

論文 桁橋台間衝突が応答結果に与える影響の検討

宮 菌 雅裕*1・幸 左 賢二*2・濱 本 朋久*3

要旨：本研究では、新潟県中越地震において桁衝突による損傷が見られた橋梁に対して桁遊間量が橋台による上部構造の変位拘束効果や衝突力に及ぼす影響に着目した時刻歴応答解析を行った。解析の結果、上部構造の水平変位や固定ピン支承を有する P1 橋脚への応答は、桁遊間量により橋台の拘束効果が変化する結果が得られたものの、衝突力には大きな変化が見られなかった。そこで、桁遊間量が衝突力に及ぼす影響が大きいケースと小さいケースに着目することで、衝突力の最大値に大きな変化が見られない原因を検討し、衝突直前の主桁に作用する加速度が小さいことであるものを明らかにする。

キーワード：桁衝突, 桁遊間量, 衝突力, 時刻歴応答解析

1. はじめに

現在の橋梁の耐震設計においては、大きな桁遊間量を設定し、大規模地震時に主桁と橋台の衝突を考慮しない設計がなされている。そのため主桁や橋脚の地震時水平変位が大きくなり、大規模な伸縮装置や橋脚、基礎の鉄筋量の増大が余儀なくされている。このような設計法¹⁾に対して、主桁に生じる橋軸方向の水平変位を橋台により拘束し、橋脚の変形を低減する方法が考えられる。

橋台の拘束効果を設計に取り入れる解析方法として、筆者ら¹⁾は、橋台の基礎が岩盤上にあり、ウィングや隔壁により十分な耐力を有している橋台を対象として、パラペット基部の損傷状況から想定したせん断破壊バネを接触バネと合成し主桁端部に配置するモデルの妥当性について検討を行ってきた。その結果、変形が生じない橋台では、主桁の変位が拘束され橋脚の損傷が低減されることを明らかにした。

橋台抵抗により主桁の水平変位を拘束する設計方法を用いる際、水平変位の拘束効果は桁遊間の設定により変化するために、最適な遊間量の値や遊間量の変化が応答結果に及ぼす影響を検討する必要がある。

本研究では、主桁と橋台の設定遊間量の違いが橋台による主桁の拘束効果や衝突力に及ぼす影響を時刻歴応

答解析により検討する。

2. 対象橋梁と被害概要

2.1 対象橋梁

図-1 に対象橋梁の橋梁全体図と地震による損傷箇所を示す。本橋は橋長 209.0m、主桁重量 60.07MN の PC3 径間連続箱桁橋であり、中間支点部の桁高 5.0m、幅員 11.65m、支間長は 207.8m である。A1 橋台は上下線一体構造であり、形状は高さ 24.2m、パラペット高さ 3.3m、パラペット厚さは 0.8m、8 室の隔壁を有する構造である。橋軸方向の支承条件は、P1 橋脚が固定のピン支承、その他の橋脚は可動ピンローラー支承である。

2.2 橋台の被害状況

新潟県中越地震における A1 橋台の損傷状況を写真-1、図-2 に示す。A1 橋台は図に示すように上下線一体構造である。橋台パラペットには主桁端部が衝突したことで生じたひび割れや被りコンクリートの剥落が見られた。パラペット前面には、写真-1a)、図-2a) に示すように、パラペット左ウィング側に最大ひび割れ幅 8.0mm のひび割れ、パラペット基部および左ウィングとの隅角部に被りコンクリートの剥落が見られた。また、主桁がパラペットにめり込んでおり、現地の損傷写真を用いた画像

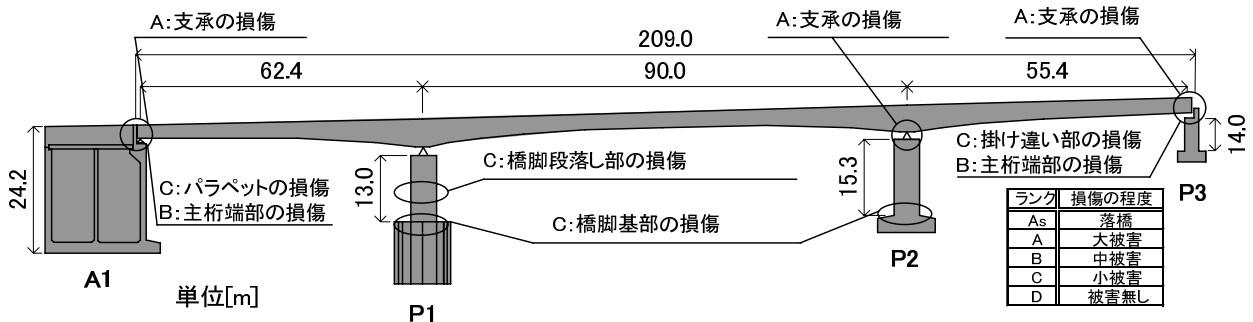


図-1 対象橋梁

*1 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (正会員)

