

橋台の非線形性と 桁端衝突するPC連続ラーメン橋の耐震性能について

浦川 洋介¹・吉川 卓²・大木 太³・角本 周⁴

¹正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 第二技術部 (〒102-0093 千代田区平河町 2-1-1)

²正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 第二技術部 (同上)

³正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 第二技術部 (同上)

⁴正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 福岡支店技術部 (〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神 4-2-31)

1. はじめに

道路橋の耐震設計では、地震時の上部構造と橋台との衝突によって橋の耐震性能が損なわれないことが要求されており、一般には、レベル1地震動のみならず、レベル2地震動に対しても衝突が生じないように遊間を設ける設計がなされている¹⁾。しかしながら、例えば高橋脚の橋では、レベル2地震動に対して衝突が生じないように遊間を設けると、伸縮装置が大規模なものとなり、走行性や周辺環境への影響、維持管理等において問題が生じる場合がある。一方、レベル2地震動に対して衝突が生じるように遊間を設けると、上部構造の応答変位が橋台との衝突によって制限され耐震性能が向上するものと考えられるが、橋台を十分に剛な構造とした場合には、過大な衝突力により上部構造が修復できない程損傷する

ことも考えられる^{2)~6)}。また、橋台を耐力の小さい構造とした場合には、橋台が大きく損傷し、上部構造の応答変位を抑制する効果が少なくなるものと考えられる。

そこで、本検討では、高橋脚を有するPC連続ラーメン橋の橋軸方向を対象とし、橋台の非線形性が桁端衝突するPC連続ラーメン橋の耐震性能に与える影響について、橋台の耐力や遊間量、橋脚高等をパラメータにして検討を行った。

2. 検討対象橋梁および解析モデル

(1) 検討対象橋梁

検討は、図-1に示す中央径間100mのPC3径間連続ラーメン橋を対象として行った。ここで、桁高や径間長の比率等は、既往のPC連続ラーメン橋の平均値を用

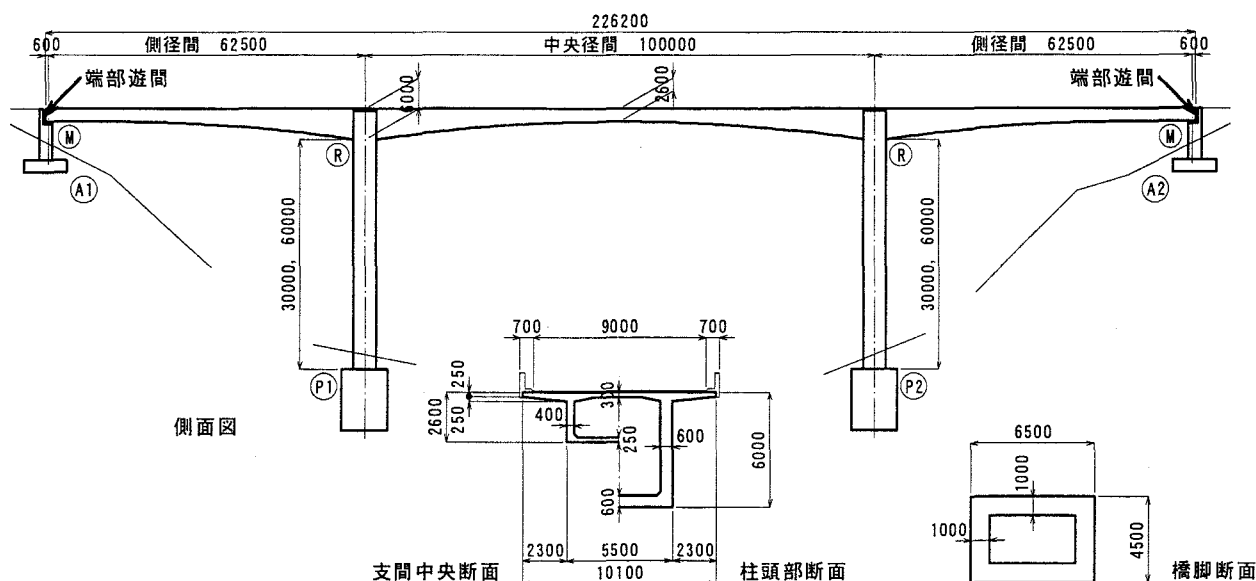


図-1 検討対象としたPC連続ラーメン橋

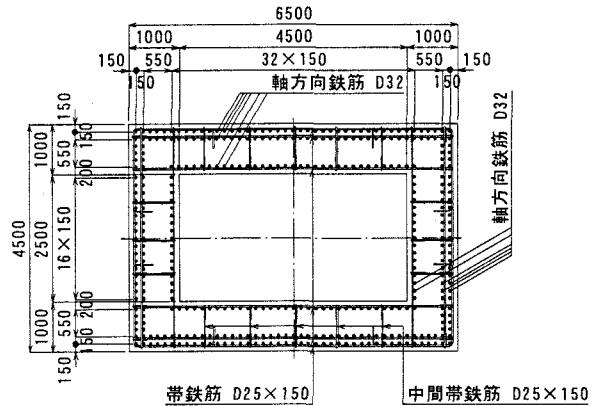
表－１ 地震時の応答値および橋脚耐力

橋脚高	応答変位 (m)		応答モーメント (MN・m)			橋脚耐力 (MN・m)	
	レベル１地震動	レベル２地震動	永久荷重作用時	レベル１地震動	レベル１地震時	初降伏モーメント	終局モーメント
30m	0.037	タイプⅠ：0.195	上端：-1.1	上端：-51.8	上端：-53.0	上端：193.6	上端：239.2
		タイプⅡ：0.202	下端：58.2	下端：151.8	下端：210.0	下端：214.2	下端：270.2
60m	0.130	タイプⅠ：0.496	上端：3.0	上端：-105.3	上端：-108.3	上端：193.4	上端：249.0
		タイプⅡ：0.388	下端：19.3	下端：181.5	下端：200.8	下端：234.2	下端：290.6

