

高橋脚で支持された連続橋における桁と橋台間の衝突の影響

山岸睦功¹・川島一彦²・後藤和満³

¹学生会員 東京工業大学 大学院修士課程（〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1）

²フェロー 工博 東京工業大学教授 大学院土木工学専攻（同上）

³㈱建設技術研究所（〒103-8430 東京都中央区日本橋本町 4-9-11）

1. まえがき

強震動を受ける橋梁では橋脚系のじん性の確保が重要であるが、橋軸方向に限れば、両端に剛な橋台が存在する形式の橋では、橋台で桁の応答変位を拘束することによって、橋脚に生じる応答じん性率を制御できる可能性がある。これが可能であれば、橋台と桁間の遊間を適切に調節することによって、橋脚に許容じん性率を上回る応答が生じることを抑えることができ、新設橋、既設橋ともに有効と考えられる。こうした考え方が有効となるのは、背の低い橋脚に支持され、両端が剛な橋台で支持されている場合だと考えられる。ただし、橋軸直角方向の応答を上記の考え方だけで制御することは簡単ではないため、橋軸方向の橋脚の応答じん性率を制御することが現実にとどの程度有効かはよく検討しておかなければならない。

上記の考え方を高橋脚で支持された橋梁に適用できれば、メリットがあると考えられるが、高橋脚で支持された橋では、高次振動モードの影響が無視できないため、これが及ぼす影響を検討しておかなければならない。

本研究では、桁の応答変位を橋台に拘束することにより、橋脚に生じる応答じん性率をどの程度小さくできるかを非線形動的解析によって検討した。

2. 解析対象橋および解析モデル

（1）解析対象橋

解析対象としたのは、図-1 に示す橋長 180m の谷部横断型 PC 3 径間連続橋である。本解析では、この橋軸方向の応答に着目することとする。周辺地盤は岩盤であり、道路橋示方書に規定されるⅠ種地盤である¹⁾。上部構造は、両橋台では可動支承によって、また両橋脚ではピン支承によってそれぞれ支持されている。上部構造の重量は 70.6MN である。

橋脚を地震時保有耐力法に基づいて設計すると、図-2(a) に示すように、9m（橋軸直角方向）×5.5m（橋軸方向）となる²⁾。これに対して、橋脚断面を図-2(b) に示すように 9m（橋軸直角方向）×2.5m（橋軸方向）とすると、この断面では明らかに地震時保有耐力法の設計は満足しない²⁾。ここでは、この橋脚を対象に、橋台で桁の応答を制限するとどのようになるかを検討することとする。なお、上記 2 種類の橋脚の天端における水平力-水平変位の関係を求めると、図-3 のようになる。

（2）解析モデル

動的解析では、上下部構造を図-4 に示すように離散型骨組構造モデルに置換した。橋脚は Takeda 型剛性劣化型履歴³⁾ を用いてモデル化した。ただし、初

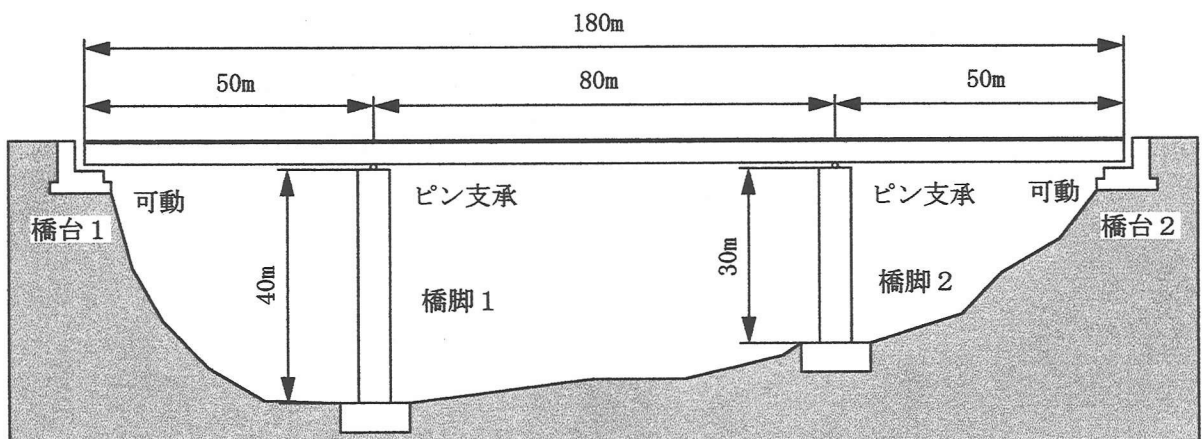
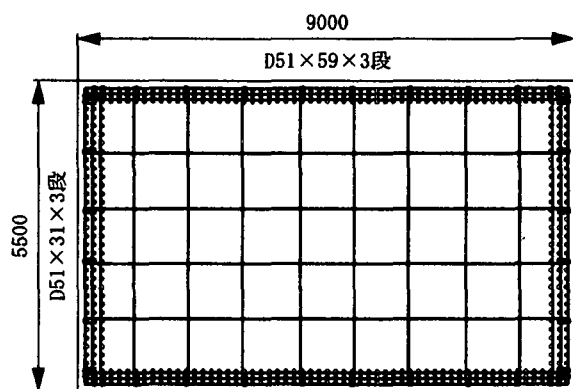
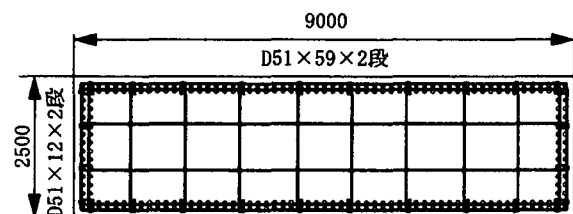


