

橋梁端部周辺に着目した大地震時水平衝突応答解析

Horizontal Collision Response Analysis under Strong Earthquake considering around Bridge End Configuration

大島俊之*, 三上修一**, 小倉裕介***, 内田裕丈****, 内堀康*****

Toshiyuki Oshima, Shuichi Mikami, Yusuke Ogura, Hirotake Uchida and Yasushi Uchibori

*工博, 北見工業大学教授 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町 165 番地)

** 博(工) 北見工業大学助教授 工学部土木開発工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町 165 番地)

***修(工) 八千代エンジニアリング㈱ 耐震保全部 (〒153-8639 東京都目黒区中目黒 1 丁目 10-23)

****修(工) ㈱総合技術コンサルタント 名古屋支店 (〒450-0002 愛知県名古屋市中村区名駅 4 丁目 8-10)

*****修(工) 北海道 小樽土木現業所余市出張所 (〒046-0003 北海道余市郡余市町黒川町 1248)

When the strong earthquake occurs and a bridge suffers the longitudinal impact, a superstructure and abutments of a bridge will collide. There is a spatial gap between superstructure and wall of abutment and this gap may effect to accelerate collision speed between them. Then, in this paper, effect of shock-absorbing device to softening the collision is investigated in the cases of simple and continuous girder bridges. And the effect of stiffness of shock-absorbing device, laying-gap length and back-fill ground of a abutment to soften the collision response, is analyzed.

Moreover, influence by laying-gap length and an abutments of back-fill ground when colliding was examined.

Key Words: longitudinal impact, shock-absorbing device, system for falling prevention of bridge, bridge end, abutment, Finite Element Method

キーワード: 水平衝撃, 緩衝材, 落橋防止システム, 橋端部, 橋台, FEM

1. はじめに

現在, 道路橋の耐震性能の確保を目的として, 鋼製支承をゴム支承, 免震支承に取り替える耐震補強が広く行われている¹⁾が, ゴム支承や免震支承を用いると上部構造変位が大きくなることから, 既設橋梁の橋端部で桁間ならびに桁と橋台壁面間の遊間の確保が問題となり, 大掛かりな補強例としては上部構造の橋端部をワイヤーソーによって切断するなどして遊間を確保している場合もある²⁾。一方, 橋端部で十分遊間距離が確保できない場合の対応策として, 上部構造と橋台壁面の間に緩衝材を設置し, 橋端部の衝突に対応する構造も考えられる。橋体の衝突現象については, 衝突パネ³⁾を用いて解析的に検討することが可能であり, 桁端衝突を考慮した落橋防止の研究では, 曲線橋⁴⁾, 斜橋⁴⁾⁵⁾, 隣接した高架橋の桁間衝突⁶⁾などが検討されている。また, 落橋防止装置用緩衝材が開発⁷⁾され, 衝撃的な大規模水平入力に対して橋梁の耐震性向上を目的とした研究が実施されている⁷⁾⁸⁾。

著者らはこれまで, トラス橋の桁~橋台間に緩衝材を設置した地震時の衝突応答を衝突パネにより解析し, 桁変位の制御および衝突エネルギーの吸収が可能な緩衝材の効果を検討すると共に, 背面地盤との連成衝突応答解析により橋台背面地盤の効果を検討してきた⁷⁾。本論文では, 連続桁橋と単純桁橋の2つの橋梁モデルを用いて, 阪神大震災タイプの衝撃的加速度入力を与えた場合に, 桁橋の橋端が橋台のパラペット壁に衝突するものとして,

これらの衝突応答において橋脚, ゴム支承および橋台を含めた全体構造系がどのように挙動するかを数値解析により追跡し, 橋端とパラペット壁の間に設置する緩衝材やその設置条件, および地盤の剛性の影響を検討することを目的としている。また, 橋端部には支承, 落橋防止システムや伸縮装置など複雑な構造が設置されており, 本研究で考えるような大規模な地震時における衝突応答では, これらが橋梁全体系の応答に影響を与える可能性があることから, 単純桁橋の解析において, 支承形式や落橋防止システムの有無による挙動の影響を検討している。一方, 連続桁橋の解析においては, 衝突パネの隙間量(遊間量)や橋台背面地盤剛性をパラメトリックに変化させた解析を行ない, その影響を検討している。両解析モデルとも, 桁および下部構造を平面要素でモデル化し, 主に橋台部材鉛直方向に作用する曲げ応力の分布についても検討を行っている。また, 本研究で設定した緩衝材の変形特性は, 合成樹脂素材の熱可塑性エラストマーを素材としたハニカム構造⁹⁾の弾塑性緩衝材をモデル化したものを用いている。

2. 単純桁橋端部周辺の衝突応答解析

解析モデルは図-1に示す支間長 30m, 桁高 1.99m, 床版厚 0.57m の単純桁橋であり, 上部構造, 橋台および緩衝材は 4 節点平面要素, 床版および橋台の鉄筋は 2 節点はり要素でモデル化した総節点数 494 の面内解析モデルである。各要素の物性特性に用いた応