*2 九州工業大学 工学部建設社会工学科教授 Ph.D. (正会員)

*3 パシフィックコンサルタンツ (株) (正会員)



a) 衝突の痕跡 b) 橋台背面の損傷

写真-1 A1 橋台損傷状況

解析によると、主桁の残留めり込み量は 30mm 程度であった。また、橋台背面では写真-1b)に示すように舗装の沈下や図-2に示すように約0.2mの目地開きが見られた。

2.3 橋脚の被害状況

P1 橋脚の形状および損傷状況を図-3に示す。断面は 4.5×7.0m の矩形断面であり、橋脚基部から 6.9m, 8.1m の位置で軸方向鉄筋が 3 段から 1 段に急激に段落しされている。損傷状況は、図-3 に示すように、橋脚中央部で斜めひび割れが確認され、橋脚基部では水平な曲げひび割れが確認されたが、被りコンクリートの剥落は見られなかった。

2.4 支承と伸縮装置の損傷状況

A1 支承の損傷状況は、図-4a)に示すようにローラーの脱落、連結版およびサイドブロックの破損が確認された。P3 支承の損傷状況を図-4b)に示す。図より、可動ローラーの設計移動可能量 0.085m を越える変位によるローラーの脱落、サイドブロックおよび連結板の破損が確認できる。P3 支承は、可動ローラーが 2 本とも飛び出したため、主桁が 0.1m 程度沈下していた。なお、固定ピン支承である P1 支承は、上下線共に損傷が確認されなかった。P3 橋脚側および A1 橋台側における鋼製の伸縮装置の被害状況を写真-2に示す。伸縮装置の遊間は、コンクリート桁の温度変化や活荷重などによる桁端変位を考慮した遊間量より 45mm、桁遊間は 90mm となっている。従って、大規模地震時には桁の衝突よりも伸縮装置の衝突が先に発生する。P3 橋脚側の伸縮装置は写真-2(a)に示すように、フィンガープレート同士が衝突することで 170mm 程度めくり上がり、背面舗装が押し込まれている。

