

桁衝突および落橋防止装置の効果に関する 模型振動実験および解析

川島一彦¹・植原健治²・庄司学³・星恵津子⁴

¹フェロー会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻
(〒152 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²学生会員 東京工業大学大学院修士課程 (同上)

³正会員 博(工) 筑波大学講師 機能工学系 (〒305-0006 茨城県つくば市天王台 1-1-1)

⁴工修 トランス・コスモス株式会社 S I 事業部
(〒107-8421 東京都港区赤坂 3-3-3 住友生命赤坂ビル)

本論文では、模型振動実験によって桁間衝突や圧縮側緩衝装置、桁間連結装置の影響を含んだ実験データを提供すると同時に、これを動的解析によって再現し解析精度の検討を行った。本文に示した実験および解析結果から、模型橋の固有振動特性と減衰特性、圧縮および引張側の緩衝装置の剛性が正しく推定されていれば、衝突ばねを用いて桁間衝突の影響や桁間連結装置を含む模型橋の地震応答特性を工学的に十分な精度で推定できることがわかった。

Key Words : *pounding effect, restrainer, shaking table test, impact, nonlinear dynamic response analysis, seismic design, bridge*

1. はじめに

平成 7 年兵庫県南部地震では、隣接する桁間に生じた衝突や桁間連結装置を介して一方の桁から隣接する桁に伝達された地震力によって被害を受けた橋が多数存在する。桁間の衝突や桁間連結装置によって伝達される地震力は大変大きなものであり、これによって接触部において桁の損傷を生じるだけでなく、支承部さらには下部構造の損傷につながることもある。

我が国では、長い期間にわたって橋梁の設計は 1 基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を単位として行われてきた。静的フレーム法¹⁾が取り入れられて設計振動単位概念が明確になりこれが耐震基準に反映されたのは、平成 2 年の道路橋示方書からであり、長い橋梁の歴史から見ればつい最近のことではない。さらに、桁間連結装置を含む落橋防止構造の地震力としては、震度法における固定支承の設計地震力をわずかに上回る程度の地震力が長く用いられてきた。平成 8 年道路橋示方書では、これが地震時保有水平耐力法における地震力を用いるように増加されたが、それでも死荷重反力に設計震度 1.0 を乗じただけの簡単な算定方法しか規定されて

いない。しかし、落橋防止構造に作用する地震力は単に死荷重反力に比例するだけではなく、桁のタイプや質量、下部構造の剛性等、各種の要因によって複雑に変化する。

隣接する桁どうしの衝突や桁間連結装置の影響に関して初めて体系的な検討を加えたのは Tseng and Penzien である²⁾。Tseng らは衝突ばねによって桁間の衝突をモデル化し 1971 年サンフェルナンド地震で落橋した高架橋の解析を行った。しかし、Tseng らが解析したのは桁間が完全塑性衝突する場合で、これを完全弾性衝突となるように衝突ばねを修正し、Williams and Godden らが行った 3 連の曲線模型橋の振動実験³⁾の解析を通して桁間弾性衝突と桁間連結装置のモデル化の妥当性を検討したのは Kawashima and Penzien である⁴⁾。その後、同種の解析は Saiidi ら⁵⁾、矢部ら⁶⁾、川島、庄司⁷⁾、志村ら⁸⁾、Zhu ら⁹⁾によって行われてきた。

桁間衝突の解析では、連続体であるという特徴をとらえつつ、現実的な衝突現象を表現することが重要であり、解析モデルの妥当性を検討するためには、実験的な検討が不可欠である。桁間衝突に関する実験的な検討としては、上述の Williams and Godden の他に、森山、依田¹⁰⁾による研究がある。森山、依田は振動台実験によ

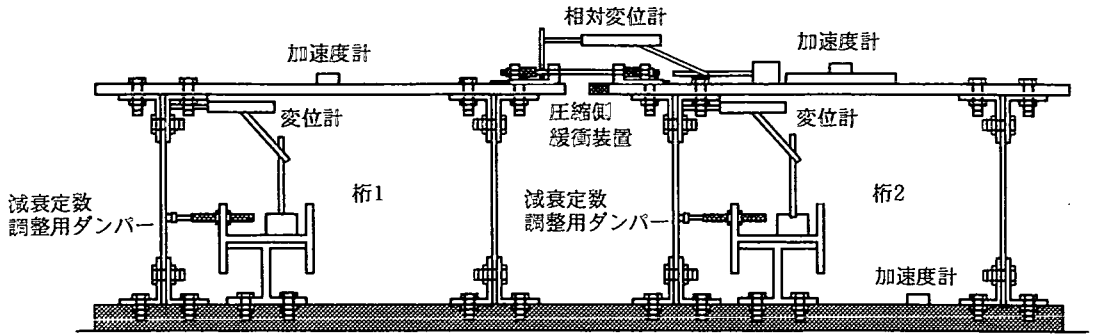


図-1 実験模型橋

り2連の桁の衝突を実験的に検討し、衝突が桁落下の原因になり得ること、緩衝装置の設置がこれを緩和するために有力なことを示している。また、梶田ら¹¹⁾も3連の模型橋を用いた桁衝突の実験を行い、隣接桁の固有周期の違いが桁衝突の発生確率に影響を与えることを示している。さらに梶田ら¹²⁾はH型鋼供試体の衝突実験をもとに、衝突メカニズムに関する解析的検討を行っている。しかし、以上の研究では、衝突ばねによる衝突現象の再現性や積分時間間隔の設定に関して、まだいろいろな課題を残している。

一方、桁のように弾性棒の衝突をモデル化するためには、衝突ばねを用いたモデル化が有効であるが、この際には衝突ばねの剛性をどのように定めるかが重要である。川島は、等長、等断面の2本の弾性棒の衝突を解析することによって衝突ばねの解析モデル化を検討し¹³⁾、さらに渡邊、川島はこれを不等長の棒や異なる衝突速度による正面衝突、追突に展開して、衝突ばねによる解析の適用性を明らかにしている¹⁴⁾。しかし、これらに対する実験的検討はまだ十分行われていない。

本報告では、以上の観点から模型橋を用いた振動台実験との比較を通して衝突ばねを用いた桁間衝突の影響と緩衝装置や桁間連結装置の効果の解析精度を検討した結果を報告するものとする。

2. 実験模型と振動実験

模型橋は2連の単純桁とその間に設けた落橋防止装置からなる。桁間緩衝装置の非線形性等を考慮して相似則に基づいて小型の模型実験結果から実橋の動的応答を推定することは一般に容易ではないため、ここでは模型橋を小さな実橋と考え、動的解析の適用性を検討するた

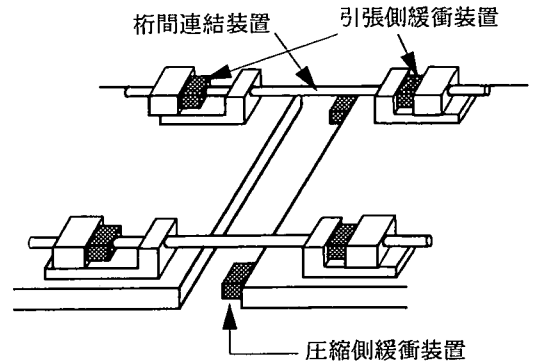


図-2 圧縮側および引張側緩衝装置

めの実験データを提供することを模型制作の基本方針とした。このため、都市型高架橋を想定して模型橋の基本固有周期が0.5秒程度となるように、桁の質量および橋脚の剛性を定めることとした。また、減衰が小さいと極端な応答となる場合があるため¹⁵⁾、一般の高架橋と同程度の0.05程度の減衰定数を有するように、ダンパーを橋脚に取り付けることとした。

模型橋は、橋脚が弾性状態にある範囲内で加振することとした。これは、大地震時には実橋では橋脚が塑性化すると考えられるが、小規模な模型を用いて橋脚の塑性化の影響を実験的に再現することは困難であり、この効果は別途橋脚模型のハイブリッド载荷実験等で検討すべきと考えたためである。支承も損傷を受けない状態では桁の衝突には直接の影響を与えないことから、支承をモデル化することは避け、桁と橋脚は剛結合とした。

以上の方針に基づいて、図-1に示すように、模型は桁、橋脚とも鋼材(SS400)を用いて製作した。桁は2連とも長さ1000mm、幅300mmの矩形板であり、一方の桁の厚さを9mmに固定(以下、この桁を桁1と呼ぶ)し、他方の桁の厚さを9mm、44mmと変化させた(以

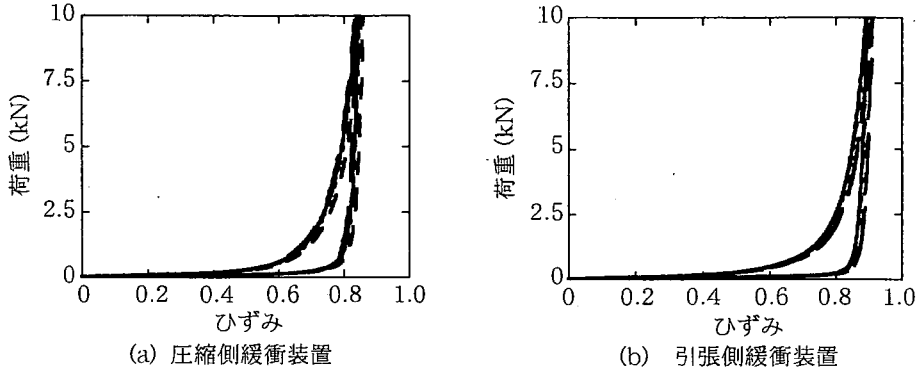


図-3 緩衝装置の繰り返し圧縮特性

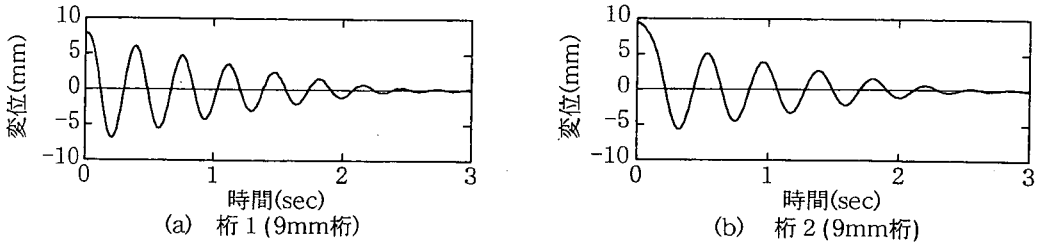


図-4 自由減衰振動による桁の応答変位の一例 (9-9模型)