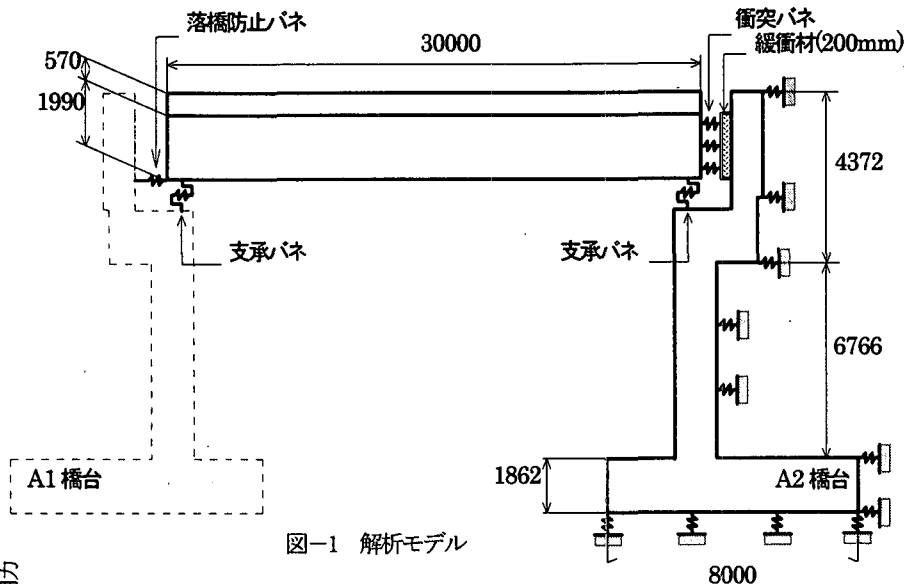


図-1 解析モデル

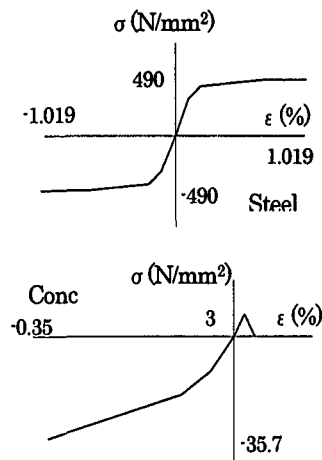


図-2 応力-ひずみ関係図

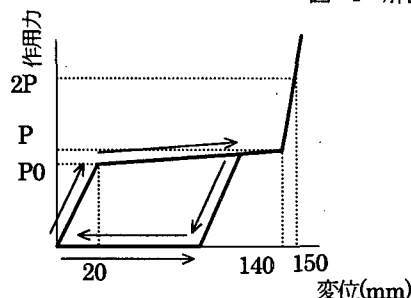


図-3 緩衝材モデル

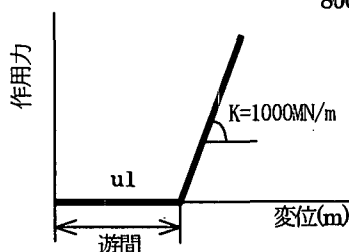


図-4 衝突バネモデル

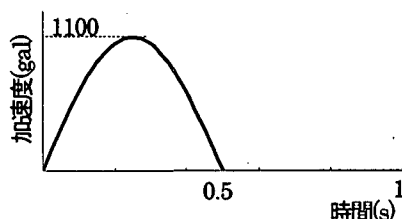


図-5 入力加速度

カーひずみ関係を図-2 に示す。コンクリート部はコンクリートのクラック発生を考慮した低引張材料、鉄筋部は弾塑性材料とした。また橋台壁面に設置した緩衝材部の物性特性を図-3 に示す。緩衝材の構造は蜂の巣状をしたハニカム型 (355×406×200mm) であり、これを橋台壁面位置に高さ方向 5 列、幅方向 24 列、計 120 基設置した条件で 4 節点平面要素によりモデル化し、図-3 における緩衝材 1 基あたりの P_0 は 357kN、 P は 408kN とする。上部構造の総重量は 10.22MN で、橋台上に設置した支承バネによって支持されている。また解析モデルでは道路橋示方書に従い標準貫入試験の N 値に基づき、地盤バネを橋台下面と背面に線形バネで設定している。橋端と橋台壁面に設置された緩衝材の間には衝突現象を簡易的に表現するために図-4 に示すような衝突バネを設置し、上部構造の衝突力はこの衝突バネを介して緩衝材部材に伝達される。衝突バネは橋端部の緩衝材要素接触面の節点に分布して 10 個設置し、衝突バネ 1 本当たりの剛性は 1000MN/m とする。このモデルの上部構造に、図-5 に示す正弦波 1/2 波長の加速度を橋軸水平方向に入力して直接積分法による動的解析を行なう。時間積分法は Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用い、積分時間間隔 Δt は 5×10^{-6} s、解析時間は 1s とし、粘性減衰は無視する。なお、衝突方向の挙動を検討対象とするため、衝突方向と反対方向の A1 橋台はモデル化を省略して解析を行なう。また道路橋示方書で示されている現行の落橋防止システムでは、桁が橋台から落下しない様に十分な桁かかり長を確保し、ケーブルやブロック等で桁の移動を制限することとしている。道路橋示方書による耐震設計が行われていれば、この落橋防止構造は遊間量の範囲内における変位量程度では作用しない設計移動量が確保されているが、本研究では、桁端の衝突と落橋防止システムが相互に作用する影響を検

表-1 解析結果の比較 (支承条件)

	case3-1	case3-2	case3-3
遊間 (mm)	30	300	300
緩衝材	×	○	○
上部構造応答 加速度 (gal)	385.4	638.0	929.7
上部構造最大 応答変位 (mm)	41.4	146.7	154.8
A2橋台最大 応答変位 (mm)	11.6	28.6	31.8
緩衝材 変形量 (mm)	—	18.6	25.1
衝突バネ最大 作用力 (MN)	19.77	41.15	45.55

討するため、遊間程度の変位量で作用する落橋防止構造を想定したバネを A1 橋台に設置し、その応答への影響を検討する。本解析は、汎用構造解析プログラム MARC を使用した。