※レベル１地震動の応答モーメントおよび応答変位は応答スペクトル法，レベル２地震動の応答変位はⅠ－Ⅰ－１，Ⅱ－Ⅰ－１の各最大応答値。

いて設定している。また，橋脚は，高次振動モードの影響等を検討するために，30m および 60m の橋脚高を設定したが，断面は橋脚高によらず同一の等断面寸法とした。なお，耐震設計上の地盤種別はⅠ種地盤とし，橋脚基礎および橋台基礎は固定とした¹⁾。

検討に用いた橋脚の鉄筋配置を，図－２に示す。本検討では，橋脚の鉄筋配置は全ての橋脚高のケースに対して同一の配置としたが，表－１に示すように，いずれの橋脚高に対しても，応答スペクトル法により算出したレベル１地震時の橋脚下端の最大曲げモーメントが，断面の初降伏モーメントとほぼ一致する軸方向鉄筋量となっている⁷⁾。

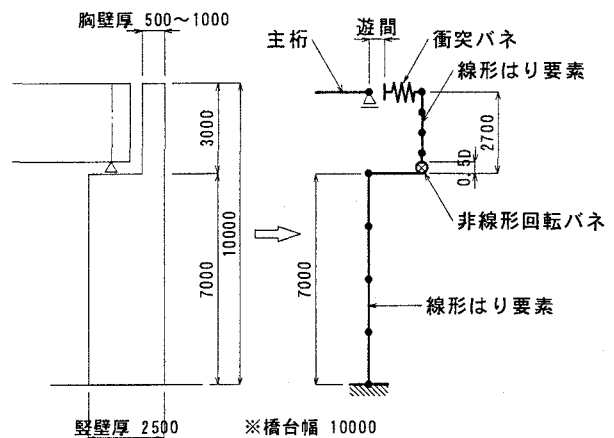


図－２ 橋脚配筋図

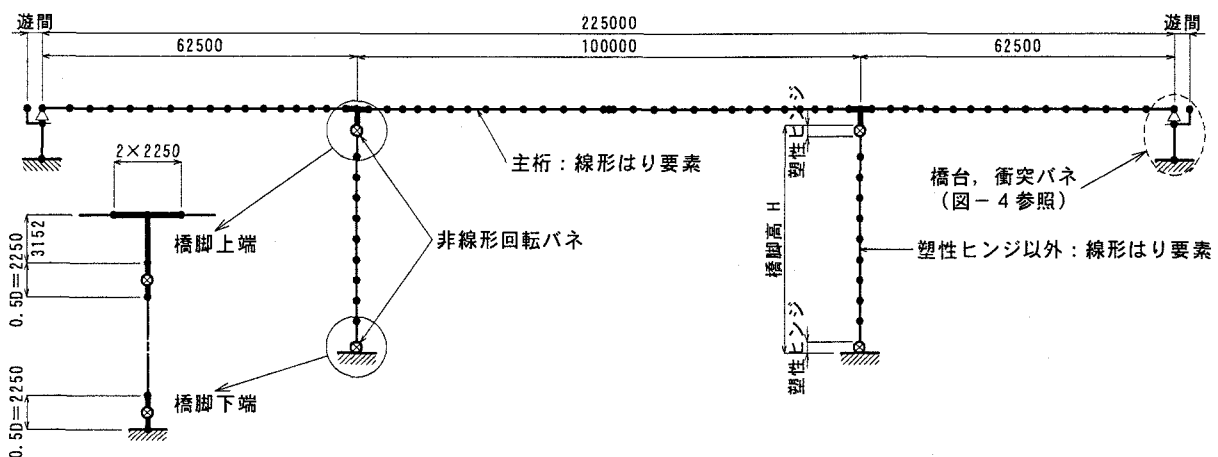
(2) 解析モデル

本検討では，解析モデルは２次元骨組モデルとし，上部構造は全断面有効剛性を有する線形はり要素とした。橋脚は，塑性ヒンジの発生が想定される橋脚上下端に塑性ヒンジ (0.5D) を考慮した非線形回転バネを設け，塑性ヒンジ領域以外は線形はり要素でモデル化した。図－３に検討に用いた解析モデルを，図－４に橋台および衝突バネの解析モデルの詳細を示す。

橋台は，実際には背面土や翼壁等が地震時の挙動に影響を与えるが，本検討では，簡易モデルとして胸壁および堅壁のみをモデル化した⁸⁾。解析モデルは，塑性ヒンジの発生が想定される胸壁下端に塑性ヒンジ (0.5D) を考慮した非線形回転バネを設け，塑性ヒンジ領域以外の



図－４ 橋台，衝突バネの解析モデル



図－３ 解析モデル

表-2 胸壁部の剛性および耐力

解析ケース	想定断面		胸壁降伏耐力 (kN)	胸壁降伏変位 (m)	塑性ヒンジ回転バネ	
	胸壁厚 (m)	軸方向鉄筋			k_θ (kN・m/rad)	θ_p (rad)
Case A	∞	∞	∞	0.000	∞	∞
Case B	0.750	D25 ctc 150	2470	0.0073	5.014×10^6	1.240×10^{-3}
Case C	0.500	D19 ctc 150	870	0.0114	1.569×10^6	1.428×10^{-3}
Case D	1.000	D32 ctc 150	5390	0.0055	1.140×10^7	1.158×10^{-3}

