土木研究所報告、第百十四号、昭和三十八年五月

土木研究所報告

第114号

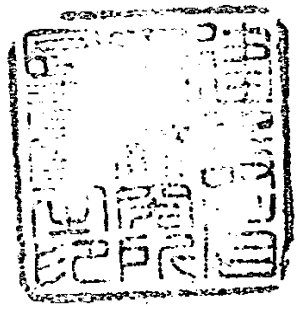
山地における砂石の生産に関する研究 ……村野義郎…(1)

神流川試験地観測報告(2)

—流量観測用吊かご—……竹内俊雄，江川太朗，
杉岡広明，笹田勝一，鶴岡稔雄…(47)

鋼ゲタ橋の主ゲタ曲げモーメントについて ……国広哲男，滝川恒男…(67)

弾性波によるグラウティング効果の調査について ……工藤慎一……(123)



昭和38年5月

建設省土木研究所

山地における砂石の生産に関する研究

(昭和37年2月)

村　野　義　郎*

要　旨

macro な立場から見れば，山地における砂石の生産は，山地が侵食によってその形と体積を変化してゆく過程において行なわれるものであり，河食輪ねにおける地形の発達は，谷の発達による山体体積の変化として表わすことができる。この研究は，以上のような観点から，流域地形の発達に関する定量的な考察結果に基づいて，砂石生産の最も主要な形式である山くずれの発生状況を，地形学的な面から追求したものである。

目　次

1．序　説……(1)
（1）概　説……(1)
（2）砂石の生産に関する従来の研究……(3)
2．侵食地形……(4)
〔1〕地形の発達……(4)
（1）侵食輪ね……(4)
（2）谷の発達……(5)
〔2〕地質と地形の関係……(7)
〔3〕地形要素の定量的表現……(7)
（1）概　説……(7)
（2）谷密度……(8)
（3）起伏量……(8)
（4）起伏量比……(8)
（5）hypsometric curve……(8)
（6）流域平均高度……(9)
（7）流域平均傾斜……(9)
（8）流域重心点……(10)
3．侵食による地形要素の変化……(11)
〔1〕hypsometric curve……(11)
（1）hypsometric curve の特性……(11)
（2）原地形の percentage hypsometric curve……(11)
（3）原地形の hypsometric integral……(14)
（4）山地の開析と hypsometric integral の変化……(15)
〔2〕侵食による地形要素の変化……(16)
（1）地形要素の測定……(16)
（2）測定地域の概況……(16)
（3）流域の位置と侵食の程度……(19)
（4）流域の傾斜と谷密度の関係……(23)
（5）流域地形の発達……(26)
4．山くずれと地形要素……(27)
〔1〕山地の荒廃と山くずれ……(27)
（1）山くずれの定義……(27)
（2）山くずれの面積について……(29)
（3）山くずれの発生に関係する地形要素……(29)
〔2〕山くずれの調査……(29)
〔3〕山くずれの発生量……(39)
（1）山くずれの面積と流域傾斜，および流域係数の関係……(39)
（2）山くずれの分布……(39)
5．要　約……(44)
参考文献……(46)

1．序　説

（1）概　説

砂防工学および砂防計画が他の工学分野と異なる根本は，砂石の生産，流出という問題である。そしてこれが山地災害の主要原因であり，砂防工学研究の主要課題であって，流出砂石の量，質，流出状況等の究明が砂防工学の発達，山地災害の防除についての根本的な解決法であることは明らかである。

砂石の生産は，山地における気象，地形，地質，土壌，林相等各種の条件の組み合わせによって，風化，侵食，および山くずれ等の形で行なわれ，砂石生産地の付近で種々の災害を発生せしめている。このような山地における砂石の生産に関する研究は各方面から行なわれているが，それらを組み立てて，生産量の推定を下せるような方法はまだ確立されていない。

更に生産された砂石は下流河川の災害を甚大なものにしている。砂石を含んだ水の運動は，水理学的な問題であり，特に最近河川に関する研究の主要課題となっている。砂石が山腹斜面で生産され，水の力によって流出し，滞積する経過は一連の現象ではあるが，それぞれに関係する営力の種類と作用方法は全く異っているものである。

たとえ流水中の砂石の運動，流砂量等に関する研究が発達し，河川の流送土砂量が正確に計算できるようにな

* 河川部 砂防研究室主任研究員　農学博士

ったとしても，その河川に供給される砂石の量が，これと著るしく相異しているならば，全く架空の計算になってしまうわけであって，砂石の流出とは別の立場から砂石の生産についての研究を行なわなければならない。

砂石生産の様式には，風化，表面侵食，山くずれ，地すべり，渓流侵食等が数えられるが，これらの中で最も重要なものは山くずれであり，また広い意味で定義すれば，山くずれはすべての砂石生産様式に関連していると言えよう。この山くずれに関する研究は，次のような2つの系統に分けることができる。

すなわち，1つは山くずれはどのようにして発生するかという面の研究である。これは1つの山くずれについて，土質，岩質，地質構造，地表形態，滲透水，地下水等比較的局所的な条件による山くずれの発生機構の研究であって，主に土質力学的な方法を用いて，その発生条件，規模，応力状態等を知ろうとするものである。したがってこの面における研究では，山くずれと地すべりの相異というような問題も主要な課題となる。砂防計画の面では，この系統が発展することによって，山腹工事の施工法や，特定の山腹斜面における山くずれ，地すべりの予知，および予防工法，並びに地すべり防止工法等に対する基礎が与えられるものである。

これに対し，山くずれは流域地形発達の主要因であるという立場から，流域内における山くずれの発生状況を規定する因子を見出そうとする研究系統がある。すなわち流域という広ろがりの中に発生している山くずれの量や分布状態と，流域全体としての地質，地形，気象，林相等との関連性を解明しようとするものであって，流域全体としての土砂生産量の推定を行なうことにより，山地災害の予防という面で砂防計画に合理的な基礎を与えることができるものである。

もちろんこれ等2つの系統は，両々相まって発展することにより，山地災害防除の大事業が達成されるのであるが，実際の砂防計画の上では，前者は主として直接工事に，後者は主として間接工事に関連する部面が多い。

山くずれに関する研究は以上のような系統に分類することができるが，この研究は流域全体としての山くずれ発生状況に関する考察を行なおうとするものであって，山くずれは山地が浸食によってその形と体積を変化してゆく過程の具体的な表われであるという立場から，流域内の山くずれ発生状況を，主として地形の発達過程との関連において解明し，砂防計画に対する基礎を与えようとするものである。

このような研究において，その基礎となるのは侵食輪ねの思想であって，浸食による地形の発達過程を明らかにし，これに基づいて山くずれの発生状況を追求すべきであるが，このような立場からの研究はまだ行なわれていない。

地形の発達と山くずれの発生状況の関係についての研究は，次のような理論に基づくものである。すなわち山くずれの発生量は山地侵食速度の関数である。侵食速度は流域に外部から加わる侵食力と，流域自身が有する抵抗力の組み合わせによって定まる。山地はこの侵食力と抵抗力の関連によって現在の形にまで発達してきたのであるから，種々な発達過程を経て現在の姿に到達した各種の流域の地形を相互に比較すれば，侵食速度の相異，すなわち山くずれの発生状況を規定する各種因子の相関を見出すことができるはずである。このような基本的な立場から山くずれを考える場合には，流域内の地形条件を適確に表現する地形要素の種類と，その定量的な表現方法についての基礎的な知識が必要である。

侵食地形の研究に用いられる地形要素の定量的な表現方法は，最近10数年の間に進歩したのであって，[1] たとえば山地の体積は，W. B. Langbein や，A. N. Strahler の提称する hypsometric integral を用いれば，dimensionlessに取り扱うことができる。この hypsometric integral は重要な地形要素であるが，これに関する研究は余り行なわれていないので，筆者は hypsometric curve，およびその integral の特性について考察した。

山地の侵食とは，結局原地形が谷の発達や風化削はくによってその体積を変化してゆくことである。この侵食の進行状態を明らかにしようとするとき，原地形が作られてから現在までに経過した時間を測定しなければならない。しかしこれは困難なことであるから，これに代るものとして谷密度を用いることにし，山体の体積に hypsometric integral を用いれば，地形の発達過程は，この両者の関係によって表わされることになる。

この地形発達過程を示す一般式の中に含まれる係数を，たとえば流域係数と呼ぶことにすれば，この流域係数は侵食に関する流域の各種条件を総合的に示す特性値である。

そして現在流域に作用している侵食力は，降雨量とその流出状況を規定する流域平均傾斜によって定められるのであるが，いま降雨量の等しい流域を対象にすれば，山くずれの発生量は流域係数と流域平均傾斜の2地形要素によって表わされることになる。この場合，これら3者の関係を理論的に解明することはできないが，最近ダム滞砂量や土水流出量と，流域変数との関係を研究するために用いられている multiple regression analysis[2] を適用すれば，これら3者間の相関を見出すことができるわけである。

本文は以上のような論旨にもとづき，秩父山地と釜無川流域の地形発達経過に関する研究を基礎として，一般的な山くずれの発生状況を明らかにしようとするものである。

（2） 砂石の生産に関する従来の研究

山くずれと地形，地質要素の関係についての調査研究は，最近非常に数が多くなっている。

山くずれと地質との関係については，古く脇水鉄五郎の研究[3]がある。これはわが国の各種の地質について，山くずれ発生の難易を述べたもので，定性的ではあるが地質と山くずれの関係についての最も基本的な，かつ総括的な研究である。そのほかにも個々の地域において山くずれと地質との関係についての調査結果が報告されているが，これらは大体において脇水の説を肯定している。

侵食 stage と山くずれの関係について，中村慶三郎[4]は C. F. S. Sharpe の意見を入れ，早壮年ないし満壮年の時期にある山地が最も山くずれを生じやすいと考えられると述べている。

山腹斜面の傾斜角や方位と山くずれの関係については多くの報告があり，たとえば昭和13年7月に起った神戸市再度谷の山くずれ，[5] 昭和22年カスリーン台風による赤城山の山くずれ，[6] 昭和26年7月の豪雨による京都府南桑田郡亀岡町付近の山くずれ，[7] 渡良瀬川上流流域の調査，[8] 滋賀県田上山のはげ地についての調査，[9] その他各府県で行なった崩壊地調査報告書には，これに関する報告が多数あり，一般に豪雨による山くずれは，大体30°～45°程度の斜面に起りやすい結果が得られている。

また尾張安治[10]は九頭竜川流域の山くずれと平均傾斜，平均方位，平均海抜高との関係について分散分析を行ない，山くずれは流域内の方位とは無関係であること，平均傾斜30°内外の地域に多発していること，また流域 1km² 当りの崩壊面積は平均海抜高と関係があることなどの結果を得ている。この平均海抜高との関係については，皆川真[11]が，神流川流域の大崩壊地は標高1,000m 付近の山腹や，谷頭のＳ字状緩傾斜地に発生していると述べていることにも関係がある。

山腹斜面の形と山くずれの発生状況については，小出博がその著「山崩れ」の中で述べており，起伏量および谷密度と崩壊土砂量の関係については，大石道夫[12]が岐阜県根尾川の崩壊地調査結果を用いて分散分析による検定を行なっている。しかし大石の研究ではこれらの要素間に有意性を認めることができず，その理由としてこの地域の山くずれは休眠期のものであること，および濃尾地震による震裂波動線がこの地域を通過していることなどをあげている。

また市川正巳[13]は，昭和33年9月に発生した狩野川流域の水害における山くずれの分布密度図と，等値谷密度図を比較して，この地域では谷密度の多いところに山くずれが多発している傾向を見出し，谷密度の多いところは横侵食による山くずれが多いこと。そして谷密度の多い地域がまた最も雨量の多い地域と一致した結果，いつそう多くの山くずれが発生したものであろうと考えている。

田申治雄，石外宏[14]は，貯水池の滞砂量と流域の地形との関係を研究し，流域の地質分布，年雨量，気温，地理的条件等を考慮して貯水池を8つの群に分類し，それぞれの流域の平均起伏量と平均高度の積（地貌）と貯水池の滞砂量（年平均，流域 1km² 当り）との関係を一次式で表わしているが，これと同様な考え方で，市川正巳[15]は平均起伏量と平均高度の積と，流域単位面積当りの崩壊土砂量との間に指数曲線的な関係を見出している。

山くずれと直接の関係ではないが，砂石の流出と地形要素の関係について行なわれた研究のうち，地形要素の取り扱い方に参考となるものとしては，次のようなものがある。

L. C. Gottschalk[16]は南 Dakota の43貯水池の滞砂量と，貯水池容量，流域面積，および谷密度の関係を multiple regression analysis によって1次式に表わし，このうちから谷密度の項を除いても，滞砂量の計算には余り大きな誤差のないことを示している。これは土砂の生産方式がわが国のような大規模な山くずれによるのではなくて，主に表面侵食によるためなのであろう。

また S. A. Schumm[17]は各岩石区ごとに流域を統合し，それらの起伏量比（流域最高点と最低点の高度差を，主流にほぼ平行な流域の最長距離で除した値）の平均値と，貯水池の滞砂量（年平均流域1平方マイル当り）との間に指数関係のあることを見出している。

渡辺和蔭[18]は，江川流域，大井川上流部および耳川上流地域の調査に，地形図上から求めた侵食係数（崖端侵食量）を用いて荒廃地の実態把握や，貯水池の滞砂量算定を行なっている。侵食係数を求めるには，5万分の1地形図上に1辺 4km の方眼をかけ，おのおのの方眼について，100m高度ごとに渓口距離300m以内の谷の体積を計測する。これは谷による侵食除去量に相当するわけであるが，各方眼内の総侵食量を方眼の面積で除した km³/km² の値を侵食係数と呼ぶのである。結局これは崖端の小谷の容積を計測し，これを現在の侵食量のパラメーターとして利用するわけであるが，前述のような山くずれ発生量や，ダム滞砂量と地形要素との単なる相関をしらべるのではなくて，現在の地形は長期にわたる侵食作用の結果であると考え，その侵食の程度をもって現在の，あるいは将来の侵食進行状況を推定しようとするもので，注目すべき研究である。

山くずれや山地の侵食と，地形，地質要素との関係は，以上のように最近相当多数の報告がなされており，特に山くずれと山腹斜面の傾斜角との間には明らかな関係が得られているが，その他の地形要素との関連についての定説はまだ得られていない。しかし山くずれとこれら個々の要素との相関をしらべ，どの要素が最も関係

が深いか，あるいはどのように関連しているか，ということを明らかにするだけが砂石の生産に関する問題の完全な解決ではない。これらの相関に基づいて，すべての場合に適用し得るような定量的な一般法則が組み立てられなければならないものである。

2. 侵食地形

〔1〕地形の発達

(1) 侵食輪ね

W. M. Davis によって大系づけられた，いわゆる侵食輪ねの思想は地形学における基礎的な観念であって，千差万別な個々の地形を侵食によって最終的な形に向おうとする地形発達段階の相異として理解することができる。

特にこの輪ねの思想は，河谷の地形に対して最も根本的な説明を与えることができるのであり，山くずれを山地の侵食という面から見る場合にはこの輪ねの思想を基礎としなければならない。

地形を発達せしめる外作用にはいろいろな種類があるが，もっとも普通で，かつ強力なものは河食である。

河食輪ねにおいては新たに噴出した火山の表面，隆起あるいは海面の下降によって陸地となった旧海底面，地盤運動，あるいは海面変化によって侵食基準面に対する位置関係を変じた地表面などを侵食輪ねの出発点と考え，これを原地形と呼ぶ。この原地形が谷の発達や風化によって削はくされ幼年期，壮年期，老年期，と形を変化して行って終局的には地表面が侵食基準面に一致するか，あるいはほとんど一致した平たん地（準平原）になる。この準平原が再び内作用によって侵食基準面から隆起すれば，次の輪ねが開始されるとするのである。

準平原が隆起してから満壮年期にいたるまでの山形の変化は要するに原地形面の消失と起伏の増加である。その原因は主として谷の下刻であって，この期間に働く風化の作用は従属的な役割を果しているにすぎない。しかし谷が平衡に達し，下刻がほとんど停止すれば，起伏もそれ以上には大きくならないが，一方風化は依然として働き，風化の地形に与える影響は相対的に増加する。とがった山頂部は風化物質の被覆が最も薄く，比較的厚く風化物質におおわれた山腹以下の部分よりも風化の受け方が著しく，また風化物質の移動も比較的速やかであるから，満壮年期以後は風化による山頂部の低下が進行し，山地は徐々に準平原に向って低下してゆく。

この輪ねの途中において隣り合う流域の間に侵食力の相異があると，侵食力の強大な河谷が隣りの流域へ侵入することがあるが，いま簡単のために各河谷の流域は原地形期から確定されており，地形発達の途中においても変化しないものと仮定し，また地盤運動などによる侵食基準面の変化が起らないとした場合の流域山地の体積変化を考えてみる。

このような山体体積の変化状況は，第三紀層や洪積層，あるいは白砂層などの比較的軟かい地層からなる流域内でよく観察することができる。すなわちこのような流域では侵食の進行が速やかであるから，流量の多少，したがって流域面積の大小によって、主流谷底の低下や，谷壁斜面の変化，横侵食や蛇行の発達程度等のいろいろな地形発達段階が流域ごとに示されているからである。いまこれを荒川上流部にある秩父盆地について観察してみることにする。[19]

秩父盆地は第三紀層からなっているが，この第三系の堆積は古第三紀の終末に関東山地周辺部に大規模に起った海進によって開始され，初期中新世末に終ったらしい。

中新世末になると造山運動に伴う断層により，盆地の東縁と南縁部は落ち込み，これより東方および南方の先三系の上に残された第三紀層は強度の侵食を受けたために消滅し，また周囲の先三系より固結度の低い盆地の第三系は漸次削はくされて盆地を形成した。そして奥秩父の水を集めた荒川は盆地を横断して東北部の長瀞系山地を横切るようになった。

洪積世の末期に至り，地盤は100m内外隆起したので荒川は若返って下刻を再開し，侵食をまぬがれた部分が現在の上位段丘面として残された。そしてこの川も河岸にはん濫原を生じ，隆起が継続しているために更に下位の段丘面を形成したものである。[20]

盆地面の隆起によって若返えった各河川が軟かい第三紀層を侵食しているので，河床は下位段丘面より20mから60m低く，両岸は40°から60°の傾斜をなす階状の部分が多い。

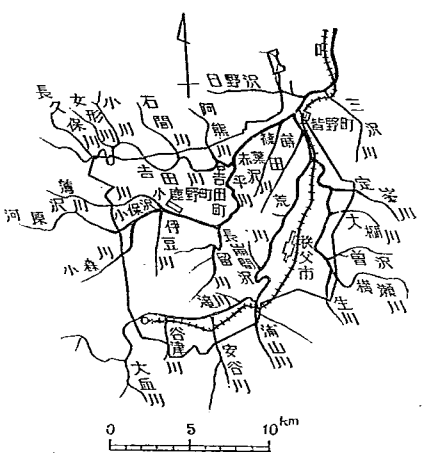


図-1 秩父盆地水系図

盆地内の3幹川，荒川，赤平川，横瀬川の河床がこのように低いので，これに流入する支川も下刻が進んでいる。この下刻の程度は，その支川の流量，すなわち流域面積と関係があり，小支川は侵食力が弱いために下刻が進まず，本川に対して不協和合流をなす場合が多く，段丘面から数mの深さの河床を流れ，段丘崖に至って懸谷となり，滝あるいは早瀬をもって本流に合流している。たとえば，荒川支川薬師堂沢，沖川堀，横瀬川支川菅田沢，熊の堂沢等のように下位段丘面上を流下する河川がこつ然として，落差10～20mの滝を落下し，深いV字谷となって本川に向っている。

これより流域面積の大きい河川では，合流点から数100mも滝が後退しており，さらに大きな支川では，滝が後退中に消失してしまっている場合が多く，一般にこの程度以上の河川は著るしい蛇行をなしている。幹川では荒川本川の巴川付近，吉田川の吉田町付近，支川では長留川，篠葉沢，蒔田川等がその典型であって，段丘面をとい状にえぐり，幅の広い蛇行帯の中を比較的緩こう配で流下している。

一般に蛇行はますます生育する傾向にあり，大部分の水衝部には岸崩壊を発生せしめ，段丘面を蚕食している。そして蛇行が発達しすぎた場合には頸状部が断絶して蛇行切断の現象を起している。

図-2は盆地内の数河川について，河床縦断形状を比較したもので，小流域の河床こう配が強く，また滝や早瀬の位置が下流にあるのに比して，大体流域面積が4km²以上の流域では滝や早瀬が消失している状況をうかがうことができる。

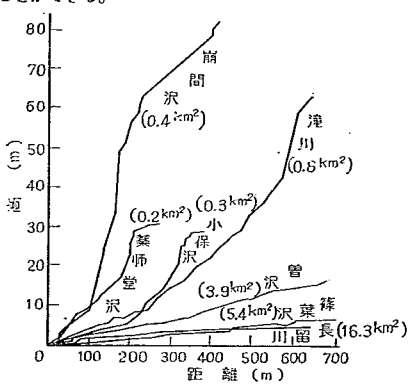


図-2 縦　断　図

このように秋父盆地内各溪流の侵食は，ほとんど同時に開始され，同様な条件のもとで進行したと考えられるのであるが，谷のみについて言えば，流域面積の相異，すなわち侵食力の相異に応じて侵食 stage の各段階が典型的に示されている。

いま本川へ流入する支川流域の体積を，その合流点の高さを通る水平面より上部で，かつ周囲は流域界でかこまれた範囲内とする。地盤の隆起によって原地形が形成されると，まず流量の多い本川の河床が低下し，これに流入する支川の侵食基準面が低下する。このときの支川の横断面は深いV字形をなし，基準面の低下による流域山地の体積増加の方が，谷の容積増加よりも大きいから，相対的に山体の体積は増加する。しかし最初下流部にあった滝や早瀬は次第に上流にさかのぼり，河床こう配が緩かになると共に谷壁斜面も緩傾斜になり，蛇行が発達して河幅を拡大し，支川を発達せしめてゆく。その結果谷の容積は急速に増加し，風化作用と相まって結局山体の体積は減少する。このような谷の発達と山体の体積変化状況が盆地内の諸支川に如実に示されているのである。

一般的には基準面の低下，谷の発達，および風化の3作用の強弱によって，山体の体積変化はいろいろな経過をたどるはずである。たとえば秩父盆地の場合と異り，谷の容積増加と風化作用が強大であるならば，山地の体積は最初から減少の傾向をたどるはずであって，結局地盤の変動量，縦横侵食と風化作用に対する山地の抵抗力等によって体積の変化状況が定められるのである。

（2）谷の発達

Davis の侵食輪ねにおいては，谷の最初の発達は偶然であるか，あるいは元の地質構造に支配されると考え，定性的に地形の発達を説明しているのであるが，これに対し R. E. Horton は谷の発達と流域の開析を水理学的な面から定量的に説明している。[21]

すなわち谷は地表流あるいは薄層流の集中によって発生し，次第に発達して行くが終局的には流域内に河食の及ばない部分が残され，このために谷の発達は無限に続くのではなくて，ある値に近づくものであるとしている，この侵食力の及ばない部分を非侵食帯と呼び，その幅を限界長と称して次のように表わしたのである。斜面に降った雨の強度より地表の浸透能の方が大きい場合には，雨は直ちに吸収されて地表流下は起らない。降雨強度が浸透能より大であると，吸収されなかった雨は地表面にたまり，地表の大部分に地表流下が起るようになる。一定の降雨強度に対して地表流下量は降雨が長びくにつれて大きくなり，降雨強度と浸透能の差に近づいてゆく，この地表流が地上物質を動かし，またはほぐすのであって，斜面の上部から流下する地表流の侵食力が，地表の抵抗力を超過すると侵食が起るものとして，斜面の上端からこの両者が等しくなる点までの距離(限界長) x_c を，

$$x_c = \frac{65}{q_s n}\left(\frac{R_r}{f(s)}\right)^{\frac{5}{3}} \qquad (ft)\cdots\cdots(1)$$

ただし　q_s　：地表流下量 (in/hr)

n　：manning 型の粗度係数

R_r　：地表の抵抗力 (lb/ft^2)

$f(s)$：地表傾斜角 (a) の関数$=\dfrac{\sin a}{\tan^{0.3}a}$

で表わしたのである。そしてあらたに裸出した傾斜地の削はくは，地表流の長さが限界長 x_c より長いところで浅い雨谷が発達することからはじまる。限界長より長いところでは薄層流は層状侵食を行なうが，地形の偶然の変化により局部的に横斜面が縦斜面と結びつくか，または2つの横斜面が結びついて谷をつくるかすると，ここに雨谷が発生する。雨谷が一度できるとその周囲を流れている薄層流は雨谷の方へ向きを変えるようになり，雨谷は急に発育し上方に拡大することになる。普通斜面の中央に深い主雨谷ができ，その両側にほぼ平行した浅い雨裂が主雨谷から離れるにしたがって次第に深さと数を減じてできる。この雨裂は長くは存在せず，主雨谷に近いやや深いものは岸が次第に掘れて主雨谷に併合されるか，または相互の間の嶺部がくずれる。また主雨谷から遠く離れた雨裂では，間の狭い嶺の低い部分を溢流することにより次第に平滑になっていく。そして終局的には本来雨裂の方向に平行していた傾斜面は，主雨谷の方向に向う新しい斜面に変ってゆき，1地区内に1つの水路のみが存するようになる。

このようにして谷の発生の第1段階が終ると，元来は1つの斜面であったものが2つの斜面に分割されたことになり，このようにしてできた相対する2つの斜面に前と同様に雨裂が発生し主雨谷ができて，結局地域を4つの斜面に分割するようになる。以下同様にしてつぎつぎと谷はその数と延長を増加し，樹枝状の水系を発達せしめてゆく。しかし分水界の付近では x_c より上部に谷が延びることはないから，谷の発達は無限に続くのではなくて次第に一定の極限値に近づいてゆく。

このように谷は本流が先に形成され，それから支川が順次発達してゆくのであって，この点は Davis の河食輪ねと同じ経過を考えているわけである。しかし流域に固有の浸透能，地表の抵抗力，および雨量の3つの条件が限界長 x_c の値を定めるものであり，したがってこれらの条件によって谷の発達程度が定められるのであるから，単に谷密度の大小，山地の開析の程度のみから，流域の侵食の stage を言うのは必ずしも正確ではないと論じている。

谷の発達についての Horton の考え方は以上のとおりであるが，地形学上では一般に次のように考えている。[22] 同じ起伏の山地でも侵食によって細かく彫刻されると斜面の傾斜は急になり，反対の場合は緩斜面をあらわすはずである。彫刻の細かさをし節と呼び，し節は谷密度によって定められるのであるが，岩石の性質を一定にすると起伏の強弱および傾斜の緩急はし節の粗密に影響を与える。急な傾斜を有する大起伏の山地ではし節が細密になる傾向があり，壮年期以後において起伏が小さくなると共にし節は粗大になる。すなわち壮年期までは谷密度は増加するが，その後は減少すると言うのである。したがって幼年期壮年期における谷の発達については，Horton の考え方は地形学一般の見解とかくべつ相異しているわけではないが，壮年期以後の発達に関しては著るしく異なっている。

この問題に対して，Horton より先に三野与吉[23]が地形図を用いて行なった起伏量と谷密度の計測結果から，これと同様な結論を得ている。すなわち阿武隈高原と房総半島の起伏量と谷数の関係を調べ，必ずしも壮年期以後に谷数は減少するものではないことを見出し，また山地は谷によって丘塊に分解されているのであるが，丘塊と起伏の関係を阿武隈高原と満州の数地域について調べてみると，小起伏の山地は小丘塊であることがわかった。この小丘塊は短谷によって分離されたものであるから，小起伏の山地ほど地形輪ねが進んだものとすれば，山地は老年期に近づくほど短かい谷が多くなるという小起伏多短谷の説を発表した。

また谷津[24]は，秩父山地の起伏量 (H) と谷密度 (D_d) の関係を調べて，

$$H=2092.22e^{-0.578D_d}$$

なる実験式を導き，満壮年期以後の山地には三野の小起伏多短谷の関係があることを裏付けた。この起伏量は，地域を 11km² の方眼に分ち，各方眼内の最高点を中心として面積 11km² の円を画き，その円周上の最低点と，円の中心とした最高点との標高差を起伏量とし，また谷の幅が谷のわん入の長さをより小さいものをすべて谷と定め，11km² の方眼内の谷の総延長を測定して 1km² 当りの長さに換算したものを谷密度とした。

そして谷と谷との間の平均距離は谷密度に逆比例し，したがって傾斜は起伏量を谷と谷との間の平均距離で割ったものに比例すると考え，

$$D=C_1D_d\,e^{-0.578D_d}$$

を導いた。このようにして導びかれた傾斜は流域平均傾斜を示すものである。

そして谷密度の変化に伴う傾斜の変化は

$$\frac{dD}{dD_d}=Ce^{-0.578D_d}\times(1-0.578D_d)$$

で，最大傾斜をなすのは谷密度が1.73で，谷密度がこれより大になれば傾斜は減じ，起伏量の最大は傾斜の最大に一致せず傾斜の極大が遅れて出現するものと思われると結論している。

この2つの研究は，実際の地形の計測結果にもとずく実証的なものであり，谷密度の定義および測定方法によってはある程度の相異が起るかも知れないが，わが国に普通に見られる山地については正しい理論である。すな

わち谷密度は侵食 stage が進むにつれて増加するものである。山地が原地形から現在まで経過した時間を測定することはできないが，同様な地質地形条件を有する山地が同様な侵食作用を受けている場合には，谷密度は時間のパラメーターとして利用することができるわけである。

そしてその研究方法は地形要素を定量的に取扱って地形発達の経過を説明しようとするものであって，今後の侵食地形研究に対する新方向を指示している。

〔2〕 地質と地形の関係

山地の開析程度はそこに働いた外作用の種類およびその強弱と，侵食を受ける山地の抵抗力によって決定されるものであり，これらの条件の相互関係によって現在の地形が形成されたのである。侵食力の種類にはいろいろのものが考えられるが，最も普通な河食のみについて考えてみる。この場合侵食力とは河川流量であって，すなわち降雨量とその流出状況を定める河幅，こう配等の地形条件である。一方侵食を受ける山地の抵抗力とは結局その地質条件が最も大きな因子となっている。

もし侵食力およびその作用時間が同一であったとすれば，山地の開析程度は地質条件によって左右されることになる。この地質条件は個々の岩石の強度のみをもって表現することができるものではなく，き裂，節理等をも含めた各岩層の構成状態，岩層相互の接触状態，地層全体としての断層，破砕等の地質構造が関係しているものである。普通はこの地質条件を簡単に岩石名や地層名で表現しているのであるが，これは全く定性的な表現方法であり，山地の開析程度を定量的に取扱う場合に最大の支障をきたしている。

しかし上記のように現在の地形は侵食力と抵抗力の相互関係によって決定されたものであり，地質条件は短時日の間に変化するものではないとすれば，地質条件は現在の地形に反映しているはずであって，たとえば，伊吹正紀はその著「砂防特論」の中で，わが国の砂防に最も関係の深い花崗岩地帯と，古生層地帯が地形図上に示す特徴的な相異として，前者では谷密度が高く，後者では低いことを指摘している。

また中屋淳子[25]は三河田口付近の雲母片岩，花崗岩，砂岩および頁岩，凝灰岩，リソイダイト，ネバダ岩の6種の岩種地域において，0.5～1km² の壮年期的開析をうけた3流域ずつを選び，空中写真からおのおのの流域内の第1次の水系を数えあげ，各岩種ごとに単位面積当りの水系数，すなわち谷密度を測定した。その結果谷密度は前記岩種順にあげると58.7，69.4，77.7，75.7，40.7，63.6になった。これらの値について，各岩種間の差の有意水準を求めて表-1を作成した。

これから見ると岩石の種類が変れば，谷密度がことなると言えるし，また逆に谷密度は岩種の相異を示すのに有効な数であることがわかる。

表-1　各岩種間の差の有意水準　(%)

	雲母片岩	花崗岩	砂岩および頁岩	凝灰岩	リソイダイト	ネバダ岩
雲母片岩	—	1	2	5	1	なし
花崗岩	—	—	5	20	0.1	なし
砂岩および頁岩	—	—	—	なし	0.1	5
凝灰岩	—	—	—	—	0.1	20
リソイダイト	—	—	—	—	—	1
ネバダ岩	—	—	—	—	—	—

田中真吉[20]は，瀬戸内海沿岸の児島半島と防府付近の花崗岩と古生層からなる山地において，2万5千分の1の地形図上に，等高線の状態から判断して最大限と考えられる水系を記入した。この図に，縦横 1km の方眼をかけ，方眼ごとにそれを切る1～2次の谷を数えあげ，各地域，各岩種ごとに 1km² あたりの平均を求めた結果は表-2のようである。

表-2について分散分析を行なってみると地域間の差は認められないが，岩種の差によるものが認められた。すなわちおのおの岩種によって，谷の発達の仕方，大きさなどがことなると考えられるといっている。

表-2　地域岩種別谷密度表

岩種 / 地域	花崗岩山地	古生層山地
防府	33.6	28.3
児島	32.2	27.6

山地は谷の発達によって解体されるのであり，谷の発達状況は山地の抵抗力，すなわち地質の影響を強く受けるであろうことは明らかであるが，これら2つの研究はそれを統計的に裏付けるものである。

〔3〕 地形要素の定量的表現

(1) 概　　説

従来の地形学は地形を記述的な立場から観察し，各種の地形の特徴や，その発達過程を定性的に説明しているにすぎなかった。

したがってある流域内に発生している，あるいは将来発生するであろうところの山くずれを定量的に研究するためには，従来の地形学的方法は全く不十分であって，地形要素を量として表現し，その量の変化あるいは相異と，山くずれの規模，発生状況との関係を追求しなければならない。

1945年に R. E. Horton の "Erosional development of streams and drainage basins"[21] が発表されて以来，地形発達の過程を定量的に追跡しようとする研究が

盛んに行なわれるようになり，その基礎となる地形の定量的表現方法についての研究が A. N. Strahler, S. A. Schumm, K. G. Smith, W. B. Langbein その他によってつぎつぎと発表されている。

地形要素の量的な表現は dimension の有無によって2種類に分けることができる。前者は谷の延長，谷密度，起伏量，流域面積等の dimensional な要素であり，後者は傾斜，起伏量比，percentage hypsometric curve 特性等，地形要素の dimensionless な表示である。

流域相互間に幾何学的相似性が存在するならば，たとえその大きさに相異があったとしても，すべての対応する dimensionless な地形要素は等しいはずである。dimensionless な地形要素を用いることにより流域の大きさに関する因子を消去することができるから，流域相互の比較が非常に容易となり，そしてこれは流域単位面積当りの山くずれの分布，生産土砂量および流出土砂量と関連させることができる。

地形図上における地形要素の測定（地形計測）には2つの系統がある。1つはある範囲の地形要素の分布図，あるいは，密度図（地形学図）を作成するために用いる方法であり，他は限られた流域内の地形特性値を計測する方法である。研究目的によって適宜両法が用いられるが，流域相互を比較し，その発達過程を追求する立場からは後者の方が利用価値が高い。

また砂防の立場からは個々の山くずれに関する研究も必要であるが，さらに侵食によって生産された砂石が，河流によって運搬され，滞積する過程をも研究しなければならないのであるから，1つの水系によって発達させられた流域の状態を量的に表現する方法について考察しなければならない。すなわち面的なひろがりの中での変化を考えるのではなく，山地を構成する個々の単位流域内における地形の発達状況と，単位流域間の相異を研究しなければならないのである。

このような点から，限られた流域内における地形の発達を研究する上に重要な各種地形要素の定義と，その測定方法について以下に述べることにする。

（2） 谷密度 (drainage density)

山地において，あるいは地形図上において，どの程度の大きさまでを谷，あるいは河川と呼ぶかを決定しておかなければならない。多くの場合研究の対象あるいは目的に応じ，それぞれ適当に谷の範囲を定義づけているのが現状であって，1) Horton[21]は，流水による谷や水路発達の仕事の多くは出水中に行なわれているのであるから，降雨によって形成される薄い水層（地上残留量）によって支えられる。いわゆる薄層流を地表流と呼び，水路（谷）は蓄積された河道貯留によって支えられる部分を呼ぶとしている。2) また Strahler[1]は，明らかに河谷として限られた中に位置する間けつ的な，あるいは定常的な流れまでを谷と定義している。わが国においても 3)地形図上で，「谷の幅が谷のわん入の長さより小なるものをすべて谷」[24] とする。あるいは 4)「等高線の状態から判断して最大限と考えられる水系」[26]までを谷として計測する等いろいろの定義が行なわれている。

これらのうち実際に地形図上で谷の計測を行なう場合に，測定に主観が入らない方法としては，前記 3) の定義が適当である。また谷密度の測定にもいろいろな方法が称えられている。たとえば地形学図を作成するときによく用いられる方眼法，流域内の谷の分布状況をあらわす Belgrand の方法，Penck 比，あるいは Neumann の方法などがある。これらのうち水系の配置を最もよく表現するのは Neumann の方法であって，流域内の谷の総延長 (L) を流域面積 (A) で割って求めるのであるが，これは長さの−1 乗の dimension を有している。

（3） 起伏量 (relief energy)

起伏量の定義には次のようなものがある。

1) 単位面積内の最高点と最低点の高度差
2) 切峯面と切谷面の高度差
3) 相隣る2地形要素間の高度差

これらのうち，1) 2)は地形学図を作成するのに用いられることが多く，3)は流域全体としての起伏の程度を示すのに便利であって，最も簡単には流域最高点と最低点の高度差と定められる。

（4） 起伏量比 (relief ratio)

前記の定義による起伏量は dimensional な要素であるが，これを流域長，あるいは流路延長で割って傾斜に直せば，dimensionless な要素となり取扱いが便利になる。

これを起伏量比と呼び，流域の大きさには関係せず，一般に流域の傾斜の大様を表わしている。なお，起伏量比に対して Schumm は前述のように，流域の最高点と最低点の標高差を主流にほぼ平行な流域の最長距離で除した商としているが，流域の最長距離の測定方法が不明確なので，この研究では最高点までの本川延長を用いた。すなわち最高点と最低点の標高差を H，本川延長を L，とすれば起伏量比 R_r は

$$R_r = \frac{H}{L} \quad \cdots\cdots (2)$$

で示すのである。

（5） hypsometric curve (面積−高度曲線)

ヒプソメトリック曲線は面積高度曲線，あるいは hypsograph 曲線と呼ばれ，いかなる高度がいかなる大きさの面積を占めているかを示す曲線である。

従来は地表面の成り立ちを概観するために作られていたのであるが，侵食地形を研究する上に非常に有効な手段であるとして，最近 Langbein その他によって新しい使用方法が発展させられ，特に Strahler が詳細な研究を行なって，[27]その特性を明らかにしている。

従来の hypsograph 曲線は縦軸に等高線高度を，横軸にその等高線より上部の面積をとってプロットしたのであるが，これでは流域山形の概況を知るには有効であるが，絶対値を使用しているために流域相互を比較するには不便である。

そのために，縦軸には流域最低点からの等高線高度の流域全標高差に対する比を，また横軸にはその等高線より上部の面積の全流域面積に対する比をプロットし，dimensionless な表示をして，これを percentage hypsometric curve と名付けている。percentage hypsometric curve は一般に相対高度0% のときに面積が100%で，相対高度100%のときに面積が0%になるように，図の左上部から右下部へ下る曲線で描いている。

流域内に特に抵抗力の大きい岩層が分布していれば，その部分の侵食は遅れ，hypsometric curve の形はその付近で変化するはずであるから，この曲線の形はある程度流域全体の地質状態をも示すものである。

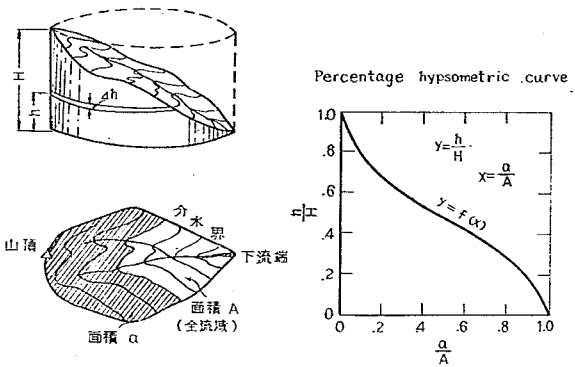


図-3　hypsometric curve

流域山地を模式的に図-3のように表わし，底辺の面積，すなわち全流域面積を A，流域最高点と最低点の標高差を H とし，最低点から h の高さにおける水平面積を a とすると，山体の体積 V は，

$$V=\sum_{0}^{H} a\ \Delta h \quad \cdots\cdots(3)$$

である。この両辺を AH で割れば

$$\frac{V}{AH}=\sum_{0}^{1}\left(\frac{a}{A}\right)\Delta\left(\frac{h}{H}\right) \quad \cdots\cdots(4)$$

であって，この式の右辺は percentage hypsometric curve と縦軸および横軸にかこまれた面積を示しており，この面積を hypsometric integral と呼んでいる。

この integral は山地の体積を，底面積が流域面積 (A) に等しく，高さが全標高差 (H) であるところの円筒状の体積に対する比で表わしたものに相当する。そしてこの hypsometric integral を h_i で表わせば，

$$V=A\,H\,h_i \quad \cdots\cdots(5)$$

である。

以上のようにこの hypsometric integral は山体の相対的な体積を表わすもので，山体の体積変化状況から侵食の stage を決定しようとするときに非常に有効な地形要素である。

(6) 流域平均高度 (mean elevation)

流域平均高度を求める方法は，1) 等高線面積法，2) 等高線延長法，3) 交点法などがあるが，これらの外にhypsometric integral を利用すると容易に平均高度を求めることができる。

すなわち流域最低点より上部の流域平均高さ (h_m) は，山体の体積 (V) を流域面積 (A) で除して得られる。そして山体の体積は hypsometric integral (h_i) と流域面積 (A) および全標高差 (H) の積であるから

$$h_m=\frac{1}{A}A\,h_i\,H=h_i\,H \quad \cdots\cdots(6)$$

である。ゆえに流域最低点の高度を E_0 とすれば，流域平均高度 E は

$$E=h_i\,H+E_0 \quad \cdots\cdots(7)$$

で求められる。

(7) 流域平均傾斜

a. 等高線面積法

相隣る等高線の高度差を D_i とし，これを等高線間の平均距離 d_i で割れば，その帯状面積 a_i の部分の平均傾斜が得られる。したがってこの平均傾斜を帯状面積で重みづけて，全流域 (面積 A) について平均すれば，流域平均傾斜 S_J が得られる。

$$S_J=\frac{1}{A}\sum\frac{a_i D_i}{d_i} \quad \cdots\cdots(8)$$

b. 等高線延長法

各標高の等高線の長さを，l_1, l_2, ……l_i, l_j……l_n, と

し、相隣る等高線間の帯状面積 a_i を両等高線の平均の長さで割れば，等高線間の平均距離 d_i が得られる。

$$d_i = a_i \div \frac{l_i + l_j}{2}$$

したがって等高線間の高度差を D_i とすれば，(8)式は，

$$S_g = \frac{1}{A} \Sigma \frac{a_i D_i}{\frac{2a_i}{l_i + l_j}} = \frac{1}{A} \Sigma D_i \frac{l_i + l_j}{2} \quad \cdots\cdots(9)$$

となる。もし等高線間の高度差が全部等しければ，$l_1 = l_n = 0$ であるから

$$S_g = \frac{D}{A} \Sigma l_i \quad \cdots\cdots(10)$$

である。

c．交点法

以上2つの方法は計測が非常に面倒なので，簡便法として交点法が考案されている。

流域図上に等間隔の方眼をかぶせ，縦横の方眼線と等高線の交点数 N および流域界によって区切られた各方眼線の長さ l をはかれば，

$$S_g = 1.571 \frac{DN}{\Sigma l} \quad \cdots\cdots(11)$$

で求められる。

d．hypsometric integral の利用

流域平均高さ h_m は前述のように

$$h_m = h_i H$$

であるから，h_m の2倍を流域長 L で割れば，山頂から下流端に向う平均の傾斜 S が得られる。

$$S = \frac{2h_i H}{L}$$

しかるに $\frac{H}{L}$ は起伏量比 R_r であるから

$$S = 2h_i R_r \quad \cdots\cdots(12)$$

となる。この S は等高線面積法や等高線延長法による正確な流域平均傾斜を与えるものではないから，これと区別する意味で，流域傾斜と呼ぶことにする。しかし後に示すように S_g と S の間には密接な関係があるので，この S を用いて流域相互の平均傾斜を比較するには支障がないし，また別個に測定した地形要素を用いて流域平均傾斜が表わされることは誠に便利である。

（8）流域重心点

流域重心点は地形学的にはあまり重要視されていない。しかし洪水流出計算に用いられている，いわゆる流量配分図法においては，出水の頂点流量の遅れの計算に流域特性として重心点から流域下流端までの距離を考慮に入れている。[23] 重心点は流域の形を表現するのに重要な要素であって，後述するように侵食 stage の進展に伴う山体々積の変化状況を研究するときに必要である。

a．重心点までの距離

流域を主流に沿って微小幅を有する帯に分割し，下流端から l の距離にある帯の面積を Δa とすれば，下流端からこの流域の面積重心までの距離 l_0 は，

$$l_0 = \frac{1}{A} \sum_{l=0}^{l=L} l \, \Delta a \quad \cdots\cdots(13)$$

であって，この両辺を流域長 L で割れば

$$\frac{l_0}{L} = \sum_0^1 \frac{l}{L} \Delta\left(\frac{a}{A}\right)$$

となる。

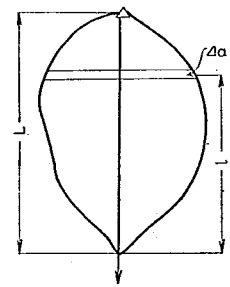


図-4

図-5のように，横軸に下流端から距離 (l) の本流全長 (L) に対する比をとり，縦軸にそれぞれの点より上流の面積 (a) の全流域面積 (A) に対する比をとってプロットし，面積－距離曲線を作成する。この曲線と横軸並びに縦軸に囲まれた面積を (A') とすれば

$$A' = \sum_0^1 \frac{l}{L} \Delta\left(\frac{a}{A}\right) = \frac{l_0}{L} \quad \cdots\cdots(14)$$

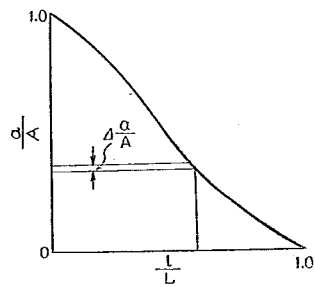


図-5　面積－距離曲線

であって，この面積 A' に本川全長を乗じれば，流域下流端から面積重心までの距離を求めることができる。なお洪水流出などで流域内各支川の配置を考慮しなければならない場合には，面積－距離曲線を作成するのに，主流に直角な線から上流の面積のかわりに，主流上の点から上流の流域面積を用いることがある。

b．重心点の位置

a の方法では重心点の位置を求めることはできない。重心点の位置を求めるには力学でよく行なう方法，

すなわち図形を主軸に平行な帯に分ち，その各々の面積を力と考えて力の多角形を描き，その合力の位置を求める。次に主軸に交る別の軸についても同様に合力の位置を求め，その交点を求めれば，それが重心の位置となる。したがって重心点までの距離は，重心点から本流に垂線を下ろし，この点から流域下流端までの距離を測定すればよい。dimensionless にする場合にはこの距離を，本流全長で割って求めるのである。

3. 侵食による地形要素の変化

〔1〕 hypsometric curve

(1) hypsometric curve の特性

前述の方法によって hypsometric curve を作成すると，実際の地形が複雑していてもかなりなめらかな曲線になる。そして条件の似た流域では曲線の形も類似しているので，Strahler は hypsometric curve の関数形を次のように定めた。

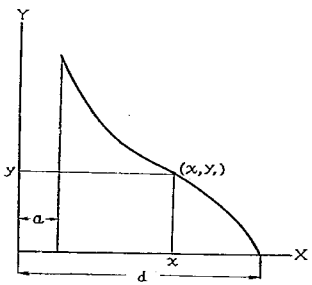


図-6

$$y=\left[\frac{d-x}{x}\cdot\frac{a}{d-a}\right]^{z} \quad \cdots\cdots(15)$$

そして percentage hypsometric curve においては

$$R=\frac{x-a}{d-a} \quad (0<R<1)$$

$$r=\frac{a}{d}$$

として

$$y=\left[\frac{r}{1-r}\right]^{z}\left[\frac{1}{(1-r)R+r}-1\right]^{z} \quad \cdots\cdots(16)$$

を導びいた。

そしてこの曲線式に基き，Z を0.156～8.0の間に変化させた場合の r=0.01, 0.05, 0.10, 0.25, 0.50の5つの曲線群を作成し，これを model hypsometric curve と名付けて実際の percentage hypsometric curve との対比を容易にしている。

Strahler は hypsometric curve と地表傾斜との関係を研究し，percentage hypsometric curve は流域の形が図-7のようである場合にのみ，地表傾斜と直接に関連するものであって，その他の場合には等高線の長さを考慮に入れなければならない，すなわち，

$$\frac{l}{L}\tan\theta=K\tan\alpha \quad \cdots\cdots(17)$$

θ ：percentage hypsometric curve の傾斜

α ：平均地表傾斜

l ：与えられた相当高度における等高線の長さ

L ：流域における最長の等高線の長さ

K ：常数

を導びいている。

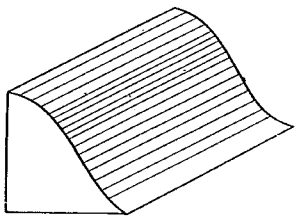


図-7

このように hypsometric curve の形は等高線の長さ，すなわち地表面の凹凸と，流域周辺の形によって異るものである。hypsometric curve の横軸に示される面積は，その標高における流域の水平断面積である。したがってこれは流域の幅と長さの積に関係するものであるから，流域の形が曲線の形にある程度影響するのは当然である。そして曲線の形が異なれば hypsometric integral も異なるのであるから，hypsometric integral は単に相対的な山体の体積を表現するのみでなく，流域の形の影響をも受けるものであることは明らかである。

侵食の進行状態を hypsometric integral の変化状況から判断しようとするとき，侵食開始当時，すなわち原地形期にはいかなる値を有しているかを考える必要がある。

理論的には全く水平な地形では河食が起らないから，原地形はある程度の傾斜を有していなければならない。したがってその hypsometric integral もある値を有しているはずであるが，それは100% ではないであろう。そしてこの値を出発点とし，谷の発達，河食の進行に伴って漸次変化してゆくのであるから，流域相互の侵食程度を比較しようとする場合現在の hypsometric integral そのままの値を用いることは誤りであることになる。

このために河食を全然受けていない仮想流域，すなわち地表面は山頂から下流端まで同一こう配をなし，表面には凹凸が全くない理想的な原地形の percentage hypsometric curve の形，およびその integral について考察を行なうことにする。

(2) 原地形の percentage hypsometric curve

a. 流域の形が長方形の場合

地表面が平たんで，山頂から下流端まで同一こう配で

傾斜している場合の長方形流域の hypsometric curve の形は，図-8からも分かるように流域の垂直断面と一致

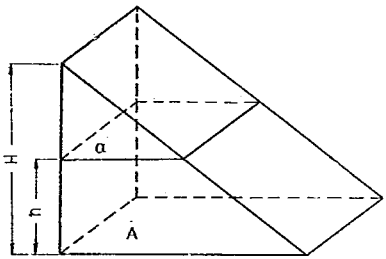


図-8

し，直角三角形をなしている。そしてこれを percentage hypsometric curve で表わせば直角二等辺三角形になる。

b．下流端に底辺を有する三角形の場合

図-9のように1辺の長さ B，頂点からの垂線の長さ C を有する流域最低点を通る水平断面の面積を A とし，これより h の高さにある相似三角形のそれぞれの長さを b,c，面積を a とすれば，

$$A=\frac{BC}{2} \qquad a=\frac{bc}{2}$$

$$b=B\times\frac{H-h}{H} \qquad c=C\times\frac{H-h}{H}$$

$$\therefore\quad a=\frac{Bc}{2}\left(\frac{H-h}{H}\right)^2=A\times\left(1-\frac{h}{H}\right)^2$$

ゆえに percentage hypsometric curve の形は

$$\frac{a}{A}=\left(1-\frac{h}{H}\right)^2 \qquad \cdots\cdots(18)$$

である。

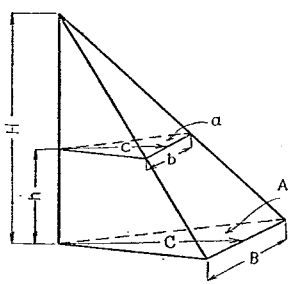


図-9

c．山頂部分に底辺を有する三角形流域の場合

$$A=\frac{BC}{2} \qquad a=\frac{B+b}{2}\times c$$

$$c=\frac{H-h}{H}\times C$$

$$b=\frac{h}{H}\times B$$

$$\therefore\quad a=\frac{B+\frac{h}{H}B}{2}\times\frac{(H-h)C}{H}=A\times\left\{1-\left(\frac{h}{H}\right)^2\right\}$$

あるいは

$$\frac{a}{A}=1-\left(\frac{h}{H}\right)^2 \qquad \cdots\cdots(19)$$

で示される。

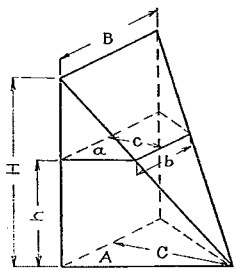


図-10

d．流域形状菱形の場合
（流域中心点に関し上下流が対称の場合）

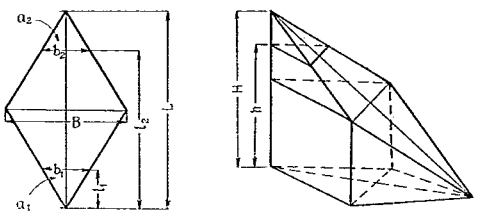


図-11

中心線より下部

$$b_1=\frac{2l_1B}{L}$$

$$a_1=\frac{b_1}{2}l_1=\frac{l_1^2B}{L}$$

l_1 より上流の地表面積 a_1' は全地表面積を A' とすれば，$A'=\frac{LB}{2}$ であって，

$$a_1'=A'-a_1=\frac{LB}{2}-\frac{l_1^2B}{L}=\frac{B(L^2-2l_1^2)}{2L}$$

ゆえに

$$\frac{a_1'}{A'}=1-2\left(\frac{l_1}{L}\right)^2$$

そして傾斜した面積の水平投影面積をそれぞれ A，a とすれば，$\frac{l_1}{L}=\frac{h}{H}$ であるから

$$\frac{a}{A}=1-2\left(\frac{h}{H}\right)^2 \cdots\cdots\left(h<\frac{H}{2}\right)$$

中心線より上部

$$b_2=\frac{2(L-l_2)}{L}B$$

$$a_2=\frac{b_2}{2}(L-l_2)=\frac{(L-l_2)^2}{L}B$$

前と同様にして

$$\frac{a}{A}=2\left(1-\frac{h}{H}\right)^2\cdots\cdots\left(h>\frac{H}{2}\right)$$

すなわち

$$\left.\begin{aligned} h<\frac{H}{2},\ \frac{a}{A}&=1-2\left(\frac{h}{H}\right)^2\\ h>\frac{H}{2},\ \frac{a}{A}&=2\left(1-\frac{h}{H}\right)^2\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

である。

e．流域形状円形の場合

中心角 $2\theta°$ なる弓形の面積 a' は

$$a'=\frac{1}{2}r^2\left(\frac{2\theta}{180}\pi-\sin 2\theta\right)$$

である。そして

$$\sin\theta=\frac{\sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2-\left(l-\frac{L}{2}\right)^2}}{\frac{L}{2}}$$

$$\cos\theta=\frac{l-\frac{L}{2}}{\frac{L}{2}}$$

したがって

$$a'=\frac{\pi\left(\frac{L}{2}\right)^2}{180}\cos^{-1}\left(\frac{2l-L}{L}\right)-\left(l-\frac{L}{2}\right)\sqrt{l(L-l)}$$

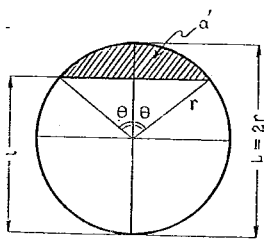


図-12

全地表面積 A' は

$$A'=\pi\left(\frac{L}{2}\right)^2$$

$$\therefore\quad a'=A'\left\{\frac{1}{180}\cos^{-1}\left(2\frac{l}{L}-1\right)-\frac{2}{\pi}\left(2\frac{l}{L}-1\right)\sqrt{\frac{l}{L}\left(1-\frac{l}{L}\right)}\right\}$$

この傾斜面積の水平投影面積をそれぞれ A，a とすれば

$$\frac{l}{L}=\frac{h}{H}$$

$$\therefore\quad \frac{a}{A}=\frac{1}{180}\cos^{-1}\left(2\frac{h}{H}-1\right)-\frac{2}{\pi}\left(2\frac{h}{H}-1\right)\sqrt{\frac{h}{H}\left(1-\frac{h}{H}\right)}\cdots\cdots(2)$$

である。

以上種々な形を有する原地形の percentage hypsometric curve を図示すれば図-13～図-16のとおりであるが，これ等の曲線形は後に示す実際の percentage hypsometric curve によく似ている。

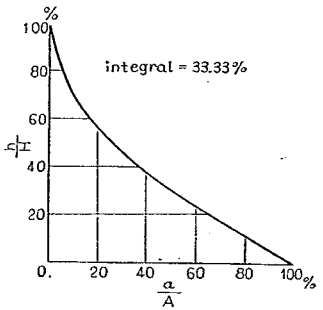


図-13　三角形流域

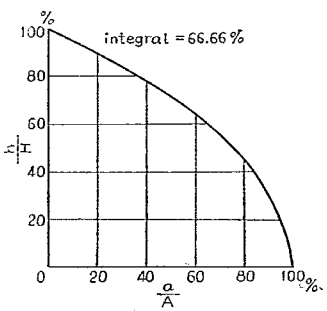


図-14　逆三角形流域

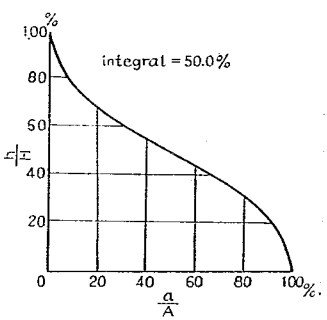


図-15　菱形流域

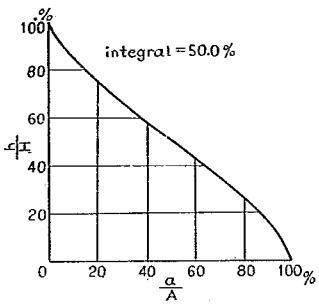


図-16 円 形 流 域

(3) 原地形の hypsometric integral

次にこのような原地形の hypsometric integral について考察してみる。

図-17 の hypsometric curve において，山体の体積 V は，

$$V=\int_0^H a\,dh \quad \cdots\cdots(22)$$

であり，流域面積を A，流域最高点と最低点の標高差を H とすれば，その hypsometric integral h_i は

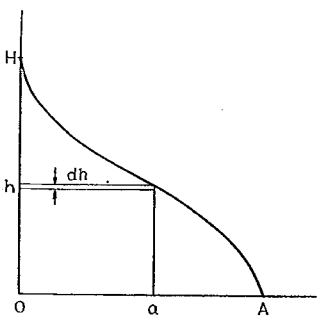


図-17

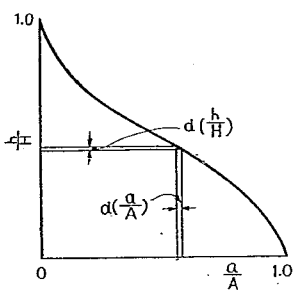


図-18

$$h_i=\frac{V}{HA}=\frac{1}{HA}\int_0^H a\,dh$$
$$=\int_0^1 \frac{a}{A}\,d\left(\frac{h}{H}\right) \quad \cdots\cdots(23)$$

である。percentage hypsometric curve と両座標軸の間の面積は，h/H について積分しても a/A について積分しても同じであるから，

$$h_i=\int_0^1 \frac{a}{A}\,d\left(\frac{h}{H}\right)=\int_0^1 \frac{h}{H}\,d\left(\frac{a}{A}\right)$$

である。

もし地表面の傾斜が山頂から下流端まで同一のこう配をなし，凹凸が全くないものとすれば

$$\frac{h}{H}=\frac{l}{L}$$

$$\therefore\quad h_i=\int_0^1 \frac{l}{L}\,d\left(\frac{a}{A}\right) \quad \cdots\cdots(24)$$

となる。

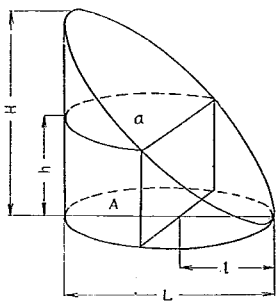


図-19

すなわちこのような仮想の流域においては percentage hypsometric curve (面積—高度曲線) の積分値は，地表面のみについての，面積—距離曲線の積分値に等しいことになる。そして(14)式に示したように

$$A'=\int_0^1 \frac{l}{L}\,d\left(\frac{a}{A}\right)=\frac{l_0}{L}$$

であるから，結局

$$h_i=A'=\frac{l_0}{L} \quad \cdots\cdots(25)$$

すなわち地表面が一様な傾斜をしている場合には，その流域の hypsometric integral は，下流端から流域の面積重心までの距離の本川全長に対する比に等しいことになる。

流域の中央線に関し，上流側と下流側の形が対称であるならば，その面積重心は流域の中点にあり，したがってその hypsometric integral は50%である。普通に見られる非対称形の流域模型の最も単純なものは三角形である。三角形の重心点は底辺から 1/3 の高さにあるから，下流端に底辺を有する三角形流域の hypsometric integral は，33.33%であり，山頂に底辺を有する三角形流

域のそれは，66.66%である。

以上述べた hypsometric integral は地表面が単調な傾斜をしている場合のものである。原地形面がどのような形をしていたかを現在の地形から判断することは一般に困難であるが，特殊な場合，すなわち若い火山を例に取れば，噴出物が円錐状に堆積している場合には，その原地形の表面傾斜は指数曲線的に変化しているので，この傾斜に従って流下する必従河流の流域が持っている原地形の hypsometric integral は，上記のような方法で重心点の位置から求めた値より小さいはずである。このような場合には山地全体の切峰面図を作成し，対象とする流域内における切峰面の hypsometric integral を測定することも考えられる。しかし切峰面図は相当大面積の地域について作成するもので，これを小面積の地域について作成したのでは，現在の地形の局部的な影響を受け正確ではない。また現在の山頂は果して原地形面を代表しているかということにも疑問がある。Horton の説く谷の発達においては，その発生の第1段階中，主流の方向に流れていた地表流は，第2段階の支流が発達するとその方向へ流向を変えるのであるから，地表面はほとんど全部地表流の削はくを受けていることになる。

したがって切峰面が少なくとも原地形面にほぼ平行な面であると考えられる場合にのみ，切峰面によって原地形面の hypsometric integral が求められるわけである。