2.1 支承条件の違いによる影響

(1) 解析概要

本節では、支承条件の違いにより橋端衝突挙動がどのように異なるか検討を行なう。支承条件は耐震補強前を想定した鋼製支承の解析ケース、耐震補強後を想定したゴム支承、免震支承の解析ケースをそれぞれ図-6 の様にモデル化して各支承条件下での挙動を検討する。バネ剛性については既往の研究^{10) 11)}を参考に決定した。背面地盤 N 値は 20 相当に設定している。

鋼製支承のケースを case3-1 とし、A1 橋台側を固定支承、A2 橋台側を可動支承とする。固定支承は図-6(a)の様にモデル化し、一次剛性 K_1 は 2.23GN/m でピン降伏までの剛性、二次剛性 K_2 は 0.3GN/m でピン破断までの剛性、三次剛性 K_3 は 17.15kN/m でピン

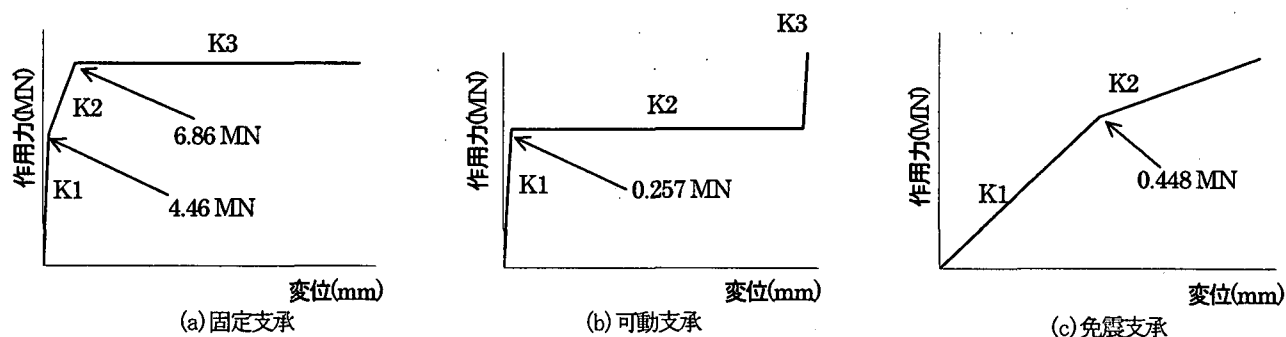
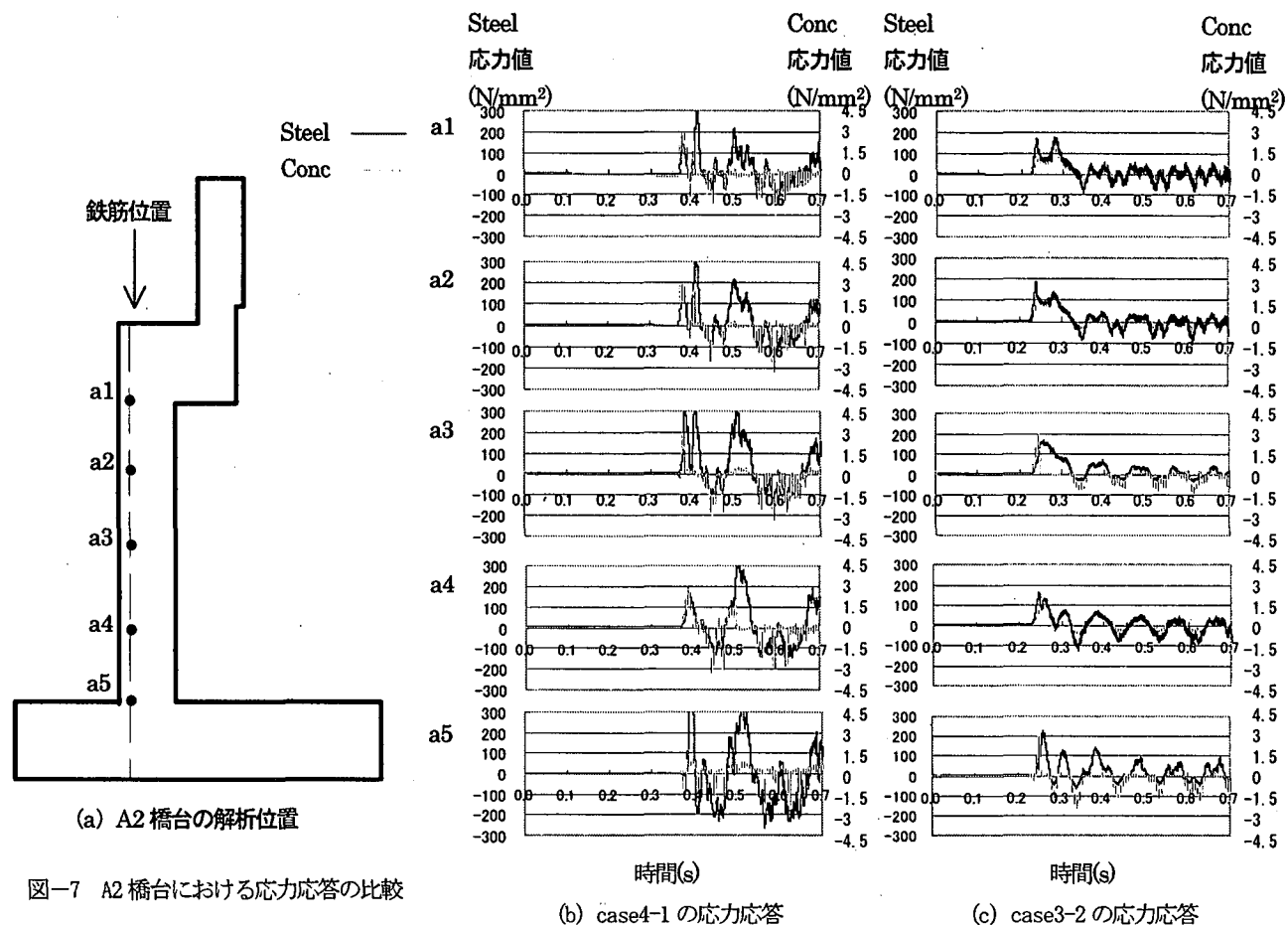


