桁遊間量・地盤条件が桁ー橋台間衝突に及ぼす影響検討

Dynamic analysis considering collision between girder-end and abutment

幸左賢二*, 宮薗雅裕**, 今村壮宏***, 坂本裕史**** Kenji Kosa, Masahiro Miyazono, Takahiro Imamura, Yuji Sakamoto

*Ph.D. 九州工業大学 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1) **工修, 住友大阪セメント株式会社 (〒551-0021 大阪市大正区南恩加島 7-1-55) ***NEXCO 中央研究所 道路研究部 (〒194-8508 東京都町田市忠生 1-4-1) **** 九州工業大学 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

Dynamic analysis was performed to evaluate the effect of expansion gap and surpporting ground conditions under the abutments on the collision force and movement between the girder and abutment. The results showed, as the expansion gap became small, the collision frequency increased, however the collision force reduced.

Key Words: Dynamic analysis, Abut-resistance, Pounding of bridge girder キーワード: 動的解析,橋台抵抗,桁端衝突

1. はじめに

現在の橋梁の耐震設計法では、大きな桁遊間量を確保 し、大規模地震時に上部工と橋台パラペットが衝突しな いように設定することを標準¹⁾としている.この場合、 大遊間に対応するための大規模な伸縮装置が必要であ り、また、地震時慣性力の大部分を橋脚が負担するため、 断面および鉄筋量が増大する傾向にある.既設の河川橋 等の水面内にある橋脚を一般的な巻き立て工法により 耐震補強する場合、河川の仮締め切りや重機搬送用の仮 桟橋設置などが必要であり、仮設工が大規模で困難なも のとなり、かつ多額の工事費を必要とするといった問題 が生じる.さらに、河積阻害率といった河川条件により、 RC 巻き立て等の橋脚柱断面を増すような工法が承諾さ れない場合もある.

このような設計法に対して、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 法が有効であると考えられる^{2),3),4)}. 図-1 に研究フロ ーを示すが、文献²⁾によると、主桁と橋台との間に接触 バネを設置し、橋台パラペットにはせん断および曲げ破 壊バネを設置、橋台背面土には背面土バネを設置する解 析方法が提案されている. しかし、パラペットについて は、破壊形態や抵抗挙動が不明確であり、抵抗特性や耐 力の算出方法を明らかにする必要がある. また、本工法 は橋台を固定とみなすことが出来る条件の下では、橋台 による主桁の拘束効果が確認されている⁵.しかし,堅 固な地盤でないものや遊間量の設定が及ぼす影響は明 らかにされていない.そこで,全体構造系には,同一モ デルにおいて地震時の地盤条件,遊間量が桁衝突のモデ ル化に及ぼす影響を評価し,実橋解析モデルによる応答 結果の評価を行った.





2. 対象橋梁の損傷概要

2.1 対象橋梁

検討対象は、図-2に示す新潟県中越地震において、 桁衝突が生じて桁端がパラペットを押し込む損傷が発 生している橋梁とした.本橋は昭和53年道路橋示方書同 解説に準じて設計をしており、橋長209.0mのPC3径間連 続箱桁橋である.また、支間長は62.4m+90.0m+55.4m= 207.8mである.損傷が大きかったA1橋台は上下線一体構 造であり、躯体高24.2m、パラペット高3.3m、パラペッ ト厚0.8m、8室の隔壁を有する構造であった.なお、本 橋の位置する地盤の種別はI種地盤である.

橋脚形状は、P1、P2橋脚は単柱式矩形断面であり、柱 部の高さはそれぞれ13.0m、15.3mとなっており、P1橋脚 は基部から6.9mの位置で軸方向鉄筋が3段から2段に、 8.1mの位置で2段から1段に急激に段落しされている.ま た、P3橋脚は隣接する中空床版桁との掛け違い構造にな っており、高さは14.0mである.なお、橋軸方向の支承 条件は、P1橋脚が固定のピン支承であり、その他の下部 工の支承条件は可動である.

2.2 対象橋梁の損傷概要

図-2の対象橋梁全体図に損傷状況を併記する.本橋の被災度を,道路震災対策便覧^のに基づき5段階に分類している.この結果,損傷の大きいAランクの損傷は, A1, P2, P3支承およびP3橋脚の掛け違い部の損傷であった. 各部材の損傷状況について以下に詳述する.

