilde{y}}$	X^2	$X^2 \cdot Y \cdot N$	$X^2 \cdot X^2 \cdot N$
A	237475	16.91	19	1.2499	0.89	1.95	33.0194	724444
B	412000	13.20	5	8.2400	2.64	55.968	7387.7751	1566208.1589
C	108225	13.37	3	3.6075	4.46	4.695	628.1670	66124026
D	67600	7.50	1	6.7600	7.50	30.892	2316.8683	954289545
E	132125	26.12	3	4.4031	8.71	8.536	2230.5659	21861.1271
F	108900	15.10	1	10.8900	15.10	129.147	19501.1663	16678894221
G	57600	25.20	1	5.7600	25.20	191.10	48157950	365203473
							669103570	3394592.8569

は本文の資料の整理が月単位であるので、その着工と完成時に0.5月の誤差がある。また打設の初期について±1ヶ月程度の本格的に工事に着工しない期間および工事完成近くにおいてダム以外の構造物の工事進捗と歩調を合せた±1ヶ月程度の期間を考慮すれば、工期に対して±1.5ヶ月程度となる。他方総打設量については2%程度を見積る。この程度のもは極く普通におこりうる誤差であり、したがって平均値に対して±1σ(1σ内に標本の存在する確率は約70%)の変動域と見做すことは妥当といえる。1例として№30標本地点の丸山ダムについて説明してみよう。このダムでは総打設量約480,000m³であつて、2%とすれば約10,000m³、したがつて変動域は490,000~470,000m³となる。工期は19ヶ月であるから変動域は17.5~20.5月となり、その結果 y_i の変動域は5,100m³である。一方(4.4)式から $\sigma_{x,y}$ を求めると $\sigma_{x,y} = 0.1 y_i = 0.1 \times 2520 m^3$ となつて±1σの変動域は $2520 \times 2 = 5040 m^3$ となり、上記の5,100m³と殆んど一致することになる。このような程度で(4.4)式を設定したのである。

(4) 直線および曲線の適合度の検定

(4.3)式および(4.4)式によつてWeightを求めることができるので(4.1)式および(4.2)式の直曲線を最適の直曲線に修正し、併せてそれぞれの適合度を調べてみよう。なお本項の計算方法は文献⁴⁾によつた。

理論的な取扱いは別として実用面のみに着目すれば、図-4-1にプロットされた標本の範囲では直線を用いても大差ないと考えられるのであるが、本文ではこれらの標本よりさらに規模の大きいダムの計画の妥当性を解析しようと企図するものであるから特に厳密な計算を進めた次第である計算の内容は次のようである。

$$(1) \quad S/\sigma^2 \equiv \left\{ \left(\frac{x_i - \hat{x}_i}{\sigma_{y_i x_i}} \right)^2 + \left(\frac{y_i - \hat{y}_i}{\sigma_{x_i y_i}} \right)^2 \right\}$$

が最小になるように方程式を決める。こゝに $(\tilde{x}_i, \tilde{y}_i)$ は曲線上の点である。

(ii) Weight は次のように決める。

$$w_{x_i} = \frac{\sigma^2}{\sigma_{y_i}^2 x_i}, \quad w_{y_i} = \frac{\sigma^2}{\sigma_{x_i}^2 y_i}$$

$\sigma_{y_i}^2 x_i$, $\sigma_{x_i}^2 y_i$ はそれぞれ (4.3) 式および (4.4) 式から求められる。 σ^2 は最後の結果には関係しないから計算に便利なように

直線の場合 $\sigma^2 = 1$

曲線の場合 $\sigma^2 = 10$

とした。

(iii) パラメータの推定値を a, b, c とし、近似曲線 F としては

$$F(x, y; a_0, b_0', c_0) = y - (a_0 + b_0 x + c_0 x^2)$$

を考える。

本文では (4.1) 式については $a = 0$, (4.2) 式については $a = 0$, $c = 0$ となる。

推定値と近似値の差を A, B, C , とおけば

$$A \equiv a_0 - a$$

$$B \equiv b_0 - b$$

$$C \equiv c_0 - c$$

(iv) A, B, C は次の正規方程式を解いて求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} [a \cdot a]A + [a \cdot b]B + [a \cdot c]C &= [a \cdot 0] \\ [b \cdot a]A + [b \cdot b]B + [b \cdot c]C &= [b \cdot 0] \\ [c \cdot a]A + [c \cdot b]B + [c \cdot c]C &= [c \cdot 0] \end{aligned} \right\}$$

表-4-7 曲線の修正 (その1)

標本地点	y	x	2 C ₀ x	-F _x = b ₀ +2 C ₀ x	F _x · F _x	(4.4)式(4.3)式 $\sigma_{x,y}$ $\sigma_{y,x}^2$	$\frac{\sigma^2}{w_x \sigma_{y,x}}$	$\frac{1}{w_y} \frac{\sigma_{x,y}^2}{\sigma^2}$	$\frac{F_x \cdot F_x}{w_x}$
1	1.2 2	2.6 4	0.0557 984	0.2978 984	0.0887 43456	0.122	4.55	0.00149	0.01950
2	0.5 0	0.6 0	81 360	2702 360	730 27495	0.050	6.05	25	1207
3	0.5 0	1.8 7	253 572	2874 572	826 31642	0.050	6.05	25	1366
4	0.3 8	0.6 9	93 564	2714 564	736 88577	0.038	6.67	15	1105
5	0.6 5	1.5 7	212 892	2833 892	803 09439	0.065	5.55	42	1447
6	6.1 2	2 3.0 0	3118 800	5739 800	3294 53040	0.612	2.60	3746	8557
7	7.5 0	1 6.5 0	2237 400	4858 400	2360 40506	0.750	2.41	5625	9794
8	8.1 7	1 7.8 0	2413 680	5034 680	2534 80027	0.817	2.38	6675	10650
9	0.4 3	1.0 9	147 804	2768 804	766 62756	0.043	6.45	19	1189
10	9.4 0	2 0.2 5	2745 900	5366 900	2880 36156	0.940	2.24	8836	12859
11	2.5 2	1 1.8 0	1600 080	4221 080	1781 75164	0.252	4.39	635	4059
12	4.1 5	1 1.2 0	1518 720	4139 720	1713 72817	0.415	2.94	1722	5829
13	0.1 8	0.5 8	78 648	2699 648	728 80993	0.018	1.00	4	729
14	0.0 7	0.2 5	33 900	2654 900	704 84940	0.007	14.30	1	493
15	0.0 9	0.1 1	14 916	2635 916	694 80532	0.009	12.50	1	556
16	0.8 4	2.5 5	345 780	2966 780	880 17835	0.084	5.12	71	1719

17	1.20	6.54	886 824	3507 824	1230 48292	0.120	220	4.55	144	2704
18	0.61	4.09	544 604	3175 604	1008 44607	0.061	1.80	555	37	1817
19	1.91	7.20	976 320	3597 320	1294 07111	0.191	2.60	385	365	3361
20	4.85	10.50	1423 800	4044 800	1636 04070	0.485	3.60	278	2352	5885
21	3.66	7.90	1071 240	3692 240	1363 26362	0.366	3.25	1050	1340	1298
22	0.87	2.81	381 036	3002 036	901 22201	0.087	2.00	500	76	1802
23	15.10	35.00	4746 000	7367 000	5427 26890	1.510	5.15	1.94	22801	27976
24	1.76	5.36	726 816	3347 816	1120 78720	0.176	2.50	4.00	310	2802
25	0.71	1.31	177 636	2798 636	783 23634	0.071	1.85	5.40	50	1450
26	1.70	3.75	522 060	3143 060	987 88262	0.170	2.50	4.00	289	2470
27	2.40	4.53	627 828	3248 828	1055 48834	0.240	2.80	3.57	576	2957
28	2.15	3.77	524 772	3145 772	989 58815	0.215	2.65	3.77	420	2625
29	4.37	11.80	1600 080	4221 080	1781 75164	0.437	3.45	290	1910	6144
30	5.20	4.220	5722 320	8343 320	6961 09886	2.520	6.10	164	63504	42446
31	1.89	5.95	806 820	3427 820	1174 99499	0.189	2.55	392	357	2997
32	2.47	8.55	1159 380	3780 380	1429 12729	0.247	2.85	350	610	4083
33	8.55	2.230	3025 880	5644 880	3186 46702	0.855	4.30	2.32	7310	13735
34	1.40	2.74	0.0371 544	0.2992 544	0.0895 53195	0.140	2.20	4.54	0.00196	0.01973
Σ										

表-4-7 (その2)

標本地点	$\frac{1}{W}$	\sqrt{W}	F_0	$\sqrt{W} F_0$	$\sqrt{W} F_b$	$\sqrt{W} F_c$
1	0.02099	6.901	0.47 0803	3.2489	18.2186	48.0972
2	1232	9.010	0.34 0299	3.0661	5.4060	3.2436
3	1391	8.475	-0.01 3836	-	15.8482	29.6362
4	1120	9.448	0.19 5923	1.8510	6.5191	4.4981
5	1489	8.195	0.22 1791	1.8175	12.8661	20.1998
6	12303	2.851	-3.49 4920	9.9640	65.5730	1508.1790
7	15419	2.546	1.32 9195	3.3841	4.20090	69.25120
8	17325	2.402	1.35 6445	3.2581	42.7556	761.0496
9	1208	9.098	0.13 6256	1.2396	9.9168	10.8093
10	21655	2.148	1.31 2251	2.8187	43.4970	88.08142
11	4694	4.615	-1.51 6827	-	54.4570	642.5926
12	7551	3.640	0.36 3997	1.3249	40.7680	456.6016
13	733	1.680	0.02 5701	0.3001	6.7744	3.9291
14	494	4.230	0.00 4051	0.0869	3.5575	0.8893
15	557	13.400	0.06 1087	0.8184	1.4740	0.1621
16	1790	7.473	0.12 7558	0.9531	19.0561	48.5931

17	2848	5930	-0.80	4125	-	4.7684	-	387822	-	2536355
18	1854	7345	-0.57	5405	-	4.2263	-	300410	-	1228678
19	3726	5180	-0.32	8595	-	1.7020	-	372960	-	2685312
20	8237	3485	1.35	0455	-	4.0644	-	365925	-	3842212
21	2638	6158	1.16	6271	-	7.1718	-	486482	-	3843207
22	1878	7295	0.07	9965	-	0.5833	-	204989	-	576020
23	50777	1402	-2.37	9000	-	3.3353	-	490700	-	17174500
24	3112	5670	0.16	0357	-	0.9091	-	303912	-	1628968
25	1500	8.165	0.35	5014	-	2.8986	-	10.6961	-	140119
26	2759	6020	0.62	1782	-	3.7431	-	2.25750	-	846562
27	3533	5320	1.07	3555	-	5.7112	-	240996	-	1091711
28	3045	5730	1.06	5520	-	6.1054	-	2.16021	-	814399
29	8054	3522	0.33	3173	-	1.1734	-	4.15196	-	4904032
30	105950	0971	2.06	5285	-	2.0053	-	409762	-	17291956
31	3354	5460	0.09	0476	-	0.4939	-	324870	-	1932976
32	4693	4616	-0.26	6590	-	1.2305	-	394668	-	3374411
33	21045	2180	-0.66	6456	-	1.4528	-	486140	-	10840922
34	002169	6790	0.63	0944	-	4.2840	-	186046	-	509766
Σ										

表一4一7 (その3)

標本地点	[o.o]	[o.c]	[o.b]	[b.c]	[b.b]	
1	105553	1562630	23133406	591904	8762636	3319173
2	94009	99452	105209	165753	175349	292248
3	00137	34733	8783043	18574	4696804	2511654
4	34262	83259	202329	120668	293235	424986
5	33033	367131	4080319	233841	2586047	1655365
6	992812	150274955	22764038960	6533693	988958215	42998183
7	114521	23435298	4795728701	1421626	290917366	17647560
8	106152	24795737	5791964936	1393020	325391322	18280413
9	15366	133992	1168409	122928	1071936	983429
10	79450	24827509	7758336549	1226049	383127752	18919890
11	490140	44987907	4129252495	3812534	349936652	29655648
12	17553	6049514	2084850211	540135	186147340	16620298
13	00900	11791	154378	20329	266172	458924
14	00075	00772	07908	03091	31636	126558
15	06697	01326	00262	12063	02389	21726
16	09083	463140	23612893	181623	9259949	3631349

17	227376	12094555	643309668	1849290	98365426	15040590
18	178616	5192761	150964962	1269622	36910715	9024616
19	28968	4570401	721090053	634777	100151396	13909916
20	165193	15616286	1476259305	1487448	140596142	13390110
21	514347	27562711	1477024004	3488951	186965102	23666473
22	03402	335992	33179904	119570	11807776	4202049
23	111242	57282109	29496345025	1636631	842752715	24078649
24	08264	1480894	265353674	276286	49506292	9236250
25	84018	406148	1963333	310037	1498726	1144065
26	140107	3168766	71666721	845004	19111137	5096306
27	326178	6234979	119183290	1376376	26309798	5807907
28	372759	4972231	66324573	1318894	17592728	4666507
29	13768	5754391	2404952985	487660	203809608	17272003
30	40212	34675559	29901174230	821695	708558647	16790489
31	02439	954696	373639621	160453	62796591	10554051
32	15141	4152212	1138664959	485638	133177204	15576283
33	21106	15749691	11752558981	706264	527020582	23633209
34	183526	2183837	25986137	797021	9483992	3461311
Σ	4536405	109161083	127505061433	635412	5728029377	374098188

(M) S については次式により最小値を求める。

$$\min S = [0.0] - [a.0]A - [b.0]B - [c.0]C$$

さて具体的な計算順序は表-4-7, 8 のようであつて, 表中の記号については以下のものである。

(曲線の場合)

$$(4.1) \text{式より } y = 0.006780x^2 + 0.2621x$$

$$F = y - (bx + cx^2)$$

$$F_x = -(b + 2cx)$$

$$F_y = 1, F_b = -x, F_c = -x^2$$

$$C_0 = 0.006780, b_0 = 0.2621, a_0 = 0, \sigma^2 = 10$$

$$\frac{1}{W_i} = \frac{F_x \cdot F_x}{w_x} + \frac{F_y \cdot F_y}{w_y} = \frac{F_x \cdot F_x}{w_x} + \frac{1}{w_y}$$

$$F_0 = y_i - (C_0 x_i^2 + b_0 x_i)$$

$$[0.0] = \sum (\sqrt{W} F_0) \cdot (\sqrt{W} F_0)$$

$$[0.c] = \sum (\sqrt{W} F_0) \cdot (\sqrt{W} F_c)$$

$$[c.c] = \sum (\sqrt{W} F_c) \cdot (\sqrt{W} F_c)$$

$$[0.b] = \sum (\sqrt{W} F_0) \cdot (\sqrt{W} F_b)$$

$$[b.c] = \sum (\sqrt{W} F_b) \cdot (\sqrt{W} F_c)$$

$$[b.b] = \sum (\sqrt{W} F_b) \cdot (\sqrt{W} F_b)$$

以上の計算が表-4-7 (1.2.3) に記載されているが, この結果を次の正規方程式に代入すれば

$$[b.b]B + [b.c]C = [b.0]$$

$$[b.c]B + [c.c]C = [c.0]$$

$$c = 0.002987 \quad B = -0.0474$$

が求まり

$$b = b_0 - B = 0.3095$$

$$c = c_0 - c = 0.003793$$

となつて(4.1)式の修正最適曲線は(4.5)式のようになる。

$$y = 0.003793x^2 + 0.3095x \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

また

$$\begin{aligned} \min S &= [0.0] - [b.0]B - [c.0]C \\ &= 418.0176 \end{aligned}$$

$$\min S/\sigma^2 = 418.0176$$

$\min S/\sigma^2$ は自由度 $(n-p)$ なる χ^2 -分布に従うから、パラメーターの数は $p=2$ なるゆゑ、自由度は $34 - 2 = 32$ となつて、 χ^2 -表で

$$P\{\chi^2_0 \geq \chi^2\} = 0.10$$

では $\chi^2_0 = 43.0$ となり、 $\chi_0 > \chi^2$ となつて危険率 $\alpha = 0.10$ の水準で曲線は適合していると判定される。

(直線の場合)

$$(4.2) \text{式より} \quad y = 0.4538x$$

$$F = y - bx$$

$$F_x = -b \quad F_y = 1 \quad F_b = -x$$

$$b_0 = 0.4538, \quad \sigma^2 = 1$$

したがつて曲線の場合よりも簡単で $[b.b]$, $[b.0]$, $[0.0]$ を求めればよい。計算順序は前回と同様で表-4-8のようになる。

したがつて

$$[b.b]B = [b.0]$$

$$\text{により} \quad B = 0.07438 \quad \text{となり}$$

$$b = b_0 - B = 0.37941$$

表一4-8 直線の修正

標本地点	$F_x \cdot F_x \times \sigma_{y,x}$	$F_y \cdot F_y \times \sigma_{x,y}$	$\frac{1}{W}$	\sqrt{W}	F_o	$\sqrt{W} F_o$	$\sqrt{W} F_b$	[b . b]	[b . o]	[o . o]
1	04530	00149	04679	1462	0021968	00321	— 38596	148965	— 01239	00010
2	3399	25	3424	1710	0227720	03894	— 10260	10526	— 03995	01516
3	3399	25	3424	1710	—0348606	— 05961	— 31977	102252	19061	03553
4	3089	15	3104	1795	0066878	01200	— 12385	15339	— 01486	00144
5	3707	42	3749	1632	—0062466	— 01019	— 25622	65648	02611	00104
6	7928	3746	11674	0926	—4317400	— 39979	— 212980	4536048	851472	159832
7	8546	5625	14171	0840	0012300	00103	— 138600	1920996	— 01428	00001
8	8649	6675	15324	0808	0092360	00746	— 143824	2068534	— 10729	00055
9	3192	19	3211	1765	—0064642	— 01141	— 19238	37010	02195	00130
10	9164	8836	18000	0745	0210550	01568	— 150862	2275994	— 23655	00246
11	5869	635	6504	1240	—2834840	— 35152	— 146320	2140954	514344	123573
12	7001	1722	8723	1070	—0932560	— 09978	— 119840	1436162	119576	09956
13	2059	4	2063	2201	—0083204	— 01831	— 12765	16294	02337	00335
14	1441	1	1442	2635	—0043450	— 01144	— 06587	04339	00754	00131
15	1647	1	1648	2462	0040082	00987	— 02708	00733	— 00267	00097
16	4015	71	4086	1563	—0303577	— 04744	— 39856	158850	18907	02250

