

緩衝型桁間連結ケーブルを用いた高架橋の 地震時応答性状

梶田幸秀¹, 杉浦邦征², 渡邊英一³

¹正会員 博士(工学) 防衛大学校助手 システム工学群建設環境工学科
(〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

²正会員 Ph.D. 京都大学大学院助教授 土木システム工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

³フェロー会員 工博, Ph.D. 京都大学大学院教授 土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

本論文では、高架橋に設置される落橋防止構造のひとつである桁間連結ケーブルに着目し、大地震時の、高架橋全体系挙動における桁間連結ケーブルの効果について検討したものである。桁間連結ケーブルのある・なしの比較のみならず、桁間連結ケーブルの耐力の違いによる全体系挙動の変化や、さらには、緩衝型桁間連結ケーブルを用いることによる、桁間連結ケーブルに発生する衝撃的張力についての検討を行った。その結果、桁間連結ケーブルを用いることにより高架橋全体挙動としては、上部構造の移動を抑制する効果はあるが、橋脚の変位応答にはほとんど変化はなく、また、緩衝型桁間連結ケーブルを用いることによりケーブルに発生する衝撃的張力を抑制する効果があることがわかった。

Key Words : girder-to-girder connector, elevated bridge, seismic response, rubber shock absorber

1. はじめに

兵庫県南部地震により桁端部の損傷や落橋を経験し、平成8年に改訂された道路橋示方書¹⁾では、上部構造の落下を防止できるように落橋防止システムを設けなければならないと記載されており、また落橋防止システムを構成する落橋防止構造には衝撃的な地震力を緩和するためゴムなどの緩衝材を用いて耐衝撃性を高める構造とすることが推奨されている。これを受けて、既存高架橋や新設高架橋において、写真-1, 2に示すような桁間連結ケーブルや桁-橋脚連結ケーブルなどの落橋防止構造が設置されるようになってきた。

このような状況下、落橋防止構造や緩衝材の研究が盛んに行われている。これらの研究は大きく分けて2つのグループに分けることができる。一つは落橋防止構造および緩衝材の力学的挙動そのものに着目したものであり²⁾⁹⁾、もう一つは落橋防止構造を、高架橋を構成する一つの要素として考え、大地震時における、落橋防止構造による高架橋全体の損傷低減効果に着目したものである¹⁰⁾⁻¹⁶⁾。前者においては、

数多くの実験が行われており、なかには、実橋スケールでの模型実験^{4), 9)}も行われている。しかしながら、後者の研究では、実橋スケールで実験を行うことは現段階では非常に難しく、縦・横数メートルの振動台による模型実験^{11), 15)}が行われているにすぎない。すなわち実橋スケールで落橋防止構造が高架橋全体の耐震性状におよぼす影響を把握するためには、現段階ではシミュレーション解析を行うのが一般的であるといえる。

落橋防止構造を考慮した高架橋全体系の解析としては、川島・庄司¹⁰⁾が、2連の5径間連続高架橋において桁間衝突用緩衝装置と桁間連結材を組み合わせ設置する緩衝装置の効果について研究を行っている。特に、緩衝装置の力学特性としてひずみ硬化型とひずみ軟化型の2種類を取り上げ、力学特性の違いによる影響について考察している。また、川島・渡邊¹⁴⁾は、斜橋に対して落橋防止装置の設置方向(桁の支承線方向との角度)を変化させて、落橋防止装置の効果について検討を行っている。著者ら¹⁶⁾も、大地震時において、めがね型の桁間連結板や桁-橋脚連結ケーブルによる耐震性向上策についての研究

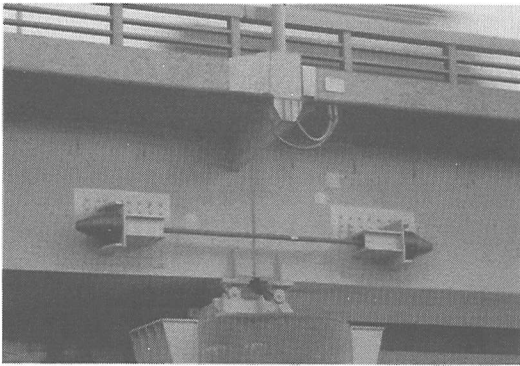


写真-1 桁間連結ケーブル

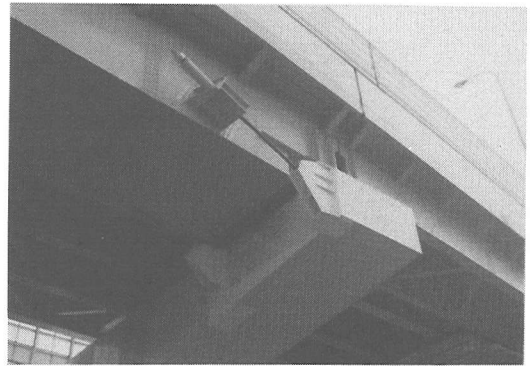


写真-2 桁一橋脚連結ケーブル

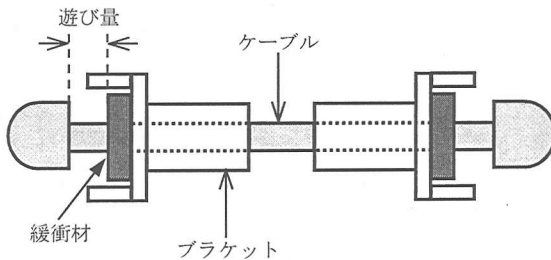


図-1 緩衝型桁間連結ケーブル

を行っている。これらの研究は、落橋防止構造の有無による高架橋全体の耐震性状について言及されているが、落橋防止構造そのものの耐力などの力学特性が変化した場合の高架橋全体の耐震性状についての言及は不十分であるといえる。そこで、本研究では落橋防止構造として先に写真-1で示した桁間連結ケーブルを取り上げ、桁間連結ケーブルの耐力を変化させた場合や緩衝型の桁間連結ケーブルを設置した場合の耐震性改善効果について、全体系解析により検討したものである。ここで緩衝型の桁間連結ケーブルとは、図-1に示すとおり2つの桁の相対変位が離反側に大きくなりケーブルに力が作用し始めるとき、緩衝材を用いて衝撃的な力がケーブルに作用することを防ぐ構造を有する落橋防止装置である。なお、本論文で落橋防止装置として桁間連結ケーブルを取り上げた理由は、落橋防止装置には桁と橋脚をつなぐ形式、桁と桁をつなぐ形式、さらには橋脚天端に桁の移動を制限する壁を設ける形式などがあるが、桁と橋脚をつなぐ形式や橋脚天端に桁の移動を制限する壁を設ける形式では、桁の移動を抑止する際に橋脚に新たな力が作用することになる。そこで、本論文では、落橋の可能性を低減させ、しかも橋脚への負担もほとんど無いと考えられる桁間連結ケーブルに着目することにした。

表-1 橋脚の質量および基礎の質量、回転慣性

	橋脚の質量 (ton)	基礎の質量 (ton)	回転慣性 ($\text{ton} \cdot \text{cm}^2$)
Pier-1,4	89.65	167.65	6600
Pier-2	98.81	206.11	12000
Pier-3	77.18	167.65	6600

2. 解析対象高架橋の概要

本研究で解析対象とした高架橋の振動単位は、大阪市の新御堂筋高架橋のスパン 30m の3径間連続高架橋である¹⁶⁾。図-2に解析対象高架橋の概要図を示す。なお、Pier-1とPier-4は同じ構造をしている。この高架橋を複数個併設した橋梁群を設定し、各構造部材のモデル化を試み、地震時における高架橋全体系の挙動解析を行うことにした。なお、解析は橋軸方向に対してのみ行っている。