図-1 解析対象橋



(a) 断面図 9m × 5.5m



(b) 断面図 9m × 2.5m

図-2 橋脚断面図

期クラックは無視し、降伏剛性と降伏後剛性から成るバイリニアモデルを用いた。桁は全断面有効剛性を有する線形はり要素によってモデル化した。両橋台における可動支承の摩擦力は無視できるものとした。建設地点はⅠ種地盤であり、地盤剛性が大きい。ため、橋台、橋脚の最下端では並進、回転とも固定支持としている。

桁と橋台との衝突は、衝突ばねによって以下のようにモデル化した。

$$k_f = \begin{cases} \tilde{k}_f & \Delta u < -u_c \\ 0 & \Delta u \geq -u_c \end{cases} \quad (1)$$

ここに、 $\Delta u = u_d - u_a$ であり、 u_d 、 u_a はそれぞれ桁端における桁と橋台の応答変位、 $\tilde{k}_f$ は衝突ばね剛性、 u_c は桁と橋台間の遊間である。ここで遊間 u_c は0.3mとした。桁と橋台の衝突を表すためには、桁長を L 、桁の軸方向剛性を EA とし、これを同じ長さの n 個のはり要素でモデル化した場合に、1つのはり要素の軸方向剛性 nEA/L と衝突ばね剛性 $\tilde{k}_f$ の比

$$\gamma = \frac{\tilde{k}_f L}{nEA} \quad (2)$$

をおおむね1程度とすれば、比較的正しくモデル化できる^{4) 5) 6)}。このような点から、ここでは $\gamma=1$ として $\tilde{k}_f$ を求めることとした。

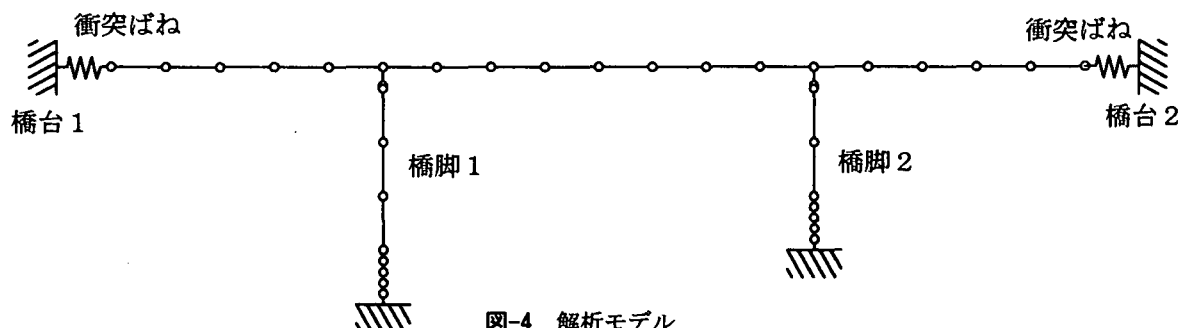
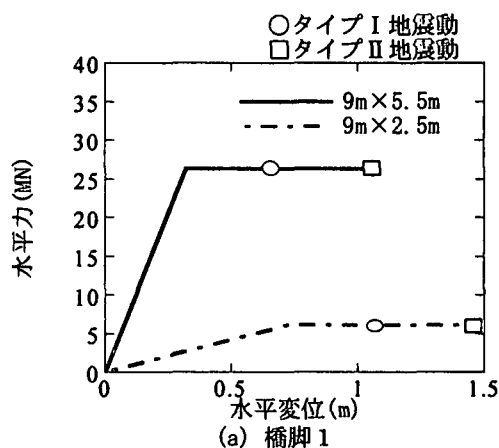
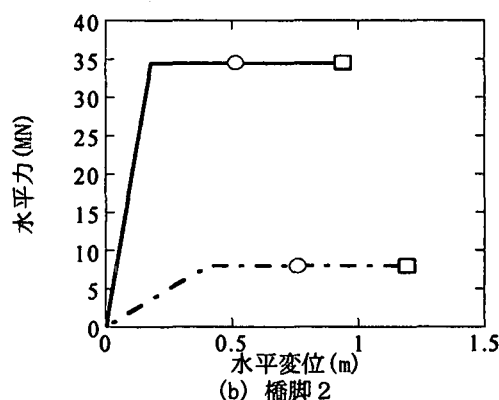


図-4 解析モデル



(a) 橋脚 1



(b) 橋脚 2

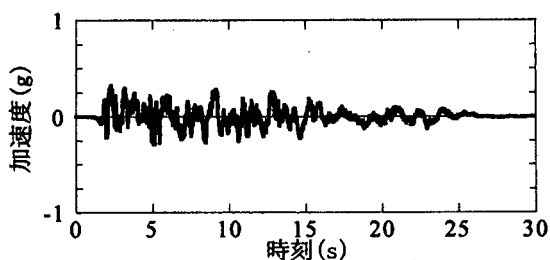
図-3 橋脚天端における水平力～水平変位関係

以上のようにして、解析対象橋の固有周期を求めると3.5秒となる。減衰定数は桁、橋脚ともに0.05と仮定し、エネルギー比例減衰法によって1次および2次のモード減衰定数を計算し、これを用いてレーリー減衰により減衰力を与えた。

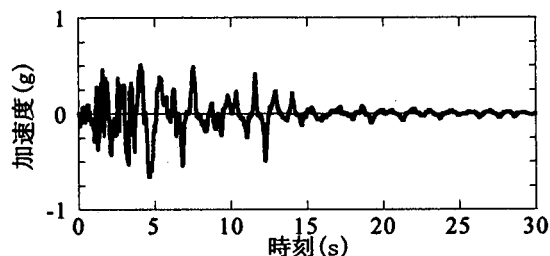
入力地震動としては、道路橋示方書に示されるⅠ種地盤におけるタイプⅠ地震動に対する標準波形¹⁾、1995年兵庫県南部地震におけるJR鷹取駅NS成分記録の2種を用いた。図-5は入力地震動の加速度を、また、図-6は応答スペクトルを示した結果である。

