

漂砂の移動機構に関する基礎的研究
(総合題目)

堀川 清 司

1. 本研究の背景

筆者が漂砂現象に関連した研究に従事したのは、昭和31年の頃からであったと考える。当時神奈川県湘南海岸の現地調査に従事し、曲りなりに波の作用と漂砂現象との関連について身をもって体験し、自然現象の巨大さに、今さらのように驚かされた。その後いくつかの海岸の調査を実施し、また一方では実験的な研究を行ってきたが、実験室のように、単純化された条件下においても、そこに具現される事象はきわめて複雑であることを認識した。このような体験を通して、漂砂現象を解明するには、巨視的な観点からと、微視的な観点からの研究をあわせ行ない、両者の溝を次第に埋めて行かなければならないと強く考えるようになった。

昭和33年以後、数年の間、東海村海岸に、わが国初の原子力発電所を建設するにあたっての現地調査を担当し、かつ冷却水の取水構造物の設置位置の決定、ならびに取水中の浮遊砂量を推測するために、波による浮遊砂の鉛直濃度分布を求める問題に取り組んだ。当時未知の事柄が多く、現地観測自体がきわめて困難であり、かつ実験室においてはその相似則が明らかでなかった。このような状況下において、きわめて単純化した考えのもとで、半理論式を求め、工学的には一応の目的を果たすことができた。以来この問題にとりつかれ、繰返し検討を加えつつ、つぎつぎに新たな問題に遭遇し、研究の対象は拡大されていった。今回の研究論文2編は以上のような背景のもとになされたものであり、筆者の意図する大きな研究課題の一環をなすものである。前述の2つの視野のうち微視的な観点に立った研究成果であり、以下にその概要を述べる。

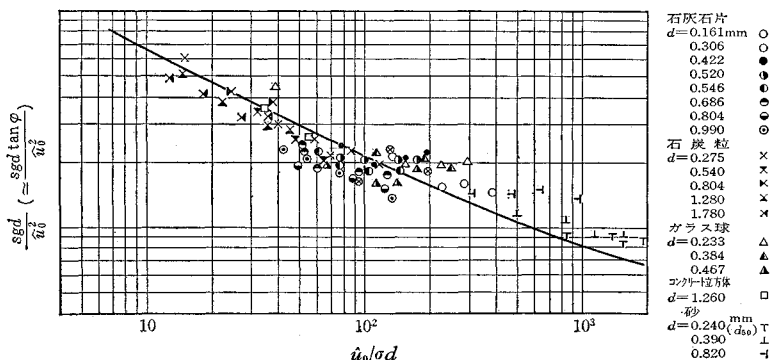
2. 研究成果の概要

浮遊砂のような現象、とくに、そ

の相似性を考える上で、砂れんの存在がきわめて重要である点にかねてから気がついていた。筆者は独自の考えのもとに砂れんの大きさを決定することに成功したが、ここでいかなる条件になれば砂粒子は移動を開始し、ひいては砂れんにまで発達するかに興味をいだいた。一方において従来多くの研究者によって提案されていた、移動限界水深を決定する公式は、非常にまちまちの値を与え、しかもそれぞれの取扱いには理論的に納得のいかない部分が認められた。そこでこれらを統一的に説明し、かつそれぞれの適用の限界を明らかにしようとしたのが第1の論文の主眼である。

底面が砂でおおわれている場合、流体力学的な観点からは、底面に沿う境界層が層流か、乱流か、さらには底面が流体力学的に滑らかであるか、粗であるかを明確にしなければならない。なぜならばそれぞれの条件によって、砂粒子に作用する摩擦応力の性質が異なってくるからである。このような考え方に立って砂粒子のつりあいの式を求めたところ、在来の移動限界水深の式は、いずれも境界層が十分に乱れ、かつ底面が粗な場合に相当した表示であり、かつそれぞれの式の適用限界が明らかとなった。筆者らの結果によれば、佐藤・田中の全面移動限界水深式は、比較的妥当な結果を与えることがわかった。以上の解析にあたって、梶浦によって提出された振動流境界層に関する理論は、きわめて有力な根拠を与えた。このようにして砂粒子を対象とした移動限界水深を求める図を提出し、使用に便ならしめた。なお、昭和43年9月ロンドンで開催された、第11回海岸工学国際会議に Rance と Warren が一論文を発表した。これは振動流水槽を用い、砂利の移動限界条件を求めたきわめて貴重なデータである。そこで筆者らの研究成果と実験データを対比させたのが 図-1 であり、筆者らの限界曲線は、砂のみならず、砂利、その他にもあてはまることを知った。すなわち上記限界曲線はかなり広範囲の粒径に対して適用しうる一般的な関係といえよう。

図-1 筆者の限界曲線と Rance & Warren のデータの比較



第1の論文において振動流による底面に作用する摩擦応力、ひいては抵抗係数が重要な課題であることを確認した。一方において筆者は境界面付近での振動流の流速分布を求めようとする努力を数年来続けてきたが、近年水素気泡式流速計を適用することによってその目的を果すことができるようになった。第2の論文は振動流境界層内の流速の測定をきわめて精密に実施した結果、ならびにそれを用いて、渦動粘性係数、せん断応力の鉛直分布を求めたものと、梶浦の理論との比較検討を示したものである。本研究は、まだその第1段階を示したものであり、今後さらに検討を重ねる予定である。

流速の測定装置の概要は、図-2に示す通りである。陰極白金線の径は50 μ 、両極間の印加電圧は約1kVであり、パルスの繰返し周波数を50c/sとした。底面は

図-2 流速測定装置

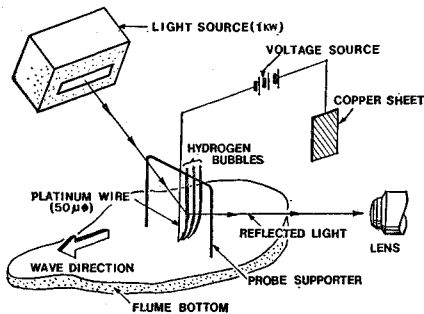
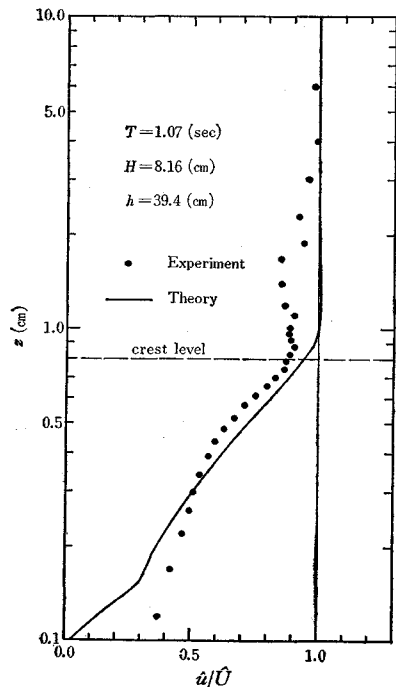


図-3 \hat{u}/\hat{U} の鉛直分布 (粗面)



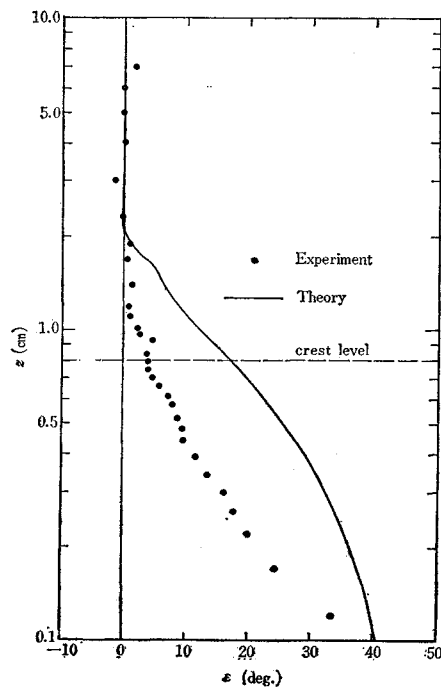
硬質ビニール板を用いた滑面と、プラスチック製波状板を用いた粗面とした。解析結果の一例として、粗面の場合を示そう。図-3は人工砂れんの谷から白金線をはり、そこから上向きに高さ z をとったときの、 z での流速 u の振幅 \hat{u} と境界層の外側での流速 U の振幅 \hat{U} の比を示したものであり、図-4は u と U の位相差を示したものである。なお、実測データの解析にあたっては、実測値を Fourier 級数に展開し、その基本モードをとっている。ここで注目すべきことは、最も底面に近い実測値の高さは約 0.1 cm であり、滑面においては、0.018 cm まで読みとりが可能であった。このような所での流速の測定は従来では全く不可能であった。人工砂れんの付近では実測値と理論曲線との一致は余り良いとはいえず、砂れんの存在により生ずる渦の影響が大きいことを示している。