（4） 山地の開析と hypsometric integral の変化

地盤の隆起によって原地形が形成された場合，その表面が一定の傾斜をしていて，凹凸が全くないものとすれば，前記のように，hypsometric integral は地表傾斜角に関係なく流域の形のみによって定まっている。この原地形の hypsometric integral を h_{i1} として表わすことにする。もし地表面が完全に水平であるならば，この h_{i1} は不定である。

この原地形の表面を水は傾斜の方向に従って流れ，これが Horton の論ずるような形で地表面を侵食し，必従河流が形成される。この幼年谷の断面は深いV字形であって，その侵食力は流量の多い下流部分に強く働らき，下流端の河床低下が迅速に行なわれる。谷の容積と風化による削はく量を無視し，下刻による下流端の低下のみを考慮したときの hypsometric integral を h_{i2} とすれば，当然 $h_{i2}>h_{i1}$ であって，この h_{i2} は下流端が無限に低下するとき，100%に近づく。

これに対し，谷の容積と風化による削はく量を考慮した実際の hypsometric integral を h_{i3} とすれば，谷の容積増加よりも河床低下の方が速いときは，h_{i3} は増大して，$h_{i3}/h_{i1}>1.0$ になる。しかし流域の地理的あるいは地質的条件により，風化による削はく量が非常に大きいとか，下流端の低下よりも谷の容積増加の方が速い場合には，最初から $h_{i2}/h_{i1}<1.0$ のこともある。

また一般に風化による山頂の低下は非常に遅いから，流域最高点と最低点の標高差，したがって起伏量比 R_r は原地形よりも大きくなる。Strahler はこの下流部分の低下による hypsometric integral の増加については触れていないが，hypsometric integral の大きい例として，流域上流部分がいまだ谷壁斜面で変形されていない Maryland coastal plane において約80%の数字をあげている。

谷は次第に発達し，多くの支流を派出して水系を整えてゆき，その容積が増加するとともに，流域下流部の河床低下は次第に遅くなるから，h_{i1} にくらべて h_{i3} が大きい場合には，この h_{i3} の値はやがて極大に達し，続いて減少するようになる。この h_{i3} の極大に達する時期は地質，降雨等の条件によって異なるのであるが，秩父山地の場合には大体幼年期末あるいは早壮年期のようである。

隣接する流域間に侵食力の相異があると，河谷の争奪により流域の形が変化することがある。しかしここでは理想的な場合として流域の形は当初から一定しているものとする。河食の進展に伴い h_{i3} は減少を続け $h_{i3}/h_{i1}<1.0$ となる。そして下流端の河床低下が遅くなるにつれて谷の侵食は山頂にまで及び，風化による削はくと相まって山頂部の低下が起るようになるから，起伏量比も減少の傾向をたどることになる。多くの場合侵食し残された平頂峰は満壮年期に至って消失するということを考えると，起伏量比の極大は，hypsometric integral の極大と一致するか，あるいは若干これより遅れて発生するものと思われる。

Strahler は幼年期から壮年期への転移はほぼ 60% の hypsometric integral に相当する。そしてこれは更に減少するが，老年期になっても壮年期と余り異らず，残丘が明らかに残っているところにおいて35%以下に減少すると言い，北部 Arabama の流域で 18% と言う低い integral を有する例をあげている。

山体の体積は準平原に向って減少を続けるわけであるが，hypsometric integral は残丘の残っている時期に極小に達し，風化および河食によってこの残丘が削はくされ地表が平たんになるにつれて再び増加するようになる。ついに残丘が完全に消失して準平原が形成されれば理論的には原地形と同様に $h_{i3}/h_{i1}=1.0$ になり，もし地表面が完全に水平になれば不定となるはずである。この終地形について，Strahler は残丘がなくなった後の hypsometric integral は 40%から 60% の中程度の値に復帰するであろうと予想している。

以上に述べた侵食の各 stage における hypsometric curve の形を概念的に図示すれば図-20のようになろう。

もち論流域の形や，流域内の岩質や地層の分布状態によって曲線の形は相異するし，流域下流端や山頂部分の

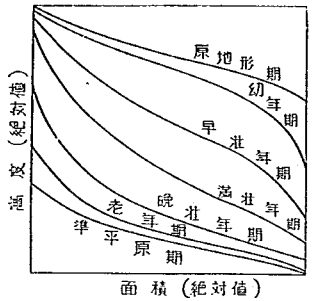


図-20　侵食 stage と hypsometric curve

低下状況はよく分らないから，この図面は全く仮想のものであるが，流域面積を一定とし山頂と下流端の標高差に絶対値を取って描いたもので，各 stage における山頂と下流端を結ぶ線は起伏量比を表わしていると考てよい。

〔2〕 侵食による地形要素の変化

以上述べて来た侵食の進行状態と地形要素の関係をしらべるために，荒川流域の秩父山地と富士川支川釜無川流域の大武川，小武川について各種の地形要素を測定した。

（1） 地形要素の測定

測定に用いた流域の大きさは大体 3km²～15km² の範

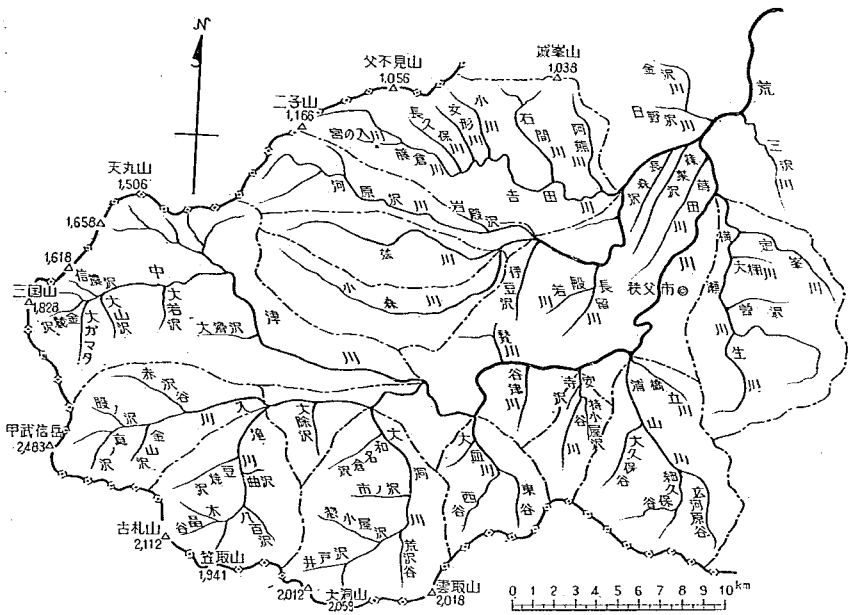


図-21　荒　川　流　域　図

囲とした。これは流域面積に著るしい相異があると各流域内の本流の階級が著るしく異なることになる。Horton の流長比[21]が示すように，谷の次数と，各階級に属する谷の平均延長とは直線関係ではなく，等比級数的な関係を持っていることから，dimensionless な地形要素を用いたとしても相似性は成立しないことになるからである。

このように区分した各流域について，前述の定義と方法により，5万分の1地形図を用いて，流域面積（A），流域平均傾斜（S_g），谷の総延長（l），起伏量（H），面積重心の位置（h_{i1}），hypsometric integral（h_{i3}）を測定し，これから谷密度（D_d），起伏量比（R_r），流域傾斜（$2h_{i3}R_r$），を算出した。

これらの測定結果は表-3のとおりである。

なお表中地質の欄は，それぞれの流域において分布面積が流域面積の50%以上を占める地層名を記入した。また図-23は，各渓流の percentage hypsometric curve を河川流域ごとにまとめて図示したものである。

（2） 測定地域の概況

a．秩父山地

秩父山地は金峯山（2595.0m）を最高点とし，これより北方または東北方に向って順次低下している。山地は主として秩父系，中生界，長瀞系などの地層からなり，北西—南東，または西北西—東南東に帯状に配

表-3 地 形 要 素 測 定 結 果

幹川名	河川名	番号	渓流名	区　間	流域面積 A (km²)	谷密度 D_d (1/km)	流域平均傾斜 S_g	起伏量 H(m)	起伏量比 R_{r3}	hypsometric integral h_{i1}(%)	hypsometric integral h_{i3}(%)	$\frac{h_{i3}}{h_{i1}}$	流域傾斜 $2h_{i3}\times R_{r3}$	地　質
荒　川	入　川				47.0									
		1	真の沢	股の沢合流点まで	7.7	1.442	0.672	1,223.3	0.2659	59.1	54.4	0.919	0.2893	花崗岩
		2	股の沢		4.4	1.489	0.544	960.0	0.2493	53.1	46.8	0.881	0.2333	秩父系
		3	金山沢		5.0	1.660	0.678	1,147.6	0.2905	55.3	56.1	1.014	0.3259	ジュラ系
		4	赤沢谷		11.0	1.345	0.491	1,005.0	0.1621	46.3	51.2	1.105	0.1660	秩父系
	滝　川				47.5									
		5	水晶谷	ブドウ沢合流点まで	6.4	1.102	0.579	900.0	0.2500	53.0	52.6	0.993	0.2571	ジュラ系
		6	八百谷		7.7	1.838	0.597	969.0	0.2550	57.9	55.6	0.960	0.2836	〃
		7	曲　沢		3.8	1.750	0.614	1,040.0	0.2930	51.4	53.5	1.041	0.3135	〃
		8	豆焼沢		9.3	1.624	0.601	1,409.2	0.2684	49.0	49.4	1.009	0.2652	〃
	大除沢													
		9	大除沢		5.0	1.390	0.704	1,460.0	0.3435	47.1	56.9	1.210	0.3909	ジュラ系
	大洞川				61.0									
		10	井戸沢	惣小屋沢合流点まで	12.8	2.148	0.696	1,099.1	0.2176	46.7	54.5	1.168	0.2372	ジュラ系
		11	惣小屋沢		7.3	1.575	0.693	1,061.0	0.2439	50.6	54.0	1.068	0.2634	〃
		12	荒沢谷		8.3	1.982	0.713	1,147.7	0.2766	55.6	52.5	0.945	0.2904	〃
		13	市の沢		5.0	1.740	0.717	1,220.0	0.3050	49.4	49.6	1.004	0.3026	〃
		14	和名倉沢		6.6	1.667	0.713	1,496.0	0.3085	51.5	55.1	1.071	0.3400	〃
	中津川				115.1									
		15	大ガマタ	金蔵の沢合流点まで	5.6	1.454	0.585	1,050.0	0.2530	51.8	53.9	1.041	0.2727	秩父系
		16	金蔵の沢		5.0	1.871	0.541	779.0	0.2343	60.7	61.1	1.007	0.2863	〃
		17	信濃沢		3.7	1.838	0.615	828.0	0.2300	49.4	48.2	0.976	0.2217	〃
		18	大山沢		5.8	0.863	0.632	912.0	0.2171	53.7	48.4	0.901	0.2102	〃
		19	大若沢		7.5	1.293	0.569	1,003.0	0.2360	52.4	51.6	0.985	0.2436	〃
		20	神流川上流	広河原沢合流点まで	8.3	1.548	0.670	973.0	0.2027	52.5	50.8	0.968	0.2059	花崗岩
		21	広河原沢		12.1	1.735	0.601	920.0	0.1559	51.3	53.0	1.033	0.1653	秩父系
		22	大滑沢		6.6	1.068	0.638	1,219.0	0.2594	48.9	53.2	1.088	0.2760	〃
	大血川				26.9									
		23	東　谷		8.1	1.340	0.672	1,088.0	0.2700	44.7	55.5	1.242	0.2997	秩父系
		24	西　谷		9.1	1.588	0.715	1,320.0	0.2901	50.0	48.1	0.962	0.2791	〃
	谷津川													
		25	谷津川		3.4	2.221	0.651	1,186.0	0.2858	53.7	39.0	0.727	0.2229	秩父系
	安谷川				19.4									
		26	本川上流	持小屋沢合流点まで	9.4	0.872	0.936	1,438.0	0.2397	55.2	49.2	0.892	0.2359	秩父系
		27	寺　沢		3.7	1.459	0.681	1,156.0	0.2541	55.2	39.8	0.721	0.2023	〃
		28	持小屋沢		2.5	1.771	0.705	1,057.0	0.3410	49.2	48.6	0.989	0.3315	〃

幹川名	河川名	番号	渓流名	区間	流域面積 A (km²)	谷密度 D_d (1/km)	流域平均傾斜 S_g	起伏量 H(m)	起伏量比 R_{r3}	hypsometric integral h_{i1}(%)	hypsometric integral h_{i3}(%)	$\frac{h_{i3}}{h_{i1}}$	流域傾斜 $2h_{i3}\times R_{r3}$	地質
	浦山川				60.0									
		29	広河原谷		13.8	1.547	0.586	1,052.9	0.1671	40.8	41.2	1.007	0.1377	秩父系
		30	細久保谷		13.3	1.158	0.571	1,230.0	0.1864	51.8	53.1	1.026	0.1980	〃
		31	大久保谷		10.8	0.894	0.722	1,350.0	0.2195	56.9	49.4	0.868	0.2169	〃
		32	橋立川		6.8	2.324	0.723	1,116.0	0.2453	60.7	45.5	0.750	0.2232	〃
	横瀬川				76.7									
		33	本川上流	生川合流点まで	26.2	1.800	0.463	841.7	0.0660	49.5	46.7	0.944	0.0617	秩父系
		34	生川		12.4	2.090	0.662	1,074.1	0.1557	54.0	44.2	0.818	0.1376	〃
		35	曽沢		4.2	1.679	0.428	695.0	0.1433	52.4	49.5	0.945	0.1419	長瀞系
		36	大栃沢		4.0	2.425	0.476	665.0	0.1565	53.0	35.9	0.677	0.1124	〃
		37	定峰川		11.8	1.398	0.410	780.0	0.0934	53.8	43.8	0.814	0.0818	〃
	吉田川				79.8									
		38	藤倉川	宮の入川合流点まで	8.7	2.119	0.493	755.6	0.1154	47.6	46.3	0.973	0.1069	秩父系
		39	宮の入川		4.3	2.512	0.550	540.0	0.1565	57.5	51.0	0.888	0.1596	〃
		40	長久保川		5.6	1.650	0.494	725.6	0.1219	51.3	47.1	0.918	0.1148	〃
		41	女形川		4.3	1.415	0.502	700.0	0.1414	50.5	40.3	0.799	0.1140	〃
		42	小川		7.5	1.878	0.571	640.0	0.1196	52.3	44.5	0.852	0.1064	〃
		43	石間川		12.8	1.969	0.469	817.7	0.1048	52.5	41.1	0.784	0.0861	〃
		44	阿熊川		10.5	2.167	0.466	857.7	0.1114	56.4	39.8	0.706	0.0887	〃
	荒川													
		45	贄川		5.3	3.009	0.499	570.0	0.1390	47.9	40.7	0.849	0.1364	第三系
		46	蒔田川		8.9	2.904	0.219	270.0	0.0245	42.6	45.1	1.058	0.0221	〃
	河原沢川	47	岩殿沢		3.3	2.545	0.467	505.0	0.1263	48.8	39.9	0.818	0.1037	〃
	赤平川	48	伊豆沢		6.2	3.323	0.429	389.0	0.0618	53.7	37.0	0.688	0.0457	〃
		49	長森沢		3.2	3.234	0.252	237.0	0.0439	44.6	38.4	0.861	0.0337	〃
		50	篠葉沢		5.4	3.620	0.306	182.2	0.0222	49.4	41.6	0.842	0.0185	〃
	長留川				16.9									
		51	本川上流	般若川合流点まで	8.8	3.665	0.392	395.0	0.0653	49.2	31.0	0.631	0.0405	第三系
		52	般若川		5.2	3.202	0.458	404.0	0.0842	51.7	37.9	0.733	0.0638	〃
釜無川	小武川				44.6									
		53	丸沢		4.0	1.363	0.680	1,200.0	0.3478	58.3	41.6	0.714	0.2894	御坂層
		54	大栃沢		4.6	1.141	0.636	1,442.0	0.3315	56.6	52.5	0.929	0.3481	花崗岩
		55	ドンドコ沢		8.8	1.273	0.5968	1,849.0	0.3031	52.5	46.2	0.880	0.2800	〃
		56	小字沢		7.0	1.829	0.500	1,140.0	0.1809	68.5	45.3	0.661	0.1694	御坂層
		57	湯沢		2.8	1.500	0.608	1,235.0	0.3167	57.3	38.4	0.670	0.2432	〃
		58	上来沢		3.2	2.203	0.498	770.0	0.1540	50.5	37.9	0.751	0.1168	〃
		59	下来沢		2.9	1.621	0.564	560.0	0.1672	56.7	50.7	0.894	0.1696	〃
	大武川				71.2									
		60	赤薙沢		7.1	0.916	0.713	1,778.0	0.2740	59.3	59.0	0.995	0.3233	花崗岩
		61	仙水谷		11.9	0.719	0.827	1,966.0	0.3855	53.6	50.3	0.940	0.3878	〃
		62	一の沢		3.0	0.850	0.713	1,410.0	0.4147	47.8	41.8	0.875	0.3466	〃
		63	篠沢		5.7	0.693	0.755	1,870.9	0.3339	52.2	47.4	0.908	0.3166	〃
		64	桑木沢		2.8	0.696	0.717	1,424.0	0.3955	46.3	45.2	0.975	0.3576	〃
		65	石空沢		8.4	1.054	0.711	1,680.0	0.3652	48.3	45.8	0.948	0.3346	〃

列している。主な構造線はこれに大体平行し，また同一方向の軸をもって幾つかのしゆう曲をくり返している。荒川はこの原地形面に沿って大体必従的に流下し秩父盆地より上流では深い峡谷を作っている。

山地は大体壮年期的に開析されているが，特に荒川本川上流部の入川，滝川，大洞川，中津川等の流域山地は，晩幼年期ないし早壮年期であって，分水界には前輪ねの遺物である平頂部が相当の幅をもって連なっている。これに対しその下流，浦山川，横瀬川方面はこれより侵食が進み熟壮年期の山頂が鋸歯状に配列し，谷壁斜面は山頂から谷底まで安定な壮年期斜面となっている。

秩父盆地については前にやや詳しく説明したが，1辺の長さ13~14kmを有する4辺形をなし，周囲は大体断層によって境されている。その内部には第三紀層（新新世—中新世）が堆積し，おおむね2段の段丘面が認められる。

b．釜無川流域

大武川，小武川流域は赤石山脈の背稜部東斜面に位置し，大武川は駒ケ岳（2965.6m）に，小武川は鳳凰山（2840.9m）に発し東北流して，甲府盆地の西縁を南下する釜無川に合流している。

地形は晩幼年期または早壮年期であって，特に釜無川に対して上流にある大武川流域は小武川よりも侵食が遅れており，谷は若く著るしく深いV字谷をなしている。これに対し小武川は，下流部に狭さく部を有するせいもあろうが谷幅が広く河道堆積量が著るしく多い。

地質は流域をおおむね南北に縦断する糸魚川—静岡構造線によって2分され，西側に主として花崗岩，東側に主として中新世のいわゆる御坂層群が分布し，その下流部は扇状地堆積物に覆われている。

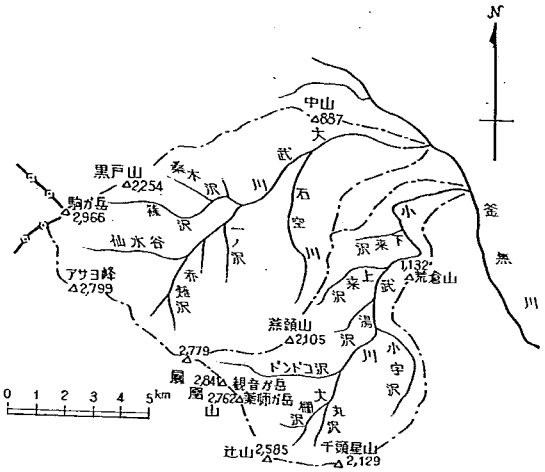


図-22　釜無川流域図

（3）　流域の位置と侵食の程度

侵食輪ねの所で述べたように，一般に山地の侵食は下流から上流に向って進行する。したがって本川に沿って両岸に配列する支川についていえば，下流部の支川の方が上流部の支川より侵食が進み，hypsometric integralは少ないはずである。

図-24は，hypsometric integral と谷密度の関係を流域ごとにプロットした $h_{is}-D_d$ 図を，荒川本川に沿って上流から下流に配列したものである。

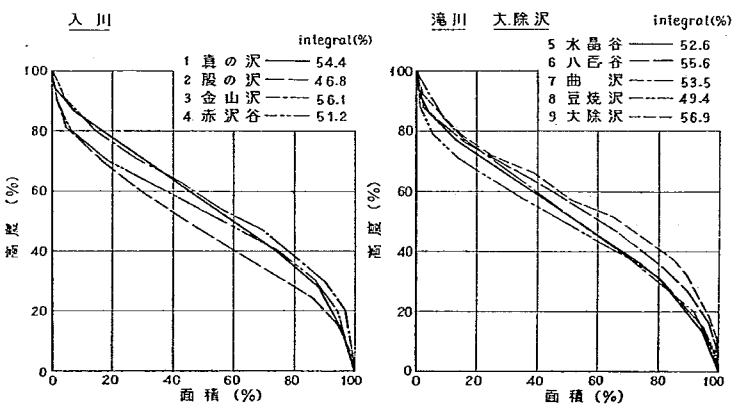


図-23　(1)　hypsometric curve

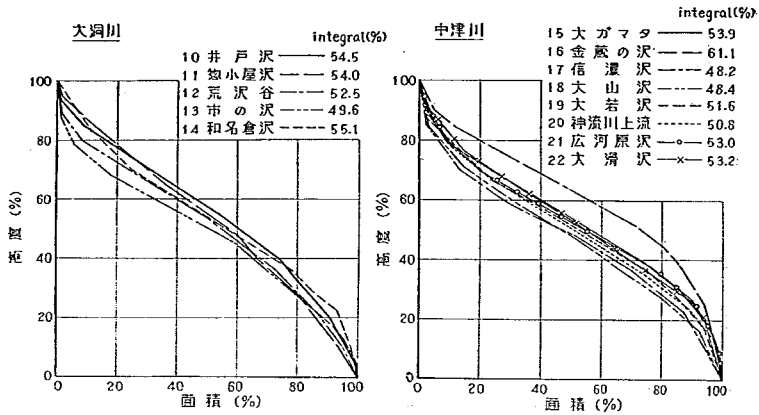


図-23 (2) hypsometric curve

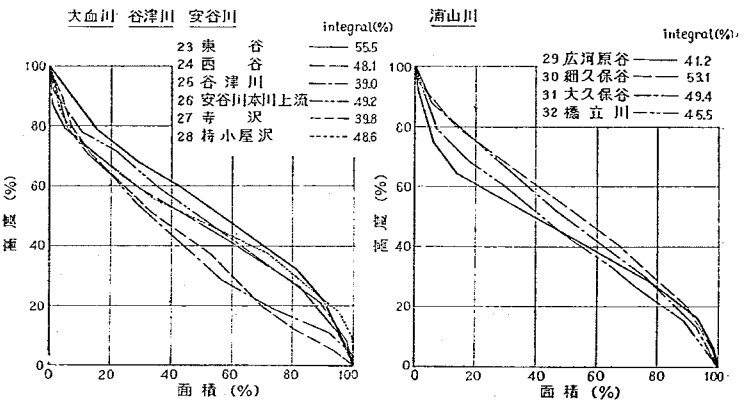


図-23 (3) hypsometric curve

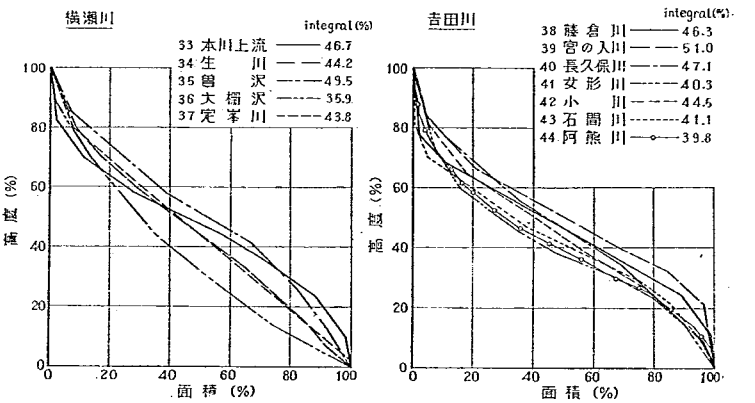


図-23 (4) hypsometric curve

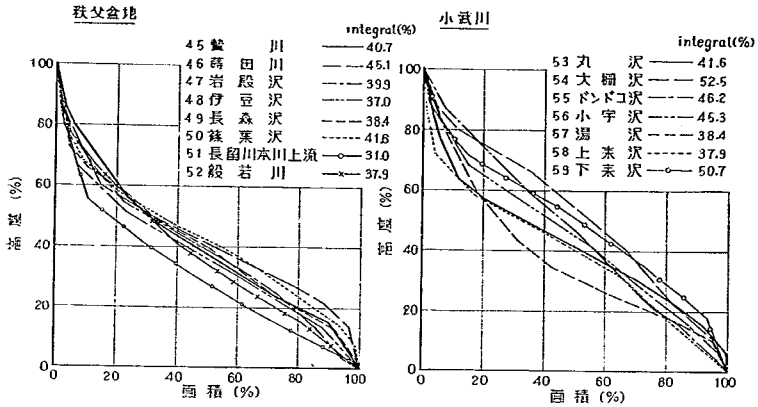


図-23 (5) hypsometric curve

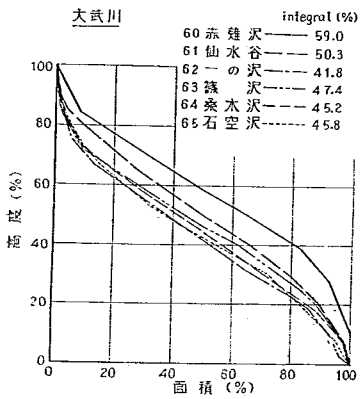


図-23 (6) hypsometric curve

個々の $h_{33}-Da$ 図内では，点のばらつきがかなりあるので余り明らかではないが，荒川の最上流部に位置する入川と滝川の流域では，谷密度の増加と共に hypsometric integral は増加する傾向が見られる。そしてこれより下流にある大洞川，中津川等の流域内では hypsometric integral は余り変化していない。しかし更に下流の浦山川，横瀬川，吉田川等においては，明らかに谷密度が増加すると hypsometric integral は減少している。このことは荒川水源部においては，下流部に比して侵食があまり進んでいないので下刻による下流端谷底の低下が盛んに進行していることを示すものである。

更にこの図を総体的に観察すれば，上流部の谷密度は一般に少なく，下るにしたがって谷密度が多くなっており，hypsometric integral は丁度これと逆の傾向があることがうかがわれる。

秩父盆地のデーターは盆地内の各部分から集めたので，荒川本川に対する位置の関係を他の流域と比較することはできないが，それでも大体の傾向として本川の上流部に流入する第三系の支川は，下流部に流入するそれよりは谷密度が少く，hypsometric integral が多いようである。

釜無川流域についても荒川と全く同様な傾向をうかがうことができる。すなわち釜無川の上流に合流する大武川の流域では，谷密度の増加にともなって，hypsometric integral が増加する傾向が見られるが，下流に合流する小武川流域ではこの逆の傾向を有している。そして大武川の谷密度の平均は0.821であり，小武川の平均は1.561である。また hypsometric integral は前者の平均が51.3%であり，後者は57.2%であってかなりの相違がある。

図-25は荒川に注ぐ有力な支川，入川，滝川，大洞川，中津川，大血川，浦山川，安谷川，横瀬川，および赤平川支川吉田川の9河川について，基準点からの距離と，各流域内の hypsometric integral の平均値とをプロットしたものである。

基準点は荒川本川の赤平川合流点とし，これから河川流域内の各渓流合流点までの平均距離 (L) を横軸に取り，また hypsometric integral は各渓流流域の平均値 (h_i) を用いて縦軸にとった。

ある1つの流域について考えてみれば，晩幼年期あるいは早壮年期以前と，老年期の末期を除けば，侵食が進むにつれて hypsometric integral は減少するものである。したがってこの stage 内では，大体において hypsometric integral の小さい流域は，大きい流域より侵食が進んでいると考えることができる。しかし前に述べたように，現在の hypsometric integral は原地形の hypsometric integral すなわち流域の形の影響を受けているのであるから，流域相互の侵食程度を現在の

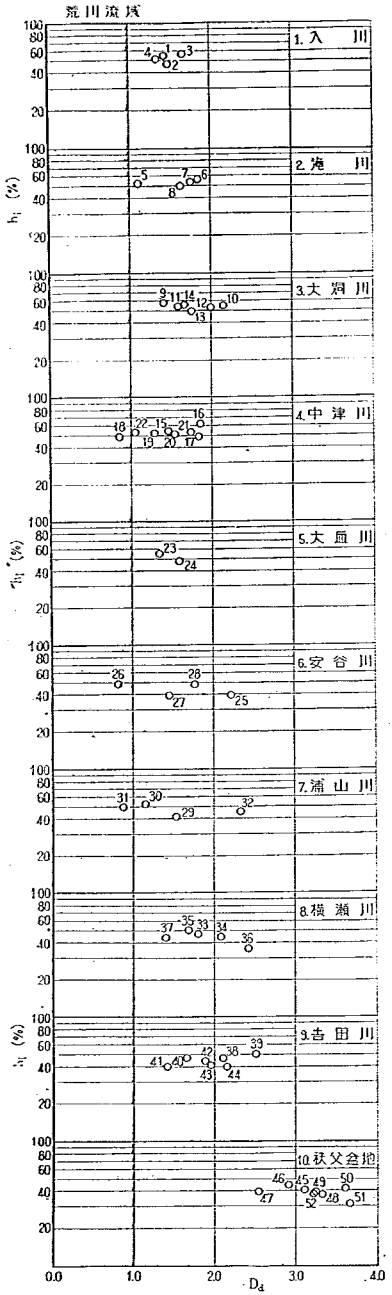


図-24　(1)　hypsometric integral と谷密度

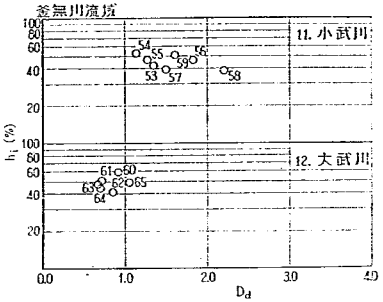


図-24　(2)　hypsometric integral と谷密度

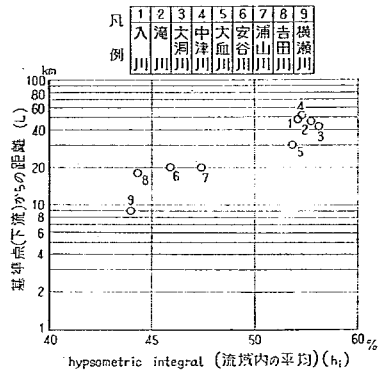


図-25　基準点からの距離と hypsometric integral の関係

hypsometric integral の大小で比較することは厳密には正しくないことになる。このために各渓流の hypsometric integral の平均値を用いて，流域の形による影響を消去し，河川相互の侵食進行状態を比較することにしたのである。図-25から明らかなように，両者の関係は片対数方眼紙上でほぼ直線的に配列しており，log L と h_i の相関係数を求めると +0.93となった。この相関係数の有意性を検定すると，データーの数は $n=9$ であるから，自由度は

$$\phi=9-2=7$$

である。自由度7に対する相関係数の臨界値 (γ) は

危険率 $\alpha=5\%$　　$\gamma=0.68$

危険率 $\alpha=1\%$　　$\gamma=0.80$

であるから，求められた相関係数0.93は高度に有意であることになる。

地形を概観しても入川，滝川，大洞川，中津川，大血川等の荒川水源部の山地は侵食が遅れていることは明らかであって，このことは図-24において これら流域の hypsometric integral が平均 54～56%を有し，下流の

諸流域より著しく高いことにも明らかに示されており，流域の侵食は下流から上流に向い，その程度は hypsometric integral が非常によく表現すると言うことができる。

また図-25において，図の右上部に位置する入川，滝川，大洞川，中津川の4流域においては，変化の範囲は狭いが基準点からの距離が遠くなるほど hypsometric integral の平均値が少なくなっている。これは若い山地では侵食が進むにつれて hypsometric integral が増加することを示すものであって，図-24の入川，滝川流域内に見られた，谷密度の増加と共に hypsometric integral が増加する傾向を，流域の位置という面から証明するものである。

これと同様に各渓流の谷密度の平均値と，基準点からの平均距離との関係をプロットしたのが図-26であるが，

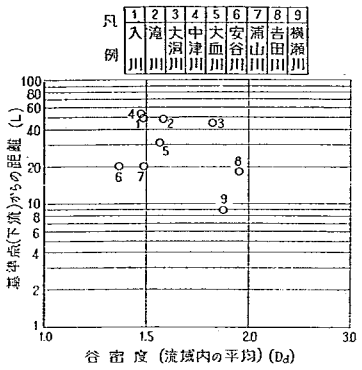


図-26　基準点からの距離と谷密度の関係

点は相当ばらついており，相関係数は，−0.53 となった。この値は危険率5％の臨界値 0.68 よりも小さいので，この両者の間に相関があると主張するわけには行かない。

もちろん特定の1流域内においては侵食 stage の進むにしたがって谷密度が増加してゆくことは明らかであるが，その発達速度は Horton の説明や，中屋[25]や田中[26]の研究に示されているように，それぞれの流域の降雨，地質，土壌等の各種条件によって異なるのであるから，谷密度と流域の位置の関係には余り良い相関が見られないのであろう。

（4）流域の傾斜と谷密度の関係

谷津が秩父山地の起伏量と谷密度の計測結果から理論的に求めた傾斜（D）と谷密度（D_d）の関係は

$$D=C\,D_d\,e^{-mD_d} \quad \cdots\cdots(24)$$

但し，C，m は常数

であって，[24]この傾斜は(24)式を誘導した経過から考えれば，流域平均傾斜を示している。

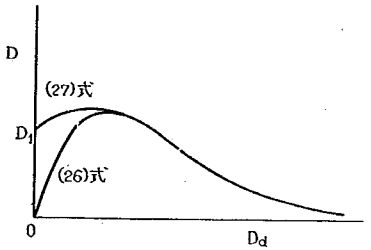


図-27

(24)式は，$D_d=0$ のときに $D=0$ となり，$D_d\to\infty$ のときにも $D=0$ であって，$D_d=\frac{1}{m}$ のときに D が極大になるのであるが，$D_d=0$ のとき，すなわち谷がまだ発生しない原地形では傾斜が水平であることになり，理論的にはこのような原地形には永遠に谷の侵食が起らないはずである。

したがって $D_d=0$ のときに原地形はある傾斜 D_1 を有し，侵食の終った準平原では $D\to 0$ になるものとして

$$D=D_1(1+D_d)e^{-\alpha D_d} \quad \cdots\cdots(27)$$

で表わすのが侵食輪ねの上から考えて適当である。

流域平均傾斜は，等高線延長法，あるいは等高線面積法によって求められるが，流域の傾斜の他の表現方法として，$2hi_3R_r$ があり，この両者の間には流域の地理的，地質的条件の相異に影響されない相関のあることが予想される。

図-28は等高線延長法による流域平均傾斜（S_g）と流域傾斜（$2hi_3R_r$）との関係を示したもので

$$S_g=k(2hi_3R_r)^{\beta} \quad \cdots\cdots(28)$$

で表わされる密接な関係が認められる。

(28)式の指数 β を最小自乗法で求めると 0.3593 となり，すべての流域を通じて一定であるとして差しつかえないようである。

いま原地形の起伏量比を R_{r1}，現在の起伏量比を R_{r3} とし，$D=S_g$ とすれば

$$D=k(2hi_3R_{r3})^{\beta} \qquad D_1=k(2hi_1R_{r1})^{\beta}$$

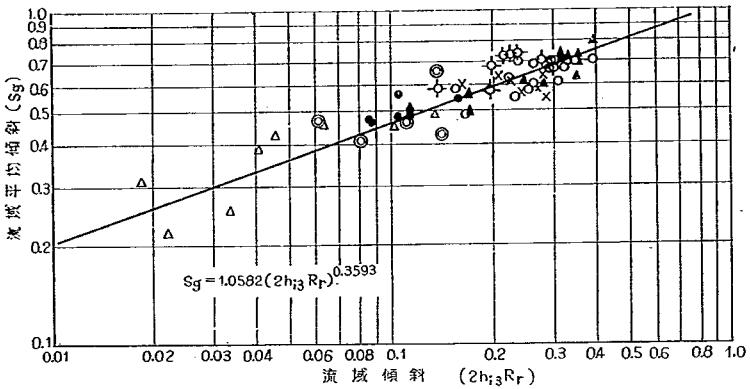
であるから(27)式は

$$(hi_3R_{r3})^{\beta}=(hi_1R_{r1})^{\beta}\,(1+D_d)e^{-\alpha D_d} \quad \cdots\cdots(29)$$

となる。図-29は $2hi_3R_{r3}$ と D_d との関係を流域ごとにプロットしたものである。点のちらばりは著るしいが，大体において流域ごとに(29)式の関係が認められる。

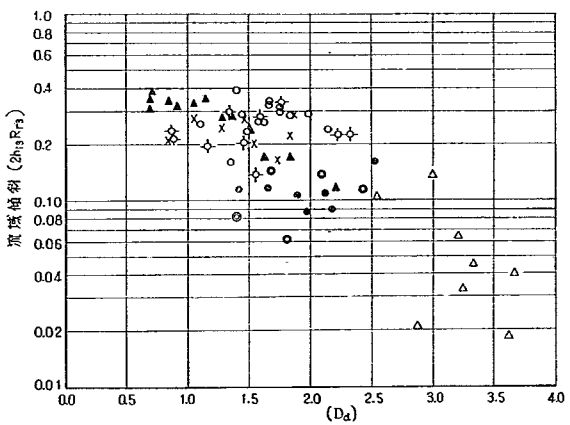
また図-30には，R_{r3} と D_d の関係を示したが，これは $2hi_3R_{r3}$ と D_d の関係と全く類似している。R_{r3} も流域の全体的な傾斜を表わす地形要素であるから，D_d に対して $2hi_3R_{r3}$ と同様な関係を持っているものとして，R_r の変化を

$$R_{r3}=R_{r1}(1+D_d)^{\delta}e^{-\tau D_d} \quad \cdots\cdots(30)$$



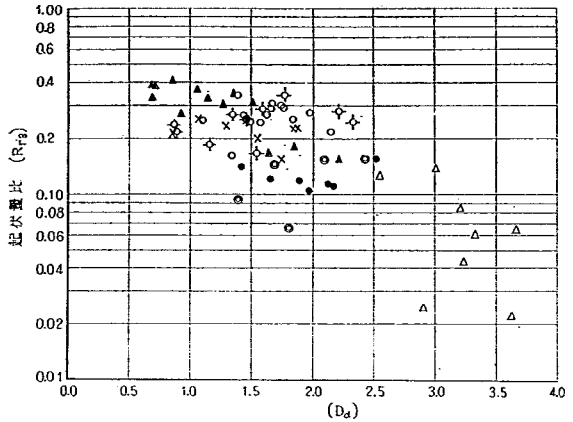
○ 入川、滝川、大洞川、大除沢
× 中津川
◇ 谷津川、安谷川、浦山川、大血川
◎ 横瀬川
● 吉田川
△ 秩父盆地
▲ 釜無川

図-28 流域平均傾斜と流域傾斜



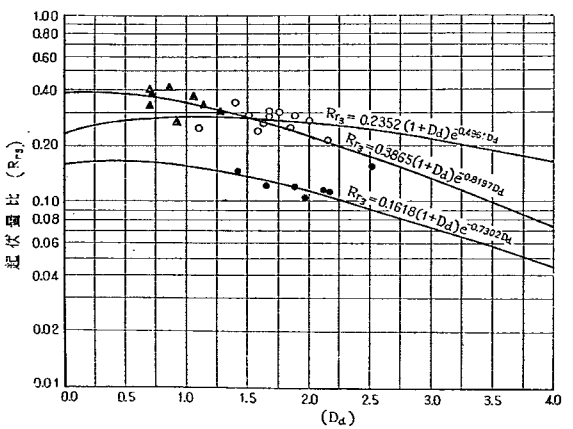
○ 入川、滝川、大洞川、大除沢
× 中津川
◇ 谷津川、安谷川、浦山川、大血川
◎ 横瀬川
● 吉田川
△ 秩父盆地
▲ 釜無川

図-29 流域傾斜と谷密度



○ 入川、滝川、大洞川、大除沢
× 中津川
◇ 谷津川、安谷川、浦山川、大血川
⊖ 横瀬川
● 吉田川
△ 秩父盆地
▲ 釜無川

図-30 起伏量比と谷密度



○ ジュラ系（入川滝川大洞川大除沢）
● 秩父系（吉田川）
▲ 花崗岩（釜無川）

図-31 起伏量比と谷密度の関係

で表わすことができる。図-31は㈣式を $\delta=1.0$ と仮定し，ジュラ系（荒川水源），秩父系（吉田川），花崗岩（釜無川）のそれぞれの R_{r3} と D_d の関係を図示したもので，明らかに㈣式の関係が認められる。そして1輪ねの間を通じて流域の形は変化しないと仮定し，原地形と現在のそれぞれの流域全標高差を，H_1，H_3 とすれば

$$R_{r1}=\frac{H_1}{L}\qquad R_{r3}=\frac{H_3}{L}$$

であるから，

$$H_3=H_1(1+D_d)^{\delta}\,e^{-\gamma D_d}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(\text{㈤})$$

である。

（5） 流域地形の発達

㈣式は

$$\frac{h_{i3}}{h_{i1}}=\frac{R_{r1}}{R_{r3}}(1+D_d)^{1/\beta}\,e^{-(\alpha/\beta)D_d}$$

㈤式は

$$\frac{R_{r1}}{R_{r3}}=(1+D_d)^{-\delta}\,e^{\gamma D_d}$$

であるから，この両式から

$$\frac{h_{i3}}{h_{i1}}=(1+D_d)^{(1/\beta)-\delta}\,e^{[\gamma-(\alpha/\beta)]D_d}\quad\cdots\cdots\cdots(\text{㈥})$$

が得られる。この㈥式は山体体積の dimensionless な表示である hypsometric integral と谷密度との間の単なる関係を示すものではない。

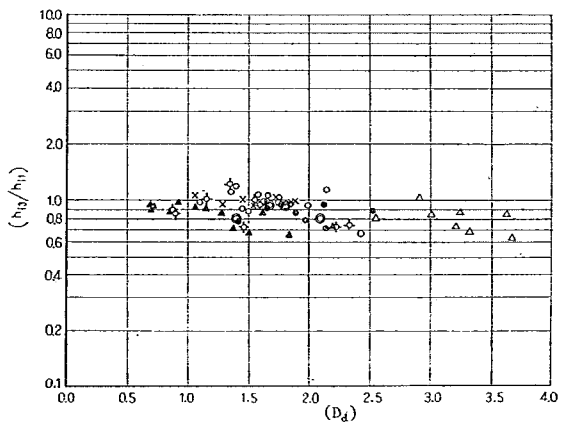
Horton や三野が述べているように，谷は時間の経過に従って単調に増加するのであるから，その発達程度を表わす谷密度と時間との間には，流域の地理的，あるいは地質的条件によって定められる関数関係が存在するはずである。したがって㈥式は谷密度を時間のパラメーターとして，間接的に流域地形の発達過程を示していることになる。

図-32は，荒川流域と釜無川流域の h_{i3}/h_{i1} と D_d の関係をプロットしたもので，全体的には $D_d=0$ のときに，$h_{i3}/h_{i1}=1.0$ に向っており，流域ごとにそれぞれ㈥式の関係のあることが認められる。

㈥式の α は，㈣式に示されるように谷の発達による流域平均傾斜の減少状況を表わす係数である。平均傾斜は谷の発達に伴い，主として流域全般の河床低下によって増加するが，また谷壁斜面の緩傾斜化，すなわち谷の容積増大によって減少する。したがって α は間接的に谷密度の増加による谷の容積増大の割合を示しており，流域の地質条件によって異る係数であることがわかる。

β は，㈥式に示されるように，流域平均傾斜と $2h_{i3}$ R_{r3} を結びつける係数であって，地質，地形条件にはほとんど無関係に一定である。

γ は，㈥式あるいは㈤式に示されるように，谷の発達に伴う起伏量比，あるいは全標高差の減少状況を表わす係数で，主に谷の侵食，および風化作用によって山頂部が低下する割合を示し，δ は主として流域下流端の河床低下による起伏量比，あるいは全標高差の増加割合を示している。γ も δ も流域の地理的，地質的条件によって



○ 入川，滝川，大洞川，大除沢
× 中津川
◇ 谷津川，安谷川，清山川，大血川
⊖ 横瀬川
● 吉田川
△ 秩父盆地
▲ 釜無川

図-32 h_{i3}/h_{i1} と谷密度の関係

異なる値であるが，特に δ は基岩の性質のみでなく，流域外の条件，たとえば本川の河床変化や山地全体の地盤変動等も関係すると思われるので，非常に複雑な係数である。

以上のように㈣式の各係数は流域の条件によって相異するのであるが，

$$\frac{1}{\beta}-\delta=b$$

$$\gamma-\frac{\alpha}{\beta}=-a$$

とすれば，㈣式は

$$h_{i3}=h_{i1}(1+D_d)^b\, e^{-aD_d} \quad \cdots\cdots\cdots\

この分類は Heim の分類と同様な考え方に基づくもので，まず山くずれと地すべりとに2大別し，前者を純粋の山くずれと，山すべりとに分け，さらにその各々の変動するものが地山であるか，岩屑層であるかに従って分けている。

これらの分類は現象に従った分類であるが，実用上は山くずれを発生させた誘因によって分類するのが便利である。

山くずれと地すべりの区別は明らかでない。中村慶三郎[4]は山くずれと地すべりを別個の現象として取り扱うことには多少の疑義があると思われるがと前置きして，

山くずれ　山地の基盤あるいは岩屑層の一部が突発的に急激に崩落する現象

地すべり　山腹にある岩屑層の一部が継続的に徐々に低所に向って移動する現象

に一応区別している。

また小出博は

1) 地すべりは起る場所に地質的な特異性がある。

2) 地すべりは基盤の岩石を含めたある地塊のすべる運動が基本となっている。

3) 地すべりの運動は特殊な粘土の生成と関連しながらおこる。

としている。

一般には山くずれと地すべりを便宜的に区別して取り扱うのが常識であるが，地すべりは地質，地形との関連が非常に強く，大規模な山くずれの崩壊土砂が徐々に移動して地すべり現象を呈している場合が多いので，ここでは地すべりを山くずれの一種であると定めることにする。

したがって山くずれを，純粋の山くずれと，地すべりとに分け，純粋の山くずれを，谷の侵食がその主要な原因となっているか否かという区別によって2大別し，これをさらに細分することにする。このような分類は小出が試みているが，それを若干あらためて，谷の侵食による山くずれとして，1)縦侵食型，2)横侵食型，谷によらない山くずれとして，1)豪雨型，2)地下水型，3)地震型，とするのである。この分類のうち，渓流の作用によらない山くずれに対する小出の考え方を述べると，

1) 豪雨型山くずれ

豪雨によっておこる山くずれは普通形が小さく，したがって面積が小さい。また山くずれの深さも浅いのが一般であるとし，昭和28年8月に木津川流域におこった山くずれに関する近畿地区各大学連合水害科学調査団の報告を引用し，山くずれはいずれも風化した表土あるいはその下にある半風化状の岩石片が，豪雨によって一時に水で洗い流されたためにおこるもので，破砕帯などのような特別な地質条件のところにおこるものではないと説明している。

またこのような豪雨によっておこる山くずれの機構について，中村慶三郎[4]は異常な継続的豪雨によって急激に増加した地下水流あるいは地下はん透のため水圧を生ずることが直接原因であろうと推定している。

2) 地下水型山くずれ

地下水の異常な変化が原因となっておこる山くずれであるが，前述の豪雨型山くずれとの区別は必ずしも判然としない。地震型山くずれにも地下水の存在が大きな役割をもったと思われるものが少なくないが，地下水型山くずれは主として地下水が誘因とみられる場合の山くずれである。そしてこの型の山くずれが最もおこりやすいのは若い第三紀層や洪積層である。火山灰その他粘土質の厚い地表層の発達したところに起りやすいが花崗岩山地にも発生しており，山くずれの起る前から存在していた地下水が降雨によって著るしく流量を増し，これが原因となって山くずれを起すものである。

3) 地震型山くずれ

地震によって起る山くずれはそのときに大きな被害を発生する外に，しばしば基盤の岩石や地層までが破壊され，それが後の豪雨でくずれ出す場合が少なくない。地震による山くずれの規模は地震の震度，継続時間，基岩の性質，地形などによって相異しているが，その大規模なものは，関東大震災の丹沢山地や箱根火山の山くずれで，近くは昭和24年の栃木県今市地震による鶏鳴山付近の山くずれがある。

縦侵食型と横侵食型は谷の侵食作用の相異によって分けたものである。谷の侵食による山くずれの発生の仕方は，幼年期，早壮年期には，谷は下刻と頭部侵食によって発達して行き，したがってこの stage に起る山くずれは主に河床が低下するために脚部の支持を失ってくずれるのである。しかし早壮年期以後の谷は主として横侵食によって山地を侵食して行くものである。したがってこのstage に発生する山くずれは横侵食のために山脚が洗われ山腹が不安定となってくずれる，いわゆる岸欠壊が多くなる。

谷の侵食によって起ったことが明らかな山くずれについても，さらに細かく縦侵食によるか，横侵食によるかを区別することが困難な場合も少なくない。しかしこれは山くずれのようにいろいろな原因の組み合わせによって起る現象については，常につきまとうものであり，他の分類を行なっても同様なことがおこるものである。

砂石の生産地は，山くずれ，地すべりのほか，前述のように荒廃渓流，火山性荒廃地，煙害地，はげ地があるが，「荒廃渓流」の滞積砂石は上流山地の山くずれ，地すべりによって生産されたものであり，「火山性荒廃地」は主に山くずれと地すべり，あるいは地すべり性崩壊に

よって侵食が行なわれるものである。「煙害地」は山くずれと表面侵食により，また「はげ地」は主として表面侵食によって砂石を生産しているのである。これらのうち最後の2者は人為によって発生したものであり，その分布から言っても特殊な荒廃地であるから，これらを除けば山くずれは山地における砂石生産の主要な形式であると言うことができる。

したがつて以下に述べる山くずれは，砂石生産の特殊な形である煙害地とはげ地，および地震型山くずれを除くこととして，荒廃地としての山くずれの外に，縦侵食や横侵食による山腹，渓岸の崩壊と地すべりを含め，現に崩落面を露出しているものを総称することにする。

（2） 山くずれの面積について

流域山地の荒廃程度を表現するには，流域単位面積当りの流出土砂量や，生産土砂量を用いるのが最も適切であるが，これらの測定は一般に困難である。しかし山くずれを前述のように定義すれば，煙害地，はげ地および地震型山くずれを除く流域内の砂石生産量の多少，すなわち荒廃程度は，おおむね山くずれの量によって表わすことができる。

流域内の山くずれ発生状況を表わすには，1)崩壊個所数，2)崩壊面積，3)崩壊土量の3つがある。

1個の崩壊地の面積や土量は，そこの地形，地質によって著るしく異るものであり，また樹枝状その他複雑な形をしている崩壊地については調査者によって数え方が相異することが多いから，崩壊個所数は流域の崩壊地発生状況を示す基準としては余り適当でない。

山地が長年にわたる侵食の結果現在の地形を呈するに至ったと考ええるとき，崩壊土量とは何時を基準として測定すべきであるかは難かしい問題である。すなわち平常時の流域における崩壊地調査においては，崩壊土量の測定は非常に困難であり，また大きな誤差を生じやすいから，この崩壊土量をもって流域ごとの荒廃程度を判断することは危険である。

また豪雨によって多数の山くずれが発生した場合，その崩壊土量は豪雨前後の山腹斜面の形を比較することによってはじめて知ることが出来るものである。しかし一般に山腹斜面の形は，個々の崩壊地を対象とする程には明らかにされていないので，崩壊地周辺の地形から推定して崩壊土量を算出するのが普通である。平滑な山腹斜面に新らしく崩壊地が発生した場合には，この方法でも大きなな誤りは生じないが，地形が複雑な場合や，旧崩壊が拡大した場合の崩壊土量の測定は大きな誤差を生じやすい。極端な場合を考えれば，大面積が崩壊している流域の崩壊個所数は無意味であり，またこのような場合の崩壊土量は，前後2回の精密な地形測量結果を比較するよりほかに適当な方法はない。

これらに比較して崩壊面積は，崩壊土量のように直接土砂生産量に結びつくものではないが，比較的正確に測定できるし，また上記のような場合にも流域内の山くずれ発生状況を表現するのに適当である。また地質条件によって遅速はあるが，崩壊地は自然復旧することが多く，流域の荒廃状況の経年変化を表現するにも崩壊面積を用いるのが適当である。

（3） 山くずれの発生に関係する地形要素

流域内における山くずれの発生状況を規定するものは，侵食力と抵抗力である。侵食力としては雨量と流域平均傾斜が主として関係するであろう。抵抗力は主として地質条件によって定められるのであるが，この地質条件を定量的に表現することはできない。

しかし前章で導びいた hypsometric integral と谷密度の関係を表わす

$$h_{i3}=h_{i1}(1+D_d)^2\,e^{-aD_d}$$

における a は，谷の発達に伴う山体の体積減少状況を示す指数であり，D_d は流域の地質によって相異し，また同じ地質を有する流域では，侵食の進行程度を表わしている。したがって aD_d はそれぞれの流域が現在持っている侵食に対する特性を表現するものであると考えられるから，これを流域係数と呼ぶことにする。また流域の傾斜状況を表わす地形要素としては，測定が比較的簡単な $2h_{i3}R_r$ を用いることにする。

さらに大きく河川流域相互間の侵食状況や山くずれの発生状況の相異を規定するものは，以上のほかに流域全体の林相，風化土層の厚さ，輪ねの進行中における地盤運動の有無およびその程度，あるいは流水以外の外力などがあるので，河川相互間の山くずれの発生状況は，aD_d と $2h_{i3}R_r$ の2つの地形要素のみでは十分に表わすことはできない。

これと同様にまた侵食力の重要な因子である降雨量によって山くずれの発生は大きく左右されるのであるから，これを除外して山くずれの絶対量を取り扱うことはできない。しかしこれら各種の因子が大体同様に作用していると考えられる河川流域内の各渓流の山くずれ発生状況は，流域係数 aD_d と，流域傾斜 $2h_{i3}R_r$ によって推定することができる。

〔2〕 山くずれの調査

流域内における崩壊地の分布状況は砂防計画を樹立する際に最も重要な基礎資料なので，最近各地においてその調査が実施され，多数の報告書が発表されている。この研究では秩父山地[29]と，釜無川支川，大武川，小武川[39]の調査資料を使用したのであるが，秩父山地の崩壊地調査は埼玉県土木部河川課が昭和26年に開始し，流域の区分にしたがって年平均 130km² 宛調査を行ない，昭和36年3月に完了した。

全山地の調査を終るのに10年の歳月を要しているので，その期間中降雨量の相異や，崩壊地の自然復旧等が

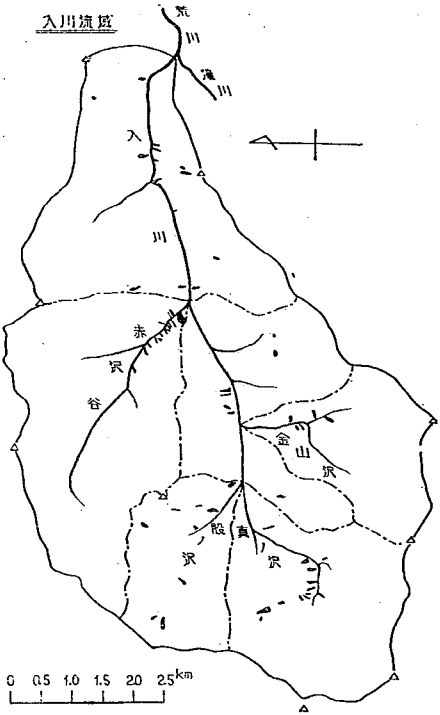


図-34 (1) 崩壊地分布図

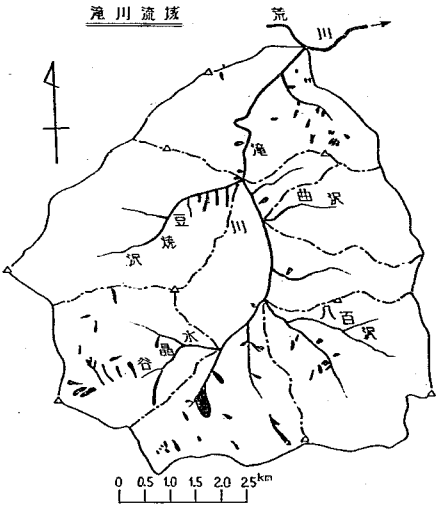


図-34 (2) 崩壊地分布図

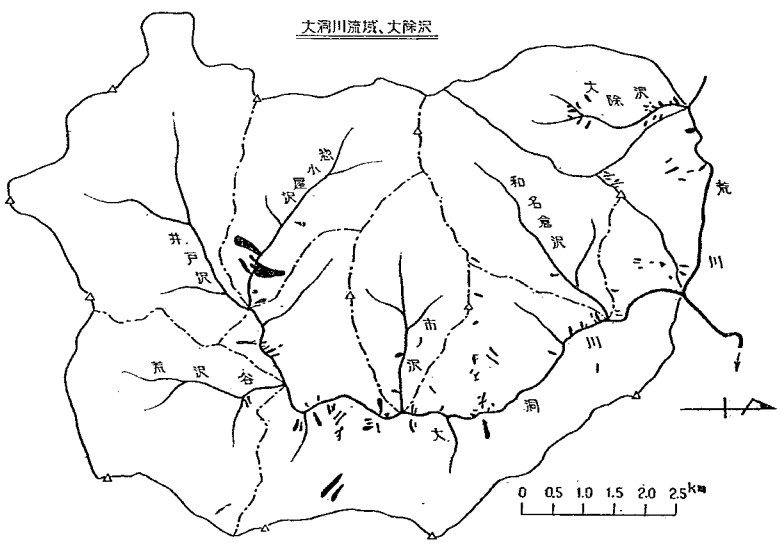


図-34 (3) 崩壊地分布図

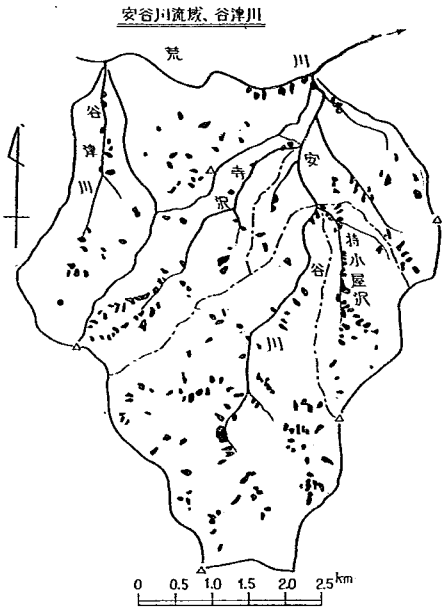


図-34 (4)

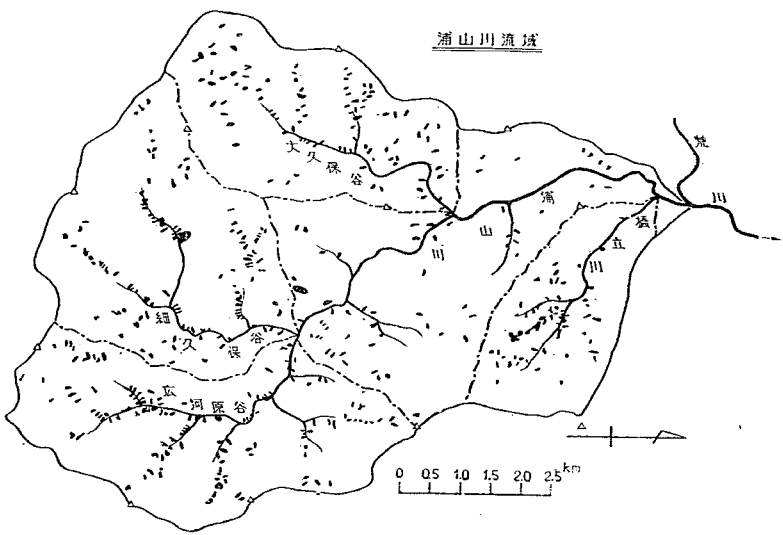


図-34 (5)

図-34 崩壊地分布図

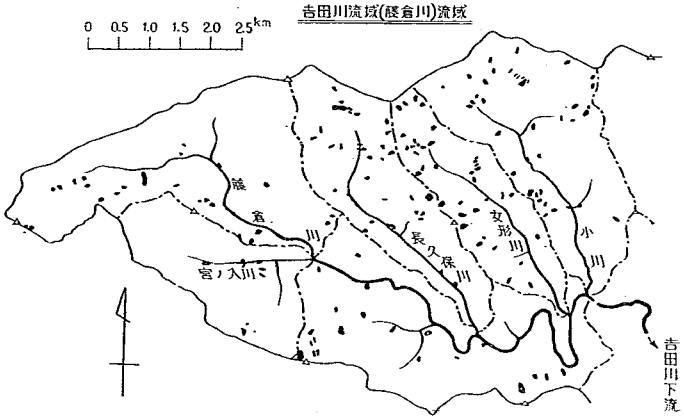


図-34 (6)

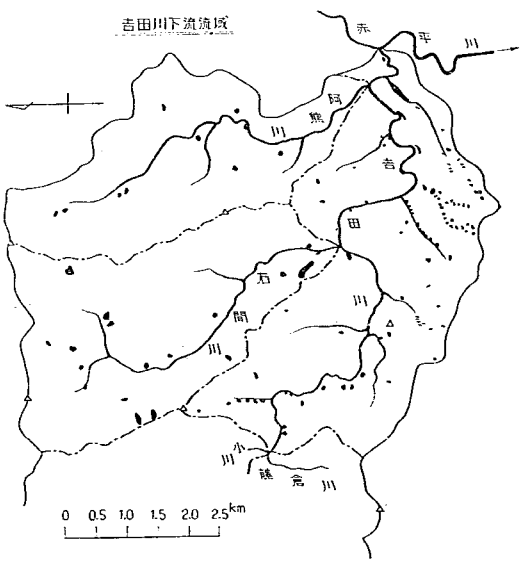


図-34 (7)

図-34 崩壊地分布図

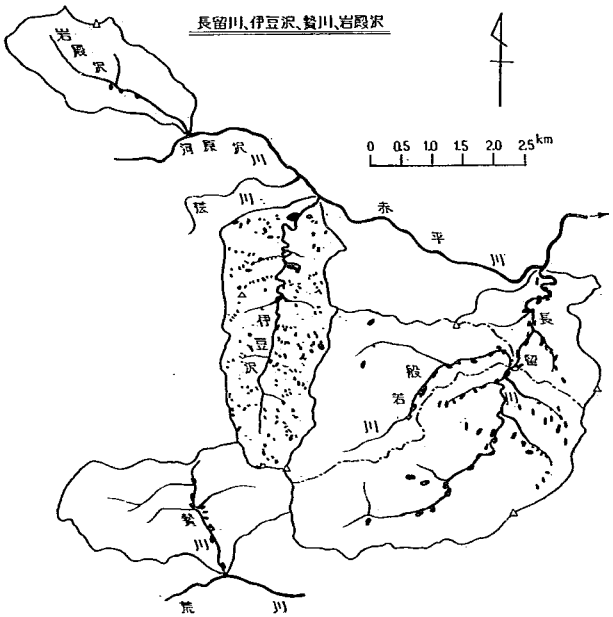


図-34 (8)