図-6 支承モデル



破断後の状態で十分小さい値を用いる。可動支承は図-6(b)の様にモデル化し、一次剛性 $K1$ は 85.75MN/m で支点反力が最大摩擦力以下の状態での剛性、二次剛性 $K2$ は 17.15kN/m で支承が滑り状態の剛性、三次剛性 $K3$ は 1029MN/m で支承が移動制限量に達した時の剛性を示している。なおこのケースの A2 橋台側橋端設定は、上部構造と橋台壁面の遊間距離を 30mm として、緩衝材は設置していない。

次にゴム支承のケースを case3-2 とする。ゴム支承は線形バネとしてモデル化し、バネ剛性 $K1$ は 21.16MN/m とし、A1, A2 側ともに同じ剛性のものを取り付けている。A2 橋台側では遊間を 300mm に設定し、この遊間 300mm の間の橋台壁面側に厚さ 200mm の緩衝材を設置する。そのため上部構造と緩衝材との距離は 100mm となり、図-4 の遊間 $u1$ を 100mm に設定する。

また免震支承のケースを case3-3 とし、免震支承は非線形バネ

として図-6(c)の様にモデル化し、その1次剛性 $K1$ は 8.96MN/m 、2次剛性 $K2$ は 3.47MN/m とし、A1, A2 側ともに同じ剛性のものを取り付けている。衝突バネおよび緩衝材は case3-2 と同じ設定とする。

(2) 解析結果

表-1 に各ケースにおける上部構造応答加速度、上部構造最大応答変位、橋台最大応答変位、緩衝材変形量、および衝突バネ最大作用力を示す。上部構造応答加速度は衝突直前の加速度を示している。応答加速度では鋼製支承の case3-1 が 385.4gal 、衝突バネ作用力も約 20MN 程度と最も小さくなっている。A1 橋台はモデル化を省略しており A1 側の固定支承は固定端に支持されているため、上部構造変位の 41.4mm はそのまま固定支承の変形量となる。case3-1 で設定した固定支承は 35mm でピンが破断するので、解析結果では支承は破断した状態となっている。

表-2 解析結果（緩衝材の設置）

	case4-1	case3-2
遊間(mm)	300	300
緩衝材	×	○
上部構造最大 応答変位(mm)	333.6	146.7
A2 橋台最大 応答変位(mm)	37.7	28.6
緩衝材 変形量(mm)	—	18.6
衝突パネ最大 作用力(MN)	55.10	41.15

case3-2 のゴム支承と case3-3 の免震支承のケースを比べると、case3-3 の方が上部構造応答加速度は大きくなるが、橋端作用力は約 40MN と同程度になっている。case3-1 に比べ衝突パネ作用力が大きいのは、両解析ケースは遊間が大きく設定しており、衝突時に上部構造の入力加速度が大きくなっているためである。実際にはゴム支承や免震支承のケースは構造系の固有振動数が長周期化し、入力加速度は小さくなるが、ここでは、上部構造に入力加速度を一定にしているためこのような結果になっている。衝突時にこのような入力加速度を受けた場合の橋台への影響を次節で検討する。

2.2 緩衝材設置効果と橋台への影響

(1) 解析概要

前節で橋台への影響が大きい case3-2 ゴム支承のケースについて、緩衝材設置の有無による橋端部衝突挙動の影響および衝突時の橋台への影響を検討する。

緩衝材を設置しない場合の衝突解析は、橋台要素と上部構造要素の接触面に図-4 の衝突パネを設置することによりモデル化し、上部構造と橋台壁面との遊間距離を 300mm に設定するため、 $u1$ を 300mm とする。支承は case3-2 と同様のゴム支承とし、橋台背面土地盤は N 値 20 相当としている。この解析ケースを case4-1 とし、緩衝材を設置した case3-2 と比較する。

(2) 解析結果

表-2 に各解析ケースにおける上部構造最大応答変位、橋台最大応答変位、緩衝材変形量、および衝突パネ最大作用力を示す。case3-2 は case4-1 に比べ上部構造最大応答変位が抑ええられ、衝突パネ最大作用力も約 25% 減少となった。図-7 (b), (c) は各ケースの (a) に示す解析位置における応力の時刻歴応答を示す。case4-1 では橋台着目点すべてでコンクリートがひび割れ、鉄筋部も降伏点まで達しているが、case3-2 ではコンクリートひび割れ範囲が少なくなり、鉄筋も降伏以内に留まっている。緩衝材を設置することにより上部構造最大応答変位が小さくなり、また衝突時の橋台への負担を軽減している状況が確認できる。

2.3 橋台背面地盤の土圧による影響

(1) 解析概要

本節では橋台背面地盤土圧による影響を検討するため、地盤剛性に着目して橋台背面地盤土の剛性を N 値換算で 5~40 まで変化させ 5 パターン (case5-1~case5-5) の解析結果を比較する。通