3. 橋台で桁変位を拘束しない場合の応答

桁端部において桁と橋台間の遊間が十分大きく、橋台が桁の変位を拘束しないとした場合の応答をタイプⅠ標準地震動を作用させた場合を例に示すと図-7のようになる。桁の最大加速度は0.2gと小さいが、最大応答変位は0.75mに達する。これは、上述したように基本固有周期が3.5秒と長いので、応答変位

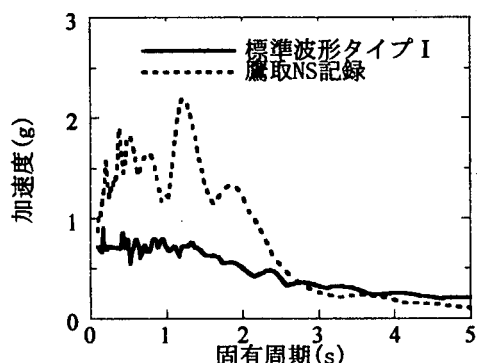


(a) 標準波形タイプ I-I 種地盤

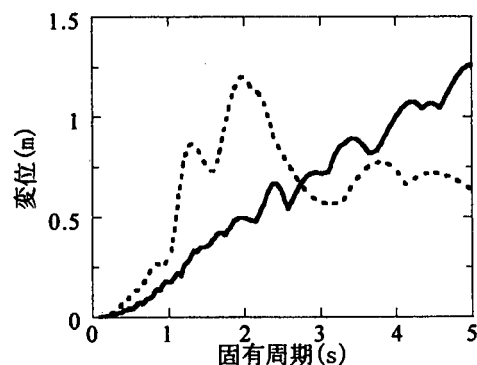


(b) JR 鷹取駅 NS 成分記録

図-5 入力地震動



(a) 応答加速度スペクトル



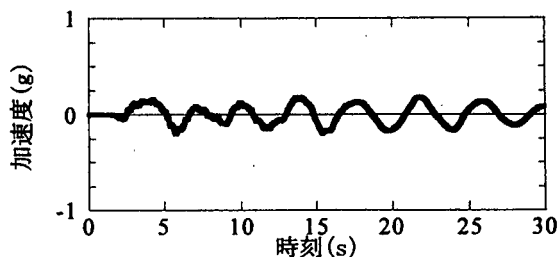
(b) 応答変位スペクトル

図-6 入力地震動の応答スペクトル

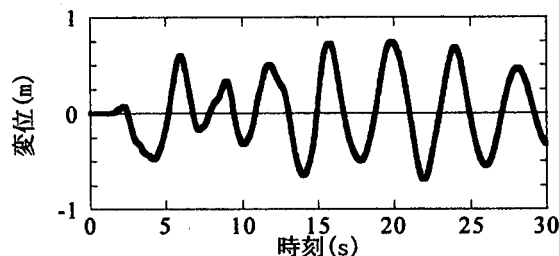
の周期特性にもこれが反映されている。橋脚 1 では応答は線形の範囲に収まっているが、橋脚 2 では最大応答曲率は $6.58 \times 10^{-3}/\text{m}$ となり、曲率じん性率は 4.5 となる。橋脚 2 における許容曲率は $4.68 \times 10^{-3}/\text{m}$ であり、応答値はこれを 41% 上回るが、終局曲率は $11.1 \times 10^{-3}/\text{m}$ であり、これには達していない。表-1 には最大応答を示す。なお、ここには後述する解析ケースに対する最大応答も示している。

4. 橋桁の変位を橋台で抑えた場合の応答

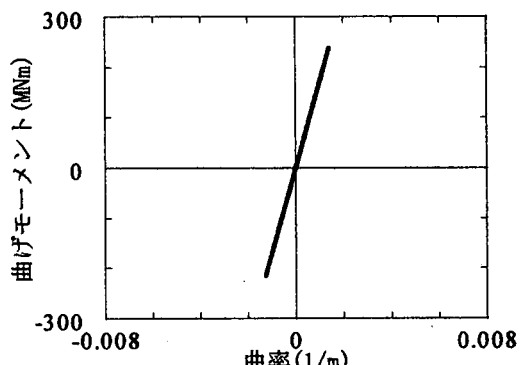
前述したように、橋脚断面を $9\text{m} \times 2.5\text{m}$ にしても



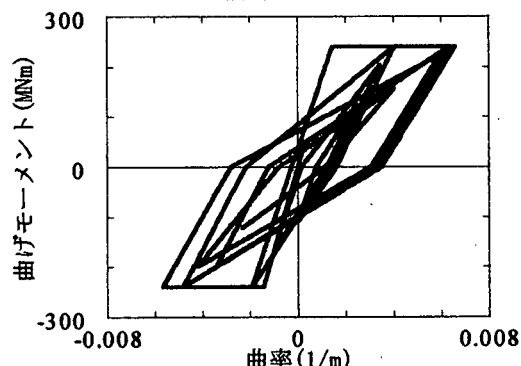
(a) 桁の応答加速度 (左端)



(b) 桁の応答変位 (左端)



(c) 曲げモーメント～曲率関係
(橋脚 1 基部)



(d) 曲げモーメント～曲率関係
(橋脚 2 基部)

図-7 桁変位を拘束しない場合の地震応答
(タイプ I 標準波形を作用させた場合)

橋脚には大きな問題はないが、桁の変位は 0.75m と大きくなる。橋台により桁の応答変位を抑えるとどのようなかを検討するために、タイプ I 地震動を作用させた場合を例にとり、橋台と桁の遊間 u_c を 0.3m とした場合を解析した結果が、図-8 である。桁は橋台と衝突し、この結果、桁の左端側では左向き (図中では負側) の最大変位は 0.3m に抑えられている。時刻 $5.2\text{秒} \sim 11.4\text{秒}$ 間では桁は左端と右端で交互に橋台と衝突する結果、桁の応答変位の卓越周期は 1.5秒 と上述した 3.5秒 の固有周期よりも短くなっている。しかし、桁の応答変位が 0.3m 以下となる時刻

