

4. 歩道橋の水平振動

目次

4.1 検討の背景	4- 1
4.2 M吊橋における現地振動計測	4- 2
4.2.1 はじめに	4- 2
4.2.2 計測システム	4- 2
4.2.3 計測結果	4- 4
4.2.3.1 桁水平変位の応答特性	4- 4
4.2.3.2 歩行者の同調性	4- 8
4.2.3.3 常時微動計測	4-10
4.2.3.4 桁の最大応答振幅に影響する要因	4-11
4.2.4 まとめ	4-12
4.3 歩行者起振力に関する実験	4-13
4.3.1 はじめに	4-13
4.3.2 実験要領	4-13
4.3.3 歩行者の水平起振力の測定結果	4-15
4.3.3.1 起振力の測定	4-15
4.3.3.2 歩行者の起振力	4-15
4.3.3.3 無次元化した歩行者の起振力	4-18
4.3.3.4 共振振動数	4-19
4.3.4 複数歩行時の考察	4-20
4.3.5 まとめ	4-21

参考文献

4.1 検討の背景

近年、吊形式の歩道橋で、歩行者によって桁が水平振動する問題が相次いで報告されている^{1)~4)}。T 斜張橋では、多くの人が歩行した際、水平 1 次モードの固有振動数 0.93Hz で桁が水平振動した^{1), 2)}。桁の応答振幅は 13mm 程度であり、歩行への悪影響および橋の安全性についての問題はなかった。しかし、それまでに経験されていなかった新しい振動現象であったため、現地計測が実施され、原因が究明された。その結果、歩行者が桁の水平固有振動モードに同調することによって、共振が生じたと推定された^{1), 2)}。

同様な水平振動が London Millennium Bridge で 2000 年 6 月に発生した³⁾。開通式当日に多くの人が歩行した際に桁が水平振動し、その応答振幅は 70mm にも及んだ。これは、歩行に障害をきたすほどの振動であったため、直ちに橋は閉鎖された。多くの現地振動実験が実施され、T 斜張橋で解明された基本的な振動メカニズムが再確認された。その後、ダンパーにより制振され、1 年半後に再開通した。また、米国およびフランスの歩道橋でも同様の問題が生じた事例が報告されている⁴⁾。

歩行者による水平振動のメカニズムについては未解明の点が多くある。歩行に伴う起振力の大きさ、歩行者と桁応答変位の位相差、桁の振動に同調する歩行者の割合、歩行者が同調する桁振動数の範囲など、過去の研究によっては明らかにされていない。また、計測された水平振動の事例も少なく、設計基準化するためのデータも不足している。

ここでは、未解明な点の多い歩行者による水平振動のメカニズムを把握することを主目的とした活動を行った。具体的な活動内容として、以下の 2 つの実験を実施した。

①実橋での歩行振動実験（水平振動特性、歩行者と桁との同調性の把握）

②振動台を使用した歩行実験（歩行者による水平起振力の把握）

これら 2 つの実験により得られた結果について報告する。

4.2 M 吊橋における現地振動計測

4.2.1 はじめに

現地振動計測の対象とした吊形式歩道橋の M 吊橋は、1999 年に完成された歩行者専用吊橋である。観光地に位置していることもあって、団体客での利用が非常に多い橋梁であり開通直後から桁の水平振動が発生していた。目視観察によると、桁の水平応答振幅は前述の T 斜張橋よりは大きいようであったが、歩行に障害をきたすレベルではなかった⁵⁾。ただし、M 吊橋の水平 1 次固有振動数は約 0.3 Hz であり⁶⁾、この水平 1 次モードで歩行者と桁が共振しているとは考えられず、T 斜張橋の振動特性とは異なっていると推定された。

今回実施した振動計測では、M 吊橋の振動特性のみならず、歩行者にも加速度計を取り付けることにより、桁と歩行者の同調性についても調査を行った。ここでは、M 吊橋において実施した振動計測結果について報告することとする。

4.2.2 計測システム

M 吊橋は、主スパン 320m の歩行者専用の単径間吊橋である⁶⁾（写真-4.2.1、図-4.2.1）。景勝地に架橋されており、一年を通じて多くの観光客が訪れる。主塔は、2 本の鋼管柱で構成されており、高さは 26.2m である（図-4.2.2）。主ケーブルは 7 本のスパイラルロープ（1 本の直径は 46mm）で構成されている。床版は 2 重構造であり、下層はオープングレーチング、上層は木製床版である（図-4.2.3）。

床版は2本の縦桁（圧延H形鋼，125mm 高さ）で支えられ，縦桁は横桁（圧延H形鋼，250mm 高さ）で支えられている．主桁は無補剛桁であり，横桁はハンガーを介してケーブルで直接吊られている．風荷重に対しては，床版下面に横構を配置するとともに，2本の耐風索が設置されている．耐風索は，水平面から4度傾斜している．また，上面の木製床版には風抜き穴が設置されている．

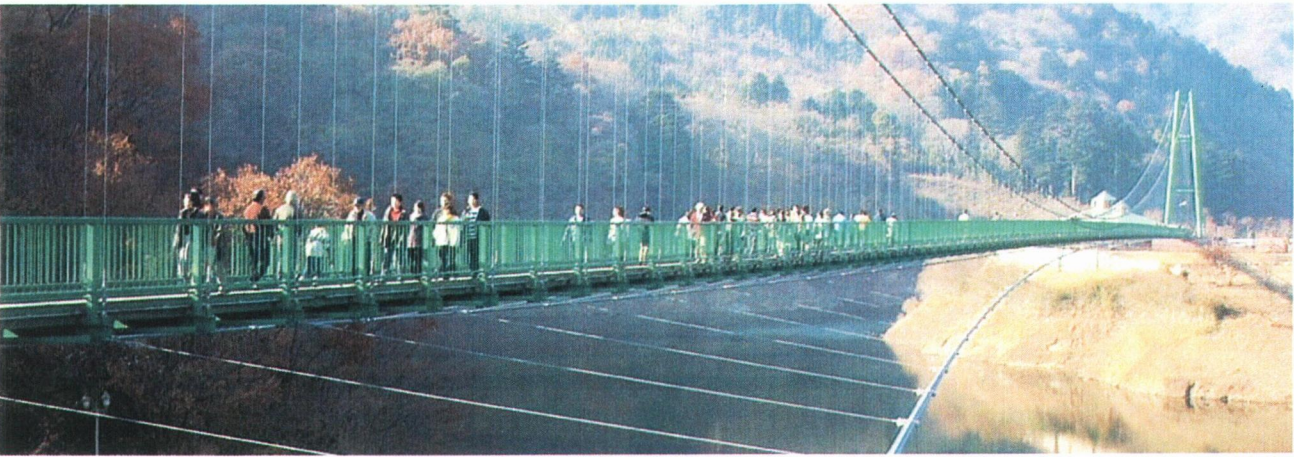


写真-4.2.1 M吊橋

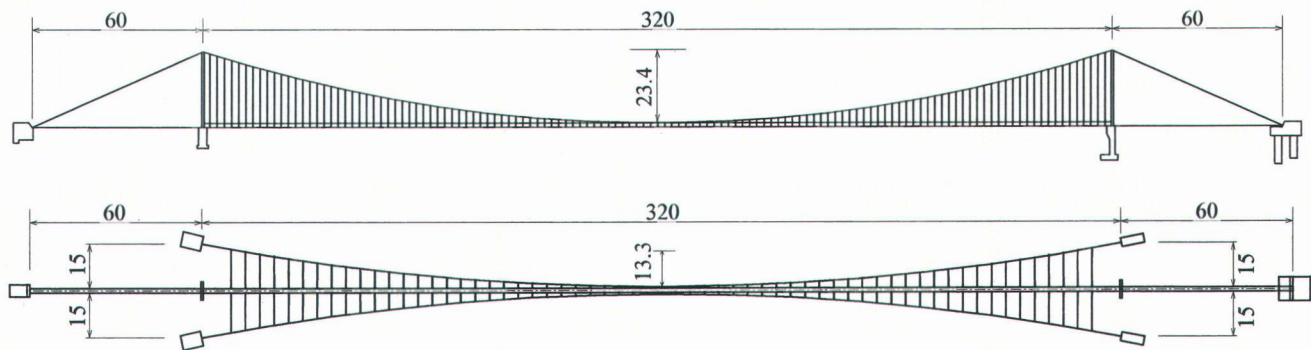


図-4.2.1 M吊橋一般図（単位：m）

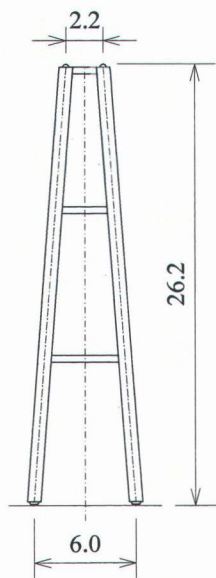


図-4.2.2 M吊橋主塔図（単位：m）

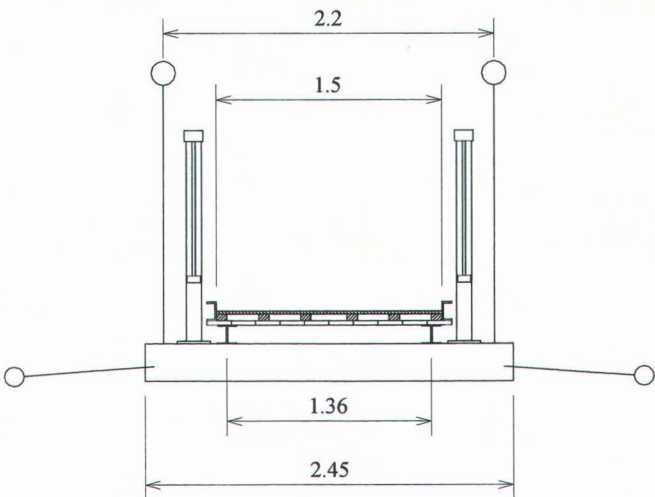


図-4.2.3 M吊橋断面図（単位：m）

振動計測は、秋の行楽シーズン中の2日間実施した。2日とも天気は良好であり、終日微風状態であり、風の影響は無視できると判断された。加速度計を、桁上の5箇所（ $L/8$ 点、 $L/4$ 点、 $3L/8$ 点、 $L/2$ 点、 $9L/16$ 点、 L ：スパン長）の高欄基部に取り付け、桁の水平方向加速度を測定した（図-4.2.4）。加速度計は、電気ケーブルにより、主塔付近に設置された増幅器・A/D変換機・パソコンに接続した。この桁に設置した加速度計はサーボ型加速度計で、測定可能周波数は0.1-80 Hz、測定可能加速度は0-5000 cm/s^2 であった。

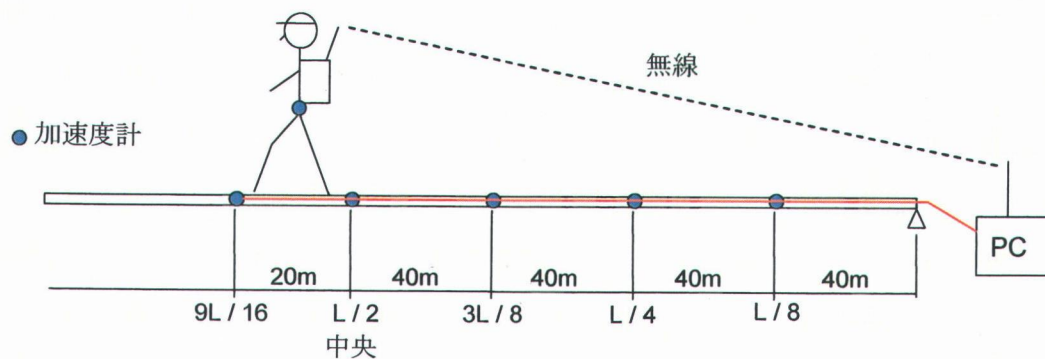


図-4.2.4 計測システム

一人の歩行者の腰ベルトにも加速度計を取り付け、歩行者の水平加速度を測定した（写真-4.2.2～4）。この歩行者用加速度計は、歪み型加速度計で、測定可能周波数は0-70 Hz、測定可能加速度は0-5000 cm/s^2 である。測定歩行者は、他の一般歩行者と一緒に桁上を歩行し、測定された加速度は無線で主塔付近の受信機に送られた。ひずみ増幅器および送信機をリュックに入れ、測定歩行者が背負った。また、測定歩行者は信号発生機を手に持ち、桁上加速度計位置を通過する際、ボタンを押して信号を発し、これも無線で送った。この信号により、歩行者の位置を把握することができた。