胸壁部分は降伏剛性を有する線形はり要素とした。また、縦壁は、胸壁降伏時でも降伏モーメントに達しないことから、全断面有効剛性を有する線形はり要素とした。なお、橋台（胸壁）の剛性や耐力が、桁端衝突するPC連続ラーメン橋の耐震性能に与える影響を検討するために、表-2に示す解析ケースを設定した。ここで、Case Aは、橋台の剛性や耐力が十分大きいと仮定した解析ケースである³⁾。また、Case B～Case Dは一般的な胸壁厚を想定しており、このうちCase Dは、胸壁の耐力が落橋防止構造としての耐力（ $H_F=1.5R_d=5198\text{kN}$ ）と同程度の解析ケースである¹⁾。

非線形動的解析において、塑性ヒンジをモデル化した非線形回転バネの履歴特性には、橋脚および胸壁とも剛性低下型の完全バイリニアモデル（Takedaモデル）を用い、除荷時剛性低下指数は0.5とした¹⁾。また、減衰特性にはRayleigh減衰を用い、図-5に示す橋軸方向地震動に対して卓越する振動モードのモード減衰定数を5%として設定した。なお、非線形動的解析においては、全ての積分ステップで剛性の再評価は行いが、不釣り合い力の補正は行わず、次の積分ステップに持越す方法を用いている。

(3) 遊間の設定と衝突のモデル化

上部構造と橋台との衝突は、図-4に示すように、衝突バネによって式(1)のようにモデル化した²⁾。

$$\begin{aligned} k &= k_I & : \Delta u < -U_c \\ k &= 0 & : \Delta u \geq -U_c \end{aligned} \quad (1)$$

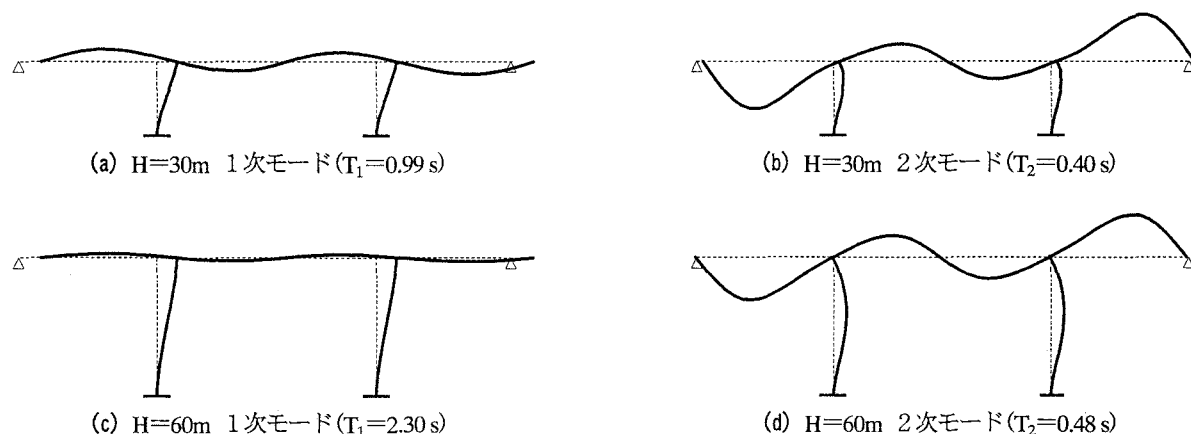


図-5 固有振動モード

ここで、 Δu は上部構造と橋台との相対変位であり、 U_c は上部構造と橋台間の遊間である。また、衝突バネの剛性は、式(2)により設定した^{2), 9), 10)}。

$$k_I = n \cdot EA_m / L \quad (2)$$

ここで、 n は上部構造の要素数、 EA_m は上部構造の軸方向剛性の平均値、 L は上部構造の桁長である⁹⁾。

上部構造と橋台間の遊間は、遊間量の設定が耐震性能に与える影響を検討するために、衝突が生じない場合の各入力地震動における最大応答変位（表-1）に対して、その30%～90%の比率の範囲で設定した。

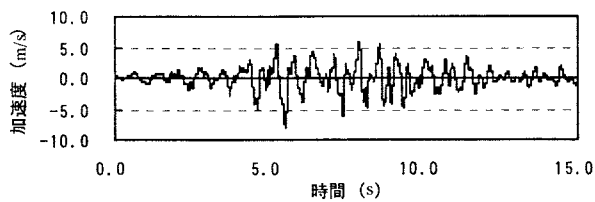
(4) 入力地震動

検討に用いた入力地震動には、道路橋示方書に規定されたタイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動の加速度応答スペクトルの適合波各1波形（Ⅰ-I-1、Ⅱ-I-1）を用いた¹⁾。

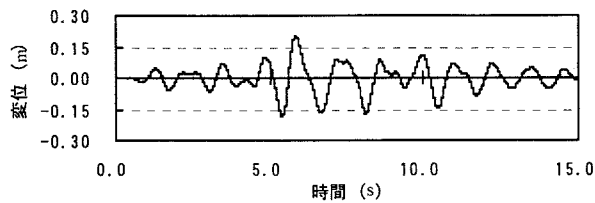
3. 積分時間間隔が動的応答に与える影響

既往の研究によれば、衝突現象を解析する場合には、衝突バネと積分時間間隔の設定が、解析結果に影響を与える¹¹⁾。そこで、本検討では、積分時間間隔 Δt を0.002（1/500）秒³⁾、0.001（1/1000）秒、0.0005（1/2000）秒および0.00025（1/4000）秒の4段階設定し、積分時間間隔が解析結果に与える影響を検討した。