表-1 最大地震応答

(a) タイプ I 標準波形

桁端の拘束条件		水平力 (MN) ¹⁾	桁変位 (m) ¹⁾	橋脚の曲率応答じん性率	
				橋脚 1	橋脚 2
桁変位を拘束しない場合		-	0.75	-	4.5
桁変位を拘束する場合	緩衝装置なし	216	0.30	1.8	1.4
	厚さ 100mm 緩衝装置	201	0.27	-	1.2
	厚さ 500mm 緩衝装置場合	114	0.52	-	2.7

(b) JR 鷹取駅記録

桁端の拘束条件		水平力 (MN) ¹⁾	桁変位 (m) ¹⁾	橋脚の曲率応答じん性率	
				橋脚 1	橋脚 2
桁変位を拘束しない場合		-	0.75	-	3.6
桁変位を拘束する場合	緩衝装置なし	250	0.30	1.2	1.9
	厚さ 100mm 緩衝装置	346	0.28	2.0	2.1
	厚さ 500mm 緩衝装置場合	332	0.59	3.6	5.5

1) 左端ならびに右端のうち、いずれか大きい方の値

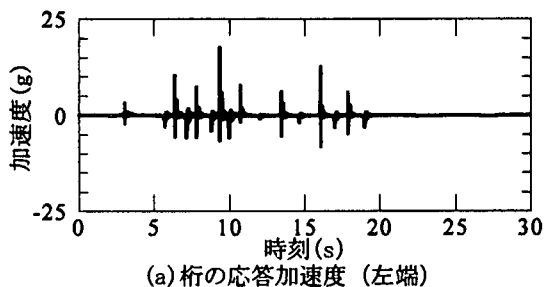
20 秒以降においては、図-7 と同様に、3.5 秒の卓越周期で応答している。

桁と橋台の衝突に伴って、桁には最大 17.68g と非常に大きな加速度が生じる。ただし、式(2)による衝突ばねを用いた解析では、加速度の再現性はそれほど良くないため、加速度応答はあくまでも参考値である^{5) 6)}。

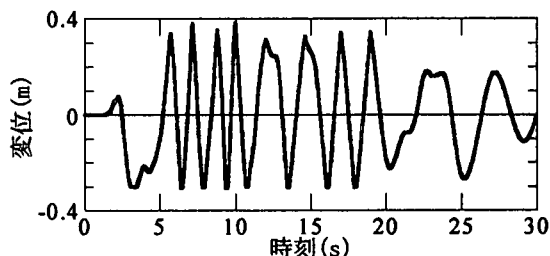
橋台で桁の応答変位を拘束した結果、橋脚 2 の最大曲率は $-1.96 \times 10^{-3}/\text{m}$ (曲率じん性率 1.4) と上述した桁の応答を橋台で拘束しない場合に比較して 70% 程度小さくなっている。しかし、桁の応答を橋台で拘束しなかった場合には塑性化しなかった橋脚 1 は最大曲率 $2.54 \times 10^{-3}/\text{m}$ (曲率じん性率 1.8) とわずかながらに塑性化している。これは、図-9 に示す応答曲率が最大となる瞬間における曲げモーメント分布からわかるように、桁を橋台で拘束しない場合には単純な片持ち梁式に橋脚が変形するのに対して、橋台で桁を拘束した場合には、橋脚 2 ではこれとそれほど変わらないが、背の高い橋脚 1 では橋脚中間高さで曲げモーメントが大きくなる高次振動モードが寄与するためである。ただし、橋脚 1、2 ともに、橋脚に生じる曲率は許容曲率 (橋脚 1 では $3.90 \times 10^{-3}/\text{m}$ 、橋脚 2 では $4.68 \times 10^{-3}/\text{m}$) を下回っており、橋脚の耐震性としては問題はない。

しかしながら、桁を橋台で拘束するためには、図-8(c)に示すように、左端側では最大 216MN もの水平力が橋台に作用する。表-1 はこれを比較したものである。桁重量が約 70MN であるから、これは桁重量の約 3 倍に達する大きな値である。

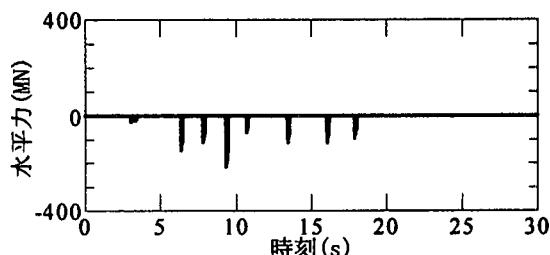
なお、図-10 は JR 鷹取駅記録を作用させた場合の桁の応答である。この場合には、左端側において桁から橋台に作用する水平力は 250MN と上述したタイプ I 標準地震動を作用させた場合よりもさらに



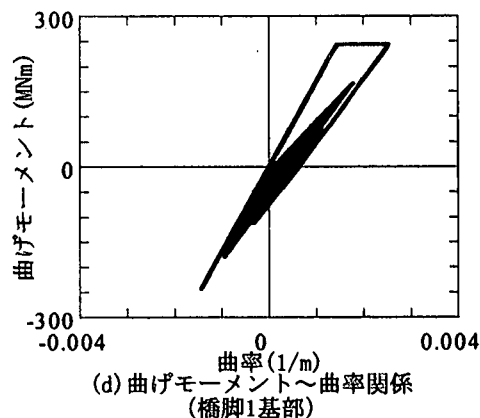
(a) 桁の応答加速度 (左端)



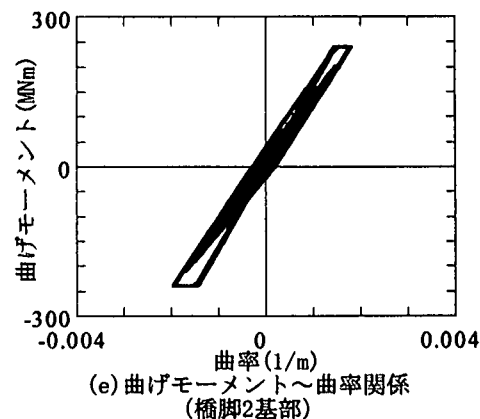
(b) 桁の応答変位 (左端)