下、この桁を桁 2 と呼ぶ)。厚さを変化させた桁を 9mm 桁、44mm 桁と呼び、一方が 9mm 桁、他方も 9mm 桁から構成される模型を 9-9 模型、一方が 9mm 桁、他方が 44mm 桁から構成される模型を 9-44 模型と呼ぶ。桁質量は、9mm 桁では 21.195kg、44mm 桁では 103.62kg である。ただし、9-9 模型の場合には、2 つの桁間に固有周期差が出るように、桁 2 には質量 10.4kg の重りを取り付けた。このため、桁質量比は、9-9 模型では 1.5、9-44 模型では 4.9 となる。

橋脚は幅 50mm、厚さ 3.2mm、高さ 500mm の鋼板で製作した。橋脚は山型鋼を介してボルトで桁および支持架台上に固定した。山型鋼の剛性が有限なため、橋脚と桁、橋脚と支持架台は完全には剛結とはなっていない。このため、後述するように、振動実験から求めた桁の応答と一致するように、橋脚の剛性を調整して橋脚と桁、橋脚と支持架台の固定度を解析に反映させた。

落橋防止装置は、図-2 に示すように桁間が開く方向に変位した場合に作動する緩衝装置（以下、圧縮側緩衝装置と呼ぶ）と桁間が開く方向に変位した場合に作動する装置（以下、引張側緩衝装置と呼ぶ）から構成されている。それぞれ桁の両側に 1 ヲ所ずつ、計 2 ヲ所に取り付けた。ただし、落橋防止装置を取り付けない場合や圧

縮側緩衝装置だけを取り付けた場合の実験も行っている。

圧縮側緩衝装置は 1 個当たり橋軸直角方向の幅が 15mm、高さ 9mm、厚さ（橋軸方向）10mm の直方体の天然ゴム（硬度 57）からできている。緩衝装置は桁 1 に固定し、桁 2 との間の遊間を調整できるようになっている。

桁間連結装置は緩衝装置（以下、圧縮側緩衝装置と区別するため、引張側緩衝装置と呼ぶ）と直径 6mm の連結棒から構成されている。引張側緩衝装置は 1 個当たり橋軸直角方向の幅が 15mm、高さ 12mm、厚さ（橋軸方向）10mm の直方体の天然ゴムからなる。硬度は圧縮側緩衝装置と同じである。高さが 12mm と圧縮側緩衝装置よりも高いが、これは引張側緩衝装置には中央に連結棒が通っており、圧縮側緩衝装置と同じ受圧面積となるように連結棒による断面欠損分だけ平面寸法を大きくしたためである。連結棒の強度は十分大きくし、実験中に降伏しないようにしている。これは、ゴムによる緩衝効果に着目しているためである。

図-3 は、実験に用いた圧縮側および引張側の緩衝装置に用いた同一材料、同一寸法のゴムに対して最大 80% までのひずみで 5 回の繰り返し载荷を行った結果の一例を示したものである¹⁰⁾。ひずみが 80% に達すると急速

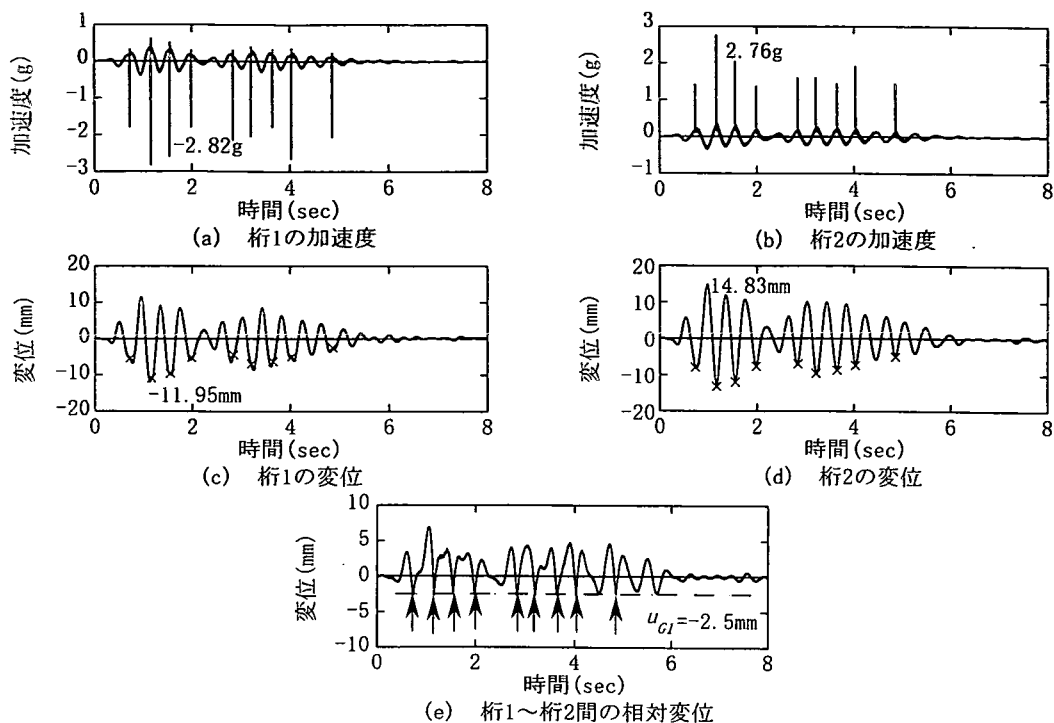


図-5 ケース1の地震応答 (×および↑は桁間衝突の起こった時間)

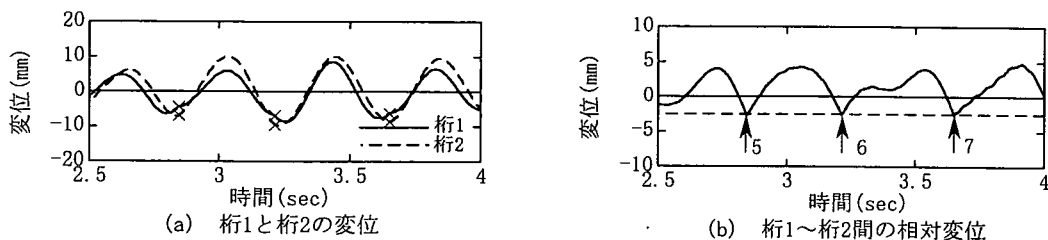


図-6 図-5に示したケース1の応答の詳細 (2.5~4.0秒)

に応力度は上昇し、弾性ゴムでも履歴エネルギー吸収性を有するようになる^{17), 18)}が、繰り返し载荷を加えても応力度~ひずみの関係は安定している。後述するように、加振実験の際に緩衝装置に生じたひずみは、圧縮側、引張側とも最大10%程度であり、このレベルでは緩衝装置はほぼ弾性挙動すると考えてもよい。図-3よりゴム一個当たりの剛性を求めると、圧縮側、引張側ゴムともに47kN/m程度となる。したがって、図-2に示すように圧縮側には2組のゴムがあるため、後述する動的解析では、94kN/mのばね定数を、また、引張側には2つのゴムの直列にして2組のゴムがあるため47kN/m×2×1/2=47kN/mのばね定数をそれぞれ用いる。

鋼製の橋脚で支持すると模型橋の減衰が小さいため、

表-1 実験ケース

ケース	圧縮側緩衝装置	桁間連結装置	模型
1	無し	無し	9-9 模型
2	有り	無し	
3	有り	有り	
4	有り	無し	9-44 模型
5	有り	有り	

これを実橋と同程度の5%程度にするために、桁1、桁2のそれぞれ1方の橋脚に小型粘性ダンパーを取り付けた。

振動実験に先立って自由振動実験を行い、基本固有

周期及びこれに相当する減衰定数を求めた。図-4 に自由振動実験によって得られた桁の応答変位の一例を示す。非減衰基本固有周期は 9-9 模型では桁 1, 桁 2 に対してそれぞれ 0.357 秒, 0.422 秒, 9-44 模型では桁 1, 桁 2 に対してそれぞれ 0.357 秒, 0.718 秒であり, 対数減衰率から求めた減衰定数は 9-9 模型では桁 1, 桁 2 に対してそれぞれ 0.0478, 0.0539, 9-44 模型では桁 1, 桁 2 に対してそれぞれ 0.0478, 0.0819 である。

振動実験には東京工業大学耐震実験施設の振動台を使用した。振動台上に支持架台を固定し, この上に橋脚および桁を取り付けた。2 連の桁には, それぞれ加速度計と変位計を取り付け, 加速度及び変位を 1/1000 秒間隔で計測した。使用した計器は, 共和電業製のひずみゲージ式加速度計 (AS-2GB) およびひずみゲージ式変位計 (DTH-A-50) である。変位計は接触式であるが, 反力は小さいため, 模型橋の応答に与える影響は小さいと考えられる。衝突現象を観測するためには, 特に加速度計の応答追従性が重要である。上記の加速度計は, 減衰定数が約 0.7 で固有振動数約 100Hz の振動子のひずみを計測する構造となっており, 正弦波入力に対する感度を求めると, 振動数 30Hz に対しては 4%, 100Hz に対しては 29%低下する。後述する振動台加振実験では, 模型橋の衝突継続時間は 8/1000 秒程度であり, このため, 正弦波入力に対する応答に基づけば, 実測した加速度は 37%程度過小評価されている可能性がある。