(1) 各構造要素のモデル化

a) 橋脚のモデル化

高架橋の橋脚の単調載荷時の水平耐力ー水平変位関係を図-3に示す。橋脚の水平耐力ー水平変位の関係は、現行の道路橋示方書に示されているコンクリートの応力ーひずみ曲線を用いて算出した。対象とした高架橋の橋脚はRC橋脚のため、解析時に用いる復元力特性としては、図-4に示すようなDegrading Tri-Linear型を採用した。橋脚の質量は表-1に示すとおりである。また、動的応答解析で用いた減衰定数はRC橋脚の解析において通常用いられている0.02とした。

b) 基礎のモデル化

基礎については、水平方向ならびに回転方向の2

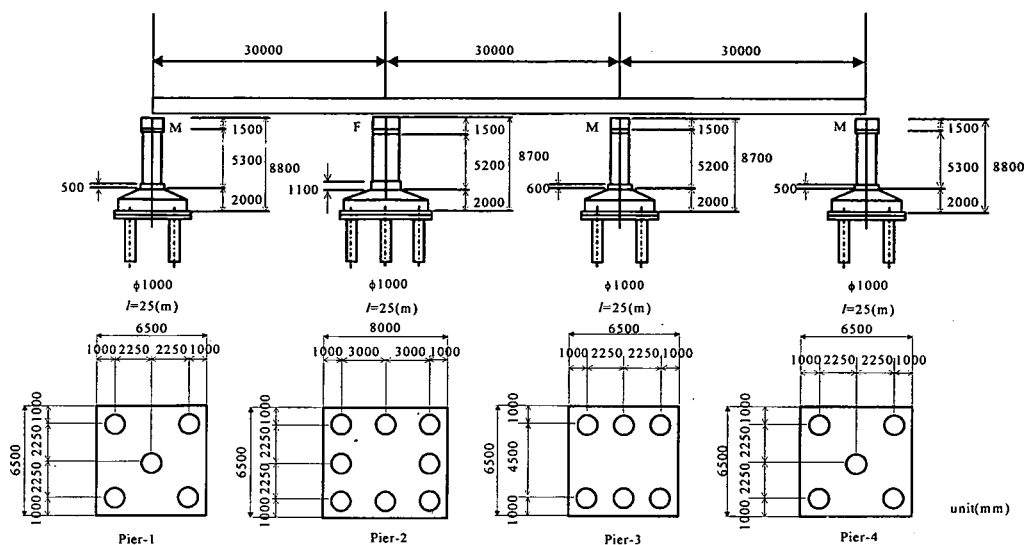


図-2 3 径間連続高架橋概要図

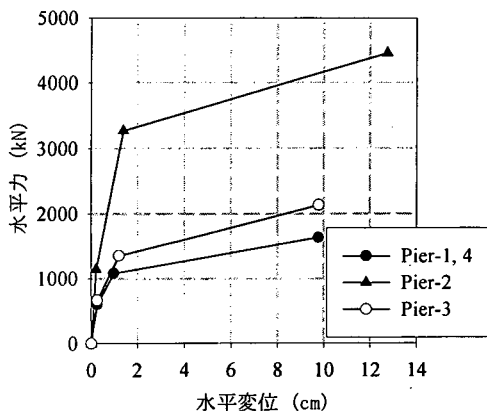


図-3 各橋脚の水平力-水平変位関係

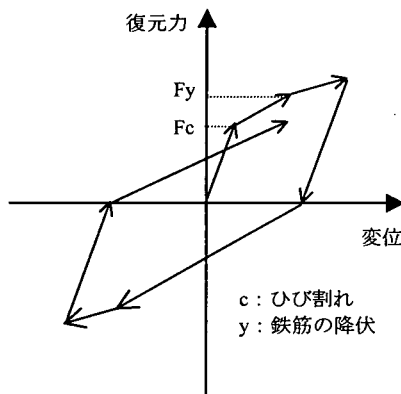


図-4 橋脚の復元力特性

$$I = \frac{1}{12} M (a^2 + b^2) \quad (1)$$

ここで、 I : 基礎の回転慣性、 M : 基礎の質量、 a : 基礎の深さ、 b : 基礎の橋軸方向の幅

c) 固定支承のモデル化

固定支承 (Pier-2) の復元力は、図-7 に示すようにモデル化した。このモデルは、固定支承が破損した後は、橋脚と上部構造 (桁) の間に動摩擦力が発生することを考慮したモデルである。図-7 に示す水平力のピーク F_l は支承を構成する材料の許容応力を考慮し、式(2)により算出する。

$$F_l = k_h \cdot W_u \cdot \frac{1.7}{1.5} \quad (2)$$

自由度を考慮した。図-5、6 に道路橋示方書に示されている杭基礎の有限要素解析により得られたフーチング中心における水平力-水平変位関係と転倒モーメント-回転角関係を示す。解析においては、基礎の耐力が橋脚の耐力よりも十分大きいので復元力モデルは図-5、6 で得られた骨格曲線の初期剛性を用いた線形モデルとした。なお、動的応答解析で用いた減衰定数は基礎の解析において通常用いられている 0.15 とした。

基礎の質量および回転慣性を表-1 に示す。ここで、回転慣性については、本解析では、橋軸方向についてのみ考えているため、基礎の深さ (すべての橋脚の基礎で 2m) と基礎の橋軸方向の幅 (図-2 参照) を用いて、式(1)により求めている。ただし、式(1)からわかるように、上部構造の影響は本解析では無視している。

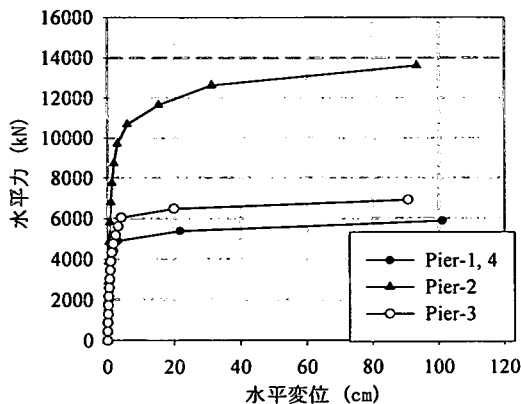


図-5 基礎の水平力-水平変位関係

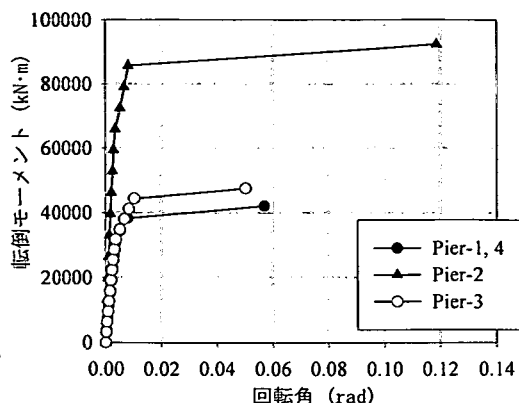


図-6 基礎の転倒モーメント-回転角関係

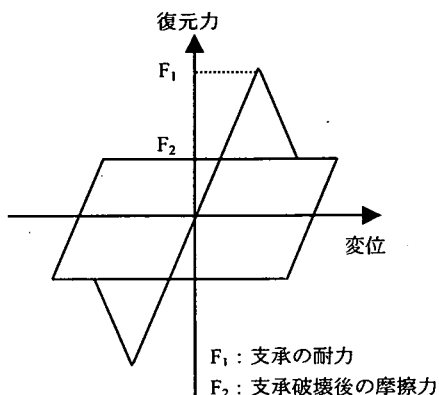


図-7 固定支承の復元力モデル

ここで、 k_h : 設計水平震度 (解析対象高架橋は0.3), W_u : 支承に作用する上部構造重量 (7940kN), 1.7: 許容応力度の換算時の安全率, 1.5: 地震時割り増しの換算係数である。 F_1 は計算により2700kNとなる。

