

1. はじめに 一般に、木造の橋梁の設計では部材の剛性評価が重要である。今回、高知県梶原町に架設された六根の橋において、橋梁の動的挙動から剛性を把握することを主目的に、振動実験を行った。この橋梁は、2 径間連続木造ポニーートラス形式の歩道橋である。主部材は杉集成材で、接合部は鋼板挿入型接合となっている。実施した実験は、加振機を用いた強制加振実験、自由振動実験、歩行者を加振源とするランダム加振実験の 3 種類である。橋梁の一般図を図 1 に示す。

2. 強制加振実験 鉛直たわみ加振実験における加振機の据え付け位置は、幅方向には中央、橋軸方向は A2 側の支間中央とした。ねじれ加振実験では、加振機を 1 機しか用意できなかったため、橋軸方向は上記のままとし、幅方向の位置をずらして偏心加振力を加えた。振動の計測には、サーボ型加速度計を用いた。加速度計は、たわみ加振実験では A1 側支間に 3 台、A2 側支間に 5 台とし、橋床中央に一直列に配置した。ねじれ加振実験では、橋軸方向に同じ位置となる測点の上流側と下流側に 2 台を 1 組として配置し、その差信号を求めることによってねじれ振動を検出した。橋軸方向の配置は A1 側支間に 1 組、A2 側支間に 3 組である。加速度計からの信号はサンプリング間隔 $\Delta t=12.5\text{ms}$ 、サンプリング数 $N=2048$ 個/チャンネルで A/D 変換し、計測用コンピュータに取り込んだ。取り込んだデータの、スペクトルピークから共振曲線を描くとともに、各測点の共振振幅からモードを求めた。

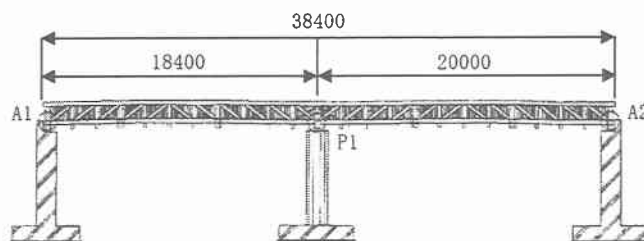


図 1 一般図

実験結果と比較・検討を行うため、骨組みによる構造解析を行った。木構造では、接合部の構造的制約から、理想トラスのように部材の軸線を 1 点で交差できないことが多い。木構造では、相対的に部材断面が大きいために、この軸線のずれの影響が無視できない。今回の解析モデルでは、出来るだけ実構造に忠実になるようにモデル化を行い、軸線が交わらない部材間の接合には剛な仮想部材を用いた。集成材の引張弾性係数は、工場での実測に基づいて $E=87000\text{kgf/cm}^2$ とした。木材の剪断弾性係数に関しては、研究例が乏しいため、等方性材料と同様、 $G=E/2(1+\nu)$ とした (ν はポアソン比)。質量はランブド・マス方式とし、極慣性モーメントの相似精度を向上させるため、断面内に極力細かく分布させた。

実験および解析から得られた固有振動数を表 1 に示す。実験結果の B1~T3 は、たわみ (Bending) とねじれ (Torsion) の固有振動に付した番号であるが、必ずしも解析における次数とは一致していないので、実験時の整理番号と考えられたい。

表 1 固有振動数

実験結果		構造解析結果	
振動数(Hz)	整理番号	振動数(Hz)	モード
6.02	B1	5.87	たわみ1次
7.70	B2	8.11	たわみ2次
8.05	T1	4.97	ねじれ1次
9.14	T2	5.94	ねじれ2次
12.93	T3	10.20	ねじれ3次

初めに、たわみについて検討する。表 1 から、たわみに関しては、実験と解析の振動数の差は 5% 以下であり、よく一致していると言える。図 2 は振動モードを示したもので、図中の点が実験値を、線が解析値を表す。図から明らかなように、モード形状についても実験値と解析値は比較的良好に合っていると見え、実験において B1 として測定された振動はたわみ 1 次振動、B2 として測定された振動はたわみ 2 次振動であると結論できよう。ただし、詳細に見ると、B2 の振動数は解析値よりも若干低い値を示している。一般には、実験値は解析値を上回るのが普通であり、下回することは稀である。図 2 から、2 次振動では、モード形に関しても実験と解析の整合性が若干悪化しており、実験から得られたモード形が多少不自然な形を示している。局部的に大きな変形を生じた結果、部材間の接合部に滑りのような現象が生じて実質的な剛性が低下したのではないかと考えられるが、詳細は不明である。

