

道路橋の振動とその橋梁の使用性に
与える影響に関する研究

昭和54年 8 月

梶 川 康 男

道路橋の振動とその橋梁の使用性に 与える影響に関する研究

昭和54年 8 月

梶 川 康 男

目 次

第1章 緒 論	1
1-1 概 説	1
1-2 本論文の概要	2
第2章 橋梁振動の実態調査	6
2-1 概 説	6
2-2 測定方法	6
2-3 スペクトル解析	7
2-4 振動特性の算出方法	8
2-5 調査結果と考察	10
2-6 結 語	13
第3章 振動の人体への影響	19
3-1 概 説	19
3-2 全身振動による影響	19
3-3 振動の心理的影響	22
3-4 ISOの全身振動ばく露基準	29
3-5 振動公害規制基準	30
3-6 結 語	31
第4章 橋梁振動の歩行者への影響	35
4-1 概 説	35
4-2 橋梁における振動感覚に関する従来の研究	35
4-3 振動感覚実験による尺度構成	39
4-4 橋梁振動の評価法	47
第5章 道路橋の動的応答解析	52
5-1 概 説	52
5-2 自動車-橋梁系の運動方程式と動的応答	53
5-3 動的応答の不規則振動解析	57
5-4 ランガー桁橋の動的応答	59

5-5	動的応答の二乗平均スペクトル	66
5-6	結 語	75
第6章 歩道橋における使用性の確率論的解析		82
6-1	概 説	82
6-2	歩行者の特性	84
6-3	歩道橋のモデルの設計	89
6-4	歩行者による動的応答と振動刺激の影響線	91
6-5	非使用性確率による使用性解析	95
6-6	使用性指標による使用性解析	102
6-7	結 語	106
第7章 道路橋の使用性解析		109
7-1	概 説	109
7-2	交通流と載荷確率	109
7-3	道路橋のたわみと振動	112
7-4	道路橋の非使用性確率	114
7-5	結 語	117
第8章 結 論		118
	謝 辞	124

第1章 緒 論

1-1 概 説

人類は直立歩行によって道具を手にして以来、大いに振動現象を利用してきた。その適用例はあらゆる分野で見ることができる。しかし、物が振動することは必ずしも良い面ばかりではなく、大きな振動によって物は破壊することもあるし、壊れないまでもその機能を果たすことが困難となる場合が生ずる。また、その物を使う人間にさまざまな形で影響を及ぼすこともある。ところが、振動現象を認めずして現在の技術の代案を考えるのは、今のところ不可能に近いので悪い影響を最小限度に減ずる努力がなされねばならない。

土木構造物もまた、動的外力を受けるのを常とする。そこで、多くの場合構造材料が弾性体に近いために大なり小なり振動をすることになる。このことから、従来より土木構造物の振動について、多くの研究がなされてきた。土木構造物の中でも、特に橋梁が振動しやすい構造物の一つであることから橋梁の動的応答に関する研究は、さまざまな観点で古くから行われてきた。さらに、近年高強度の材料が開発されて構造物は軽量となり、しかも剛性が低下したために、橋梁は一層振動しやすい構造物となっている。一方、交通量は増大し、車両も大型化していることから過大な荷重を受けている橋梁も多く実在している。これらの橋梁に共通して言えることに、走行荷重による動的安定性の問題がある。この問題に対して、従来は主として動的外力が作用した橋梁がどのような応答を示すかについての動力学的研究、構造物が振動することによって生ずる疲労や塑性変形などのような影響についての材料強度学的研究の面から行われてきた。その結果、橋梁設計示方書の規定のうち、振動に関連のある衝撃係数や活荷重によるたわみの制限などに対してその根拠と妥当性について検討されねばならないことが指摘されてきた¹⁾。元来、橋梁の設計が鉄道橋を主流としてきた歴史的背景から道路橋についても、その流れを踏襲するものであり、かなり経験的にこれらの規定が定められているために、この指摘は必至と見るべきであろう。

また、近年「よく揺れる橋」というものが多く現われてきた²⁾。橋を徒歩で渡る歩行者などによって、つぎのような反応が生ずるようになった。

- 1) 振動で橋が壊れるのではないかと不安あるいは恐怖。
- 2) こんなに揺れるのは設計上あるいは施工上の欠陥があるのではないかと非難。
- 3) 振動による心理的あるいは生理的影響として使用に耐えられないという不満あるいは苦痛。

そこで、多くの実験や調査が行われ、力学的あるいは材料強度学的に動的安定性の検討が行われてきた。それにもかかわらず多くの橋は依然として「揺れる」のである。これらの「揺れる橋」に対して設計者はどう対処すべきであろうか。確かに「よく揺れる」ことによって起こる不安や非難は主観的ニュアンスの強いものである。そのために、動的安定性の検討が十分に行われていれば、それで問題はないという考え方もあるが、本来、構造物は安全であるとともに、利用者に対して、その快適な利用を保障しなければならないのである。ところが、このような橋梁振動による主観的な反応および心理的な影響についての研究

は比較的少なかった。また、全身振動による影響の解明は乗物の乗心地問題を中心として研究されてきたが、多くの要因のために総合的な結果は望めなかった。それらの中の一つの成果を橋梁振動の評価に適用したところで、橋梁の振動問題は乗物の乗心地問題とは基本的に異なるのである。このような状況を背景に橋梁振動を対象とする評価尺度の確立が期待されていた。

一方、構造物の設計は長い間、許容応力度という概念に基づき弾性設計法によっていた。この設計法は多くの長所を有しているが、構造物の安全度の定量化という点において致命的な欠陥をもっている。そこで、許容応力度に代わって構造材料の最大耐力を基準にする考えが現われてきた。そして、その思想は限界状態設計法に受け継がれているのである。それは従来、許容応力度という概念の陰に隠されていた多くの限界状態を明確化し、それらを構造物の極限耐力に関して安定・断面破壊・座屈・疲労などを考える終局限界と構造物の正常な使用に関してたわみ・ひびわれ・振動などを考える使用限界との二つの状態に分けて設計しようとする思想である。この限界状態設計法は1964年、ヨーロッパコンクリート委員会によって鉄筋コンクリート構造物の設計施工に関する国際指針³⁾が公表され、新しい第一歩を歩み出した。ところが、二つの限界状態のうち、終局限界状態は構造物が破壊するという最もクリティカルな状態であるので多くの研究者によって興味をもたれ、検討されてきているが、使用限界状態はそれほどクリティカルではなく、たとえ、この状態が生じたとしても直ちに損害を受けることもなく、長い間に徐々に影響が現われるという性質をもっているためか、あるいは、あまり研究が進んでいないためか、二次的な扱いを受けている。しかし、安全性が終局限界によって考えられるようになれば、使用性に関する検討はさらに重要となるであろう⁴⁾。さて、構造物の過大な振動によって使用者に不快あるいは不安の念をいだかせる状態も使用限界状態として考えるべきものである。ところが、前述したように橋梁振動による心理的影響に関する総合的研究はまだ見るべきものはないのが現状である。

そこで、本研究では橋梁振動の実態を把握し、それに基づいて実験室にて振動感覚テストを実施し、振動感覚の特性を調査する。続いて、不規則振動解析によって橋梁の動的応答を計算し、しかも許されない振動の生ずる確率を求めて、橋梁における歩行者の振動感覚から見た使用性を検討する方法を確立することが本研究の目的である。

なお、振動に対する使用性問題は、海洋構造物や高層の建築構造物、あるいは振動公害の生じている家屋の振動などでも大いに問題になるであろう。これらに対する評価方法を検討する場合、本研究で行ってきた手法あるいは評価尺度が参考になるものと思われる。

1-2 本論文の概要

現行設計法においては衝撃係数・許容応力度・活荷重によるたわみの制限の三つの項目によって走行荷重による橋梁の動的応答の問題が考慮されている。これらの項目のみでは不十分であることはすでに20年前、アメリカ土木学会がたわみ規定の再検討を行った際に指摘している¹⁾。その中で、橋梁振動に対する心理的反応についての研究が必要であることに言及しているにもかかわらず、その後、この種の問題に対する議論は非常に少なかった。ところが、日本において横断歩道橋の建設が昭和40年代の初頭から急速に進められ、現在ではその設置数は万を越えるものとなっている。歩道橋は設計荷重が小さいこともあって

非常にスレンダーな溶接構造できており、振動しやすいものが多く現われてきた。そのような歩道橋の振動に対して検討を加える際、それを評価するに足る方法も尺度もないため、結局乗心地評価に用いている尺度を適用せざるを得なかったのである。しかし、これでは誤った判断を下す危険性が大きく、橋梁振動を対象とした評価尺度や評価法の確立が急務であった。

そこで、第2章では従来研究成果を踏まえて、この種の評価を考えていくために、まず中部・関西地方に架設されている多くの橋梁において、できるだけ同じ条件で橋梁振動の計測を行い、橋梁振動の実態を把握した。そして、スペクトル解析によって振動数・変位振幅・減衰定数などを求め、それぞれの関係について考察した。⁵⁾

つぎに第3章と第4章では、橋梁振動が人体に及ぼす影響について生理的影響・人体の動的応答・心理的反応に大別し、それぞれについて考えた。まず、生理的影響についての研究は主に医学の分野で行われているので、その成果に基づいて橋梁振動においてどの程度の影響があるかを考えた。つぎに人体の動的応答については橋梁振動に対して、この種の問題をいかに考慮すべきかについて実験を含めて考察した。最後の問題である心理的反応に対しては従来、乗心地や居住の快適性などにおいて研究されているものについて、その代表的なものを説明するとともに、それらを総括した。⁶⁾また、最近実験心理学の手法が発展しているので、第4章では振動数・振幅・人間の姿勢など橋梁振動の特徴を十分考慮して振動感覚実験を実施して、評価尺度を構成した。振動感覚実験は実際に台上を歩くことができるような大型の振動台を用いて行い、正弦振動や実波形の再生によるランダムな振動に対する感覚の量的判断を要求する実験（マグニチュード推定法や分・倍数刺激選択法など）によって比率尺度を求めた。続いて、質的判断を要求する実験（系列カテゴリ法）によって順序尺度と振動限度を求めた。橋梁の応答速度の実効値に着目するこれらの尺度を用いて、実態調査をした橋梁の振動を評価した。その結果、60～80mの支間長をもつアーチ形式の橋梁特にランガー橋の逆対称モードの振動が大きいことが明らかとなった。^{7)~9)}

そこで、第5章においてはランガー桁橋を例にとり、二自由度系にモデル化した大型車が定常不規則な凹凸をもつ路面を一定速度で走行したときの道路橋の動的応答を計算した。なお、道路橋における振動感覚を考える場合には衝撃や疲労の問題と異なり、荷重の載荷状態として設計活荷重に近いような満載時を考える必要はなく、日常頻繁に生ずるような状態を考えるべきであろう。すなわち、中小支間橋において大型車が数台同時に載荷することはまれであるために、自動車の到着時間を考えずに、まず一台の大型車が走行したときの振動を詳しく検討することが必要であると考えた。そこで、自動車が橋面に与える外力のパワースペクトル密度を二つの有帯域ホワイトノイズで単純化し、その外力は定常であるが自動車が移動することによって生ずる非定常性を、固有振動モードで表わされる確定関数によって表わし、この外力を受けた場合の非定常応答を不規則振動解析手法によって求めた。そして、振動感覚を考える場合には各振動モードにおける応答速度の実効値を求めれば、振動の心理的大きさが計算できることからモーダル解析を用いてランガー桁橋における歩行者の快適性を検討した。モーダル解析を用いる本解析法は固有振動数と固有振動モードが決まれば、ランガー桁以外の形式橋にもそのまま適用できる。すなわち、単純桁橋や単純トラス、あるいはランガー桁橋の逆対称振動などでは固有振動モードが一つの正弦級数で表わされるので、それらの橋梁の動的応答値を構造物の耐震設計でよく用いられている応答スペクトル図と同様な

「振動感覚を考えるための規準化した応答速度の二乗平均スペクトル図」を求めた。このスペクトル図を用いることによって簡単に応答速度の実効値が計算されることを示し、構造上のパラメーターと振動感覚との関係を検討した。また、ランガー桁橋などの対称振動や連続桁橋のように、そのモードが正弦級数の和として表わされる場合、橋梁の剛性とその級数との関係を求めて、やはり二乗平均スペクトルを求めることができることを示した。¹⁰⁾¹¹⁾

ところが、橋梁での载荷状態は実験時以外、確率的な取扱いをしなければならないために第4章で提案した「振動の大きさ」という比率尺度を用いたとしても、通常の使用状態を把握するにはまだ十分ではない。そこで、構造物の安全性が終局限界状態の生ずる確率、すなわち破壊確率を定量的な尺度として評価されるならば、統一された設計理念から使用性に関しても使用限界状態が生ずる確率を尺度として評価されるべきであろう。橋梁の振動が歩行者に及ぼす心理的影響に関していえば、使用限界状態とは振動がある限度を越えるということではなく、歩行者が不快あるいは不安の念を持つという状態である。このような観点から第6章では、まず歩道橋に着目し、歩行者の荷重特性と反応特性に基づいて不規則振動解析の手法によって動的応答量を求め、歩行者が橋梁を渡る間に受ける振動刺激の確率分布とある刺激によって心理的な反応を生ずる確率分布とを比較することによって、心理的な限界状態が発生する確率（非使用性確率）を求めた。そこで、歩道橋としてよく用いられる単純桁橋と等二径間連続桁橋に対して非使用性確率を求めるとともに、現在の歩道橋設計に用いられている活荷重によるたわみの制限との関係を求め、減衰の小さい40～50mの支間長を有する歩道橋において、その制限では使用性の面で有効でないことが指摘できた。また、歩行者の到着がアーラン型となったとしても到着数が同じであれば非使用性確率は小さくなることが明らかになった。続いて、非使用性確率の計算が繁雑であることから、その近似解法を求めた。特に、安全性評価の際に設計との関連から用いられる傾向にある二次モーメント法による安全性指標と同様に、平均値と分散のみで表わされる使用性指標を提案した。近似解法の一つである使用性指標を用いることによって使用性問題をより具体的に設計と結びつけることが可能となった。^{9), 12)~14)}

また、道路橋の振動についても確率的な考え方を導入するため、第7章において大型車の到着特性を調べ、橋梁上に同時に载荷される可能性を求めた。そして、実橋において大型車が载荷したときの橋梁の振動特性を調査し、これらに基づいて歩行者が橋梁を渡る間に受ける振動刺激の大きさとその確率を計算し、第6章で歩道橋に対して求めたと同様に、心理的な限界状態が発生する確率、すなわち非使用性確率を求める手法を確立した。その結果、10トン程度の大型車による動的応答値が $0.1 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$ 以下、または $0.1 \sim 0.7 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$ の範囲で、しかも大型車の平均載荷台数が0.5台以下では使用性をあまり問題にする必要がないことがわかった。そして、 $0.1 \sim 0.7 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$ の範囲でも平均載荷台数が0.5台以上では確率論的検討が必要であり、 $0.7 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$ 以上の範囲では20トン車の単独走行時の動的応答量も求めねばならないことが指摘された。¹⁵⁾

以上のように、振動感覚の問題が使用限界状態の1つであることを明確にするとともに、その限界状態が生ずる確率を1つの評価尺度とすることによって、歩行者の振動感覚から見た橋梁の使用性に関する研究は安全性研究のレベルに少し近づくことができた。

参考文献

- 1) Committee on Deflection Limitation of Bridge of the Structural Division : Deflection limitation of bridges , Proc. of ASCE , Vol. 84, No. ST. 3, pp. 1-20, 1958.
- 2) 村上永一：土木構造物の設計とは何か，土木学会誌，57巻7号，pp. 3-6, 1972.
- 3) プレストレストコンクリート技術協会・日本コンクリート会議：コンクリート構造物設計施工国際指針（CEB/ FIP 1970），鹿島出版会，1971.
- 4) Brown, C. B. : Concepts of structural safety, Proc. of ASCE, Vol. 86, No. ST. 12, pp.39-57, 1960.
- 5) 小堀為雄・梶川康男：道路橋（鋼橋）の振動測定法とその特性，道路，第401号，pp. 37-45, 1974.
- 6) 梶川康男・岡田 晃・小堀為雄：振動と人間 I 振動の人体への影響，橋梁と基礎，13巻6号，pp. 36-42, 13巻7号，pp. 44-46, 1979.
- 7) 小堀為雄・梶川康男：道路橋の振動とその振動感覚，土木学会論文報告集，第222号，pp. 14-22, 1974.
- 8) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，第230号，pp. 23-31, 1974.
- 9) 梶川康男・小堀為雄・岡田 晃：振動と人間 II 橋梁振動の評価，橋梁と基礎，13巻8,9号 登載予定，1979.
- 10) 小堀為雄・梶川康男：単一動荷重に対する道路橋の振動感覚，土木学会論文報告集，第248号，pp. 11-23, 1976.
- 11) 小堀為雄・梶川康男：振動感覚を評価するためのアーチ橋の動的応答スペクトル，土木学会論文報告集，第251号，pp. 127-130, 1976.
- 12) 小堀為雄・梶川康男・城戸隆良：振動感覚を考慮した歩道橋の設計，橋梁と基礎，8巻12号，pp. 23-29, 1974.
- 13) 梶川康男・小堀為雄：動的応答から見た歩道橋の使用性に関する確率論的考察，土木学会論文報告集，第266号，pp. 51-61, 1977.
- 14) 梶川康男・小堀為雄：振動感覚を考慮した歩道橋の確率論的設計，土木学会論文報告集，第285号，pp. 29-36, 1979.
- 15) 梶川康男：振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析，土木学会論文報告集へ投稿中（1979・7）.

第2章 橋梁振動の実態調査¹⁾

2-1 概 説

橋梁など構造物の固有振動数・振幅・減衰定数などの振動性状を知ることは、その構造物の健全度を計る一つの尺度として用いることや、その情報を類似した構造物の設計にフィードバックするために重要である。従来、この種の実験は加速度計や変位計などのピックアップで採取した振動記録をオシログラフに描かせ、その記録から直視的に波形の最大値の読取りや振動数の読取りなどを行っていた。そして、その資料は一種の非破壊試験としての貴重な情報を与えてくれた。しかし、計測機器の特性や計測方法・解析方法の差異から一般性に乏しく、橋梁間での比較はあまり行われなかった。ところが、最近、電子計測機器の発達と電子計算機の高速化によって、多くのデータ処理も可能となり、新しい相関解析あるいはスペクトル解析の手法による振動解析が開発され、実用化されてきた²⁾。それと同時に、橋梁の振動についても再考を要するようになった。それは従来、衝撃係数として設計に考慮している荷重の増分が静的なものであるために波形の最大値の読取りで事足りたが、衝撃はあくまで動的なものとして取扱われなくてはならないことや振動制限が必要なが多くの研究によって指摘されてきた³⁾。そこで、通常の走行荷重によってひき起こされる橋梁の振動の実態を把握する必要が生じてきた。この種の実態調査は同じような条件で測定・解析を行わねばならない。本研究では以下に述べるような測定・解析の方法をとり、多くの道路橋（関西・中部地方の61橋、78スパン、115測点）を調査した。その方法と結果を示すとともに若干の考察を加えた。

2-2 測定方法

この実態調査に用いる測定方法は、数多くの橋梁に対して行うために準備中も測定中も自動車や歩行者の通行に支障をきたすことなく、少人数で、しかも短時間で完了する方法が望ましい。そこで、本研究で採用した方法は図2・1に示すようなものである。まず、ピックアップとして計測可能な最大変位振幅が±3mm、1Hz以上の入力に対して平坦特性をもつ鉛直変位検出用振動計（八千代製作所製EV-1）を使用し、その設置位置は原則として単純支持形式橋においては支間 $\frac{1}{4}$ 点と支間中央点に、連続支持形式橋においては第一径間と第二径間の支間中央点とした。そして、大型バスあるいは空車の大型ダンパーなどの自動車が橋梁上に単独に通過するときの橋梁の振動をピックアップで検出し、動ひずみ計を通してデータレコーダーの磁気テープに記録した。

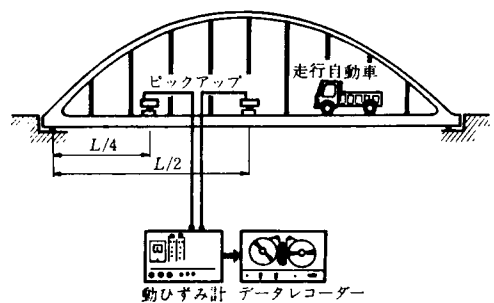


図2・1 道路橋の振動測定方法

2-3 スペクトル解析

各種道路橋の振動記録（磁気テープ）を研究室へ持ち帰り、AD変換装置によって紙テープにデジタルデータとして穿孔させ、電子計算機にインプットデータとして用い、次に示すようなスペクトル解析⁴⁾を行った。図2・2は、この処理方法を示したものである。

観測値として $X(t)$ が与えられる場合、自己相関関数 $C(\tau)$ は次式で与えられる。

$$C(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T X(t) \cdot X(t+\tau) dt \quad (2 \cdot 1)$$

この自己相関関数はある時点 t における変位 $X(t)$ とその時間から τ だけあとの変位 $X(t+\tau)$ との間に平均として、どの程度の線形な関連性があるかを示している。また、観測値の位相に関する情報は失われるが観測値と同じ周期関数になるという特徴をもっている。この自己相関関数をフーリエ変換することによってパワースペクトル密度関数 $P(f)$ が得られる。

$$P(f) = 2 \int_0^{\infty} C(\tau) \cdot e^{-2\pi i f \tau} d\tau \quad (2 \cdot 2)$$

このパワースペクトル密度は自己相関関数と余弦波との相関を求めることにより、各周波数成分がどのような強さで分布しているかを示している。

実際には、観測値が時間間隔 Δt でサンプリングされた有限個のデジタルデータ $X(n)$; $\{n = 1, 2, \dots, M\}$ であるので、自己相関関数 $C(l)$; $\{l = 0, 1, 2, \dots, l_m\}$ は次式で計算される。

$$C(l) = \frac{1}{(M-l_m)} \sum_{n=1}^{M-l_m} X(n) \cdot X(n+l) \quad (2 \cdot 3)$$

また、パワースペクトル密度関数 $\bar{P}(r)$; $\{r = 0, 1, 2, \dots, l_m\}$ は次式で計算される。

$$\bar{P}(r) = \left\{ C(0) + 2 \sum_{l=1}^{l_m-1} C(l) \cos \left(2\pi r \frac{1}{2 l_m \Delta t} l \Delta t \right) + (-1)^r C(l_m) \right\} \Delta t \quad (2 \cdot 4)$$

さらに、スペクトルの変形を軽減するための窓関数として赤池⁴⁾によって求められたスペクトルウィンドーを用い、より正確なパワースペクトルを求めた。

$$P(r) = \sum_{n=-1}^1 a_n \bar{P}(r-n) \quad (2 \cdot 5)$$

ここに、 $a_0 = 0.5132$, $a_1 = a_{-1} = 0.2434$ である。

このようにして求められたパワースペクトル密度関数の一例を図2・3に示す。なお、図2・3の例にお

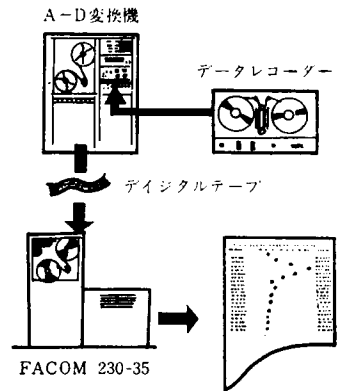


図2・2 データ処理方法

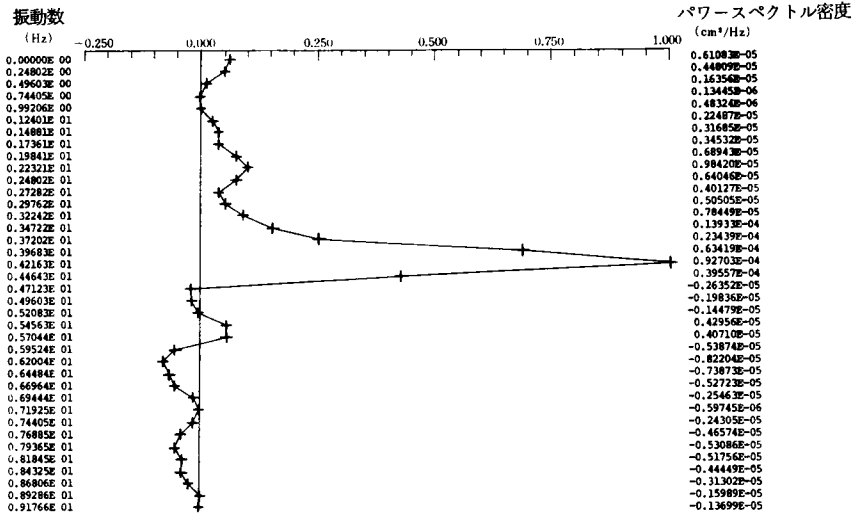


図 2.3 パワースペクトル密度の一例

いて負の密度が現われているが、これは解析上の仮定やサンプリングデータ数の不足などの問題によるものと思われる。本研究では、サンプリング間隔をすべて 0.016 秒とし、データの長さは橋梁によって異なるが 8~16 秒、最大ラグ時間は 2 秒とした。

2-4 振動特性の算出方法

前節で求めた自己相関関数やパワースペクトル密度関数より振動特性として、振動数・変位の実効振幅・減衰定数を計算する。ただし、本研究では振動波形が平均値ゼロの定常ガウス過程に従うものとして解析を進めた。

2-4-1 振動数

パワースペクトル密度関数のピーク位置から振動数を求めることもできるが、本研究ではゼロクロッシングの回数から得られる期待等価振動数を用いた⁵⁾。実際の密度関数は図 2.3 に示したようにバンド幅が狭いために各ピークに対応する積分区間をピーク付近としても誤差は小さいために振動数 (f_e) は次式で示されるとした。

$$f_e = \left\{ \frac{\int_a^b f^2 P(f) df}{\int_a^b P(f) df} \right\}^{1/2} \quad (2.6)$$

ここで、 a と b はそれぞれ積分する振動数の下限と上限である。

この振動数に対する振動形は、橋梁形式・支間長・振動の計測位置などによって、どのようなものであるかについて推察せねばならない。また、積分区間についても各ピークに対応する振動が、それぞれ独立であるとしているので、その取扱い方には問題は残るが本研究の範囲では許される程度の誤差であると思われる。しかも、本調査は走行荷重が橋梁上に載っている時を対象としていることから、記録した振動は

強制振動中のものである。したがって、荷重位置によって、あるいはその大きさによって振動数は若干異なり、自由振動波形から得られる固有振動数と異なるが、その差異は短支間橋梁を除いてそれほど大きくないものと思われる。

2-4-2 変位実効振幅

まず、自己相関関数のうち $C(0)$ は変位の二乗平均値であることから、実効振幅 (σ_c) は次式で表わされる。

$$\sigma_c = \{ C(0) \}^{1/2} \quad (2.7)$$

また、求められたパワースペクトル密度を用いて変位の二乗平均値 ($\overline{X^2}$) は

$$\overline{X^2} = 2 \int_0^\infty P(f) df \quad (2.8)$$

で表わされる。そこで、式(2.6)で示される振動数との対応を考え、パワースペクトル密度の各ピークに対する実効振幅 (σ) は次式で表わされるものとした。

$$\sigma = \left\{ 2 \int_a^b P(f) df \right\}^{1/2} \quad (2.9)$$

この実効振幅は重量4~17トンの走行車両に対するものであるので、このうち5~12トンの範囲にある場合については標準車両の重量を10トンとし、振幅は重量に比例するものとして標準車両に対する値に換算した。

2-4-3 減衰定数

振動系の減衰が十分小さいときにはパワースペクトル密度関数が最大値の半分になる振動数を f_1 ならびに f_2 とするとき、減衰定数 (h) は次式で計算される⁶⁾

$$h \doteq \frac{A}{2} \left(1 - \frac{3}{8} A^2 \right) \quad (2.10)$$

ここに、

$$A = \frac{f_2^2 - f_1^2}{f_2^2 + f_1^2}$$

しかし、パワースペクトル密度は平滑化などの影響を受けているので得られる減衰定数は真の値よりも大きくなるが、あらかじめ、これらの原因による影響を調べておけば真の値を求めることができる⁷⁾ すなわち、一定のパワースペクトル密度 S_0 をもつ定常ランダムな入力に対する一質点系の出力の自己相関関数 $\varphi(\tau)$ は次式のような減衰振動波形となる。

$$\begin{aligned} \varphi(\tau) = & \frac{\pi S_0}{2h\omega_0^3} \left[\cos(\sqrt{1-h^2} \omega_0 |\tau|) \right. \\ & \left. + \frac{h}{\sqrt{1-h^2}} \sin(\sqrt{1-h^2} \omega_0 |\tau|) \right] e^{-h\omega_0 |\tau|} \end{aligned} \quad (2.11)$$

そして、式(2.5)で用いた赤池によるスペクトルウィンドーに対応するラグウィンドーは次式で示される。

$$w(\tau) = 0.5132 + 0.4868 \cos \frac{\pi \tau}{\tau_m} \quad (2.12)$$

平滑化されたパワースペクトル密度関数 $P(\omega)$ は $\varphi(\tau)$ と $w(\tau)$ の積のフーリエ変換である。したがって、式(2.11)に種々の減衰定数を入れ、平滑化されたスペクトル $P(\omega)$ を用いて式(2.10)より、みかけの減衰定数 k' を求めておけば両者の関係から真の値を予測することができる。このようにして求めた補正図を図2.4に示した。本調査の結果は、すべて図2.4を用いて補正した。また、振動数が非常に接近している場合には自己相関関数の時間差の最大値 (l_m) を2倍にして分解能をあげて減衰定数を求めた。ただし、この方法で計算される減衰定数は解析上の仮定から自由振動波形から得られる定数とは多少異なる。

2-5 調査結果と考察

2-5-1 振動特性一覧表

前節で述べた方法によって求めた実在道路橋の振動特性値を表2.1に示した。この表2.1の各欄に示した内容を説明する。

まず、(a)は橋梁番号、(b)は形式、(c)は支間長、(d)は記録を採取した時に橋梁上を通過した走行車両の推定重量である。(e)は測定位置を示し、Cは支間中央点を、Qは支間1/4点を示している。(f)は式(2.6)で求められる等価振動数、(g)は式(2.9)で計算される実効振幅、(h)は(g)の値の二乗和の平方根、(i)は式(2.7)で示される自己相関関数から求めた実効値である。(j)はサンプリングデータ中の最大値であり、(k)は(g)の実効振幅が走行車両の重量に比例するものとして基準荷重(10トン)に換算した値である。なお、この欄のうち空白の部分は走行車両の重量が5~12トンの範囲になく、この換算に疑問が残るためである。(l)は式(2.10)と図2.4による補正によって求められる減衰定数である。この欄の空白は2-4-3で述べた図2.4による補正ができなかったことを示している。

2-5-2 スペクトル解析による実効振幅の精度

図2.5は横軸に自己相関関数より求めた実効値(σ_c)を、縦軸にパワースペクトル密度関数から求めた実効振幅(σ)をとってプロットしたものである。ただし、複数個の卓越した振動数がある場合には二乗和の平方根を採用した。この図2.5より、次のことがわかる。 σ は $0.8\sigma_c \sim 1.0\sigma_c$ の範囲にあり、平均的に

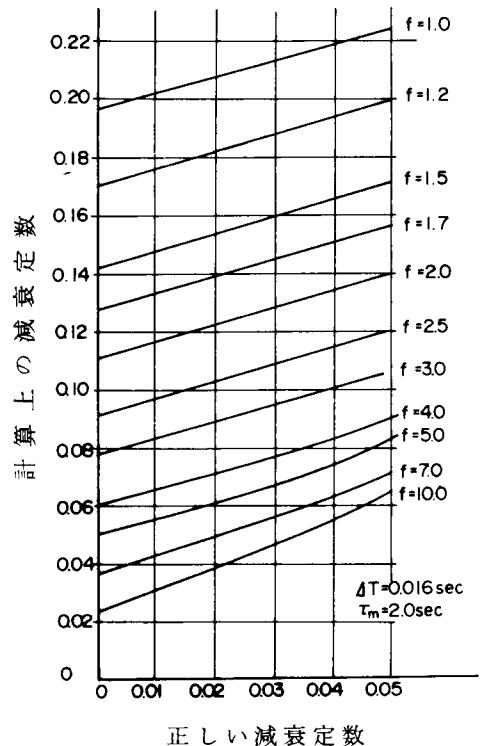


図2.4 減衰定数の補正

は $\sigma \doteq 0.9 \sigma_c$ の関係にある。この両者は理論上等しくなるはずであるが、実際の波形ではサンプリングデータ数の不足や周期性が強いこと、非定常なことなどが原因となり、誤差が生じたものと考えられる。しかし、この程度の誤差ならば一応許容できるものとして、振動数との対応を考えねばならない場合にはパワースペクトル密度から求められる実効振幅を用いてよいであろう。

2-5-3 実効振幅と最大値

図2・6は自己相関関数から求めた実効振幅 (σ_c) と最大変位 (X_{max}) をプロットしたものである。この図より最大変位は $2.4 \sigma_c \sim 3.6 \sigma_c$ の範囲にあり、平均的には $X_{max} \doteq 3 \sigma_c$ の関係にあることがわかる。これは前項で得られた結果とを合わせて考えれば、波形の最大変位の推定値はパワースペクトル密度から得られる実効振幅の3倍に等しいことを、また実効振幅の推定値は最大変位の $\frac{1}{3}$ に等しいことを示している。

2-5-4 支間長と振動数

本調査で求めた振動数は、走行車両によってひき起された振動であるので自由振動から得られる固有振動数とは少し異なる。したがって、短支間の橋梁では自動車の質量が振動数に影響していることが考えられるが、その影響は小さく無視しうる程度であろう。そこで、表2・1に示した振動数とその橋梁の固有振動数とほぼ等しいと考え、支間長との関係を示したものが図2・7である。なお、図2・7のニールセン型ローゼ桁の一部は文献8)9)を参考にした。この図において、類似する橋梁形式の間に相関関係があることは容易にわかる。ここでは、形式および振動次数を四つの群に分け、各群の振動数 (f , Hz) と支間長 (L , m) の関係を最小二乗法で求めると次のようになった。

④ 単純桁・連続桁・ゲルバー桁・連続トラス・ゲルバートラスの対称1次振動、ランガー桁・ローゼ桁・アーチ橋の逆対称1次振動。

$$f = 49.1 L^{-0.779}$$

$$(2 \cdot 13)$$

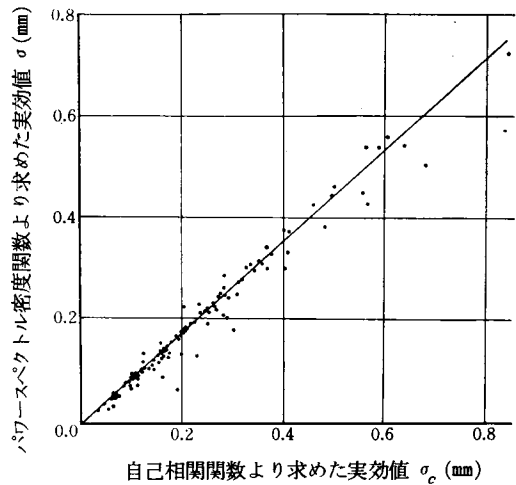


図2・5 実効振幅の比較

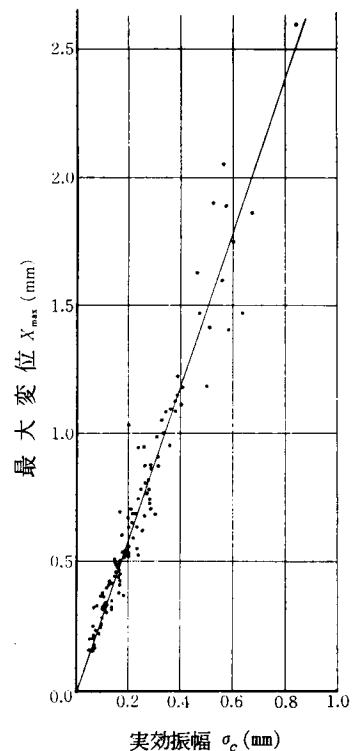


図2・6 実効振幅と最大変位

⑧ 単純トラス・ランガー桁・ローゼ桁・ニールセン型ローゼ桁・アーチ橋の対称1次振動。

$$f = 49.3L^{-0.705} \quad (2.14)$$

⑨ 単純トラス・トラスランガー桁・ニールセン型ローゼ桁橋の逆対称1次振動，ランガー桁橋の逆対称2次振動。

$$f = 571L^{-1.16} \quad (2.15)$$

⑩ ランガー桁・ニールセン型ローゼ桁橋の対称2次振動。

$$f = 652L^{-1.12} \quad (2.16)$$

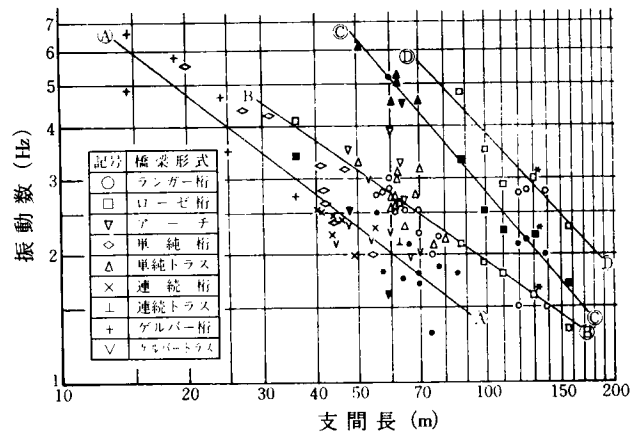


図 2.7 支間長と振動数

(●■▲は逆対称振動を示す。
*つき以外のニールセン型ローゼ桁は参考文献(8)(9)による。)

以上、四つの群に分け、支間長から近似的に振動数を求めることができることを示した。ここで、これらの関係において興味あることを挙げると次のようなものである。

1) ④群においてランガー桁やアーチなどの逆対称1次の振動が，単純桁や連続桁などと同じ線上にある。これはランガー桁やアーチのこのモードに対する剛性がかなり低いことを意味している。しかし，支間長が100 m以上になるとこの振動モードは走行車両によって誘発されることはないようである。

2) ⑧⑨群において単純トラスがランガー桁やニールセン型ローゼ桁などと同じ線上にある。これは振動上の構造が類似していることを示している。

3) ⑨群のうち支間長60 mのランガー桁(●)はトラスドされた橋であり，しかも逆対称1次振動を示している。これは剛性が低いと考えられるランガー桁もトラスド形式にすれば④群に入るべき振動が⑨群に属してくることを示しており，振動を軽減するための防振方法を考える上で重要な情報を示している。すなわち，ランガーやアーチ形式の橋梁に斜材を追加することによって卓越する逆対称1次の振動をある程度抑えることができることを示している。

2-5-5 振動数と変位振幅

橋梁の振動を考える場合，振動数や変位振幅はそれぞれ重要な情報であるが，両者を同時に考えることも重要であることは言うまでもない。そこで，横軸に振動数を取り，縦軸に変位振幅をとってプロットしたものが図2.8である。ただし，ここで示した変位振幅は基準荷重に換算した実効振幅である。

まず，変位振幅をみると3 Hz以下において一部の橋梁が大きな振幅を示している。そして，それらの橋梁形式はランガー桁・単純トラス・ローゼ桁である。変位振幅が小さいことは振動上好ましいことであるが，たとえ大きくとも一口にそれが有害であるとは言い切れない。ここで，図2.8に1 cm/secの速度線を書き入れたが，一部を除きほとんどの振動がこれらの線よりも下にある。この程度の走行車両(10トン)によって，速度の実効値が1 cm/secを越える振動はランガー桁におけるものであり，今後ランガー桁橋の設計には補剛桁の高さや吊材の配置などに十分な配慮をしなければならない。

2-5-6 減衰と変位振幅

橋梁の減衰は一般に小さいために振動数への影響は少ないであろう。そこで、減衰によって大きく変化すると考えられる変位振幅の実効値（基準荷重に換算した値）と減衰定数をプロットしたものが図2・9である。この図においてほぼ右下りの傾向があることから考えれば減衰定数が大きいと変位振幅が小さくなっていると言える。そして、本調査の範囲では支間長が100 m程度までの橋梁で、減衰定数を0.025以上にすれば基準荷重によって生ずる変位振幅の実効値を0.5 mm以下とすることが期待できる。

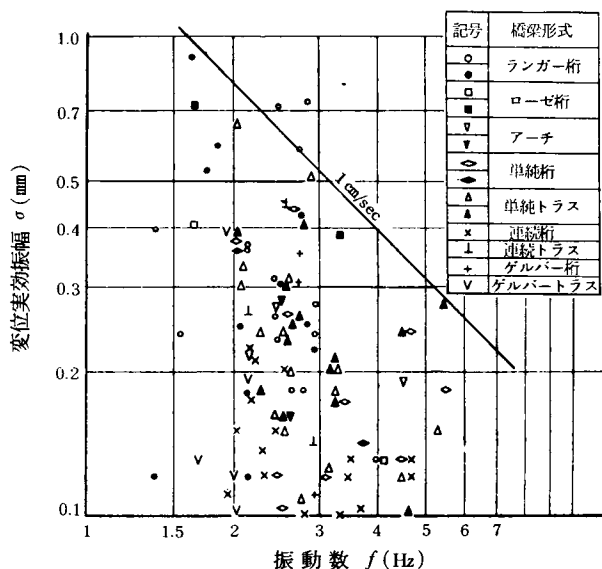


図2・8 振動数と変位実効振幅
(●■▼◆▲は支間1/4点での測定)

2-6 結 語

構造物の振動性状を知ることには構造物に与える動的影響、またはその振動によって人間が受ける肉体的・心理的影響を知る上で重要である。これらの影響を知るに当り道路橋が通常の走行車両によって、どのような振動をしているかという実態を把握することが必要である。本章では、その実態調査の方法ならびに結果を述べるとともに、橋梁形式・支間長・振動数・振幅・減衰定数などの諸特性間の関係を求めた。

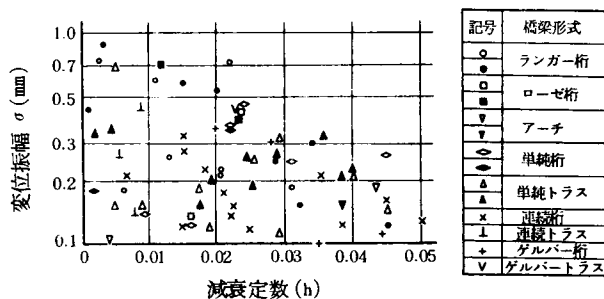


図2・9 減衰定数と変位振幅
(●■▼◆▲は支間1/4点での測定)

参考文献

- 1) 小堀為雄・梶川康男：道路橋（鋼橋）の振動測定法とその特性，道路，第401号，pp. 37-45，1974.
- 2) 島田静雄：相関解析手法による構造物の振動解析，土木学会論文報告集，第174号，pp. 11-23，1970.
- 3) Committee on Deflection Limitation of Bridge of the Structural Division：Deflection limitation of bridges, Proc. of ASCE, Vol. 84, No. ST. 3, pp. 1-20, 1958.
- 4) 赤池弘次：スペクトル解析，磯部孝編相関関数およびスペクトル I-2，東京大学出版会，pp. 28-46, 1968.

- 5) Lin, Y. K. 著, 森大吉郎・富田文治・小林繁夫・佐藤寿芳・小林暁峯共訳: 構造動力学の確率論的方法, 培風館, pp.285-286, 1972.
- 6) Kawasumi, H. and E. Shima: Some application of a correlation to engineering problem, Proc. 3rd World Conf. Earth. Engg. pp. 298-320, 1965.
- 7) 田中貞二・吉沢静代・森下利三: 地震時における実在建物の周期と減衰, 第3回日本地震工学シンポジウム講演会Ⅳ-5, pp. 341-347, 1970.
- 8) 高木澄清・玉川 正・益田正雄・永井晋也・是松雅雄: 安芸大橋(ニールセン型ローゼ桁橋)の実験報告, 土木学会論文報告集, 第177号, pp. 1-8, 1970.
- 9) 横山英夫・福永淳浩: 柳津橋(ニールセン橋)の実橋試験, 橋梁と基礎, 6巻4号, pp. 18-23, 1972.