また、図-7に示す固定支承破壊後の動摩擦力 F_2 は、固定支承に作用する死荷重反力 (2900kN) と動摩擦係数の積として設定している。動摩擦係数は0.05, 水平復元力のピーク値 F_1 までの剛性は Pier-2 の初期剛性の100倍とし、5400(kN/m)とした。これらの値 (動摩擦係数および初期剛性) は著者らによる研究成果¹⁶⁾に基づいている。なお、動的応答解析に用いた減衰定数は0.05である。また、本解析対象高架橋は2主桁のため支承は橋脚天端に2基設置されているが、解析では合計した値を用いている。可動支承についても同様である。

d) 可動支承のモデル化

可動支承 (Pier-1,3,4) の復元力は、図-8に示すようにモデル化した。このモデルは、可動支承の移動制限装置が破損した後は、橋脚と上部構造 (桁) の

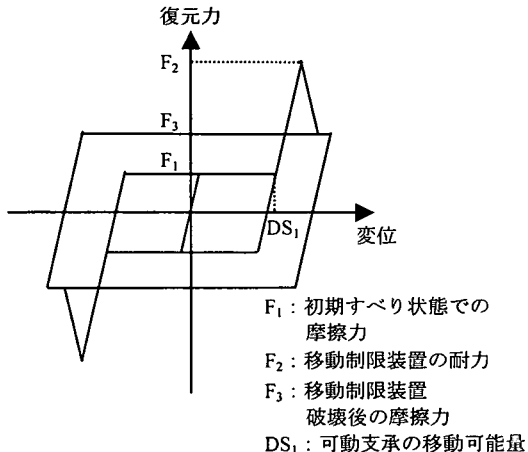


図-8 可動支承の復元力モデル

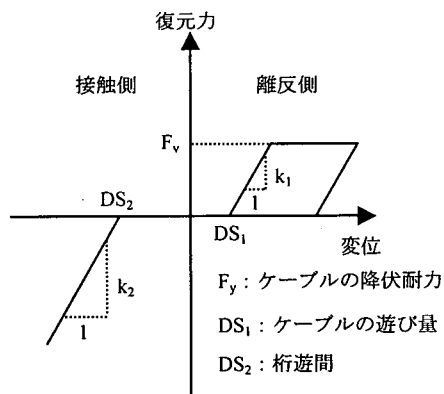


図-9 桁間連結ケーブルの復元力モデル

間に動摩擦力が発生することを考慮したモデルである。対象高架橋の支承構造より図-8に示した可動支承の移動可能量 (DS_1) は、片方向50mmとなっている。可動支承の可動状態 (健全な状態) での転がり摩擦力 F_1 は、死荷重反力の0.01倍に設定した。水平

F : 固定支承, M : 可動支承

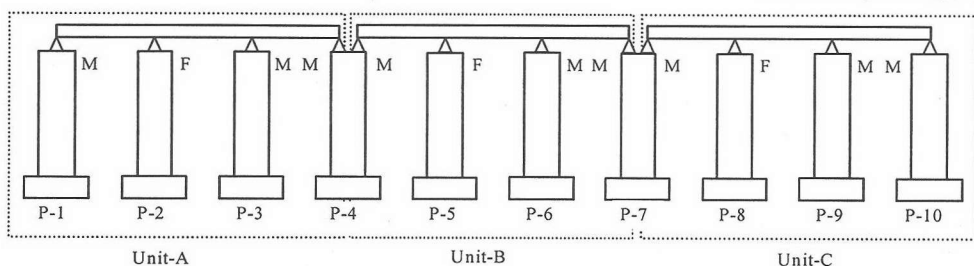


図-10 解析モデル

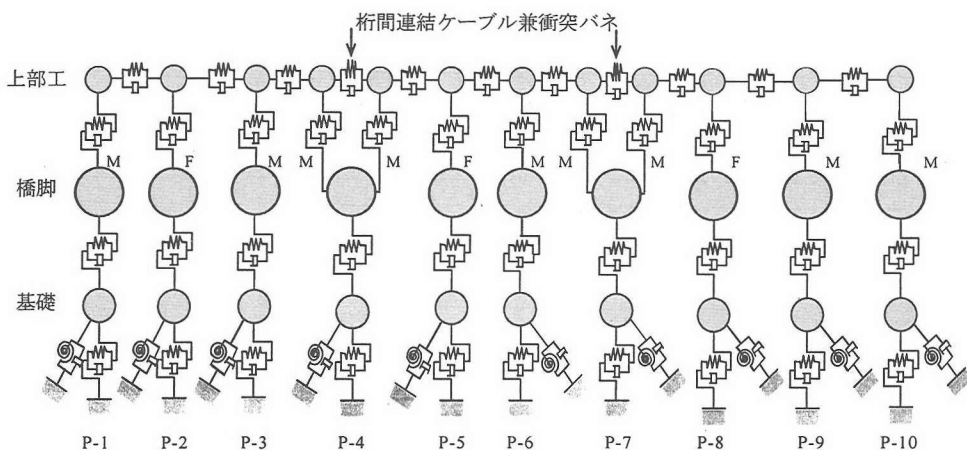


図-11 バネ-質点-ダッシュポット系モデル

復元力のピーク値 F_2 は、可動支承が移動制限装置に衝突し、それ以上の変位が抑えられるため発生することから、可動支承設計時の水平力 ($=k_h \cdot 1.5 \cdot R_d$, R_d : 死荷重反力) を基本とし、固定支承と同様に許容応力度の換算と地震時割り増しの換算を考慮して式(3)により算出した。

$$F_2 = k_h \cdot 1.5 \cdot R_d \cdot \frac{1.7}{1.5} \quad (3)$$

さらに、可動支承の破損後の動摩擦力 F_3 については、固定支承の時と同様に、可動支承に作用する死荷重反力と動摩擦係数の積として設定し、解析において動摩擦係数は、固定支承の場合と同じく 0.05 とした。なお、Pier-1, 4 の死荷重反力は 1060 kN であり、Pier-3 の死荷重反力は 2910 kN である。また、動的応答解析で用いた減衰定数は 0.00 (減衰無し) である。

e) 桁間連結ケーブルのモデル化

本研究では、写真-1 に示すような桁間連結ケーブルを考慮した。図-9 に桁間連結ケーブルの復元力特性を示す。復元力特性において、離反側とは、隣接桁が離れる場合を示し、桁間連結ケーブルに張力を

発生させる変位方向を表している。図-9 の DS_1 は桁間連結ケーブルが効き始めるときの相対変位量 (遊び量) を表しており、本解析では 10cm に設定した。 F_y はケーブルの降伏耐力を示している。なお、本解析ではケーブルの破断という現象については考慮していない。本高架橋モデルの桁間連結ケーブルに作用する設計地震力 H_F を道路橋示方書¹⁾の式 (13.3.1) より求めると、設計地震力 H_F は 1620kN となる。桁間連結ケーブルの降伏耐力 F_y の基準値は、この設計地震力と等しいと考えた。ケーブルの降伏応力 (σ_y) を 300N/mm²、ケーブルの長さ (ℓ) を 2m、ケーブルのヤング率 (E) を 200kN/mm² とすると、ケーブルの剛性 (図-9 の k_t) はケーブルの降伏耐力 (F_y) を用いて式(4)により求めることができる。

$$k_t = \frac{E F_y}{\ell \sigma_y} \quad (4)$$

つづいて、接触側とは、隣接桁同士が近づく場合を示している。本研究では桁間衝突現象を線形バネによりモデル化した。この時のバネ剛性は桁の軸方向剛性と同一値を用いている^{16), 17)}。

表-2 解析ケース (Case 1 から Case 4)

	桁間連結ケーブル	降伏耐力 (kN)	ケーブルの剛性 (kN/mm) 式(4)より算出
Case 1	なし		
Case 2	あり	810	270
Case 3	あり	1620	540
Case 4	あり	3240	1080

表-3 解析ケース (Case 5 から Case 7)

	桁間連結ケーブル	降伏耐力 (kN)	ケーブルの剛性 (kN/mm)
Case 5 (Case 3と同じ)	あり	1620	540
Case 6	あり (緩衝型)	1620	270
Case 7	あり (緩衝型)	1620	54

表-4 橋脚の最大応答変位

	ケーブルの耐力 (kN)	P-4	P-5	P-6	P-7
Case 1	なし	1.47	13.51	0.97	1.25
Case 2	810	1.47	13.52	0.98	1.25
Case 3	1620	1.47	13.52	0.97	1.25
Case 4	3240	1.47	13.52	0.97	1.25

単位 (cm)

表-5 桁と橋脚の最大相対変位

位置	橋脚	P-4		P-7	
	桁	Girder-A	Girder-B	Girder-B	Girder-C
Case 1		17.00	21.79	18.03	12.78
Case 2		17.00	21.79	17.63	12.78
Case 3		17.00	21.79	17.29	12.78
Case 4		17.00	21.79	16.81	12.78

単位 (cm)