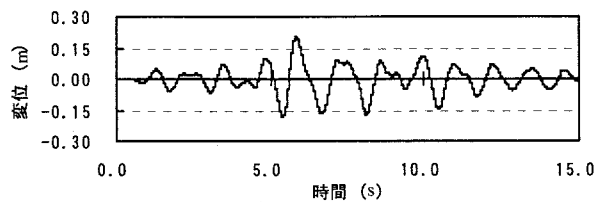
図-6に、積分時間間隔0.001秒と0.0005秒とした場合の解析結果例を示す。積分時間間隔を0.001秒とした



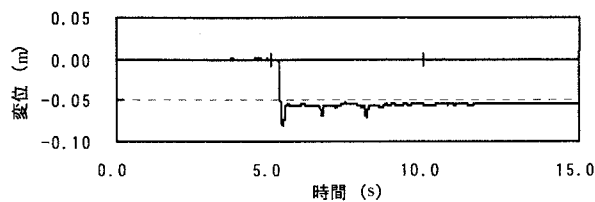
(a) 入力地震動 (タイプII-II-1)



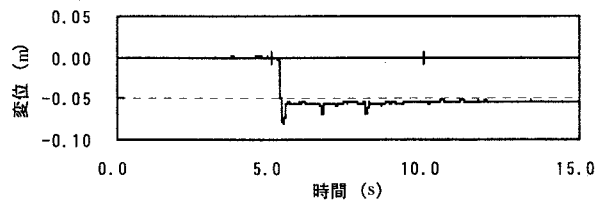
(b) A1 側桁端の応答変位 ($\Delta t=0.0010$)



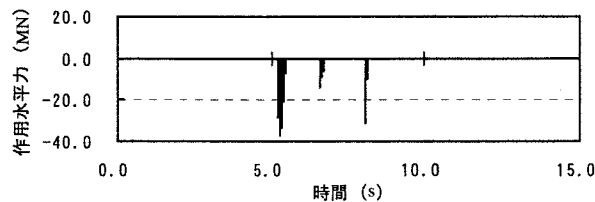
(c) A1 側桁端の応答変位 ($\Delta t=0.0005$)



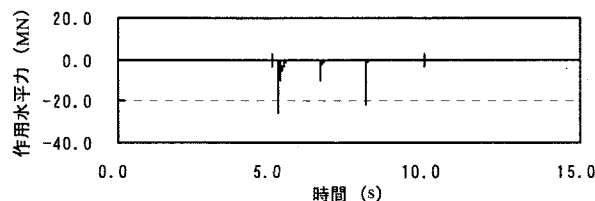
(d) A1 橋台胸壁の応答変位 ($\Delta t=0.0010$)



(e) A1 橋台胸壁の応答変位 ($\Delta t=0.0005$)

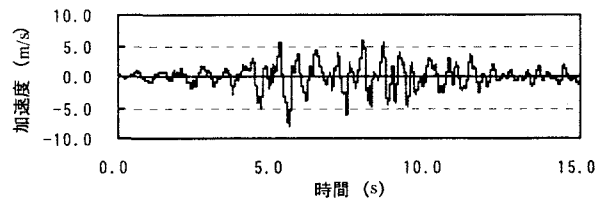


(f) A1 橋台への作用水平力 ($\Delta t=0.0010$)

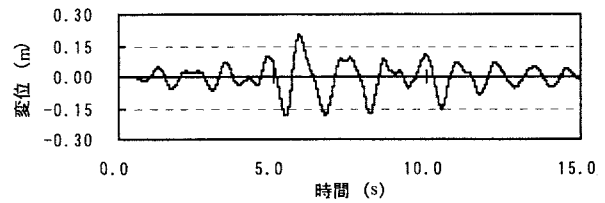


(g) A1 橋台への作用水平力 ($\Delta t=0.0005$)

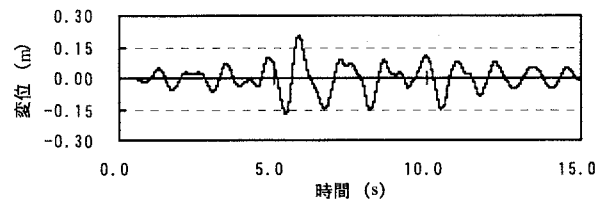
図-6 積分時間間隔と解析結果例 (H=30m, Case B)



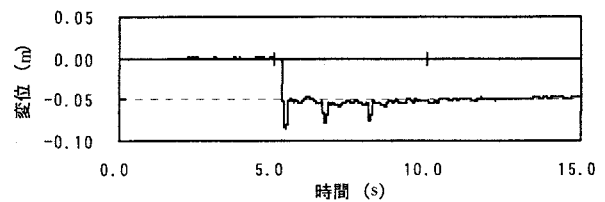
(a) 入力地震動 (タイプII-II-1)



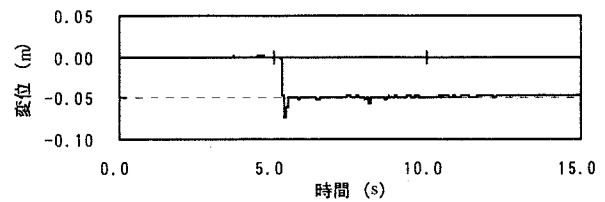
(b) A1 側桁端の応答変位 (Case C)



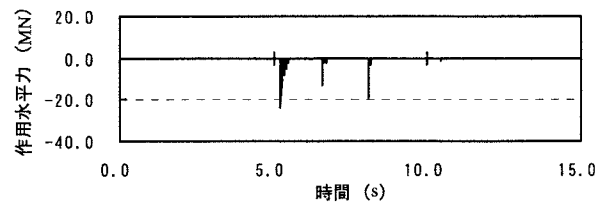
(c) A1 側桁端の応答変位 (Case D)