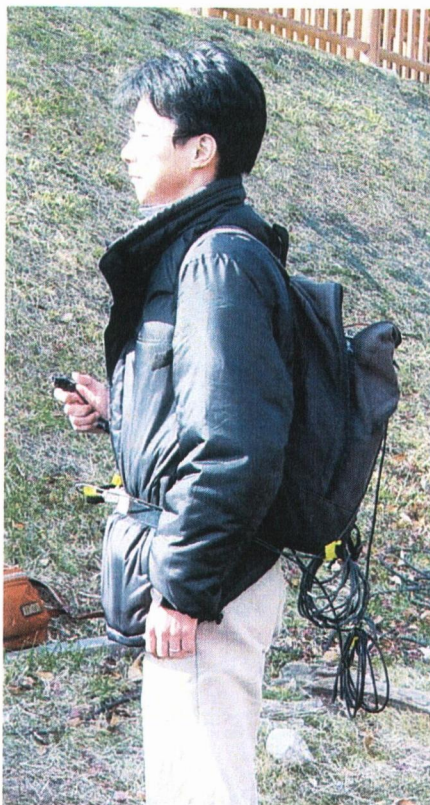


写真-4.2.2 歩行者計測装置

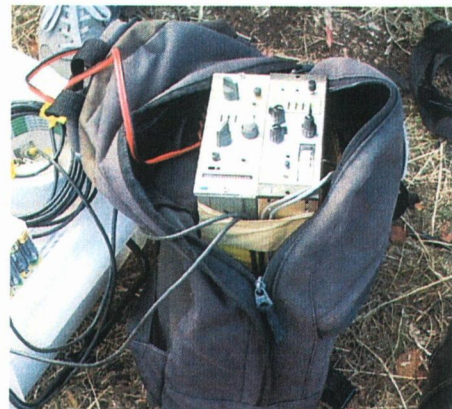


写真-4.2.3 ひずみ増幅器



写真-4.2.4 歩行者用加速度計

測定チームは約30人で構成されており、他の一般の歩行者に混じって橋上を歩行した(写真-4.2.5)。ただし、測定者は自然に歩行したため、他の歩行者に影響を与えることは無かった。測定歩行者は主塔位置から歩行を開始し、他方の主塔位置まで行き、そして最初の位置まで戻る。この間に、振動計測を実施した。これを約20回繰り返した。橋上の一般歩行者の数や分布状況は時々刻々変化し、また測定用歩行者の歩行挙動にも個人差がある。したがって、加速度計を取り付けた測定歩行者は毎回別人とした。

また、主塔付近にビデオカメラを設置し、測定中の状況を撮影した。これは、橋上の歩行者数や分布状況、桁振動の様子、桁振動に対する歩行者の様子などを、大まかに把握することを目的とした。

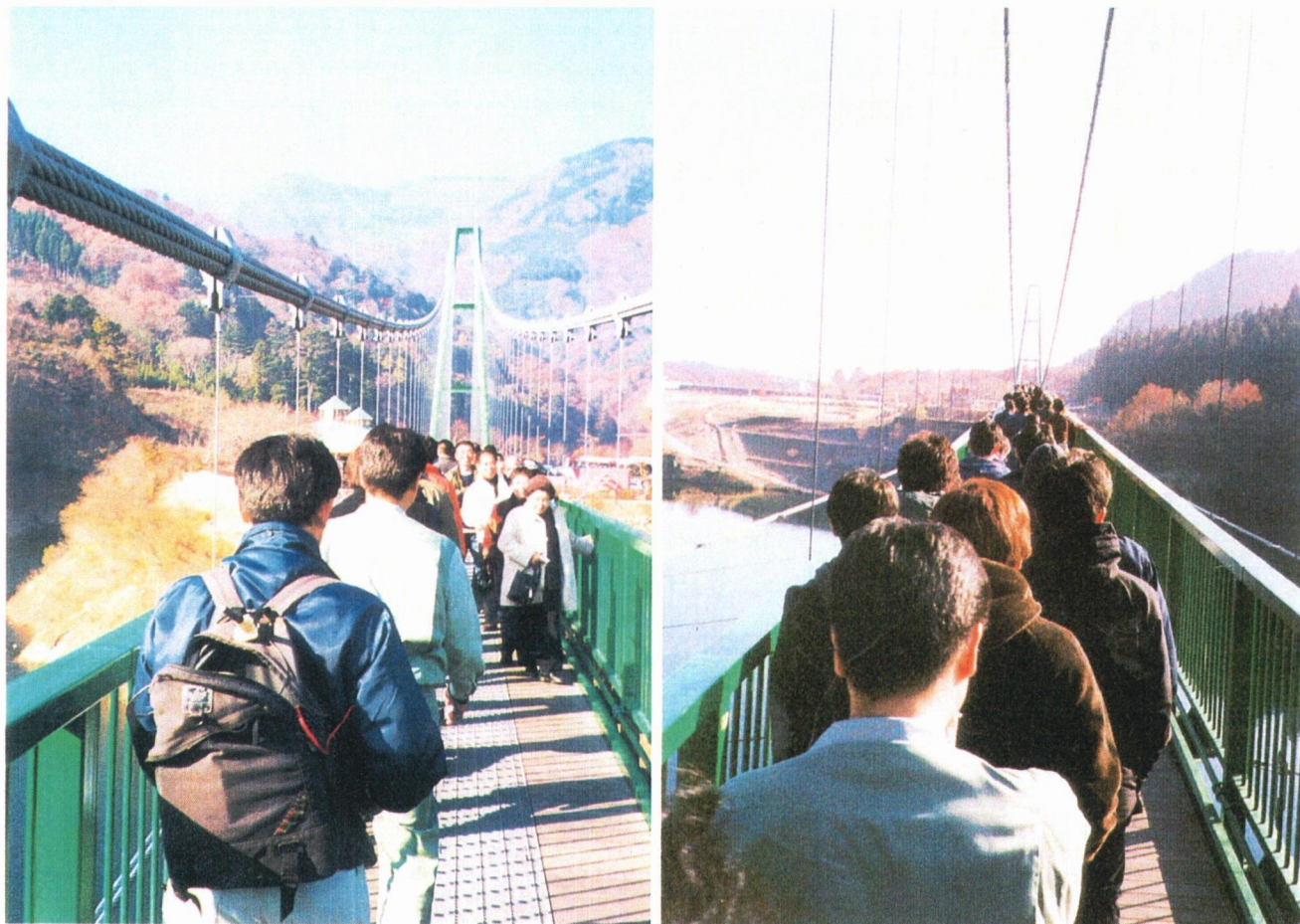


写真-4.2.5 計測状況

4.2.3 計測結果

4.2.3.1 桁水平変位の応答特性

測定チームが主塔近傍の径間端部を歩行し、測定歩行者が $L/4$ 点を通過したときの桁水平変位の一例を図-4.2.5に示す。本データでは、測定歩行者が $L/4$ 点を通過した時刻は155秒であり、その前後の5秒間の波形を示した。水平変位は、測定された加速度を2回積分して得た。ただし、この積分過程では0.2 Hz以下の低周波数領域は除去した。過去の研究成果^{1)~4)}により、これらの低周波数領域では水平振動は生じないと判断したためである。 $L/4$ 点での桁水平変位はきれいな正弦波形を示している。最大振幅は約24mmである。他の桁位置での水平変位も、 $L/2$ 点以外では、周期的波形を示している。

これらの水平変位のパワースペクトルを図-4.2.6に示す。データ数1024を、時間きざみ0.05秒でFFT解析した。 $L/2$ 点を除く全てのパワースペクトルは0.88 Hzに鋭いピークがある。スペクトルのピーク値

は $L/4$ 点と $9L/16$ 点において卓越している。この振動数は、設計時の FEM 解析で得られていた逆対称水平 3 次モードの固有周波数に近い値であった。各桁位置でのパワースペクトルのピーク値から最大振幅を推定し、それらとスパン位置との関係を図-4.2.7 に示した。この図には、FEM で計算した逆対称 3 次水平モード形状も示したが、計測値はこのモード形状に良く一致しており、桁は逆対称水平 3 次モードで振動していたことが理解される。なお、FEM で得られた水平方向の 1 次、2 次、3 次逆対称固有振動モードを図-4.2.8 に示す。