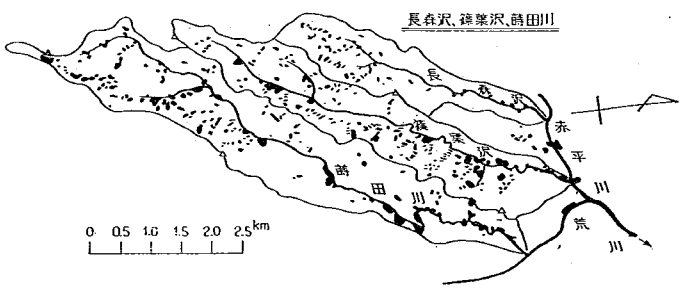


図-34 (9)

図-34 崩壊地分布図

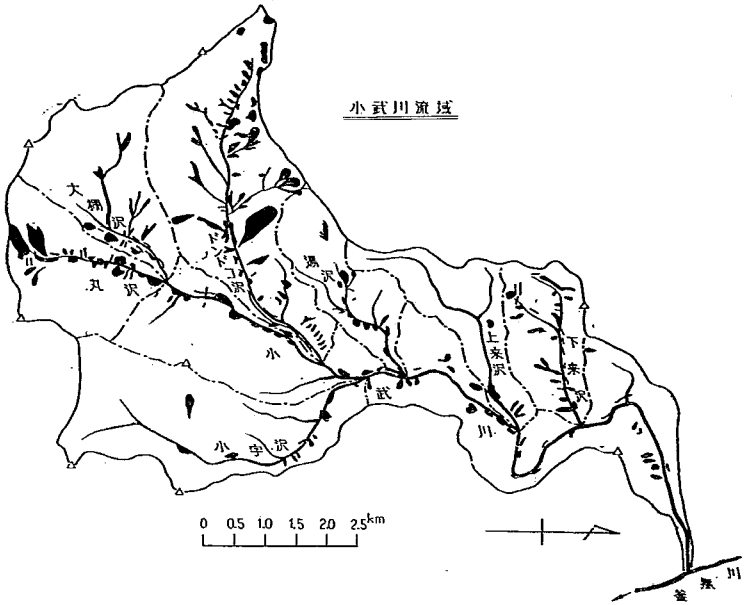


図-34 (10)

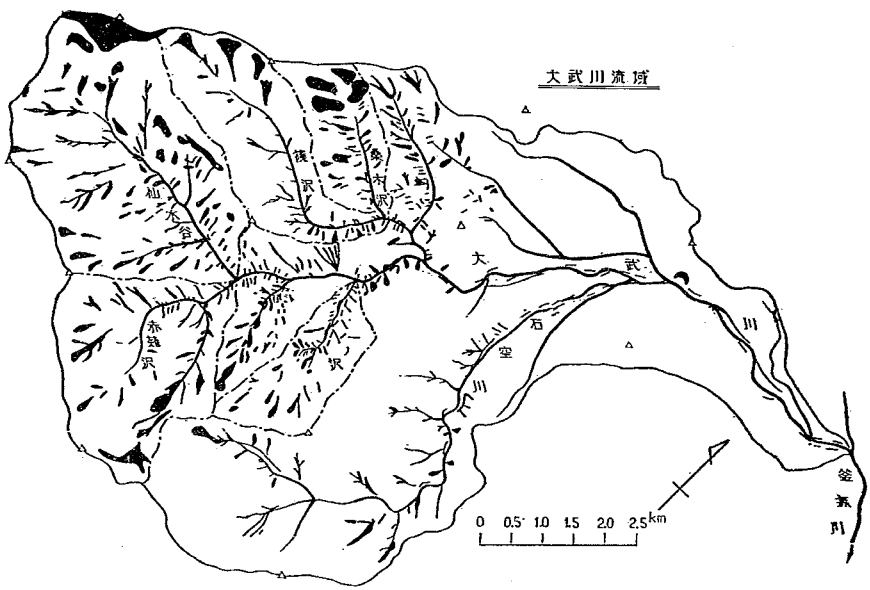


図-34 (11)

図-34 崩壊地分布図

表-4　崩壊地総括表

幹川名	河川名	番号	渓流名	区間	流域面積	流域別崩壊地			流域 1km² 当り			崩壊1個所当り		平均崩壊深	調査年度
						個所数	面積	土量	個所数	面積	土量	面積	土量		
					km²		m²	m³		m²	m³	m²	m³	m	
荒川	入川				47.0	60	80,803	178,797	1.28	1,719.2	3,804.2	1,346.7	2,980.0	2.21	28
		1	真の沢	股の沢合流点まで	7.7	12	8,565	22,281	1.56	1,112.3	2,893.6	713.8	1,856.8	2.60	28
		2	股の沢		4.4	8	6,810	8,979	1.82	1,547.7	2,040.7	851.2	1,122.4	1.32	28
		3	金山沢		5.0	5	9,939	49,275	1.00	1,987.8	9,855.0	1,987.8	9,855.0	4.96	28
		4	赤沢谷		11.0	15	27,603	60,010	1.36	2,509.4	5,455.4	1,840.2	4,000.7	2.17	28
			その他		18.9	20	27,886	38,252	1.06	1,475.4	2,023.9	1,394.3	1,912.6	1.37	28
	流川				47.5	66	92,445	348,273	1.39	1,946.2	7,332.0	1,400.7	5,276.8	3.77	28
		5	水晶谷	ブドウ沢合流点まで	6.4	14	38,162	84,446	2.19	5,962.8	13,194.6	2,725.8	6,031.8	2.21	28
		6	八百谷		7.7	10	2,840	4,067	1.30	368.8	528.2	284.0	406.7	1.43	28
		7	曲沢		3.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	28
		8	豆焼沢		9.3	4	1,592	2,694	0.43	171.2	289.7	398.0	673.5	1.69	28
			その他		20.3	38	49,851	257,066	1.87	2,455.7	12,663.3	1,311.9	6,764.8	5.16	28
	大除沢														
		9	大除沢		5.0	18	38,583	138,795	3.60	7,716.6	27,759.0	2,143.5	7,710.8	3.60	28
	大洞川				61.0	78	117,484	571,356	1.28	1,926.0	9,366.5	1,506.2	7,325.1	4.86	28
		10	井戸沢	惣小屋沢合流点まで	12.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	28
		11	惣小屋沢		7.3	6	30,809	308,362	0.82	4,220.4	42,241.4	5,134.8	51,393.7	10.01	28
		12	荒沢谷		8.3	2	1,202	2,310	0.24	144.8	278.3	601.0	1,155.0	1.92	28
		13	市の沢		5.0	2	543	374	0.40	108.6	74.8	271.5	187.0	0.69	28
		14	和名倉沢		6.6	3	4,286	12,381	0.45	649.4	1,875.9	1,428.7	4,127.0	2.89	28
			その他		21.0	65	80,644	247,929	3.09	3,840.2	11,806.1	1,240.7	3,814.2	3.07	28
	谷津川														
		25	谷津川		3.4	20	8,965	154,350	5.88	2,636.8	45,397.0	448.2	7,717.5	1.72	32

幹川名	河川名	番号	渓流名	区間	流域面積	流域別崩壊地			流域 1km² 当り			崩壊1個所当り		平均崩壊深	調査年度
						個所数	面積	土量	個所数	面積	土量	面積	土量		
					km²		m²	m³		m²	m³	m²	m³	m	
	安谷川				19.4	215	148,205	265,211	11.08	7,639.4	13,670.6	689.3	1,233.5	1.79	32
		26	本川上流	持小屋沢合流点まで	9.4	101	84,740	158,438	10.74	9,014.8	16,855.0	839.0	1,568.7	1.87	32
		27	寺沢		3.7	45	25,005	44,123	12.16	6,758.1	11,925.1	555.7	980.5	1.76	32
		28	持小屋沢		2.5	43	20,400	32,800	17.20	8,160.0	13,120.0	474.4	762.8	1.61	32
			その他		3.8	26	13,060	29,850	6.84	3,436.8	7,855.2	502.3	1,148.1	2.29	32
					60.0	481	227,057	417,977	8.02	3,784.2	6,966.2	472.0	869.0	1.84	32
		29	広河原谷		13.8	145	34,408	60,307	10.51	2,493.3	4,370.1	237.3	415.9	1.75	32
		30	細久保谷		13.3	120	46,811	88,136	9.02	3,519.6	6,626.8	390.1	734.5	1.88	32
		31	大久保谷		10.8	99	74,745	139,499	9.17	6,920.8	12,916.5	755.0	1,409.1	1.87	32
		32	橋立川		6.8	63	35,555	74,755	9.26	5,228.6	10,993.0	564.4	1,186.6	2.10	32
			その他		15.3	53	35,538	55,280	3.46	2,322.7	3,613.1	670.5	1,043.0	1.56	32
	吉田川				79.8	286	387,590	646,735	3.58	4,857.0	8,104.6	1,355.2	2,261.3	1.67	27
		38	藤倉川	宮の入川合流点まで	8.7	21	15,150	20,250	2.41	1,741.3	2,327.5	721.4	964.3	1.34	27
		39	宮の入川		4.3	7	14,280	28,000	1.60	3,321.0	6,542.0	2,040.0	4,000.0	1.96	27
		40	長久保川		5.6	33	39,530	52,480	5.89	7,059.0	9,371.0	1,197.9	1,590.3	1.33	27
		41	女形川		4.3	38	100,330	238,175	8.84	23,333.2	55,389.0	2,640.3	6,267.3	2.37	27
		42	小川		7.5	39	53,020	65,830	5.20	7,069.0	8,777.0	1,359.5	1,687.9	1.24	27
		43	石岡川		12.8	17	30,500	45,550	1.33	2,383.0	3,559.0	1,794.1	2,679.4	1.49	27
		44	阿熊川		10.5	12	5,450	11,750	1.14	519.0	1,119.0	454.2	979.2	2.16	27
			その他		26.1	119	129,330	184,700	4.56	4,955.1	7,076.6	1,086.8	1,552.1	1.43	27
	荒川														
		45	賀川		5.3	11	7,930	8,115	2.08	1,496.0	1,531.0	720.9	737.7	1.02	26
		46	薄田川		8.9	173	106,577	205,902	19.44	11,974.0	23,135.0	615.9	1,190.2	1.93	34

幹川名	河川名	番号	渓流名	区間	流域面積	流域別崩壊地 個所数	流域別崩壊地 面積	流域別崩壊地 土量	流域1km²当り 個所数	流域1km²当り 面積	流域1km²当り 土量	崩壊1個所当り 面積	崩壊1個所当り 土量	平均崩壊深	調査年度
					km²		m²	m³		m²	m³	m²	m³	m	
	河原沢川	47	岩殿沢		3.3	3	1,800	1,650	0.91	545.5	500.0	600.0	550.0	0.92	26
	赤平川	48	伊豆沢		6.2	213	67,009	106,998	34.35	10,807.9	17,257.0	314.6	502.3	1.60	34
		49	長森沢		3.2	59	12,670	16,870	18.44	3,959.4	5,271.9	214.7	285.9	1.33	34
		50	篠薬沢		5.4	181	56,805	99,083	33.52	10,519.4	18,348.7	313.8	547.4	1.14	34
	長留川				16.9	86	85,730	58,210	5.09	5,073.0	3,444.0	996.9	676.9	0.68	26
		51	本川上流	般若川合流点まで	8.8	51	37,150	18,860	5.80	4,222.0	2,143.0	728.4	369.8	0.51	26
		52	般若川		5.2	16	20,630	16,900	3.08	3,967.0	3,250.0	1,289.4	1,056.3	0.82	26
			その他		2.9	19	27,950	22,450	6.55	9,637.9	7,741.3	1,471.1	1,181.6	0.80	26
釜無川	小武川				44.6	393	376,471	3,057,104	8.81	8,441.0	68,544.9	957.9	7,778.8	8.12	34
		53	丸沢		4.0	58	155,862	1,266,335	14.50	38,965.5	316,583.8	2,687.3	21,833.4	8.12	34
		54	大棚沢		4.6	27	23,733	153,172	5.87	5,159.3	33,298.3	879.0	5,673.0	6.45	34
		55	ドンドコ沢		8.8	103	92,324	971,284	11.70	10,491.3	110,373.2	896.3	9,429.9	10.52	34
		56	小字沢		7.0	13	21,374	123,815	1.86	3,053.4	17,687.9	1,644.2	9,524.2	5.79	34
		57	湯沢		2.8	21	16,878	37,848	7.50	6,027.8	13,517.1	803.7	1,802.3	2.24	34
		58	上来沢												
		59	下来沢		2.9	100	17,540	64,408	34.48	6,048.2	22,209.6	1,754.0	6,440.8	3.67	34
			その他		14.5	71	48,760	440,242	4.90	3,362.8	30,361.5	686.8	6,200.5	9.03	34
	大武川				71.2	418	2,249,517	6,889,770	5.87	31,594.3	96,766.4	5,381.6	16,482.7	3.06	34
		60	赤薙沢		7.1	55	269,960	1,163,960	7.75	38,022.5	16,393.8	4,908.3	21,162.9	4.31	34
		61	仙水谷		11.9	90	951,600	1,608.780	7.56	79,966.3	135,191.6	10,573.3	17,875.3	1.69	34
		62	一の沢		3.0	51	124,840	558,020	17.00	41,613.3	186,006.7	2,447.8	10,941.5	4.47	34
		63	篠沢		5.7	54	284,010	610,420	9.47	49,826.3	107,091.2	5,259.4	113,040.7	2.15	34
		64	桑木沢		2.8	35	337,130	810,430	12.50	12,040.3	289,439.3	9,632.2	23,155.1	2.40	34
		65	石空沢												
			その他		40.7	133	281,977	2,138,160	3.27	6,928.1	52,534.6	2,120.1	16,076.3	7.58	34

（注）58，上来沢，65，石空沢の崩壊地は不明なので，それぞれの河川のその他の流域中に含めた。

表-5 崩壊面積と地形要素

地域名	番号	渓流名	C_a	$2h_{i3}R_{r3}$	D_d	h_{i3}/h_{i1}	aD_d
入川・滝川・大洞川・大除沢	1	真の沢	1,112	0.2893	1.442	0.919	1.870
	2	股の沢	1,548	0.2333	1.489	0.881	1.951
	3	金山沢	1,988	0.3259	1.660	1.014	1.947
	4	赤沢谷	2,509	0.1660	1.345	1.105	1.606
	5	水晶谷	5,963	0.2571	1.102	0.993	1.492
	6	八百谷	369	0.2836	1.838	0.960	2.125
	7	曲沢	0	0.3135	1.750	1.041	1.980
	8	豆焼沢	171	0.2652	1.624	1.009	1.920
	9	大除沢	7,717	0.3909	1.390	1.210	1.552
	10	井戸沢	0	0.2372	2.148	1.168	2.139
	11	惣小屋沢	4,220	0.2634	1.575	1.068	1.828
	12	荒沢谷	145	0.2904	1.982	0.945	2.248
	13	市の沢	109	0.3026	1.740	1.004	2.012
	14	和名倉沢	649	0.3400	1.667	1.071	0.892
浦山川・谷津川・安谷川	25	谷津川	2,637	0.2229	2.221	0.727	2.660
	26	安谷川本川上流	9,015	0.2359	0.872	0.892	1.372
	27	寺沢	6,758	0.2023	1.459	0.721	2.133
	28	持小屋沢	8,160	0.3315	1.771	0.989	2.050
	29	広河原谷	2,493	0.1377	1.547	1.007	1.867
	30	細久保谷	3,520	0.1980	1.158	1.026	1.516
	31	大久保谷	6,921	0.2169	0.894	0.868	1.420
	32	橋立川	5,229	0.2232	2.324	0.750	2.690
吉田川	38	藤倉川	1,741	0.1069	2.119	0.973	2.300
	39	宮の入川	3,321	0.1596	2.512	0.888	2.632
	40	長久保川	7,059	0.1148	1.650	0.918	2.034
	41	女形川	23,333	0.1140	1.415	0.799	1.989
	42	小川	7,069	0.1064	1.878	0.852	2.273
	43	石間川	2,383	0.0861	1.969	0.784	2.420
	44	阿熊川	519	0.0887	2.167	0.706	2.680
秩父盆地	45	贄川	1,496	0.1364	3.009	0.849	2.940
	46	蒔田川	11,974	0.0221	2.904	1.058	2.809
	47	岩殿沢	546	0.1037	2.545	0.818	2.733
	48	伊豆沢	10,807	0.0457	3.323	0.688	3.190
	49	長森沢	3,959	0.0337	3.234	0.861	3.039
	50	篠葉沢	10,519	0.0185	3.620	0.842	3.180
	51	長留川本川上流	4,222	0.0405	3.665	0.631	3.365
	52	殿若川	3,967	0.0638	3.202	0.733	3.170
釜無川	53	丸沢	38,966	0.2894	1.363	0.714	2.058
	54	大棚沢	5,159	0.3481	1.141	0.929	1.590
	55	ドンドコ沢	10,492	0.2800	1.273	0.880	1.772
	56	小字沢	3,053	0.1694	1.829	0.661	2.489
	57	湯沢	6,028	0.2432	1.500	0.670	2.239
	58	上来沢	不明	0.1168	2.203	0.751	2.619
	59	下来沢	6,049	0.1696	1.621	0.894	2.040
	60	赤薙沢	38,023	0.3233	0.916	0.995	1.305
	61	赤仙水谷	79,966	0.3878	0.719	0.940	1.148
	62	一の沢	41,613	0.3466	0.850	0.875	1.363
	63	篠沢	49,826	0.3166	0.693	0.908	1.149
	64	桑木沢	120,403	0.3576	0.696	0.975	1.082
	65	石空沢	不明	0.3346	1.054	0.948	1.492

あって，崩壊地の分布状況には相当の変化が生じているから，調査年度の異なる流域を比較することはできない。

調査はすべて全区域を踏査し，個々の崩壊地について実測を行なうものとし，特に危険で接近できないものについてのみ目測を行なった。現地においては崩壊地の位置および大体の形を5万分の1地形図に記入し，その幅，長さ，傾斜角，崩壊深等を実測し，これから崩壊面積と全崩壊土量，および全崩壊土量のうちの流出土量等を算出し，またその崩壊地の拡大見込量を推定した。そして崩壊の発生原因を調査すると共に，その崩壊地の発生位置，形状，地質，岩種ならびに崩壊地周辺の山腹形態，斜面方向，林相等を記録したのであるが非常に困難なまた危険をともなう作業である。

釜無川流域の調査は，昭和34年8月の台風第7号による災害直後に，関東地方建設局が上記と大体同様な内容と方法によって実施したもので，この資料は豪雨による同時崩壊の例である。これらの調査報告書から，渓流ごとに崩壊地の個所数，面積，土量を集計して表-4の崩壊地総括表を作成した。

表中平均崩壊深は崩壊土量を崩壊面積で割って求めたものである。

なお，秩父山地は比較的平常時の崩壊であって人為的な原因による崩壊地が多いので，単なる調査結果の集計をそのまま用いず，報告書の原因欄において，伐採，木落し，開墾，木材搬出，道路工事，採鉱などと記載されている崩壊地を除外した。

釜無川の場合には大豪雨による崩壊であって，人為的な原因による崩壊は皆無と考えてよいから，報告書の数字をそのまま用いた。

渓流の区分は3〔2〕に述べた区分と同じにしたが，小武川支川上来沢と，大武川支川石空沢の2つは報告書と流域区分が異なるために資料として使用することができなかった。

これらの調査地域の中から昭和28年度に調査した荒川水源の入川，滝川，大洞川，大除沢，の4流域，昭和32年度に調査した谷津川，安谷川，浦山川の3流域，昭和27年度調査の吉田川流域，また調査年度は異るがデーターの数が少いので，秩父盆地内の各渓流を一括する。これに昭和34年度調査の大武川，小武川流域を加えた計5地域を資料として用いることにする。

入川，滝川，大洞川，大除沢の地域は表-3に見るように大部分がジュラ系で，これに花崗岩が1流域，秩父系が2流域含まれている。谷津川，安谷川，浦山川の地域は純粋の秩父系の流域であり，吉田川も秩父系であるが，著るしく破砕されている例である。また秩父盆地内の諸渓流はすべて第三系であり，大武川，小武川地域は御坂層4流域，花崗岩7流域からなっている。

これらの各地域における崩壊地の分布は図-34，1～11に示すとおりである。

〔3〕 山くずれの発生量

（1） 山くずれの面積と流域傾斜および流域係数の関係

前節に述べた理由から，山くずれの量には流域単位面積当りの山くずれの面積 C_a(m²/km²) を用いることにし，各渓流の C_a，流域傾斜 ($2h_{i3}R_{r3}$)，谷密度 (D_d) hypsometric integral の比 (h_{i3}/h_{i1})，流域係数 (aD_d) を表-5にまとめた。

山くずれの発生には雨量が重要因子となっている。そしてこれらのデーターの調査年度は流域ごとに異なるから，調査結果全部を一括して山くずれの面積と地形要素の関係を論ずることはできない。したがってこの雨量の影響を除くためにこれらの関係を調査年度ごとに調べることにする。

図-35は各地域ごとに C_a と $2h_{i3}R_{r3}$ の関係をプロットしたものである。これらの図では点が相当広い範囲にちらばっており余り明らかな関係が見られないが，全体の傾向としては秩父盆地を除く他の地域では流域傾斜の大きい渓流の山くずれ面積が大きくなっている。

これと同様に流域係数 aD_d と流域 1km² 当りの崩壊面積 C_a との関係を各地域ごとにプロットしたものが図-36である。

これは C_a—$2h_{i3}R_{r3}$ に大体似た分布をしているが，回帰線の方向が全く逆になっている。すなわち，aD_d が増加すると山くずれの面積は減少する傾向が見られる。ただ秩父盆地はこれと反対に，aD_d が多いところに山くずれが多いことを示しており，流域傾斜との関係においても見られたように山くずれの発生状況が他の流域と全く逆になっている。

3〔2〕で明らかにしたように一般に谷密度は侵食 stage の早い時期に少く，侵食が進むにつれて多くなるのであるから，C_a—aD_d 図から見れば，秩父盆地を除くと一般に若い山地に山くずれが多く，侵食の進んだ山地には山くずれが少ないことになる。

流域傾斜は(4)式に示されるように幼年期に緩かで早壮年期，あるいは満壮年期頃に極大となり，その後次第に減少するものであるから，単に $2h_{i3}R_{r3}$ の大小をもって侵食の進行程度を表わすことはできない。これが C_a—aD_d 図にくらべて C_a—$2h_{i3}R_{r3}$ 図の点のばらつきが著るしいことにも関係がある。

（2） 山くずれの分布

山地に作用する侵食力は雨量と流域傾斜で代表されその抵抗力は山体の体積変化状況を表わす流域係数によって示される。これら3つの因子が山くずれの発生にどのような形で関連しているかは不明である。しかし図-35および図-36に見られるように，C_a—$2h_{i3}R_{r3}$ および C_a—

aD_d の関係はいずれも片対数方眼紙上でほとんど直線的であると見なすことができるので，これに multiple regression analysis を適用すれば，

$$\log C_a = C + paD_d + qh_{i3}R_{r3} \quad \cdots\cdots (6)$$

但し，C, p, q は係数

であるとすることができる。

(6)式の各係数の値を河川ごとに最小自乗法で求めると，表-6のようになった。

そしてこれらの係数と，各渓流の aD_d および $2h_{i3}R_{r3}$ を用いて，おのおのの 1km² 当りの山くずれ面積を計算し，実測値と対比すると図-37のとおりとなる。

表-6　$\log C_a = C + paD_d + qh_{i3}R_{r3}$ の各係数および相関係数

河川名	C	p	q	データー数	相関係数	相関係数の有意水準 1%	5%
入川，滝川，大洞川，大除沢	7.0833	−2.2989	0.7703	12	0.89	0.71	0.58
浦山川，安谷川，谷津川	3.4090	−0.1730	5.7281	8	0.74	0.83	0.71
吉田川	6.5182	−1.6671	16.7776	7	0.84	0.88	0.75
秩父盆地	3.3088	0.3473	−17.0102	8	0.73	0.83	0.71
大武川，小武川	5.0513	−0.7211	1.4964	11	0.87	0.73	0.60

また実測値と計算値との相関係数を求め，かつその相関係数の有意性を検定すると，入川，滝川，大洞川，大除沢の地域と大武川，小武川の地域が危険率1%の臨界値より高く，高度に有意である。そして浦山川，安谷川，谷津川の地域，吉田川流域および秩父盆地内では5%の臨界値より高く，C_a と aD_d および $2h_{i3}R_{r3}$ の相関は有意であるという結果が得られた。

また係数 p の符号は秩父盆地を除けば他は全部負であり，q の符号はこれと同様に全部正であって，秩父盆地のみがこれと全く反対になっている。

秩父盆地内各渓流のhypsometric integralは他の流域に比して著るしく低い。また谷密度は地質によって異なるから，これの多少をもって他の地質を有する流域と侵食の程度をくらべることはできないが，いずれにしても盆地内流域の谷密度は著るしく多い。これらの点から盆地内の各渓流は一般に侵食が進んでいると考えてよいであろう。そして各渓流の中下流部は広い谷底平野を作り，著るしい蛇行をしていて，ほとんどの水衝部には岸欠壊が発生しているのである。したがって盆地内においては aD_d が大きくて，流域傾斜の緩かな，すなわち侵食の進んだ流域に山くずれ面積が多いということは，結局岸欠壊が多いからであると考えることができる。

地形の定量的表現方法のうちで特に重要な谷密度と山くずれの発生状況の間には，相関がないとするもの[12]，谷密度の多いところに山くずれが多発しているとするもの[13]などがあり，また中村[4]が述べているように山くずれは早壮年ないし満壮年期に最も多い。すなわちある谷密度の範囲に多発するという意見もあり，現在のところ研究の数が少ないせいもあって，山くずれと谷密度の関係については定説がない。

しかし同様な条件を有する流域では，a の値が近似しており，このような流域間では aD_d の大きい流域は D_d が多いのであるから，ここで明らかにしたように地質条件や地形発達段階の異なる流域ごとに山くずれと地形要素の関係を比較してみれば，一般に河食による山くずれは，谷密度が少なくて，流域傾斜の急な流域ほど多く発生するが，侵食が進んで谷密度が多くなり，流域傾斜が緩くなるに従って再び増加する傾向がある。そして前者は縦侵食による山腹崩壊であり，後者は横侵食による岸欠壊であると結論することができる。

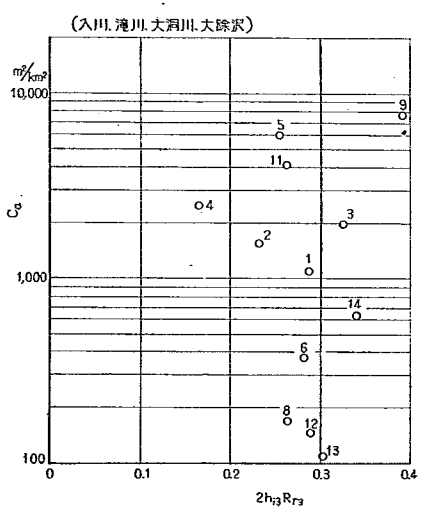


図-35　(1)　崩壊面積と流域傾斜

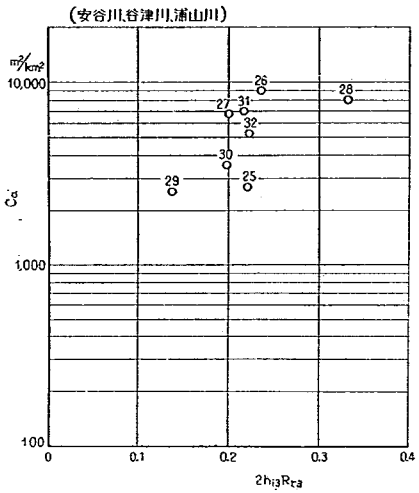


図-35 (2)

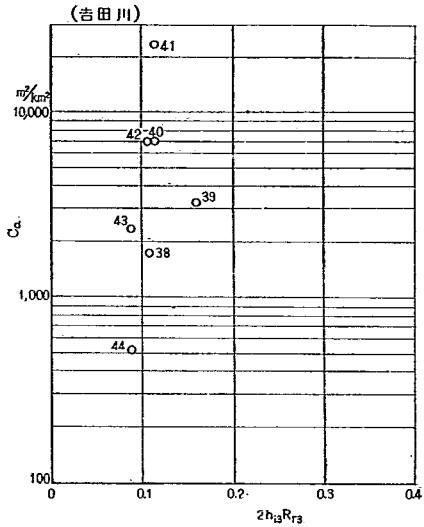


図-35 (3)

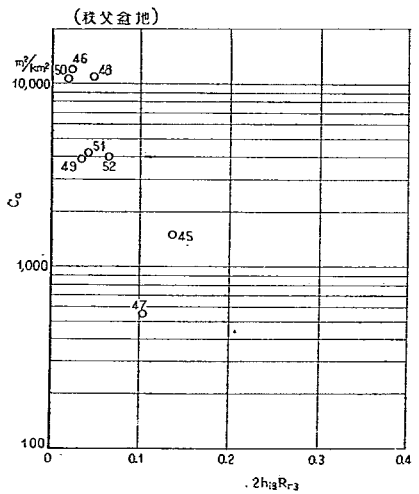


図-35 (4)

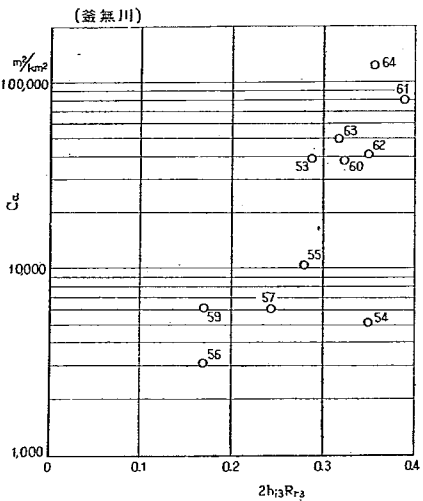


図-35 (5)

図-35 崩壊面積と流域傾斜

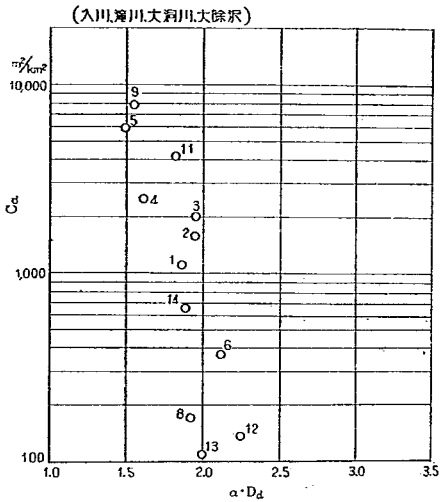


図-36 (1)

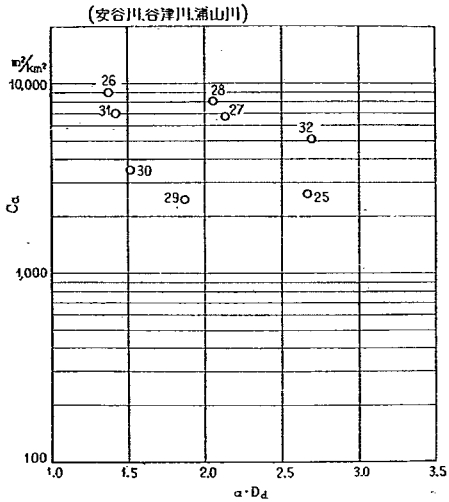


図-36 (2)

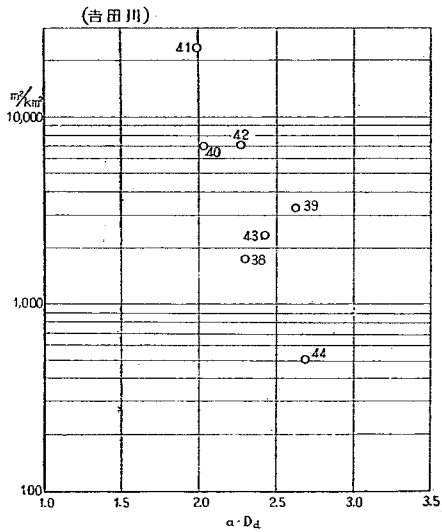


図-36 (3)

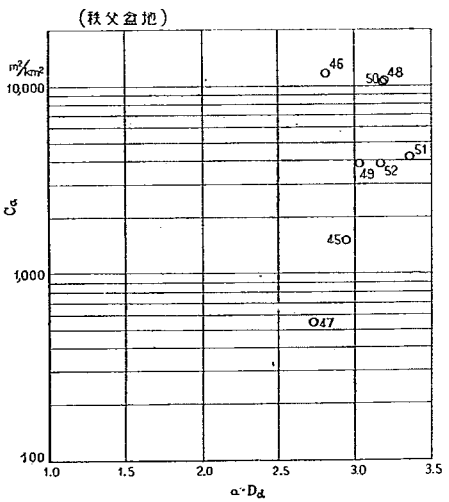


図-36 (4)

図-36 崩壊面積と流域係数

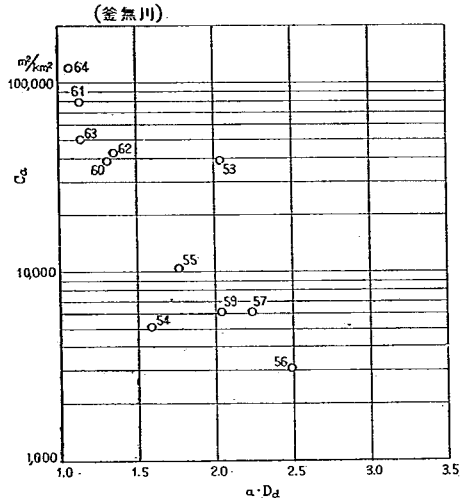


図-36 (5) 崩壊面積と流域係数

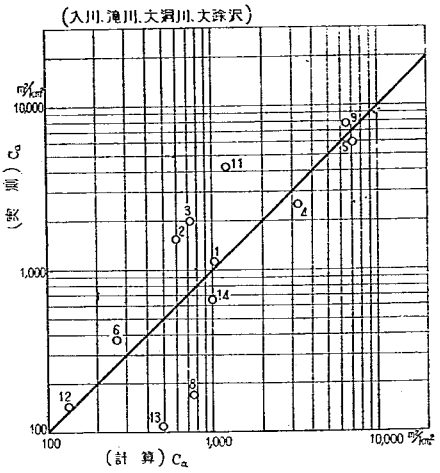


図-37 (1)

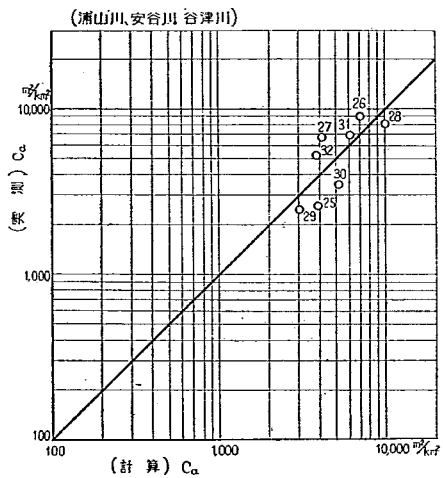


図-37 (2)

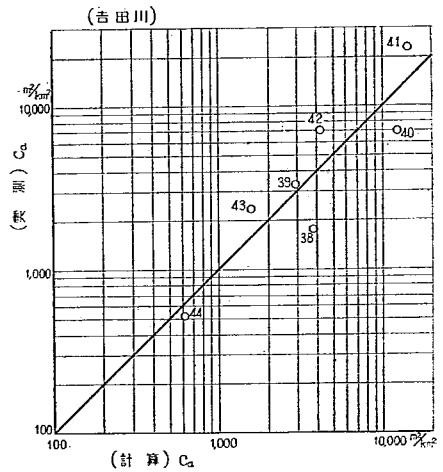


図-37 (3)

図-37 実測値と計算値の比較

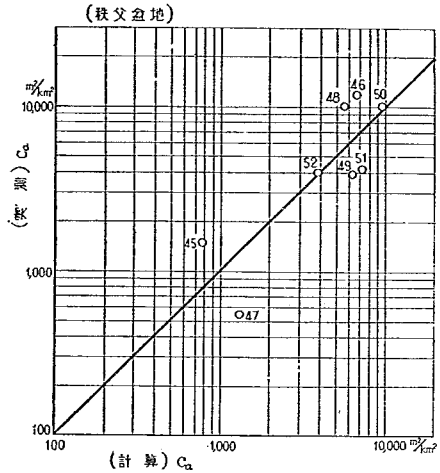


図-37 (4)

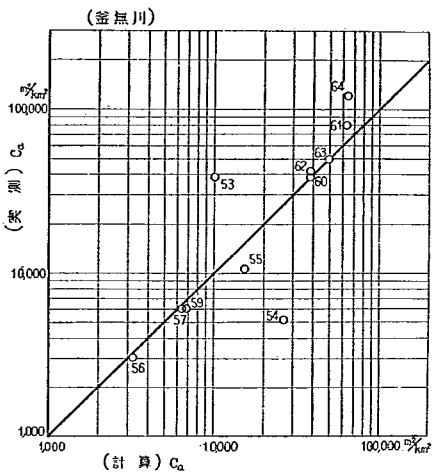


図-37 (5)

図-37 実測値と計算値の比較

以上において取り扱った各地域の中には地質の異なる渓流が含まれているにもかかわらず，山くずれと地形要素の間に従来求めることができなかった有意な相関が得られたことは，個々の地形要素のみを取り扱ったのでは問題を解決することができず，流域山地の発達という面から山くずれを研究しなければならないことを示しているものである。

5. 要　　約

以上において著者は砂防工学の基本的な課題である砂石の生産に関する考察を行なった。

砂石は山地の侵食によって生産されるものであり，山地の侵食は種々の形式で行なわれるが，それらのうちで山くずれは最も主要な侵食形式であり，またほとんどの侵食形式に関連していると考えることができる。したがって山くずれは流域山地の体積変化の具体的な現われであるとして，その発生状況を考究した。

山くずれは山地侵食の結果として起ると考える場合，この山地の侵食進行状況を知ることが必要であ。したがってこの研究では，まず地形の発達についての基礎的な考察を行なったのである。すなわち大体同様な気象，地質，地形条件を有する流域においては，侵食力の相異は流量の相異であり，これは流域面積の広狭によって定まってくるものである。したがって基岩が第三紀層や洪積層などのような比較的軟かい地層からなる侵食速度の速い地域においては，流域面積の大小が直接侵食力の大小を表わしていることになり，このような地域では流域面積の大小に応じて侵食 stage の各段階が比較的明らかに示されているはずである。

このような点から秩父盆地内にある大小の渓流の発達状況を比較した結果，流域の地質によって相異するであろうが，一般的に言えば侵食基準面以上の山地の体積は，侵食のはじめには増加し，ある時期に極大に達した後，減少して準平原になるという経過をたどり，河食は下流から上流へさかのぼるものであって，流域上流部は常に下流部より侵食が遅れていることが認められた。

以上のような地形発達過程を定量的に取り扱い，山地の侵食による山くずれ発生状況を明らかにするために，山体体積の dimensionless な表示である hypsometric integral と，その他の地形要素の関連についてしらべた。また特に hypsometric curve と流域の形の関係については，地表面に凹凸がなく，一様な傾斜をしている模型的な流域の percentage hypsometric curve を作成し，これが実際の percentage hypsometric curve によく似ていることを示した。そしてこの模型流域の hypsometric integral は，下流端から流域の面積重心までの距離の全流域長に対する比で表わされることを明らかにしたのであるが，このことは hypsometric curve およびその integral を使用する上に重要な事柄であって，この模型流域は原地形を表わしていると考えることができるから，本川全延長に対する流域下流端から面積重心までの距離を，原地形の hypsometric integral と呼ぶことにした。

次に秩父山地について，荒川の下流基準点からそれぞれの河川流域内の各支川合流点までの平均距離と，その河川流域内の各支川の hypsometric integral の平均値との関係をしらべることにより，侵食は下流から上流に進み，流域の上流部は下流部にくらべて，侵食が遅れて

いること，そして流域下流端の低下による山体体積の増加速度と，谷の発達と風化作用による体積の減少速度との関係によって相異はあるが，一般に山体の体積は侵食 stage の若い時期には増加し，次いで減少するという秩父盆地における観察が裏付けられた。

基準点からの平均距離と，各河川の谷密度の平均値との関係についても同様な検定を行なってみると，下流部の谷密度が上流部にくらべて多い傾向はみとめられるが，相関があると主張することはできなかった。このことは Horton が述べているように，気象，土壌，地質等の諸条件が異なる流域の侵食程度を，谷密度の大小から判断するのは誤りであることを示している。

しかし同じ条件を有する流域においては，谷密度は侵食作用時間のパラメーターであると考えて差しつかえないから，河食輪ねにおける侵食の進行は，谷密度の増加による hypsometric integral の変化として追求することができるものである。このような観点から，秩父山地と釜無川流域の流域平均傾斜と谷密度の関係に基づいて，谷の発達による山体体積の変化状況を表わす

$$h_{i3}=h_{i1}(1+D_d)^2 e^{-aD_d}$$

を導びいた。式中 h_{i3} は現在の，h_{i1} は原地形の hypsometric integral，D_d は谷密度，a は係数であるが，指数 aD_d はそれぞれの流域が現在持っている侵食に対する特性を示すものであるから，これを流域係数と名付けた。

山くずれの発生量は山地の侵食速度の関数である。侵食速度の速い山地には多数の山くずれが発生するであろう。そして山地の侵食速度は，外部から山地に加えられる侵食力と，山地自身が有する抵抗力の組み合せによって定まってくる。河食輪ねにおいては，侵食力は降雨量とその流出状況を定める流域の地形条件，主として流域平均傾斜が関係する。一方侵食に対する流域の特性は流域係数によって示すことができる。そして山くずれの発生状況を示すには，崩壊カ所数，崩壊面積，崩壊土量の3つがあるが，測定が正確でかつ荒廃状況を適確に表わすのは崩壊面積であるから，流域 1km² 当りの崩壊面積（C_a）と，流域傾斜（$2h_{i3}R_{r3}$），および流域係数（aD_d）との関係を秩父山地および釜無川流域についてしらべた。その結果 $\log C$ —$2h_{i3}R_{r3}$，および $\log C_a$—aD_d の関係はいずれも直線的であり，同一地域については $\log C_a$—$2h_{i3}R_{r3}$ と $\log C_a$—aD_d の回帰線の方向はどの地域においても丁度逆になった。

理論的にこれら3者を結びつけることはできないが，multiple regression analysis を適用すれば，雨量が等しいと考えた場合の山くずれの発生状況は，

$$\log C_a=C+paD_d+qh_{i3}R_{r3}$$

として表わすことができる。そして秩父山地と釜無川流域内の5地域について，この式から計算した C_a を実測値と地域ごとに比較すると，いずれも良好な相関が得られた。

そして各地域の係数と実際の流域の状況から判断すると，一般に山くずれは，若い山地においては縦侵食その他による山腹崩壊の形をとり，その面積は若くて傾斜の急な山地ほど多く，侵食が進むに従って減少する。しかしある程度侵食が進むと横侵食による岸欠壊が多発するようになり，崩壊面積は山地が老年期に近づき，傾斜が緩くなるにつれて再び増加するという結論が得られた。

山地災害の防除という大きな問題に対し，現在の流域荒廃状況から判断して，直接これに対策を講じている場合が多いが，大きく流域全体にわたる流出砂石の調節という面から砂防計画を樹立しようとする場合には，流域内の砂石の生産および流出に関する総合的な知識が必要である。このためには過去の出水における流域内各支川の砂石供給状況を参考にし，また流域各部分の特性に応じて予想される将来の砂石生産量，および生産地を明らかにしなければならない。このようにしてはじめて流域，あるいは水系全体として釣り合いのとれた対策が講じられるのである。

現在の段階では，流出土砂量を測定または推定する確実な方法がないが，芥川真知技官等が立谷沢で試み，[31] また筆者等が埼玉県身馴川，および鳥取県日野川で実施して[32] かなりの成果を得た河道堆積砂石の岩種分類を応用すれば，過去の出水による流域内各部分の砂石流出状況は明らかにされる。また将来起きるであろう山地の荒廃状況は，以上において考察したように，流域山地の発達過程および現在の地形を研究することによつて推定することができるものである。

むすび

この研究は，京都大学農学部の遠藤隆一教授のご懇切なご指導によつてまとめられたもので，厚く感謝の意を表するものである。

また東京教育大学理学部三野与吉教授，同市川正巳助教授からは種々ご討議をいただいた。そのほか研究に使用した資料は，筆者と共に秩父山地の崩壊地調査に従事した埼玉県土木部の方々，および釜無川流域の調査を実施された関東地方建設局の方々のお骨折りによるものであり，地形計測，資料の整理などには，埼玉県土木部の深田守作技師，砂防研究室の泉岩男技官，および研究室員のご協力をいただいており，これらの方々に対して謝意を表する次第である。

参考文献

(1) A. N. Strahler : Quantitative analysis of watershed geomorphology, Trans. A. G. U., Vol. 38, No. 6, (1957)

(2) M. Ezekiel, K. A. Fox : Methods of correlation and regression analysis, John Wiley. 3rd. ed. (1959)

(3) 脇水鉄五郎：山地の崩壊について，地学雑誌，24，(1912)

(4) 中村慶三郎：崩災と国土—地辷山崩の研究，古今書院，(1955)

(5) 建設省姫路工事事務所・神戸市役所・兵庫県姫路土木出張所・兵庫県神戸土木事務所・兵庫県龍野土木事務所・兵庫県明石土木事務所・兵庫県洲本土木事務所・兵庫県豊岡土木事務所・兵庫県柏原土木事務所・兵庫県西脇土木事務所・兵庫県加古川土木事務所・兵庫県社土木事務所・兵庫県三木土木事務所・兵庫県尼崎土木事務所・兵庫県伊丹土木事務所・兵庫県西宮土木事務所・兵庫県芦屋土木事務所・兵庫県神戸土木事務所・兵庫県須磨

神流川試験地観測報告 (2)

——流量観測用吊かご——

(昭和 37 年 4 月)

竹内俊雄* 江川太朗** 杉岡広明***
篠田勝一**** 鶴岡稔雄*****

要 旨

土木研究所水文研究室において昭和 23 年より同 35 年までの期間に実施した利根川支川神流川観測所の水文観測施設のうち流量観測用吊かごについて特に詳しく述べたものである。なお参考のために筆者の視察して来たアメリカの流量観測用吊かごについてもその構造を写真で説明することにした。

目 次

1. 吊かごによる流量観測……(1)
2. 渡瀬地点流量観測用吊かご……(2)
3. 乙父地点流量観測用吊かご……(15)
付録 アメリカの流量観測用吊かご……(19)

1. 吊かごによる流量観測

河川の自然流量は刻々変化しているものである。この様相を正しくおさえるために流量観測を連続的に行なおうと思ってもそれには手間がかかって事実上不可能である。流量とある相関関係をもつ水位の方は連続観測が容易であるのでこの方の値を連続的に求め，この値より計算により流量の値を間接的に求めるというのが実状である。水位と流量との関係を確立するための流量観測は必要である。この関係式を作る場合，この流量観測の実測範囲が十分高い値をカバーしていること，また実測値の間隔が適当に分布していること等に注意しなければならない。

流量観測を作業の上から分けると断面測定と流速測定とになる。断面測定はさらに水位測定と水深測定とになる。各測定では表-1 に示すような器械，器具，施設を用い，実際の観測ではこれら各要素の組合せになる。

表-1 観測用の測定器と施設との組合せ

測定器			共通施設
断面測定		流速測定	
水位測定	水深測定		
水位標 自記水位計	ロッド 錘をつけたワイヤー	流速計 浮子	徒渉 舟 橋（ウィンチ） 吊かご（ウィンチ） 遠隔ウィンチ 浮子投下器

流量観測の方式は流量の多少によって変えない方が連続性が保たれてよいのであるが，現在建設省で採用している方法では一貫してやれないので，低水観測と高水観測との2種類に区別している。低水観測では河の横断方向にワイヤーを張り，これにつかまりながら舟を断面内で移動させる。舟よりロッドあるいは錘のついたワイヤーを下げて水深を測定し，流速計を下げて流速を測っている。水位が増して来ると流速が大きくなるため流れに抗して舟を所定の位置に保つことができなくなり，したがってこの方式での流量観測は中止せざるを得ない。そうなると観測場所をかえて近くの橋に行きここより浮子を投下し河岸よりその流下速度を測定する。この場合ロッドあるいは錘のついたワイヤーでは流速が大きいため流れの抵抗が大きく，したがって下流におし流されてこれを河底までつけることができないので水深測定は断念する。仕方がないので，高水前あるいは後の横断測量の結果を借用して高水中の断面と推定するのが実状である。また適当な橋のない場合には河を横断してワイヤーを張り，これに浮子投下器を吊しこれによって浮子投下を行なう。この場合も高水中断面測定のできないことは橋の場合と同様である。

かようにして低水観測から高水観測に移行した場合その連続はうまくいくかどうかを考えてみよう。図-1に示すような河川横断形状の地形では高水敷上に，ある水深が保たれるまでは浮子がつかえるので浮子観測を開始す

* 河川部長 工博
, *, ****, *****, 前河川部水文研究室

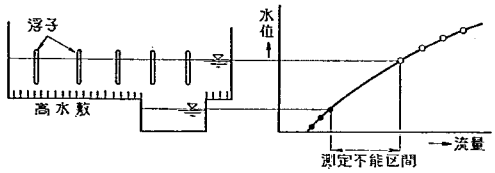


図-1　河川断面形状が複断面をしている流量観測所における水位流量曲線

ることができない。このことは低水観測の上限と高水観測の下限との間に実測不可能の範囲がかなりあるということであって，この区間の流量頻度の多いところでは流量観測の精度に問題が残ることになる。

現在のわが国の流量観測方式では低水観測より高水観測に移るのに観測場所と観測方法とを変えるがこれは流量精度の上からも好ましくない。観測場所を変えずしかも同じ観測方法を続けようと思えば，地形の良好な地点に吊かごを設置して，これより十分な重さのある錘を用いて水深を測定し，十分な重さのある錘をつけた流速計を用いて流速を測定すればよい。現在最も広く普及しているプライス流速計では 100 kg の錘をつけて水深 4 m，流速 4 m/sec 位まで測定可能であるがそれ以上になるとその回転部にごみが巻きついたり，流砂が入ってがたがたなったりして使用できなくなる。吊かごよりも流速計自体に問題があり，洪水流速計の今後の研究成果が大いに期待される。

吊かごは河の横断方向に張られたワイヤーに吊されたかごであって，このかごは横断方向に移動し所望の地点で水深および流速測定が行なえるものでなければならない。どんな力で移動させるかという観点から分類すると次の2つになる。

（イ）手動式走行
（ロ）自走式走行

河幅が狭いところでは人間の腕力による手動式で吊かごを動かすには十分であるが，広くなると時間の経済上エンジンを利用した自走式が要求される。またこのエンジンは走行に使用されるばかりでなく，流速計および錘の上下にも併用されるので，高水観測を重要視している観測所では自走式の方が好ましいのは当然である。

2.　渡瀬地点流量観測用吊かご

〔1〕　設置場所の選定

神流川は図-2 に示すように利根川の主要支川であるため，その流域末端近くの渡瀬（旧若泉）地点における洪水流量観測は昭和の初期より始められていた。観測地点は図-3 に見るように埼玉県児玉郡神川村（旧渡瀬村，若泉村）渡瀬地点と群馬県多野郡鬼石町八塩地先との県境にあたるところで，観測施設の大部分が埼玉県側にあるため，この観測所を渡瀬（旧若泉）と呼んでいる。高水時の河道は直線形状をしており，また河川横断形状はU字形をしているので高水観測時に危険を感ずることが少ない。高水時の流量観測は利根川の事務所から観測員がかけつけて来たが，後になっては神流川の事務所の担当になった。

ここで低水流量観測が行なわれるようになったのは河水統制時代が始まってからであって，昭和13年より16年までの記録が残っている。低水観測用の水位標は高水用水位標の地点より約 250m 上流にあるが，この地点に岸より下りていく道が通じていること，低水路が常にこの付近に固定されていること等の理由によってここが選ばれたのであろう。したがって低水流量観測もこの水位標付近で行なわれたものと想像する。作業は高水と同じく神流川の事務所の担当者が定期的に行なった。自記水位計は当時なかったので毎日の水位は委託観測員が読んでいた。

以上が当地点における流量観測の歴史である。昭和23年土木研究所が神流川において流量観測を始めるに当り，高水低水の両者を同時に測定できる観測所として他に良い地形のところは無いかと思い渡瀬地点より上下流を踏査したが，当地点と比較して各条件に対しすぐれた場所が見つからなかったので終局的にはやはりこの付近に決めることにした。この場合の長所，短所をあげると次のようになる。

（i）長　所

イ）既往の水位標，浮子投下器，観測道路等の諸施設がそのまま使用できる。

ロ）過去の資料が比較検討の際に使用できる。

ハ）この地点における高水時の河道は真直ぐで，河幅

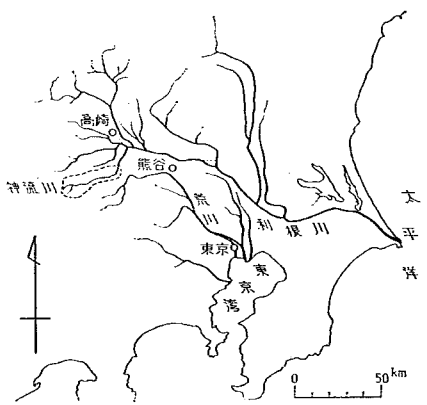


図-2　利根川支川神流川

の流れの方向に対する変化も少なく，その点ですぐれている地点は見当らなかった。

（ii）短　所

イ）河川の横断形状はU字形をしているので低水時の河道を固定することが困難である。この川は流砂が多いのでなおさらである。

ロ）中水時に河幅一杯に流れた時には水深が浅いので水深，流速測定がやりにくい。

渡瀬付近はいい地形をしているということがわかったが，そのどの地点に決めるかは適当に2，3候補地点を選び条件を比較検討した。すなわち支塔およびアンカーブロックの基礎，周囲の地形，支塔間距離等について考えてみたが大差が無いので高水観測用の浮子投下器の設置されている河川横断面を吊かごの設置断面にきめた。なおこの断面には従来からの水位標も設置されているのである。(図-3)

〔2〕 吊かご形式の選定

精密な流量観測を行なうには高水，低水観測で場所を変えるようでは好ましくないというので同一個所，ここでは従来の高水観測断面において連続的に流量観測を行なうことにした。如何なる水位の場合でも水深と流速とが測定できるためには，まず水位に無関係に測定作業のできる施設を与えなければならない。この付近に既設の橋は無いので，新たに吊かごを設置することを考えた。吊かごから計器を用いて水深と流速とを測定するのを目標とし，非常な事態しか浮子の使用は考えないことにする。

筆者が吊かごの設置を思い付いたのは信濃川第2床固の上流にある吊かご（図-4）からヒントを得たものである。これは昭和7年に建設されたが，わが国における鉄製吊かごの嚆矢である。目的は浮子投下用であって，神流川観測所のようにここから錘を下げて水深を，流速計を下げて流速を測定しようというふうに考えていなかった。支塔に付設しているウィンチを人力で巻くと，これより出ているエンドレスワイヤーによって吊かごが移動するという方式である。吊かごの滑車は主索の上に乗っているが脱線したら落ちるような危険な設計である。主索は直径22mmを2本使用している。径間は 219m，吊かごの重さは 210 kg で人間2人 130 kg を加えると全重量は 340 kg になる。図面は整っていたが計算書は無いので主索の安全率は不明である。神流川観測所の吊かごの設計はこの資料に負うところが大きい。

わが国で吊かごを流量観測に使用したのは逓信省が大正7年に始めた水力調査時代からである。これは河川上流部の渓流の河幅の狭いところの使用である。これは古いアメリカの文献に見られるものと同じで，吊かごは木製で底があいており，ここより流速計を下げるという方式のものである。調査の目的からいってこの吊かごは高水の流量観測には使用されなかったと思われる。

〔3〕 設計上の問題点（図-5）

（i）径　間

支塔間隔 $L=119.14$m とした。この間隔の決定のためには三角測量もしたが，この程度の距離では細い針金をピンと張って直接測定してもほとんど違わないことがわかった。

（ii）主索のたるみ（サグ）

主索のたるみ $S=L/40\fallingdotseq3$m にとつた。吊かごは主索の曲線形状に沿つつて移動するのでこのこう配が急だと登る時に力が足りなくなるおそれがあるので標準以上に緩やかにした。

（iii）径間中央のクリアランス

過去の最高水位は昭和 13. 9. 1 に EL. 4.20 を記録している。今後これより大きいものが起る余裕として 1.00m，波として 0.50m，河床の上昇として 0.50m 合計2.00mの余裕を吊かごの底面までにもたせることにした。

水深で 2.00m もの余裕をとったことは流量に換算して考えると 50%以上の余裕を考えたことになりかなり安全な見積りをしたつもりでいたが現実はそんな生やさしいものではないという経験をした。昭和 34. 8.14 台風の際風が強かったので河辺に生えていた樹令推定 200 年位の巨木が落下して高水の最盛時に流れ出しこれが振れどめワイヤーにひっかかりこれを切断するという事故があった。樹木が立って流れるというような状態は最初の条件として考慮されることではなかったが，もう少し条件が悪ければさらに悪い事態が発生していたであろう。

（iv）主　索

主索の曲線長は計算から 119.34 m とした。直径はマーケットサイズとして最大 36 mm を採用し2本使用した。この保証破断荷重は 75.2 トンであるが，実測した試験破断荷重は 82.3 トンであった。

（v）主索のアンカー

吊かごの設計で最も重要なところは主索であるが，これはそのアンカーまで含めて考慮がはらわれねばならない。この部品の詳細は図-6 に示すとおりであって，主索のロープキャッピングには Sb，Pb，Sn の特殊合金の工場製品を使用した。碇着金具のアンカーボルトは2本使用し，サグ調整のため 50cm のねじがこれに切ってある。

（vi）アンカーブロック

主索より碇着金具に加わる張力に抵抗するためアンカーブロックを用いた。これはコンクリートブロックで作り，地中に埋没した。

（vii）支　塔（図-7）

支塔は主索によりその頭部に垂直力および水平力を受

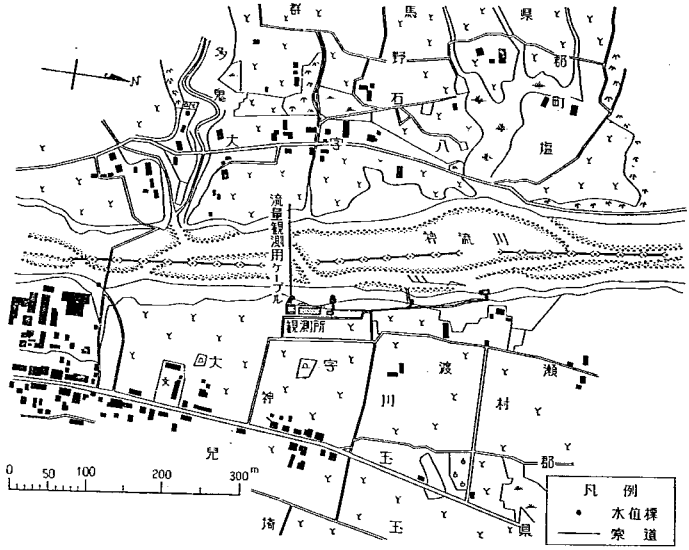


図-3 渡瀬流量観測所付近

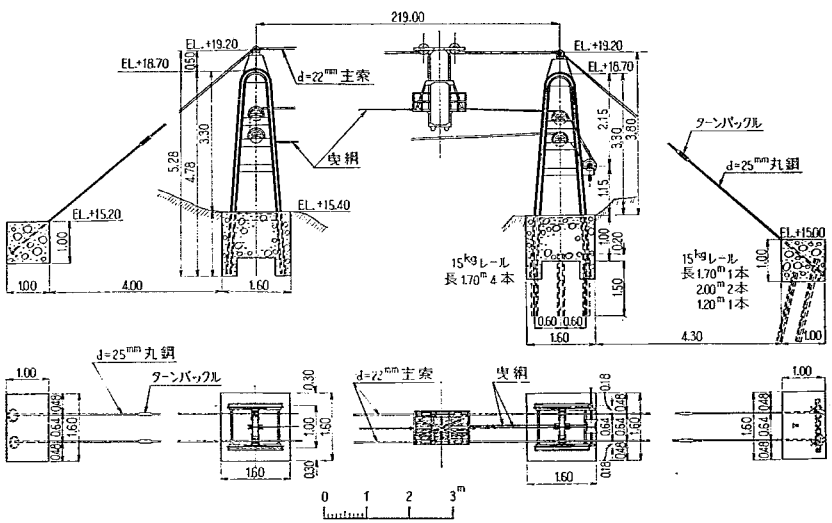


図-4 信濃川第2床固上流吊かご

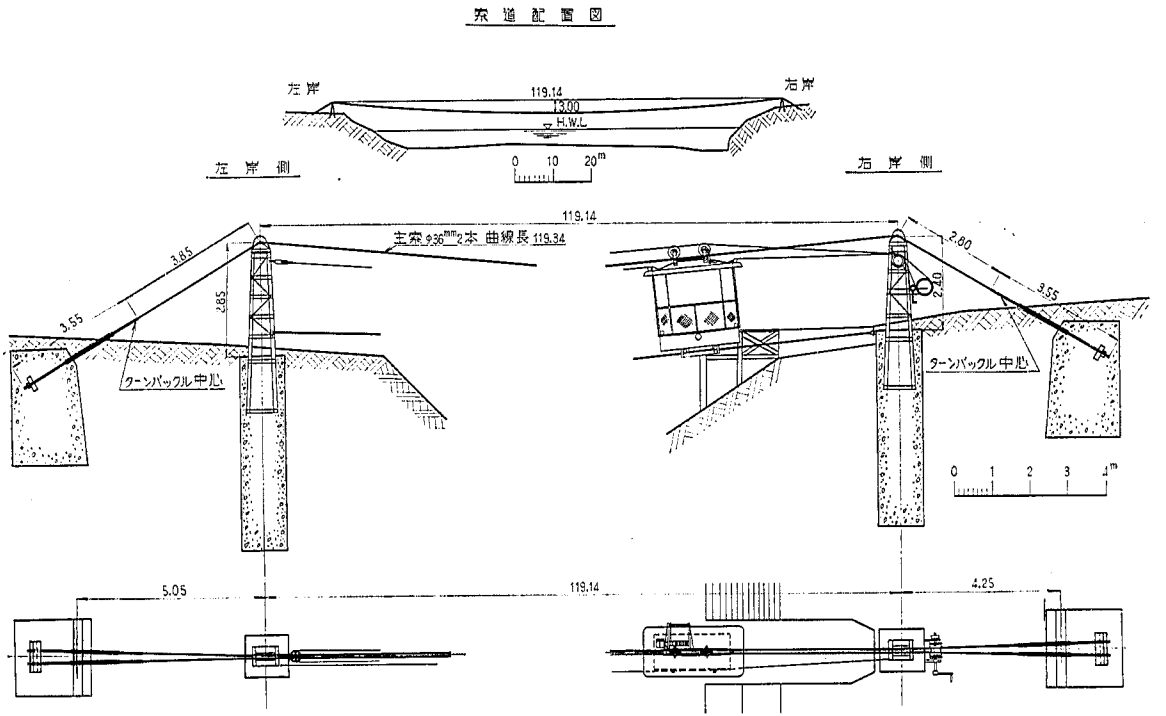
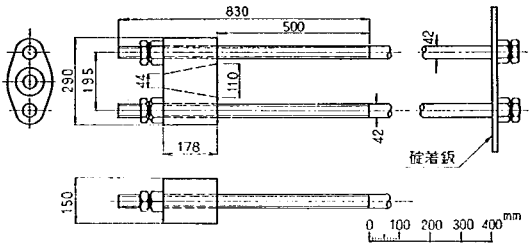
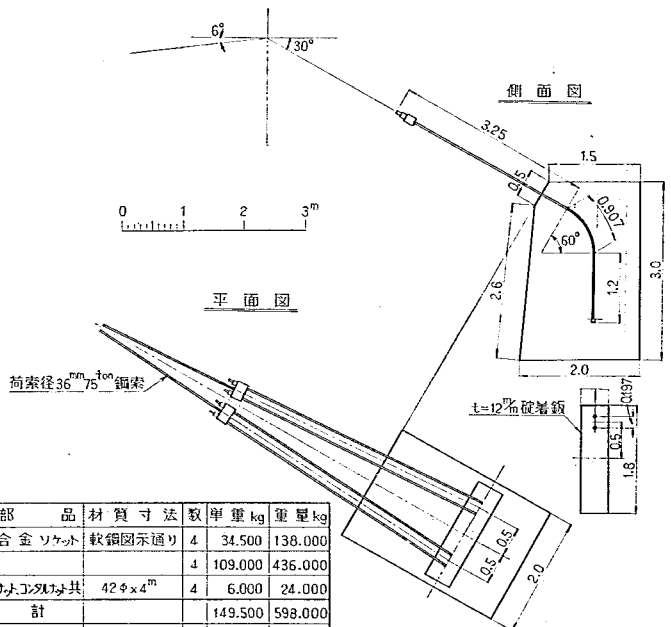