今回の測定結果から判断すると、1) 渦動粘性係数の表示にはさらに検討を要する。2) 粗面の場合の鉛直軸の原点を何処にとるかが問題である。3) 梶浦の理論で使われた境界層内の運動方程式はあくまでも近似式であり砂れんの周辺の模様を表現するには不十分である。などがわかった。これらの結果はつぎに来るべきより一般化された理論を展開する上での足がかりを与えるものと考えられる。

3. あとがき

ここに述べた2論文は、筆者と渡辺 晃の共著として

図-4 ϵ の鉛直分布 (粗面)



発表されたものである。研究の意図、方針は筆者によるものとはいえ、それを支え、実験に、データの解析に直接に従事した共著者渡辺 晃君の労はきわめて大きい。筆者の浅才にもかかわらず、多くの先輩、同僚の温かい支援を絶えず受け、また陰に陽に本研究の遂行に協力を惜しまなかった、われわれの研究室員一同に心からなる感謝の意を表す。

[正会員 工博 東京]
大学教授 工学部]

Free Surface Shear Flow Over a Wavy Bed

岩佐義朗

実際河川の流は任意に変化した河床上の流体運動であるにもかかわらず、従来の水理学的理論は直角座標系を用いているものが多いため、現実に現われる複雑な諸現象が必ずしも十分に説明されていると考えられなかった。この研究は、こうした欠陥を是正し、より忠実に現象解明を与える理論の展開とその応用を目的として、河床が任意に変化した開水路の定常流の一般的な解析理論とその波状水路への応用による現象解明を取り扱ったものである。すなわち、一次元水理解析法による水理系の数学系への変換、オーダーリングによる各種近似理論の構成、周期的に変化する河床上の流れの線型解とその一般的特性の表示、および同一数学モデルの非線型解による現象説明から構成されている。

一次元水理解析法による水理系の数学系への変換とは、任意に変化した河床上の定常流の水理学的挙動を適切な数学モデルによって表わすことである。そのための表現法として、二、三の取扱いが考えられるが、この問題は流れの巨視的な移り変りを知ることであるから、任意に変化した河床に沿って下流方向に x_1 軸、これと直角上向きに x_2 軸をとった直交曲線座標系による一次元エネルギー解析法で数学モデルを作成した。すなわち、

$$\frac{d}{dx_1} \int_0^y u dx_2 = 0 \quad \text{あるいは} \quad Uy = Q = \text{const.}$$

$$\frac{d}{dx_1} \int_0^y \left[\frac{q^2}{2g} + \left(\frac{p}{\rho g} + \frac{Q}{g} \right) \right] u dx_2 + \frac{\tau u_b}{\rho g} = 0$$

である。ここに、 y : 水深、 u, v : 各座標軸方向の速度成分値、 $q (= \sqrt{u^2 + v^2})$: 合速度、 U : 平均流速、 Q : 単位幅流量、 p : 流体圧、 ρ : 流体密度、 g : 重力の加速度、 τ : 河床面に沿って働くせん断応力、 u_b : 境界面近傍でせん断力によるエネルギー消費に関係する速度成分である。この関係が、いわゆる漸変流の数学モデルのもつ表現との相違は、速度水頭項における合速度とピエゾ水頭項における流体圧分布にあらわれる。このため、河床の変化による流線の屈曲に起因する x_2 軸速度成分値を導入して合速度に対する速度水頭を計算し、またこの影響のもとづく流体圧分布に対するピエゾ水頭項を導入

した。その結果がこの研究の理論的基礎を形成する数学モデルである。

ところが、境界特性の多様性のため、得られた結果はきわめて複雑な形の非線型方程式であって、その一般的な解析は行なわれ得ない。しかし、流れの挙動が流下方向にどのように変化するかを知るのが目的であるから、流下方向と水深方向の代表的な長さを選定し、基礎数学モデルの各項を比較して新しい近似モデルを作ってもよからう。このようなオーダーリングの結果えられる各種近似モデルはつぎのようである。

- 0次近似モデル: 一定こう配水路の定常等流に関する方程式
- 1次近似モデル: 緩やかに変化した河床上の漸変流に関する1階微分方程式
- 2次近似モデル: 河床曲率の変化が導入された急変流に関する1階微分方程式
- 3次近似モデル: 以上の各要素に水面曲率の影響も加わった急変流に関する3階微分方程式

これらの各種近似モデルを問題の性質によって解けばそれぞれの程度の近似理論が得られる。

河床が変化していてもその程度が微小であり、またそれに対応して水面変動も微小であるという水理学的挙動は線型理論によって取扱われる。この種のモデルは、すでに古く Boussinesq によって展開され、また最近では Engelund および Hansen によっても解析されている。ここでは、1次、2次、3次の近似モデルにもとづく線型理論を取扱い、その周期的に変化した河床上の流れの挙動への説明に応用した。

線型解は解析的に表示されるが、このような流れの特徴的な表現は河床の変化とそれに対応した水面変動との相互関係を知ることであり、これは両者の周期変動における位相差および振幅比によって代表される。古典流体力学における線型波動解析によれば、流れが射流であるか常流であるかによって、位相差は0または π になること、また振幅比は波数と Froude 数とによって与えられることが得られている。しかし、現実の流れは乱流状態のせん断流であるから、このような単純な表現では不十分であることが予想される。すなわち、より現実的な解析による表示をうるためには、Boussinesq, Engelund および Hansen あるいはここで取扱っているモデルなどに代表されるせん断流を対象とした数式の解によってその特徴を知る必要があらう。この研究では、それらの

すべてについて、位相差および振幅比を求め、一括表示しているが、ここでは省略する。それらの特徴は流れの Froude 数および波数によってそれぞれ異なるが、ほぼつぎのように要約される。

(1) 位相差は波数によってきわめて特徴的な挙動を示し、古典流体力学理論の示すような簡単なものではない。すなわち、河床変化の波長が流れの平均水深に比してきわめて大きいと古典論のそれと類似の挙動を示すが逆に小さくなれば著しく異なった挙動を示し、射流領域でも π という位相差があらわれる。

(2) 共振現象は波数によって影響されるというよりも、むしろ解析に用いた近似理論の数学モデルによって異なる。もちろん、特定のモデルに対して特異な挙動を示す波数は存在するが、その値は近似理論によって支配される。

(3) Boussinesq や Engelund および Hausen の解析結果は、当然予想されるように、3次近似モデルのそれに近い。

これらの結論からもわかるように、線型理論は流れの挙動を総括的に把握しうるものであるが、問題の性質によって用うべき近似度と、それによる数字モデルの選択はきわめて重要な要素である。

線型理論の説明は、水面変動の連続的周期解の河床波の周期解との相互関係を位相差および振幅比という形で行なうものである。ところが、河床が連続周期的であるにもかかわらず、水面形状は河床波の峰の付近で常流から射流へとかわり、腹の付近で跳水によってつぎの常流への不連続的につながるいわゆる不連続周期解によって示されることがあるという実験や、観測が報告されている。したがって、このような流れの挙動は非線型理論によって解析され、説明されなければならない。しかし、非線型理論解は与えられた条件のもとでのみ得られ、その一般的な特徴を常にうることはできない。このような事情から、Kennedy および Robillard が行なったこの種の実験資料の理論解析を行ない、非線型理論による現象説明を行なったのが、この研究の最後の部分である。

この理論解析に用いられる近似モデルは1次および2次のそれである。ところが、1次近似モデルは、すでに Masse や著者が別に取り扱ったものであり、十分な説明が与えられないことがわかっているため、この研究は2次近似モデルを理論展開の基礎とした。非線型解による

説明は、このモデルを与えられた条件のもとで数値解を得、全平面におけるすべての解の挙動から行なおうとするものである。この種の解析法はすでに著者が行なってきたが、ここではそれを踏襲し、かつ、電子計算機による詳細な数値計算によって実証した。なお、数値計算には、Kennedy, Macagno (Mrs.), Moran の諸氏が担当した。

Kennedy および Robillard の実験資料を用いた2次近似モデルの特異点解析によれば、河床曲率が正、すなわち峰の付近で特異点は鞍形点であり、逆に曲率が負となる腹の付近では結節点、渦状点および鞍形点であらわれ、それらの分類は曲率と特異点での水深との積ならびに河床こう配の大きさによって与えられる。したがって上述のような不連続周期解の存在が予想されるわけで、擬似等流水深曲線および限界水深曲線を描くことによってこの数学モデルの定性的挙動が明らかにされる。この研究では、IBM-1620, -7090 による詳細な数値計算値によって、全平面の解の挙動を明らかにした。その結果の要約を示すと、つぎのようである。