桁間連結装置の作用力を測定するため, 連結棒の 4 面にひずみゲージを添付し, 別途, 連結棒の引張試験を行ってキャリブレーションを行った。また, 支持架台の加速度も計測し, これを模型橋に対する入力地震動とみなした。後述する実験結果では, 図-1 における右向きの変位およびこれにともなう加速度をそれぞれ正側に, また, 引張を連結棒の作用力の正側にとる。

入力地震動としては, 1995 年兵庫県南部地震により神戸海洋気象台で観測された NS 成分記録を時間軸は変えず, 振幅を縮小して作用させた。

表-1 は実験ケースを示したものである。圧縮側緩衝装置, 桁間連結装置と桁質量比を変化させて, 合計 5 ケースの実験を行った。

3. 模型橋の振動特性

(1) 桁間衝突の効果

図-5 は 9-9 模型を対象に桁 1, 桁 2 間の遊間を 2.5mm として加振した場合 (ケース 1) の応答である。遊間は

いろいろ変化させて実験したが, ここでは模型橋の典型的な振動応答を表しているケースについて結果を表すこととする。遊間は桁の両端で完全には同一ではないため, ここでは両端での遊間の平均値を示している。振動台の入力地震動の最大加速度は 0.144g とした。

図-5 によれば, 桁 1, 桁 2 間には合計 9 回の衝突(図中の×印や↑印)が生じ, これによって桁 1 には最大 2.82 g のスパイク状の応答加速度が負側に, また桁 2 には最大 2.76g のスパイク状の応答加速度が正側に, それぞれ生じている。桁間の相対変位(図-5(e))を見ると, 負側には絶対値として 2.5mm 以上の相対変位は生じていない。これはここで桁どうしが衝突し, これ以上負側に相対変位が生じないためである。

桁 1, 桁 2 の応答変位(図-5(c)および(d))には, 桁間衝突が生じた瞬間を×印で示しているが, これによれば, 桁間衝突は桁 1 および桁 2 がともに負側 (図-1 において左側) に変位した時に生じている。すなわち, 衝突は桁 1 が正側 (右側) に, 桁 2 が負側 (左側) に振動し, 正面衝突する形で起こっている訳ではない。これは, 9-9 模型では, 桁 1 と桁 2 の固有周期がそれぞれ 0.357 秒, 0.422 秒と 18%しか離れていないためである。このため, 固有周期が短く応答変位振幅が小さい桁 1 が負側で最大応答変位をとる瞬間かその直前に固有周期が長く応答変位振幅が大きい桁 2 が追突するか, あるいは桁 1 が最大変位をとった後, そこから応答が戻り始めた段階で桁 2 が衝突する形で衝突が起こっている。衝突の開始点, 終了点を加速度波形から求めると, 8/1000~9/1000 秒である。

図-6 は図-5 に示した応答のうち, 5~7 回目の衝突が起こる瞬間の桁 1, 桁 2 の応答変位と, 桁 1, 桁 2 間の相対変位を拡大して示したものである。上述したように, 6 回目の衝突 (時刻 3.21 秒) は桁 1 が最大変位となる直前に桁 2 が追突する形で, また, 5 回目 (時刻 2.85 秒) と 7 回目 (時刻 3.65 秒) の衝突は桁 1 が最大変位となった後, 変位が戻り始めた段階で桁 2 が衝突する形で, それぞれ起こっていることがわかる。図-5(a), (b) でスパイク状の応答加速度が, 桁 1 では負側に, 桁 2 では正側に生じたのは桁間衝突のためである。

(2) 圧縮側緩衝装置の効果

桁 1, 桁 2 間に圧縮側緩衝装置を設けた場合 (ケース 2) の応答が図-7 である。遊間は 3.8mm としている。入力地震動の最大加速度は 0.138g でほぼケース 1 と同程度である。桁間の衝突はケース 1 よりも 1 回多く, 10 回生じているが, 衝突に伴う桁の応答加速度は桁 1 では

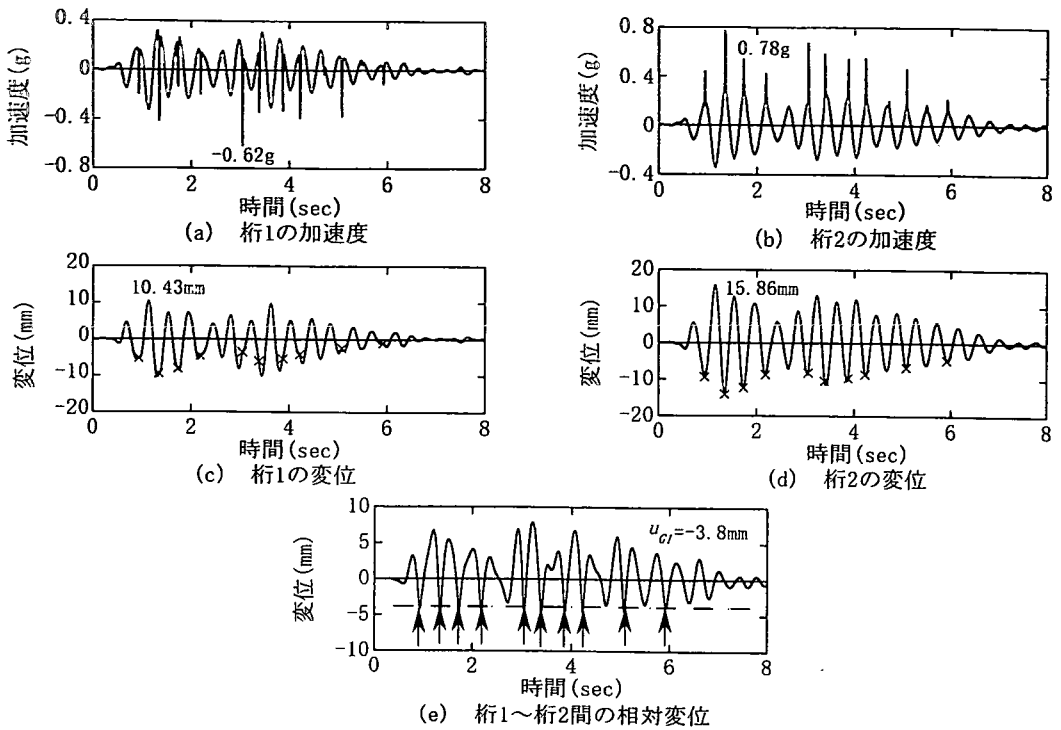


図-7 ケース2の地震応答 (×および↑は桁間衝突の起こった時間)

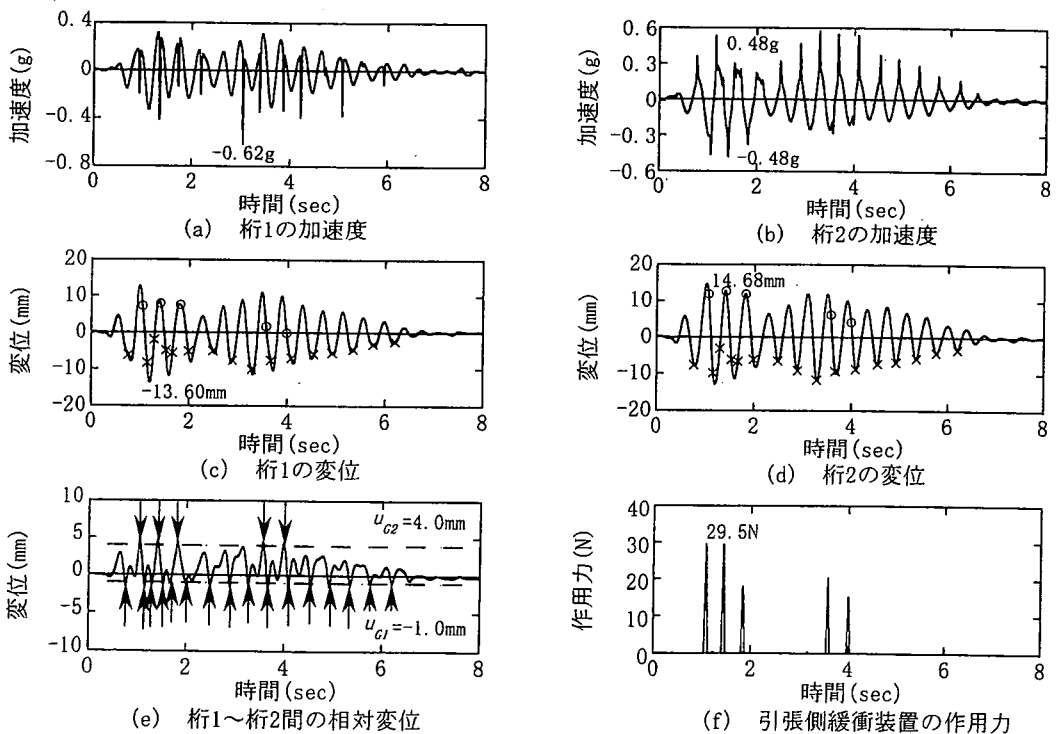


図-8 ケース3の地震応答 (×および↑は桁間衝突の起こった時間, ○は桁間連結装置が作動した時間)