17	4530	144	4674	1463	- 1.767852	- 25863	- 9.5680	9 15466	247457	66889
18	3706	37	3743	1635	- 1246042	- 20372	- 66871	447173	136229	4.1501
19	5354	365	5719	1321	- 2357360	- 3.1140	- 95112	904629	296178	9.6969
20	7413	2352	9765	1011	0085100	00860	- 106155	1126888	- 09129	0.0074
21	6693	1340	8033	1.115	0074980	0.0836	- 88085	7.75896	- 0.7363	0.0070
22	4118	76	4194	1.542	- 0.405178	- 0.6247	- 4.3330	187748	27068	0.3902
23	10605	22801	33406	0.547	- 0.078300	- 0.0428	- 19.1450	3665310	08194	0.0018
24	5148	310	5458	1.355	- 0.672368	- 09110	- 72628	52.7482	66164	0.8299
25	2574	50	2624	1952	0.115522	0.2254	- 25571	65387	- 0.5763	0.0508
26	5148	289	5437	1.355	- 0.001750	- 0.0024	- 50812	2.58185	0.0122	0.0000
27	5766	576	6342	1.255	0.344286	0.4320	- 56851	323204	- 2.4559	0.1866
28	5457	420	5877	1.305	0.439174	0.5731	- 4.9198	24.2044	- 28195	0.3284
29	7104	1910	9014	1.055	- 0.984840	- 1.0390	- 124490	1549776	129345	1.0795
30	12561	63504	76065	0.363	5869640	2.1365	- 15.3608	2359541	- 328183	45464
31	5251	357	5608	1.337	- 0.810110	- 1.0831	- 79551	6.32836	86161	1.1731
32	5869	610	6479	1.242	- 1.409990	- 1.7512	- 106191	11.27652	18.5961	3.0667
33	8855	7310	1.6165	0.787	- 15.69740	- 12.354	- 1.75501	3080060	216814	15262
34	0.4530	0.0196	0.4726	1.453	0.156588	0.2275	- 3.9812	158499	- 0.9057	0.0518
Σ								33 28.6420	2 47.5902	6 39750

となつて(4.2)式の修正最適直線は(4.6式)のようになる。

$$y = 0.3794x \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

$$\text{また } \min S = [0.0] - [b.0]B$$

$$= 4.5593$$

$$\min S/\sigma^2 = 4.5593$$

パラメーターは1つであるので自由度 $f = 34 - 1 = 33$ となつて χ^2 -表で

$$P \{ \chi_0^2 \geq \chi^2 \} = 0.10$$

では $\chi_0^2 = 43.8$ となり $\chi^2 > \chi_0^2$ となつて危険率 $\alpha = 0.10$ の水準で直線は不適合と判定される。

以上の直線、曲線についての検討の結果、適合性の判定の水準を10%にした場合には直線は否定され曲線は適合となつたのであるが、実際には χ_0^2 の値には差程の大差はない。たゞ直線式をあてはめた場合には、図-4-1の標本点№30の丸山ダムの変位が大きく、常識上このようなことはありえないと考えられるので、計算結果による判定の妥当性がうかどえる。

図-4-1において3 σ 線はその限界内に99.73%の標本生起確率があることを意味するものである。

§ 2. 結果の検討

(4.5)式の曲線に関する3 σ 線は、曲線の信頼限界ではなくて3 $\sigma_{y,x}$ で計算された個々の標本に対する棄却限界を意味するものである。したがつて3 σ では危険率 α は1%以下であるので図-4-1において標本数34個について、№6の標本点である旭川ダムと、№30の標本点である丸山ダムの2つの標本が外れていることは、十分に曲線の妥当性を再検討する必要がある。

№6については次節で述べる図-4-2からもわかるように、工期と最大打設率の関係において、 2σ 線で定性的に示される限界外にあつて、このダムの工期はかなり過剰なものであり、また第3節で述べる図-4-5からもわかるように、ミキサーはその性能の殆んど最大限に稼働している。このことは経済的な問題（旭川ダムは県営のダムであつて、建設資金繰りについては他の電力会社とは性格を異にする）か、または計画技術の拙劣さによるか、いずれかの件によつて長工期にもかゝらず、施工量の変動がはげしかつたことを示すものであつて、こうした特異な事情から、当然 3σ の棄却限界からはずれたのであろうと判断される。

これに対して№30の丸山ダムについてはこのような理由はどこにも見出すことができなかつた。工期は図-4-2から判るように、平均以下のかなり嚴重な位置にあり、またミキサーの稼働状況も図-4-5から判るようにほとんど最大打設量との関係直線の近くにあつて、もしこの標本点が正確な報告に基づくものであるならば、今までに無かつたような綿密な計画、優秀な技術、豊かな経済的裏付けなどがあつたと考える以外に、棄却する理由がないのである。たまたま著者はコンクリートの打設の最盛期に約1ヶ月以上にわたつて現地に駐在する機会をえたのであるが、実地観察の結果、丸山ダムの施工状況が他のダムにくらべて特に優秀なものとは思えなかつた。したがつて文献¹⁾は、昭和29年3月にすでに完成していたのであるが、この1点において疑問を生じ、公表を差控えていたのである。ところがその後の発表⁵⁾によると、昭和28年9月中の打設実績は50,039 m^3 となつている。これを№30として図-4-1にプロットすれば修正直線の直上にきて、かえつて(4.5)式の適合性の優秀さを立証することになつた。したがつて№30は不十分な報告資料に基づくものとして当然棄却限界よりはずれる標本であり、変動域としても $3\sigma_{y,x}$ 程度をとつておけばよいことが確認されたのである。

表-4-9 TとX = log [R(%)] の相関係数の計算

標本地点	T	R(%)	X		dX		dT		(dX) ²	(dT) ²	dX · dT
			log ₁₀ (R)	X _i - \bar{X}	X _i - \bar{X}	T _i - \bar{T}					
1	9	24.0	1.38021	0.0902	-	5.47	-	0.081360	29.9209	-0.4933940	
2	4	30.0	1.47712	0.1871	-	10.47	-	0.0350064	109.6209	-1.9589370	
3	14	27.0	1.43136	0.1413	-	0.47	-	0.0199656	0.2209	-0.0664110	
4	11	16.5	1.21748	0.0726	-	3.47	-	0.0052707	12.0409	0.2519220	
5	6	40.0	1.60206	0.3120	-	8.47	-	0.0973440	71.7409	-2.6426400	
6	25	15.0	1.17609	0.1140	1	10.53	1	0.0129900	110.8809	-1.2004200	
7	17	13.0	1.11394	0.1761	-	2.53	-	0.0310112	6.4009	-0.4455330	
8	15	14.5	1.16136	0.1287	-	0.53	-	0.0165636	0.2809	-0.0682110	
9	8	31.0	1.49136	0.2013	-	6.47	-	0.0405217	41.8609	-1.3024110	
10	12	18.0	1.25527	0.0348	-	2.47	-	0.0012110	6.1009	0.0859560	
11	20	23.5	1.37106	0.0810	-	5.53	-	0.0065610	30.5809	0.4479300	
12	18	15.0	1.17609	0.1140	-	3.53	-	0.0129960	12.4609	-0.4024200	
13	11	30.0	1.47712	0.1871	-	3.47	-	0.0350064	12.0409	-0.6492370	
14	12	30.0	1.47712	0.1871	-	2.47	-	0.0350064	6.1009	-0.4621370	
15	5	25.0	1.59794	0.1079	-	9.47	-	0.0116424	89.6809	-1.0218130	
16	11	27.5	1.43933	0.1493	-	3.47	-	0.0222905	12.0409	-0.5180710	

17	17	32.0	1.50515	0.21151	2.53	0.0462680	6.4009	0.5442030
18	15	44.5	1.64836	0.3580	0.53	0.1281640	0.2809	0.1897400
19	16	23.5	1.37106	0.0810	1.53	0.0065610	23409	0.1239300
20	13	15.5	1.19033	-0.0997	1.47	0.0099400	2.1609	0.1465590
21	12	18.0	1.25527	-0.0348	2.47	0.0012110	6.1009	0.0859560
22	15	21.5	1.33243	0.0424	0.53	0.0017977	0.2809	0.0224720
23	16	14.5	1.16136	-0.1287	1.53	0.0165636	2.3409	-0.1969110
24	19	16.0	1.20412	-0.0859	4.53	0.0073788	20.5209	-0.3891270
25	6	31.0	1.49136	0.2013	8.47	0.0405216	71.7409	-1.7050110
26	11	20.0	1.30103	0.0110	3.47	0.0001210	12.0409	-0.0381700
27	21	9.0	0.95424	-0.3358	6.53	0.1127616	42.6409	-2.1927740
28	13	13.5	1.13033	-0.1597	1.47	0.0255040	2.1609	0.2347590
29	30	9.0	0.95424	-0.3358	15.53	0.1127616	241.1809	-5.2149700
30	19	8.8	0.94448	0.3456	4.53	0.1194394	20.5209	-1.5655680
31	15	21.0	1.32221	0.0322	0.53	0.0010368	0.2809	0.0170660
32	22	15.8	1.19865	-0.0914	7.53	0.0083539	56.7009	-0.6882420
33	19	13.7	1.13672	-0.1533	4.53	0.0235009	20.5209	-0.6944490
34	15	13.0	1.11394	-0.1761	0.53	0.0310112	0.2809	-0.0933300
Σ	492		43.86029			1.0844190	1060.4706	-21.859693
						$\sigma_x^2 = 0.0318946$	$\sigma_y^2 = 3.1903117$	

第3節 工期と最大打設率の関係

§1 統計資料の解析

月を単位として工期（ T ）を縦軸に，最大打設率（ $R = \{ \text{最大月打設量} \div \text{打設総量} \} \times 100$ ）を横軸にとつて，表-4-2の資料にもとづき標本点をプロットすれば，図-4-2のようになる。

最大打設率の定義の意味から，工期 $T=1$ の場合には R は100（%）でなければならない。また T が極めて大きいときには，月当りの打設量も少なく，したがって均等な打設が行えるので， R と T の関係曲線は R が小なるほど T 軸に漸近するものと考えられる。ゆえに両者の間に相関関係が認められるならば，その関係は図-4-2からもわかるように直線ではなく或る曲線関係となるはずである。本項では先ず相関の有無について，つぎに回帰曲線の設定，最後に曲線のまわりの標本点の変動について解析してみよう。

(1) 工期と最大打設率の相関の有無

工期（ T ）と最大打設率（ R ）の相関を調べるために，図-4-2の横軸の R を常用対数変換して， R のかわりに $X = \log_{10} [R(\%)]$ なるパラメーターを考え， T と X の相関について検討する。表-4-2の資料（ T と R の欄）を変換すると表-4-9のようになり，図上にプロットすれば図-4-3となる。この図から判断して T と X の相関は，せいぜい直線的関係にあるものと考えられる。

さて相関の有無については第2節，§1，(1)の方法と同じ様に計算を進めればよいから表-4-9より次の数値を求めることができる。

$$\bar{X} = \frac{4.386029}{34} = 1.2900$$

$$\bar{T} = \frac{4.92}{34} = 14.4706$$

$$\sigma_x = 0.17859$$

$$\sigma_r = 5.58483$$

$$\therefore \gamma = \frac{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(T_i - \bar{T})}{\sigma_x \cdot \sigma_r} = -0.6446$$

$$t = \frac{\gamma \sqrt{n-2}}{\sqrt{1-\gamma^2}} = 4.769$$

$$f = n - 2 = 32$$

したがってt-表から $f = 30$ としても $p = 0.01$ で $t_0 = 2.750$ となるので

$$P\{t \geq 4.769\} < 0.01$$

となり、帰無仮設 $\rho = 0$ は棄却されて両者の相関がみとめられる。

(2) 関係曲線の設定と標本の分散

図-4-3からわかるように標本点の散布範囲が広く、この資料から関係曲線が直線となるか、または曲線となるかを検討してみても無意義と思われるので、前節のような直曲線の適合度の検定は省略し、R軸を常用対数変換した図-4-3において直線相関があるものとして両者の関係を求めてみる。

普通の最小自乗法による計算過程は表-4-10のようであつてその結果は次式となる。

$$T = -2.05X + 4.05 \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

$$\therefore T = -2.05 \log_{10} [R(\%)] + 4.05 \quad \dots\dots\dots (4.7)'$$

(4.7)式で示される直線は $T = 0$ のとき $X = 2.01$ となる。厳密には先程ものべたように $T = 1$ で $X = 2.00$ となるべきであるが、実用上、問題とするほどの誤差でもないので、さらに高次の適合性のよい曲線をあてはめる必要はないと考えられる。

表-4-10 TとX = log₁₀[R(%)]の最小自乗法の計算

標地点	T	X	X · X	X · T
1	9	1.3802112	1.9049830	12.4219008
2	4	1.4771213	2.1818873	5.9084852
3	14	1.4313638	2.0488023	20.0390932
4	11	1.2174839	1.4822670	13.3923229
5	6	1.6020600	2.5665962	9.6123600
6	25	1.1760913	1.3831907	29.4022825
7	17	1.1139434	1.2408699	18.9370378
8	15	1.1613680	1.3487756	17.4205200
9	8	1.1613617	2.2241597	11.9308936
10	12	1.2552725	1.5757090	15.0632700
11	20	1.3710679	1.8798272	27.4213580
12	18	1.1760913	1.3831907	21.1696434
13	11	1.4771213	2.1818873	16.2483343
14	12	1.4771213	2.1818873	17.7254556
15	15	1.3979400	1.9542364	6.9897000
16	11	1.4393327	2.0716786	15.8326597
17	17	1.5051500	2.2654765	25.5875500
18	15	1.6483600	2.7170907	24.7254000
19	16	1.3710679	1.8798272	21.9370864
20	13	1.1903317	1.4168896	15.4743121
21	12	1.2552725	1.5757090	15.0632700
22	15	1.3324385	1.7753924	19.9865775
23	16	1.1613680	1.3487756	18.5818880
24	19	1.2041200	1.4499049	22.8782800
25	6	1.4913617	2.2241597	8.9481702
26	11	1.3010300	1.6926791	14.3113300
27	21	0.9542425	0.9105787	20.0390925
28	13	1.1303338	1.2776545	14.6943394
29	30	0.9542425	0.9105787	28.6272750
30	19	0.9444827	0.8920476	17.9451713
31	15	1.3222193	1.7482639	19.8332895
32	22	1.1986571	1.4367788	26.3704562
33	19	1.1367206	1.2921337	21.5976914
34	15	1.1139434	1.2408699	16.7091510
Σ	492	43.8602938	57.6647587	612.8246548
方程式		$57.6647587 a + 43.8602938 b = 612.8246548$ $43.8602938 a + 34 b = 492$		
常数		$a = -20.1545 \quad b = 40.4701$		