表 2・1 橋梁振動特性一覧

(a) 番号	(b) 形 式	(c) 支 間 長 (m)	(d) 荷 重 (ton)	(e) 測 点	(f) 振 動 数 (Hz)	変位実効振幅 (mm)			(j) 最 大 変 位 (mm)	(k) 換 算 振 幅 (mm)	(l) 減 衰 定 数 h	
						(g) σ	(h) $\sqrt{\sum \sigma^2}$	(i) σ_c				
1	単 純 桁	42.0	7.5	C	2.47	0.088	0.129	0.173	0.605	0.117	0.016	
					4.43	0.095						
2	ラン ガ ー 桁	70.0	8	C	2.15	0.280	0.280	0.310	0.909	0.350		
				Q	1.62	0.728	0.728	0.835	2.606	0.910	0.004	
3	単 純 桁	42.9	7.5	C	2.50	0.077	0.129	0.161	0.378	0.102		
					3.77	0.103				0.137	0.009	
4	ラン ガ ー 桁	65.0	8	C	2.44	0.181	0.181	0.300	0.687	0.226	0.021	
				Q	1.78	0.068	0.068	0.191	0.173	0.085		
5	単純ワーレントラス	62.0	7.5	C	3.27	0.062	0.125	0.136	0.330	0.082		
					5.28	0.109				0.145	0.008	
				Q	3.35	0.037	0.078	0.092	0.252	0.049		
					5.35	0.069				0.092	0.004	
6	単純ワーレントラス	75.4	10	C	2.09	0.312	0.312	0.333	1.040	0.312		
				Q	2.09	0.329	0.329	0.374	1.130	0.329	0.036	
7	単純プラットトラス	62.4	10	C	2.49	0.229	0.229	0.236	0.520	0.229		
8	単 純 桁	28.1	7.5	C	4.41	0.066	0.066	0.101	0.380	0.088		
					Q	4.56	0.027	0.029	0.053	0.204	0.036	
9	単純ワーレントラス	60.0	7.5	C	2.90	0.374	0.374	0.405	1.183	0.499		
					Q	2.83	0.306	0.306	0.399	1.118	0.408	
10	3 径 間 連 続 桁	41.0	8	C	2.56	0.061	0.096	0.103	0.283	0.076		
					3.52	0.074				0.093	0.050	
		41.0	8	C	2.63	0.166	0.196	0.216	0.593	0.208	0.035	
					3.57	0.104				0.130	0.050	
11	3 径 間 連 続 桁	49.0	8.5	C	1.96	0.095	0.103	0.124	0.429	0.112	0.025	
					3.29	0.041				0.049		
		49.0	8.5	C	2.01	0.124	0.124	0.143	0.499	0.146		
12	単 純 桁	41.4	8.5	C	3.39	0.140	0.140	0.163	0.694	0.165		
13	ラン ガ ー 桁	87.6	4	C	1.76	0.130	0.130	0.165	0.410		0.011	
14	単純ワーレントラス	70.0	8	C	3.17	0.097	0.097	0.105	0.333	0.121	0.018	
					Q	3.17	0.159	0.159	0.180	0.522	0.199	0.018
15	タイドア ー チ	64.4	7.5	C	2.46	0.204	0.250	0.305	0.991	0.272		
					4.56	0.145				0.193	0.043	
				Q	2.64	0.123	0.130	0.172	0.541	0.164	0.038	
					4.53	0.041				0.054		
16	連続補剛桁を有する ランガ ー 桁	125.4	6	C	2.15	0.042	0.059	0.064	0.176	0.070		
					2.81	0.041				0.068	0.023	
		29.7	6	C	2.79	0.249	0.249	0.282	0.785	0.415	0.002	
					3.97	0.079	0.135	0.199	0.562	0.182	0.007	
17	ラン ガ ー 桁	67.2	8	C	2.41	0.248	0.248	0.270	0.771	0.310	0.021	
					Q	2.13	0.145	0.145	0.168	0.431	0.181	
18	単純ワーレントラス	80.0	7.5	C	2.14	0.506	0.506	0.672	1.867	0.675	0.005	
					Q	2.15	0.275	0.343	0.385	1.146	0.368	0.004
					5.40	0.203	0.271					

表 2・1 (続き)

(a) 番号	(b) 形 式	(c) 支 間 長 (m)	(d) 荷 重 (ton)	(e) 測 点	(f) 振 動 (Hz) 数	変 位 実 効 振 幅 (mm)			(j) 最 大 変 位 (mm)	(k) 換 算 振 幅 (mm)	(l) 減 衰 定 数 h	
						(g) σ	(h) $\sqrt{\sum \sigma^2}$	(i) e_c				
19	単 純 桁	42.2	4	C	2.45	0.289	0.301	0.338	1.090			
					3.69	0.083						
				Q	2.48	0.225	0.232	0.261				
					3.67	0.055						
20	ゲルバートラス	67.0	6	C	1.92	0.237	0.237	0.258	0.676	0.394		
		53.6	6	C	2.16	0.144	0.144	0.159	0.491	0.214	0.048	
21	ゲルバートラス	59.8	8	C	2.24	0.071	0.071	0.113	0.334	0.090	0.048	
		47.8	8	C	2.32	0.053	0.053	0.076	0.237	0.066	0.048	
22	単 純 桁	54.0	6	C	2.03	0.221	0.225	0.244	0.786		0.368	0.022
					4.50	0.043						
				Q	2.01	0.213	0.216	0.236				
					4.50	0.037						
23	トラスドアーチ	60.0	10	C	1.65	0.052	0.091	0.114	0.404		0.052	
					3.89	0.060						
					7.10	0.045						
				Q	1.43	0.034	0.073	0.098				
					3.96	0.035						
					4.72	0.040						
					7.09	0.037						
					0.034							
24	ランガー桁	69.4	8.5	C	2.46	0.218	0.224	0.266	0.809		0.257	0.013
					5.03	0.052						
25	4 径間連続桁	40.5	6	C	2.49	0.092	0.133	0.153	0.482		0.154	
					3.66	0.062						
					4.73	0.074						
				Q	2.30	0.082	0.128	0.159				
		2.83	0.061									
		4.65	0.077									
		0.137	0.022									
		26	単純ワーレントラス	66.0	7.5	C	2.29	0.179	0.179	0.192	0.667	0.239
Q	2.29					0.135	0.135	0.148	0.504	0.180	0.025	
27	単純ワーレントラス	59.5	8.5	C	2.64	0.171	0.171	0.188	0.526	0.201	0.040	
				Q	2.64	0.191	0.191	0.255	0.622	0.225	0.040	
28	単 純 桁	31.4	8	C	4.00	0.047	0.047	0.064	0.217	0.059		
29	ランガー桁	120.0	8	C	1.39	0.314	0.314	0.358	1.096	0.393		
					0.89	0.319	0.334	0.388	1.228	0.399		
				2.15	0.099							
30	ランガー桁	78.0	8	C	2.18	0.038	0.038	0.051	0.158	0.048	0.011	
				Q	1.82	0.120	0.120	0.133	0.348	0.150	0.032	
31	3 径間連続桁	44.0	8	C	2.45	0.325	0.429	0.457	1.630			0.045
					2.99	0.280						
				Q	2.42	0.325	0.428	0.560				
					3.03	0.278						
32	ゲルバートラス	44.5	10	C	2.12	0.187	0.187	0.210	0.664	0.187		
		26.7	10	C	2.15	0.104	0.104	0.146	0.444	0.104		

表 2・1 (続き)

(a) 番号	(b) 形 式	(c) 支間長 (m)	(d) 荷 重 (ton)	(e) 測 点	(f) 振 動 数 (Hz)	変位実効振幅 (mm)			(j) 最大変位 (mm)	(k) 換算振幅 (mm)	(l) 減衰定数 h
						(g) σ	(h) $\sqrt{\sum \sigma^2}$	(i) σ_c			
33	3 径間連続トラス	63.0	6	C	2.12	0.158	0.179	0.195	0.533	0.264	0.023
					2.92	0.085				0.141	0.012
		54.0	6	C	2.59	0.263	0.290	0.282	0.706	0.438	0.009
34	ランガートラス	56.0	6	C	2.68	0.110	0.110	0.135	0.327	0.183	0.031
				Q	2.50	0.177	0.177	0.197	0.529	0.296	0.034
35	ラン ガ ー 桁	58.6	6	C	2.75	0.365	0.365	0.397	1.041	0.608	0.011
					1.86	0.353	0.384	0.474	1.470	0.589	0.015
				Q	2.83	0.151				0.252	
36	ラン ガ ー 桁	75.0	11	C	2.03	0.050	0.050	0.073	0.329	0.045	
				Q	1.38	0.132	0.132	0.229	0.550	0.120	0.045
37	ゲルバートラス	70.4	6	C	2.00	0.073	0.076	0.095	0.252	0.122	
					4.28	0.020				0.033	
		52.8	6	C	1.69	0.079	0.089	0.110	0.323	0.131	
					3.02	0.030				0.050	
					3.87	0.028		0.047			
38	タイドアーチ	47.0	8	C	3.50	0.043	0.093	0.099	0.375	0.054	
					4.66	0.083				0.104	0.004
				Q	2.50	0.223	0.223	0.236	0.955	0.280	
39	単純ワーレントラス	50.0	8.5	C	3.26	0.156	0.156	0.178	0.370	0.184	0.017
				Q	3.26	0.124	0.124	0.170	0.492	0.146	0.017
40	ロ ー ゼ 桁	36.0	8	C	4.11	0.108	0.110	0.149	0.460	0.134	0.016
					5.58	0.020				0.026	
				Q	3.39	0.306	0.306	0.376	1.090	0.382	0.023
41	ニールセン型 ローゼ桁	128.4	8	C	1.65	0.321	0.321	0.354	0.955	0.401	0.043
				Q	1.65	0.562	0.562	0.602	1.752	0.703	0.032
42	ラン ガ ー 桁	60.0	7.5	C	2.86	0.543	0.543	0.556	1.597	0.724	0.022
43	トラストランガ ー 桁	60.4	7.5	C	2.99	0.206	0.206	0.226	0.689	0.275	
				Q	2.99	0.165	0.165	0.195	0.524	0.220	
44	単 純 桁	42.7	7.5	C	2.66	0.198	0.198	0.227	0.638	0.264	0.045
				Q	2.66	0.028	0.028	0.033	0.103	0.037	0.045
45	単 純 桁	46.8	7.5	C	3.10	0.091	0.091	0.111	0.307	0.121	
				Q	3.07	0.060	0.060	0.068	0.253	0.079	
46	単純ワーレントラス	69.3	7.5	C	2.77	0.081	0.087	0.110	0.320	0.108	0.028
					4.63	0.032				0.043	
				Q	2.76	0.196	0.211	0.280	0.731	0.261	0.028
					4.63	0.079				0.105	
47	単 純 桁	20.3	7.5	C	4.70	0.176	0.224	0.254	0.949	0.235	0.031
					5.57	0.138				0.184	0.002
48	ラン ガ ー 桁	139.2	10	C	1.53	0.273	0.453	0.567	1.893	0.273	
					2.15	0.360				0.360	
					2.81	0.035				0.035	0.027
				Q	1.01	0.087	0.265	0.281	0.742	0.087	
2.08	0.250	0.250	0.028								
49	単 純 桁	39.1	10	C	2.66	0.447	0.447	0.520	1.903	0.447	0.024

表 2・1 (続き)

(a) 番号	(b) 形 式	(c) 支 間 長 (m)	(d) 荷 重 (ton)	(e) 測 点	(f) 振 動 数 (Hz)	変位実効振幅 (mm)			(j) 最大変位 (mm)	(k) 換算振幅 (mm)	(l) 減衰定数 h
						(g) σ	(h) $\sqrt{\sum \sigma^2}$	(i) σ_c			
50	ゲルバー桁	23.2	8	C	2.74	0.245	0.245	0.288	0.862	0.307	0.028
		36.4	8	C	2.75	0.282	0.282	0.316	0.875	0.353	0.020
51	ゲルバー桁	14.8	8	C	2.86	0.078	0.080	0.101	0.327	0.097	0.035
					4.87	0.011				0.014	
					7.70	0.013				0.017	
		14.5	8	C	2.84	0.072	0.087	0.161	0.469	0.090	0.003
					4.94	0.043				0.053	
					6.61	0.023				0.029	
52	ランガー桁	63.0	7.5	C	2.47	0.546	0.546	0.632	1.472	0.729	0.003
53	タイドアーチ	64.0	8	C	3.37	0.050	0.050	0.064	0.154	0.062	0.021
				Q	3.33	0.071	0.071	0.085	0.223	0.089	
54	2径間連続桁	44.2	7.5	C	2.19	0.133	0.148	0.166	0.504	0.177	0.021
					3.28	0.042				0.056	
					3.95	0.049				0.065	
		44.2	7.5	C	2.19	0.167	0.183	0.206	0.687	0.223	0.018
					3.35	0.046				0.061	
					3.90	0.059				0.079	
55	3径間連続桁	46.7	17	C	2.41	0.462	0.462	0.495	1.185		0.015
		46.7	17	C	2.41	0.540	0.540	0.580	1.406		0.015
56	ゲルバー桁	18.4	2.5	C	2.31	0.096	0.097	0.110	0.331		
					3.50	0.017					
		25.0	2.5	C	2.37	0.043	0.052	0.069	0.327		
					3.37	0.029					
57	ゲルバー桁	18.8	7.5	C	2.99	0.082	0.110	0.132	0.423	0.110	0.044
					4.69	0.057				0.076	
					6.59	0.046				0.062	0.018
		23.8	7.5	C	4.74	0.029	0.036	0.067	0.207	0.039	0.022
					5.98	0.021				0.028	
58	単純ワーレントラス	62.4	10	C	2.66	0.307	0.307	0.324	1.058	0.307	0.029
				Q	2.65	0.251	0.251	0.272	0.817	0.251	0.025
59	4径間連続桁	55.0	6	C	2.32	0.074	0.096	0.105	0.340	0.121	0.015
					3.37	0.061				0.101	
		47.6	6	C	2.20	0.127	0.147	0.165	0.450	0.212	0.007
					3.46	0.074				0.124	
60	単純ワーレントラス	60.0	5.5	C	2.51	0.085	0.108	0.125	0.423	0.154	0.005
					4.46	0.066				0.119	
				Q	2.52	0.163	0.209	0.282	0.871	0.297	0.002
					4.46	0.131				0.238	
61	単純ワーレントラス	62.4	7.0	C	2.42	0.112	0.181	0.200	0.638	0.160	0.045
					3.22	0.142				0.202	0.038
					2.53	0.109				0.156	0.046
				Q	3.22	0.144	0.184	0.208	0.720	0.205	0.038
					7.02	0.036				0.051	

第3章 振動の人体への影響¹⁾

3-1 概 説

長い歴史のうちで人間は環境を改修し、制御して、より快適な環境を作りあげ、健康な生活を保持しようと努力してきた。ところが、機械文明の進展とともに新たな問題がつきからつきへと登場し、その解決を迫られているのが現状である。その対策のためには医学・工学・理学・心理学・社会学などの諸科学の協調が必要である。

さて、われわれの生活環境ではさまざまな環境刺激が作用し、その結果、ときには病気をひき起すこともある。そのうち、振動という物理的刺激の影響を受ける機会は日常生活において自動車や列車の中、住居などと急増しつつある。また、職種によっては産業職場において大きな振動にばく露されることがある。これらの振動を受ける条件は大きく分けて、三つ挙げることができる。その第一は、交通車両・船舶・航空機のように振動が足や臀部などから伝播し、身体全体がゆり動かされる状態の全身振動、その第二として鋸鋸機・さく岩機・チェンソー・コンクリートブレーカーなどのような振動工具を使用することによって、手やひじなどの特定部位のみが振動する局所振動、第三として強烈な音波によって身体に振動がひき起されるような条件であり、最近、超低周波騒音として注目されているように聴覚には感じられない約20 Hz以下の空気振動による影響、などである。いずれも土木技術と関係の深いものであるが、本章では最も橋梁振動に関連のある全身運動についてのみ述べる。

全身振動に関する研究は、約50年ほど前の1930年代にドイツのReiherとMeisterによって始められて以来、遅々ではあったが多く行われてきた。その一部の結果が集約されて、国際標準化機構の全身振動ばく露基準(ISO-2631, 1974年)となっており、また、わが国でも1976年に振動公害規制法が公布されるに至っている。ところが、全身振動については非常に多くの要素(振動数・振幅・振動方向・姿勢・作用時間・振動の非定常性・慣れ・随判する騒音など)が影響して総合的な結果を得ることが困難であるので、さまざまな観点からの検討が行われている。その一つには、振動に対する生体の物理的応答として共振現象や伝達特性を観察して、障害や認知を推定し、人体の振動体としてのモデルを確立していこうとするものがある。また、振動の生体に及ぼす影響・障害について生理学的・生化学的に観察しようとするものもある。一方、振動感覚の特性を解明して、振動評価の尺度を決定し、さらに主観的な許容限界を設定しようとするものもある。

そこで、本章では従来行われた振動の人体への影響についての研究成果を、その代表的なものを中心に概説し、第4章における橋梁振動による影響・評価を考える際の参考とする。

3-2 全身振動による影響

この種の影響や障害については古くから関心をもたれ、動物実験・人体実験あるいは現場調査など多くの研究がなされており、特に近年は航空宇宙医学に関連して大きく展開されてきた。ここでは、これらの

影響を概説する。

3-2-1 振動の知覚

振動が人体に加えられたとき、いかなるメカニズムによってわれわれはそれを知ることができるのだろうか。音は空気の波動圧力を耳の鼓膜が受けることによって受容される。その動きは耳小骨と呼ばれる小さな骨のてこの作用によって中耳に伝えられ、しかも内耳の蝸牛に機械的振動として伝わり基底膜の変位を生じさせる。この変位は基底膜上の感覚細胞に電気的な刺激を発生させ、それが聴神経に、あるパタンのインパルスを発生させ聴中枢に伝えられて音として知覚される。音の場合、その受容器官が耳に集中しているために、よく解明されている²⁾。

一方、身体表面や内部にはパチニ氏小体(圧覚)・マイスネル小体(触覚)・メルケル触板(触覚)・ゴルジ・マツォーニ小体(触・圧覚)などの受容器が分布しているが、振動の受容器としてはパチニ氏小体が挙げられている。たとえば、これが刺激を受けると受容器の細胞膜の透過性が特異的に増加し、ナトリウムイオンが膜の中に入り、電位変化を生ずる。そのために、トリガーパルスが発生し神経興奮が大脳皮質に伝えられ知覚されるという考えも述べられている。しかし、このような振動感覚は独立したものではなく、単に圧覚の一時的変調であるという意見もある³⁾。

また、平衡器官としての内耳も振動の受容器である。その一つに三半規管がある。これは三個の管状の部分から成り、一つは水平面に、一つは垂直面にあり、三つ目のものは矢状面にある。これらの管の中にはリンパ液が詰まっており、頭部の回転によってひき起されるリンパ液の動きをクプラと呼ばれる扉のような構造が揺れ動くことによって感受される。内耳には三半規管のほかに卵形のうと球形のうという部分がある。この中の液体はカルシウム化合物からなる耳石と呼ばれるいくつかの薄片を含んでいる。この耳石は液体よりも重く、毛状の神経上に載っている。頭部が線形に加速されたとき、この耳石のずれにより、それを受容する⁴⁾。

以上三つの器官によって振動は受容されるが、これらは全身振動のときに別々に働くのではなく、相互に組合わされて働くものであろう。

3-2-2 人体の物理的応答

人体も、また振動体であって固有の振動数を有しており、外部からの振動数がそれに近ければ共振する。この種の研究は人体を機械伝達系として扱うことにより、生体各部の変位や器官の変形を知り、共振によって組織が最も強く索引され、破壊が起るであろうことから損傷の起る部位や性質などを推測することを目的としている。また、身体表面から振動の受容器へのエネルギー伝播の機構などについて考察するのに重要である。

振動の伝達に関して最初に報告したのはMüller⁵⁾であるが、彼は臀部や頭部は4 Hzのときに振幅が最大となり、身体の共振範囲は常に2~5 Hzにあると述べている。その後、Coermannら⁶⁾は機械的インピーダンス(加えられる力とその力が伝達される部位における速度との比)を測定し、垂直振動に対して立位や座位での人体の固有振動数は4~6 Hzにあり、第二の共振点が10~12 Hzにあると述べている。また、CoermannとOkada⁷⁾は座位の場合、背もたれの角度によって共振点はあまり変化しないが、その伝達率には変化が見られると報告している。Dieckmann⁸⁾は人間が立ったときの各部位への伝達を加

速度計を用いて測定している。その結果の一部を図3・1の実線として示した。著者も図4・1に示した振動台を用い、この振動台と被験者に小型加速度計を取りつけて同様な伝達率を求めた⁹⁾。その結果を図3・1の破線で示した。図3・1の両者を比較してみるとほぼ同じ傾向にある。立位では頭部④・臀部⑤ともに3~6 Hzに共振点がある。また、図中③の線で示した膝を曲げた状態は歩く姿勢に類似している。この状態において、共振点があきりとは認められず、3 Hz以上の振動で伝達率が小さくなっている。これと同じ傾向は岡田¹⁰⁾によっても認められている。このことは歩いているときに、高い振動数が上体には伝達されずに、振動感が足に集中していることと一致する。

以上より考えると、橋梁上では歩行者が歩いていると考えるならば、この種の影響はないと言えるが、立ち止まることの多い場合には3~6 Hzの振動は好ましくない。これについては、生理的反応や心理的反応とともに考える必要がある。

3-2-3 生理(生化学)的影響

振動を受けることによって生理機能にどのような変化がもたらされるであろうか。生体は外部からの刺激に対して安定した状態を保持しようとする働きがある。人体の場合、意志に無関係に反応する器官を自動的に調整する神経、すなわち交感神経の機能が振動刺激を受けると昂進し、その結果として呼吸器・循環器・消化器などにさまざまな反応が生ずる。また、尿中成分やホルモンの変化という内分泌系の反応、せき柱の異常、聴器や音声に及ぼす影響が考えられる。岡田¹¹⁾はどの程度の振動で、どのような影響や障害が発現するかを知るために、従来の研究成果を整理し、有意な変化を認めるものと認めないものとに分け、振動数と振動加速度との関係で図3・2のように整理した。その結果、振動加速度が0.08g以下では何らの生理的影響や障害が認められていない。しかし、これはこの範囲で影響が生じないというわけでは

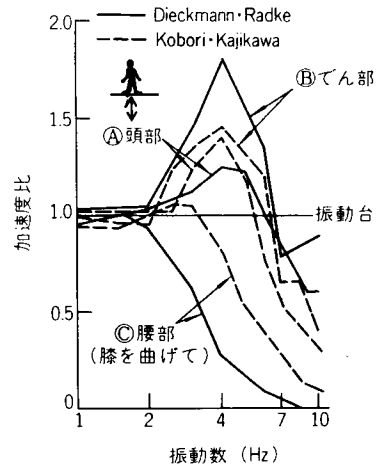


図3・1 人体各部への振動伝達率 (文献8より)

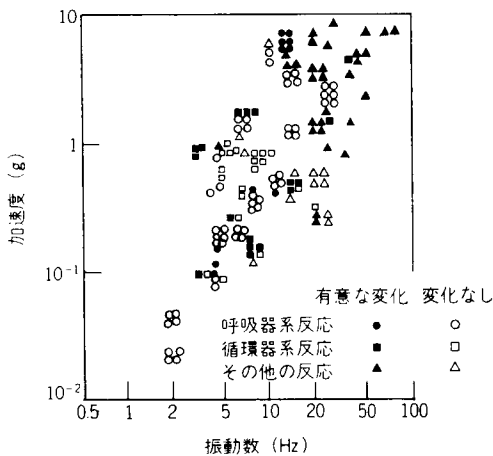


図3・2 全身振動の人体機能に及ぼす影響(岡田・文献11より)

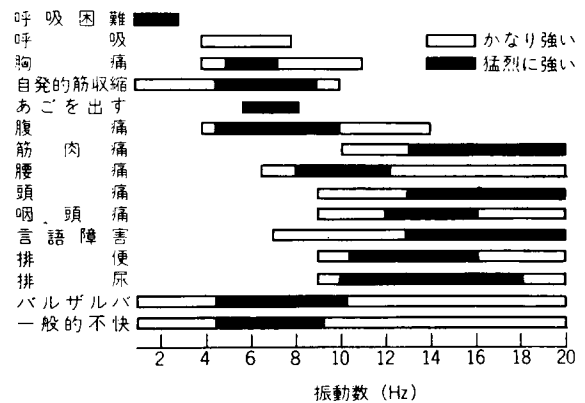


図3・3 感じる自覚症状の領域 (Magid・文献12より)

なく、小さい振動範囲に対する研究が欠けているのが原因であると強調している¹¹⁾

つぎに、自覚症状について調べてみると、Magidら¹²⁾は極端に大きい振動条件で振動数との関係について検討している。このような症状は前述した知覚・動的応答・生理的影響と関連し、その結果として生ずるものであろう。これらの成果は図3・3のように示されている。

以上のことより、橋梁の振動数がほとんど5 Hz以下であり、加速度も通常ではそれほど大きくならないことを考えれば、この生理的影響は小さいものと考えられる。

3-3 振動の心理的影響

振動の評価は、従来、動的な安定や材料の疲労という観点から行われてきた。最近になって、振動の人間への影響という観点からの評価も必要となってきた。ところが、このような評価については、すでに述べたように生理的影響あるいは物理的応答という点からのみでは明確な結果が得られないのが現状である。そこで、主として乗物の乗心地を中心に心理的な影響が研究されてきた。これは、約50年前にReiherとMeisterによって始められて以来、多くの報告がなされてきた。そこで、本節では計量心理学上の基本的な事項と心理評価が最も進んでいる音響について説明し、そして、乗心地を中心として振動による心理的影響について解説する。なお、ISOの振動ばく露基準と日本の振動公害規制基準については第4節と第5節にて説明する。また、構造物の振動に関する研究については第4章2節で取上げることにする。

(1) Fechnerの対数法則とStevensの n 乗法則¹³⁾

ある刺激が人間のある部分に加わると神経を伝わって脳に伝達され、これが感覚として現われる。物理量によって表わされる刺激と心理量としての感覚との関係には次のような特性があるとされている¹⁴⁾。すなわち、刺激と感覚が一次的な関係ではなく、刺激 S とその増分 dS との比が一定であるというWeberの法則によって感覚的増分 dR と dS/S は比例的に変化するものと考えられる。これを式で示せば

$$dR = C \frac{dS}{S} \quad (3.1)$$

ここに、 C は定数であり、 dS は刺激 S が変化したことに気づく刺激の最小変化量(弁別閾)である。式(3.1)を微分方程式と考えるならば感覚量 R は積分することによって

$$R = C \log_e S + A \quad (3.2)$$

ここで、 A は刺激閾($S=S_0$)において感覚が生じない($R=0$)ことから、 $A = -C \log_e S_0$ となる。常用対数を用いることにすれば、式(3.2)は

$$R = K \log_{10}(S/S_0) \quad (3.3)$$

となる。式(3.3)はFechnerの法則と呼ばれるものである。ところが、この法則の基本であるWeberの法則が成立しない場合が多く、式(3.3)はごく限られた範囲でのみ成立する。そこで、Fechnerの法則は各種の改良が試みられているが、代表的なものとしては dS/S を一定とせずに dS/S^n を一定と考え、導かれた n 乗法則があるが、引用されることが少なく、Stevensによって提案された経験式が n 乗法則として、よく使用されている。その経験式は次式のようなものである。

$$R = kS^n \quad (3.4)$$

ここに、 n は実験から求められる定数であり、様相特性指数と呼ばれている。

式(3.3)と式(3.4)を図示すると図3.4のようになり、 n の特定の値によっては両者が類似した傾向を示すこともある。両式は計量心理学における代表的な式であるが、これらの定数を決めることと、刺激 S として、どのような物理量をとるかを決定することが重要である。この決定方法として被験者が自分の内面に生じた感覚の大きさを数的に表現できるものと考え、2つの刺激によって生ずる感覚の差または比の大小について判断させる直接的尺度構成法と、被験者の数値的応答が感覚量を正しく表現しているとは考えないで、判断の分布、その他について仮説を設け、その仮説に基づいてデータを一度別のもの(たとえば、カテゴリなど)に変換してから感覚尺度を求める間接的尺度構成法とがある。前者によって導かれる尺度は式(3.4)を満足し、後者によると式(3.3)を満足することが多いと言われている。¹⁵⁾

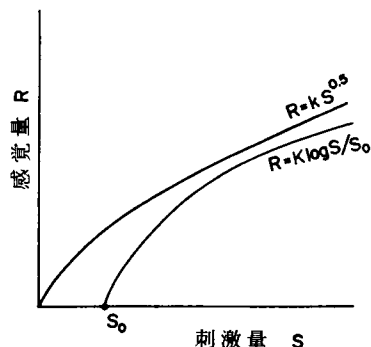


図3.4 刺激と感覚の関係

(2) 音響における phon と sone

感覚評価の最も進んでいる音の評価について知っておくことは大いに意義がある。ある音について正常な聴力をもつ人が、その音と同じ大きさに聴えると判断した1000 Hzの純音の音圧レベルの数値を音の大きさのレベルと称し、phonで表わす。なお、音圧レベル(SPL)は次式で示される。¹⁶⁾

$$SPL \text{ (dB)} = 20 \log_{10} \frac{P}{2 \times 10^{-4} \text{ (}\mu\text{bar)}} \quad (3.5)$$

図3.5にISOの等聴感度曲線を示す。なお、指示騒音計に図3.5の破線で示した周波数特性を持たせて測定し、そのレベルをホン(A)あるいはdB(A)と呼んできたが、JIS C 1505(1977年)では、これを騒音レベル(dB)とし、従来のC特性(平坦特性)で測定した値を音圧レベル(dB)と呼ぶことになっている。ところで、最小可聴音圧からの対数差を示すphonは感覚的な距離を示すだけで、心理的な大きさを表わしていない。たとえば、40 phonと80 phonとの心理的な関係が明確ではない。そこで、実感に合った大きさを表わす尺度が必要である。

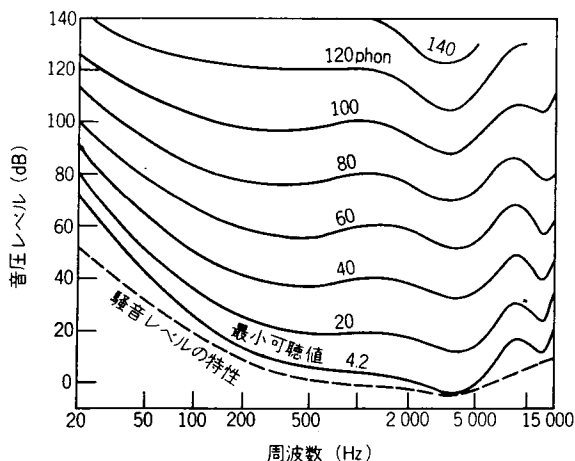


図3.5 ISOの等聴感度曲線 (文献16より)

Stevensは直接的尺度構成法の一つである分数法を用いて、音の大きさを表わす尺度sone(ソン)を提案した。¹⁶⁾彼の実験によれば40 phon以上では10 phon大きくなると2倍の大きさに感じられるので、40 phonの音を基準として、soneとphonの関係を次式で示した。

$$\log_{10}(\text{some}) = 0.03(\text{phon} - 40)$$

(3・6)

図3・6に40 phon以下も含めて, someとphonの関係を示した。また, 実際には種々の周波数が含まれる場合が多いので, そのときは次式で示される荷重加算法が有効であるとされている。

$$S_t = S_{\max} + F \left\{ \left(\sum_{i=1}^n S_i \right) - S_{\max} \right\} \quad (3・7)$$

ここで, S_t は総合ソン数, S_{\max} はバンド別のソン値の最大値, F は1(1/2, 1/3)オクターブバンドの場合には, 0.3(0.2, 0.15)である。しかし, phonやsomeは音の大きさに関する量的尺度であって, 実際の騒音を評価するには質的な影響面からも追究されねばならない。そこで, 非常に多くの評価方法が提案されている。¹⁷⁾

(3) ReiherとMeister¹⁸⁾

この種の研究はほとんど同時期に, ReiherとMeister, DigbyとSankly, Mallockら¹⁸⁾によって行われたが, 初めて大規模な実験を行ったReiherとMeisterの成果は今日でも各分野で採用されている。その実験は, 立位と横臥位の状態では, 垂直と水平方向の振動を加えて, 「感じない」から「大いに不快」に至る6段階の項目について報告させ, 図3・7に示したような結果を得た。そして, 振動と感覚強度の関係は刺激閾では振動速度に, 有害限界では振動加速度に依存し, $af^k = \text{一定}$ という式が当てはまると述べている。2 Hz以下では $k = 3$ であり, 2~60 Hzで, しかも変位振幅が0.002 cm以下では $k = 1$ であるとしている。この成果は, 以後行われた多くの研究に参考とされ, また修正されて用いられている。

(4) HelbergとSperling¹⁹⁾

鉄道車両の乗心地を対象に, 座位の姿勢で, 1~12 Hzの垂直・水平振動を加える実験を行っている。実験結果では加速度に対する反応が著しいが, 反応と加速度との関係は直線的ではないとし, 次式で示される感覚値 E を定義した。

$$E = 3.1 \sqrt[10]{a^3 f^5} = 1.025 \sqrt[10]{\frac{b^3}{f}} \quad (3・8)$$

ここで, a は変位振幅(cm), b は加速度振幅(cm/sec^2), f は振動数(Hz)である。

しかし, 振動台実験では実車両の場合と環境が異なることを加味し, 感覚値 E を実地に検討した結果, 次式で示される乗心地係数(W_z)を提案した。

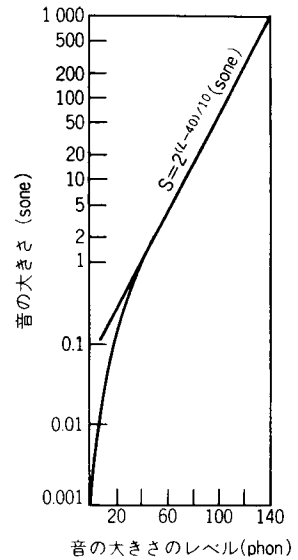


図3・6 音の大きさのレベル(phon)と音の大きさ(sone)
(文献16より)

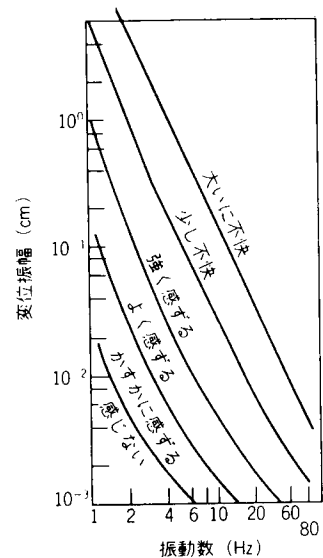


図3・7 Meisterの感覚曲線(文献18より)

$$\left. \begin{aligned} 1.8\text{ Hz 以下では } W_z &= 3.65 \sqrt[10]{a^3} \\ 1.8\text{ Hz 以上では } W_z &= 2.7 \sqrt[10]{a^3 f^5} \\ &= 0.896 \sqrt[10]{b^3/f} \end{aligned} \right\} \quad (3 \cdot 9)$$

また、実際の振動は種々の振動数を持ち、それぞれの頻度で出現する。このような場合には、それぞれの振動数に対応する W_{zi} とその頻度の割合 n_i を用いて、係数 W_{zg} を計算すればよいとしている。

$$W_{zg} = \sqrt[10]{\sum_{i=1}^n (W_{zi}^{10} \cdot n_i)} \quad (3 \cdot 10)$$

そして、係数 W_{zg} の大きさと鉄道車両の乗心地は次のようになるとしている。

- $W_{zg} \leq 2$ 良好。
- $W_{zg} = 3$ 乗用車両に要望される限界。
- $W_{zg} = 4$ 貨物車両に要望される限界。
- $W_{zg} = 5$ 運転上危険である。

図 3・8 に W_z が 2 と 3 の場合を示した。

(5) Janeway²⁰⁾

従来、行われた研究や公表された資料を解析し、それを総括する立場で自動車の乗心地限界を検討した。特に、Meister の実験に重みをおいているのでよく類似した形となっている。アメリカや日本などにおいて自動車の設計上の乗心地を判定するのに採用されている。図 3・8 に示すように、その限界は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} 1 \sim 6\text{ Hz では } af^3 &= 2 \quad (1.24g/\text{sec}) \\ 6 \sim 20\text{ Hz では } af^2 &= 1/3 \quad (33\text{ cm}/\text{sec}^2) \\ 20 \sim 60\text{ Hz では } af &= 1/60 \quad (2.66\text{ mm}/\text{sec}) \end{aligned} \right\} \quad (3 \cdot 11)$$

これを基準値とし、この値に対する倍数で乗心地係数を表わすことにしている。そして、試験区間を一定速度で走行し、その区間全体の振動波形を走行時間一秒ごとの小区間に分け、その小区間での最大振幅を讀取り、この値を全区間について平均することになっている。また、国鉄技術研究所では、この乗心地限界を参考にして乗心地基準を提案している²¹⁾

(6) Zeller²²⁾

ドイツで一時普及した等価単位 *Pal* は、Reiher と Meister の研究に関係して Zeller によって提案された。音と同じように、1 Hz を基準にして等しいと思われる振幅を結んだものである。そして、等価単位である *Pal* は次式で表わされる。

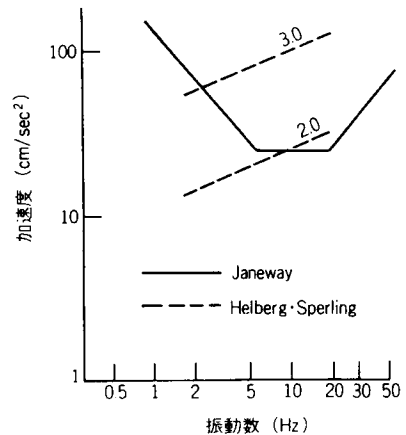


図 3・8 Helberg・Sperling の W_z と Janeway の乗心地基準 (文献 19,20 より)

$$S = 10 \log_{10} X/X_s \quad (3 \cdot 12)$$

ここで、 $X = b^2/f$ で表わされ、 b は加速度振幅 (cm/sec²)、 f は振動数 (Hz) である。また、 X_s は 1 Hz における感覚閾値 0.1 cm/sec² であるとしている。そして、1 Hz 以外の振動において等感度を与える *Pal* は図 3・9 に示す通りである。各 *Pal* の大きさによる影響の程度として、0~20 *Pal* は各体位に応じた知覚閾、20~30 *Pal* は住宅で人体に有害、30~40 *Pal* は住宅に軽度の損害、40~50 *Pal* は住宅に重大な損害、50~60 *Pal* は短時間なら人体に障害なく耐えられ、さらに 60~80 *Pal* では人体に身体的障害や船酔いが生ずる、などとしている。

同様な等価単位 *Trem* がイギリスの Postlethwaite²³⁾

によって提案されている。1 Hz を基準にとり、基準レベル (a_0) を加速度 0.1 inch/sec² とし次式で定義されている。

$$Trem = 20 \log_{10} a/a_0 \quad (3 \cdot 13)$$

ここに、 a は加速度振幅 (inch/sec²) である。そして、1 Hz 以外の振動において等感度を与える *Trem* は図 3・10 に示す通りである。*Pal*

と *Trem* は音の *phon* と類似した等価単位であり利用度の高い評価尺度であると思われるが、両者ともあまり普及しなかった。

(7) Goldman²⁴⁾

振動を感知する、不快になる、それ以上耐えられないの明確・単純な 3 つの基準に、従来の研究者の成果を分類し、プロットした結果、加速度で表わすのが各振動数において、最も変動が少ないとし、各基準での平均値と標準偏差を図 3・11 のように示した。この結果は立位・座位・横臥位に対する平均を表わしているので種々の体位にも適用できるとされている。

(8) Dieckmann・Coermann と VDI 基準

Dieckmann²⁵⁾ は振動負荷時の主観的判断や皮ふ電導度などを生体負担度判定の尺度として用い、その結果を K 値という数値で表わした。垂直と水平方向の振動について、この K 値は振動数 f (Hz) と加速度

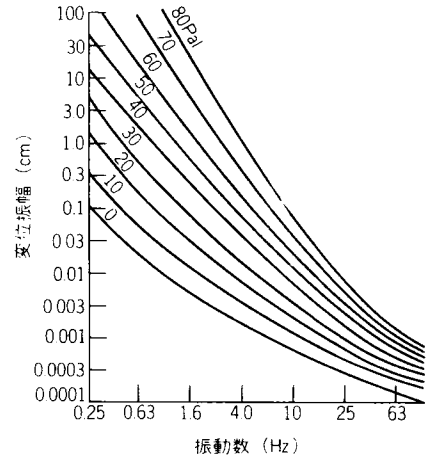


図 3・9 *Pal* 尺度
(Zeller・文献 22 より)

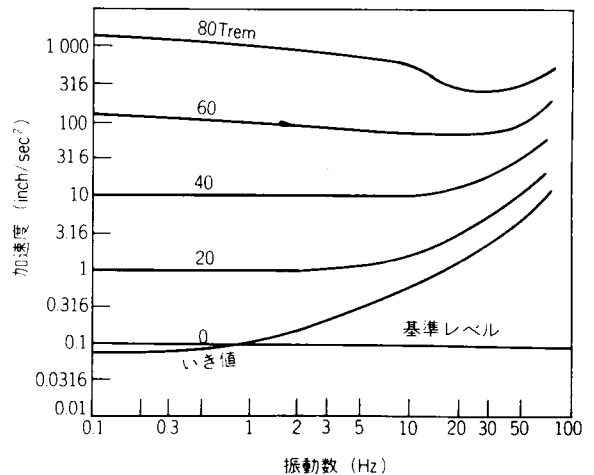


図 3・10 *Trem* 尺度
(Postlethwaite・文献 23 より)

振幅 b (mm/sec^2) を用いれば、次のように表わされる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{垂直振動} \quad 5 \text{ Hz 以下} \quad K = 0.025 b \\ \quad \quad \quad 5 \text{ Hz 以上} \quad K = 0.125 b/f \\ \text{水平振動} \quad 2 \text{ Hz 以下} \quad K = 0.05 b \\ \quad \quad \quad 2 \text{ Hz 以上} \quad K = 0.10 b/f \end{array} \right\} (3 \cdot 14)$$

そして、作業への影響や知覚の程度を表3・1のように分類した。実際には、種々の振動数が同時に作用するので個々の振動数の振動に対する K 値を計算し、次のように、その二乗和の平方根から K 値を求めればよいとしている。

$$K = \sqrt{K_1^2 + K_2^2 + \dots + K_n^2} \quad (3 \cdot 15)$$

1957年、VDI (ドイツ技術家協会) 基準²⁶⁾ に採用されたこの K 値は、1961年の基準²⁷⁾ では少し修正されている。 K 値において、垂直振動の場合5Hzを、水平振動の場合2Hzを境にして二本の直線で表わされていたものを誤差をきたさない程度に単純化し、なだらかな曲線で表わしている。すなわち、 K 値は次式で示されるとしている。

$$K = b \frac{\alpha}{\sqrt{1 + (f/f_0)^2}} \quad (3 \cdot 16)$$

ここに、 b は加速度振幅 (m/sec^2)、 f は振動数 (Hz)、 f_0 は10Hzであり、 α は常数 $18 \text{ sec}^2/\text{m}$ である。

また、Coermann²⁸⁾ は上述のVDI基準(1961年)を参考にして、人体の伝達率などを考慮し、図3・12のような正弦振動に対する等 K 値曲線(座位・垂直振動)を提案した。この提案は1965年のISO機械振動・衝撃専門委員会に提出され、後述するISO基準の基礎的なデータとなった。等 K 値はVDI基準と同様、表3・2のようにAからIまでの9段階に分類されて、その影響を判定している。

(9) 三輪・米川²⁹⁾

日本においては労働衛生研究所の三輪・米川によって広範囲にわたり、振動の感覚尺度が求められた。この実

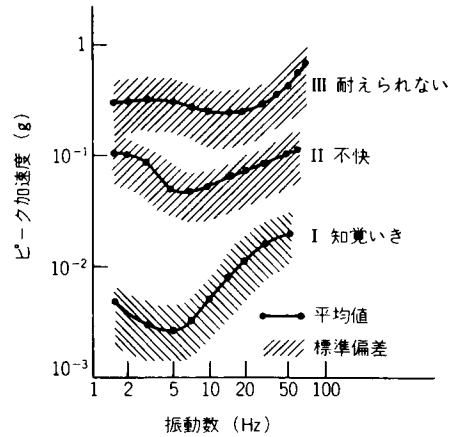


図3・11 振動ばく露基準 (Goldman・文献24より)

表3・1 K 値の分類 (Dieckmann・文献25より)

K	知覚の程度	作業
0.1	いき値	差し支えなし
0.1~0.3	弱く感ずる	"
0.3~1	よく感ずる	なお差し支えなし
1~3	強く感ずる	支障あり、だが可能
3~10	不快	強く支障、なお可能
10~30	非常に不快	ほとんど不可能
30~100	極端に不快	不可能

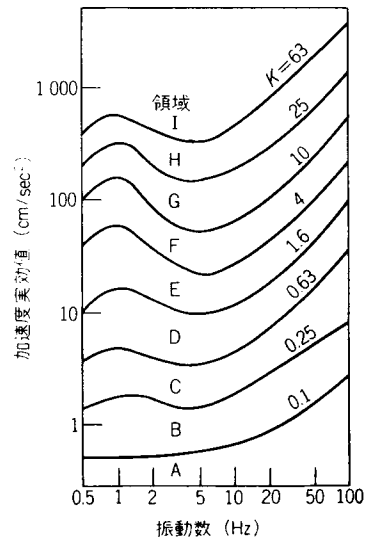


図3・12 等 K 値曲線 (Coermann・文献28より)

験では緊張した立位と座位において、0.5～300Hzの垂直・水平方向の振動を10名の被験者に対して加えている。振動が頭部に伝えられ易い20 Hzの正弦振動を基準に選び、その振動が与える感覚と等しいと感じられる振動を見つけ、各振動数についての等価点を結び、等感度曲線を求めた。その結果を図3・13に示した。

表3・2 等K値の分類 (Coermann・文献28より)

K	レベル	知覚の程度	居住と作業
0.1	A	認知できない	中断せずに居住できる
0.25	B	かろうじて認知できる	短時間の中断によって居住できる
0.63	C	弱く認知	長時間の中断が居住のためには必要である
1.6	D	よく認知	中断なく肉体労働可能
4.0	E	強く認知	肉体労働には短時間の中断が必要
10.0	F		自動車やトラックによる長い旅行
25.0	G		肉体労働には長時間の中断が必要
63.0	H		自走器材の運転
	I		短時間の自動車やトラックによる旅行

縦軸は加速度レベル (VAL, dB) であり、次式で定義される。

$$VAL = 20 \log_{10} \frac{a}{a_{ref}} \quad (3 \cdot 17)$$

ここで、 a : 振動加速度振幅 (RMS 値, cm/sec^2)

a_{ref} : 基準の加速度振幅 (たとえば, $1 \text{ cm}/\text{sec}^2$)

この等感度曲線上にある振動の大きさのレベル (VGL) を 20 Hz の加速度レベル (VAL) でもって表わすことを提案している。この考え方は、音の場合の *phon*、振動の等価単位 *Pal*, *Trem*, *K* 値と同様である。

また、直接的尺度構成法の一つである Garner の比率修正法を応用し、振動の大きさを決定している。すなわち、ある振動加速度レベルの振動の大きさを感覚的に二分する実験と二つの固定した振動加速度レベルの大きさを感覚的に四分する実験を行った。その結果、振動の大きさ (VG) は、 $VGL = 40 \text{ dB}$ を基準の大きさとして、次式で計算できるとした。

$$\left. \begin{aligned} VGL \leq 40 \text{ dB} \quad \log_{10} VG &= 0.03 (VGL - 40) \\ VGL > 40 \text{ dB} \quad \log_{10} VG &= 0.023 (VGL - 40) \end{aligned} \right\} \quad (3 \cdot 18)$$

そして、数個の周波数を含む振動の場合には、それぞれの VG を求め、次式で示される荷重加算をすればよいとしている。

$$VG_T = VG_{\max} + 0.3 \left\{ \left(\sum_{i=1}^n VG_i \right) - VG_{\max} \right\} \quad (3 \cdot 19)$$

ここで、 VG_{\max} は VG_i 中の最大値である。これらの結果は音響における *phon*, *sones* に類似し、式 (3・19) は Stevens の荷重加算法である。

また、衝撃的振動が加わったときの人体感覚に与える影響は、次のように表わされるとしている。

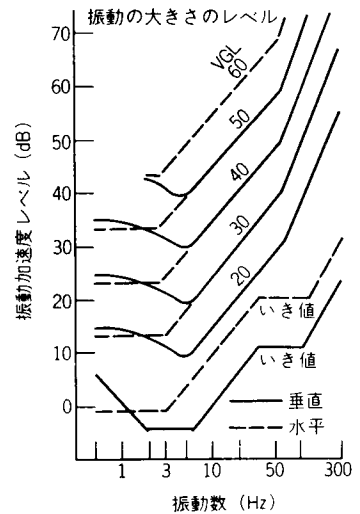


図3・13 振動の等感度曲線といき値 (三輪・文献29より)

$$VAL_j = VAL_p - 7 \log_{10} \frac{T_0}{t} \quad (3 \cdot 20)$$

ここで、 VAL_j ; 衝撃的正弦振動の加速度レベル

VAL_p ; 衝撃的正弦振動の同じ振幅の連続正弦振動の加速度レベル

T_0 ; 振動数によって変わる定数 2~60 Hz に対して、2 秒、60~200 Hz に対して、0.8 秒、
200 Hz 以上に対して 0.5 秒。

t ; 衝撃作用時間(秒)

すなわち、衝撃的振動の場合、その作用時間が短いほど振動感覚的には弱い振動であると知覚される。

以上に、代表的な研究成果について説明してきたが、このほかにも多くの研究がある。なお、ISO 全身振動ばく露基準と日本の振動公害規制基準については 4 節、5 節において説明する。

3-4 ISOの全身振動ばく露基準

1947 年国際標準化機構 (International Organization for Standardization) が設立され、1952 年に日本も加入した。1962 年にアメリカ規格協会から ISO に対して機械振動と衝撃専門委員会の設置が要望され、1964 年に第 1 回総会が開かれた。振動に対する人間の耐性については第 7 活動委員会において行われることになった。なお、委員会における討論の出発点として、ドイツの VDI 基準 (1961 年) が提出された。1965 年の第 2 回委員会では前述した Coermann によって提案された等 K 値曲線が、「座位・立位で全身に伝達する振動の許容限界に関する推せん案」として提出され、討議の中心となった。そして、曲線を簡略化し、三つの直線部分によって表現することやばく露時間の取扱いなどが審議された。1966 年、第 2 回総会とともに第 7 活動委員会が開かれ、幹事国提案の文書 "Evaluating Exposure of Human to Whole Body Vibration" が審議された。1967 年には上記文書の修正案について審議し、2.8~11.2 Hz で加速度に対して平担であった範囲をそれぞれ $\frac{1}{2}$ オクターブずつ狭くし、4~8 Hz で平担とすることになった。1968 年の幹事国修正案では、この平担部の範囲が採用されている。この段階で、全身振動に対する基準の骨子はほぼでき上がった。²⁸⁾

このような過程を経て勧告された ISO-2631 (1974 年) は次のような内容をもつものである。³⁰⁾

乗物や機械の作業者の心地よさや能率などを保持するための目安として立位・座位の垂直・水平方向の振動を対象とし、振動数範囲は 1~80 Hz としている。この種の基準は当然ばく露時間が大きく影響するので図 3・14 のように各ばく露時間に対しての基準が示されている。図 3・14 に示したものは疲労作業減退曲線であり、不快曲線はこの 1/3.15 倍 (-10 dB のレベル) とし、耐久限界曲線は 2 倍 (+6 dB のレベル) を採用している。そして、ランダムな振動のときには $\frac{1}{3}$ オクターブまたはそれ以下の各振動数成分が、そのバンドの中心振動数で図示した許容限度以下であることとしている。そして、振動のレベルが時間とともに変動するときは、各レベルにおけるばく露時間率 (ばく露時間/許容時間) の和が 1.0 を越えなければよいとしている。これは、材料の疲労設計でよく用いられる累積損傷の Miner の式と類似した考え方である。

このほかに、測定方法や解析方法などについて示されているが、ここでは省略した。なお、注意しなけ

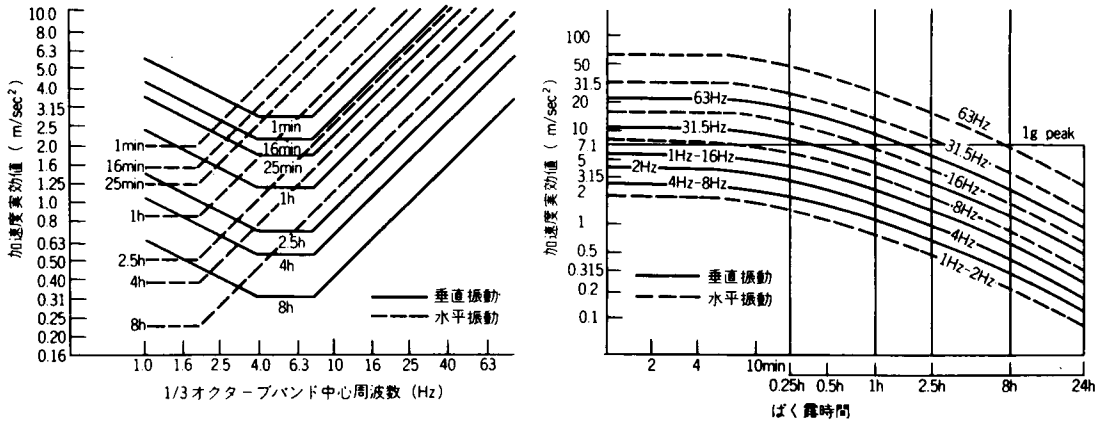


図3・14 ISOの振動ばく露基準(文献30より)

ればならないことは前節で説明したことにも関係するが、この基準はあくまで乗物などの乗心地評価が基礎になっており、しかも、どちらかというと座った姿勢に重点が置かれているということである。

3-5 振動公害規制基準

振動公害は公害対策基本法に定められた曲型七公害(大気汚染・水質汚濁・土壌汚染・地盤沈下・悪臭・騒音・振動)のうち、長い間、未規制公害であったが、1976年に振動公害規制法が施行された。規制基準³¹⁾は工場振動・建設作業振動・道路交通振動の三種類に区分され、それぞれに対して決められた。それらの基準を表3・3に示した。また、測定単位として鉛直振動の振動レベル(dB)を用いることとなった。振動レベルとは、ISOによって提案された人体の鉛

表3・3 振動公害規制基準(文献31より)

(a) 工場振動

区域	時間	昼 間	夜 間
第1種区域		60~65dB	55~60dB
第2種区域		65~70dB	60~65dB

(b) 建設作業振動

種 類	振動の大きさ	作業かできない時間	1日あたりの作業時間	同一場所における作業期間	日曜休日における作業
杭打機等を使用する作業・鋼球・重錘を使用する作業等	75dBを超える大きさのものでないこと	第1号区域 午後7時~午前7時 第2号区域 午後10時~午前6時	10時間 14時間	連続6日	禁止

(c) 道路交通振動

区域	時間	昼 間	夜 間
第1種区域		65dB	60dB
第2種区域		70dB	65dB

直振動に対する全身振動ばく露基準の考えを準用して、鉛直振動の振動数を f (Hz) および加速度の実効値を A (m/sec²) とするとき、 A の基準値 A_0 (m/sec²) に対する比の常用対数の20倍、すなわち、 $20 \log_{10} A/A_0$ で表わされたものを言う。ここに、 A_0 は図3・15に示すような振動数特性をもち、1~4Hzでは $2 \times 10^{-5} f^{-1/2}$ 、4~8Hzでは 10^{-5} 、8~90Hzでは $0.125 \times 10^{-5} f$ である。この単位は、すでに日本工業規格(JIS C 1510, 1976年)として規格化され、この補正回路を有した振動レベル計が普及している。

元来、振動公害が生ずるような振動強度は低いレベルである。したがって、この種の問題は振動の認知というレベルで検討せざるを得ない。それにもかかわらず、乗物の乗心地の検討を対象としているISO基準を準用して振動レベルが定義されることについては、まだ議論されねばならない。しかも、JISC1510に定められた補正回路をもつ振動計が、振動感覚補正をした公害用振動レベル計と称されることは、その補正回路がすでに述べたようにISOの全身振動ばく露基準に基づいたもので感覚補正をしたというのは正しくない。もともと、わが国では振動公害の規制条例として大阪府などのように振動速度で行っているものと、東京都などのように振動加速度レベルで行っているものがあった。

3節で述べた多くの研究成果によれば、振動の認知あるいは知覚というレベルでは振動速度が適当であるように思われ、生理的影響が発現しだすような高いレベルでは振動加速度が適当であるように思われる。³²⁾もちろん、振動レベルも、振動数が8 Hz以上では表現方法が異なるだけであり、振動速度に依存する形となっている。このように考えると振動レベルを用いる場合、8 Hz以下に優勢な周波数成分があるときには十分注意しなければならない。³⁴⁾

さて、上記のように規制基準と測定方法については一応整理されたように思われる。しかし、まだ多くの問題が残されている。それらは大きく分けて、人間の反応に関する部分³³⁾³⁵⁾と振動計測・データ整理あるいは解析方法などに関する部分³⁴⁾であろう。本来、これらは別々に取上げるべきではないが、現状としてはそれぞれの領域において解明すべき問題を内包しているので両面から追求せざるを得ないが、やがては両者を総合的に考える必要があろう。

3-6 結 語

ReiherとMeisterによる研究以来、ISOの全身振動ばく露基準や日本の振動公害規制基準に至るまでの多くの研究のうち、その代表的なものについて説明してきた。ここで、この種の問題を整理してみると次のようになる。

(1) 等感度と刺激

まず、等感度すなわち等しい感覚が刺激としてのどのような物理量によって生じているのであろうか。しかし、等感度には量的判断を要求するものと質的判断を要求するものがあり、両者は必ずしも一致するものではないと思われる。いずれにしても、この点に関して全体を総括できるような結論を一義的に求めることは現状では無理であり、加速度の変化率・加速度・速度・変位がそれぞれ現われる。これは振動を受ける姿勢・振動方向・振動数・振幅などによって振動の伝達率が異なり、知覚に参加する受容器官の数とその強さが変わるためであろう。したがって、姿勢・方向・振動数・振幅を次のように分類して考え

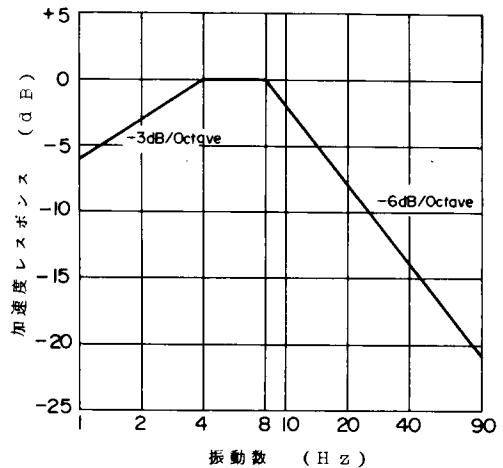


図3・15 鉛直振動の振動レベル

るのが望ましい。

姿勢：立位（緊張・弛緩），歩行位，座位，臥位。

振動方向：垂直，水平（前後・左右）。

振動数：低域（1Hz以下），中域（1～10Hz），高域（10Hz以上）。

振幅：閾値付近，不快域，苦痛域。

(2) 振動の大きさの尺度

心理学上では名目・順序・間隔・比率の四尺度が用いられる。ReiherとMeisterの研究をはじめとして、振動の感じ方をカテゴリに分類する実験では、ほとんど例外なくカテゴリの幅が対数距離上でほぼ等しくなる。カテゴリが振動の大きさを表現しているものと考えれば、刺激と振動の大きさとは対数関係にあるように見られ、間隔尺度が構成されるように思われる。しかし、カテゴリは質的なものであり、決して量的尺度とはみなしえない。そこで、量的な尺度が要求されるわけであるが、そのためには直接的尺度構成法によらねばならない。音のように集中した感覚器官であれば、それも可能であろうが、全身振動に対して量的判断を要求するのは振動数範囲によほど注意しないと難しいと思われる。また、直接判断が本来、可能であろうか、また可能であるにしても距離等分法・分割法・倍数法を適用することは妥当であろうか、などの問題が残されている。しかし、Weber法則やFechner法則の適用には限界があることが明らかにされている現状では、対数法則をまん然と適用することも考え直さねばならないし、振動の大きさを正しく表現できる評価尺度が要求される。

(3) 振動忍限度

「忍」とは『広辞苑』（新村出編，岩波書店）によれば、「己を推して他人に及ぼすこと，おもいやり，同情心」という意味である。この忍限度は対象としている振動によって種々に変わるべきものであろう。しかし、究極的には無感覚であることが望ましいわけであり、達成目標は技術ポテンシャルの高まりとともに下げて行くべきであろう。従来の考え方は使用目的によってカテゴリを一段位上げたり、下げたりしているが、これには明確な根拠はない。そこで、あるカテゴリ（たとえば、振動を感じず、不快など）が発生する確率を忍限度と考えるのが望ましい。その確率の発生限度を変えることによって使用目的の考え方を明確に反映させることができるであろう。また、従来、反応のばらつきをほとんど無視してきたが、このように確率で評価することになれば、反応のばらつきが重要な要素となりうるのである。

参考文献

- 1) 梶川康男・岡田 晃・小堀為雄：振動と人間 I 振動の人体への影響，橋梁と基礎，13巻6号，pp.36-42, 13巻7号，pp.44-46, 1979.
- 2) 岡田 晃・中村円生：騒音，振動・衝撃の影響と対策，人間と技術社，pp.23-29, 1970.
- 3) 同上，pp.70-74.
- 4) Mueller, C.G. 著，田中良久訳：感覚生理学，岩波書店，pp.140-147, 1972.
- 5) Müller, E.A.: Die Wirkung von Schwingungen auf den Menschen, Luftfahrt-Medizinisc-

he Abhandlungen, Vol.3, pp.37-42, 1939.