(1)A1橋台の損傷状況

A1 橋台の損傷は、パラペットに主桁が衝突したことに よるパラペット部のひび割れや被りコンクリートの剥 落である.同様に、衝突が発生したことを裏付ける損傷 として両端部の主桁に衝突痕が確認された.さらに、主 桁がパラペットに衝突した痕跡については、画像計測に よりパラペット部が背面側に 20mm(パラペット-竪壁 間の相対変位)の残留変形を生じた.なお、画像計測方 法は桁高 2.7mが既知であり、この長さを基準にパラペッ ト部が竪壁に対して背面側に押し込まれた変位を計測 した.そこで、推定計測値による誤差は 5mm 以下であ り、地震時に衝突が発生することにより少なくともパラ ペット基部に 20mm 以上(パラペット-竪壁間の相対変 位)のせん断変形が発生したと推測される.

(2)P1橋脚の損傷

P1橋脚は、柱中央部でBランクの斜めせん断ひび割れ と柱基部付近にBランクの水平曲げひび割れが発生した. また、橋脚の損傷状況からは、桁の橋台への衝突に伴う 変位拘束効果によりP1橋脚の被災度が低減したと推察 される.

3. 橋台底面の地盤条件が及ぼす影響

3.1 検討目的

橋台部の水平抵抗を考慮した桁衝突解析を行う際に, 基礎地盤や背面土の影響は無視できないと考えられる. そこで,図-3に示すように橋台部を詳細にモデル化し, 橋台底面の地盤条件をパラメータとすることにより,基礎地盤の条件が応答結果に及ぼす影響について検討した.

3.2 解析概要

(1) 解析モデル

図-3に示すように、上部構造は剛梁要素, Pl 橋脚は 弾塑性梁要素, ケーソン基礎は剛梁要素, 支承および基 礎部は線形バネ要素を用いている. なお, 橋台部には接 触バネ, せん断バネ, 背面土バネおよび基礎バネを設置 している.

接触バネを図-4 (a)に示す. このバネは桁が橋台から 離れる方向では抵抗させず,桁と橋台の遊間量である 0.09mを考慮して圧縮側のみで弾性抵抗を示す特性を与 え,初期剛性は主桁の軸方向剛性より $K_1 = 122MN/mm$ とした.

橋台パラペットのせん断バネを図-4 (b)に示す.橋台 のせん断バネは既往の実験結果のを参考に算定した。図 -5 に橋台の想定抵抗面,図-6 に既往の実験結果を示 す. 図-6(b)には載荷板(100×100mm)が鉛直方向に作用 したときの荷重-変位関係を示している.既往の実験に おける供試体の破壊面積と A1 橋台の想定抵抗面積とを 比較すると,既往の実験供試体の平均破壊面積が0.078m² であり、A1 橋台の想定抵抗面積は 44.8m² であるので約 570 倍程度の耐力が期待できる.よって、実験結果より せん断バネを求め、実被害の抵抗面積が570倍となるこ とを考慮して, バネ剛性を K2= 39.8MN/mm と設定した. また,図-6(b)のように荷重700kN,変位10mmのとき に最大荷重に達したことから、図-4 (b)に示すような、 弾塑性バネでモデル化している. 橋台パラペットの曲げ 破壊バネは、実被害がせん断損傷するメカニズムを推定 し、十分に剛性の高いバネを設置している.

背面土バネを図-4 (c)に示す. 道路橋示方書IV下部構造編⁸(以下,道示IV)に規定されるケーソン基礎に準じた非線形のバネを1から2m間隔で23個設置した. なお、背面土バネの上限値は地盤面からの深さを考慮し、道示IV⁸よりケーソン基礎前面の水平地盤反力の上限値として、地震時の地盤の受動土圧強度に水平地盤反力度の上限値の割り増し係数を乗じたものを上限値としており、その値は7398 kNから120493kNとしている. 基礎バネは道示IV⁸に従って水平バネ、回転バネを算出したものを設置している.

P3 橋脚のモデル化は、主桁、P1 橋脚ともに A1 橋台側 の挙動に着目した解析を行っており、P3 橋脚のモデル化 の影響は少ないことから、本検討では固定点に接触バネ を設置する簡易的なモデルを適用した.