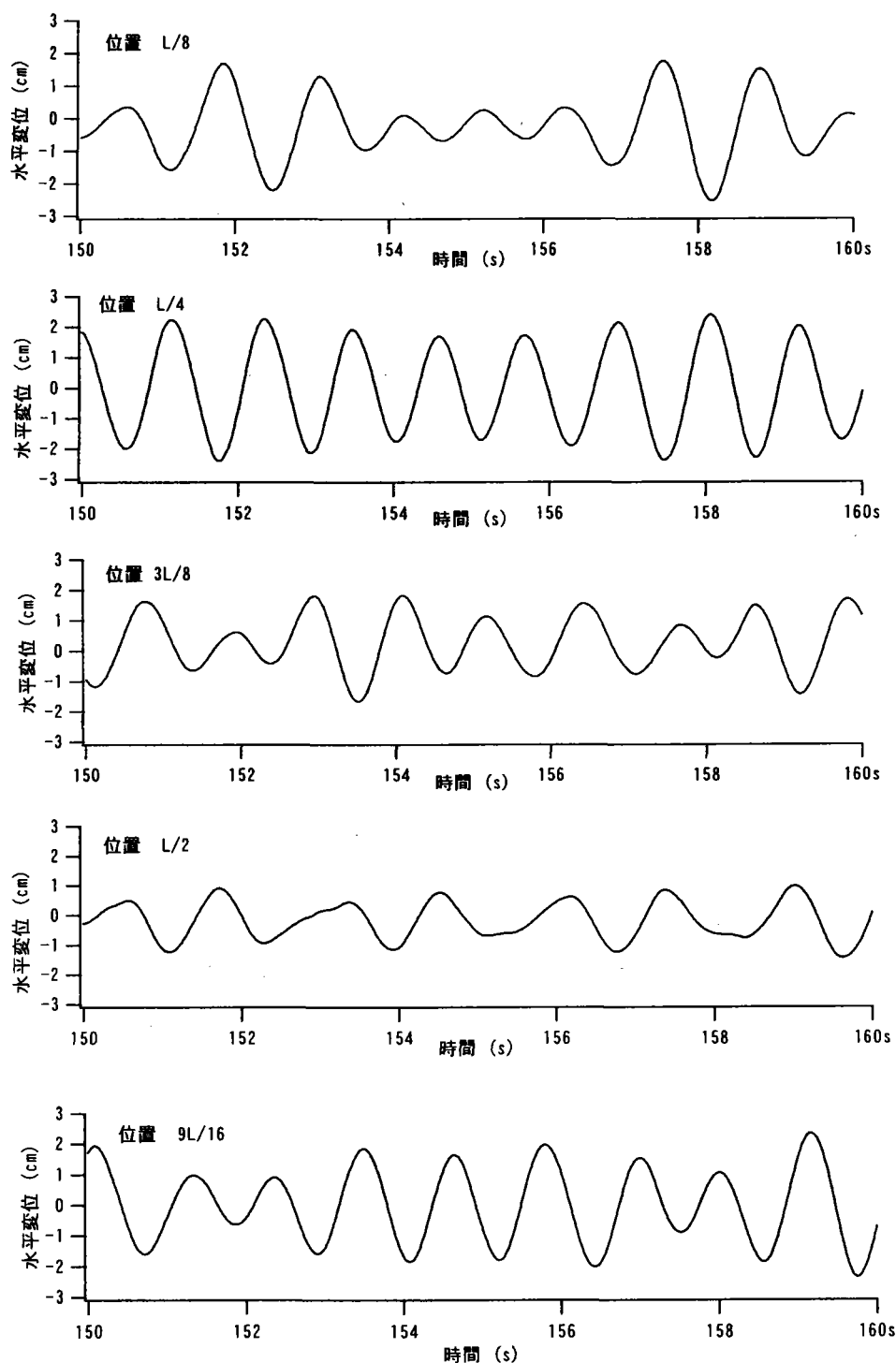


図-4.2.5 桁水平変位

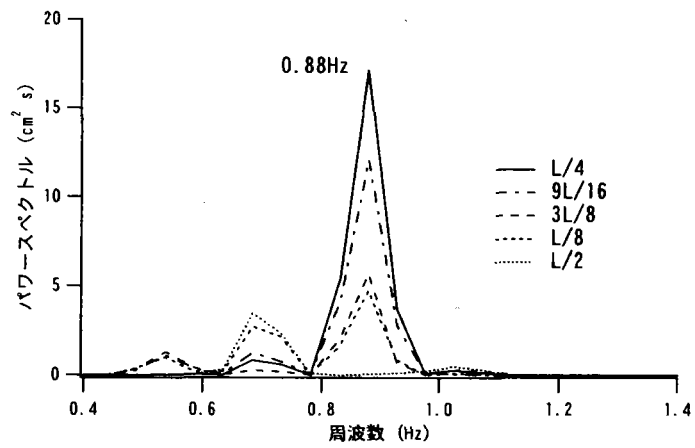


図-4.2.6 パワースペクトル

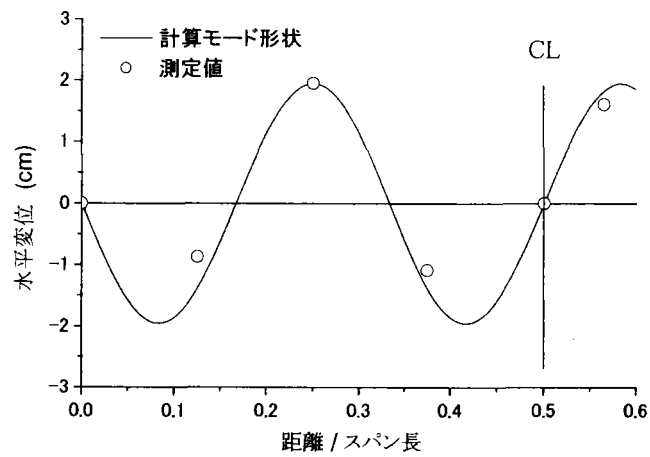


図-4.2.7 モード形状と測定値

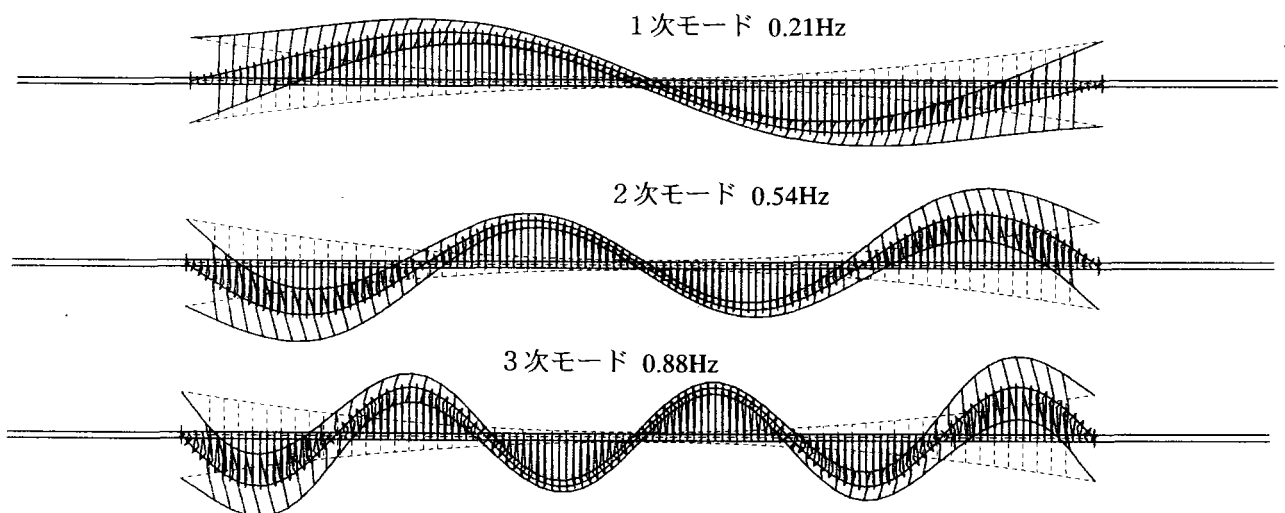


図-4.2.8 水平振動モード（逆対称振動）

測定チームが径間中央を歩行しているときの、径間中央の変位波形を図-4.2.9に、各地点のパワースペクトルを図-4.2.10に、スペクトルから推定した他点の振幅から推定されるモード形状を図-4.2.11に示す。これらより、対称4次モードで振動していることが推定される。なお、FEMで得られた水平方向の1次、2次、3次、4次対称固有振動モードを図-4.2.12に示す。

以上より、比較的多数が径間端部を歩行するときは逆対称モードで、径間中央を歩行するときは対称モードで振動すると考えられる。

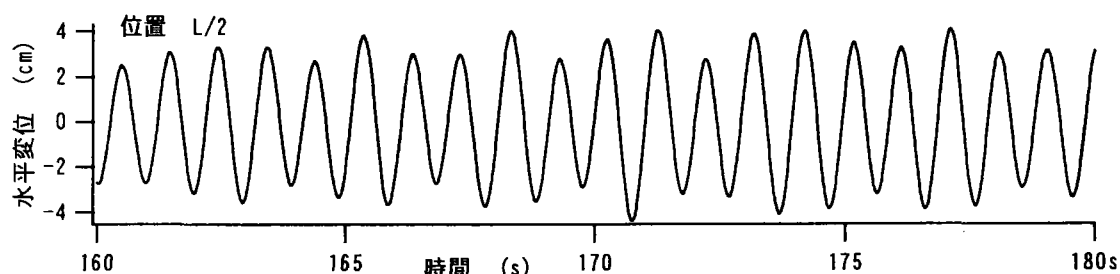


図-4.2.9 径間中央での変位波形

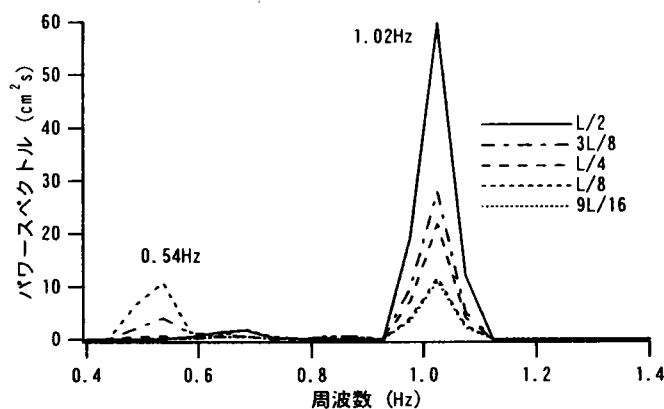


図-4.2.10 パワースペクトル

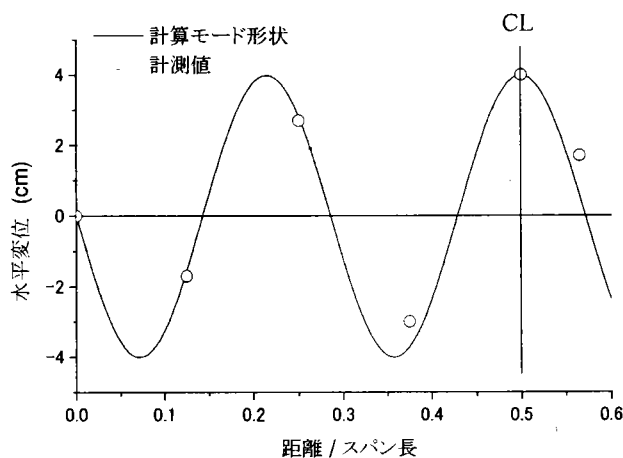


図-4.2.11 モード形状と測定値

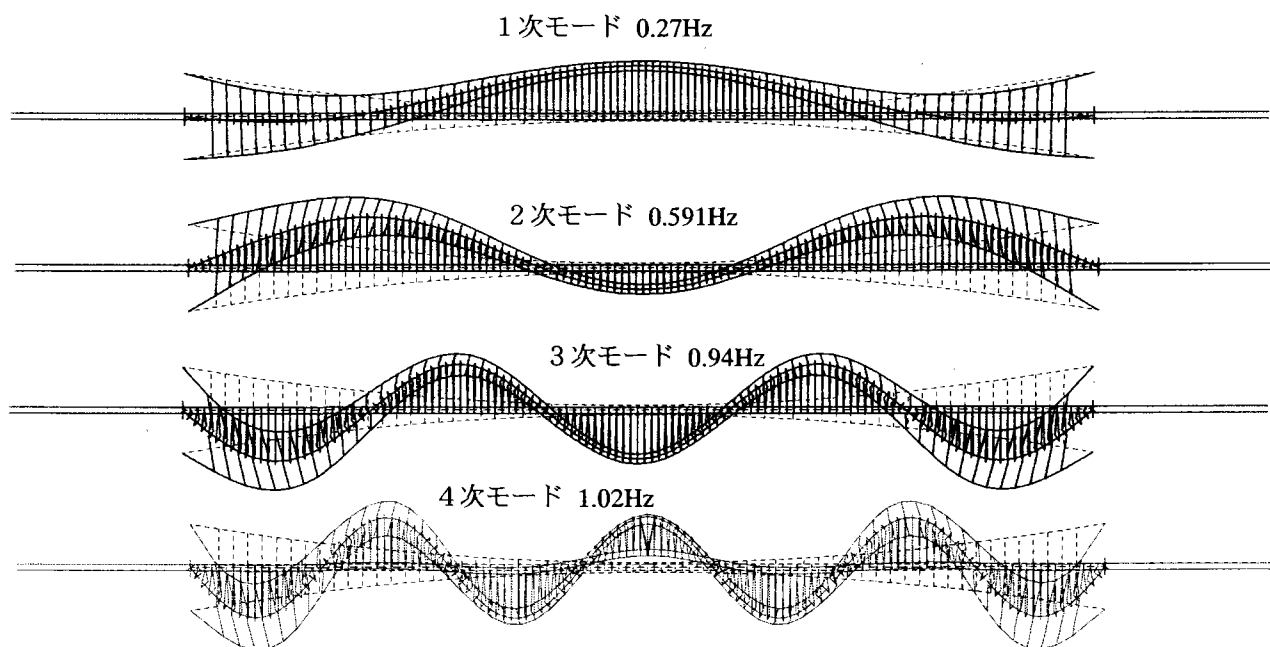


図-4.2.12 水平振動モード（対称振動）

4.2.3.2 歩行者の同調性

桁水平振動のメカニズムは以下のように考えられる^{1),2)}。人は約2Hzで歩行し、この振動数の鉛直力が発生する。同時に、水平方向にも約1Hzの水平力が生ずる。これは、人が歩行する際、重心が左右にふれるために生ずる（図-4.2.13）。過去の研究により、この水平力は歩行者自重の約4%であると報告されている⁷⁾。桁の固有振動数が、この歩行者の水平方向振動数（約1Hz）に近い場合、共振現象が生ずる可能性が高い（図-4.2.14）。