(1) Kennedy および Robillard は特定の周期的河床上を一定の流量の流れの実験を行ない、射流領域で同位相の流れを、また常流 → 射流 → 跳水 → 常流という不連続周期解の存在を得たが、この挙動が全く理論的に説明されることがわかった。

(2) しかし、射流の程度が小さくなると、逆の位相差をもつ流れがあらわれる。

(3) 常流領域では一般に π という位相差の流れである。しかし、常流の程度が大きくなれば、さらに2次の波動があらわれる。

すなわち、従来より多くの理論で個別的に説明されてきた各種の現象は2次近似モデルの非線型解で少なくとも定性的には統一されることになる。もちろん、同一の境界特性に対する異なった流量の流れの非線型解の挙動を比較する必要があるが、この解析法の好都合であることを示したものとといえよう。

以上要するに、この研究は、河床が変化した開水路の定常流の水理学的挙動を一次元水理解析法によって表現し、その線型解、非線型解の特徴によって水理現象の説明を行なったものである。現在ランダムな変化をもつ河床上の流れへの応用について理論的、実験的に研究がすすめられ、また河川工学上の諸問題への貢献も期待されている。

[筆者：正会員 工博 京都大学教授 工学部]

都市高速道路網における流入ランプ制御

佐佐木 綱
明 神 証

本論文は、高速道路の特性である出入制限に着目してとくに都市高速道路網の交通管制について、流入ランプにおける流入車制御を中心とした基礎理論を展開したものである。ここでは、制御は高速道路上のすべての区間で円滑な交通流を実現することを目的として行なうのであるが、このために必要な交通流に関する情報として、区間交通量が用いられている。すなわち、すべての区間において、交通量がその区間の交通容量をこえないように、あらかじめ流入ランプからの流入車台数を制御しようとする考え方が本研究の基底となっている。そこで、ランプ流入交通量から予測される容量超過区間に注目してその区間の交通量を容量以下に低下させるために、まず各ランプからの流入交通量と関連づけた区間交通量の表現方式について、二つの理論式が考究された。すなわち、流出入ランプ間 OD 交通量と流出入ランプ間経路行列とを用いた区間交通量の表現方式と、吸収マルコフ連鎖を応用した方式とである。

まず、第一の方式は、ランプ間 OD 交通量と経路行列とを結びつけた表現方式である。OD 分布の推定については著者独自のエントロピー（最大）法の適用により、実績 OD 分布に実用上十分に適合する推定値が得られることが示され、経路行列については都市高速道路網を利用する車のとる経路は、最短距離であるとみなしてよいことから、流出入ランプ間の最短経路を示す行列表示を行ない、この OD 交通需要と経路行列とから区間交通量の簡明な数式表現を行なっている。さらに、こうして得られる区間交通量についても実績値との比較検討を行なった結果、実績値にほとんど完全に一致する推定値の得られることがわかり、この表現方式にもつづいた流入ランプ制御の可能性と有効性とはきわめて大きいことが予想されるに至った。なお、この表現方式を経路行列による表現方式とよんでいる。

第二の区間交通量の表現方式では吸収マルコフ連鎖の応用により、流入ランプから、高速道路上に想定した任意の区間への到着時間おくれを考慮に入れることができることに特長がある。ここでは、流出ランプを吸収源、

流入ランプを発生源に、そして適当に設定された区間を過渡状態にそれぞれ対応させており、かつ、遷移確率（ここでは分岐確率とよんでいる）についての定常性が仮定されている。この方式を分岐確率による表現方式とよんでいる。

このようにして推定された区間交通に対して、つぎに述べる三つの制御方式が提案されている。

(1) Linear Programming 制御 (LP 制御または線型計画制御)

区間の交通流を円滑に保つために、区間交通量が区間交通容量を超過しないように、あらかじめ予測される流入交通量を流入ランプにおいて抑制するという条件のもとに、できるだけ多くの車を流入させるという方式で、まったく Linear Programming (LP) の形に記述されるので LP 制御と名付けている。ここに用いられる区間交通量の表現方式は、上にのべた経路行列による表現方式であって、推定される各区間交通量の OD 構成が明らかであるので、特定のいくつかの区間交通量が容量を超過する場合に、どの流入ランプからの流入量を制御すれば、 $[\text{交通量} \leq \text{容量}]$ および $[\text{流入車最大}]$ を達成しうるか解が得られるのである。

区間交通量の推定から推察されるように、ここでは、OD 分布の定常性が仮定されているので、制御の有効性の観点から、どの程度の時間長さについて、この定常性の仮定が妥当であるかについての考察を行なった。もし制御時間単位（たとえば 5 分間）ごとにこの OD 分布が変化するとすれば、常に新しい OD 分布を（たとえば、その前の数個の制御時間単位の実績から）推定することが必要となり、その不安定さなし、精度が LP 制御方式の有効性を左右することになり、かつまた、限られた計算時間をそれだけ消費することになる。検討の結果、ほぼ一時間について OD 分布の定常性を仮定してさしつかえないであろうと推論されている。

(2) 逐次ランプ閉鎖制御方式

区間の交通量が、容量を超過し交通渋滞を発生した場合に、緊急に流入量を制御することを主目的とする制御方式である。流入交通量の変動が大きく、また OD 分布がきわめて不安定な場合、あるいは事故などにより区間交通量が部分時に低下した場合に適用される。

各区間について、そこへの到着時間長さごとに流入ランプをいくつかの群に統合し、制御の必要な区間に対してもっとも効果的に作用する流入ランプ群を閉鎖するものである。一群だけの閉鎖でなお不十分であれば、その次に有効なランプ群の閉鎖を行なうので、逐次ランプ閉鎖制御とよんでいる。なお、この場合には、流入車数最

大という制御目的を設定することが困難で、どちらかといえば、その場しのぎの制御となっている。

(3) 比例制御方式

容量を超過する区間の交通量のOD構成に比例して、ランプでの流入を制御する方式である。区間交通量の表現としては、さきのべた経路行列による方式を用いることによって、区間交通量のOD構成が与えられるので、このような制御が可能となる。しかしながら、特定の区間交通量のOD構成に比例して流入ランプ制御を行なうので、たとえ正確なOD構成が推定されているとしても、流入ランプでは(各車に行き先を聞くことが実際上不可能であるので)当該区間を通過しない車も含めて、流入需要のある部分が流入制御されるという不合理さが大きくなる危険性がある。また不正確なOD構成の推定値を用いるならば、ほとんど所期の目的とかけはなれた流入ランプ制御となるおそれが大きく、いずれにしても、あまり有効な制御方式であるとはいえないと結論されている。

定常交通流の制御を行なうために不可欠のランプ間OD交通量の推定方法として、さきのべたように著者の開発したエントロピー(最大)法が適用された。この推定法については、すでに都市内におけるOD交通推定法としてその有力さが示されてきているが、ここにおいても、実績OD分布にきわめてよく適合した測定結果をもたらすことが実証された。実績値としては阪神高速道路における流出入ランプ間OD交通量の観測結果が採用されている。このOD分布推定値と、経路行列とを用いて区間交通量を検討した結果、区間交通量を実績値にほとんど完全に一致させつつ、しかも同時にOD分布も実績OD分布に良好に適合させる方法が明らかにされた。このことが、LP制御方式の有力さを保証するために、基本的に重要な役割を果たすのであって、区間交通量OD分布交通量を実績値に同時に適合させることを明らかにしたことは、意義が大きいと考えている。

[佐佐木: 正会員 工博 京都大学教授 工学部]
[明 神: 正会員 京都大学助教授 工学部]

●土木技術者のための 電子計算機入門・手引書!!