(2) 解析手法

積分時間間隔 Δt は $\Delta t = 1/20000$ 秒としており、これは、 衝突時刻や衝突継続時間の正確な把握、ピーク時の挙動 の把握を目的としている.ただし、出力は 0.01 秒刻みの



図-4 橋台の設定バネ定数



図-7 入力地震波形

表-1 解析パラメータ

解析 ケース	橋台 モデル	A1基礎 地盤N値	桁-橋台 遊間量	地震波	備考
$\frac{1-1}{1-2}$ $\frac{1-3}{1-3}$	地盤 バネ を考慮	$ \frac{\infty}{70} 60 $	90 [mm]	JMA 川口EW	<u>対象橋梁基礎地盤</u> 直接基礎適用範囲
<u>1 - 4</u> 1 - 5		$\frac{50}{40}$			

プロットとしている.部材減衰定数は主桁および橋脚は 2%,基礎は20%とした.橋全体の粘性減衰はレーリー減 衰を用いた.数値積分にはニューマークの β 法(β = 1/4)を用いた.入力地震動は旧川口町役場で観測されて おり、本橋に対し、東に16.6km離れた位置である.観 測方向は本橋橋軸方向に対し、時計回りに12.6°のズレ があり、ほぼ本橋の橋軸方向と一致していると考え、気 象庁川口町川口 (E-W)波形を橋軸方向に入力した.そ の地震波形を図-7に示す.

(3) 解析ケース

解析ケースを表-1に示す.架橋地点の基礎地盤が N 値 70以上の泥岩と橋梁一般図に示されているため,基 礎底面を固定(N値∞と仮定)としたものを Case1-1と した.さらに比較ケースとして本橋のような直接基礎を 用いる地盤条件として,道示IV⁸に N値 30以上の砂質土 と示されているので N値 70,60,50,40としたものを それぞれ Case1-2, Case1-3, Case1-4, Case1-5 と設定し ている.なお,桁端-パラペット間の遊間量は対象橋梁 の遊間量を用いて A1橋台,P3橋脚共に 90mm とした. また,背面土に設置しているバネは橋台底面の影響に着 目し,各ケース同じバネ定数を設定している.

表-2に基礎バネとN値の関係を示す.橋台底面の基礎の水平バネ、回転バネは道示IV⁸に示される地盤反力 係数を用いて算出した.水平バネは、基礎底面と地盤との摩擦による抵抗を考慮して橋台底面の水平方向せん 断地盤反力より算出している.回転バネは、基礎底面の 抵抗を橋台底面の回転に対する抵抗より算出している. また、回転バネの設置位置は、橋台自体を剛体としてモ デル化しているので回転の中心は橋台底面としている.

3.3 現地地盤条件(基礎バネ∞)の解析結果

本橋の地震時挙動を把握するため、本節では架橋地点 の地盤条件より、橋台の移動が殆ど生じないと考え基礎 バネ∞(N値∞仮定)のケースに着目した.

図-8 (a)に桁端およびパラペット前面の位置関係を応 答変位図で示す.着目時間は桁端とパラペット前面の衝 突が確認された 5 秒から 12 秒とした.本図のパラペッ ト前面とは、図-8 (b)に示すように主桁とパラペットが 衝突する位置のことで、この位置に主桁とパラペットを つなぐ接触バネ要素を設置しており、その端部節点位置 である.各着目点の応答変位については、対象橋梁の橋 台パラペット前面を原点とすると、パラペット前面は 0m を中心に、桁端は 0.09m を中心に移動する.衝突は桁端 がパラペット前面にめり込んでいる時に発生し、図-8(a)に示すように桁端とパラペット前面は 4 回衝突して いる.パラペット前面の最大応答変位は 7.17 秒時に発生 しており、その変位は 0.011m である.

図-8 (b)にパラペット前面が最大応答変位となる 7.17 秒付近の時刻-応答変位関係を示す.この衝突に関して,

表-2 基礎バネ定数とN値の関係

NE	水平バネ	回転バネ	
IN1但	[kN/m]	[kN•m/rad]	
70	8.45×10^{6}	5.88×10^{9}	
60	7.25×10^{6}	5.04×10^{9}	
50	6.04×10^{6}	4.20×10^{9}	
40	4.83×10^{6}	3.36×10 ⁹	







(b) 橋台最大変形時







桁端とパラペット前面が接触している時間は0.06秒であ り、最大めり込み量は0.0029mである.この図より、桁 端が衝突することによりパラペットが全体的に背面側 に押し込まれ、かつパラペット前面にめり込みが発生し ていることが分かる.