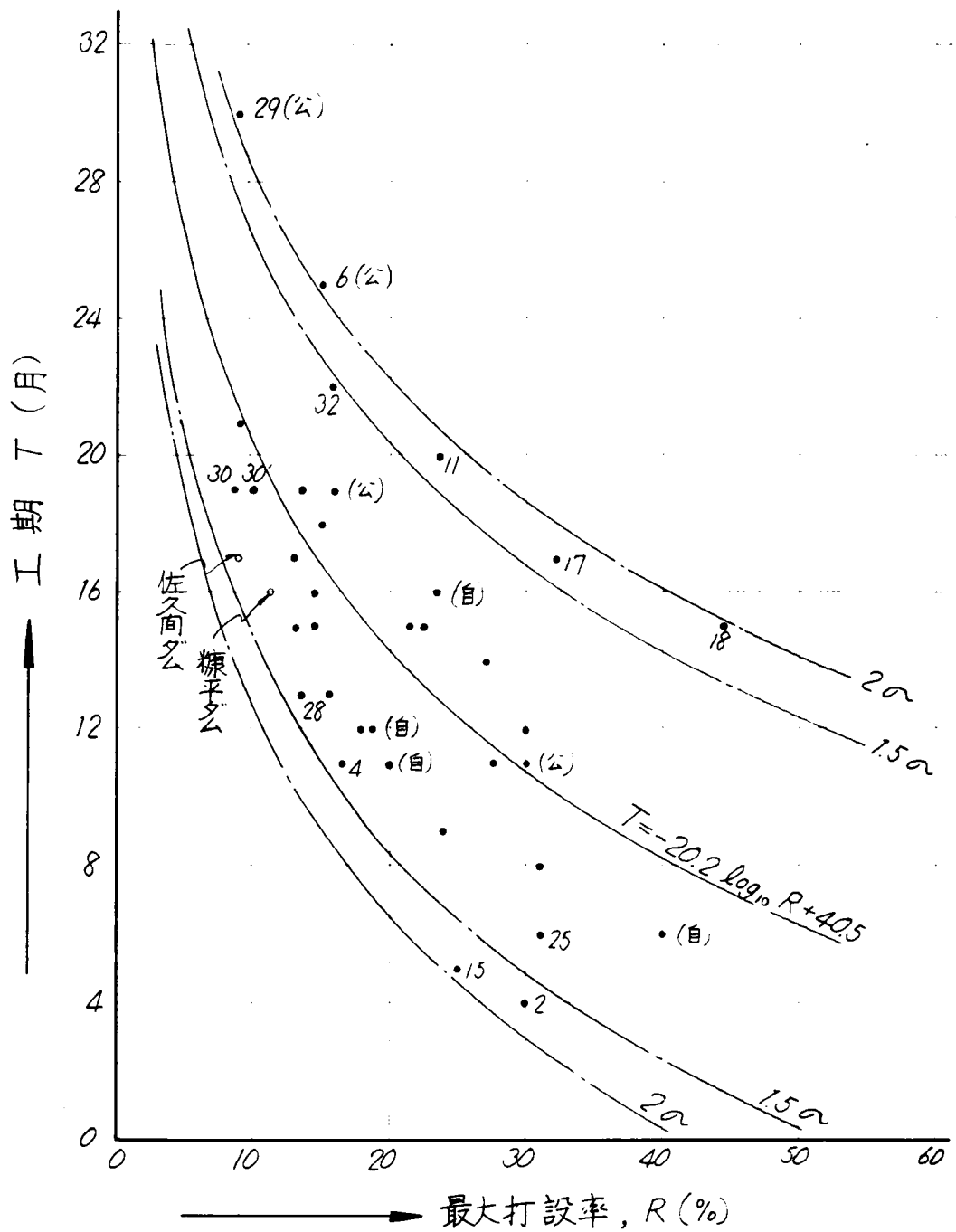


図-4-2 工期と最大打設率の関係

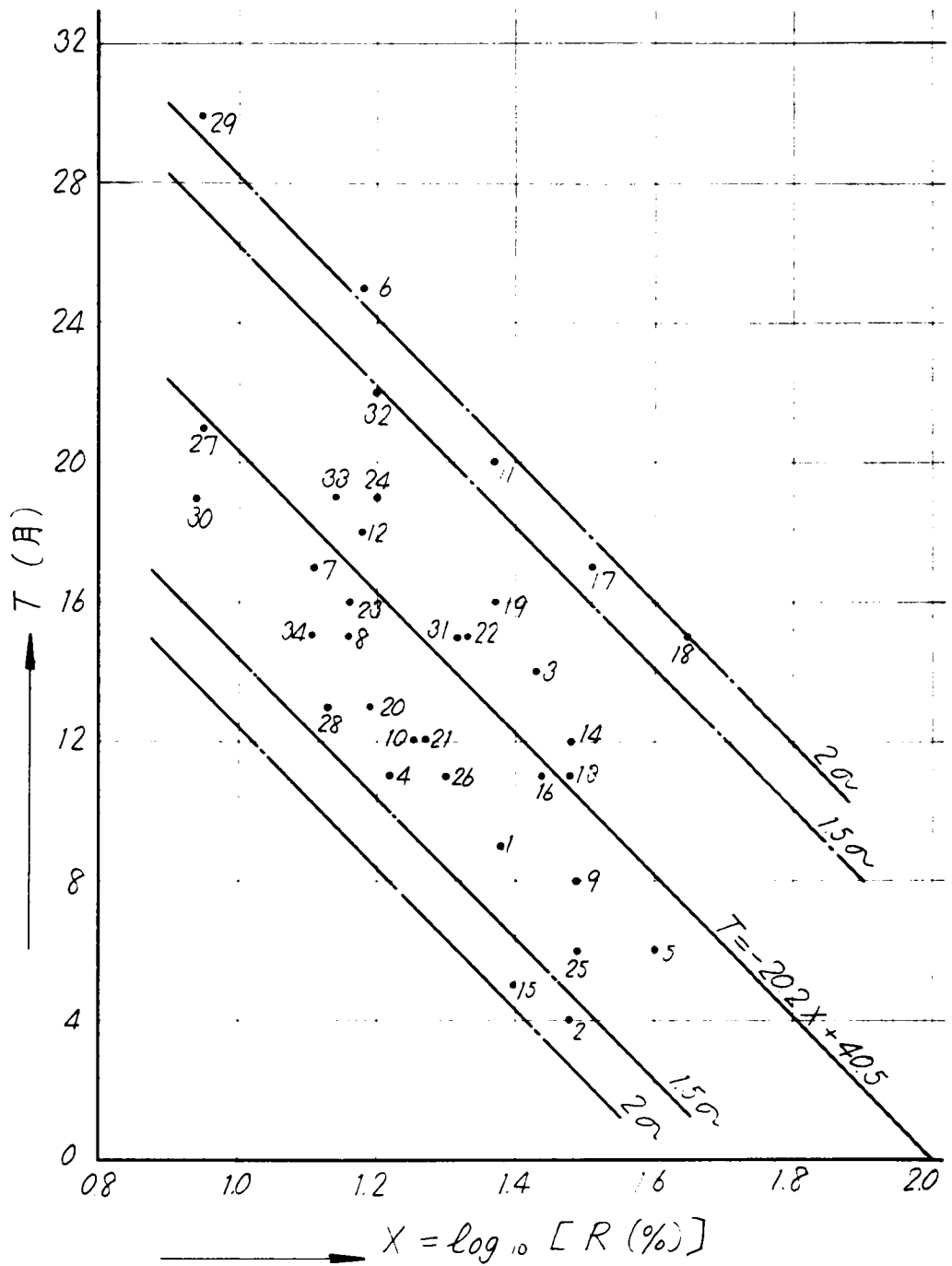


図-4-3 工期(T月)と $\log_{10} [R (\%)]$ の関係

つぎにこの直線のまわりの標本値の変動状況について調査してみよう。まず標本点 (T_i, X_i) について、 X_i を (4.7) 式に代入して直線上の点 T_{0i} を求め、 $V = T_i - T_{0i}$ とすれば (4.7) 式の直線の周囲の T の変動の状態は表-4-11により

$$U^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (T_i - T_{0i})^2 = 15.3427$$

となる。こゝに U^2 は推定不偏分散である。

さて、 $X = 2$ においては理論上は分散は 0 にならなければならないのであるが、図-4-2, 3 に示されたように実用の範囲では変動が大きく、また各 X_i の階程についても T の変動の変化があるように思えない。なお実際の施工においても $X = 2$ の近傍のものは現在の施工計画においてはありえないので U^2 は X_i の各階程に対して変化しないものとして取扱うことにする。念のため与えられた標本点について等分散仮説の検定⁶⁾を行えば表-4-12 のようになる。この表は表-4-11 の標本地点を X_i について 7 つの区間に分け、各区間毎に U_K^2 ($K = I, II, III \dots VII$) を求めたもので、何れも比較の対象は全標本の分散 U^2 で行った。この結果、判定の水準を $\alpha = 5\%$ として $U^2 = 15.3427$ とみなせないものは (VII) 区間のみである。しかし F -表⁷⁾から求めた F_0 と、計算で求めた F_x との差は小さく、また区間中、一番かけはなれていると考えられる U_{II}^2 とくらべてみると

$$F = \frac{656800}{157843} = 4.161$$

に対して 5% の水準で $F_0 = 5.59$ となつてこの程度では有意差はみとめられないことになる。

したがつて本文では先程のべたように X_i の階程にかゝらず一様に $U^2 = 15.3427$ を使用する。(4.7) 式および (4.7)' 式をそれぞれ

表-4-1-1 表-4-1-2 X_i の階程に応ずる V の変化の検討

標本点	V	V ²	区間 (K)	標本点	標本数	V _k ²	U _k ²	F _k = $\frac{U_k^2}{U^2}$	F ₀ (F-表) α=5%	判定
1	3.6	12.96	0.90 } 0.99 } (I)	2.9	3	7.056	38.4850	2.5083	3.290	適
2	6.6	43.56		2.7						
3	2.4	5.76		3.0						
4	4.9	24.01	1.10 } 11.9 }	6	8	6.889	15.7843	1.0287	2.305	"
5	2.2	4.84		7						
6	8.3	68.89	, .	8	8	4.00	15.7843	1.0287	2.305	"
7	1.0	1.00		12						
8	2.0	4.00		2.8						
9	2.4	5.76	(II)	3.3	8	2.25	15.7843	1.0287	2.305	"
10	3.0	9.00		3.4						
11	7.1	50.41		2.3						
12	1.2	1.44	1.20 } 12.9 }	4	6	2.401	19.0100	1.2390	2.505	"
13	0.1	0.01		10						
14	1.1	1.21	(III)	2.0	6	1.156	19.0100	1.2390	2.505	"
15	7.2	51.84		2.1						
16	0.4	0.16		2.4						
17	6.8	46.24		3.2		33.64				

図-4-2, 3に記入し, この線を中心に上下に $1.5U$, および $2.0U$ をとった限界がそれぞれ図の 1.5σ , 2σ 線であつて, その限界内に標本が生起する確率は前者で 86.64% , 後者で 95.45% である。

(3) 変動の状態

(2)の統計的解析では標本点の分布は(4.7)式で示される直線のまわりで正規分布していると仮定して成立する方法であるので, 実際に与えられた標本の分布を第1章で説明した方法で普通確率紙上にプロットして調べてみよう。

各標本の非超過の確率は表-4-13のようであつて図-4-4はその結果を記入したものである。この図からわかるように標本点は直線状に散布して上記の取扱が一応妥当であることを示している。なお図-4-4で T' としてあるのは直線から縦軸に平行に標本点までの距離を測つたもので, 直線より上方を正, 下方を負としている。すなわち表-4-11の V に相当する。

§2 結果の検討

前項でも触れたことであるが, (4.7)式および(4.7)'式を定める場合に, 直, 曲線に対する適合度の検定を省略したのは, 図-4-3から明かなようにこの程度の標本の分布状況では, たとえ厳密な適合度の検定を行つても無意味となるからである。なおあてはめた直線は2つの条件, すなわち

(i) $T = 1$ において $X = 2$

(ii) T が極めて大きくなれば X は 0 に漸近する

をほぼ満足しているので一応, 得られた結果は妥当なものといえる。

さてこの両者の関係を理解するためには, 品質管理で取扱つたような考え方を適用しなければならない。確率標本である限り直線のまわりの分布は偶発的なものではあるが, 同時にその管理限界附近の標本は, 本質において次第に別の性質を加味しつつあることも, 実際には考慮しなければならない。

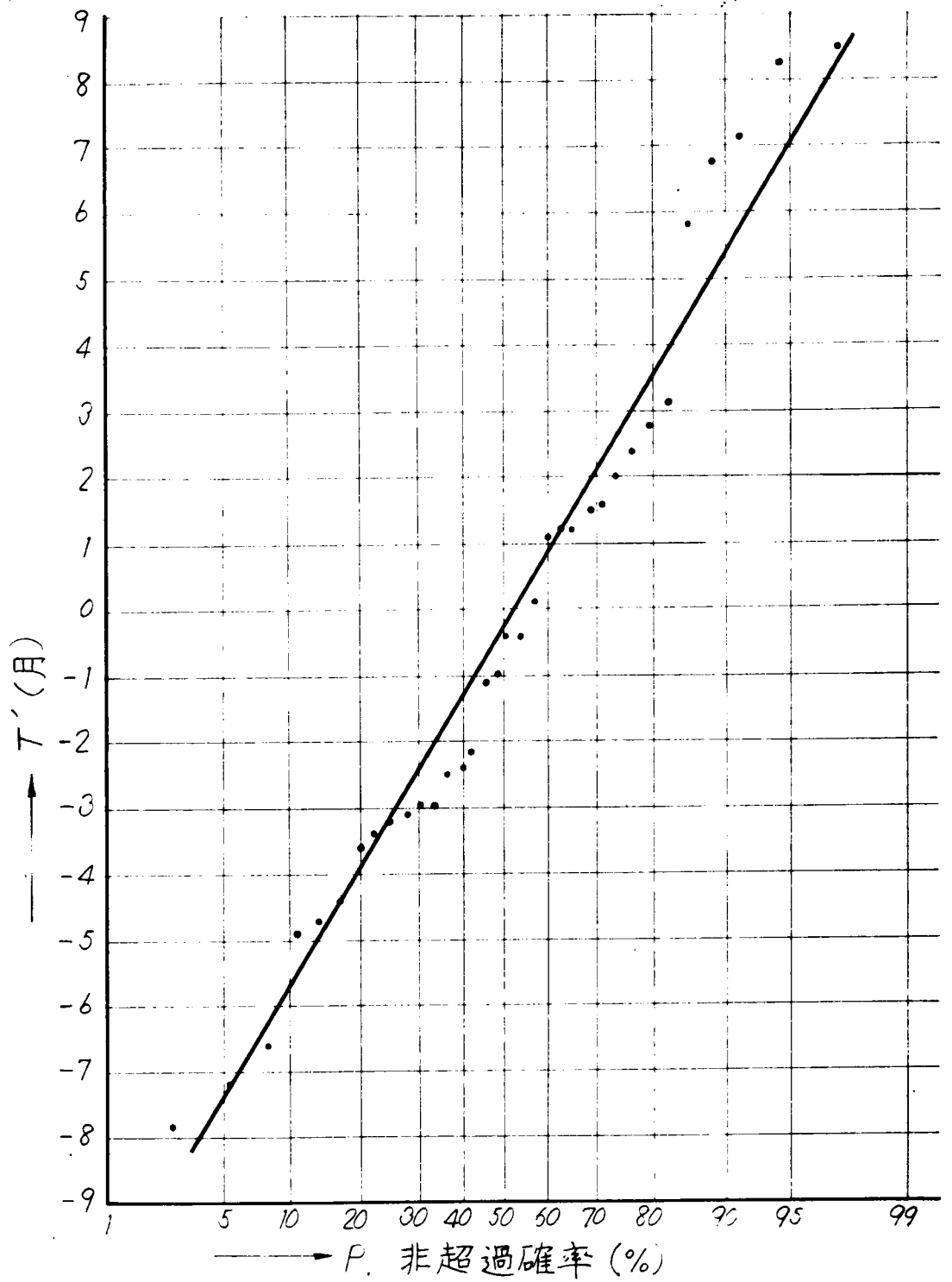


図-4-4 (4.7)式のマわりの標本点の分布

表-4-13 ($T_i - T_{0i}$) の非超過確率

標本地点	$T_i - T_{0i}$ (月)	m	$T_i - T_{0i}$ (月)	$P = \frac{m}{n+1}$	標本地点	$T_i - T_{0i}$	m	$T_i - T_{0i}$	$P = \frac{m}{n+1}$
1	3.6	34	8.4	0.9714	18	7.8	17	1.0	0.4857
2	6.6	33	8.3	9427	19	3.1	16	1.1	4571
3	2.4	32	7.1	9143	20	-	15	2.2	4286
4	4.9	31	6.8	8857	21	-	14	2.4	4000
5	2.2	30	5.8	8571	22	1.6	13	2.5	3714
6	8.3	29	3.1	8285	23	1.1	12	3.0	3429
7	1.0	28	2.8	8000	24	2.8	11	3.0	3142
8	2.0	27	2.4	7714	25	4.4	10	3.1	2857
9	2.4	26	2.0	7428	26	-	9	3.2	2571
10	3.0	25	1.6	7143	27	0.4	8	3.4	2284
11	7.1	24	1.5	6857	28	-	7	3.6	2000
12	1.2	23	1.2	6571	29	8.4	6	4.4	1715
13	0.1	22	1.2	6284	30	-	5	4.7	1429
14	1.1	21	1.1	6000	31	1.2	4	4.9	1142
15	7.2	20	0.1	5714	32	5.8	3	6.6	0857
16	0.4	19	- 0.4	5429	33	1.5	2	7.2	0571
17	6.8	18	- 0.4	0.5043	34	3.1	1	7.8	0.0286

事実、本資料は電力会社、自家用発電、公営の3機構から構成されたものであり、図-4-3の標本点にそれぞれ自家用には(自)、公営には(公)と記号してみると、公営のものは自家発に対して工期的に緩であり、電力会社のものはこの両域に分布していることがわかる。標本数が少ないために定量的にその差を求めることができないけれども、昨今の開発状況をみると、公営のものは当初の計画に対して工期が延引する傾向にある。もちろんこれには経済的な問題もあるが、当初の計画樹立に際して、資料蒐集に精密さを欠いたとかどわれる筋も多々見受けられる。したがってこうした点から判断すると、図-4-2, 3の上限値1.5σ線以上の計画は不適といえる。

次に下限1.5σ線以下についてはNo 2, No 15の2地点があるが、これらは表-4-1および表-4-2からわかるように、コンクリートの打設総量もわずかなもので、工事進捗状況も着手から完成まで直線的に上昇している。このような施工状況は普通の規模以上の重力ダムについてはありえないと考えられるから、下限1.5σ線のやゝ上方のNo 28, No 4, No 25の標本地点あたりまでが、可能な下限と判断できる。とくに本文は佐久間ダムのような大規模のダムの仮設備および打設計画の検討を主体としたものであるので、実用上、妥当な処置であろう。

第4節 ミキサーの実際稼働状況

§1 統計資料の解析

第2節においては月平均打設量と最大月打設量の関係について、第3節においては工期と最大打設率の関係についてそれぞれの施工特性を導いたのであるが、つぎにこのような特性が如何なる仮設備にもとづいて成立するものであるかについて、その代表的なものとしてミキサーの稼働実績を分析してみよう

表-4-1および表-4-2により、ミキサーの最大月稼働状況を調べる

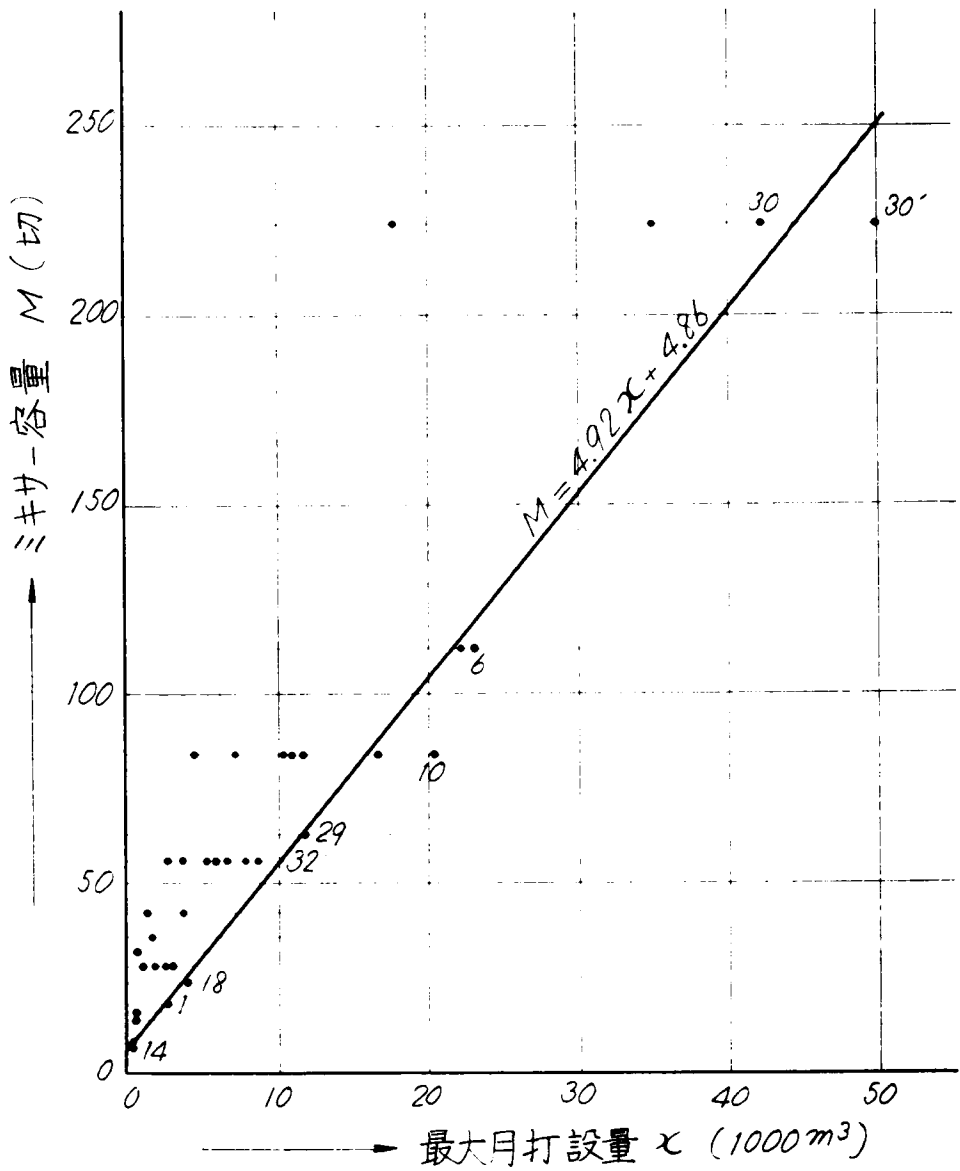


図-4-5 ミキサ容量と最大月打設量の関係

ために、縦軸にミキサーの容量、 M （合計切）を、横軸に最大月打設量 x （ $1,000 m^3$ ）をとつてプロットすれば図-4-5 のようになる。この図から M に対する x の最大値はほぼ一直線状に配列されていることがわかる。このような直線関係は今後、混合プラントをはじめその他のコンクリート用仮設備に関して、今までとは違つた特殊な方法が考え出されない限り、同様の比例関係を保つものと考えられる。したがつて図-4-5 にもつづいて M と x の関係を分析すれば、現状における施工特性を導くことができる。