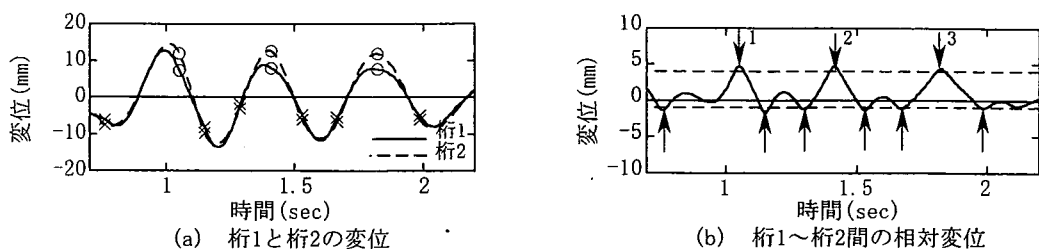


図-9 図-8に示したケース3の応答の詳細 (0.7~2.2秒)

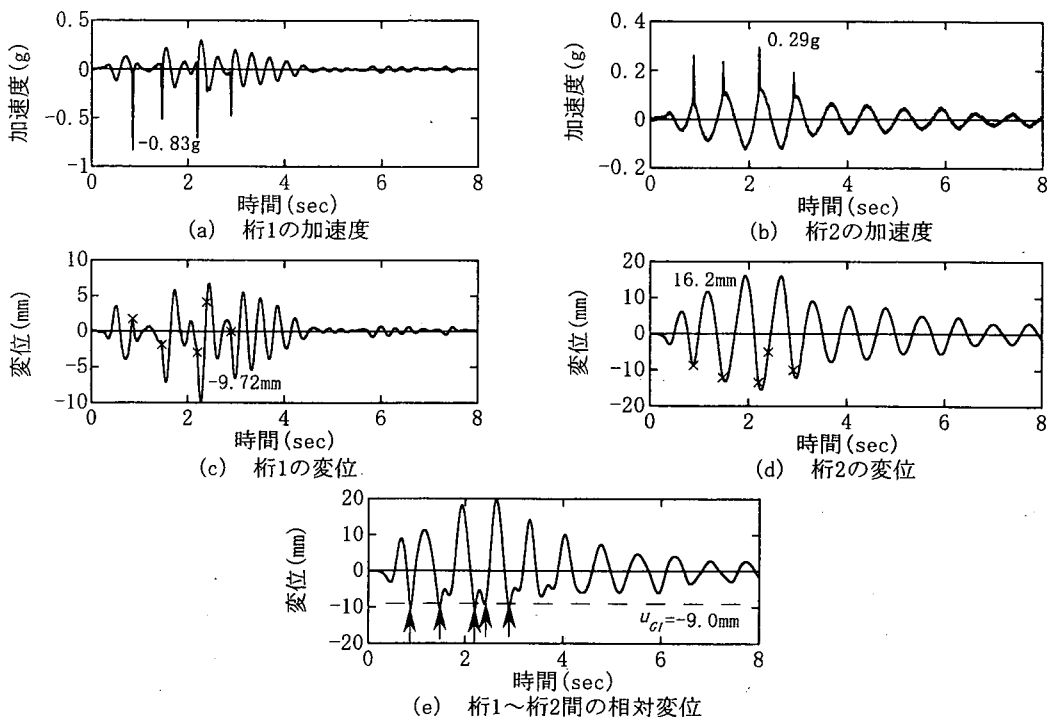


図-10 ケース4の地震応答 (×および↑は桁間衝突の起こった時間)

0.62g, 桁2では0.78gと、ケース1の1/3.5~1/4.6に低下している。

ケース1の場合とほぼ同様に、衝突は桁1, 桁2とも変位が負側(図-1において左側)にある段階で起こっている。桁間の圧縮側の相対変位は最大で4.75mmである。遊間は3.8mmであったから、圧縮側緩衝装置には約0.95mmの変形を生じたことを示している。

(3) 桁間連結装置の効果

図-8は圧縮側緩衝装置に加えて桁間連結装置を設置した場合(ケース3)の応答である。最大入力加速度は0.136gである。圧縮側の平均遊間は1.0mm, 桁間連結装置の平均遊間は4.0mmとしている。ここで、図-2に示したように、桁間連結装置では片側につき2カ所に遊

間があるため、これらを合わせた値を遊間として示している。これによれば、桁間の衝突は合計16回(図中の×印)生じ、桁間連結装置は5回(図中の○印)作動した。上述したケース1, 2に比較すると、桁間に生じる相対変位は、衝突によって桁間が閉じる方向だけでなく、桁間が開く方向にも抑えられている。これは、桁が開く方向に移動した場合には桁間の開き量が平均遊間(4mm)を越した段階で桁間連結装置が作動するためである。実際に桁間に生じた開く方向の相対変位は4.72mmであり、0.72mmだけ桁間連結装置に取り付けられているゴム製緩衝装置が変形したことを示している。これにともなって桁間連結装置には、2カ所の合計で最大29.5Nの引張力が作用した。桁間連結装置の影響で、桁の応答加速度にも影響が現れている。

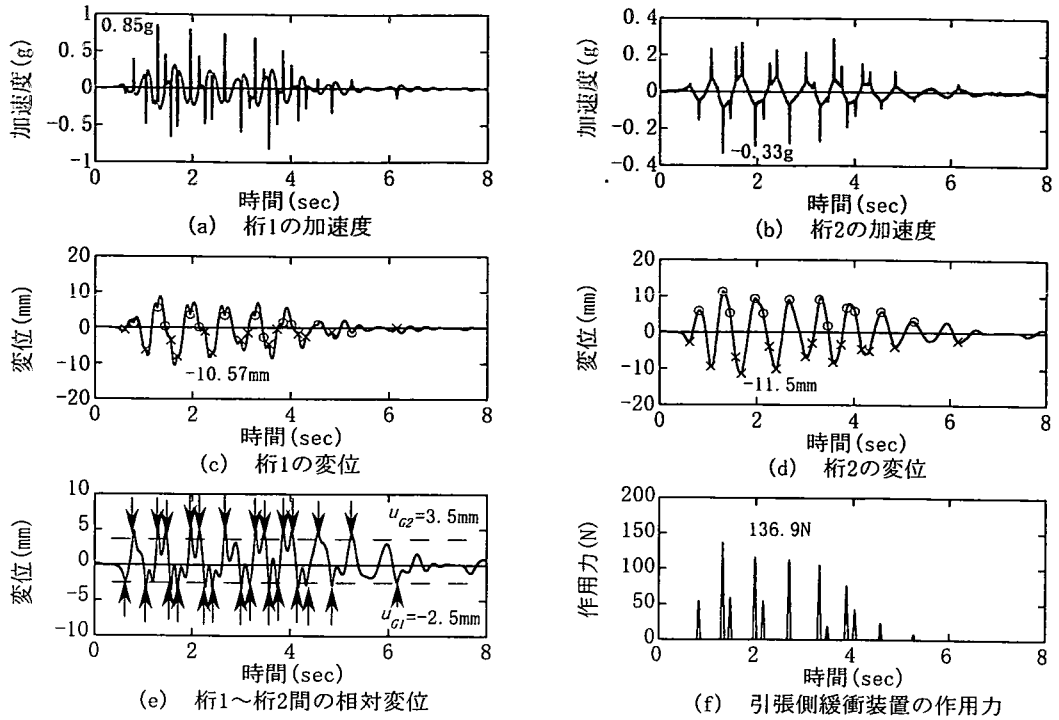


図-11 ケース5の地震応答 (×および↑は桁間衝突の起こった時間, ○は桁間連結装置が作動した時間)

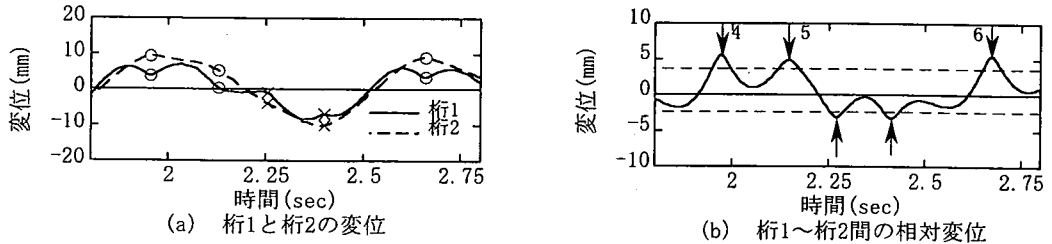


図-12 図-11に示したケース5の応答の詳細 (1.8~2.8秒)

桁間の衝突は桁1, 桁2ともに桁の応答変位が負側にある時に生じており, 前述のケース1, ケース2の場合と同様のメカニズムによっている。一方, 桁間連結装置はこれが作動した5回のうち2回目(時刻1.41秒)と3回目(時刻1.82秒)には桁1と桁2がともにほぼ右側に最大変位となったときに作動している。これは, 応答変位振幅のより大きい桁2が右側に向かって変位している過程で, 応答変位振幅の小さい桁1が桁2を引きとめる形で桁間連結装置が作動したものである。これに対して, 1回目(時刻1.05秒), 4回目(時刻3.57秒), 5回目(時刻3.985秒)では, 桁1, 桁2ともに右側で最大変位に達し, ここから左側に戻っていく過程で桁間連結装置が作動している。

図-9は0.7~2.2秒間の応答を拡大して示したものであり, 1回~3回目の桁間連結装置の作動した範囲の応答を示している。上述したように, 1回目に桁間連結装置が作動したのは, 固有周期の短い桁1が桁2を引張る形で生じていることがわかる。

桁間連結装置が作動した結果, 図-8に示したように, 桁の応答加速度としては, 上述したケース1, 2とは異なり, 桁1では正側の方が負側よりも大きく, 桁2では正側と同程度に負側に生じている。