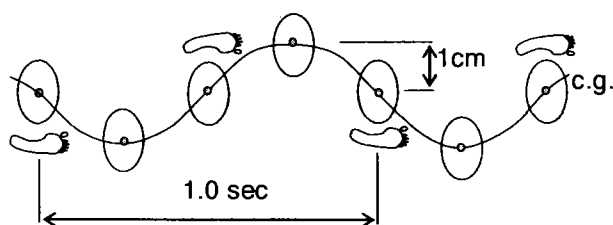


図-4.2.13

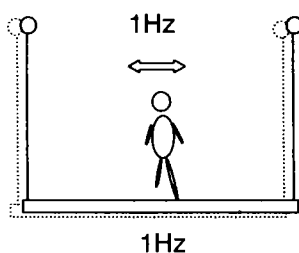


図-4.2.14

しかし、複数の歩行者がランダムな位相で歩く場合には、この水平起振力は互いに打ち消される。よって、共振現象が生じる際には、歩行者が桁の動きに合わせるように歩行し、歩行者どうしの位相も一致し、大きな起振力になると推定された。なお、理論的には歩行者が橋面上片側に偏って歩行する場合、桁のねじれ現象を生じ、それによって水平振動を誘発するとも考えられる。しかし、本橋において偏載歩行は観察されず、ねじれ現象も見られなかった。

藤野らは共振時の状況をビデオ撮影し¹⁾、桁と歩行者の同調性を調査した。ビデオの解析により、複数の歩行者が同一振動数かつ同一位相で歩行することを見出し、歩行者の桁振動への同調性を確認した。しかし、歩行者起振力と桁変位の位相差については未解明であった。

前章で示した計測時(図-4.2.5)の桁と歩行者の水平変位を図-4.2.15に示す。両者の変位は、いずれも同一振動数の正弦波形を示しており、歩行者が桁の変位に同調していることが明確に示されている。桁の最大応答振幅は24mmであるが、歩行者の最大振幅は43mmである。歩行者の位相は、桁の位相より 120° から 160° 進んでいる。一般に、加振力と桁の位相差が 0° から 180° 間では正の仕事をし、応答振幅は増大する⁸⁾。図-4.2.15は歩行者変位を示しているが、実際の外力は足を踏み込むときに作用する。しかし、踏力と腰の動きの位相の差異は少ないと推定され、歩行者の水平力は桁の応答振幅を増大させる起振力となり得ると考えられた。ただし、今回の研究では具体的な踏力は計測しなかったため、踏力と腰の動きの詳細な関係は今後の課題である。

今回の計測中で最大の桁応答振幅が生じた時の、桁と歩行者のL/4点における水平変位を図-4.2.16に示す。桁の最大振幅は約45mmである。この記録の始めの部分では、歩行者は桁と同調しているが、その後、桁の応答振幅が大きいためと思われるが、歩行者は一時的に歩行を中断あるいはバランスを崩して同調性は消える。しかし、すぐに同調性を取戻している。それ以後も、同調性が生じては消えるという現象を繰り返す。また、歩行者の振幅は約40mmであり、図-4.2.15の場合と大差ない。

他のケースについても同様の解析を実施したが、図-4.2.15に示すようなきれいな同調性を示す場合は少ない。むしろ、図-4.2.16に示すような同調性がばらつく例が多い。しかし、目視およびビデオ観察により、桁が振動している場合には、多くの測定歩行者が桁振動に同調していた。ただし、同調歩行者の正確な割合については把握できなかった。

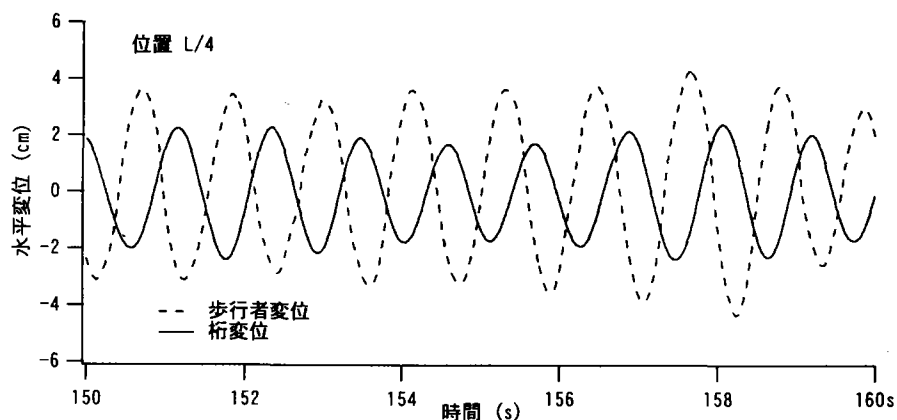


図-4.2.15 桁と歩行者の水平振動

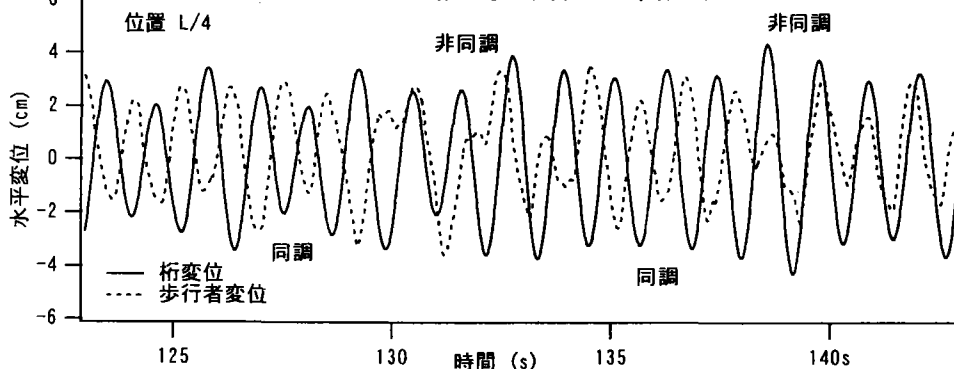


図-4.2.16 桁と歩行者の水平振動(最大変位ケース)

4.2.3.3 常時微動計測

本橋は、朝 8 時に開門し、夕方 4 時に閉門する。橋が開門する前、歩行者が橋上にいない時に計測した桁水平変位の常時微動を図-4.2.17 に示す。前章で示した共振時とは異なり、波形は不規則波に近い。このデータのパワースペクトルを図-4.2.18 に示す。時間刻み 0.05s、120 秒間のデータを FFT 解析した。本図では、水平対称 1 次固有振動数 (0.27 Hz) が卓越し、水平対称 2 次固有振動数 (0.59 Hz) および水平対称 3 次固有振動数 (0.94 Hz) のピークも現れている。これらのモード形状は図-4.2.8 に示されている。

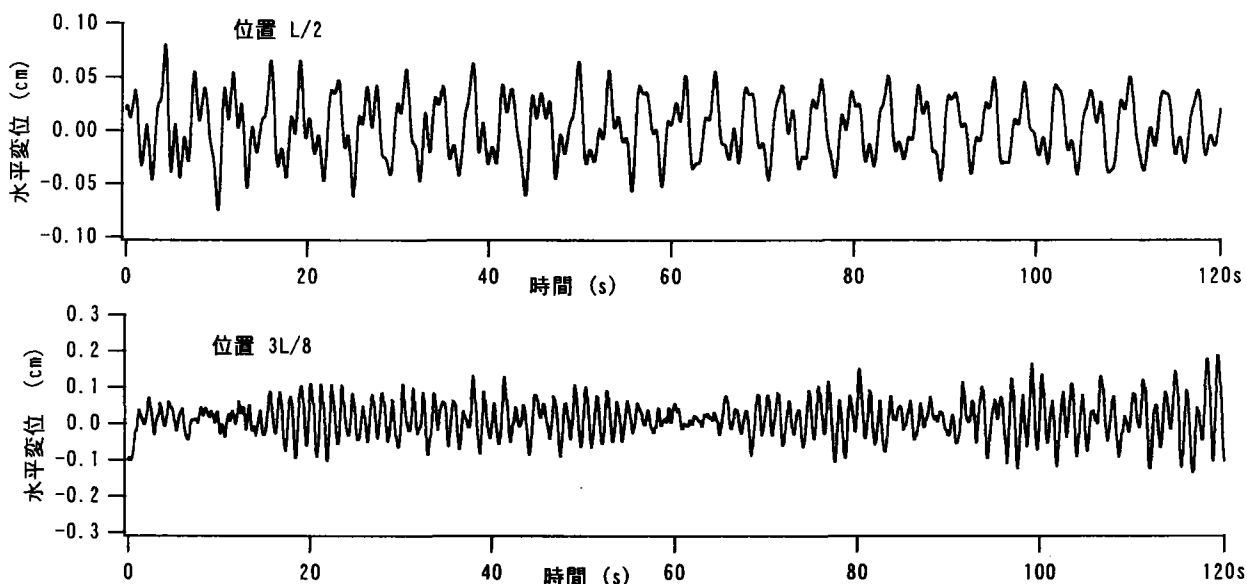


図-4.2.17 桁水平変位の常時微動

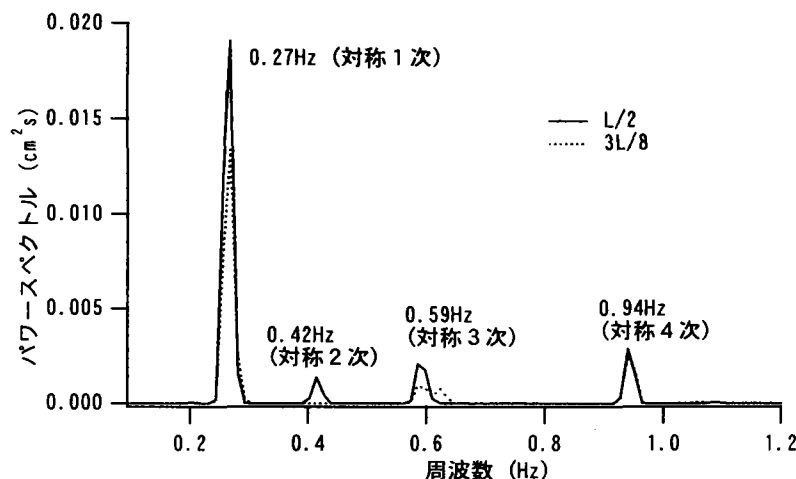


図-4.2.18 パワースペクトル

開門直後、最初の 2 人が橋上を歩行しているときの常時微動を図-4.2.19 に示す。この波形も不規則波に近い。そのパワースペクトルを図-4.2.20 に示す。解析条件は、上記と同一である。本図では、水平逆対称 3 次固有振動数 (0.88 Hz) が卓越し、水平逆対称 1 次固有振動数 (0.21 Hz)、水平逆対称 2 次固有振動数 (0.54 Hz) も現れている。これらのモード形状は図-4.2.12 に示されている。この常時微動の計測により、スパン 320m 上のたった 2 人の歩行者が、桁の振動特性を完全に変えたことが理解できた。

歩行者は 1 Hz 前後の桁水平振動数に同調しやすいと推定されるが、どの範囲の桁振動数に同調するかは明確ではない。この常時微動の計測結果より、歩行者は 0.27 Hz、0.54 Hz、0.59 Hz の桁振動数には

同調せず、0.88 Hz（水平逆対称 3 次）および 1.02 Hz（水平対称 4 次）に同調した。したがって、0.6 Hz 以下の桁振動数には歩行者は同調しないと言える。