- 6) Coermann, R.R. : The mechanical impedance of the human body at sitting and standing position at low frequencies, Human Factors, Vol.4, pp.227-253, 1962.
- 7) Coermann, R.R. und A. Okada : Vegetative Reaktionen des Menschen bei niederfrequenter Schwingungsbelastung, Int. Z. angew. Physiol. einsch. Arbeitsphysiol., Vol.21, pp. 150-168, 1965.
- 8) Dieckmann, D. : Einfluß vertikaler mechanischer Schwingungen auf den Menschen, Int. Z. angew. Physiol. einsch. Arbeitsphysiol., Vol.16, pp.519-545, 1957.
- 9) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法, 土木学会論文報告集, 第230号, pp.23-31, 1974.
- 10) 岡田 晃：振動の生体に及ぼす影響 第3編人体における振動伝播過程と振動特性についての究明並びに振動防止に関する実験的研究, 北方産業衛生, 第17号, pp.1-18, 1958.
- 11) 岡田 晃：全身振動による影響・障害, 労働科学, 41巻1号, pp.9-17, 1965.
- 12) Magid, E. and R.R.Coermann : The reaction of the human body to extreme vibrations, Proceedings of the Institute of Environmental Sciences, 1960.
- 13) 小堀為雄・梶川康男：道路橋の振動とその振動感覚, 土木学会論文報告集, 第222号, pp. 14-22, 1974.
- 14) 田中良久：心理学的測定法, 東京大学出版会, pp. 115-116, 1971.
- 15) 田中良久：心理学研究法第16巻尺度構成, 東京大学出版会, pp. 107-114, 1973.
- 16) 守田 栄：騒音と騒音防止, オーム社, pp. 16-52, 1961.
- 17) 内山久雄・肥田野登：騒音・その単位と人間への影響, 土木学会誌, 58巻9号, pp. 2-7, 1973.
- 18) Reiher, H.und F.J. Meister : Die Empfindlichkeit des Menschen gegen Erschütterungen, Forsch. auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Vol. 2, No. 11, pp. 381-386, 1931.
- 19) Helberg, W. und E. Sperling : Verfahren zur Beurteilung der Laufeigenschaften von Eisenbahnwagen, Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, No. 96, Jahrg. Heft 12, pp. 177-181, 1941.
- 20) Janeway, R.N. : Passenger vibration limits, S.A.E.Journal, Vol. 63, pp. 48-49, 1948.
- 21) 三芳功達：新幹線電車の振動, 機械の研究, 19巻1号, pp.263-268, 1967.
- 22) Zeller, W. : Massenheiten für Schwingungsstärke und Schwingungs-empfindungsstärke, Auto. Techn. Zeits., No.51, pp.95-101, 1949.
- 23) Postlethwaite, F. : Human susceptibility to vibration, Engineerings, Vol.157, pp.61-67, 1944.
- 24) Goldman, D.E. and H.E.Gierke : Effects of shock and vibration on man, In Shock and Vibration Handbook (Vol. 3, Chap. 44), pp.39-41, 1961.
- 25) Dieckmann, D. : A study of influence of vibration on man, Ergonomics, Vol.1, No. 4,

pp.347-353, 1958.

- 26) VDI-Fachgruppe Schwingungstechnik : Beurteilungsmaßstab für die Einwirkung mechanischer Schwingungen auf den stehenden und sitzenden Menschen, VDI-Richtlinien, VDI 2057, Verein Deutscher Ingenieure, 1957.
- 27) VDI-Fachgruppe Schwingungstechnik : Beurteilung der Einwirkung Mechanischer Schwingungen auf den Menschen, VDI-Richtlinien, VDI 2057-2, Entwurf, Verein Deutscher Ingenieure, 1961.
- 28) 岡田 晃：振動の国際的基準について，公害と対策，2巻8号，pp.33-40, 1966.
- 29) 三輪俊輔・米川善晴：振動の評価法，日本音響学会誌，27巻1号，pp.1-32, 1971.
- 30) ISO 2631 : Guide for the Evaluation on Human Exposure to Whole-Body Vibration, 1974.
- 31) 環境庁大気保全局特殊公害課編：振動規制技術マニュアル，ぎょうせい，1977.
- 32) 岡田 晃：振動の受容とその影響，環境創造，7巻2号，pp.27-32, 1977.
- 33) 梶川康男：振動公害基準値に関する基礎的研究 I 許容水準に關与する諸要因について，日本衛生学雑誌，33巻2号，pp.393-401, 1978.
- 34) 梶川康男：振動公害基準値に関する基礎的研究 II 振動解析と評価について，日本衛生学雑誌，33巻2号，pp.402-409, 1978.
- 35) Kajikawa, Y. and A. Okada : Human response to low-level vibrations, Hope International JSME Symposium C-3, pp.351-358, 1977.

第4章 橋梁振動の歩行者への影響^{1)~3)}

4-1 概 説

前章においては、振動が人体に及ぼす影響について従来からの研究成果をまとめ、橋梁振動が歩行者に及ぼす影響という観点から、それぞれをながめてきた。しかし、乗心地や居住の快適性を追究している諸研究のデータを、そのまま橋梁振動に適用することは姿勢や振動数などの点で、やや問題がある。そこで、本章では橋梁振動の歩行者への影響に関する従来の研究をまとめ、前章までに述べた研究内容を含めて、橋梁振動とその影響を受ける歩行者の反応などの特徴を考えた。さらに、橋梁振動に対して適用できるデータが少ないことから、図4・1のような大型振動台を製作し、被験者がこの上に立ったとき、あるいは実際に歩いたときに、どのように振動を感じるかを測定し、振動の心理尺度を求めた。また、実波形あるいはそれに近い波形を用いて、ランダムな振動に対する振動感覚実験を実施し、橋梁上での実感にできるだけ近い評価尺度を求めるとともに道路橋における振動限度を提案した。

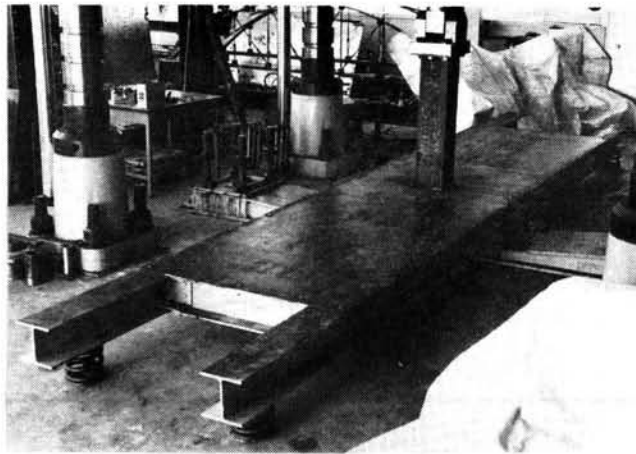


図4・1 大型振動台
〔4点弾性支持, 幅1.2m・長さ6.5m〕
〔動力源島津サーボパルサ EHF-40〕

4-2 橋梁における振動感覚に関する従来の研究³⁾

構造物の振動と振動感覚の問題は、建築構造物においてもよく問題にされている。それは高層建築の風による振動と人間の歩行あるいは内部に設置された機械類によって生ずる床面の振動、基礎地盤を介しての家屋振動などである。風による振動は、一般にゆっくりとした低振動数の水平振動が対象とされ、Chen⁴⁾、Chang⁵⁾、Hansen⁶⁾、Reed⁷⁾らによって研究されている。床面の振動については、比較的振動数の高い鉛直振動が対象とされ、Murray⁸⁾、Wiss⁹⁾らによって研究されている。また、日本の建築学会もこの種の

振動に対する基準案¹⁰⁾を公表している。そして、家屋振動については、一般に振動公害として扱われており、特に日本において非常に多くの研究が行われているし、その規制基準¹¹⁾も発表されている。これらの建築構造物における居住性も非常に重要なものであるが、ここでは特に橋梁上での振動感覚問題に関する従来の研究あるいは成果について概説する。

まず、外国における研究を挙げる。

(1) Oehler の研究¹²⁾

単純桁・連続桁・ゲルバー桁の三形式橋梁（15橋34支間、支間長40～100フィート）を対象に、約40 kips（約18トン）のトレーラー車の走行試験を行い、振動測定を行っている。その結果に対して、Janeway〔第3章3節(5)〕の乗心地限界を用いて各橋の振動を心理的反応という観点から評価している。その結果、ゲルバー桁橋が振動しやすい形式であり、その一部の橋梁が限界を越えたが、特に苦情はなかったと報告している。

(2) Road Research Laboratory¹³⁾と British Standard^{14), 15)}

RRLでは実際に架設されている橋梁上において振動感覚実験を実施した。その結果、歩行者が立った場合、振動を感じ始めるのは最大速度にしてほぼ0.6cm/secであり、歩いた場合、ほぼ1.5cm/secである。また、同じ大きさに感じられる等感度は振動速度に依存し、しかも歩いた場合には振動を感じにくくなることを報告している。¹³⁾

また、BS（イギリス示方書）においては補足事項であるが、「20トン車の通過に伴って生ずる振動の最大加速度を A (inch/sec²)とし、最大変位を D (inch)とすると、その積を5以下にするのがよい。」という振動制限項目を設けている。¹⁴⁾また、BS 5400ではやはり付録において、歩道および自転車橋に対し、振動制限を設けている。それは、上部工の固有振動数(f_0)が5 Hz以上であれば、その橋梁の使用限界状態の要件を満足していること、あるいは5 Hz以下の場合には最大鉛直加速度が $0.5\sqrt{f_0}$ (m/sec²)を越えてはならないことを規定している。¹⁵⁾これらは本章で述べる著者の提案する形と類似したものとなっている。

(3) Scatagini の調査¹⁶⁾

支間長が約46mのPC桁を主構造とする歩道橋に対して振動測定を行い、Dieckmannの提案した K 値〔第3章3節(8)〕で、その結果を整理した。集団で歩調を合わせて歩行する場合、 K 値は30以上となるが、歩調を合わせないで歩行すると K 値は10を越えない。また、単独で歩行したとき、 K 値が10をわずかに越えることもあったと報告している。参考までに、 K 値が10の場合、最大加速度にしてほぼ40cm/sec²である。

(4) Wright と Walker の提案¹⁷⁾

多主桁橋における主桁のたわみややすさが横分配や床版のモーメントに及ぼす影響について考え、また、たわみややすさと振動に対する人間の反応との関係について考察を加えている。振動の許容限界としては、Goldmanのデータ〔第3章3節(7)〕を用いているが振動の継続時間を考慮して、100inch/sec²（約0.25g）を挙げている。そして、次のように計算することを提案している。振動数を f_b 、静的たわみを δ_s 、車の走行速度を v 、支間長を L とし、速度パラメーター α を $\frac{v}{2f_b L}$ で求め、衝撃率DIを $0.15 + \alpha$ とすると、振動加速度は $DI \cdot \delta_s (2\pi f_b)^2$ として求められる。このような計算は、橋梁の使用性、特に人

間への影響を考えるとときには必要であるが、主桁のたわみやすさと人間への影響とは直接には関係しないし、桁の剛性低下による振動加速度への影響は小さいことから、結局、主桁のたわみ制限、桁高スパン比の制限は原則として必要でないとしている。

以後、日本における研究を挙げる。

(5) 松本らの研究¹⁸⁾¹⁹⁾

東京都内の5つの歩道橋の振動を測定し、特に大きな振動をしている支間長48.5m(実測振動数2.09Hz)の歩道橋における振動に対して、その大きくなる原因が歩行者の歩調(平均1.99歩/秒、標準偏差0.178歩/秒の正規分布)との共振のためであるとして、動的外力としての特性(到着分布、腰部加速度など)を調査し、動的応答計算を行っている。その振動の許容限界としてはGoldmanのデータ〔第3章3節(7)〕から不快を生ずる加速度として、0.1gを用い、振動加速度が0.1gを越える再現期間を求めている。また、歩道橋の固有振動数と歩行者の歩調が接近したときには、吸振器を取付けてみて効果があったとしている。

(6) 牛尾らの研究²⁰⁾²¹⁾

大阪府内にある8橋の歩道橋について振動特性および歩行者によって生ずる振動の調査・実験を行っている。そして、その振動評価にはMeisterによるデータ〔第3章3節(3)〕とISOの全身振動ばく露基準〔第3章4節〕を用いている。その結果、固有振動数が2Hzから離れている歩道橋では普通の歩行状態において振動はそれほど大きくなる。しかし、特に開断面を有する歩道橋の固有振動数が歩調に接近する場合には大きな振動となる。したがって、橋の固有振動数を平均歩調である2Hzから離すことが必要であるとしている。また、大規模な歩道橋において歩行人数と振動振幅の関係を求め、多人数がランダムな歩調で歩いたときよりも少人数が橋の固有振動数に歩調を合わせて歩いたときの方が大きい、という前述のScatazini〔本節(3)〕と同様な結果を得ている。そして、人数が増えても線形には振幅が増えずに、非線形となることを報告している。

以後の研究は著者の研究成果の一部¹⁾²⁾が発表されたのちに行われているために、その成果が少なからず影響を及ぼしているし、また引用もされている。

(7) 星谷らの研究²²⁾

振動に対する心理的な反応を定量的に設計条件として取入れた橋梁を設計するために考慮されるパラメータは何かを単純桁の道路橋をモデルに、走行荷重列をシミュレーションして種々のパラメータを変化させて、著者の提案した尺度を用いて振動感覚に影響を及ぼしやすいパラメータを探すSensitivity analysisを行っている。そして、そのパラメータは曲げ剛性・荷重重量・荷重の走行速度・車両の到着率・橋梁の減衰定数の順であるとしている。

(8) 西脇らの研究^{23)~25)}

東京都内にある歩道橋(単純支持と二径間連続支持の23橋)において、振動測定と同時に歩行者(約500名)へのアンケート調査を行った。その結果を著者の提案した尺度と三輪・米川の提案した尺度〔第3章3節(9)〕にて評価し、歩行者の性別・職業・歩行目的などの因子との関係を求めた。そして、住宅地域における場合と商工業地域における場合とでは反応に差が生じていること、また男性に比べて女性、

特に主婦は鋭敏であるとの結果を得ている。さらに、歩道橋の設計に結びつくパラメーターとして固有振動数に関する値 gEI/wl^4 を取り、振動の大きさがある値を越える確率を求めている。そして、この種の影響を考慮するとき、歩道橋が持たねばならない剛性の上・下限が求められることを示している。

(9) 吉村らの研究²⁶⁾

この研究は、振動感覚問題を直接に対象としているわけではなく、橋梁の動的応答解析において車両と橋梁の連成を考えるときの一解析方法について行われたものであるが、その論文の中で、著者の提案した尺度を用いて、その動的応答量を評価している。特に、支間長および固有振動数がほとんど等しい2つの橋梁において、静的たわみの大きい軽い橋梁の方が重い橋梁よりも揺れを強く感ずることは実橋においてよく経験する。解析結果によれば、軽い橋梁の速度応答は重い橋梁のそれよりも大きい、静的たわみに対する動的たわみの比は、むしろ軽い橋梁の方が小さい点から考えて、振動感覚に大きな影響を与える要素は速度応答であることが首肯される、としている。そして、種々のパラメータを変化させて橋梁の速度応答への影響を調べている。

(10) 立体横断施設技術基準の改正²⁷⁾

従来から歩道橋の設計に用いられてきた「歩道橋設計指針」は「立体横断施設技術基準」²⁸⁾の横断歩道橋編として組み入れられることになった。それと同時に、著者の研究を含めて従来成果に基づいて、活荷重による主桁のたわみの規定が改められ、支間長の1/600以下と厳しくなった。ただし、従来の1/400程度のたわみは構造物自体に有害な影響を与える恐れはないと考えられるので、歩行者への影響（不安感など）について配慮したときは1/400のままとしてよいことになっている。また、主桁の振動についての規定が新しく設けられ、その固有振動数が2 Hzに近い範囲となることは避けねばならず、さらにその共振域を避けた場合でも、たわみ振動が歩行者に不安感を与えることのないようにしなければならないことが明記された。これは長い間、活荷重によるたわみの制限と許容応力度だけに使用性の検討を頼ってきた橋梁の設計法において大きな前進であろう。

(11) 従来研究での問題点

以上に、諸外国および日本における橋梁上での振動感覚に関する研究と成果について、その代表的なものを紹介してきたが、その多くは本来、橋梁振動を対象としていない、むしろ乗物の乗心地評価に用いられるデータを用いているために振動数範囲や振動を受ける人間の姿勢などに問題がある。橋梁振動による影響を考える場合、次のような橋梁振動の特徴を考慮しなければならないのである。

- 1) 隣接した数個の低い振動数を含む不規則な振動である。
- 2) 歩行者や走行車両によってひき起される橋梁の振動は、車両や飛行機などの乗物の振動に比べて、かなり小さい。
- 3) 橋梁上において歩行者は座ったり、緊張して立つことはほとんどなく、リラックスして立つか歩いている。
- 4) 歩行者が橋梁振動の影響を受ける時間は比較的短い。
- 5) 道路や橋梁が自動車の走行にとってできるだけ支障の少ないように建設されているように、歩行者にとっても橋を渡るのに支障があってはならない。

以上の特徴を考えると、人間の心理的影響から橋梁振動を評価できるデータは非常に少ない。しかし、

乗心地の評価に用いるようなデータを橋梁振動に適用できるか否かは、十分に検討せねばならない。また、限界状態設計法における振動限界状態に対する認識を深めるためにも、橋梁振動を直接に対象とした評価方法および尺度の確立の必要性が痛感されたのである。

4-3 振動感覚実験による尺度構成¹⁾²⁾

近年、心理学の分野において計量化の手法が多く用いられるようになった。特に、音響関係では音響心理学という分野があるほどに多くの研究が行われ、*phon*や*some*など多くの尺度が提案されている。また、振動関係では三輪らが音響心理学の手法を用いて、明確な結果を与えている。ところが、三輪らの研究を含めて従来の評価尺度は座位または緊張した立位に対して適用できるが、橋梁上の歩行者に対して適用するには姿勢の点で疑問がある。この疑問を解決するには、弛緩した立位や実際に歩いている姿勢（以後、歩行位という）での実験が必要である。そこで、以下に示すような振動感覚実験を実施した。

4-3-1 評価尺度

まず、直接的尺度構成法の一つであるマグニチュード推定法 (Magnitude estimation method)^{29)~31)}を用いたテストを行った。このテストは、ある振動数と変位振幅をもつ振動を基準振動として設定し、その基準振動の与える感覚量を仮に10とすると、個々の評定振動の与える感覚量がいくつに相当するかを数値によって報告させるものである。具体的に説明すると、電気油圧式サーボパルサを用いて振動台を上下方向に正弦振動させ、台上の被験者にそのときの振動感覚量を答えさせた。振動数と振幅との種々の組合せを考え、これをランダムな順にプログラムし、被験者には実験番号のみを知らせた。なお、振動を与える時間の長さは、すべて8秒とした。基準振動として振動数3Hz、変位振幅1mmを設定し、評定振動として図4.2のように振動数1~10Hz、最大振幅5mmの80個とした。これらはすべて前もってデータレコーダー用磁気テープに記録させ、図4.3のようにそれを再生することによって振動台を加振した。この

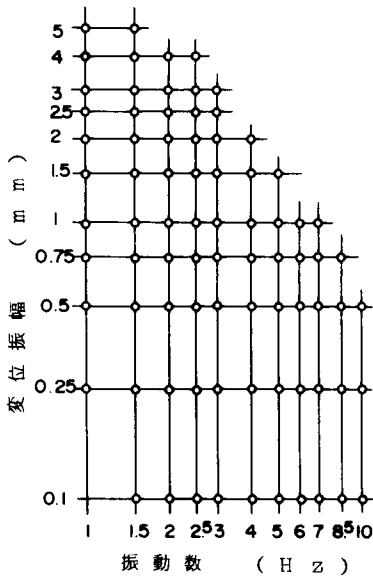


図4.2 マグニチュード推定法と系列カテゴリ法を行った振動数と変位振幅

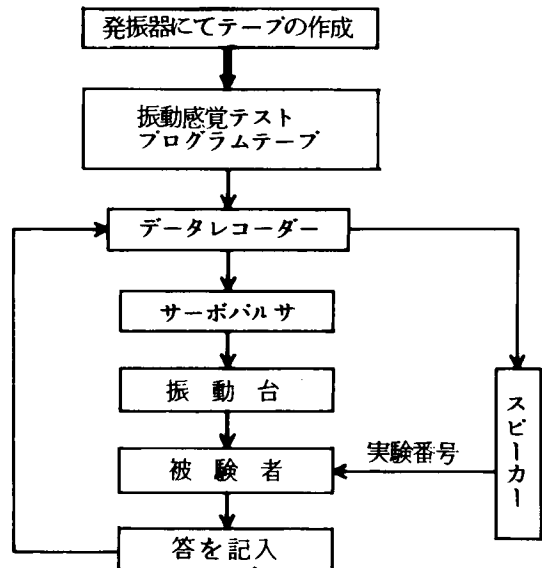


図4.3 振動感覚実験の手順

ことはマグニチュード推定法に限らず、本節で述べる振動感覚テストはすべて同じ方法によった。

実験は歩行位と弛緩した立位について行った。まず、歩行位に対する結果であるが、図4・4は被験者

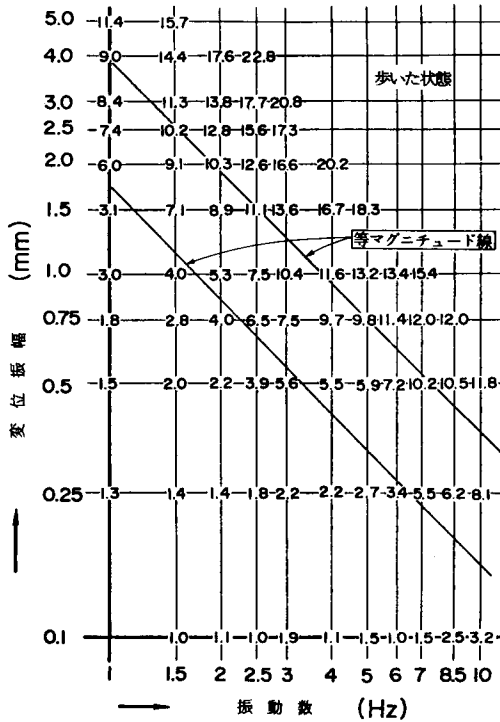


図4・4(a) 歩いた状態でのマグニチュード推定結果

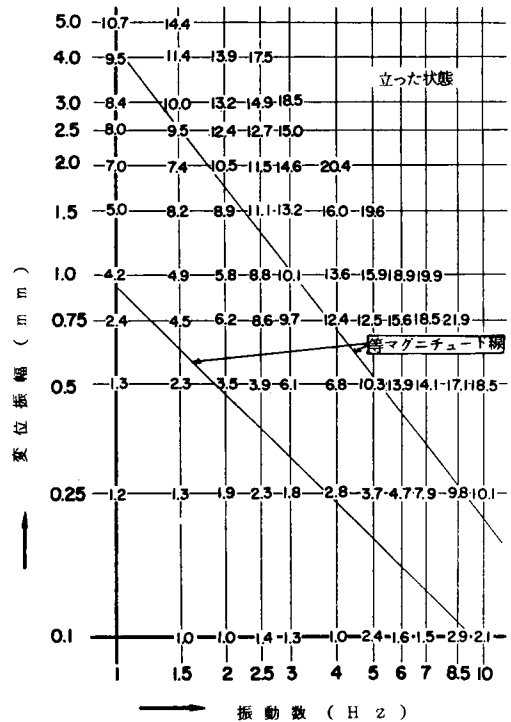


図4・4(b) 立った状態でのマグニチュード推定結果

11人に対し2回ずつ計22回の実験結果を各点ごとに対数平均した値を示したものである。図中、斜めに引いた線はマグニチュード等値線すなわち等感覚線の一例である。これより、振動数と変位振幅はマグニチュードをパラメーターに指数関係にあることがわかる。そこで、等しい感覚を生じさせる振動の刺激を次式で定義する。

$$S = a\omega^m \quad (4.1)$$

ここに、 S ：振動感覚を生ずるための刺激

a ：変位振幅 (cm)

ω ：円振動数 (rad/sec)

m ： ω に関する指数

式(4.1)の両辺を対数にとると式(4.2)のように変形される。

$$\log_{10} a = \log_{10} S - m \log_{10} \omega \quad (4.2)$$

したがって、マグニチュード等値線の勾配は、等しい感覚を生じている刺激に振動数がどの程度関係

するかを示す指数 m を表わしている。そこで、マグニチュードと振動数・変位振幅との重回帰を求めてみると、歩行位においては等値線の勾配が全範囲で、ほぼ 1.0 になる。これは、刺激として振動速度を考慮するのが適切であることを示している。一方、弛緩した立位においては、

マグニチュードが 8 以下で、 $m = 1.0$

マグニチュードが 8~12 で、 $m = 1.4$

マグニチュードが 12 以上で、 $m = 1.6$

となっている。このように刺激強度が大きくなると m が大きくなり、等値線の勾配が急になってくることがわかる。このような傾向は第 3 章で述べた多くの研究成果において認めることができる。また、歩行位において、この勾配が変化せずに緩いままであることについては、3-2-2 で示したように歩行位において高い振動数の振動が脚部に吸収されてしまうことから考えれば理解される。

つぎに、刺激として定義された量（歩行位の場合には $a\omega$ 、弛緩した立位の場合には平均的な指数 1.4 を用いて $a\omega^{1.4}$ ）とマグニチュードがどのような関係にあるかを調べた。図 4・5 には、その関係を示した。

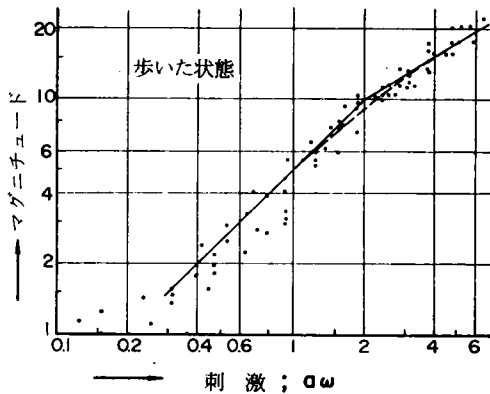


図 4・5(a) 歩行位における刺激とマグニチュード

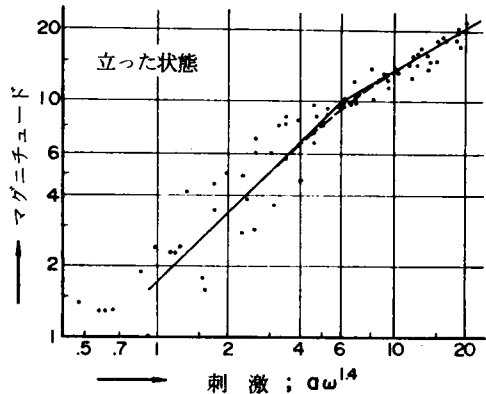


図 4・5(b) 立位における刺激とマグニチュード

マグニチュードの小さい範囲では、ばらつきが大きいながらも両者は破線で示したようにほぼ曲線関係にある。そこで、この曲線を二本の直線で近似することにする。この両対数軸で直線関係にあることは、3-3-1 で示した Stevens の n 乗法則が成り立つことを示している。

$$R = kS^n \quad (4.3)$$

ここに、 R : 感覚の相対的な大きさ (比率尺度値)

S : 振動刺激

n : 様相特性指数

k : 基準値などに関する定数

ここで、測定したマグニチュードが基準値に対する感覚の比を表わしていることから式 (4.3) の R と同意であると考えることができる。したがって、式 (4.3) の両辺の対数を考えれば、次のようになる。

$$\log_{10} R = \log_{10} k + n \log_{10} S \quad (4.4)$$

ここで、様相特性指数 n は図 4.5 の直線の勾配を示しており、歩行位の場合は

$$S (= a\omega) \leq 2 \text{ cm/sec} \text{ では } n \doteq 1.0$$

$$S (= a\omega) > 2 \text{ cm/sec} \text{ では } n \doteq 0.6$$

そして、弛緩した立位の場合は

$$S (= a\omega^{1.4}) \leq 6 \text{ では } n \doteq 1.0$$

$$S (= a\omega^{1.4}) > 6 \text{ では } n \doteq 0.6$$

である。

さて、 k は前述したように基準値などに関する定数であるので、識閾に関する項 S_0^n を含めて考えると、

$$\log_{10} R = n \log_{10} (S/S_0) - b \quad (4.5)$$

ここで、 $b = -\log_{10} (k S_0^n)$ である。

式(4.5)を三輪³²⁾の提案する記号を用いて表現すると、次のようになる。 R を振動の大きさ VG (Vibration Greatness の略)に、 n を $20N$ とし、 $20 \log_{10} (S/S_0)$ で表わされる量を振動の大きさのレベル VGL (Vibration Greatness Level の略)に置き換えれば、

$$\log_{10} VG = N(VGL - B) \quad (4.6)$$

となる。ここで、 B は VG 値の基準を VGL のどこに置くかによる任意な定数である。そして、本研究での実験によれば、 S の大きい範囲では n が約 0.6 であるので、 N は 0.03 となり、3-3-(9)で述べた三輪³²⁾の評価尺度や 3-3-(2)で述べた音の大きさを示す尺度 *sone* とほぼ一致する。ところが、 S の小さい範囲では n が 1.0 となり、刺激と感覚の大きさが比例関係にある。そこで、この範囲での尺度を照査するために、分・倍数刺激選択法 (Fractionation and Multiple stimuli method)²⁹⁾³⁰⁾ と呼ばれる計量心理学の手法に基づく実験を行った。

この方法は、標準刺激を選んでおき、主観的意味でその $1/2$ あるいは 2 倍に相当する刺激を用意した刺激群の中から選択するものである。そこで、本研究では表 4.1 に示したような 4 個の標準振動を決め、その振動と同じ振動数で小さい振幅の振動

を 10 個、大きい振幅の振動を 10 個、それぞれ等差数列的に用意した。それらの上・下限の振幅を表 4.1 に示した。予備実験として 3 人の被験者に対し弛緩した立位と歩行位の両姿勢において行ったが、それぞれには有意な差は認

表 4.1 分・倍数刺激選択法

ケース	実験振動数 (Hz)	基準振幅 (mm)	与えた振幅範囲 (mm)				評価振幅の平均 (mm)	
			分数法		倍数法		分数法	倍数法
			下限	上限	下限	上限		
A	1.5	1.00	0.25	0.70	1.25	3.50	0.50	2.18
B	2	0.75	0.20	0.65	0.80	2.60	0.40	1.58
C	3	0.33	0.13	0.24	0.44	1.22	0.17	0.73
D	4	0.17	0.068	0.154	0.205	0.684	0.10	0.33

められなかったので、弛緩した立位で11人の被験者に対し各2回ずつ計22回行った。それらの結果の対数平均値を表4・1に示した。刺激と感覚の大きさとの関係が式(4・3)で表わされるように n 乗であるとすれば、標準振動の刺激(S_1)と選択された分・倍数刺激(S)との関係は次式となる。

$$\frac{R}{R_1} = \frac{kS^n}{kS_1^n} = \left(\frac{a}{a_1}\right)^n = \beta^r \quad (4.7)$$

ここで、 β は公称比2.0であり、 r は分数・倍数によって-1, +1をとる。式(4・7)の両辺の対数をとり変形すれば、

$$\log_{10} a = \log_{10} a_1 + r \frac{\log_{10} \beta}{n} \quad (4.8)$$

となる。図4・6に測定結果をプロットした。各点を結ぶ直線上の任意な点から n を求めるとほぼ1.0となり、マグニチュード推定法によって得られた指数 n が妥当なものであることが確認できた。この指数 n がほぼ1.0になることは、音の大きさを示す son eの指数においても認められる。すなわち、40 $phon$ 以上では音の大きさが音圧の0.6乗に比例しているが、20~40 $phon$ では音圧にほぼ比例していると言える。³³⁾これは、本研究で求めた指数と一致し、音の大きさと同様に、式(4・6)によって振動の心理的大きさを評価することができる。

4-3-2 ランダム振動に対する検討

前項において、橋梁振動の評価をする際には歩行者の姿勢によって大きく変わることを示し、歩行位における評価尺度を中心に述べた。橋梁振動のもう一つの特徴として、振幅が規則正しい正弦振動ではなく、不規則なランダム振動である

ことが挙げられる。このような振動に対しての心理的反応を検討するために、一対比較法²⁹⁾により次のような実験を行った。

(1) ランダム振動等価法

この方法は、実橋の振動波形を再生して振動台を制御し、その感覚に等しい正弦振動を見つけ出すものである。まず、表4・2のように実橋の変位記録から数種の波形を選び、その卓越振動数(f)と変位振幅の実効値(σ_r)を第2章で述べたスペクトル解析によって求めた。そして、その波形の卓越振動数と等し

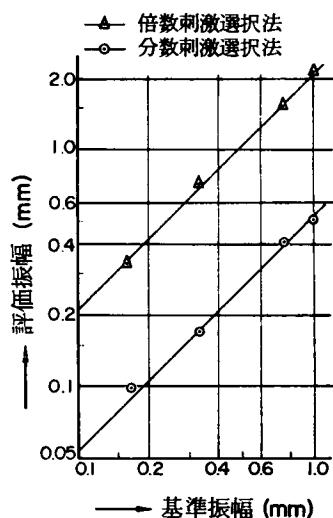


図4・6 基準振幅と評価振幅

表4・2 ランダム振動等価法

ケース	ランダム振動		正弦振動 の振幅 A_s	$\frac{A_s}{\sigma_r}$
	振動数 (Hz)	σ_r^* (mm)		
A	2.01	0.95	1.59	1.67
		1.27	2.18	1.72
B	2.47	0.84	1.17	1.39
		1.66	2.32	1.40
C	2.48	1.37	2.06	1.50
		1.78	2.63	1.48
D	2.74	1.10	1.52	1.38
		1.46	2.05	1.40
E	3.39	0.53	0.71	1.34
		0.82	1.11	1.35
F	4.11	0.78	1.13	1.45
		1.17	1.80	1.54

* この σ_r は実効振幅(RMS値)である。

い振動数で振幅が σ_r から $3\sigma_r$ まで $0.1\sigma_r$ 刻みの 21 個の正弦振動を用意し、実波形による再生振動と正弦振動とを交互に提示し、感覚的等価点を求めた。予備実験として、3 人の被験者に対し弛緩した立位と歩行位の両姿勢において行ったが、それぞれには有意な差は認められなかったため弛緩した立位で 11 人の被験者に対し各 2 回ずつ計 22 回行った。また、各ケースにおいて再現性を確かめるために、同じ波形を用い増幅率を変えて行った。その結果、得られた等価振幅の対数平均値を表 4・2 の A_s とし示し、さらに、この A_s とランダム振動の実効値 σ_r との比を示した。この実験結果より、一部のケースを除いてランダム振動の実効値のほぼ 1.4 倍の振動をピークにもつ正弦振動と感覚的に等しいことがわかる。このことは、橋梁の振動波形は一見、ランダムなように見えるが、決して、そのランダム性は強いものではなく、橋梁の振動による心理的反応を考える上では正弦振動によって得られる評価尺度や怒限度が、そのまま適用できることを示している。

(2) 複合正弦振動等価法

実橋の振動には、数個の優勢な周波数成分が同時に含まれていることが多い。このような場合、それぞれの振動刺激を考え、その和を評価すると、それらが同時に生ずることがまれなため過大評価となる。そこで、それぞれの成分をどのように評価すべきであるかを検討しなければならない。騒音関係では Stevens の荷重加算法³³⁾ が用いられ、また、三輪ら³²⁾ は振動においてもこの加算法が成立つとしている。

そこで、本研究においては橋梁の振動数範囲を考慮して、振動数の異なる二つの正弦波を合成した複合正弦振動に対する感覚と等しい大きさの感覚を与える単正弦振動を見つけ出す実験を行った。単正弦波の振幅は複合正弦波の成分の一つと同じ振幅から、0.1 倍刻みで 3 倍まで 21 個の振動を用意し、合成振動・単正弦振動の順に交互に提示し感覚的等価点を求めた。用意した複合正弦波の振動数・振幅と等価させた単正弦波の振動数を表 4・3 に示した。この実験においては姿勢によって異なった結果が予想されたので、弛緩した立位と歩行位の両姿勢でそれぞれ 11 人の被験者に対し、各 2 回ずつ計 22 回行った。それらの結果を対数平均した振幅を表 4・3 の A_s と A_w の欄に示した。これらの結果において荷重加算法が成立つとは言えない。ところが、実際には振動が合成されたものであるために、その刺激の大きさはそれぞれの二乗和の平方根であると考え、等価である単正弦振動の刺激と比較すると表 4・3 に示したように類似した値となる。これは、振動の刺激として考えられる量の二乗和の平方根を求めれば、その振動に対する

表 4・3 複合正弦振動等価法

ケース	主な振動		加えた振動		等価した振動						
	f (Hz)	a (mm)	f (Hz)	a (mm)	f (Hz)	立った状態			歩いた状態		
						A_s (mm)	S_s	$(\sum S^2)^{1/2}$	A_w (mm)	S_w	$(\sum S^2)^{1/2}$
A	1.5	1.43	3.0	0.62	1.5	2.12	4.90	5.02	2.01	1.89	1.78
B	2.0	1.04	1.5	1.43	2.0	1.43	4.95	4.89	1.56	1.96	1.88
C			3.0	0.62		1.51	5.22	5.22	1.48	1.86	1.75
D			4.0	0.60		1.78	6.16	6.55	1.55	1.95	1.99
E			1.5	0.66		1.39	4.81	3.91	1.30	1.63	1.45
F			3.0	0.30		1.36	4.70	4.04	1.26	1.58	1.43
G			4.0	0.22		1.32	4.56	4.12	1.25	1.57	1.42
H			3.0	0.62		1.5	0.66	0.72	4.39	4.08	0.70
I	2.0	0.45			0.71	4.33	4.09	0.68	1.28	1.29	
J	4.0	0.22			0.69	4.21	4.28	0.68	1.28	1.28	

心理的大きさを求めることができることを示している。二乗和の平方根を求めることは、Dieckmann の提案した K 値〔第3章3節(8)〕においても用いられている方法である。

4-3-3 振動限度度の検討

本節では、橋梁の振動が歩行者に及ぼす心理的反応の評価尺度を検討するための計量化に関する実験、およびランダム振動に対する実験の結果から評価尺度が構成されることを述べた。振動による心理的反応において、もう一つ重要なことに振動を受けることによって、どのような感じを持つかがある。これを調べるために用いられる心理学的手法には通常、系列カテゴリ法 (Method of successive categories)²⁹⁾ と呼ばれる一種のアンケート調査がある。この手法は前もって数段階の範ちゅう (カテゴリ) を用意し、種々の振幅と振動数の組合せから、ある振動を受けたとき被験者がどのカテゴリに属する感じを持つかを調べるものである。

この調査のうち歩行位では、「歩きにくさ」を主に考えて表4・4のようなカテゴリを用意した。実験は図4・2に示した80個の振動をランダムな順に提示し、11人の被験者に対して、各3回ずつ計33回の測定を行い、その結果を次のように整理した。4-3-1に示した尺度により歩行位の場合には振動の刺激として振動速度を採用するのが適切であることがわかったので、振動速度と各カテゴリの反応率 (各振動に対し、その感じがあるカテゴリに属していると

答えた百分率) との関係を求めると図4・7のようになる。そこで、計量心理学上の閾値の定義 (反応が起きる確率が50%の刺激値) により、各カテゴリの閾値を求めると表4・4に示す値となる。

一方、弛緩した立位では、「不快」を主に考えて表4・5のようなカテゴリを用意した。実験は、やはり図4・2に示した80個の振動をランダムな順に提示し、被験者10人に対して各2回ずつ計20回の測定を行った。歩行位では全範囲においてマグニチュード等値線も等カテゴリ線も等速度線とほぼ一致していたので、結果の整理が容易であったが、立位ではマグニチュード等値線も等カテゴリ線も、その勾配が変化している。そのため、歩行位の場合とは整理の方法を少し変えて行った。すなわち、次のような方法によった。その例として、図4・8には「不快である」と答えた反

表4・4 歩行時のカテゴリと刺激値

カテゴリ番号	カテゴリの内容	刺激下限値 (cm/sec)	
		ピーク値	実効値
0	全く感じない	—	—
1	少し感じた	0.6	0.42
2	明らかに感じた	1.2	0.85
3	少し歩きにくい	2.4	1.7
4	大いに歩きにくい	3.8	2.7

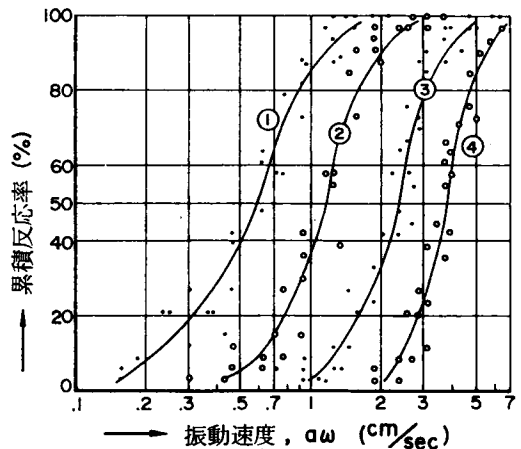


図4・7 歩いた状態での各カテゴリの刺激と累積反応率
(○の中の数字は表4・4のカテゴリ番号を示す)

表 4・5 直立時のカテゴリと刺激値

カテゴリ番号	カテゴリの内容	刺激の形	下限値 (ピーク値)
0	全く感じない		
1	少し感じた	$a\omega$	0.26
2	明らかに感じた	$a\omega$	0.57
3	不快である	$a\omega^{1.4}$	7.3
4	苦痛である	$a\omega^{1.6}$	32

応率を示した。この図とマグニチュード推定法の結果を示した図 4・4 (b)とを対比することによって反応率が 50%となる範囲がどの程度のマグニチュードの大きさであるかを推定することができる。このようにして、マグニチュードの大きさを推定すれば、各カテゴリの閾値を与える刺激としては、どのような形が適切であるかを知ることができる。このようにして求めた各カテゴリの刺激の形を表 4・5 の右の欄に示した。各

カテゴリの刺激量 ($a\omega^m$) と反応率を図示すると図 4・9 のようになる。そして、各カテゴリの閾値を求めると表 4・5 に示す値となる。

各カテゴリへの反応が 50% となる値を図示したものが図 4・10 である。図中、実線で示したものが歩行位の結果であり、破線で示したものが立位のものである。そして、三輪ら³²⁾の求めた緊張した立位における不快

の値を㊸に、前節で述べた British Standard (B.S.) の道路橋振動制限値を㊹に示した。なお、B.S. の制限値は最大値であるために、2-5-3 に示した実橋振動の実態調査結果に基づいて、実効値を最大値の $\frac{1}{2}$ であるとする、この制限値はほぼ 1.86 cm/sec 程度となり、本研究で求めた「少し歩きにくい」というカテゴリの値と類似している。この程度の振動が道路橋の振動限度値と考えられる。

また、著者が関係した白川側道橋 (V 橋脚をもつ 5 径間連続ラーメン橋、橋長 114 m) での振動感覚実験³⁴⁾によれば、実橋での感覚との間にほとんど差がないことが確認された。

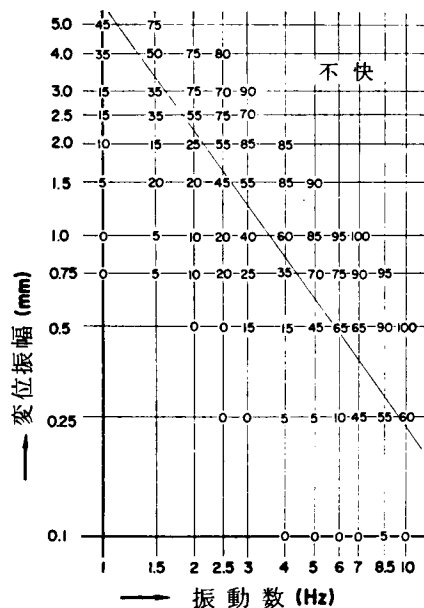


図 4・8 「不快である」に対する反応率(%)

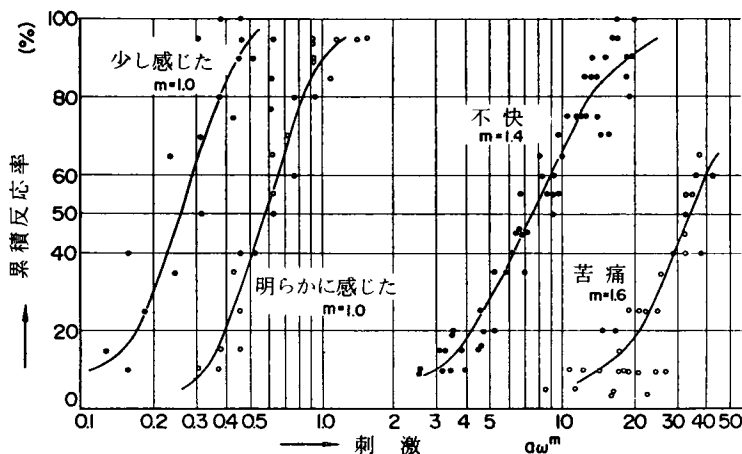


図 4・9 立った状態での各カテゴリの刺激と累積反応率

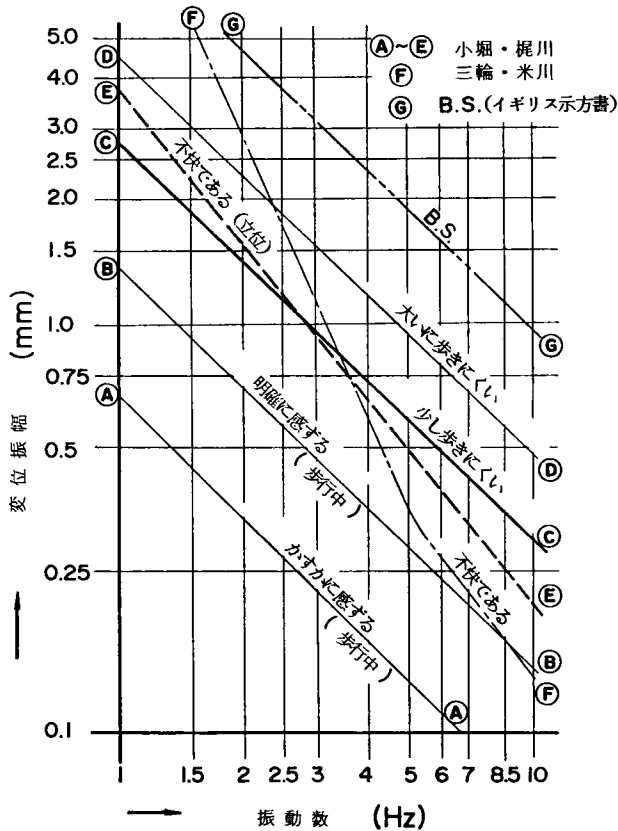


図 4・10 振動数と変位振幅と人体の感覚

4-4 橋梁振動の評価法²⁾

すでに述べてきたように橋梁の振動によって人間が受ける影響は多様である。しかし、生理的影響は通常の橋梁振動においては小さく、それほど問題にならないであろう。また、歩行位において人体には共振現象が認められないことや高い振動数範囲においては振動がそれほど上体に伝達されないことなどから、人体の動的応答はそれほど問題でないとと言える。それに、心理的反応の実験結果にはそれらがすでに加味されていると考えてよいであろう。したがって、橋梁の振動が人間に及ぼす影響は現在のところでは心理的な反応のみを考慮すれば十分であろう。そこで、4-3で得られた心理評価尺度によって橋梁振動を評価する方法について考えてみた。