本書の特長

- ▶内容は実務を中心に、プログラムを豊富に集録して実務にそのまま使えるようにした。
- ▶最もひんばんに遭遇する設計にしばって解説。
- ▶大学・会社等で実際に研究・実務にたずさわっているかたがたの執筆により、理論と実務の関係や難解箇所の詳述等に気を配った編集がなされている。
- ▶例題・注釈等を随所に挿入して理解の一助とした。
- ▶コンピュータを知らない人にはズバリ入門書として好適。

主要目次

1. 土木設計と電子計算機
2. 電子計算機の歴史
3. プログラミング
4. 一般的な数学的手法
5. 設計の標準化
6. 構造解析
7. 基礎的設計
8. 路線的設計
9. 自動製図
10. 工程管理 付録



オーム社

101 東京都千代田区神田錦町3 振替東京20018=電話(291)0912

土木構造物の 自動設計 自動製図

東京大学教授・工博 丸安隆和ほか著
A5判 442頁<図表写真450>
定価 2,000円(〒90円)

H および十字形鋼柱のねじれ座屈 におよぼす残留応力の影響

西野文雄

溶接残留応力が柱の曲げ座屈強度に大きな影響をおよぼすことが指摘されて以来、残留応力と柱の曲げ座屈強度に関する研究が数多く行なわれている。鋼柱の場合には一般にねじれ座屈強度は曲げ座屈強度よりも大きく、残留応力のような2次的な要因がねじれ耐荷力におよぼす影響を考慮されることは比較的少なかった。

しかしながら、調質鋼に代表される構造用高强度材料が多く使われるようになると、開断面を使用した柱ではねじれ座屈を起こす可能性も大きくなることが考えられることから、本研究では柱断面柱の残留応力がねじれ座屈におよぼす影響について調べた。

この研究報告では開断面を有し、かつ長さ方向に断面の変化しない等断面柱のみを取り扱う。さらに柱は十分に長く、したがって残留応力分布は長さ方向に様に分布しているものを考える。残留応力が座屈荷重に影響をおよぼす原因として二つ考えられる。一つは残留応力の存在のために断面内の応力分布が一様でなくなることに由来するものであり、他の一つはこの応力の不均等分布が原因となって生じる断面内の部分降伏によるものである。残留応力を有する柱では、たとえ荷重の作用点が断面の重心にあっても断面内での応力分布は一様でない。断面内のある一点での応力 σ は断面内に部分降伏が生じない限り

$$\sigma = \sigma_0 + \sigma_r \dots\dots\dots(1)$$

と表わされる。ここに σ_0 は重心に作用する外力による均一分布応力であり、外力を P 、断面積を A とすると、

$$\sigma_0 = \frac{P}{A} \dots\dots\dots(2)$$

と表わされる。 σ_r は考えている点に外力の作用前に存在していた残留応力の値である。外力が増加すると断面内の応力も大きくなり、ついには材の降伏応力に達し、圧縮残留応力値の最も大きな点から降伏が始まり、降伏領域が拡がっていく。部分降伏が拡がるにつれて部分降伏した点の圧縮剛性、ねじり剛性が減少し

ひいては断面全体の剛性を低下させる。中心圧縮柱の場合、この部分降伏による剛性の低下は残留応力の存在によって初めて生じるものである。柱断面および柱断面を構成する鋼板中に存在する残留応力を測定した結果は数多く発表されている。実測結果は必ずしも断面の対称軸に対して対称分布をしていないが、この解析では柱断面中の残留応力は、対称軸について対称な分布をするものと仮定した。

二軸対称断面を有する両端単純支持柱が対称軸に関して同じく対称な分布をする残留応力を含む場合のねじれ座屈長さ L は

$$L = \sqrt{\int_A \frac{C_w}{\sigma(x^2+y^2)} dA - C_t} \dots\dots\dots(3)$$

と表わされる。座屈長さ L と座屈荷重の関係を示すいわゆる座屈曲線は式(3)から求める長さ L と次式から求める荷重 P を計算することによって求めることができる。

$$P = \int_A \sigma dA \dots\dots\dots(4)$$

したがって、座屈曲線を求めるには式(3)、(4)中に表われる各項、つまり曲げねじれ剛性 C_w 、サンブナンのねじれ剛性 C_t 、および応力分布 σ を計算すればよい。従来行なわれてきた同種の研究では、これらの項を計算するために解析的な手法が使われてきたが、本研究では残留応力分布の形がどんな形であっても取り扱えるように数値積分法を使用した。

H形断面を 図-1 に示すように小さな断面に分割する。この分割は十分小さく区域内での板幅方向の残留ひずみ分布は一様であると仮定する。一方、板厚は十分に薄いものと考え、板厚方向の残留応力値の変化はないものとする。柱に載荷される荷重によって断面内に生じる等分布ひずみを与えると、載荷前に各分割区域の端部に存在しているひずみから、ある載荷状態での分割区域内のひずみ分布を決めることができる。分割区域内のひずみ分布がわかれば、これから、その分割区域内での応力分布、降伏の侵入状態、ねじり剛性などを決定することができ、この値を数値積分することによって、ねじり座屈曲線を求めるに必要な数値を求めることができる。外力

図-1 断面寸法

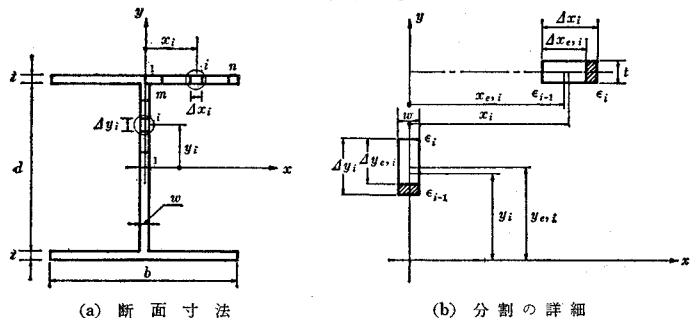


表-1 試験体寸法および試験結果

試験体 番号	寸 法				計 算 値				試 験 結 果		
					降伏荷重 $P_Y(t)^{(1)}$	残 留 応 力 有					残留応力無 $P_{cr}^f/P_Y^{(3)}$
	$L(mm)$	$b(mm)$	$t(mm)$	b/t		σ_{cr}/σ_Y	$P_{cr}^t/P_Y^{(2)}$	$P_{cr}^i/P_Y^{(2)}$	$P_{cr}^f/P_Y^{(3)}$	$P_{max}(t)$	
T-A	600	77	17.1	4.5	378	0.15	1.0	1.0	1.0	413	1.09
T-B	801	103	17.2	6.0	515	0.12	1.0	1.0	1.0	546	1.06
T-C	1 000	127	17.2	7.4	642	0.11	1.0	1.0	1.0	670	1.04
T-D	1 200	154	17.2	9.0	780	0.08	0.97	1.0	1.0	778	0.99
T-E	1 600	199	17.3	11.5	1 030	0.06	0.78	0.78	0.90	846	0.82

- (1) P_Y は断面積と $\sigma_Y=74.9 \text{ kg/mm}^2$ の積で求めた降伏荷重
- (2) P_{cr}^t, P_{cr}^i は塑性変形理論, 塑性流れ理論で求めたねじり座屈荷重
- (3) P_{cr}^f は残留応力を有しない柱のねじり座屈荷重

図-2 理想化した残留応力分布

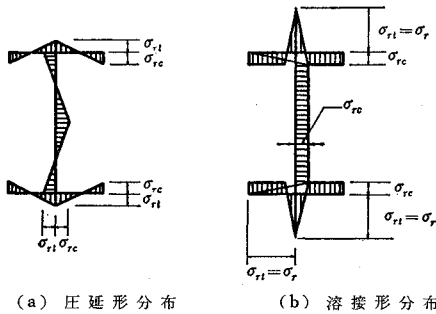
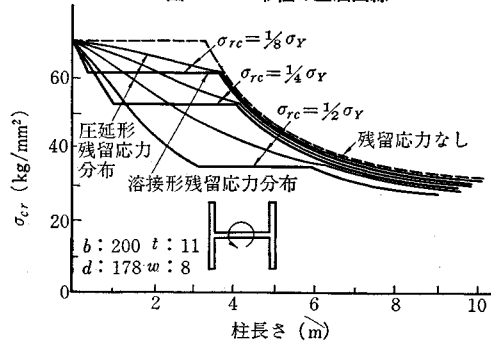
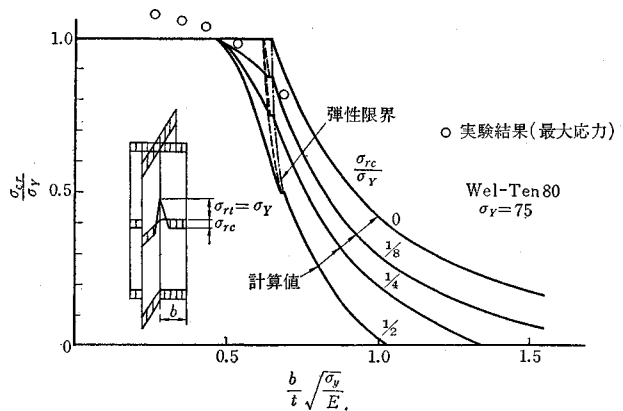