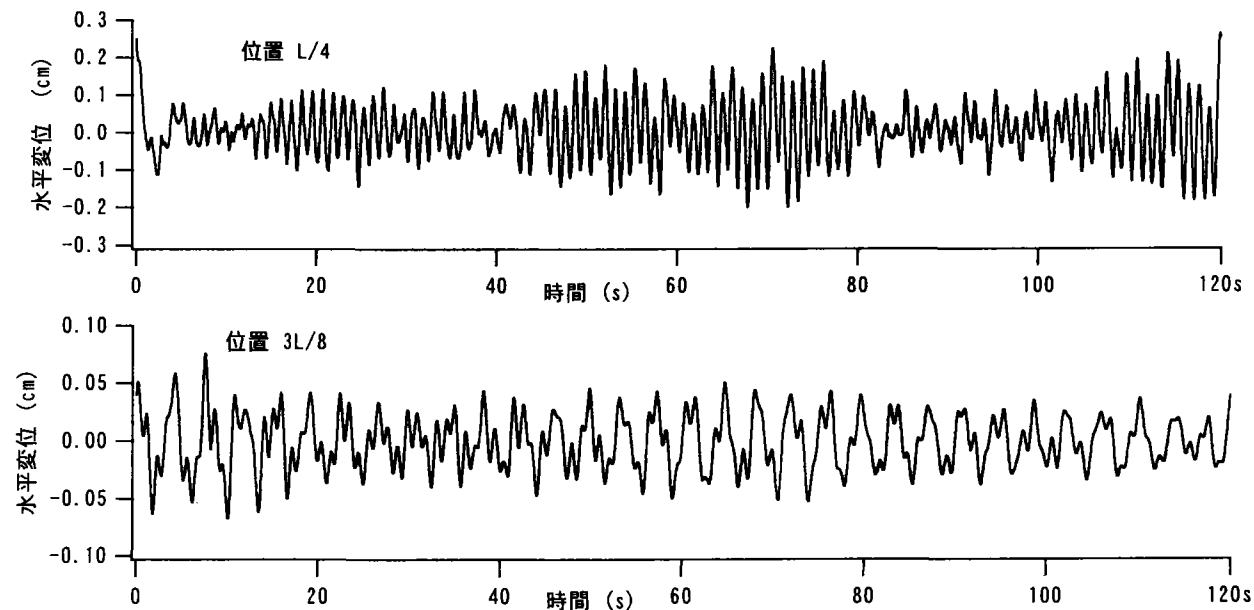


図-4.2.19 常時微動（2 名歩行時）

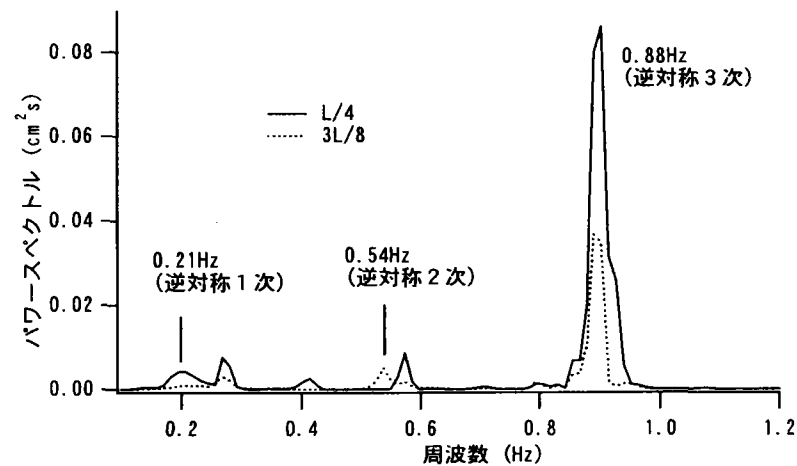


図-4.2.20 パワースペクトル

4.2.3.4 桁の最大応答振幅に影響する要因

M吊橋の最大振幅は約 45 mm で、T斜張橋の最大応答振幅は約 13 mm であり、両者は異なる振動特性を示した。ここでは、両者の差異を考察し、本振動現象に及ぼす要因を分析する。

桁の最大応答振幅に影響する要因は、共振振動数、歩行者の密度、桁の質量、桁の構造減衰であると考えられる。共振振動数に関しては、両橋とも約 0.9 Hz であった。歩行者数は、曜日および時間によってばらつきが大きく、正確な歩行者密度の把握はきわめて困難であった。しかし、撮影したビデオおよび写真より、両橋の歩行者密度は 0.7-1.3 人/m² と推定された。しかし、歩行者は T 斜張橋では橋上に一様に分布していたが、M 吊橋では歩行者密度は一定ではなく、人が少ない部分もあった。したがって、歩行者密度に関しては、T 斜張橋の方が厳しい状況であった。

橋の単面積あたり質量（橋の幅員で除した質量）は、T 斜張橋が 0.8 t/m² であるのに対し、M 吊橋は 0.4 t/m² である。起振力が同じであれば、桁質量が軽いほど、応答振幅は大きくなる。起振力は歩行者密度に比例すると考えられるため、M 吊橋の方が起振力は小さい。それにもかかわらず M 吊橋の桁応答

変位が大きいのは、非常に軽い橋の単位面積質量が原因であると考えられる。構造減衰に関しては、T 斜張橋の減衰定数は 0.6–0.7 %, M 吊橋は 0.4–0.5 %であった。減衰定数が小さいほど、桁の応答変位は大きくなる。したがって、M 吊橋の低い構造減衰も桁応答変位を増大させた一因である。

London Millennium Bridge の開通式では、側径間は共振振動数 0.77 Hz で最大応答振幅は約 50 mm、主径間は共振振動数 0.95 Hz で最大応答振幅は約 70 mm であったと報告されている³⁾。きわめて激しい振動であったことがわかる。歩行者密度は 1.3–1.5 人/m²と推定されており、この超過密状態が大きな応答振幅の主要因であったと考えられる。また、橋の単位面積質量は約 0.5 t/m²であり、この軽い桁も応答振幅を増大させた要因であったと考えられる。

T 斜張橋と M 吊橋において、振動時の歩行者の様子を目視観察した。桁振幅が 10 mm 程度（速度 60 mm/s, 加速度 300 mm/s²）の時でも、歩行者は桁が振動していることは認識するが、ほとんどの人は自然に歩行を続ける。桁振幅が 25 mm 程度（速度 140 mm/s, 加速度 750 mm/s²）になると、人によっては自然に歩行することに困難を感じ、手すりに触れながら歩行するようになる。桁振幅が 45 mm 程度（速度 250 mm/s, 加速度 1,350 mm/s²）になると、自然に歩行することは困難になり、バランスを崩す人や、歩行を中断する人が現れる。London Millennium Bridge で生じたように、桁振幅が 70 mm 程度（速度 450 mm/s, 加速度 2,100 mm/s²）に達すれば、歩行は危険になると推定される。

4.2.4 まとめ

吊形式歩道橋における水平振動特性および歩行者と桁との同調性を把握するために実施した実橋での振動計測により得られた知見を以下にまとめる。

- 1) M吊橋に発生した歩行者による水平振動計測を実施した。多くの歩行者が径間端部を通行する際、桁は水平逆対称 3 次モード（固有振動数は 0.88 Hz）で振動していた。桁の最大応答振幅は約 45 mm に達した。多くの歩行者が径間中央を通行する際、桁は水平対称 4 次モード（固有振動数は 1.02 Hz）で振動していた。
- 2) 歩行者の加速度も測定した。桁と歩行者の水平変位は正弦波形を示し、歩行者が桁の変位に同調していることが認められた。歩行者の位相は、桁の位相より 120°から 160°進んでおり、歩行者の水平力は桁の応答振幅を増大させる起振力となっていることが明らかとなった。
- 3) 常時微動計測により、桁の固有振動数が 0.6 Hz 以下では歩行者と桁の共振は生じないことが明確となった。
- 4) 水平振動が生じた 3 橋の計測結果を分析した結果、桁の応答振幅には橋の単面積あたり質量が大きく影響し、質量の小さい橋ほど桁の応答振幅は大きくなる。また、減衰定数が小さいほど、桁の応答変位は大きくなることを見出した。
- 5) 桁振幅が 45 mm 程度（速度 450 mm/s, 加速度 2,100 mm/s²）になると、自然に歩行することは困難になり、バランスを崩す人や、歩行を中断する人が現れることを見出した。

4.3 歩行者起振力に関する実験

4.3.1 はじめに

前節においては、実橋での振動計測を通して得られた吊形式橋梁における水平振動現象、および歩行者と桁との同調性について報告を行った。計測の結果、歩行者による水平振動は約 1Hz であることが確認できたわけであるが、この水平振動時には歩行者による水平力が発生する。過去の研究により、この水平力は歩行者自重の約 4% であると報告されている⁷⁾。桁の固有振動数が、この歩行者の水平方向振動数（約 1Hz）に近い場合、共振現象が生ずる可能性が高い（図-4.3.1）。しかし、複数の歩行者がランダムな位相で歩く場合には、この水平起振力は互いに打ち消される。そこで、歩行者が桁の動きに同調するように歩行するため、歩行者どうしの位相が一致し、大きな起振力になると推定されている^{1),2)}。

この問題は、構造系を 1 自由度モデルと考えれば運動方程式が導かれ、これを数値的または解析的に解くことが可能である。しかし、運動方程式の外力項に相当する、振動する床上で歩行する際に生ずる歩行者水平力に関する研究は極めて少なく、その正確な値は未知である。歩行者水平起振力は、振動床の振幅や加振振動数に依存すると考えられ、極めて複雑である。

ここでは、この水平振動のメカニズムの理解と設計法の確立を目的として、人を振動台上で足踏みさせ、発生する水平起振力に関する計測結果について報告する。

4.3.2 実験要領

水平振動する床上を歩行する場合の水平方向起振力特性を把握するため、被験者が水平振動する加振台上で足踏みし、その水平反力を測定した。試験装置および実験状況を図-4.3.2、図-4.2.3、写真-4.3.1、写真-4.3.2 に示す。加振台は 2 本のレールに沿ってアクチュエーターにより左右に振動する。加振台の上にアクリル製の反力台（幅 80cm、長手方向 50cm）を設置し、被験者は反力台上で足踏みをする。反力台端部にロードセルを設置し、これにより水平方向反力を測定する。計測系の固有値は 2 Hz より十分高くし、人の動きと共振しないよう注意した。また、被験者転倒防止のため手摺りを設置した。

試験条件は以下とした。加振周波数は 1.0 Hz 前後で水平振動が発生しやすいことを考慮し、0.75Hz、0.87Hz、1.00Hz、1.25Hz の 4 ケースとした。London Millennium Bridge、T 橋、M 橋に発生した振幅を考慮し、加振振幅は ± 10 mm、 ± 30 mm、 ± 50 mm、 ± 70 mm の 4 ケースとした。被験者は異なる体重の男女 5 人とした（表-4.3.1）。被験者は橋梁の専門家ではなく、水平振動問題に関する予備知識はなかった。また、試験実施時には、自然に歩行するよう指示した。

計測項目を以下に示す。加振台および反力台に加速度計を設置し水平方向加速度を測定した。反力台端部に変位計を設置し、水平変位を計測した。反力台端部に設置した 4 つのロードセルにより水平方向反力を計測した。被験者の腰ベルトに加速度計を取り付け、被験者の歩行時の水平方向加速度を計測し、測定された加速度を 2 回積分し変位に変換した。実際に歩行する場合と一地点で足踏みをする場合では発生する水平起振力は若干違ふと推定されるが、基本的な歩行者の動きはほぼ同一であるため、発生する水平方向起振力の誤差は小さいと考えられる。