さて具体的に両者の関係を定めるには次の3つの方法が考えられる。

- (1) ミキサーの各容量における最大月打設量の最大点を、すべて equal weight として計算する方法。
- (2) (1)の最大点のうち、或るミキサーの容量における最大打設量の標本数が1個の場合には信頼性が低いので除去して計算する方法。
- (3) ミキサーの小なる容量における最大月打設量の最大点がそれより大なる容量の最大点より大きい場合には大なる容量の標本は除いて計算する方法。

以上のうち、(1)の方法は資料を全部活用するけれども、各容量の標本数が相違するにもかかわらず、最大点の生起の確率を equal weight にみるといつた欠点がある。(2)の方法は幾分その欠点を補つてはいるが、容量がそれ以下のものであるにもかかわらず、より大量の打設を行つた資料と equal weight にして取扱うといつた常識的な不合理さを含むことになる。

さらに多くの標本があればこのような矛盾はなくなるのであるが、標本数の少ない本例では(1)、(2)の欠点にかんがみて(3)の方法で求めることにする。

(3)の方法にもつづいて資料を精選すると、表-4-14 のようになり、これに普通の最小自乗法を適用して関係直線を求めると(4.8)式となる。

$$M = 4.92 x + 4.86 \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

表-4-14 Mとxの関係

標本地点	番号	M (合計切)	x (1,000m ²)	x · x	x · M
30	1	224	42.20	1780.8400	9452.8000
6	2	112	23.00	529.0000	2576.0000
10	3	84	20.25	410.0625	1701.0000
29	4	65	11.80	139.2400	743.4000
32	5	56	8.55	73.1025	478.8000
34	6	28	2.74	7.5076	76.7200
1	7	18	2.64	6.9696	47.5200
2	8	14	0.60	0.3600	8.4000
14	9	7	0.25	0.0625	1.7500
Σ	9	602	113.38	2956.3654	15107.8300
方程式	$2956.3654a + 113.38b = 15107.8300$ $113.3800a + 9b = 602$				
解	$a = 4.923 \quad b = 4.858$				

この直線を図-4-5に記入すると、直線の右方にかけてはなれてくるものに、No10の標本地点がある。このダムは建設の中期において岩盤掘削量が異常に増加したため、工期的に、および総打設量増加の両面から、相当無理な打設を強要されたもので、コンクリートの品質管理、および建設計画の面からは許容できない位置にある。したがって(4.8)式は一応、現在までの普通の仮設備を設けた場合の可能計画打設最大限として実用上妥当と思われる。

§2 結果の検討

前項での統計資料の解析に用いた標本値は混合プラントにおけるミキサーの合計切であるから、同じ448切でも112切4台1基と56切4台2基

とでは若干の相違があるが、總括的に計画を検討するのが本文の主旨であるので、その経済性や機能の細部についての比較については言及しない。

さて第2節，§2で是正されたNo 30' について検討してみよう。図-4-5により，その位置は(4.8)式に対し，ほぼNo 10を通る平行線上にある。したがって普通の仮設備であれば，前項でものべたように相当粗悪なコンクリートを打設したことになるが，当ダムではすべての仮設備の容量を余裕をもつて50,000 m^3 としており，特にコンクリートについては第2章でも述べたように単位セメント量の低下による経済化の問題と相まって嚴重に管理を行い，その裏付けとして骨材の篩分け（とくに砂の分級），洗滌，貯蔵計量に関しては以前に施工されたダムに較べて，一層精密なものがあつたため，No 10およびNo 30' はミキサー機能の最大可能限であることは同じであつても，設備の内容において前者は技術上否定されるべきものであるのに対して，後者はむしろその設備が進歩した結果であると解釈できるのである。このような見地から(4.8)式は普通の設備のものについての一般的な目安としては妥当であり，この限度以上に要求されるときには，設備と管理について特に注意を払わなければならないことがわかる。

第6節 計画実例の検討

§1 宮川ダムについて

宮川ダムは三重県営のダムであつて，完成期を厳守するために最後の10,11,12月で打設を強行した点で有名なダムである。文献¹⁾の計算中には資料として入っていなかつたが，その後完成したので一応以上の結果を用いて工程と仮設備計画について検討を加えてみよう。基本的な数値は次のようである。

コンクリート打設総量：270,000 m^3
ミキサー容量：112切

工 期 : 16月
月平均打設量 : 16,900 m^3

以上の値から判断をうるために(4.5)式を用いて図-4-1の適合曲線とその変動域を上方に延長した図-4-6を作成する。この図から

推定最大月打設量

平 均 : 37,500 m^3
最 小 : 31,000 m^3

また上記の各値に対応するミキサー容量を(4.8)式から求めると

推定所要ミキサー容量

平 均 : 190切
最 小 : 156切

となり、このように最小をおさえても112切の設備は過小であつたことがうなづける。

次に工期を推定打設率により検討すると、224切で最大45,000 m^3 のコンクリートが打設できるから、最大打設率は16.7%となり、図-4-2より平均としても16ヶ月の工期は妥当である。したがつて工期を16ヶ月でおさえた場合には、全仮設備計画は112切の2倍の224切のプラントを基準にして設計すべきであつた。

こうした事が本章の実用的な特長ともいえる。

§ 2. 糠平ダムについて

糠平ダムは電源開発株式会社によつて文献¹⁾の発表当時には、北海道において建設中のダムであつた。その計画数値は次のようで、この値について検討してみよう。

コンクリート打設総量 : 446,000 m^3
ミキサー容量 : 224切
工 期 : 16月

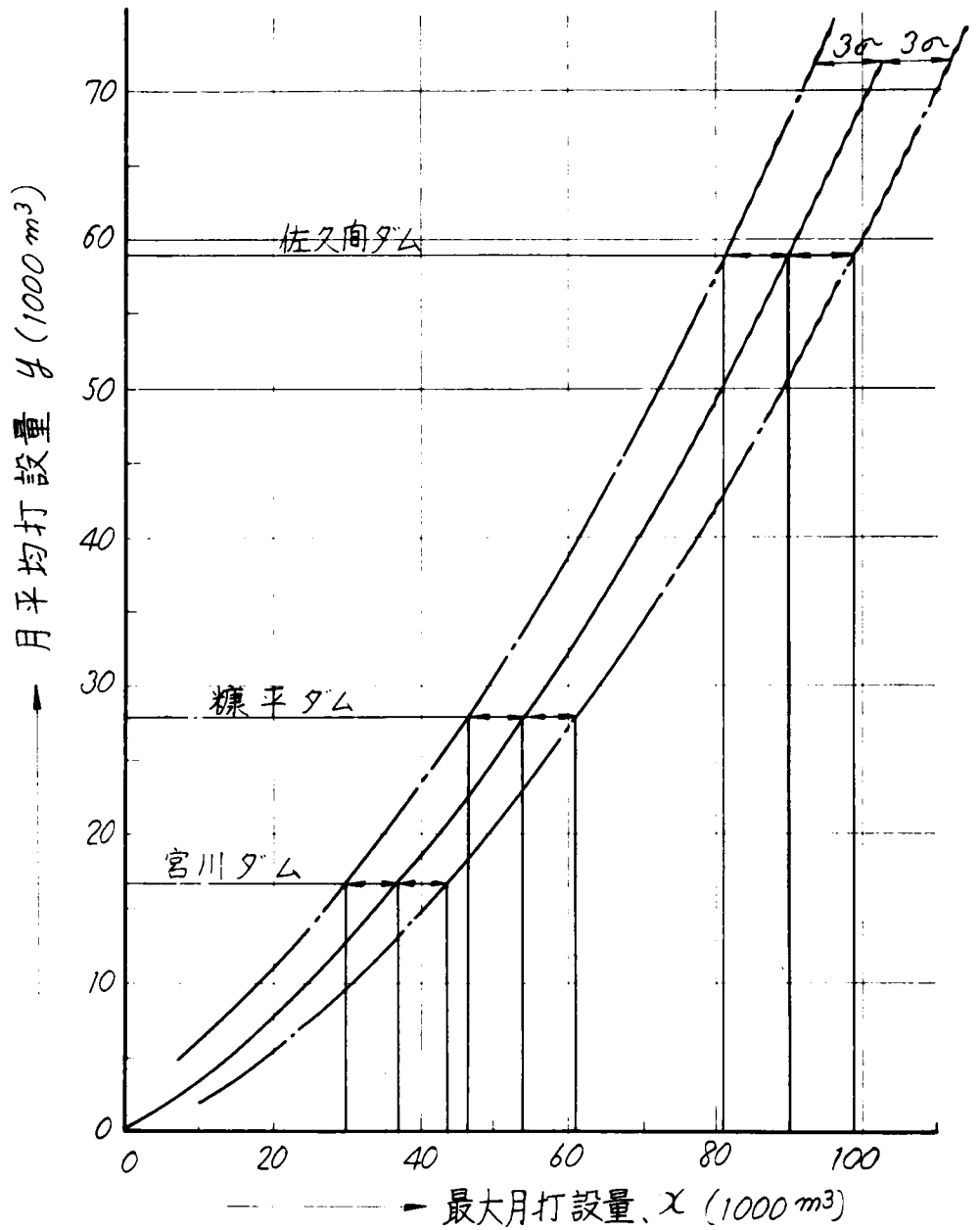


図-4-6 月平均打設量と最大月打設量の関係

計画最大月打設量 : 4,500 m^3

以上の数値から

月平均打設量

推定最大打設量 (図-4-6)

平均 : 5,4500 m^3

最小 : 4,6500 m^3

最大 : 6,2000 m^3

ミキサー容量 (図-4-5)

平均に対して : 271切

したがって計画容量としては (271 - 224) = 47切が不足である。しかしNo.30' 地点程度の仮設備の増強と管理を行えば, 224切で50,000 m^3 程度までは許容できるから一応 図-4-6 の限界内に入ることになる。

工期については最大月打設量を 50,000 m^3 として

$$\text{推定最大打設率} : R = \frac{50000}{446000} \times 100 = 11.2\%$$

となり, これを 図-4-2 にプロットすれば下限の 1.5 σ 線と (4.7)' 式の曲線の間にあつて妥当なことがうかゞえる。

上記の推定より標準ダムを所定の工期内に完成し, しかもコンクリートの品質管理を確保するためには, No.30' の丸山ダム以前の仮設備計画では不十分であつて, 丸山ダムに匹敵する, またはそれ以上の余裕ある設備投資を行わなければならないことがわかる。

§3 佐久間ダムについて

佐久間ダムは標準ダムと同様に電源開発株式会社によつて文献¹⁾の発表当時には天龍川において建設中のダムであつた。このダムは次に述べる計画数量をみてもわかるように, 当時としては短期間で大容量のコンクリートを打設しなければならない点で, 関係者の関心をあつめたものである。文献¹⁾も

こうした意味において、その計画の妥当性を検討することを主眼として研究されたのである。

基本計画数値としては

コンクリート打設総量	:	1 0 0 0, 0 0 0 m^3
ミキサー容量	:	4 4 8 切
工期	:	1 7 月
最大月打設量	:	9 0, 0 0 0 m^3

以上の値から

月平均打設量	:	5 8, 8 0 0 m^3
--------	---	------------------

推定最大打設量(図- 4 - 6)

平均	:	9 0, 0 0 0 m^3
最小	:	8 0, 0 0 0 m^3
最大	:	1 0 0, 0 0 0 m^3

ミキサー容量[(4. 8) 式]

平均に対して	:	4 4 8 切
--------	---	---------

したがって仮設備計画は本文のものと一致していることがわかる。

工期については

$$\text{最大打設率} : R = \frac{90000}{1000000} \times 100 = 9\%$$

となり、図- 4 - 2 にプロットすれば下限 1. 5 σ 線の上方に位する。しかしその位置は糠平ダムに較べて 1. 5 σ 線までの距離が近く、糠平ダムよりは工期上、困難さが増すことになるが、糠平ダムのように最大限までミキサーを稼働させるような計画なり設備を施せば、最大月打設量は 1 0 0, 0 0 0 m^3 まででは可能であるので工期上の問題は解決する。事実、完成後の今日からみると、佐久間ダムは本邦においてかつてなかつたほどの建設機械を駆使して施工したダムであつて、仮設備の内容も丸山ダムより更に進んで一時代を劃するような方途が採用され、打設実績は最大 1 0 0, 0 0 0 m^3 / 月 を記録した。

もしこのような方式が採用されなかつたならば工期の遅延か、またはダムコンクリートの品質の低下はまぬがれなかつたであろう。

第 6 節 結 論

本章でえられた結果を総合すれば次のようである。

- (1) 月平均打設量と最大月打設量の間には相関関係がみとめられる。
- (2) しかしながらその関係は従来の慣習的な方法のように、最大月打設量の 2 倍、またはこれに類する直線的な比例関係にあるものではない。
- (3) 推計学による解析の結果は、両者の相関は (4.5) 式で示す原点を通る 2 次の拋物線を想定した方が最適合曲線に近い。
- (4) この結果は佐久間ダムの推定に用いた数値と、完成後の結果をみれば実用的範囲においては十分に妥当なことがわかる。
- (5) 建設工期と最大打設率の間にもまた相関関係がみとめられる。
- (6) 両者の関係は工期をそのままにして、最大打設率のみを常用対数変換した場合には、(4.7) 式で示されるように直線関係にあることがわかる。
- (7) この直線は工期が 1 ヶ月の場合には最大打設率は 100% になることおよび工期が極めて大になれば打設率は 0 に漸近すること、等の 2 つの条件にかなりよく適合している。
- (8) またえられた結果から資料の内容を分析すると、図-4-2、または図-4-3 において、 1.5σ の上下の限界外にでる標本は好ましくない。
- (9) 今後の仮設備、機械の改良、資材供給の円滑、技術の向上と相まって (4.7) 式と下限 1.5σ 線との間に計画上の工期を決定することが望ましい。
- (10) ミキサー (本文でいうミキサーとはコンクリート打設関係の仮設備の代表としての意味を含むものである) の普通の許容最大打設可能限は、(4.8) 式で求めることができる。

(11) 特にこの限界以上に打設を行うときには、充分な仮設備と嚴重なコンクリートの品質管理とが必要である。たゞミキサー等、仮設備機械の経歴（老朽の程度）により、この最大限に対して安全を見込んで、適当量の控除をすることが必要であるが、こうした問題については今後の調査にまわりたい。

(12) 以上の結果を適用してコンクリート打設計画の妥当性を判定するには次のようにすればよい。

- (i) 現地の調査によつて岩盤掘削量、コンクリート総打設量を求める。
- (ii) 建設資金の裏付、需給バランスよりみた発電開始日、濁水期、施工方法、等により工期を決定し、この工期から冬期降雪に際してコンクリート打設が不可能となる期間を減じて、打設工期を決定する。
- (iii) (i)、(ii)により月平均打設量が求まるから(4.5)式、および図-4-1から最大月打設量を推定する。
- (iv) (iii)の結果を(4.8)式および図-4-5に適用すれば、ミキサーの所要合計許容量が求められる。
- (v) かくして求められたミキサーの容量に対して、実存するミキサーを組合せて混合プラントの容量を決定する。決定された容量の最大打設能力は図-4-6の曲線と、右限3 σ 線の間であればよいが、止むをえず左限3 σ 線の間で設計した場合には、各月の打設量がより均等になるように施工段取を考えなければならない。
- (vi) コンクリートの材料の供給、製造、貯蔵、運搬、混合、打設等の諸機構はミキサーの所定の機能が十分に発揮できるよう、すべて均一に設計すること。
- (vii) 決定されたミキサーの容量に基づき、最大打設率を求め、(4.7)式および図-4-2から工期の妥当性を検討する。この際(4.7)式の近傍に計画点があれば適当と判断される。しかし計画点が(4.7)式より下にはなれるほど工事は困難となるのであつて、とくに下限1.5 σ 線以下では、現在の打設機構では中規模以上の重力ダムでは所定の工期内に

建設することは不可能と判定される。

(Ⅶ) かくして工期が適切でない場合には混合プラントの容量を変えるかまたは工期を変化させて適当な位置に計画点がくるまで再検討すればよい。

(3) (2)の方法により2, 3の計画実例を検討した結果

(i) 宮川ダムについては仮設備容量が著しく不足している。

このために容量を増強するか、または工期を延ばす以外に解決方法がない。

(ii) 糠平ダムについては丸山程度の仮設備容量で十分工期内に所要のコンクリートでダムを完成できる。

(iii) 佐久間ダムについては仮設備容量は本文の推定と一致して計画は妥当であるが、工期については糠平にくらべてやゝ困難である。たゞ仮設備の容量がその性能を最大限に発揮した場合、すなわち糠平と同じ条件になった場合（佐久間ダムの最大月打設量が $100,000\text{ m}^3$ 、糠平ダムのが $50,000\text{ m}^3$ ）には、丸山、糠平、佐久間の3ダムの工期はほぼ同一条件となる。

(Ⅳ) したがって両現場で仮設備の増強を行った結果、上記の実績を示しダムは所定の工期内に完成した。

終りに本章の骨子をなすものは工期、打設総量、ミキサーの容量、最大月打設量、工事進捗状況であつて、この5因子から導かれる係数等、あらゆる組合せについて調査した結果が、(4.5)式、(4.7)式、(4.8)式のわずかに3施工特性のみであつた。施工実績資料の解析はこのように労多くしてうるところ誠に少であるが、妥当な工事計画は施工の特性の把握なくしてはありえないのであつて、豊富な資料にもとづきさらに精密な各要因の分析により一層明確、かつ有用な結論がもたらされることを切望して止まない。