図-9 に桁端がパラペット前面に衝突したことにより パラペット下端に発生するせん断力を示す. ここでのせ ん断力はパラペット下端に設置したせん断バネの応答 値であり、せん断バネの最大値は7.17秒時に-368MN で あり、パラペット前面の最大応答変位時と同じである. 図-10に接触時間中の移動模式図を示す.本図は桁端と パラペット前面が衝突する直前の7.14秒,橋台最大変形 時の7.17秒を基準としており、各節点変位について、橋 台はパラペット前面 (衝突バネ設置位置),パラペット 下端,竪壁天端,及び底版下端に着目している.なお, 図中には着目した時刻における橋台及び主桁の移動速 度を矢印の大小で、移動方向を矢印の向きで表している. 図-10 (a)の 7.14 秒時は、衝突直前でありパラペット前 面は主桁方向に移動している. 衝突直前としては橋台の 移動は殆ど生じないが、その後衝突することによってパ ラペット前面が主桁に押し込まれることによりパラペ ットの全体に大きな水平変形が発生している. 図-10(b) に示すように、7.17秒時ではパラペット前面の応答変位



・四角内の数字はN値∞に対する減少率を表す 図-11 最大せん断力比較



は-0.0108m,パラペット下端は-0.0106m,竪壁天端は -0.0014m,桁端は-0.0137mであり,桁端はパラペット前 面と比較すると-0.0029m背面側にめり込んでおり,パラ ペット下端は竪壁天端と比較すると 0.0093m背面側に押 し込まれている.また,パラペットの最大変形が発生す る時刻において,橋台は戻ろうとする方向に移動を開始 しており,主桁は移動していない.

図-10 より衝突することで橋台パラペットには大き な水平変位が生じており,相対的には小さいが竪壁全体 に水平方向の変形が確認できる.竪壁全体には実際の竪 壁断面の断面2次モーメントおよび断面積よりも非常に 大きな断面定数を解析モデルに入力している,しかし, 底版下端の固定点からせん断バネの反力が作用する竪 壁天端まで約20.9mの高さがあるため,最大応答せん断 力 368MN (図-9)を作用させた片持ち梁の簡易的な変 位計算においても竪壁天端位置で曲げ変形 0.45mm,せ ん断変形 0.74mm が確認された.これらの合計値である 1.19mm は,図-10(b)に示す解析により得られた竪壁天 端の水平変形量1.4mm と概ね一致する.

3.4 各パラメータによる解析結果

図-11 に最大せん断力の比較を示す. 最大せん断力は N値が小さくなると減少する傾向にある. N値∞と比較 するとN値70では29.3%,N値60では40.8%,N値50 では38.8%,N値40では41.9%の減少が見られた.

次に各N値による橋台の最大変形時に着目して,図-12に最大変形時の橋台の変形状態を示す.ここでの橋台 基部の応答変位は,水平バネの応答結果である水平変位 に一致し,また,橋台天端の応答変位は回転バネの応答 結果である回転角に橋台高さを乗じた本図の回転によ る水平変位(以下,回転変位),橋台基部の水平変位, 衝突によるパラペット部の変形,および竪壁に生じるせ ん断変形,曲げ変形の和となる.

まず、N値∞とN値70から40に着目する.N値∞の 場合では、せん断破壊バネを設置しているパラペット下 端で比較的大きな変形が発生している.一方、N値70 から40の場合では、N値∞と比較するとせん断バネの変 形よりも橋台底面に設置した水平バネ、回転バネの変形 の方が大きくなっている.よって、堅固な地盤条件の下 では、パラペット基部が衝突によるエネルギーを受け持 っため、竪壁よりも下の部分では殆ど変形が発生せず、 背面土バネや地盤バネの影響は無視しても応答への影 響はごく僅かであると考えられる.