図-3 H 形柱の座屈曲線



断面: $200 \times 200 \times 11 \times 8$ ($\sigma_Y=70 \text{ kg/mm}^2$)

図-4 十字断面柱の座屈曲線



による等分布ひずみを, 0の状態から一定の割合で降伏ひずみの2倍に相当するひずみまで変化させ, そのおのおのひずみに対して, 式(3), (4)から荷重, 座屈長さを決めることによって座屈曲線を描くことができる。

80キロ調質鋼を使用した $200 \times 200 \times 11 \times 8$ および $685 \times 250 \times 12.5 \times 19$ の断面を有するH形鋼柱が, 図-2に示す残留応力を有する場合の数値計算結果を図-3に, 十字形断面を有する柱についての同様の結果を図-4に示す。曲げ座屈と異なってねじれ座屈の場合には図-3, 4に明らかなように残留応力が弾性座屈にも影響をおよぼしている。同じ形の分布をする残留応力であっても, $200 \times 200 \times 11 \times 8$ の柱では弾性座屈値を下げるのに対し, $685 \times 250 \times 12.5 \times 9$ の断面を有する柱では座屈値を上げている。一方, 弾塑性域での座屈に対しては残留応力は, 常に座屈値を下げるように作用する。図-4に示す十字形柱に関する数値計算結果も同じような傾向を示している。

理論値と比較するため, 80キロ高張力鋼を使用した5本の十字形柱を溶接により制作し, ねじれ座屈実験を行った。試験結果を表-1に示す。さらに実験結果を図-4の座屈曲線上に描いた。理論値と座屈実験結果は

図に見られるように比較的よく一致している。

実験からは圧縮を受ける80キロ鋼でできた突出フランジの幅厚比が9程度であれば, ねじれ座屈を生じることなく, その降伏荷重に耐えるという結果が得られている。しかしながら, 設計に用いるには多少の余裕を含めるため, 理論計算結果から得られる幅厚比7.5程度に制限することが好ましいと思われる。

[筆者: 正会員 Ph.D. 東京大学助教授 工学部]

コンクリートの品質管理に関する 基礎研究 (総合題目)

尾坂 芳夫

現場コンクリートが 構造物の 設計において必要と考えた品質のものであることを保証することは、つくられた構造物の安全性を確認するために重要である。

現場コンクリートの品質は、コンクリートの施工機械設備・材料・配合・作業などが満足なものであれば、適当なものとなるのが一般であって、従来、コンクリート構造物を請負者から施主へ受け渡す際における現場コンクリートの品質の保証は、既往の工事の経験と現場工程の管理の資料とによって、なされてきたといえることができる。

既往の工事に、現場コンクリートの品質を判断する資料が十分でない場合、現場工程の管理の資料が十分でない場合、等には、品質特性の試験値に一般の抜取検査*を適用して、品質の判定を行なうことが必要となる。

しかし、一般の抜取検査の方法を用いると、工事中に得られたある品質特性の試験値だけで、コンクリートの品質の判定を行なわなければならないことになる。しかし、一般のコンクリート工事では、既往の工事およびその現場の工程状態に関してある程度の資料を有するのが普通であるから、一般の抜取検査の方法を単純に現場コンクリートの品質の判定に適用することは適当でない。

コンクリートの品質保証の方法には、このように検討すべき基本的な問題点があるが、これに関する筆者の考え方を述べ、現場コンクリートの品質保証の実用的な方法として、既往の工事の経験とその工事の工程管理の資料の関連において抜取検査を適用する方法を提案した。

(1) 現場コンクリートの品質の保証の方法を検討する場合は、まず、構造物に必要なコンクリートの品質を明らかにすることが必要である。

構造物に必要なコンクリートの品質は構造物または部材の形状寸法、荷重作用の性質、施工方法、等を考えて定義することが必要であり、単に、原材料としての品質規格を検査の便宜その他から定めても意味が少ない。

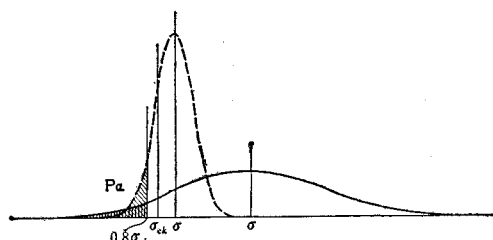
(2) コンクリートの品質の変動がある程度以下であれば、断面の極限状態において大略破壊強度に近い圧縮応力をうけるコンクリート領域の平均強度を部材断面の

* たとえば、計量基準型1回抜取検査 (p_0, α, β 型)

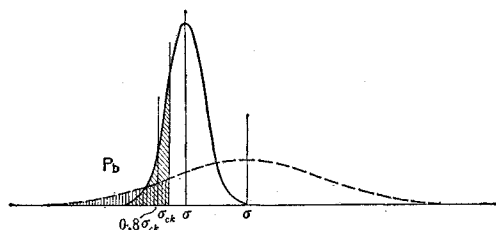
強度を判断する資料として用いることができる。部材断面におけるコンクリートの強度と原材料としてのコンクリートの強度との関係は、部材の形状寸法、荷重作用の性質等に応じて、実験的に定めることが必要である。

(3) 原材料としてのコンクリートに許容される不良率の値は、部材の形状寸法と荷重作用の性質のほか、設計計算の方法にも関係する。標準示方書に示されている不良率の限度 p_a および p_b は、一般の設計方法を用いる場合において部材断面強度を保証するコンクリート品質を定めようとするもの と考えるのが適当である(図-1)。

図-1 標準示方書におけるコンクリートの
所要の圧縮強度



(a) $0.8\sigma_{ck}$ 以下の圧縮強度の生じる確率が p_a 以下の場合



(b) σ_{ck} 以下の圧縮強度の生じる確率が p_b 以下の場合

(4) 構造物の強度を保証しようとする場合、構造物の重要度は、設計基準強度に対する配合強度の割増し係数、安全率または安全度、設計荷重が実荷重に対してもつ余裕等を定める際に、これを考慮することができる(図-2)。しかし、設計者と施工者とが別個の者である実情および設計の段階で構造物の重要度を認識することが必要不可欠であることから、構造物の重要度は、設計計算における安全率または安全度においてこれを考慮し、割増し係数その他で、これを考慮しないことにするのが適当である。

(5) コンクリート工事では、圧縮強度の試験値によって工程を管理するため 連続する 3~5 個程度の試験値について移動平均を求め、これにより管理図を作成している例が多い。このように、連続する試験値の移動平均によって工程を管理することは、製品を連続的に生産する工程において、材料および中間製品を管理するために適当である。移動平均のグラフは滑らかになる傾向があるが、これは、工程の残りの段階で混ぜ合わされるような製品における品質の傾向に類似している。

図-2 コンクリート構造物の安全度

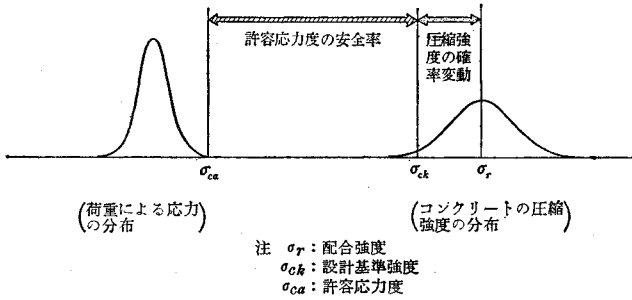
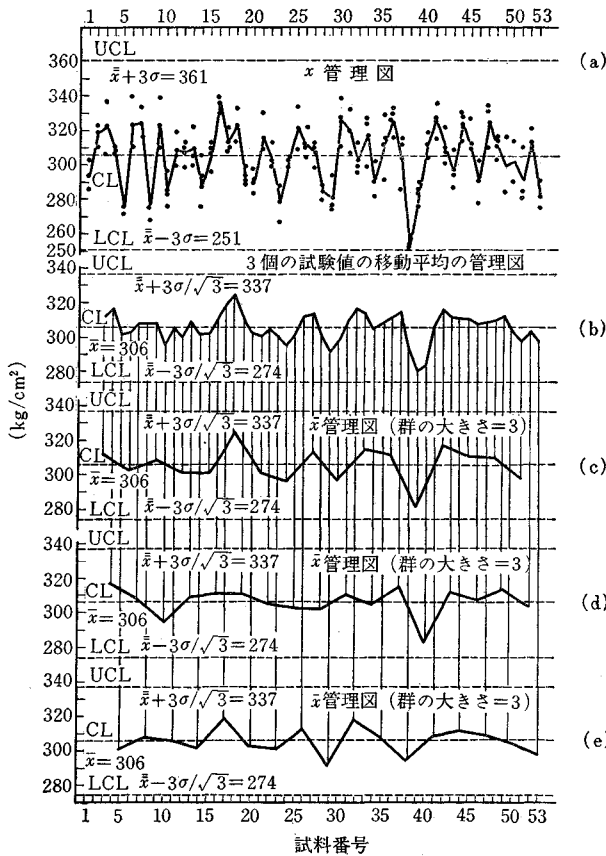