図-5 索道配置図，ただし図中の吊かごは最初のものを改造した第5回目のものである。





部品	材質寸法	数	単重 kg	重量 kg
合金ソケット	軟鋼図示通り	4	34.500	138.000
		4	109.000	436.000
ナット,コンタルナット共	42φ×4m	4	6.000	24.000
計			149.500	598.000
碇着鈑		2	83.300	166.600
合計				764.600

図-6　ロープ・キャッピング，碇着金具

ける。支塔の骨組構造はこれらの力に耐えるように設計されている。

(viii)　受　　沓（図-8）

支塔の頭部の主索の支えのところの接触面の曲率半径はワイヤーの直径 36mm に対して 310mm とした。

(ix)　揺れどめワイヤー

吊かごの風による揺れを止めるには，かごの上下流にそれぞれ揺れどめワイヤーを張る必要がある。力学的には不十分ではあるが吊かごの真下に1本だけを張った。

(x)　設計荷重

イ）主索自重　$w=4.795$ kg/m

ロ）吊かご重量　$P=500$ kg　（含　観測員2人，観測器材）

ハ）風荷重　$p=0.123\,v^2$

ここで　$v=30$ m/sec とすると

$p=120$ kg/m^2

(xi)　主索の応力計算

主索の自重および吊かごの重量による主索の張力はそれぞれ $wL^2/8S$，$PL/4S$ で計算される。風荷重による応力は，吊かごの受圧面積の推定，平行している2本の主索の風上の方に加わる風圧の形状係数のとり方等に問題はあるが，これら全荷重に対する主索の安全率は8程

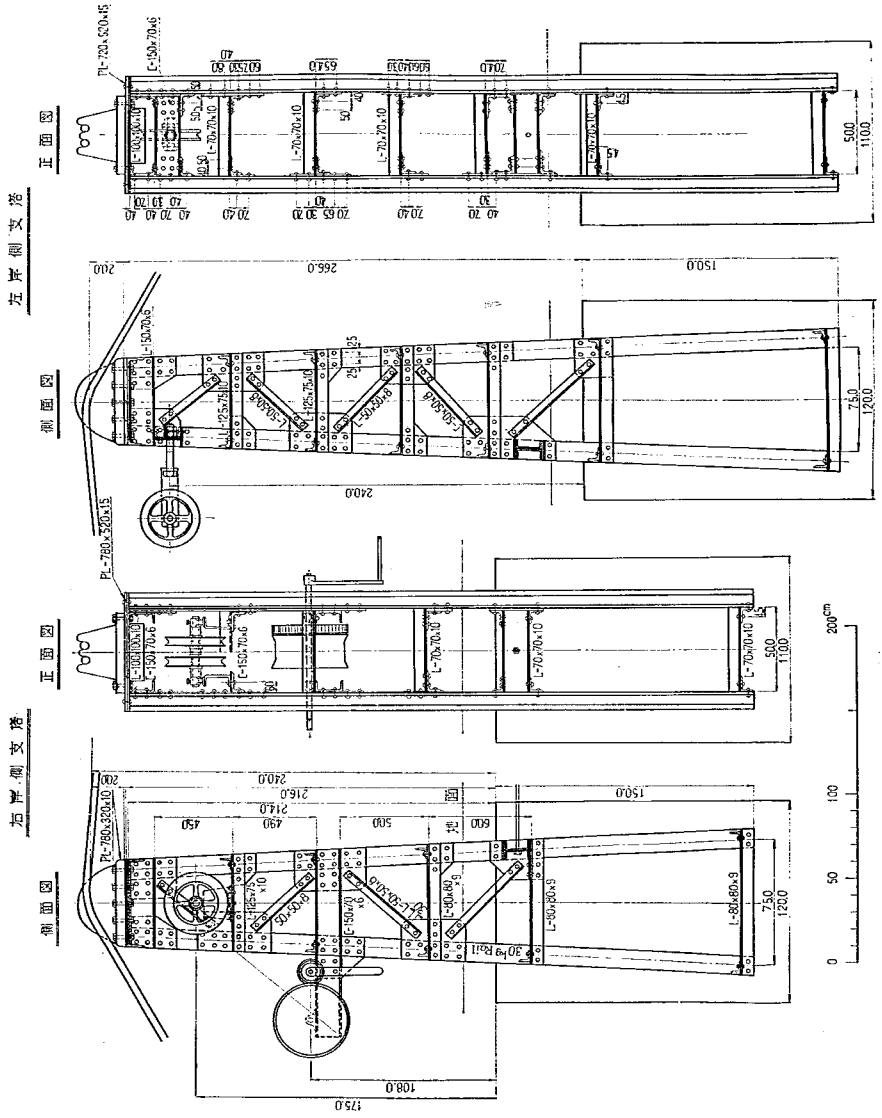

左岸側支塔
正面図
側面図
右岸側支塔
正面図
側面図
PL-720×520×15
PL-780×320×15
PL-780×320×10
200
240.0
266.0
150.0
216.0
214.0
175.0
108.0
500
1100
750
1200
0
50
100
200cm

図-7　支塔

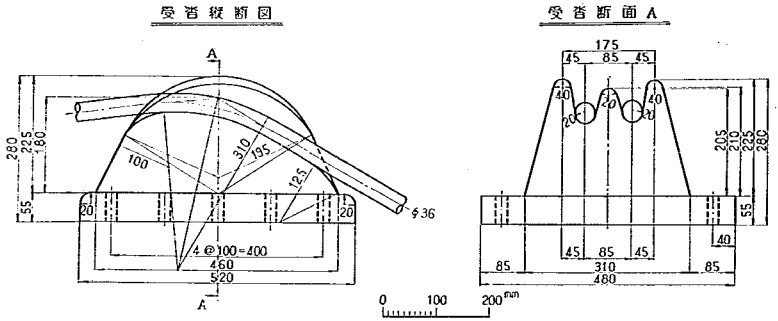


図-8　受　　台

度である。

〔4〕 吊かごの運転機構

イ）吊かごには曳索がエンドレスにつけてあり，片側の支塔につけたウィンチを巻くことにより吊かごを左岸あるいは右岸方向に位置を変えることができる。

ロ）吊かごの設計移動速度は 10 m/min であった。

ハ）吊かごを僅かばかり移動するのに岸にあるウィンチの力を借りないで吊かごにのっている人が自分で調整できるような自走装置を考えた。

〔5〕 吊かごの工事施工

工事は次のように分割して施工した。

イ）主索および曳索の製作

一流メーカー製品を指定した。メーカーの破断試験に立会うことを条件としたからである。

ロ）碇着金具の製作

パテントになっている特殊製品を指定した。

ハ）支塔および吊かごの製作および建込み

観測所付近の鉄工所にて製作した。

ニ）基礎工事

地元請負業者に委託した。

ホ）主索曳索の架設，吊かご取付け，試運転

地元のとび職に委託した。

〔6〕 吊かごの改造

流量観測用吊かごの施設を分析してみると重要部分は支塔，主索，吊かごになり，使用してみて問題になるのは吊かごの部分である。吊かごには観測員が乗って河川横断面内の所望の地点まで行き，ここで重い錘のついた流速計を下げて測線の水深と測線上の流速とを測定するのであるが，使用しているうちにいろいろ改良すべき点が出て来たので，以下に示すような改造を数回にわたって試みた。

イ）第1回（最初のもの）（写真-1，図-9）

最初に作った吊かごは信濃川第2床固堤堰の上流側のそれとほとんど同じ方式のものであった。でき上った吊かごを試運転してみたところ河幅 100m を移動させるのに人力でウィンチを巻くと 30 分以上もかかって疲労もはなはだしくこれでは実用にならないことがわかった。

ロ）第2回

写真-1　第1回吊かご

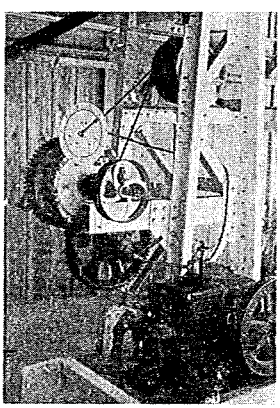


写真-2　2.5 馬力石油発動機

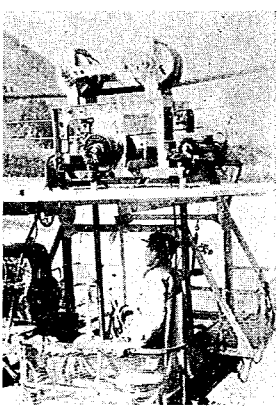
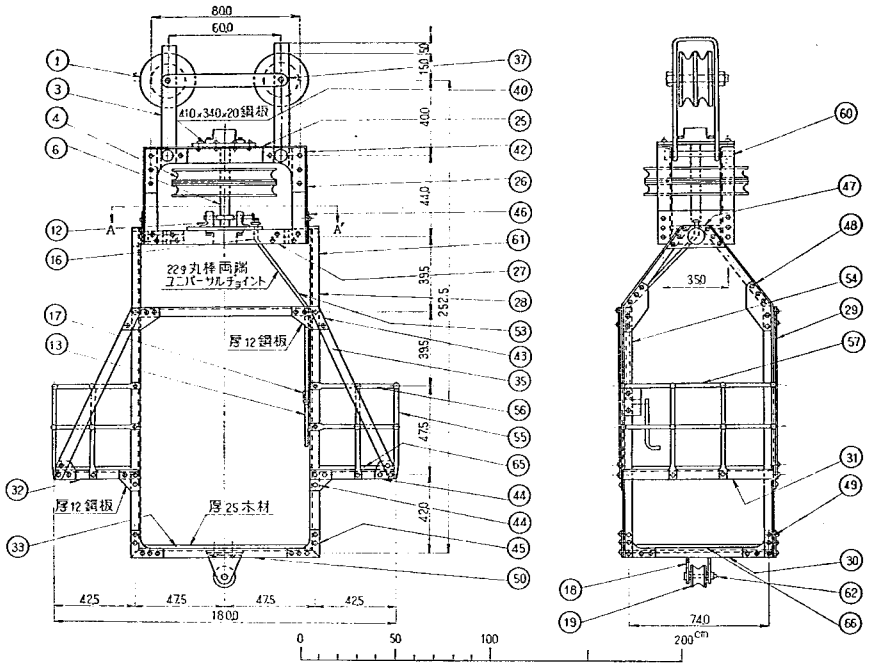


写真-3　第3回吊かご



番号	名称	形状寸法	員数	番号	名称	形状寸法	員数
25	山形鋼	90㎜×90×13 長 870㎜	2	46	鋼板	厚12 180×410	2
26	〃	75 ×75×13 510	4	47	〃	〃 320×120	2
27	〃	〃 870	2	48	〃	〃 270×120	4
28	〃	50 ×50×8 560	4	49	〃	〃 170×150	4
29	〃	〃 1,350	4	50	〃	〃 200×240	1
30	〃	〃 780	2	51	〃	〃 90×150	1
31	〃	〃 800	2	52	丸鋼棒	径22㎜ 長 100	1
32	〃	〃 450	4	53	〃	〃 450	1
33	〃	〃 1,000	2	54	〃	〃 500	1
34	〃	〃 900	2	55	〃	20 500	12
35	帯鋼	幅50×厚6 104	4	56	〃	〃 450	8
36	〃	〃 80×〃 25 1,500	2	57	〃	〃 800	4
37	〃	〃 70×〃 20 670	2	58	〃	⑬ 〃	
38	〃	〃 60×〃 20 500	2	59	〃	径20長110片側傘歯車片側ハンドル取付	1
39	〃	〃 460	2	60	止メ輪	軸長330ネヂ部60径35ナット付	2
40	鋼板	厚20 410×340	1	61	〃	220 〃 70×35ナット付	2
41	〃	③ 〃 400×300	1	62	〃	160 〃 50×25ナット付	1
42	〃	12 240×240	4	63	ボルトナット	3/8" 長60	24
43	〃	〃 120×120	4	64	鎖	径12	
44	〃	〃 110×110	8	65	木材	幅120×厚25 長300	7
45	〃	170×150	4	66		〃 160×〃 25 〃 760	6

図-9 第 1 回 吊 か ご

人間の労力を省くためウィンチを人力でなく動力で動かすような構造に変えることにした。動力としては台風時でも確実に働くことを主眼としてオイル・エンジンを使用することにして，農業用2.5馬力石油発動機を採用して，これを支塔のかたわらに置きこれよりベルトで力を支塔のウィンチに伝達するようにした（写真-2）。この場合，吊かごの移動方向を正逆変換することが必要であるが，このためには自動車の差働変速機を使用することにした。これで横断所要時間は 3.5～7分位になった。流速計は人間が腕力でぶら下げた。

ハ）第3回（写真-3，図-10）

前回の改造では陸上にエンジンを設置して吊かごの運転を行なって来たのであるが，この場合吊かごとエンジンとの相互の連絡がうまくいかず吊かごの位置のこまかい調整がむずかしいことがわかった。そこで吊かごに4.5馬力のエンジンをのせた自走式のものに改造し，この動力を共用して流速計の上下もできるクレーン装置を付属させることにした。この場合第2回で設置した陸上

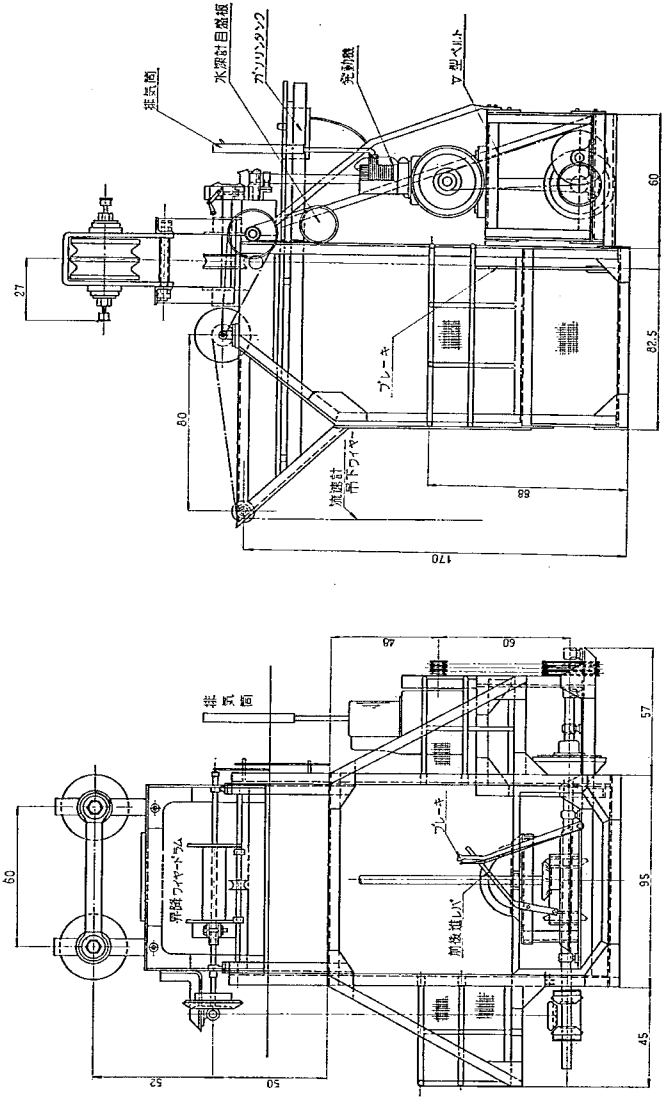

排気筒
水深計目盛板
ガソリンタンク
発動機
V型ベルト
ブレーキ
巻上ドラム
巻速計
排気筒
ブレーキ
巻速計レバー
昇降ワイヤードラム
27
80
170
68
82.5
60
60
52
50
95
57
45
49
0
50
100cm

図-10 第 3 回 吊 カ ご

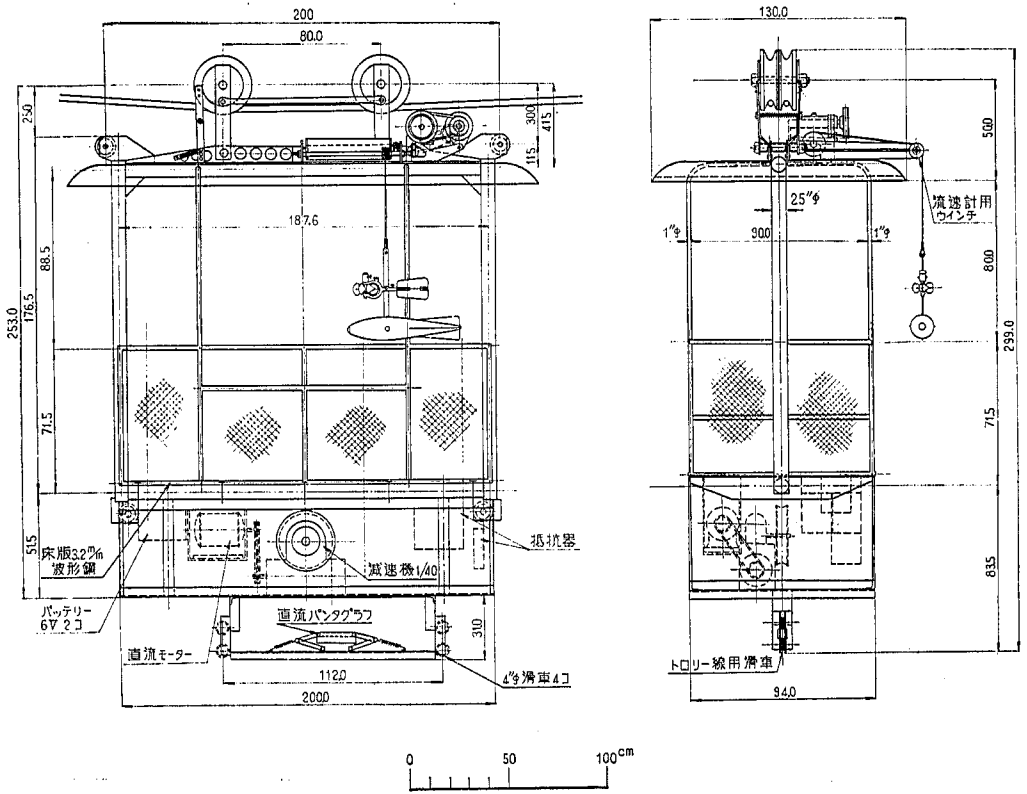

200
80.0
250
253.0
176.5
88.5
71.5
515
300
415
115
187.6
床版3.2㎜
波形鋼
バッテリー
6V 2コ
直流モーター
減速機1/40
抵抗器
直流パンタグラフ
310
112.0
200.0
4"φ滑車4コ
130.0
500
25"φ
流速計用
ウインチ
1"φ
900
1"φ
800
239.0
715
835
トロリー線用滑車
94.0
0
50
100cm

図-11 第 4 回 吊 か ご

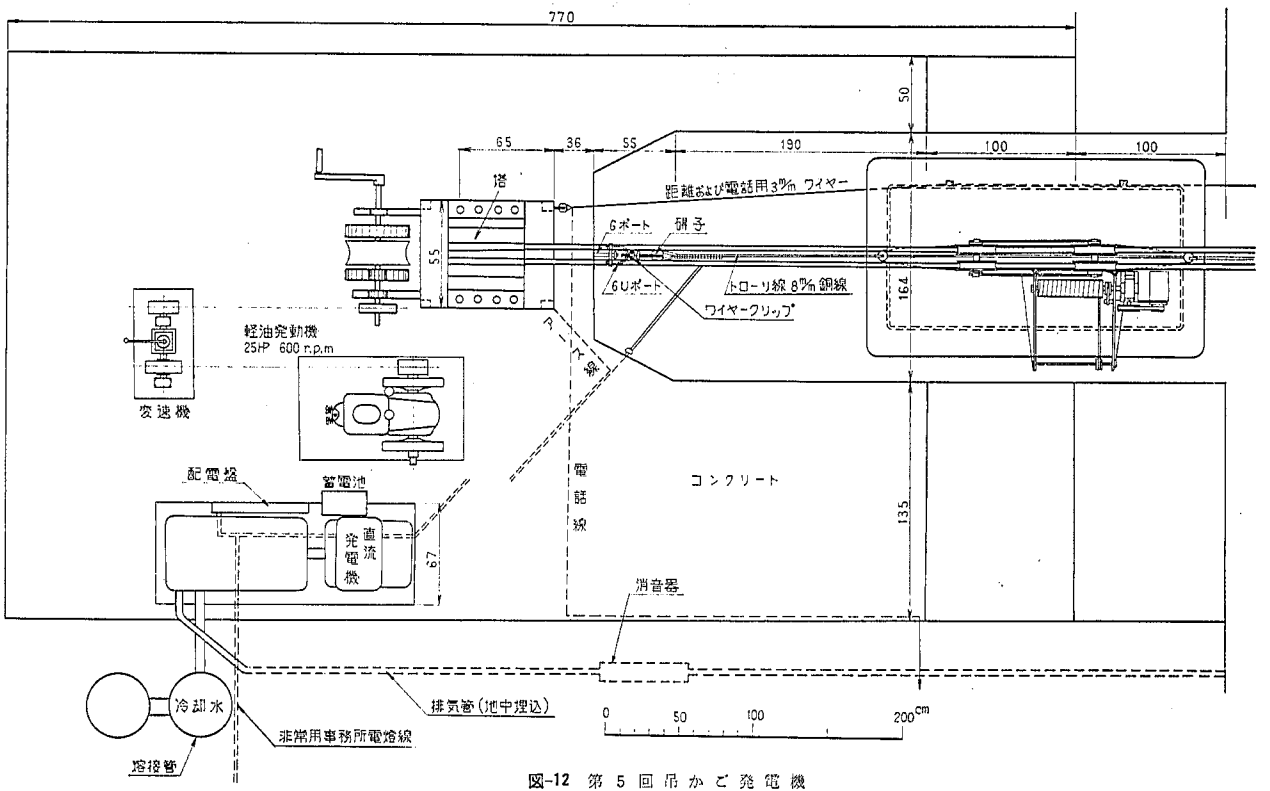


図-12 第5回吊かご発電機

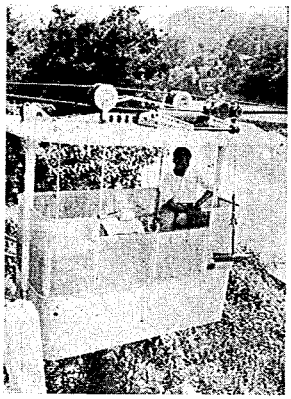


写真-4　第５回吊がご（正面）

写真-5　第５回吊がご（側面）

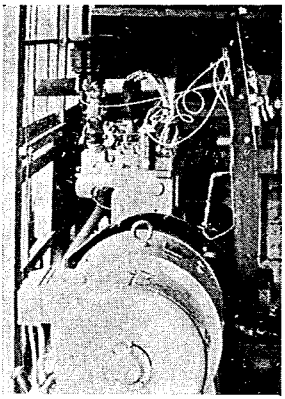


写真-6　第５回吊かご（発電機）

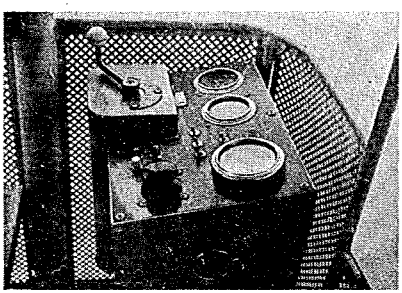


写真-7　第５回吊かご内部

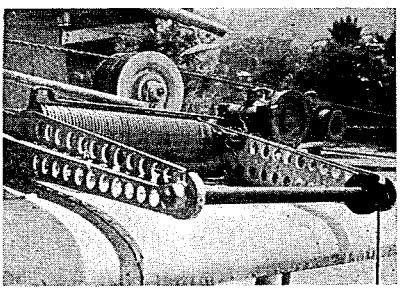


写真-8　第５回吊がご流速計用ウィンチ

写真-9　第５回吊がご運転状況

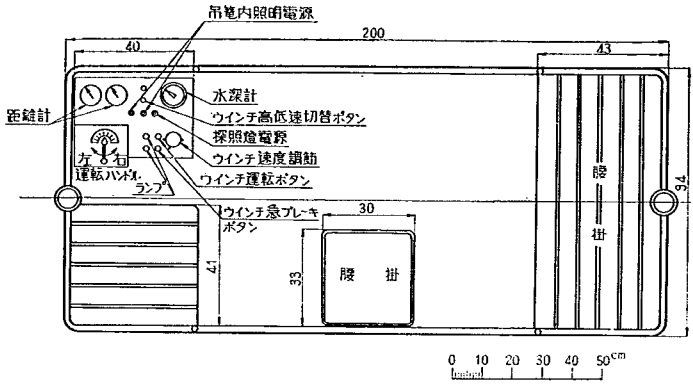


図-13 第 5 回 吊 か ご 内 部

エンジンはそのままとし，吊かごにのせたエンジンの故障の場合の補助エンジンとして残すことにした。

吊かごの運転性能として横断所要時間は 5 分前後，流速計の上下は 30 秒内外であった。

ニ）第 4 回（図-11）

第 3 回までは最初の吊かごに局部的に改良を加えていったのである。この際設計，施工は地元の自動車修理業者にさせたが彼等は重い自動車部品を使ったので吊かごは最初の重量の倍にもなったと想像された。またエンジンの乗せ方が悪かったので偏心荷重になってしまった。これまでに吊かごに対する考え方も一応まとまったので，この際改良型を作りなおすことにした。

一ばん大きく変わった点は電気式にしたことである。吊かごの床下に 3 馬力の発電機とモーターとを内蔵し，自家発電し，この動力によって吊かごを河川横断方向に移動させ，また流速計も上下できるという方式を採用した。電気式ではボタンで操作できるためこれまでよりずっと取扱いやすいものとなった。この改良によって吊かごの河川横断所要時間は 3 分程度，流速計の上下は 100 kg の錘をつけて 30 秒前後でできるようになった。

ホ）第 5 回（写真-4，写真-5，写真-7，図-13，写真-8，写真-9）

第 4 回の改造型は昭和 31. 9.27 出水時に故障が多かったが，その原因は馬力不足だということがわかった。そこで吊かごにのっているエンジンを取り外し，その代り陸上にもっと強力な発電機（写真-6，図-12）を置きここで発電し，この電力をケーブルによって吊かごに送電し，吊かごのモーターで動力に変えるという方式に変えた。この場合これまでの揺れどめワイヤーを径 10mm の鋼線に交換して送電線に使用した。現在この吊かごを使用中である。

以上で前後 4 回の改造を行なったのであるが，各場合の吊かごの運転系統を図-14 にモデル化して示した。

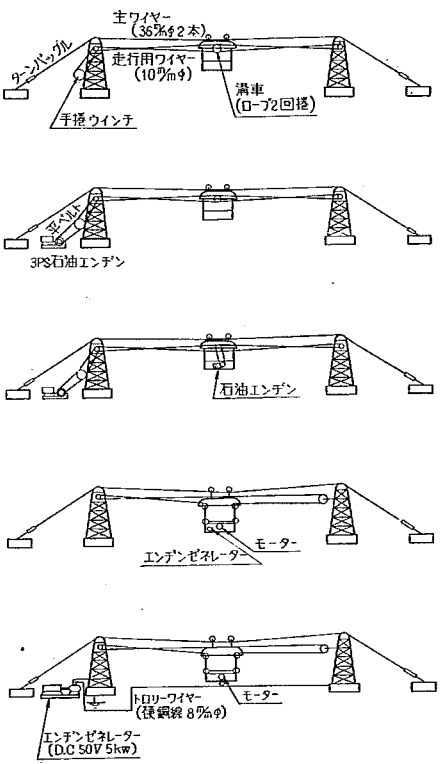


図-14 吊かご改造の変遷

〔7〕 吊かごの維持

イ）さびどめ

主索には年に一度の塗油をした。

ロ）サグ

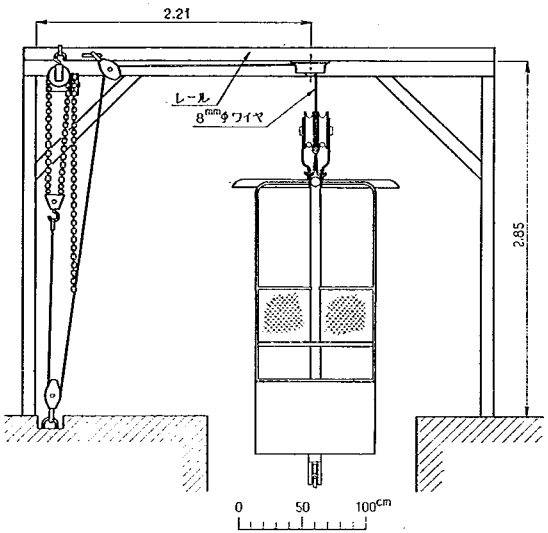


図-15 吊かご持上げ装置

主索は新しいうちはたるんで来るので毎年サグ測量を行ない，のびをターンバックルで調整し，設計形状に保つように努力した。

ハ）疲労

吊かごの実際の使用時間は非常に短かいものである。吊かごを使用していない時には吊かごを主索より持上げてつるして置く装置を考えた。(図-15)

3. 乙父地点流量観測用吊かご

流域末端渡瀬地点より上流では2地点に補助流量観測所を置いたが（図-16)，最上流端の方は渡瀬より 49 km 上流の乙父地点である。

この地点の河床こう配は1/30程度で，地形は真直ぐあでるが狭窄部になっており，また水位標を設置した跡が残っている。条件はよいので流量観測所に指定し，流量観測用の木橋をかけ橋の上から流量観測を行なった。しかしこの橋は低い仮橋であったので，ちょっと出水があるとすぐ流失してしまい，場所が山奥なためこの架け替えに苦労した。筆者がアメリカ留学中見学した吊かごのことを思い出し同じ型式の吊かごをここに設置してみようと決心した。この吊かごは渡瀬地点のものとは違いエンジンは付属していない手動式のものである。エンジン無しで人間がウィンチで上下できる流速計用の錘の重さは 30 kg 程度であって，水深が 2 m，流速が 3 m/sec 以上にもなると流速計および錘の受ける抵抗が大きくなって流れによって下流におし流され河底までこれを沈める

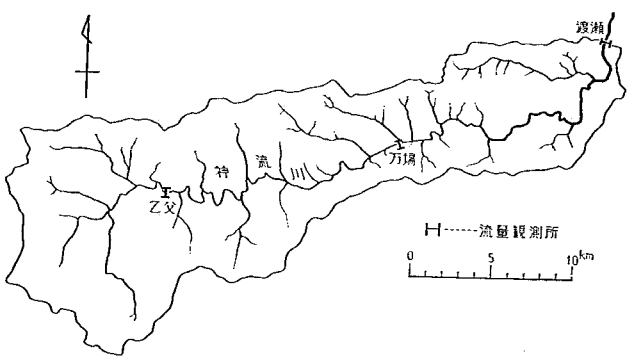


図-16 神流川流量観測所地点

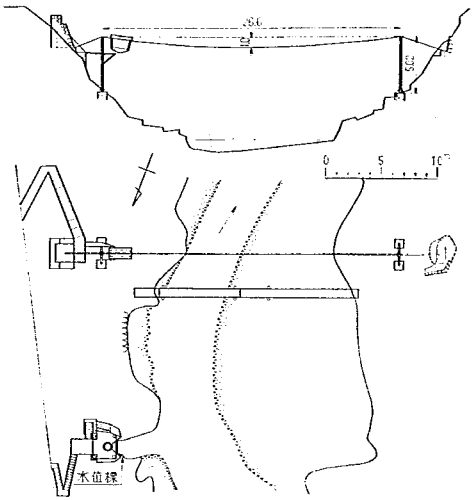


図-17 乙父地点流量観測所

ことができなくなる。したがってこの吊かごを建設することによって観測流量の範囲は拡大されたことにはなるが，これによって高水時の観測が一挙に解決されたということにはならない。

設計上の問題点は次のようになる。

（i） 主索（図-17）

この地点では径間 $L=26.6$m に対して直径24mmのケーブルを採用した。渡瀬観測所での場合と違い台風の最盛時に使用するということにはなっていないので風荷重は考えないことにする。

（ii） サグ

サグ S は1mとした。$S/L=1/26.6\fallingdotseq1/30$ である。

（iii） クリアランス

過去の最高水位を推定し，これに余裕2.00mを加えた高さを吊かごの底面位置にとった。吊かごの高さは約 1.5m あるので，計画水面上

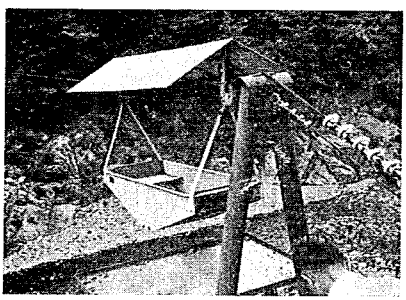


写真-10 主索のクリップ止め

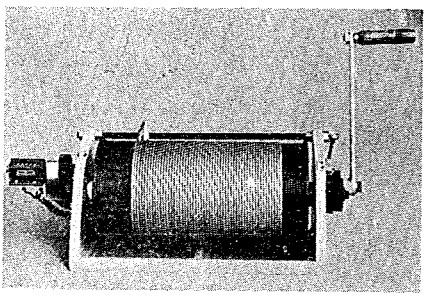


写真-12 付属ウィンチ

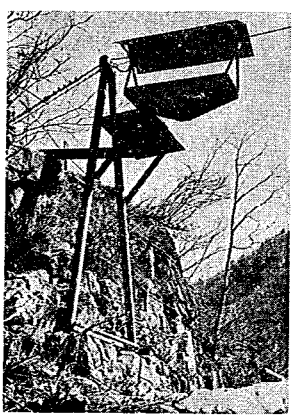


写真-11 支　塔

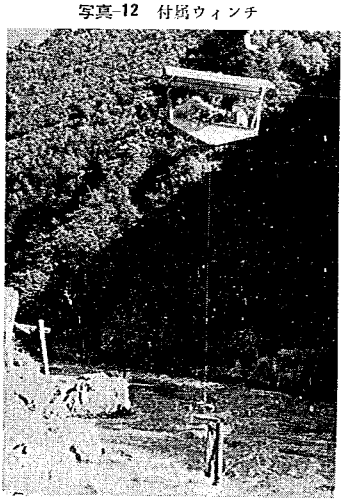
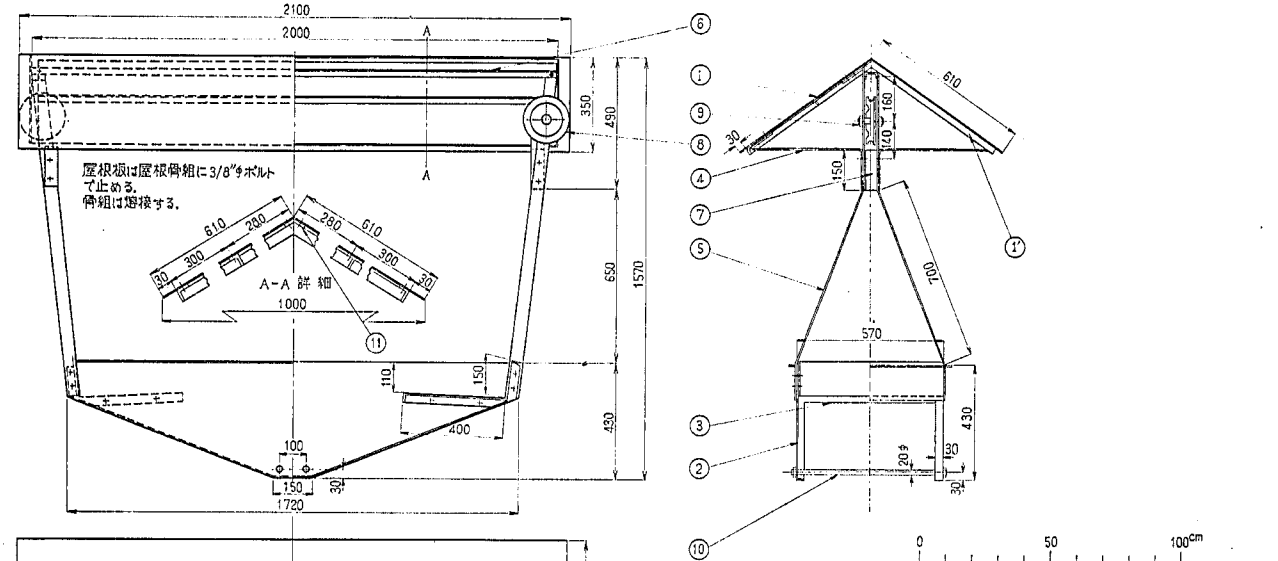
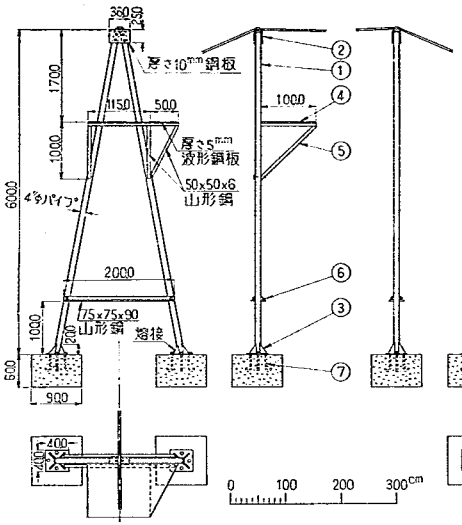


写真-13 ウィンチを使用しての流量観測



番号	名称	寸法	材質	員数	摘要
1	屋根板	厚さ=0.7	SS	1	鋼板 4×8
1'	屋根骨組	25×25×5×9	SS		山形鋼
2	側壁板	厚さ=5	SS	2	鋼板
3	桁子	厚さ=5	SS	2	鋼板
4	屋根支え	幅=50,厚さ=5	SS	4	平鋼
5	側壁支え	幅=50,厚さ=5	SS	4	平鋼
6	梁	50×25×5×2000	SS	1	みぞ形鋼
7		50×25×5×150	SS	2	みぞ形鋼
8	みぞ車	D=180φ	FC	2	ワイヤー28mmφ
9	軸	d=20φ	S40C	2	
10	昇降用丸棒	d=20φ長さ=600	SS	2	棒鋼
11	屋根骨組	厚さ=5長さ=1900	SS	1	平鋼

図-18 吊　か　ご



	名　称	寸　法	材 質	員数	摘　要
1	支　塔	4"φパイプ	ガス管	2	JIS引抜
2	支塔ギャップ	厚さ10mm	SS	1	ボルト締め
3	アンカープレート	厚さ10mm	SS	2	溶　接
4	足　場　板	厚さ 5mm	SS	1	波形鋼板
5	足場支え		SS		山形鋼
6	支　塔　梁		SS	2	山形鋼
7	アンカーボルト	3/4"φボルト	SS	8	

図-19　支　　塔

1.5m の高さに主索の中央がくるようになっている。

(iv)　吊かご

吊かごの構造は図-18 に見るようなものであって，その重量は約 80 kg である。

(v)　主索の碇着部

両岸の岸を掘削してこの中にコンクリートブロックを埋込み，これにアンカーボルトを埋込み，主索はボルトを通じて折返し，クリップ止めにしてある。(写真-10)

(vi)　支塔

10cm パイプを使用してA型フレームを組み，これをコンクリート台の上にのせた。(写真-11，図-19)Aフレームの頭部はプレートで囲みこの上に主索をのせた。

(vii)　付属ウィンチ

流速計を上下するには吊かごに付設しウィンチを用

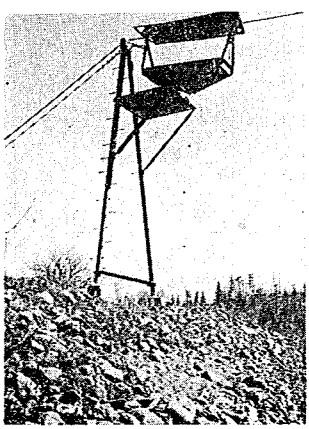


写真-14　A型フレーム

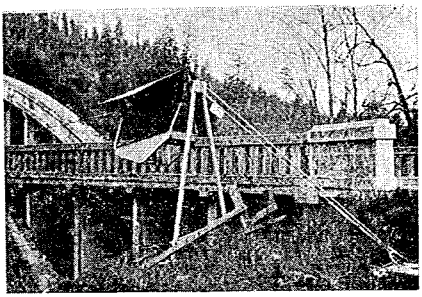


写真-15　主索のクリップ止め

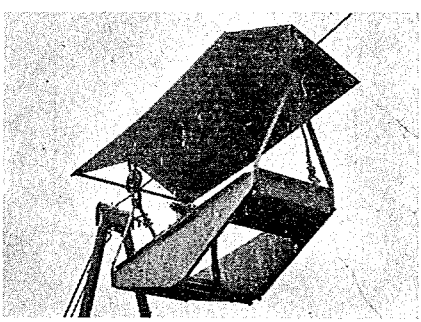


写真-16　吊　　か　　ご

写真-17　吊かご用ハンドル

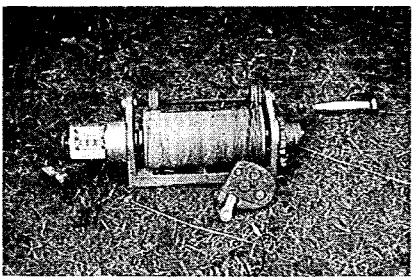


写真-20　吊かご用ウィンチ（詳細）

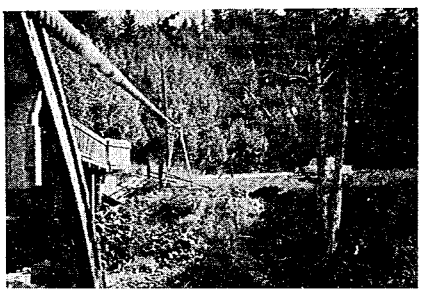


写真-18　距離マーク

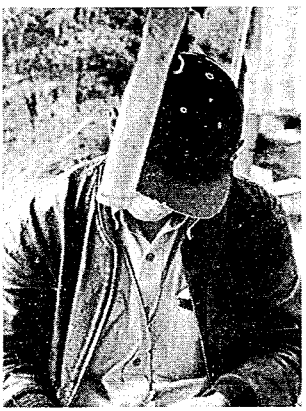


写真-21　吊かごの中での流量計算

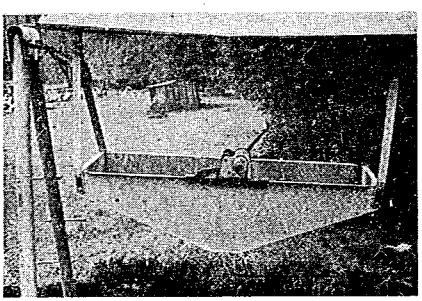


写真-19　吊がご用ウィンチ

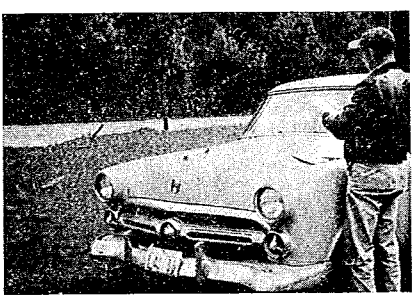


写真-22　計算流量値を水位流量曲線にプロット

う。(写真-12) 上下した高さはウィンチについている目盛板に cm 単位で表わされるようになっている。流速計を下げているワイヤーは電流の流れる芯が通っており，これはウィンチに巻取られた場合，巻取ドラムの中心より回路の一方が取出せるようになっている。写真-13 にウインチを使用した場合の流量観測を示している。

付録　アメリカ流量観測用吊かご

アメリカの新しい流量観測所には流量観測用の吊かごが設置してある。流量観測は事務所の担当者(Hydraulic Engineer) が1人で車を駆って幾つかの観測所を見廻わるという方式を採用しているので，施設器機は人力を省けるように充実されている。吊かごの構造，吊かごを用いての観測方法につき以下説明を試みよう。

両岸に設ける支柱としては写真-14 に示すような3～5″ (7.6~12.7cm) パイプ構造のA型フレームを用う。これには登るための足掛け，吊かごに乗るための足場を付属させる。主索は径間約 200m までは直径 1″ (25.4

mm）のワイヤーを用う。ワイヤーのアンカーはコンクリートブロックにUボルトを埋込み（写真-15），これを通してクリップ止めにしたものが大部分であるが，場所によっては天然の地物を応用してAフレームを省略し，岩に直接Uボルトを埋込んだりする例もある。

吊かごは写真-16 に見るような屋根つきの簡単な構造で2人まで乗れる。この吊かごは2個の滑車がありこれは主索の上に乗っている。

吊かごは人力で運転する。写真-17 に示すようにハンドルで主索をはさみ吊かごを引き寄せるという方式で吊かごの移動をはかる。主索のサグは径間の 3/100 位を用いているが，これ位のこう配なら2人乗りでも登ることができる。こう配の途中で吊かごをストップさせるには坂の下り側の滑車と主索との間に麻縄をかませることによって行なう。

主索には写真-18 に示すように白ペンキで 5′ 毎にしるしをつけて岸からの距離がわかるようになっている。

流速計の上下は写真-19 に示すウィンチによっている。アメリカ人は重さ 50 *lb* 位（25 kg）までの錘は腕力によって上下できる。流速計に錘をつけてこれを一旦河底までつけウィンチの目盛りを0に合わせ（写真-20），ついで流速計を水面すれすれまで巻上げて目盛りを読みこれで水深が読み取れたことになる。この値を野帳用紙に記入し，暗算で2点法あるいは1点法の深さを計算し，流速計をその深さまで下げここで流速を測定する。流速測定は同じ深さに 40 秒以上保って流速計のカップの回転数をとり，流速表より流速に換算し野帳用紙に記入する。ついで区分流量の計算をすませ次の測線での観測に移るのである。

観測員はその地点の既往の観測に基づく水位流量曲線を持参して見廻るので，流量観測を始める前に水位を読めばその時の流量の大略の値を予知することができる。この値を予め頭の中に入れて置いてから流量観測にとりかかるのである。流速測線の河川横断面内の間隔は岸より一定にとっていくのが原則であるが浅いところでは適当にまびく。測定中に1流速測線の受持つ区分流量が予想全流量の 1/10 を越えたとする。この場合には観測途中ではあるが直ちに吊かごの移動をバックさせて，前の流速線との間にもう一本補間して流量観測を行ない，その流速測線の受持つ区分流量が予想全流量の 1/10 以下になるまで続ける。こういう事ができるのも流量観測をしながら，区分流量の計算を逐次行なっているからである（写真-21）。計算法はわが国のより簡単法であるが，これは流速測線の間隔がアメリカでは狭いから成立するのである。吊かごから降りた時には全流量の計算は終了しているので，この新たな値を既往の水位流量曲線上にプロットしてみる（写真-22）。この値が前曲線より著るしく離れている時には観測をやりなおして確認することになっている。

表-2　流量観測の作業能率

場所	水面幅 (m)	流速測線数	断面積 (m^2)	平均流速 (m/sec)	流量 (m^3/sec)	点法	所要時間 (hr)
A	44.5	25	21.4	0.68	14.5	1	11/12
B	16.8	25	10.9	0.40	4.33	2	11/12
C	19.5	21	—	—	—	2	11/12
D	57.9	29	—	—	—	2	1 3/12

吊かごによる流量観測の作業能率の例を示すと表-2のようになる。

この吊かごの特徴は次のようなものである。

イ）径間の狭いところ，100m 位のところでは手頃である。

ロ）1人で流量観測ができる。

ハ）距離は主索にマークすることによって読み取る。

ニ）流量観測の所要時間が短くてすむ。

ホ）橋が出水毎に流失するようなところではその心配が無くて便利である。

ヘ）流速計を下げるワイヤーに有芯のものを用いると電音式流速計が使用できる。

付　記

神流川渡瀬地点流量観測用吊かごは前後 10 年にわたり改良に改良を加えて造り上げたものである。これは全く多くの人の努力の結晶のたまものであって，この間種々尽力された水文研究室，機械課，製作者の各位に深甚な謝意を表するものである。この吊かごは現在試作中の洪水流速計が完成して初めて威力を発揮するものであることを重ねてつけ加えるものである。

乙父地点流量観測用吊かごは筆者の留学中アメリカ・ジオロジカル・サーベイで受けた教示を基にして建設したものであって，関係各位に対しても感謝の意を表するものである。

鋼ゲタ橋の主ゲタ曲げモーメントについて

（昭和 37 年 1 月）

国広哲男*・滝川恒男**

目　次

1. まえがき……（1）
2. 計算の対象とした橋の種類……（2）
3. 計算結果……（3）
〔i〕 曲げモーメントに対する分配係数……（3）
〔ii〕 設計活荷重による主ゲタ曲げモーメント……（4）
〔iii〕 重量車輌による主ゲタ曲げモーメント……（4）
4. 計算結果から結論できる事項……（5）
〔i〕 設計活荷重による主ゲタ曲げモーメントについて……（5）
〔ii〕 重量車輌による主ゲタ曲げモーメントについて……（5）
5. 計算結果の利用法……（6）
〔i〕 付図-1について……（6）
〔ii〕 付図-2について……（7）
〔iii〕 付図-3について……（7）
6. あとがき……（7）
参考文献……（8）
付録……（9）
付図-1……(10)
付図-2……(41)
付図-3……(61)

1. まえがき

現在，日本道路協会の橋梁委員会では，鋼道路橋設計示方書（昭和 31 年，日本道路協会）の改訂にとりかかっている。改訂を予定されている条項のうち，現行示方書 9 条の「主ゲタを設計する場合の活荷重」は幅員方向に対しての荷重逓減を載荷の方法によって考慮するように改められるはずである（道路，1961年6月，p.416，参照)。すなわち，L 荷重として図-1，表-1 に示すようなものを考え，部材にもっとも不利な応力を生ずるように載荷する。

以下には，このように改訂を予定されている活荷重に対して，主ゲタ曲げモーメントがどのようになるかを，鋼プレートガーターのケタ橋の場合について述べる。

また最近，重量物運搬のための超重量車の橋上通行に際しての橋の安全度が問題になっているが，このような超重量車に対してのケタ橋の主ゲタ曲げモーメントについても，あわせて述べる。

主ゲタの曲げモーメントの計算に当っては，A. W.

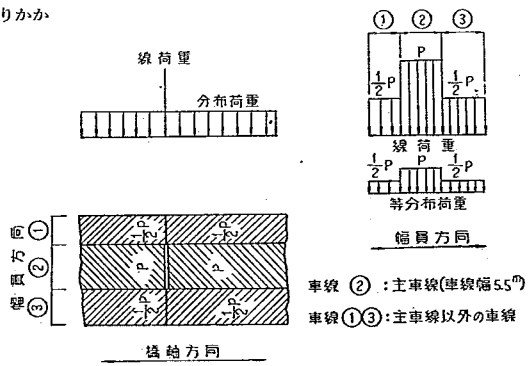


図-1 L 荷重

* 元道路部 橋梁研究室研究員（現日本道路公団天草連絡架橋工事事務所）
** 元道路部 橋梁研究室（現東京都建設局第5建設事務所）

表-1　L 荷重

橋の等級	荷重	主車線荷重（車線幅 5.5m）			主車線以外の車線荷重
		線荷重	等分布荷重 $p$kg/m²		主車線荷重の
		Pkg/m	$l \leqq 80$	$l > 80$	
一等橋	L-20	5,000	350	430-l	50 %
二等橋	L-14	一等橋の 70 %			

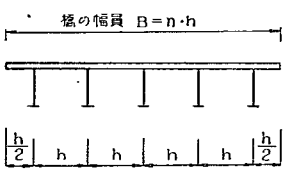
l=支間 (m)　　$p \geqq 300$ kg/m²

Hendry と L. G. Jaeger の方法[1][2]を応用し，各主ゲタへの横方向荷重分配の影響を考慮している。この計算方法は，筆者のおこなった模型実験の結果からもきわめて精度の高いものであるということが確められている。

2.　計算の対象とした橋の種類

現在，合成ゲタを含め単純支持構造の鋼ゲタ橋として一般に用いられる範囲内のものを対象として，スパン橋の幅員主ゲタ間隔をえらんだ。この場合，橋の幅員と主ゲタ間隔との関係は 図-2 のように考えた。すなわち，耳ゲタからの幅員の張り出し長さは，主ゲタ間隔の 1/2 とした。

計算の対象とした橋は，スパンとしては 20 m，30 m，40 m，50 m の 4 種を選び，主ゲタ間隔としては，2.0 m，3.0 m，4.0 m の 3 種とし，主ゲタ本数は 3, 4, 5, 6 本の 4 種とした。主ゲタ間隔と主ゲタ本数を定めると図-2 からおのずから橋の幅員は定まってくる。これらのスパン，主ゲタ間隔，主ゲタ本数のいろいろな組み合せを考え，表-2 に一覧表にして示すような 40 種類の橋を計算の対象とした。



n ： 主ゲタ本数

図-2　橋の幅員と主ゲタ間隔との関係

さて，横方向の荷重分配の影響を考慮する場合には，計算に当って，次のような $\alpha^{(p)}$ をパラメーターとして考えなければならない。

$$\alpha^{(p)}=\frac{1}{p^4}\frac{12}{\pi^4}\left(\frac{L}{h}\right)^3\frac{LEI_T}{EI}$$

$p=1,\ 2,\ 3\cdots\cdots$

$\alpha^{(p)}$: p 番目の harmonic component に対する分配係数を計算するときのパラメーター

L : スパン

h : 主ゲタ間隔

EI : 主ゲタ 1 本あたりの主ゲタの曲げ剛性

EI_T : スパン方向 1m 当りの横方向部材の曲げ剛性

α の式の中には EI, EI_T が含まれているので，計算にあたってはこれらの値を仮定しなければならない。主ゲタ 1 本の断面 2 次モーメント I は合成ゲタの最近の橋の実例を参考にして表-2 に示すように仮定した。また，単位m当りの横方向部材の曲げ剛性 EI_T としては，スラブの曲げ剛性のみを考慮するとし，スラブ厚を各主ゲタ間隔に応じて 表-2 のように仮定した。もちろん荷重の横方向分配に影響を与える横方向部材としては，スラブ以外に，横ゲタ対傾構などをも考えるべきであろうが，スラブのみを考えておけば，一般の場合，主ゲタ曲

表-2　計算の対象とした橋の種類

主ゲタ間隔 2.0m　スラブ厚 17cm				$\alpha^{(1)}$ の値	
L（スパン）	主ゲタ本数	幅員	I	スラブのみを考えた場合	横ゲタ 3 本をも一所に考えた場合
20m	3 本	6m	1.75×10^6cm⁴	8.23	39.9
〃	4	8	〃		
〃	5	10	〃		
〃	6	12	〃		
30m	3 本	6m	4.55×10^6cm⁴	16.0	123.0
〃	4	8	〃		
〃	5	10	〃		
〃	6	12	〃		
40m	3 本	6m	9.1×10^6cm⁴	25.3	278.7
〃	4	8	〃		
〃	5	10	〃		
〃	6	12	〃		
50m	3 本	6m	15.7×10^6cm⁴	35.9	530.9
〃	4	8	〃		
〃	5	10	〃		
〃	6	12	〃		

主ゲタ間隔 3.0m　スラブ厚 18cm				$\alpha^{(1)}$ の値	
L（スパン）	主ゲタ本数	幅員	I	スラブのみを考えた場合	横ゲタ3本をも一所に考えた場合
20m	3本	9m	2.5×10^6cm^4	2.03	11.40
〃	4	12	〃		
〃	5	15	〃		
〃	6	18	〃		
30m	3本	9m	6.5×10^6cm^4	3.95	35.6
〃	4	12	〃		
〃	5	15	〃		
〃	6	18	〃		
40m	3本	9m	13.0×10^6cm^4	6.24	81.3
〃	4	12	〃		
〃	5	15	〃		
〃	6	18	〃		
50m	3本	9m	22.5×10^6cm^4	8.80	155.5
〃	4	12	〃		
〃	5	15	〃		
〃	6	18	〃		
主ゲタ間隔 4.0m　スラブ厚 19cm				$\alpha^{(1)}$ の値	
L（スパン）	主ゲタ本数	幅員	I	スラブのみを考えた場合	横ゲタ3本をも一所に考えた場合
20m	3本	12m	4.25×10^6cm^4	0.59	4.55
〃	4	16	〃		
30m	3本	12m	11.05×10^6cm^4	1.15	14.5
〃	4	16	〃		
40m	3本	12m	22.1×10^6cm^4	1.82	33.5
〃	4	16	〃		
50m	3本	12m	38.25×10^6cm^4	2.57	64.4
〃	4	16	〃		

げモーメントについては安全側となるものである。なお，横ゲタが配置されている場合，スラブとともに横ゲタの影響をも同時に考えた場合の差がどの程度になるかを示すため横ゲタ3本を $L/4$, $L/2$, $3L/4$ 断面に，それぞれ1本づつ配置した場合についても計算した。この場合，横ゲタ1本の曲げ剛性は，主ゲタ1本の曲げ剛性の 70% と仮定し，計算の対象とした橋のスパン，主ゲタ間隔，主ゲタ本数などは 表-2 と同じである。

α の値がある程度以上になると α の値が少々変わっても，横方向分配係数 ρ には，余り影響を及ぼすものではない（付図-1 参照）。加えて α の式より，縦横曲げ剛性の比 LEI_T/EI に比して，スパンと主ゲタ間隔の比 L/h が α の値に対して支配的であることがわかる。したがって EI や EI_T の値の仮定に当っての少々の誤差は，分配係数 ρ に対してはあまり影響しない。このようなことを考えると，たとえば，上記においては，EI としては，合成ゲタにおける実例からその値を仮定したが，合成されてないプレートガーダー橋の場合に対しても，以下に示す計算結果は実用上，十分な精度で適用することができると判断される。

3. 計算結果

〔i〕 曲げモーメントに対する分配係数

α をパラメーターとして，分配係数 ρ を求め，これより曲げモーメントに対する分配係数 K（線荷重に対して）および k（等分布荷重に対して）を計算することができる（計算の手順など詳細については，参考文献 2) を参照)。

各主ゲタへの曲げモーメントの横方向分配の状態は，荷重の載荷状態および考える断面によって変わってくるものである。L 荷重は1つの線荷重と等分布荷重からなるので，それぞれの荷重について，別々に K および k の横断面内での影響線を求めた。また断面は $L/2$ と $L/4$ の2つの断面を選んで計算した。線荷重より等分布荷重の方が，また $L/4$ 断面より $L/2$ 断面の方が，横方向分配の効率がよいということはいうまでもない。

曲げモーメントを計算する過程で，このような $L/2$ 断面および $L/4$ 断面についての K および k の影響線を前記 表-2 の場合について計算したが，この計算結果は種々な目的に有効に利用できるのではないかと思われるので，一応付図-1 のような型で示すことにする。

表-3　日通式 180 t 積載トレーラーの軸重

積載荷重	トレーラーの各軸荷重					総重量
W'	W_1	W_2	W_3	W_4	W_5	W
0 t	3.51 t (1.08)t/m	8.59 t (2.65)t/m	15.93 t (4.29)t/m	14.78 t (4.56)t/m	8.32 t (2.57)t/m	51 t
100 t	3.59 t (1.10)t/m	18.24 t (5.63)t/m	56.26 t (17.36)t/m	52.21 t (16.11)t/m	20.81 t (6.42)t/m	151 t
180 t	3.66 t (1.13)t/m	25.98 t (8.02)t/m	88.46 t (27.30)t/m	82.15 t (25.35)t/m	30.85 t (9.52)t/m	231 t

（ ）の数値は各軸重量を軸重幅で割った値

付図-1 には，$p=1$ の場合の α の値すなわち $\alpha^{(1)}$ の値に対する K および k の値が示されている。K および k の値に対しては，一般に p の値が小さいときの α ほど支配的であるので，もし任意の橋についての計算を改めておこないたいという場合には，$\alpha^{(1)}$ の値さえ計算すれば，付図-1 より簡単に K および k の影響線を求めることができる。また，スラブの曲げ剛性のみを考慮した場合については，タワミに対する分配係数の影響線も計算したので参考のためにその結果を付図-1-B に記してある。いうまでもなく，タワミの場合には，曲げモーメントに対するよりも，分配の効率はすぐれている。

〔ii〕 設計活荷重による主ゲタ曲げモーメント

改訂を予定されているような新しい L 荷重による各主ゲタ曲げモーメントを付図-1 に示したような K および k の影響線を用いて計算した結果は付図-2 に示す。この場合，L 荷重は，考えるケタおよびその断面について，もっとも危険な状態となるよう載荷したことはいうまでもない。付図-2 には，橋の全幅員にわたって，主車線に相当する荷重を載荷し各主ゲタが均等にその荷重を分担するとして計算した主ゲタ 1 本当りの曲げモーメントも同時に示されている。このようにして計算した曲げモーメントをここでは便宜的に，慣用計算による曲げモーメントと呼ぶことにし，付図-2 には一点鎖線で示してある。