次にN値70から40に着目すると、橋台底面の水平変 位は-0.03m程度でほぼ同様であるのに対し、橋台天端と 底面の相対変位は、N値が小さくなる程に大きくなり、 N値の変化による影響は、橋台底面の水平変位と比べ橋 台全体の回転の方が大きくなっている.

そこで、N値が小さくなると回転変位が大きく発生す る原因について各地盤バネに着目して、図-13に橋台最 大変形時の荷重-変位関係を示す.図中に表-2のバネ 定数を再掲するが、橋台天端の水平変位は水平荷重を基 礎水平バネ定数で除して与えられるため、N値70では水 平荷重も水平バネ定数も相対的に大きく、N値40では逆 に各々が小さいため結果として図-13(a)に示すように N値70では-0.027m,N値40では-0.030mとなり、水平 変位の差は約11%となる.一方、橋台天端の回転による 影響は、図-13(b)に示すようにN値70の場合は回転 バネに作用するモーメントが相対的に小さく、かつ回転 バネ定数が相対的に大きいため水平変位が-0.006mとな り,逆にN値40の場合はモーメントが大きく,回転バネ定数が小さいため水平変位が-0.026m となり,その差は4倍以上である.そのため,最大変位が変化するのは回転変形の影響であると考えられる.









4. 桁—橋台遊間量が及ぼす影響

4.1 検討目的

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,主桁の拘束効果は桁遊間量の設定により変化 すると考えられる.そこで,個々の橋梁に応じた最適な 遊間量を検討するため,本章では,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への 影響を時刻歴応答解析により検討する.

4.2 解析概要

(1) 解析方法

第3章において、基礎地盤のN値が大きい程,主桁の 拘束効果が大きかったこと、基礎地盤のN値が大きいと 竪壁以下の解析モデルを単純化しても応答への影響は 少ないこと、また、橋台自体が地震波による応答で純粋 に遊間量のみでの比較を行うことが困難であることか ら、本章では拘束効果の大きい図-14の橋台固定の簡易 モデルを用いて遊間量にのみ着目して検討を行う.

(2) 解析ケース

解析ケースは表-3 に示すように、設定遊間量を変化 させて橋台による主桁の水平変位拘束効果や衝突力に



図-17 地震動と衝突時の関係



及ぼす影響に着目する. Case2-1 は,橋梁一般図 (図-2) より遊間量を 90mm とした (以後,標準ケースと呼ぶ). さらに, Case2-2 は主桁の温度変化,クリープ,乾燥収 縮を考慮した最小遊間量を 60mm とし, Case2-3 は主桁 の温度変化の 30mm に余裕幅 10mm を考慮し,40mm と した. Case2-4 は余裕幅を考慮せずに温度変化のみに着 目し,常温程度 (Δ t=20°C)の温度変化量を確保し 20mm とした. なお,設定遊間量が応答結果に及ぼす影響のみ に着目するため,A1 橋台側,P3 橋脚側の遊間量は同じ とした.

4.3 解析結果

(1) 標準ケースにおける評価

図-15 に主桁の応答変位図,図-16 に時刻歴衝突力 を示す.地震による桁と橋台の衝突は5秒から11秒まで の間で発生する.最初の衝突はP3側で発生し,その後, 繰返し衝突が起こる.その衝突回数はA1橋台側が4回,







P3 橋脚側が 7 回である.図-17 に入力地震動と衝突時 の関係を示す.図-16 の衝突力と比較すると、A1 橋台 の最大衝突力は、地震波が最大となる 6.87 秒の直後では なく、地震波が若干小さくなる 9.81 秒であり、地震波が 最大となる時刻で必ずしも衝突力が最大となっていな い.そこで、衝突力を決定付ける要因を探るため、A1 橋台側の1回目の衝突現象が起きる 5.4 秒から 6.4 秒に着 目して考察する.なお、5.4 秒から 6.4 秒間では、主桁は P3 橋脚側に 2 回、A1 橋台側に 1 回衝突している.

図-18 に主桁に作用する加速度と地震波の時刻歴図 を示す. なお、本図は主桁に作用する加速度と地震波の 相関性を検証するため、地震波方向を反転させた. 本図 から、主桁に作用する加速度は地震波にほぼ追随するこ とが分かる.まず、P3 橋脚側の1回目から A1 橋台側の 1回目までの衝突の過程を評価する.