3. 地震応答解析

3.1 解析方法

解析モデルは図-5に示すように、橋梁全体系の 2 次元フレームモデルを用いている。上部構造は剛梁要素、各橋脚は弾塑性梁要素を、ケーソン基礎は剛梁要素を用い、

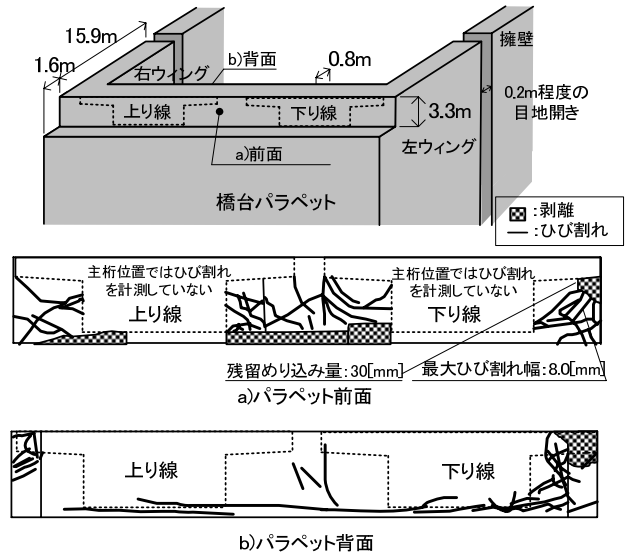


図-2 A1 橋台パラペットの損傷状況

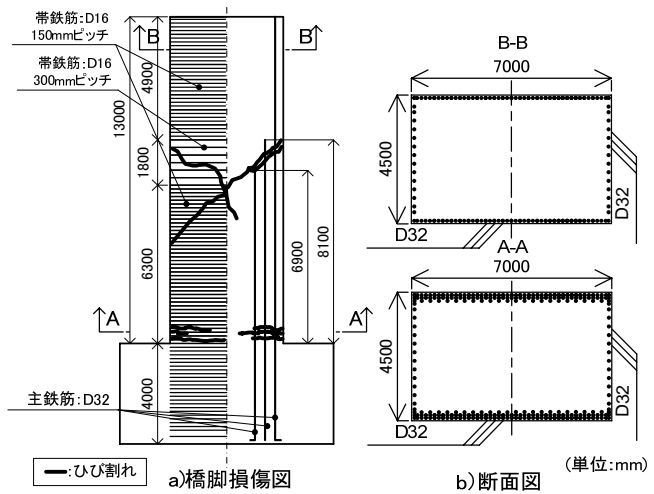


図-3 P1 橋脚形状と損傷状況

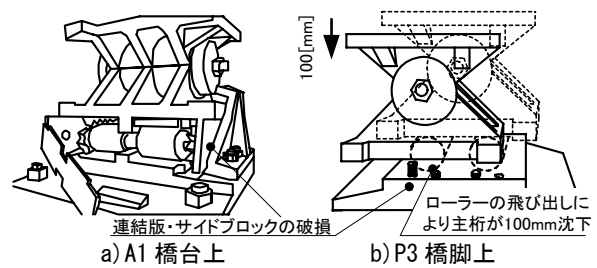


図-4 支承の損傷状況



(a) P3 橋脚側 (b) A1 橋台側

写真-2 伸縮装置の損傷状況

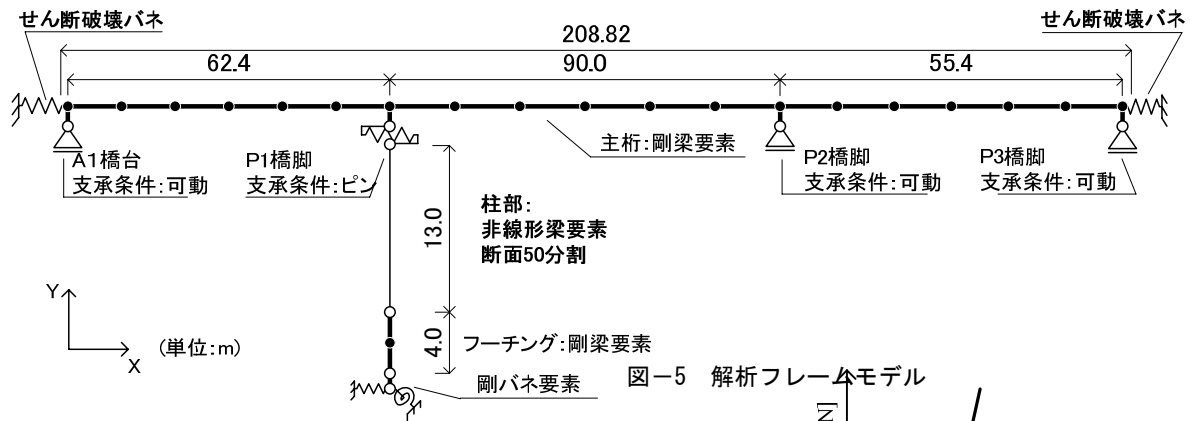


図-5 解析フレームモデル

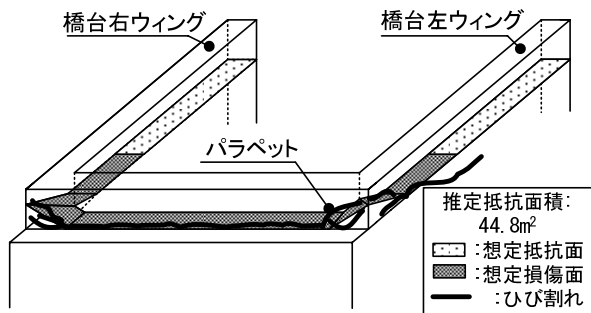


図-6 橋台の想定抵抗面および想定抵抗面積

支承および基礎部は線形バネ要素を用いた。P1 橋脚の固定ピン支承には損傷が確認されなかったことから、水平方向は剛バネ要素、回転方向は抵抗しないバネを用いている。可動支承は図-4 に示したようにサイドブロックの損傷が見られているが、橋台のせん断耐力に比べて小さいと考え、水平方向に抵抗しないモデルとした。また、基礎バネは、橋脚底面に剛な線形バネを設置している。P1 橋脚の曲げ変形特性は道路橋示方書V編に準じて決定し、復元力モデルには、ひび割れを考慮した Takeda モデル（剛性低下率=0.4）を用いている。

橋台のモデル化は、橋台のパラペット基部に損傷が集中していること、橋台の設置位置はN値が70以上の泥岩であることから橋台底面の変形が殆ど生じないものと考えて、パラペットのせん断破壊バネでモデル化している。橋台パラペットは、実被害がせん断損傷であり、軽微な損傷であることから線形のせん断破壊バネを用いた。バネ剛性は、既往の局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の押抜きせん断実験結果²⁾を参考とした。ひび割れより想定した A1 橋台の抵抗面積は図-6 に示すように 44.8m²であり、実験供試体の破壊面の570倍の面積を有していることから実験により得られた P-δ 関係を 570 倍し図-7 に示すように k=39.8MN/mm とした。