参 考 文 献

- 1) 伊藤和幸：“重力ダムコンクリート打設計画とその工期の妥当性に関する統計的考察”
土木学会誌，第40巻，第1号，昭30. 1. ，P22
- 2) 佐藤良一郎：“数理統計学”培岡館，昭24. 5. 20発行P417
- 3) 文献，2) 附録表Ⅲ
- 4) 日本応用力学会編：“応用統計学”克誠堂，昭24. 7. 30発行，第6章
- 5) 芳賀公介，杉山光郎，山下嘉治：“丸山ダムコンクリート打込み実績について”
土木学会，第10回年次学術講演会講演概要，昭29. 5. 30，P101
- 6) 文献 4)，P4. 17
- 7) 文献 4)，附表，P.9

結 論

本論文は重力ダムコンクリートの品質管理に関する重要な問題を取上げ、これを計画技術としての1体系に配列したものであつて、研究の結果を要約すれば以下のものである。

先ず緒論においては本論文の研究の立場を明かにした。すなわち事象の変動を考慮して計画を樹てる場合、またはその変動の要因を追究して変動を少なくし、より精密な計画を樹てる場合、等には推計学を背景とした特殊の技術—計画技術—が独自の学問体系として各科学分野の横観的系列として存在すること。この新技術の性格はこうした変動のもとで各科学分野の目的（公共の福祉、構造物の安全性、等）と経済性の両面を考慮して、最も合理的な方針を見出すものであること。等を説明し、このような見地から重力ダムの品質管理を解析すればどの様な問題を解決しなければならないかを述べた。

第1章では出発点として現場の品質管理に必要な供試体の個数について研究した。その結果

- (1) 現場試験としての供試体の圧縮試験は、コンクリートの諸特性を定性的に表わすものであるから、各種の試験の代表として極めて重要な試験である。
- (2) したがつてそれを判定するための供試体の個数の意義は大きい。（以上第1節）
- (3) 本問題に関する解決法としては、従来の研究として母平均の信頼限界による方法がある。
- (4) この方法によれば(1.3)式に示すように変動係数、危険率、信頼限界、の3因子を別々に仮定して与えなければ、所要個数を求めることができない。（以上第2節）

(5) これを解決するには著者の提唱する棄却限界法によらなければならない。すなわち

(i) 1バッチ内から多くの供試体を採って試験しても、その変動はあくまでもそのバッチのみの変動であつて、毎バッチ間の変動が1バッチ内の変動と同じ確率の場合にあるならば、1バッチ内の変動を推定するための精度を上げるために、多くの供試体を採ってもよいが、そうでない場合には1バッチの変動によつて毎バッチの変動を管理できない。ゆえに毎バッチの変動にマッチした精度のでる程度に、供試体の数を決定すればよい。したがつて(4)の欠点である信頼限界の内は、毎バッチ間の変動に照して決定すべきである。

(ii) 危険率については、これを構造物の安全性を確保する程度のスケールと考えると、単に仮定するだけでなく、実質上重要な意味をもつものとして定めてくる。

(iii) 変動係数については現場の仮設舗、コンクリート用材料、配合責任者の熟練度、等によつて各現場毎に定めてくる。

(i), (ii), (iii)によつて先ず設計上、危険率が定められると、毎バッチの変動域(棄却限界)が決定し、これにマッチした1バッチの所要精度が確定し信頼限界が求められて、変動係数を与えると所要個数が定まる。

(6) また従来の研究では少標本の推計学を適用していたが、これは予備試験に適用すべきであつて、現場試験は所定の材質と変動をもつコンクリートが現実に打設されているかどうかを判定する試験であるから、母数既知の大標本論によるべきである。

(7) 大標本論によれば、少標本によるよりも構造物の安全性の確保は却つて嚴重となる。

(8) (5), (6), (7)により所要個数は(1.14)式により求めることができる(以上第3節)

(9) 重力ダム現場における試験値を総合して(1.14)式により実用上の

個数を求めると、何れの場合も所要個数は1個でよい。

(10) ところが第2章でものべたように、変動が少なくなればそれだけ経済効果が期待できる場合には、(1.16)式によつて1バッチ内の変動を控除することができる。したがつて1バッチ内の変動を把握しておきたい場合には1バッチから2個の供試体を採ればよい(以上第4節)

(11) 以上の結果にもとづいて昭和24年版の土木学会コンクリート標準示方書の関係条項は昭和31年版では改訂されて所要個数は1~2個となった。

(12) また関係文献に東京大学、丸安隆和教授のものがあるが、その信頼限界の巾のとりかたは現場の所要供試体を求める場合には不適當であると考えられた。(以上第5節)

第2章では構造物の安全性の究明、品質管理の基本概念、および管理の効果について研究した。その結果は

(1) 安全率の推計学的構想として従来 of A.M. Freudenthal の方法、池田哲夫氏の方法を検討した。

(2) A.M. Freudenthal の方法は破壊の確率の表示方法が理論的に誤つたものであつた。〔(2.4)式〕

(3) 池田哲夫氏はこれを改正して(2.8)式、(2.9)式を提唱された。

(4) この式は理論的には正しいが、重力ダムに適用する場合には作用荷重は8次元分布となつて実施計算は不可能である。

(5) したがつて著者は次の2点に関して比較設計法を提唱した。

(i) 重力ダムでは上流側に引張応力を生ずる設計は許されない。したがつて上流側に引張力が作用する限界までの作用力に対して作用強度の頻度分布は連続であるが、それ以上の確率エレメントは $+\infty$ の位置に密集する。したがつてこのエレメントRに対応する抵抗強度の分布は $1 \times R$ の破壊の確率となる。

(ii) これに対して作用強度の分布の不連続点以下に交錯する抵抗強度の

破壊の確率については厳密には池田氏の方法を適用すべきであるが実際には次の2点が強調される。

(a) 現実の事象の数理的取扱を簡便にするために推計学ではある分布を想定して、これを現象にあてはめている。したがって分布の両端に近付くにつれて、数理上は生起の確率が存在しても、現実には生起しない場合がある。

(b) 類似の構造物で同一の設計条件のダムが既に建設され、オーソライズされていれば、このダムと同じ程度の破壊の確率であれば、同一の安全性と見做して承認されてもよい。

(a)、(b)より推計学上は生起の確率をもつが実さいには生起しない限度を表わす目安としての危険率 α が生れる。この α は(b)によつて実証されたものと比較対象して定めればよい。(以上第2節)

(6) 比較設計法を用いて管理の効果を追究した結果

(i) 既設の平岡ダムの危険率 α は0.6%であつた。

(ii) これに対して丸山ダムの管理実績では単位セメント量 145 Kg/m^3 、実存する現場の実績の変動をそのまま適用する場合には 150 Kg/m^3 まで配合を低下してもよいことがわかつた。

(iii) 丸山ダムの単位セメント量の低下限 150 Kg/m^3 については単に強度のみでなく、ウオーカビリティー、透水性、等コンクリートの他の性質についても検討した結果、十分可能であることが証明された。

(iv) 特に透水性については Boulder Dam の試験資料を解析し、その誤謬を修正して丸山ダムに適用した。(以上第3節、第4節)

(7) 以上の研究結果は土木学会で採用され昭和24年版標準コンクリート示方書の最低セメント使用量 180 Kg/m^3 が昭和31年版では品質管理の如何によつて加減できるように訂正された。

(8) 丸山ダムについては 180 Kg/m^3 から 150 Kg/m^3 に低下できるとすれば、輸入プラントを残してなお約1億円の利益となる。(実際にはその後

の砂の供給状況が悪く、 $160 \sim 165 \text{ kg/m}^3$ で打設せざるを得なくなった)
(以上第5節)

以上のように理論的根拠をもった品質管理は、単に構造物の安全性を所定の程度に確保するばかりでなく、経済的にも莫大な利益をもたらすものであることが明かとなった。

第3章では以上の効果を助長するために早期に管理する方法を追究した。その結果は

(1) 早期管理法には次のような方式が考えられる。

- (i) 材料による管理
- (ii) 練ったコンクリートによる管理
- (iii) 固ったコンクリートによる管理
 - (a) 小標本での管理
 - (b) 早期材令の供試体による管理
 - (c) 早期に最終強度を出させて行う管理

等があげられる。(以上第1節)

(2) 本章ではこの中、(iii)の(a)、(b)について研究を行った。

(3) (a)の方法の従来の研究としては、毎バッチ間の任意個の平均値で管理を行う方法が普及しているが、これには次の2つの欠点がある。

(i) 重力ダムの現場のサンプリング機構からして毎バッチ間の平均値を管理の基準にとることは危険であつて、特定バッチの生起の確率を尊重すべきであること。

(ii) 毎バッチの任意個の平均値で管理する場合には、一々その平均を求めて判定しなければならない繁雑さが伴うこと(以上第2節)

(4) 上記の欠点にかんがみ、著者は連続独立標本による管理方法を提唱した。これによる管理限界は(3.6)式で求められ、表-3-4.5.6および図-3-5.6.7を用うればよい。

(5) 本方法は

(i) 母平均，母分散を同時に考慮した検定法であつて，平均値の管理方法にくらべて嚴重，かつ敏感なものである。

(ii) 実際には管理図上に管理限界線を記入しておけば，標本点をプロットするだけでそのまま判定できるので簡便である。

(iii) 平均値の管理方法と同様に，より経済的な配合に変更しようとする場合には，多数標本の採取をまつて適当な精度が得られるようになってから，等分散，および等平均仮設の検定によつて行わなければならない。

(以上第3節)

(6) (3)の(i)の考えにより，米国，および本邦の示方書にみられるように，平均値の管理下限を設計値に対応させていることは理論上は誤りである。設計許容限界と管理限界は判然と区別しなければならない(以上第2節)

(7) つぎに(i)の(iii)の(ii)の方法について著者の提案を説明する。まず理論的解析を行つた結果，同一配合のコンクリートの材令による強度と分散の関係は(3.13)式，および(3.14)式で与えられる。

(8) 実際には今までの現場試験が(7)の方法で行われていなかつたので，その簡便法として同一現場での(たゞし材料の種類の違いを除く)強度と分散の関係を調べたところ，強度と標準偏差を常用対数変換したものは直線関係が認められ，その方向係数 B_0 は0.3~0.9で，この中 $B_0 \approx 0.5$ が多く，また類似の現場の資料を総合した場合の B_0 は約0.5であつた。

(9) この結果(3.16)式より(3.17)式の方が妥当であつて，強度の高いものほど変動係数は漸減する。

(10) したがつて現場のコンクリートの品質管理の良否を変動係数のみで表現することは誤りであつて，著者の新しく提唱した管理の特性値， B_0 ， K_0 [(3.19)式]で比較すべきである。

(11) K_0 と B_0 の値が特に意義をもつのは，早期材令の供試体によつて管

理を行う場合であつて $B_0 = 1 \sim 1/2$ の値を適用すればよいが、安全のため当初は $B_0 = 1$ で出発することがのぞましい。ただし $B_0 > 1$ にする必要はない。

(12) 早期材令による管理は連続独立標本の管理方法と併用すれば一層の効果が期待される。(以上第4節)

以上によつて早期管理方法、管理の理念、効果、試験、等の直接的な研究は終つたのであるが、こうした管理は工事計画という大きい場の中にあるために、計画の妥当性の如何によつて所要の管理を期待できない場合がある。したがつて間接的要因である施工の特性を分析しておくことが必要となる。これに関する第4章の研究の結果は

- (1) 月平均打設量と最大月打設量の間には相関関係がみとめられる。
- (2) この関係は従来的一般概念のように2倍、またはこれに類する直線的関係で示すよりも、原点を通る2次の拋物線の方が適合性がよい。
- (3) 推計学を用いて求めた結果、最適曲線は(4.5)式で表わされ、標本生起の限界線は(4.3)式で求めた変動域の3倍、すなわち $3\sigma_{y,x}$ で定められる。
- (4) この変動限界はこの限界をはずれる標本点を検討した結果、妥当な範囲と認められる。(以上第2節)
- (5) これとは別に工期と最大打設率に関しても相関関係が認められる。
- (6) 両者の関係は工期はそのままとして、最大打設率を常用対数変換した値と対比すれば直線的である。
- (7) 関係曲線は(4.7)式または(4.7)'式となるが、両式は $T = 1$ において $X = 2$ 、または $R = 100$ 、 $X = 0$ において $T = \infty$ の2つの境界条件をほぼ満足している。
- (8) (4.7)式および(4.7)'式のまわりの標本点の変動状況は X の各階程において差はみとめられず、推定不偏分散 $U^2 = 15.3427$ 程度で

ある。

- (9) したがって $U = \sigma$ として 1.5σ 線を描くと、ほどこの下限が現状における建設可能な工期を決定する最少限を示す。(以上第3節)
- (10) また仮設備の機能の代表としてミキサーの実際許容最大打設限を調べると(4.8)式のようになる。
- (11) この限界を越えて打設した場合には十分な仮設備と打設計画を用意していない場合には所要のコンクリートの品質管理を期待しがたいものとなるから注意を要する。(以上第4節)
- (12) 以上の施工特性より工事計画の妥当性を判定するには
- (i) 総打設量を実建設工期で除して月平均打設量を求める。
 - (ii) これより(4.5)式、および図-4-1により最大月打設量を推定する。
 - (iii) (ii)の結果を(4.8)式、および図-4-5によつて所要ミキサー(仮設備)容量を決定する。
 - (iv) また最大打設率を計算して(4.7)式および図-4-2から工期を検討する。
 - (v) かくして工期が適切でない場合には仮設備の容量を変えるか、または工期を変化させて適当な位置に計画点がかかるように最も経済的な方法で修正する。
- (13) 以上の方法で当時建設中であつた糠平ダム、佐久間ダムの計画を検討したところ、完成後の結果と対比して非常に良く合つていた。
- (以上第5節)

計画技術の観点より重力ダムコンクリートの品質管理を研究したところ、以上のような新しい結果を得ることができた。こうした考え方は単に重力ダムにかゝらずすべての工学に演訳して、それぞれの分野において多大の成果を生むものであると思われる。しかしながら計画技術はその運用において

致命的な欠陥をもっている。すなわち本論文をみてもわかるように誠実な資料にその根拠をおいているからである。資料はその時代の産物であつて科学の進歩は一滞を許さない。例えば供試体の個数にしても変動係数は管理技術が向上すれば少なくなつて所要個数は増加するであろうし、単位セメント量の低下の問題も、他に優秀な材料が出現すれば計画技術とは別に各正統派工学の主体系より堂々と変改される。第3章の早期管理にしても、管理の特性値 K_0 、 B_0 は次第に変わるであろう。また施工特性も仮設備、施工機構が変化すれば変らざるをえない。しかしながら考え方自体は変改はないのであつて、我々は時々刻々、移り行く状況を本文のように資料を解析してみつめるならば、新しい方式が生れた場合には新方式の価値を明確に決定できるし、又、その効果が大であれば確信をもつて他に普及できる。したがつてこゝに研究した範囲に限らずこのような観点から現実の間に合う有効な計画をたてると共に、将来の技術の価値を的確に評価する基準としても今後大いに推奨すべき方向であろうと思う。

終りに臨み本研究を遂行するにあたり終始深甚なる御指導と御鞭撻を賜わつた下記の方々に深謝する次第である。

計画技術	京都大学	石原藤次郎教授
推計学	京都大学	岩井重久教授
コンクリート工学	京都大学	近藤泰夫 名誉教授
"	京都大学	岡田 清教授
重力ダム	電源開発株式会社	高畑 政信土木調査隊長
資 料	通商産業省・電発・九電力・公営・自家発・各位	

(以 上)

附 表

付表-1 1 バッチ内の分布

試験日 昭. 26. 11. 26 .															
No	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}_i	$(x_i - \bar{x})$										
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	136	4	136	136	1	3	4	6	4	5	6	8	5	4	
2	138	2-3	274	137	1	5	6	8	6	7	8	10	7	6	
3	125	8	399	133		8	7	5	7	6	5	3	6	7	
4	130	6	529	132			2	0	2	1	0	2	1	2	
5	122	10	651	130				8	10	9	8	6	9	10	
6	138	2-3	789	132					6	7	8	10	7	6	
7	129	7	918	131						2	1	1	2	3	
8	123	9	1041	130							7	5	8	9	
9	113	11	1154	128								15	18	19	
10	159	1	1313	131									28	27	
11	134	5	1447	132										2	
表-①					1	9	16	36	16	25	36	64	25	16	
					1	25	36	64	36	49	64	100	49	36	
						64	49	25	49	36	25	9	36	49	
							4	0	4	1	0	4	1	4	
								64	100	81	64	36	81	100	
									36	49	64	100	49	36	
										4	1	1	4	9	
											49	25	64	81	
												225	324	361	
													784	729	
									4						
\sum					2	98	105	189	241	245	303	564	1417	1425	
U^2					2	49	35	47	48	41	43	71	157	143	
U					1.4	7.0	5.9	6.9	6.9	6.4	6.6	8.4	12.5	12.0	
V					1.0	5.3	4.5	5.3	5.3	4.9	5.1	6.6	9.6	9.1	
V/\sqrt{N}					0.7	3.0	2.2	2.4	2.1	1.9	1.8	2.2	3.0	2.7	

試験日 昭 26. 12. 7

No	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$										
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	176	8	176	176	5	7	8	9	9	9	6	5	4	6	
2	186	6	362	181	5	3	2	1	1	1	4	5	6	4	
3	187	3-5	549	183		4	3	2	2	2	5	6	7	5	
4	187	3-5	736	184			3	2	2	2	5	6	7	5	
5	189	2	925	185				4	4	4	7	7	9	7	
6	184	7	1109	185					1	1	2	3	4	2	
7	187	3-5	1296	185						2	5	6	7	5	
8	156	11	1452	182							26	25	24	26	
9	175	9	1627	181								6	5	7	
10	173	10	1800	180									7	9	
11	206	1	2006	182										24	

表一 ②

	25	49	64	81	81	18	36	25	16	36
	25	9	4	1	1	1	16	25	36	16
		16	9	4	4	4	25	36	49	25
			9	4	4	4	25	36	49	25
				16	16	16	49	49	81	49
					1	1	4	9	16	4
						4	25	36	49	25
							676	625	576	676
								36	25	49
									49	81
										576
\sum	50	74	86	106	107	111	856	877	946	1562
U^2	50	37	29	27	21	18	122	109	105	156
U	7.1	6.1	5.4	5.2	4.6	4.2	11.0	10.4	10.2	12.5
V	3.9	3.3	2.9	2.8	2.5	2.3	6.1	5.8	5.7	6.9
V/\sqrt{N}	2.8	1.9	1.5	1.3	1.0	0.9	2.2	1.9	1.8	2.1