(2) 解析モデル

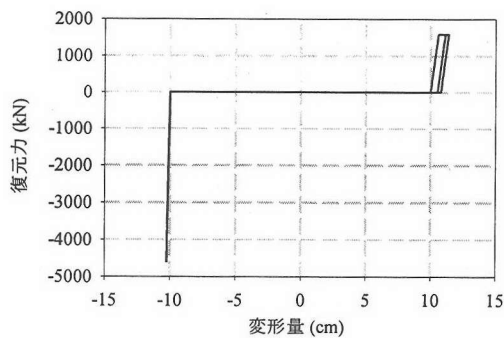
解析モデルとしては、図-10 に示すモデルを考えた。図-10 は先に図-2 に示した 3 径間連続高架橋を 3 つ並べたものである。ここでは、1 つの 3 径間連続高架橋を Unit とよび、左から Unit-A, Unit-B, Unit-C と呼ぶことにする。図-11 に図-10 のバネ-質点-ダッシュポット系モデルを示す。なお、本モデルの総自由度は 42 自由度である。

(3) 解析ケース

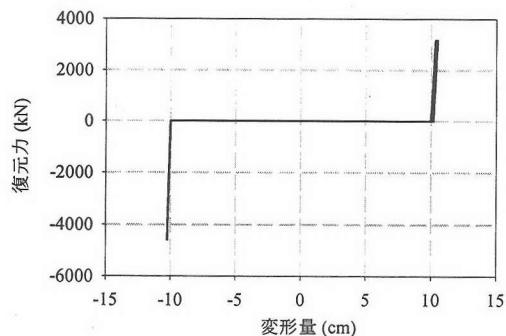
図-10 で示した 3 つの高架橋 (Unit-A, B, C) が同じ固有周期の場合は、予備解析の結果、3 つの高架橋がそれぞれ同じ位相で振動するため、桁間の相対変位がほとんど生じないことがわかった。そこで、本研究では、Unit-C の上部構造重量を Unit-A, Unit-B の上部構造重量の 2/3 倍することにより、Unit-C の固有周期を変化させ、桁間の相対変位が大きくなるようにした。実在の高架橋群においても同じ固有周期の高架橋が隣接することは地盤条件や立地条件などから少ないと考えられる。なお、Unit-C では、上部構造重量を変化させたため、支承耐力は変化した。橋脚の寸法および耐力、基礎の寸法および耐力は変化させていない。固有振動解析の結果、Unit-A,

B, C の固有周期はそれぞれ、0.796sec, 0.796sec, 0.670sec である。

表-2 および表-3 に解析ケースを示す。表-2 に示す Case 1 から Case 4 は、桁間連結ケーブルの有無および桁間連結ケーブルの耐力の違いに着目したものである。Case 3 が桁間連結ケーブルの降伏耐力を桁間連結ケーブルに作用する設計地震力 H_F と等しくした場合であり (2-(2)-e) 項参照), Case 2 は桁間連結ケーブルの降伏耐力を設計地震力の 0.5 倍, Case 4 については桁間連結ケーブルの降伏耐力を設計地震力の 2.0 倍とした場合である。表-3 に示す Case 5 から Case 7 は、ケーブルの降伏耐力は桁間連結ケーブルに作用する設計地震力 (H_F) と同じであるが、ケーブルの初期剛性を変化させた場合である。これは、図-1 に示したとおり、桁間連結ケーブルにゴムを設置することにより、ケーブルに力が作用し始める瞬間はゴムの変形により、ケーブルの剛性を一時的に低減させることを表したものである。Case 5 は Case 3 と同じ解析条件であり、Case 6 および Case 7 については、初期剛性をそれぞれ Case 5 の 0.5 倍、0.1 倍とした。ここで、緩衝型ケーブルの初期剛性を 0.5 倍と 0.1 倍に設定した理由は以下の通りである。ゴムの弾性係数は材質によりことなるため一概に決める



(a) Case 3



(b) Case 4

図-12 桁間連結ケーブルに作用する力

表-6 桁間の最大相対変位

	Unit-A と Unit-B の間		Unit-B と Unit-C の間	
	離反側	接触側	離反側	接触側
Case 1	0.11	2.43	13.65	10.24
Case 2	0.66	2.43	12.40	10.24
Case 3	1.92	2.43	11.46	10.24
Case 4	3.10	2.43	10.50	10.24

単位 (cm)

ことは難しいが、鋼の弾性係数の 1%以下になる。緩衝型桁間連結ケーブルの剛性の決定法として、単純にゴム（弾性係数 k_2 ）とケーブル（弾性係数 k_1 ）が直列につながっているとするとそれらを合わせた剛性（ k_0 ）は $k_0 = (k_1 k_2) / (k_1 + k_2)$ となり、 k_2 を $0.01 k_1$ と設定すると k_0 も約 $0.01 k_1$ となり、従来型の桁間連結ケーブルの初期剛性の 0.01 にまで剛性が低下する。実際の緩衝型桁間連結ケーブルはそれよりも剛性が高いと考え、緩衝型桁間連結ケーブルの剛性は従来型の桁間連結ケーブルの剛性の 0.1 倍と 0.5 倍の 2 種類を本論文で取り上げることにした。なお、入力地震波は、1995 年兵庫県南部地震にて JR 鷹取駅で観測された南北方向（N-S 成分）の地震波を用いた。

3. 解析結果および考察

(1) 桁間連結ケーブルの耐力を変化させた場合

a) 橋脚の最大応答変位

Case 1 から Case 4 において、P-4 橋脚から P-7 橋脚の最大応答変位、桁と橋脚の最大相対変位（落橋側：桁が橋脚から落ちる方向）をそれぞれ表-4、5 に示す。なお、表-5 の Girder-A, B, C はそれぞれ Unit-A, B, C の桁を表している。

表-4 より桁間連結ケーブルの有無ならびにケーブル降伏耐力が橋脚の最大応答変位に与える影響はほとんどないことがわかる。一方、表-5 より、桁間連結ケーブルをつけることにより、Girder-B と P-7 橋

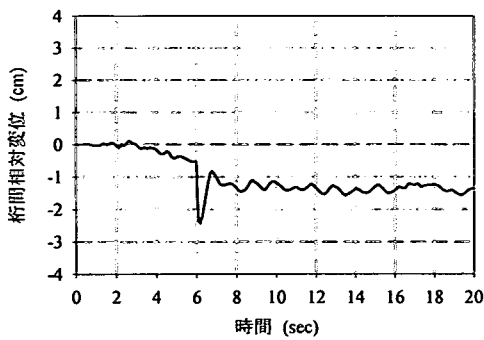
脚の最大相対変位が小さくなっており、落橋を防ぐ効果があることがわかる。しかしながら、Girder-B と P-4 橋脚の最大相対変位には違いがない。これは、後述するが、Unit-A, B 間に設置した桁間連結ケーブルには力が作用していないためであると考えられる。すなわち、桁間連結ケーブルに力が作用するならば、桁と橋脚の最大相対変位が小さくなり、またケーブル耐力が大きいほど、落橋防止効果が十分に現れることがわかる。

図-12 に Case 3 および Case 4 において、桁間連結ケーブルの変形量—力関係を示す。図の右側の平行四辺形の面積が地震時における桁間連結ケーブルの吸収エネルギーを表している。本解析において、地震時に高架橋全体系に入力されるエネルギー量は約 18,000 kN・m であるが、図-12 より桁間連結ケーブルによる吸収エネルギー量は約 20 kN・m であり、高架橋に入力された地震エネルギーの約 0.1% である。このため、桁間連結ケーブルを設置しても、表-4 に示したとおり、橋脚の最大応答変位には、ほとんど差が現れないと考えることができる。