積分時間間隔は、衝突力の精度を向上させるため、 $\Delta t=1/20000$ 秒とした。ただし、出力は 0.01 秒刻みのプロットとしている。各部材の履歴減衰の他に部材減衰定数として、主桁および橋脚は 2%、基礎は 20% とし、橋全体の粘性減衰としてレーリー減衰を用いた。数値積分に

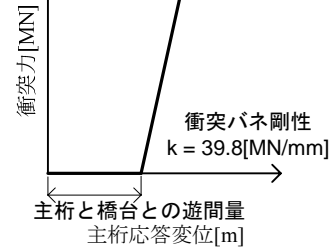


図-7 橋台のせん断破壊バネ

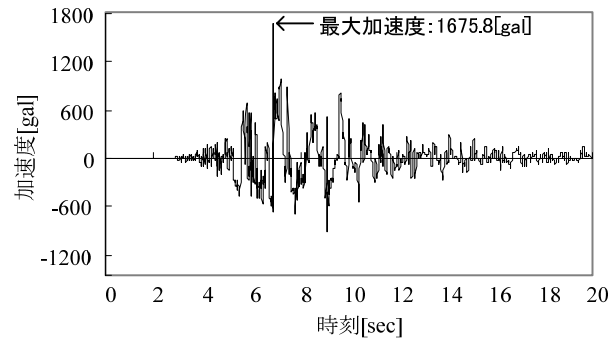


図-8 入力地震波形

表-1 解析ケース

解析ケース	遊間量 [mm]		橋台	設定の根拠
	A1側	P3側		
Case1	90	90	橋台の変形を考慮しない	橋梁一般図より
Case2	60	60		主桁の常時伸縮量
Case3	40	40		温度変化移動量+10mm
Case4	0	0		—

はニューマークのβ法 (β=1/4) を用いた。入力地震動は図-8 に示すように本橋に最も近傍に位置し地盤種別がほぼ同様であると考えられる JMA 川口 (E-W) 波形を橋軸方向に入力した。

3.2 解析ケース

解析ケースは表-1 に示すように、設定遊間量を変化させて橋台の拘束効果や衝突力に及ぼす影響に着目する。なお、設定遊間量が応答結果に及ぼす影響にのみ着目するため左右対称の遊間量を設定している。Case1 は、橋梁一般図より遊間量を 90mm としている。さらに、主桁の温度変化、クリープ、乾燥収縮等を考慮した最小遊間量を 60mm とした Case2、クリープ、乾燥収縮等の影響を考慮せず主桁の温度変化量 30mm に余裕 10mm を考慮した Case3、遊間量を 0mm とした Case4 を比較ケースとして設定した。

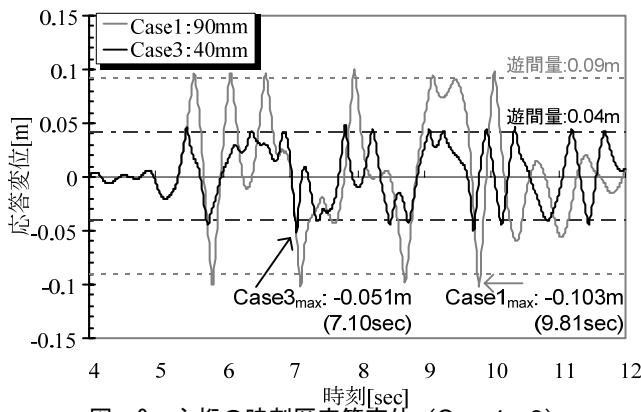


図-9 主桁の時刻歴応答変位 (Case1, 3)

4. 解析結果

4.1 Case1, Case3 応答比較

図-9に主桁の時刻歴応答変位を比較する。Case1において桁と橋台が衝突する4秒から12秒に着目している。A1橋台側の衝突回数はCase1:4回、Case3:9回、最大応答変位はCase1:-0.103m、Case3:-0.051mであるので、Case3は衝突回数が増えるものの、橋台による主桁の変位拘束効果が増加している。

図-10にP1橋脚基部のM-φ応答履歴を比較する。A1橋台側の変形が大きく発生しており、曲率じん性率 μ に着目するとCase1:8.86、Case3:5.63となり主桁の移動が抑制されることで、最大応答が低減されている。また、履歴面積の比率を比較するとCase1:1.68、Case3:0.87であり、M-φ履歴が吸収する履歴エネルギーが半分程度となっている。

図-11に主桁A1橋台側端部に設置した衝突バネの時刻歴衝突力を比較する。図-9において応答変位が遊間量に達すると衝突力が発生している。衝突力の最大値に着目するとCase1:-504MN、Case3:-457MNと、Case3はCase1よりも9%の低減に留まっている。