(1) 振動の刺激

橋梁上で立ち止まることは比較的少ないために、歩行者の歩行位における振動感覚を対象に考えるならば、振動の刺激として振動速度を考えるのが妥当であろう。そこで、実際の記録から振動刺激としての振動速度を求める方法を考えてみた。なお、理論計算による場合にも、この方法に準ずればよいであろう。

スペクトル解析などのデータ処理の手法により波形に含まれる周波数 (f_i) とそれに対応する実効値 (σ_i) が求められている場合には、それぞれの速度成分の実効値を考えればよいことから、次のようにして振動

の刺激(S)を求めればよい。なお、振幅の実効値を用いることについては、衝撃振動に対する人体の反応が鈍いことなどからピーク振幅を考えるよりも実効振幅を考える方が実際の感覚とよく一致することが一般に認められている。

1) 波形が変位記録である場合

$$S = \left\{ \sum_{i=1}^M (\sigma_{di} \cdot 2\pi f_i)^2 \right\}^{1/2} \quad (4 \cdot 9)$$

2) 波形が速度記録である場合

$$S = \left\{ \sum_{i=1}^M \sigma_{vi}^2 \right\}^{1/2} \quad (4 \cdot 10)$$

3) 波形が加速度記録である場合

$$S = \left\{ \sum_{i=1}^M (\sigma_{ai}/2\pi f_i)^2 \right\}^{1/2} \quad (4 \cdot 11)$$

ここに、

σ_{di} : 変位振幅の実効値 (cm)

σ_{vi} : 速度振幅の実効値 (cm/sec)

σ_{ai} : 加速度振幅の実効値 (cm/sec²)

M : 周波数成分の個数

スペクトル解析などにより周波数分析ができないときは、振動を速度計で測定し、実効値を求めるのがよい。また、実効値が求められないが卓越する周波数成分が一つだけであることが確かめられている場合には、2-5-3で述べたように波形の最大振幅の $\frac{1}{3}$ を実効値と考えれば、一応の近似を与えるであろう。

(2) 振動の大きさ

振動の刺激を求めることができたので、心理的な振動の大きさ(VG)を求める。このVGは式(4.6)で示されるが、式(4.6)を用いるためには振動の大きさのレベル(VGL)と定数Bを求めねばならない。そこで、本研究においては騒音評価に使うphonやsone³³⁾、三輪ら³²⁾の提案するVGLやVGと同様、刺激と感覚の大きさとの関係において、二本の近似線が交わる点でVGLが40dBとなり、しかもVGが1.0になるようにした。すなわち、振動の大きさのレベル(VGL)は、

$$VGL = 20 \log_{10} (S/S_0) \quad (4 \cdot 12)$$

ここに、 $S_0 = 1.4 \times 10^{-2}$ cm/sec

となり、振動の大きさ(VG)は

$VGL \leq 40$ dB で

$$\log_{10} VG = 0.05 (VGL - 40) \quad (4 \cdot 13)$$

$VGL > 40$ dB で

$$\log_{10} VG = 0.03 (VGL - 40) \quad (4 \cdot 14)$$

となる。式(4・9)~(4・11)で示される振動の刺激 S (歩行位として振動速度)と振動の大きさのレベル(VGL)、振動の大きさ(VG)を換算図としたものが図4・11である。この VG を比較することにより橋梁の振動を心理的な大きさによって判断することができる。すなわち、橋梁の振動が歩行者に及ぼす心理的な影響を調べるためには、従来のような実験あるいは理論計算によって動的応答を求め、その振動速度の実効値を算出し、図4・11によって振動の大きさ(VG)を求めれば、 VG の値が心理的な大きさを表わしていることになる。

(3) 橋梁振動の恕限度

橋梁において、どの程度の大きさの振動まで許されるか、を考えてみる。橋梁にはさまざまな用途があり、一様にこの種の振動制限を設けるべきではない。歩行者専用の歩道橋では、特に厳しくしなければならないであろうし、自動車専用の道路橋では、この種の制限は必要ないであろう。そこで、歩行者の通る道路橋における一応の目安として、通常頻繁に生ずるような振動によって歩きにくいようにすべきである。ここで、通常頻繁に生ずる振動とは、車両などの载荷確率および、それらによる動的応答計算によらねばならないが、道路橋では20トン車一台の大型車通過に伴う振動程度と考えてよいであろう。そのためには、振動速度の実効値を1.7cm/sec以下とするのが望ましい。そして、この恕限度はB.S.の振動制限に近い値である。また、歩行者専用の歩道橋においても、この制限に準ずるのが望ましい。

(4) 実在道路橋の振動評価

以上に述べた評価法によって第

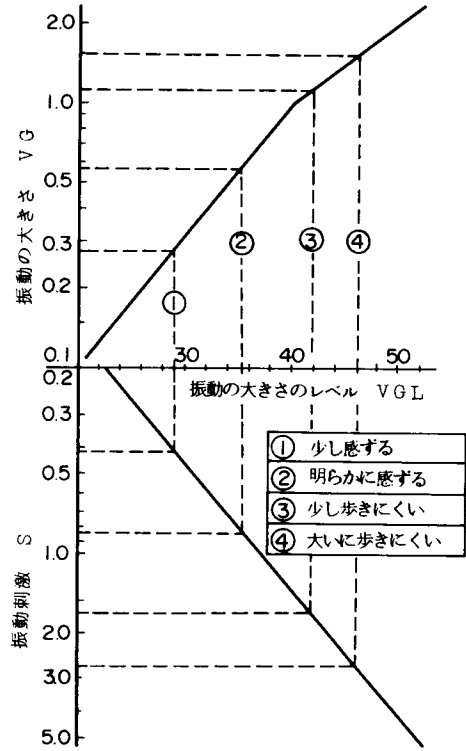


図4・11 振動刺激から振動の大きさへの換算図

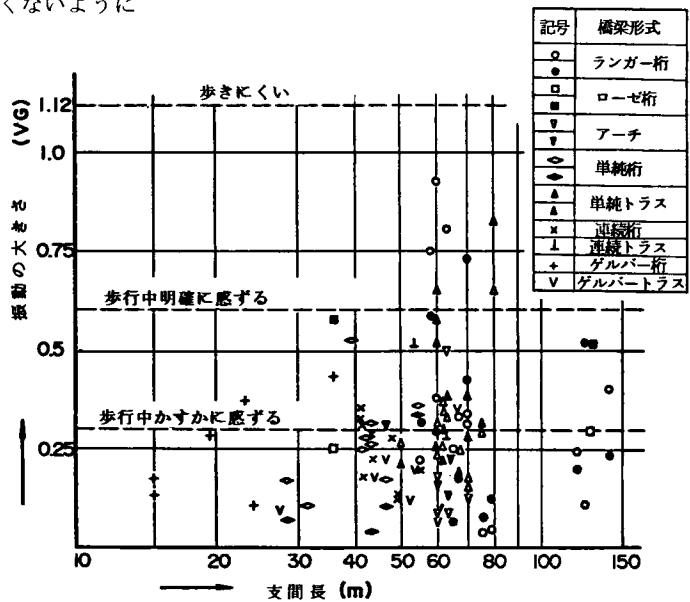


図4・12 実在する橋梁振動の心理的大きさ

(●■▼◆▲は支間1/4点での測定、他はすべて支間中央点での測定)

2章に示した実在道路橋の振動を心理的な大きさから評価してみる。図4・12には、実在道路橋の支間長と振動の大きさ(VG)とを橋梁形式をパラメーターにして示した。ここで示した振動は空車重量が約10トンと考えられる大型ダンプカーあるいは大型バスによって、ひき起されたものである。図中、 VG が1.12の破線は本節(3)において提案した道路橋の振動限度である。図示した範囲では、10トン車通過時にはこの制限を越える橋梁はないが、ランガー桁橋の逆対称振動や他の形式橋でも20トン車通過時には、この制限を越えることが予想される。また、 VG が大きい橋梁形式にはランガー桁橋が目立ち、今後、この種の橋梁は設計において補剛桁の高さや吊材の配置などに十分な配慮をし、振動をできるだけ小さくする努力が要求される。

参考文献

- 1) 小堀為雄・梶川康男：道路橋の振動とその振動感覚，土木学会論文報告集，第222号，pp.14-22，1974.
- 2) 小堀為雄・梶川康男：橋梁振動の人間工学的評価法，土木学会論文報告集，第230号，pp.23-31，1974.
- 3) 梶川康男・小堀為雄・岡田 晃：振動と人間 II 橋梁振動の評価，橋梁と基礎，13巻8，9号登載予定，1979.
- 4) Chen, P.W. and L.E. Robertson : Human perception threshold of horizontal motion, Proc. of ASCE, Vol. 98, No. ST.8, pp.1681-1695, 1972.
- 5) Chang, F.K. : Human response to motions in tall buildings, Proc. of ASCE, Vol.99, No. ST.6, pp.1259-1272, 1973.
- 6) Hansen, R.J., J.W. Reed and E.H. Vanmarcke : Human response to wind-induced motion of buildings, Proc. of ASCE, Vol.99, No. ST.7, pp.1589-1605, 1973.
- 7) Reed, J.W. : Wind Induced Motion and Human Discomfort in Tall Buildings, Dept. of Civil Eng'g., Research Report R71-42, Illinois Univ., 1971.
- 8) Murray, T.M. : Design to prevent floor vibrations, Engineering Journal, AISC, Vol. 12, No.3, pp.82-87, 1975.
- 9) Wiss, J.F. and R.A. Parmelee : Human perception of transient vibrations, Proc. of ASCE, Vol.100, No. ST.4, pp.773-787, 1974.
- 10) 日本建築学会：建築構造物の振動障害防止に関する設計基準値(案)，建築雑誌，74巻870号，pp.59-60，1959.
- 11) 環境庁大気保全局特殊公害課編：振動規制技術マニュアル，ぎょうせい，1977.
- 12) Oehler, L.T. : Vibration susceptibilities of various highway bridge types, Proc. of ASCE, Vol.83, No. ST.4, pp.1-41, 1957.
- 13) 小川慶策・片山恒雄：橋梁の振動限度について，土木学会第27回年次学術講演会講演概要集，1-191，1972.

- 14) British Standard Institution : Composite Construction in Structural Steel and Concrete, Part 2 Beams for bridges CP117, Appendix A, 1967.
- 15) 西村 昭・加藤 寛・中村浩志・総田完治：英国における新しい橋梁共通規準 BS5400 について，橋梁と基礎，13 卷 7 号，pp.21-29, 1979.
- 16) Scatazini, P. : Vibration test on the Bircherweid foot-bridge, I.C.E. Vol.2, No.4, pp. 189-192, 1971 / 1972.
- 17) Wright, R.N. and W.H. Walker : Vibration and deflection of steel bridges, Engineering Journal, AISC, Vol.9, No.1, pp.20-31, 1972.
- 18) 松本嘉司・佐藤秀一・西岡 隆・塩尻弘雄：歩行者の特性を考慮した歩道橋の動的設計に関する研究，土木学会論文報告集，第 205 号，pp.63-70, 1972.
- 19) 松崎恵一・西岡 隆・松本嘉司：歩道橋に取り付けた吸振器の効果について，土木学会論文報告集，第 261 号，pp.129-131, 1977.
- 20) 牛尾正之・南条正洋：歩道橋の振動に関する諸問題，日立造船技報，33 卷 3 号，pp.28-33, 1972.
- 21) 西村 昭・佐々木茂範・牛尾正之：梅新東歩道橋の振動実験，橋梁と基礎，5 卷 8 号，pp.16-20, 1971.
- 22) 星谷 勝・中根健一：橋の振動による心理的反応の理論解析，土木学会論文報告集，第 246 号，pp.1-8, 1976.
- 23) 西脇威夫：歩道橋は揺れている，土木建設，21 卷 9 号，pp 24-26, 1972.
- 24) 西脇威夫：歩道橋における振動感覚の数量化と設計への応用，土木学会論文報告集，第 257 号，pp.1-12, 1977.
- 25) Nishiwaki, T. and M. Hoshiya : Quantitative analysis of psychological response against vibration in bridge design, Symposium of IABSE, pp.143-148, 1975.
- 26) 吉村虎蔵・彦坂 熙・内谷 保：単一走行荷重による道路橋の非定常ランダム応答の解析，土木学会論文報告集，第 258 号，pp.35-44, 1977.
- 27) 佐藤 清：立体横断施設技術基準の改正，橋梁と基礎，11 卷 3 号，pp.12-17, 1977.
- 28) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，1979.
- 29) 中谷和夫：尺度構成法，計量心理学第 5 章，東京大学出版会，pp.157-171, 1969.
- 30) 田中良久：心理学研究法第 16 卷尺度構成，東京大学出版会，pp.107-114, 1973.
- 31) 柿崎祐一：知覚判断，培風館，pp.73-100, 1974.
- 32) 三輪俊輔・米川善晴：振動の評価法，日本音響学会誌，27 卷 1 号，pp.1-32, 1971.
- 33) 守田 栄：騒音と騒音防止，オーム社，pp.39-45, 1961.
- 34) 梶川康男・多田浩彦・坂野俊一・坂井良行：白川側道橋の設計，施工，調査，橋梁と基礎，12 卷 4 号，pp.28-33, 1978.

第5章 道路橋の動的応答解析¹⁾²⁾

5-1 概 説

道路橋の振動が歩行者に及ぼす影響について、既設道路橋の振動調査、振動による影響の文献調査そして振動感覚実験とその成果による橋梁振動の評価法などについて述べてきた。このような道路橋の振動が歩行者に及ぼす影響については、古くからたわみ制限を検討する際の問題点の一つとされながらも、研究の少ない分野であった³⁾。しかし、最近国際的に取入れられる傾向にある限界状態設計法^{4)~6)}における振動限界状態を検討するうえでも、この種の研究は重要なものになるとと思われる。

この章では、道路橋の強度や構造に関する要素を含めて歩行者の快適性を考慮に入れた動的な応答を理論的に検討する。道路橋の動的応答解析は従来、衝撃や疲労という面で行われてきた。このうち、衝撃問題⁷⁾⁸⁾では静たわみと動たわみの比の形で、また、疲労問題⁹⁾では静たわみと動たわみの和という形で処理されてきた。このように橋梁の動的応答では、従来たわみが重視され、応答速度や応答加速度が直接、対象とされることは少なかった。ところが、前章で述べたように道路橋の振動が歩行者に及ぼす影響という観点から見ると、橋梁の応答速度の大小が議論されねばならないことが明らかとなった。この種の理論解析は星谷ら¹⁰⁾によりシミュレーション法を用い、自動車の到着時間をも考慮した報告がなされている。ところが、道路橋の振動感覚を考える場合には、衝撃や疲労の問題と異なり荷重の載荷状態として満載時を考える必要はなく、日常頻繁に生ずるような状態を考えるべきであろう。というのは、橋梁構造物は長い期間にわたって供用されるわけであり、その間に何度かは振動限界を越えても構わないものと認識すべきであろう。このような理由から、本章では道路橋の振動が歩行者に及ぼす心理的影響を考慮するのに最も基本となる、1台の走行自動車による道路橋の動的応答を、不規則振動解析の手法を用いて求めた。なお、複数台の走行自動車が載荷する場合の使用性解析については第7章において検討する。

まず、第2章の振動実態調査の結果から振動が大きい形式の一つであることがわかったランガー桁橋を例にとり、二自由度系にモデル化された大型車が常不規則な凹凸をもつ路面を一定速度で走行したときを対象に考えた。本研究では、自動車が橋面に与える外力のパワースペクトル密度を二つの有帯域ホワイトノイズで単純化し、その外力は常であるけれども、自動車が移動することによって生ずる非定常性を固有振動モードで表わされる確定関数によって表わし定常外力を絞ることにより、一種の非定常外力として扱い、この外力を受けた場合の非定常応答を不規則振動解析によって求めた。そして、第4章で述べたように振動感覚を考える場合には各振動モードにおける応答速度の実効値を求めれば、振動の大きさが計算できることから、モーダル解析を用いてランガー桁橋における歩行者の快適性を検討した。また、歩行者の快適性はほかの形式の橋梁でも問題にされねばならない。モーダル解析を用いる本解析法は固有振動数と固有振動モードが決まれば、ランガー桁以外の形式橋にもそのまま適用できる。ここでは、個々の形式についての適用例を示さずに、より一般的に使用できるような図を求めた。すなわち、単純桁橋や単純トラス橋の振動、ランガー桁橋の逆対称振動などでは固有振動モードが一つの正弦級数で表わされ、その

係数 a_{nm} が固有振動数と独立に確定することから、橋梁の動的応答値を構造物の耐震設計でよく使われている応答スペクトル図と同様な図で示すことができる。そこで、振動感覚を考えるための「規準化した応答速度の二乗平均スペクトル図」を求め、このスペクトル図を用いることによって簡単に応答速度の実効値が計算されることを示し、構造上のパラメーターと振動感覚との関係を検討した。また、ランガー桁橋や連続桁橋などの対称振動のように、そのモードが正弦級数の和として表わされる場合、橋梁の剛性と級数との関係を求めて、やはり二乗平均スペクトルを求めることができることを示した。

5-2 自動車-橋梁系の運動方程式と動的応答

ここでは、図5・1のようにランダムな路面凹凸をもつランガー桁橋を、二自由度系にモデル化された大型自動車が速度 V で走行するときの自動車と橋梁の運動方程式を導く。まず、ランガー桁に対して次の仮定を設ける。¹¹⁾

- 1) アーチの軸線は放物線であり、支承上において補剛桁の図心軸と一致する。
- 2) アーチおよび補剛桁は、それぞれ等断面であるとして扱う。
- 3) 吊材の伸びは無視する。

いま、支点からの距離が x の着目点の動たわみを $y(t, x)$ とすると、一般座標 $q_n(t)$ と基準関数 $X_n(x)$ を用いて、次式のように表わされる。

$$y(t, x) = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t) X_n(x) \quad (5 \cdot 1)$$

ここで、 $X_n(x)$ は n 次振動の固有モードを示し、一般的な形として次式のように正弦級数で示されるものとする。

$$X_n(x) = \sum_{m=1}^{\infty} A_{nm} \sin \frac{m\pi x}{L} \quad (5 \cdot 2)$$

一般に、固有振動モード $X_n(x)$ の振幅は自由に決められるが、本研究では、次の正規化条件を満たすように振幅 A_{nm} を決めることにして、正規化された振幅を a_{nm} で表わすことにする。

$$\int_0^L \rho X_n^2(x) dx = \frac{\rho L}{2} \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm}^2 = 1 \quad (5 \cdot 3)$$

以後、このように正規化された固有振動モードを $\varphi_n(x)$ と表わすことにする。すなわち、

$$\varphi_n(x) = \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi x}{L} \quad (5 \cdot 4)$$

である。さて、ランガー桁が n 次振動モードで振動しているとき、時間 t におけるアーチ水平推力の静止

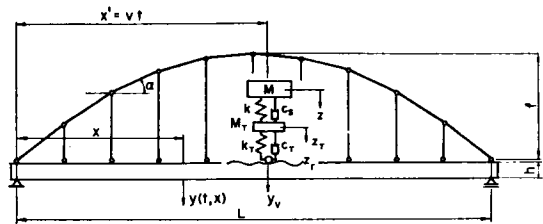


図5・1 振動系模型

状態からの増減量 ΔH は、次のように表わされる。

$n = 1, 3, 5, \dots$ のとき、

$$\Delta H = \frac{16 E f B}{\pi L^2} q_n(t) \sum_{m=1,3,\dots}^{\infty} \frac{a_{nm}}{m} \quad (5.5)$$

$n = 2, 4, 6, \dots$ のとき、

$$\Delta H = 0 \quad (5.6)$$

ここに、

E : ヤング率

f : ライズ

L : 支間長

$$B = \frac{A_a A_g}{A_a + A_g \{1 + 8(f/L)^2 + 19.2(f/L)^4\}}$$

A_a : アーチ部材の断面積

A_g : 補剛桁の断面積

この ΔH を用いて、図 5.1 の自動車-橋梁系のポテンシャルエネルギー V を求めると、

$$\begin{aligned} V = & \frac{\Delta H^2 \cdot L}{2A_a E} \{1 + 8(f/L)^2 + 19.2(f/L)^4\} + \frac{\Delta H^2 \cdot L}{2A_g E} \\ & + \frac{\pi^4 E I_g}{4L^3} q_n^2(t) \sum_{m=1}^{\infty} m^4 a_{nm}^2 + \frac{k}{2} (z - z_T)^2 \\ & + \frac{k_T}{2} (z_T - y_v)^2 + (M + M_T) g \cdot y_v \end{aligned} \quad (5.7)$$

となる。ここで、 I_g は補剛桁の断面二次モーメントであり、 k および k_T はそれぞれ懸架部およびタイヤ部におけるばね定数を示し、 M および M_T はそれぞればね上部およびばね下部の質量を、 g は重力加速度を示している。また、 y_v は自動車の載荷位置における橋梁の変位 $y(t, Vt)$ と路面凹凸の変位 $z_r(Vt)$ の和であり、次式のように表わされる。

$$y_v = y(t, Vt) + z_r(Vt) \quad (5.8)$$

ただし、時間 t は自動車が橋梁に入った瞬間からの時間である。

式 (5.7) の ΔH に式 (5.5) および式 (5.6) を代入し、整理すると次のようになる。

$$\begin{aligned} V = & \left\{ \beta \frac{128 E f^2 B}{\pi^2 L^3} \left(\sum_{m=1,3,\dots}^{\infty} \frac{a_{nm}}{m} \right)^2 + \frac{\pi^4 E I_g}{4 L^3} \sum_{m=1}^{\infty} m^4 a_{nm}^2 \right\} q_n^2(t) \\ & + \frac{k}{2} (z - z_T)^2 + \frac{k_T}{2} (z_T - y_v)^2 + (M + M_T) g \cdot y_v \end{aligned} \quad (5.9)$$

ここに、 β は対称振動 (n が奇数) のとき、1.0 であり、逆対称振動 (n が偶数) のとき 0.0 である。
 一方、自動車-橋梁系の運動エネルギー T は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} T &= \frac{1}{2} \int_0^L \rho \{ \dot{q}_n(t) \varphi_n(x) \}^2 dx + \frac{1}{2} M \dot{z}^2 + \frac{1}{2} M_T \dot{z}_T^2 \\ &= \frac{\rho L}{4} \dot{q}_n^2(t) \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm}^2 + \frac{1}{2} M \dot{z}^2 + \frac{1}{2} M_T \dot{z}_T^2 \end{aligned} \quad (5 \cdot 10)$$

ここに、 ρ は橋梁の単位長さあたりの質量である。
 また、散逸関数 D は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} D &= \frac{1}{2} \int_0^L c \{ \dot{q}_n(t) \varphi_n(x) \}^2 dx + \frac{1}{2} c_s (z - z_T)^2 + \frac{1}{2} c_T (z_T - y_v)^2 \\ &= \frac{cL}{4} \dot{q}_n^2(t) \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm}^2 + \frac{1}{2} c_s (z - z_T)^2 + \frac{1}{2} c_T (z_T - y_v)^2 \end{aligned} \quad (5 \cdot 11)$$

ここに、 c 、 c_s および c_T はそれぞれ橋梁、自動車の懸架部およびタイヤ部の減衰係数である。

以上のように求めたポテンシャルエネルギー V 、運動エネルギー T および散逸関数 D を次式で表わされるラグランジュの運動方程式

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{q}_n} \right) - \frac{\partial T}{\partial q_n} + \frac{\partial V}{\partial q_n} + \frac{\partial D}{\partial \dot{q}_n} = 0 \quad (5 \cdot 12)$$

に代入すると次のようになる。

$$\begin{aligned} &\frac{\rho L}{2} \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm}^2 \ddot{q}_n(t) + \frac{cL}{2} \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm}^2 \dot{q}_n(t) \\ &+ 2 \left\{ \beta \frac{128 E f^2 B}{\pi^2 L^3} \left(\sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{a_{nm}}{m} \right)^2 + \frac{\pi^4 E I_g}{4 L^3} \left(\sum_{m=1}^{\infty} m^4 a_{nm}^2 \right) \right\} q_n(t) \\ &- \{ c_T (z_T - y_v) + k_T (z_T - y_v) - (M + M_T) g \} \varphi_n(Vt) = 0 \end{aligned} \quad (5 \cdot 13)$$

ここで、式 (5・13) の $q_n(t)$ の係数が橋梁のポテンシャルエネルギーの最大値の 2 倍を示し、それが橋梁の運動エネルギーの 2 倍に等しいことと、式 (5・3) の正規化条件とを用いて簡略化すれば、式 (5・13) は次のようになる。

$$\begin{aligned} &\ddot{q}_n(t) + 2 h_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) \\ &= \{ c_T (z_T - y_v) + k_T (z_T - y_v) - (M + M_T) g \} \varphi_n(Vt) \end{aligned} \quad (5 \cdot 14)$$

ここに、 h_n は $c/2\rho\omega_n$ と表わされ、橋梁の減衰定数である。

式 (5・5) から式 (5・13) までは、図 5・1 のようなランガー桁橋を対象に考えてきたが、式 (5・14) は固有振動数 ω_n と固有振動モード $\varphi_n(x)$ を求めることができれば、種々の形式橋にも適用できる運動方

程式である。

一方、荷重に関する運動方程式は次のようになる。

$$M\ddot{z} + c_s(\dot{z} - \dot{z}_T) + k(z - z_T) = 0 \quad (5 \cdot 15)$$

$$M_T\ddot{z}_T + c_s(\dot{z}_T - \dot{z}) + k(z_T - z) \\ + c_T(\dot{z}_T - \dot{y}_v) + k_T(z_T - y_v) = 0 \quad (5 \cdot 16)$$

式(5・15)および式(5・16)を変形して、式(5・14)に代入し、静たわみは歩行者の振動感覚に影響しないものとして、橋梁と自動車の動的成分のみを考えると、式(5・14)は

$$\ddot{q}_n(t) + 2h_n\omega_n\dot{q}_n(t) + \omega_n^2q_n(t) \\ = -(M\ddot{z} + M_T\ddot{z}_T)\varphi_n(Vt) \quad (5 \cdot 17)$$

となる。そこで、本研究では式(5・17)の右辺を外力と考えることにし、 $-(M\ddot{z} + M_T\ddot{z}_T)$ は自動車がランダムな凹凸をもつ路面を走行したときに橋面に与える定常外力 $f(t)$ であり、 $\varphi_n(Vt)$ は自動車が移動するために生ずる非定常性を表わす確定関数であることにすれば、式(5・17)は非定常外力を受ける一自由度系の線形応答問題に帰着される¹²⁾

自動車が橋梁に到着する以前、橋梁は静止していたとすれば、式(5・17)の解 $q_n(t)$ は次式によって与えられる。

$$q_n(t) = \int_0^t h(t - \xi) f(\xi) \varphi_n(V\xi) d\xi \quad (5 \cdot 18)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} h(t) &= \frac{1}{\omega_n} e^{-h_n\omega_n t} \sin \bar{\omega}_n t & t \geq 0 \\ h(t) &= 0 & t < 0 \end{aligned} \right\} \quad (5 \cdot 19)$$

なお、 $\bar{\omega}_n = \omega_n \sqrt{1 - h_n^2}$ である。そして、この解 $q_n(t)$ と正規化した固有振動モード $\varphi_n(x)$ を用いて、着目点における動的変位 $y(t, x)$ は次式によって求めることができる。

$$y(t, x) = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t) \varphi_n(x) \quad (5 \cdot 20)$$

しかし、本研究では橋梁振動が歩行者に与える心理的影響を考慮することから、式(5・20)の動的変位を直接には求めず、次節において不規則振動解析を用いて、自動車が橋梁上を走行している間の平均応答として、 $y(t, x)$ の二乗平均値を求める。

5-3 動的応答の不規則振動解析

本章では、一台の大型車が走行したときの橋梁振動が歩行者に与える心理的影響を求めることを目的としているので、第4章で求めた実験的研究の成果に基づき、応答速度の二乗平均値を求めることとした。なお、ここでの解析は、非定常外力を受ける一自由度系の地震応答解析、特にIyengarらによる解析¹³⁾を参考にして行った。

さて、モーダル解析法によれば $y(t, x)$ の t に関する二乗平均値を求めるには、まず一般座標 $q_n(t)$ の二乗平均を求める必要がある。そこで、時間 t_1 と時間 t_2 における $q_n(t_1)$ と $q_n(t_2)$ との積の期待値を求めると、

$$\begin{aligned} E [q_n(t_1) q_n(t_2)] &= R_{q_n}(t_1, t_2) \\ &= \int_0^{t_1} \int_0^{t_2} h(t_1 - \xi_1) h(t_2 - \xi_2) E [f(\xi_1) f(\xi_2)] \\ &\quad \cdot g(\xi_1) g(\xi_2) d\xi_1 d\xi_2 \end{aligned} \quad (5 \cdot 21)$$

となる。ここで、 $g(t)$ は外力の非定常性を表わす確定関数であり、本研究では自動車が移動することを考慮するために、 n 次固有振動モード $\varphi_n(Vt)$ を確定関数として扱う。また、 $E [f(\xi_1) f(\xi_2)]$ は定常外力 $f(t)$ の自己相関関数に等しいので、定常外力のパワースペクトル密度を $S_f(\omega)$ として表わせば、式(5・21)は

$$\begin{aligned} R_{q_n}(t_1, t_2) &= \int_0^{t_1} \int_0^{t_2} h(t_1 - \xi_1) h(t_2 - \xi_2) \{ 2 \int_0^\infty S_f(\omega) \cos \omega(\xi_1 - \xi_2) d\omega \} \\ &\quad \cdot \varphi_n(V\xi_1) \varphi_n(V\xi_2) d\xi_1 d\xi_2 \end{aligned} \quad (5 \cdot 22)$$

となる。 $\varphi_n(x)$ と $h(t)$ にそれぞれ式(5・4)と式(5・19)を代入し、整理すると、

$$\begin{aligned} R_{q_n}(t_1, t_2) &= \frac{2 e^{-h_n \omega_n (t_1 + t_2)}}{\bar{\omega}_n^2} \int_0^\infty S_f(\omega) \\ &\quad \cdot \{ I_s(\omega, t_1) I_s(\omega, t_2) + I_c(\omega, t_1) I_c(\omega, t_2) \} d\omega \end{aligned} \quad (5 \cdot 23)$$

ここで、 $I_s(\omega, t)$ および $I_c(\omega, t)$ は

$$\left. \begin{aligned} I_s(\omega, t) &= \int_0^\infty e^{h_n \omega_n \xi} \sin \bar{\omega}_n(t - \xi) \\ &\quad \cdot \left\{ \sum_{m=1}^\infty a_{nm} \sin \frac{m\pi V\xi}{L} \right\} \sin \omega \xi d\xi \\ I_c(\omega, t) &= \int_0^t e^{h_n \omega_n \xi} \sin \bar{\omega}_n(t - \xi) \\ &\quad \cdot \left\{ \sum_{m=1}^\infty a_{nm} \sin \frac{m\pi V\xi}{L} \right\} \cos \omega \xi d\xi \end{aligned} \right\} \quad (5 \cdot 24)$$

となり、この積分結果については付録 5A に示す。そして、式 (5・23) において、 $t=t_1=t_2$ とおけば一般座標 $q_n(t)$ の二乗平均値 $E[q_n^2(t)]$ を求めることができる。すなわち、

$$E[q_n^2(t)] = R_{q_n}(t, t) = \frac{2e^{-2h_n\omega_n t}}{\omega_n^2} \cdot \int_0^\infty S_f(\omega) \{I_s^2(\omega, t) + I_c^2(\omega, t)\} d\omega \quad (5 \cdot 25)$$

となる。したがって、一台の大型車が走行したとき、着目点の応答変位 $y(t, x)$ の二乗平均値は次式によって表わされる。

$$E[y^2(t, x)] = \sum_{n=1}^{\infty} \{E[q_n^2(t)] \varphi_n^2(x)\} \quad (5 \cdot 26)$$

また、応答速度 $\dot{y}(t, x)$ ならびに応答加速度 $\ddot{y}(t, x)$ の二乗平均値は、それぞれ

$$E[\dot{y}^2(t, x)] = \sum_{n=1}^{\infty} \{E[\dot{q}_n^2(t)] \varphi_n^2(x)\} \quad (5 \cdot 27)$$

$$E[\ddot{y}^2(t, x)] = \sum_{n=1}^{\infty} \{E[\ddot{q}_n^2(t)] \varphi_n^2(x)\} \quad (5 \cdot 28)$$

となる。ここで、 $E[\dot{q}_n^2(t)]$ および $E[\ddot{q}_n^2(t)]$ は次のようである。

$$E[\dot{q}_n^2(t)] = \frac{2e^{-2h_n\omega_n t}}{\omega_n^2} \int_0^\infty S_f(\omega) \cdot \left[\left\{ -h_n\omega_n I_s(\omega, t) + \frac{\partial I_s(\omega, t)}{\partial t} \right\}^2 + \left\{ -h_n\omega_n I_c(\omega, t) + \frac{\partial I_c(\omega, t)}{\partial t} \right\}^2 \right] d\omega \quad (5 \cdot 29)$$

$$E[\ddot{q}_n^2(t)] = \frac{2e^{-2h_n\omega_n t}}{\omega_n^2} \int_0^\infty S_f(\omega) \cdot \left[\left\{ (h_n\omega_n)^2 I_s(\omega, t) - 2h_n\omega_n \frac{\partial I_s(\omega, t)}{\partial t} + \frac{\partial^2 I_s(\omega, t)}{\partial t^2} \right\}^2 + \left\{ (h_n\omega_n)^2 I_c(\omega, t) - 2h_n\omega_n \frac{\partial I_c(\omega, t)}{\partial t} + \frac{\partial^2 I_c(\omega, t)}{\partial t^2} \right\}^2 \right] d\omega \quad (5 \cdot 30)$$

なお、式 (5・29) および式 (5・30) における

$$\frac{\partial I_s(\omega, t)}{\partial t}, \quad \frac{\partial I_c(\omega, t)}{\partial t}, \quad \frac{\partial^2 I_s(\omega, t)}{\partial t^2}, \quad \frac{\partial^2 I_c(\omega, t)}{\partial t^2}$$

の解析結果については、付録 5B ならびに 5C に示す。

ここで、定常外力のパワースペクトル密度 $S_f(\omega)$ について考えてみる。定常外力 $f(t)$ は式 (5・17) から

$$f(t) = - \{ M\ddot{z}(t) + M_T\ddot{z}_T(t) \} \quad (5 \cdot 31)$$

で表わされる。そこで、 $f(t_1) f(t_2)$ の期待値をとり、自己相関関数と相互相関関数で表わすと、

$$\begin{aligned} R_f(t_1, t_2) = & M^2 R_{\ddot{z}}(t_1, t_2) + MM_T \{ R_{\ddot{z}\ddot{z}_T}(t_1, t_2) \\ & + R_{\ddot{z}_T\ddot{z}}(t_1, t_2) \} + M_T^2 R_{\ddot{z}_T}(t_1, t_2) \end{aligned} \quad (5 \cdot 32)$$

となる。式 (5・32) の各項をフーリエ変換し、それぞれのパワースペクトル密度を用いて表わせば、次のようになる。

$$\begin{aligned} S_f(\omega) = & M^2 S_{\ddot{z}}(\omega) + 2MM_T \{ r^2(\omega) S_{\ddot{z}}(\omega) S_{\ddot{z}_T}(\omega) \}^{1/2} \\ & + M_T^2 S_{\ddot{z}_T}(\omega) \end{aligned} \quad (5 \cdot 33)$$

ここで、 $r^2(\omega)$ はコヒーレンス関数であり、 $S_{\ddot{z}}(\omega)$ および $S_{\ddot{z}_T}(\omega)$ は、それぞれ自動車のばね上質点における加速度 $\ddot{z}(t)$ およびばね下質点における加速度 $\ddot{z}_T(t)$ のパワースペクトル密度である。

以上より、自動車のばね上質点およびばね下質点における加速度のパワースペクトル密度がわかれば、式 (5・33) を用いて定常外力のパワースペクトル密度を求めることができる。さらに、固有振動数 ω_n と固有振動モードの振幅を表わす級数 a_{nm} を求めることができれば、前述したように応答変位、応答速度および応答加速度の二乗平均値を計算することができる。なお、本節で述べた不規則振動解析による動的応答値の算出は橋梁形式にこだわらず、固有値が計算されれば行うことができる。そこで、次節においては種々のランガー桁の動的応答を求め、その振動が歩行者に及ぼす影響を把握する。続いて、5・5においては振動刺激としての応答速度の実効値を簡単に求めることのできる「二乗平均スペクトル図」を求めることとする。

5-4 ランガー桁橋の動的応答

ランガー桁橋の振動が大きいことは以前からも指摘されてきた。¹⁴⁾ 本研究の振動実態調査 (第2章) においても他の形式橋に比べて振動が大きいことが認められた。そこで、本節では支間長・ライズおよび補剛桁の高さを変えて数多くのランガー桁橋を設計して、その固有振動数ならびに固有振動モードを求め、前節で述べた不規則振動解析によって、それぞれのランガー桁橋における動的応答値を求め、振動感覚という立場からランガー桁橋の振動に対する検討を行った。

5-4-1 ランガー桁のモデル橋の設計

ランガー桁は内的一次不静定構造であるので、不静定力としてアーチに作用する応力の水平分力 H_a を選び、その支間中央における影響線の値が次式で示されるものとし、他の点における影響線の値は支間中央点の値を頂点とする正弦曲線で求められるものとした。¹⁵⁾

$$H_a \doteq 0.192 \frac{L}{f}$$

(5・34)

ここに、 L は支間長、 f はライズである。

そこで、表5・1に示した諸条件のうち、③のライズ比と④の支間長を変化させて、軸力および曲げモーメントの影響線を求め、死荷重とL-20の活荷重に対する断面力を計算した。アーチ部材の高さと幅を表5・1のように仮定し、トラス断面の規定に従って各格間ごとの板厚を決めた。一方、補剛桁については、

表5・1 ランガー桁橋の設計条件

①	橋 格	一等橋 (T.L-20)					
②	幅 員	車道部7m, 歩道部なし					
③	ライズ比 (L/f)	6, 7, 8					
④	支 間 長 (L , m)	60	70	80	100	120	150
⑤	格 間 数	8	10	10	12	16	20
ア ー チ	部 材 高 (h_a , cm)	35	40	45	55	65	80
	部 材 幅 (cm)	h_a+6 (上フランジ), 腹板間隔を h_a に等しくした。					
	縦 リ ブ	90mm×8mm のリブを $h_a < 60$ cm では4本 $h_a > 60$ cm では8本をフランジ・ウェブに配置					
⑦ 補 剛 桁	桁 高 比 (L/h)	30, 35, 40, 45, 50					
	腹 板 厚	水平補剛材を一段配置するときの最小厚, $h/220$ 以上, ただし9mm以上					
⑧ 死 荷 重	床 版	鉄筋コンクリート床版 (16cm 厚)					
	舗 装	アスファルト舗装 (5cm 厚)					
	鋼 重*	(支間長 m)/70 (t/m)					
	そ の 他	高欄 0.04 t/m, 地覆 0.188 t/m, ハンチ 0.1 t/m					
	死 荷 重 合 計	一主構当り 2.25 + $L/70$ (t/m)					
⑨	線 荷 重	5 t/m					
活 荷 重	等 分 布 荷 重	$L \leq 80$ m 350 kg/m ² , $80 < L \leq 130$ (430-L) kg/m ² $L > 130$ m 300 kg/m ²					
	衝 撃 係 数	$i=20/(50+L)$					
	⑩	鋼 種	SM 50				
⑪	その他	については道路橋示方書 (昭和 47 年) に準拠する。					

* この鋼重については実際の設計例から、支間長との関係を求め、仮定したものである。

この剛性が振動数に大きく影響することが予想されたので、五種類の桁高を考え、各格点において二つの応力状態 (正の曲げモーメントと引張軸力ならびに負の曲げモーメントと引張軸力) に対して、フランジの引張応力がそれぞれ許容応力に達するように両フランジの断面積を決めた。続いて、断面決定された各ランガー桁橋の活荷重によるたわみ、固有振動数および固有振動モードの正弦級数 $a_{n,m}$ を吉村・平井の提案する方法¹¹⁾ で求めた。ただし、これらの計算に用いた換算断面は各格間ならびに各格点における断面の算術平均値である。また、設計した橋では4次の固有振動数が8 Hz以下であり、第2章で述べた実態調査においても5次以上の振動数が認められないことから振動感覚を評価するには4次までの振動を考えることにした。

5-4-2 橋面および走行自動車のパワースペクトル密度

一般路面を走行する自動車が振動する原因として、エンジンやタイヤの不つりあいなども考えられるが、本研究では路面の凹凸を考えることにする。また、橋梁上では式(5・8)および式(5・16)で表わされるように自動車の載荷位置における橋梁の変位も自動車の振動に影響する。しかし、この橋梁変位は非定常なために自動車の各加速度も非定常となり、式(5・31)で示される外力も定常でないことになる。そこで、ここでの数値計算においては以下に示すように橋梁と自動車を切り離して考え、自動車が橋面に与える外力 $f(t)$ は定常であると仮定した。

一般道路の路面凹凸のパワースペクトル密度 $S_R(\Omega)$ は、次式のように指数関数で表わされる¹⁶⁾

$$S_R(\Omega) = a\Omega^{-n} \quad (5 \cdot 35)$$

ここに、 Ω は路面周波数、 a は路面粗さのパラメーター、そして n は周波数によるパワーの分布を示す指数である。また、走行速度 V を一定として、 $\Omega = \omega / 2\pi V$ であるので式(5・35)を書き改めると、

$$S_r(\omega) = aV^{n-1} \left(\frac{\omega}{2\pi} \right)^{-n} \quad (5 \cdot 36)$$

となる。路面性状の測定はプロフィールメーターあるいは動的特性の明確な自動車の振動記録から、その入力である凹凸を推定するという方法が用いられているが、橋面の測定には両者とも不向きであるし、また全く行われていない。そこで、本研究では福井県内にある数橋の橋面凹凸調査を実施した。レベルを用いて50cm間隔に測量し、その読取り値から縦断の放物線勾配を差引き、最大エントロピー法¹⁷⁾によってパワースペクトル密度を求めた¹⁸⁾。その結果を図5・2に示した。図5・2より、橋面の凹凸のパワースペクトル密度も一般道路と同様に、路面周波数と指数関係にあると言える。そこで、本節における数値計算では図5・3に示した川合・森崎¹⁹⁾の一般路面のスペクトルをも参考にして、直線で示したような指数関数を基準の橋面凹凸パワースペクトル密度であると仮定した。すなわち、式(5・36)におけるパラメーター a を $10^{-3} \text{ cm}^2/\text{m}/\text{c}$ とし、べき指数 n を2.0とした。凹凸の波長範囲としては、20cmから20mまでとした。

このような定常路面を総重量が20トンの大型車が走行したときに生ずる自動車のばね上およびばね下質点における加速度のパワースペクトル密度は、橋面凹凸のパワースペクトル密度と伝達関数を用いて次式のように示される。⁷⁾

$$S_{\ddot{z}}(\omega) = \omega^4 |H_{zr}(i\omega)|^2 S_r(\omega) \quad (5 \cdot 37)$$

$$S_{\ddot{z}_T}(\omega) = \omega^4 |H_{z_rT}(i\omega)|^2 S_r(\omega) \quad (5 \cdot 38)$$

ここで、 $H_{zr}(i\omega)$ は路面変位とばね上質点における変位との伝達関数であり、 $H_{z_rT}(i\omega)$ は路面変位とばね下質点における変位との伝達関数である。そして、自動車が橋面に与える外力のパワースペクトル密度 $S_f(\omega)$ は式(5・33)を用いて計算される。本研究で用いた大型車の諸元を表5・2に示した。ここで、表5・2の減衰係数は山田・小堀⁷⁾が用いた諸元を単純化した値である。ところが、車種によってばね定数 k ならびに k_T が異なっていることから、ここでは図5・4のように k と k_T の組合せを三種類考え、それぞれについて外力のパワー

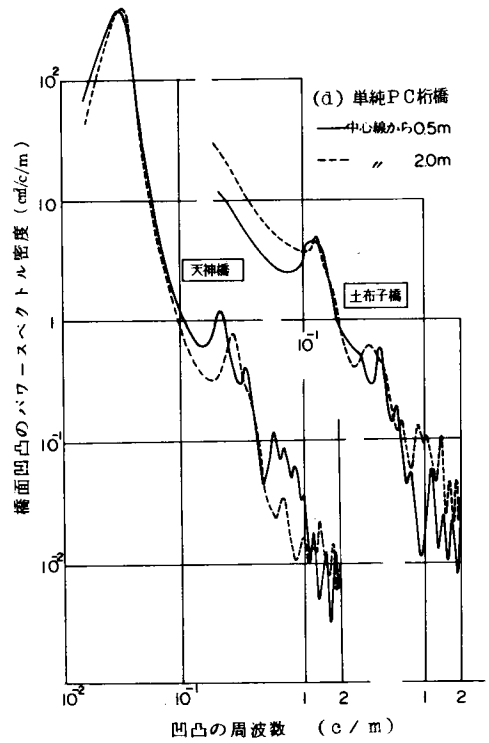
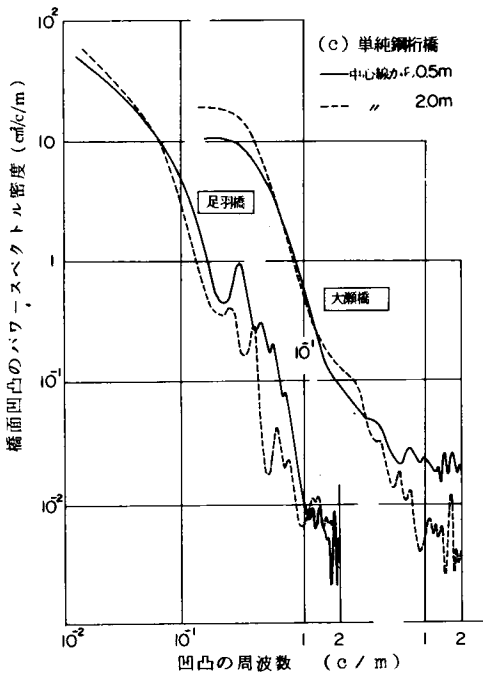
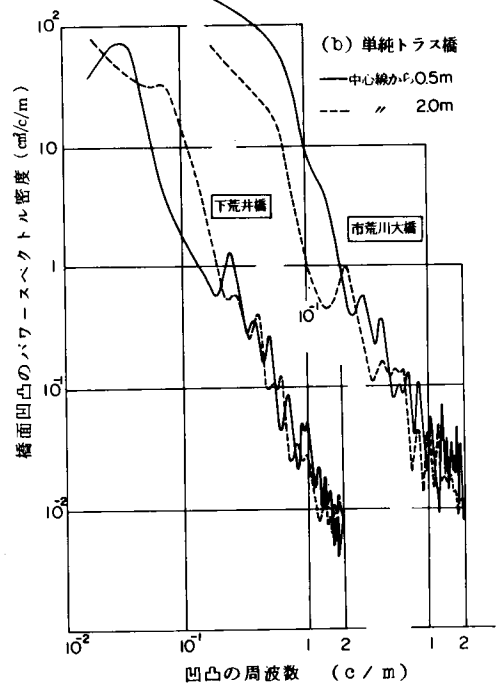
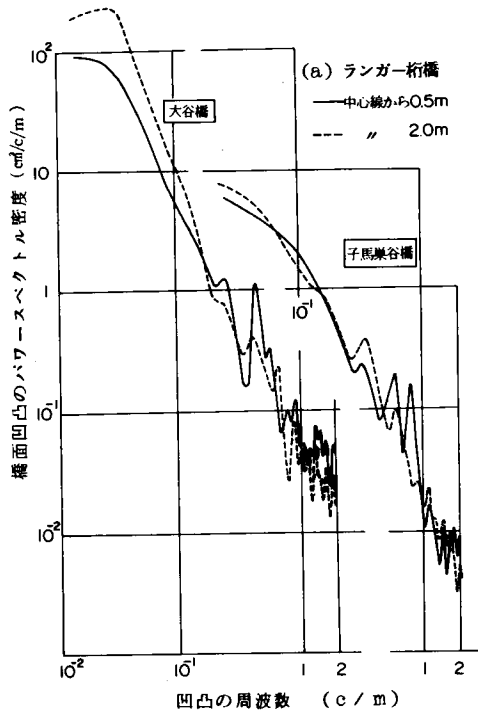


図 5・2 橋面凹凸のパワースペクトル密度

表 5・2 路面と走行自動車の諸元

走行速度 (V) : 10 m/sec (40 km/時 相当)	
路面凹凸放長 : 最小 20 cm, 最大 20 m	
路面凹凸パワースペクトル密度 (cm ² ・sec) : $S_r(\omega) = 0.001 V(\omega/2\pi)^{-2}$	
車両総重量 : 20 トン (ばね上部 18 トン, ばね下部 2 トン)	
ばね定数	懸架部 (k), 4 000~6 000 kg/cm
	タイヤ部 (k_T), 8 000~12 000 kg/cm
減衰係数	懸架部 (C_s), 25 kg/cm/sec
	タイヤ部 (C_T), 30 kg/cm/sec
自動車外力のパワースペクトル密度 (有帯域ホワイトノイズ)	有帯域 $3\pi \sim 7\pi$ rad/sec, $S_f(\omega) = 800\,000 \text{ kg}^2 \cdot \text{sec}$
	有帯域 $20\pi \sim 40\pi$ rad/sec, $S_f(\omega) = 88\,000 \text{ kg}^2 \cdot \text{sec}$

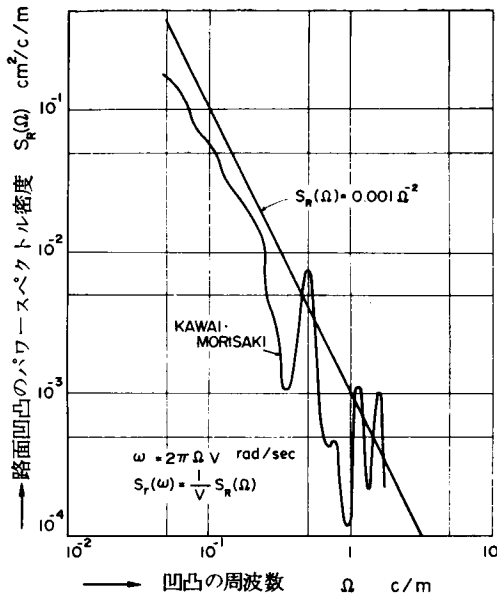


図 5・3 路面凹凸のパワースペクトル密度 (川合ら・文献 19 より)