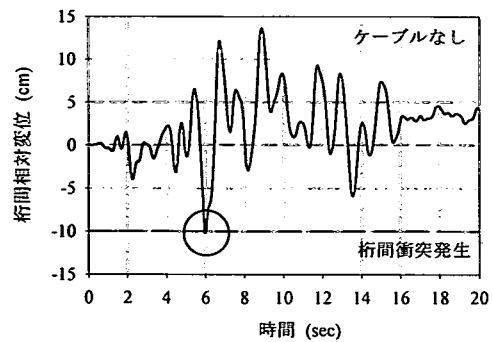
b) 桁間の最大相対変位

表-6 に桁間の最大相対変位を、Case 1, 3, 4 の桁間の相対変位の時刻歴をそれぞれ図-13, 14, 15 に示す。

表-6 より、Unit-B と Unit-C の間では、桁間連結ケーブルを設置することにより桁間が離れていく方向（離反側）に対する抑制効果があることがわかる。

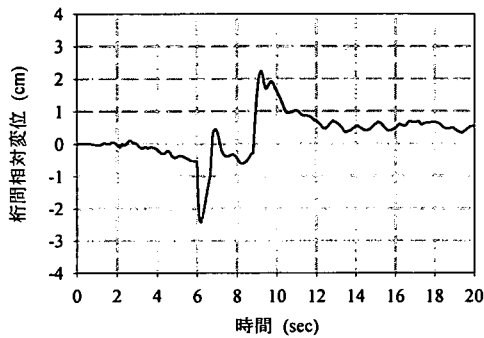


(a) Unit-A と Unit-B の間

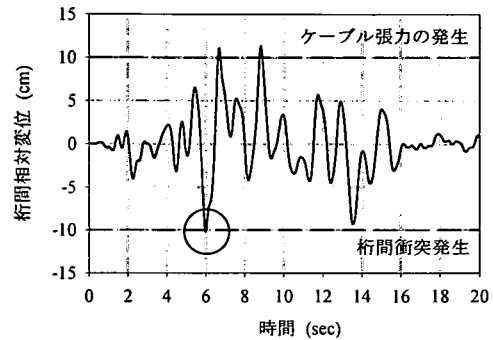


(b) Unit-B と Unit-C の間

図-13 桁間相対変位の時刻歴 (Case 1)

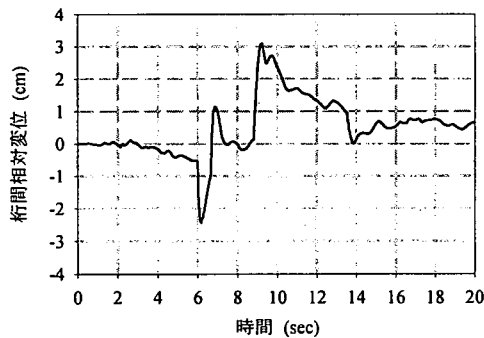


(a) Unit-A と Unit-B の間

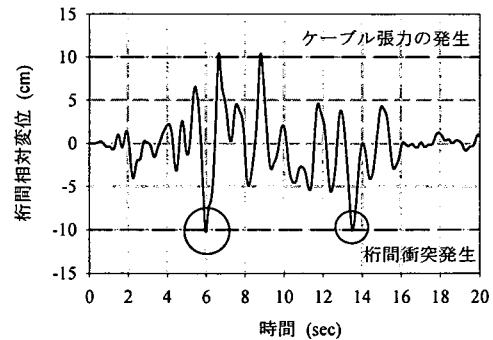


(b) Unit-B と Unit-C の間

図-14 桁間相対変位の時刻歴 (Case 3)



(a) Unit-A と Unit-B の間



(b) Unit-B と Unit-C の間

図-15 桁間相対変位の時刻歴 (Case 4)

しかしながら、図-13と図-14を比較すると、ケーブルがない場合 (Case 1) では、Unit-AとUnit-Bがほぼ等しい固有周期のため、Unit-A、B間の相対変位がほとんど見られなかったのが、ケーブルをつける (Case 3) ことにより、ケーブルが2度目に作用した9秒付近でUnit-A、B間の相対変位が大きくなっていることがわかる。また、Unit-B、C間で桁間衝突が起きる6秒付近で、Unit-A、B間の相対変位も接触側に大きく変位している。すなわち、Unit-A、Bは同じ固有周期を有しているが、固有周期の違うUnit-Cが隣

接していることにより、Unit-A、B間の相対変位が大きくなることが分かる。さらに、図-14と図-15を比較すると、ケーブル耐力を大きくするとUnit-B、C間の離反側の最大相対変位は小さくなるが、Unit-A、B間の離反側の最大相対変位が大きくなる。また、ケーブル耐力を大きくすることにより、図-15から分かるようにUnit-B、C間で2度目の桁間衝突が発生している。これは、ケーブル耐力を大きくしたことにより、桁が離れる方向の動きを制限しすぎたためと考えられる。これらの結果より、ケーブル耐力は大

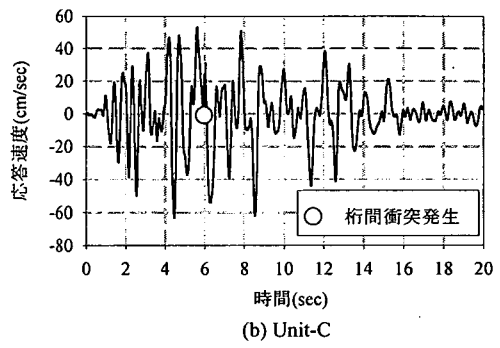
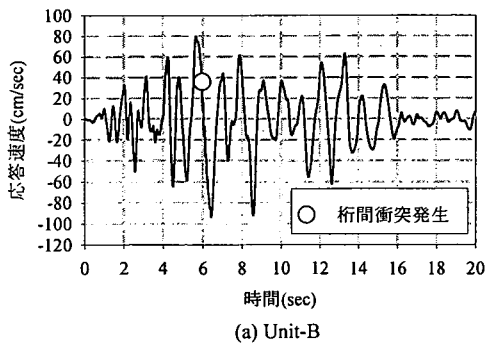


図-16 桁の応答速度の時刻歴 (Case 1)

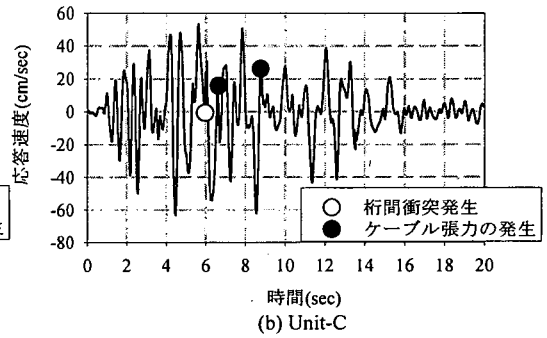
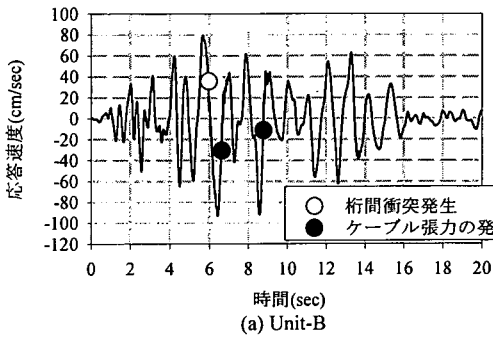


図-17 桁の応答速度の時刻歴 (Case 3)

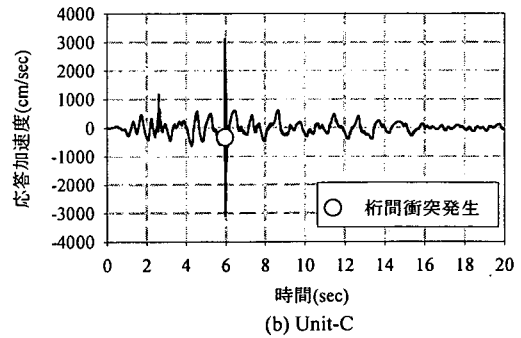
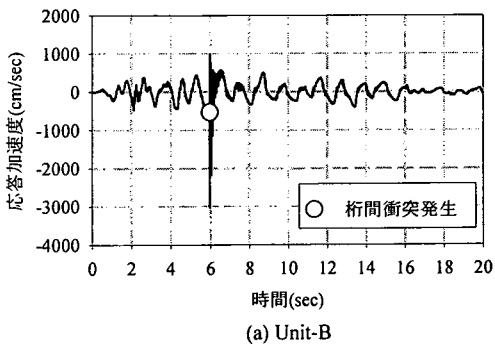


図-18 桁の応答加速度の時刻歴 (Case 1)