(4) 桁間の質量が異なる場合の応答

以上は, 9-9模型に対する実験結果であるが, 桁の質量を変化させた9-44模型に圧縮側緩衝装置を設けた場

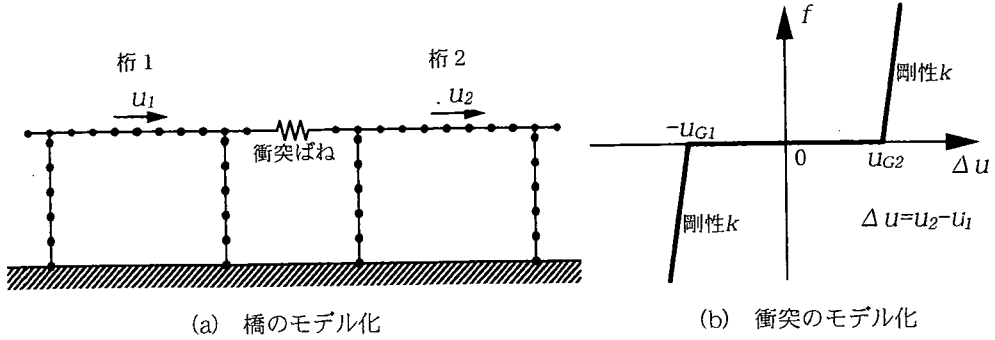


図-13 模型橋の解析モデル

合(ケース 4)の応答を示した結果が図-10 である。圧縮側の平均遊間は 9.0mm としている。桁間衝突は 5 回生じている。衝突は桁 2 では負側に変位した場合に生じるが、桁 1 では正側、負側いずれにおいても生じている。これは前述の 9-9 模型よりも 9-44 模型の方が桁 1、桁 2 間の固有周期差がより大きいためである。応答変位振幅は、桁 2 の方が桁 1 よりも大きいため、桁 2 が左側(負側)に変位した場合にしか衝突は生じないが、桁 1 については 9-9 模型の場合のように桁 1 が負側に変位しつつある段階で桁 2 が追突する場合(2 回目(時刻 1.47 秒)、3 回目(時刻 2.20 秒)の衝突)の他、1 回目(時刻 0.87 秒)、4 回目(時刻 2.40 秒)のように桁 1 が正側に変位しつつある段階で桁 2 と正面衝突する場合にも桁間衝突が生じている。2 回目(時刻 1.47 秒)、3 回目(時刻 2.20 秒)の衝突では、桁 2 に追突された結果、桁 1 の応答変位が、衝突が生じなかったとした場合に想定される変位応答よりもはるかに大きくなっているのがわかる。これは、桁 2 が桁 1 よりも質量が 4.9 倍大きいため、追突により大きく桁 1 が変位したためである。

次に、圧縮側緩衝装置に加えて桁間連結装置を設置した場合(ケース 5)の応答が図-11 である。入力地震動の最大値は 0.119g である。圧縮側の平均遊間は 2.5mm、桁間連結装置の平均遊間は 3.5mm としている。これによれば、桁間の衝突は合計 14 回(図中の×印)生じ、桁間連結装置は 12 回(図中の○印)作動している。桁間連結装置は、桁 2 ではおおむね変位が正側に最大となる前後で作動しているが、桁 1 では変位が正側に最大となる場合と同時に 0 に近い場合にも作動している。

図-12 は桁間連結装置が作動する 4 回目～6 回目を含む 1.8 秒～2.8 秒の範囲の応答を示したものである。これによれば、桁 1 は時刻 1.895 秒で正側に最大応答

6.33mm となった後、応答が左に戻り始めるが、応答変位が 3.80mm となった時刻 1.955 秒の時点(図-12(b)の点 4)で桁間連結装置が作動し、右側(正側)に引っ張られる結果、再び右側の応答が生じ、時刻 2.03 秒で 2 回目の最大応答に達する。その後、桁 1 は左側に向かって変位し続けるが、応答変位がおおむね 0 になる時刻 2.13(図-12(b)の点 5)秒で再び桁間連結装置により右側に引っ張られている。興味深いのは、その直後の時刻 2.26 秒に桁 2 が追突する形で桁 1 に衝突し、さらに 2.40 秒においても衝突している点である。このように、桁質量が大きく異なる 2 つの桁を圧縮側には桁衝突、引張側には桁間連結装置で結ぶと、軽い方の桁が重い方の桁に押しされたり引っ張られたりして複雑に振動する。

以上のように、桁間連結装置を設けることにより、桁 1 と桁 2 の応答は互いに桁間が開く方向にも強く制限されるため、ケース 4 ほど桁 1 と桁 2 が正面衝突する機会は失われ、桁 2 は負側で変位が最大となるかその前後で、桁 1 は負側に変位が最大となるか 0 となる付近で桁間衝突が起こるようになる。

4. 動的解析による解析

(1) 解析モデル

2 連の模型橋を線形はり要素を用いて図-13 に示すようにモデル化した。モデル化の基本方針は、以下の通りである。

(a) 橋脚、桁の剛性は断面寸法から定め、橋脚と桁や支持架台はそれぞれ剛結されていると見なす。橋脚は山形鋼によって桁や支持架台と結合したが、実際には山形鋼の変形のために、計算値に比較して自由振動実験や振

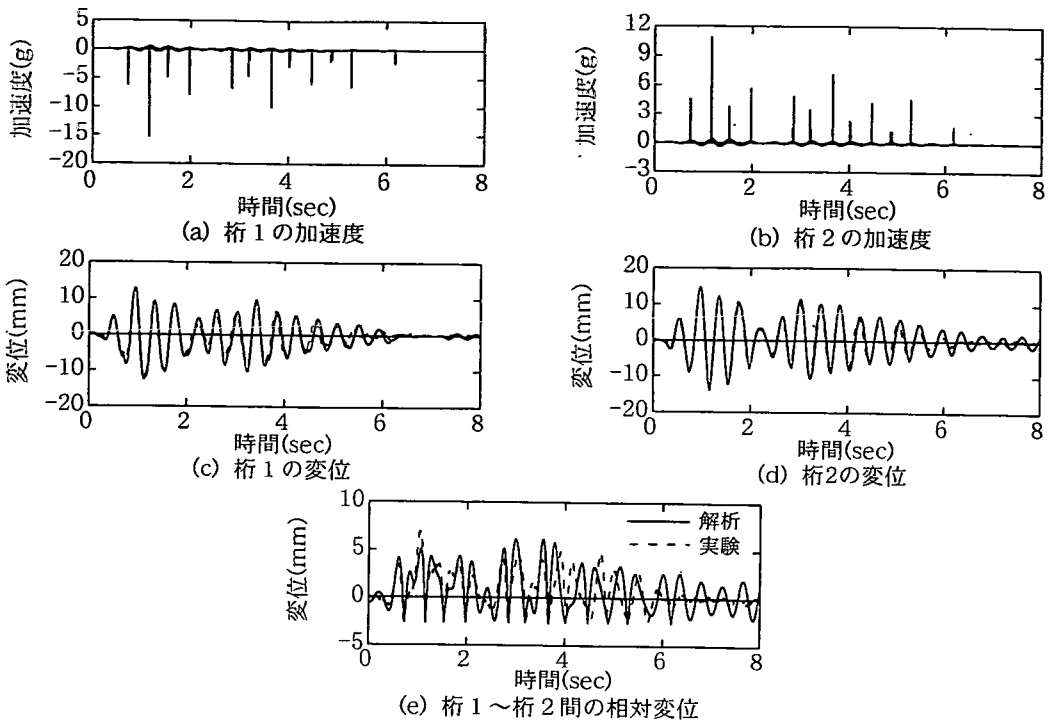


図-14 ケース1に対する解析値と実験値の比較

動台加振実験から求められた模型橋の基本固有周期はわずかに長いため、解析結果が振動台加振実験結果と良く一致するように橋脚の剛性を調整する。

(b) 減衰定数はレーリー減衰で与えることとし、1次及び2次の固有振動モードに対する減衰を与えてレーリー減衰の2つのパラメーターを定める。ここで、1次および2次振動モードとは、それぞれ桁2および桁1の1次固有振動モードに相当する。

(c) 桁間の衝突は衝突ばねを用いてモデル化することとし、衝突ばねの剛性 k_I および衝突力 F_I を以下のように与えた。

$$k_I = \begin{cases} \bar{k}_I \cdots \cdots \Delta u < -u_G \\ 0 \cdots \cdots -u_G \leq \Delta u \end{cases} \quad (1)$$

$$F_I = \begin{cases} \bar{k}_I (\Delta u - u_G) \cdots \cdots \Delta u < -u_G \\ 0 \cdots \cdots -u_G \leq \Delta u \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 \bar{k}_I : 衝突ばね剛性、 u_G : 圧縮方向の遊間、 Δu : 桁1、桁2間の相対変位で、

$$\Delta u = u_2 - u_1 \quad (3)$$

ここで、 u_1 、 u_2 は桁1、桁2の応答変位である。

桁間衝突の解析では、衝突ばね剛性 \bar{k}_I 、積分時間間隔 Δt を適切に与えることが重要である。ここでは、川島¹³⁾ および渡邊、川島¹⁴⁾ の解析に基づいて、 \bar{k}_I を次

式のように与える。

$$\gamma = \frac{\bar{k}_I}{\frac{nEA}{L}} = 1.0 \quad (4)$$

$$\frac{\Delta t}{T_I} < 1.0 \quad (5)$$

ここで、 EA : 桁の軸剛性、 L : 1連の桁の長さ、 n : 1連の桁をモデル化する線形はり要素の個数、 T_I : 衝突継続時間で、次式により与えられる。

$$T_I = \frac{2L}{c_p} \quad (6)$$

ここで、 c_p は桁内の縦波の伝播速度であり、

$$c_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (7)$$

ここで、 E : 桁の弾性係数、 ρ : 桁の密度である。ここでは、 $EA = 5.56 \times 10^5$ kN、 $L = 1$ m、 $n = 11$ であることから、衝突ばね剛性を $\bar{k}_I = 5.6 \times 10^6$ kN/m とすることとした。また、式(7)より $c_p = 5120$ m/s となり、これより衝突継続時間 T_I を求めると、 3.9×10^{-4} s となることから、積分時間間隔 Δt は 3.9×10^{-4} s とする。