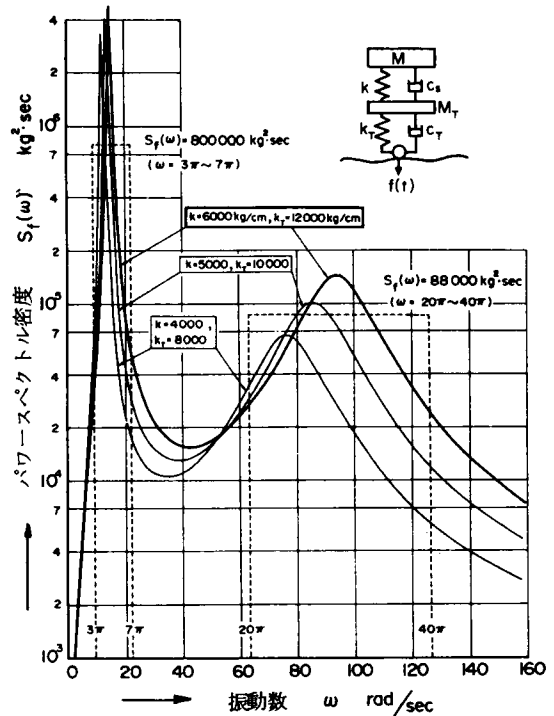


図 5・4 自動車外力のパワースペクトル密度

スペクトル密度を求めた。なお、式 (5・33) におけるコヒーレンス関数としては完全相関を仮定し、 $r^2(\omega) = 1.0$ とした。図 5・4 より明らかなように二自由度にモデル化したため、鋭いピークを有する狭帯域なスペクトルとなる。ところが、実際には二自由度モデルでは表現できないような振動 (ピッチングやローリング振動およびタイヤのつりあいなど) の影響が生ずるのであろうし、前輪部と後輪部ではその動特性にも相当な違いが見られるであろう。このような理由から図 5・4 で示されるパワースペクトル密度よりも、もう少し広帯域のスペクトルを考える方が実際に近いであろう。また、外力が狭帯域スペクトルであると

仮定すると、ある車種では橋梁の動的応答が非常に大きくなるが、わずかに動特性、特に固有振動数の異なる車種では小さくなるということが生ずる。そのために、自動車の周波数特性のある車種に固定して考えるのは妥当ではない。⁸⁾そこで、本研究では道路橋における振動感覚問題を扱っていることから、最大応答よりも平均的な応答を求めるべきであると考え、図5・4に破線で示したような二つの有帯域ホワイトノイズのスペクトルで外力を表わすことにした。そこで、ほとんどの大型車のばね上部における固有振動数が3 Hz付近にある²⁰⁾ことと、第2章において述べたように振動変位振幅が1.5～3.5 Hzの範囲で卓越することを考慮して、第一の有帯域スペクトルとして、1.5～3.5 Hzの範囲にホワイトノイズを仮定し、その強度は平均パワー（分散値）が等しくなるように決めた。同様に、第二の有帯域としては10～20 Hzとした。本研究では図5・4における三種のばね定数のうち、 $k = 6000 \text{ kg/cm}$ と $k_T = 12000 \text{ kg/cm}$ で表わされる車種がもつパワースペクトル密度を基礎にして平均パワーを求めた。その結果、次のような値をスペクトル強度として採用した。

$$\omega = 3\pi \sim 7\pi \text{ rad/sec において}$$

$$S_f(\omega) = 800000 \text{ kg}^2 \cdot \text{sec}$$

$$\omega = 10\pi \sim 20\pi \text{ rad/sec において}$$

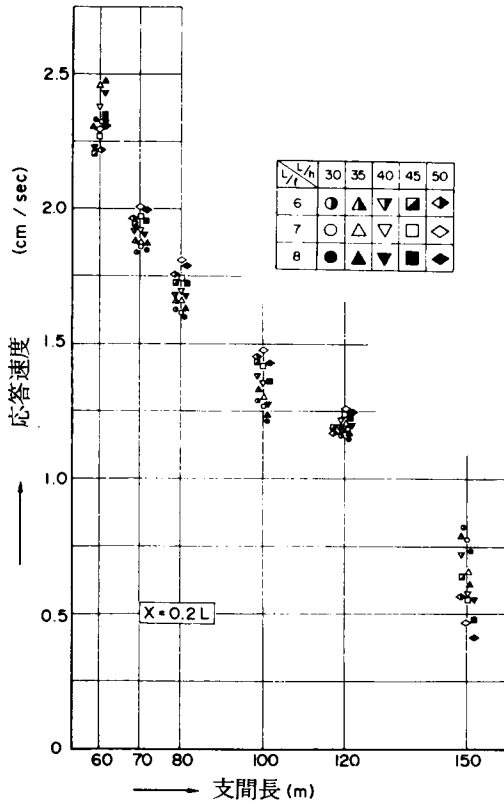
$$S_f(\omega) = 88000 \text{ kg}^2 \cdot \text{sec}$$

これらの数値を加速度の実効値に換算すると、ばね上部において約70 cm/sec²、ばね下部において約460 cm/sec²であり、起振力の実効値として約1.6トンとなる。

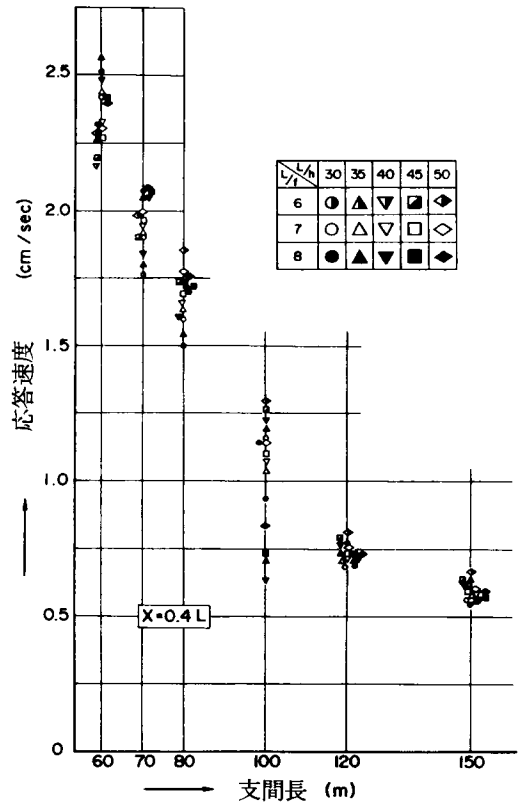
5-4-3 ランガー桁橋における応答速度と振動感覚

ここでは、第4章で示した振動感覚実験の成果に基づいて、1～10 Hzの振動数範囲では歩行者の振動感覚を評価する場合に応答速度の実効値を振動刺激として考えればよいことから、各ランガー桁橋における応答速度の二乗平均値を求め、実効値に換算した。すなわち、5-4-1で設計したランガー桁橋に、5-4-2で述べた自動車による定常外力が作用したときの橋梁の動的応答を、5-3で述べた不規則振動解析によって計算した。ただし、本節においては前述したように振動次数を4次までとし、橋梁の減衰定数は振動次数に関係なく0.02とした。²¹⁾自動車が橋梁を通過したあとに残る橋梁の減衰自由振動における振幅は一般に小さいので、歩行者が受ける刺激としては橋梁の強制振動のみ考えることにする。すなわち、刺激時間として自動車が橋上に載っている時間を考えた。そして、着目点として支点からの距離が0.2 Lならびに0.4 Lの点を選び、その点の応答速度の実効値を計算し、図5・5に示した。また、ライズ比 L/δ が7の場合の活荷重による最大たわみ比 L/δ と0.2点における応答速度との関係を図5・6に示した。これらの図によって振動刺激としての応答速度とランガー桁橋のパラメーターとの関係がわかる。その特徴を挙げれば次のようである。

- 1) 着目点(0.2 L点と0.4 L点)による刺激の差は少ない。これは従来からよく言われてきたランガー桁橋の逆対称振動による影響のみが、橋梁の振動感覚の点から見た使用性に関して、特に著しいとは言えないことを示している。



(a) $X = 0.2L$ 点における値



(b) $X = 0.4L$ 点における値

図5・5 ランガー桁橋の動的応答

2) 支間が長くなるに従って刺激が小さくなる。これは、自動車による外力の大きさが同じであるために、その外力を受ける橋梁が重ければ応答量が小さくなるのは当然であろう。したがって、単一荷重に対する応答から判断すれば、ランガー桁として比較的短い支間長にあたる60～80m級の橋梁がよく揺れると言える。図5・5からもわかるように、4-4-3で提案した道路橋の振動限度（振動速度の実効値で1.7cm/sec）を越える橋梁は60～80m級に限られている。また、実態調査による振動の心理的大きさにおいても、60～80m級の支間長をもつ橋梁の振動が顕著である。このことから、橋梁の動的応答は橋梁の振動

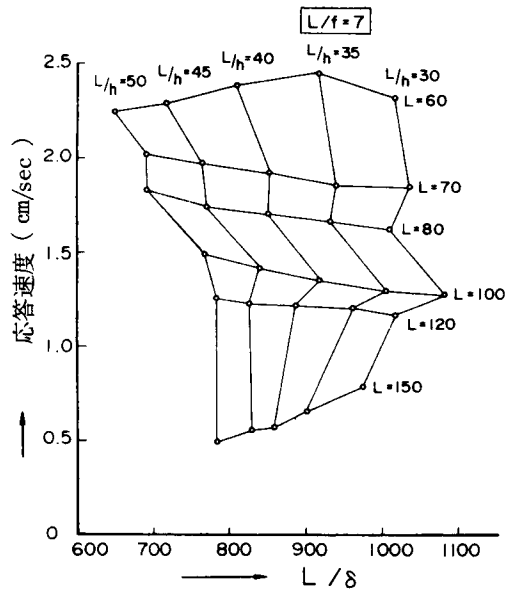


図5・6 各ランガー桁橋の活荷重による最大たわみと応答速度値 ($x = 0.2L$) の関係

数と重量が重要な要素であり、60～80 m級の橋梁が両者の特性からよく揺れるものと思われる。

3) ライズや補剛桁の高さの変化による刺激への影響はわずかである。これは有帯域のスペクトルを用いていることにもよるが、多少の振動数の変化によって刺激を小さくすることが困難であることを示している。

4) 活荷重による最大たわみの支間長に対する比 L/δ は刺激と直接には関係しない。すなわち、ランガー桁橋の振動が歩行者に与える影響は、橋梁の可撓性と直接には関係しない。この事実は、桁橋に対して検討した Wright ら²²⁾ の指摘と一致している。

以上の特徴から考えると60～80 m級のランガー桁橋において、振動を軽減するには本研究では考えていないパラメーターの変更(たとえば、路面粗さのパラメーターまたは構造系そのものなどの変更)が必要であろう。

5-5 動的応答の二乗平均スペクトル

前節では、振動が大きいと言われているランガー桁のモデル橋を設計し、不規則振動解析を用いて、その動的応答を求め、計算上も60～80 m級のランガー桁橋の振動が大きいことなどを指摘した。ところが、設計によって断面が定まっているので、固有振動モードが確定しており、その級数を用いて応答計算を行うことができた。しかし、モデル橋の設計を行うことも、また動的応答を計算することも労力の要る作業である。そこで、道路橋における歩行者の振動感覚を評価する場合にも構造物の耐震設計で用いられている応答スペクトル図のようなものが考えられれば比較的簡単に動的応答を求めることができ、より具体的に設計と結びつけることができる。しかし、個々の橋梁形式に対して、それらを求めることは非常に複雑となるので有効な方法ではない。そこで、類似した橋梁形式に対して動的応答の二乗平均スペクトルを検討するが、このようなスペクトルは、走行荷重による道路橋の使用限界状態を照査するうえで、重要であると考えられる。本節では、アーチ系橋梁の逆対称振動と対称振動、そして連続形式の三つに分けて、動的応答の二乗平均スペクトルを求めた。

5-5-1 単純桁・単純トラスの振動とアーチ形式の逆対称振動

これらの振動の固有モードは一つの正弦級数で表わされる。すなわち、固有振動モードが次式で示される。

$$\varphi_n(x) = a_{nm} \sin \frac{m\pi x}{L} \quad (n = m) \quad (5 \cdot 39)$$

このような場合には、式(5・24)における $I_s(\omega, t)$ や $I_c(\omega, t)$ およびそれらの微係数はそれぞれ a_{nm} のみを係数として表わされる。したがって、一般座標の二乗平均応答は a_{nm}^2 に比例することになる。そこで、 a_{nm}^2 を1.0として規準化し、各振動数 ω_n について計算しておけば、その値に実際の $a_{nm}^2 (= 2/\rho L)$ を乗じて $E[q_n^2(t)]$ 、 $E[\dot{q}_n^2(t)]$ および $E[\ddot{q}_n^2(t)]$ を求めることができる。本章では、一台の大型車が走行したときの道路橋における振動感覚を対象にしていることから応答量として、応答速度の二乗平均値を求めることにする。まず、定常外力に関するデータは、5-4-2で求めたものと同じであるとした。一方、橋梁の減衰定数として、0.01と0.02を考え、また強制振動の継続時間として、4、6、8および

10秒について式(5・29)を計算した。その結果を図5・7に示した。図5・7は横軸に橋梁の固有振動数 ω_n をとり、継続時間 L/V をパラメーターとして、縦軸には一般座標の応答速度の二乗平均値を a_{nm}^2 で除した値、すなわち $\overline{E}[\dot{y}_n^2(L/V)]/a_{nm}^2$ を示した。ここで、 \overline{E} は二乗平均値の期待値の時間ゼロから L/V までの平均を意味している。これらの図を構造物の耐震設計法で用いられている応答スペクトルにならって、「規準化された応答速度の二乗平均スペクトル図」と称することにした。これらの図に示された値は

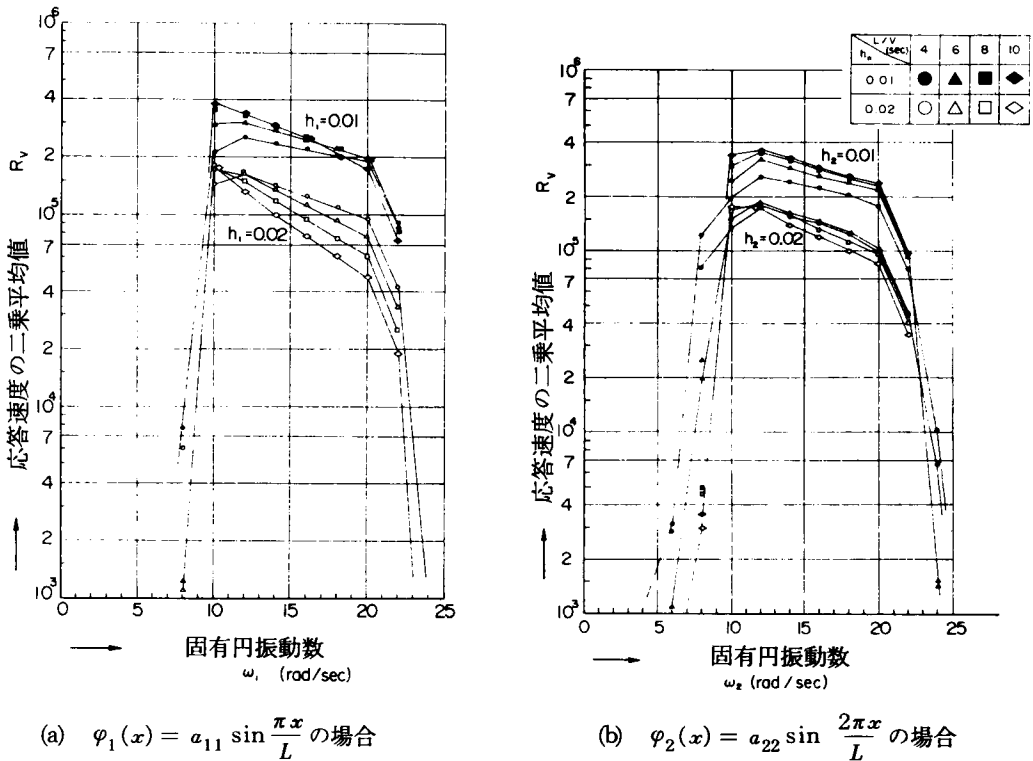


図5・7 規準化された応答速度の二乗平均スペクトル

一般座標に関するものであるので、着目点(支点から距離 x)における応答速度の二乗平均値 $\overline{E}[\dot{y}^2(L/V, x)]$ は、図5・7の縦座標の値を R_v とし、正規化条件より $a_{nm}^2 = 2/\rho L$ であるので次式にて与えられる。

$$\begin{aligned} \overline{E}[\dot{y}^2(L/V, x)] &= \sum_n \{ a_{nm}^2 R_v \varphi_n^2(x) \} \\ &= \left(\frac{2}{\rho L}\right)^2 \sum_n \{ R_v \sin^2 \frac{n\pi x}{L} \} \end{aligned} \quad (5 \cdot 40)$$

以上のように、図5・7と式(5・40)によって固有振動モードが式(5・39)のように単一項の級数で与えられる場合の応答速度の二乗平均値を求めることができる。したがって、その平方根をとれば振動刺激(振動速度の実効値)が計算される。

ここで、本項で求めた応答スペクトルから得られる各パラメーターと振動刺激としての応答速度との関係を列挙すると次のようである。

- 1) 橋梁の重量は応答速度と密接な関係にある。式(5・40)からわかるように応答速度の実効値は橋梁重量と反比例することになる。これは、ほかの条件が同じであれば軽い橋梁がよく揺れることを示している。
- 2) 路面粗さのパラメーター a と応答速度の二乗平均値とは比例する。したがって、本研究では $a=10^{-3}$ cm/m/c を用いていることに留意すれば、 a がほかの値の場合にも図5・7を用いることができる。
- 3) 走行速度 V と二乗平均値との関係について、次のように考えることができる。まず、式(5・36)において本研究で扱ったように指数が2であれば走行速度と路面凹凸のパワースペクトル密度 $S_r(\omega)$ とは比例し、また $S_r(\omega)$ と自動車外力のパワースペクトル密度 $S_f(\omega)$ とは比例していることがわかる。したがって、走行速度と応答速度の二乗平均値とは比例関係にある。ところが、走行速度が変わることによって継続時間 L/V が変わるので一般的傾向を把握することはできないが、走行速度が本節で扱った 10 m/sec 以外でも図5・7を用いることができる。
- 4) 図5・7には、減衰定数が 0.01 の場合と 0.02 の場合を示してある。両者には2～3倍の差が認められる。一自由度系に完全なホワイトノイズの外力が作用したときの定常応答の二乗平均値には2倍の差があることから考えると、本研究のように非定常外力を受ける過渡応答の場合には減衰の影響がやや大きいと言える。

5-5-2 アーチ形式の対称振動

橋梁の振動モードは、式(5・41)のように正弦級数の和で仮定され、式(5・42)の正規化条件を満たすものとして扱ってきた。

$$\varphi_n(x) = \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi x}{L} \quad (5 \cdot 41)$$

$$\int_0^L \rho \varphi_n^2(x) dx = \frac{\rho L}{2} \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm}^2 = 1 \quad (5 \cdot 42)$$

ここで、 ρ は橋梁の単位長さあたりの質量であり、 L は橋梁の支間長である。

アーチ系橋梁の対称振動モードでは式(5・41)の級数として、 m の奇数項だけを評価すればよいが、各係数 a_{nm} は橋梁の固有振動数 ω_n と独立に確定しないために取扱いが複雑となる。ところが、この場合でも吉村・平井の方法^{11), 23)}によれば、比較的容易に係数 a_{nm} と固有振動数 ω_n の関係が得られる。すなわち、吉村・平井の方法によれば、振動数と対称振動モードは次のように表わされる。振動数方程式は

$$1 + \frac{512Ef^2B}{\pi^2 \rho L^4} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{1}{m^2(\omega_{gm}^2 - \omega_n^2)} = 0 \quad (5 \cdot 43)$$

となり、そのモード $\varphi_n(x)$ は

$$\varphi_n(x) = \sqrt{\frac{2}{\rho L}} \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{m(m^4 \omega_{g1}^2 - \omega_n^2)} \sin \frac{m\pi x}{L} \quad (5 \cdot 44)$$

である。ここに、 ω_{g1} はアーチ系橋梁の曲げ作用のみを考慮して求められる1次振動数、 ω_n は橋梁の n 次

の固有振動数である。

いま、対称1次と2次の振動モードが $m = 1, 3, 5$ の三項で表わされるものと仮定すると、係数 a_{n1} , a_{n3} , a_{n5} の比は次式で表わされる。

$$a_{n1} : a_{n3} : a_{n5} = b_{n1} : b_{n3} : b_{n5} \\ = \frac{1}{\omega_{g1}^2 - \omega_n^2} : \frac{1}{3(3^4 \omega_{g1}^2 - \omega_n^2)} : \frac{1}{5(5^4 \omega_{g1}^2 - \omega_n^2)} \quad (5 \cdot 45)$$

ここに、 b_{n1} , b_{n3} , b_{n5} は $b_{n1}^2 + b_{n3}^2 + b_{n5}^2 = 1$ となる係数である。

式(5・45)における b_{nm} を用いて対称振動モードを表わすと

$$\varphi_n(x) = \sqrt{\frac{2}{\rho L}} \left(b_{n1} \sin \frac{\pi x}{L} + b_{n3} \sin \frac{3\pi x}{L} + b_{n5} \sin \frac{5\pi x}{L} \right) \quad (5 \cdot 46)$$

となる。したがって、 ω_{g1} と ω_n の比が決まれば b_{nm} を確定することができる。図5・8に ω_{g2}/ω_n によって b_{nm} がどのように変化するかを示した。なお、 $\omega_{g2} (= 4\omega_{g1})$ を用いたのはアーチ系の橋梁では対称1次振動数 ω_1 が逆対称1次振動数 ω_2 よりも一般に大きいためである。式(5・46)で表わされる振動モードを用いることによって動的応答の二乗平均スペクトルを求めることが可能となる。すなわち、さまざまな ω_{g1} と ω_n との組合せに対して、 b_{nm} は式(5・45)で確定され、式(5・46)からわかるように a_{nm} は b_{nm} は $\sqrt{2/\rho L}$ を乗じて求めることができることから、式(5・24)の a_{nm} に代入すれば、結局、質量項 $\sqrt{2/\rho L}$ はすべての積分に関係なく定数として評価される。したがって、5-5-1で示したと同様、動的応答の二乗平均スペクトルを $2/\rho L$ で規準化して示すことができる。ここで、振動感覚の評価時間を強制振動の継続時間 (L/V) に等しくとり、4, 6, 8および10秒とし、橋梁の減衰定数として0.02を

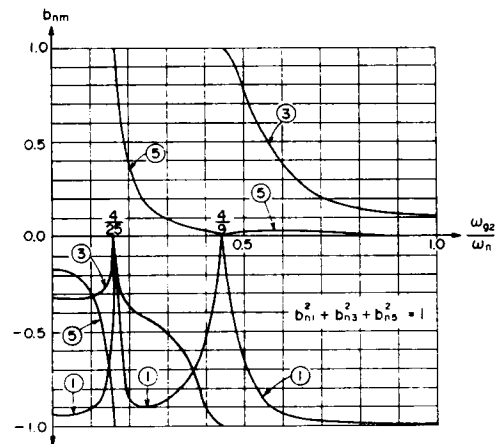


図5・8 モード係数 b_{nm} の変化
(○の数字は項数 m を示す)

考え、規準化された二乗平均スペクトルを求めた。その結果を表5・3に示した。また、表5・3の一部の結果を図5・9に示した。なお、表5・3の構成図を図5・10に示した。まず、直角座標軸に橋梁の対称振動モードの固有振動数 ω_n ($n = 1, 3$) をとり、斜座標軸に橋梁の曲げ作用のみによる振動数(一般に、逆対称1次振動数) ω_{g2} をとった。そして ω_n 軸と ω_{g2} 軸によって分けられる四つの部分に、振動評価時間が4, 6, 8, 10秒の場合に対する規準化された応答速度の二乗平均スペクトル値 (R_V) を示した。表5・3の使い方を図5・10で示せば、たとえば $t = 6$ (8) 秒の場合、横軸に ω_1 や ω_3 をとり、上(下)向き斜軸に ω_{g2} をとれば、その交点 A(A'), B(B') が対称1次および2次に対する応答スペクトル値となる。また、 $t = 4$ (10) 秒の場合であれば、上(下)向き縦軸に ω_1 や ω_3 をとり、斜軸にそれぞれ ω_{g2} をとれば、その交

表 5・3 規準化された応答速度の二乗平均スペクトル (対称振動)
 $[\times 10^3]$ (—は 0.1×10^3 未満を示す)

		振動評価時間 4秒																									
		25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	
振動評価時間 6秒	ω_n	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	
	1	—	0.1	—	—	1.1	7.7	26	44	204	201	190	175	161	149	137	127	118	110	100	87	45	19.6	2.8	0.6	—	—
	2	—	—	0.1	0.3	0.3	0.5	0.9	4.4	175	159	174	202	134	170	154	144	130	119	106	91	43	11	3.5	0.8	—	—
	3	—	—	—	—	0.2	1.7	1.7	26	125	200	131	161	142	125	108	97	106	133	122	100	59	20	5.6	1.2	—	—
	4	—	—	—	—	—	0.1	9.2	113	174	219	109	178	159	142	127	114	101	80	78	58	30	20	12	2.7	—	—
	5	—	0.2	—	—	—	—	0.6	60	112	195	114	199	178	158	142	127	114	103	92	75	37	7.1	0.4	—	—	
	6	0.6	0.2	0.1	—	—	—	0.1	40	144	149	141	162	191	176	160	143	129	115	103	83	42	8.2	0.5	0.1	—	—
	7	3.3	0.3	1.0	—	—	—	0.2	25	159	150	129	112	110	130	152	155	145	131	116	92	47	10	0.9	0.2	—	—
	8	24	2.0	4.5	2.5	0.1	—	0.1	23	144	157	134	114	76	96	87	105	127	135	128	99	54	14	1.4	0.3	—	—
	9	40	37	52	116	46	26	22	21	123	140	138	118	102	95	73	66	63	85	104	91	59	20	2.0	0.5	—	—
	10	236	171	196	186	109	134	148	155	159	162	141	121	104	89	75	64	55	51	55	51	45	24	2.7	0.6	—	—
	11	202	161	198	226	196	125	129	135	140	142	142	124	107	92	79	67	57	48	42	33	23	16	2.3	0.7	—	—
	12	159	168	173	199	218	122	105	111	116	123	122	125	109	94	82	70	60	51	43	33	16	6.9	1.1	0.4	—	—
	13	171	203	130	172	200	153	89	93	76	100	103	105	111	97	84	73	63	54	45	37	16	2.9	0.4	0.1	—	—
	14	155	194	129	151	175	131	97	74	75	62	37	29	21	19	99	96	75	65	56	48	40	17	1.5	0.1	—	—
	15	142	171	110	130	153	125	120	65	43	62	74	75	77	72	87	76	67	58	50	42	18	0.9	—	—	—	—
	16	131	152	92	115	124	157	149	72	52	55	53	63	65	67	69	77	63	60	52	44	19	0.7	—	—	—	—
	17	120	137	82	102	113	128	153	94	43	45	49	52	55	57	59	60	69	61	53	46	20	0.7	—	—	—	—
	18	111	127	95	98	104	121	140	122	55	39	39	43	46	49	50	52	53	62	54	47	21	0.7	—	—	—	—
	19	103	114	134	76	92	106	124	131	75	35	33	34	38	40	41	44	45	46	55	48	21	0.7	—	—	—	—
	20	94	103	136	65	81	94	109	124	99	43	29	28	31	33	36	37	39	40	41	49	22	0.8	0.1	—	—	—
	21	81	95	103	49	67	77	89	101	97	51	24	22	24	27	29	31	33	34	35	36	32	0.8	0.1	—	—	—
	22	41	45	58	23	31	37	43	50	55	41	18	10	9	9	11	12	13	14	15	15	16	16	0.9	0.1	—	—
	23	7.6	9.3	17	15	2.9	4.7	6.3	8.5	12	14	8.9	3.4	1.2	0.5	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.1	—	—
	24	1.5	1.8	3.2	4.3	—	—	0.3	0.5	0.8	1.1	1.5	1.2	0.5	0.2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
25	0.4	0.4	0.7	1.4	—	—	0.1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.2	0.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		

点C(C'), D(D')が対称1次, 2次に対する応答スペクトル値となる。これらの値は質量で規準化されているので、これらの値 R_V に $2/\rho L$ を乗じたものが一般座標における各振動次数に対する応答速度の二乗平均値となる。したがって、着目点(支点から距離 x)の振動感覚評価に必要な応答速度の二乗平均値 $\bar{E} [y^2 (L/V, x)]$ は次式にて求めることができる。

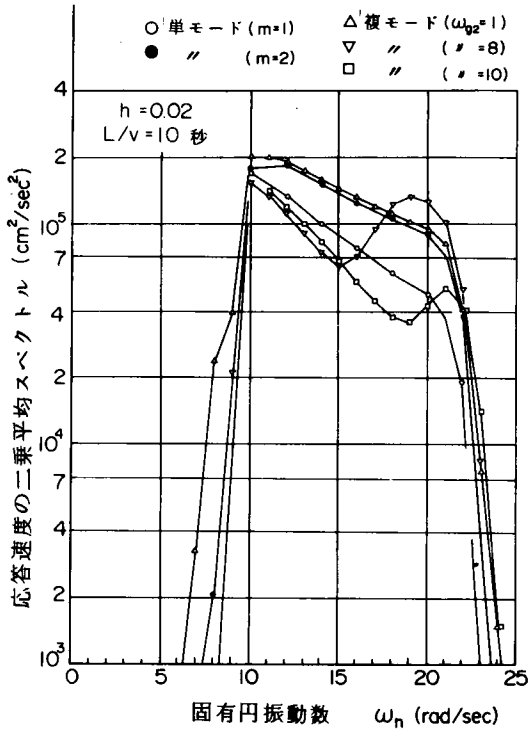


図 5・9 アーチ系橋梁（対称振動）の二乗平均スペクトル

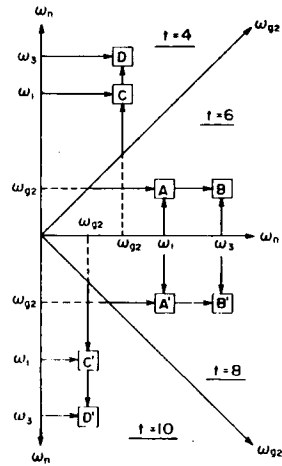


図 5・10 応答スペクトル表の構成

$$\begin{aligned} \bar{E}[\dot{y}^2(L/V, x)] &= \sum_n \left\{ \frac{2}{\rho L} R_V \varphi_n^2(x) \right\} \\ &= \left(\frac{2}{\rho L} \right)^2 \sum_n \left\{ R_V \left(\sum_{m=1,3,5} b_{nm} \sin \frac{m\pi x}{L} \right)^2 \right\} \end{aligned} \quad (5 \cdot 47)$$

ここに、 b_{nm} は ω_n と ω_{g2} の値によって式 (5・45) または図 5・8 より求められる係数である。

ここで求めた応答スペクトルと 5・5・1 で求めたスペクトルによって、アーチ系橋梁について次のような特徴を挙げることができる。

- 1) ω_n 、 ω_{g2} 、 h_n 、 L/V などの条件が同じであれば振動刺激は橋梁重量に反比例する。
- 2) 路面粗さのパラメーターや走行速度が本節で用いた条件と異なる場合にも応答スペクトルを多少補正することによって用いることができる。
- 3) 外力スペクトルの第一有帯域 ($3\pi \sim 7\pi$ rad/sec) において固有振動数を大きくすることは一般に振動刺激を小さくする。これは、前節においてランガー桁橋のライズを大きくしても振動刺激があまり変化しないことと矛盾するように見えるが、現行の設計法ではライズを大きくすれば、その分だけ断面が小さくなり固有振動数としてあまり変化しないためと考えられる。
- 4) アーチ橋における曲げ剛性は対称振動による応答にあまり影響しない。これは前節において補剛桁の桁高を大きくしても振動刺激への影響がわずかであったことと一致する。特に $\omega_{g2} > 0.5 \omega_n$ の範囲

ではほとんど影響を受けない。

5) 応答変位や応答加速度のスペクトルについては、 ω_n が $3\pi \sim 7\pi$ rad/secの範囲にあれば、次式によって近似される。

$$R_D = R_V / \omega_n^2 \quad (5 \cdot 48)$$

$$R_A = \omega_n^2 R_V \quad (5 \cdot 49)$$

ここに、 R_D ならびに R_A は変位ならびに加速度の規準化された応答スペクトルである。

本節ではランガー桁橋を基本形として扱ってきたが、その類似形式である他のアーチ系橋梁や吊橋などの振動評価にも適用できる。すなわち、式(5・43)における B として考える量を各形式に対して適当に選べばランガー桁以外にも適用することができる。²³⁾ また、式(5・44)のように振動モードを正弦級数で展開しているので、本節で述べてきた応答スペクトルを用いて、それらの形式橋の振動を評価することができる。なお、斜吊材を有するトラスランガー桁橋やニールセン型ローゼ桁橋における振動モードは厳密には多くの級数を用いて表現されるが、一般に単一項の級数で近似されるために、5-5-1で述べた応答スペクトルを用いることによって、その振動を評価することができる。ただし、固有振動数については式(5・43)を適用することができないために、他の固有値解析法²⁴⁾によらねばならない。

5-5-3 連続形式橋梁の振動

連続形式橋梁の振動では対称ならびに逆対称振動モードともに、正弦級数の和で仮定され、やはり式(5・51)の正規化条件を満たすものとして扱うことができる。

$$\varphi_n(x) = \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi x}{L} = \sqrt{\frac{2}{\rho L}} \sum_{m=1}^{\infty} b_{nm} \sin \frac{m\pi x}{L} \quad (5 \cdot 50)$$

$$\int_0^L \rho \varphi_n^2(x) dx = \frac{\rho L}{2} \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm}^2 = 1 \quad (5 \cdot 51)$$

ここで、 ρ は橋梁の単位長さあたりの質量であり、 L は連続橋の端支点から端支点までの距離である。連続形式の場合、振動数方程式は次式で示される。²⁵⁾

$$\begin{vmatrix} C_{11} & C_{12} & \dots & C_{1n} \\ C_{21} & C_{22} & \dots & C_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ C_{n1} & C_{n2} & \dots & C_{nn} \end{vmatrix} = 0 \quad (5 \cdot 52)$$

ここに

$$C_{ij} = \sum_m \frac{1}{\omega_{gm}^2 - \omega_n^2} \sin \frac{m\pi l_i}{L} \sin \frac{m\pi l_j}{L} \quad (5 \cdot 53)$$

$$\omega_{gm}^2 = \left(\frac{m\pi}{L}\right)^4 \frac{EI}{\rho} \quad (5 \cdot 54)$$

ω_n : 連続形式橋の固有振動数

l_i : 端支点から i 支点までの距離

$m = 1, 2, 3 \dots \dots$

まず、等二径間連続の橋梁のうち、その逆対称振動モードは単一項の正弦級数で表わされるので、その振動数は式(5・54)の m が偶数のときに一致し、そのモードは次式で示される。

$$\varphi_n(x) = \sqrt{\frac{2}{\rho L}} \sin \frac{2n\pi x}{L} \quad (n = 1, 2, \dots \dots) \quad (5 \cdot 55)$$

そして、対称振動の場合には次のように考えることができる。すなわち、 $L = 2l$ であるので式(5・52)の振動数方程式は C_{11} の項のみとなる。正弦級数の項数を $m = 5$ までとすると振動数方程式は次式となる。

$$\frac{1}{\omega_{g1}^2 - \omega_n^2} + \frac{1}{\omega_{g3}^2 - \omega_n^2} + \frac{1}{\omega_{g5}^2 - \omega_n^2} = 0 \quad (5 \cdot 56)$$

ここで、 $\omega_n^2 = \lambda^2 \omega_{g1}^2$ とすると、上式の解は

$$\lambda_1^2 = 39.63, \quad \lambda_2^2 = 431.7$$

となる。そして、 $\lambda_1 = 6.295$ に対して、対称1次モード $\varphi_1(x)$ は、

$$\varphi_1(x) = \sqrt{\frac{2}{\rho L}} \left(-0.730 \sin \frac{\pi x}{L} - 0.682 \sin \frac{3\pi x}{L} + 0.048 \sin \frac{5\pi x}{L} \right) \quad (5 \cdot 57)$$

となり、 $\lambda_2 = 20.777$ に対して、対称2次モード $\varphi_2(x)$ は、

$$\varphi_2(x) = \sqrt{\frac{2}{\rho L}} \left(-0.365 \sin \frac{\pi x}{L} + 0.449 \sin \frac{3\pi x}{L} + 0.815 \sin \frac{5\pi x}{L} \right) \quad (5 \cdot 58)$$

と表わされる。このように、等二径間連続の橋梁では固有振動数 ω_n や固有振動モード $\varphi_n(x)$ が一義的に確定するので、これらのモード級数を用いて動的応答の二乗平均スペクトルを計算することができる。図5・11にその一例を示した。

つぎに、三径間連続の橋梁の場合には次のように計算することができる。図5・12の上部に示したように、中央径間の支間長を l とし、側径間の支間長を αl とする。まず、対称振動の場合には振動数方程式が、

$$\sum_{m=1}^M \frac{\sin^2 \frac{m\pi\alpha l}{L}}{\omega_{gm}^2 - \omega_n^2} (1 - \cos m\pi) = 0 \quad (5 \cdot 59)$$

となり、その振動モード $\varphi_n(x)$ は

$$\varphi_n(x) = \sqrt{\frac{2}{\rho L}} \sum_{m=1}^M \frac{1 - \cos m\pi}{\omega_{gm}^2 - \omega_n^2} \sin \frac{m\pi\alpha}{1 + 2\alpha} \sin \frac{m\pi x}{L} \quad (5 \cdot 60)$$

となる。一方、逆対称振動の場合には振動数方程式が

$$\sum_{m=1}^M \frac{\sin^2 \frac{m\pi\alpha l}{L}}{\omega_{gm}^2 - \omega_n^2} (1 + \cos m\pi) = 0 \quad (5 \cdot 61)$$

となり、その振動モード $\varphi_n(x)$ は

$$\varphi_n(x) = \sqrt{\frac{2}{\rho L}} \sum_{m=1}^M \frac{1 + \cos m\pi}{\omega_{gm}^2 - \omega_n^2} \sin \frac{m\pi\alpha}{1 + 2\alpha} \sin \frac{m\pi x}{L} \quad (5 \cdot 62)$$

となる。したがって、ある支間長比 α について支間長を L とする単純桁としての 1 次振動数 ω_{g1} が決められ、橋梁の固有振動数とそれに対応する固有振動モードは確定する。ここで、正弦級数の項数 (M) を 6 項とし、支間長比 (α) を 0.5 ~ 1.0 の範囲で変化させた場合の ω_{g1} に対する固有振動数比と正弦級数値 b_{nm} を図 5・12 に示した。このように固有値を求めることができるので、これらのモード級数を用いて、動的応答の二乗平均スペクトルを計算することができる。図 5・11 に三径間連続形式としてよく用いられる支間

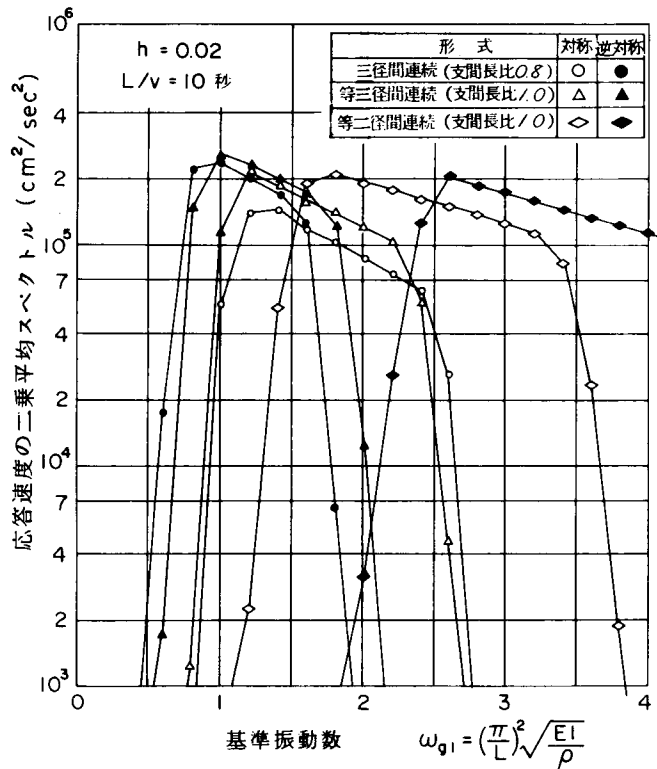


図 5・11 連続形式橋の二乗平均スペクトル

長比 0.8 と 1.0 の場合のスペクトルを示した。²⁶⁾

ここで求めた連続形式橋梁の応答スペクトルについて、次のような特徴を挙げることができる。

- 1) 固有振動数、減衰定数、渡橋所要時間などの条件が同じであれば振動刺激は橋梁重量に反比例する。
- 2) 路面粗さのパラメーターや走行速度が本節で用いた条件と異なる場合にも応答スペクトルを多少補正することによって用いることができる。
- 3) 外力スペクトルの第一有帯域 ($3\pi \sim 7\pi$ rad/sec) において、固有振動数を大きくすること、すなわち主桁や主構の剛性を大きくすることは一般に振動刺激を小さくする。
- 4) 支間長比 (側支間長 / 中央支間長) が 0.8 の三径間連続形式橋梁における対称振動形での刺激は、他の振動形での刺激よりも小さくなる。従来、三径間連続形式として、よく用いられている支間長比 0.8 において刺激が小さくなることは、この支間長比での静的特性と関連があることを示唆しているものと思われる。

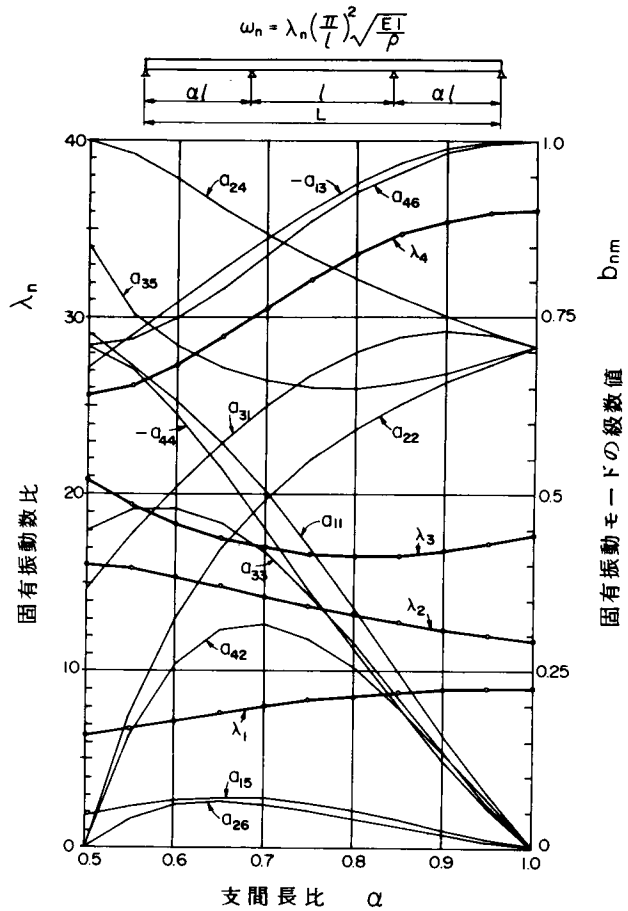


図 5・12 三径間連続ばりの固有振動数比と固有振動モード

5-6 結 語

本章では、道路橋の動的応答をモーダル解析と不規則振動解析を併用して求めた。橋梁振動による振動感覚を考える場合の基本となる状態として、まず一台の大型車が走行したときの振動を対象にすべきであると考え、橋梁の動的応答を解析的に求めた。そこで、振動が大きいと言われているランガー桁橋を対象に、支間長・ライズおよび補剛桁の高さをいろいろ変えて設計を行い、それぞれに対する動的応答値 (振動刺激として応答速度の実効値) を求め、ランガー桁橋における振動感覚について検討した結果、興味ある点を指摘することができた。特に、実態調査の結果と同様、60～80 m級のランガー桁橋の振動が大きいことが指摘できた。

続いて、固有振動モードを正弦級数で表わしていることから、固有振動数と固有振動モードの正弦級数との関係を求めて、モードを規準化することによって動的応答解析が容易になり、耐震設計法でよく用いられている応答スペクトルに類似した「応答速度の二乗平均スペクトル」を求めることができた。振動感覚を考える場合に必要な応答速度の二乗平均値が、この二乗平均スペクトルを用いることにより、比較的簡単に計算できる。そして、振動の刺激と各パラメーターとの関係について検討した。なお、本研究では自動車を振動させる路面凹凸のパワースペクトル密度を単純な形で表わし、それによる自動車の動的応答を求め、その自動車が橋面に与える外力として二つの有帯域ホワイトノイズを用いたことや自動車と橋梁との連成を考えていないことなどについては、さらに検討を加えねばならない。しかし、この種の応答スペクトルによれば、従来、かなりの距離があった固有値問題と橋梁の動的応答問題および設計問題とを、ある程度接近させることができるものと思われる。

参考文献

- 1) 小堀為雄・梶川康男：単一動荷重に対する道路橋の振動感覚，土木学会論文報告集，第248号，pp.11-23, 1976.
- 2) 小堀為雄・梶川康男：振動感覚を評価するためのアーチ橋の動的応答スペクトル，土木学会論文報告集，第251号，pp.127-130, 1976.
- 3) Committee on Deflection Limitation of Bridge of the Structural Division : Deflection limitation of bridges, Proc. of ASCE, Vol. 84, No. ST.3, pp.1-20, 1958.
- 4) プレストレストコンクリート技術協会・日本コンクリート会議：コンクリート構造物設計施工国際指針（CEB/FIP 1971），鹿島出版会，1971.
- 5) コンクリート委員会終局強度設計小委員会：鉄筋コンクリート設計法の最近の動向，土木学会，pp.11-21, 1975.
- 6) 岡村 甫：コンクリート構造の限界状態設計法，共立出版，pp.6-8, 1978.
- 7) 山田善一・小堀為雄：活荷重に対する道路橋の動的応答 — 衝撃係数 — に関する考察，土木学会論文集，第148号，pp.40-50, 1967.
- 8) Nakai, H. and H. Kotoguchi : Dynamic response of horizontally curved girder bridges under random traffic flows, Proc. of JSCE, No.244, pp.117-128, 1975.
- 9) Shinozuka, M. and T.Kobori : Fatigue analysis of highway bridges, Proc.of JSCE. No. 208, pp.137-148, 1972.
- 10) 星谷 勝・中根健一：橋の振動による心理的反応の理論解析，土木学会論文報告集，第246号，pp.1-8, 1976.
- 11) 吉村虎蔵・平井一男：ランガー桁の動的解析，土木学会論文集，第101号，pp.1-14, 1964.
- 12) 星谷 勝：確率論手法による振動解析，鹿島出版会，pp.95-111, 1974.
- 13) Iyengar R.N. and K. T. S. R. Iyengar : Probabilistic response analysis to earthquakes,

Proc. of ASCE, Vol. 96, No. EM. 3, pp. 207-225, 1970.

- 14) 山田善一：土木構造物の振動と安全性 — 橋梁の衝撃，土木学会関西支部，pp. 91-101, 1966.
- 15) 土木設計便覧編集委員会編：土木設計便覧，丸善，pp. 601-604, 1968.
- 16) 兼重一郎：パワースペクトル解析の自動車への応用，いすゞ技報，第 33 号，pp. 1-9, 1960.
- 17) 日野幹雄：スペクトル解析，朝倉書店，pp. 210-224, 1977.
- 18) 梶川康男：振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析，土木学会論文報告集へ投稿中 (1979・7)
- 19) 川合平夫・森崎健二：自動車走行路面の性質と振動乗心地への関連性，三菱重工技報，2 巻 2 号，pp. 20-27, 1965.
- 20) 小松定夫・川合充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，第 275 号，pp.13-28, 1978.
- 21) 伊藤 学・片山恒雄：橋梁構造の振動減衰，土木学会論文集，第 117 号，pp.12-22, 1965.
- 22) Wright, R. N. and W. H. Walker : Vibration and deflection of steel bridges, Engineering Journal, AISC, Vol. 9, No.1, pp. 20-31, 1972.
- 23) 吉村虎蔵・平井一男：補剛アーチ橋およびつり橋の動的共通解析，土木学会論文集，第 115 号，pp. 1-11, 1965.
- 24) 吉村虎蔵・平井一男：はりあるいはラーメンとを組合わせた構造物の動的および静的解析について，土木学会論文集，第 116 号，pp. 1-7, 1965.
- 25) 平井一男：結合法による弾性支承を有する連続ばりの動的解析，土木学会論文集，第 104 号，pp. 1-8, 1964.
- 26) 小堀為雄・梶川康男：単一動荷重に対する応答スペクトルの一考察，昭和 51 年度土木学会関西支部研究発表会 I-22, 1976.