表-3 解析結果の比較（橋台背面土）

	case5-1	case5-2	case5-3	case5-4	case5-5
地盤 N 値	5	10	20	30	40
上部構造最大 応答変位(mm)	161.7	153.1	146.7	143.9	142.2
A2 橋台最大 応答変位(mm)	57.9	40.9	28.6	23.7	20.4
緩衝材 変形量(mm)	13.8	16.1	18.6	20.2	21.1
衝突パネ最大 作用力(MN)	35.89	40.06	41.15	42.87	43.25

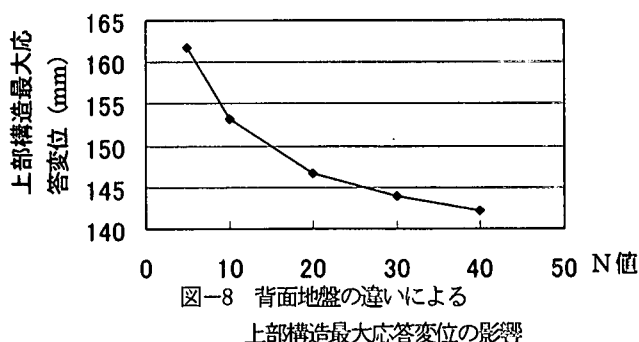


図-8 背面地盤の違いによる
上部構造最大応答変位の影響

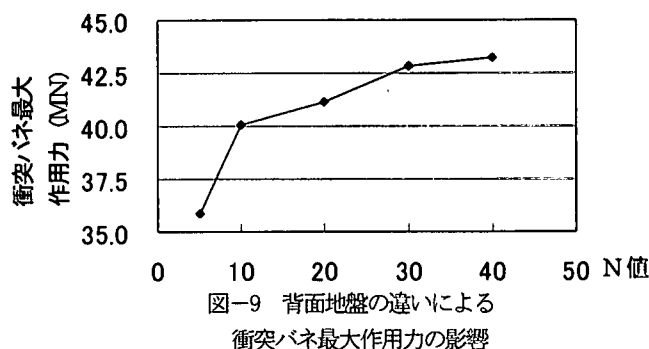


図-9 背面地盤の違いによる
衝突パネ最大作用力の影響

常埋め戻しによる橋台背面地盤の N 値は 5 から 10 程度であり、ここで解析する N 値の範囲は背面地盤の改良を行った場合を含めた検討に相当する。本モデルでの緩衝材および支承条件は case3-2 と同じものを使用している。

(2) 解析結果

表-3 に各ケースにおける上部構造最大応答変位、橋台最大応答変位、緩衝材変形量、および衝突パネ最大作用力を示す。図-8 には背面地盤の違いによる上部構造最大応答変位の変化、図-9 には背面地盤の違いによる衝突パネ最大作用力の変化を示す。上部構造の最大変位に着目すると、N 値が大きくなるに従い最大変位が小さくなり、衝突パネ作用力は N 値が大きくなると増加する傾向にあり、case5-1 は case5-5 に比べ衝突パネ作用力が約 17% 減少し、橋台移動量は 40mm 大きくなっている。背面地盤状態により緩衝材に作用する力が変化することから、緩衝材を設計する場合に背面地盤の影響を考慮することが必要である。

2.4 落橋防止システム設置による影響

(1) 解析概要

2 章で述べた桁端の衝突と落橋防止システムが相互に作用する影響を検討するため、本節では一つのタイプとして図-1 に示す桁の移動を制御する PC 鋼材による落橋防止システムが A1 橋台側

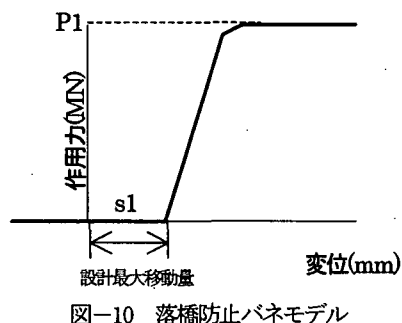
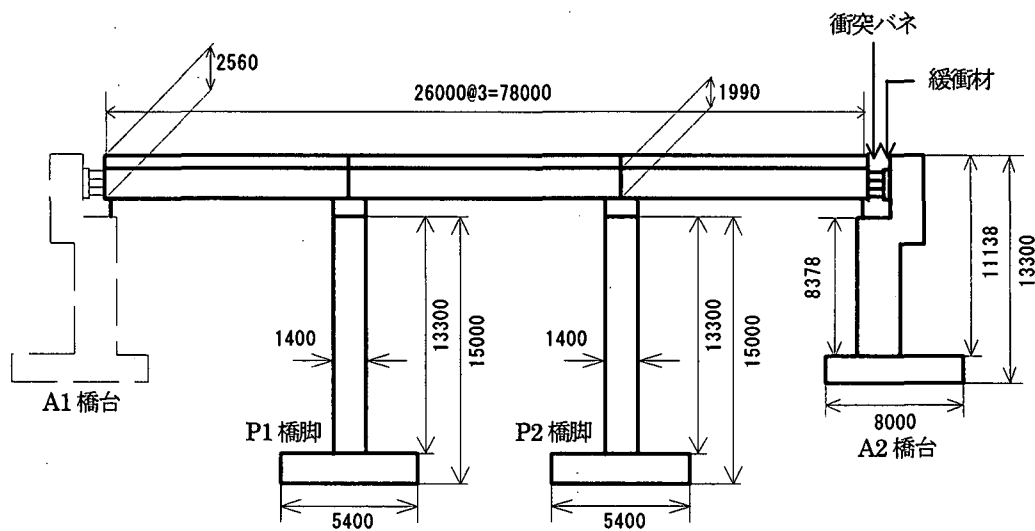