試驗日 昭.26.11.23

No.	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	159	10	159	15.9	23	21	21	31	28	32	33	33	34	
2	205	2	364	18.2	23	25	25	15	18	14	13	13	12	
3	176	9	540	18.0		4	4	14	11	15	16	16	17	
4	179	8	719	18.0			1	11	8	12	13	13	14	
5	230	1	949	19.0				40	43	39	38	38	37	
6	186	7	1135	18.7					1	5	6	6	7	
7	203	3	1338	19.1						12	11	11	10	
8	197	5	1535	19.2							5	5	4	
9	195	6	1730	19.2								3	2	
10	200	4	1930	19.3									7	
表一③					529	441	441	961	784	1024	1089	1089	1156	
					529	625	625	225	324	196	169	169	144	
						16	16	196	121	225	256	256	289	
							1	121	64	144	169	169	196	
								1600	1849	1521	1444	1444	1369	
									1	25	36	36	49	
										144	121	121	100	
											25	25	16	
												9	4	
													49	
Σ					1058	1082	1083	3103	3143	3279	3309	3318	3372	
U^2					1058	541	361	776	628	546	473	415	375	
U					325	23.3	19.0	27.8	25.1	23.4	21.7	20.3	19.3	
V					17.9	12.9	10.6	14.6	13.4	12.3	11.3	10.6	10.0	
V/\sqrt{N}					12.7	7.4	5.3	6.5	5.5	4.7	4.0	3.5	3.2	

試驗日 昭.26.11.23															
No	x_i	m	Σx_i	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$										
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	173	5	173	173	7	4	1	2	1	4	4	2	4	5	
2	159	8	332	166	7	10	13	12	15	10	10	12	10	9	
3	176	4	508	169		7	4	5	2	7	7	5	7	8	
4	180	3	688	172			8	9	6	11	11	9	11	12	
5	165	7	853	171				6	9	4	4	6	4	5	
6	191	1-2	1044	174					17	22	22	20	22	25	
7	140	11	1184	169						29	29	31	29	28	
8	167	6	1351	169							2	4	2	1	
9	191	1-2	1542	171								20	22	25	
10	144	10	1686	169									25	24	
11	157	9	1843	168										11	
					49	16	1	4	1	16	16	4	16	25	
					49	100	169	144	225	100	100	144	100	81	
						49	16	25	4	49	49	25	49	64	
							64	81	36	121	121	81	121	144	
								36	81	16	16	36	16	9	
									289	484	484	400	484	529	
										841	841	961	941	784	
											4	16	4	1	
												400	484	529	
													625	576	
														121	
					Σ	98	165	250	290	636	1627	1631	2067	2740	2865
					U^2	98	83	83	73	127	271	233	258	304	286
					U	99	9.1	9.1	85	11.3	16.5	15.3	16.0	17.4	16.9
					V	6.0	5.4	5.3	5.0	6.5	9.8	9.1	9.4	10.3	10.1
					V/\sqrt{N}	4.2	3.1	2.7	2.2	2.7	3.7	3.2	3.1	3.3	3.0

表一 ④

試驗日 昭.26.11.26														
No.	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	179	8	179	179	6	17	13	16	20	19	19	17	14	
2	190	6	369	185	5	6	2	5	9	8	8	6	3	
3	218	1	587	196		22	26	23	19	20	20	22	25	
4	182	7	769	192			10	13	17	16	16	14	11	
5	204	3	975	195				11	7	8	8	10	13	
6	208	2	1183	199					9	10	10	12	15	
7	202	4-5	1385	198						4	4	6	9	
8	202	4-5	1587	198							4	6	9	
9	178	9	1765	196								18	15	
10	168	10	1933	193									25	
					36	289	169	256	400	361	361	289	196	
					25	36	4	25	81	64	64	36	9	
						484	676	529	361	400	400	484	625	
							100	169	289	256	256	196	121	
								121	49	64	64	100	169	
									81	100	100	144	225	
										16	16	36	81	
											16	36	81	
												324	225	
													625	
					\sum	61	809	949	1100	1261	1261	1277	1645	2357
					U^2	61	405	316	275	252	210	182	206	262
					U	7.8	20.1	17.8	16.6	15.9	14.5	13.5	14.4	16.2
					V	4.2	10.3	9.2	8.5	8.0	7.3	6.8	7.3	8.4
					V/\sqrt{N}	3.0	6.0	4.6	3.8	3.3	2.8	2.4	2.8	2.7

表 - ⑤

試驗日 昭.26.11.26

No	x_i	m	Σx_i	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	190	1	190	190	9	11	12	13	15	15	14	14	12	
2	171	9	361	181	10	8	7	6	4	4	5	5	7	
3	176	4-5	537	179		8	2	1	1	1	0	0	2	
4	174	7-8	711	178			4	3	1	1	2	2	4	
5	174	7-8	885	177				3	1	1	2	2	4	
6	166	10	1051	175					9	9	10	10	12	
7	175	6	1226	175						0	1	1	3	
8	186	3	1412	176							10	10	8	
9	176	4-5	1588	176								0	2	
10	188	2	1776	178									10	
表一⑥						81	121	144	169	225	225	196	196	144
						100	64	49	36	16	16	25	25	49
							9	4	1	1	1	0	0	4
								16	9	1	1	4	4	16
									9	1	1	4	4	16
										81	81	100	100	144
											0	1	1	9
												100	100	64
													0	4
														100
Σ					181	194	213	224	325	325	430	430	550	
U^2					181	97	71	56	65	54	61	54	61	
U					13.5	9.8	8.4	7.5	8.1	7.3	7.8	7.3	7.8	
V					7.4	5.5	4.7	4.2	4.6	4.2	4.4	4.1	4.4	
V/\sqrt{N}					5.2	3.2	2.4	1.9	1.9	1.6	1.6	1.4	1.4	

試験日 昭.26.11.28

No.	x_i	m	Σx_i	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	193	5	193	193	4	8	4	3	2	0	1	1	2	
2	185	7-8	378	189	4	0	4	5	6	8	7	7	6	
3	179	10	557	185		6	10	11	12	14	13	13	12	
4	200	1	757	189			11	10	9	11	10	10	9	
5	195	3	952	190				5	4	2	3	3	4	
6	191	6	1143	191					0	2	1	1	0	
7	196	2	1349	193						3	4	4	5	
8	185	7-8	1534	192							7	7	6	
9	194	4	1728	192								2	3	
10	182	9	1910	191									9	

表 - ⑦

$(x_i - \bar{x})^2$	16	64	16	9	4	0	1	1	4
	16	0	16	25	36	64	49	49	36
		36	100	121	144	196	169	169	144
			121	100	81	121	100	100	81
				25	16	4	9	9	16
					0	4	1	1	0
						9	16	16	25
							49	49	36
								4	9
									81
Σ	32	100	253	280	281	398	394	398	432
U^2	32	50	84	70	56	66	56	49	48
U	5.7	7.1	9.2	8.4	7.5	8.1	7.5	7.0	6.9
V	3.0	3.8	4.9	4.4	3.9	4.2	3.9	3.6	3.6
V/\sqrt{N}	2.1	2.2	2.5	2.0	1.6	1.6	1.4	1.2	1.1

試験日 昭.26.11.29

No	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$													
					2	3	4	5	6	7	8	9	10					
1	204	6	204	204	1	4	8	11	9	12	7							
2	206	5	414	205	1	2	6	9	7	10	5							
3	214	4	624	208		6	2	1	1	2	3							
4	226	1-2	850	212			14	11	13	10	15							
5	226	1-2	1076	215				11	13	10	15							
6	199	7	1275	213					14	17	12							
7	225	3	1500	216						9	14							
8	185	8	1685	211							26							
9																		
10																		
表 - ⑧						1	16	64	121	81	144	49						
						1	4	36	81	49	100	25						
							36	4	1	1	4	9						
								196	121	169	100	225						
									121	169	100	225						
										196	289	144						
											81	196						
												676						
									Σ	2	56	300	445	465	818	1549		
									U^2	2	28	100	111	133	136	221		
				U	1.4	5.3	10.0	10.5	11.5	11.7	14.9							
				V	1.5	25	4.7	4.9	5.4	5.4	7.1							
				V/\sqrt{N}	0.5	1.4	2.4	2.2	2.2	2.0	2.5							

試験日 昭.26.11.29														
No	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	295	10	195	19.5	7	12	13	12	17	20	23	22	21	
2	209	6	404	20.2	7	2	1	2	3	6	9	8	7	
3	218	4	622	20.7		11	10	11	6	3	0	1	2	
4	211	5	833	20.8			3	4	1	4	7	6	5	
5	200	9	1033	20.7				7	12	15	18	17	16	
6	242	1	1275	21.2					30	27	24	25	24	
7	233	3	1508	21.5						18	15	16	17	
8	239	2	1747	21.8							21	22	23	
9	206	8	1953	21.7								11	10	
10	208	7	2161	21.6									8	
					49	144	169	144	289	400	529	484	441	
					49	4	1	4	9	36	81	64	49	
						121	100	121	36	9	0	1	4	
							9	16	1	16	49	36	25	
								49	144	225	324	289	256	
									900	729	576	625	676	
										324	225	256	289	
											441	484	529	
												121	100	
													64	
				Σ	98	269	279	334	1379	1739	2225	2360	2433	
				U^2	98	135	93	84	276	290	318	295	270	
				U	9.9	11.6	9.6	9.2	16.6	17.0	17.8	17.2	16.4	
				V	4.9	5.6	4.6	4.4	7.8	7.9	8.2	7.9	7.6	
				V/\sqrt{N}	3.5	3.2	2.3	2.0	3.2	3.0	2.9	2.6	2.4	

表 - ⑨

試験日 昭.26.12.4														
No.	x_i	m	Σx_i	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	186	9	186	186	11	15	11	11	14	19	19	20	23	
2	208	5-6	394	197	11	7	11	11	8	3	3	2	1	
3	208	5-6	602	201		7	11	11	8	3	3	2	1	
4	185	10	787	197			12	12	15	20	20	21	24	
5	200	8	987	197				3	0	5	5	6	9	
6	214	4	1201	200					14	9	9	8	5	
7	237	1	1438	205						32	32	31	28	
8	201	7	1639	205							4	5	8	
9	216	3	1855	206								10	7	
10	234	2	2089	209									25	
表 - ⑩ $(x_i - \bar{x})^2$					121	225	121	121	196	361	361	400	529	
					121	49	121	121	64	9	9	4	1	
						49	121	121	64	9	9	4	1	
							144	144	225	400	400	441	576	
								9	0	25	25	36	81	
									196	81	81	64	25	
										1024	1024	961	784	
											16	25	64	
												100	49	
													625	
Σ					242	323	507	516	745	1909	1925	2035	2735	
U^2					242	161	169	129	149	318	275	254	304	
U					15.6	12.7	13.0	11.4	12.2	17.8	16.6	15.9	17.4	
V					7.9	6.3	6.6	5.8	6.1	8.7	8.1	7.7	8.5	
V/\sqrt{N}					5.6	3.6	3.3	2.6	2.5	3.3	2.9	2.6	2.7	

試驗日 昭.26.12.4														
No	x_i	m	Σx_i	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	241	7	241	241	5	4	5	4	4	2	3	3	4	
2	232	9-10	473	236	4	13	14	13	13	11	12	12	15	
3	261	2	734	245		16	15	16	16	18	17	17	14	
4	252	3	986	246			6	7	7	9	8	8	5	
5	238	8	1224	245				7	7	5	6	6	9	
6	248	5	1472	245					3	5	4	4	1	
7	232	9-10	1704	243						11	12	12	15	
8	245	6	1949	244							1	1	2	
9	250	4	2199	244								6	3	
10	268	1	2467	247									21	
表 - ⑪						25	16	25	16	16	4	9	9	36
						16	169	196	169	169	121	144	144	225
							256	225	256	256	324	289	289	196
								36	49	49	81	64	64	25
									49	49	25	36	36	81
										9	25	16	16	1
											121	144	144	225
												1	1	4
													36	9
														441
	Σ				41	441	482	539	548	701	703	739	1243	
	U^2				41	221	161	135	110	117	100	92	138	
	U				6.4	14.9	12.7	11.6	10.5	10.8	10.0	9.6	11.7	
	V				2.7	6.1	5.2	4.7	4.3	4.5	4.1	3.9	4.7	
	V/\sqrt{N}				2.0	3.5	2.6	2.1	1.8	1.7	1.5	1.3	1.5	

試験日 昭.26.12.4

No.	x_i	m	Σx_i	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	246	5-6	246	246	0	0	1	1	1	1	1	4		
2	245	7	491	246	1	1	0	0	2	2	2	5		
3	248	4	739	246		2	3	3	1	1	1	2		
4	242	8	981	245			3	3	5	5	5	8		
5	246	5-6	1227	245				1	1	1	1	4		
6	254	2	1481	247					7	7	7	4		
7	250	3	1731	247						3	3	0		
8	272	1	2003	250								12		
9														
10														
表一 ⑫					0	0	1	1	1	1	1	16		
					1	1	0	0	4	4	25			
$(x_i - \bar{x})^2$						4	9	9	1	1	4			
							9	9	25	25	64			
								1	1	1	16			
									49	49	16			
										9	0			
											144			
Σ					1	5	19	20	81	90	285			
U^2					1	2.5	6.3	5.0	16.2	15	41			
U					1.0	1.6	2.5	2.2	4.1	3.9	6.4			
V					0.4	0.7	1.0	0.9	1.7	1.6	2.6			
V/\sqrt{N}					0.3	0.4	0.5	0.4	0.7	0.6	0.9			

試験日 昭.26.12.4														
No.	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	65	7	65	65	6	7	8	6	7	9	7			
2	77	2-3	142	71	6	5	4	6	5	3	5			
3	73	5	215	72		1	0	2	1	1	1			
4	75	4	290	73			2	4	3	1	3			
5	67	6	357	71				4	5	7	5			
6	77	2-3	434	72					5	3	5			
7	82	1	516	74						8	10			
8	63	8	579	72							9			
9														
10														
					36	49	64	36	49	81	49			
					36	25	16	36	25	9	25			
$(x_i - \bar{x})^2$						1	0	4	1	1	1			
							4	16	9	1	9			
								16	25	49	25			
									25	9	25			
										64	100			
											81			
\sum					72	75	84	108	134	214	315			
U^2					72	37	28	27	27	36	45			
U					8.5	6.1	5.3	5.2	5.2	6.0	6.7			
V					12.0	8.5	7.3	7.3	7.2	8.1	9.3			
V/\sqrt{N}					8.5	4.9	3.7	3.3	2.9	3.1	3.3			

表一 ⑬

試驗日 昭.26.12.7														
No.	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	213	1	213	213	5	21	30	31	30	33	35	36		
2	203	2	416	208	5	11	20	21	20	23	25	26		
3	161	7-8	577	192		31	22	20	22	19	17	16		
4	154	9	731	183			29	28	29	26	24	23		
5	181	4	912	182				1	2	1	3	4		
6	185	3	1097	183					2	5	7	8		
7	161	7-8	1258	180						19	17	16		
8	166	6	1424	178							12	11		
9	171	5	1595	177								6		
10														
表一 ⑮						25	441	900	961	900	1089	1225	1296	
						25	121	400	441	400	529	625	676	
							961	484	400	484	361	289	256	
								841	784	841	676	576	529	
									1	4	1	9	16	
										4	25	49	64	
											361	289	256	
												122	121	
													36	
	\sum				50	1523	2625	2587	2633	3042	3184	3250		
	U^2				50	761	875	647	527	507	455	406		
	U				7.1	27.6	29.6	25.4	23.0	22.5	21.3	20.1		
	V				3.4	14.3	16.2	14.0	12.5	12.5	11.9	11.3		
	V/\sqrt{N}				2.4	8.3	8.1	6.3	5.1	4.7	4.2	3.8		

試験日 昭.26.12.12														
No	x_i	m	Σx_i	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	171	7	171	171	3	1	4	3	0	2	3	4	3	
2	166	8	337	168	2	4	1	2	5	7	8	9	8	
3	174	5-6	511	170		4	7	6	3	1	0	1	0	
4	155	10	666	167			12	13	16	18	19	20	19	
5	175	4	841	168				7	4	2	1	0	1	
6	189	1	1030	171					18	16	15	14	15	
7	184	3	1214	173						11	10	9	10	
8	174	5-6	1388	174							0	1	0	
9	186	2	1574	175								11	12	
10	163	9	1737	174									11	
					9	1	16	9	0	4	9	16	9	
					4	16	1	4	25	49	64	81	64	
						16	49	36	9	1	0	1	0	
							144	169	256	324	361	400	361	
								49	16	4	1	0	1	
									234	256	225	196	225	
										121	100	81	100	
											0	1	0	
												121	144	
													121	
				Σ	13	33	210	267	630	759	760	897	1025	
				U^2	13	17	70	67	126	126	109	112	114	
				U	3.6	4.1	8.4	8.2	11.2	11.2	10.4	10.6	10.7	
				V	2.1	2.4	5.0	4.9	6.6	6.5	6.0	6.1	6.2	
				V/\sqrt{N}	1.5	1.4	2.5	2.2	2.7	2.5	2.1	2.0	2.0	

表 - ⑩

$(x_i - \bar{x})^2$

試験日 昭.26.12.12

No.	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	216	2	216	216	7	9	8	13	13	10	9			
2	203	6-7	419	209	6	4	5	0	0	3	4			
3	203	6-7	622	207		4	5	0	0	3	4			
4	208	4	830	208			0	5	5	2	1			
5	185	8	1015	203				18	18	21	22			
6	204	5	1219	203					1	2	3			
7	225	1	1444	206						19	18			
8	211	3	1655	207							4			
9														
10														
表 - ⑰ $(x_i - \bar{x})^2$					49	81	64	169	169	100	81			
					36	16	25	0	0	9	16			
						16	25	0	0	9	16			
							0	25	25	4	1			
								324	324	441	484			
									1	4	9			
										361	324			
											16			
					\sum	85	113	114	518	519	928	947		
					U^2	85	57	38	129	104	155	134		
U	9.2	7.5	6.2	11.4	10.2	12.4	11.6							
V	4.4	3.6	3.0	5.6	5.0	6.1	5.6							
V/\sqrt{N}	3.2	2.1	1.5	2.5	2.0	2.3	2.0							