4.2 各ケース最大応答比較

図-12にP1橋脚基部の曲率じん性率と遊間量の関係を示す。Case1:8.86、Case2:6.93、Case3:5.63、Case4:0.07であり遊間量が縮小すると橋脚基部の曲率じん性率も減少している。Case4は遊間量が0mmであるのでP1橋脚の変形は殆ど生じていない。

図-13に衝突力の最大値と遊間量の関係を示す。Case1, 2, 3の衝突力はCase1:-504MN、Case2:-461MN、Case3:-457MNであり、遊間量が縮小しても衝突力は僅かに減少するのみである。Case4は遊間量が0mmであるので衝突力は-138MNと他のケースと比較して小さい。遊間量を変化させた結果、遊間量を縮小させることで、橋台抵抗による拘束効果が増加し、応答変位、P1橋脚の曲率じん性率は減少するものの、衝突力は僅かに低下する程度であった。

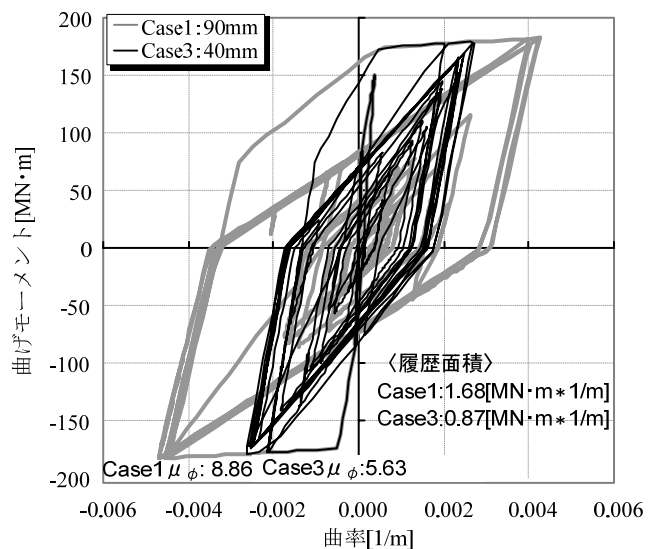


図-10 P1 曲率基部 M-φ 応答履歴 (Case1, 3)

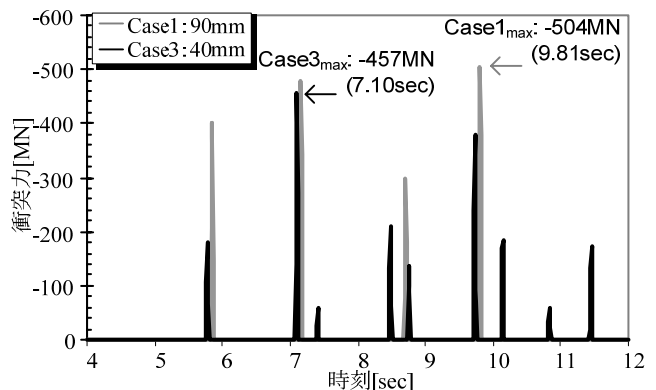


図-11 時刻歴衝突力 (Case1, 3)