(c) 桁から橋台に作用する水平力 (左端)



(d) 曲げモーメント～曲率関係 (橋脚1基部)



(e) 曲げモーメント～曲率関係 (橋脚2基部)

図-8 桁を拘束した場合の地震応答 (タイプ I 標準地震動、緩衝装置無し)

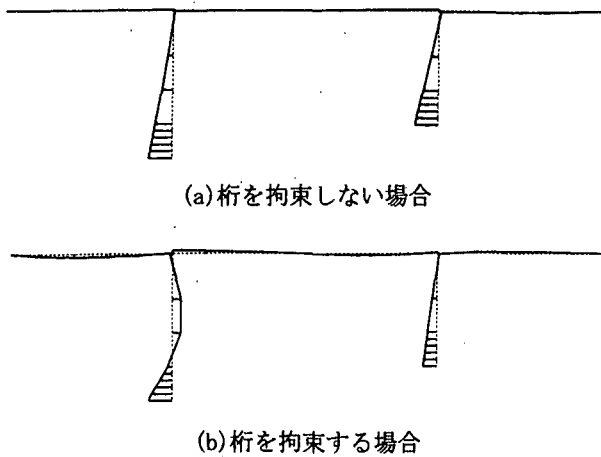


図-9 応答曲率最大時の曲げモーメント分布

大きくなる。また、橋脚に生じる曲率もタイプ I 標準地震動を作用させた場合には $2.54 \times 10^{-3}/\text{m}$ (橋脚 1), $1.96 \times 10^{-3}/\text{m}$ (橋脚 2) であるのに対して, JR 鷹取駅記録を作用させた場合には $1.66 \times 10^{-3}/\text{m}$ (橋脚 1), $2.76 \times 10^{-3}/\text{m}$ (橋脚 2) と, 橋脚 2 では 41% 大きくなっている。

5. 緩衝装置の効果

桁を直接橋台で拘束しようとする, 桁から橋台に作用する水平力が非常に大きくなるため, 橋台に緩衝装置を設置することによる効果を検討した。緩衝装置としては, 平面寸法 $250\text{mm} \times 150\text{mm}$ で厚さが 100mm のものと, 平面寸法 $1000\text{mm} \times 1000\text{mm}$ で厚さが 500mm の 2 種類を考慮した。ともに天然ゴム製である。厚さが 100mm の場合には, 小型供試体を用いた緩衝装置の圧縮特性から⁷⁾, 緩衝装置の剛性 $\tilde{k}_s$ を以下のように与えた。

$$\tilde{k}_s = \begin{cases} \tilde{k}_{s1} & 0 \leq \varepsilon \leq 60\% \\ \tilde{k}_{s2} = 12\tilde{k}_{s1} & 60\% \leq \varepsilon \leq 80\% \\ \tilde{k}_{s3} = 24\tilde{k}_{s1} & 80\% \leq \varepsilon \end{cases} \quad (3)$$

ここで, ε は緩衝装置の圧縮ひずみであり, $\tilde{k}_{s1} = 6.25 \text{ MN/m}$ である。

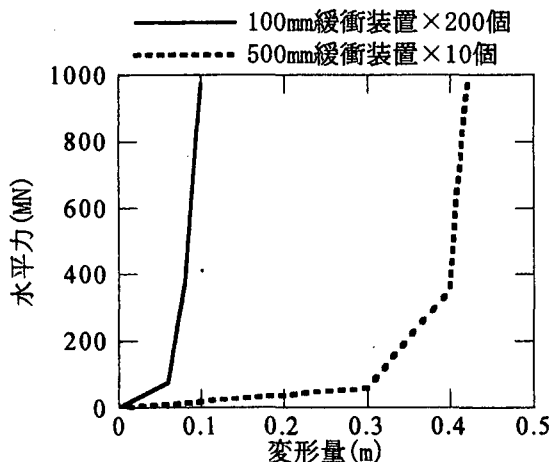
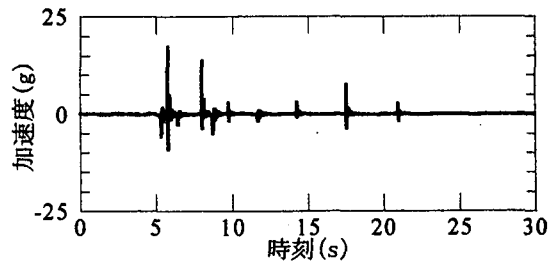
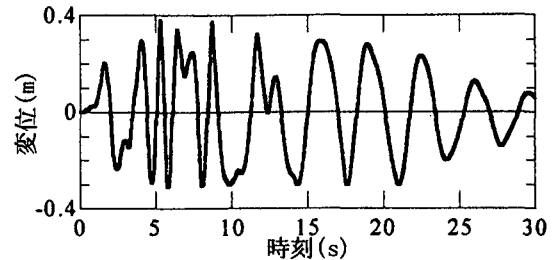


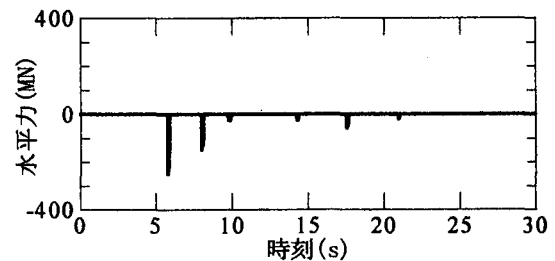
図-11 緩衝装置の水平力～変位履歴



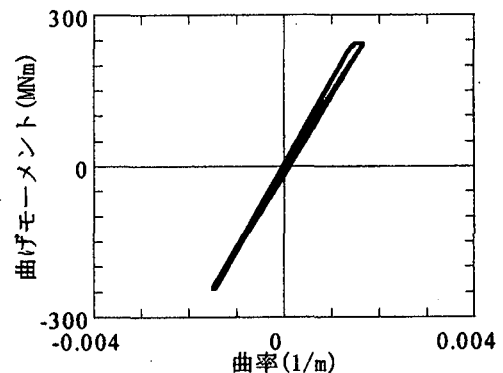
(a) 桁の応答加速度 (左端)