試験日 昭. 26. 12. 12														
No.	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	218	3-4	218	218	0	1	6	4	0	2	3			
2	218	3-4	436	218	0	1	6	4	0	2	3			
3	214	5	650	217		3	2	0	4	2	1			
4	197	8	847	212			15	17	21	19	18			
5	225	2	1072	214				11	7	9	10			
6	233	1	1305	218					15	17	18			
7	206	7	1511	216						10	9			
8	212	6	1723	215							3			
9														
10														
表一 ⑬						0	1	36	16	0	4	9		
						0	1	36	16	0	4	9		
$(x_i - \bar{x})^2$						9	4	0	16	4	1			
							225	289	441	361	324			
								121	49	81	100			
									225	289	324			
										100	81			
											9			
					\sum	0	11	301	442	731	843	857		
					U^2	0	6	100	111	146	141	122		
					U	0	2.4	10.0	10.5	12.1	11.9	11.0		
					V	0	1.1	4.6	4.9	5.7	5.5	5.1		
					V/\sqrt{N}	0	0.6	2.3	2.2	2.3	2.1	1.8		

試験日 昭.26.12.12														
No	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	182	5	182	182	7	0	1	2	1	1	0			
2	196	1	378	189	7	14	13	12	15	15	14			
3	169	7	547	182		13	14	15	12	12	13			
4	187	3	734	183			4	3	6	6	5			
5	186	4	920	184				2	5	5	4			
6	168	8	1088	181					13	13	14			
7	178	6	1266	181						5	4			
8	190	2	1456	182							8			
9														
10														
					49	0	1	4	1	1	0			
					49	196	169	144	225	225	196			
						169	196	225	144	144	169			
							16	9	36	36	25			
								4	25	25	16			
									169	169	169			
										9	16			
											64			
					\sum	98	365	382	386	600	609	682		
					U^2	98	183	127	97	120	102	97		
					U	9.9	13.5	11.3	9.8	11.0	10.1	9.8		
					V	5.2	7.4	6.2	5.3	6.1	5.6	5.4		
					V/\sqrt{N}	3.7	4.3	3.1	2.4	2.5	2.1	1.9		

表一 ⑱

試験日 昭. 26. 12. 14

No.	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	168	10	168	168	3	16	14	15	17	17	16	17	17	
2	174	8	342	171	3	10	8	9	11	11	10	11	11	
3	209	1	551	184		25	27	26	24	24	25	24	24	
4	179	7	730	182			3	4	16	6	5	6	6	
5	187	4	917	183				4	2	2	3	2	2	
6	195	3	1112	185					10	10	11	10	10	
7	182	6	1294	185						3	2	3	3	
8	173	9	1467	184							11	12	12	
9	198	2	1665	185								13	13	
10	186	5	1851	185									1	
					9	256	196	225	289	289	256	289	289	
					9	100	64	81	121	121	100	121	121	
						625	729	676	576	576	625	576	576	
							9	16	36	36	25	36	36	
								16	4	4	9	4	4	
									100	100	121	100	100	
										9	4	9	9	
											121	144	144	
												169	169	
													1	
			Σ		18	981	998	1014	1126	1135	1261	1448	1449	
			U^2		18	491	333	254	225	189	180	181	161	
			U		4.2	22.2	18.2	15.9	15.0	13.7	13.4	13.5	12.7	
			V		2.5	12.1	10.0	8.7	8.1	7.4	7.3	7.3	6.9	
			V/\sqrt{N}		1.8	7.0	5.0	3.9	3.3	2.8	2.6	2.4	2.2	

表一 ㊟

$(x_i - \bar{x})^2$

試験日 昭.26.12.14

No.	x_i	m	Σx_i	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	140	1	140	140	7	8	9	11	9	8	8	10		
2	125	7	265	133	8	7	6	4	6	7	7	5		
3	131	4	396	132		1	0	2	0	1	1	1		
4	129	6	525	131			2	0	2	3	3	1		
5	122	9	647	129				7	9	10	10	8		
6	140	1	787	131					9	8	8	10		
7	140	1	927	132						8	8	10		
8	130	5	1057	132							2	0		
9	123	8	1170	130								7		
10														
表一②					49	64	81	121	81	64	64	100		
					64	49	36	16	36	49	49	25		
$(x_i - \bar{x})^2$						1	0	4	0	1	1	1		
							4	0	4	9	9	1		
Σ								49	81	100	100	64		
									81	64	64	100		
U^2										64	64	100		
										64	64	100		
U											4	0		
V					113	114	121	190	283	351	355	440		
					113	57	40	47	57	58	50	55		
V/\sqrt{N}					10.6	7.5	6.3	6.9	7.5	7.6	7.1	7.4		
					8.0	5.7	4.8	5.3	5.7	5.8	5.4	5.7		
					5.6	3.3	2.4	2.4	2.3	2.2	1.9	1.9		

試験日 昭.26.12.14

No.	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	212	3	212	212	3	9	7	11	8	7	5			
2	205	5	417	209	4	2	0	4	1	0	2			
3	191	7	608	203		12	14	10	13	14	16			
4	211	4	819	205			6	10	7	6	4			
5	187	8	1006	201				14	17	18	20			
6	222	2	1228	204					18	17	15			
7	204	6	1432	205						1	13			
8	226	1	1658	207							19			
9														
10														
					9	81	49	121	64	49	25			
					16	4	0	16	1	0	4			
$(x_i - \bar{x})^2$					144	196	100	169	196	256				
						36	100	49	36	16				
							196	289	324	400				
								324	289	225				
										1	9			
											361			
Σ					25	229	281	533	896	895	1296			
U^2					25	115	94	133	179	149	185			
U					5.0	10.7	9.7	11.5	13.4	12.2	13.6			
V					2.4	5.3	4.7	5.7	6.6	6.0	6.6			
V/\sqrt{N}					1.7	3.1	2.4	2.5	2.7	2.3	2.3			

表一 ㊟

試驗日 昭.26.12.14														
No	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	204	4-5	204	204	2	2	2	3	2	3	3			
2	207	2	411	206	1	5	5	6	5	0	6			
3	195	6-7	606	202		7	7	6	7	12	6			
4	204	4-5	810	202			2	3	2	3	3			
5	195	6-7	1005	201				6	7	12	6			
6	206	3	1211	202					4	1	5			
7	237	1	1448	207						30	36			
8	160	8	1608	201							41			
9														
10	1													
表一 ㊸														
$(x_i - \bar{x})^2$					4	4	4	9	4	9	9			
					1	25	25	36	25	0	36			
						49	49	36	49	144	36			
							4	9	4	9	9			
								36	49	144	36			
									16	1	25			
										900	1296			
											1681			
Σ					5	78	82	126	147	1207	3128			
U^2					5	39	27	32	29	201	447			
U					2.2	6.2	5.2	5.7	5.4	14.1	21.1			
V					1.1	3.1	2.6	2.8	2.7	6.8	10.5			
V/\sqrt{N}					0.8	1.8	1.3	1.3	1.1	2.6	3.7			

試験日 昭.26.12.19														
No.	x_i	m	Σx_i	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$									
					3	4	5	6	7	8	9	10		
1	204	7	204	204	5	8	8	6	5	8	9			
2	215	4	419	209	6	3	3	5	6	8	2			
3	218	3	637	212		6	6	8	9	6	5			
4	213	5	850	212			1	3	4	1	0			
5	200	8	1050	210				0	9	12	13			
6	206	6	1256	209					3	6	7			
7	229	1	1485	212						17	16			
8	223	2	1708	213							10			
9														
10														
表 - ㉔ $(x_i - \bar{x})^2$					25	64	64	36	25	64	81			
					36	9	9	25	36	9	4			
						36	36	64	81	36	25			
							1	9	16	1	0			
								0	81	144	169			
									9	36	49			
										289	256			
											100			
Σ					61	109	110	134	248	579	684			
U^2					61	55	37	34	49	96	98			
U					7.8	7.4	6.1	5.8	7.0	9.8	9.9			
V					3.7	3.5	2.9	2.8	3.3	4.6	4.6			
V/\sqrt{N}					2.7	2.0	1.5	1.3	1.3	1.7	1.6			

試験日 昭. 26. 12. 19

No.	x_i	m	$\sum x_i$	\bar{x}	$(x_i - \bar{x})$										
					2	3	4	5	6	7	8	9	10		
1	143	4	143	143	7	9	9	12	9	8	5	2			
2	128	8	271	136	8	6	6	3	6	7	10	13			
3	131	7	402	134		3	3	0	3	4	7	10			
4	133	6	535	134			1	2	1	2	5	8			
5	120	9	655	131				11	14	15	18	21			
6	150	3	805	134					16	15	12	9			
7	142	5	947	135						7	4	1			
8	160	1	1107	138							22	19			
9	159	2	1266	141								18			
10															
					49	81	81	144	81	64	25	4			
					64	36	36	9	36	49	100	169			
						9	9	0	9	16	49	100			
							1	4	1	4	25	64			
								121	196	225	324	441			
									256	225	144	81			
										49	16	1			
											484	361			
												324			
					\sum	113	126	127	278	579	632	1167	1555		
					U^2	113	63	42	69	116	105	167	194		
					U	10.6	7.9	6.5	8.3	10.8	10.2	12.9	13.9		
					V	7.8	5.9	4.9	6.3	8.1	7.6	9.4	9.9		
					V/\sqrt{N}	5.5	3.4	2.4	2.9	3.3	2.9	3.3	3.3		

表一 ㊦

$(x_i - \bar{x})^2$

附表-2-1 平岡ダムの実績-C = 300 Kg/m²

K	供試体 作製日	(cm) スラッグ	(%) 空気量	(t/m ²) 比重	x_i (kg) 材令28日 圧縮強度	\bar{x}_k	$x_i - \bar{x}_k$	$(x_i - \bar{x}_k)^2$	U_{Test}^2	$\bar{x}_k - \bar{x}$	$(\bar{x}_k - \bar{x})^2$
1	昭26.4.25	1.0	—	2.472	312	311	1	1	2	20	400
2	4.26	2.0	—	2.472	310	311	1	1	18	5	25
3	8.26	3.0	—	2.384	323	326	3	9	0	43	1849
4	8.27	3.0	—	2.380	329	326	3	9	5	79	6241
5	8.31	3.0	—	2.443	288	288	0	0	145	40	1600
6	9.12	5.0	—	2.459	288	288	0	0	113	87	7569
7	9.15	3.0	—	2.471	250	252	2	4	41	52	2704
8	9.16	6.0	—	2.475	253	252	1	1	5	22	484
9	9.22	8.0	—	2.475	253	252	1	1	365	8	64
10	9.23	3.0	—	2.411	283	291	8	64	512	19	361
11	10.1	4.0	—	2.459	300	291	9	81	613	6	36
12	10.4	3.0	—	2.451	252	244	8	64	32	27	729
13	10.7	5.0	—	2.447	237	244	7	49	365	1	1
				2.443	378	383	5	25	365	1	1
				2.467	387	383	4	16	365	1	1
				2.443	310	309	1	1	365	1	1
				2.435	307	309	2	4	365	1	1
				2.451	353	339	14	196	365	8	64
				2.451	326	339	13	169	365	8	64
				2.451	334	350	16	256	365	19	361
				2.435	366	350	16	256	365	19	361
				2.431	307	325	18	324	365	6	36
				2.439	342	325	17	289	365	6	36
				2.443	308	304	4	16	365	27	729
				2.471	300	304	4	16	365	27	729
				2.403	317	330	13	169	365	1	1
				2.384	344	330	14	196	365	1	1

附表-2-2 平岡データの実績 - C = 250 kg/m²

K	供試体 作製日	(cm) スランプ	(%) 空気量	(τ/m^2) 比重	x_i (%) 材令28日 圧縮強度	\bar{x}_k	$\bar{x}_i - \bar{x}_k$	$(\bar{x}_i - \bar{x}_k)^2$	U^2_{Test}	$\bar{x}_k - \bar{x}$	$(\bar{x}_k - \bar{x})^2$
1	照26.9.3	4.0	5.2	2.372	201	195	6	36	72	55	3025
2	9.4	4.0	4.1	2.407	189	195	6	36			
3	9.5	8.0	4.4	2.388	216	208	8	64	128	42	1764
4	9.8	2.0	3.4	2.400	166	180	14	196	421	67	4489
5	9.9	4.0	3.2	2.407	195	189	15	225	32	61	3721
6	9.10	3.0	3.5	2.411	185	228	4	16	18	22	484
7	9.17	6.0	4.6	2.348	193	195	3	9	72	55	3025
8	9.26	5.0	3.9	2.392	225	198	6	36	13	52	2704
9	9.28	4.0	4.5	2.411	231	228	3	9	1201	22	484
10	9.29	8.0	3.5	2.439	201	285	25	625	41	35	1225
11	9.30	12.0	1.9	2.376	280	285	5	25	512	35	1225
12	10.2	4.0	3.4	2.407	289	260	4	16	61	10	100
13	10.9	3.0	3.2	2.427	269	208	16	256	13	42	1764
				2.423	301	321	16	256	2312	71	5041
				2.443	265		5	25			
				2.447	256		6	36			
				2.463	205		3	9			
				2.475	210		2	4			
				2.403	355		34	1156			
				2.455	287		34	1156			

附表-2-3 平岡ダム実績-C=180 kg/m³

K	供試体 作製日	(cm) スランプ	(%) 空気量	(t/m ³) 比重	x_i (%) 材令28日 圧縮強度	\bar{x}_k	$x_i - \bar{x}_k$	$(x_i - \bar{x}_k)^2$	U_{Test}^2	$\bar{x}_k - \bar{\bar{x}}$	$(\bar{x}_k - \bar{\bar{x}})^2$
1	昭26.4.25	3.0	3.5	2.420	218	210	8	64	128	78	6084
2	4.27	2.0	3.4	2.415	202	210	8	64	128	78	6084
3	4.30	5.0	2.5	2.460	153	157	4	16	25	25	625
4	5.1	5.0	3.0	2.460	160	157	3	9	25	25	625
5	5.2	4.0	4.0	2.440	132	128	4	16	32	4	16
6	5.3	6.0	3.1	2.430	124	128	4	16	32	4	16
7	5.5	4.0	2.5	2.460	123	119	4	16	25	13	169
8	5.6	4.0	2.9	2.430	116	119	3	9	25	13	169
9	5.7	3.0	3.2	2.423	103	106	3	9	13	26	676
10	5.9	2.5	2.7	2.447	108	106	2	4	13	26	676
11	5.11	1.0	3.1	2.490	130	131	1	1	1	1	1
				2.402	131	131	0	0	1	1	1
				2.430	99	97	2	4	5	35	1225
				2.410	96	97	1	1	5	35	1225
				2.400	136	144	8	64	113	12	144
				2.440	151	144	7	49	113	12	144
				2.440	144	150	6	36	85	18	324
				2.420	157	150	7	49	85	18	324
				2.440	197	198	1	1	2	66	4356
				2.460	199	198	1	1	2	66	4356
				2.410	119	115	4	16	32	17	289
				2.420	111	115	4	16	32	17	289

12	5.13	3.0	2.4	2.440	169	188	19	361	685	56	3136
13	5.14	4.0	3.0	2.430	206	188	18	324	685	56	3136
14	5.17	4.0	2.5	2.440	153	161	8	64	128	29	841
15	5.18	4.0	2.5	2.410	169	161	8	64	128	29	841
16	5.19	9.0	3.8	2.430	136	142	6	36	72	10	100
17	5.20	5.0	2.7	2.460	148	142	6	36	72	10	100
18	5.21	5.0	3.9	2.410	159	169	10	100	181	37	1369
19	5.23	5.0	2.7	2.410	178	169	9	81	181	37	1369
20	5.24	2.0	4.8	2.390	162	174	12	144	265	42	1764
21	5.26	6.0	3.1	2.390	185	174	11	121	265	42	1764
22	5.27	3.0	3.5	2.420	215	203	12	144	313	171	29241
23	5.28	2.0	3.1	2.430	190	203	13	169	313	171	29241
24	5.29	3.0	3.3	2.390	108	109	1	1	5	23	529
				2.360	111	109	2	4	5	23	529
				2.390	139	141	2	4	8	9	81
				2.390	143	141	2	4	8	9	81
				2.360	148	151	3	9	13	19	361
				2.400	153	151	2	4	13	19	361
				2.360	86	83	3	9	18	49	2401
				2.390	80	83	3	9	18	49	2401
				2.390	73	93	20	400	800	39	1521
				2.410	113	93	20	400	800	39	1521
				2.400	169	166	3	9	25	34	1156
				2.430	162	166	4	16	25	34	1156
				2.410	107	109	2	4	8	23	529
				2.410	111	109	2	4	8	23	529

25	5.30	2.0	3.2	2.430	145	139	6	36	85	7	49
26	5.31	7.0	2.5	2.440	132	180	0	49	0	7	49
27	6.1	7.0	2.7	2.420	180	180	0	0	0	48	2304
28	6.2	10.0	2.6	2.460	84	84	0	0	0	48	2304
29	6.3	2.0	3.5	2.420	92	88	4	16	41	44	1936
30	6.4	3.0	3.6	2.400	83	64	5	25	1	68	4096
31	6.6	4.0	3.6	2.380	65	97	0	1	61	35	1225
32	6.7	1.0	2.9	2.400	64	114	0	0	0	18	324
33	6.8	5.0	2.5	2.370	102	83	5	25	61	49	2401
34	6.9	4.0	2.3	2.419	91	75	0	0	0	57	3249
35	6.10	3.0	2.2	2.447	77	105	1	1	2	27	729
36	6.11	3.0	3.1	2.423	88	125	2	4	8	7	49
37	6.12	3.0	2.3	2.447	75	127	5	25	61	5	25
				2.431	104	187	3	36	18	55	3025
				2.455	106		3	9			
				2.407	127		3	9			
				2.468	123		3	9			
				2.459	132		3	9			
				2.463	132		3	9			
				2.457	121		3	9			
				2.430	184		3	9			
				2.440	190		3	9			

38	6.14	4.0	2.1	2.410	99	101	2	4	8	31	961
39	6.15	3.0	2.2	2.440	103	136	2	4			
40	6.17	3.0	2.5	2.450	136	139	3	9	18	7	49
41	6.18	4.0	2.2	2.418	142	139	3	9			
				2.420	139	133	6	36	72	1	1
				2.440	127	130	6	36			
				2.440	132	130	2	4			
					127	130	3	9	13	2	4
合計		161.5	122.7			5415			3331		79636
平均		3.9	3.0								

$\bar{x} = 13.2$ $\bar{U}_{\text{Test}} = \left\{ \begin{array}{l} \text{中央値} \\ \text{平均値} \end{array} \right. \begin{array}{l} 25.00 \\ 81.2439 \end{array}$ $U^2 = 199.0.9$