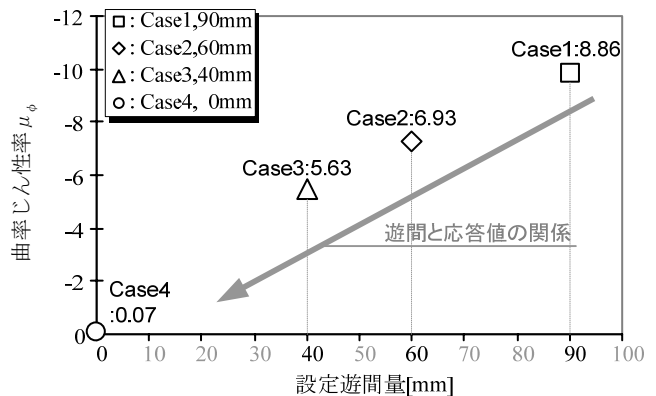


図-12 P1 橋脚曲率じん性率と遊間量の関係

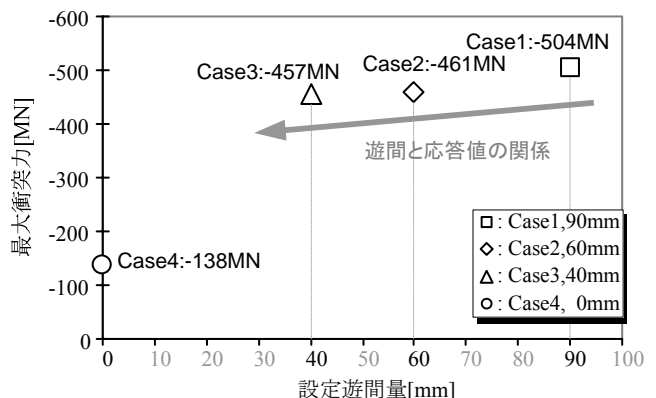


図-13 衝突力の最大値と遊間量の関係

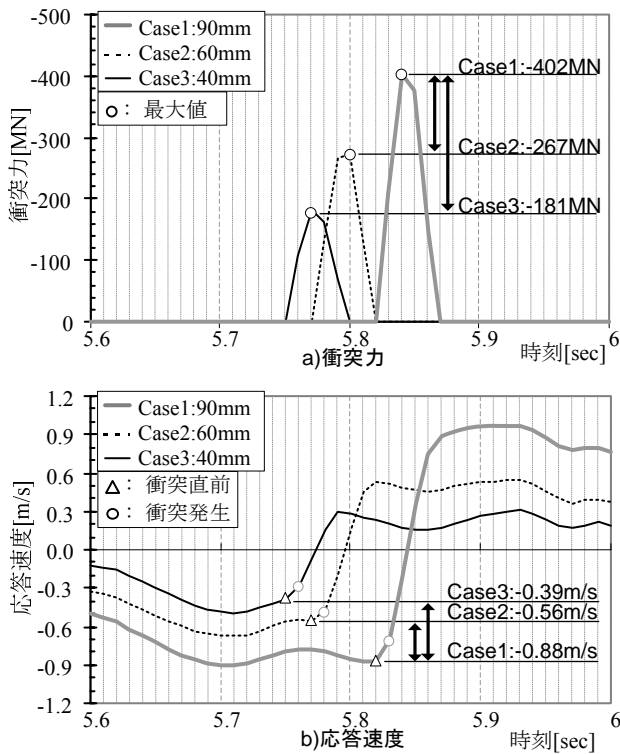


図-14 衝突力・速度の時刻歴関係 (5.6~6.0sec)

5. 衝突力に関する考察

4章の解析結果より、遊間量が衝突力の最大値に及ぼす影響は僅かであることが分かった。本章では、主桁の応答と衝突力の関係を考察する。

5.1 主桁の応答速度と衝突力の関係

図-14に主桁がA1橋台に衝突する前後5.6~6.0秒に着目した衝突力および主桁の応答速度の時刻歴変化を示す。解析結果は0.01秒刻みで出力している。図-14a)に着目すると、各ケース共にほぼ同時刻で衝突しており、衝突力の最大値はCase1:-402MN, Case2:-267MN, Case3:-181MNと遊間量が小さいケースで小さな衝突力が発生している。図-14b)に着目すると主桁が橋台に衝突する際に速度が反転していることが分かる。衝突直前の速度はCase1:-0.88m/s, Case2:-0.56m/s, Case3:-0.39m/sとなっており衝突力と同様に速度に差異が生じた。

次に、A1橋台に作用するすべての衝突力と衝突直前の速度の関係を図-15に示す。図より衝突力と応答速度には相関性が見られ、衝突力は衝突直前の主桁の速度によって増減することが分かる。また、各ケースの衝突力の最大値に大きな差は見られないものの、平均値はCase1:-392MN, Case2:-313MN, Case3:-204MNと遊間量が小さいケースでは衝突力が小さくなっている。

5.2 各ケースの遊間量と衝突力の関係

本節では、各ケースの衝突力の最大値に差異が見られない原因について、同時刻に衝突した応答結果に着目し、遊間量が(1)衝突力に及ぼす影響が大きいケース、(2)衝突力に及ぼす影響が小さいケースに分けて考察する。