図-3 移動平均値の性質 (新大呼戸沢RCアーチ橋)

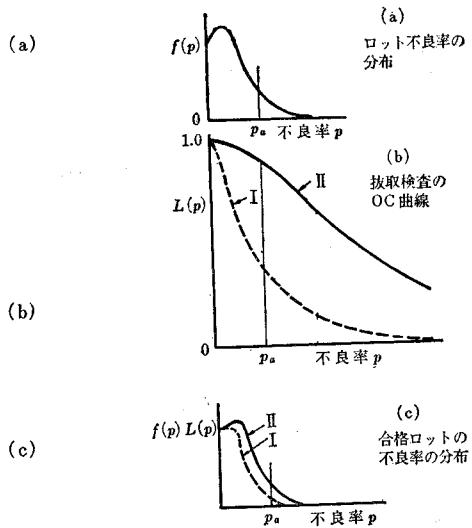


移動平均を表すグラフは、移動平均を求める試験値の数が多いほど滑らかな傾向がつよくなる。図-3はコンクリートの圧縮強度の試験値について示した移動平均の例である。管理限界線は、 3σ 限界に相当するよう定めてある。図-3の(c), (d), (e)は群について求めた \bar{x} で、それぞれ、群の始点が試験値1個ずつ、ずれている。これからわかるように、移動平均の管理図は、試験値1個ずつずれた \bar{x} の管理図を重ね合わせた形を有するものである。

したがって、移動平均の管理限界は群の平均の管理限

界と同様に定めることができ、また、管理限界の外にでた移動平均は、群の平均が管理限界の外にでた場合と同様の考え方で判断すればよい。しかし、隣り合う移動平均の値は互いに独立でなく、連の性質を検討する場合には特別な検討が必要である。ごく概略的には、3個の移動平均をあらわした管理図においては移動平均が管理限界の外に3個でた場合、群の平均がその管理図において管理限界の外に1個でた場合に相当すると考えてよい。

図-4



- (6) 現場コンクリートの品質を保証しようとする場合は、既往の工事の経験と現場工程の管理の資料がきわめて大切である。既往の工事の経験、工程管理の資料等から、現場コンクリートの品質の分布がある程度わかっている場合には、これを利用してかなり能率のよい品質検査を行なうことができる。たとえば、現場コンクリートについてロットの品質分布が、図-4(a)のようにわかっている場合、図-4(b)の特性をもつ抜取検査を行なうと、この抜取検査で合格となったコンクリートの品質分布は図-4(c)のようになる。図-4(b)の曲線-I (または曲線-II)の特性をもつ抜取検査で合格となったコンクリートの品質分布は図-4(c)の曲線-I (または曲線-II)である。現場コンクリートの品質の分布が図-4(a)のようにある程度よいことがあらかじめわかっている場合、図-4(b)の曲線-IIのように、見掛上 β の値の大きい抜取検査を実施しても、見掛上消費者危険の大きい抜取検査を実施したことによる実害はない。この場合、試験値の個数が少

なくてよいことの利益は、現場作業の面で非常に大きい。したがって、現場コンクリートの作業がコンクリート標準示方書の原則によって行なわれていることを条件とし、既往の工事の経験、工程の管理状態等に応じて、抜取検査その他の統計的取扱いの方法を定め、コンクリートの品質の保証は総合的な判断によって行なうのが適当と思われる。これらの資料の情報を無視して一般の抜取検査方法を形式的に適用し、コンクリートの品質を判定しようとするのは適当でない。

土木学会コンクリート標準示方書においては、コンクリートの品質を保証するため品質管理の原則を示すと同時に、コンクリートの作業が示方書の原則によって実施されていることを条件として品質検査の方法が示されていると解釈すべきである。この方法は、今後なお改善すべき点もあろうが、一応適当な処置であると思われる。

(7) 既往の工事の経験と現場工程の管理の資料がなく、圧縮強度の試験値のみが既知の場合は、一般の抜取検査方法により、コンクリートの品質の判定を行なわざるを得ない。この場合、検査の方法は、どの不良率のコンクリートロットも平等につくられ得るとして、施主と請負者の保護および検査方法に起因する損失をなるべく小さくすることを考えて、十分多くの試験値を用いることを条件として、これを設定するのが適当である。この場合、少ない数の試験値で抜取検査を実施することは適当でない。

しかし、現実には既往の工事の経験と現場工程の管理の資料が全くない場合はきわめてまれである。

(8) 平均値による抜取検査方法では、これを行なうまえに、工程の安定性の判断と標準偏差の推定を行なうことが必要である。したがって、品質判定の誤りの危険は、標準偏差の推定の誤りと抜取検査の危険率とに分割される。この方法は、品質判定の誤りの確率が不明確なので、工程の母標準偏差が十分正確にわかっている場合にのみ、用いるのが適当である(表一)。

しかし、工程の母標準偏差が十分正確にわかっている場合は、一般に標準偏差のみでなく、当然、その他の工

表一 品質判定における判断の誤り(標準偏差を既知として平均値による抜取検査を行なう)

項目	検定・推定	判断の誤りの種類
ロット内の変動の安定性	F検定	<ul style="list-style-type: none"> 安定した工程を安定していないと判断する誤り 安定していない工程を安定していると判断する誤り
標準偏差	点推定	<ul style="list-style-type: none"> 誤差をもつ推定値を真の値とする誤り(点推定値は真の値に近いが一致することはない)
平均値または不良率	抜取検査	<ul style="list-style-type: none"> 生産者危険 消費者危険

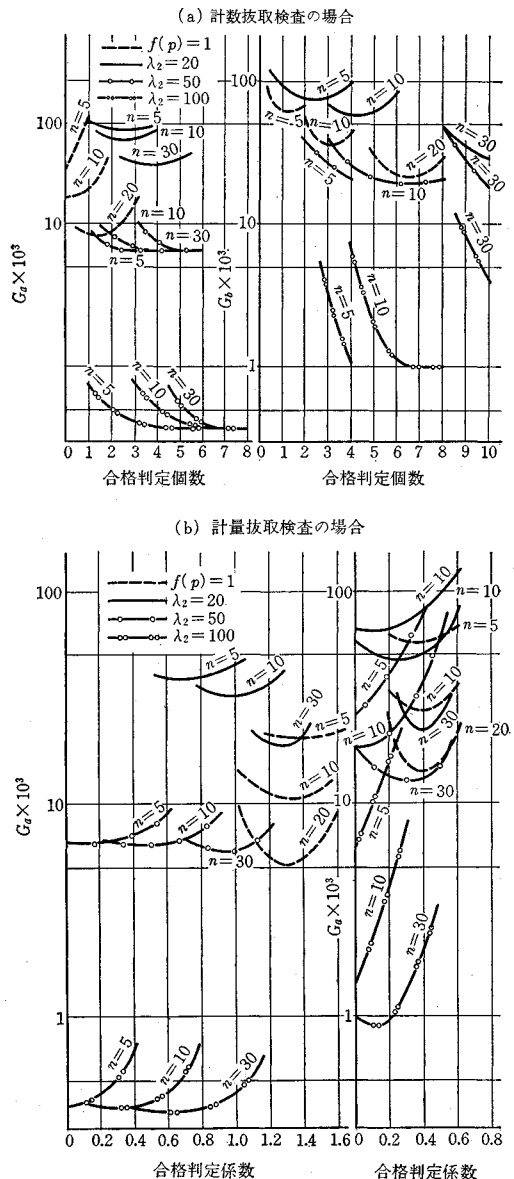
程管理の資料が十分に得られているので、コンクリートの品質判定には、この資料も活用するのが適当である。

(9) 圧縮強度の試験値のほか母標準偏差が既知の場合は、平均値による抜取検査と不良率による抜取検査とで、検査の精度に関する優劣はない。

しかし、土木学会の標準示方書では、現場コンクリートの品質規格を不良率によって定めているので、不良率による抜取検査を行なうのが直接的である。

(10) 現場コンクリートの品質を検査する場合抜取検査方法は、検査方法に起因する損失を最小とするように

図一 G_a および G_b



設定するべきである。

検査方法に起因する損失の期待値 G_a は

$$G_a = \int_0^{p_a} f(p) \{1 - L(p)\} M(p) dp + \int_{p_a}^1 f(p) L(p) N(p) dp + T(n)$$