$\bar{U}_{\text{Test}} = \left\{ \begin{array}{l} \text{中央値} \\ \text{平均値} \end{array} \right. \begin{array}{l} 5.00 \\ 9.01 \end{array}$ $U = 44.6.2$

附表-3-1 朝日ダムの実績—C = 250 kg/m²

K	供試体 作製日	(cm) スランプ	(%) 空気量	(t/m ³) 比重	x_i (%) 28日 材料 圧縮強度	\bar{x}_k	$\bar{x}_i - \bar{x}_k$	$(x_i - \bar{x}_k)^2$	U_{Test}^2	$\bar{x}_k - \bar{x}$	$(\bar{x}_k - \bar{x})^2$
1	昭27.11.4	2.8	3.8	2.410	253	276	23	529	710	38	1444
2	11.26	1.0	3.2	2.420	269	276	29	49	710	38	1444
3	昭28.1.15	2.0	3.2	2.420	305	306	1	841	2	8	64
4	1.18	2.4	3.4	2.410	307	306	1	1	373	35	1225
5	1.22	3.0	2.5	2.440	307	307	6	36	61	7	49
6	2.5	2.0	2.6	2.400	343	307	15	225	155	7	49
7	2.9	1.1	2.4	2.420	334	271	22	484	196	43	1849
8	3.6	0	2.6	2.450	371	345	6	36	1459	31	961
9	3.24	2.0	3.0	2.470	301	383	22	484	578	69	4761
10	3.26	1.0	2.2	2.430	312	267	5	25	603	47	2209
11	3.29	2.0	2.5	2.410	314	326	14	196	755	12	144
					315	347	8	64	617	33	1089
					293	307	14	196			
					265	307	6	36			
					287	271	16	256			
					261	271	10	100			
					337	345	8	64			
					312	345	33	1089			
					387	345	42	1764			
					366	383	17	289			
					399	383	17	289			
					269	267	2	4			
					291	267	24	576			
					242	267	25	625			
					318	326	8	64			
					357	326	31	961			
					304	326	22	484			
					361	347	14	196			
					318	347	14	196			

附表一3-2 朝日ダムの実績-C=210 kg/m²

K	供試体 作製日	(cm) スランプ	(%) 空気量比	(t/m ³) 比重	x_i (kg) 材令28日 圧縮強度	\bar{x}_k	$x_i - \bar{x}_k$	$(x_i - \bar{x}_k)^2$	U_{Test}^2	$\bar{x}_k - \bar{x}$	$(\bar{x}_k - \bar{x})^2$
1	昭27.11.7	0.5	3.0	2.430	291	10	10	100			
				2.430	322	41	41	1681			
2	11.9	1.0	4.2	2.440	231	281	50	2500	2141	25	625
				2.360	248		27	729			
				2.360	200		21	431			
3	11.13	5.8	3.5	2.390	216	221	5	25	593	35	1225
				2.420	257		3	9			
				2.400	257		3	9			
4	11.15	2.5	3.6	2.410	247	254	7	49	34	2	4
				2.410	255		21	431			
5	11.19	4.5	4.8	2.400	296	276	20	400	831	20	400
				2.390	175		2	4			
				2.350	184		11	121			
6	11.21	1.0	4.0	2.370	161	173	12	144	135	83	6889
				2.400	240		20	400			
				2.410	280		20	400			
7	昭28.1.9	2.8	3.4	2.400	260	260	0	0	400	4	16
				2.380	229		10	100			
				2.420	211		28	784			
8	1.13	2.5	3.5	2.390	277	239	38	1444	117	17	289
				2.410	236		7	49			
				2.380	221		8	64			
9	1.20	2.0	2.8	2.440	324	229	5	25	113	27	729
				2.430	324		5	25			
				2.440	308	319	11	121	86	63	3969

附表-3-3 朝日ダムの実績—C=180Kg/m²

K	供試体 作製日	(cm) スランプ	(%) 空気量	(t/m ²) 比重	x_i (%) 材令28日 圧縮強度	\bar{x}_k	$\bar{x}_i - \bar{x}_k$	$(x_i - \bar{x}_k)^2$	U_{Test}^2	$\bar{x}_k - \bar{x}$	$(\bar{x}_k - \bar{x})^2$
1	昭28. 2.28	3.6	3.5	2.430	181		6	36			
2	3. 4	1.0	3.8	2.390	191	187	4	16	27	49	2401
3	3.15	2.5	3.7	2.370	188	239	1	1	128	3	9
4	3.20	4.0	4.2	2.400	231	230	8	64	193	6	36
5	3.22	0	2.0	2.420	247	196	8	64	130	40	1600
6	4. 1	1.0	3.5	2.410	221	230	9	81	421	6	36
7	4. 2	2.5	2.6	2.400	246	251	16	256	103	15	225
8	4. 3	2.0	3.8	2.430	223	287	7	49	317	51	2601
9	4. 5	2.0	4.8	2.440	209	280	13	169	1050	44	1936
				2.420	187	259	9	81	4588	23	529
				2.450	193		3	9			
				2.430	216		14	196			
				2.420	245		15	225			
				2.430	249		2	4			
				2.430	242		9	81			
				2.420	262		11	121			
				2.450	306		19	361			
				2.410	271		16	256			
				2.420	283		4	16			
				2.410	317		37	1369			
				2.400	259		21	441			
				2.390	263		17	289			
				2.400	205		54	2916			
				2.370	335		76	5776			
				2.430	237		22	484			

附表-4-1 丸山ダムの実績-0 = 180 kg/m²

K	供試体 作製日	(cm) スランプ	(%) 空気量	(t/m ³) 比重	x_i (%) 材令28日 圧縮強度	\bar{x}_k	$x_i - \bar{x}_k$	$(x_i - \bar{x}_k)^2$	U_{Test}^2	$\bar{x}_k - \bar{x}$	$(\bar{x}_k - \bar{x})^2$
1	昭27.9.16	1.7	3.3	2.36	166	7	49				
				2.39	144	15	225				
				2.39	166	7	49		161	16	256
2	1.1.28	4.3	3.0	2.36	169	7	49				
				2.36	159	3	9				
				2.36	159	4	16		37	13	169
3	11.30	3.7	3.2	2.35	120	5	25				
				2.35	124	1	1				
				2.35	130	5	25		25	50	2500
4	12.1	2.8	2.8	2.36	188	6	36				
				2.36	207	13	169				
				2.36	187	7	49		127	19	361
5	12.23	3.3	3.0	2.36	131	2	4				
				2.36	129	0	0				
				2.37	127	2	4		4	46	2116
6	12.27	2.1	2.8	2.39	229	7	49				
				2.39	236	0	0				
				2.40	244	8	64		57	51	2601
7	昭28.1.6	2.5	3.0	2.35	141	1	1				
				2.35	141	1	1				
				2.35	144	2	4		3	33	1089

8	1.8	2.2	2	2.3.7	207	17	289					
9	1.9	6.9	3.8	2.4.0	236	12	144	224	49	2401		
10	1.11	3.1	3.0	2.4.0	229	5	25	166	9	81		
11	1.12	2.8	2.3	2.3.6	172	6	36	161	72	196		
12	1.13	2.7	3.6	2.3.6	169	3	9	258	93	6889		
13	1.15	4.5	4.1	2.3.5	156	10	100	127	202	2304		
14	1.20	2.3	3.8	2.3.6	152	9	81	133	89	1764		
15	1.21	1.0	3.0	2.3.6	159	2	4	182	43	49		
16	1.23	2.1	3.6	2.3.5	204	8	64	196	47	441		
				2.3.5	162	2	4	160	40	225		
				2.3.5	159	1	1					
				2.3.5	158	2	4					

17	1.27	2.3	3.7	2.35	189	179	10	100				
18	1.30	1.5	3.1	2.35	174	174	5	25	4	16		
19	1.31	1.7	2.8	2.35	174	182	5	25	7	49		
20	2.2	4.2	2.8	2.36	165	159	17	289	16	256		
21	2.3	2.0	2.7	2.36	198	189	16	256	2	4		
22	2.9	1.7	3.2	2.36	184	160	2	4	3	9		
23	2.14	2.0	4.4	2.38	156	170	3	9	7	49		
24	2.22	1.4	4.4	2.38	166	148	7	49	6	34		
25	2.24	7.0	2.4	2.38	156	279	3	9	3	9		
				2.35	196		7	49	16	256		
				2.35	183		6	36	14	196		
				2.35	188		1	1	15	225		
				2.36	163		3	9	5	25		
				2.36	159		1	1	61	25		
				2.36	174		4	16	27	729		
				2.36	175		5	25	9	73		
				2.36	161		9	81	104	10816		
				2.35	150		2	4				
				2.35	145		3	9				
				2.35	150		2	4				
				-2.36	269		10	100				
				2.35	282		3	9				
				2.36	285		6	36				
				2.35	175		1	1				
				2.35	178		2	4				

26	3.11	2.7	2.9	2.38	17.4	176	2	4	5	1	1
				2.35	153		2	4			
				2.37	156		1	1			
				2.36	157	155	2	4	5	20	400
合計	74.5	83.0				4551			2050		36155
平均	2.9	3.2			$\bar{x} = 17.50$		$\bar{U}_{Test} =$	中央値 平均値	52.00 788269	$U^2 = 1446.2000$	
							$\bar{U}_{Test} =$	中央値 平均値	7.21 8.88	$U = 38.03$	

附表-4-2 丸山ダムの実績-C=240kg/m²(配合No.1)

K	供試体 作製日	(cm) スランプ	(%) 空気量	(τ/m^2) 比重	x_i (%) 材令28日 圧縮強度	\bar{x}_k	$x_i - \bar{x}_k$	$(x_i - \bar{x}_k)^2$	U_{Test}^2	$\bar{x}_k - \bar{x}$	$(\bar{x}_k - \bar{x})^2$
1	昭27.11.17	1.7	3.8	2.36	18.9	30	900				
				2.36	24.8	29	841				
2	11.18	2.0	3.0	2.36	22.1	219	4	872	48	2304	
				2.38	25.0	7	49				
				2.36	25.1	8	64				
3	12.6	1.3	3.6	2.36	22.9	243	14	154	24	576	
				2.35	20.2	3	9				
				2.35	20.2	3	9				
4	12.21	2.0	2.8	2.35	19.4	199	5	21	68	4624	
				2.38	27.9	7	49				
				2.35	24.8	24	576				
5	12.26	6.5	3.0	2.37	28.8	272	16	440	5	25	
				2.39	31.5	5	25				
				2.39	32.8	8	64				
6	12.27	6.4	3.3	2.38	31.8	320	2	46	53	2809	
				2.38	29.4	0	0				
				2.38	28.9	5	25				
7	昭28.1.14	5.5	3.4	2.40	30.0	294	6	31	27	729	
				2.36	27.9	2	4				
				2.35	26.6	11	121				
8	1.22	4.6	4.0	2.36	28.7	277	10	113	10	100	
				2.35	25.8	3	9				
				2.35	26.4	3	9				
9	1.24	2.4	3.8	2.35	26.1	261	0	9	6	36	
				2.36	35.2	2	4				
				2.35	36.4	10	100				

附表-4-4 丸山タムの実績-C = 240 kg/m² (配合No.4)

1	昭27.12.14	5.5	2.9	2.40 2.38 2.38 2.35 2.35 2.36 2.39 2.39 2.39 2.37 2.38 2.36	234 252 268 277 258 263 290 290 290 272 294 283	17 1 17 11 8 3 0 0 0 11 11 0	289 1 289 121 64 9 0 0 0 121 121 0	289 23	529	
2	昭28.1.16	4.0	3.4		251					
3		3.1	2.7		266			98	8	64
4		3.0	3.0		290			0	16	256
合 計		15.6	12.0		1095			508		930
平 均		3.9	3.0		$\bar{x} = 274$	$\bar{U}_{Test} =$	中央値 10.5 平均値 1268750	$U^2 = 3100000$		
							$\bar{U}_{Test} =$	中央値 10.24 平均値 11.27	$U = 17.61$	

附表-4-5 丸山ダムの実績-C = 170 Kg/m²

K	供試体 作製日	(cm) スランプ	(%) 空気量	(t/m ²) 比重	x_i (%) 材令28日 圧縮強度	\bar{x}_k	$x_i - \bar{x}_k$	$(x_i - \bar{x}_k)^2$	U_{Test}^2	$\bar{x}_k - \bar{x}$	$(\bar{x}_k - \bar{x})^2$
1	昭28.4.2	4.5	3.9	2.35	135		20	400			
				2.35	174		19	361			
2	4.11	4.6	2.5	2.35	157	155	2	4	383	33	1089
				2.36	100		0	0			
				2.37	95		5	25			
3	4.17	6.2	3.2	2.36	105	100	5	25	25	22	484
				2.35	115		6	36			
				2.35	122		1	1			
4	3.15	2.8	2.7	2.35	126	121	5	25	31	1	1
				2.37	110		0	0			
				2.37	119		9	81			
				2.37	101	110	9	81	81	12	144
Σ	合計	18.1	12.3			486			520		1723
	平均	4.5	3.1		$\bar{x} = 122$		$U_{Test}^2 =$	中央値 平均値	56.00 129.8750	$U^2 = 574.3333$	
							$U_{Test} =$	中央値 平均値	7.48 11.39	$U = 23.97$	

附表-4-7 丸山ダムの実績-C = 1.65 kg/m²

K	供試体 作製日	(cm)	(%)	(t/m ²)	α_i (%) 材令28日 圧縮強度	\bar{x}_k	$x_i - \bar{x}_k$	$(x_i - \bar{x}_k)^2$	U_{Test}^2	$\bar{x}_k - \bar{x}$	$(\bar{x}_k - \bar{x})^2$
1	昭28.228	2.3	2.7	2.36	105	4	16				
				2.37	115	6	36				
2	3.5	1.7	2.6	2.37	108	1	1		26	6	36
				2.39	131	6	36				
				2.45	123	2	4				
3	3.6	2.8	3.2	2.40	121	4	16		28	10	100
				2.36	132	2	4				
				2.35	127	3	9				
4	3.10	3.2	2.2	2.36	132	2	4		8	15	225
				2.40	181	16	256				
				2.40	160	5	25				
5	3.14	4.2	2.2	2.38	154	11	121		201	50	2500
				2.37	118	0	0				
				2.37	115	3	9				
6	3.20	2.2	2.4	2.39	121	3	9		9	3	9
				2.37	167	8	64				
				2.37	156	3	9				
7	3.29	2.6	3.0	2.37	155	4	16		45	44	1936
				2.35	123	4	16				
				2.36	122	5	25				
8	3.31	3.5	3.0	2.35	137	10	100		70	12	144
				2.35	100	6	36				
				2.35	107	1	1				
9	4.1	2.8	3.0	2.35	110	4	16		27	9	81
				2.35	93	10	100				
				2.35	108	5	25				

附表-4-8 丸山ダムの実績-C = 270 Kg/m²

K	供試体 作製日	(cm) スランプ	(%) 空気量	(t/m ³) 比重	x_i (kg) 材令28日 圧縮強度	\bar{x}_k	$x_i - \bar{x}_k$	$(x_i - \bar{x}_k)^2$	U_{Test}^2	$\bar{x}_k - \bar{x}$	$(\bar{x}_k - \bar{x})^2$
1	昭28. 1.18	3.1	3.3	2.37	331		3	9			
				2.37	337		9	81			
2	1.29	3.9	0.7	2.37	315	328	13	169	130	6	36
				2.39	309		5	25			
				2.40	287		17	289			
3	2.8	4.3	1.4	2.40	315	304	11	121	217	18	324
				2.40	350		3	9			
				2.40	357		10	100			
4	2.12	13.2	1.0	2.40	334	347	13	169	139	25	625
				2.42	302		8	64			
				2.42	315		5	25			
				2.42	312	310	2	4	47	12	144
Σ	合計	24.5	6.4			1289			533		1129
	平均	6.1	1.6		$\bar{x} = 322$		$\bar{U}_{Test}^2 =$	$\left\{ \begin{array}{l} \text{中央値} \\ \text{平均値} \end{array} \right. \begin{array}{l} 135 \\ 158.1250 \end{array}$	$U^2 = 376.3333$		
							$\bar{U}_{Test} =$	$\left\{ \begin{array}{l} \text{中央値} \\ \text{平均値} \end{array} \right. \begin{array}{l} 11.62 \\ 12.57 \end{array}$	$U = 19.39$		

附表-4-10 丸山ダムの実績-C = 17.5 kg/m²

K	供試体 作製日	(cm)	(%) 空気量	(τ/m^2) 比 重	x_i (%) 材令28日 圧縮強度	\bar{x}_k	$x_i - \bar{x}_k$	$(x_i - \bar{x}_k)^2$	U_{Test}^2	$\bar{x}_k - \bar{x}$	$(\bar{x}_k - \bar{x})^2$
1	昭27.11.21	2.2	2.8	2.40	122		3	9			
				2.39	125		0	0			
2	11.28	3.0	2.0	2.40	128	125	3	9	9	2	4
				2.36	117		1	1			
3	昭28. 1. 6	3.5	2.7	2.37	118	118	0	0	1	9	81
				2.35	131		7	49			
				2.36	155		17	289			
				2.35	127		11	121			
				2.37	140		2	4			
				2.36	138	138	0	0	116	11	121
Σ	合 計	8.7	7.5			381			126		206
	平 均	2.9	2.5			$\bar{x} = 127$	$U_{Test}^2 = \{$	中央値 9 平均値 42		$U^2 = 10.3$	
							$U_{Test} = \{$	中央値 3.00 平均値 6.48		$U = 10.15$	

附表-4-1-1 丸山ダムの実績-C=150 Kg/m²

1	昭28. 3.26	2.4	3.4	2.39	1 22		5	25				
				2.37	116		1	1				
2	3.29	2.1	4.3	2.39	113	117	4	16	21	24	576	
				2.35	90		1	1				
				2.35	93		2	4				
3	4.17	6.0	2.6	2.35	89	91	2	4	5	2	4	
				2.35	92		5	25				
				2.39	103		6	36				
4	4.24	7.2	2.7	2.36	96	97	1	1	31	4	16	
				2.35	69		0	0				
				2.35	69		0	0				
				2.35	70	69	1	1	1	24	576	
合 計	17.7	18.0				374			58		1172	
平 均	4.4	4.5			$\bar{x} = 93$		$\bar{U}_{Test} =$	中央値 13 平均値 14.50		$U^2 = 390.6667$		
							$\bar{U}_{Test} =$	中央値 3.61 平均値 3.81		$U = 19.26$		