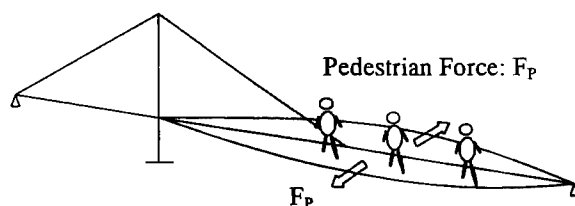


図-4.3.1 水平振動メカニズム

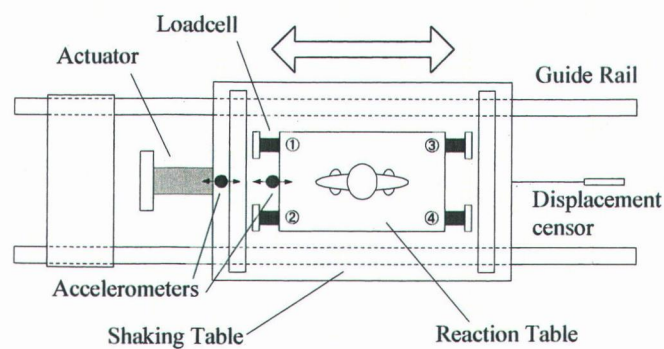


図-4.3.2 加振装置（平面）

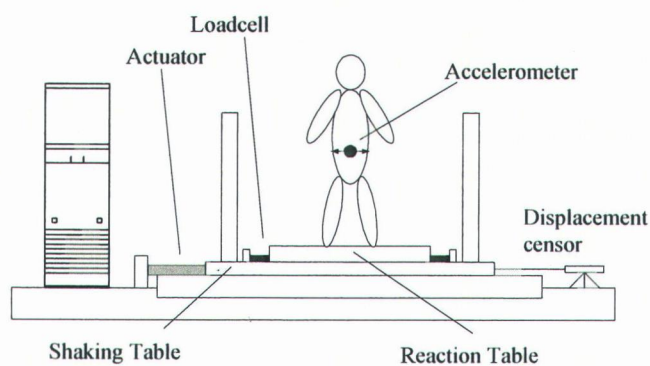


図-4.3.3 加振装置（正面）

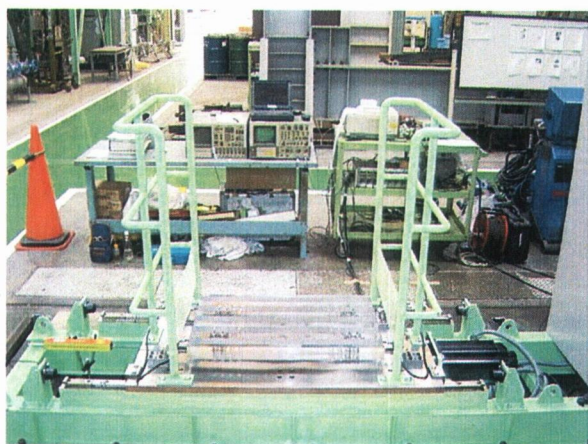


写真-4.3.1 加振装置

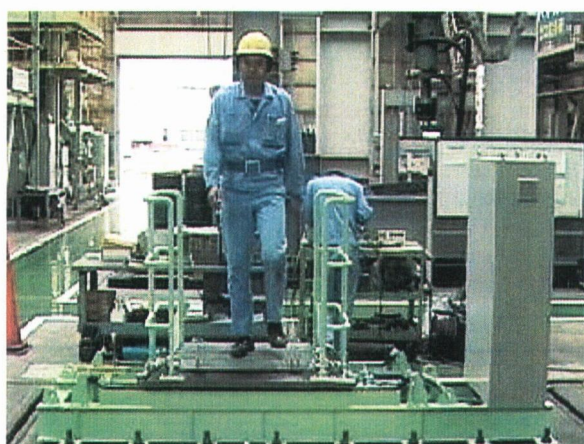


写真-4.3.2 実験状況

表-4.3.1 被験者

	Pedestrian-a (P-a)	Pedestrian-b (P-b)	Pedestrian-c (P-c)	Pedestrian-d (P-d)	Pedestrian-e (P-e)
歩行者質量 (kg)	80	48	50	45	60
歩行者の性	男性	女性	男性	女性	男性

4.3.3 歩行者の水平起振力の測定結果

4.3.3.1 起振力の測定

加振振幅 30mm, 加振振動数 (F_s) を 1.0 Hz で振動させた時に計測された加振台および歩行者 (Pedestrian-a) の水平変位を図-4.3.4(a)に示す。歩行者の変位は正弦波形を示しており、加振台と同じ振動数で歩行していることが理解できる。また、加振台および歩行者の水平変位のパワースペクトルを図-4.3.5に示すが、両者とも 1.0Hz に鋭いピークがある。

無人時と歩行時 (Pedestrian-a) の水平反力を図-4.3.4(b)に示す。無人時の反力は正弦波形を示すが、歩行時の波形は規則的ではあるがピークが分裂した波形を示す。歩行時反力から無人時反力を減じたものが歩行者の起振力になる。これを図-4.3.4(c)に示す。これもピークが割れた複雑な波形であるが、起振力の最大値は 80 N 前後の比較的定常的な値を示している。この起振力のパワースペクトルを図-4.3.6に示すが、1.0Hz と 3.0Hz に鋭いピークがある。主たる振動数は 1.0Hz であるが、着地するときには足を踏み込む力が働き、足が離れるときにはけり出す力が働くために、振動数 3.0Hz にもピークが生ずると考えられる。2つのピークの存在は、Backman の研究でも確認されている⁷⁾。

水平振動する床上での歩行時水平起振力を測定した事例は極めて少ない。岡本ら¹⁰⁾は振動台上に約 7m 長の床を設置し、それを水平振動させ、被験者がその上を歩行した。足に圧力センサーを貼付し、その圧力測定を試みたが、精度の高い踏力は得られなかったと報告されている¹⁰⁾。この研究以外には水平振動時の踏力測定が報告された例は無く、正確に水平踏力を測定し得たのは本研究が最初であると考えられる。

4.3.3.2 歩行者の起振力

実験で得られた 5 人の被験者の起振力を図-4.3.7に示す。各計測ケースで、振幅の大きいものから約 1/3 の波形を選び、その平均値を起振力とした。起振力は 5 人の被験者でばらつきがあり、Pedestrian-a は 60-130N, Pedestrian-b は 40-100N, Pedestrian-c は 40-110N, Pedestrian-d は 30-100N, Pedestrian-e は 50-110N である。被験者および加振振動数にかかわらず、ほとんどのケースで起振力は加振振幅に比例して増大することが理解される。加振振動数に対する敏感性は歩行者によって異なり、Pedestrian-e は加振振動数によらず起振力の性状は一定であるが、Pedestrian-b, c, d の起振力は加振振動数によって若干ばらつきがある。