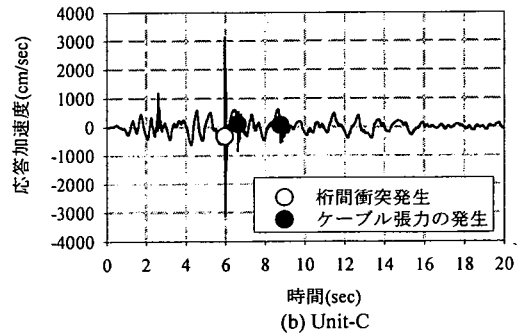
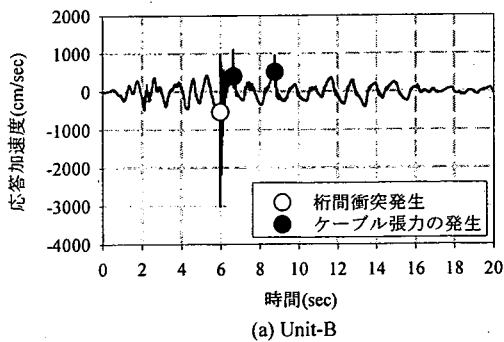


図-19 桁の応答加速度の時刻歴 (Case 3)

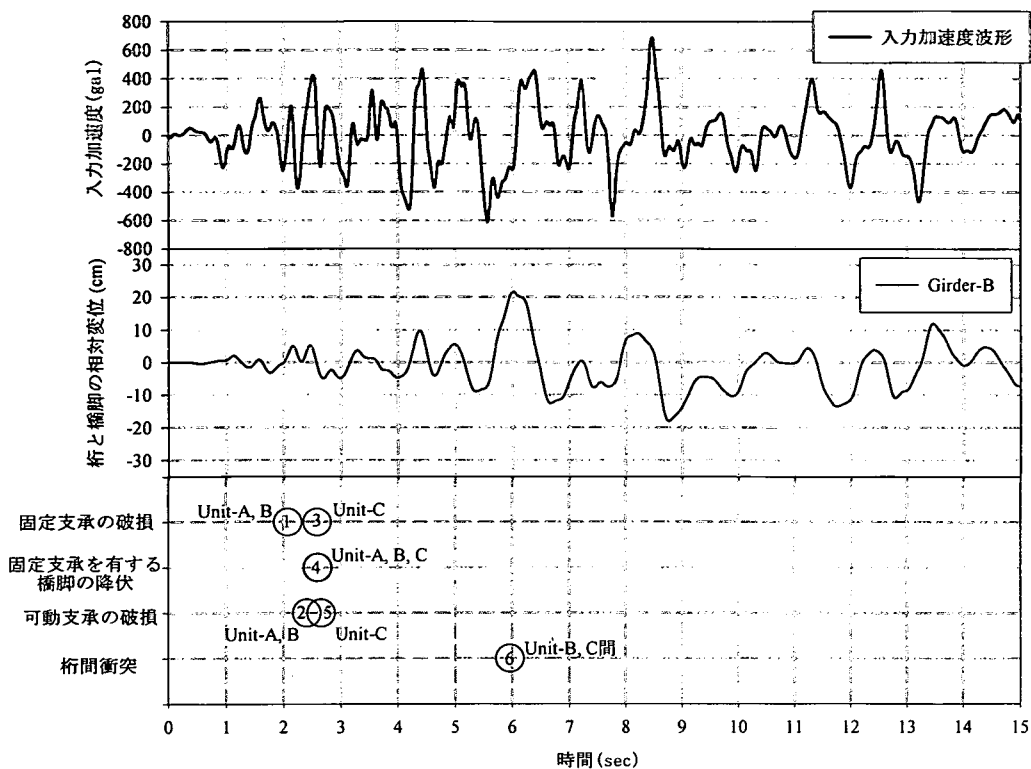


図-20 構造要素の破壊の進行状況 (Case 1)

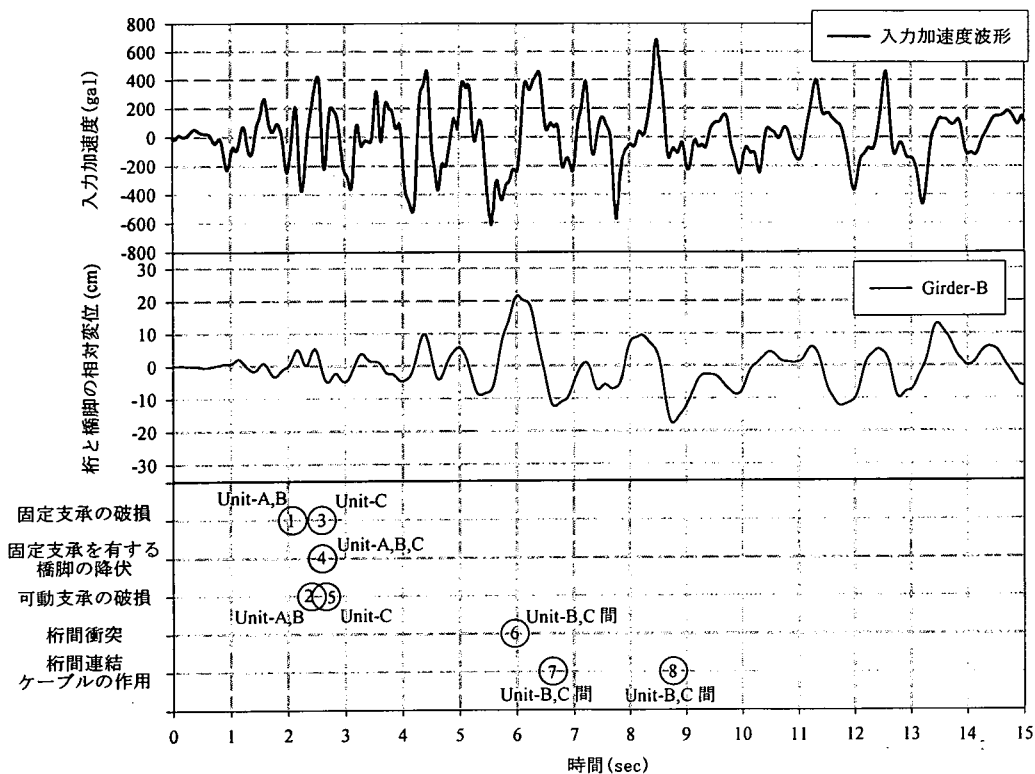


図-21 構造要素の破壊の進行状況 (Case 2)

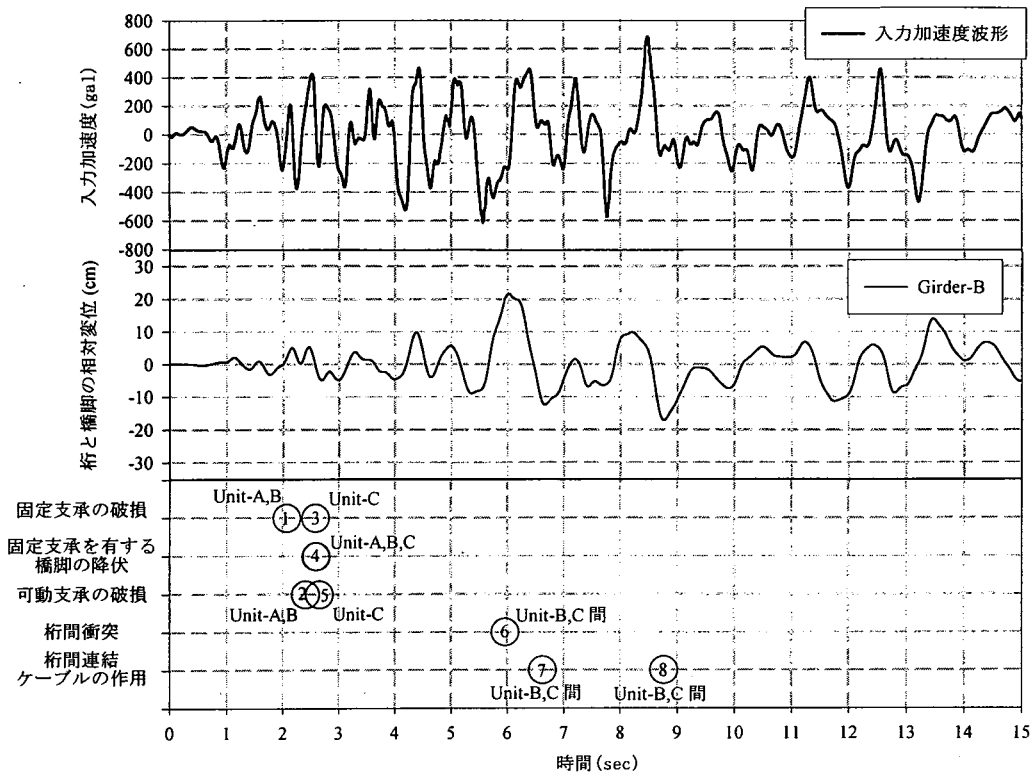


図-22 構造要素の破壊の進行状況 (Case 3)