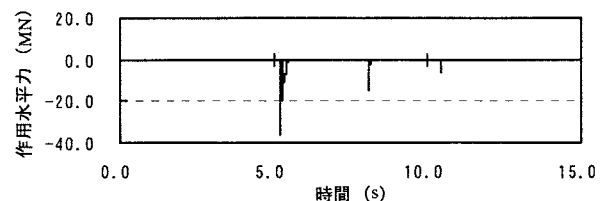
(d) A1 橋台胸壁の応答変位 (Case C)



(e) A1 橋台胸壁の応答変位 (Case D)



(f) A1 橋台への作用水平力 (Case C)



(g) A1 橋台への作用水平力 (Case D)

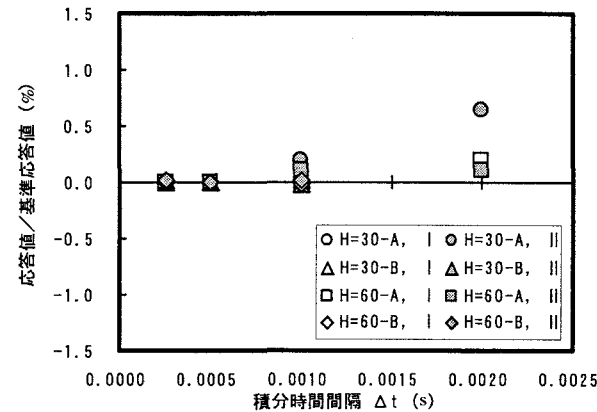
図-8 橋台の非線形性と解析結果例 (H=30m)

場合は、積分時間間隔を 0.0005 秒とした場合に比べて、橋台への作用力（衝突バネの反力）は 50%程度大きくなる。一方、桁端や胸壁の変位応答は、積分時間間隔によらず、ほぼ同一の結果となっている。

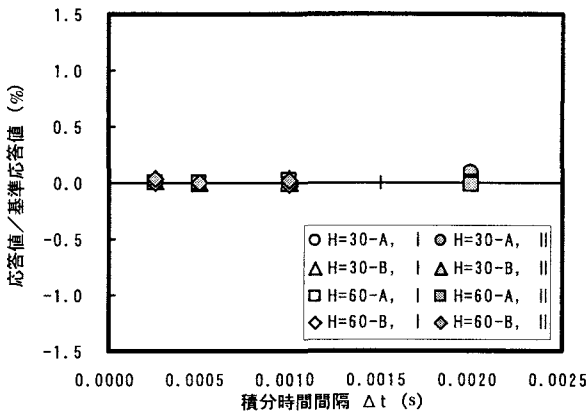
図-7 に、積分時間間隔 0.0005 秒とした場合を基準応答値とし、各積分時間間隔の場合の応答値比率を示す。桁端の最大応答加速度や橋台への作用水平力は、解析ケースや地震動の相違によらず、積分時間間隔の影響が非常に大きい結果になっている¹⁾。しかしながら、桁端の応答変位や橋脚や胸壁の塑性ヒンジの最大応答回転角

は、積分時間間隔が異なっても、その差は 1%に満たない結果になっている。このことから、桁端の衝突が橋の損傷に与える影響を検討する場合には、積分時間間隔の影響は少ないものと考えられる。

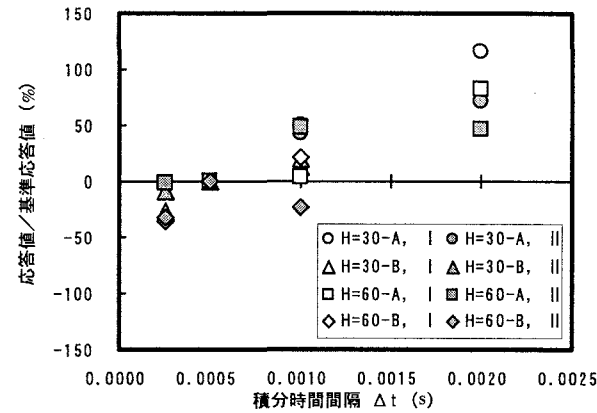
なお、Case B および Case D では積分時間間隔 0.002 秒とした場合で、Case C では、積分時間間隔 0.002 秒および 0.001 秒とした場合で応答が発散した¹⁾。したがって、橋台の剛性が低い場合ほど、積分時間間隔を小さく設定する必要がある。以上の結果から、以降、本検討では積分時間間隔 0.0005 秒として解析を行った。