図-19 に時刻歴応答速度図を示す. 図中の P3-1st 区間 (5.55 秒から 5.60 秒) では衝突開始速度 0.51m/s で P3 橋 脚に衝突し, 衝突後の反発速度も-0.51m/s である. その 後, 5.60 秒から 5.82 秒までの 0.22 秒間における平均加速 度-1.93m/s²の影響を受け,速度が-0.51m/s から-0.88m/s









に減少し, A1-1st 区間 (5.82 秒から 5.87 秒) で衝突に至る. このとき-402MN(図-16)の衝突が発生する.

$$F\Delta t = mV_2 - mV_1 \tag{1}$$

$$\mathbf{F} = \mathbf{m} \left(\mathbf{V}_2 - \mathbf{V}_1 \right) / \Delta \mathbf{t} \tag{2}$$

(1)式に示す運動量の式を(2)式に変換し、衝突力を算 出する. 全桁質量 m は 6029.6 ton (60.07MN)、衝突開始 速度 V₁は-0.88m/s、衝突終了速度 V₂は 0.89m/s、衝突時 間 Δt は 0.025s であり、右辺を算出すると 432MN とな り、解析の応答値である-402MN にほぼ一致する. 同様 に P3 橋脚の 2 回目に衝突する P3-2nd 区間 (5.87 秒から 6.09 秒)の衝突力との関係性について考察する. A1-1st 区間の衝突後の反発速度は0.89m/s である. その後, 5.87 秒から 6.09 秒までの 0.22 秒間における平均加速度 -1.17m/s²の影響を受け,速度が0.89m/s から0.63m/s に減 少し, P3-2nd 区間の衝突に至る. (2)式による衝突力は, 247MN となり解析値の255MN とほぼ一致する.

以上の結果をまとめると、本解析における橋台の衝突 力は衝突直前の作用速度により決定される.また、その 速度は(3)式に示すように、衝突する際の開始速度は、そ の1つ前に発生する衝突後の反発速度 V_0 と、その間の桁 の平均加速度と時間の力積 (α t) で表される.

$$\mathbf{V}_1 = \mathbf{V}_0 + \alpha \, \mathbf{t} \tag{3}$$

図-20 は各衝突区間について,解析値と(2)式による算 定衝突力をグラフ化したものである.衝突力はほぼ一致 しており,衝突力は(2)式で評価可能と言える.

4.4 遊間量をパラメータとする解析ケースの評価

本研究では、前述したように遊間量をパラメータとす る4ケースの検討を実施した.ここでは、衝突力の最大 値がほぼ同時刻で発生している遊間量90mmの標準ケー ス (Case2-1) と遊間量60mmの解析ケース (Case2-2) に ついて考察する.図-21と図-22は、P3橋脚1回目衝 突時(P3-1st)からA1橋台1回目衝突時(A1-1st)まで の時間間隔に着目し、桁に作用する加速度と応答速度を 示したものである.

図-21 によれば、P3 衝突直前までは両ケースとも同 じ応答波形を辿り、遊間量の差により衝突開始時の加速 度が異なっている.この影響は衝突時の速度の差 (図-22)となり、Case2-1の P3 橋脚衝突時の速度は-0.51m/s、 Case2-2の P3 衝突時の速度は-0.44m/s となっており、そ の後ほぼ同じ速度で反発する.P3 - 1st から A1 - 1st に着 目し、P3 - 1st を基準とすると、(3)式より衝突終了後の反 発速度の V_0 と A1 橋台へ衝突するまでの力積量 α t によ り、Case2-1 では V_0 =-0.51m/s, α t=-0.37m/s からA1橋 台衝突時の速度は-0.88m/s となり、Case2-2 では V_0 = -0.42m/s, α t = -0.14m/s からA1衝突時の速度は-0.56m/s となり、Case2-1 と Case2-2 との比は 0.64 である.また、 図-22 から Case2-1 の衝突力は-402MN、Case2-2 は -271MN であり、その比は 0.67 であることから衝突力は 衝突時の速度比にほぼ合致することが分かる.以上のこ とから、衝突力の差は、まず遊間量の差により最初の衝 突時に速度差を生み、その後の力積量の影響により発生 する.また、力積量は衝突時間間隔が影響するため、衝 突回数が多い場合にはその時間間隔が短くなり、衝突力 は減少傾向になると予想される.