(d) 圧縮側緩衝装置及び桁間連結装置の剛性 k および復元力 F は、次式のように非線形弾性ばねとしてモデル化した。

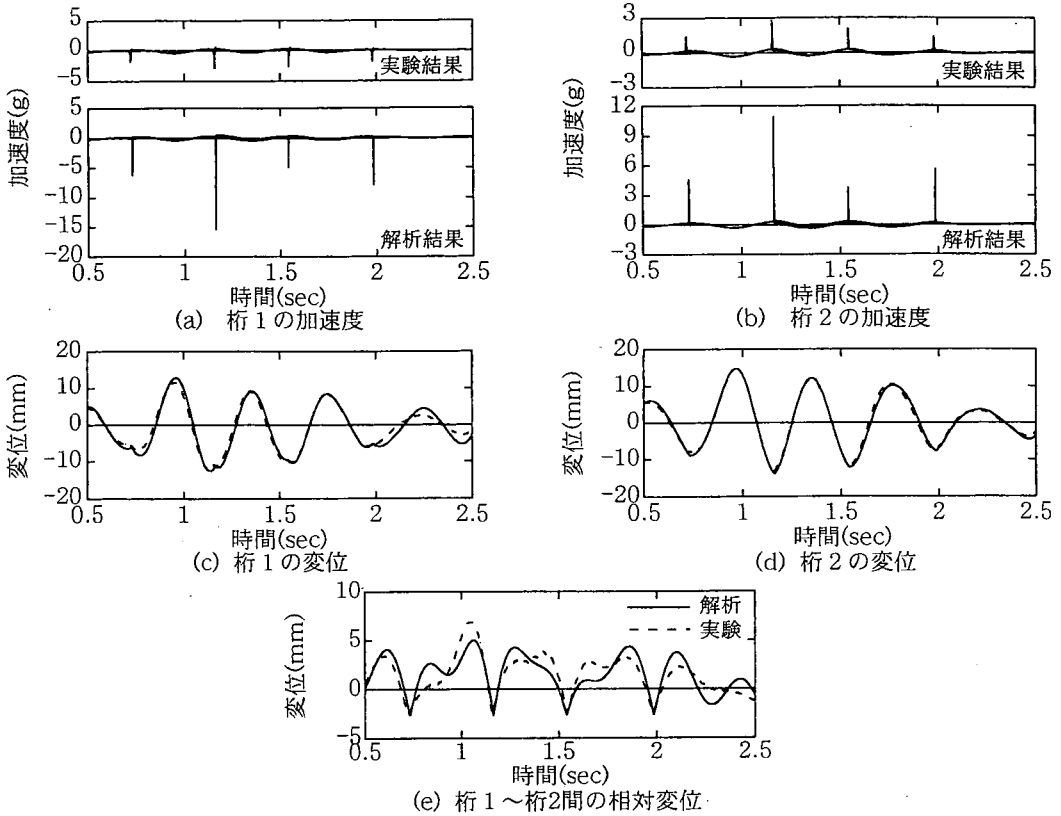


図-15 ケース1の応答の詳細

$$k = \begin{cases} \bar{k}_{G1} & \dots\dots\dots \Delta u < -u_{G1} \\ 0 & \dots\dots\dots -u_{G1} \leq \Delta u \leq u_{G2} \\ \bar{k}_{G2} & \dots\dots\dots u_{G2} < \Delta u \end{cases} \quad (8)$$

$$F = \begin{cases} \bar{k}_{G1}(\Delta u - u_{G1}) & \dots\dots\dots \Delta u < -u_{G1} \\ 0 & \dots\dots\dots -u_{G1} \leq \Delta u \leq u_{G2} \\ \bar{k}_{G2}(\Delta u - u_{G2}) & \dots\dots\dots u_{G2} < \Delta u \end{cases} \quad (9)$$

ここで、 \bar{k}_{G1} : 圧縮側緩衝装置の剛性、 \bar{k}_{G2} : 桁間連結装置に取り付けられている緩衝装置の剛性、 u_{G1} 、 u_{G2} : 圧縮側緩衝装置、桁間連結装置の遊間、 Δu : 式(3)による桁1、桁2間の相対変位である。

(2) 動的解析による実験結果の解析

自由振動実験から求めた 9-9 模型における桁 1、桁 2 の非減衰基本固有周期はそれぞれ 0.357 秒、0.422 秒であったが、振動台加振実験結果に比較してこれでは固有周期が短すぎることが明らかとなったため、実測値との一致が良いように桁 1、桁 2 の固有周期をそれぞれ 0.365 秒、0.435 秒となるように橋脚の剛性を調整した。同様に、自由振動実験から求めた 9-9 模型における桁 1、桁

2 の減衰定数は前述したようにそれぞれ 0.0478、0.0539 であったが、これでは減衰が大き過ぎることが明らかとなったため、実測値との一致度が最も良くなるように桁 1、桁 2 の減衰定数をそれぞれ 0.035、0.030 とし、これをもとにレーリー減衰を定めた。減衰定数には振幅依存性があるのが普通であり、自由振動実験よりも振動台加振実験の方が桁の応答変位が大きいたことが原因として挙げられる。なお、後述するケース 3 の解析においても同じ固有周期と減衰定数を用いている。圧縮側の桁遊間は実測の平均桁遊間である 2.5mm とした。

以上の条件でケース 1 に対する桁の応答を解析した結果が図-14 である。主要動部の 0.5~2.5 秒間に着目して、図-14 の結果を拡大すると図-15 のようになる。加速度については、重ね書きすると解析値と実験値の区別がしにくいため、別に示している。桁 1、桁 2 の応答変位については、解析値は実験値とよく一致している。最大応答変位の値を比較しても、実験値は桁 1、桁 2 でそれぞれ 12.0mm、14.9mm であるのに対して、解析値はそれぞれ 12.9mm、14.8mm とよく一致している。桁間相対変位についても、桁が衝突する前後では応答の特

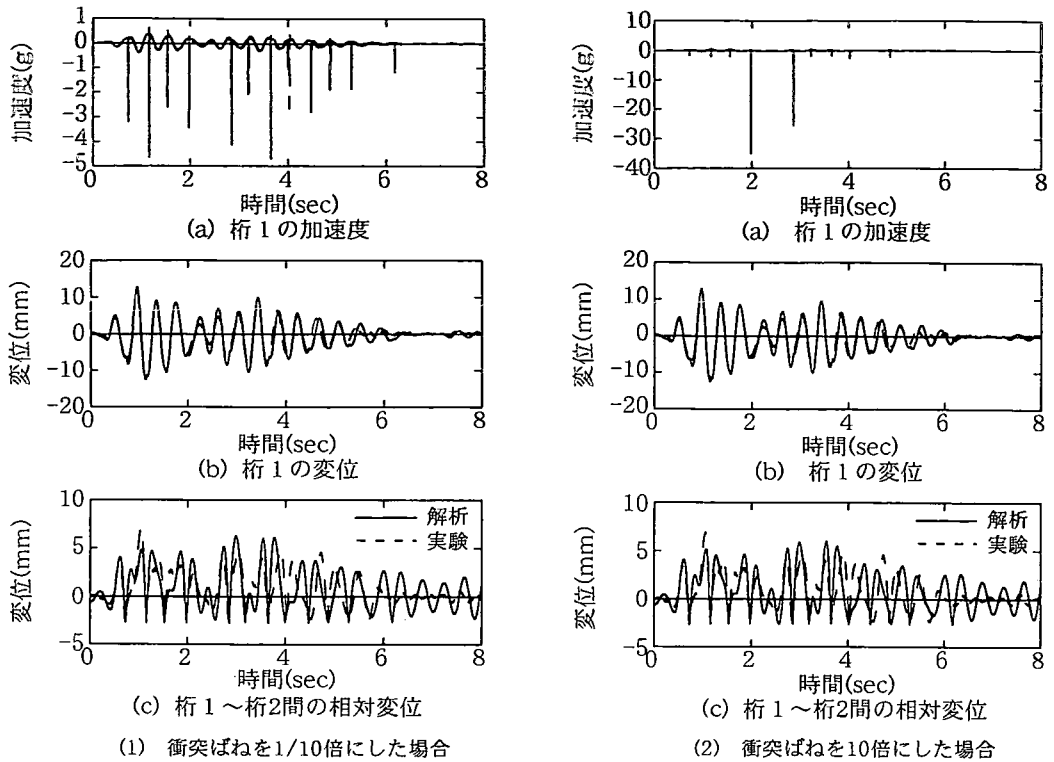


図-16 衝突ばねの剛性を変化させた場合 (ケース1)

徴が解析でよく再現されているが、桁が開く方向で多少誤差が生じており、結果として最大相対変位は実験では6.9mmであるのに対して、解析では6.1mmと11%の誤差がある。これは相対変位は桁1、桁2の応答の差であることから、解析精度が1ランク低下したためと考えられる。

これに対して、桁の応答加速度を比較すると、衝突が4回生じることや衝突が起こる時間については、解析値は実験値をよく再現しているが、最大値を比較すると、桁1、桁2の実験値はそれぞれ2.82g、2.76gであるのに対して、解析値はそれぞれ15.37g、10.88gと4~5倍過大評価している。衝突の開始点から終了するまでの時間から衝突継続時間を求めると、いずれの衝突でも1.6/1000秒となる。この値は、前述した実験から求めた8/1000秒や式(6)による T_I から推定される値3.9/10000秒とかなり異なっている。これについては、今後さらに検討していく必要がある。したがって、図-13に示した衝突ばねによるモデル化では、応答変位に対する解析精度はかなり高いが、応答加速度に対する精度はまだ十分ではないことがわかる。