【付録5A】 $I_S(\omega, t)$ ならびに $I_C(\omega, t)$ の解析結果

$$\begin{aligned}
 I_S(\omega, t) &= \int_0^t e^{h_n \omega_n \xi} \sin \bar{\omega}_n(t-\xi) \left\{ \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi V \xi}{L} \right\} \sin \omega \xi d\xi \\
 &= \sum_{m=1}^{\infty} \frac{a_{nm}}{2} \left[- \int_0^t e^{h_n \omega_n \xi} \sin \frac{m\pi V \xi}{L} \cos \{ \bar{\omega}_n t + (\omega - \bar{\omega}_n) \xi \} d\xi \right. \\
 &\quad \left. + \int_0^t e^{h_n \omega_n \xi} \sin \frac{m\pi V \xi}{L} \cos \{ \bar{\omega}_n t - (\omega - \bar{\omega}_n) \xi \} d\xi \right] \\
 &= \sum_{m=1}^{\infty} \frac{a_{nm}}{4} \left[- \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n \right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ h_n \omega_n \sin \omega_1 t - \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n \right) \cos \omega_1 t \right\} \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n \right) \cos \bar{\omega}_n t - h_n \omega_n \sin \bar{\omega}_n t \right] + \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L} \right)^2} \right. \\
 &\quad \cdot \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ h_n \omega_n \sin \omega_2 t - \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L} \right) \cos \omega_2 t \right\} + \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L} \right) \cos \bar{\omega}_n t - h_n \omega_n \sin \bar{\omega}_n t \right] \\
 &\quad - \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n \right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ h_n \omega_n \sin \omega_2 t + \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n \right) \cos \omega_2 t \right\} \right. \\
 &\quad \left. - \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n \right) \cos \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \sin \bar{\omega}_n t \right] + \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\omega + \bar{\omega}_n + \frac{m\pi V}{L} \right)^2} \\
 &\quad \cdot \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ h_n \omega_n \sin \omega_1 t - \left(\omega + \bar{\omega}_n + \frac{m\pi V}{L} \right) \cos \omega_1 t \right\} + \left(\omega + \bar{\omega}_n + \frac{m\pi V}{L} \right) \cos \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \sin \omega_n t \right] \Big] \\
 &\quad \dots\dots\dots (A5 \cdot 1)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_C(\omega, t) &= \int_0^t e^{h_n \omega_n \xi} \sin \bar{\omega}_n(t-\xi) \left\{ \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi V \xi}{L} \right\} \cos \omega \xi d\xi \\
 &= \sum_{m=1}^{\infty} \frac{a_{nm}}{2} \left[\int_0^t e^{h_n \omega_n \xi} \sin \frac{m\pi V \xi}{L} \sin \{ \bar{\omega}_n t + (\omega - \bar{\omega}_n) \xi \} d\xi \right. \\
 &\quad \left. + \int_0^t e^{h_n \omega_n \xi} \sin \frac{m\pi V \xi}{L} \sin \{ \bar{\omega}_n t - (\omega - \bar{\omega}_n) \xi \} d\xi \right] \\
 &= \sum_{m=1}^{\infty} \frac{a_{nm}}{4} \left[- \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n \right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n \right) \sin \omega_1 t + h_n \omega_n \cos \omega_1 t \right\} \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. - \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n \right) \sin \bar{\omega}_n t - h_n \omega_n \cos \bar{\omega}_n t \right] \right. \\
 &\quad \left. + \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L} \right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L} \right) \sin \omega_2 t + h_n \omega_n \cos \omega_2 t \right\} \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. - \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L} \right) \sin \bar{\omega}_n t - h_n \omega_n \cos \bar{\omega}_n t \right] \right. \\
 &\quad \left. - \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\omega + \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L} \right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left(\omega + \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L} \right) \sin \omega_2 t + h_n \omega_n \cos \omega_2 t \right\} \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. + \left(\omega + \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L} \right) \sin \bar{\omega}_n t - h_n \omega_n \cos \bar{\omega}_n t \right] \right. \\
 &\quad \left. + \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n \right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n \right) \sin \omega_1 t + h_n \omega_n \cos \omega_1 t \right\} \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n \right) \sin \bar{\omega}_n t - h_n \omega_n \cos \bar{\omega}_n t \right] \right] \dots\dots\dots (A5 \cdot 2)
 \end{aligned}$$

【付録5B】 $\frac{\partial I_S(\omega, t)}{\partial t}$ ならびに $\frac{\partial I_C(\omega, t)}{\partial t}$ の解析結果

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial I_S(\omega, t)}{\partial t} = & \sum_{m=1}^{\infty} \frac{a_{nm}}{4} \left[-\frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right)^2} \right. \\
 & \cdot \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left\{ (h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right) \omega_1 \right\} \sin \omega_1 t + h_n \omega_n \bar{\omega}_n \cos \omega_1 t \right\} \right. \\
 & \left. - \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right) \bar{\omega}_n \sin \bar{\omega}_n t - h_n \omega_n \bar{\omega}_n \cos \bar{\omega}_n t \right] \\
 & + \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left\{ (h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) \omega_2 \right\} \sin \omega_2 t \right. \right. \\
 & \left. \left. + h_n \omega_n \bar{\omega}_n \cos \omega_2 t \right\} - \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) \bar{\omega}_n \sin \bar{\omega}_n t - h_n \omega_n \bar{\omega}_n \cos \bar{\omega}_n t \right] \\
 & - \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left\{ (h_n \omega_n)^2 - \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) \omega_2 \right\} \sin \omega_2 t \right. \right. \\
 & \left. \left. - h_n \omega_n \bar{\omega}_n \cos \omega_2 t \right\} + \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) \bar{\omega}_n \sin \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \bar{\omega}_n \cos \bar{\omega}_n t \right] \\
 & + \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left\{ (h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right) \omega_1 \right\} \sin \omega_1 t \right. \right. \\
 & \left. \left. - h_n \omega_n \bar{\omega}_n \cos \omega_1 t \right\} - \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right) \bar{\omega}_n \sin \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \bar{\omega}_n \cos \bar{\omega}_n t \right] \dots\dots\dots (A5.3)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial I_C(\omega, t)}{\partial t} = & \sum_{m=1}^{\infty} \frac{a_{nm}}{4} \left[-\frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left\{ (h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right) \omega_1 \right\} \cos \omega_1 t \right. \right. \right. \\
 & \left. \left. - h_n \omega_n \bar{\omega}_n \sin \omega_1 t \right\} - \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right) \cos \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \bar{\omega}_n \sin \bar{\omega}_n t \right] \\
 & + \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega + \bar{\omega}_n\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left\{ (h_n \omega_n)^2 - \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega + \bar{\omega}_n\right) \omega_2 \right\} \cos \omega_2 t \right. \right. \\
 & \left. \left. - h_n \omega_n \bar{\omega}_n \sin \omega_2 t \right\} + \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega + \bar{\omega}_n\right) \bar{\omega}_n \cos \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \bar{\omega}_n \sin \bar{\omega}_n t \right] \\
 & - \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left\{ (h_n \omega_n)^2 - \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) \omega_2 \right\} \cos \omega_2 t \right. \right. \\
 & \left. \left. + h_n \omega_n \bar{\omega}_n \sin \omega_2 t \right\} - \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) \bar{\omega}_n \cos \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \bar{\omega}_n \sin \bar{\omega}_n t \right] \\
 & + \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left\{ (h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right) \omega_1 \right\} \cos \omega_1 t \right. \right. \\
 & \left. \left. + h_n \omega_n \bar{\omega}_n \sin \omega_1 t \right\} + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right) \bar{\omega}_n \cos \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \bar{\omega}_n \sin \bar{\omega}_n t \right] \dots\dots\dots (A5.4)
 \end{aligned}$$

【付録5C】 $\frac{\partial^2 I_S(\omega, t)}{\partial t^2}$ ならびに $\frac{\partial^2 I_C(\omega, t)}{\partial t^2}$ の解析結果

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial^2 I_S(\omega, t)}{\partial t^2} &= \sum_{m=1}^{\infty} \frac{a_{nm}}{4} \left[-\frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right)^2} \right. \\
 &\quad \cdot \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ (h_n \omega_n)^2 + 2\omega_1 \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right) - \omega_1^2 \right\} h_n \omega_n \sin \omega_1 t \right. \\
 &\quad - \left. \left\{ (h_n \omega_n)^2 \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right) - 2(h_n \omega_n)^2 \omega_1 - \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right) \omega_1^2 \right\} \cos \omega_1 t \right] \\
 &\quad - \left. \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right) \bar{\omega}_n^2 \cos \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \bar{\omega}_n^2 \sin \bar{\omega}_n t \right] \\
 &\quad + \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L}\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ (h_n \omega_n)^2 + 2\omega_2 \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L}\right) - \omega_2^2 \right\} h_n \omega_n \sin \omega_2 t \right. \\
 &\quad - \left. \left\{ (h_n \omega_n)^2 \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L}\right) - 2(h_n \omega_n)^2 \omega_2 - \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L}\right) \omega_2^2 \right\} \cos \omega_2 t \right] \\
 &\quad - \left. \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L}\right) \bar{\omega}_n^2 \cos \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \bar{\omega}_n^2 \sin \bar{\omega}_n t \right] \\
 &\quad - \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ (h_n \omega_n)^2 - 2\omega_2 \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) - \omega_2^2 \right\} h_n \omega_n \sin \omega_2 t \right. \\
 &\quad + \left. \left\{ (h_n \omega_n)^2 \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) + 2(h_n \omega_n)^2 \omega_2 - \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) \omega_2^2 \right\} \cos \omega_2 t \right] \\
 &\quad + \left. \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) \bar{\omega}_n^2 \cos \bar{\omega}_n t - h_n \omega_n \bar{\omega}_n^2 \sin \bar{\omega}_n t \right] \\
 &\quad + \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ (h_n \omega_n)^2 + 2\omega_1 \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right) - \omega_1^2 \right\} h_n \omega_n \sin \omega_1 t \right. \\
 &\quad - \left. \left\{ (h_n \omega_n)^2 \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right) - 2(h_n \omega_n)^2 \omega_1 - \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right) \omega_1^2 \right\} \cos \omega_1 t \right] \\
 &\quad - \left. \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right) \bar{\omega}_n^2 \cos \bar{\omega}_n t - h_n \omega_n \bar{\omega}_n^2 \sin \bar{\omega}_n t \right] \dots\dots\dots (A5.5) \\
 \frac{\partial^2 I_C(\omega, t)}{\partial t^2} &= \sum_{m=1}^{\infty} \frac{a_{nm}}{4} \left[-\frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ (h_n \omega_n)^2 + 2\omega_1 \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right) - \omega_1^2 \right\} \right. \right. \\
 &\quad \cdot h_n \omega_n \cos \omega_1 t + \left. \left\{ (h_n \omega_n)^2 \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right) - 2(h_n \omega_n)^2 \omega_1 - \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right) \omega_1^2 \right\} \sin \omega_1 t \right] \\
 &\quad + \left. \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega - \bar{\omega}_n\right) \bar{\omega}_n^2 \sin \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \bar{\omega}_n^2 \cos \bar{\omega}_n t \right] \\
 &\quad + \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L}\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ (h_n \omega_n)^2 + 2\omega_2 \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L}\right) - \omega_2^2 \right\} h_n \omega_n \cos \omega_2 t \right. \\
 &\quad + \left. \left\{ (h_n \omega_n)^2 \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L}\right) - 2(h_n \omega_n)^2 \omega_2 - \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L}\right) \omega_2^2 \right\} \sin \omega_2 t \right] \\
 &\quad + \left. \left(\omega - \bar{\omega}_n - \frac{m\pi V}{L}\right) \bar{\omega}_n^2 \sin \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \bar{\omega}_n^2 \cos \bar{\omega}_n t \right]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& - \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left\{ (h_n \omega_n)^2 - 2\omega_2 \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) - \omega_2^2 \right\} h_n \omega_n \cos \omega_2 t \right. \right. \\
& - \left. \left\{ (h_n \omega_n)^2 \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) + 2(h_n \omega_n)^2 \omega_2 - \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) \omega_2^2 \right\} \sin \omega_2 t \right\} \\
& + \left. \left(\frac{m\pi V}{L} - \omega - \bar{\omega}_n\right) \bar{\omega}_n^2 \sin \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \bar{\omega}_n^2 \cos \bar{\omega}_n t \right] \\
& + \frac{1}{(h_n \omega_n)^2 + \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right)^2} \left[e^{h_n \omega_n t} \left\{ \left\{ (h_n \omega_n)^2 + 2\omega_1 \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right) - \omega_1^2 \right\} h_n \omega_n \cos \omega_1 t \right. \right. \\
& + \left. \left\{ (h_n \omega_n)^2 \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right) - 2(h_n \omega_n)^2 \omega_1 - \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right) \omega_1^2 \right\} \cos \omega_1 t \right\} \\
& - \left. \left(\frac{m\pi V}{L} + \omega + \bar{\omega}_n\right) \bar{\omega}_n^2 \sin \bar{\omega}_n t + h_n \omega_n \bar{\omega}_n^2 \cos \bar{\omega}_n t \right] \dots\dots\dots (A5 \cdot 6)
\end{aligned}$$

ここで, $\omega_1 = \omega + m\pi V/L$, $\omega_2 = \omega - m\pi V/L$ を示す.

第6章 歩道橋における使用性の確率論的解析^{1)~4)}

6-1 概 説

最近の飛躍的な交通量増加による自動車交通の渋滞や横断歩行中の事故の増加などから、幹線道路上の横断歩道橋あるいは河川や鉄道を横断するための大規模な歩道橋が建設されてきた。その規模は日増しに大きくなり、複雑な構造をもつようになってきた。これらは橋梁の設計理論の進歩や使用鋼材の高強度化によるところが大きい。歩道橋を設計する場合、考えねばならない要素としては次の点を挙げることができる。⁵⁾

1) 安全性, 2) 経済性, 3) 施工性, 4) 合目的性(使用性), 5) 環境との調和(美観など)

従来, 1), 2), 3) の点に特に重点が置かれ, 4), 5) の二点は二次的な扱いを受ける傾向にあったが, 最近, それぞれが同じように重視されねばならないことが認識されるようになった。さらに, 大規模な歩道橋において生じている動的安定性の点から, 歩道橋の振動によって歩行者が受ける影響なども考慮されねばならないことが強調されるようになった。

現在, 歩道橋の主桁の設計には活荷重としての歩行者を静的なものと考え, 350 kg/m^2 の群集荷重を用いている。一般に死荷重は比較的小さく, しかも, 維持管理が容易であることや耐用年数も道路橋に比べれば短くてよいことなどを理由に, 鋼材およびコンクリートの許容応力度が道路橋示方書に対し, 15%の割増しが許されている。また, 設計活荷重による主桁の最大たわみは床版や床組などの2次応力の発生, 歩行者に与える不快感の排除や橋梁全体の剛性などを考えて, 原則として支間長の $1/600$ 以下とし, 振動による歩行者への影響に対する配慮を行ったときは $1/400$ まで緩和することができるとされている。⁶⁾ このような設計条件を満足している歩道橋は一応安全な構造物であるといえよう。しかし, 一般に歩道橋はスレンダーな溶接構造でできており, 振動の減衰性能は低いと言われている。特に, 歩行者の歩調と橋梁の固有振動数とが近い場合には, 比較的容易に振動が発生することが予想される。そして, 一部の歩道橋では歩行者に対して不快感を与えるような振動が発生していることが報告されている。⁵⁾ そこで, 大規模な歩道橋の設計において, この種の振動による影響を軽減するには, どのように対処すべきかを考えておかねばならない。

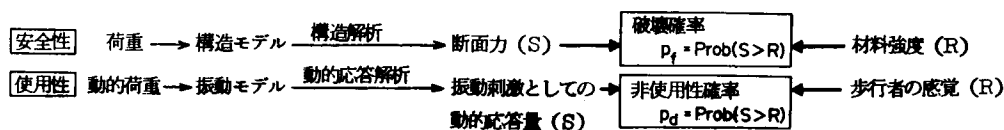
従来, 歩道橋において歩行者が受ける振動の影響に関する研究の多くは, 架設された歩道橋を一人または数人が歩いたときの振動がどのようなカテゴリに属するものかを検討したもの, あるいは歩行者が橋梁を通過するときの振動をどの程度にすれば快適であるか, または振動量のある値以下にするには橋梁の断面などをどの程度のものにしたらよいかなどの考察を行ったものがほとんどである。これらの研究はいずれも, 振動数や振幅を実験あるいは計算によって求め, 第3章で説明したような振動感覚に関するデータのどのカテゴリに, その振動が属するかという評価が行われている。ところが, このような評価法では実験および計算で行われた載荷状態に対してのみの評価にとどまり, 実際の使用状態に対する評価を行っているとは考えがたい。また, 振動感覚実験における反応のばらつきは考慮されず, 平均的な反応のみで評

価していることになる。

元来、構造解析の目的はBolotin⁷⁾が指摘するように、耐用期間中に許されない状態が生じないことの確実さを求めることにあると思われる。従来、許されない状態として構造物の部材力が、その部材の許容耐荷力を越える状態のみを考えてきた。しかし、部材力と耐荷力はともに確率量であり、部材力が耐荷力を越えるという状態が絶対に生じないことは保証されていなかった。このことが指摘され、安全であることの確実さを確率（信頼性あるいは破壊確率）の概念を導入して、定量的に評価されなければならないことが強調されるようになってきた⁸⁾。また、構造物は安全であるとともに、通常の使用状態においても支障の生じにくいものでなくてはならないことも指摘され、終局限界と使用限界の二つの状態に対して構造物は設計されるのが望ましいとされるようになった⁹⁾。二つの限界状態のうち、終局限界状態は構造物が破壊するという最もクリティカルな状態であるので、従来からの研究などの発想に確率的な要素を取入れることによって比較的容易に理解され、検討されるであろう。しかし、使用限界状態はそれほどクリティカルではなく、たとえ、この状態が生じたとしても直ちに損害を受けることもなく、長い間に徐々に影響が現われるという性質のものである。しかも、この種の発想そのものが従来、欠けていたために確率論的な要素を取入れる以前に検討すべき問題が多く残されていた。

ここで、許されない状態が生じないことの確実さを定量的に評価するという点から、歩道橋に関する従来の研究を考えてみるとまだ検討すべき点が多い。そこで、終局限界状態の生ずる確率（破壊確率）を定量的な尺度として安全性が評価されるならば、解析・設計理念の統一から使用性に関しても使用限界状態が生ずる確率を定量的な尺度として評価するのが望ましい。橋梁の振動が歩行者に及ぼす心理的影響に関していえば、使用限界状態とは振動がある限度を越えるということではなく、歩行者が不快あるいは不安の念を持つという状態であると思われる。このように考えると、安全性と振動感覚に関する使用性は表6・1のように対比される。このような観点から、本章では歩道橋に着目し、歩行者の荷重特性と反応特性に

表 6・1 安全性と使用性



基づいて不規則振動解析の手法によって動的応答量を求め、歩行者が橋梁を渡る間に受ける振動刺激の確率分布と、ある刺激によって心理的な反応を生ずる確率分布とを比較することによって、心理的な限界状態が発生する確率を求めた。本研究では、この確率を「非使用性確率」と呼ぶことにした。

そこで、歩道橋としてよく用いられる単純桁橋と等径間連続桁橋に対して、非使用性確率を求め、その使用性を検討するとともに、従来の設計に用いられている活荷重によるたわみの制限との関係を求めた。さらに、歩行者がアーラン型の到着をする場合の使用性を検討した。ところが、非使用性確率の計算は複雑であるので直接設計に用いるには多くの計算上の難点がある。設計に用いる方法は、明確な根拠と十分な精度を有し、かつ簡潔な方法でなくてはならない。そこで、安全性評価の際に設計との関連から用いら

れる傾向にある二次モーメント法による安全性指標と同様に，刺激と反応の平均値と分散のみで示される使用性指標を提案した。

この非使用性確率や使用性指標は，橋梁の動的特性や歩行者の特性などのほとんどを加味できる数値であり，橋梁の使用性を論議する場合に適用できる尺度であるとともに，構造解析の目的に合致する解析方法であると思われる。

6-2 歩行者の特性

現在の歩道橋の設計では，主桁に対して 350 kg/m^2 ，床組に対して 500 kg/m^2 の群集荷重を考慮している。 350 kg/m^2 の群集荷重は，歩行者の群集密度 $5 \sim 7 \text{ 人/m}^2$ を考えているために群集の移動は困難であり，衝撃をさらに考慮する必要はないものと考えられる。しかし，群集密度が 1 人/m^2 程度では，歩行速度は自由歩行時の速度と大差はないと考えられる。したがって，群集密度が小さい場合には，かなり大きな衝撃荷重が橋面に加わり，ときには設計時に予測しなかったような振動が発生することがある。さらに，このように群集密度が小さい場合には歩行者が自由に歩行することが可能であることから，さまざまな歩行特性が現われる。本節では，歩行者の動的外力としての特性，ある地点への到着の仕方および歩行者の振動感覚に関する特性について述べる。

6-2-1 動的荷重としての特性

歩行者を動的な荷重として扱う場合，まず，その周期と移動速度を調査する必要がある。そこで，一般街路上の一定距離 ($20 \sim 30 \text{ m}$) を何歩で，何秒かかって歩いたかを測定した。その結果を表 6・2 に示した。表 6・2 には松本¹⁰⁾ と牛尾¹¹⁾ の調査結果を参考までに示した。また，成人の歩調分布を図 6・1 に，歩行速度の分布を図 6・2 に示した。これらの図より，歩調・歩行速度ともに正規分布をしていることがわかる。小・中学生の場合も，ばらつきがやや大きくなるが同様に正規分布であるとみなしうる。そして，小学生は成人に比べて歩行速度が小さくなり，歩調がやや大きくなっているが，中学生は成人とほとんど

表 6・2 歩調と歩行速度の平均値と標準偏差

調査地点と対象	人数	歩調 (歩/秒)		歩行速度 (m/sec)		
		平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	
福井	成人	530	2.00	0.171	1.40	0.181
	中学生	278	2.09	0.187	1.47	0.164
	小学生(高学年)	166	2.12	0.212	1.18	0.245
	小学生(低学年)	199	2.24	0.266	1.12	0.207
金沢 ¹⁾	515	2.06	0.186	1.43	0.184	
東京 ¹⁰⁾	505	1.99	0.178			
大阪 ¹¹⁾ 1	750	1.99	0.175			
大阪 ¹¹⁾ 2	708	1.94	0.186			

注：大阪の数値は文献 11) には明記されていないので著者らが文献 11) の図より計算したものである。

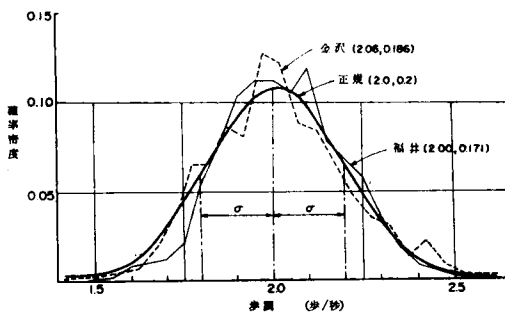


図 6・1 歩調分布

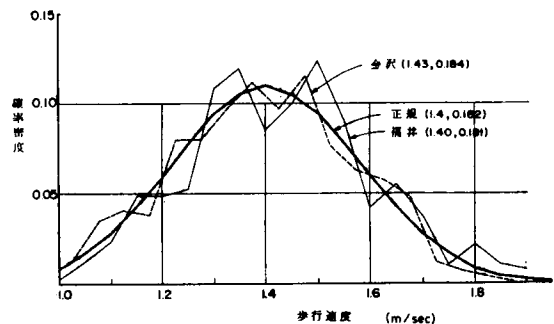


図 6・2 歩行速度の分布

ど変わらないようである。以上の調査結果などを総合してみると、歩調の平均はほぼ2歩/秒であり、そのばらつきは調査地点あるいは調査対象によって若干異なるが、変動係数にしてほぼ0.1とみなしてよく、その分布は正規分布である。そして、平均歩行速度は中学生以上で、約1.4 m/sec であり、そのばらつきは変動係数にしてほぼ0.13とみなしてよく、この場合も正規分布であると言える。

つぎに、橋梁の固有振動数と歩調が接近している場合に、歩調がいや応なく橋梁の振動に一致させられ、その結果、橋梁の振動がますます大きくなることが考えられる。そこで、振動の周期が歩調に及ぼす影響を調査した。第4章の図4・1に示した大型振動台を用いて、その上を被験者が歩行したときの歩調を測定した。被験者10人に対して2回ずつ計20回の実験結果を対数平均した歩調を図6・3に示した。図6・3において横軸には加振振動数を、縦軸には振動台に加えた正弦振動の変位振幅をとって整理した。この結果においては、歩調の乱れをほとんど認めることができない。このことは歩行者の歩調が橋梁の振動周期や振幅によって、あまり影響を受けることなく、ほぼ2歩/秒で歩いていることを示している。

つぎに、従来の研究¹⁰⁾では歩行者が橋梁に及ぼす力は、その人の重量と慣性力であり、その周期は歩調であるとして、人体の重心と考えられる腰部の加速度を測定している。しかし、歩行時に脚部が実際に床面を押す力は測定されておらず、歩行衝撃力として腰部慣性力を用いることの妥当性は検討されていない。そこで、まず従来と同様に腰部加速度を測定した。一般平坦道路上で、腰部に小型加速度計を取付けて距離20 mを歩行したときの加速度を10人に対し測定した。歩行状態はゆっくり歩いた場合、普通に歩いた場合、速く歩いた場合の三通りについて行い、歩行速度も同時に求めた。腰部加速度は磁気テープに記録し、AD変換して電子計算機によってスペクトル解析¹²⁾を行った。その代表例を図6・4に示した。こ

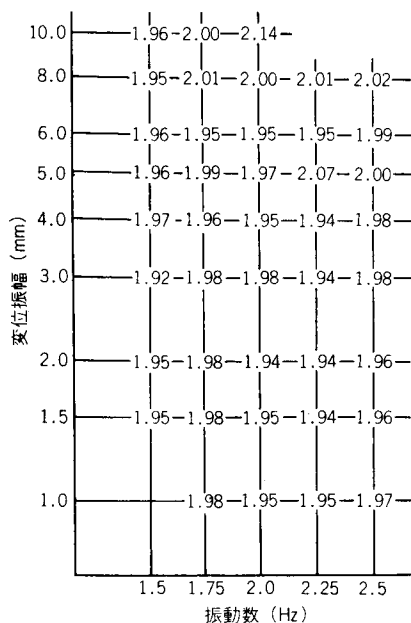


図6・3 強制振動時の歩調
[図中の数字は歩調, (歩/秒)]

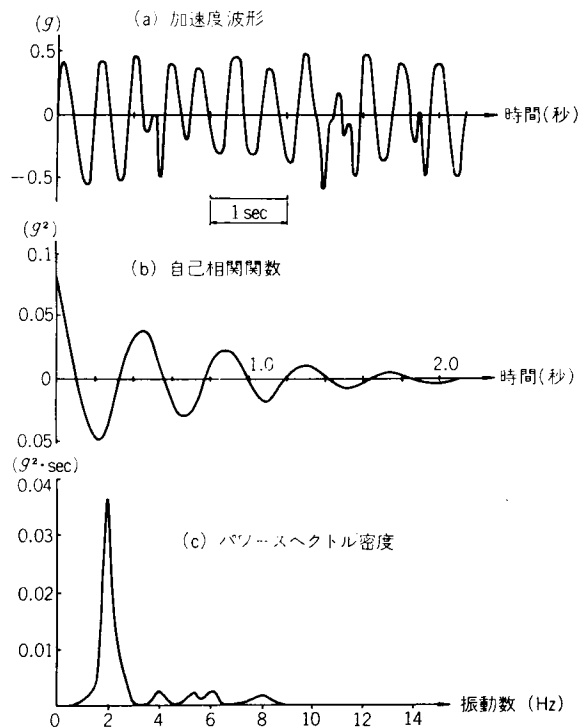


図6・4 歩行者の腰部加速度の一例

のパワースペクトル密度のグラフにおいて、やはり 2 Hz 付近のピークが卓越していることがわかる。このことは歩行時の腰部加速度は歩調のみが卓越しているとみなしてよいことを示している。一方、図 6・5 は歩行速度と腰部加速度の実効値とをプロットしたものである。この図において両者に強い相関があることがわかる。そこで、一般道路における平均歩行速度が、1.40 ~ 1.43 m/sec であったので、それに対応する腰部加速度の実効値は約 0.26 ~ 0.28 g であると言えよう。

つぎに、その腰部慣性力が床面へどのように伝達されているかを測定した。図 6・6 はその測定装置を示したものである。この装置は四点の変位と床板の加速度を測定することによって、その衝撃力を知ろうとするものである。測定装置の減衰の影響は小さく無視しうると考えれば、衝撃力は次式で示される。

$$F(t) = m\ddot{x}(t) + k\bar{x}(t) \quad (6 \cdot 1)$$

ここで、 $F(t)$ ：歩行衝撃力 (kg)

m ：系の固有振動数より求められた質量 (13.5 kg · sec²/cm)

k ：ばね定数 (420 kg/cm)

$\ddot{x}(t)$ ：床板における加速度 (cm/sec²)

$\bar{x}(t)$ ：平均ばね変位 (cm)

加速度 $\ddot{x}(t)$ と変位 $\bar{x}(t)$ を磁気テープに記録し、AD 変換して電子計算機によって $F(t)$ を計算し、その変動成分の実効値 (F_s) を求めた。また、同時に腰部加速度をも測定し、同様に実効値 (F_w) を求めた。図 6・7 に歩行衝撃力と腰部慣性力の測定例を示した。また、表 6・3 は

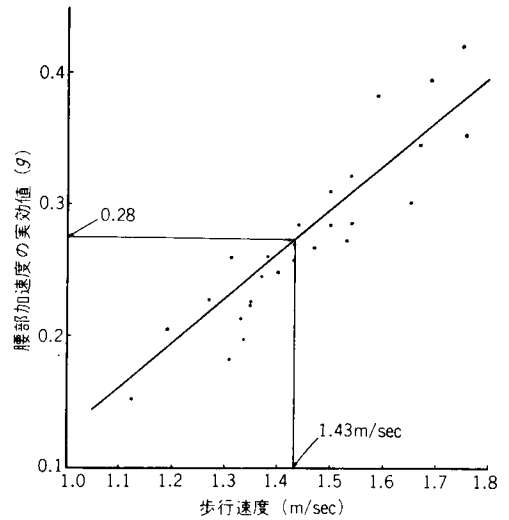


図 6・5 歩行速度と腰部加速度の関係

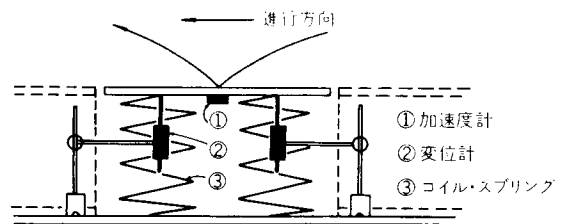


図 6・6 歩行衝撃力測定装置

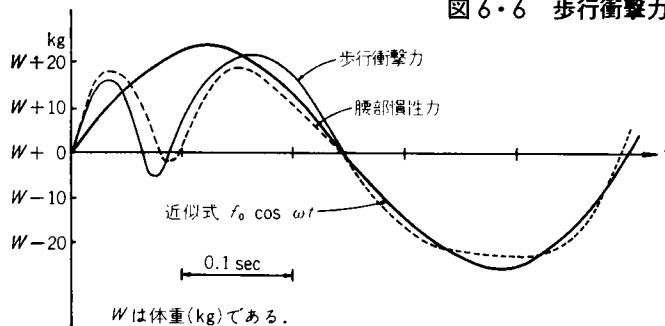


図 6・7 歩行衝撃力と腰部加速度

歩行衝撃力と腰部慣性力の変動成分の実効値 (F_s , F_w) を示したものである。これらの図表より、次のことがわかる。すなわち、慣性力と衝撃力は波形・振幅ともに差は小さいことから、人体が床面に与える衝撃力は人体を腰部への集中系として扱い、その慣性力が一応の近似を与えるものと考えられる。そして、その波形は粗い近似であるが次式のような三角関数で表わされる。

表 6・3 歩行衝撃力と腰部慣性力の比較

測定番号	歩行衝撃力 F_s (kg)	腰部慣性力 F_w (kg)
1	8.74	8.30
2	6.73	7.00
3	12.68	12.70
4	6.40	7.50
5	10.42	8.20
6	8.08	9.50
7	5.65	4.10
8	4.17	5.20
9	15.48	16.70
10	6.93	6.30

$$f(t) = \frac{W}{g} A \cos(\omega t + \varphi) \quad (6 \cdot 2)$$

ここで、 W : 体重 (kg)

g : 重力加速度 (980 cm/sec²)

A : 腰部加速度の振幅 (cm/sec²)

ω : 歩調

φ : 初期位相

6-2-2 歩行者の到着特性

本研究において考えている構造物の動的な使用性は、安全性のようにきわめてまれな状態を対象とせず、より日常的な状態を取扱うべきであろう。一般に、きわめてまれな状態は密な载荷状態であり、動的な影響は少ないものと考えられる。ところが、日常的な状態では歩行者は自由に歩行するために、ある到着特性をもつものと考えられる。一般的に到着が少ない場合には、ある時間間隔内に到着する離散的な量はランダム型のポアソン分布に従うものとされている。そして、到着が多くなるに従ってアーラン型の到着となり、さらに多くなると一定間隔到着の規則型となる。また、交通信号などのような到着を調整する機構が予想される場合には超ランダム型の到着をするものと考えられる¹³⁾

そこで、福井市内の市街地において、歩行者の到着特性を調査した。その調査では、10秒間に何人の歩行者が通行したかを記録した。測定は種々の通行量に対し、それぞれ15分間ずつである。その結果を図6・8に示した。なお、図中の χ_0^2 はポアソン分布への適合度検定に必要な数値である。図示した四ケースのうち、(b)と(d)はかなりポアソン分布に適合しているが、(a)と(c)はあまり適合していない。そして、いずれのケースにおいても到着人数がゼロのときに理論値よりも大きくなっているが、これは測定地点が市街地であるので交通信号の影響を受けたためと考えられる。しかし、測定地点の条件がランダムな到着にとってかなり悪いにもかかわらず、ある程度ポアソン分布に適合し、しかも横断歩道橋は歩行者の流れから交通信号の影響を減ずるであろうし、側道橋は市街地に架けられることが少ないであろうことから判断すると、歩行者はランダムな到着をしているものと考えてもさしつかえないと思われる。しかし、毛利・

塚口の調査¹⁴⁾によれば、0.2人/m²以下ではポアソン到着をしているが、0.2～0.8人/m²では位相が1～2、0.8人/m²以上では位相が2～3のアーラン到着をしているとの報告がなされている。

6-2-3 歩行者の振動感覚

人間が振動を受けたときの心理的な影響は、人間の姿勢や振動方向ならびに振動数などによって左右されることは、すでに第3章と第4章で述べた通りである。そして、個人差がかなりあることもよく知られている。ところが、従来この種の影響を考慮する場合によく用いられてきた方法では、ある条件下での実測値あるいは計算値が、人間の平均的反応のどのカテゴリに入るかのみを考えてきた。しかし、安全性を評価

する場合に材料強度のばらつきを考えるように、動的な使用性を評価する場合にも人間の反応のばらつきを考慮して確率論的に行う必要がある。そこで、4-3-3で述べた振動限度の検討結果を考察してみると次のようになる。図6・9は振動台上を実際に歩いたときの反応のうち、歩きにくさを訴えた率と振動速度の実効値である。図中の実線は、平均値と標準偏差が同じ正規分布の分布関数を示している。なお、図6・9は11人の被験者に対し、各3回ずつ計33回の測定結果であることから個人による差と各個人の状態による差を含めた結果である。また、他のカテゴリに対する分布も正規分布をしており、その平均値と標準偏差を表6・4に示した。したがって、前述した安全性の評価における材料強度に対応する歩行者の各カテゴリに対する感覚反応の分布は正規分布であると考えてよい。

表6・4 各カテゴリに対する刺激の平均値と標準偏差 (cm/sec)

カテゴリ	平均値	標準偏差
少し感じた	0.42	0.28
明らかに感じた	0.85	0.35
少し歩きにくい	1.7	0.60
大いに歩きにくい	2.7	0.70

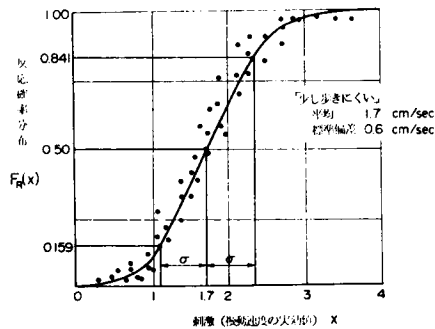


図6・9 歩行者の反応分布 (少し歩きにくい)

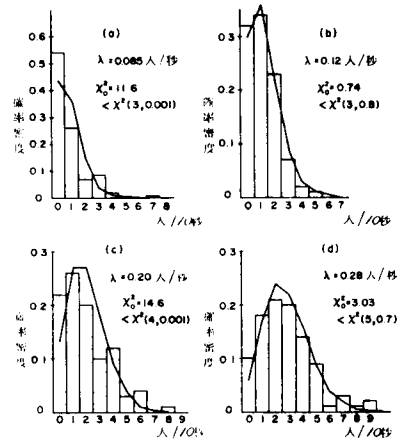


図6・8 10秒間に到着する歩行者の分布

6-3 歩道橋のモデルの設計

歩道橋の活荷重による最大たわみの一般的傾向や動的応答を求めるために、各種の歩道橋を設計した。設計条件は表6・5に示した通りであり、変数としては設計条件のうち橋梁形式・支間長・床構造・腹板高をとることにし、その他の条件は変えずに一定とした。なお、断面の計算位置は単純桁の場合には支間中点と支間1/4点の二点とし、連続桁の場合には図6・10に示すように、(A)・(B)・(C)あるいは(①)の三点とした。なお、(①)については(②)の断面の負の曲げモーメントに対する抵抗曲げモーメントを算出し、(①)の位置を決めた。設計された各歩道橋の鋼重は、桁高によって多少変化するがその影響はわずかであるので表6・6に示した重量を橋梁重量とした。

表6・5 歩道橋の設計条件

型 式	単純ゲタ・等2径間連続ゲタ
支 間 長	20・30・40・50m
有 効 幅 員	4 m
床 構 造	鉄筋コンクリート床版・鋼床版（デッキプレートと床用鋼板の併用）
主 ゲ タ	I型プレートガーダー 2本
腹 板 高	支間長の1/50～1/20の3～5種
腹 板 厚	水平補剛材なしの最小板厚（ $t \geq h/152$ ）
鋼 材	S S 41（板厚8～22mm）

表6・6 各種歩道橋の橋梁重量
(トン)

支間長 (m)	単純桁橋		等二径間 連続桁橋	
	RC床版	鋼床版	RC床版	鋼床版
20	40	12	78	22
30	65	22	125	40
40	100	35	180	62
50	135	55	250	100

断面決定を終えた歩道橋について、変断面ばりとしてトランスファ・マトリックス法¹⁵⁾によって、支間中央点の活荷重による最大たわみ(δ_{\max})を求めた。 δ_{\max} の支間長(L)に対する比(δ_{\max}/L)と腹板高の支間長に対する比(h/L)との間係を図6・11に示した。図中の線は支間長が20mの場合であるが、支間長が長くなれば全体に少し下がるが傾向は変わらない。一方、実際は変断面ばりであるが等断面ばりとみなし、また、腹板高に比べフランジ厚は一般に小さいので、桁高が腹板高に等しいと考えれば、 δ_{\max}/L と h/L の間には次のような関係が近似的に成り立つ。

$$\frac{\delta_{\max}}{L} = \frac{80 \tau_1 a \sigma}{384 E(1 + \beta a)} \frac{1}{h/L} \quad (6 \cdot 3)$$

ここに、 β : 活荷重の載荷長に関する係数（単純桁では1.0、等二径間連続桁では1.36）

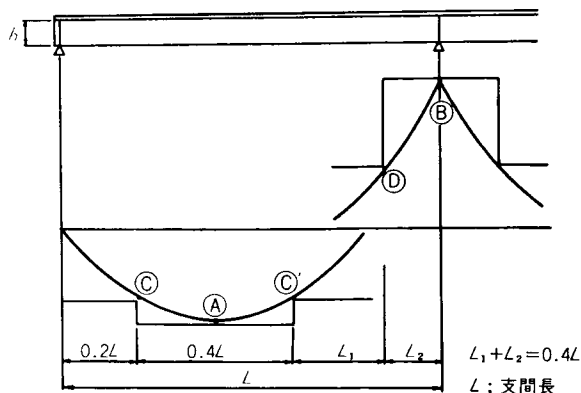


図6・10 等2径間連続ゲタの断面変化

- r_1 : 活荷重による曲げモーメントと断面二次モーメントに関する係数 (単純桁では 1.0, 等二径間連続桁では 1.25)
- E : 鋼材のヤング率 ($2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)
- σ : 鋼材の許容応力 (SS41 の場合, 1610 kg/cm^2)
- a : 単位長さあたり活荷重/単位長さあたりの死荷重)

すなわち, δ_{\max}/L と h/L は a をパラメータにして双曲線の関係にある。図 6・11 において式 (6・3) の関係はほぼ成立しているように思われる。しかし, 鋼床版の連続桁では腹板高が大きくなるに従って断面に余裕が生じ, たわみが小さくなるために式 (6・3) の関係は成立しなくなる。

また, 同様にトランスファ・マトリックス法¹⁶⁾によって, 桁の固有振動数 (f_n) とそのモード $\{\varphi_n(x)\}$ を 2 次振動まで求めた。たわみと同様に代表的な断面をもつ等断面ばりと仮定すると, 振動数と腹板高の支間長に対する比 (h/L) との間に次のような関係が近似的に成り立つ。すなわち, 単純桁の場合には支間中央点における断面を, 等二径間連続桁の場合には支間 4/10 点 (図 6・10 の A 点) における断面を代表断面とすると, 固有振動数は,

$$f_1^2 \doteq \left(\frac{r_2 \pi}{2}\right)^2 \frac{gE(1 + \beta a)}{16 \sigma L} \frac{h}{L} \quad (6 \cdot 4)$$

$$f_2^2 = \lambda^2 f_1^2 \quad (6 \cdot 5)$$

- ここに, r_2 : 断面二次モーメントに関する係数 (単純桁では 1.05, 等二径間連続桁では 0.79)
- λ : 境界条件より求められる振動数比 (単純桁では 4.0, 等二径間連続桁では 1.56)
- g : 重力加速度 (980 cm/sec^2)

となる。式 (6・4) と式 (6・5) による振動数はトランスファ・マトリックス法によって求めた変断面ばりの振動数によく近似している。ここで, 式 (6・3) と式 (6・4) より h/L を消去し, 整理すると δ_{\max}/L と f_1^2 との関係は次式となる。

$$\frac{\delta_{\max}}{L} \doteq r \frac{\pi^2 a}{f_1^2 L} \leq \frac{1}{600} \quad (6 \cdot 6)$$

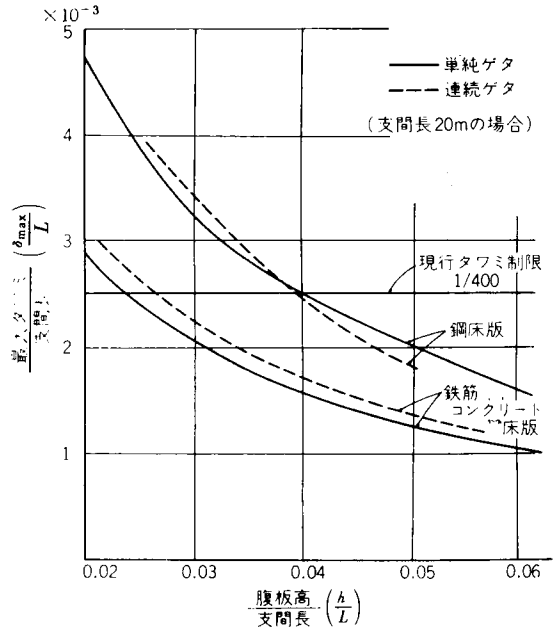


図 6・11 活荷重による最大タワミと腹板高の関係

ここで、 r は $3.19 r_1 r_2^2$ であり、単純桁では3.35、等二径間連続桁では2.49となる。式(6.6)より、たわみ制限は a/L をパラメーターとした振動数制限と同意であることがわかる。すなわち、現行設計では振動数を次式で与えられる値よりも大きくすることになる。

$$f_1^2 \geq \frac{600 r \pi^2 a}{L} \quad (6.7)$$

ただし、4-2-10で説明したように立体横断施設技術基準⁶⁾では、振動の歩行者への影響を配慮した場合には活荷重によるたわみの制限を $L/400$ まで緩和できることとなった。

6-4 歩行者による動的応答と振動刺激の影響線

ここでは、図6.12に示すように、ある歩行者⑥が歩道橋を渡るとき、その歩行者と時間間隔 τ (反対方向については橋端に達する時間の差 τ)だけ離れた着目点にいる歩行者(①あるいは③)にどのような影響を及ぼすかを求める。歩行者の質量は橋梁に比べて小さく、歩道橋の振動減衰は小さいことから各モード間の減衰による影響は無視される。そのために、一人の歩行者による橋梁の振動は一般座標 $q_n(t)$ と正規化された基準関数 $\varphi_n(x)$ を用いて、各モードごとに次式にて表わされる。

$$\ddot{q}_n(t) + 2h_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = f(t) \varphi_n(vt) \quad (6.8)$$

ここに、 ω_n : 系の固有振動数

h_n : 系の減衰定数

$f(t)$: 時間 t における外力

v : 外力の移動速度

そして、 x 点の変位は次式にて求められる。

$$y(t, x) = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t) \varphi_n(x) \quad (6.9)$$

ただし、 $\varphi_n(x) = \sum_{m=1}^{\infty} a_{nm} \sin \frac{m\pi x}{L}$ であり、係数 a_{nm} は $\sum_{m=1}^{\infty} a_{nm}^2 = 2/\rho L$ となるように正規化されて

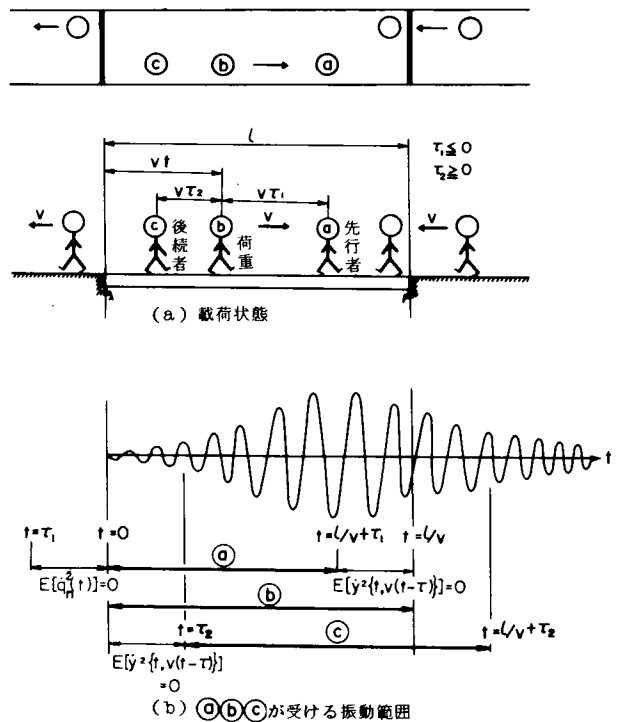


図6.12 歩行者と橋梁のモデル

いるものとする。

式(6・8)による動的応答解析は、外力としての歩行者と時間間隔 τ だけ離れた位置にいる歩行者(たとえば、㉔)への影響を求めているので、式(6・9)において $x = v(t - \tau)$ とすれば $y(t, x)$ は着目した歩行者が脚部から受ける入力と考えることができる。したがって、この入力として歩行者への刺激に関する量を求めておけば、着目した歩行者が歩道橋を渡り終えるまでに、どのような刺激を受けるかを求めることができる。ここでは、第4章で得られた成果に基づいて、歩行者に心理的な反応を起こさせる刺激として、橋梁の振動速度を考えることにする。そのため、本節では、不規則振動解析を用いて $\dot{y}(t, x)$ の二乗平均値を求め、歩行者が橋梁を渡り終えるまでに受ける振動刺激の大きさを求め、次節にて、その確率を求めることにする。

式(6・8)は歩行者が橋面に与える定常外力 $f(t)$ を荷重として、歩行者が移動するために生ずる非定常性を確定関数 $\varphi_n(vt)$ で表わした非定常外力を受ける一自由度系の線形応答問題である。これと類似した問題に対して、第5章において単一の走行荷重が道路橋を通過するときの橋梁の動的応答を不規則振動解析を用いて求めているので、ここでは、その概略のみを述べる。

外力としての歩行者が橋梁に到着する以前、橋梁は静止していたと仮定し、しかも定常外力 $f(t)$ のパワースペクトル密度を $S_f(\omega)$ で表わせば、その歩行者から時間間隔 τ だけ離れた位置にいる歩行者が時間 t に受ける応答変位・応答速度ならびに応答加速度の二乗平均値の期待値は次式のようになる。

$$E[y^2\{t, v(t - \tau)\}] = \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ E[q_n^2(t)] \varphi_n^2\{v(t - \tau)\} \right\} \quad (6 \cdot 10)$$

$$E[\dot{y}^2\{t, v(t - \tau)\}] = \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ E[\dot{q}_n^2(t)] \varphi_n^2\{v(t - \tau)\} \right\} \quad (6 \cdot 11)$$

$$E[\ddot{y}^2\{t, v(t - \tau)\}] = \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ E[\ddot{q}_n^2(t)] \varphi_n^2\{v(t - \tau)\} \right\} \quad (6 \cdot 12)$$

ここで、

$$E[q_n^2(t)] = \frac{2 e^{-2h_n \omega_n t}}{\bar{\omega}_n^2} \int_0^{\infty} S_f(\omega) \{ I_s^2(\omega, t) + I_c^2(\omega, t) \} d\omega \quad (6 \cdot 13)$$

$$E[\dot{q}_n^2(t)] = \frac{2 e^{-2h_n \omega_n t}}{\bar{\omega}_n^2} \int_0^{\infty} S_f(\omega) \cdot \left[\left\{ -h_n \omega_n I_s(\omega, t) + \frac{\partial I_s(\omega, t)}{\partial t} \right\}^2 + \left\{ -h_n \omega_n I_c(\omega, t) + \frac{\partial I_c(\omega, t)}{\partial t} \right\}^2 \right] d\omega \quad (6 \cdot 14)$$

$$E[\ddot{q}_n^2(t)] = \frac{2 e^{-2h_n \omega_n t}}{\bar{\omega}_n^2} \int_0^{\infty} S_f(\omega) \cdot \left[\left\{ (h_n \omega_n)^2 I_s(\omega, t) - 2h_n \omega_n \frac{\partial I_s(\omega, t)}{\partial t} + \frac{\partial^2 I_s(\omega, t)}{\partial t^2} \right\}^2 \right]$$

$$+ \left\{ (k_n \omega_n)^2 I_c(\omega, t) - 2k_n \omega_n \frac{\partial I_c(\omega, t)}{\partial t} + \frac{\partial^2 I_c(\omega, t)}{\partial t^2} \right\}^2 d\omega \quad (6 \cdot 15)$$

ここで、 $\bar{\omega}_n = \omega_n \sqrt{1 - k_n^2}$ である。なお、式(6・13)～式(6・15)における $I_s(\omega, t)$, $I_c(\omega, t)$, $\frac{\partial I_s(\omega, t)}{\partial t}$, $\frac{I_c(\omega, t)}{\partial t}$, $\frac{\partial^2 I_s(\omega, t)}{\partial t^2}$ ならびに $\frac{\partial^2 I_c(\omega, t)}{\partial t^2}$ は付録5A, 5B, 5Cに示してある。

ここで、定常外力のパワースペクトル密度 $S_f(\omega)$ について考えてみる。歩行者が橋面に与える衝撃力は式(6・2)によって近似されることは、すでに6-2-1において述べた。式(6・2)において、体重・腰部加加速度の振幅や歩調はともに、かなりのばらつきをもつ。ところが、それらをすべて考慮することは困難であり、ここでは、そのばらつきが動的応答に最も大きく影響するであろう歩調のみについて考える。各個人は常に一定の歩調で歩くものではないが、その乱れは少ないものと考えられるが、人による差は6-2-1の図6・1で示したように変動係数にして約0.1ほどばらついたものとなっている。そこで、歩道橋上に多くの人が歩いているものとして、各人は図6・1のような歩調のばらつきを有しているものとする、式(6・2)で表わされる衝撃力 $f(t)$ のパワースペクトル密 $S_f(\omega)$ は次式にて示される。¹⁷⁾

$$S_f(\omega) = \frac{1}{2} \left(\frac{W}{g} A \right)^2 p(\omega) \quad (6 \cdot 16)$$

ここで、 $p(\omega)$ は歩調の確率密度関数であり、本章では6-2-1で示したように平均2.0歩/秒、変動係数0.1の正規分布を用い、そして、体重 W として60 kg、加速度振幅 A として歩行速度が1.43 m/secに対応する実効値0.28 gの $\sqrt{2}$ 倍、すなわち0.4 gを用いることにする。

橋梁上の歩行者が非常に少ない場合には、やや妥当性を欠くが、そのような場合の平均的な状態を考え、しかも、本章で対象にしている動的な使用性は多数の歩行者が同時に載ったときに問題であると思われるので、式(6・16)を衝撃力のパワースペクトル密度であるとした。このようなパワースペクトル密度を式(6・14)の $S_f(\omega)$ に代入して、歩行者⑤が支点から $v t$ の位置にいるときの橋梁の応答(一般座標における応答速度の二乗平均値)を求めることができ、その外力と $v t$ だけ離れた位置にいる歩行者への刺激に関する入力式(6・11)によって計算される。そして、二人の歩行者は同じ速度で、距離間隔 $v \tau$ を保ったまま移動するとすれば着目した歩行者が橋端に達し、橋梁を渡り終えるまでの各時間に受ける入力を求めることができる。ただし、荷重としての歩行者以外は質量を持たないと仮定しているので、図6・12の①で示したように外力よりも先行する場合($\tau_1 < 0$)には、荷重としての歩行者⑤が橋梁に到着するまで橋梁は振動しない。一方、②で示したように外力よりも後続する場合($\tau_2 > 0$)には振動を受ける方の歩行者③が橋梁に到着するまで、橋梁は荷重によって振動しているが、後続者③が橋梁上にいないので入力はゼロとなる。しかも、荷重が橋梁から出たあとの減衰振動による影響を後続者が橋梁から出てしまうまで受けることになる。なお、この減衰振動の影響は荷重が出たあと、自由振動をしながら減衰するものとして、荷重が橋梁を出るときの二乗平均値 $E[\dot{q}_n^2(L/v)]$ を用いて、次のように示される。

$$E[\dot{y}^2\{t, v(t-\tau)\}]$$

$$= \sum_{n=1}^{\infty} E[\dot{q}_n^2(L/v)] e^{-2h_n \omega_n (t-L/v)} \varphi_n^2\{v(t-\tau)\} \quad (6 \cdot 17)$$