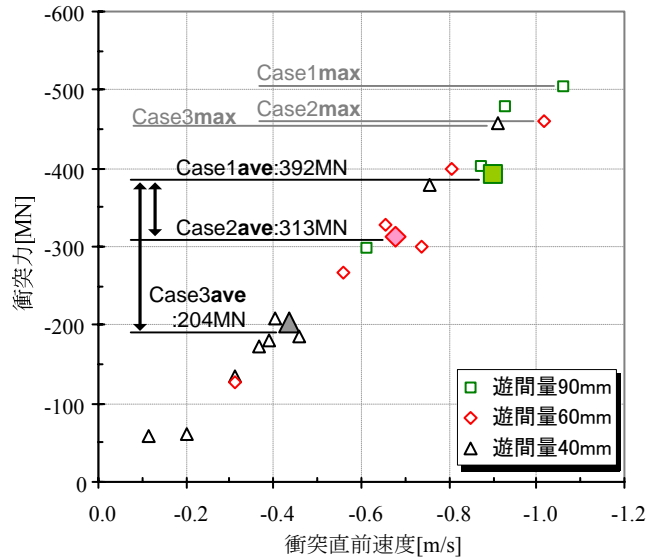


図-15 衝突力-衝突直前速度関係

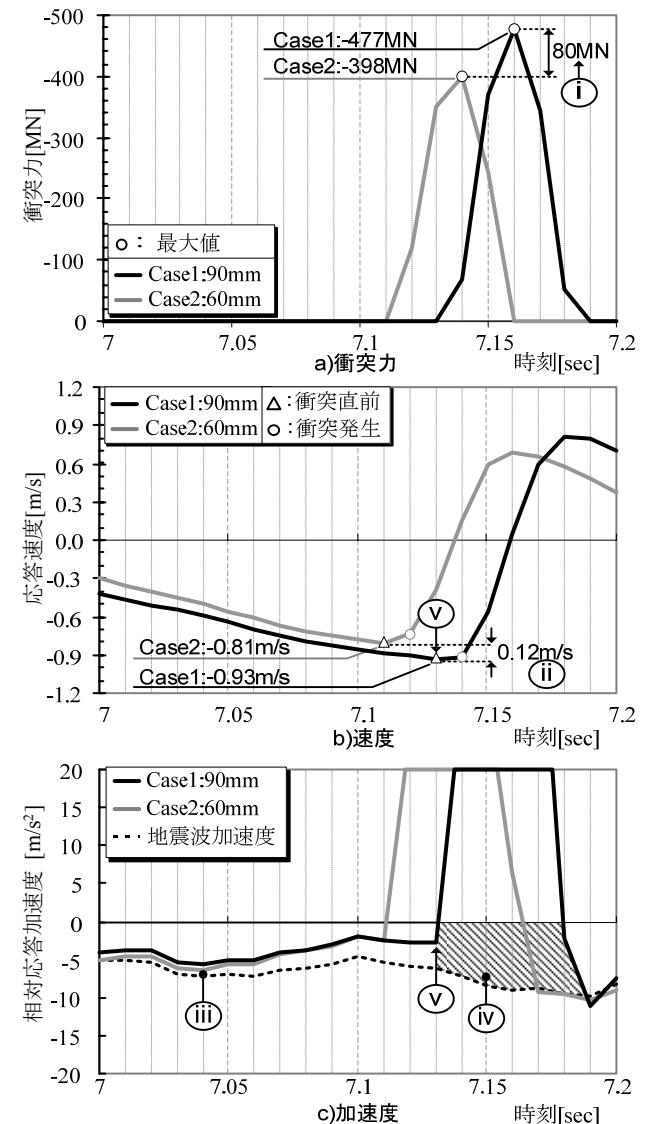


図-16 衝突力・速度・加速度の関係 (7.0~7.2sec)
 〈遊間量の差が衝突力に及ぼす影響が大きいケース〉

(1) 遊間量の差が衝突力に及ぼす影響が大きいケース

図-16に7.0~7.2秒に着目したa)衝突力とb)主桁の速度 c)加速度及び入力地震波加速度の関係を示す。衝突力を図-16a)に示す。最大値に着目すると Case1:-477MN, Case2:-398MN と16%(80MN)の差異が見られた(図中 i)。応答速度を図-16b)に示す。応答速度は Case1, 2ともにほぼ同様の挙動をしている。衝突直前の速度は Case1:-0.93m/s, Case2:-0.81m/s と0.12m/sの差異が見られた(図中 ii)。主桁の相対加速度と地震波加速度を図-16c)に示す。衝突前までの主桁の加速度は、地震波とほぼ同様の挙動であり(図中 iii), Case1 衝突後の7.13秒以降において地震波の加速度が大きく生じている(図中 iv)。

衝突直前の挙動に着目すると(図中 v), 主桁の加速度は衝突直前まで作用しており、速度も増加している。従って、加速度が継続的に作用し衝突直前の速度に差異が生じ衝突力の差異が生じたと考えられる。また、7.13秒以降の地震波加速度が大きく作用していることから(図中 iv), 遊間量が Case1 よりも大きなケースでは、主桁の速度がさらに増加し大きな衝突力が発生するものと考えられる。

(2) 遊間量の差が衝突力及ぼす影響が小さいケース

図-17に9.65~9.85秒に着目したa)衝突力とb)主桁の速度 c)加速度及び入力地震波加速度の関係を示す。衝突力を図-17a)に示す。最大値に着目すると Case1:-504MN, Case2:-461MN と8%(40MN)の差異が見られた(図中 i)。応答速度を図-17b)に示す。応答速度は Case1, 2ともにほぼ同様の挙動をしている。衝突直前の速度は Case1:-1.06m/s, Case2:-1.02m/s と0.04m/sの差異がみられた(図中 ii)。主桁の相対加速度と地震波の加速度を図-17c)に示す。Case1 衝突後の9.80秒以降において地震波の加速度が小さく生じている(図中 iii)。