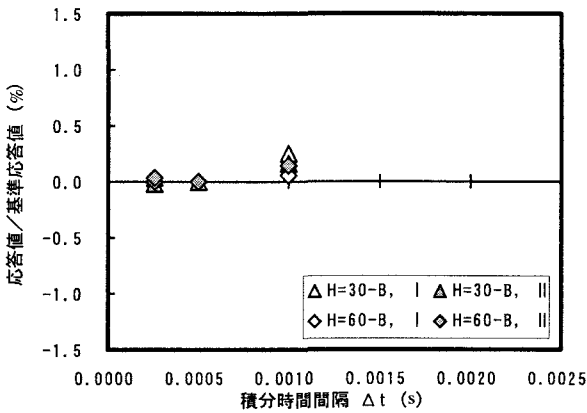
(a) A1 側桁端の橋台側への最大応答変位



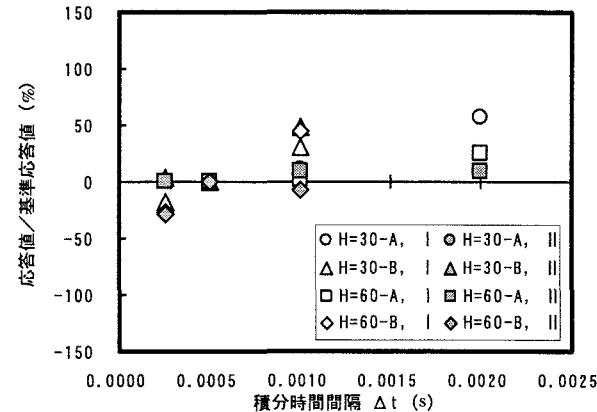
(d) P1 橋脚下端の塑性ヒンジの最大応答回転角



(b) A1 側桁端の最大応答加速度



(e) A1 橋台胸壁下端の塑性ヒンジの最大応答回転角



(c) A1 橋台への最大作用水平力

※全ての図は、積分時間間隔 $\Delta t = 0.0005s$ を基準応答値として正規化。

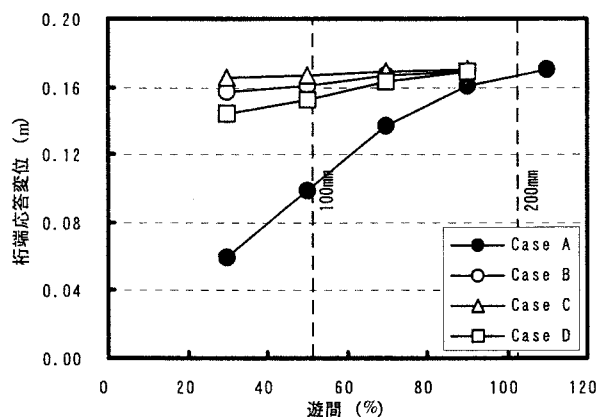
図-7 積分時間間隔と応答値の比率

4. 橋台の非線形性と耐震性能

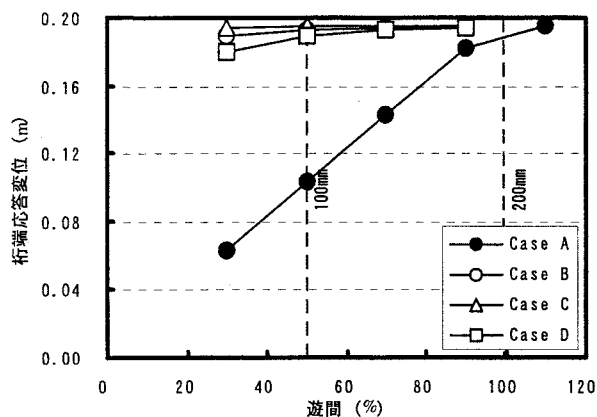
図-8に、橋脚高30m、胸壁部を Case C および Case D とした場合の解析結果例を示す。桁端や胸壁の変位応答は、Case D は Case C に比べて胸壁の剛性で15倍、耐力で6倍程度増加しているにもかかわらず、有意な差が生じ

ていない。さらに、胸壁の残留変位もほぼ同程度の値となっている。一方、橋台への作用力は、Case D は Case C の2倍程度となっている。

橋脚高30mの場合における遊間量と桁端の橋台側への最大応答変位、橋台への最大作用水平力および橋脚下端塑性ヒンジの最大応答回転角の関係を、図-9～図-11

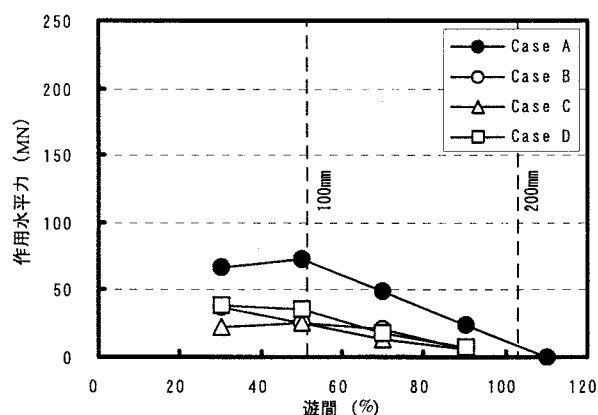


(a) タイプ I-I-1

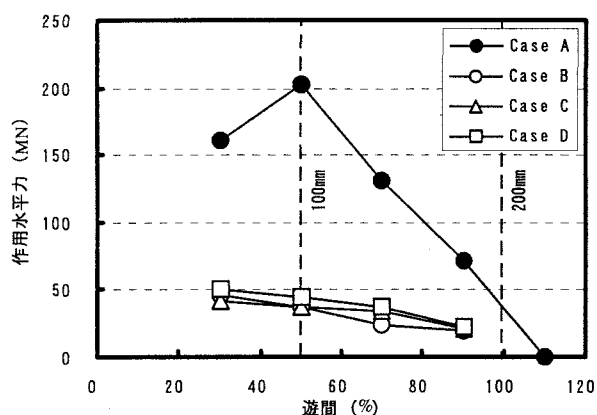


(b) タイプ II-I-1

図-9 遊間と桁端の橋台側への最大応答変位 (H=30m)