このようにして、歩行者への入力計算されるが図6・13に外力の位置によって、一般座標における応答速度の二乗平均値の期待値 $E[\dot{q}_n^2(t)]$ がどのように変化するかの一例を示した。ここで、 $t/L/v > 1$ では式(6・17)における $E[\dot{q}_n^2(L/v)] e^{-2h_n \omega_n (t-L/v)}$ である。そして、図6・14には外力と τ だけ離

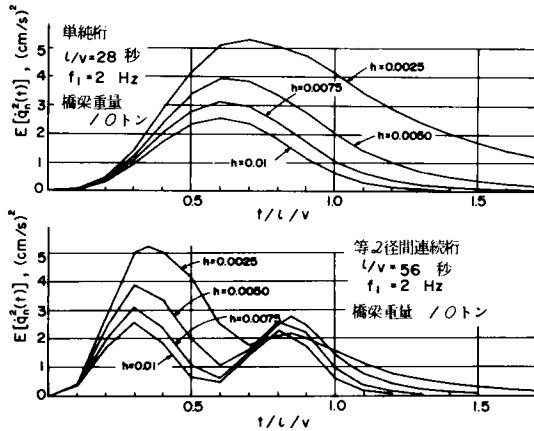


図6・13 外力の位置による応答速度の二乗平均値(期待値)の変化

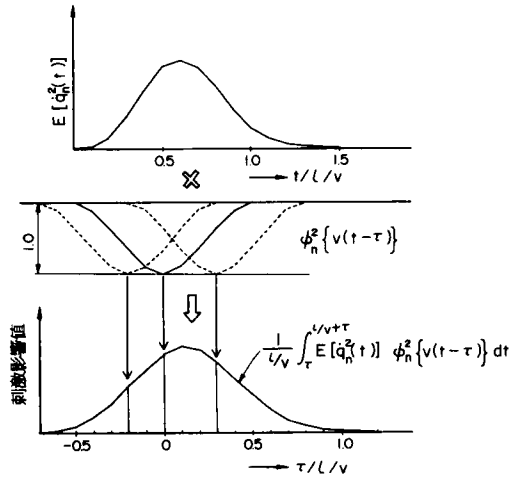


図6・14 刺激影響値の計算法

れた歩行者が受ける刺激影響値の計算法を示し、その一例を図6・15に示した。この図6・15において、 $\tau = 0$ は歩行者自身で起こす振動あるいは並行して歩く歩行者または同時に反対側橋端に達した歩行者によって起こされる刺激である。また、 $\tau < 0$ は τ 秒後に橋梁に到着する歩行者による刺激、 $\tau > 0$ は τ 秒前に到着している歩行者による刺激である。したがって、図6・15は着目したある歩行者が τ だけ離れている歩行者から受ける刺激の影響線とみなすことができる。そして着目した歩行者の前後の状態がわかれば、その歩行者が橋梁上にいる間に受ける刺激を求めることができる。ところが、 τ だけ離れた位置に歩行者がいるか否かは確率事象であるので、振動刺激の大きさは確率的な取扱が必要となる。そこで、次節において刺激がある大きくなる確率を求めることとする。なお、

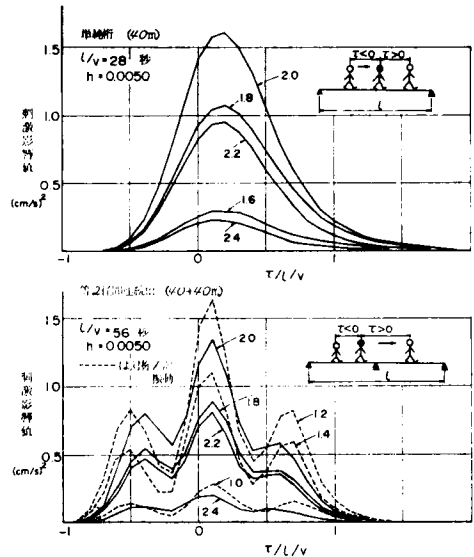


図6・15 刺激影響線(図中の数字は基本1次振動数Hzを示す)

本節で述べた解析方法では固有振動モードを正弦級数の和で仮定しているの、固有振動数と固有振動モードの正弦級数を固有値解析によって決定すれば、本解析方法が適用でき、橋梁形式にこだわらずに振動刺激の影響線を求めることができる。

6-5 非使用性確率による使用性解析

6-5-1 非使用性確率

確率論的な設計においては、終局限界状態に対して信頼性あるいは破壊の確率を用いて限界状態が生じないことの確実さを尺度とするのが一般的である。前述したように使用限界状態に対しても、同じく確率にて評価するのが望ましいと考えられる。荷重や強度の分布形などの問題点から終局限界に対する確率論の適用の是非が議論¹⁸⁾されているが、使用限界に対してはそれほど分布の裾の部分が影響しないであろうから確率論の適用が適切さを欠くものではないと思われる。そこで、本研究における非使用性確率をここで定義する。表6・1で対比した安全性と同様に考えれば、歩行者の振動感覚に関する非使用性確率は、ある振動刺激が歩行者に心理的限界を生じさせる確率である。ここで、振動刺激 S も歩行者の感覚反応 R も、ともにある分布形を有するので、それらを図6・16のように考えると、その確率は次式となる。

$$\begin{aligned}
 p_d &= P(S > R) = \int_0^{\infty} f_s(x) \left\{ \int_0^x f_R(y) dy \right\} dx \\
 &= \int_0^{\infty} f_s(x) F_R(x) dx \qquad (6 \cdot 18)
 \end{aligned}$$

- ここに、 p_d : 動的な非使用性確率
- $f_s(x)$: 振動刺激の確率密度関数
- $f_R(y)$: 振動に対する感覚反応の確率密度関数
- $F_R(x)$: 振動に対する感覚反応の確率分布関数

式(6・18)における感覚反応の分布は、6-2-3で述べたように振動感覚実験の結果より、ほぼ正規分布であることが確認されたので、本節では振動速度で与えられる刺激に対する歩行者の反応の確率分布関数 $F_R(x)$ として、正規確率積分の形のものを用いることとする。

一方、振動刺激 S の分布に対して、次のように考えることができる。ただし、ここでは、まず歩行者はポアソン到着をするものとする。図6・

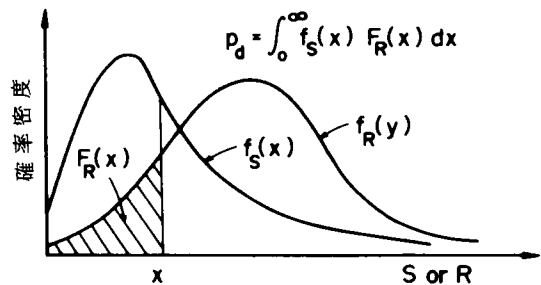


図6・16 非使用性確率

15に示した振動刺激の影響線は、ある歩行者が橋梁上にいる間に、時間間隔 τ だけ離れた歩行者からどれだけの影響を受けるかを示している。ところが、 τ_i だけ離れた i 番目の区間(T_i)内に歩行者が n_i 人いる確率は、歩行者の到着率を λ 人/秒とすると、 $P_i(n_i) = e^{-\lambda T_i} (\lambda T_i)^{n_i} / n_i!$ であり、どの区間についても同じである。そして、 τ_i だけ離れた人の影響値を $D(\tau_i)$ とし、影響区間が N 個あるとすると着目した

歩行者が受ける振動刺激の二乗の大きさ (S^2) は次のようになる。

$$S^2 = D(0) + \sum_{i=1}^N n_i D(\tau_i) \quad (6 \cdot 19)$$

ここで、 $D(0)$ は着目した歩行者自身の起こす振動の影響である。そして刺激が S になる確率は、

$$P(S) = \prod_{i=1}^N P_i(n_i) \quad (6 \cdot 20)$$

となる。式 (6・19) と式 (6・20) によって、ある載荷状態での振動刺激とその確率が求められるので、すべての載荷状態を考慮すれば、刺激の分布形が求められ、式 (6・18) によって非使用性確率を求めることができる。

6-5-2 刺激の分布計算

前項で述べた式 (6・19) と式 (6・20) の計算は、平均到着数 λT_i や区間数 N が大きくなると考慮すべき載荷の組合せは約 $(2 \lambda T_i)^N \sim (3 \lambda T_i)^N$ 回となり、非常に多く、たとえ大型の電子計算機を用いても実用的ではない。そこで、図 6・15 の影響線の形を、単純な形で表わすことにより、はるかに計算を容易にすることができる。すなわち、図 6・17 のように影響線の形を三角形で表わしうものとする。ただし、最大影響値 (A) と影響面積は不変として、三角形を仮定する。このように仮定することによって、

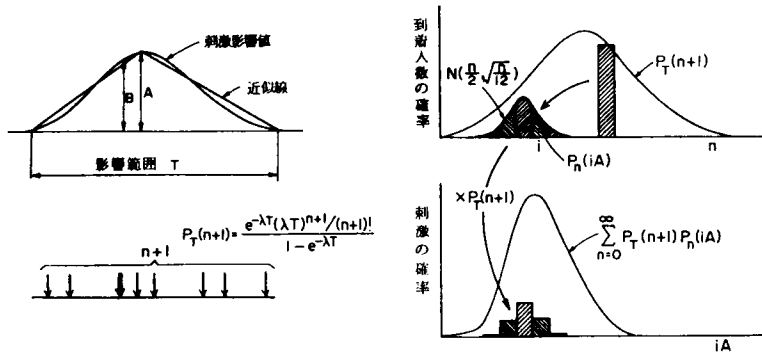


図 6・17 刺激分布の求め方

次のように振動刺激の分布を求めることができる。影響線が三角形であることから、着目した歩行者以外の一人の歩行者による刺激が、0 から A まで一様に分布するものとみなしう。そして、歩行者が到着率 λ 人/秒のポアソン到着をするものとすれば、刺激影響区間 T 内に着目した歩行者を含めて $(n+1)$ 人がいる確率は、 T 内に一人もいない確率を考慮した条件付確率を用いて次式で表わされる。

$$P_T(n+1) = \frac{e^{-\lambda T} (\lambda T)^{n+1} / (n+1)!}{1 - e^{-\lambda T}} \quad (6 \cdot 21)$$

この確率を用いることによって歩行者が受ける振動のみを対象とすることができる。 n 人の歩行者が相互に独立であるとするれば、 n 人によって与えられる刺激 S は各人の起こす振動刺激 S_i の和で表わされる。

すなわち、

$$S = S_1 + S_2 + \cdots + S_n \quad (6 \cdot 22)$$

で表わされる。一人の歩行者による刺激 S_i が 0 から A までの同一の一様分布で表わされるので、他から受ける刺激の平均は $n \frac{A}{2}$ となり、着目した歩行者自身による影響 B を加えて、この歩行者が受ける刺激の平均値は $B + n \frac{A}{2}$ となる。また、 S_i の分散が $A^2/12$ で表わされるので、 S の分散は $nA^2/12$ となる。そして、刺激は B から $(B + nA)$ の間に分布するが、その形は n の大きさによって変わる。 $n = 1$ では一様分布、 $n = 2$ では階段状となるが、 n が十分大きければ中心極限定理によって正規分布形となる。そこで、 n が小さい範囲でも近似的に正規分布で表わされるとすれば、 n 人による刺激が、 i 番目の単位区間、すなわち、 $(i - 1)A$ と iA の間に入る確率 $P_n(iA)$ は、

$$\begin{aligned} P_n(iA) &= \text{Prob} \left[(i - 1)A \leq y < iA \right] \\ &= \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sqrt{\frac{n}{12}A}} \int_{(i-1)A}^{iA} e^{-\frac{6(\frac{n}{2}A - y)^2}{nA^2}} dy \end{aligned} \quad (6 \cdot 23)$$

$(n + 1)$ 人の歩行者が T 内にいる確率は式 (6・21) で示されるので、刺激の二乗が $\{B + (i - 1)A\}$ と $\{B + iA\}$ の間に入る確率は、式 (6・21) と式 (6・23) の積の合計で表わされる。

$$\begin{aligned} f_{s^2}(x) &= \text{Prob} \left[B + (i - 1)A \leq x < B + iA \right] \\ &= \sum_{n=0}^{\infty} P_T(n + 1) P_n(iA) \end{aligned} \quad (6 \cdot 24)$$

ここで、 $B = 0$ 、 $A = 1$ としての種々の λT について、式 (6・24) を計算した結果を図 6・18 に示した。図 6・18 より、 λT が大きくなるに従って正規分布に近づくことがわかる。これは次のように説明される。 T 内に $(n + 1)$ 人がいるとき、 $(n + 1)$ 人による刺激の平均値は $B + n \frac{A}{2}$ であり、分散は $nA^2/12$ である。 λT が大きい場合、式 (6・21) の分母は 1 に近づき、しかも分子は正規分布にて近似され、しかも、小さい n の生ずる確率は非常に小さくなる。一方、 n の十分大きい範囲で標準偏差

$\sqrt{\frac{n}{12}}A$ は平均値に比べて、相対的に小さくなってしまふ。そこで、平均値 $(B + n \frac{A}{2})$ の近くのみが支配的となり、式 (6・24) で示される刺激の二乗の分布は式 (6・21) で示される、 T 内に $(n + 1)$ 人がいる分布形と類似することになる。このような理由で、刺激分布は正規分布形に近づくこととなる。そして、着目した歩行者自身による刺激を別に考えているので、他の歩行者の平均人数は $(\lambda T - 1)$ 人であること

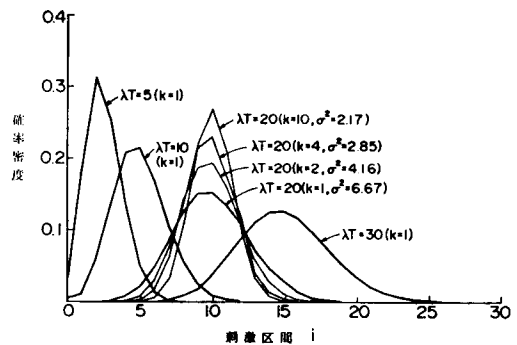


図 6・18 平均到着数・位相による刺激分布の変化

から、その平均値は $\left(B + \frac{\lambda T - 1}{2} A\right)$ である。また、分散は式(6・22)の各項がもつ分散の和 $\frac{\lambda T}{12} A^2$ と到着のばらつきによる分散 $\frac{\lambda T}{4} A^2$ を加え合わせて、 $\frac{\lambda T}{3} A^2$ となる。このようにして、刺激分布の原形が予測できるので、 B や A に実際の数値を代入すれば、刺激の二乗の分布を求めることができる。この二乗の分布から刺激分布 $f_s(x)$ を求めれば、式(6・18)によって非使用性確率を求めることができる。

ここまでは、歩行者がポアソン到着をするものとして考えてきたが、6-2-2で述べたように歩行者の到着が増えるとアーラン型の到着をされると言われている。ここで、アーラン型の到着をする場合の非使用性確率を求めてみる。平均到着率が λ 人/秒で、しかも位相が k のアーラン到着の場合、 T 内に n 人がいる確率、すなわち到着人数分布は、

$$U_n(T) = e^{-k\lambda T} \sum_{i=0}^{k-1} \frac{(k\lambda T)^{nk+i}}{(nk+i)!} \quad (6 \cdot 25)$$

と表わされる。¹³⁾ なお、 $k=1$ のとき、式(6・25)はポアソン分布に、 $k \rightarrow \infty$ のとき、単位分布(一定間隔到着)に一致する。さて、着目した歩行者を含めて $(n+1)$ 人が T 内にいる確率 $P_T(n+1)$ は、 T 内に一人もいない確率 $U_0(T)$ を考慮した条件付確率を用いて、次式で表わされる。

$$P_T(n+1) = \frac{U_{n+1}(T)}{1 - U_0(T)} = \frac{e^{-k\lambda T} \sum_{i=0}^{k-1} \frac{(k\lambda T)^{nk+k+i}}{(nk+k+i)!}}{1 - e^{-k\lambda T} \sum_{i=0}^{k-1} \frac{(k\lambda T)^i}{i!}} \quad (6 \cdot 26)$$

そして、 $k=1$ とすると式(6・26)は式(6・21)に一致する。アーラン到着の場合、 T 内に $(n+1)$ 人がいる確率としては式(6・26)を用いるが、 $(n+1)$ 人がいるときに区間 i に刺激が入る確率としては、ポアソン到着の場合と同様、式(6・23)を用いることにする。図6・18に $\lambda T = 20$ の場合、位相 k によって刺激の分布形がどのように変化するかを示した。この結果、 k が増加すると刺激はその平均値のまわりに集中し、徐々に平均値のみの単位分布に近づくことになる。これは、一定間隔に到着する歩行者が全く同じ大きさの刺激を受けることに相当する。なお、刺激の二乗の平均値は $\left(B + \frac{\lambda T - 1}{2} A\right)$ であり、また分散は到着のばらつきによる分散が $\frac{\lambda T}{4k} A^2$ と表わされるので、式(6・22)の各項がもつ分散の和 $\frac{\lambda T}{12} A^2$ を加えて $\left(\frac{1}{12} + \frac{1}{4k}\right) \lambda T A^2$ となる。このようにして、アーラン到着の場合も非使用性確率を計算することができる。

本節で提案した非使用性確率は、平均到着率が λ 人/秒である歩道橋に任意に到着する歩行者のうち、何パーセントの人が心理的限界(たとえば、振動を感じる、あるいは歩きにくい)を感じるかを示している。この確率が、橋梁の動的特性(固有振動数、モード、減衰定数、橋梁重量、橋長など)、歩行者の動的荷重としての特性(歩調、歩行速度、体重、衝撃力など)と到着特性(到着率、到着分布)、歩行者の心理的反応の特性などのほとんどを考慮した数値であることから、橋梁の使用性を歩行者の立場から論議する場合に適用できる尺度であると思われる。

6-5-3 数値計算例

ここで、本節で述べてきた非使用性確率を、6-3で設計した単純桁と等二径間連続桁に対して計算す

る。ただし、ここで対象とする非使用性は「歩きにくさ」である。橋梁の減衰定数は0.0025～0.01とし、振動数についてはI型プレートガーダーの主桁の高さを変化させることによって制御できるので数種の振動数に対して計算した。ただし、現行の設計で用いられている活荷重によるたわみの制限（支間長の1/400あるいは1/600以下）にはこだわらないことにした。なお、歩行者の到着率は0.01～4.0人/秒（36～14400人/時）とし、歩行速度は測定結果によって、その平均値1.4 m/secを用いた。

まず、振動刺激の影響線の代表例は、すでに図6・15に示したが、橋梁重量を10トンとして規準化されているので影響値に重量補正值（10/橋梁重量）²を乗ずる必要がある。そして、図6・17のように刺激影響線を三角形で近似することによって影響範囲（ T ）を求めることができ、歩行者がポアソン到着するものとすれば、 T 内にいる歩行者が $(n+1)$ である確率が計算されるので、振動刺激の大きさとその大きさに対応する歩行者の反応確率が算出される。すべての n について計算すれば、その歩道橋の非使用性確率を求めることができる。図6・19は、歩行者の到着が0.5人/秒の歩道橋（減衰定数0.005）において、振動数が増えることによって非使用性確率がどのように変化するかを床組構造と支間長をパラメーターとして示した一例である。この図では同じ振動

数であれば短支間の橋梁の方が重量が小さいために、大きな確率を示しているが、実際には短支間であれば振動数が大きくなり、2Hz付近になることはほとんどないので必ずしも短支間橋の使用性が悪いというわけではない。そして、図6・20には支間長40m・幅員4mの歩道橋が振動数2Hzである場合、歩行者の到着率が変化することによって非使用性確率がどのように変化するかを床組構造と減衰定数をパラメーターにして示した一例である。また、支間長40mであるが幅員2mの歩道橋に対する計算例を図6・21に示した。なお、

幅員2mの歩道橋の重量は幅員4mの70%として計算を行った。これらの図から到着率が大きくなると使用性が著しく損われてくるのがわかる。このことは、この種の使用性問題が通行量の多い市街地の歩道橋において生ずるであろうことがわかる。また、減衰定数によって大きく左右されることから考えると、長支間橋では一般に振動数が低くなり、減衰定数も小さいことから、郊外部の長支間側道橋などにおいても、この種の検討が必要であることがわかる。また、幅員が4mの場合と2mの場合とを比較してみると、同じ到着率に対して2mの場合の方が使用性が悪い。ところが、単位幅員あたりの到着率を考えてみると図6・22のようになり、4mの場合と2mの場合とではほとんど差がないことがわかる。

ここで、歩行者の到着がアーラン型になった場合を考えてみる。図6・20に示した支間長40mの歩道橋のうち、鋼床版単純桁を対象にして計算してみると図6・23のような結果となる。図中の k は位相であり、 $k=1$ はポアソン到着、 $k=2$ はアーラン到着、 $k \rightarrow \infty$ は一定間隔到着の場合の結果を示している。その結果、ポアソン到着をした場合が最も大きく、一定間隔に到着した場合が最も小さくなっている。そ

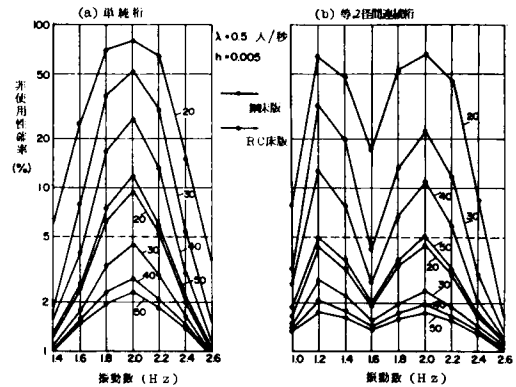


図6・19 振動数による非使用性確率
(図中の数字は支間長を示す)

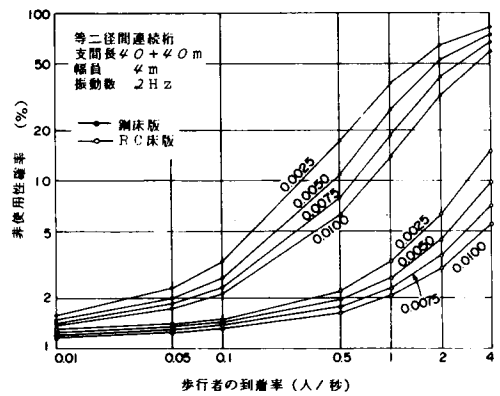
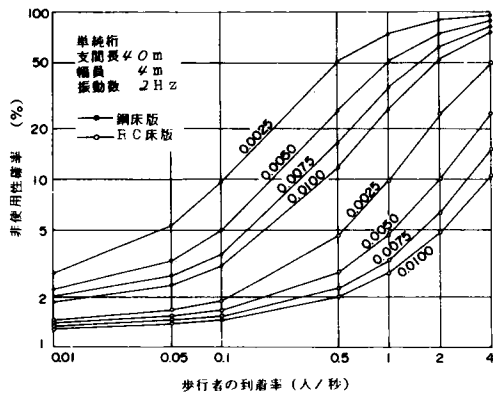


図6・20 支間長40m・幅員4mの橋梁の到着率による非使用性確率の変化

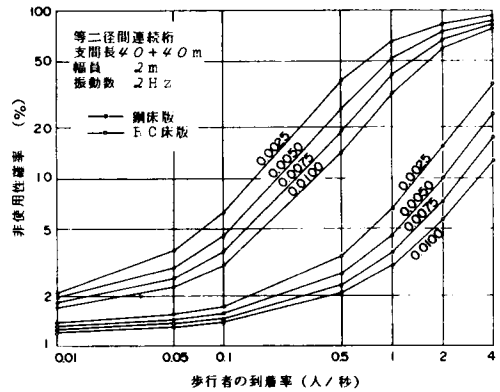
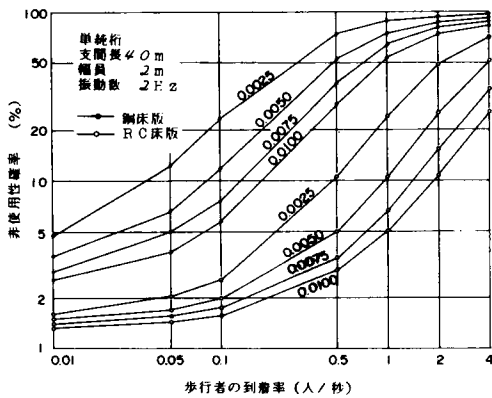


図6・21 支間長40m・幅員2mの橋梁の到着率による非使用性確率の変化

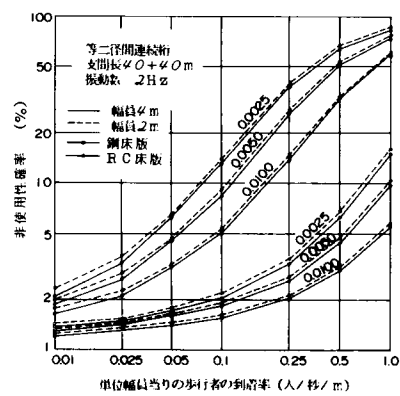
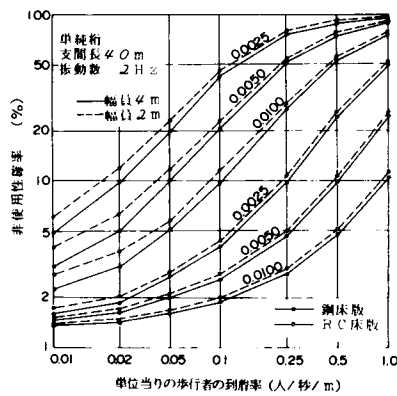


図6・22 単位幅員当りの到着率に対する非使用性確率の比較

して、アーラン到着の場合は、その中間に位置している。このように歩行者の到着がポアソン型のとき、振動振幅が最も大きくなることは、歩行者列をシミュレーションによって計算した結果からも指摘¹⁹⁾されていたが、非使用性確率についても同様の結果を得た。しかし、到着の位相による差異は小さく、歩道橋の使用性を検討する場合にはポアソン到着を考えておけば十分であると思われる。

つぎに、従来の設計において歩行者の不快感の排除などの理由で用いられている活荷重によるたわみの制限（歩道橋の場合、支間長の1/600以下、ただし、振動の照査をしたときは1/400まで緩和できる。）と本節で述べてきた非使用性確率との関係を考えてみる。図6・22に示したように、単位幅あたりの到着率が同じ場合、幅員による非使用性確率にはほとんど差がないので、歩行者の到着率を単位幅あたり0.125人/秒として、非使用性確率が5%を越える振動数範囲を減衰定数別に、各支間ごとに求めたのが図6・24である。ここで、非使用性確率の許容確率を5%としたのは、Massonnet²⁰⁾が使用限界状態に対する許容最大確率として挙げている値を参考にした。そして、図6・24の図中に引いた破線は式(6・7)で示される、たわみ制限から求められる振動数の下限値である。また、実線で示したものは式(6・6)において、たわみ制限を支間長の1/400以下まで緩和した場合の振動数下限値である。短支間橋では一般に振動数が高く、減衰定数が大きいことを考えると、この図より次のことがいえる。支間

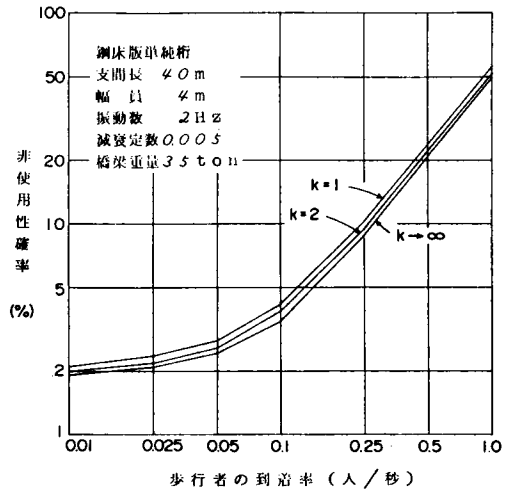


図6・23 アーラン到着の位相による非使用性確率

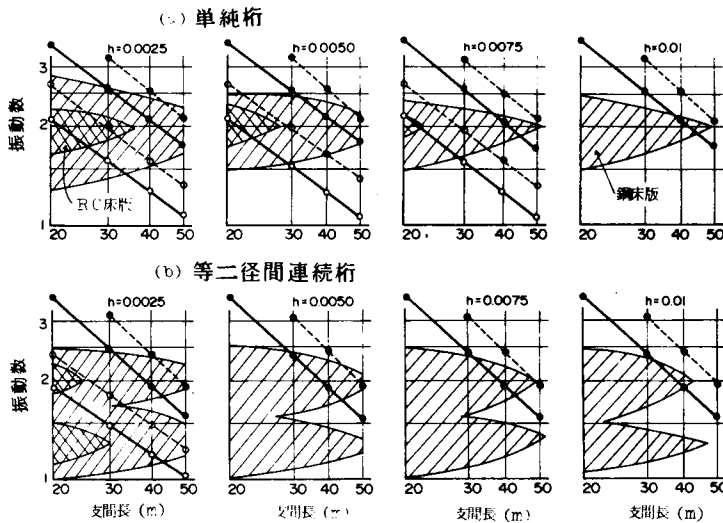


図6・24 非使用性確率が5%を越える振動数範囲とたわみ制限による振動数下限値（到着率0.125人/秒/m —●— は鋼床版、—○— はRC床版を、—— はたわみ制限1/400、----- は1/600を示す。）

長20～30 mの範囲では、1/400のたわみ制限によって歩行者に対する使用性は確保されているが、支間長30～40 m以上の鋼床版を有する歩道橋では使用性が損われる可能性がある。ところが、破線で示したように、たわみ制限を1/600とすることによって非使用性確率が5%を越える範囲が狭められ、減衰の小さい、支間長40 m以上の鋼床版歩道橋に限られてくる。この点から考えると、4-2-10で示した立体横断施設技術基準⁶⁾におけるたわみ制限値の改正は、一応、当を得たものであると言えよう。

6-6 使用性指標による使用性解析

6-6-1 使用性指標

構造物の安全性あるいは信頼性解析において、荷重や強度の分布形などの問題点から確率論の適用の是非が議論されている。そして、二次モーメント法が提唱され、破壊確率に代えて安全性指標が提案されている。その指標は強度 R と荷重 S との差を安全性の余裕 M とすると、その平均 μ_M が、破壊をもたらす限界である $M=0$ から標準偏差 σ_M の何倍だけ隔たっているかを示し、次式にて表わされる。²¹⁾

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (6 \cdot 27)$$

このような安全性指標を用いることは荷重係数などを決定する際に、有力な手法となっている。ところが、この安全性指標が提案された目的は確率論的な考え方を示方書などへ実用化する場合に生ずる問題（特に、荷重や強度の確率分布）を克服するために、平均と分散だけで安全性を評価することにあつた。しかし、確率分布をまったく考えないで安全性を評価することは従来から用いられている安全率と同様、根拠のない数字になってしまう可能性がある。そのため、最近多くの批判を受け、現状としては荷重係数を用いる安全性照査が妥当な方法であると思われる。²²⁾

ここで、本研究で対象としている使用性に関しても同様な考え方を導入することによって、使用性の定量的な把握を行うことにする。ただし、本研究の場合、前節で述べたように感覚反応と振動刺激の確率分布が近似的に、ほぼ正規分布となるため、安全性指標が抱えているような根拠のあいまいさから生ずる問題はあまりないが、このような指標を用いることによって非使用性確率の計算をより簡潔にして、具体的に設計との結びつきを考えていくことも必要であると思われる。ここで、使用性指標を定義する。感覚反応 R と振動刺激 S との差を使用性の余裕 m とするとき、その余裕の平均 μ_m が、使用性を損う限界である $m=0$ から余裕の標準偏差 σ_m の何倍だけ隔たっているかを使用性指標と呼ぶことにし、 β_d で表わし、式(6・27)と同様に次式で示されるものとする。

$$\beta_d = \frac{\mu_m}{\sigma_m} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (6 \cdot 28)$$

ここで、感覚反応については刺激側で二乗の分布を用いる関係上、第4章で示した振動感覚実験の成果から、その平均値として $2.9 (\cong 1.7^2) \text{ cm}^2/\text{sec}^2$ 、変動係数0.5の正規分布であるとする。また、刺激の二乗分布は、前節で説明したように λT が大きければ正規分布にて近似できる。その平均値は $B + \frac{\lambda T - 1}{2} A$ であるが、 $B \cong A$ とみなしうるので、 $0.5(\lambda T + 1)A$ となる。そして、分散はアーラン到着の位相を k とするとき $\left(\frac{1}{12} + \frac{1}{4k}\right)\lambda T A^2$ と表わされる。以上のことを考慮して、式(6・28)を書き改めると使用性指標 β_d は

$$\beta_d = \frac{2.9 - 0.5(\lambda T + 1)A}{\sqrt{1.45^2 + \left(\frac{1}{12} + \frac{1}{4k}\right)\lambda T A^2}} \quad (6 \cdot 29)$$

となる。前節で述べたように感覚反応 R と振動刺激 S の分布が、ともに正規分布であるとすれば、非使用性確率は $1 - \Phi(\beta_d)$ にて計算される。なお、 $\Phi(\)$ は平均値 0、標準偏差 1 の正規確率分布関数である。図 6・25(d) に、使用性指標と非使用性確率の関係を示した。そして図 6・25(c) には式 (6・29) の λT 、 k をパラメーターに、 A と β_d との関係を示した。細直線はアーラン到着の位相を無限に大きくした場合、すなわち一定間隔に到着する場合であり、曲線は位相が 1、すなわち歩行者がポアソン到着をしている場合である。図 6・25(c) において、 $\beta_d \geq 0$ で $k=1$ と $k \rightarrow \infty$ の両者にはほとんど差がないが、 $\beta_d < 0$ では少し差が生じている。しかし、実際問題として $\beta_d < 0$ の範囲で使用性が議論されることは少ないであろうから、実用上、歩行者の到着の仕方がポアソン到着や一定間隔到着あるいはそれらの中間のアーラン到着

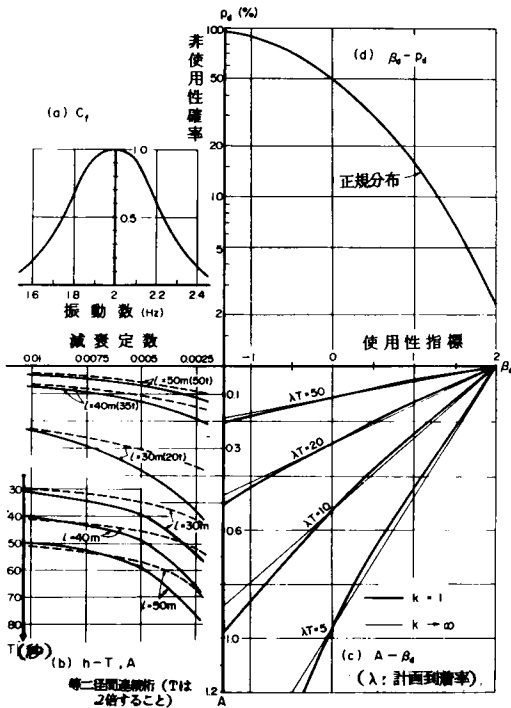


図 6・25 使用性指標と非使用性確率

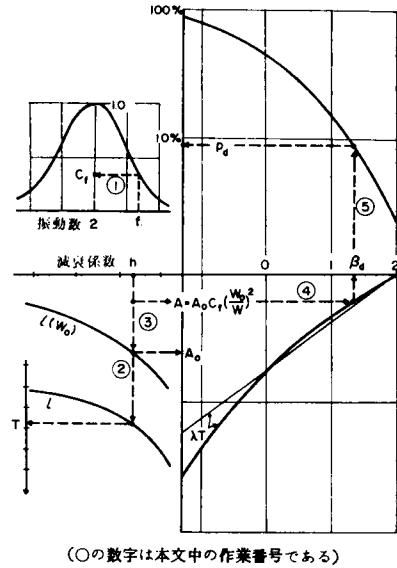


図 6・26 歩道橋の使用性指標と非使用性確率の求め方 (○の数字は本文中の作業番号である)

であろうと、使用性指標にはあまり影響しない。このことから図 6・25 の(c)と(d)を用いて、使用性指標をダミーとして非使用性確率が容易に求められることがわかる。ここで、残るパラメーター A と T を定めることができれば、橋梁の動的特性 (振動数や減衰など) から使用性指標と非使用性確率を求めるためのすべての作業を図 6・25 のみで終えることができる。しかも、さまざまな特性と使用性との関係を論ずる場合に重要な図表となりうると思われる。そこで、振動刺激の影響最大値 A と影響範囲 T について考えてみ

た。支間長 30～50 m，減衰定数 0.0025～0.01，振動数範囲 1.6～2.4 Hz の単純桁歩道橋に対する A と T を求め、その傾向を調べてみると影響最大値 A については、振動数による補正を図 6・25 の(a)のように行えば、支間長をパラメーターにして図 6・25 の(b)のように示される。また、影響範囲 T は振動数によって少し変化するが、その量はわずかであることと、その誤差が指標や確率に及ぼす影響は少ないことから振動数による影響を無視することにすれば、支間長をパラメーターにして示される。なお、等二径間連続桁橋に対しても全く同様であり、図 6・25 の破線のように示される。さて、このように図 6・25 の(a)(b)によって影響最大値 A と影響範囲 T を求めることができれば、すでに述べた図 6・25 の(c)(d)によって使用性指標や非使用性確率を求めることができ、歩道橋の使用性を検討することができる。ここで、図 6・25 の使用法を図 6・26 に従って説明する。

- 1) 歩道橋の振動数を計算し、その値によって図 6・25 (a)から振動数補正値 C_f を求める。
- 2) 減衰定数 δ を予測し、図 6・25 (b)から影響基準値 A_0 と影響範囲 T を求める。
- 3) 図 6・25 の影響基準値は各支間長ともに、図中に示した基準重量 (W_0) について計算されたものであるので、実際の重量が W であるときは $(W_0/W)^2$ 倍しなければならない。また、固有振動数が 2 Hz のときの値であるので設計した歩道橋の影響最大値 A は次式にて重量と振動数について補正される。

$$A = A_0 C_f \left(\frac{W_0}{W} \right)^2 \quad (6 \cdot 30)$$

- 4) 補正された影響最大値を図 6・25 の(c)上をずらしながら、計画到着率を λ 人/秒とすると、所定の λT (T は図 6・25 の(b)より求める) との交点を求め、その交点から垂線を立て軸線との交点が使用性指標 β_d を表わす。
- 5) そのまま垂線を延長し、図 6・25 の(d)の指標—確率曲線との交点を求め、その交点の縦座標値が非使用性確率を与えている。

この方法において、アーラン到着の位相の大小によって使用性指標や非使用性確率があまり変わらないことは、すでに述べたが、ここでは歩行者がポアソン到着をするものとして扱えば十分であろう。また、いままでに説明した手順を逆にすれば、非使用性確率をある値以下にするには橋梁の特性値を、どの程度にすべきかという設計上有効な情報を得ることができる。ここで、図 6・25 に基づいて橋梁のもつ動的特性と使用性との関係について考えてみる。すなわち、どの特性が使用性に大きく影響するかという Sensitivity Analysis²³⁾ を行うことは、設計上重要なことであると思われる。まず、減衰を制御することは実際上難しいが、図 6・25 を見る限り、たとえ制御したとしても、よほど大幅な変更でないと使用性を大きく改善することはできない。ところが、重量や振動数を制御することは比較的容易であるし、また、その使用性への影響は大きいことがわかる。これ以外の特性、たとえば到着特性を制御することは逆に別の面の使用性を損うことになってしまう。このように考えると、結局、常識的な結果であるが橋梁重量を大きくするか、桁高などを変えることによって剛性を上げるかのいずれかの方法によって使用性の向上を計る以外、方法はないように思われる。

6-6-2 中央使用率

さて、安全性の検討の際、従来からよく用いられてきた尺度の一つに中央安全率がある。¹⁸⁾ これと同様な尺度として、刺激の平均値に対する感覚反応の平均値の比 ν_d (中央使用率と呼ぶことにする)を用いて、使用性を考えてみる。式(6・28)で表わされる使用性指標 β_d を刺激と感覚反応の変動係数 δ_S 、 δ_R を用いて、書き直すと次のようになる。

$$\beta_d = \frac{\mu_m}{\sigma_m} = \frac{\nu_d - 1}{\sqrt{\nu_d^2 \delta_R^2 + \delta_S^2}} \quad (6 \cdot 31)$$

ここで、 ν_d 、 δ_R 、 δ_S を求めると

$$\nu_d = \frac{\mu_R}{\mu_S} = \frac{2.9}{0.5(\lambda T + 1)A} \quad (6 \cdot 32)$$

$$\delta_R = \frac{\sigma_R}{\mu_R} = \frac{1.45}{2.9} = 0.5 \quad (6 \cdot 33)$$

$$\delta_S = \frac{\sigma_S}{\mu_S} = \frac{\sqrt{\left(\frac{1}{12} + \frac{1}{4k}\right)\lambda T A^2}}{0.5(\lambda T + 1)A} = \sqrt{\frac{\frac{1}{3} + \frac{1}{k}}{\lambda T}} \quad (6 \cdot 34)$$

となる。したがって、中央使用率 ν_d と使用性指標 β_d との関係は次式となる。

$$\beta_d = \frac{\nu_d - 1}{\sqrt{0.25 \nu_d^2 + \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{k}\right) \frac{1}{\lambda T}}} \quad (6 \cdot 35)$$

このように表わされるので、たとえば非使用性確率を5%以下に抑える場合には、図6・25から使用性指標を1.6以上とすればよいので、仮に $\lambda T = 10$ 人の場合を考えると、ポアソン到着($k = 1$)の状態では $\nu_d \geq 5.20$ 、一定間隔の到着($k \rightarrow \infty$)の状態では $\nu_d \geq 5.05$ となる。すなわち、 $\nu_d \geq 5.0$ とすれば、到着の仕方にかかわらず非使用性確率を5%以下とすることができる。そのためには、 $(\lambda T + 1)A$ を0.16以下としなければならず、 A を0.1以下とすればよいことがわかる。このように、中央使用率を用いても近似的ではあるが、使用性を検討することができ、従来の設計法との整合を考える場合や载荷実験の結果を用いて使用性を検討する場合などに有効な方法であろう。

6-6-3 数値計算例

ここで、数値計算例として幅員2 m、支間長40 mの π 型断面鋼床版単純桁歩道橋について、その使用性を検討した。断面算定などは本来、限界状態設計法によるべきであるが、この種の設計法はまだ確立されていないために、従来から用いられている許容応力度設計法に基づいて行った。その結果、断面は図6・27のようになり、活荷重によるたわみは6.47 cmであり、支間長との比は1/618となる。しかし、主桁の1次たわみ振動の固有振動数を計算すると、2.0 Hzとなり、4-2-(10)に示した立体横断施設技術基準⁶⁾によると振動による歩行者への影響を配慮しなければならない歩道橋である。そこで、この橋の使用性を図6・25によって照査してみる。仮に減衰定数を0.005とすると、 $A = 0.13 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$ 、 $T = 48$ 秒となる。

どの程度の歩行者を考えるかは計画歩行者数などから決めねばならないが、仮に $\lambda T = 10$ 人を考えることにすると、使用性指標 β_d は約 1.4、非使用性確率は約 8% となる。この程度の確率であれば使用性を著しく損うものとは考えられないが、一応 5% 以内に抑えられるように設計変更を行うことにする。そのためには指標を約 1.6 以上にする必要があり、 A を $0.1 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$ 以下にしなければならない。減衰の制御は難しいことから振動数を 2.2 Hz 以上とする必要がある。そこで、使用性の改善にはいろいろな手段が考えられるが、設計時には腹板高の変更が最も容易であろうから、腹板高を 140 cm から 155 cm に変更することにした。変更後の振動数は、2.23 Hz となり、指標 β_d は約 1.7、非使用性確率は約 4% 程度とすることができる。腹板高の変更による主桁の鋼重変化は約 30 kg/m 増と非常に少なく、付帯的に増える工費もあろうが、それらはそれほど多額ではないであろう。

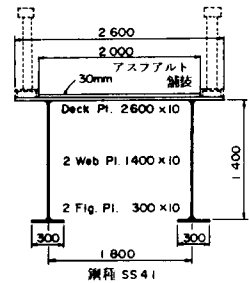


図 6・27 モデル橋の断面構成

6-7 結 語

本章では、使用性を安全性と同じ解析理念で評価すべきであると考え、歩道橋の振動が歩行者に与える影響を確率論的手法を用いて解析し、評価する方法について検討した。まず、歩行者の特性を調べ、歩道橋の動的応答をモーダル解析と不規則振動解析を併用して求め、振動感覚を生じさせる刺激の影響線を計算した。そして、その刺激の影響が生ずるか否かは確率事象であるので、歩行者がポアソン到着あるいはアーラン到着をするものとして、振動刺激の大きさとその確率を求め、歩行者の反応分布との対応によって非使用性確率が計算されることを示した。この非使用性確率を単純桁と等二径間連続桁の歩道橋に対して数値計算し、使用性を検討した結果、興味ある点を指摘することができた。特に、従来から用いられている活荷重によるたわみの制限が、見方によっては振動数制限であると考えられ、鋼床版を有する 40 ~ 50 m の歩道橋において、その制限が歩行者の振動感覚に関する使用性の点で有効でないことが生ずることも指摘できた。さらに、二次モーメント法による使用性指標を提案することによって非使用性確率を簡単に求めることができるようになった。非使用性確率や使用性指標がさまざまな特性を総合的に加味した数値であることから、橋梁の使用性を歩行者の立場から論議する際に適用できる尺度であると考えられるが、さらに検討すべき点が多く残されている。

その 1 つに、非使用性確率あるいは使用性指標をどの程度にすれば、使用性が確保されたとと言えるかがある。安全性についてはその限界を越えることがほとんどないように、という理由で $10^{-5} \sim 10^{-6}$ のオーダーの数値がとられているが、使用性については限界を越えることが、ときどきあったとしても構わないと考えることができる。Massonnet²⁰⁾ は使用性として何を対象としているか明らかではないが、許容最大確率を 5% としている。やはり、許容確率の設定はすでに使用性が保証されている既設の歩道橋の非使用性確率や使用性指標を計算し、キャリブレーションを行う以外に方法はないように思われる。

つぎに、どのような荷重状態を考えるかが問題となる。非使用性確率に対し、歩行者の到着率が大きく影響することは、すでに述べた。ここで、次の二つの考え方が挙げられる。

- 1) 設計に用いる活荷重 (現行では $350 \text{ kg}/\text{m}^2$) が同じであれば、使用目的や架設地点などの因子を問題

とせずに、橋梁の単位幅あたり、同じ到着率に対して使用性が確保されるべきである。

2) 設計活荷重は、従来、破壊というクリティカルな状態をもとに考えているので、日常の使用状態では架設地点の特性を考えて計画到着率や許容確率を決定すべきである。

前者の考え方は、現行の活荷重を一律に考えようとするものであり、本来、確率論的な設計では設計活荷重も載荷確率によって変えるべき数値である。したがって、架設地点の計画到着率を用いる方が確率論的であると思われる。しかし、歩行者の歩行目的・職業・年齢などが架設地点で、どのように分布しているかなどによって許容確率を変えようすることは設計を繁雑にするとともに、長い間にそれらの分布が変わる可能性を考えると許容確率はほぼ一律に決定すべきであると思われる。そして、歩道橋の幅員決定に用いられている到着率は約0.7~0.9人/m/秒程度であるが、この値に対して使用性が確保できれば問題はないが、架設地点によってはやや大きすぎる到着率であろう。

さて、固有振動数や減衰定数は歩道橋が完成して、その後に知ることのできる数値であり、計画や設計の段階では正確に知りえないものである。本研究で問題にしてきたような使用性が論議されるべき時期は計画段階であり、遅くとも設計段階でなくては対象としている構造物に、この種の設計理念を反映させることができない。しかし、設計終了時には振動数を計算することができるが、その振動数も橋梁完成後の実測振動数とは一般に異なった値となる²⁴⁾また、減衰定数については、それを予測することは現在ではほとんど行われていないのが実状である。このような理由から、振動数や減衰定数をより正確に予測する方法が開発されることが重要となる。これらを予測する方法としては、設計者の手持ちの情報を活用できるBayesの方法²⁵⁾を用いるのがよいと考えられるが、その適用の是非については今後の課題であろう。

つぎに、よく議論される点であるが、使用性と経済性は背反すると言われている⁵⁾この点に関して、破壊確率を考慮した最適設計法¹⁸⁾が検討され始めたが、同様な考え方で非使用性確率を用いることによって、使用性と経済性は決して背反するものではないと思われる。

最後に、本章では歩道橋の使用性に対する検討を確率論的な立場から解析することを試みたが、非使用性確率や使用性指標はあくまで歩行者の振動感覚から見た使用性を考える場合の一評価尺度でしかない。構造物の使用性にはほかに多くの限界状態があり、それらを考慮するための評価尺度が確立されて、初めて使用性を総合的に評価することができる。そのためには、他の限界状態に対する評価尺度の確立を待ち、そのうえで構造的な要素との関係を求めて構造物の設計を考えねばならない。また、同様に、安全性との関係についても十分考慮されねばならない。これらの点に対する検討は今後の重要課題であろう。

参考文献

- 1) 小堀為雄・梶川康男・城戸隆良：振動感覚を考慮した歩道橋の設計，橋梁と基礎，8巻12号，pp.23-29，1974.
- 2) 梶川康男・小堀為雄：動的応答から見た歩道橋の使用性に関する確率論的考察，土木学会論文報告集，第266号，pp.51-61，1977.
- 3) 梶川康男・小堀為雄：振動感覚を考慮した歩道橋の確率論的設計，土木学会論文報告集，第285号，pp.29-36，1979.