いま、解析値の精度を定量的に表すために、次のように精度 η を定義する。

$$\eta = \sqrt{\frac{\int \{u_{AN}(t) - u_{EX}(t)\}^2 dt}{\int u_{EX}(t)^2 dt}} \quad (10)$$

ここで、 $u_{EX}(t)$ 、 $u_{AN}(t)$ はそれぞれ振動実験、動的解析による応答値であり、加速度、変位、桁間連結装置の作用力などを表す。式(10)は応答振幅のみならず位相ずれも評価しているため、解析値の精度を表すためには良い指標となる。

式(10)により精度 η を求めると、表-2のようになる。ここには後述する衝突ばね剛性 \bar{k}_I を変化させた場合の結果も示している。桁1、桁2の変位はそれぞれ $\eta=0.36$ 、0.27と精度は良いが、相対変位では $\eta=0.94$ とこれらに比較すると1ランク精度が低いこと、また、桁の応答加速度の精度 η は、桁1、桁2に対して2.19、1.69と低いことは上述したとおりである。

以上は、式(4)を満足するように衝突ばね剛性を与えた場合の結果であるが、積分時間間隔は変化させずに、衝突ばね剛性を $10\bar{k}_I$ 、 $1/10\bar{k}_I$ とした場合の結果がそれ

表-2 解析精度 η に及ぼす衝突ばね剛性 \bar{k}_f の影響(ケース 1)

応答		k_f の場合	$1/10 k_f$ の場合	$10 k_f$ の場合
変位	桁 1	0.36	0.38	0.34
	桁 2	0.27	0.28	0.25
加速度	桁 1	2.19	1.42	2.93
	桁 2	1.69	1.21	2.26
相対変位		0.94	0.90	0.90

表-3 解析精度 η に及ぼす計算時間間隔の影響(ケース 1)

応答		Δt の場合	$1/10 \Delta t$ の場合	$2 \Delta t$ の場合	$10 \Delta t$ の場合
変位	桁 1	0.36	0.36	0.38	3.25
	桁 2	0.27	0.27	0.28	2.28
加速度	桁 1	2.19	2.22	2.02	12.7
	桁 2	1.69	1.71	1.56	9.88
相対変位		0.94	0.93	0.97	11.8

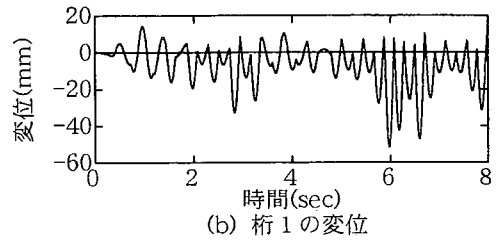
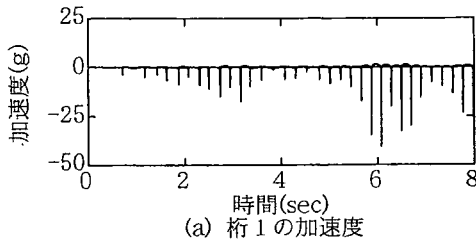


図-17 積分時間間隔を式(7)による値 Δt の10倍にした場合

それ図-16 である。桁 2 については、桁 1 と同様な傾向を示すため、ここには示していない。これによれば、衝突ばねを $(1/10 \sim 10) \times \bar{k}_f$ の範囲で変化させても桁の応答変位や桁間相対変位については、ほとんど変化しないが、桁の応答加速度は、 \bar{k}_f を大きくするほど大きくなることを示している。前述の表-2 には、以上の比較を式(10)による精度 η によって示している。

次に、衝突ばね定数は $\bar{k}_f = 5.6 \times 10^6 \text{ kN/m}$ のままとし、積分時間間隔 $\Delta t = 3.9 \times 10^{-4} \text{ s}$ を $1/10 \Delta t$, $2 \Delta t$ と変化させて解析を行った。応答波形はほとんど図-14 に示した結果と変わらないため、式(10)による精度 η で比較すると表-3 のようになる。これより、積分時間間隔を式(6)による値の $1/10 \sim 2$ 倍の範囲で変化させても、応答値はほとんど変化しないことがわかる。ただし、積分時間間隔を Δt の 10 倍にした場合には、図-17 に示すように桁の応答加速度や応答変位が不自然に大きくなり、正しく解析できない。したがって、積分時間間隔の選定には留意する必要がある。

次に、図-18、図-19 はそれぞれケース 3、ケース 5 に対する解析結果である。ここでは、解析値が実験値に最も良く一致するようにケース 3 では圧縮側の平均遊間を 0.7 mm (実験値は 1.0 mm)、引張側の平均遊間を 3.7 mm (実験値は 4.0 mm) に、また、ケース 5 では圧縮側の平均遊間を 2.0 mm (実験値は 2.5 mm)、引張側の平均遊

間を 3.8 mm (実験値は 3.5 mm) に、それぞれ実験値よりも小さくしている。また、ケース 5 では実験値に対する一緻度が良いように固有周期を桁 1、桁 2 に対してそれぞれ 0.365 秒 、 0.0690 秒 に、また、減衰定数を桁 1、桁 2 に対してそれぞれ 0.04 、 0.045 にしている。これによれば、いずれの実験ケースにおいても桁の加速度および変位に対しては、桁 1、桁 2 とともに解析値は実験値の特徴を再現している。桁間相対変位については一緻度が上記よりもやや低下しているが、全体の特徴はよく現れている。桁間連結装置の作用力についても、これが作用する時刻を含めて解析値は実験値と良く一致している。図-20 は図-18 に示したケース 3 の桁の応答加速度を $0.5 \sim 2$ 秒間で拡大して示した結果である。ケース 1 のように桁どうしが直接衝突するのではなく、緩衝装置が存在するため、この場合には加速度応答についても、解析値は実験結果を良く再現している。

表-4 は、以上に示したケース 3、ケース 5 の応答に対する式(10)の精度 η を示した結果である。上述したように、緩衝装置を用いた場合には加速度応答も実用的なレベルで解析できることがわかる。

以上の点から、模型橋の固有振動特性と減衰特性、圧縮および引張側の緩衝装置の遊間が正しく与えられていれば、式(4)、式(5)のように衝突ばね剛性、積分時間間隔を与えることにより、桁間衝突の影響、桁間連結装置