であり、 $f(p)$ 、 $M(p)$ 、 $N(p)$ 、 $T(n)$ 等は既往の工事の資料から定めておくことが必要である (G_b についても同様である)。図-5 は $f(p)$ のおのおの場合について G_a および G_b を計算した結果の一例である。

この場合、コンクリートのロット不良率の分布をあらわす密度関数 $f(p)$ は、取り扱いの簡単のため、下に示すベータ分布であるととした。

$$f(p) = \frac{1}{B(\lambda_1, \lambda_2)} p^{\lambda_1-1} (1-p)^{\lambda_2-1}$$

$$E(p) = \frac{\lambda_1}{(\lambda_1 + \lambda_2)}$$

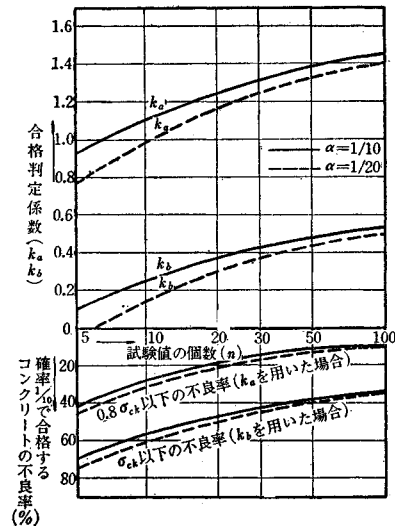
$$\sigma^2 = \frac{\lambda_1 \lambda_2}{(\lambda_1 + \lambda_2)^2 (\lambda_1 + \lambda_2 + 1)}$$

λ_1, λ_2 : 分布形をきめるパラメータ

(11) 一般の場合、コンクリートの工事は、土木学会コンクリート標準示方書の原則により、設計施工されており、現場工程はある程度安定している場合が多い。このような場合は、 $p_a = p_a$ (または $= p_b$)、 $\alpha = 1/10$ の条件で定めた土木学会の抜取検査方法は、改善すべき点もあろうが、一応適当であり、この方法を用いて、品質判定を行なった場合、検査方法に起因する損失は十分に小さい (図-6)。

この研究を行なうにあたっては、東北大学教授後藤幸

図-6 計量抜取検査の合格判定係数



正博士および元国鉄構造物設計事務所長 河野通之博士にご懇篤なご指導にあずかりました。また、東京大学教授 国分正胤博士、大阪市立大学教授 水野俊一博士はじめコンクリート委員会委員の方々には、土木学会コンクリート委員会その他において、種々ご教示をいただきました。また問題点の検討に関して柳田 力氏および阿部博俊氏の援助を頂き、資料の整理と計算には 岡庭秀治博士の協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

[筆者: 正会員 国鉄構造物設計事務所]

出版案内

第5回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要

体裁: B5判 53 ページ 定価 600 円 送料 60 円

第5回衛生工学研究討論会講演論文集

体裁: B5判 169 ページ 定価 1200 円 送料 80 円

第9回地震工学研究発表会講演概要

体裁: B5判 103 ページ 定価 700 円 送料 70 円

第13回水理講演会講演集

体裁: B5判 120 ページ 定価 800 円 送料 70 円

混相流シンポジウム講演前刷集

体裁: B5判 96 ページ 定価 600 円 送料 60 円

長大つり橋の地震応答と耐震設計法に関する研究

小西 一郎・山田 善一・高岡 宣善

1. まえがき

この論文は、長大つり橋に橋軸方向の水平地震動が作用した場合の動的応答ならびに地震応答スペクトル線図による長大つり橋の耐震設計計算法について述べたものである。

長大つり橋の地震応答を解析する際には、その構造物を他の土木構造物とは著しく異ならしめているつぎの諸点に注意する必要がある。

① 長大つり橋は細長い帯状の大地上に架設された巨大構造物である。それにもかかわらず、わずかに数個の地点で大地に接続されているにすぎない。したがって

② 直接に地震動の作用を受ける箇所は少ない。

③ 長大つり橋は、主塔・主ケーブルおよび補剛桁という互いに剛性の異なる主要構成部分からなる複雑な構造物である。

④ 長大つり橋は、減衰性が小さく揺れやすい構造物である。そして振動の基本固有周期はきわめて長い。

上述のような特質を有する長大つり橋の耐震性解析に当たっては、したがってつぎのような点に十分に考慮しなければならない。

- a) 地震動の特性
- b) つり橋構造の抽象化、すなわち振動モデルの作成
- c) 基礎方程式の樹立とその解析方法

2. 地震動の特性

周知のごとく、構造物の地震応答を評価する場合には、地震動の加速度の最大値のみならず、その変位や速度の波形およびそれらの最大値をも考慮しなければならない。とくに、長大つり橋の動的応答をたわみ度理論を基礎にして求めようとする、「ケーブル方程式」を考慮する必要があるため、運動方程式の強制力の中には地震動加速度ではなくて、地動変位が入ってくる。このような理由から、本論文では入力として地震動変位を用

いて応答計算（補剛桁、主塔およびケーブルの各断面力および変形量）を行なった。まず、地動波形が動的応答におよぼす影響を調べるために、地震動の主要部分に対応する簡単な波形の地動を仮定して応答を求め、その一般の傾向を把握し、さらに実地震動に対する応答結果と対比した。

3. つり橋構造の抽象化

1. において述べたように、つり橋は小さな固有周期を有する主塔と、大きな固有周期を有する補剛桁および可とう性の主ケーブルという互いに剛性の異なる構成部分からなる構造物である。そして、静力学的断面力や変形量を求める場合には、主塔は全然変形しないものと仮定している。

ところが、われわれは理論解析を行なう前にまずつり橋の模型実験を行ない、主塔は主ケーブルの振動の影響をうけて橋軸方向に顕著な横振動を行なうことを認めた。そこで、つり橋の振動モデルを作るに当たっては、つり橋は上述の3構成部分からなる連成振動系であると考へ、主塔の可とう性も同時に考慮することにした。

つぎに問題となるのは、つり橋構造を連続体（無限自由度系）として取り扱うか、あるいは集中質量質点系（多自由度振動系）で置換するかということである。この問題に対して、われわれは数値計算上好都合な集中質量質点系を採用することにした。

数値計算の対象としたつり橋は、中央径間 $l=1300$

図-1 振動モデル 1

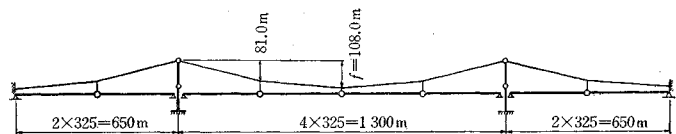


表-1 振動モデル1の固有振動周期

振動次数 k	固有振動周期 T_k (sec)	振動次数 k	固有振動周期 T_k (sec)
1	12.0383	6	10.0305
2	7.5385	7	9.8062
3	5.0071	8	1.8039
4	1.7830	9	0.7419
5	0.5349		

図-2 振動モデル1の振動モード

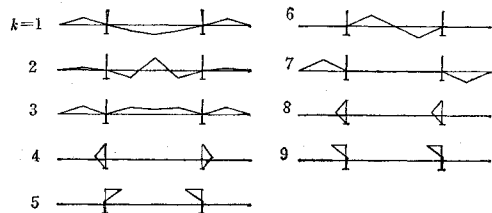


図-3 振動モデル 2

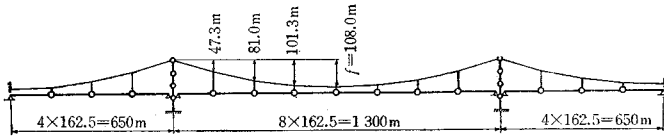
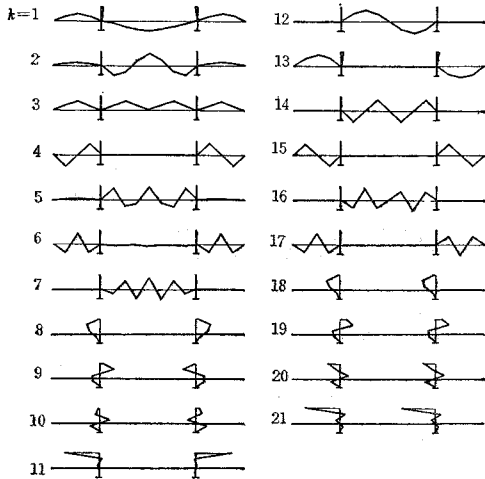