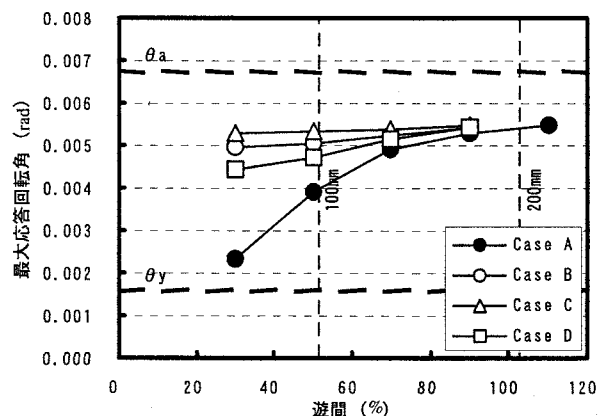


(a) タイプ I-I-1

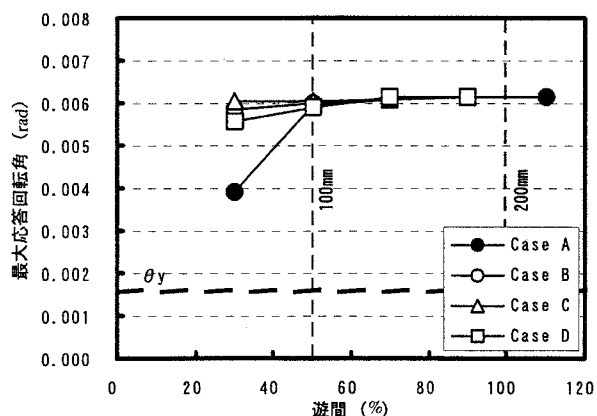


(b) タイプ II-I-1

図-10 遊間と橋台への最大作用水平力 (H=30m)



(a) タイプ I-I-1



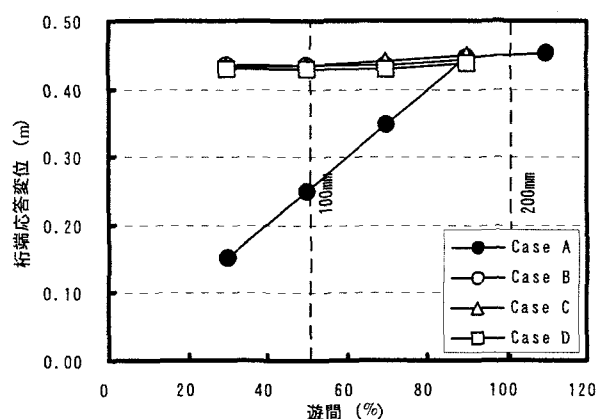
(b) タイプ II-I-1

図-11 遊間と橋脚下端塑性ヒンジの最大応答回転角 (H=30m)

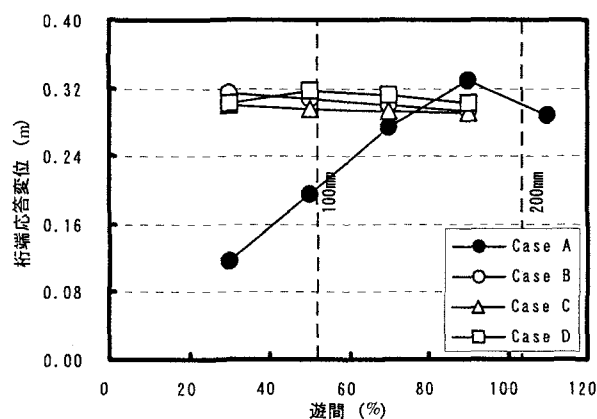
に示す。ここで、最大値は、A1側およびA2側またはP1側およびP2側の各最大値の平均値を示している。また、遊間110%に対しては、衝突無しの場合の解析結果を示している。

桁端の変位は、一般的な胸壁厚の場合には、橋台が剛な構造である場合に比べて、桁端の衝突が動的応答を抑

制する効果は少なく、衝突しない場合と同程度の応答変位が生じている。同様に、橋脚下端の塑性ヒンジ回転角も、一般的な胸壁厚では動的応答を抑制する効果は少ない。一方、橋台への作用水平力は、一般的な胸壁厚の場合には、橋台が剛な構造である場合に比べて、タイプⅠ地震動で1/2程度に、タイプⅡ地震動で1/4程度にな

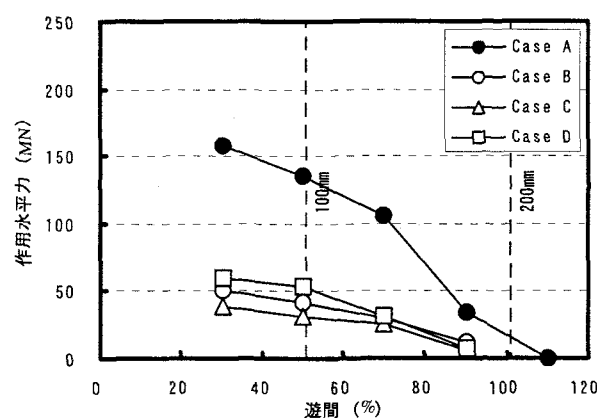


(a) タイプⅠ-I-1

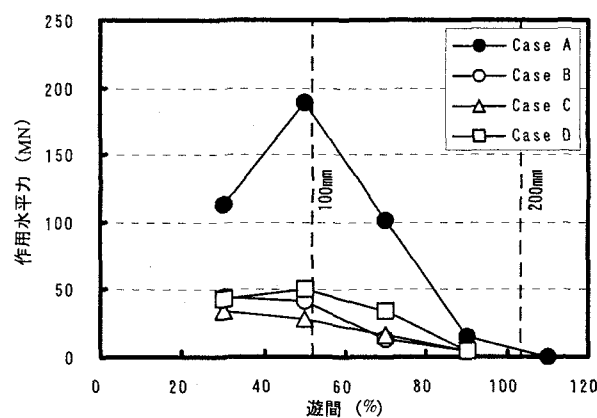


(b) タイプⅡ-I-1

図-12 遊間と桁端の橋台側への最大応答変位 (H=60m)