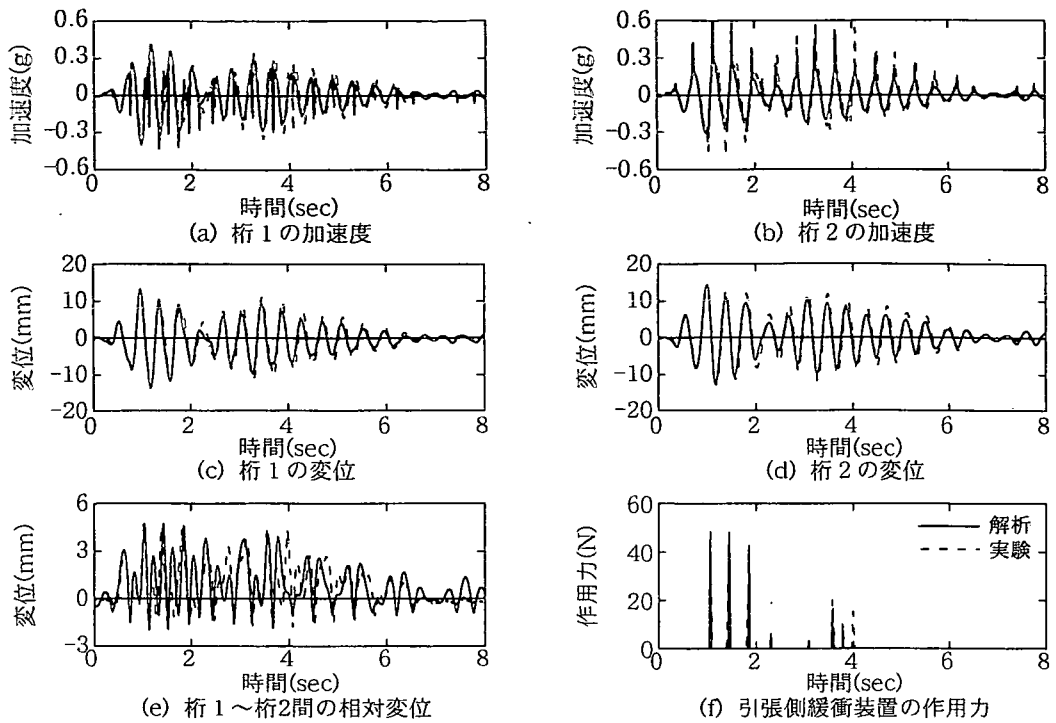


図-18 ケース3に対する解析値と実験値の比較

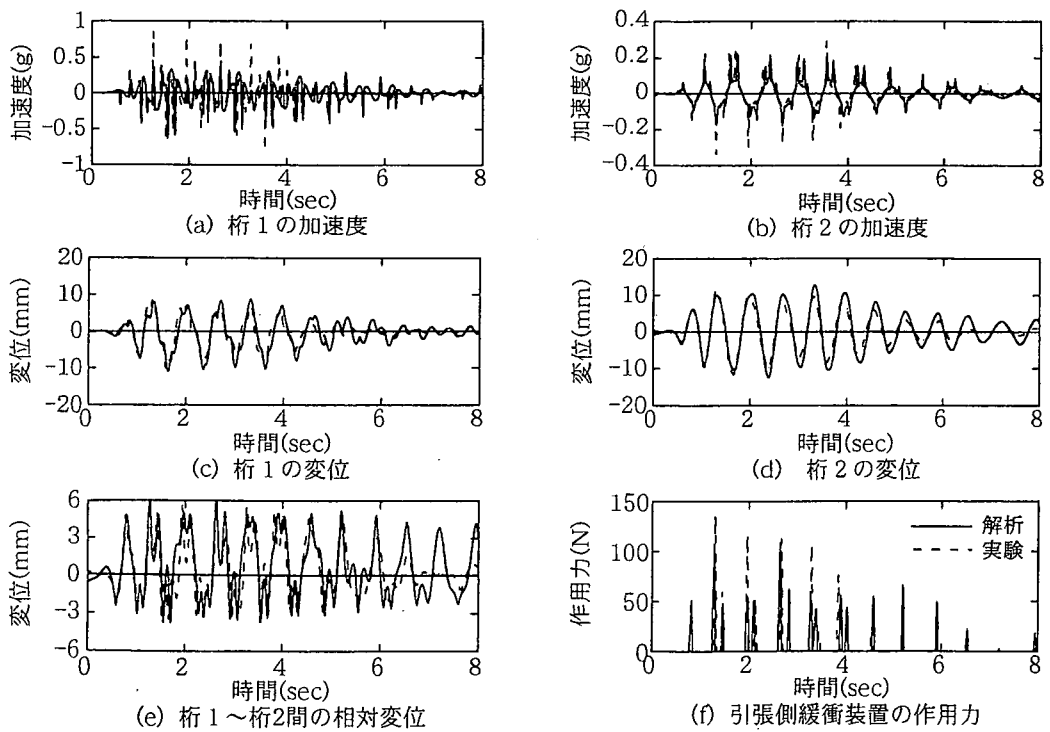
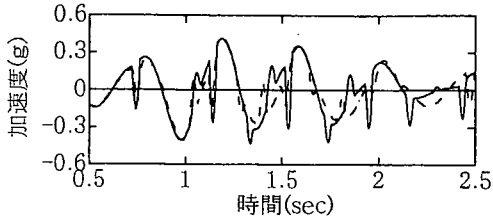
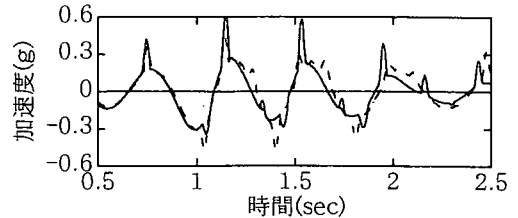


図-19 ケース5に対する解析値と実験値の比較



(a) 桁1の加速度 (0.5~2.5秒)



(b) 桁2の加速度 (0.5~2.5秒)

図-20 図-18に示したケース3の桁の応答加速度の詳細

表-4 ケース3およびケース5の解析精度 η

応答		ケース3	ケース5
変位	桁1	0.31	0.56
	桁2	0.32	0.43
加速度	桁1	0.65	1.20
	桁2	0.50	0.71
相対変位		0.77	0.76

を含む模型橋の地震応答特性を工学的に十分な精度で推定できることがわかる。

5. 結論

模型振動実験によって桁間衝突や圧縮側緩衝装置、桁間連結装置の影響を実験的に検討すると同時に、これを動的解析によって再現し解析精度の検討を行った。本文に示した実験、解析から得られた結論を示すと、以下のようになる。

- 1) 桁間衝突は桁どうしが閉じる方向の振動を大きく拘束し、桁の応答変位に大きなバイアスを与える。相隣る桁の固有周期が大きく異ならない場合には、桁衝突は両方の桁が接近する方向に変位した瞬間に生じるのではなく、固有周期の短い桁が最大変位となる瞬間かその直前に固有周期の長い桁が追突するか、固有周期が短い桁が最大変位をとり、そこから戻り始める段階で固有周期の長い桁が正面衝突する形で生じやすい。相隣る桁の固有周期が大きく異なる場合には、正面衝突から追突までのいろいろな衝突形態を生じている。したがって、桁の地震応答を推定する際には、桁間衝突の影響を正しく評価することが重要である。
- 2) 桁間連結装置は桁間が開く方向の振動を拘束し、桁

の応答変位に大きな影響を与える。桁間連結装置を設置すると、固有周期の長い桁の応答を固有周期の短い桁が引き止めて2連の桁の応答が互いに影響するようになるが、この影響は相隣る桁の固有周期が大きく異なると顕著になり、軽い方の桁が重い方の桁に押されたり引っ張られたりして複雑に振動する。したがって、相隣る桁の固有周期が大きく異なる場合には桁間連結装置の影響を正しく評価することが重要である。

3) 式(4)および式(5)のように衝突ばね剛性 \bar{k}_i と積分時間間隔 Δt を選定すれば、ケース1のように桁どうしの衝突が起こる場合にも、桁の応答変位に関しては精度よく再現できる。ただし、桁の応答加速度に対しては誤差が大きく、さらに衝突継続時間に関しても式(6)による推定値 T_i や実験値とも異なっている。これらについては今後さらに検討する必要がある。

4) 上述3)において、桁どうしが衝突する場合には、衝突ばね剛性 \bar{k}_i を式(4)による値の1/10~10倍の範囲で変化させても、加速度応答を別にすれば変位応答に対してはそれ程の影響はない。積分時間間隔 Δt については、式(5)による値の2倍程度以下にすれば解は安定しているが、これを式(5)による値の10倍にすると、安定した解が得られない。このため、積分時間間隔の選定には注意が必要である。

5) ゴム製緩衝装置を用いて圧縮側および桁間連結装置の効果を緩衝した場合には、桁遊間を適切に与えれば、式(8)、式(9)によるばね剛性と復元力を用いることにより精度よく桁の応答変位および応答加速度を解析することができる。

謝辞：落橋防止構造の模型は、横浜ゴム(株)に制作していただいた。ここに記して、厚く御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 川島一彦, 長谷川金二: 震度法による連続橋の耐震設計法,

- 2) Tseng, W. S. and Penzien, J.: Seismic Analysis of Long Multi-span Highway Bridge, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 4, pp.3-24, 1975
- 3) Williams, D. and Godden, W. D.: Seismic Response of Long Curved Bridge Structures: Experimental Model Studies, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 7, pp.107-128, 1979
- 4) Kawashima, K. and Penzien, J.: Theoretical and Experimental Dynamic Behavior of a Curved Model Bridge Structure, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 7, pp.129-145, 1979
- 5) Saïdi, M. S., Maragakis, E. and Feng, S.: Parameters in Bridge Restrainer Design for Seismic Retrofit, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.122, No.1, pp.55-61, 1996
- 6) 矢部正明, 武村浩志, 川島一彦: 直橋および斜橋の桁間衝突とその影響, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.43A, pp.781-791, 1997
- 7) 川島一彦, 庄司学: 衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文集, No.612/ I-46, pp.129-142, 1999
- 8) 志村敦, 袴田文雄, 森川陽介, 今西修久: 桁遊間の衝突を考慮した高架橋の地震時挙動解析, 第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.439-442, 1998
- 9) Zhu, P., Abe, M. and Fjino, Y.: Modeling of Three-Dimensional Pounding of Bridge Girders, *Proc. of the 4th Symposium on Ductility Design Method for Bridges*, JSCE, pp.499-504, 2000
- 10) 森山卓郎, 依田照彦: 桁間衝突が落橋におよぼす影響に関する実験的検討, 土木学会論文集, No.654/ I-52, pp.223-232, 2000
- 11) 梶田幸秀, 渡邊英一, 宇都宮智昭, 永田和寿, 津村洋祐: 衝突を考慮した高架橋モデルの振動台実験とそのシミュレーション, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, 土木学会, pp.209-216, 2000
- 12) 梶田幸秀, 西本安志, 石川信隆, 香月智, 渡邊英一: 桁間衝突現象のモデル化に関する一考察, 土木学会論文集, No.661/ I-53, pp.251-264, 2000
- 13) 川島一彦: 動的解析における衝突のモデル化に関する一考察, 土木学会論文報告集, No.308, pp.123-126, 1981
- 14) 渡邊学歩, 川島一彦: 衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析, 土木学会論文集, No.675/ I-55, pp.125-139, 2001
- 15) 星恵津子, 川島一彦, 庄司学: 桁間衝突を緩和させるための圧縮側および引張側緩衝装置の有効性に関する研究, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.233-236, 1999
- 16) 庄司学, 川島一彦, 宇根寛, 剣持安伸, 長谷川恵一, 島ノ江哲: 高ひずみ/高面圧下におけるゴム製緩衝装置の応力度-ひずみ関係, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.46A, pp.917-928, 2000
- 17) 潤田久也, 川島一彦, 庄司学, 須藤千秋: 高面圧を受ける直方体ゴム製耐震緩衝装置の圧縮特性の推定法に関する研究, 土木学会論文集, No.661/ I-53, pp.71-83, 2000
- 18) 島ノ江哲, 長谷川恵一, 川島一彦, 庄司学: 衝突力を受けるゴム製緩衝装置の動的特性, 土木学会論文集, No.675/ I-55, pp.219-234, 2001

(2001.7.13 受付)

SHAKING TABLE TEST AND ANALYSIS OF A MODEL BRIDGE FOR IDENTIFYING THE EFFECT OF POUNDING AND RESTRAINERS

Kazuhiko KAWASHIMA, Kenji UEHARA, Gaku SHOJI and Etsuko HOSHI

This paper presents a series of shaking table tests of a model bridge to identify the effect of pounding and restrainers. The model bridge was of two span steel decks supported by steel columns. Rubber shock absorbers and cable restrainers were provided at the ends of decks to mitigate the pounding effect. The decks were excited by a shaking table. The test result that presents the effect of poundings between the decks and cable restrainers was analyzed by a nonlinear dynamic response analysis. The impact spring was used to idealize the pounding effect. It was found that good agreement was obtained by the analytical simulation.