表-4 解析結果の比較 (落橋防止バネ)

	case3-2	case6-1	case6-2
設計最大移動量 s1(mm)	×	50	100
上部構造最大 応答変位(mm)	146.7	129.4	140.7
A2 橋台最大 応答変位(mm)	28.6	27.6	27.2
緩衝材 変形量(mm)	18.6	12.2	16.3
衝突バネ最大 作用力(MN)	41.15	27.63	37.70



に設置することを想定し、図-10 にの落橋防止バネを設けて、case3-2 と同じ条件で解析を行なう。設計力 $P1$ は道路橋示方書により死荷重反力の 1.5 倍とし、図-10 中の $s1$ は設計最大移動量である。設計最大移動量 $s1$ が 50mm のケースを case6-1、 $s1$ が 100mm のケースを case6-2 として遊間程度の変位量で作用するよう設定する。

(2) 解析結果

表-4 に各ケースにおける上部構造最大応答変位、橋台最大応答変位、緩衝材変形量、および衝突バネ最大作用力を示す。設計移動量 50mm の case6-1 は case3-2 と比較して、落橋防止構造により上部構造の変位が A1 橋台側から拘束することによって衝撃バネにかかる作用力が減少していることが確認できる。case6-1 は case3-2 に比べ緩衝材バネ最大作用力が約 33% 減少であったが、設計移動量 100mm の case6-2 では緩衝材バネ最大作用力は case3-2 の 9% 減少にとどまり、落橋防止システムの有無や設定条件が衝突応答や衝突力に影響を与えることがわかる。

3. 連続桁橋端部の衝突応答解析

連続桁橋の平面解析モデルを図 11 に示す。対象橋梁モデルは、支間長が 78m で桁高が 1.99m、下部構造は A2 橋台、P1、P2 橋脚であり。高さはそれぞれ A2 橋台が 13m、P1、P2 橋脚が 15m である。床版、鋼桁、緩衝材、橋脚、橋台部には 4 節点平面要素、構造内部の鉄筋は 2 節点はり要素とし、全要素数は 800、全節点数は 656 である。各要素における材料特性は図-2 に示すような応

力-ひずみ関係を用い、鉄筋は弾塑性材料、コンクリートはクラック発生を考慮した低引張り材料とする。上部構造は橋台及び橋脚部に支承バネを設置して支持している。また衝突部である A2 橋台の壁面には 2 章と同様に 120 基のハニカム型緩衝材を設置したモデル化を行ない、この緩衝材と上部構造の桁端部との間には図-4 の衝突バネを 10 個設置している。このモデルの上部構造に対し水平方向に正弦波 1/2 波長 (加振周期 1sec、最大振幅 1100gal) の加速度を入力して動的解析を行ない、解析時間は 2sec、積分時間間隔は 5×10^{-5} s とし、粘性減衰は無視する。入力加速度については最大 1100gal と大きなものとなっているが、これは今回の解析の目的として各部 (橋台、緩衝材部など) が塑性化する際の応答に着目したためである。また本研究では A2 橋台部における衝突について検討を行っているため、反対側の A1 橋台部のモデル化は省略している。

3.1 緩衝材と上部構造との間の隙間の影響

(1) 概要

本章では橋台壁面に設置する緩衝材と上部構造桁端部との間の隙間の値を変化させその影響について検討を行なう。A2 橋台側の衝突部には緩衝材が設置しているため遊間から緩衝材の厚さ (200mm) を引いた隙間の値を変化させている。隙間がない 0mm (CASE1) の場合と隙間がある場合として 50mm から 300mm (CASE2 から CASE7) の場合について全 7 ケースについて解析を行なう。各地盤バネの剛性は各ケースとも N 値を 10 とし一定とする。

(2) 解析結果

表-5 隙間の違いによる影響

解析ケース	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5	CASE 6	CASE 7
隙間 [遊間] (mm)	0 [200]	50 [250]	100 [300]	150 [350]	200 [400]	250 [450]	300 [500]
上部構造最大 応答変位(mm)	45.7	145.3	233.5	314.5	379.8	427.0	465.6
緩衝材 最大変形量(mm)	28.3	75.1	120.3	158.1	176.1	178.3	166.9
緩衝材 最大作用力(MN)	38.5	44.9	44.9	45.1	59.9	62.8	45.1
橋脚部 最大応答変位(mm)	18.2	31.9	40.8	45.3	48.0	49.5	50.3