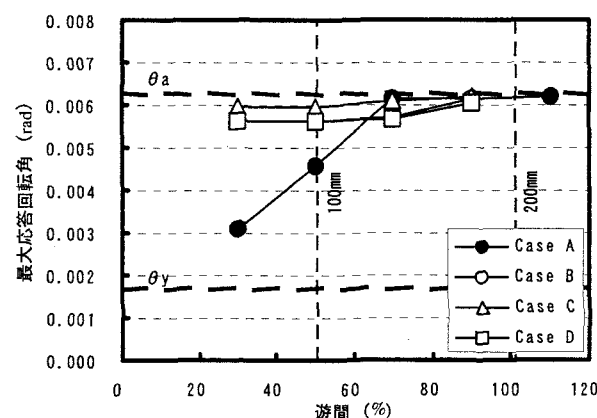


(a) タイプⅠ-I-1

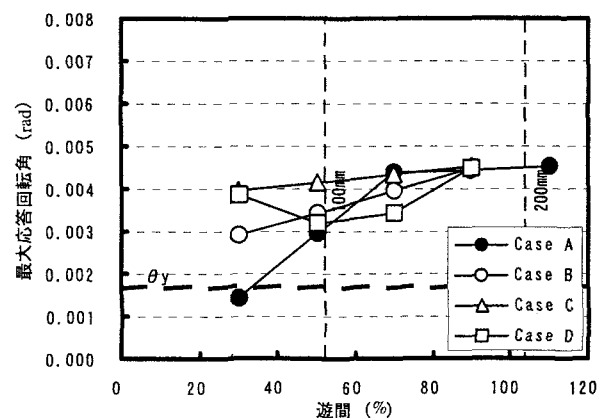


(b) タイプⅡ-I-1

図-13 遊間と橋台への最大作用水平力 (H=60m)



(a) タイプⅠ-I-1



(b) タイプⅡ-I-1

図-14 遊間と橋脚下端塑性ヒンジの最大応答回転角 (H=60m)

っている。ただし、橋台への作用力は、一般的な胸壁厚の場合でも上部構造の軸方向力に対する耐力（最小断面寸法に対して約 27MN）を上回っており、衝突による衝撃力が上部構造に与える影響を検討する必要がある。

橋脚高 60m の場合における遊間量と桁端の橋台側への最大応答変位、橋台への最大作用水平力および橋脚下端塑性ヒンジの最大応答回転角の関係を、図-12～図-14 に示す。

橋脚高 60m の場合も橋脚高 30m の場合と同様の傾向にあり、桁端の衝突が P C 連続ラーメン橋の耐震性能に与える影響は、一般的な胸壁厚では高次振動モードの影響は受けないものと考えられる¹⁾。

以上、一般的な胸壁厚に対して遊間量と耐震性能の関係を検討したが、P C 連続ラーメン橋は上部構造重量も大きいこともあり、落橋防止構造と同程度の耐力を有する胸壁とした場合でも桁端の衝突が動的応答を抑制する効果は少ない結果となった^{4), 6)}。したがって、桁端が衝突する場合でも、胸壁には衝突しない場合と同程度の押込み量が生じるものと考えられる。

5. まとめ

本検討では、高橋脚を有する P C 連続ラーメン橋の橋軸方向を対象に動的解析を行い、橋台の非線形性が桁端衝突する P C 連続ラーメン橋の耐震性能に与える影響について検討を行った。その結果をまとめると、次のとおりである。

(1) 衝突解析における積分時間間隔の設定は、応答変位や塑性ヒンジ回転角などの橋の損傷を評価する場合には、影響は少ない。

(2) 衝突による衝撃力が異なっても、胸壁の損傷は同程度である。

(3) 一般的な胸壁厚の場合には、P C 連続ラーメン橋の動的応答を抑制する効果は少ない。

(4) 一般的な胸壁厚の場合には、橋台が十分剛な構造の場合に比べて、衝突による衝撃力は 1/2 程度以下に低減される。

以上、今回の検討では、橋台を簡易な非線形モデルに設定し、上部構造端部と橋台との衝突が P C 連続ラーメン橋の耐震性能に与える影響について検討を行ったが、橋台の背面土や翼壁の影響は考慮していない。今後は、

背面土等の影響を含めて解析するとともに、衝撃力に対する上部構造の耐震性能の照査方法や、衝突する場合の橋台側および上部構造側の構造細目を検討する必要がある。

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，2002.3.
- 2) 山岸睦功，川島一彦，後藤和満：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，第 5 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.329-336，2002.1.
- 3) 角本周，吉川卓，浦川洋介：上部構造端部の遊間が P C 連続ラーメン橋の耐震性能に与える影響について，第 6 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.1-8，2003.1.
- 4) 大塚久哲，田中智行，愛敬圭二，杣辰雄：既設連続箱桁橋における免震化および橋台背面土の抵抗を考慮した耐震補強対策，橋梁と基礎，Vol.35，No.10，pp.33-39，2001.10.
- 5) 大塚久哲，竹内太佐，田中智行，杣辰雄：有限要素法による鋼連続箱桁橋の桁端衝突解析，橋梁と基礎，Vol.36，No.12，pp.39-45，2002.12.
- 6) 西岡勉，運上茂樹：両端部に橋台を有する既設連続桁橋梁の地震時挙動に関する研究，既設構造物の耐震補強に関するシンポジウム論文集，pp.23-30，2002.11.
- 7) 前原康夫，日紫木剛啓，角本周，町勉：限界状態設計法による P C 連続ラーメン橋の耐震設計，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.243-250，1999.12.
- 8) 運上茂樹，近藤益夫，三上卓：上部構造端部と橋台の衝突における橋台背面土のモデル化の影響，第 6 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.159-162，2003.1.
- 9) 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.
- 10) 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，No.703/I-59，pp.221-236，2002.4.
- 11) 運上茂樹，近藤益夫，三上卓：地震時における橋梁上部構造端部と橋台間の衝突解析法—積分時間間隔と衝突バネ定数の設定—，土木技術資料，Vol.45，No.4，pp.64-69，2003.4.