なお，付図-2 には $L/2$ 断面の曲げモーメントとともに，$L/4$ 断面の値も記されている。これは付図-1 からわかるように，曲げモーメントの横方向分配の状態が $L/2$ 断面と $L/4$ 断面とでことなるからである。したがってスパン方向については $L/2$ 断面と $L/4$ 断面における値をなめらかな曲線で結んだものが，各断面の設計のために用いる曲げモーメントとなるが，実際には，従来おこなわれているように $L/2$ 断面の値のみを求め，曲げモーメントはスパン方向に放物線状に分布しているとして各断面を設計して実用上十分である。

〔iii〕 重量車輌による主ゲタ曲げモーメント

重量車輌としては未だ，軸重の大きさ，軸の間隔，軸の長さなど定められていないので，種々なものが考えられるが，ここでは日本通運株式会社において，重量物運搬のために使用している，180 t 積載トレーラーを対象とする。この日通式 180 t 積載トレーラーの構造および軸重の大きさなどは図-3，表-3 に示す。このトレーラーは自重のみで 51 t である。

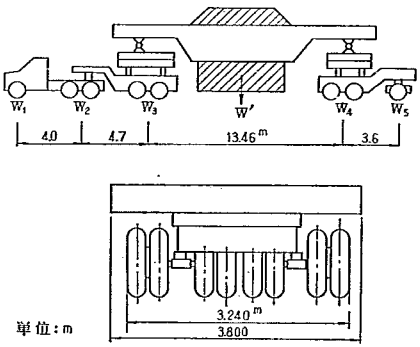


図-3　日通式180 t 積載トレーラー

このような重量車輌を通すときには，橋の各部にとくに過大な応力の生ずることをできるだけ避けるように通行するコースを選ばなければならない。いま，主ゲタについてのみ考えれば，各主ゲタに分配されるモーメントができるだけ均等となるように，通行コースを橋の幅員中央に選ぶのが最善である。このように橋の幅員中央を重量車が通行する場合，最大の主ゲタ曲げモーメントは，幅員中央にあるケタ，または，幅員中央に最も近いケタにおいて生ずる。いま，表-2 に示す橋のうち 表-4

表-4　日通式トレーラーに対する計算の対象とした橋の種類

主ゲタ本数	主ゲタ間隔	幅員	支間			
3 本	2 m	6.0m	20m	30m	40m	50m
3 〃	3 〃	9.0〃	20〃	30〃	40〃	50〃
3 〃	4 〃	12.0〃	20〃	30〃	40〃	50〃
4 本	2 m	8.0m	20m	30m	40m	50m
4 〃	3 m	12.0〃	20〃	30〃	40〃	50〃
4 〃	4 m	16.0〃	20〃	30〃	40〃	50〃
5 本	3 m	15.0m	20m	30m	40m	50m

に示すような場合をとりだし，付図-1 に示したような影響線を用いて重量車輌による $L/2$ 断面の最大の主ゲタ曲げモーメントを計算すると 付図-3 となる。計算に当っては，トレーラー荷重は 表-3 に示したように，その積載重量が 0 t，100 t，180 t の場合の 3 種とし，トレーラー荷重のスパン方向の載荷位置は，$L/2$ 断面に最大の曲げモーメントを生ぜしめるような位置とした。この場合，曲げモーメントの横方向分配の影響を考慮するとき $L/2$ 断面上に載荷する軸荷重に対しては，付図-1 の線荷重に対する K を用い，$L/2$ 断面以外のところに載荷する軸荷重に対しては，付図-1 の等分布荷重に対する k を用いた。(後述の 5.〔i〕の計算例を参照)

4. 計算結果から結論できる事項

〔i〕 設計活荷重による主ゲタ曲げモーメントについて

表-2 に示した α の値はスラブのみを考慮した場合と，スラブと同時に横ゲタ 3 本を配置した場合とでかなりことなるにかかわらず，付図-2 からわかるように 主ゲタの設計活荷重曲げモーメントは両者の場合で，あまり差がない。耳ゲタについては，横ゲタを考慮に入れた場合の方がスラブのみの場合よりも，ごくわずか大きくなるようであるが，両者の差はきわめて小さい。耳ゲタ以外の主ゲタの曲げモーメントについては，横ゲタを入れた場合の方がスラブのみの場合より少こし小さくなるが，主ゲタ数 3 本と 4 本の場合および主ゲタ数 5 本および 6 本の場合で，耳ゲタより 1 つ内側に寄ったケタについては両者の差は耳ゲタ同様にきわめて小さい。また，主ゲタ数が 5 本および 6 本の場合には，一ばん内側にある主ゲタについてのみ，両者の差が少こし認められるが，横ゲタを考慮に入れた場合に，スラブのみの場合より 10 %程度小さくなるというぐらいの差しか示さない。さらにここで計算の対象とした横ゲタを 3 本配置した場合の EI_T は一般に用いられている 鋼ケタ橋の 横方向部材の曲げ剛性の値としては，かなり大きい目の値であるということを考慮に入れると，一般の鋼ケタ橋の場合には主ゲタの設計活荷重曲げモーメントとして，付図-2-A に示したような，スラブの曲げ剛性のみを考慮した場合の値を用いても実用上，十分であるといえる。

このように横ゲタの有無がモーメントに余り影響しないということは，設計活荷重についてのみいえることであって，後で述べるように重量車軸を対象にするときには横ゲタの有無によって，曲げモーメントに大きな差違が生じてくる。

次に，上述のような横方向分配の影響を考慮して求めた主ゲタの設計活荷重曲げモーメント M と，3〔ii〕において述べたような意味の慣用計算によって得られた曲げモーメント M' との比較は，付図-2 から明らかであるが，耳ゲタについては M は M' より大きく，耳ゲタ以外の主ゲタについては，M は M' より小さくなるという従来からよく知られているのと同じ結論が得られる。いま，ごく大ざっぱな結論としてスラブのみを考慮した場合の M と M' との比較から，主ゲタの設計活荷重曲げモーメントとしては耳ゲタについては M' の 1.1 ～1.2 倍，耳ゲタ以外の主ゲタについては M' の 0.80 ～0.95 倍の値を採用してもよいといえる。この場合 M' は 3.〔ii〕において述べたように容易に計算できる。

〔ii〕 重量車輌による主ゲタ曲げモーメントについて

付図-3においては，日通式 180 t 積載トレーラーによる主ゲタ曲げモーメントが，スラブのみを考えた場合のモーメント M_1 と横ゲタをも同時に考えた場合のモーメント M_2 とが，比較して示されている。設計活荷重による主ゲタ曲げモーメントは前述したごとく両者の場合で余り差がないのに，付図-3 からわかるように，重量車輌による曲げモーメントについては，横ゲタの有無がかなりの影響をもち，横ゲタがある場合にはモーメントが小さくなる。

同じ主ゲタ本数の場合で橋の幅員が，大きくなるほど，すなわち，主ゲタ間隔が大きくなるほど，両者の場合の差は顕著にあらわれてくる。幅員の大きい場合には，M_2 は M_1 の 70% 程度にまで減少する。このような事実から，設計活荷重による曲げモーメントについては，横ゲタがあってもなくても，その値には大差なく，せっかく横ゲタを入れたことに対する効果が見のがされがちであるが，重量車輌に対しては，横ゲタを入れることが非常に効果的となる。また，この論文では，主ゲタ曲げモーメントを対象にしているのであるから，横方向部材の曲げについては論じないが，横方向に着目すれば，主ゲタのタワミ差によって，当然横方向部材に曲げが働く。このような曲げモーメントはスラブのみを考慮する場合には，かなり大きなものとなり，これに対してスラブの安全度を検討することが必要となる場合もあろうが，横ゲタを入れることによって，横方向曲げモーメントをかなり小さくすることができる。このように，横ゲタを入れることによって，重量車輌に対する主ゲタの安全度を増大し，横方向の曲げモーメントを小さくすることができるという利点があるので，さして工費が高くつくものとは思われないし，とくに幅の広いケタ橋では少なくとも，スパン中央には，かなりの曲げ剛性を有する横ゲタを配置するのが望ましい。

次に，重量車輌による曲げモーメントと設計活荷重による曲げモーメントとの比較について論じる。

このような比較を容易にするため，付図-3 には，スラブのみを考慮した場合の設計活荷重による曲げモーメントも同時に記入されている。付図-3 における両者の

比較から主ゲタ本数がふえるほど，また幅員が大きくなるほど，たとえば 180 t 積載した重量車輌による曲げモーメントと主ゲタの設計活荷重曲げモーメントとの差が小さくなり，重量車輌に対して有利になるということがわかる。

いま，もっとも条件の悪い場合として，主ゲタ本数3本，主ゲタ間隔 2m でスラブのみを考慮する場合をとりあげる。180 t 積載したトレーラー(トレーラー自重を含めると総重量 231 t) による曲げモーメントは，設計活荷重による曲げモーメントの2倍以下である。いま，仮りに，橋の死荷重モーメントと設計活荷重モーメントが等しいものとし，設計荷重（死荷重＋活荷重）の状態でケタが許容応力 1,400 kg/cm² に達しているとする，設計活荷重の代りに 180 t 積載したトレーラーが通行するとすると，これによってケタに生ずる応力は，上述したところより，設計活荷重によるものの2倍以下であるので，大きく見つもっても，1,400 kg/cm² で，これに死荷重の影響を加えると，ケタに生ずる全応力は結局 2,100 kg/cm² となる。この値は鋼材の降伏点応力以下であり，また，このような重量車が頻繁に通るということは考えられず，部材の疲労の点は考えなくともよいので，L-20 で設計した橋では，この論文でとりあげた橋の中で，もっとも条件の悪い場合でも，180 t 積載したトレーラーでも安全に通行できるといえる。

設計活荷重が L-20 であれば，20 t 以上の車を通してはならないと，誤って考えられることがあるかも知れぬが，ここにとりあげたような，総重量 231 t というような車でも，安全に通行させることができるものである。もちろん，このような重量車が列をなして通ることは考えられないので，橋上にあるのは1台のみとしていることはいうまでもない。なお以上においては，いずれも曲げモーメントの影響をうける場合の主ゲタについてのみ論じているものであり，主ゲタのみについては，重量車輌に対しても，安全であるといえるが，主ゲタ以外の部材，たとえばスラブなどについては，別個に検討しなければならない。主ゲタ以外の部材の重量車輌に対する安全性の問題は，今後に残された課題であり，道路を有効に利用するという意味から 20 t 以上の車の通行をゆるすときの規制事項たとえば，車輌の間隔，軸重の大きさや間隔などを定めるうえからも，この問題についての早急な解明が望まれる。

5. 計算結果の利用法

ここでとりあつかったものは，鋼ケタ橋として，現状で考えうる大体の範囲内のものを含んでいるから，それぞれの場合に応じて，種々な目的のために計算結果を有効に利用できると思うが，ここでは付図について，その主な利用法の 2，3 を述べることにする。

〔i〕 付図-1 について

ここには，線荷重（これは集中荷重に対するものと考えてもよい）および等分布荷重に対して，それぞれ L/2 断面および L/4 断面内における各ケタの曲げモーメントの横方向分配係数 K および k の影響線が示されているほか，L/2 断面内におけるケタのタワミの横方向分配の影響線も一部示されている。K および k は横方向分配の影響を考慮したときの，その主ゲタ曲げモーメント M（あるいはタワミ Y）と載荷した荷重をその作用したケタのみで受持つとしたときの曲げモーメント M_0（あるいはタワミ Y_0）との比すなわち M/M_0（あるいは Y/Y_0）である。(詳細は文献 2) 参照)

この付図-1 の K および k の影響線は，設計荷重以外の荷重たとえば，重量車輌による主ゲタ曲げモーメントを求める場合とか，あるいは，付図-2 を用いないで主ゲタの設計活荷重曲げモーメントを求める場合などに利用できる。いま，付図-1 の実用的利用法の一例として，図-4 に示すようなスパン 35m，主ゲタ3本，主ゲタ間隔 2.5m で，2. 説明した $\alpha^{(1)}$ が 12.4 である橋をとりあげ，図-3 に示したような 180 t 積載のトレーラー(総重量 231 t) によって内側主ゲタの L/2 断面において生ずる曲げモーメントおよびタワミの計算例を示す。

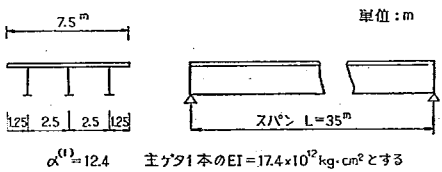


図-4　設計例にとりあげた橋

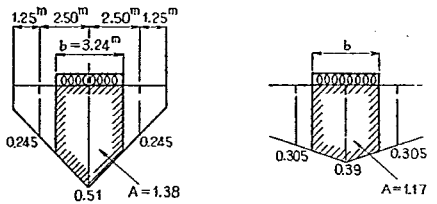
付図-1 の K および k は，主ゲタ数と α のみに関係する(主ゲタ間隔という要素は α の中に含まれている)。目下の場合，主ゲタ数3本で，α=12.4 である。

したがって，内側主ゲタの L/2 断面の曲げモーメントについては，K は付図-1-A-5 からまた k は付図-1-A-6 から，同じくタワミについては，K は付図-1-B-3 からまた k は付図-1-B-4 から図-5 のように求める。

橋軸の方向に，L/2 断面にもっとも不利な載荷状態となるようトレーラ荷重を負載すれば図-6 となる。

このような載荷状態のケタとしての L/2 断面の曲げモーメントを求めれば，これが M_0 となるが，前述したごとく，以後の計算で L/2 断面上に作用する荷重のみに対しては，K の影響線を用い，これ以外の荷重に対しては k の影響線を用いることにすれば，L/2 断面上に作用する荷重と，これ以外の荷重とによるものを，別々に計算しなければならない。すなわち L/2 断面上に作用する荷重による L/2 断面の曲げモーメントは M_0 =238.9 t·m，タワミは 30.3 mm また，上記以外の荷重

(a) 曲げモーメントに対するK　(b) 曲げモーメントに対するk



(c) タワミに対するK　(d) タワミに対するk

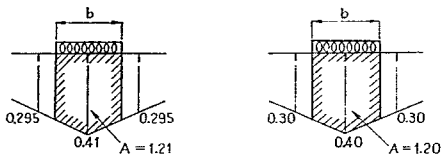
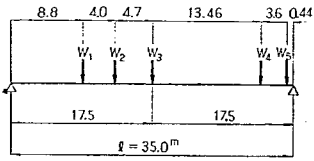


図-5　内側主ゲタに対する K および k



単位：m

図-6　トレーラー荷重の載荷位置

による $L/2$ 断面の曲げモーメントは $M_0=113.4$ t·m，タワミは 8.7 mm となる。(このように $L/2$ 断面上に作用する荷重と，そうでない荷重とに分けて別々の影響線を使わずにすべての荷重に対して K か k のいずれかの影響線を用いても，実用上にさしつかえないと思われる。もし K を用いれば，曲げモーメントはいくぶん大きい目に，一方 k を用いればいくぶん小さい目の値となるはずである。より正確な値を得たい場合には，目下の場合のように，$L/2$ 断面上に作用する荷重に対してのみ K を，その他の荷重に対しては k を用いればよい。)

前述のごとく，橋の安全性の上から幅員の中央の位置をトレーラーが通行するものとする。トレーラーの軸重は図-5 のように幅員の方向には軸重の幅 b の範囲内に等分布するものと考え，それぞれの荷重範囲内での影響線で囲まれた面積（図-5 参照）を計算する。このような面積 A を求めると，次式により，ケタの $L/2$ 断面に生ずる曲げモーメントが得られる。

$$M=M_0\cdot A/b$$

$$(Y=Y_0\cdot A/b)$$

すなわち，

$L/2$ 断面上の荷重に対して

$$M=238.9\cdot\frac{1.38}{3.24}=101\ \text{t·m}$$

$$Y=30.3\cdot\frac{1.21}{3.24}=11.3\text{mm}$$

その他の荷重に対して

$$M=113.4\cdot\frac{1.17}{3.24}=41\ \text{t·m}$$

$$Y=8.7\cdot\frac{1.20}{3.24}=3.2\text{mm}$$

結局，180 t 積載したトレーラーによる内側の主ゲタの $L/2$ 断面の曲げモーメントは $M=142$ t·m，タワミは $Y=14.5$ mm となる。

〔ii〕 付図-2 について

この実例で示されているような範囲内のスパン，主ゲタ本数主ゲタ間隔の鋼ケタ橋の主ゲタの設計活荷重曲げモーメントは，付図-2-A から実用上十分な精度で求めることができる。横ゲタを配置したりして，横方向の曲げ剛性がかなり大きいと考えられるような場合で，とくに幅員の中央に近い主ゲタの曲げモーメントをより正確に求めようとするときには付図-2-B を用いればよい（一般の場合，このような必要は余りないだろう)。主ゲタ間隔が付図-2 に示した場合の中間であるときには，補間法によって求めても，実用上十分である。たとえば，主ゲタ間隔 2.5 mの場合には付図-2 に示された主ゲタ間隔 2.0m と 3.0 mの場合の値より補間法で求める。したがって，現在用いられている範囲内の鋼ケタ橋については，ほとんどの場合，付図-2 から主ゲタ曲げモーメントが簡単に算出できるはずである。

〔iii〕 付図-3 について

計算にとりあげた範囲内の橋で，図-3 に示すようなトレーラー荷重に対して，もっとも危険となる主ゲタ曲げモーメントは，付図-3 から簡単に得られるが，上記以外の橋や，荷重に対しては適用できないので，前述した計算例のように，付図-1 を利用して，改めて計算しなければならない。

しかしながら，重量車輌を通すときの大体の目やすをつける上で 付図-3 は役立つのではないかと思われる。

6. あとがき

以上には，鋼ゲタ橋を対象に，改訂を予定されている新しい設計活荷重と，最近問題となりつつある重量車輌による主ゲタ曲げモーメントについて論じ，これらを簡単に求めることができるような実用的な図表や，方法を示した。

今回は，主ゲタの曲げモーメントのみしか論じなかったが，主ゲタに直角の方向に着目して，横方向部材の曲げについての検討は，とくに重量車輌の通行に対する橋の安全度を論ずるときには，今後に残された重要な課題

の一つであろう。

また，ここでは，単純支持構造で，かつ，プレートガーダーのようなネジリ剛性のない主ゲタの場合しか扱わなかったが，連続ゲタなどの不静定構造物あるいは，箱ゲタやコンクリートゲタのような，ネジリ剛性のある主ゲタの場合の曲げモーメントについては別の機会に論じたいと思う。

最後に，本文中の図表などが有効に利用されることができれば幸甚である。また本論文作成にあたり多大の努力をいただいた池田雄一（佐藤工業）氏に厚く感謝する。

参考文献

1) A. W. Hendry, L. G. Jaeger : The Analysis of Grid Frameworkes and Related Structures.

2) 多田安夫，国広哲男：格子ゲタの簡易計算法，土木技術資料，昭和 35 年 7 月，8 月

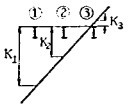
付図-1　分配係数 K および k

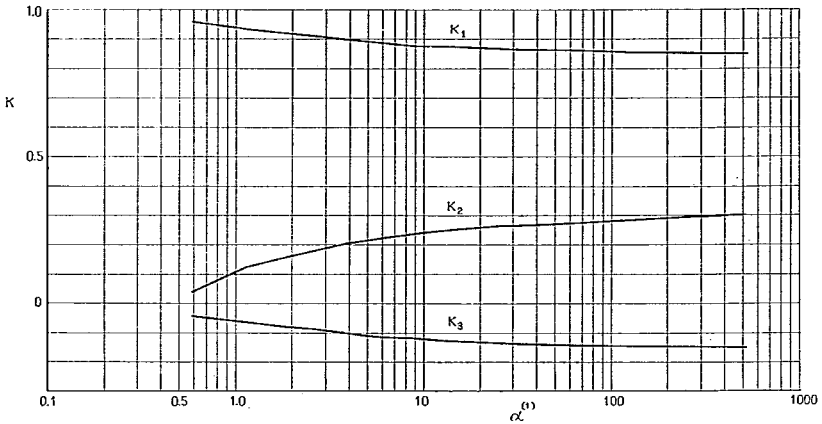
（A）曲げモーメントに対する場合

（付図番号）	（主ゲタ数）		（頁）
付図-1-A-1	3本	①ケタの $L/2$ 断面に対する K	10
2	〃	①ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
3	〃	①ケタの $L/4$ 断面に対する K	11
4	〃	①ケタの $L/4$ 断面に対する k	〃
5	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する K	12
6	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
7	〃	②ケタの $L/4$ 断面に対する K	13
8	〃	②ケタの $L/4$ 断面に対する k	〃
9	4本	①ケタの $L/2$ 断面に対する K	14
10	〃	①ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
11	〃	①ケタの $L/4$ 断面に対する K	15
12	〃	①ケタの $L/4$ 断面に対する k	〃
13	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する K	16
14	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
15	〃	②ケタの $L/4$ 断面に対する K	17
16	〃	③ケタの $L/4$ 断面に対する k	〃
17	5本	①ケタの $L/2$ 断面に対する K	18
18	〃	①ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
19	〃	①ケタの $L/4$ 断面に対する K	19
20	〃	①ケタの $L/4$ 断面に対する k	〃
21	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する K	20
22	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
23	〃	②ケタの $L/4$ 断面に対する K	21
24	〃	②ケタの $L/4$ 断面に対する k	〃
25	〃	③ケタの $L/2$ 断面に対する K	22
26	〃	③ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
27	〃	③ケタの $L/4$ 断面に対する K	23
28	〃	③ケタの $L/4$ 断面に対する k	〃
29	6本	①ケタの $L/2$ 断面に対する K	24
30	〃	①ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
31	〃	①ケタの $L/4$ 断面に対する K	25
32	〃	①ケタの $L/4$ 断面に対する k	〃
33	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する K	26
34	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
35	〃	②ケタの $L/4$ 断面に対する K	27
36	〃	②ケタの $L/4$ 断面に対する k	〃
37	〃	③ケタの $L/2$ 断面に対する K	28
38	〃	③ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
39	〃	③ケタの $L/4$ 断面に対する K	29
40	〃	③ケタの $L/4$ 断面に対する k	〃

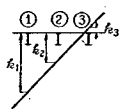
（B）タワミに対する場合

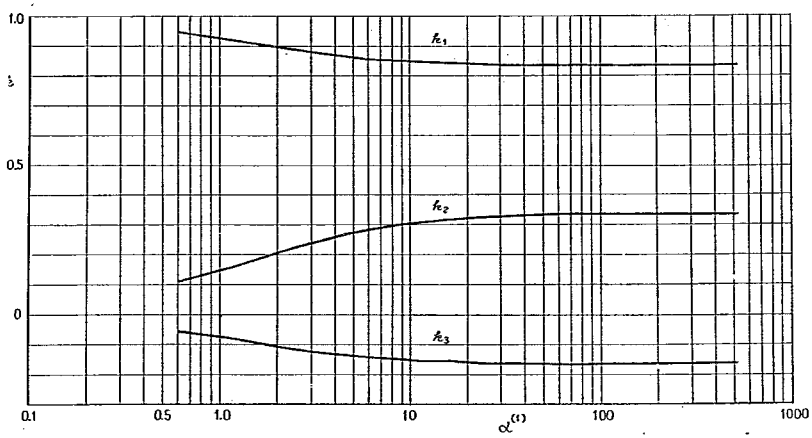
付図-1-B-1	3本	①ケタの $L/2$ 断面に対する K	30
2	〃	①ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
3	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する K	31
4	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
5	4本	①ケタの $L/2$ 断面に対する K	32
6	〃	①ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
7	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する K	33
8	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
9	5本	①ケタの $L/2$ 断面に対する K	34
10	〃	①ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
11	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する K	35
12	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
13	〃	③ケタの $L/2$ 断面に対する K	36
14	〃	③ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
15	6本	①ケタの $L/2$ 断面に対する K	37
16	〃	①ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
17	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する K	38
18	〃	②ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃
19	〃	③ケタの $L/2$ 断面に対する K	39
20	〃	③ケタの $L/2$ 断面に対する k	〃