衝突直前の挙動に着目すると(図中 iv), Case1 は, Case2 衝突以降, 主桁の加速度がほぼ0であるので速度は増加せず等速度運動をしている。このようなケースにおいては、遊間量に変化しても主桁の速度に及ぼす影響は小さいので衝突力の差異は殆ど生じない。衝突以後の地震波の加速度も小さいため(図中 iii), Case1 よりも遊間量が大きいケースでも衝突力は増加しないと考えられる。

6. まとめ

設定遊間量が応答に及ぼす影響に着目した検討の結果得られた知見を以下に示す。

(1)主桁の応答変位は、90mmの遊間を設定した Case1:-0.103m, 40mmの遊間を設定した Case3:-0.051mであり、P1橋脚の曲率靱性率は、Case1:8.86, Case3:5.63であった。従って、遊間量を縮小すると橋台の拘束効果により橋脚の変形量は小さくなると考えられる。

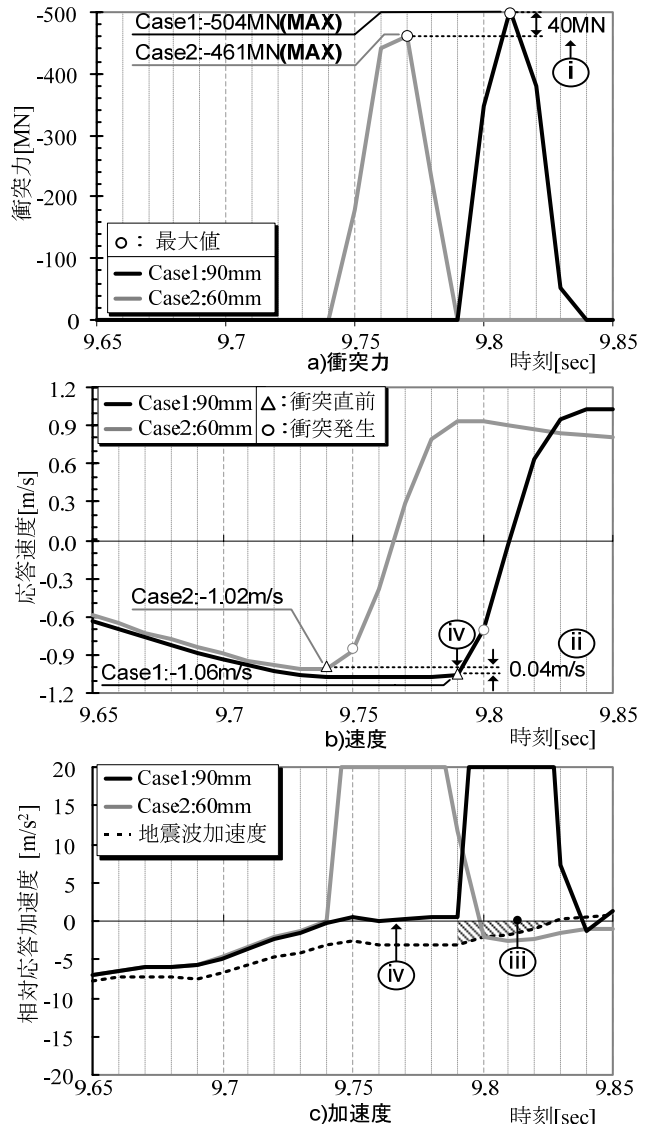


図-17 衝突力・速度・加速度の関係 (7.0~7.2sec)
 〈遊間量の差が衝突力に及ぼす影響が小さいケース〉

(2)各ケースの衝突力の最大値は Case1:-504MN, Case2:-461MN, Case3:-457MN であり、平均値は Case1:-392MN, Case2:-313MN, Case3:-204MN であった。遊間量を小さくすると衝突力の平均値は低減される。

(3)遊間量を小さく設定したにも関わらず最大衝突力の減少は生じなかった。これは、衝突直前の主桁に作用する加速度が小さかったためと考えられる。

参考文献

- 1) 濱本, 幸左, 阿部, 猪熊, 成行: 新潟県中越地震で被災を受けた橋梁の損傷メカニズムに関する一考察, 構造工学論文集, Vol.52A, 2006.3
- 2) 幸左, 宮原, 閑上, 萩原: 局所集中荷重を受ける鉄筋コンクリート梁端部の実験的検討, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.943-950, 2004.3