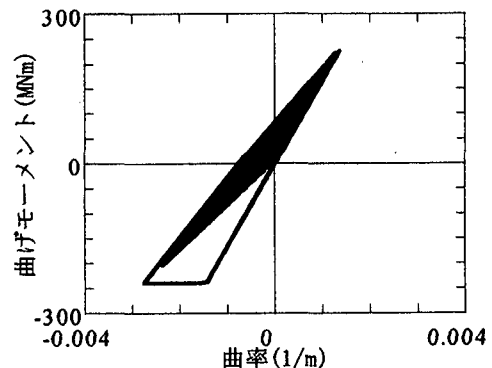
(b) 桁の応答変位 (左端)



(c) 桁から橋台に作用する水平力 (左端)

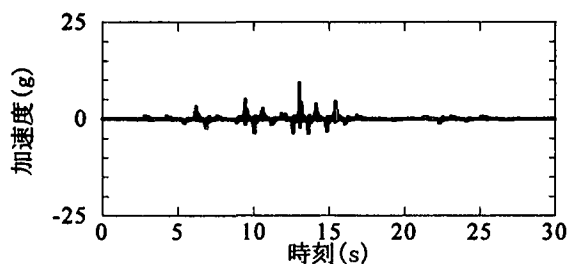


(d) 曲げモーメント～曲率関係 (橋脚 1 基部)

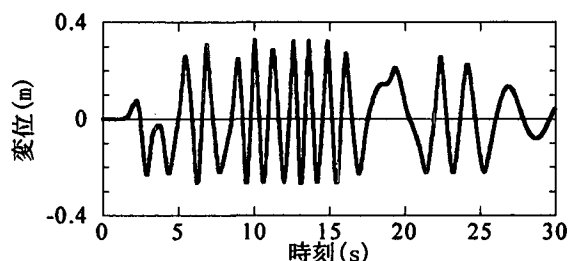


(e) 曲げモーメント～曲率関係 (橋脚 2 基部)

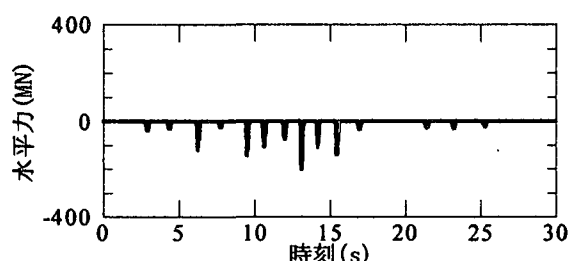
図-10 桁を拘束した場合の地震応答 (JR 鷹取駅記録, 緩衝装置なし)



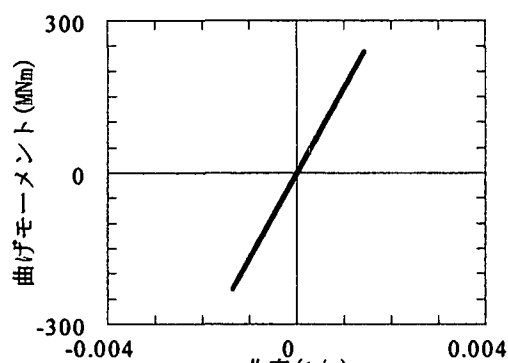
(a) 桁の応答加速度 (左端)



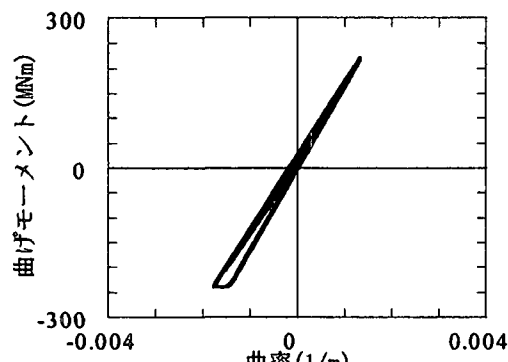
(b) 桁の応答変位 (左端)



(c) 桁から橋台に作用する水平力 (左端)

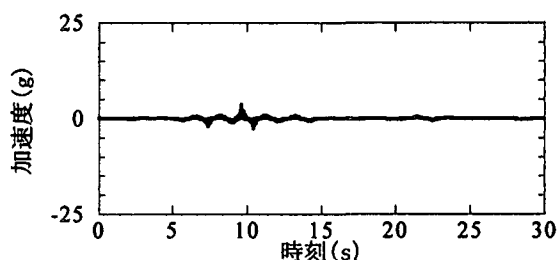


(d) 曲げモーメント～曲率関係
(橋脚 1 基部)

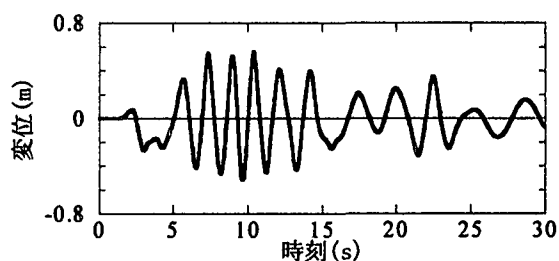


(e) 曲げモーメント～曲率関係
(橋脚 2 基部)

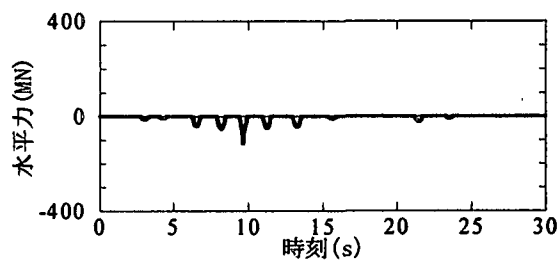
図-12 桁を拘束した場合の地震応答
(タイプ I 標準波形, 厚さ 100mm 緩衝装置)