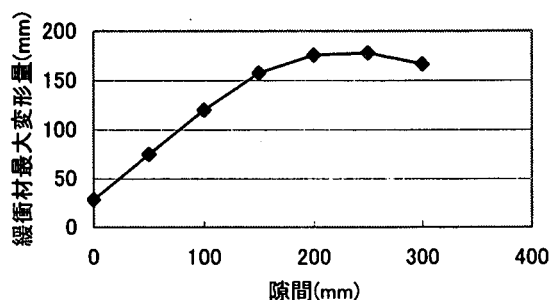


図-12 緩衝材の最大変形量の変化

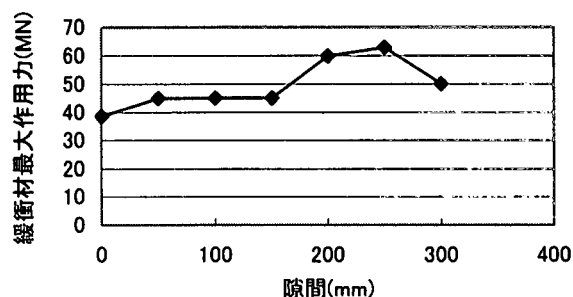


図-13 緩衝材の最大作用力の変化

表-5 に上部構造および緩衝材の各応答結果を示す。上部構造の応答に着目すると、隙間が小さいもののほど応答変位は小さくなる傾向が見られる。このことから橋台と緩衝材によって応答変位が抑制されていく状況が確認できる。緩衝材部の応答は表-5 に示すように最大変形量、最大作用力ともに隙間の増加に伴って値が増加する傾向がある。隙間によるピークの応答値は図-12、13 から、いずれも隙間が 250mm の時で変形量は 178.3mm、作用力は 62.8MN となる。このような傾向は隙間の増加に伴い、その間を上部構造が移動する際に入力によって加速されたためと考えられる。次に橋台部における応力状態について検討を行なう。図-14 は、衝突後の橋台躯体部において最大曲げ引張応力が発生した時刻の曲げ方向（鉛直方向）応力分布図である。図-14(a) の CASE1 の様に隙間が小さい場合は基部で一様に引張り側の応力値の増加が見られる。これに対し、(b) の CASE5 の様に隙間が増加した場合でも応力値の増加は見られるが部分的に集中している傾向が見られる。また、図-15 に橋台基部のコンクリート部と鉄筋部の応力値の比較を示す。隙間のない CASE1 では応力値は比較的緩やかに増加しコンクリート部では引張り側の限界 (3N/mm^2) に達する。これに対し隙間の大きい CASE5 では加速されてから衝撃的に衝突するため、応力値が急激に増加する傾向が見られる。いずれの結果でもコンクリート部では引張り側の限界に達し、その後鉄筋部が力を負担する傾向が見られるが、鉄筋部が塑性化するまでには至っていない。

橋脚部の応答は、橋脚部天端の応答変位にも見られるように隙間の増加に伴い応答変位も増加する傾向があり、このとき基部のコンクリート部では引張り側の応力の増加が見られるが全ケースともにほぼ同じ傾向を示しており大きな差はない。

3.2 橋台背面地盤の影響

(1) 解析の概要

上部構造の桁端部が橋台壁面に衝突した場合、橋台背面の地盤による影響が上部構造、緩衝材等に影響を与えるものと考えられる。そこで、橋台背面地盤の剛性による影響について検討を行なう。単純桁橋と同様に、橋台背面地盤の剛性は N 値を仮定して計算し、N 値を 5 から 30 (model1 から model16) までパラメトリックに全 6 ケース設定する。衝突バネの隙間は全ケースで 200mm とする。

(2) 解析結果

解析結果について表-6 に上部構造の最大応答変位、緩衝材の最大変形量、最大作用力をまとめたものを示す。上部構造の応答に着目すると、橋台背面地盤の剛性を大きくすると上部構造の応答変位が減少する傾向が見られ、最も N 値の小さい Model1 (N 値が 5) で 383.7mm、最も大きい Model16 (N 値が 30) で 375.8mm となるが、緩衝材の応答については N 値の増加に伴って変形量、作用力ともに増加する傾向となる。これらの結果は橋台背面地盤を固くしたことによって橋台部の変位が拘束され、上部構造の応答が抑制されたためと考えられるが、いずれの結果も応答値への影響は小さなものとなる。衝突応答を考慮した耐震設計を行なう場合、橋梁全体系の耐震性を考える必要があり、ここでは解析条件により変化する桁端衝突解析結果に対する一つの整理の方法として、応答値のうち上部構造の応答変位と緩衝材の作用力に着目して、N 値による応答比率の変化を図-16 に示す。この上部構造の応答比率は別途解析した橋台背面地盤の影響が無い場合 (N 値 1 相当) の応答値 395.4mm に対する比率であり、緩衝材作用力の応答比率は橋台背面地盤の剛性が十分大きい場合 (N 値 50 相当) の作用力 47.7MN に対する比率である。本解析では、上部構造の応答変位と緩衝材作用力をバランスよく低減させているのは両線が交差する N 値が 20 程度の場合となるが、この応答の着目点は、橋梁全体系の耐震性という観点から目的に応じて適切に設定する必要がある。