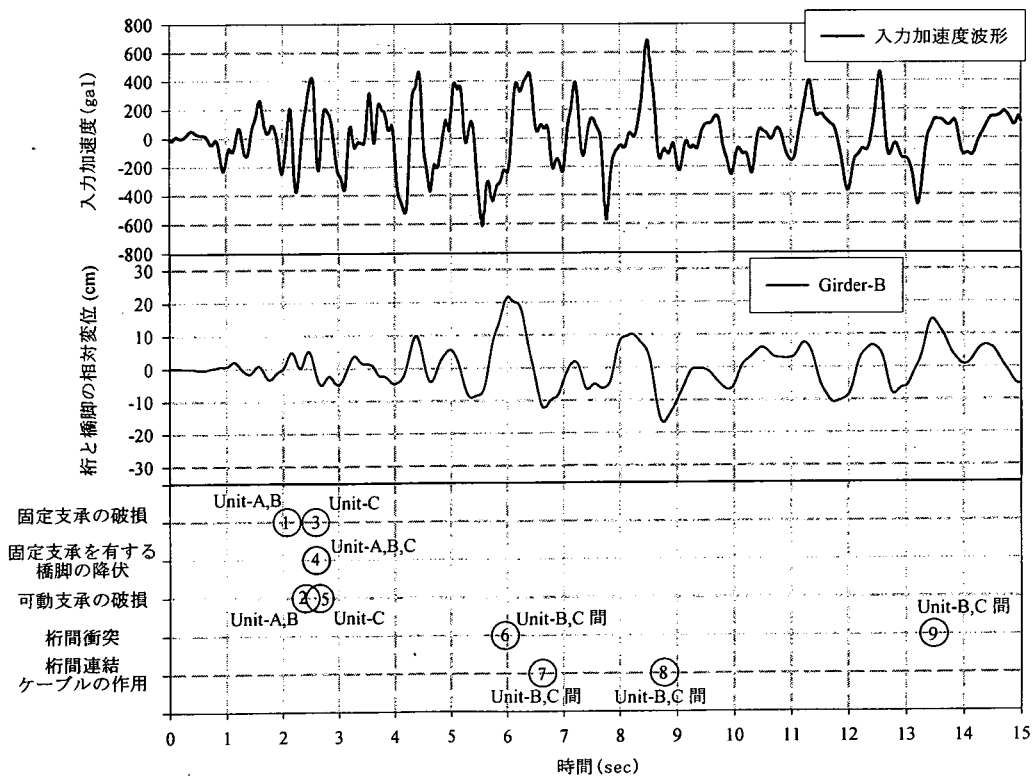


図-23 構造要素の破壊の進行状況 (Case 4)

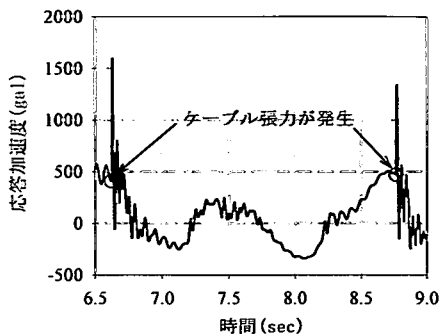


図-24 桁Bの応答加速度 (Case 5)

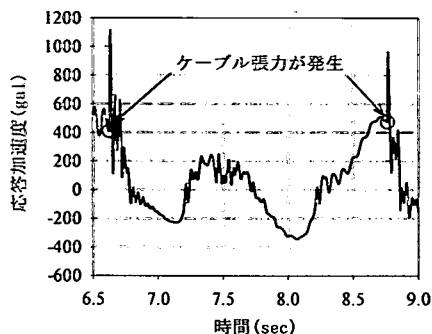


図-25 桁Bの応答加速度 (Case 6)

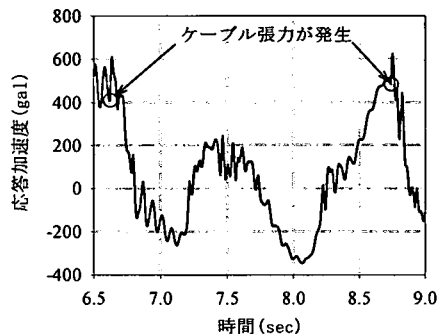


図-26 桁Bの応答加速度 (Case 7)

表-7 橋脚の最大応答変位

	P-4	P-5	P-6	P-7
Case 5	1.47	13.52	0.97	1.25
Case 6 (緩衝型)	1.47	13.52	0.97	1.25
Case 7 (緩衝型)	1.47	13.52	0.97	1.25

単位 (cm)

表-8 桁と橋脚の最大相対変位

位置	橋脚	P-4		P-7	
	桁	Girder-A	Girder-B	Girder-B	Girder-C
Case 5		17.00	21.79	17.29	12.78
Case 6 (緩衝型)		16.99	21.79	17.21	12.78
Case 7 (緩衝型)		16.99	21.79	17.35	12.78

単位 (cm)

表-9 桁間の最大相対変位

	Unit-A と Unit-B の間		Unit-B と Unit-C の間	
	離反側	接触側	離反側	接触側
Case 5	1.92	2.43	11.46	10.24
Case 6 (緩衝型)	2.24	2.43	11.39	10.24
Case 7 (緩衝型)	2.06	2.43	11.91	10.24

単位 (cm)

きすぎると、隣接する高架橋への影響が大きくなったり、桁間衝突の可能性が増大するため、ケーブル耐力の決定には注意を要することがわかる。なお、ケーブルの最大伸び量は表-6において離反側の桁間の最大相対変位から10cmを引いた値である。すなわち桁間連結ケーブルの最大伸び量は2.4cm程度であり、仮定したケーブル長(2m)に比べると約1%の伸び量に相当し、ケーブルの破断には至らないことが分かる。

c) 桁の応答速度と応答加速度

Case 1およびCase 3におけるUnit-BとUnit-Cの桁の応答速度を図-16、17に、Unit-BとUnit-Cの桁の応答加速度を図-18、19に示す。図-16、17より、桁の最大速度は1m/sと伊津野・武野の研究成果¹²⁾(1m/sから2m/s)とほぼ同様な値を示している。しかしながら、衝突時の桁の応答速度は必ずしも桁の最大応

答速度ではないことがわかる。また、ケーブルを設置したことにより、桁の応答速度に明確な差はあらわれなかった。

図-18、19より桁間衝突の直後に桁の応答加速度が非常に大きな値を示していることがわかる。また図-19よりケーブルに力が作用するときにおいても、桁間衝突時ほどではないが、瞬間的に大きな加速度が発生していることがわかる。なお、図-18、図-19において2.6秒付近で1200gal程度の応答加速度を示しているが、これは、可動支承の変位が移動制限値に至り、移動制限装置との衝突が発生したためである。この衝突は、可動支承の変位-復元力関係の履歴から判断している。

d) 破壊のシナリオ

Case 1からCase 4における構造要素の破壊の進行状況を図-20から図-23に示す。図は上から入力加速

度波形, Girder-B と P-7 橋脚の相対変位 (落橋側: 桁が落橋する方向), 破損の進行状況を示している。また, 破損の進行状況での丸数字は破損の順番を表している。さらに, ①の上に Unit-A,B とあるのは, Unit-A,B の固定支承がほぼ同時 (0.1 秒以内) に破損していることを表している。なお, 固定支承の破損が起きた時間については, 支承の変位-復元力関係の履歴より判断している。図-20 よりわかるとおり Unit-C の上部構造重量は Unit-A, B に比べて軽いため, 固定支承の破損や可動支承の破損までの時間は Unit-A, B に比べて遅くなっているが, 橋脚の質量や降伏耐力は Unit-A, B, C はいずれも同じであることがわかる。また, 固定支承ならびに可動支承の破損後に桁の応答が大きくなり, 桁間衝突が発生している。