図-23 に検討を行った全ケースの衝突力と衝突直前の速度の関係を示す. 各ケースの A1 橋台への衝突回数は, Case2-1 で4回, Case2-2 で6回, Case2-3 で9回, Case2-4 で19回である. 遊間が小さくなると, 衝突回数は増加する傾向にあるが, 衝突力は減少し, ほぼ前述と





図-24 時刻歴衝突力図 (Case2-1, Case2-4)



図-26 時刻歴応答速度図 (Case2-2, Case2-3)

同様の傾向を示す.また,最大衝突力も遊間量が小さく なるにつれ減少する傾向となる.

図-24, 25 は,各ケースの衝突力を時刻歴で示したものである.一般的には,図-25 に示すように,遊間量の縮小とともに衝突力が減少する傾向となるが,図-25 に示す四角の範囲内である P3-3rd から A1-2nd 間で Case2-2と Case2-3の衝突力の大きさが逆転する現象が生じている.この現象について P3-3rd から A1-2nd までに着目して,図-26 に応答速度図,図-27 に主桁の加速度図を示す.これらの図から,図-26 に示すように Case2-3の P3 橋脚衝突後の反発速度は-0.45m/s であるので,Case2-3の反発速度は小さいが,力積量は図-27 に示すように Case2-3では-0.45m/s、Case2-2では-0.42m/sと大きな差が生じる.その結果,A1 橋台衝突時の速度は Case2-3の方が大きくなったと考えられる.

5. まとめ

本論文では、橋台による主桁の変位拘束効果について 時刻歴応答解析を用いて評価した.まず、橋台抵抗モデ ルの妥当性および橋台抵抗のモデル化が応答結果に及 ぼす影響に着目し、橋台固定モデルにおいて桁-橋台間 遊間量が応答結果に及ぼす影響に着目した.そこで、得

図-27 主桁の応答加速度 (Case2-2, Case2-3)

られた知見を以下に示す.

- 橋台底面の地盤条件をパラメータとした検討において、N値∞としたものとN値70から40としたものを比較した結果、衝突が発生することによりN値∞の場合ではパラペット下端部に大きなせん断変形が発生しており、N値70から40の場合では橋台自身に大きな水平変位および回転変位が発生している。このことから、主桁の衝突による橋台の変形は、N値が小さくなるとパラペット基部の変形量よりも橋台自身の変形量が大きくなり、主桁を十分に拘束できないことが判明した。
- 2) 遊間量の検討において Casel (遊間量 90mm)の解析 結果によると、衝突は A1 橋台側で4回, P3 橋脚側 で7回発生する. A1 橋台の1回目の衝突力に着目す と、衝突開始時の速度は、その前の P3 橋脚の1回目 の衝突終了時の速度にその間の力積を加えたものに ほぼ合致する.また、衝突の開始時と終了時の速度 から算出した衝突力は解析値の衝突力とほぼ合致す る.このことから、衝突開始時の速度はその前の衝 突終了時の速度とその間の力積で決まり、衝突力は 衝突開始時の速度に依存すると考えられる.
- 3) 遊間量が小さくなれば、衝突回数は増加するが、最 大衝突力と平均衝突力は減少する傾向にある.これ

は、衝突回数の増加が力積量の減少に影響したため と考えられる.

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書·同解説V耐震 設計編,2002.3
- 2) 財団法人海洋架橋・橋梁調査会:既設橋梁の耐震補強 工法事例集,2006.4
- 3) 田崎賢治,幸左賢二,手嶋康博,小郷政弘:台湾集 集地震における長庚橋の桁衝突解析,構造工学論文 集, Vol49A, pp.573-580, 2003.3
- 1) 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 Vol.308, pp.123-126,

1981.4

- 5) 宮薗雅裕,幸左賢二,濱本朋久,今村壮宏:桁衝突 が橋台の変形に及ぼす影響評価,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.117-122, 2008.1
- 6) 社団法人日本道路協会:道路震災対策便覧(震災復旧 編), 1988.2
- 7) 幸左賢二,宮原みか子,閑上直浩,萩原隆朗: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
- 8) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅳ下部 構造編,2002.3

(2008年9月18日受付)