表-2 振動モデル 2 の固有振動周期

振動次数 k	固有振動周期 T_k (sec)	振動次数 k	固有振動周期 T_k (sec)
1	11.6073	12	9.2067
2	6.2191	13	8.8771
3	4.4511	14	4.5297
4	4.3969	15	4.3969
5	3.6588	16	3.2003
6	3.0519	17	3.0666
7	2.9478	18	1.3657
8	1.3477	19	0.5611
9	0.5514	20	0.3354
10	0.3319	21	0.3028
11	0.2247		

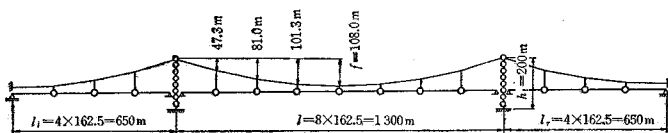
図-4 振動モデル 2 の振動モード



m, 主ケーブル垂距 $f=108$ m, 側径間 $l_l=l_r=650$ m, 主塔高さ $h_t=200$ m を有する 3 径間単純補剛桁つり橋である。

まず最初に、振動モデル 1 として、このつり橋の中央径間を 4 等分、側径間と主塔をそれぞれ 2 等分して 図-1 に示すような自由度 $n=9$ の質点振動系を作り、固有振動周期 (表-1) と振動モード (図-2) とを計算した。

図-5 振動モデル 3

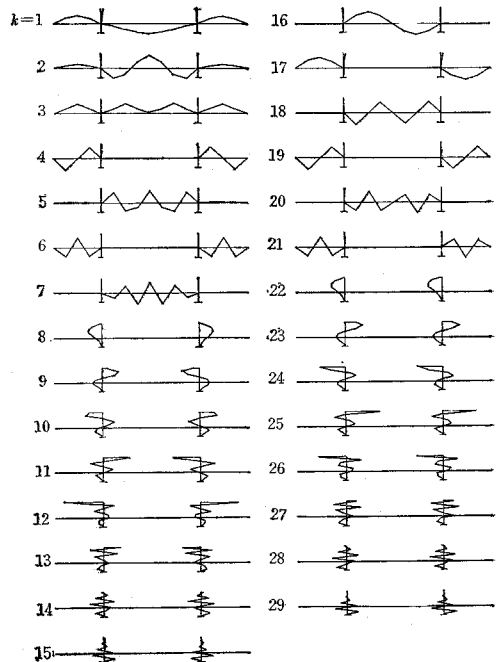


自由度を $n=21$ にした場合の振動モデル 2 (図-3) では、主径間は 8 等分、側径間は 4 等分されている。表-2 および 図-4 はこのモデルに対する計算結果を示す。

表-3 振動モデル 3 の固有振動周期

振動次数 k	固有振動周期 T_k (sec)	振動次数 k	固有振動周期 T_k (sec)
1	11.6099	16	9.2067
2	6.2190	17	8.8787
3	4.4510	18	4.5297
4	4.3968	19	4.3968
5	3.6588	20	3.2003
6	3.0520	21	3.0665
7	2.9477	22	1.2594
8	1.2765	23	0.4858
9	0.4633	24	0.2748
10	0.2522	25	0.1900
11	0.1701	26	0.1440
12	0.1344	27	0.1147
13	0.1137	28	0.0926
14	0.0926	29	0.0737
15	0.0737		

図-6 振動モデル 3 の振動モード



これらの計算結果から、長大つり橋の耐震設計に当っては主塔の耐震性が重要なウェイトを占めることがわかったので、振動モデル 3 (図-5) においては主塔を 8 等分した。表-3 および 図-6 は振動モデル 3 の固有振動周期および振動モードを示す。

す。

表—2 と表—3 とを比較することにより、補剛桁の振幅が大きくなる振動モードの固有振動数は主塔の分割数にはほとんど影響されないことがわかる。これは、図—2, 4 および 6 をみればわかるように、補剛桁の振幅が大きくなる振動モードと主塔の振動が大きく現われる振動モードとは画然と分離されるということを示している。

上記の3種類の振動モデルについての計算結果から、われわれは振動モデル3を用いて長大つり橋の(上部構造)の耐震解析を行なえば実用上十分であるとの結論に達した。

4. 計算結果の要約

① アンカーブロックの変位は、補剛桁のたわみおよび曲げモーメントに大きな影響をおよぼすが、主塔にはあまり影響をおよぼさない。反対に、主塔基部の変位は、主塔のたわみおよび曲げモーメントならびにケーブル張力の増加量の大きさを支配し、補剛桁のたわみおよび曲

げモーメントには——とくに主径間のそれらには——あまり影響しない。

② 地震動の生起時間 τ がある値以上になると、補剛桁および主塔のたわみならびに曲げモーメントの最大値はある一定値に収束する。

③ 主塔の中央区間から上においては、震度法で計算されるよりも大きな値の断面力が生ずる。

④ 地震動によるケーブル張力の増加量 $H_{p,max}$ は、地動変位の波形およびその生起時間には無関係にほぼ一定値をとる。主径間の $H_p = H_{pm}$ は側径間の $H_p = H_{pl}$ ないしは H_{pn} よりずっと小さい。また同じ波形の地震動であっても、それが主塔基部に作用する方が、アンカーブロックに作用する場合よりも大きな H_p を与える。

⑤ 地震応答スペクトル線図を利用して、長大つり橋の上部構造の動的応答を容易に計算することができる。

小	西：正会員	京都大学教授	工学部土木工学科
山	田：正会員	京都大学助教授	工学部土木工学科
高	岡：正会員	関西大学助教授	工学部土木工学科

編集委員長 成瀬勝武・編集主幹 本間 仁・谷藤正三

新土木設計データブック

B5判 各700頁 定価 各5,000円
上巻 発売中 下巻 7月末日発行予定

旧版発行以来10年後の今日、土木技術のはなはだしい進歩にかんがみ、全く新しい構想のもとに14の大項目を追加し3年の歳月をついやして完成されたものである。 [内容見本呈]

■特 色

大項目38を更に約300の中項目に分け、ページ単位にまとめた。データは最新のものを収録し、図・表などで具体的に示し、かつ実例を豊富に入れた。またOR・電算機による構造解析などの最新の分野も積極的に取り上げた。

■目 次

【上巻】

1. 地盤調査、2. 土質調査、3. 土質、4. 構造力学、5. 鋼構造・鋼橋、6. 木橋、7. 水理、8. 地下水、9. コンクリート、10. 型わく・支保工、11. 鉄筋コンクリート、12. P.C., 13. 鉄筋コンクリート橋、14. P.C.橋、15. 基礎および橋梁下部工、16. 土工、17. トンネル、18. 国土計画・地域計画・都市計画、19. 電子計算機による構造解析、20. 土木計画学

【下巻】

21. 道路、22. 鉄道、23. 地下鉄道、24. 特殊鉄道、25. 上水道、26. 下水道、27. シールド工法、28. 港湾、29. 空港、30. 海岸、31. 応用水文、32. 河川、33. 砂防、34. 発電、35. ダム、36. 特殊構造物、37. 防水・防食、38. 土地改良

建設省河川局海岸課長補佐 豊島 修 著
現場の海岸工学(高潮篇) 菊判 368頁
定価1,800円

本書は現場で直接海岸事業に従事する技術者のためにわかり易く、実務的で、かつ最新の海岸工学の研究成果もできるだけとり入れた海岸工学の入門書。とくに高潮対策の計画から設計・施工法については現場に即した豊富な計算例・設計例を収録してある。

【内容概要】 1. 波 2. 浅海における波の変形 3. 計画潮位 4. 計画波 5. 波圧 6. 波のうちあげ高 7. 高潮対策の計画 8. 高潮対策工法の設計と施工

日本大学教授工博 神谷貞吉編 「土木工学大成」第2回配本
特殊構造物(I) 菊判 272頁
定価1,800円

—水門・水圧鉄管・タンク・パイプライン・溶接特論—
土木工学の分野で、一連の施設の中にあつて神経となり、あるいは血管として必須な役割を果たしている特殊構造物うち、本書では水門、水圧鉄管、タンク、パイプラインを取り扱い、その計画・設計・施工法を中心に解説し、なお、実務に役立つ専門書としての見地から現場溶接の特論を加えて充実を期した。執筆者はそれぞれの分野における最高権威者5名の共同分担。

◎ 他に関係図書多数 目録呈 ◎

森 北 出 版 K.K.

101 東京都千代田区神田小川町3-10
振替 東京34757 電話 東京(292)2601