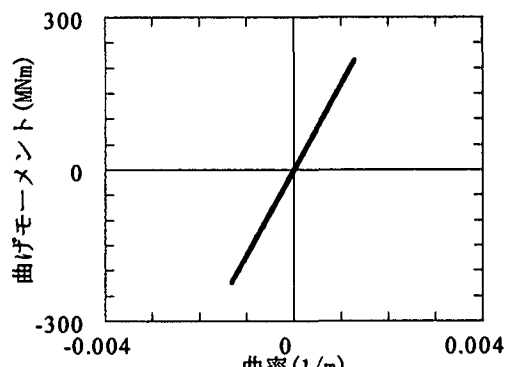
(a) 桁の応答加速度 (左端)



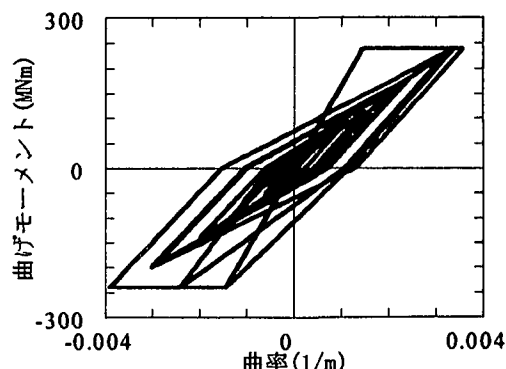
(b) 桁の応答変位 (左端)



(c) 桁から橋台に作用する水平力 (左端)



(d) 曲げモーメント～曲率関係
(橋脚 1 基部)



(e) 曲げモーメント～曲率関係
(橋脚 2 基部)

図-13 桁を拘束した場合の地震応答
(タイプ I 標準波形, 厚さ 500mm 緩衝装置)

また、厚さ 500mm の緩衝装置の剛性は、潤田らの提案式に基づき、以下のように与えた⁸⁾。

$$\tilde{k}_s = \begin{cases} \tilde{k}_{s1} & 0 \leq \varepsilon \leq 60\% \\ \tilde{k}_{s2} = 15\tilde{k}_{s1} & 60\% \leq \varepsilon \leq 80\% \\ \tilde{k}_{s3} = 150\tilde{k}_{s1} & 80\% \leq \varepsilon \end{cases} \quad (4)$$

ここで、 $\tilde{k}_{s1} = 19.5 \text{ MN/m}$ である。

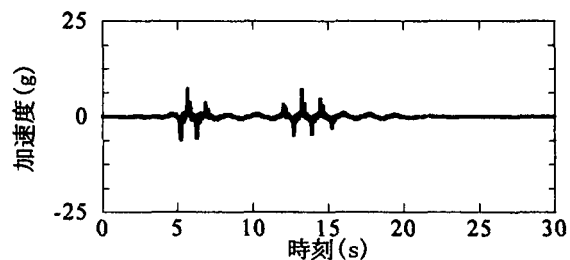
緩衝装置を何個設置するかが重要であるが、ここでは厚さ 100mm の緩衝装置は 200 個、厚さ 1000mm の緩衝装置は 10 個設置した場合を解析した。2 種類の緩衝装置の水平力～変位履歴は図-11 に示すようになる。厚さ 100mm の緩衝装置を用いた場合には、上述した橋台と桁間の遊間を 0.3m に固定した状態で緩衝装置を設置したため、緩衝装置の端面と桁間との離隔距離は 0.2m となる。一方、厚さ 500mm の緩衝装置を用いた場合には、桁と緩衝装置間の離隔距離が 0.2m になるように緩衝装置を設置することとした。したがって、この場合には、桁橋と橋台間の遊間は 0.7m となる。

このような条件で、桁の応答を解析した結果が、図-12 (厚さ 100mm の緩衝装置を用いた場合)、図-13 (厚さ 500mm の緩衝装置を用いた場合) である。ともにタイプ I 標準地震動を作用させた場合の結果である。図-12 には左端側の桁応答を示しているが、左側 (図中では負側) には 0.268m、右向き (図中では正側) には 0.33m の応答となっている。したがって、左端側に設置した緩衝装置は 68mm (ひずみ 68%) 圧縮変形したことになる。

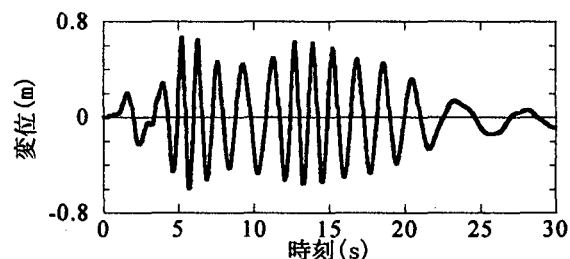
重要な点は、桁が橋台と接触することによる水平力は 201MN となり、緩衝装置がない場合と比べて 7% 程度しか減少しないことである。これは、衝突力が大きいため、ひずみ硬化により緩衝装置の剛性が大きく増大する領域に入ったためである。橋脚 1 は塑性化しておらず、橋脚 2 も最大曲率 $-1.78 \times 10^{-3}/\text{m}$ (曲率じん性率 1.2) とわずかに塑性化しているだけである。

一方、厚さ 500mm の緩衝装置を用いた場合には、左端側には桁は 0.519m 変位し、この結果、緩衝装置は 319mm (ひずみ 63.8%) 変形している。緩衝装置はまだひずみ硬化していないため、桁から橋台に作用する水平力は最大 114MN と上述した緩衝装置がない場合と比較して 53% 程度に減少している。この場合には、橋脚 1 には塑性化は生じないが、橋脚 2 には最大曲率 $-3.91 \times 10^{-3}/\text{m}$ (曲率じん性率 2.7) の塑性化が生じている。緩衝装置がまだひずみ硬化領域に入らず、剛性が厚さ 100mm の緩衝装置よりもかなり低いため、結果として上述した緩衝装置を設けない場合と厚さ 100mm の緩衝装置を設けた場合の中間的な応答を与えている。