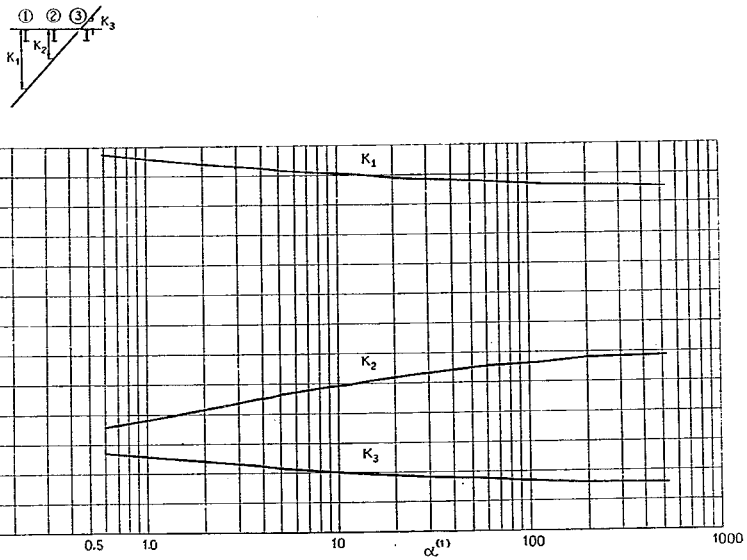


付図-1-A-1 ①ケタの $L/2$ 断面に対する K

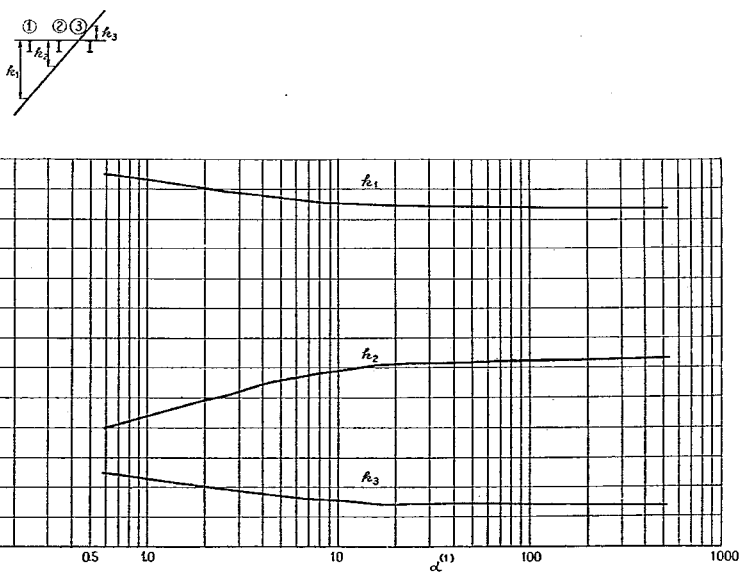




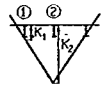
付図-1-A-2 ①ケタの $L/2$ 断面に対する k

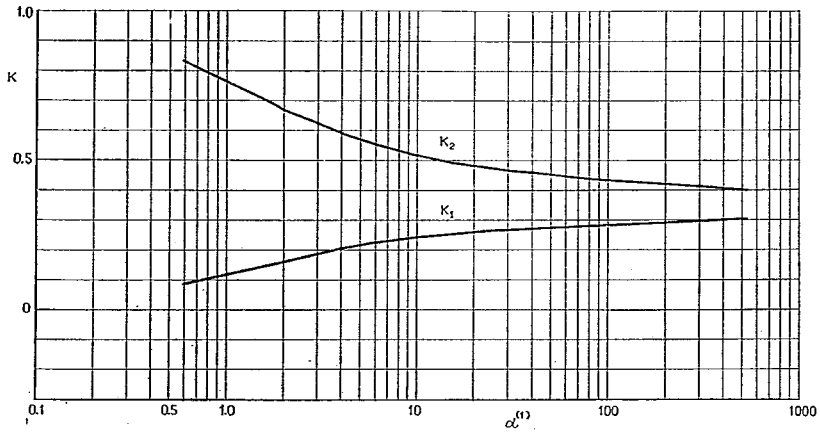


付図-1-A-3 ①ゲタの $L/4$ 断面に対する K

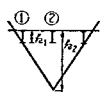


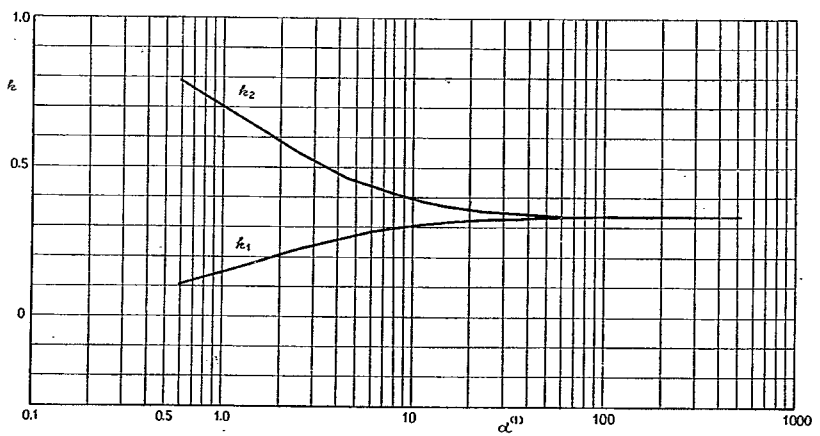
付図-1-A-4 ①ゲタの $L/4$ 断面に対する k



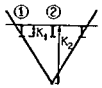


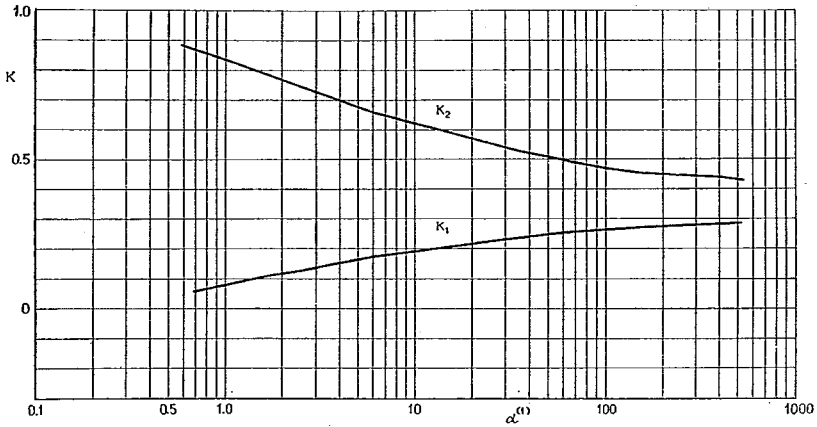
付図-1-A-5 ②ケタの $L/2$ 断面に対する K



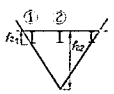


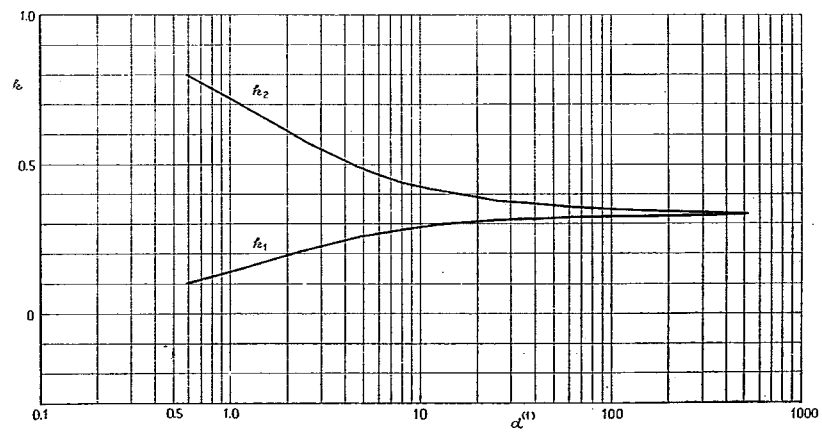
付図-1-A-6 ②ケタの $L/2$ 断面に対する k



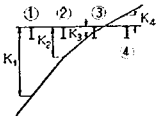


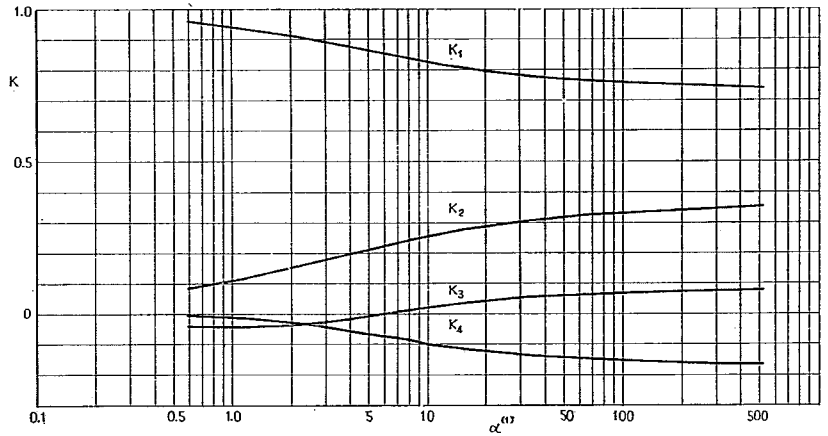
付図-1-A-7　②ケタの $L/4$ 断面に対する K



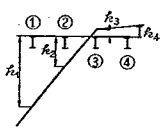


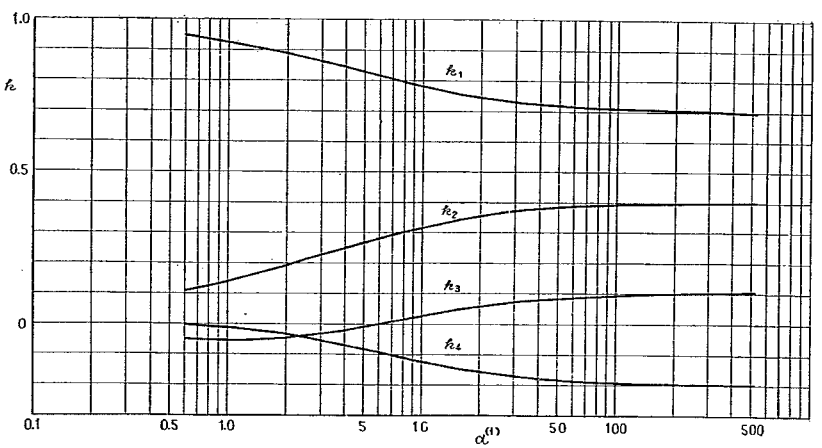
付図-1-A-8　②ケタの $L/4$ 断面に対する k



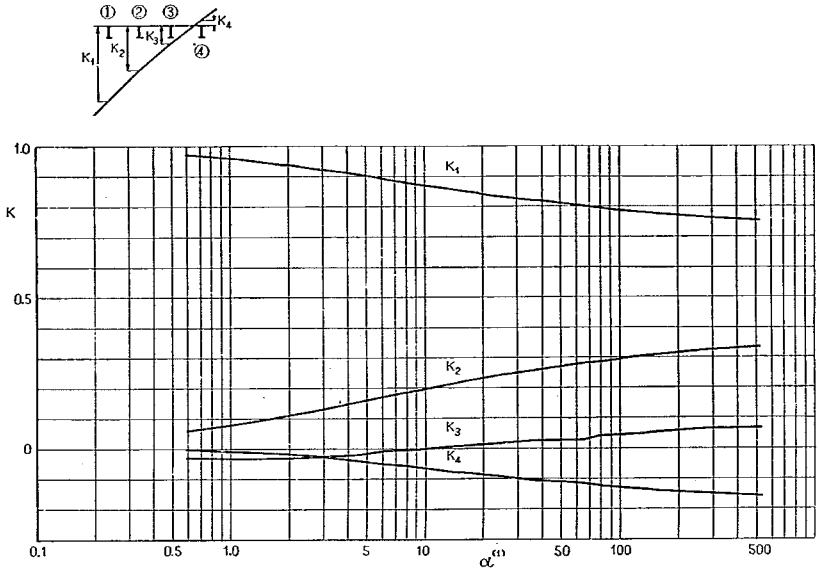


付図-1-A-9 ①ケタの $L/2$ 断面に対する K

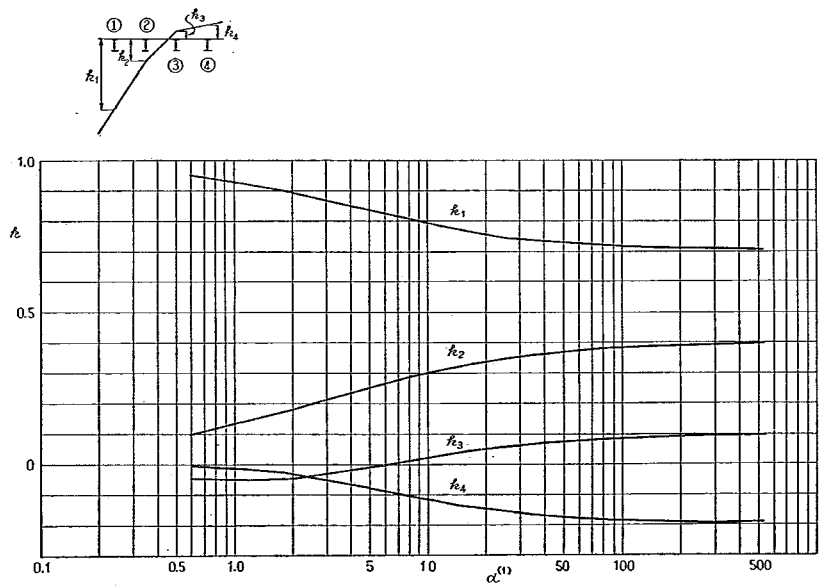




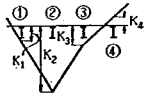
付図-1-A-10 ①ケタの $L/2$ 断面に対する k

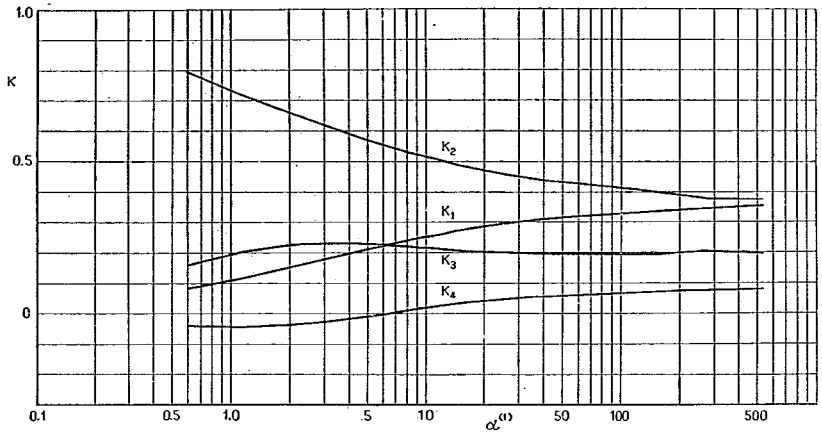


付図-1-A-11　①ケタの $L/4$ 断面に対する K

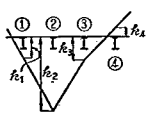


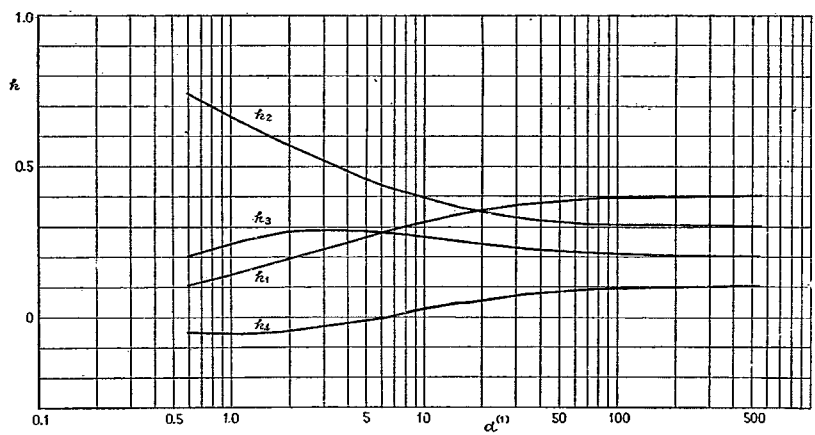
付図-1-A-12　①ケタの $L/4$ 断面に対する k



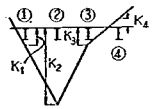


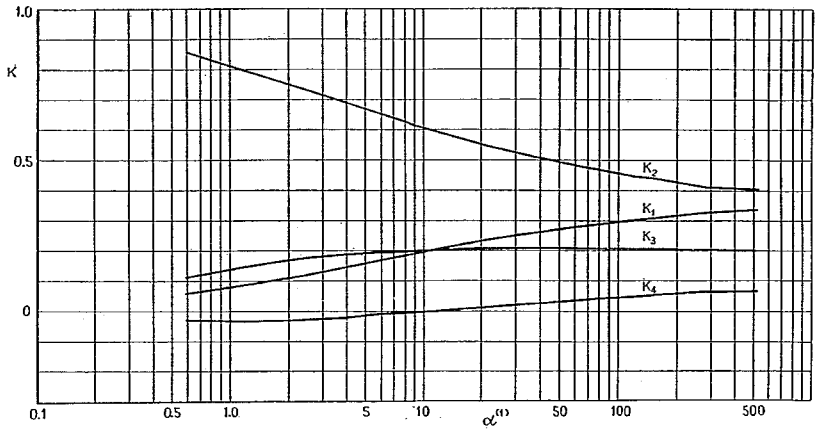
付図-1-A-13 ②ケタの $L/2$ 断面に対する K



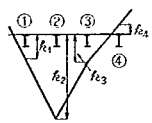


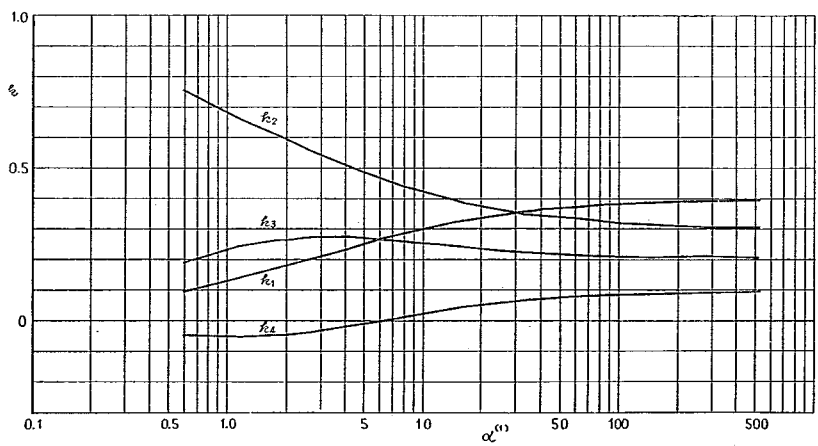
付図-1-A-14 ②ケタの $L/2$ 断面に対する k



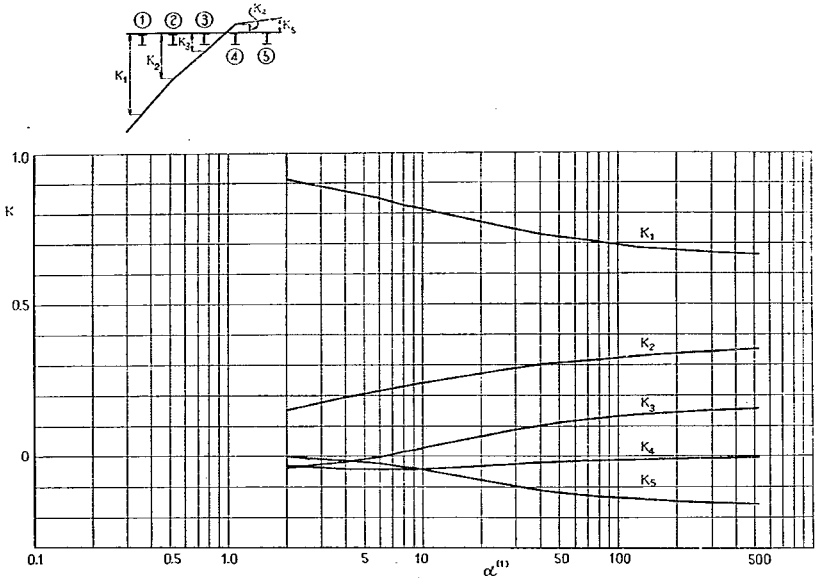


付図-1-A-15 ③ケタの $L/4$ 断面に対する K

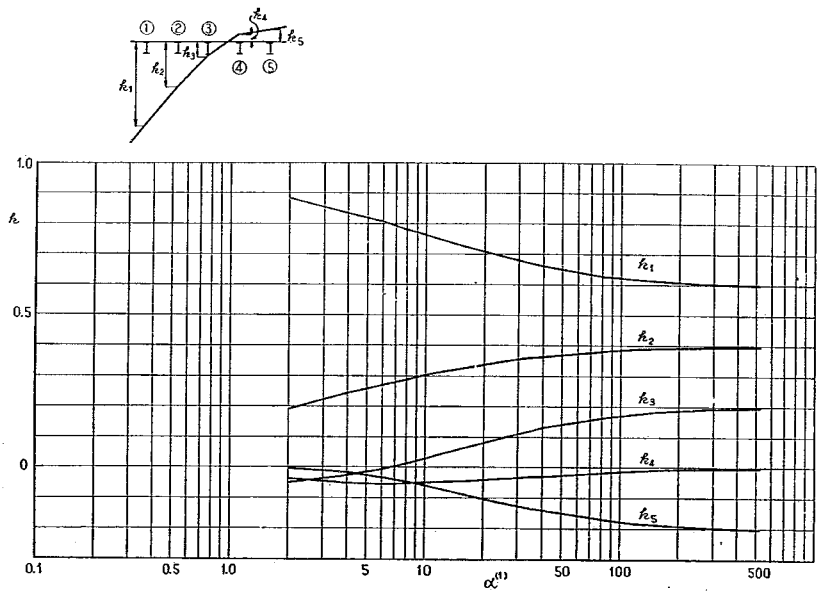




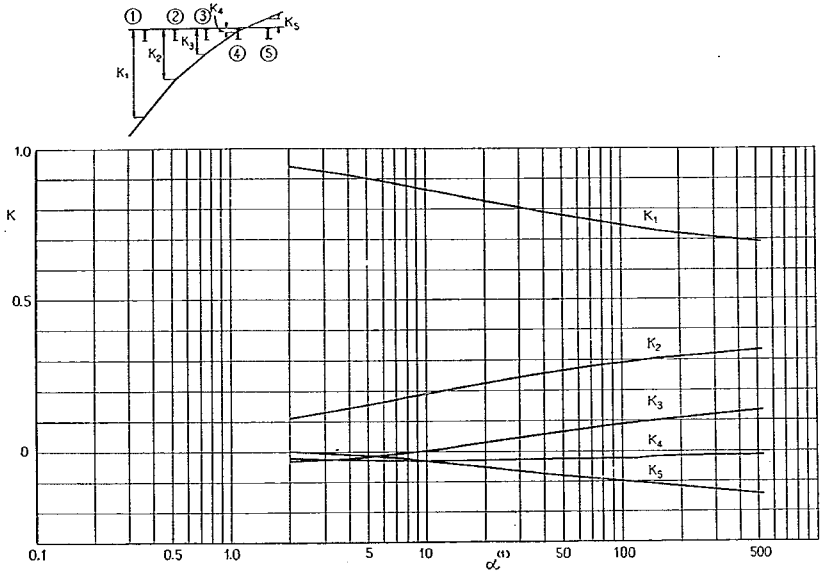
付図-1-A-16 ②ケタの $L/4$ 断面に対する k



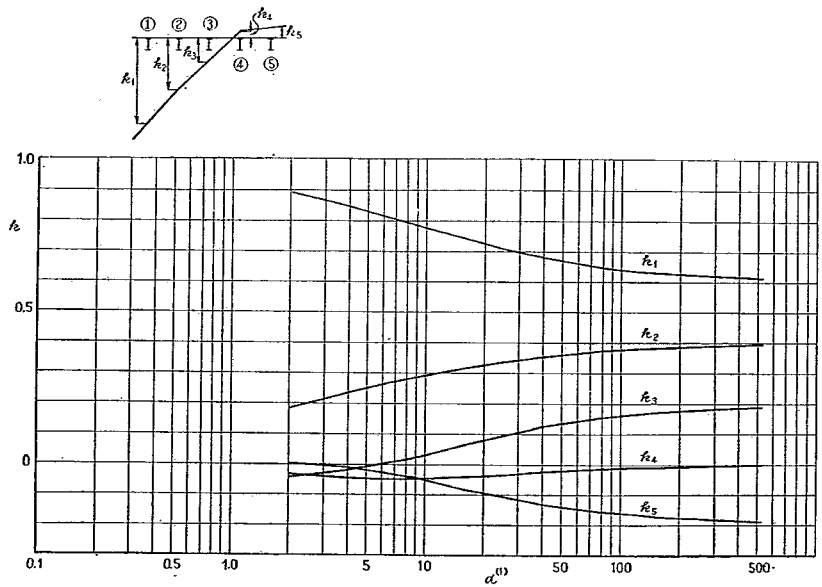
付図-1-A-17 ①ケタの $L/2$ 断面に対する K



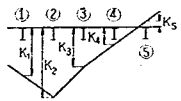
付図-1-A-18 ①ケタの $L/2$ 断面に対する k

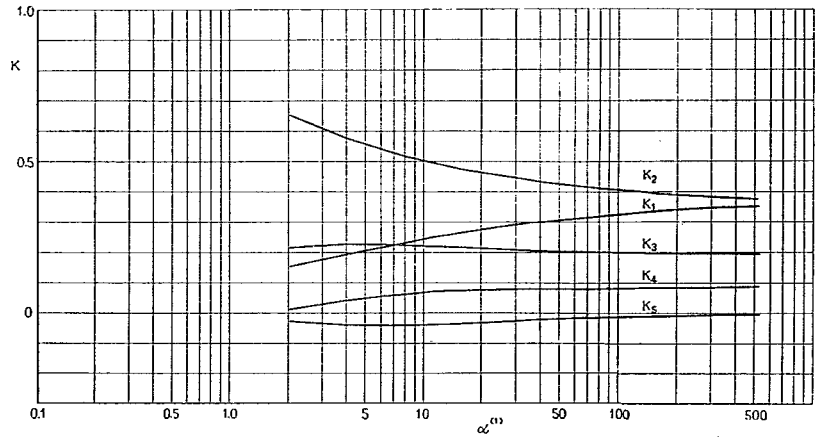


付図-1-A-19 ①ゲタの $L/4$ 断面に対する K

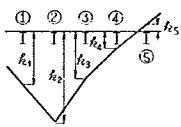


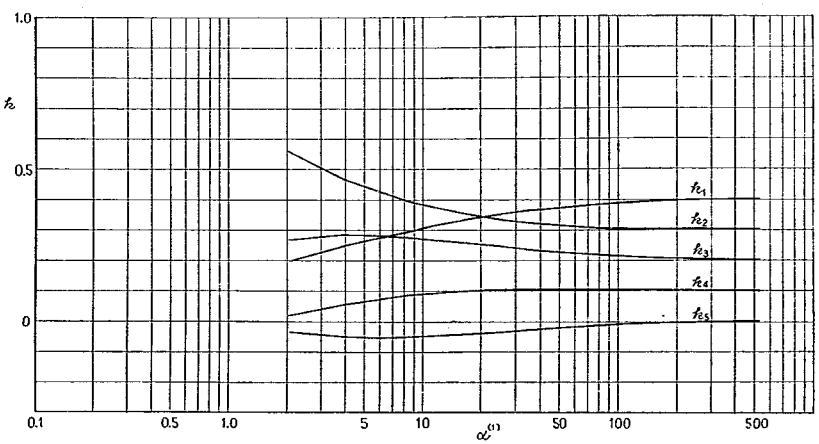
付図-1-A-20 ①ゲタの $L/4$ 断面に対する k



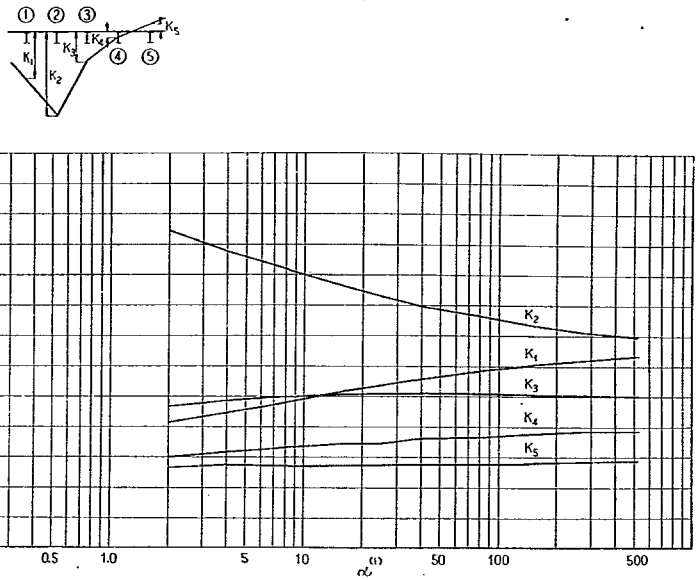


付図-1-A-21 ②ケタの $L/2$ 断面に対する K

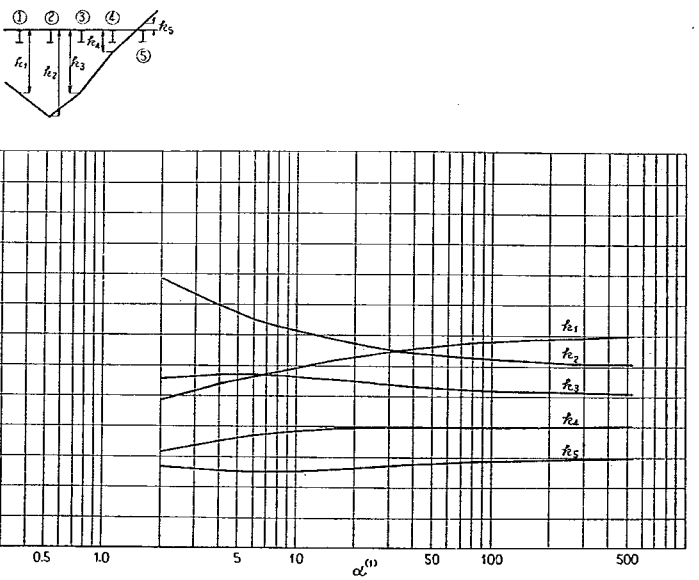




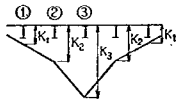
付図-1-A-22 ②ケタの $L/2$ 断面に対する k

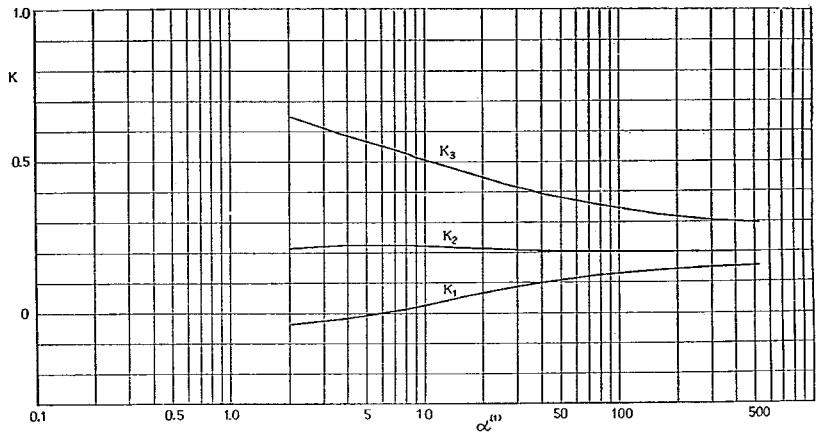


付図-1-A-23　②ケタの $L/4$ 断面に対する K

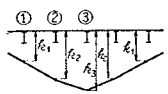


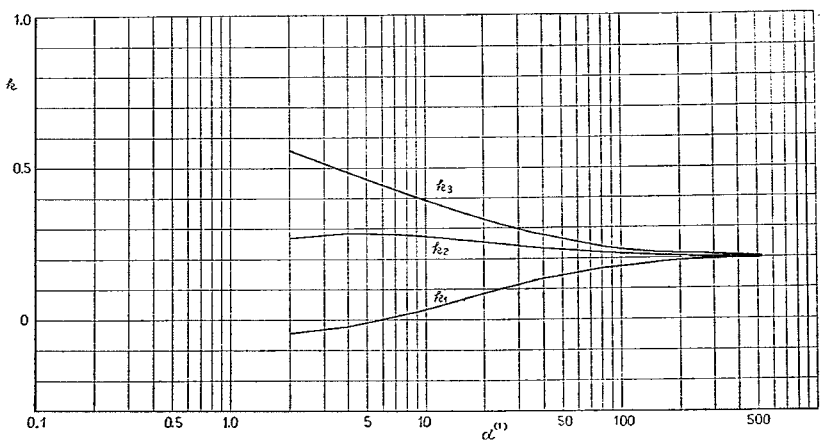
付図-1-A-24　②ケタの $L/4$ 断面に対する k



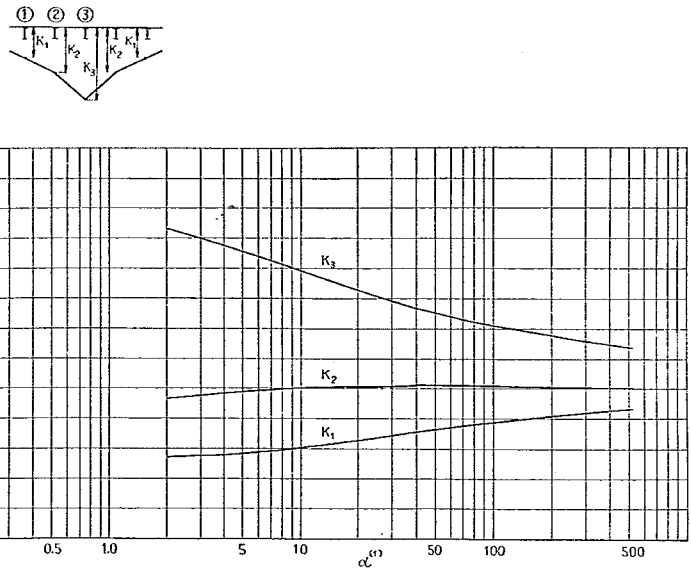


付図-1-A-25 ③ケタの $L/2$ 断面に対する K

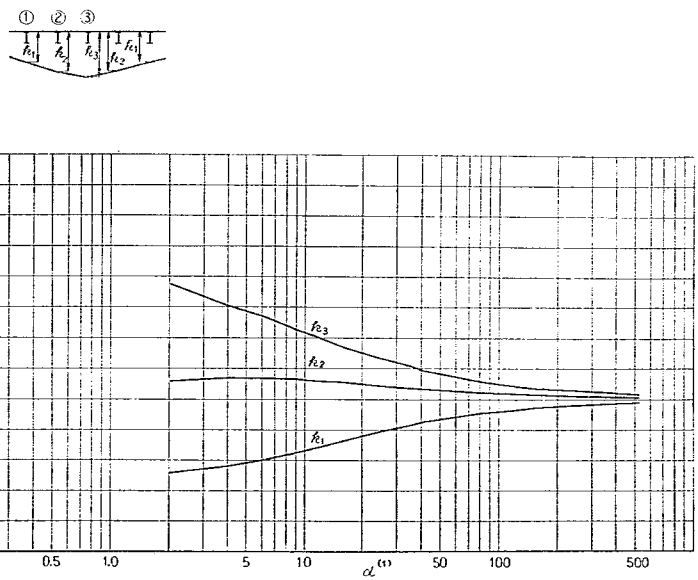




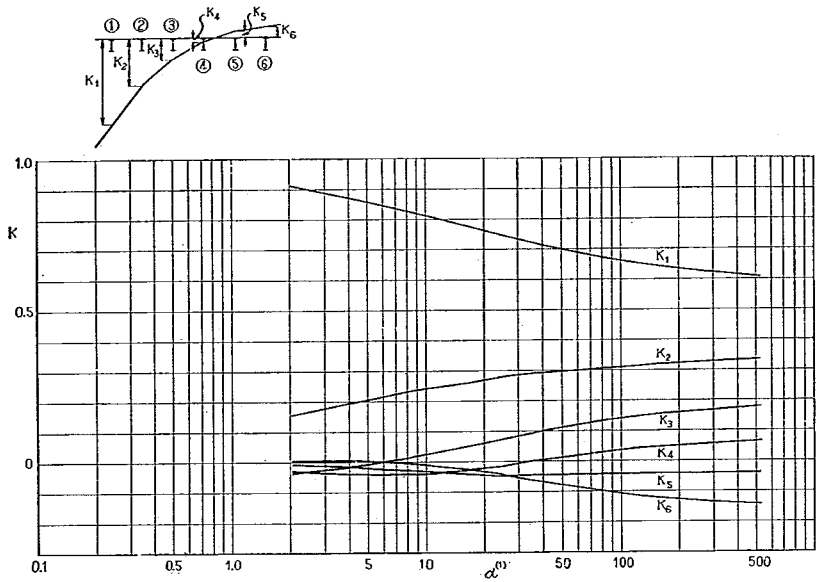
付図-1-A-26 ③ケタの $L/2$ 断面に対する k



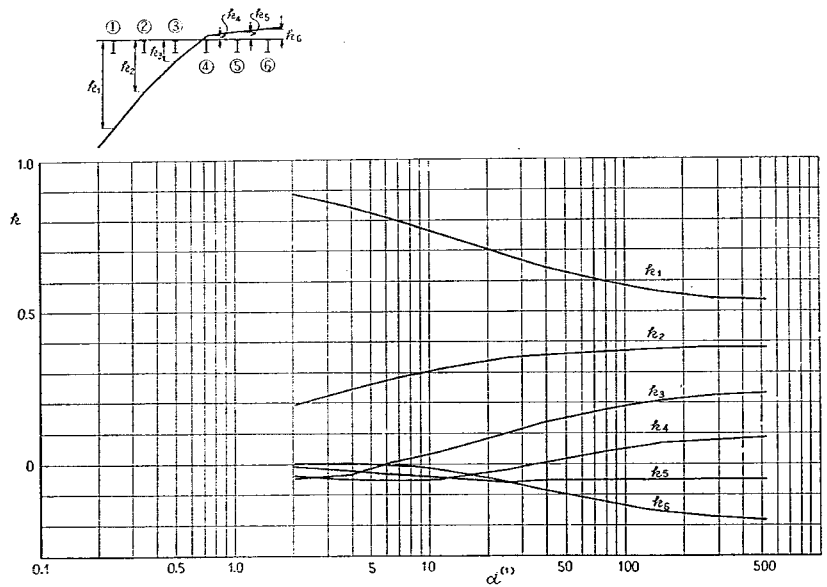
付図-1-A-27　③ケタの $L/4$ 断面に対する K



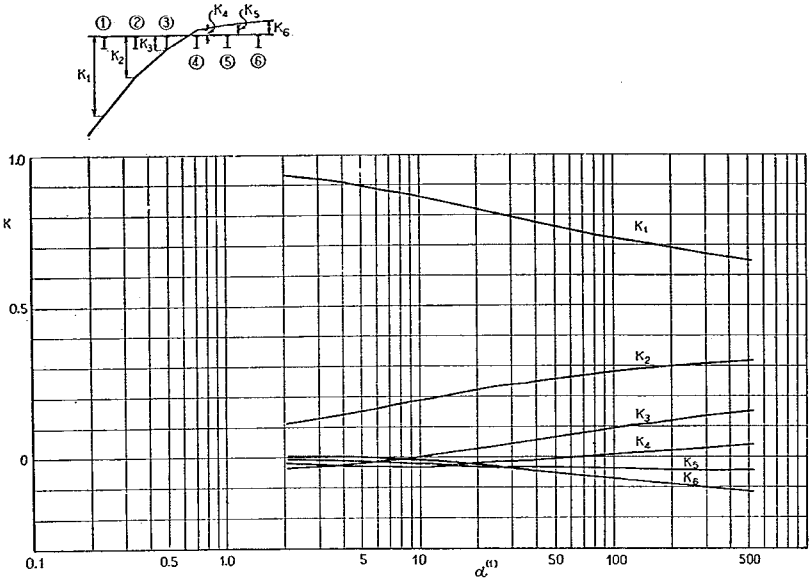
付図-1-A-28　③ケタの $L/4$ 断面に対する k



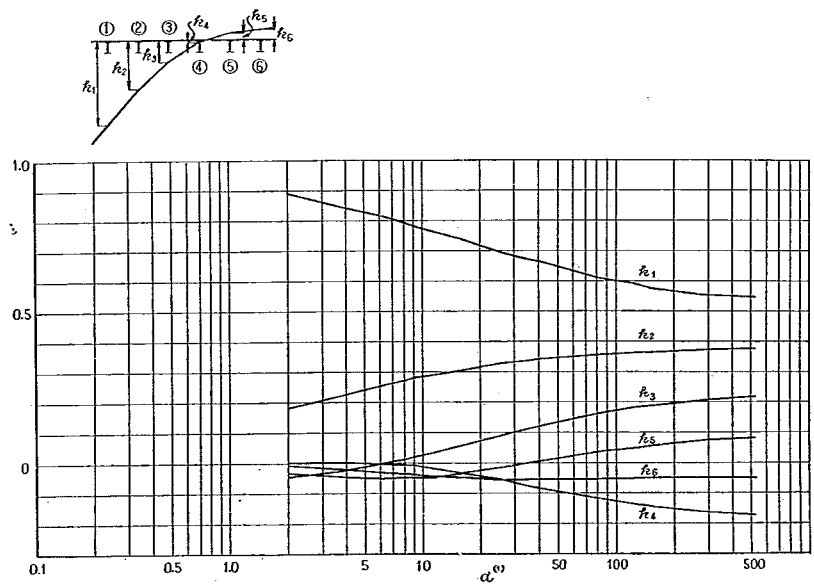
付図-1-A-29 ①ケタの $L/2$ 断面に対する K



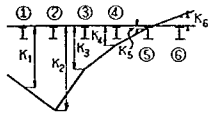
付図-1-A-30 ①ケタの $L/2$ 断面に対する k

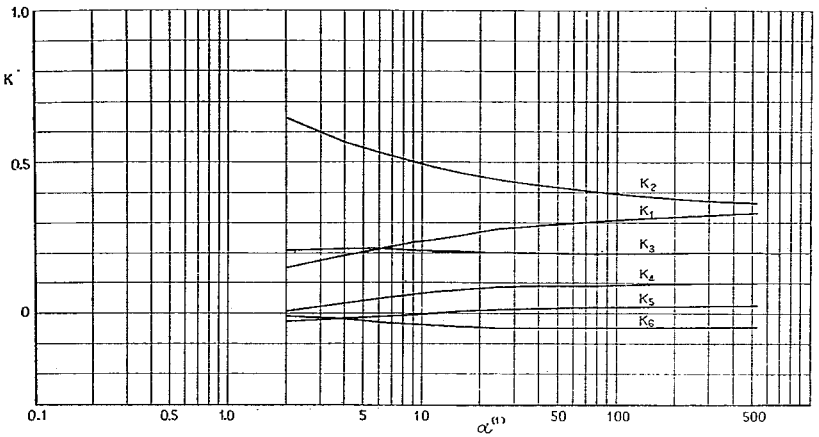


付図-1-A-31　①ケタの $L/4$ 断面に対する K

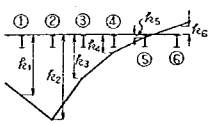


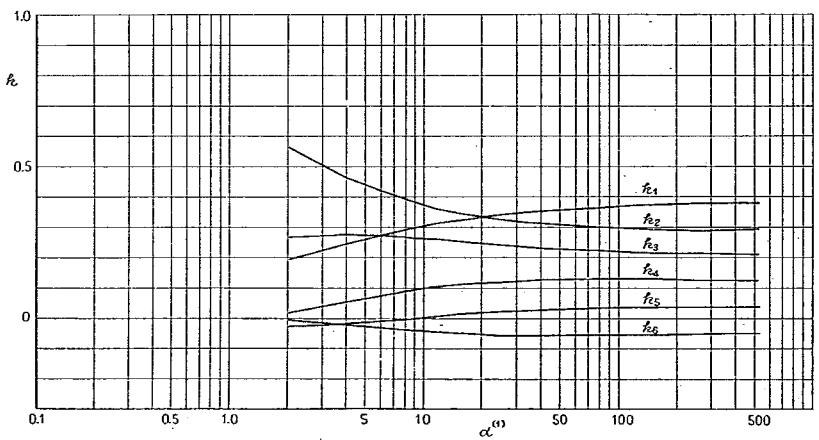
付図-1-A-32　①ケタの $L/4$ 断面に対する k



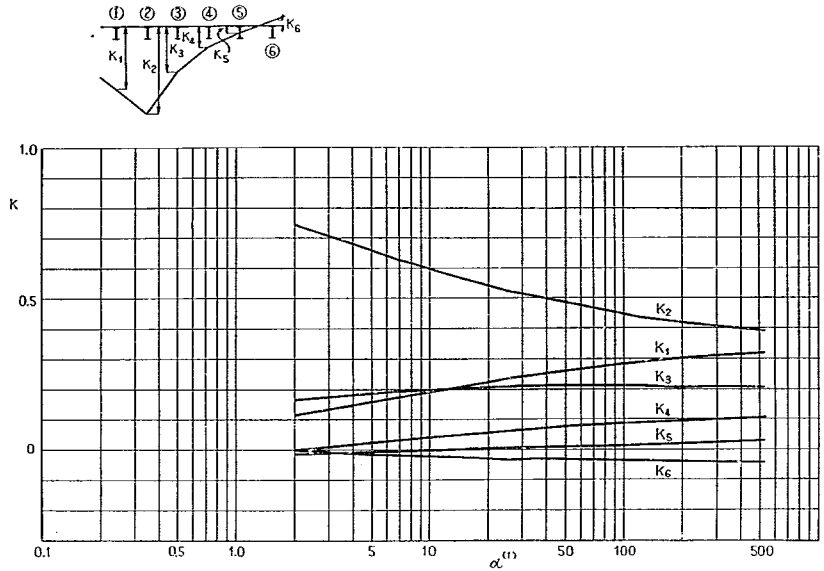


付図-1-A-33 ②ケタの $L/2$ 断面に対する K

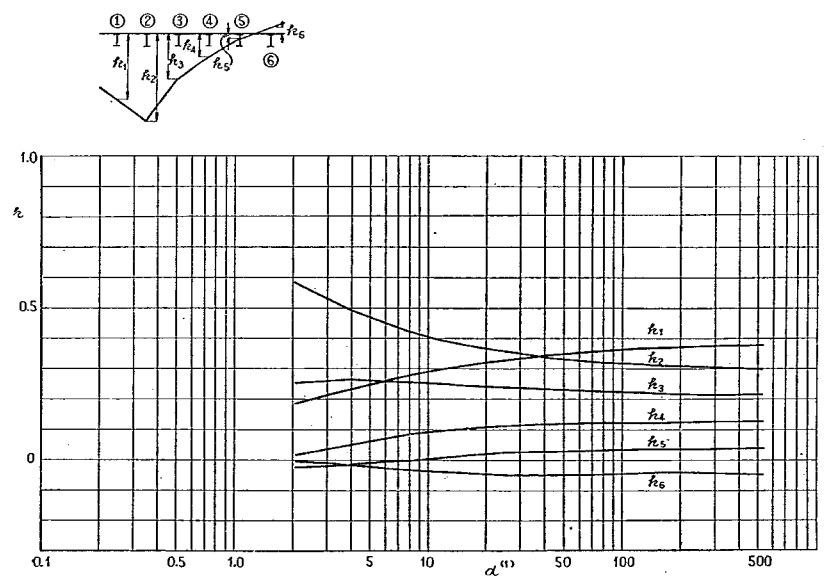




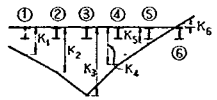
付図-1-A-34 ②ケタの $L/2$ 断面に対する k

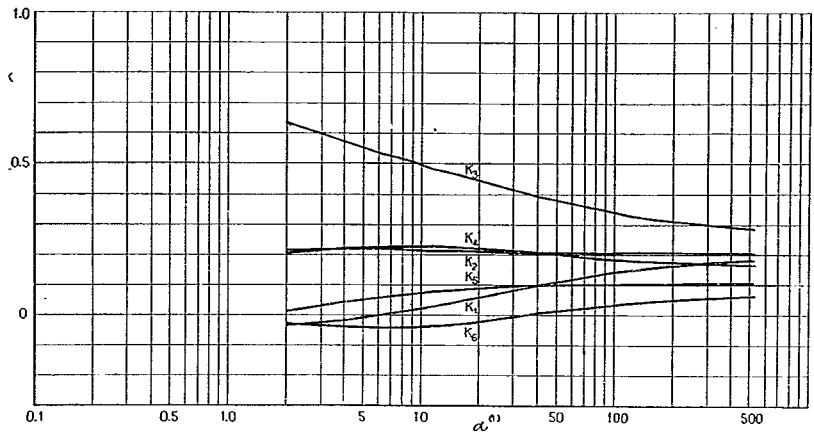


付図-1-A-35　②ケタの $L/4$ 断面に対する K

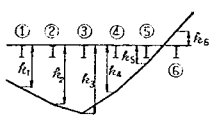


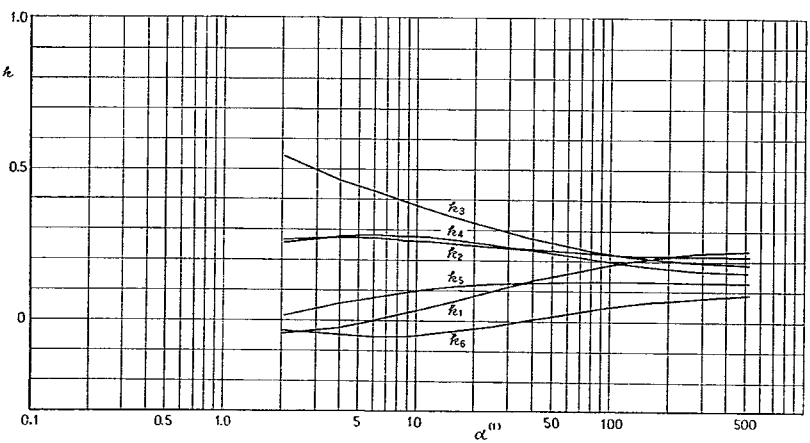
付図-1-A-36　②ケタの $L/4$ 断面に対する k



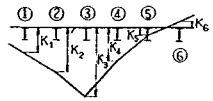


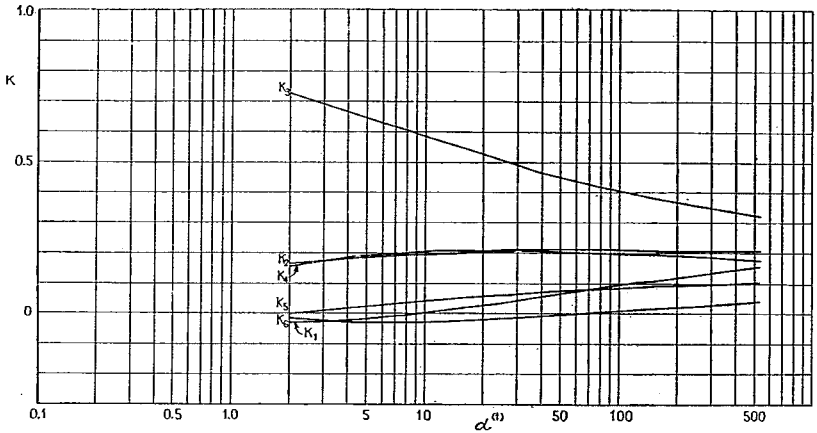
付図-1-A-37 ③ケタの $L/2$ 断面に対する K



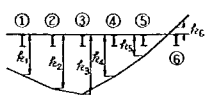


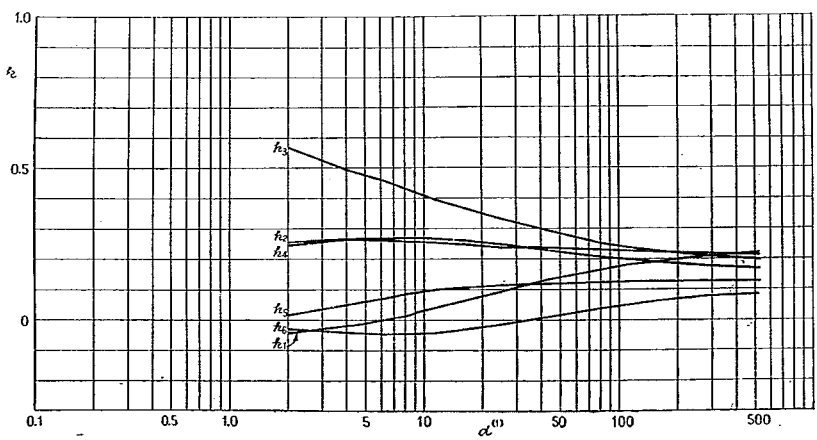
付図-1-A-38 ③ケタの $L/2$ 断面に対する k



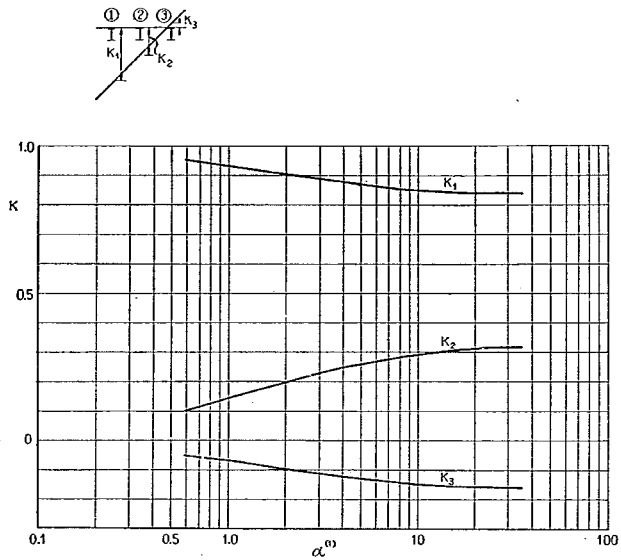


付図-1-A-39　③ケタの $L/4$ 断面に対する K

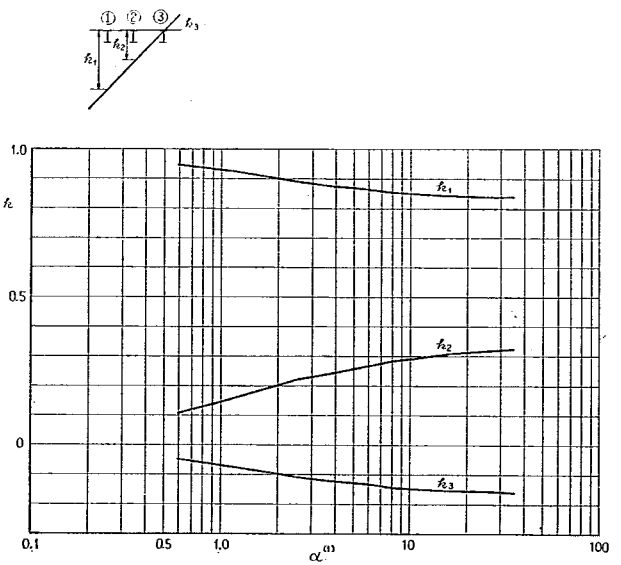




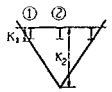
付図-1-A-40　③ケタの $L/4$ 断面に対する k

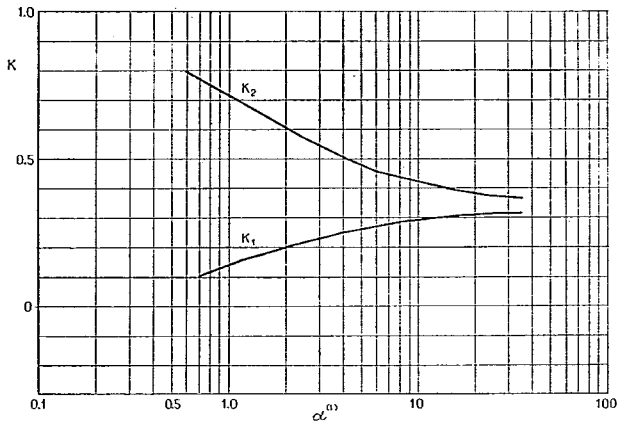


付図-1-B-1 ①ケタの $L/2$ 断面に対する K

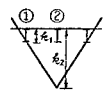


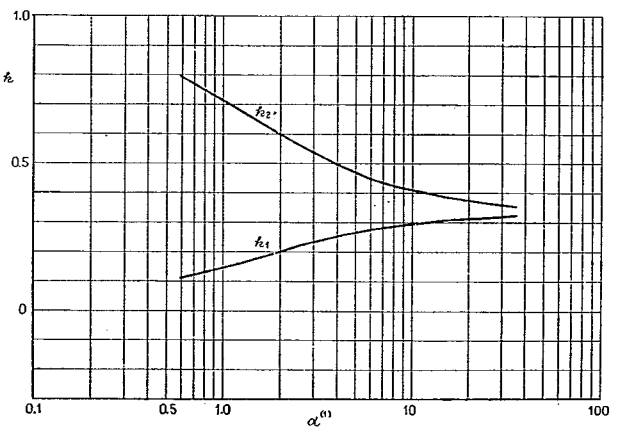
付図-1-B-2 ①ケタの $L/2$ 断面に対する k



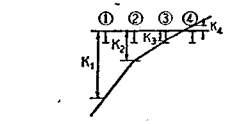


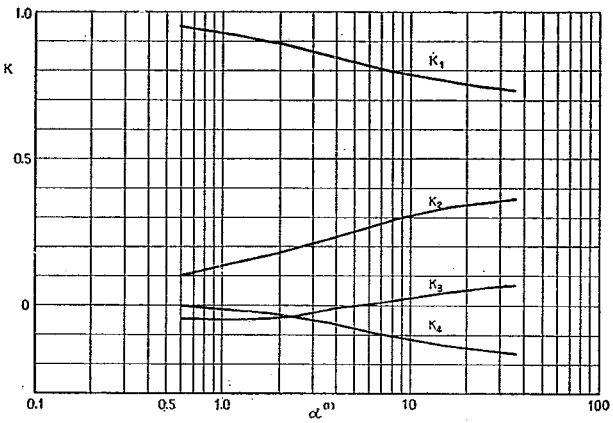
付図-1-B-3　②ケタの $L/2$ 断面に対する K



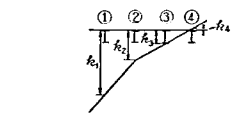


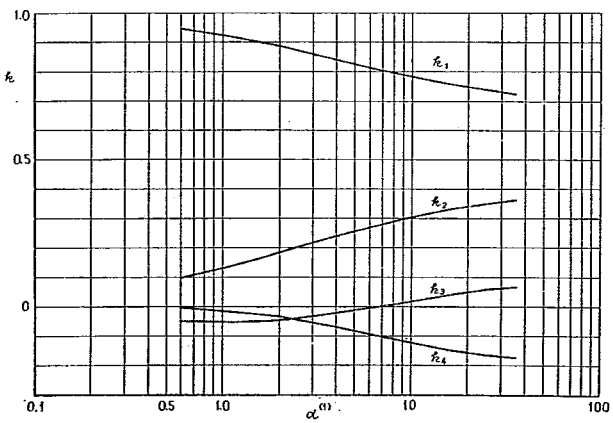
付図-1-B-4　②ケタの $L/2$ 断面に対する k



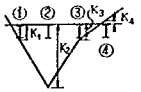


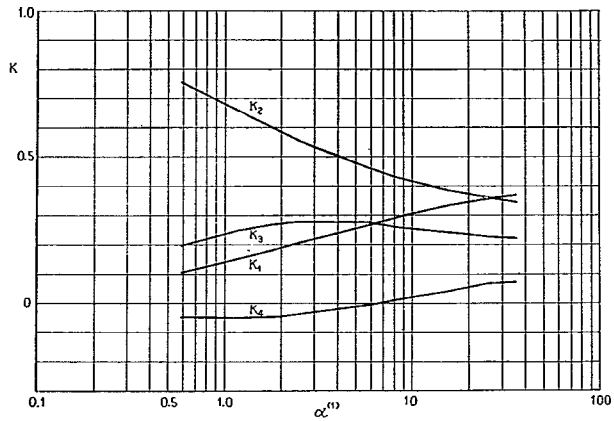
付図-1-B-5 ①ケタの $L/2$ 断面に対する K



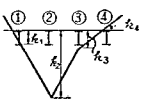


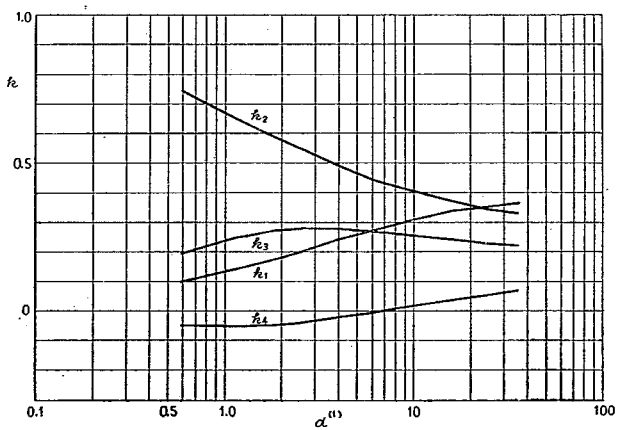
付図-1-B-6 ①ケタの $L/2$ 断面に対する k



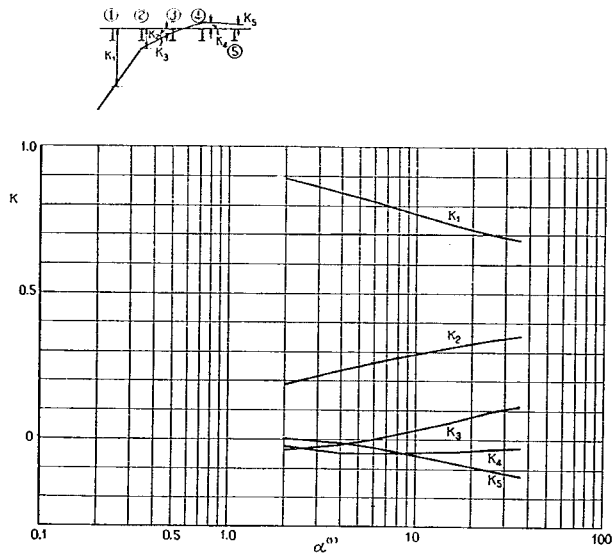


付図-1-B-7 ②ケタの $L/2$ 断面に対する K

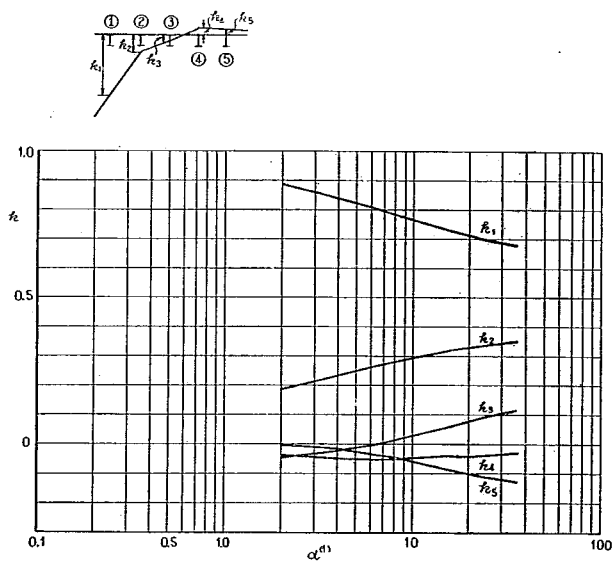




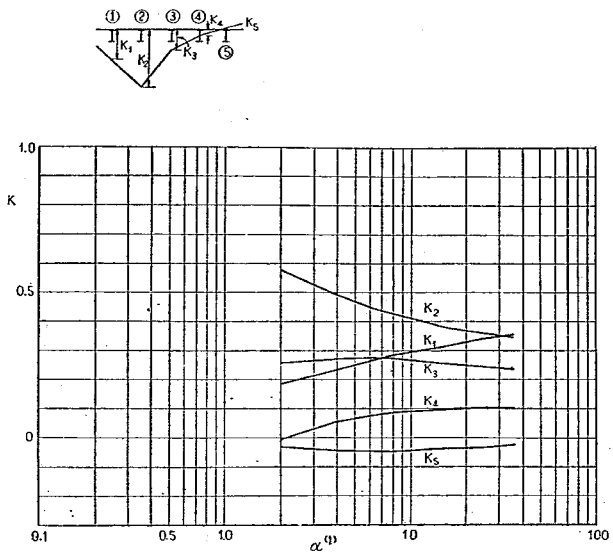
付図-1-B-8 ②ケタの $L/2$ 断面に対する k



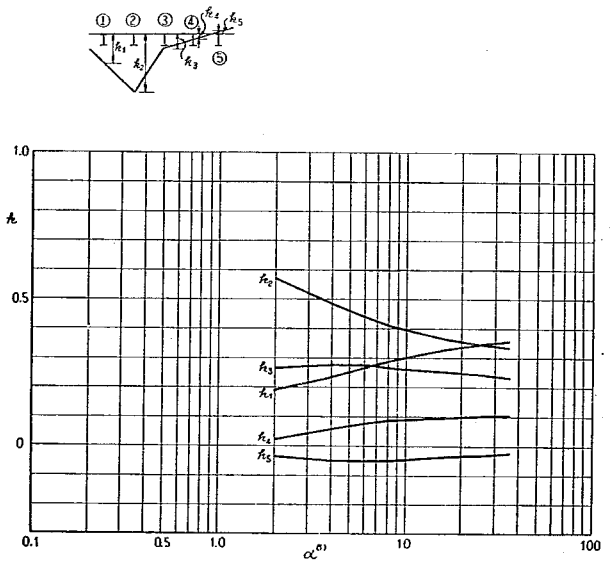
付図-1-B-9 ①ケタの $L/2$ 断面に対する K



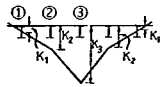
付図-1-B-10 ①ケタの $L/2$ 断面に対する k

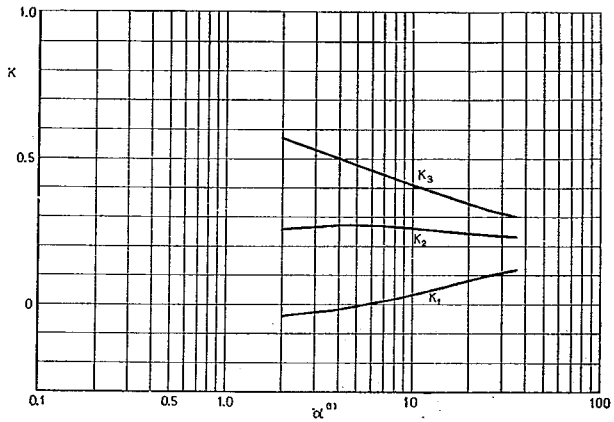


付図-1-B-11　②ケタの $L/2$ 断面に対する K

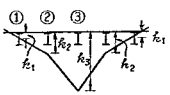


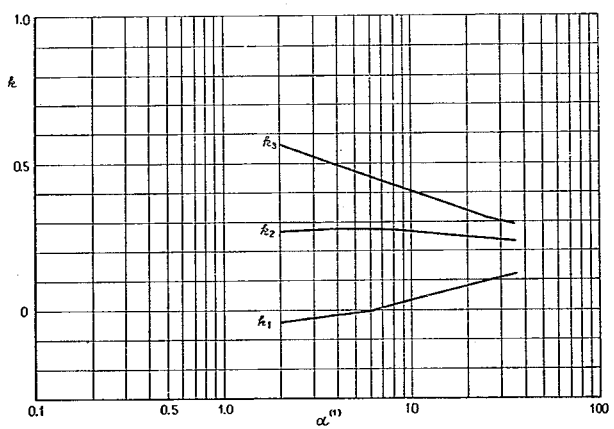
付図-1-B-12　②ケタの $L/2$ 断面に対する k



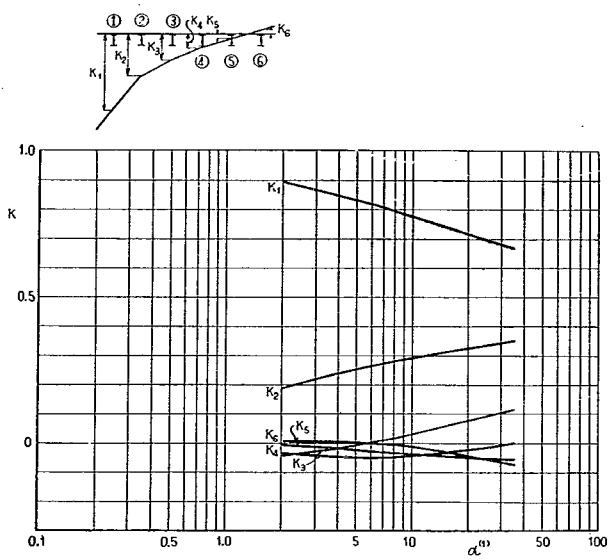


付図-1-B-13 ③ケタの $L/2$ 断面に対する K

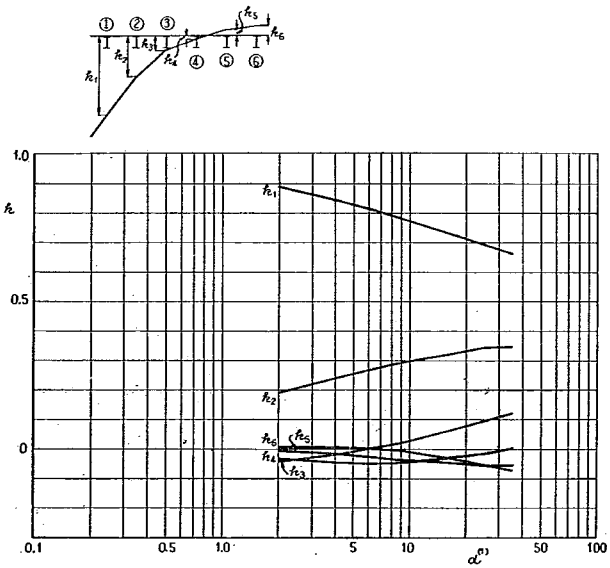




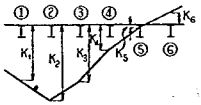
付図-1-B-14 ③ケタの $L/2$ 断面に対する k

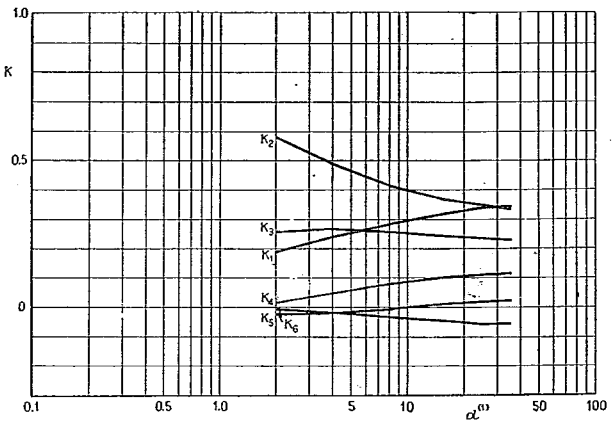


付図-1-B-15　①ケタの $L/2$ 断面に対する K

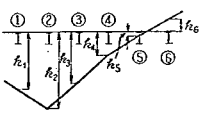


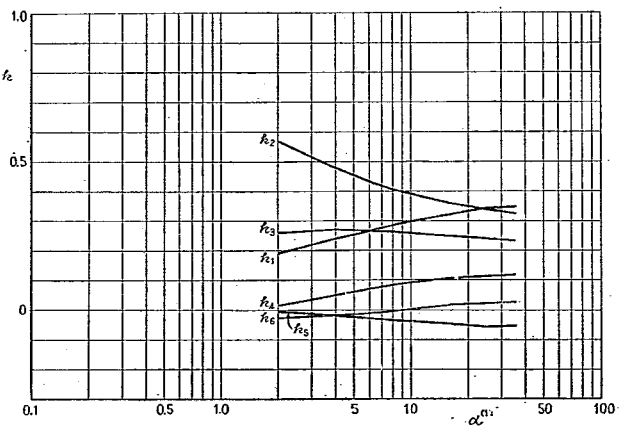
付図-1-B-16　①ケタの $L/2$ 断面に対する k



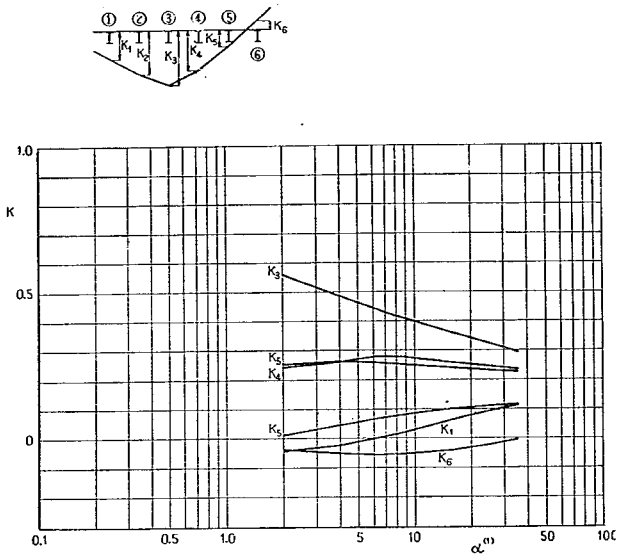


付図-1-B-17 ②ケタの $L/2$ 断面に対する K

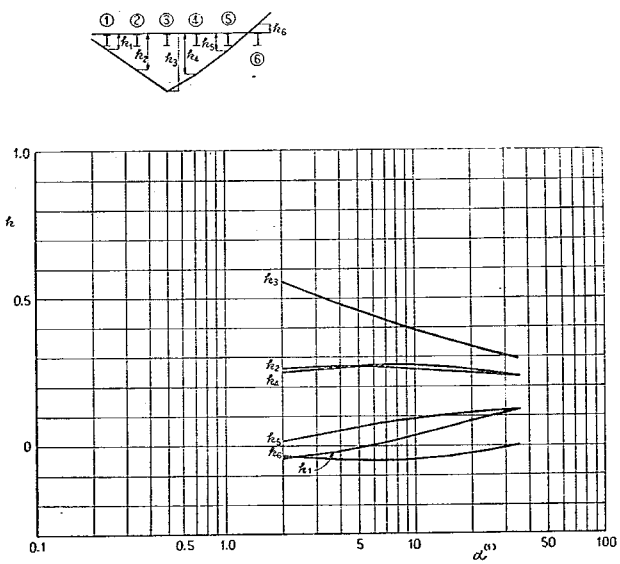




付図-1-B-18 ②ケタの $L/2$ 断面に対する k



付図-1-B-19　③ケタの $L/2$ 断面に対する K



付図-1-B-20　③ケタの $L/2$ 断面に対する k

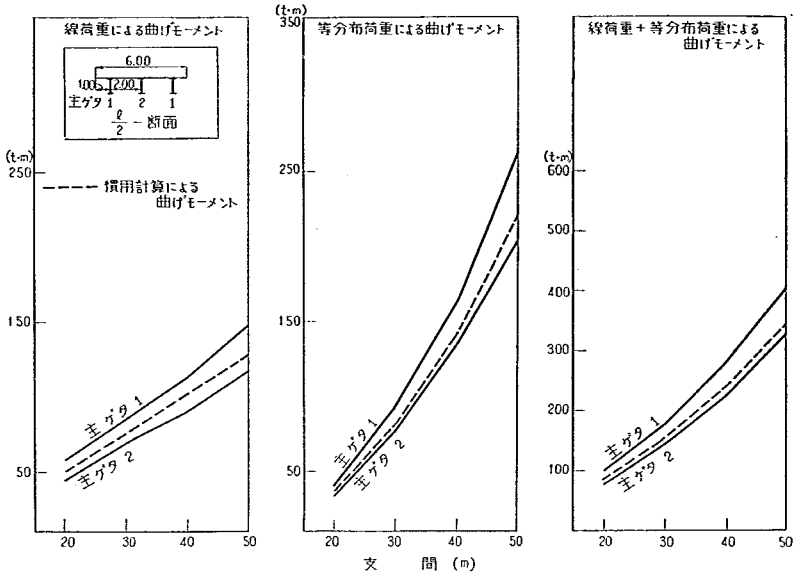
付図-2 L 荷重による主ゲタの設計曲げモーメント

（A） スラブのみを考慮した場合

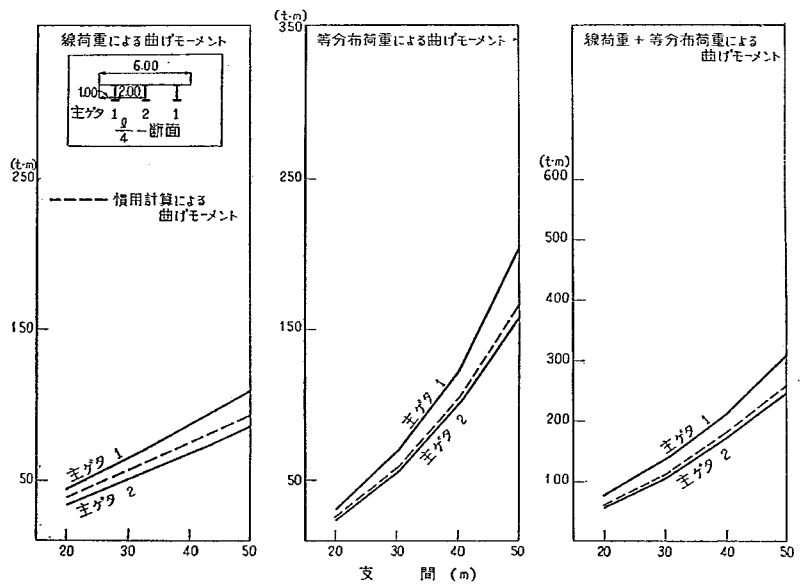
（図面番号）	（主ゲタ本数）	（主ゲタ間隔）	（断面）	（頁）
付図-2-A-1	3本	2.0m	L/2	41
1′	〃	〃	L/4	〃
2	〃	3.0m	L/2	42
2′	〃	〃	L/4	〃
3	〃	4.0m	L/2	43
3′	〃	〃	L/4	〃
付図-2-A-4	4本	2.0m	L/2	44
4′	〃	〃	L/4	〃
5	〃	3.0m	L/2	45
5′	〃	〃	L/4	〃
6	〃	4.0m	L/2	46
6′	〃	〃	L/4	〃
付図-2-A-7	5本	2.0m	L/2	47
7′	〃	〃	L/4	〃
8	〃	3.0m	L/2	48
8′	〃	〃	L/4	〃
付図-2-A-9	6本	2.0m	L/2	49
9′	〃	〃	L/4	〃
10	〃	3.0m	L/2	50
10′	〃	〃	L/4	〃

（B） スラブおよび横ゲタを考慮した場合

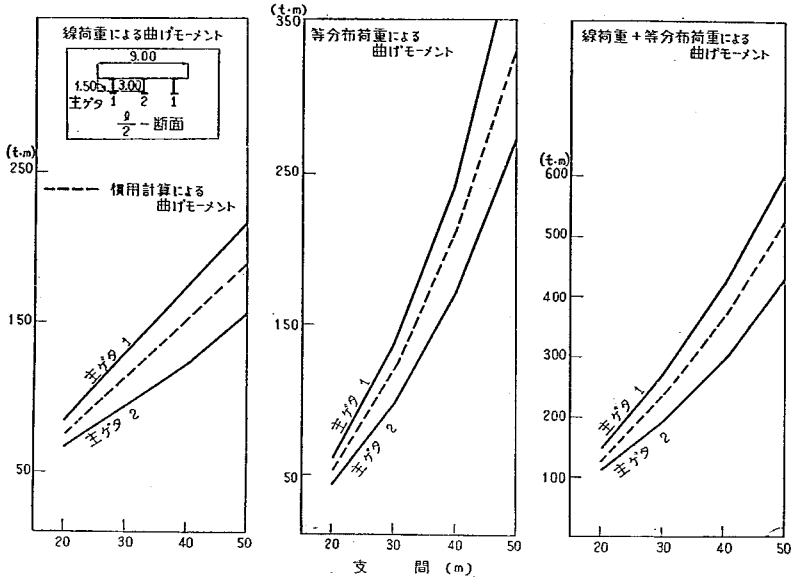
付図-2-B-1	3本	2.0m	L/2	51
1′	〃	〃	L/4	〃
2	〃	3.0m	L/2	52
2′	〃	〃	L/4	〃
3	〃	4.0m	L/2	53
3′	〃	〃	L/4	〃
付図-2-B-4	4本	2.0m	L/2	54
4′	〃	〃	L/4	〃
5	〃	3.0m	L/2	55
5′	〃	〃	L/4	〃
6	〃	4.0m	L/2	56
6′	〃	〃	L/4	〃
付図-2-B-7	5本	2.0m	L/2	57
7′	〃	〃	L/4	〃
8	〃	3.0m	L/2	58
8′	〃	〃	L/4	〃
付図-2-B-9	6本	2.0m	L/2	59
9′	〃	〃	L/4	〃
10	〃	3.0m	L/2	60
10′	〃	〃	L/4	〃