次に、ねじれについて検討する。表 1 に示したように、解析におけるねじれ 1 次振動と、実験の T1 では振動数が大きく異なる。これは、事前に行ったラフな解析に基づいて実験計画を立てたため、たわみ 1 次振動より低い振動数での実験が実施されておらず、ねじれの低次振動が計測されていないためである。モードの点から T1 と一致する解析値は、ねじれ 1 次、あるいはねじれ 3 次であった。振動数から考えてねじれ 1 次の可能性はなく、ねじれ 3 次と考えるのが妥当であるが、その場合、解析値 10.20Hz に対して実験値は 8.05Hz であり、実験値は解析値を大幅に下回ることになる。解析モデルの極慣性モーメントが実際より 4 割も大きいとは考え難いので、T1 がねじれ 3 次振動であるとするれば、本橋のねじれ剛性は解析で想定したモデルより著しく小さいと考えるのが妥当であろう。本橋に用いられている鋼板挿入型の接合部では、ねじれのように鋼板が面外に変形するような荷重を受ける場合、部材端での支圧による抵抗の有効性には疑問がある。支圧による抵抗が期待できない場合は鋼板の面外曲げ剛性だけに頼ることになるので、大幅に剛性が低下する可能性がある。鋼板挿入型接合部の面外曲げに対する剛性に関する研究例はほとんど見当たらず、その剛性評価は今後の課題である。

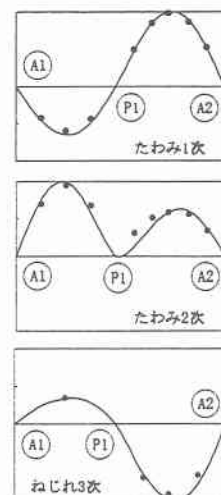


図 2 モード

3. 自由振動実験 自由減衰振動実験では、強制加振振動から得られた固有振動数で加振し、定常状態に達した後、加振機を急停止させて自由減振動を測定した。加振方法、計測機の配置は強制加振実験の場合と同じである。ひとつの固有振動数に対して、実験は 10 回おこなった。減衰率の計測結果を表 2 に示す。既往の報告などと比較すると、今回の測定結果は、木構造としては、若干小さ目の値と言える。

表 2 対数減衰率

振動数 (Hz)	整理番号	減衰率
6.02	B1	0.064
7.70	B2	0.077
8.05	T1	0.060
9.14	T2	0.061

4. ランダム加振実験 ランダム加振実験では 4 人の試験者を用い、歩行実験、走行実験、跳躍実験の 3 種類の実験を行った。加速度計の配置はねじれの強制加振実験の場合と同じであるが、上下流の加速度の減算を行わず、たわみ、およびねじれの両方に起因する鉛直加速度を測定した。実験回数は、歩行実験のみ 10 回、走行実験と跳躍実験では 4 回である。本実験の目的は、使用性の観点から歩行者が橋梁上で様々な行動を取った場合に歩道橋として好ましくない振動を生じることがないかを調べることであるが、同時に強制加振実験で見落とした振動がないかもチェックした。歩行実験における支間中央の加速度の平均スペクトルを図 3 に示す。上述の解析、強制加振実験の結果より、6Hz 付近のピークはたわみ 1 次、8Hz 付近のピークはたわみ 2 次である。よって、通常の使用状態ではたわみ振動が卓越し、ポニートラスという形式から危惧されたねじれ振動は問題にならないと言える。図の 0ch は A1 側支間、4ch は A2 側支間の加速度であるが、0ch と 4ch で両ピークの相対的な大きさが逆転しており、両振動の固有モードとよく整合している。最大ピーク値は 10gal 前後であり、使用上、問題となることはないと思われる。2Hz 付近に見られるピークは、周知の通り、歩調に起因するものである。また、1. で述べたように、ねじれ振動数が解析値の 8 割になるとすれば、ねじれ 1 次振動数は 3.98Hz となるので、4Hz 付近に見られるピークは、加振実験で見落としたねじれ 1 次ではないかと思われるが、詳細は不明である。

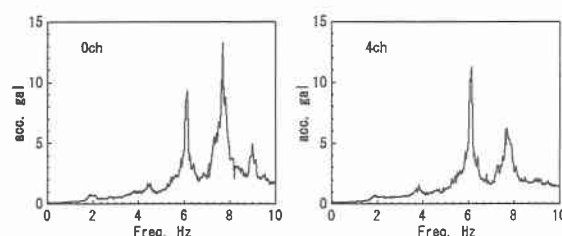


図 3 平均加速度スペクトル

5. 結論 たわみ振動に関する実験結果は解析値とよく一致しており、基本的には、本橋は設計時に想定した通りの剛性を有するものと認められる。ねじれに関しては、格点部を剛と考えた場合に比べて実剛性がかなり小さい可能性が高い。しかしながら、通常の使用状態ではたわみ振動が卓越するので、ねじれ剛性の低下が使用上問題となることはないと考えられる。