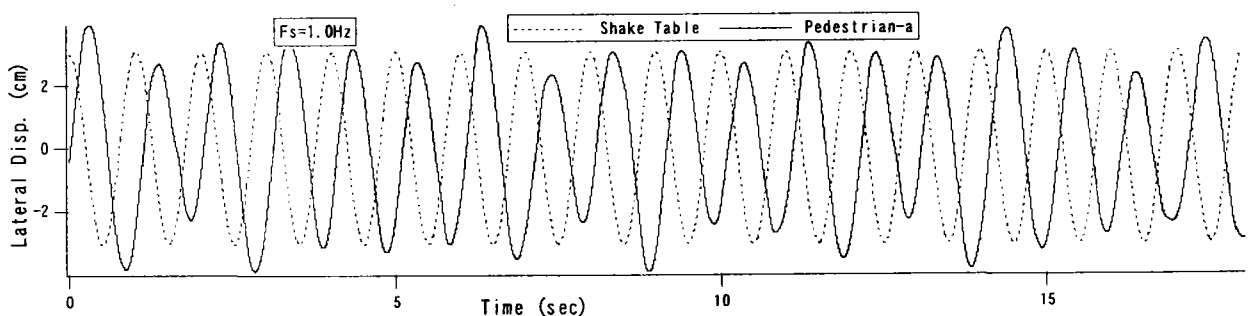


図-4.3.4(a) Pedestrian-a 歩行時の加振台および歩行者の変位

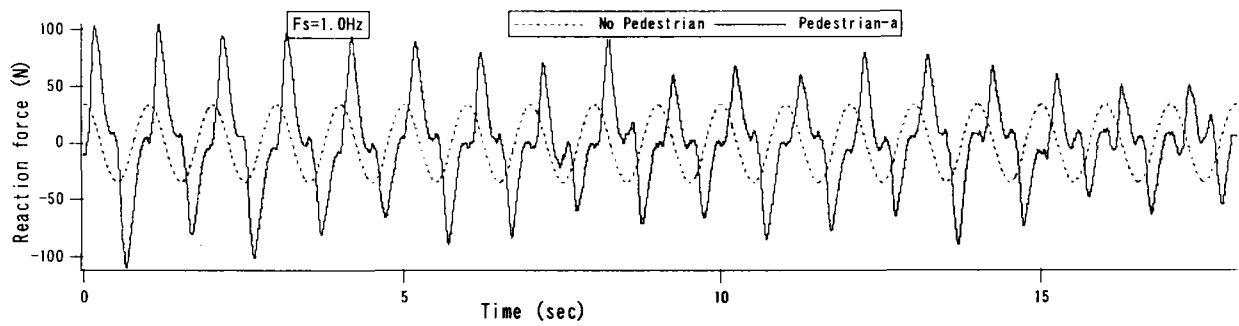


図-4.3.4(b) 無人時および Pedestrian-a 歩行時の反力

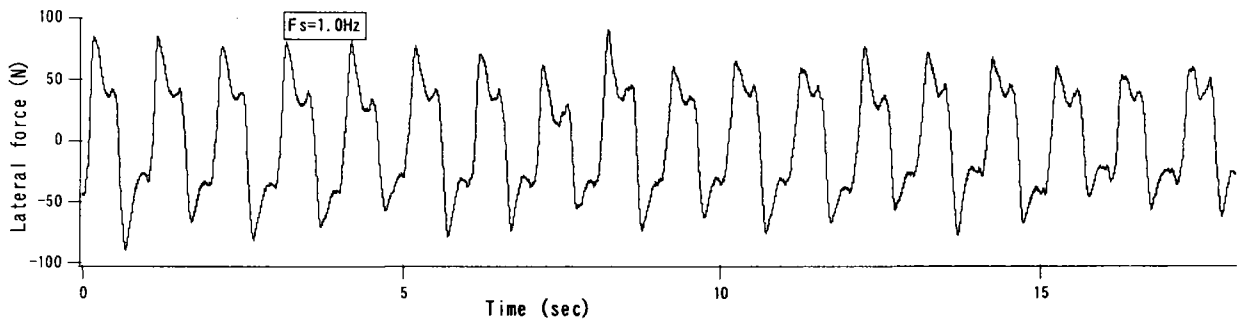


図-4.3.4(c) Pedestrian-a 歩行時の起振力

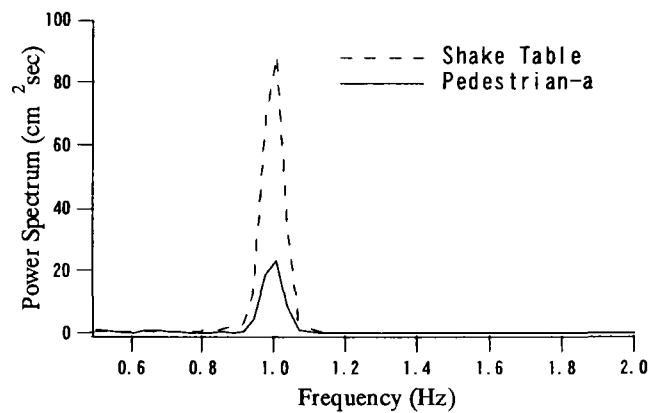


図-4.3.5 水平変位のパワースペクトル

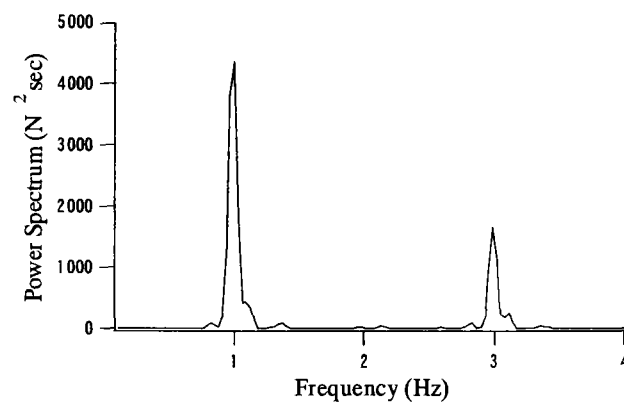


図-4.3.6 起振力のパワースペクトル

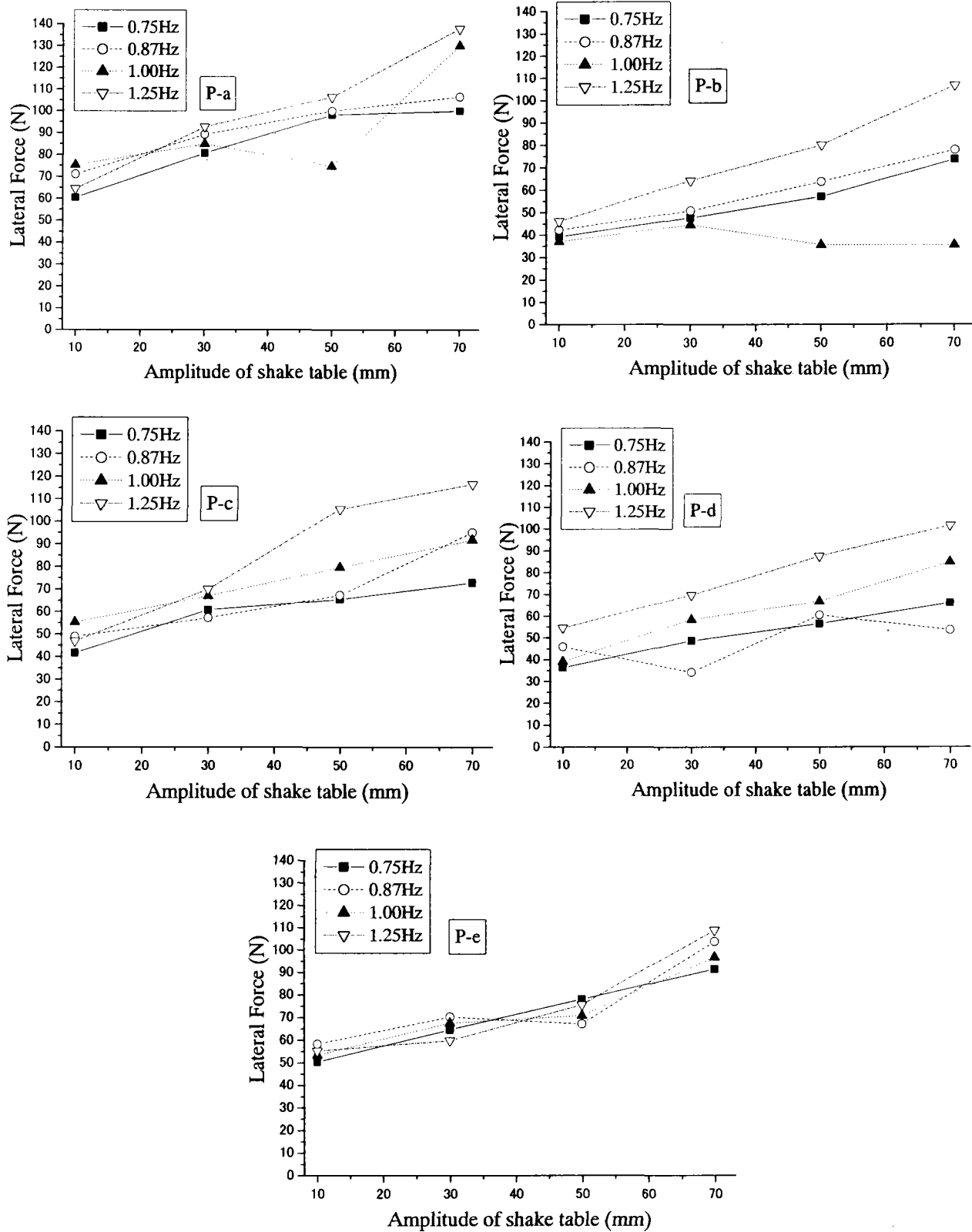


図-4.3.7 5人の被験者の起振力

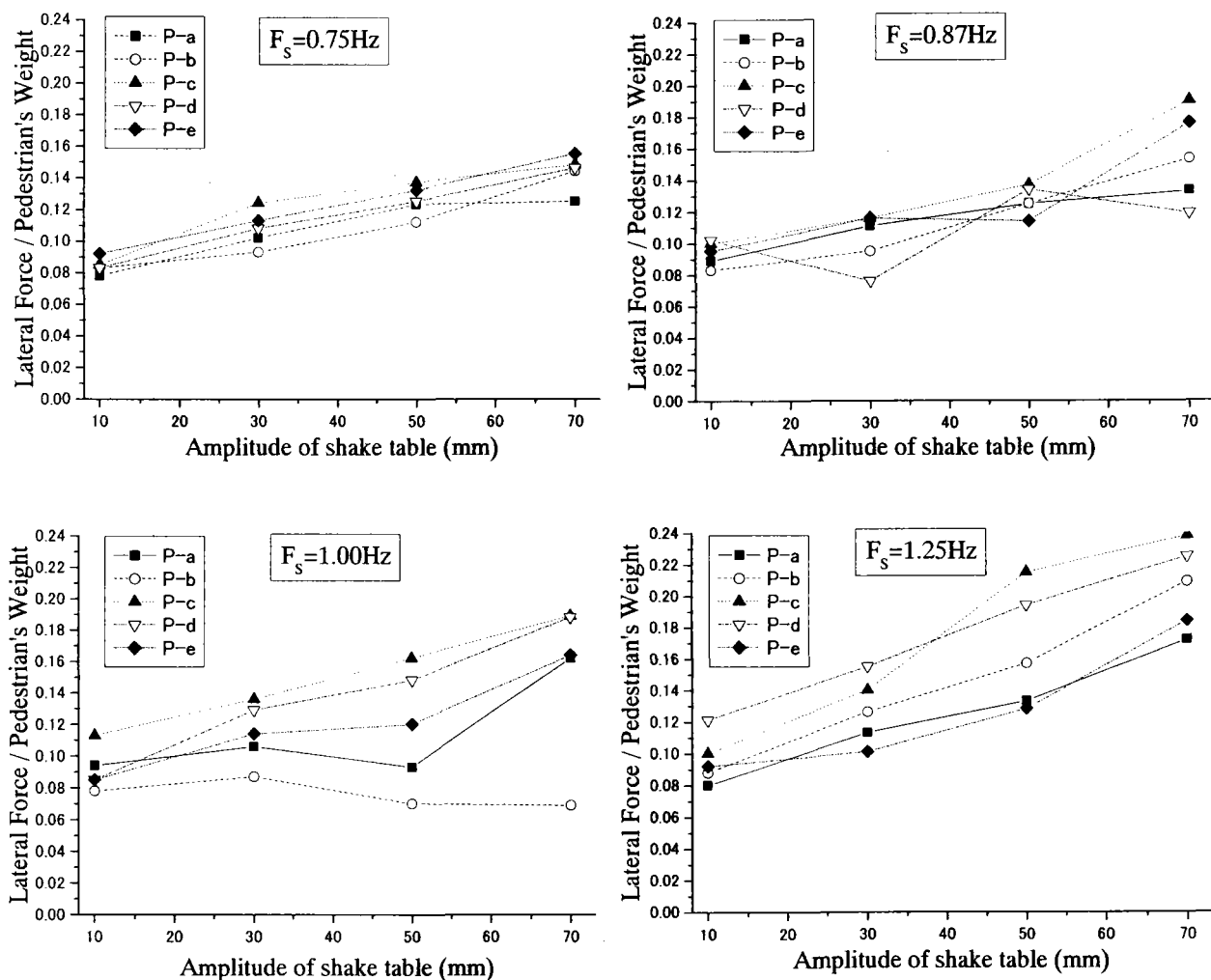


図-4.3.8 5人の被験者の無次元化起振力

4.3.3.3 無次元化した歩行者の起振力

前節で示した被験者の起振力を体重で除した無次元化起振力を加振振動数ごとに図-4.3.8 に示す。0.75Hz では5人の無次元化起振力のばらつきは小さいが、1.0Hz や1.25Hz では歩行者によるばらつきが大きい。ばらつきはあるものの、いずれも加振振幅が大きくなるにつれて無次元化起振力は増大している。無次元化起振力の値は加振振動数0.75Hz では0.08-0.15、加振振動数0.87Hz では0.08-0.18、加振振動数1.00Hz では0.08-0.18、加振振動数1.25Hz では0.08-0.24である。加振振動数1.25Hz の無次元化起振力が大きく、加振振動数0.75Hz が他に比較して小さい。本図より、今回の実験条件下（加振振動数0.75Hz から1.25Hz、加振振幅10mm から70mm）では、少なくとも体重の8%の水平力が作用することが理解できる。

4.3.3.4 共振振動数

4つの加振振動数に対する、被験者水平変位の共振振動数を図-4.3.9に示す。共振振動数は歩行時水平変位のパワースペクトルでピークを示す周波数とした。4つの加振振動数の全てに対して、Pedestrian-dの共振振動数は振幅が大きくなるにつれ加振振動数に近づいており、振動台の動きへの明確な同調性が見られる。他の被験者の共振振動数は加振振幅によらずほぼ一定であり、振動台の動きへの明確な同調性は見られない。

多人数が水平振動している橋上を歩行する場合に、加振振動数に同調する人の割合についてはImperial Collegeの実験結果がある³⁾。これによると加振振動数0.95 Hzでは、約40%の歩行者が同調すると報告されている。今回の実験での同調する人の割合はこれに比較して低い。多人数歩行の場合には他の同調者に追随する傾向があるが、単独歩行時には他の歩行者の動きに影響されないため同調割合が低いと推定される。