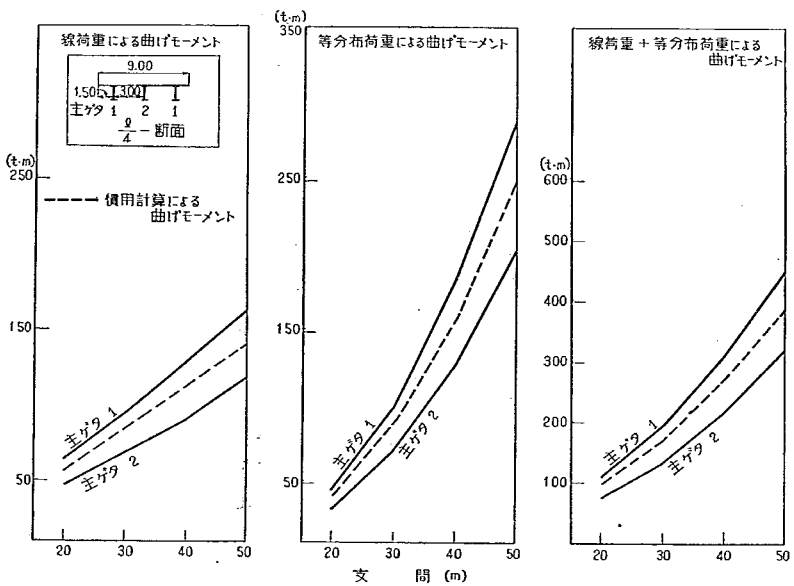
付図-2-A-1 $L/2$断面の曲げモーメント



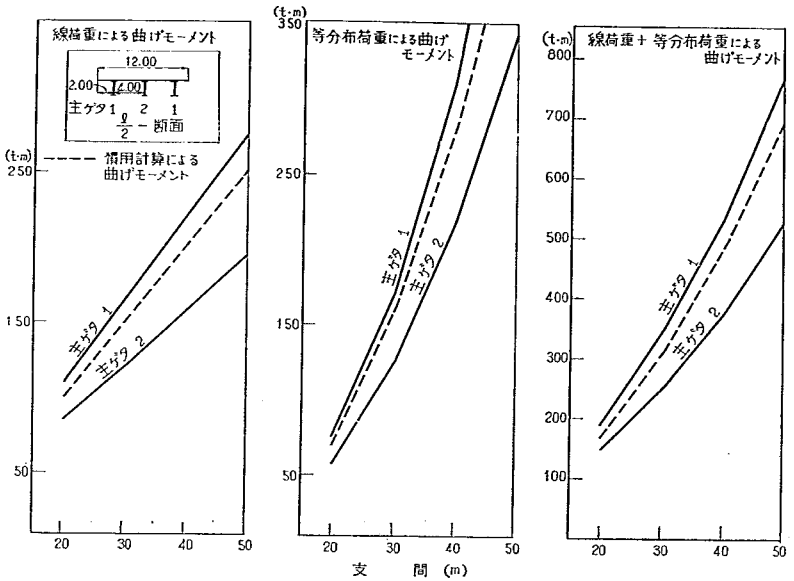
付図-2-A-1′ $L/4$断面の曲げモーメント



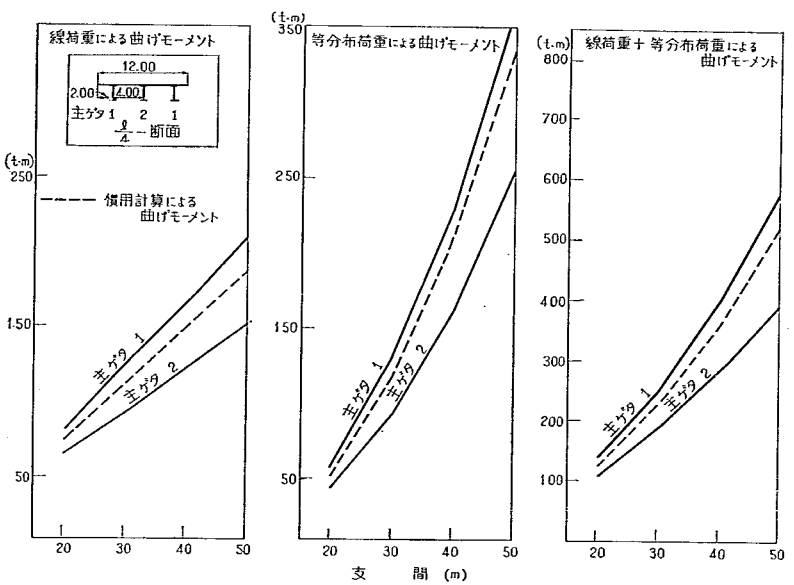
付図-2-A-2 $L/2$断面の曲げモーメント



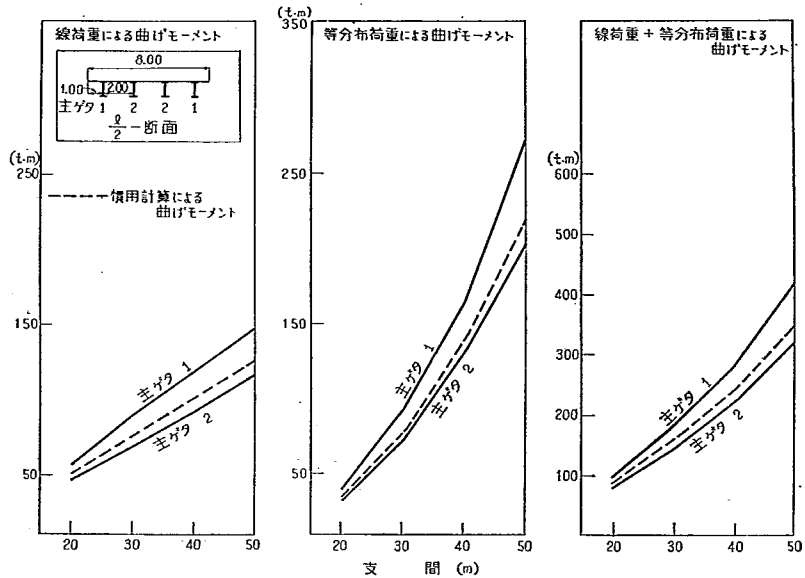
付図-2-A-2′ $L/4$断面の曲げモーメント



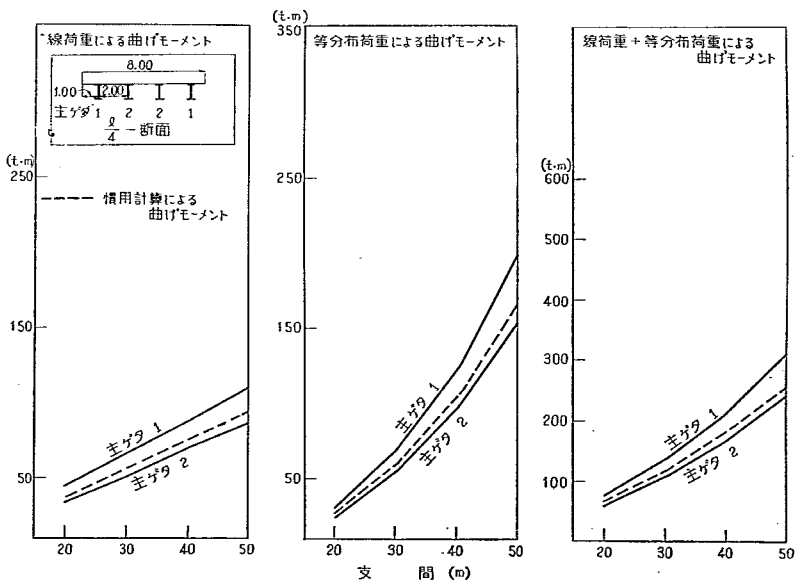
付図-2-A-3　$L/2$断面の曲げモーメント



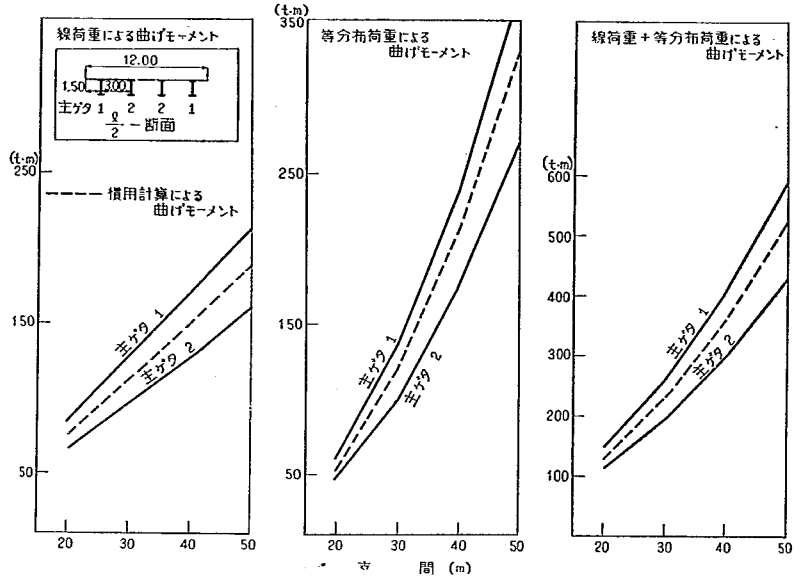
付図-2-A-3′　$L/4$断面の曲げモーメント



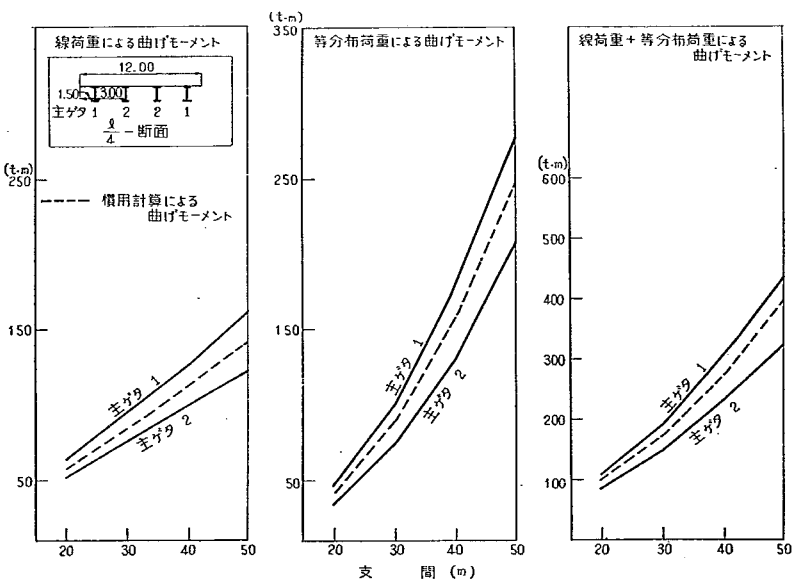
付図-2-A-4 $L/2$断面の曲げモーメント



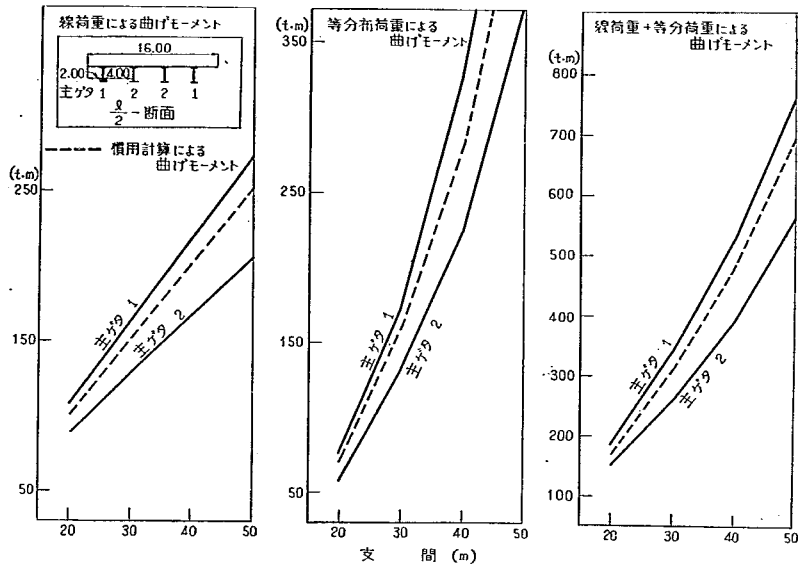
付図-2-A-4′ $L/4$断面の曲げモーメント



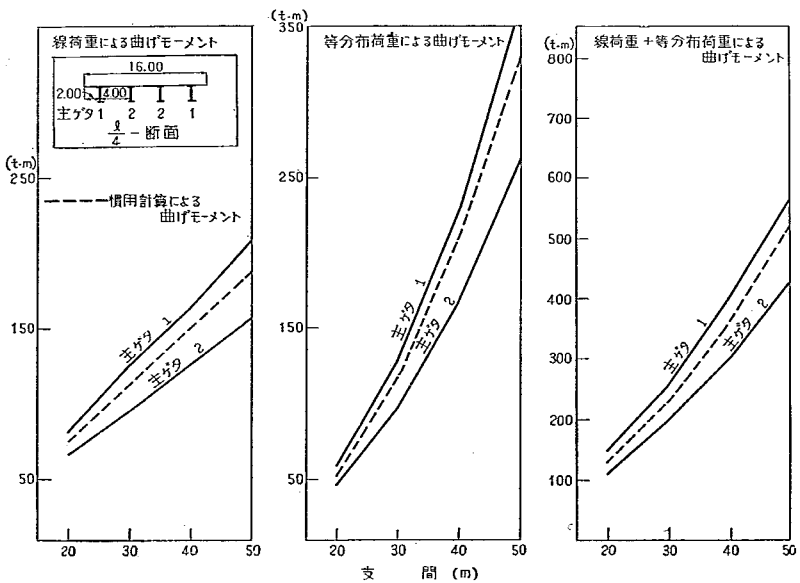
付図-2-A-5　$L/2$断面の曲げモーメント



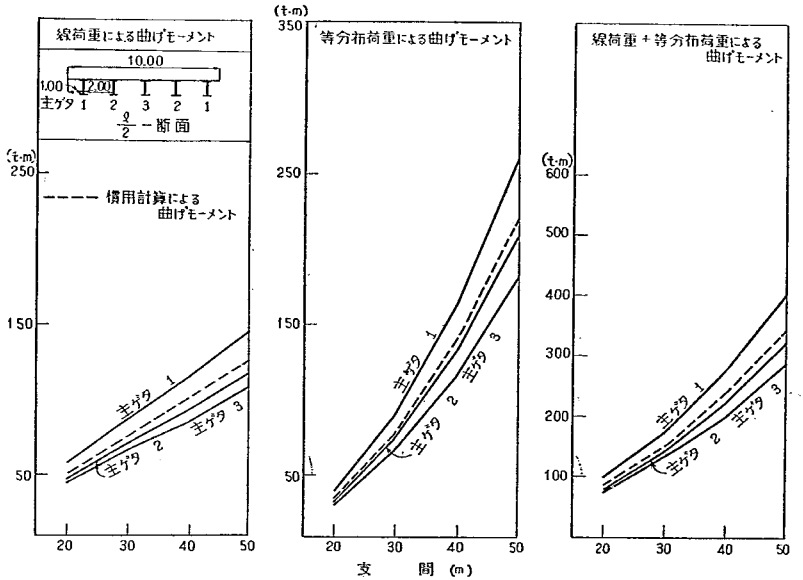
付図-2-A-5′　$L/4$断面の曲げモーメント



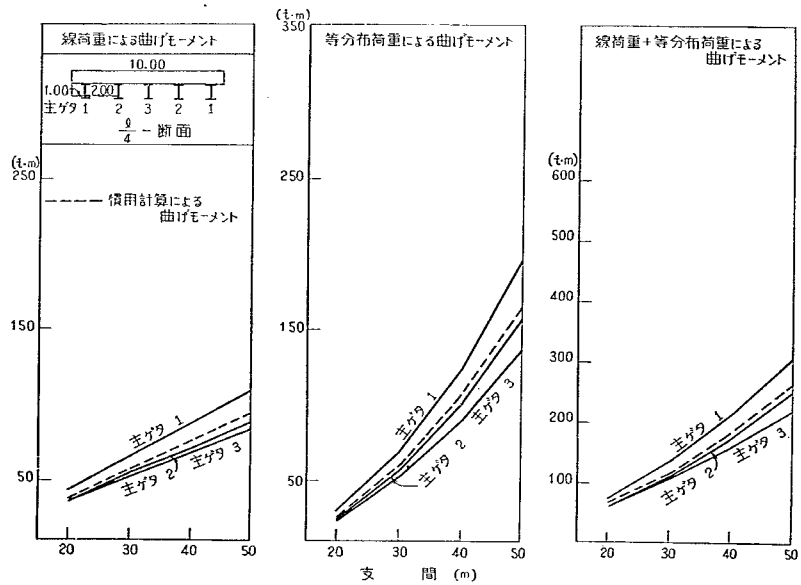
付図-2-A-6 L/2断面の曲げモーメント



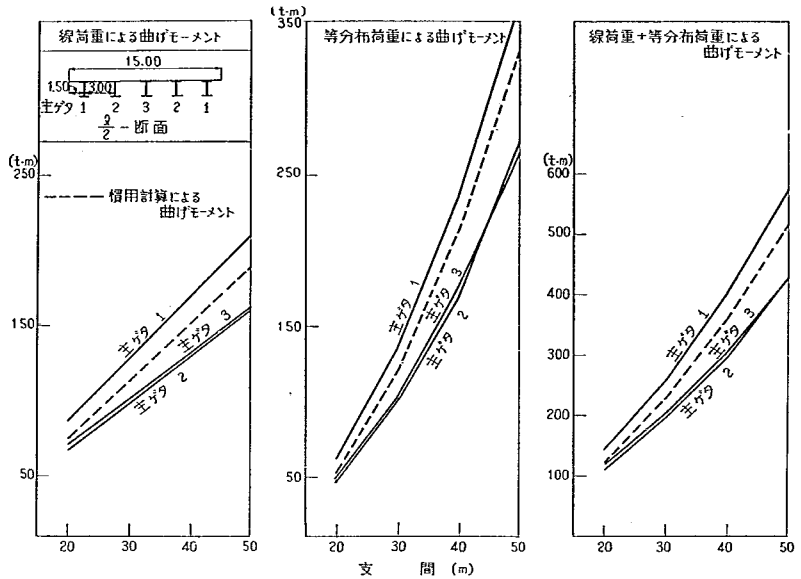
付図-2-A-6′ L/4断面の曲げモーメント



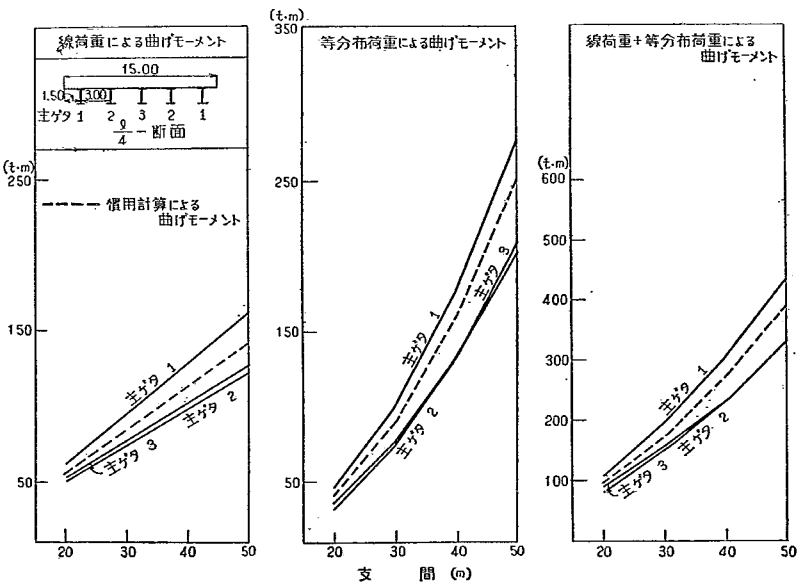
付図-2-A-7　$L/2$ 断面の曲げモーメント



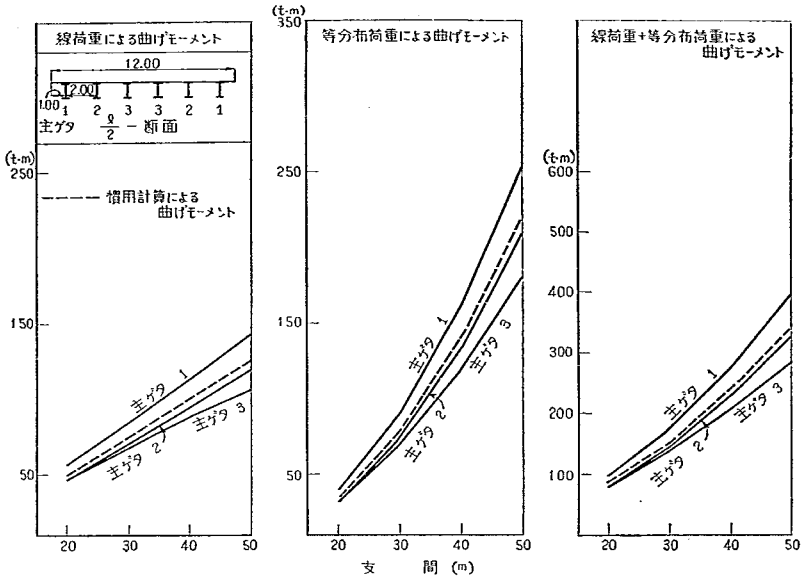
付図-2-A-7′　$L/4$ 断面の曲げモーメント



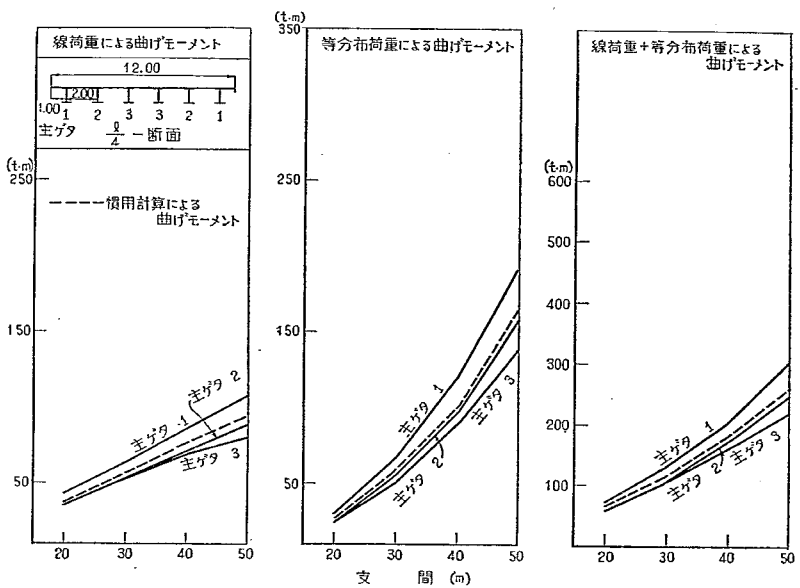
付図-2-A-8　$L/2$ 断面の曲げモーメント



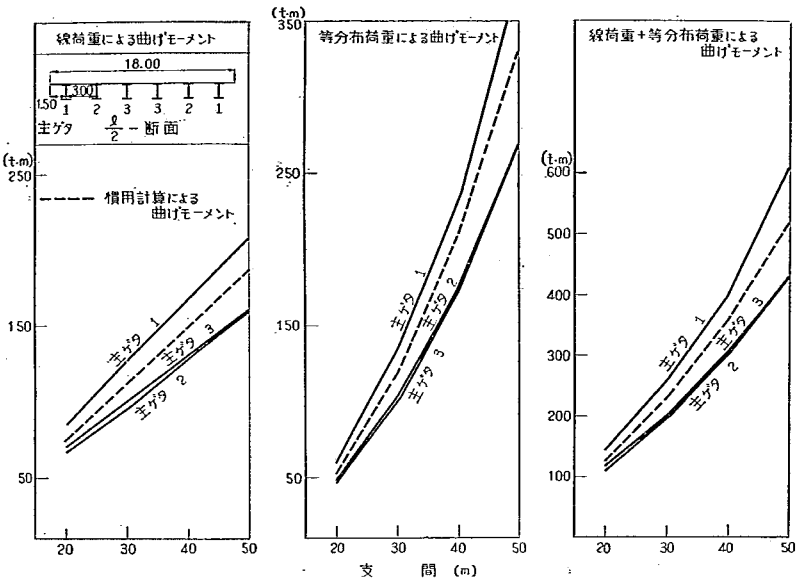
付図-2-A-8′　$L/4$ 断面の曲げモーメント



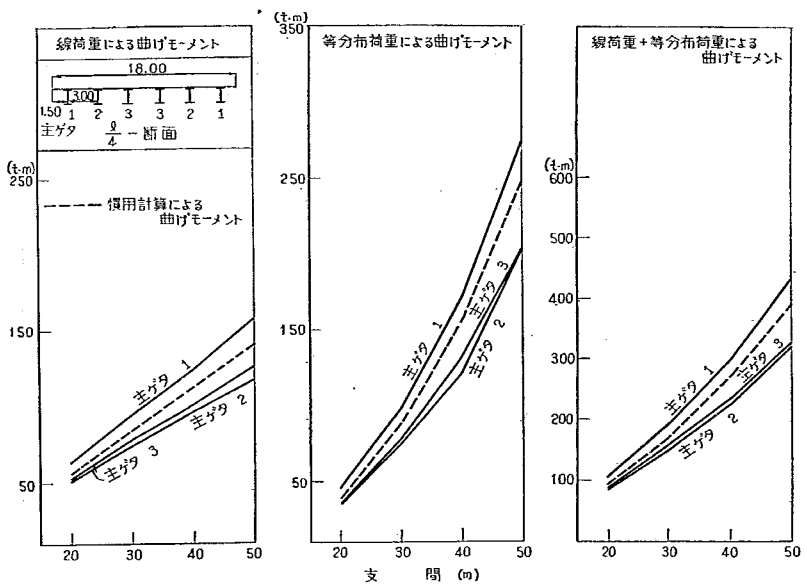
付図-2-A-9 $L/2$ 断面の曲げモーメント



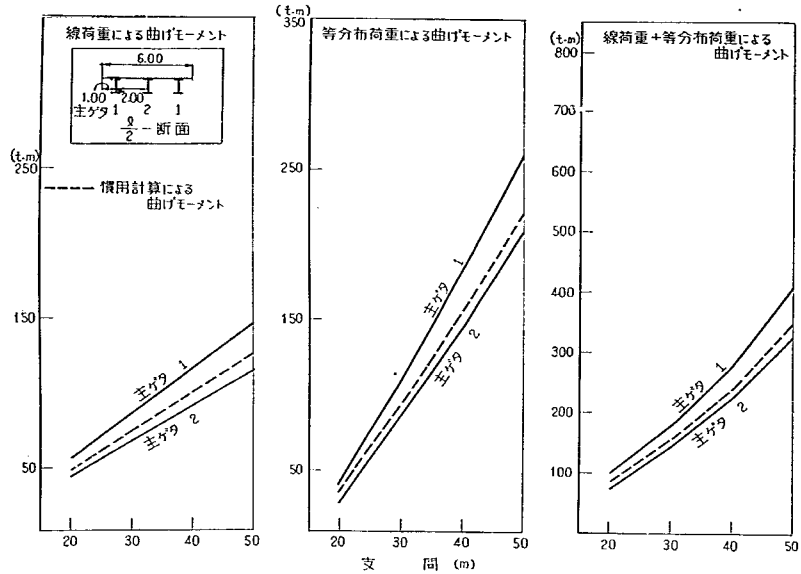
付図-2-A-9′ $L/4$ 断面の曲げモーメント



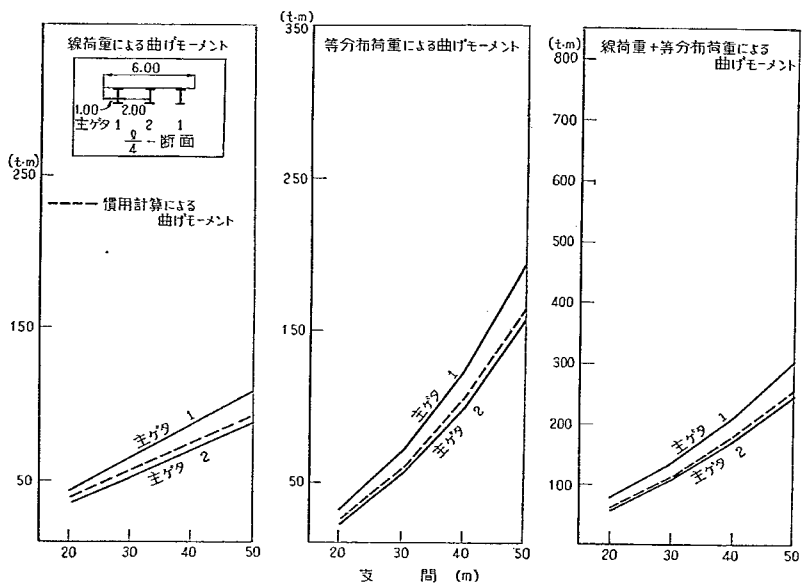
付図-2-A-10 $L/2$ 断面の曲げモーメント



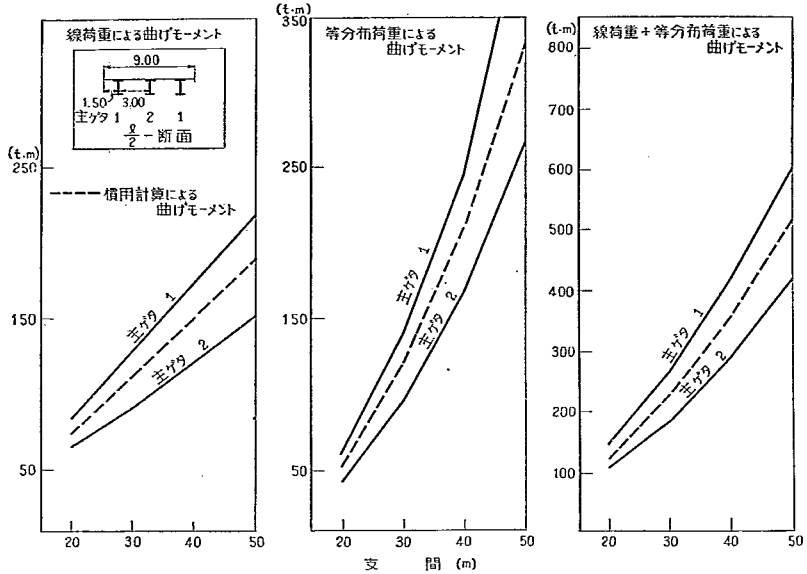
付図-2-A-10′ $L/4$ 断面の曲げモーメント



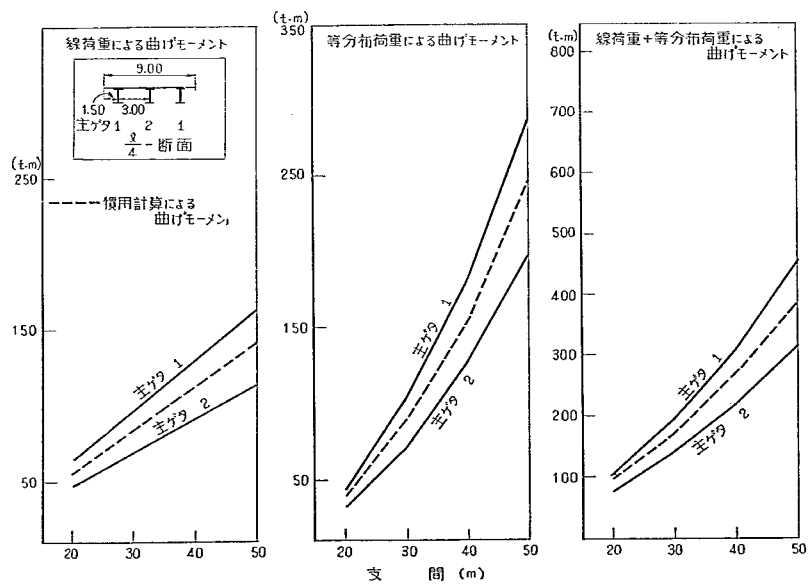
付図-2-B-1　$L/2$断面の曲げモーメント



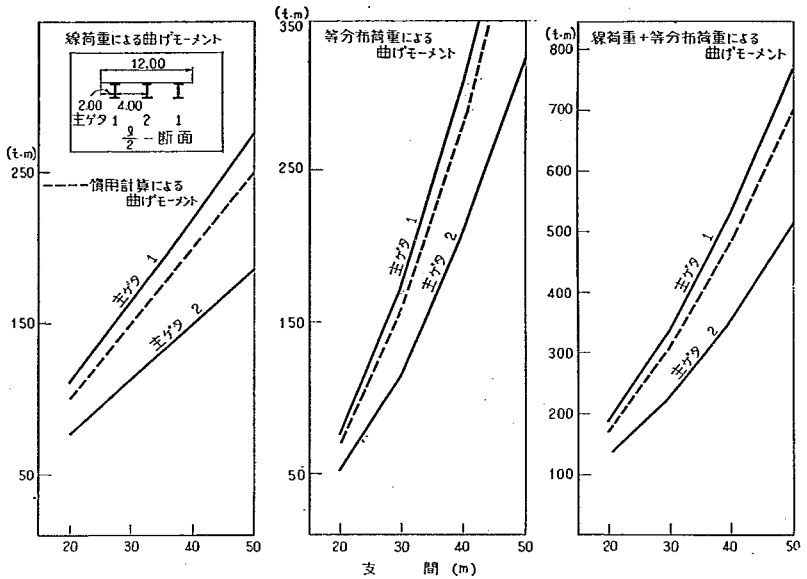
付図-2-B-1′　$L/4$断面の曲げモーメント



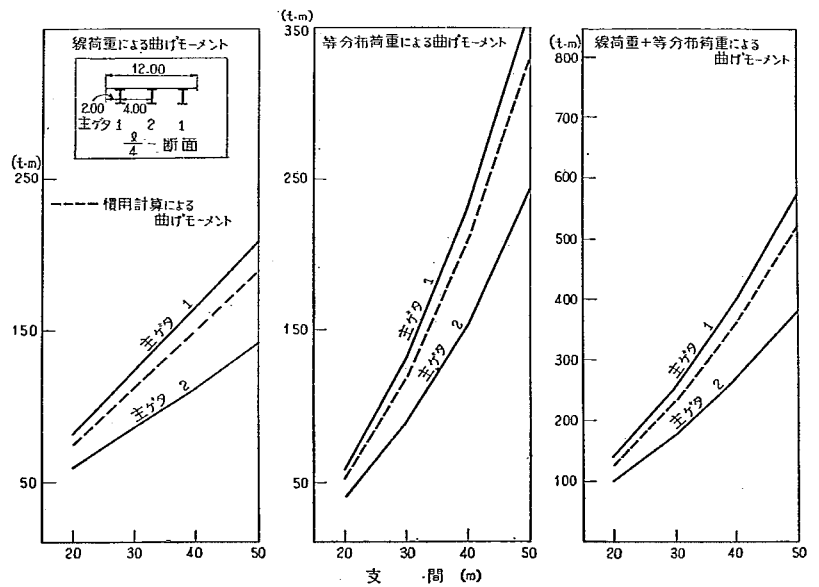
付図-2-B-2 $L/2$断面の曲げモーメント



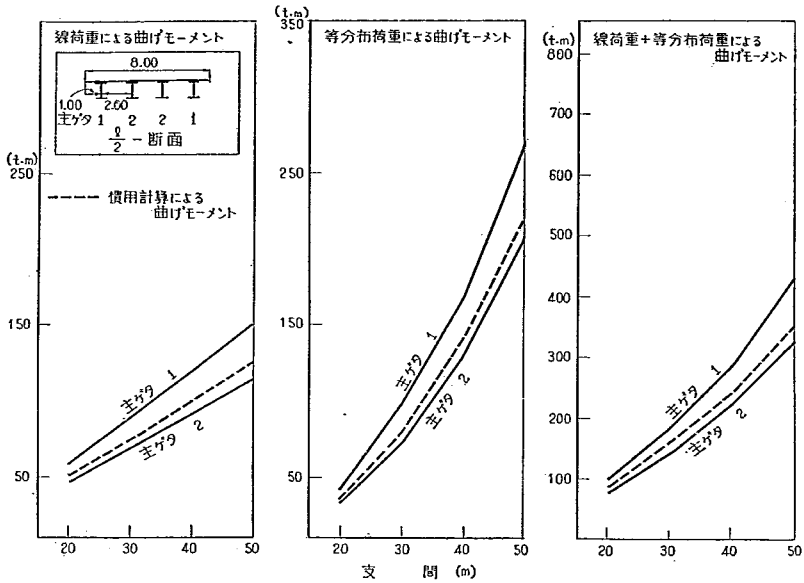
付図-2-B-2′ $L/4$断面の曲げモーメント



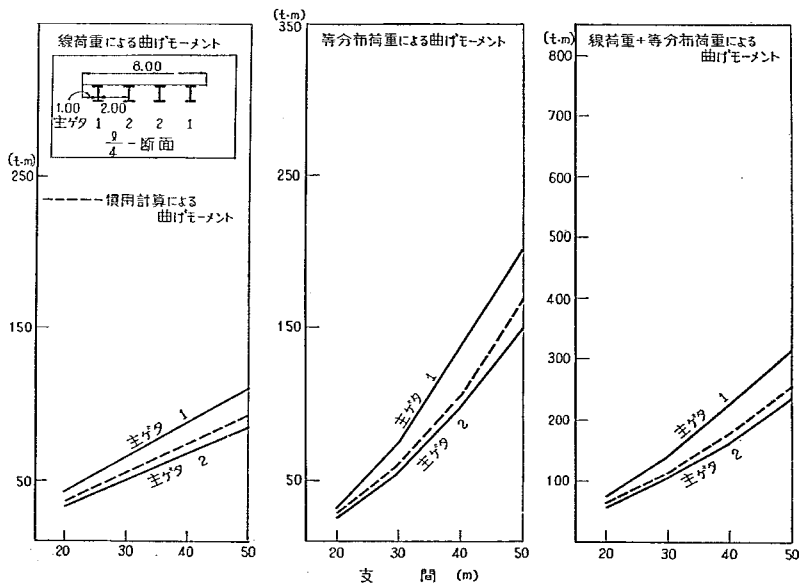
付図-2-B-3　$L/2$ 断面の曲げモーメント



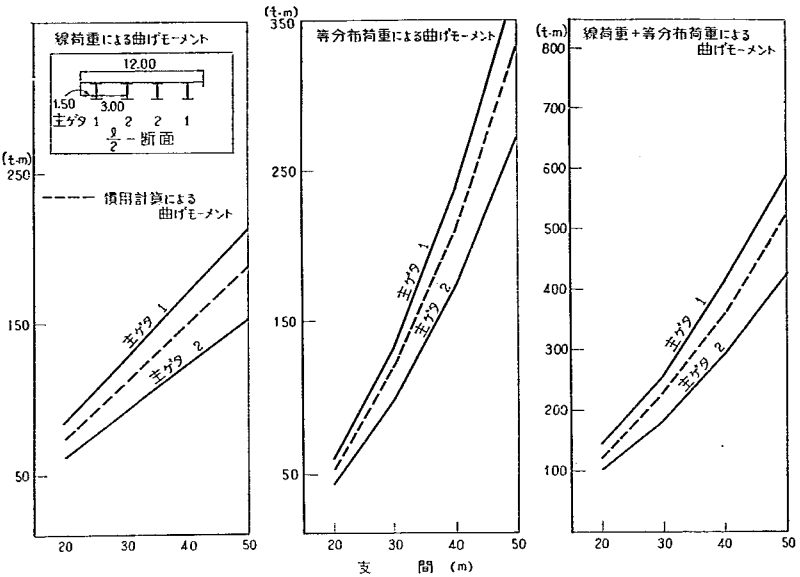
付図-2-B-3′　$L/4$ 断面の曲げモーメント



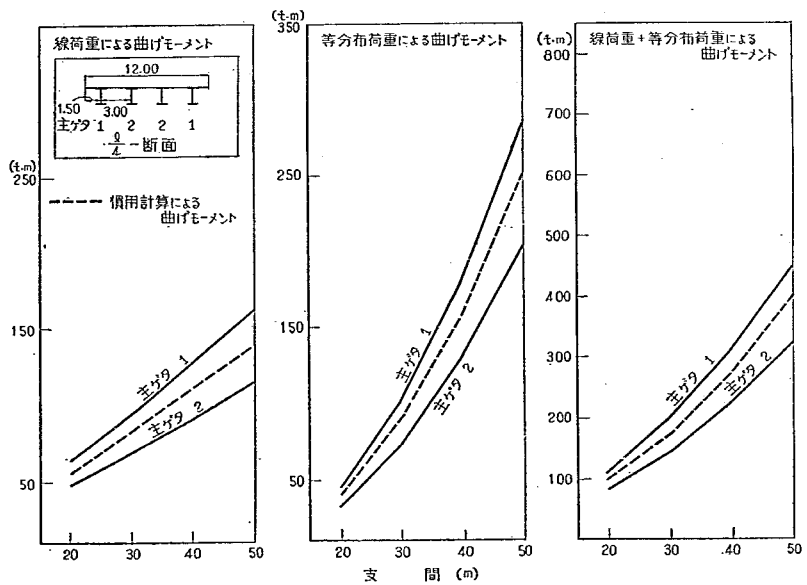
付図-2-B-4 $L/2$断面の曲げモーメント



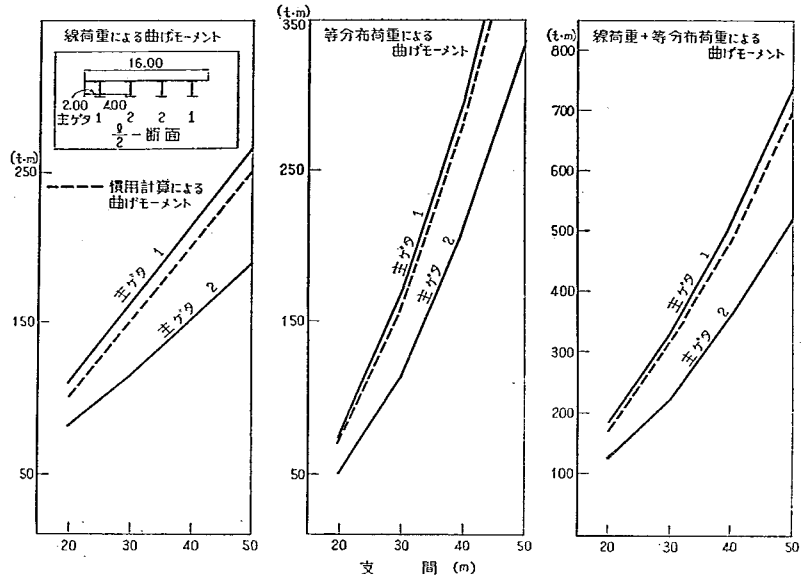
付図-2-B-4′ $L/4$断面の曲げモーメント



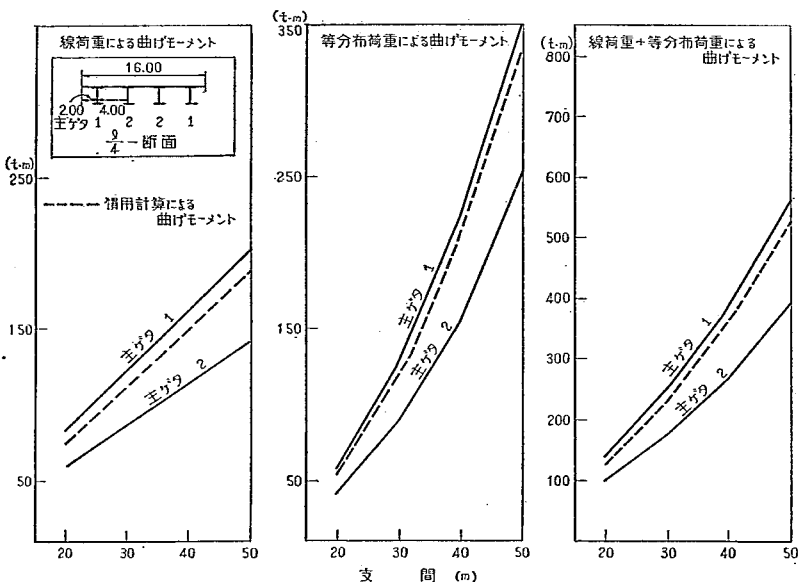
付図-2-B-5　$L/2$ 断面の曲げモーメント



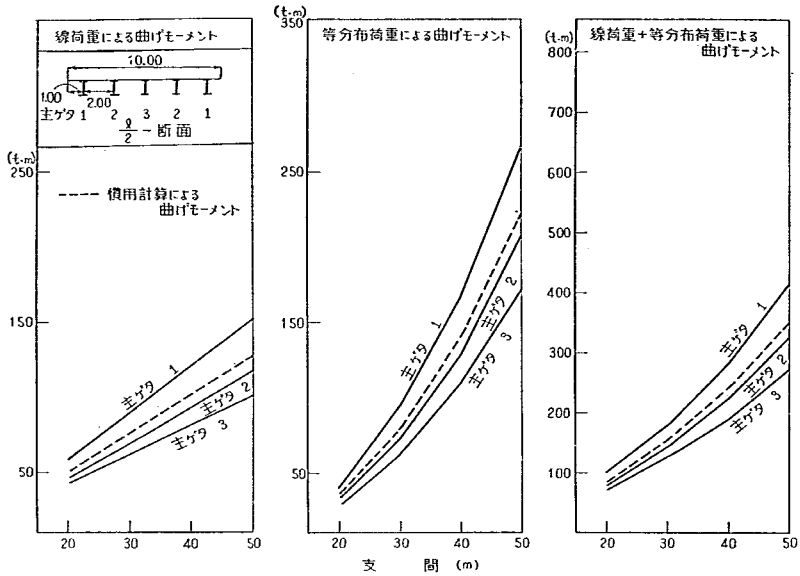
付図-2-B-5′　$L/4$ 断面の曲げモーメント



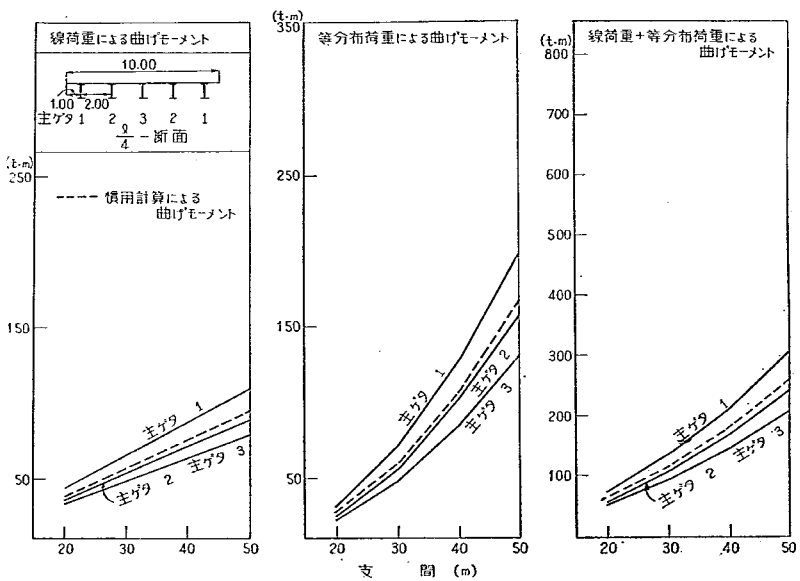
付図-2-B-6　L/2 断面の曲げモーメント



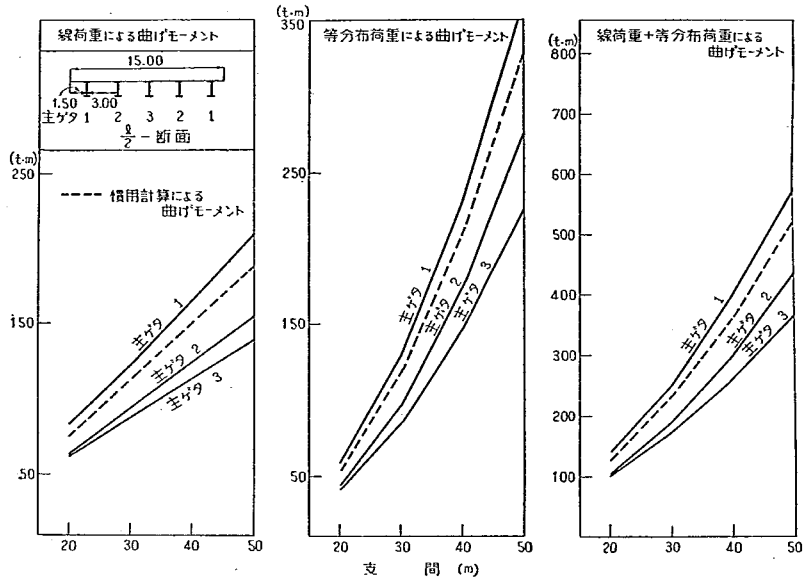
付図-2-B-6′　L/4 断面の曲げモーメント



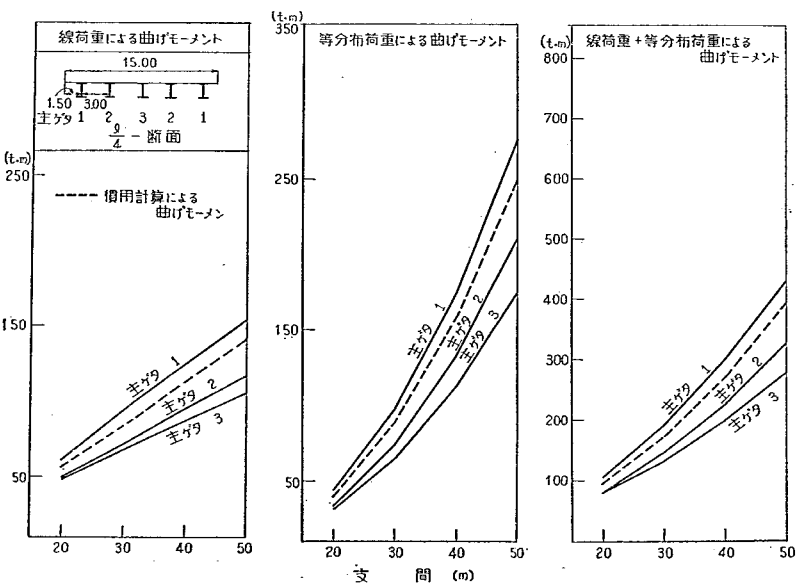
付図-2-B-7　$L/2$ 断面の曲げモーメント



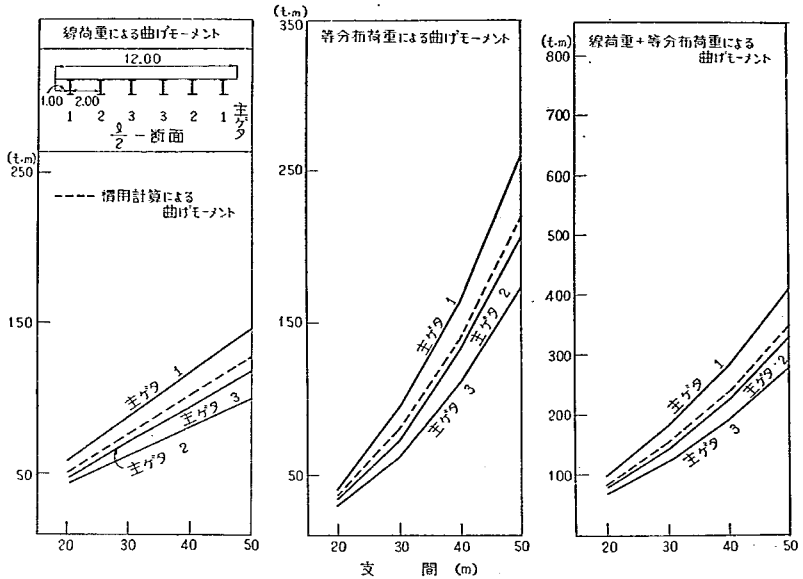
付図-2-B-7′　$L/4$ 断面の曲げモーメント



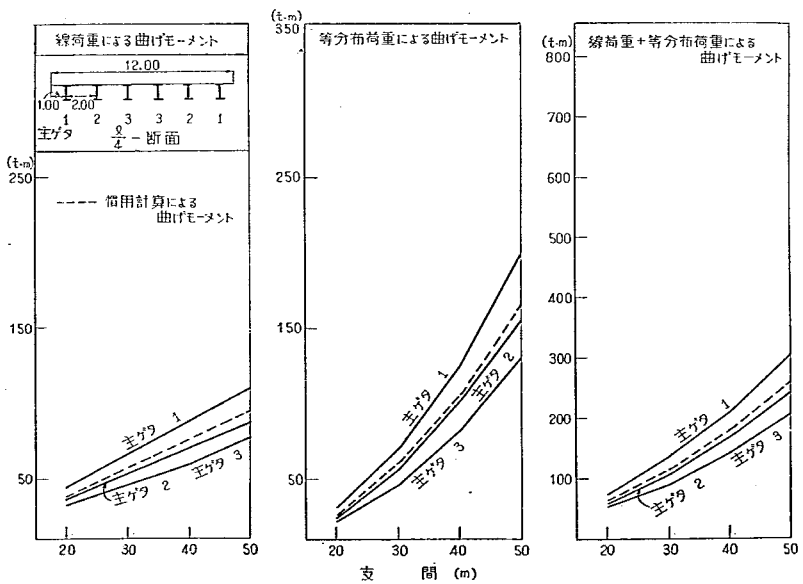
付図-2-B-8　$L/2$ 断面の曲げモーメント



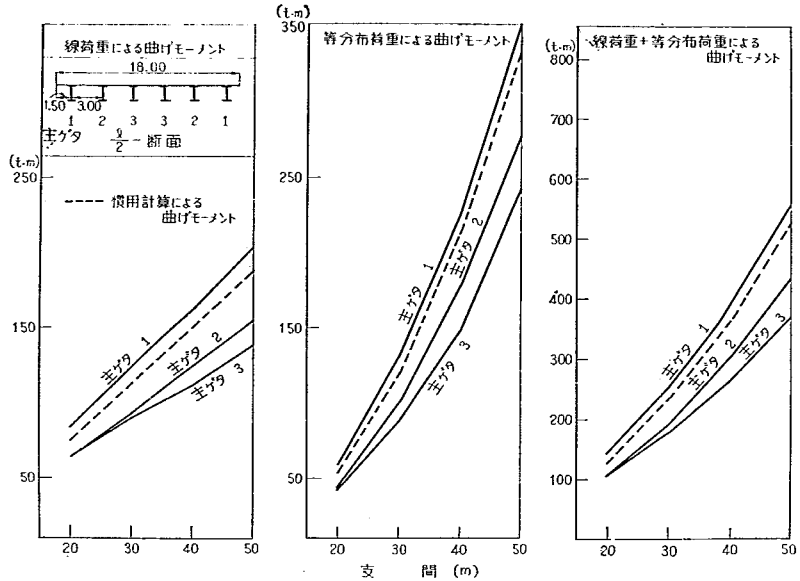
付図-2-B-8′　$L/4$ 断面の曲げモーメント



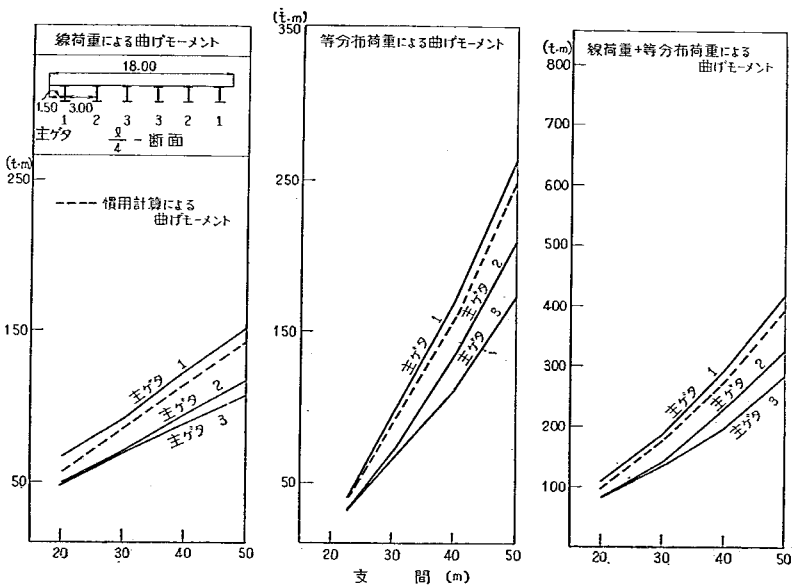
付図-2-B-9　$L/2$断面の曲げモーメント



付図-2-B-9′　$L/4$断面の曲げモーメント



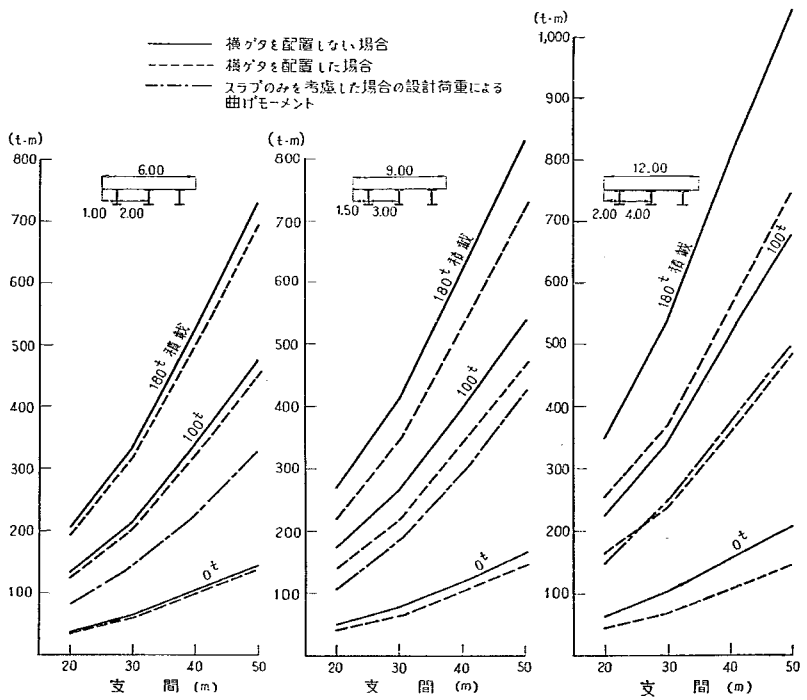
付図-2-B-10 $L/2$ 断面の曲げモーメント



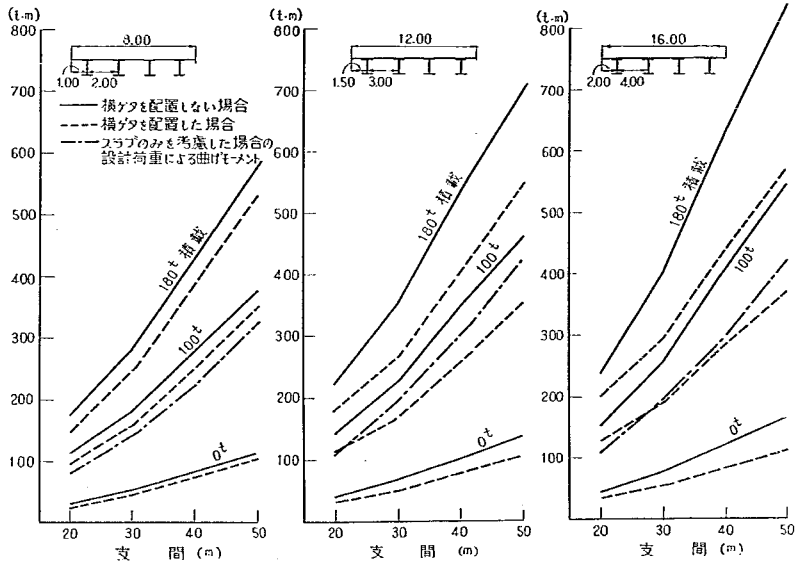
付図-2-B-10′ $L/4$ 断面の曲げモーメント

付図-3　日通式 180 t 積載トレーラー荷重による主ゲタの曲げモーメント

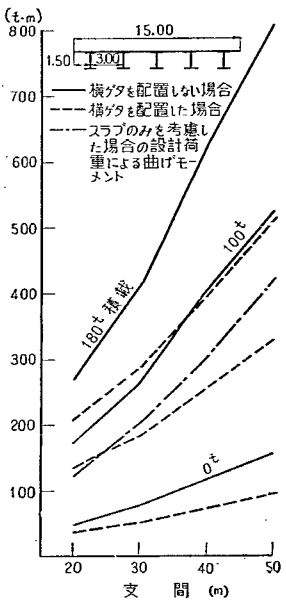
（付図番号）	（主ゲタ数）	（主ゲタ間隔）	（頁）
付図-3-1	3本	2.0m	61
2	〃	3.0m	〃
3	〃	4.0m	〃
4	4本	2.0m	62
5	〃	3.0m	〃
6	〃	4.0m	〃
7	5本	3.0m	〃



付図-3-1　付図-3-2　付図-3-3



付図-3-4　付図-3-5　付図-3-6



付図-3-7

弾性波によるグラウティング効果の調査について

(昭和37年11月)

工藤慎一*

要旨

セメント・ミルクの注入状況などから，予期しただけの grouting の効果があがっているかどうかを判断することは難かしい。このため，grouting の効果を実際に確かめるためのいろいろな試験方法が試みられている。

最近弾性波による grouting の調査が盛んにおこなわれるようになったが，これも今迄のところ定性的な判定の資料となるに過ぎなかった。

薗原・下久保両ダム地点において，弾性波による調査と共に R. I.** を利用し密度の変化を調べて grouting の効果を確かめるという新らしい試験方法による調査を試みた。この実験結果の解析から，岩盤内を伝わる弾性波速度に関して time average velocity の式が成り立ち，且つ，grouting に伴う速度変化についてもこの理論が適用できることが明らかになった。したがって，弾性波による調査だけからも grouting の効果について或る程度の定量的解釈をおこなうことが可能になった。

目次

1. まえがき……(1)
2. 実験方法……(2)
〔1〕実験の概要……(2)
〔2〕試験位置付近の地質概要……(2)
(a) 薗原ダム……(2)
(b) 下久保ダム……(3)
〔3〕弾性波速度の測定方法……(4)
(a) 測定原理……(4)
(b) 測　定……(5)
〔4〕R. I.による密度の測定方法……(5)
(a) 測定原理……(5)
(b) 測　定……(5)
〔5〕電気検層法による比抵抗の測定方法…(5)
(a) 測定原理……(5)
(b) 測　定……(6)
〔6〕grout ……(6)
3. 実験結果……(7)
〔1〕弾性波速度，密度ならびに比抵抗の測定結果……(7)
(a) 弾性波速度……(7)
(b) 密　度……(9)
(c) 比抵抗……(10)
〔2〕測定結果についての検討……(10)
(a) grouting 前 ……(10)
(b) grouting 後 ……(15)
〔3〕grouting の効果についての検討 ……(15)
4. 弾性波速度に関する考察……(16)
〔1〕砕屑体内の弾性波速度……(16)
〔2〕岩盤の弾性波速度と間隙率との関係…(18)
〔3〕grouting に伴う速度変化についての検討……(19)
5. あとがき……(21)

1. まえがき

ダムなどの重要構造物基礎岩盤について，基礎改良の有効な手段として cement grouting が盛んにおこなわれている。しかし，従来 grouting については，その効果を確認するための適当な方法がなく，セメント・ミルクの注入状況などから効果を判断しながら経験的な方法で施工しているにすぎない。しかしながら，セメント・ミルクが岩盤内に注入されていく状態はかなり複雑であると予想される。例えば，所定注入圧の下で注入を殆んど完了した孔を再穿孔して注入をおこなったところ，更に低い圧力で多量のミルクが注入されたという例があるし，また，筆者が綾北ダムで調査をおこなったときには，注入量の多い grout 孔が多く存在するにも拘わらずその付近では grouting の効果が殆んど認められず，逆に注入量が極めて僅かな grout 孔しか存在しないところでかなりの効果があると認められた例などがある。他にも注入量の多少が必らずしも基礎改良の度合と結びつかないという場合が幾つかあり，grouting の効果が非常に複雑な要素に支配されているということがうかがわれ

* 地質化学部 地質研究室研究員
** Radio Isotope

る。このようなことからみて，現在一般におこなわれているような，規定注入圧の下での注入量を基準にしてgrouting を完了する施工方式で常に完全な基礎改良が期待できるとは限らない。grouting の効果がどのような要素に支配されているのかが明らかにされず，その体系づけがなされていない現在，予期しただけの改良効果があがっているか否かは実際の場合について確かめるしか方法がなく，そのためには有効適切な grouting の効果の判定方法を確立しなければならない。

ここ数年来，岩盤内を伝播する弾性波速度の変化を調べ，consolidation grouting の効果を調査するという方法が試験的にかなり多く用いられている。実験的に確かめられた範囲では，grouting の効果があがっていれば弾性波速度は増加するという結果が得られており，速度の増加量とか増加率をもとにして grouting の効果の相対的な比較をおこなうことが可能である。しかし，この方法に関しては岩盤内を伝播する弾性波の伝播機構が十分に明らかにされていないため，注入されたセメントが弾性波速度にどのような形で影響を及ぼすのか理論的には良く分っていないし，工学的にみても速度の増加がどのような意味をもつのかはっきりしていない。したがって，岩石の種類やその物理的性質，風化の度合，断層・破砕帯の規模などの種々の地質工学的な条件が類似した地点相互においては，速度増加量ないしは増加率からgrouting の効果の相対的な比較をおこなうことが可能であるが，これらの地質的条件の異なる地点相互についても同じようなやり方で比較をおこなうことが妥当かどうか疑問である。また，実際的な意味での効果，すなわち，強度とか変形などの静力学的性質の改善と速度増加率との関連などについてはいまなお不明な点が少なくない。したがって，ここで言う“grouting の効果”という言葉の意味も幾分あいまいな点がある。しかしこの調査方法は，実用性という面では幾つかの優れた点もあり，今後の研究に大きな期待がかけられる。最近，菌原・下久保両ダム地点でおこなった実験で，この調査方法に関し興味ある結果が得られたので以下に述べる。

2. 実験方法

菌原・下久保両ダム地点において試験 grouting を実施し，岩盤の弾性波速度ならびに密度の分布と grouting に伴う速度，密度の変化を調査して両者の関係を検討した。実験方法は両ダム地点とも殆んど違いがないので，詳細は下久保ダムの場合を例にとって述べる。

〔1〕 実験の概要

実験のための grout 孔ならびに速度，密度を測定するための観測孔の配置を図-1に示す。grout 孔ならびに観測孔の深度は各々約18mである。grout 孔は一辺の長さ3mの正六角形の各頂点および中心の7カ所に配置し，

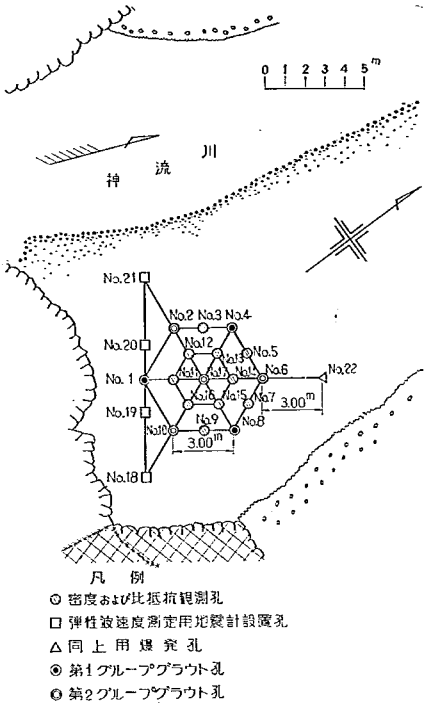


図-1　グラウト孔ならびに観測孔配置図（下久保）

注入はこれらを2つのグループに分けてグループ単位でおこなった。密度を調べるための観測孔は，隣接するgrout 孔を結ぶ線上の中心に合計10孔を配置し，速度の測定用としては4本の地震計設置孔と1本の爆発孔とを設けた。

第1グループに属する grout 孔は，No. 1，No. 4，No. 8の3孔，第2グループに属するものは，No. 2，No. 6，No. 10，No. 17の4孔で，弾性波速度ならびに密度の測定は grouting 前と各グループの grouting 後の3回にわたっておこなった。なお各グループの grouting 後の測定は，grouting を終了してから3～5日程度の日数を経過してから実施するように計画した。また，岩盤の状況をできるだけ詳細に把握するため，補足的手段として電気検層法による比抵抗の測定も併せておこなった。この測定は密度の観測孔を利用した。

〔2〕 試験位置付近の地質概要

(a) 菌原ダム

試験地点としては，ダム軸線より下流側に約100m 離れた副ダム予定位置付近の河床が選ばれた。ダム予定地点付近の基盤は，岩室中生層の中部層をなす砂質粘板岩よりなっている。砂質粘板岩は一般に塊状であることが

多く，一部に粘板岩の薄層を含んでいる。試験位置付近の地層の走向傾斜は N40°～65°E80°～90°Sで，このやや上流側をN50°E 80°Sの走向傾斜をもつ幅4～5m程度の比較的規模の大きい断層群が通っている。この断層群は薄い粘土を含んだ数本の断層からなり，断層間は著るしく破砕されている。試験位置付近の平面図を図-2(a)に示す。

（b） 下久保ダム

試験地点として予定ダム位置の下流端付近にあたる河床を選んだ。ダムサイト付近の地質は長瀞系に属する結晶片岩類からなり，試験位置は主として緑色片岩で一部に石英片岩が介在している。これらの片岩類は一般によく片理が発達しており，いずれも堅硬で劈性も弱く良好な岩盤である。地層の走向傾斜は一般にN60°W 30°～60°Sで，試験地点の右岸にそれぞれN—S90°，N57°SW50°S，N45°W70°S の走向傾斜をもつ比較的規模の小さい3本の断層が認められるがそのつながりは明らかでない。

試験位置付近の平面図を図-2(b)に，またgrout孔ならびに観測孔のボーリング柱状図を図-3に掲げる。

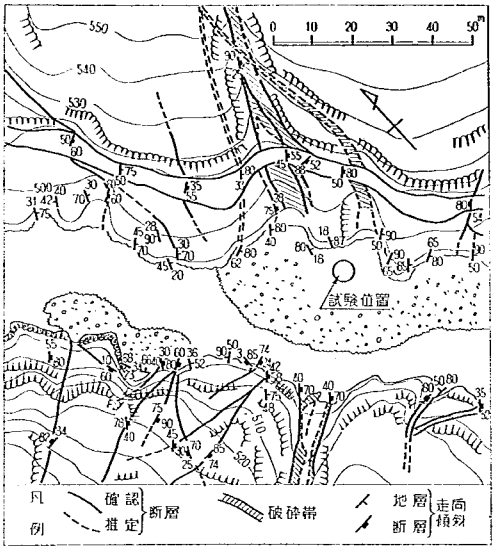


図-2(a)　菌原ダム試験位置付近平面図

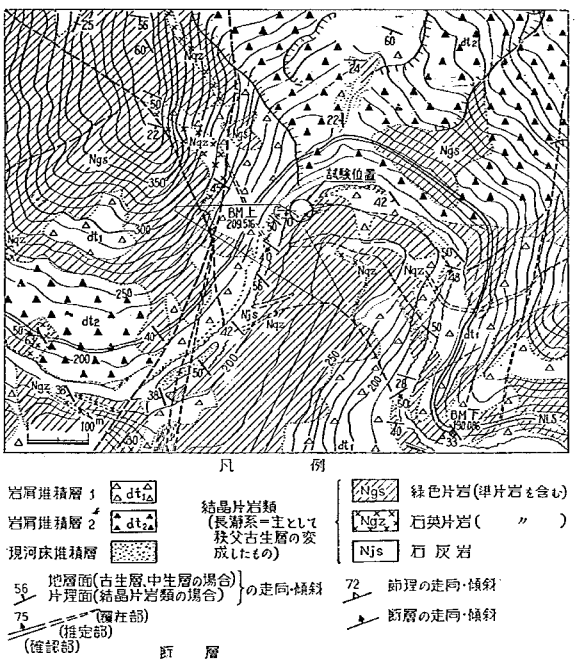


図-2(b)　下久保ダム試験位置付近平面図

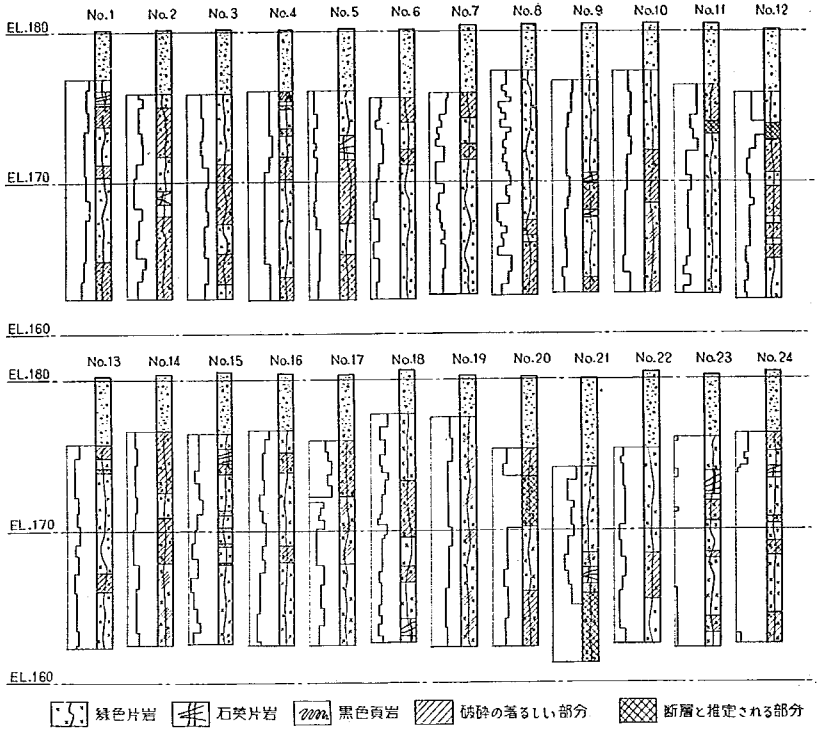


図-3　ボーリング柱状図

〔3〕 弾性波速度の測定方法

（a） 測定原理

均質等方の無限弾性体内に擾乱が起ると，この擾乱源から性質の異なった2種類の弾性波が発生する。一つは媒体の変形を伴わない容積変化だけの波であって，質点は波の進行方向に振動する。いま一つは容積変化を伴わない変形の波であって質点は進行方向に直角に振動する。前者は縦波（P 波），後者は横波（S 波）と呼ばれ，その波動の速さは(1)式で示されるように媒質の密度と弾性常数に関係する。

$$\left.\begin{aligned} v_p &= \sqrt{\frac{\lambda+2\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho}\,\frac{(1-\sigma)}{(1+\sigma)(1-2\sigma)}} \\ v_s &= \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho}\,\frac{1}{2(1+\sigma)}} \end{aligned}\right\} \cdots(1)$$

ここに，v_p：縦波速度，v_s：横波速度，λ，μ：Lamé の常数，ρ：媒質の密度，E：媒質のヤング率，σ：媒質のポアッソン比である。

完全弾性体であればポアッソン比は0.25で，この値をとって計算すると $v_p \fallingdotseq \sqrt{3}\, v_s$ となる。

岩石は一種の弾性体とみなすことができるから，岩盤

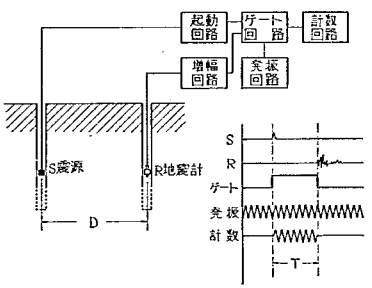


図-4　弾性波速度の測定

内を弾性波が伝播する。いま，図-4のように震源 S において擾乱を起し，距離 D を距てて設置した地震計 R によって初動を検出する。縦波の方が横波より速度が早いから，この初動は縦波の到達によるものである。起震時と初動との時間差 ΔT を適当な方法によって測定すれば，$D/\Delta T$ が S と R との間を伝わる縦波速度である。この2点間が均質でなく，途中に異なった媒質，例えば断層とか破砕帯，変質部などが存在すればその境界面で

屈折が起り，地震計に最も早く到達する波の経路は必らずしも直線ではなくなる。しかし，距離 D が比較的短かければ直線として取扱ってもそれ程大きな不都合は起らない。

（b） 測　定

弾性波速度を測定するために，No. 18, No. 19, No. 20, No. 21の4孔の深度12，15，18mの3カ所，合計12カ所に地震計を設置し，No. 22孔の深度12，15，18mの3カ所に起震点を設けてこの起震点と各地震計との間で縦波の伝播時間を測定することとした。ただ実際にはNo. 20孔の深度18mとNo. 21孔の深度12mの2カ所は地震計が設置できなかったし，No. 20孔の深度12mに相当する地震計は11.8mのところに設置された。震源としては毎回少量のダイナマイトを使用した。起震点の位置は，測定中孔壁の崩壊などがあって，必らずしも当初予定した深度とは一致しなかった。なお，No. 21孔の深度15mおよび18mの2カ所に設置した地震計は設置状態が悪く，孔壁に十分密着していなかったのではないかと思われる。

〔4〕 R. I. による密度の測定方法

（a） 測定原理

物質中にγ線源があるとこの線源からあらゆる方向にγ線がでてゆき，その物質を構成する原子の核外軌道電子と衝突してコンプトン効果によって散乱される。いま，図-5のようにγ線源から適当な距離をへだてて検出器を

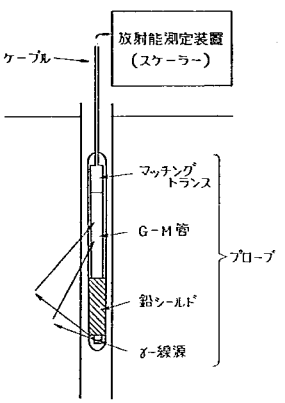


図-5　散乱型密度計

おき，線源からのγ線が直接検出器に入射しないように両者間を遮蔽しておけば散乱されたγ線が物質中を透過して検出器に達する。コンプトン散乱が起る確率は単位容積内の電子密度によって影響され，電子密度が高いものつまり一般に密度が大きいもの程γ線の吸収の割合も大きくなるのであって，検出器による散乱γ線の計数値と周囲の物質の密度との間には図-6のような関係がある。すなわち，密度の小さいうちは吸収よりも散乱の効果

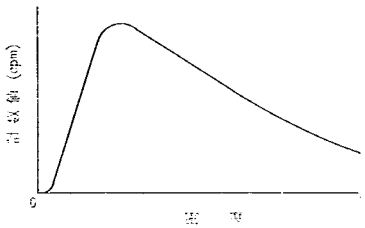


図-6　散乱γ線の計数値と密度の関係

が大きく，密度の増加にしたがって計数値は増す。或る程度以上密度が大きくなると逆に吸収効果のほうが大きくなり，密度の増加にしたがって計数値は減少する。計数値が極大になる点と密度との関係はγ線のエネルギーによって異なるが，今回の実験に使用した C_s^{137} とかあるいは C_o^{60} 程度のエネルギーをもつγ線を岩石のような密度の物質中で背面散乱させた場合，検出器による散乱γ線の計数値は岩石の密度の増大にしたがって減少する。

（b） 測　定

岩盤の密度分布を測定するためのボーリング孔としてNo.3, No.5, No.7, No.9 およびNo.11～No.16の6孔，合計10孔を設定した。γ線源としては C_s^{137} 25mC を用い，検出器はシンチレーションタイプのものを使用した。線源と検出器の間は17.5cm 離し，この間を鉛で遮蔽したプローブを観測孔内に吊下げ順次降下させながら 50cm 毎にとめて観測孔周辺の密度分布を測定した。被測定範囲の有効半径は，今回の実験の場合約15cm 程度ではないかと考えられる。

〔5〕 電気検層法による比抵抗の測定方法

（a） 測定原理

いろいろな岩石の電気的性質が異なること，あるいは異なっているために自然的に生じている電気的な現象を利用して地質構造を探査しようとする方法が電気探査法と呼ばれるものである。電気検層は電気探査法の一種であって，一般の電気探査が地表において実施されるのに対し，特にボーリング孔において孔周辺の地質を調べるものである。

ごく特殊な鉱物を除いて，各種珪酸鉱物の集合体である普通の岩石では，その比抵抗は岩石の構造と間隙水の量およびその性質，ならびに岩石内に含まれている導電性物質の種類，量，配列様式によって左右される。岩石の比抵抗とこれらの諸因子との関係についての一つの経験式を示すと次の如くである。

地層が水で飽和されている場合，地層の比抵抗を ρ_s，水の比抵抗を ρ_ω とすれば，地層係数 ρ_s/ρ_ω は

$$\rho_s/\rho_\omega=\phi^{-m} \quad \cdots\cdots(2)$$

となる。ここに ϕ は孔隙率，m は膠結係数と呼ばれるものである。

電気検層法による地層の比抵抗の測定には基礎的なものとして図-7に示すような2極法と3極法とがあり，地層が電気的に均質であれば地層の比抵抗 ρ は次式で示される。

$$\rho = 4\pi \frac{1}{\left(\frac{1}{AM}+\frac{1}{BN}-\frac{1}{AN}-\frac{1}{BM}\right)} \frac{\Delta V}{I} \quad \cdots(3)$$

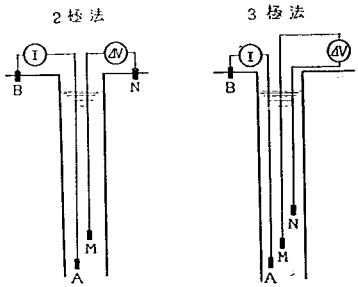


図-7　電気検層法による比抵抗の測定

したがって電極AB間に流した電流Iと，MN極間の電位差 ΔV を測定することによって比抵抗を求め得る。ただ実際には電極は孔内泥水を通して孔壁と接触を保っているので，このようにして求められた比抵抗値は孔内泥水の影響を受けるし，また地層が均質でなく比抵抗の異なった地層が挟まれているときは，その層厚にも関連して地層の真の比抵抗ではなく電極間隔に応じた見掛の比抵抗を示す。

2極法とは $\overline{AM}$ に比較し $\overline{BM}$，AN，$\overline{BN}$ が理論上無限大と考えられる場合で，この特性曲線は地層の変化に対して図-8 (a) に示したような対象形の簡単な曲線である。

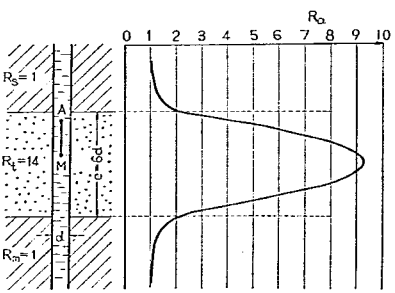


図-8 (a)　2極法特性曲線

3極法は，B極をA，M，N極より遠く離し，$\overline{AM}$，AN に比較して $\overline{BM}$，$\overline{BN}$ が無限大と考えられる場合で，その特性曲線は図-8 (b) のような複雑な形を示す。

(b) 測　定

電気検層は密度分布の測定をおこなったのと同じボーリング孔で実施した。今回の調査に使用した電極は2極法によるもので，電極間隔AMを 25cm，50cm，100cm の3つにとった。この電極をボーリング孔中に吊下げ，順次降下させて 50cm 毎にとめ，3つの電極間隔に対応する見掛比抵抗を測定した。