- 4) 梶川康男・小堀為雄・岡田 晃：振動と人間 ■ 橋梁振動の評価，橋梁と基礎，13巻8,9号 登載予定，1979.
- 5) 村上永一：土木構造物の設計とは何か，土木学会誌，57巻7号，pp.3-6, 1972.
- 6) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，1979.
- 7) Bolotin, V.V. : Statistical Methods in Structural Mechanics, Holden-Day Publishing Co. , San Francisco, Calif., p.37, 1969.
- 8) Freudenthal, A.M. : Safety of structures, Transactions of ASCE, Vol.112, pp.125-180, 1947.
- 9) コンクリート委員会終局強度設計小委員会：鉄筋コンクリート設計法の最近の動向，土木学会，pp.11-21, 1975.
- 10) 松本嘉司・佐藤秀一・西岡 隆・塩尻弘雄：歩行者の特性を考慮した歩道橋の動的設計に関する研究，土木学会論文報告集，第205号，pp.63-70, 1972.
- 11) 牛尾正之・南条正洋：歩道橋の振動に関する諸問題，日立造船技報，33巻3号，pp.28-33, 1972.
- 12) 赤池弘次：スペクトル解析，磯部 孝編相関関数およびスペクトル1-2，東京大学出版会，pp.28-46, 1968.
- 13) 西田俊夫：待ち行列の理論と応用，朝倉書店，pp.60-70, 1971.
- 14) 毛利正光・塚口博司：歩行路における歩行者挙動に関する研究，土木学会論文報告集，第268号，pp.99-108. 1977.
- 15) 成岡昌夫・遠田良喜：伝達マトリックス法，培風館，pp.10-44, 1971.
- 16) 山田善一・小堀為雄：けた橋の固有振動周期とその固有関数を求めるプログラムについて，土木学会誌，52巻9号，pp.50-56, 1967.
- 17) Papoulis, A. 著，平岡寛二・篠崎寿夫・天野正章・村田忠夫共訳：工学のための応用確率論 確率過程編，東海大学出版会，pp.349, 1970.
- 18) 構造工学委員会構造物安全性研究小委員会：構造物の安全性・信頼性，土木学会，pp.42-56, 1976.
- 19) 塩尻弘雄：歩道橋の動的設計について，第19回橋梁・構造工学研究発表会，pp.1-8, 1972.
- 20) Massonnet, Ch. : Tokyo Seminar on Some European Contribution to the Design of Metal Structures, Dept. of Civil Eng'g. Nagoya Univ., pp.3-4, 1974.
- 21) Cornell, C.A. : A probability-based structural code, ACI Journal, Vol.66, No.12, pp.974-985, 1969.
- 22) 藤野陽三：確率論に基づく安全性照査法と構造設計，土木学会誌，63巻2号，pp.33-39, 1978.
- 23) 星谷 勝・中根健一：橋の振動による心理的反応の理論解析，土木学会論文報告集，第246号，pp.1-8, 1976.
- 24) Holley, M.J. : Vibration of girder under moving traffic loads, In Structural Design for Dynamic Loads, McGRAW-Hill, pp.416-433, 1957.
- 25) Cornell, C.A. : Bayesian statistical decision theory and reliability-based design, Published in Structural Safety and Reliability, ed. by A. Freudenthal, Pergomon Press, pp.47-68, 1972.

第7章 道路橋の使用性解析¹⁾

7-1 概 説

道路橋の振動が歩行者に及ぼす心理的影響については、第5章において最も基本となる載荷状態として、一台の大型車が走行したときの道路橋の動的応答を詳細に検討してきた。ところが、短支間の橋梁であれば大型車が同時に数台載荷することは少ないであろうが、支間長が大きくなるに従って、同時載荷の可能性も大きくなっていくであろう。また、5-4でランガー桁橋に対して検討したように単一走行荷重の場合では、支間の短い、重量の小さい橋梁の方がよく揺れるという結果を得ている。しかし、このような単一走行時に対する検討のみでは、道路橋の使用状態を十分把握したとは言い難く、大型車が同時に載荷される確率とその動的応答を検討しなければならない。そのためには、橋梁振動によって歩行者が受ける心理的影響について確率論的な取扱いが必要であり、その歩道橋に対する検討方法については第6章で詳細に述べた。ここでは、道路橋に対して、橋梁振動の起振源である大型車の載荷状態を確率論的にとらえ、橋梁振動の大きさの分布を求め、その振動によって歩行者が心理的な限界を訴える率（非使用性確率）を求めて、道路橋の使用性を検討する際の尺度であると考えた。そこで、本章では、まず長時間の交通流調査の結果から、各支間長の橋梁に大型車が同時載荷する確率を求め、実橋の振動と交通流との同時測定によって、複数台の大型車が載荷したときの振動性状を把握した。これらの調査結果と第5章において示してきた動的応答計算の結果とに基づいて、道路橋の使用性を確率論的に解析する方法について考えた。

7-2 交通流と載荷確率

交通調査は、その調査目的によってさまざまな方法が考えられているが、そのうちの交通流調査と言われているものは、通過交通の速度・車頭間隔・大型車と小型車の通過交通量などが交通工学的立場から、別々に調査されているにすぎない²⁾。このような調査結果からでは橋梁の載荷状態を求めることが困難であるために、建設省³⁾においては道路を上から眺め、自動車列の写真を連続撮映して、この写真から車種および積荷の有無などを判定して車両配置を求め、その車両列を用いて設計活荷重の照査を行っている。ところが、この調査は設計活荷重の検討が目的であることから、できるだけ交通量が多く、かつ大型車の混入率が高い時間帯を選んで実施されているために、決して通常の走行状態ではない。そこで、本研究においては道路橋の通常の使用状態を把握することから、福井市郊外と武生市郊外の国道の二地点において交通流調査を行った。二地点ともに、その付近2km以内に信号機が設置されていない、平坦な、二車線道路の地点である。この調査における配置を図7・1に示した。まず、単独に走行する自動車あるいは車群の先頭車が接近すると、観測者a(a')が走行速度を測定するか否かを判断し、測定する意志があるときにはブザースイッチを押して、観測者b(b')にそれを伝える。そして、対象とする自動車の最後輪が直前を通過したときに、スイッチNo.6を押す。そして、測定線上にいる観測者b(b')は五つの押しボタンとブザーがあるスイッチボックスを膝にのせ、測定線上を通過する自動車の車種を判別して、No.1～No.4のボタンの

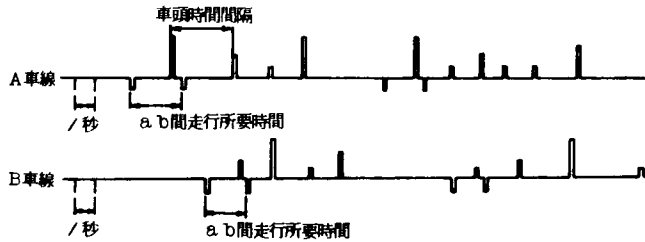
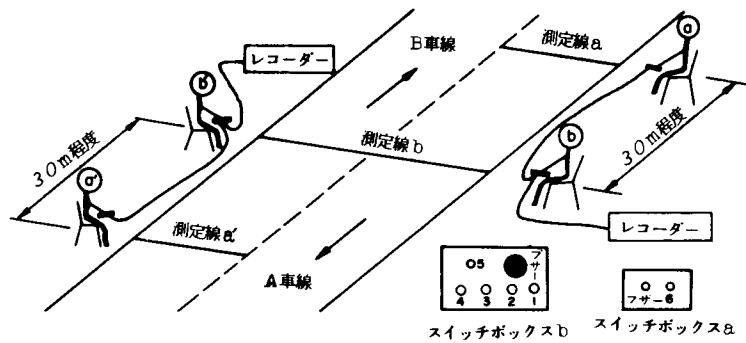


図 7・1 交通流測定配置図と記録例

一つを、すべての自動車の前輪が通過するときに押す。しかも、a (a')から速度計測の意志がブザーによって伝達されている自動車の場合にはスイッチNo.5を最後輪が通過したときに押す。なお、スイッチボックスはNo.1のボタンを押すと1.5ボルト、No.2では3ボルト、No.3では4.5ボルト、No.4では6ボルトの電流が回路に流れるように配線されている。また、走行速度の計測用ボタン (No.5あるいはNo.6) を押すと-1.5ボルトの電流が流れる。このスイッチボックスからの信号は、A・B車線別々にデータレコーダーに記録した。車種の分類は表7・1のような四種類とした。福井市郊外では午前7時から午後7時までの12回、武生市郊外では午前7時から翌日の午前7時までの24回、このような測定を一時間につき30分間ずつ行った。データレコーダーに記録した信号は再生して、オシログラフに出力し、車種・車頭時間間隔・走行速度計算のための所要時間を読み取り、電子計算機の入力とした。

表 7・1 車種分類

型式	車 種
1	乗用車・ライトバン
2	小型トラック・マイクロバス
3	2軸の中型トラック・ダンプカー・バス
4	3軸以上の大型トラック・ダンプカー

測定した二地点ともに制限速度が50 km/hであったが、測定速度は40～65 km/hの範囲にあり、平均約50 km/hであった。そのため、速度を測定した自動車から、次の速度を測定した自動車までが同じ速度で走行しているものとして、橋長が40, 80, 120, 150 mの橋梁を想定し、同時にA・B車線にいる自動車の台数を求めた。これを各測定時間帯別に求め、福井市郊外 (午前7時～午後7時)、武生市郊外・昼間 (午前7時～午後7時)、武生市郊外・夜間 (午後7時～午前7時) に分けて集計した。そして、その比率を表7・2に示した。なお、乗用車と小型車は橋梁振動にほとんど影響しないであろうことから表7・2には中型車と大型車のみとした。この比率は中型車や大型車が単独あるいは同時に載荷する確率であるとみな

表 7・2 中型車と大型車が橋上にある確率

		福井市郊外(昼間)				武生市郊外(昼間)				武生市郊外(夜間)						
		大型車の載荷台数				大型車の載荷台数				大型車の載荷台数						
		0	1	2	3	0	1	2	3	0	1	2	3			
橋長 40 m	中型車の台数	0	85.22	4.60	0.18	0	78.85	9.45	1.67	0.02	0	82.77	8.87	0.66	0.03	
		1	8.97	0.42	0.03	1	8.41	0.62			1	6.36	0.85	0.05	0.01	
		2	0.55			2	0.90	0.03			2	0.40				
		3	0.03			3	0.05				3					
橋長 80 m	中型車の台数	0	75.99	7.08	0.43	0	66.68	14.64	1.73	0.16	0	70.67	12.85	2.29	0.47	
		1	11.99	1.47	0.22	1	11.74	2.79	0.33	0.06	1	7.88	3.01	0.56	0.09	
		2	2.46	0.21		2	1.21	0.33			2	1.60	0.41	0.04	0.04	
		3	0.15			3	0.33				3	0.09				
橋長 120 m	中型車の台数	0	66.20	8.82	0.70	0.16	0	50.39	24.79	2.87	0.67	0	64.15	12.42	3.77	1.15
		1	15.86	2.65	0.63		1	13.17	3.78	0.67	0.22	1	8.05	3.88	1.64	0.67
		2	3.86	0.50			2	1.41	0.74	0.31		2	2.19	1.04	0.29	0.06
		3	0.55	0.07			3	0.91	0.07			3	0.44	0.16	0.06	0.03
橋長 150 m	中型車の台数	0	58.76	9.97	0.95	0.19	0	48.98	18.19	4.53	0.81	0	58.51	13.17	4.21	1.94
		1	18.65	3.45	0.85	0.21	1	13.90	5.80	1.52	0.10	1	8.55	4.58	2.35	0.85
		2	4.27	1.07	0.10		2	2.66	1.54	0.42	0.21	2	2.09	1.20	0.79	0.24
		3	1.33	0.20			3	1.13	0.21			3	0.92	0.48	0.04	0.08

すことができる。たとえば、縦欄0、横欄0のマスは中型車や大型車が一台も載っていない確率を、縦欄1・横欄2のマスは中型車一台と大型車二台が同時に載荷した確率を表わしている。なお、斜めのマス目の比率の和は中型車あるいは大型車がn台同時に載荷している確率を示している。その集計を表7・3に示した。この表から支間長が大きくなるに従って、複数載荷の確率が大きくなっている。しかし、中型車あるいは大型車のいずれかが一台のみ載荷する確率はそれほど急激には大きくならない。特に、夜間の場合には自動車成群をつくって走行しているために、この傾向が顕著である。さて、これらの結果にポアソン到着を仮定して考察を加えてみる。橋長をLmとし、平均走行速度をv m/sec、中型車と大型車の到着率をλ台/秒とする。自動車が橋梁を渡るのに必要な時間がL/vであるので、これをTとすると、ポアソン到着ではT内にn台の中型車あるいは大型車がいる確率は次式で表わされる。

$$P_T(n) = \frac{e^{-\lambda T} (\lambda T)^n}{n!} \quad (7 \cdot 1)$$

そこで、平均走行速度を約 50 km/h ($v = 13.9$ m/sec), 到着率を各測点の 12 時間交通量から、福井市郊外・昼間では 0.050 台/秒、武生市郊外・昼間では 0.067 台/秒、夜間では 0.086 台/秒として計算してみると、福井市郊外・武生市郊外ともに昼間のデータはポアソン分布にてほぼ近似できるが、夜間は全く異なっていることがわかる。しかし、夜間には歩行者が非常に少ないことから、橋梁の使用性の確率論的な検討は昼間について行えば十分であろう。ところで、中型車あるいは大型車の到着がポアソン型であることになれば、使用性の検討にとって好都合である。たとえば、支間長 80 m の橋梁に、到着率 0.05 台/秒の中・大型車が 50 km/h の速度で走行しているとき、一台もない確率 75.0%, 中・大型車が一台載荷している確率 21.6%, 二台の確率 3.1%, 三台の確率 0.3% … というように容易に求められ、第 5 章では、一台の載荷を考えてきたが複数の中・大型車の同時載荷の可能性を考えることができる。このような検討については 7・4 で考える。

表 7・3 載荷確率の実測値と計算値

福井市郊外 (昼間)		中・大型車の載荷台数					
平均到着率 0.050 台/秒		0	1	2	3	4	5~
40 m	実測値	85.22	13.57	1.15	0.06		
	計算値	86.59	12.47	0.90	0.04		
80 m	実測値	75.99	19.07	4.36	0.58		
	計算値	74.98	21.59	3.11	0.30		
120 m	実測値	66.20	24.68	7.21	1.84	0.07	
	計算値	64.92	28.05	6.06	0.87	0.09	
150 m	実測値	58.76	28.62	8.67	3.44	0.51	
	計算値	58.27	31.47	8.50	1.53	0.20	

武生市郊外 (昼間)		中・大型車の載荷台数					
平均到着率 0.067 台/秒		0	1	2	3	4	5~
40 m	実測値	78.85	17.86	3.19	0.10		
	計算値	82.45	15.91	1.54	0.10		
80 m	実測値	66.68	26.38	5.73	1.15	0.06	
	計算値	67.98	26.24	5.06	0.65	0.06	
120 m	実測値	50.39	37.96	8.06	2.99	0.60	
	計算値	56.05	32.45	9.39	1.81	0.26	
150 m	実測値	48.98	32.09	12.99	5.00	0.73	0.21
	計算値	48.48	35.10	12.71	3.07	0.55	0.09

武生市郊外 (夜間)		中・大型車の載荷台数					
平均到着率 0.086 台/秒		0	1	2	3	4	5~
40 m	実測値	82.77	15.23	1.91	0.08	0.01	
	計算値	78.04	19.35	2.40	0.20	0.01	
80 m	実測値	70.67	20.73	6.90	1.53	0.13	0.04
	計算値	60.96	30.17	7.47	1.23	0.15	0.02
120 m	実測値	64.15	20.47	9.84	4.27	1.12	0.15
	計算値	47.57	35.34	13.13	3.25	0.60	0.09
150 m	実測値	58.51	21.72	10.88	6.41	2.12	0.36
	計算値	39.49	36.69	17.04	5.28	1.22	0.28

7-3 道路橋のたわみと振動

前節においては、中・大型車が同時に載荷する可能性とその確率について述べたが、本節では、同時に複数台の中・大型車が橋梁に載荷したとき、橋梁がどのような性状を示すかについて調査したので、その実験方法と結果について述べる。実験は支間長 69.3 m のワレントラス形式の市荒川大橋 (幅員 8 m, 実測固有振動数 2.8 Hz) にて実施した。交通流の測定方法は前節と全く同じである。振動とたわみについては、橋梁上に変位検出型の振動計 (八千代製作所製 EV-1) を設置し、支間中央格点下の河川敷から木製のやぐらを組み、変位計 (東京測器製, SDP-50) を設置した。測定結果の一例を図 7・2 に示した。図 7・

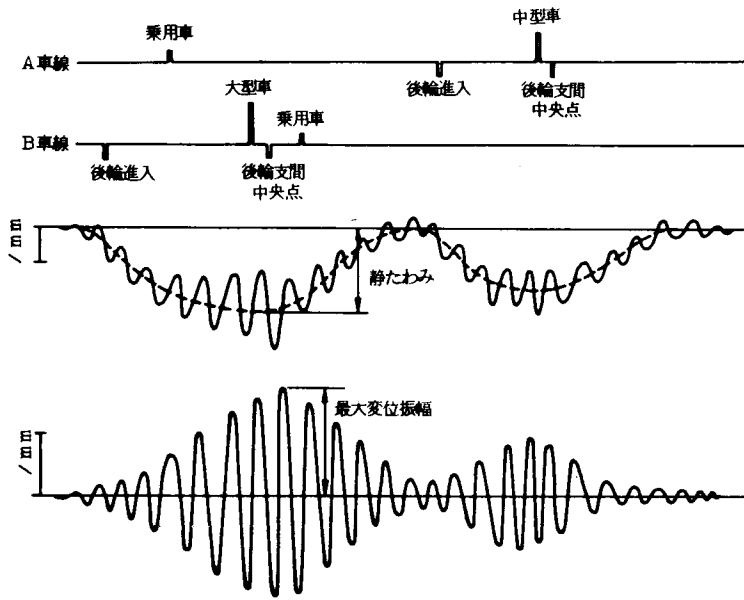


図7・2 橋梁のたわみと振動の測定例

2のような結果から、車種・最大静たわみ・最大変位振幅・走行速度を読取った。その結果を横軸に静たわみ、縦軸に最大変位振幅を取り、車種および同時乗荷の車種構成をパラメーターにして、図7・3に示した。この図において最も顕著なことに、静たわみが大きくなっても変位振幅はそれほど大きくなりなことが挙げられる。静たわみが乗荷している車両の重量の影響度を表わしているものと考えれば、複数台の車両が同時に乗荷し、荷重が二倍になったとしても車両の位相や固有振動数の差異によって、変位振幅

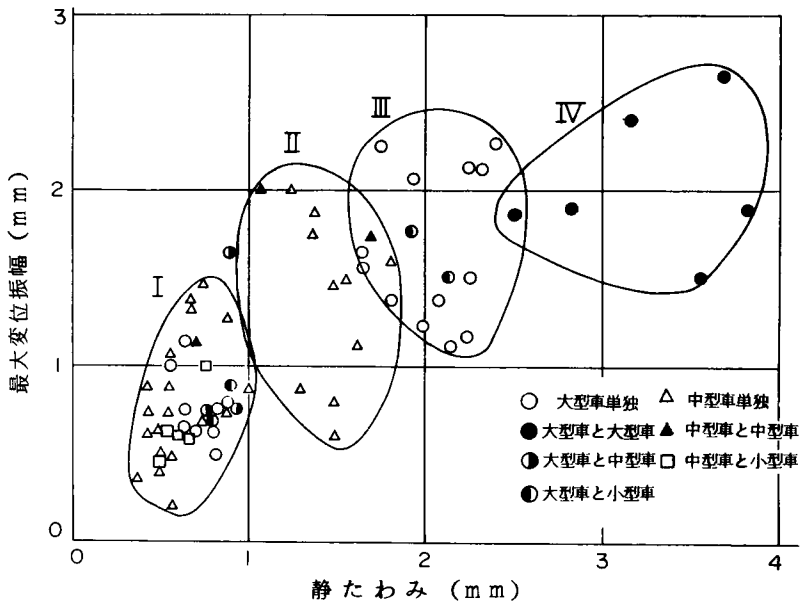


図7・3 静たわみと最大変位振幅

は二倍にはならない。このことは従来、衝撃係数の検討の際に指摘され、衝撃係数が支間長の増加に従って、小さくなる根拠とされている⁴⁾。つぎに、図中、丸で囲った群のうち、Ⅰは空車の中・大型車がそれぞれ単独に載荷したときである。これによると静たわみと変位振幅ともに型式による差は認められない。また、Ⅱの群は中型の積載車、Ⅲの群は大型の積載車、Ⅳの群は積載した大型車が二台載ったときであるが、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳには少しの差しかない。これらの事実は、橋梁の振動振幅そのものを対象にしようとする使用性の検討にとっては重大である。すなわち、複数の大型車が同時に載荷されても振幅があまり大きくならず、重量の大きい一台の大型車が通過したときと大差がなければ、単独載荷の際の使用性を検討しておけば、短支間橋梁では十分であることになる。ところが、支間が大きい場合は複数載荷の確率が大きくなるので、このような状態をも検討する必要性が生じてくる。

7-4 道路橋の非使用性確率

第4章において、振動感覚実験の結果から橋梁振動の限度として、20トン車一台の大型車通過に伴う振動速度の実効値を1.7cm/sec以下にするのが望ましいことを提案したが、この限度は大型車のほぼ上限と考えられる20トン車について考えた。そして、前節までに述べたように、

1) 通行量にもよるが、中型車や大型車の同時載荷の確率は比較的小さく、その確率はポアソン分布を用いて求めることができる。

2) 二台の大型車が同時に橋上にある場合も、単独に載ったときの振幅と大きな差はない。

以上の事実を考えると、短支間の道路橋の使用性を解析する方法として、単独載荷時を考えておけば、ほぼ通常の状態を把握することができる。しかし、支間長が大きくなると単独載荷時のみの計算では不十分であり、複数台の載荷をも考えねばならない。そのためには確率論的な解析を行う必要があり、前章で歩道橋に対して考えたように、歩行者が心理的な限界を感じない確率、すなわち非使用性確率と同様な尺度によって道路橋の使用性も評価しなければならないであろう。

まず、数台の大型車が同時に載荷した場合の動的応答は第5章で求めた動的応答値を用いて、次の方法によることができる。 n 台の大型車が橋梁上にあるとき、それらの自動車の動的特性はそれぞれ異なるであろう。特に、固有振動数は多少の差があるであろう。このようなとき、第5章で扱ってきた有帯域に近い形の外力スペクトルが橋梁に作用することになる。ただし、平均パワーは n 台分としなければならないので、スペクトル強度は5-4-2で示した数値の n 倍となる⁵⁾。ところが、外力スペクトルの強度と応答の二乗平均値は比例関係にあるので、一台の大型車が走行したときの応答から、 n 台の大型車が走行したときの応答を求めることができる。なお、本章で行った調査における中型車の平均重量は約8トン程度、大型車の平均重量は約13トン程度と考えられ、中型車と大型車の総平均の重量は約10トンと考えても差しつかえないであろう。そこで、本章では10トン車に相当する外力スペクトルを用いることとする。20トン車よりもやや、ばね係数の小さい値(ばね上 $k = 5000 \text{ kg/cm}$, ばね下 $k_f = 10000 \text{ kg/cm}$)を用いて計算した結果、10トン車に対する外力スペクトルの強度は20トン車の場合のほぼ半分である。また、橋梁上のどこに歩行者がいるかの確率は、すべての点で同じであるので、モード級数の二乗 $\varphi_n^2(x)$ の平均を求めると最大応答量の半分となる。したがって、歩行者の受ける刺激の基準値は20トン車による最大応答

量の4分の1とみなすことができる。そして、単独载荷のときの応答速度の二乗平均値を第5章で示した20トン車に対する応答スペクトル図から求め、その4分の1を r_v とすると、10トン程度の大型車、 n 台による応答量は nr_v となる。この応答量の平方根は、 n 台の中型車あるいは大型車が橋梁に载荷しているときに、歩行者が受ける平均的な刺激と考えることができる。

つぎに、载荷の確率を考える場合の使用性の検討方法を考える。ここで、ある橋長(L)の橋梁に走行速度 v の中型車あるいは大型車が n 台同時に载荷する確率は式(7・1)で表わされるポアソン分布から求められるものとする。したがって、車両の到着とは独立して、任意に橋梁に到着する歩行者が受ける刺激の大きさが $x(=\sqrt{nr_v})$ となる確率は次式となる。

$$f_s(x) = (1 - e^{-\lambda_p T_p}) P_T(n) \quad (7 \cdot 2)$$

ここで、 λ_p : 歩行者の平均到着率

T_p : 歩行者の渡橋所要時間 (= 橋長 / 歩行速度)

そして、ある刺激が働いたとしても人間の反応にはばらつきがあるので、刺激 x によって歩行者が反応する確率を $F_R(x)$ とすると、歩行者が橋梁を渡ろうとするとき、望ましくない反応を生ずる確率 p_d (非使用性確率)は次式によって求めることができる。

$$p_d = (1 - e^{-\lambda_p T_p}) \sum_{n=1}^{\infty} P_T(n) F_R(x) \quad (7 \cdot 3)$$

ここで、 $x = \sqrt{nr_v}$ である。また、心理的な限界として、ここでは歩きにくさを考えるものとして、 $F_R(x)$ として平均1.7cm/sec、標準偏差0.6cm/secの正規確率分布関数を用いる。歩行者の歩行速度は車両の走行速度に比較すると小さいので、歩行者が橋を渡る間に断続した数回の刺激を受けることが考えられるけれども、刺激の回数や継続時間などの影響についての研究が今のところ、まだ行われていないので、ここでは一回一回の刺激を考えることとした。すなわち、前に受けた刺激がそののちに受ける刺激に対する反応に影響しないものとした。

ここで、数値計算例によって道路橋の使用性について考えてみる。なお、歩行者の通行量は十分多いものとして $e^{-\lambda_p T_p} = 0$ として扱うが、歩行者が少ないときには式(7・3)のように $(1 - e^{-\lambda_p T_p})$ を乗ずればよい。まず、第5章で動的応答量を求めたランガー桁橋に対して非使用性確率を計算した。60~120mの支間長をもつランガー桁橋のうち、ライズ比(L/f)が7、桁高比(L/h_g)が40の橋梁を、その代表とした。横軸に大型車の時間交通量を、縦軸に非使用性確率をとって図7・4にその結果を示した。この図より、同じ交通量に対する非使用性確率から見ても、第5章で20トン車に対する動的応答から考察したと同様に、支間の短い橋梁の方が使用性が悪いことがわかる。仮に、非使用性の許容確率を歩道橋の場合と同じく5%であるとすると、60~80m級の橋梁では150~250台/時以上、100m級の橋梁では350台/時以上の大型車に対して使用性が問題となる。第4章で検討した実在橋梁の振動の大きさの結果を見ても、やはり60~80m級の橋が大きな振動をしている。そして、第5章で検討した結果によっても60~80m級のランガー桁が大きい動的応答値を示していた。このように60~80m級のランガー桁では少ない交通量によってもよく揺れ、しかも単独に大型車が走行したときも大きな振動をしていると言える。これ

以上の支間長をもつ橋梁では一台の大型車によって生ずる振動は比較的小さいが、図7・4に示したように交通量が多くなると使用性が損われてくるために、ここで提案した非使用性確率が特に重要となる。ところが、大型車の通行量が非常に少ない場合に、大きな振動が許されるわけではない。非使用性確率は小さく、大きな振動に歩行者が遭遇する可能性はまれであるが、運悪く橋上にいる歩行者は強烈な振動刺激を受けることになる。自動車専用道路を除き、これは道路橋の使用性を別の観点から考えることが必要となる。そのためには、第4章で提案したように20トンの大型車が一台、通過したときの振動速度の実効値を1.7 cm/sec以下にするというように、直接的な振動制限が望ましいことになる。

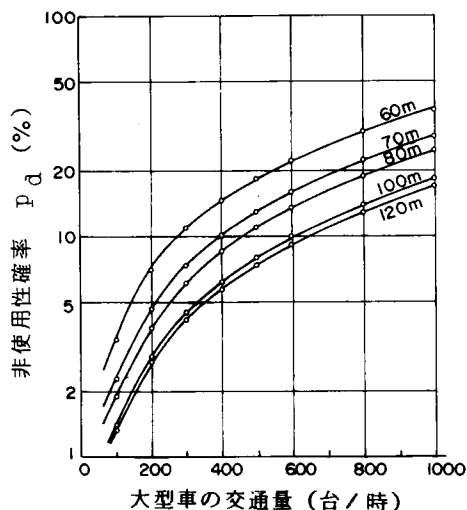


図7・4 ランガー桁橋における大型車の交通量と非使用性確率

そこで、確率的な制限や振動制限が問題となる範囲を検討するために、動的応答量と非使用性確率との関係を、大型車の平均載荷台数をパラメーターとして図7・5に示した。ただし、大型車はポアソン到着をするものとした。そして、大型車による動的応答量の基準値が第5章で示した応答スペクトル図などから求められれば図7・5によって、容易に非使用性確率を求めることができる。なお、歩行者数が少ない場合には図7・5より求められる確率に $(1 - e^{-\lambda T_p})$ を乗じて非使用性確率とすることができる。ここで、仮に非使用性の許容確率を5%、20トン車による振動の制限値を1.7 cm/sec（二乗値で、2.89 cm²/sec²）

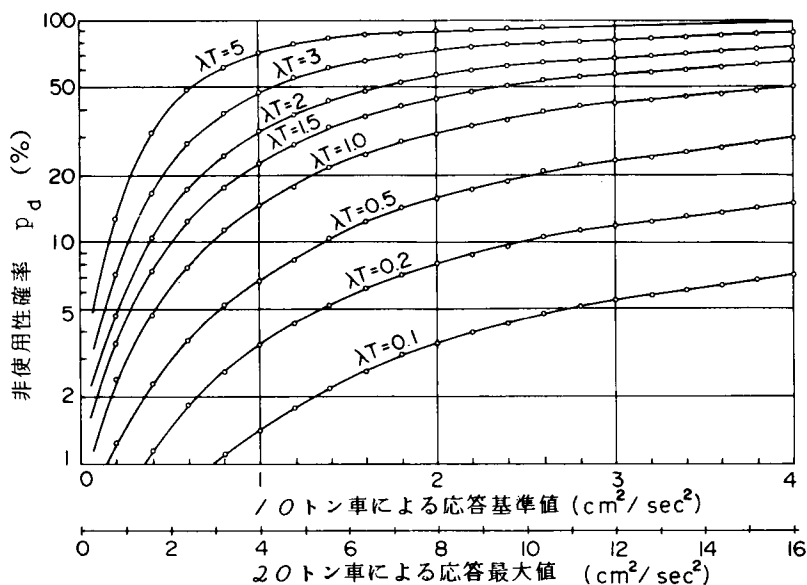


図7・5 大型車による刺激基準値と非使用性確率

として考えると図7・4と図7・5によって次のことが指摘できる。

- 1) 大型車による振動刺激の基準値が $0.1 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$ 以下では、使用性が問題になることはほとんどない。
- 2) 20トン車による振動刺激の4分の1を10トン車に対する基準値とすることから、その刺激基準値が約 $0.7 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$ 以上では確率論的な検討に加えて、単一走行車両に対する動的応答計算も必要となる。そして、場合によっては防振対策や側道橋の設置を考えねばならない。
- 3) 10トン車に対する刺激基準値が $0.1 \sim 0.7 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$ (20トン車の最大値では $0.4 \sim 2.9 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$ に相当)においては非使用性確率を求めて確率論的な検討が必要である。この範囲であっても平均載荷台数 λT が0.5台以下では非使用性確率は許容確率の5%以下であり、使用性があまり問題にならないであろうが、 λT が0.5台以上では特に確率論的な検討が必要となる。
- 4) 大型車や歩行者の通行が非常に少ない場合には、20トン車が単独に走行したときの応答速度の実効値を $1.7 \text{ cm}/\text{sec}$ 以下にするのがよい。

7-5 結 語

道路橋の使用性は、走行自動車の重量や振動数のばらつきが大きいため、前章で示した歩道橋の場合のように確率論的な方法のみでは十分に把握できない。そこで、道路橋の場合には走行荷重の最大と考えられる20トン車による振動の制限と確率論的な検討との両者を併用することが望ましいと考えた。20トン車が走行したときの動的応答については第5章ですでに述べた。本章においては確率論的な検討を行うための基礎的な調査とその調査結果に基づいて、道路橋の使用性解析法を提案した。そして、単一走行荷重による振動が問題となる範囲や確率論的な検討が特に必要な範囲、使用性問題があまり生じないであろう範囲などを明確にした。しかし、前章で述べた歩道橋の確率論的な解析法と同様、許容確率・載荷状態・固有振動数や減衰定数の推定精度・構造因子との関連などについて、道路橋の場合にも、さらに検討を加えねばならない。

参 考 文 献

- 1) 梶川康男：振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析，土木学会論文報告集へ投稿中(1979.7)
- 2) Katakura, M. : Time headway distribution of traffic flow, Proc. of JSCE, No.189, pp. 107-115, 1971.
- 3) 国広哲男・朝倉 肇・井上啓一：設計活荷重に関する研究 ― 交通荷重の実態と橋梁設計への適用，土木研究所資料，第701号，pp.6-45, 1971.
- 4) 山田善一・小堀為雄：活荷重に対する道路橋の動的応答 ― 衝撃係数 ― に関する考察，土木学会論文集，第148号，pp.40-50, 1967.
- 5) 星谷 勝・中根健一：橋の振動による心理的反応の理論解析，土木学会論文報告集，第246号，pp.1-8, 1976.

第 8 章 結 論

図 8・1 に示すような研究過程によって、橋梁振動が歩行者に及ぼす影響について、計量心理学的な立場からの解析と確率論的な立場からの解析を道路橋と歩道橋に対して行った。その結果、橋梁振動の心理的大きさという比率尺度を構成することができ、また非使用性確率ならびに使用性指標という尺度を提案することができた。これらの尺度を用いた評価法によれば、従来、活荷重による最大たわみの制限という形で考慮されたことになっていた歩行者への心理的影響を明確な形で論議することができ、しかも使用限界状態の一つとして重要視されている振動限界状態を考慮することが可能となった。そして、心理的大きさあるいは非使用性確率を許容値以下にすることによって、揺れることの少ない橋梁を設計することができ、その利用者に対してこの面での快適な利用を保障できるものと思われる。

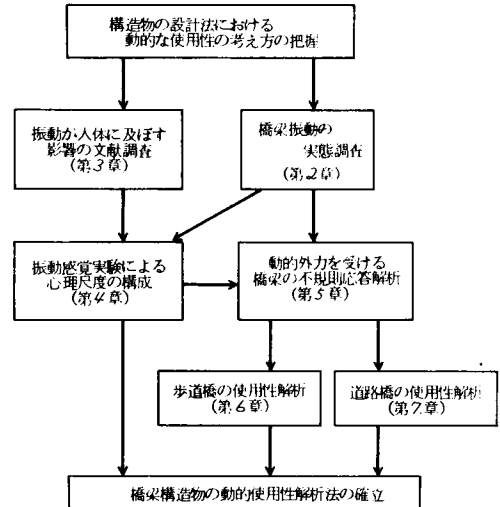


図 8・1 本論文の研究過程

ここに、あらためて本論文で述べてきた振動感覚から見た橋梁の使用性について、これをまとめると以下のような結果が得られる。

まず最初に、これまでに行われてきた橋梁振動に対する評価は固有値解析や、外力が作用した橋梁がどのような動的応答を示すかについての動力学的な解析、構造物が振動することによって生ずる疲労や塑性変形などのような影響についての材料強度学的な解析が主であった。また、橋梁振動によって生ずる歩行者の心理的影響を考えねばならないことが指摘されながらも、その評価法は確立されたものがなく、せいぜい乗物の乗心地評価に用いている尺度を適用しているにすぎなかった。しかし、これでは誤った判断を下す危険性が大きく、橋梁振動を対象とした評価尺度や評価法を確立する必要がある。そこで、まず通常の走行荷重によって、ひき起こされる道路橋の振動の実態を把握するために同じような条件での振動実態調査を行った。スペクトル解析によって振動数・変位振幅・減衰定数などを求め、それぞれの関係を明らかにするとともに、橋梁振動の特徴を考え、心理尺度構成のためのテストの基礎的なデータとして用いた。その結果、次に示すことが明らかになった。

- 1) スペクトル解析から求められる実効振幅を用いたとしても実用上、差しつかえない。
- 2) 実効振幅は最大値の約 $\frac{1}{3}$ である。
- 3) 橋梁形式や振動次数を考えれば、振動数と支間長とはかなり強い相関性があり、その回帰式が得ら

れた。

4) 10トン程度の重量をもつ走行荷重によって、ひき起こされる振動は振動数にして1～5 Hzにあり、一部のランガー桁橋を除き、変位振幅は実効値にして1 mm以下、最大値にして3 mm以下である。

5) 変位振幅が大きな形式としてはランガー桁橋が目立ち、振動数は3 Hz以下の場合が多い。

そして、橋梁振動の心理的影響を考えると、次のような橋梁振動の特徴を考えねばならないことが明らかになった。

1) 隣接した数個の低い振動数を含む、不規則な振動である。

2) 歩行者や走行荷重によって、ひき起こされる橋梁振動は車両や飛行機など乗物の振動に比べて小さい。

3) 橋梁上において歩行者は座ったり、緊張して立つことはほとんどなく、リラックスして立つか歩いている。

4) 歩行者が橋梁振動の影響を受ける時間は比較的短い。

5) 道路や橋梁が自動車の走行にとって、できるだけ支障のないように建設されているように、歩行者にとっても橋を渡るのに支障があってはならない。

以上のような調査結果と橋梁振動の特徴を踏まえて、振動の人体への影響に関する従来の研究を生理的・物理的・心理的なものに大別し、それぞれについて述べた。特に、心理的影響に関しては刺激と感覚との関係式を始めとして、音響についても触れ、Meisterに始まり国際標準化機構（ISO）の全身振動ばく露基準や日本の振動公害規制基準に至る流れについて述べた。その結果、次のことが指摘できた。

1) 等感度を生ずる物理量は姿勢・振動方向・振動数・振幅などによって変化し、全体を総括できるような尺度を求めることは困難である。

2) 評価尺度としては振動の質的判断によるものが多いが、振動の大きさを考える以上は量的判断によるものが望ましい。

3) 振動限度は従来、振動がどのカテゴリに属するものであるかという考え方をとり、目的によってカテゴリを一段上げ下げしているが、これには明確な根拠はない。そのためには、反応のばらつきを考慮した確率的な尺度が必要である。

以上に指摘してきた事項を十分考慮して、第4章において実験心理学的な立場から橋梁振動の心理的影響を考えるための振動感覚実験を行い、尺度を構成した。そして、第5～7章においては歩道橋と道路橋の振動に対する確率論的な尺度を考えた。

実際に歩ける広さをもつ振動台を用いて、まず等感覚と振動の大きさを求めるために量的判断を要求した直接尺度構成法の一つであるマグニチュード推定法を適用した振動感覚テストを行った。得られたデータからマグニチュードの等値すなわち等感度を生じさせる刺激としての物理量を求めた結果、振動速度を考えるのが最も妥当であることが明らかとなった。つぎに、刺激量と感覚の大きさ（マグニチュード）との関係を求めた結果、Stevensの n 乗法則が成立し、刺激の小さい範囲では刺激と感覚の大きさは比例関係にあるが、刺激が大きくなると比例せずに刺激の増加ほど感覚の大きさが増加しないという傾向が認められた。また、分・倍数刺激選択法によるテストによっても、刺激の小さい範囲において刺激と感覚の大

きさが比例することが確認された。つぎに、橋梁振動の場合、規則正しい正弦振動ではなく、数個の振動数を含む不規則なランダム振動であることから、このような振動に対しての心理的反応を検討するために、実橋の振動波形と正弦振動を一对比較させるテストを行った。その結果、両波形の振幅実効値が同じとき、等感覚になることがわかり、正弦振動に対する評価法がランダムな振動にも適用できることが明らかとなった。そして、振動数の異なる二つの正弦波を合成した振動と単正弦振動とを一对比較するテストによって、両者の刺激の二乗和が同じとき、等感覚になることが確認できた。以上の各テストの結果から、橋梁振動の心理的大きさを表わす比率尺度「振動の大きさ」を構成した。すなわち、振動速度の実効振幅を刺激と考え、基準値との比の常用対数の20倍を振動の大きさのレベルと定義し、「振動の大きさ」の尺度を求めることができた。続いて、振動限度を求めるために質的判断を要求した系列カテゴリ法を適用したテストを行った。その結果、マグニチュード推定法のような等量判断による等感度と、このテストのような等質判断による等感度との結果が一致した。本研究では、橋梁振動を対象とするために、特に歩行中の歩きにくさについて調べた結果、振動速度の実効値にして1.7 cm/sec、振動の大きさで1.12において、歩きにくさを訴える人が半数であるという結果を得た。英国示方書(B.S.)の振動制限値も同程度であることから、橋梁の振動限度としては、この程度が必要であることを提案した。そこで、橋梁振動実態調査のデータを振動の大きさ尺度で評価した結果、10トン車の走行時に振動の大きさが1.12を越えることはほとんどないが、20トン車では越えることが予想された。また、ランガー桁橋の振動が特に大きいことが指摘できた。

以上のように、「振動の大きさ」の尺度を確立したが次のような問題を考えねばならない。

- 1) どのような载荷状態に対する振動の大きさを求めるか。
- 2) ある载荷状態を決めたとしても、その状態は生じやすいものなのか。
- 3) 振動感覚実験では反応に大きければつきがあるが、このばらつきを無視して平均的な反応のみで評価してよいのか。
- 4) 限度として、ある振動の大きさに設定できるものなのか。

このように考えると、「振動の大きさ」の尺度は橋梁間の比較あるいは载荷状態間の比較などでは効力を発し、意義あるものであるが、橋梁の設計に用いようとする場合には十分な尺度であるとは言いがたい。

そこで、構造解析の目的は耐用期間中に許されない状態が生じないことの確実さを求めることにあることから、望ましくない振動が生じないことの確実さを求めることとした。破壊確率を定量的な尺度として、安全性が評価されていることから、本研究では歩行者に望ましくない反応を生じさせる確率を非使用性確率と名付けて使用性を考える際の定量的な尺度とした。この非使用性確率は任意に橋に到着する歩行者のうち、何パーセントの人が振動によって心理的な限界を感じるかを示している。この確率が橋梁の動的特性や歩行者の各特性を総合的に加味した数値であることから、橋梁の使用性を歩行者の立場から論議する場合に適用できる尺度である。本論文では第5章と第6章において歩道橋の使用性に対して、第5章と第7章において道路橋の使用性に対して、非使用性確率を求めて、それら进行评估した。

まず、歩道橋の使用性を論議するには歩行者の荷重としての特性を調査しなければならないので、歩調について調査した結果、平均2歩/秒の正規分布、歩行速度についても平均1.4 m/secの正規分布である

ことが確認できた。また、歩行者が床面に与える衝撃力の測定から人体を腰部に集中質点をもつモデルと考えられ、その慣性力は三角関数で近似できることが明らかとなった。そして、歩行者の到着特性を測定した結果、ポアソン型の到着とみなしてよいことがわかった。以上の調査結果に基づいて、歩行者による歩道橋の動的応答を不規則振動解析によって求めた。ある歩行者が橋を渡るとき、ある距離だけ離れた他人から受ける振動刺激を求め、構造解析における影響線と同様な刺激の影響線を計算した。ある距離だけ離れた位置に歩行者がいるか否かは確率事象であるので歩行者がポアソン到着をするものとして、歩行者が受ける刺激の二乗の大きさとその確率を求めることができ、刺激の二乗の分布が計算される。そして、到着数が大きいとき、正規分布にて近似できることが明らかとなった。この刺激の二乗の分布から刺激分布を求め、心理的な反応の分布とを比較することによって歩行者が望ましくない反応をする確率を求めた。歩道橋に対してさまざまなケースについて数値計算した結果、次のことが指摘できた。

1) 同じ量の歩行者の到着に対して、振動数と減衰定数が同じであれば重量の小さい短支間橋あるいは幅員の狭い橋の非使用性確率は、重量の大きい長支間橋あるいは幅員の広い橋に比べて大きい。しかし、短支間橋では振動数や減衰定数が一般に大きくなるので、必ずしもその使用性が劣るわけではない。なお、幅員については単位幅員あたりの歩行者の到着率が同じであれば非使用性確率はほとんど変わらずに使用性に差はない。

2) 歩道橋の使用性は歩行者の到着率、歩道橋の減衰定数に大きく影響される。このことから通行量の多い市街地の歩道橋や郊外部の長支間側道橋などにおいて使用性が問題となる。

3) 歩行者の到着が増えると到着分布がアーラン型になると言われている。アーラン到着する場合の非使用性確率はポアソン到着する場合に比べて小さくなる。また、その差異は小さいためにポアソン到着を対象として計算すれば、歩道橋の使用性を把握するには十分である。

4) 剛性制限である活荷重によるたわみの制限と非使用性確率の関係を調べた結果、支間長 20～30 m の範囲では 1/400 のたわみ制限によって歩行者に対する使用性は確保されているが、支間長 30～40 m 以上の鋼床版を有する歩道橋では使用性が損われる可能性がある。たわみ制限を 1/600 にすると、使用性が損われる範囲は狭められ、特に減衰の小さい支間長 40 m 以上の鋼床版歩道橋においてのみ問題が生ずることが明らかとなった。

ところが、非使用性確率の計算は複雑であり、実用面から考えるとより簡潔な方法が望ましい。そこで、歩行者の到着が多くなると刺激の二乗の分布が正規分布に近似することと、安全性の評価が破壊確率と安全性指標とによって行われる傾向にあることから、振動感覚から見た使用性に対して、使用性指標を提案した。この使用性指標は感覚反応と振動刺激との差を使用性の余裕 m と考え、その余裕の平均が使用性を損う限界である $m = 0$ から、余裕の標準偏差の何倍だけ隔たっているかを示している。その結果、使用性指標と橋梁のパラメーター間の関係がはっきりと示されることがわかり、簡単な図表によって表わされた。また、刺激の二乗の分布が正規分布に近似することから指標と非使用性確率の関係も明らかとなり、結局、指標をダミーとして使うことによって使用性が容易に検討できることになった。そして、刺激の平均値と反応の平均値との比によって表わされる中央使用率を考えることによって、使用性の検討はさらに簡素化されることがわかった。

続いて、道路橋の使用性の検討を第5章と第7章において行った。道路橋の使用性を考える場合には、活荷重の満載時を考える必要はなく、日常頻繁に生ずるような状態を考えるべきであることから、まず一台の大型車が走行したときの道路橋の動的応答を不規則振動解析の手法を用いて求めた。特に、ある特性をもつ車種に対する検討に終らぬように、自動車が橋面に与える外力のパワースペクトル密度を有帯域ホワイトノイズで単純化し、その外力は定常であるが、自動車が移動することによって生ずる非定常性を固有振動モードで表わされる確定関数によって考慮して、橋梁の非定常応答を求めた。まず、振動が大きいと言われているランガー桁橋における歩行者の快適性を検討した。また、振動感覚を考える場合には各振動モードにおける応答速度の二乗平均値が必要であることから、構造物の耐震設計でよく用いられている応答スペクトル図と同様な「二乗平均スペクトル図」を提案した。この図を用いて、橋梁の構造上のパラメーターと振動感覚との関係を検討した結果、次のことが指摘できた。

1) 単一荷重を対象にしていることから、橋梁重量が大きくなると振動刺激は小さくなる。そして、ランガー桁として比較的短い支間長である60～80m級の橋梁が、その振動数と重量の関係からよく揺れることが明らかとなった。

2) ランガー桁橋のライズや補剛桁の桁高を変更することによって振動数を多少変更しても刺激への影響はわずかである。

3) 活荷重による最大たわみと支間長との比は刺激と直接には関係せず、ランガー桁橋の振動が歩行者に与える影響は橋の可撓性と直接には関係しないことが明らかとなった。

4) 橋梁の固有振動数を大きくすることは、一般に振動刺激を小さくする。

5) アーチ橋における曲げ剛性は対称振動による動的応答量にあまり影響しない。

6) 連続桁橋における振動刺激は、同じ長さの支間をもつ単純桁橋に比べて小さくなる。

7) 路面粗さのパラメーターや走行速度が本論文で扱っている条件と異なる場合も、二乗平均スペクトル図を用いて動的応答を検討することができる。また、変位や加速度の応答量も応答速度の二乗平均スペクトルから容易に求めることができる。

ところが、短支間の橋梁であれば、大型車が同時に数台載荷することは少ないであろうが、支間長が大きくなるに従って、同時載荷の可能性も大きくなり、単一荷重に対する検討のみでは不十分である。そのためには、大型車が同時に載荷される確率を考えて、歩行者が受ける振動刺激の大きさを求め、望ましくない反応が生ずる確率を考える必要がある。そこで、大型車の交通流調査を行い、その同時載荷の可能性とその特性を調査した。続いて、中スパンのトラス橋において交通流と橋梁の振動とを同時に測定し、橋梁に載荷している車両の状況と静たわみ、変位振幅などの関係考えた。その結果、次のことが明らかとなった。

1) 中・大型車の到着分布はポアソン型とみなしうる。

2) 中型車あるいは大型車の空車が、それぞれ単独に走行したとき、変位振幅には型式による差は認められない。

3) 中型の積載車の走行時、大型の積載車の走行時、複数台の走行時を比較すると、それぞれには若干の差はあるものの、その差は大きなものではない。

4) 静たわみと変位振幅との関係は一次的ではなく、静たわみの増加ほど変位振幅は大きくならない。

以上の調査結果に基づいて、道路橋上を歩く歩行者に与える影響を考えた。単一荷重による応答速度の二乗平均値を基準値として、 n 台の大型車が同時に橋上にある確率をポアソン分布から求め、そのときの応答を基準値の n 倍であるとし、振動刺激の大きさを計算した。道路橋の場合も歩道橋と同様に、歩行者が望ましくない反応を生ずる確率、すなわち非使用性確率を求めた。その結果、次のことが指摘できた。

1) 大型車の到着特性を考える確率論的な考察によっても、60～80 m級のランガー桁橋は他の支間長の橋梁に比べて、使用性の悪いことが多い。

2) 単一の走行荷重による動的応答量が非常に小さい範囲では、使用性が問題になることはほとんどない。また、大型車や歩行者の通行が少ない場合には、単一走行荷重による動的応答量に対する制限が重要となる。

3) 単一走行荷重による動的応答量(10トン車による応答の基準値)が $0.1 \sim 0.7 \text{ cm}^2/\text{sec}^2$ の範囲で、しかも大型車の平均載荷台数が0.5台以上の場合には確率論的な検討が特に必要である。

4) 単一走行荷重による振動が大きく、しかも大型車の通行量が多い場合には、歩行者専用の側道橋を設置するか、あるいは構造系を変えるなどの防振対策が必要である。

以上が、本論文の各章で論じた概要とその結果の主なものであるが、さらに、これらを総括すると次のようになる。

(1) 橋梁振動が歩行者に及ぼす心理的影響に関して計量心理学的な振動感覚実験を実施し、橋梁振動に適用できる量的な評価尺度と質的な評価尺度を提案した。

(2) 橋梁を渡る歩行者に望ましくない反応を生じさせる確率(非使用性確率)を、使用性の検討をする場合の定量的な尺度とすることを提案し、その解析法をまず歩道橋に対して開発した。また、この確率の計算が繁雑であることから実用的な尺度として使用性指標を提案した。その結果、簡潔な手順によって精度の高い、歩道橋に対する使用性解析が可能となった。

(3) 道路橋の使用性については、まず簡単に動的応答値を求めるための応答スペクトル図を提案した。そして、歩道橋と同様に確率論的な解析を行うことによって非使用性確率を求める手法を開発した。その結果、一台の大型車の走行によって生ずる振動を応答スペクトル図によって求められ、その応答値を用いて道路橋の使用性解析が可能となった。

謝 辞

この論文は著者が金沢大学と福井工業大学に在籍した約8年間にわたる橋梁振動による歩行者への心理的影響に関する研究成果をまとめたものである。その長い年月の間、終始御指導と御鞭撻を賜った金沢大学工学部小堀為雄教授，ならびに，まとめるに当って御指導下さいました京都大学工学部山田善一教授，京都大学工学部白石成人教授に深甚なる謝意を表わすとともに，本研究を遂行するに当り，御討議をいただいた多くの先生方に心より感謝の意を表わします。また，実験での御協力をいただいた金沢大学工学部橋梁工学研究室および建設基礎学研究室の諸兄，とりわけ，城戸隆良技官，ならびに福井工業大学工学部橋梁工学研究室の諸兄に感謝いたします。