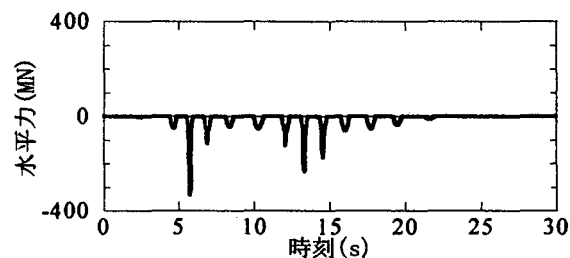
ただし、厚さ 500mm の緩衝装置を用いれば常に桁から橋台に作用する水平力が減少するわけではない。たとえば、図-14 は厚さ 500mm の緩衝装置を設置した桁に J R 鷹取駅記録を作用させた場合の応答である。この場合には、桁から橋台に作用する地震力は



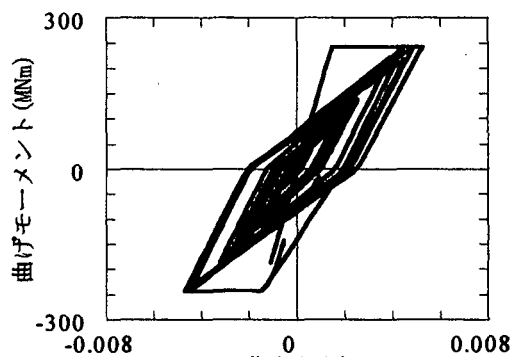
(a) 桁の応答加速度 (左端)



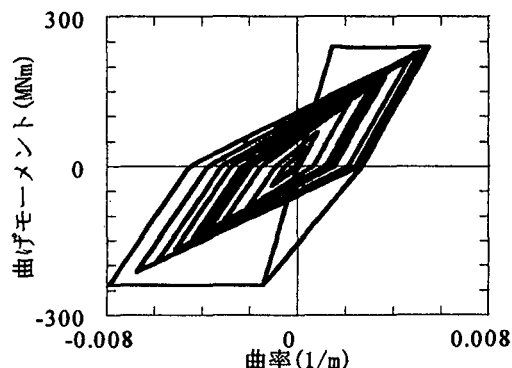
(b) 桁の応答変位 (左端)



(c) 桁から橋台に作用する水平力 (左端)



(d) 曲げモーメント～曲率関係 (橋脚 1 基部)



(e) 曲げモーメント～曲率関係 (橋脚 2 基部)

図-14 桁を拘束した場合の地震応答 (J R 鷹取駅記録, 厚さ 500mm 緩衝装置)

左端側では 332MN、右端側では 257MN と、上述した緩衝装置を設けない場合よりもさらに大きくなる。これは、左端側では桁の左向きの応答は 0.594m となり、緩衝装置には 394mm (ひずみ 78.8%) の変形が生じる結果、ひずみ硬化領域に入ったためである。

5. 結論

橋軸方向の桁の応答変位を橋台で拘束することによって、橋脚に生じる塑性変形をどの程度緩和できるかを非線形動的解析に基づいて検討した。本解析結果から得られた結論は、以下の通りである。

(1) 地震時保有耐力法による規定を満足しない 9m × 2.5m の断面を採用しても、桁端の応答変位を特に拘束しない状態では橋脚 2 に許容曲率を多少上回る程度の曲率 (曲率じん性率 4.5) しか生じない。しかし、桁には 0.69~0.75m もの大きな応答変位が生じる。

(2) 桁の応答変位を両端の橋台で 0.3m に拘束すると、橋脚 2 の曲率じん性率は 1.4 に低下するが、上記 (1) では塑性化しなかった橋脚 1 がわずかに塑性化 (曲率じん性率 1.8) するようになる。これは、桁端を拘束したことによる高次振動モードの影響である。ただし、桁から橋台には桁重量の 3 倍に相当する大きな水平力が作用する。

(3) 桁と橋台間の遊間を 0.3m とし、ここに厚さ 100mm のゴム製緩衝装置を設置しても、衝突力の緩衝効果はあまり上記 (2) と変わらない。橋脚には上記 (2) よりもさらに大きい曲率じん性率が生じる場合がある。これは、緩衝装置が大きくひずみ硬化領域に入るためである。

(4) 緩衝装置がひずみ硬化領域に入らないように、桁と橋台間の遊間を 0.7m とし、ここに厚さ 500mm のゴム製緩衝装置を設置すると、桁から橋台に作用する水平力は上記 (2) や (3) の場合の約半分程

度に減少する。しかし、桁の応答変位は上記 (1) と (3) の中間程度となる結果、橋脚の曲率じん性率も上記 (1) と (3) の中間程度となる。

(5) ただし、上記 (4) の場合でも、JR 鷹取駅記録のように、多少大きな応答を与える地震動が作用すると、緩衝装置がひずみ硬化領域に入り、桁から橋台に作用する水平力は上記 (1) の場合よりも大きくなることもある。

謝辞：本解析に用いた橋梁の特性は、建設技術研究所・技術第四部の大塚篤生氏から御提供いただきました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書，1996
- 2) 山岸睦功，川島一彦，庄司学，後藤和満：高橋脚で支持された連続橋に対する地震時保有耐力法の適用性，構造工学論文集，土木学会，2002 (投稿中)
- 3) Takeda, T. Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. 3rd Japan Earthquake Engineering Symposium, pp. 357-364, 1970
- 4) 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，第 308 号，pp.123-126, 1981
- 5) 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
- 6) 川島一彦，植原健治，庄司学，星恵津子：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，土木学会論文集 (投稿中)
- 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, pp.129-142, 1999
- 8) 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.