さらに, 図-22 と図-23 を比較すると, Case 4 では Case 3 では起きてない 2 度目の桁間衝突が起きることがわかる。図-21 から図-23 より, 桁間衝突が起きるまでは図-20 に示したケーブルがない場合と同じ破壊の進行状況を示しており, また本解析において, 桁間連結ケーブルは, 固定・可動支承の破損が起きてから, 耐震性向上効果を発揮することがわかる。なお, 本論文での耐震性向上とは, 桁間の相対変位が大きくなることを防ぐことを指しており, Case 4 においては桁間衝突が 2 回起きている点は, 桁端部の損傷を防ぐことを重視したときにおいては好ましくない状況であるといえる。

(2) 緩衝型桁間連結ケーブルを設置した場合

a) 最大応答変位

まず Case 5 から Case 7 において, P-4 橋脚から P-7 橋脚の最大応答変位, 桁と橋脚の最大相対変位 (落橋側: 桁が落橋する方向), 桁間の最大相対変位を表-7 から表-9 に示す。表-7 から表-9 より, 高架橋全体としての最大応答変位については, ほとんど差がないことがわかる。これは先に述べたとおり, 桁間連結ケーブルを設置しても, 桁間連結ケーブルが吸収できる地震のエネルギーが少ないからと考えられる。

b) 桁の応答加速度

次に, Girder-B に作用する応答加速度に着目してみた。図-24 から図-26 に Case 5 から Case 7 における加速度応答を示す。図-24 から図-26 より, ケーブルの剛性が小さくなるにつれ, すなわちケーブルに緩衝材を設置すると, ケーブルが効き始めた直後の最大応答加速度が, 小さくなっていることが分かる。つまり, 緩衝型桁間連結ケーブルを設置することに

より, 加速度波形がスパイク状にならず, 最大応答加速度が小さく抑えられることが分かる。急激な加速度変化は, 衝撃力の作用に他ならず, 緩衝装置の衝撃緩衝効果が表れているといえる。

4. まとめ

落橋防止システムには桁間連結ケーブルの他にもさまざまな構造をしたものもあるが, ここではその 1 例として桁間連結ケーブルに着目した。高架橋全体系解析において, 桁間連結ケーブルの有無, 桁間連結ケーブルの耐力の違い, さらには緩衝型桁間連結ケーブルを設置した場合について考察を行った。また, 破壊の進行状況を図視化し, 桁間連結ケーブルの機能状況を明らかにした。下記に本解析結果のまとめを箇条書きにて示す。

- 1) 桁間連結ケーブルを設置しても, 橋脚の最大応答変位や桁の応答速度に与える影響はとても小さい。
- 2) 桁間連結ケーブルの耐力を向上させると, 隣接桁が離れていく方向の桁の移動に対しての抑制効果は大きい, 桁間衝突が起こる可能性が大きくなる。
- 3) 緩衝型桁間連結ケーブルを設置しても, 橋脚の最大応答変位, 桁-橋脚の最大相対変位などの変位応答に与える影響は小さい。
- 4) 緩衝型桁間連結ケーブルを設置すると, ケーブルが効き始めるときの加速度波形がスパイク状波形にならず, 緩衝効果が期待できる。
- 5) 支承の破壊点などを復元力特性に明確に定義することにより, 破壊の進行状況を図視化することができ, 桁間連結ケーブルの作用時の高架橋の状況などが把握できる。

本研究は, 落橋防止構造として桁間連結ケーブルに着目したが, 落橋防止構造のモデル化を適切に行えば, 桁-橋脚連結ケーブルや変位制限ブロックなどを考慮した解析も行えると考えられる。また, 破壊の進行状況を示すことにより, 落橋防止構造に期待する役割を明確に定義することもできると考えられる。

謝辞: 本解析を行うにあたり土木学会関西支部緩衝型落橋防止システムに関する調査研究委員会 (委員長: 家村浩和教授 (京都大学大学院)) の委員から多数の助言をいただきました。特に伊津野和行教授 (立命館大学), 園田佳巨助教授 (九州大学大学院), 高橋良和助手 (京都大学大学院) には, 有益な助言をいただいたことに感謝を表します。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，1996.12.
- 2) 園田佳巨，衛藤芳昭，石川信隆，生駒信康，彦坂照：ゴム緩衝ピンを用いた落橋防止連結板の静的および動的応答特性に関する実験的考察，土木学会論文集，No.598/I-44，pp.333-346，1998.7.
- 3) 梅曙東，西村宣男，北脇道夫，福田清，松崎慎一郎：隣接橋梁の地震時衝突による衝撃力の緩和法に関する実験，鋼構造年次論文報告集，第7巻，pp.1-8，1999.11.
- 4) 都築昭夫，長島文雄，中田宏司，金子修，大竹省吾：鋼製緩衝材の荷重変形特性に関する実験的検討，鋼構造年次論文報告集，第7巻，pp.9-14，1999.11.
- 5) 長島文雄，皆川勝，島田泰至，寺尾圭史，佐藤森：鋼製緩衝材の荷重変形特性に関する解析的検討，鋼構造年次論文報告集，第7巻，pp.15-22，1999.11.
- 6) 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.71-83，2000.10.
- 7) 西本安志，梶田幸秀，石川信隆，西川信二郎：落橋防止システム用緩衝材としての積層繊維補強ゴムの落錘式衝撃実験と伝達荷重の予測に関する一考察，構造工学論文集，Vol.45A，pp.1655-1664，2001.3.
- 8) 越峠雅博，運上茂樹，足立幸郎，長屋和宏：弾塑性型特性を有する円筒形ゴム製緩衝装置の衝撃緩衝効果に関する実験研究，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.99-112，2001.4.
- 9) 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.219-234，2001.4.
- 10) 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.129-142，1999.1.
- 11) 庄司学，川島一彦，Anat Ruangrassamee，運上茂樹，足立幸郎，長屋和宏：桁間衝突の影響に対するゴム製緩衝装置の有効性に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.45A，pp.891-902，1999.3.
- 12) 伊津野和行，武野志之歩：地震時の橋梁における隣接部材の衝突速度に関する考察，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，pp.209-214，1999.12.
- 13) 伊津野和行，小林絃士，鎌田耕平：桁落下を想定した桁間ケーブル連結装置の所要条件に関する考察，土木学会論文集，No.668/I-54，pp.319-324，2001.1.
- 14) 川島一彦，渡邊学歩：斜橋における落橋防止構造の有効性に関する研究，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.141-159，2001.4.
- 15) 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.223-232，2000.7.
- 16) 梶田幸秀，渡邊英一，杉浦邦征，丸山忠明，永田和寿：鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震時応答性状と落橋防止装置の有効性の検討，構造工学論文集，Vol.45A，pp.903-914，1999.3.
- 17) 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，土木学会論文集，Vol.308，pp.123-126，1981.4.
- 18) 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.125-139，2001.4.

(2001. 10. 12 受付)

SEISMIC RESPONSE OF ELEVATED BRIDGES WITH GIRDER-TO-GIRDER CONNECTOR SUBJECTED TO STRONG GROUND MOTIONS

Yukihide KAJITA, Kunitomo SUGIURA and Eiichi WATANABE

Studied herein is the effect of the girder-to-girder connector on the overall response of the elevated bridges subjected to the strong ground motions. First of all, the seismic response of elevated bridges considering the girder-to-girder connector is assessed based on the analysis by the spring-mass-dashpot model of structures. Secondly, the analytical results in the seismic response of the superstructure by varying the stiffness and the strength of the girder-to-girder connector are compared each other. It is concluded from simulations that when the girder-to-girder connector is used, the response of the superstructure can be reduced; however, little difference in the maximum displacement response of piers is observed. It is also concluded that the maximum acceleration acting on the connector; that is, the impulsive force acting on the connector can be reduced when the stiffness of the connector is reduced by the rubber shock absorber.