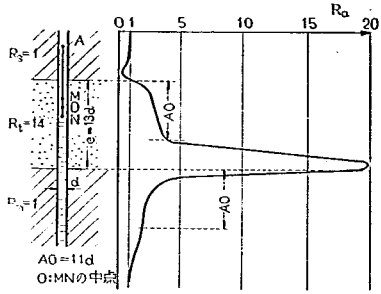


図-8 (b)　3極法特性曲線

〔6〕 grout

grouting は各 grout 孔とも着岩後1～2mの深さの位置から5mをとってこれを第1 stage とし，第1 stage から下 7～8 m を第2 stage として各 stage 毎に上端をパッカーで締め，第2 stage，第1 stage の順序で注入をおこなった。各孔の注入順序は次の通りである。

孔 番 号	施工月日	グループ別
No. 1	2月28日	第1グループ
No. 4	2月28日	〃
No. 8	3月1日	〃
No. 10	3月9日	第2グループ
No. 2	3月10日	〃
No. 17	3月10日	〃
No. 6	3月11日	〃

セメント・ミルクの濃度は 10：1～0.8：1（最終注入濃度 0.8：1）で注入圧力は孔深の約0.7倍をとり，第1 stage 4kg/cm², 第2 stage 10kg/cm² を仕上圧力とした。各 grout 孔のセメント注入量，注入時間，圧力などは表-1に掲げる。なお，grouting の効果を調査するための弾性波速度，密度の測定は，速度が深度12～18mの間，密度が深度7m前後から18mまでの間でおこなわれているので，第2 stage の grouting が調査の対象になっていると考えて良いであろう。

表-1　グラウト成果表

グループ別			第1グループ			第2グループ			
種別		孔番号	No. 1	No. 4	No. 8	No. 2	No. 6	No. 10	No. 17
穿孔長 (m)			18.45	18.91	18.15	18.58	18.09	18.24	18.19
砂礫 (m)			3.20	4.10	3.00	4.20	4.50	2.95	4.30
岩盤 (m)			15.25	14.81	15.15	14.38	13.59	15.29	13.89
グラウト試験	セメント注入量 (kg)	1ステージ	1.000	2.025	2.025	0.450	0.225	1.744	5.625
		2ステージ	1.665	2.475	7.600	1.665	3,689.750	10.687	3.150
		計	2.665	4.500	9.625	2.115	3,689.975	12.431	8.775
	セメント注入量 kg/m	1ステージ	0.200	0.405	0.405	0.090	0.045	0.349	1.125
		2ステージ	0.202	0.317	0.933	0.240	559.900	1.281	0.457
		注入量/グラウト延長	0.201	0.351	0.732	0.330	318.376	0.932	0.738
	注入量 (ℓ)	1ステージ	10.00	20.25	20.25	4.50	2.25	13.95	56.25
		2ステージ	16.65	24.75	76.00	16.65	4,534.00	85.50	31.50
		計	26.65	45.00	96.25	21.15	4,536.25	99.45	87.75
	注入時間 (H)		0—55	2—20	3—40	2—05	5—38	3—30	3—25
	最終圧力 (kg/cm²)		10	10	10	10	10	10	10
	グラウト延長 (m)		13.25	12.81	13.15	12.38	11.59	13.34	11.89

3. 実験結果

〔1〕 弾性波速度，密度ならびに比抵抗の測定結果

(a) 弾性波速度

弾性波速度の測定結果を表-2ならびに図-9に示す。実際にはこれよりももっと多数の測定がおこなわれており，同一測定区間の反復測定は勿論のこと，起震点の深度が数10cmないしは1m程度ズレているものもあるが，それらの結果は表-2に掲げた数値によって代表させ得るので省略した。

伝播時間の測定誤差は通常 0.1m sec 程度で，測定装置の機構上＋側にあらわれることが多い。しかし起震点近傍の岩盤が脆弱であったり，数回の爆発によって岩盤の損傷がはなはだしくなったような場合，震動のエネル

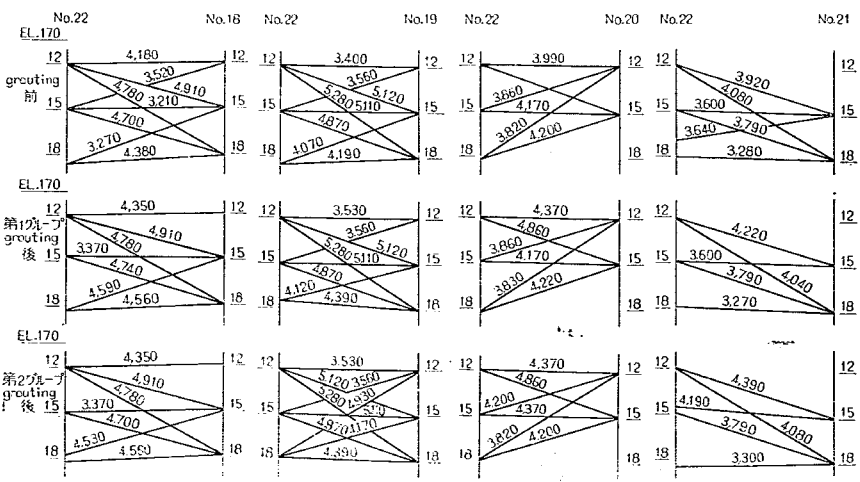


図-9　弾性波速度測定結果 (m/s)

表-2 弾性波速度測定結果

測定区間	受震点深度 (m)	grouting 前				第1グループ grouting 後				第2グループ grouting 後			
		爆発点深度 (m)	距離 (m)	伝播時間 (ms)	弾性波速度 (m/s)	爆発点深度 (m)	距離 (m)	伝播時間 (ms)	弾性波速度 (m/s)	爆発点深度 (m)	距離 (m)	伝播時間 (ms)	弾性波速度 (m/s)
	12.0	12.0	10.44	2.5	4,180	12.0	10.44	2.4	4,350	12.0	10.44	2.4	4,350
No. 22	〃	15.0	10.91	3.1	3,520	—	—	—	—	—	—	—	—
	15.0	12.0	10.81	2.2	4,910	12.0	10.81	2.2	4,910	12.0	10.81	2.2	4,910
	〃	15.0	10.45	3.2	3,270	14.7	10.45	3.1	3,370	15.0	10.45	3.1	3,370
No. 18	〃	18.6	11.12	3.4	3,270	18.3	11.02	2.4	4,590	17.8	10.88	2.4	4,530
	18.0	12.0	11.96	2.5	4,780	12.0	11.96	2.5	4,780	12.0	11.96	2.5	4,780
	〃	15.0	10.82	2.3	4,700	14.7	10.91	2.3	4,740	15.0	10.82	2.3	4,700
	〃	18.6	10.50	2.4	4,380	18.3	10.48	2.3	4,560	18.3	10.48	2.3	4,560
	12.0	12.0	9.18	2.7	3,400	12.0	9.18	2.6	3,530	12.0	9.18	2.6	3,530
	〃	15.0	9.60	2.7	3,560	15.0	9.60	2.7	3,560	15.0	9.60	2.7	3,560
No. 22	〃	—	—	—	—	—	—	—	—	18.0	10.85	2.2	4,930
	15.0	12.0	9.73	1.9	5,120	12.0	9.73	1.9	5,120	12.0	9.73	1.9	5,120
	〃	15.0	9.19	1.8	5,110	15.0	9.19	1.8	5,110	15.0	9.79	1.8	5,110
No. 19	〃	18.5	9.77	2.4	4,070	17.5	9.47	2.3	4,120	18.0	9.60	2.3	4,170
	18.0	12.0	11.09	2.1	5,280	12.0	11.09	2.1	5,280	12.0	11.09	2.1	5,280
	〃	15.0	9.74	2.0	4,870	15.0	9.74	2.0	4,870	15.0	9.74	2.0	4,870
	〃	18.5	9.21	2.2	4,190	17.5	9.22	2.1	4,390	17.8	9.21	2.1	4,390
	11.8	12.0	9.18	2.3	3,990	12.0	9.18	2.1	4,370	12.0	9.18	2.1	4,370
No. 22	〃	15.0	9.66	2.5	3,860	15.0	9.66	2.5	3,860	15.0	9.66	2.3	4,200
	〃	18.2	11.09	2.9	3,820	18.3	11.10	2.9	3,830	18.2	11.09	2.9	3,820
	15.0	12.0	9.71	2.0	4,860	12.0	9.71	2.0	4,860	12.0	9.71	2.0	4,860
No. 20	〃	15.0	9.18	2.2	4,170	15.0	9.18	2.2	4,170	15.0	9.18	2.1	4,370
	〃	18.2	9.67	2.3	4,200	18.3	9.70	2.3	4,220	18.2	9.67	2.3	4,200
	15.0	12.0	10.97	2.8	3,920	12.0	10.97	2.6	4,220	12.0	10.97	2.5	4,390
No. 22	〃	15.0	10.45	2.9	3,600	15.0	10.45	2.9	3,600	14.6	10.48	2.5	4,190
	〃	16.9	10.56	2.9	3,640	—	—	—	—	—	—	—	—
	18.0	12.0	12.24	3.0	4,080	12.2	12.13	3.0	4,040	12.0	12.24	3.0	4,080
No. 21	〃	15.0	10.98	2.9	3,790	15.0	10.98	2.9	3,790	15.0	10.98	2.9	3,790
	〃	18.1	10.48	3.2	3,280	18.0	10.47	3.2	3,270	18.6	10.50	3.2	3,300

ギーの減衰が大きくなるため初動の検出が困難になり，+0.2m sec 以上の誤差を生ずることがある。地震計の設置状態が不完全なときにも同様のことが起り得る。No. 21 孔の深度15mおよび18mの地震計はいずれもその設置状態が悪かったと考えられるものであるが，これらの地震計によって測定した弾性波速度は 3 km/sec 台の値で付近の測定値と比較して低く，ダイナマイトの装填量を増して測定するとときどき 4km/sec 台の値が得られる。したがって，これらの地震計による測定結果で速度値が 3 km/sec 台のものは，初動が検知できなかったことによる測定の誤りで実際は 4 km/sec 台の値になるものと考えるのが妥当のようである。

（b）密　度

密度の測定結果を図-10 に示す。直接測定するのは散乱 γ 線の計数値であって，図-10 の結果は計数値と密度との関係をとった図-11 のカリブレーション曲線から密度を求めたものである。その際孔径の変化は全くないものと仮定して密度が求められているが，ボーリング孔の

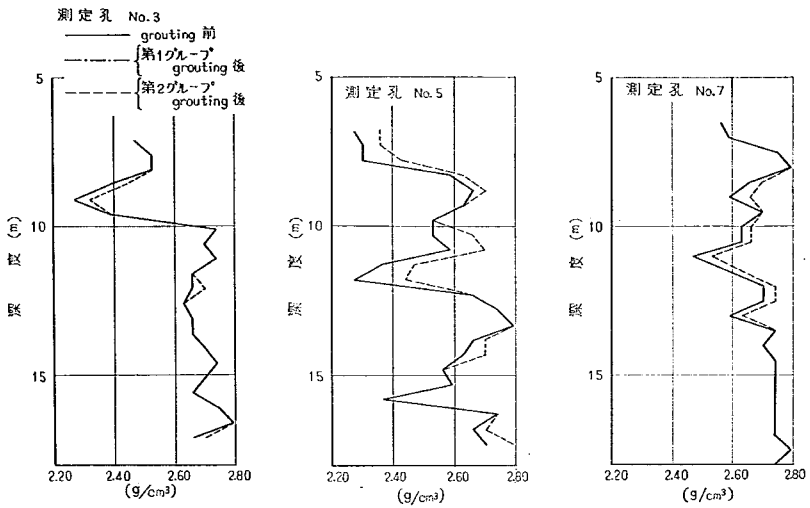


図-10 (1)　図-10 (2)　図-10 (3)

図-10 (4)　図-10 (5)　図-10 (6)

図-10 密度測定結果

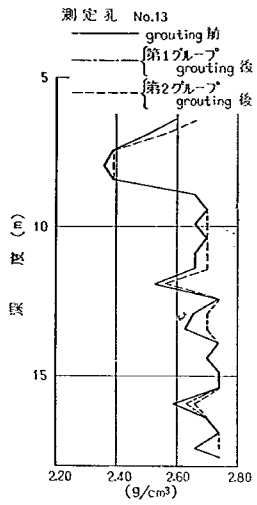


図-10 (7)

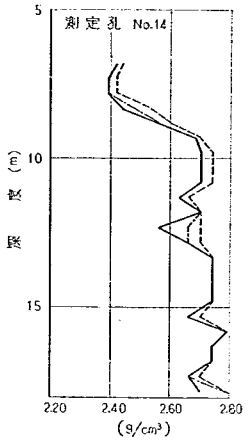


図-10 (8)

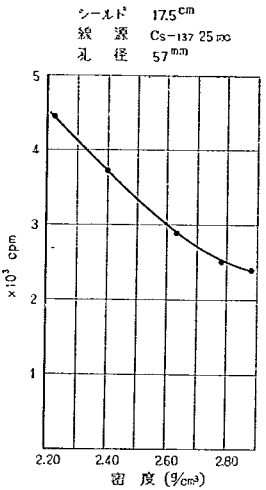


図-11 密度計カリブレーション曲線

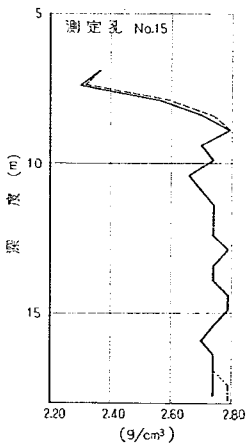


図-10 (9)

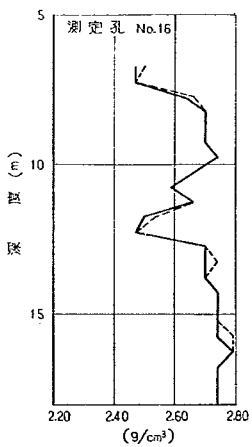


図-10 (10)

図-10 密度測定結果

した測定器はあまり精度の良いものでなく，殊に電流値の読取りにかなりの誤差が入り得る可能性があった。それゆえ，4本のボーリング孔で反復測定をおこなってみたところ，3孔については殆んど同じような結果が得られ，その差は数%以下であったが残る1孔で見掛比抵抗曲線が全体に大きな比抵抗値を示し，局部的には20～30%にも及ぶ大きな違いがでた。

〔2〕 測定結果についての検討

(a) grouting 前

弾性波速度の測定結果からみると，grouting 前の速度値は3,200m/sec程度から5,200m/sec 程度の間にあって大部分は 4,000m/sec～4,800m/sec となっている。そして一般に深度12mから13mまでの間と，15mもしくは16mから18mまでの間とで速度はやや遅いのではないかと判断され，この範囲に含まれる岩石が比較的きれつに富んでいると推定される。このような傾向は密度や比抵抗の結果にも現われていて，殆んどの測定結果が深度11mから13mまでの間と15mから18mまでの間で密度や比抵抗が小さくなっている。また，震源を設けた No. 22孔と地震計を設置した No. 18～No. 21 の各孔を結ぶそれぞれの測定区間についていえば，No. 22—No. 19 の区間が相対的に速度値が最も大きく，No. 22—No. 18がこれに次ぎ，No. 22—No. 20，No. 22—No. 21 と河心寄りにゆくに従って速

周辺の岩盤が比較的軟弱なところでは孔壁の崩壊により孔径が拡がっているおそれが多分にある。そのためきれつの発達した部分や断層・破砕帯などのように平均密度が小さいところでは実際よりも更に密度が小さくでる可能性がある。

(c) 比抵抗

比抵抗の測定結果を図-12に示す。今回の実験に使用

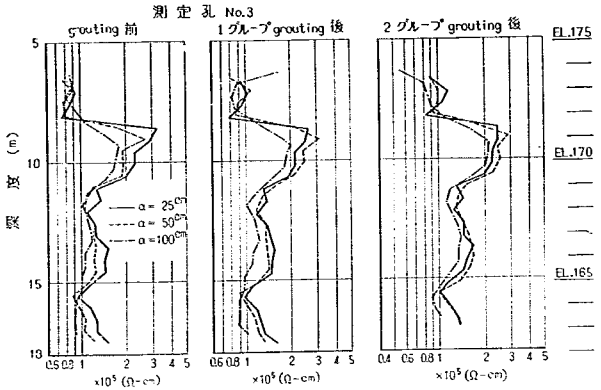


図-12 (1)

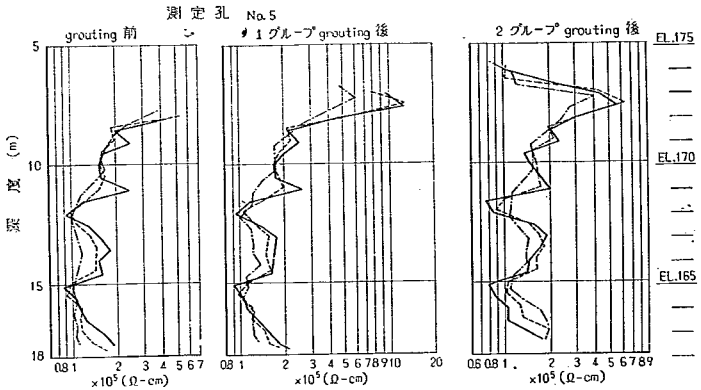


図-12 (2)

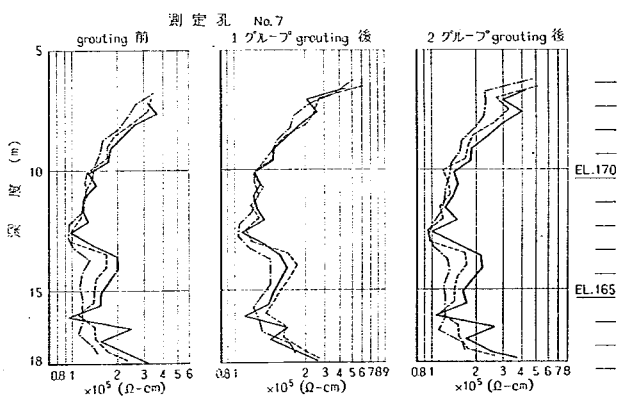


図-12 (3)

図-12 比抵抗測定結果

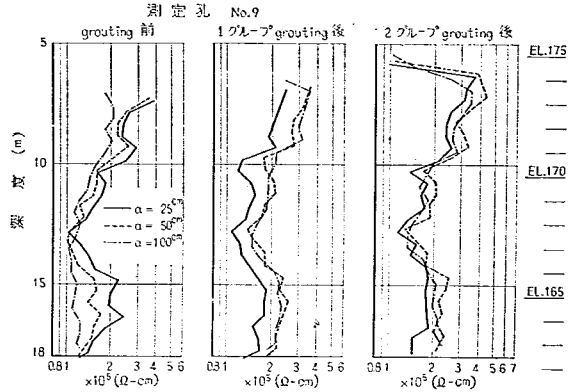


図-12 (4)

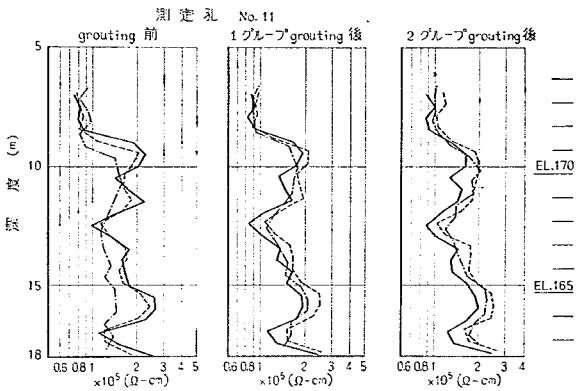


図-12 (5)

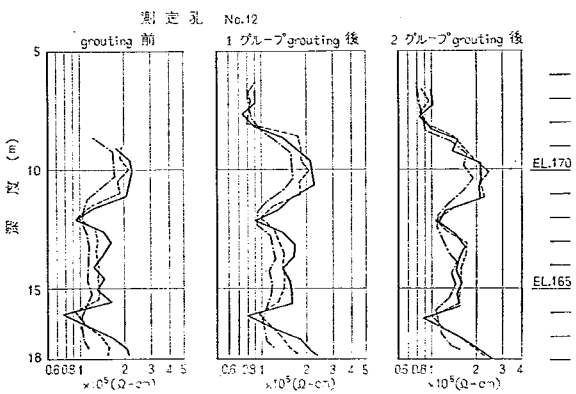


図-12 (6)

図-12 比 抵 抗 測 定 結 果

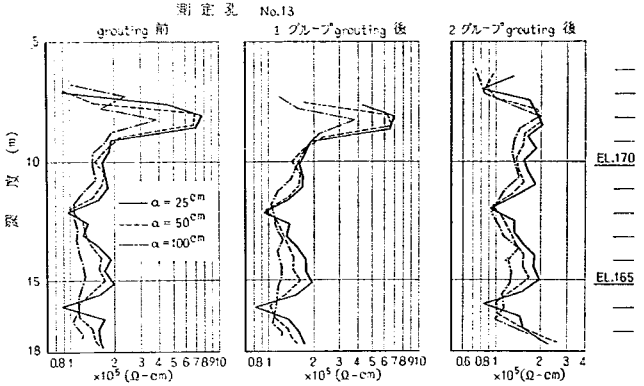


図-12 (7)

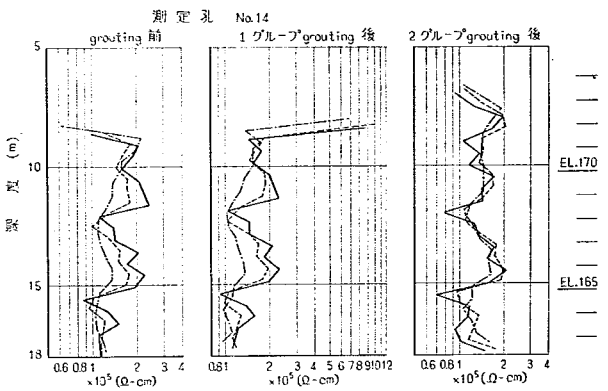


図-12 (8)

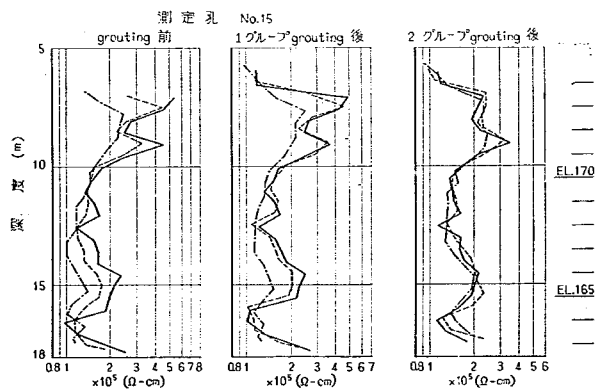


図-12 (9)

図-12 比抵抗測定結果

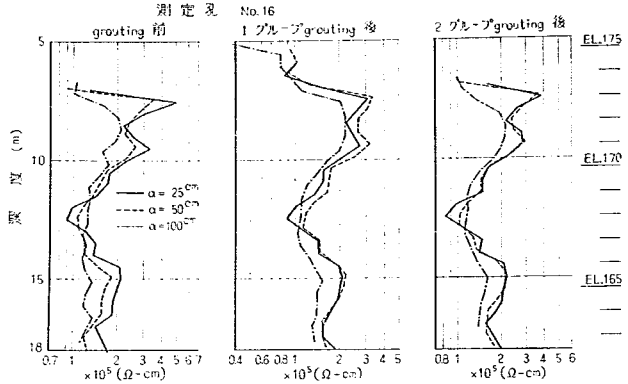


図-12 (1) 比抵抗測定結果

度は低くなってゆく。それゆえ速度の分布からみると，ボーリング孔配置の中心線 No. 1—No. 22 を境として右岸側よりも河心側のほうがきれつに富んでいる部分が幾分多いと考えられる。密度や比抵抗についてもそれ程顕著ではないが同様な傾向が認められる。

密度と比抵抗の測定は同一の測定孔で実施しており，両者の結果は細部については多少の差異あはるとしても全般的にみてかなり明瞭な対応性が認められ，密度の小さいところでは比抵抗も低く，密度の大きいところでは比抵抗は高くなっている。ただ，深度 7～10m 付近のところで相対的に密度が小さくなっているのに対し逆に比抵抗値が高くなっているという例がいくつかある。これについては次のように解釈することができる。すなわち，試験地点の岩石は大部分が緑色片岩であるが一部には石英片岩が介在しており，緑色片岩と石英片岩とでは次表に示すように密度は緑色片岩のほうが大きいが比抵抗は石英片岩のほうが高く，密度と比抵抗とでは両者は全く反対の傾向を有している。このことから石英片岩ないしは石英質に富む岩石が存在する場合，当然上述のような現象が認められるものと考えられる。一例として No. 5 孔での結果についてみれば，ボーリングでは深度 7.1～8.7m の間に石英片岩が存在することが確かめられているのに対し，密度の測定では 6.5～8m に密度の小さい部分が，電気検層の結果では 7～8.5m 付近に高比抵抗の部分があって，この解釈の妥当性を裏付けている。

岩石名	密度(g/cm³)	比抵抗 (×10³Ω-m)
緑色片岩	2.95	1.0～1.5
石英片岩	2.60	2.0～3.0

深度－比抵抗曲線は隣接する孔同志で極めて明瞭な類似性を示している。例えば，No. 3，No. 12，No. 13 の 3 孔，あるいは No. 5 孔と No. 14 孔，No. 9 孔と No. 16 孔での比抵抗曲線の変化は非常に良く一致しているし，また，No. 3 孔と No. 5 孔のグループとでもかなりの類似性が認められる。

密度分布曲線と比抵抗曲線とからきれつに富むと考えられる範囲を推定したものを図-13 に示した。実際に密

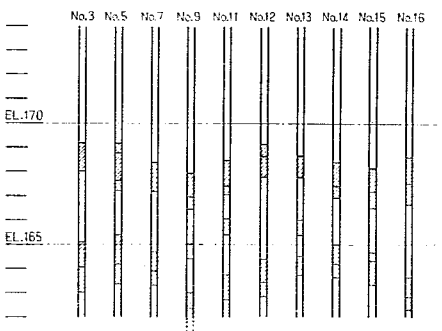


図-13 多亀裂帯分布図

度と比抵抗とでは被測定範囲が異なっているし，また，地層の状態を密度，比抵抗という質の異なった間接的な物理量で表わしたものであるため，両者の解析結果が常に完全な一致を示すとは限らない。このため図においては，両者の解析結果が一致した範囲については実線で，いずれか一方の結果によるものについては点線で表わした。この結果や弾性波速度の値からみて，EL. 168～169 m 付近と EL. 163～165m 付近とに S 落ち（上流落ち）にやや傾斜した 2 本の多亀裂帯が存在すると考えられる。その走向傾斜は上側が N50° E10°～20° SE 程度，下側が EW30°～40° S 程度と推定される。これに近い走向傾斜をもつ断層は，ダムサイト付近において極く僅か存在するが一般には傾斜はこれより急で 40°～70° S 程度のものが殆んどである。また，試験地点近傍ではこのよう

な走向傾斜をもった断層は認められない。このことから，密度ならびに比抵抗の測定によってきれつに富むと推定された部分が断層のような連続性をもったものと解釈することに幾らか疑問の点もあるが，上述したように比抵抗曲線の解析結果からは地層の対比がかなり良く一致するので連続性をもったものと解釈した。これらの多亀裂帯のきれつの発達状態は，部分的にかなり異なっていることが考えられるし，速度，密度，比抵抗3者の結果を綜合してみた場合，下側よりも上側の多亀裂帯のほうがきれつの発達状態がややまさっていると推定される。

（b） grouting 後

第1グループの grouting 後における結果では，弾性波速度は No. 22—No. 18 間の S. P. 12—R. P. 12*，No. 22—No. 19 間の S. P. 12—R. P. 12，No. 22—No. 21 間の S. P. 12—R. P. 15 の3つの測定区間で数%，No. 22—No. 20 間の S. P. 12—R. P. 12 の測定区間で9％増加したがこれ以外の測定区間では変化はなかった。また，密度も殆んど変化なく僅かに No. 12 孔の深度 7m および8m，No. 13 孔の深度 16m，No. 14 孔の深度 8.5m，12.5m，17.5m，No. 15 孔の深度17.5mで0.03g/cm³ ないし 0.1 g/cm³ 程度の増加があったに過ぎない。このうち No. 14 孔の深度 12.5m での増加が 0.1g/cm³ と一番大きかった他はいずれも 0.05g/cm³ 以下であって，grout 前の密度と比較した場合，No. 14 孔の深度 12.5m での変化が4％それ以外のところでは1～2％程度の増加率である。

一方，比抵抗は測定結果に10%以上の誤差が入り得ることが予想されるうえに，セメント注入に伴う比抵抗値の変化もそれほど大きくはならないと考えられるので，grouting の影響を判定することが極めて困難であった。このため資料としての十分な信頼性に乏しいといえるが，一応比抵抗値が増加したと判断された範囲は，No. 11孔の深度15～16m，No. 16孔の深度14～16m である。ただしこの結果は密度変化と比較した場合全く対応性がないし，いずれも元来比抵抗値の高いきれつの発達の少ないと考えられる部分に相当するため，ここでの比抵抗値の増加した原因は grouting によるものではなく寧ろ他にあると考えるべきであるかも知れない。

第2グループの grouting 後における結果では，弾性波速度は No. 22—No. 20 間の S. P. 15—R. P. 12 で9％，S. P. 15—R. P. 15 で5%，No. 22—No. 21 間の S. P. 12—R. P. 15 で4％，S. P. 15—R. P. 15 で16%増加している。第1グループ grouting 後の速度増が深度12m付近のところで広い範囲にわたって認められたのに対し，第2グループ grouting 後では速度の増加は孔配置の No. 1—No. 22 の中心線を境とした河心寄りの方だけに認められ，深さも深度12～15mの範囲というように深くなっている。

密度の増加は全ての測定孔で認められた。大部分は相対的に密度が小さいところで増加しているが，必らずしも極小のところで大きな変化が起っているとは限らない。また，比較的変化範囲も広く且つ増加量も大きいものとそうでないものとがある。No. 3，No. 15，No. 16 の3孔は変化範囲も狭く，変化量も僅かであって0.03～0.05 g/cm³ 程度の増加量であり，比率にして1～2％程度の増加である。この3孔以外は密度の増加がかなり広い範囲にわたって認められ，その増加量も一般に0.04～0.06 g/cm³ 程度，増加率として1～2.8% 程度のものが大部分であるが，No. 5 孔の深度 10.5～12m，14.5m，17.5 m付近，No. 9 孔の13m付近，No. 13 孔の13.5m，17.5 m付近では，0.07～0.17g/cm³，増加率として 2.6～7.5 %にも及ぶ比較的大幅な増加が認められた。また，第1グループの grouting において密度が増加した個所のうち，No. 14孔の深度17.5m，No. 15 孔の深度17.5mの2個所を除いては，第2グループの grouting によって更に密度が増加している。そして，さきにあげた2本の多亀裂帯のうち上側のものに相当する個所では，No. 15 孔を除いては他の全ての測定孔で比較的広い範囲にわたっての増加が認められた。このうち No. 11，No. 16孔の2孔では極小のところで変化が起らず，それよりやや浅い位置で増加している。また，下側多亀裂帯に相当する部分で変化のあったものは，No. 9，No. 11，No. 13，No. 14 の4孔で残りの6孔ではその個所での変化は認められなかった。ただ No. 15孔だけは第1グループの grouting の時に既に下側多亀裂帯に相当する個所で密度の増加が起っている。これらの多亀裂帯以外のところでも相対的に密度がやや小さかったところでは大部分の孔で密度が増加している。また，孔底で密度が増加しているものが幾つかあるが，そのなかには漏出したセメントが沈澱したためと思われるものもある。

比抵抗は，No. 5 孔の深度 13～14.5m および16～17.5 m，No. 15孔の深度12.5mおよび16～17.5m で比抵抗がやや高くなったのではないかと推察される程度である。このうち No. 5 孔の結果は密度変化ともかなり良く一致している。

〔3〕 grouting の効果についての検討

第1グループの grouting 後に，No.22—No.18～No. 22—No. 21 の各測定区間とも深度12m付近のところで弾性波速度が増加しており，No.14孔で深度12～13mの上側多亀裂帯に相当する部分で 0.1g/cm³ の密度の増加が認められている。このことから主として上側多亀裂帯内にセメントミルクが注入されたと考えられる。全体として速度の増加率が小さく，密度変化も No.14孔以外では No.13 No. 15 の2孔において，下側の多亀裂帯に当る部分で増

* S. P.…… 起震点の深度を表わす（m）
R. P.…… 地震計設置点の深度を表わす（m）

加が認められる他は全く変化がなく，そのうえセメント注入量そのものも少ない。したがって，grouting の影響はそれ程広範囲に及んでおらず，その効果も低かったと考えられる。また，試験孔配置の No. 1—No. 22 を結ぶ中心線を境として，河心寄りの方が速度の増加の割合がやや大きく，grouting の効果もより大きかったとみてよいだろう。このことは第2グループの grouting についても同様であって，第2グループの grouting の後に速度の増加が認められたのは，No. 22—No. 20，No. 22—No. 21 の河心寄りの区間の深度 12～15 m の範囲である。一方密度の変化は，No. 15 孔を除く他の全ての観測孔において，上側の多亀裂帯に相当する部分ないしはその付近で大幅な増加が認められるし，また下側の多亀裂帯あるいはその他のきれつに富むと考えられる部分についても多くの観測孔で増加が認められている。このようなことから，grouting の効果については次のように考えられる。

セメント・ミルクは主として No. 6孔での grouting によって2本の多亀裂帯を通り，その多亀裂帯ならびにそれにつらなるきれつ中に充塡された。そしてきれつの発達がより著るしいと推定される上側の亀裂帯のほうがより多量にセメントが塡まり，grouting の効果も大きかった。また相対的にきれつに富むと考えられる孔配置の中心線より河心寄の方が，右岸側に較らべて grouting の効果が大きかった。密度の増加は，きれつの発達が最も著るしいと思われる密度の極小値のところで常におこっているとは限らない。それはこの部分に粘土などが介在し，これらの夾雑物によってセメント・ミルクの注入が妨げられたためとみてよいだろう。grouting 後におこなわれた透水試験でも孔同志でかなりの漏水がみられることは，その可能性を裏付けるものだとも考えられる。この透水試験の状況は 図-14 に説明してある。

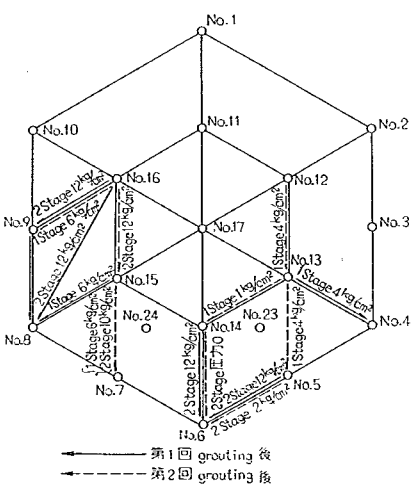


図-14　透水試験状況

7本の grout 孔が全て前記の2本の多亀裂帯を横切ると推定されるにも拘わらず，特に一番最後に注入がおこなわれた No. 6 孔の注入量が最大であり，しかも他の grout 孔の注入量が m 当り 0.2kg ないしは 1kg 前後と極度に少ないのに較べ約 560kg/m とけた違いに多い。その注入量や岩盤内での密度の増加量などから，No. 6 孔での grouting が全体の grouting 効果を大きく支配していると考えられるのであるが，このような現象がしばしば起るものだとすれば実際の施工に際してはこの点に十分留意しなければならない。

4．弾性波速度に関する考察

〔1〕 砕屑体内の弾性波速度

砂礫層，岩屑層，岩盤の風化帯，破砕帯などはすべて粒状体あるいは砕屑物質の集合体と考えられる。これらの物質の間には隙間が存在し，その隙間は空気または水のような流体で満たされている。このような物質内でも弾性波は伝播するし，その波長は構成粒子または砕屑物の大きさに比較して著るしく大きい。

粒状体あるいは砕屑体内を伝わる弾性波速度についての理論的ならびに実験的研究がいくつかあるが，これらの研究の成果から砕屑体内を伝わる縦波速度については次の3通りの場合が考えられる。

a．time average velocity formula による場合
b．compressibility の addition formula による場合
c．framework system による場合

砕屑体の組成は実質部分と間隙部分とから成っていると考えられるわけで，その弾性が実質部分の弾性と間隙を満たしている物質の弾性によって決まるとしたものが a，b の場合であり，この他に実質部分相互の接触状況すなわち砕屑体の緊密度に起因した弾性を考慮したものが c の場合である。

a．time average velocity formula による場合

図-15 のように速度の異なった2つの物質が層状に重なっている場合，AB 間を伝わる弾性波の平均速度 V_m は(4)式で与えられる。これが time average velocity の

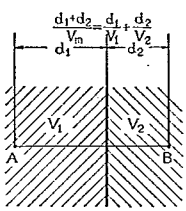


図-15　2層構造の平均速度

式と呼ばれるものである。

$$\frac{d_1+d_2}{V_m}=\frac{d_1}{V_1}+\frac{d_2}{V_2} \quad \cdots\cdots(4)$$

Wyllie, Gregory, Gardner らは，種々の粒径からなる物質の集合体についてその間隙が流体で満たされている場合の速度を測定し，実験式として(4)式と同様な形の式を提示した。

$$\frac{1}{V_m}=\frac{n}{V_f}+\frac{1-n}{V_s} \quad \cdots\cdots(5)$$

V_m：粒状物体の縦波速度

V_s：実質部分の縦波速度

V_f：間隙を満たす流体の縦波速度

n：間隙率

(5)式は本来の形からいって速度 V_s の一様な物質内に V_f の速度をもつ薄い層が挟まっている場合によく適合すると考えられるのであって，すべての砕屑物質についてこの関係が成り立つとはいえないであろう。

b． compressibility の addition formula による場合

砕屑体が飽和含水状態にあり，実質部分相互の間に接触圧力が働らいていない場合，砕屑体の任意の体積要素 v が縦波の伝播により δv の体積変化を生ずるとすれば，波動圧 p との間には次の関係が成り立つ。

$$p=K\cdot\frac{\delta v}{v} \quad \cdots\cdots(6)$$

但し K は体積弾性率

δv は実質部分と間隙水の体積変化 δv_s，δv_ω に分けられるから

$$\frac{\delta v}{v}=\frac{\delta v_s+\delta v_\omega}{v_s+v_\omega} \quad \cdots\cdots(7)$$

v_s，v_ω は実質部分および間隙水の体積で，

$$\left.\begin{aligned}\frac{\delta v_s}{v_s}&=\frac{p}{K_s}\\ \frac{\delta v_\omega}{v_\omega}&=\frac{p}{K_\omega}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(8)$$

K_s：実質部分の体積弾性率

K_ω：水の体積弾性率

(7)，(8)式から

$$\frac{p}{K}=\frac{\delta v}{v}=\frac{(v_\omega/K_\omega)+(v_s/K_s)}{v_\omega+v_s}\cdot p$$

$$\therefore\ \frac{1}{K}=\frac{(v_\omega/K_\omega)+(v_s/K_s)}{v_\omega+v_s} \quad \cdots\cdots(9)$$

間隙率を n とすれば

$$n=\frac{v_\omega}{v_s+v_\omega}$$ であるから，(9)式は

$$\frac{1}{K}=\frac{n}{K_\omega}+\frac{1-n}{K_s} \quad \cdots\cdots(10)$$

となる。

縦波の速度 V は(11)式で表わされる。

$$V=\sqrt{\frac{K+(4/3)\mu}{\rho}} \quad \cdots\cdots(11)$$

いま $\frac{4\mu}{3K}=\frac{2(1-\sigma)}{1+\sigma}=q$ とおけば，(10)式から

$$K=\frac{\rho V^2}{1+q} \quad \cdots\cdots(12)$$

となる。

ここに μ は剛性率，σ はポアッソン比，ρ は密度である。砕屑体の密度 ρ は，

$$\rho=\rho_s(1-n)+n\rho_\omega$$

であるから，(10)式は(13)式のよう書き表わされる。ただし ρ_s，ρ_ω は実質部分および間隙水の密度である。

$$\frac{1+q}{V^2}=\left\{\frac{n}{V_\omega^2\cdot\rho_\omega}+\frac{(1+q_s)(1-n)}{V_s^2\cdot\rho_s}\right\}\times[n\rho_\omega+(1-n)\rho_s] \quad \cdots\cdots(13)$$

ここに q は砕屑体のポアッソン比に関係した数値であり，q_s は実質部分のポアッソン比に関係した数値である。

V_s，V_ω，ρ_s，ρ_ω が与えられた場合，V と n の関係は(13)式から求めることができるがその際に q，q_s の値をどうとるかが問題になる。媒質が液体であれば $\sigma=0.5$ で $q=0$ となるし，完全弾性体であれば $\sigma=0.25$ で $q=0.8$ となる。したがって，q_s についてはポアッソン比を 0.25すなわち $q_s=0.8$ として殆んどの場合差支えないと考えられるが，q については 0 と 0.8 との間で如何なる値になるかが問題である。σ は n に関して変化するのではないかと考えられるが，その変化のしかたは砕屑体の組成によっても異なるのではないかと思われる。

c． framework system による場合

砕屑体を構成する実質部分がその全容積に比較して少ない間は，間隙を満たす物質の存在によって実質部分相互の接触がなく，組織全体は単なる混合状態にあると見做される。実質部分が多くなり相互に接触している場合には framework system になると考えられる。このような物質内の速度については，F. Gassman や Paterson，南雲氏らによって論じられている。

Gassman は孔隙のある弾性物質が飽和状態にある場合の水分の影響について研究をおこなった。それによれば，水分が飽和したときの多孔性弾性物質の体積弾性率は，水分が無いときの体積弾性率の他に構成物質の体積弾性率と水の体積弾性率とのある平均の体積弾性率が加わって大きくなる。Gassman によって与えられた飽和状態と乾燥状態との体積弾性率の関係は，

$$\left.\begin{aligned}k&=\hat{k}\frac{\tilde{k}+Q}{\hat{k}+Q}\\ Q&=\frac{\hat{k}(\hat{k}-\tilde{k})}{n(\tilde{k}-\hat{k})}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(14)$$

である。

k，$\tilde{k}$：飽和状態，乾燥状態の体積弾性率

$\hat{k}$，$\tilde{k}$：構成物質，水の体積弾性率

n：間隙率

縦波速度は(11)式で表わされるから，

$$\overline{V}=\sqrt{\frac{\overline{k}+(4/3)\overline{\mu}}{\overline{\rho}}}$$
$$V=\sqrt{\frac{k+(4/3)\mu}{\rho}} \quad \cdots\cdots(15)$$
$$\rho=\overline{\rho}+n,\ \overline{\rho}=\hat{\rho}(1-n)$$

$\overline{V}$, V：乾燥状態，飽和状態における縦波速度

$\overline{\mu}$, μ：乾燥状態，飽和状態における剛性率

$\overline{\rho}$, ρ：乾燥状態，飽和状態におけるみかけ比重

$\hat{\rho}$：構成物質の密度

$\hat{k}$, $\overline{\hat{k}}$, は実質部分および間隙水の常数によってきまるから，k と $\overline{k}$ の関係は(14)式から n をパラメーターとして求めることができ，$\mu=\overline{\mu}$ とすれば V と $\overline{V}$ の関係は(15)式から求めることができる。

Gassman は水分飽和によって剛性率が変らない，すなわち，$\mu=\overline{\mu}$ と仮定したが，南雲氏はポアッソン比が変らない，すなわち，$\sigma=\overline{\sigma}=0.25$ という仮定のもとで多孔性岩石の実験結果について考察をおこない，理論値と実験値とが良く一致したと述べている。

以上が砕屑体を伝播する縦波速度に関する最近の研究の成果であるが，c の場合の(14)式において，$\overline{\hat{k}}=0$ とすると $Q=\frac{\hat{k}\cdot\hat{\hat{k}}}{n(\hat{k}-\hat{\hat{k}})}$ となり $k=\hat{k}\frac{\hat{k}+Q}{\hat{k}+Q}=\frac{\hat{k}\cdot\hat{\hat{k}}}{n(\hat{k}-\hat{\hat{k}})+\hat{\hat{k}}}$ となって，

$$\frac{1}{k}=\frac{n}{\hat{\hat{k}}}+\frac{1-n}{\hat{k}} \quad \cdots\cdots(16)$$

となる。

(16)式は b の compressibility の addition formula による場合の(16)式と同一である。つまり b の場合とは framework system の場合における $\overline{\hat{k}}=0$ のとき，すなわち c の場合の組織がある特別の場合に相当する。前にも述べたように a の場合も組織の状態がある特別の場合に適合すると考えられる。したがって，砕屑体内の弾性波速度については c の場合が最も一般性に富んでいるといえる。

〔2〕 岩盤の弾性波速度と間隙率との関係

菌原・下久保両ダム地点での密度ならびに速度の測定結果から，実際の岩盤について弾性波速度と空隙率がどのような関係にあるかを検討した。先づ両ダム地点での被測定範囲を幾つかのブロックに分け，各ブロック毎の平均速度と平均密度を求め，更にそれぞれのダム地点で採取した数個の岩石試料について，実験室で密度と弾性波速度を求めた。良質な岩石試料について測られたこれらの値は，実質部分の密度 ρ_s と速度 V_s とに相当すると考えられる。

岩石試料について測られた値は次表に示す。

ダム地点	岩石名	密度(ρ_s)	弾性波速度(V_s)
菌原ダム	砂質粘板岩	2.59g/cm³	4,810m/s
下久保ダム	緑色片岩	2.95g/cm³	6,200m/s

この表の値は，それぞれ数個の岩石試料についての平均値である。緑色片岩の場合，岩石の片理構造に起因する速度の異方性が認められ大きいものでは30%程度の違いがでている。したがって，厳密には現場で速度の測定をおこなったときの弾性波の伝播経路と片理面との相関関係によって V_s の値を変える必要がある。ただ今回の実験の場合には，速度の測定方向と片理面とは殆んどのものが斜交していると思われたし，そのような厳密な取扱をして十分な意味があるかどうかも疑問であると考えられたので，片理面に対し45°の方向での速度を求めこれを V_s とした。

被測定範囲を幾つかのブロックに分けるについて，下久保ダムの場合は4分割とし，観測孔配置の No. 1—No. 22を結ぶ中心線を境として左右の2部分に分けそれを更に深度15mを境として上の12～15mの部分と下の15～18mの部分とに分けた。菌原ダムの場合は下久保ダムの場合に較らべ密度の観測孔が少なかったので，平面的には分割せず垂直方向で深度10～15mと15～20mの2部分に分けた。

各ブロックでの grouting 前の平均速度 V_n と平均密度 ρ_n ならびに間隙率 n_n を求めたのが表-3である。

表-3 岩盤の弾性波速度，密度ならびに間隙率

地点名	菌原ダム		下久保ダム			
ブロック番号	S-1	S-2	G-1	G-2	G-3	G-4
ρ (g/cm³)	2.46	2.48	2.70	2.74	2.68	2.69
V_n(km/s)	4.00	4.23	4.31	4.39	4.04	3.82
n_n	0.082	0.069	0.128	0.108	0.144	0.133

S-1：深度10～15m
S-2：深度15～20m
G-1：右岸側深度12～15m
G-2：右岸側深度15～18m
G-3：左岸側深度12～15m
G-4：左岸側深度15～18m

実験をおこなった場所は両ダム地点とも河床であり，岩盤中に存在する間隙は完全に水で飽和されているものと考えられる。したがって，$\rho_n=\rho_s(1-n)+\rho_w n$ となる。ただし n は間隙率 ρ_w は水の密度。表-3の結果から間隙率と速度の関係を求めたものが図-16であって，下久保ダムでのG-4ブロックの値を除いては水の速度 V_w を1.44km/sとしてtime average velocityの式から求めた値に比較的良く一致する。G-4ブロックでの平均速度が time average velocity の式から求めた値よりかなり小さいのは，前にも述べたように No. 21孔の深度15mおよび18mに設置した地震計の設置状態が悪く，これらのブロック内に含まれる No. 22—No. 21 の測定区間で速度が実際よりも遅く観測されたためではないかと考えられる。したがって，今回の実験の解析結果から

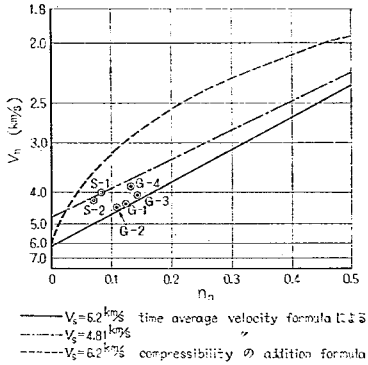


図-16　弾性波速度と間隙率の関係

は，岩盤の弾性波速度と間隙率の関係について time average velocity の式がほぼ成り立つものとみてよいであろう。ただ両ダム地点とも試験地点には断層や破砕帯などが存在し，実際の岩盤は風化を受け一部粘土化したりしていて，その組成が必らずしも V_s, ρ_s を求めた岩石試料と全く同一の実質部分と間隙を満たす水とから成っているわけではない。そのような場合の V_s や n の取扱いについてどのように考えるべきか問題であるが，このような異質な部分の占める割合が少なければ近似的にはいまのようなやり方でも time average velocity が成り立つと考えられる。しかし，断層や破砕帯そのものについては必らずしもこの式が適用できるとはいえないであろう。

図-16 に compressibility の addition formula による場合について，ポアッソン比を 0.25 と一定，すなわち，$q=q_s=0.8$ とした時のカーブを併せて図示してある。実測値はこのカーブとはかなりかけはなれており，compressibility の addition formula はこの場合には適合しないといえる。岩盤のポアッソン比を 0.25 より大きく，すなわち，$0<q<0.8$ にとれば，速度はこのカーブで示された値よりもさらに小さくなり，実測値とますます合わなくなる。今回の実験の場合のように，空隙率が比較的小さい岩盤でその実質部分相互に接触圧力が働かない，言い換えれば，クラックなどによって岩塊相互が完全に縁が切れ，一種の mixture state にあるということは実際に殆んどあり得ないことで，compressibility の addition formula が適合しないのは寧ろ当然といえる。しかし，この実験の結果だけから，空隙率の小さい岩盤については如何なる場合においても time average velocity formula が適用できるとは限らない。それは地質構造との関連において検討されるべきで，たまたま今回の場合が層構造に近い状態にあったためであるかも知れない。この点については，今後更に精密な実験を繰返しどのような条件のときに time average velocity の式が成立つかを確かめる必要がある。もう一つの問題は，われわれの調査の対象となるような岩盤，殊にダムのアバットメントなどにおいては常に完全な湿潤状態にあるとは限らないから，岩盤の間隙を満たす流体が水でなく空気であった場合にも time average velocity の式が適合するかという点である。

砕屑体内の弾性波速度について最も一般性に富んでいると考えられる framework system による場合については検討していないが，岩盤のもつ静力学的特性，例えば変形とか強度などは framework としての弾性的な性質とかなり密接な関係があるのではないかと考えられる。したがって，Gassman の理論が実際の岩盤についてどのように適用できるかは，弾性波速度のもつ工学的意味を明確にする上でも非常に興味ある課題である。

〔3〕 grouting に伴う速度変化についての検討

今回の実験結果の解析から，岩盤内を伝播する弾性波の速度が time average velocity の式に従うことが明らかになったので，grouting によって水で満たされていた間隙にセメントが充填された場合どのような速度変化が現われるかを time average velocity formula により検討した。

予備実験として，普通セメントを用いセメントの弾性波速度と密度との関係ならびに凝固過程における速度変化を調べた。試料は水セメント比を適当に変えることによって密度の異なったものを10数個作製し，水中養生をおこなった。この結果は図-17，18 に示してある。なお一部の結果は省略したが，それらはいずれも全体の傾向に良く一致していた。また，密度はいずれも湿潤状態での値である。

凝固過程における速度変化は比較的大きく，殊に初期の5日目頃までの間で著るしく増加する。そしてこの傾向は密度の大きいもの程大きい。これはセメント粒子相互間の結合状態，すなわち framework としての強さが材齢と共に増すためで，しかも密度の大きいものすなわち単位体積当りのセメント粒子の数の多いもの程 framework としての強さの増加率は大きくなるであろうから，このような速度増加の傾向は当然のことであろう。

薗原・下久保両ダム地点での実験結果から grouting 後の平均密度 ρ_g，平均速度 V_g ならびにセメントの密度を 1.90g/cm³ としたときの間隙率 n_g とセメントの容積比 n_c を求めたものを表-4 に示す。注入されたセメントの密度を 1.90g/cm³ としたのは，1.90g/cm³ よりも小さい値をとって個々の観測孔での密度変化をあたっていくと，一部の結果については grouting 後の間隙率が 0 以下になって不合理になるためである。

両ダム地点とも最後の注入が完了してから実際に速度測定がおこなわれたのは 4～5 日程度を経過してからで

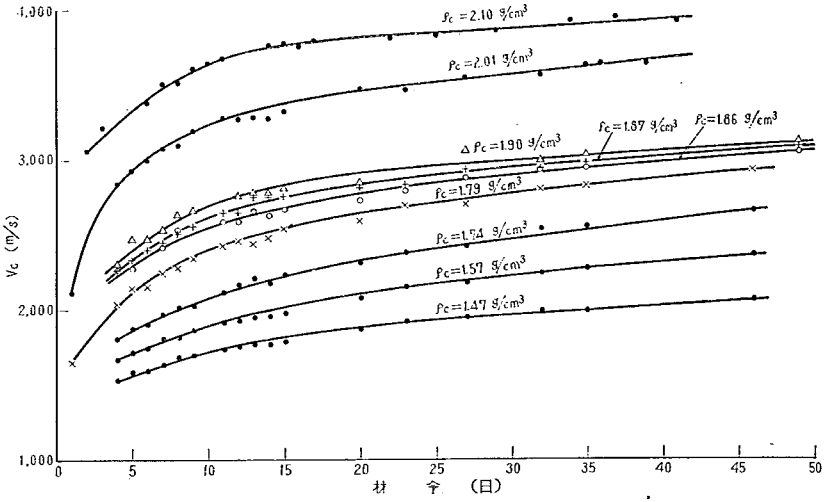


図-17　普通セメントの凝固過程における速度変化

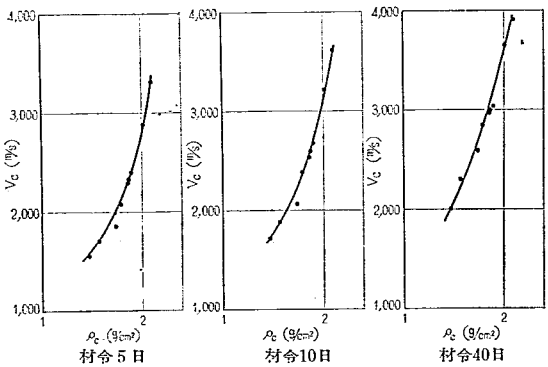


図-18　速度と密度の関係

あるから，ρ_c=1.90g/cm³ のときのセメントの速度 V_c は図-17から 2.4km/sec とした。grouting 後の速度 V_g についても time average velocity の式が成り立つとすると，V_g は次のように表わされる。

$$\frac{1}{V_g}=\frac{1-n_n}{V_s}+\frac{n_c}{V_c}+\frac{n_g}{V_\omega}\cdots\cdots(17)$$

(17)式から V_g を計算し実測値と比較したものが表-5に示してある。セメントの容積比が非常に小さいため，速度の測定精度について十分な確信はもてないが実測値と計算値は可成り良く一致していると考えられる。それゆえ，grouting に伴う速度変化についても time average velocity の式が一応成り立つものとみて良いであろう。したがつて grouting の前後に弾性波速度を測定し，この式を用いてセメントの注入状況を知ることができる。勿論，この場合も前項で述べたのと同様に間隙が水で満たされているという条件のときだけであるし，grouting によってどの程度の密度のセメントが充填されるのかも知る必要がある。また，充填されたセメント密度の均一性も問題になる。セメントそのものについて time average velocity の式が成り立てばこれらの点は問題にならないが，図-18 の結果からは養生期間 5～10日程度ではだめで，40日程度

表-4　grouting 後の弾性波速度，密度
間隙率ならびにセメント容積比

地点名	薗原ダム		下久保ダム			
ブロック番号	S-1	S-2	G-1	G-2	G-3	G-4
V_g(km/s)	4.30	4.46	4.49	4.61	4.29	3.96
ρ_g(g/cm³)	2.52	2.54	2.71	2.75	2.69	2.71
n_g	0.015	0.002	0.117	0.097	0.122	0.111
n_c	0.067	0.067	0.011	0.011	0.022	0.022

但し ρ_c=1.90g/cm³

表-5　V_g の実測値と計算値の比較

ブロック番号	S-1	S-2	G-1	G-2	G-3	G-4
実測値(km/s)	4.30	4.46	4.49	4.61	4.29	3.96
計算値(km/s)	4.37	4.48	4.41	4.63	4.31	4.42
実測値/計算値 (%)	98.4	99.6	101.8	99.6	99.5	89.6

になれば近似的にこの式が成り立つ。

実際に grouting 後の速度を測定する場合，grouting によって岩盤の間隙に充填されたセメントが非常に多孔性のものであれば，注入後何日経過してから測定をおこなうかはそれほど重要な問題ではないが，可成り密度の大きいものが填まるとすれば，測定の時期についても考慮しなければならない。さらに高爐セメントなどの種類の違ったセメントやモルタルなどを注入した場合，或は混和剤などを使用した場合にはセメントの速度についての条件が異なってくるわけで，それぞれの場合について V_c を確かめておく必要がある。

岩盤が実質部分と間隙とから成っている。すなわちきれつだけが存在し風化という要素が入らなければ，理想的なgrouting がおこなわれたときの grouting 前後の速度比 V_g/V_n は

$$\frac{V_g}{V_n}=\frac{V_c}{V_\omega}\cdot\frac{V_\omega(1-n)+V_s\cdot n}{V_c(1-n)+V_s\cdot n}\quad\cdots\cdots(18)$$

で表わされ，弾性波速度の変化だけで grouting が完全であるかどうかを確かめることができる。実際上はそのような例は比較的少なく，殆んどの場合大なり小なりの風化を受けていると考えてよい。そのようなときこの考え方をどのように適用するかが問題である。地質的な判断から，割れ目や節理などに沿って僅かな風化が認められる程度であれば，表面に沿って多少の風化を受けたいわば全体の岩質を代表すると思われる岩石試料によって V_s および ρ_s を決めれば良い。また，極く一部に小規模な断層などがあるような場合，巨視的にはそれを無視することも可能であろう。全体に破砕の程度が著るしく風化が相当程度に進行して割れ目の中に粘土などが夾在するような場合には，いまのところ time average velocity formula がどのように適用できるのかはっきりしない。time average velocity の考え方で grouting の効果を判定するときに最も問題になるのは，その実際的な効果，例えば耐荷力がどれ位い増したかとか変形に対する影響すなわちヤング率といったようなものがどう変ったかとかいうような静力学的な特性との関連がはっきりしないことである。grouting の効果を間隙がセメントによって完全に充填されたかどうかということだけで判断するならばこれで一応ことが足りる。しかしその場合でも強度的にみてセメントの密度がどの程度のものであることが必要なのか，言い換えれば V_c の値をいくらに想定するかという点について検討する必要が起ってくる。こうしたいろいろな意味でまだ理論的に十分とはいえないが，いまの段階において grouting に伴う弾性波速度の変化から grouting の効果についてある程度定量的解釈をおこなうことが可能になったといえる。したがって，全く地質的な条件が異なった地点相互についても grouting の効果の相対的な比較をすることができるし，実際に施工されたものについて多くの資料を集積することにより grouitng による基礎改良の限界といったものも決めることができるであろう。

5. あとがき

薗原・下久保両ダム地点での実験結果から，岩盤内を伝播する弾性波速度が Wyllie 等の提示した time average velocity による実験式に一致することが明らかになり，弾性波による grouting 効果の調査結果についてもある程度の定量的解釈が可能になった。grouting による岩盤の静力学的特性の変化と弾性波速度の変化との関係，間隙が水で飽和されていない場合の速度変化などまだ幾つかの問題が未解決のまま残されているが，この点については今後さらに検討をすすめてゆきたい。

今回の実験に電気検層法による比抵抗の測定を併せて実施した。この測定方法の適用については本文中で全く触れなかったが，ある意味ではこの方法は grouting 効果を調査するのにかなり実用的な方法といえるかも知れない。測定原理のところで述べたように地層の比抵抗は間隙水の電導度によって大きく左右される。grouting をおこなった場合，セメントから溶解した電解質によって間隙水の電導度が大きくなることが考えられる。このことは測定結果の解析上非常に不都合なことである。しかし一方では grouting によって間隙がセメントで充填され，間隙率が小さくなることで地層比抵抗は大きくなる。これらの相関関係を量的に取扱うことは非常に難かしいが，概念的には，間隙に填まったセメントが極く僅かなときには比抵抗は殆んど変化がないかあるいは逆に低くなる可能性があり，間隙が殆んど完全に填まったような場合には高くなると考えられる。No. 5 孔のように密度変化の比較的大きかったところでは比抵抗も高くなっており，一般的に密度変化の小さかったところでは比抵抗は殆んど変っていない。勿論，この一例だけから早急に結論することは危険であって今後さらに実験を繰返し確かめる必要があるが，この点が確実になれば測定方法も簡便でありしかも grouting の効果の確実なところだけが明瞭に表われるので現場測定法として利用度の高いものになる可能性がある。

今回の実験にあたって種々御便宜をはかって頂いた薗原ダム工事事務所猶村所長，下久保ダム工事事務所松村所長，小山副所長をはじめとする両工事事務所の方々，ならびにいろいろと有益な御助言を頂いた小野寺前地質化学部長，有泉地質化学部長，芥川地質研究室長に感謝の意を表する。

なお，R. I. を利用した密度の測定は，化学研究室近藤技官，森技官の御協力によるものである。

参 考 文 献

1) M. R. Wyllie, A. R. Gregory & L. W. Gardner: Elastic Wave Velocities in Heternogenous and Porous Media
Geophys. XXI (1956) No. 1

2) M. R. Wyllie, A. R. Gregory & L. W. Gardner: An Experimental Investigation of Factors Affecting Elastic Wave Velocities in Porous Media
Geophys XXIII (1958) No. 3

3) N. R. Paterson:
Seismic Wave Propagation in Porous Granular Media Geophys. XXI (1956) No. 3

4) 南雲昭三郎
砕屑岩を伝わる弾性波速度に関する研究
地質調査所月報 第8巻 第9号 (昭和32年9月)

5) F. Gassman:
Über die Elastizität Poröser Medien
Vierteljahrsschrift der Naturforschenden Gesselschaft in Zürich, Heft 1. 1951

6) 中村左衛門太郎
地震学 内田老鶴圃

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 114, May 1963

CONTENTS

1. Y. Murano
Study on the Sediment Yield at the Mountain District……(1)

2. T. Takenouchi, T. Egawa, H. Sugioka, K. Shinoda and T. Tsuruoka
Report on Observation in the Kanna River Experimental Basin (2)
——Cable care for Discharge Measurement——……(47)

3. T. Kunihiro and T. Takigawa
On Bending Moment Distribution of Steel Multi-Girder Bridges……(67)

4. S. Kudo
On the Investigation of Grouting Effect by the Seismic Method……(129)