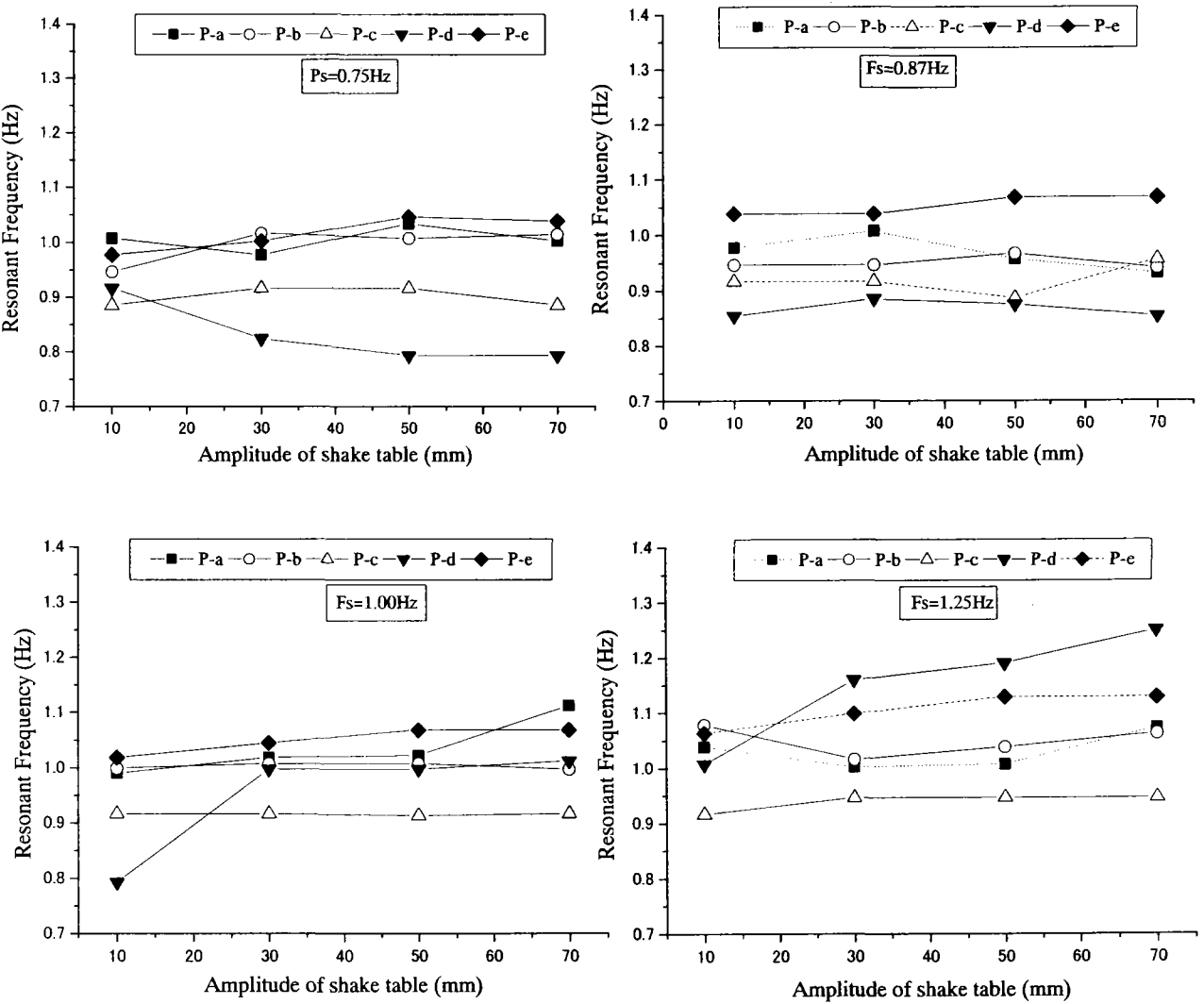


図-4.3.9 加振振動数ごとの被験者の共振振動数

4.3.4 複数人歩行時の考察

今回の実験では、単独歩行者によって生じる水平起振力を計測したが、実際の歩道橋では複数人が歩行する。歩行者起振力と桁振動との位相差や同調振動数などの歩行特性は歩行者により異なると考えられる。したがって、複数人歩行時と単独歩行時では橋全体に作用する起振力に差があると予想される。

加振台振動と歩行者起振力の位相差は重要である。一般的に、起振力と加振台変位の位相差が 0° から 180° 間では正の仕事がなされ、応答振幅は増大する⁸⁾。位相差 90° で最大となる。逆に、起振力と加振台変位の位相差が 0° から -180° 間では負の仕事がなされ、応答振幅を減少させる⁸⁾。

加振振動数 1.00 Hz に対する5人の被験者変位と加振台変位の位相差を図-4.3.10に示す。位相差は、被験者変位波形と加振台変位波形のクロススペクトル解析により計算した。Pedestrian-dは加振振幅に依存せず $\pm 20^\circ$ 以内であり、Pedestrian-bは 0° から -180° であり、Pedestrian-eは 0° から 180° である。このように5人の位相差はばらついており、明確な相関は見出せない。他の加振振動数に対しても5人の位相差はばらついていた。

加振振動数 1.00 Hz 時の加振台および3人の被験者の水平変位を図-4.3.11に示すが、3人の被験者の位相は異なっている。このデータに対応する個別の起振力と、5人分を重ね合わせた起振力を図-4.3.12に示す。5人の個別起振力の最大値を足し合わせた値と、5人の波形を重ね合わせて得られた最大起振力を図-4.3.13示す。5人の起振力の位相が異なっているため、複数人歩行時の起振力は、個別起振力の単純和よりも小さく、30%から70%である。他の加振振動数についても同様の傾向があった。

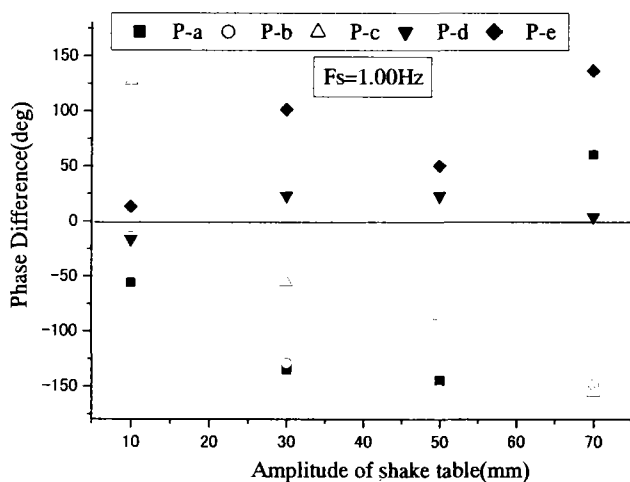


図-4.3.10 5人の被験者の位相差 ($F_s=1.0\text{Hz}$)

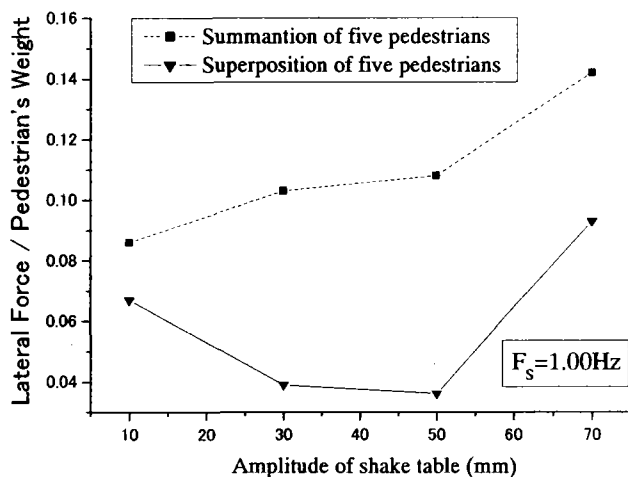


図-4.3.13 複数歩行時の起振力

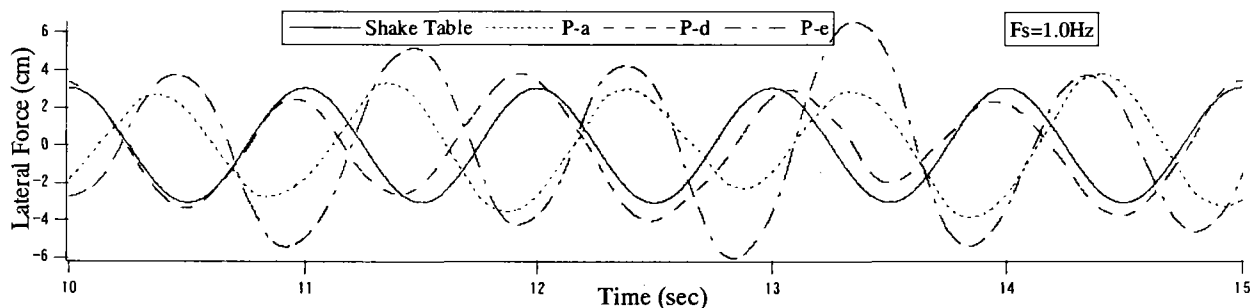


図-4.3.11 加振台および歩行者の変位

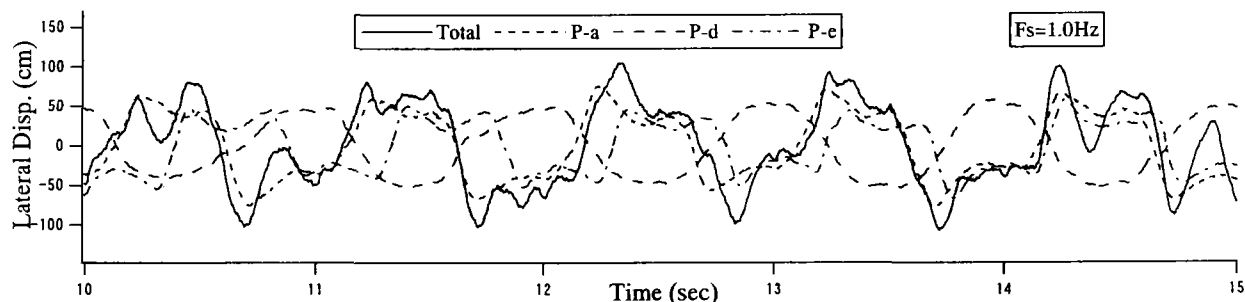


図-4.3.12 複数歩行者の起振力

4.3.5 まとめ

歩行者の水平方向起振力特性を把握するため、被験者を水平振動する加振台上で足踏みさせ、歩行者の水平反力を測定した実験より得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 起振力波形には 1.0Hz と 3.0Hz の 2 つの卓越振動数があった。主たる卓越振動数は 1.0Hz であるが、着地するときには足を踏み込む力が働き、足が離れるときにはけり出す力が働くために、振動数 3.0Hz にもピークが生ずると推定された。
- 2) 被験者および加振振動数にかかわらず、ほとんどのケースで起振力は加振振幅に比例して増大した。起振力は 5 人の被験者でばらつきがあるが、今回の実験条件下（加振振動数 0.75Hz から 1.25Hz，加振振幅 10mm から 70mm）では、30N から 130N の範囲であった。
- 3) 起振力を被験者の体重で除した無次元化起振力も、加振振幅が大きくなるにつれて増大した。無次元化起振力の値は加振振動数により異なるが、0.08 から 0.24 の範囲であった。今回の実験条件下（加振振動数 0.75Hz から 1.25Hz，加振振幅 10mm から 70mm）では、少なくとも体重の 8% の水平力が作用することが理解できた。
- 4) 被験者は加振振動数に同調する場合と同調しない場合が見られた。同調性に関しては個人差が大きく影響すると考えられた。
- 5) 5 人の最大起振力を単純に足し合わせた値と、5 人の起振力波形を重ね合わせて得られた最大起振力は一致しない。これは、被験者間で起振力の位相差が異なることによる。今回の実験結果では、複数人が歩行した場合、その最大起振力は個別起振力の単純和の 30% から 70% になると推定された。

参考文献

- 1) Fujino, Y., Pacheco, B., Nakamura, S. and Warnitchai, P.: Synchronization of human walking observed during lateral vibration of a congested pedestrian bridge, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.22, pp 741-758, 1993.
- 2) Nakamura, S. and Fujino, Y.: Lateral vibration on a pedestrian cable-stayed bridge, *Structural Engineering International*, IABSE, Vol.12, No.4, pp 295-300, 2002.
- 3) Dallard, P., Fitzpatrick, A., Flint, A., Bourva, S. and Low, A.: The London Millennium Footbridge, *The Structural Engineer*, Vol.79, No.22, pp 17-35, 2001.
- 4) Dallard, P. et al.: London Millennium Bridge, Pedestrian- Induced Lateral Vibration, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol.6, No.6, pp.412-417, 2001.
- 5) 川崎, 中村, 大野: 歩行者により生じた吊橋の水平振動, 第 58 回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, I -757, pp.1513-1514, 2003.
- 6) 柳崎, 高橋, 島田, 田口, 大野, 畠中: M吊橋の設計と架設, 橋梁と基礎, No.7, pp.17-23, 2000.
- 7) Bachmann, H. and Ammann, A.: Vibrations in structures induced by man and machines, IABSE, *Structural Engineering Document*, 3e, 1987.
- 8) 長松: モード解析入門, 2.5.3 仕事とエネルギー, pp.55, コロナ社.
- 9) Nakamura, S.: Field Measurements of Lateral Vibration on a Pedestrian Suspension Bridge, *The Structural Engineer*, Vol.81, No.22, pp. 22-26, 2003.
- 10) 岡本, 阿部, 藤野, 中野: 水平横振動する床上での人の歩行特性, 土木学会論文集, No.441, I-18, pp.177-184, 1992.