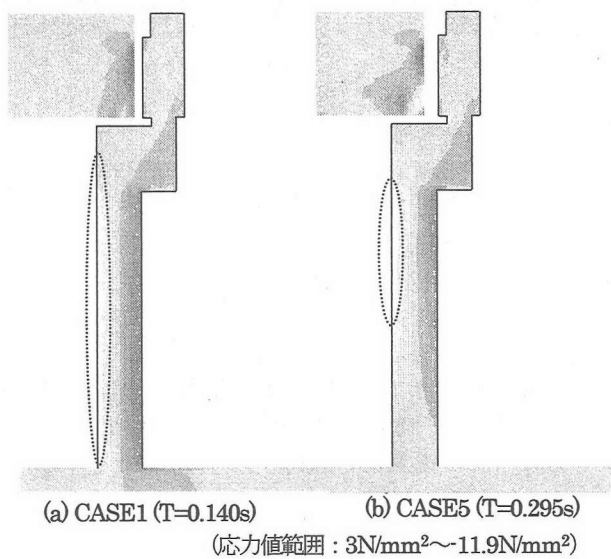


図-14 橋台部曲げ応力分布図の比較

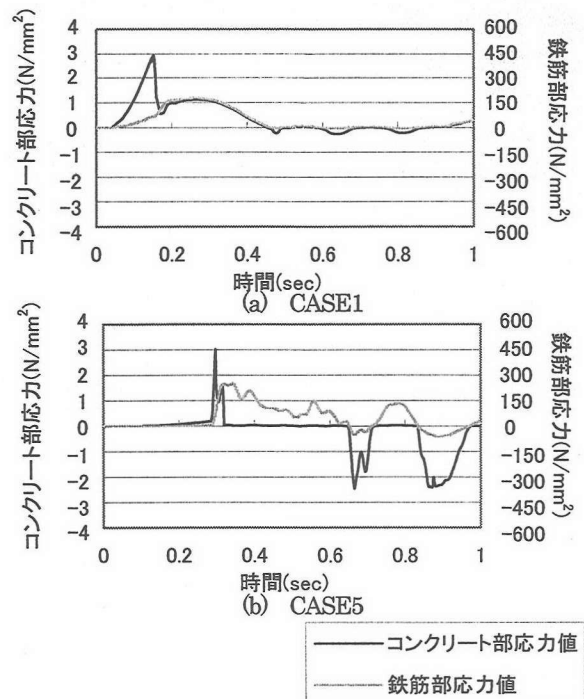


図-15 橋台基部の曲げ応力値の比較

表-6 橋台背面地盤の影響

解析ケース	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model 5	Model 6
N 値	5	10	15	20	25	30
上部構造最大 応答変位(mm)	383.7	380.4	379.9	378.9	377.6	375.8
緩衝材 最大変形量(mm)	176.1	178.3	181.0	182.4	183.3	185.3
緩衝材 最大作用力(MN)	43.9	44.4	45.4	45.9	46.3	46.9
橋脚部 最大応答変位(mm)	57.2	56.9	56.8	56.8	56.6	56.6

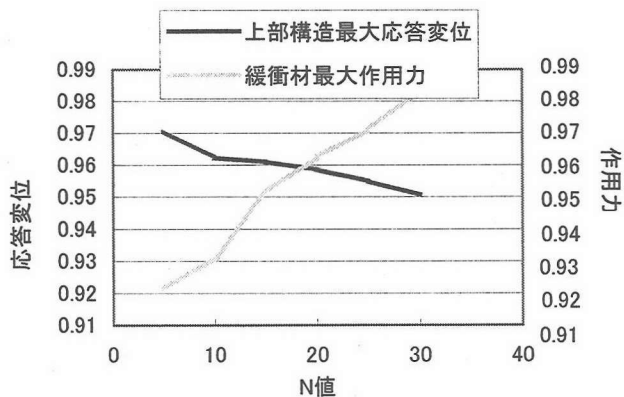


図-16 橋台背面地盤の N 値の検討

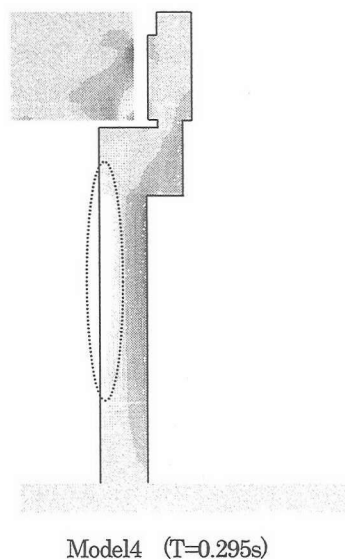


図-17 橋台部曲げ応力分布図

次に橋台部の応答について検討する。Model4 における図-14 と同様の橋台部曲げ応力分布図を図-17 に示す。本ケースでは衝突パネの隙間が 200mm であり、図-14(b)の結果と同様に基部では部分的に応力の集中が見られ、上部構造が隙間を移動する際に加速されて衝突し部分的に応力が集中したと考えられる。これに対し N 値を変化させたことによる橋台部の応答では、大きな違いが見られなかった。

4. 結 論

本研究で得られた結果を以下にまとめる。

単純桁橋の橋端部と橋台が衝突する場合の、支承や落橋防止装置による応答値への影響として次のような結果を得た。

- 1) 衝突解析を行った結果、緩衝材を設置することにより上部構造最大応答変位を低減させ、また衝突時の橋台への負担を軽減している状況が確認できた。
- 2) 桁端衝突を前提とした解析を行った場合、遊間量の少ない 1 点固定支持条件よりも、遊間量を大きく設定したゴム支承や免震支承を用いたケースで衝突による作用力は大きくなり、本ケースでは約 40MN 程度の作用力を得た。
- 3) 橋台背面土の剛性を変化させた結果、衝突パネ作用力や橋台最大応答変位が変化することから、緩衝材の設計において橋台背面地盤を考慮することが必要である。
- 4) 落橋防止システムをモデルに考慮することによって、衝突応答に影響する結果となった。本ケースでは、衝突時の作用力および上部構造の変位が小さくなる結果が得られた。

また、連続桁橋による検討では、上部構造の橋端部と緩衝材との間の隙間を増加させることによって応答に大きな影響を与える結果となった。本解析では隙間が 250mm の場合が最も応答が大きくなる結果となった。また、その他に次のような結果を得た。

- 1) 隙間の変化は橋台部の応答に大きな影響を与えた。これにより基部の応力状況が変化する結果となった。
- 2) 橋台背面の地盤パネの剛性を大きくすることによって橋台の変位は拘束され小さくなったが、衝突力と緩衝材の変位は大きくなる結果が得られた。
- 3) 衝突応答を考慮した耐震設計を行う場合、橋梁全体系の耐震性を考える必要がある。本解析では上部構造の応答変位と桁端衝突力に着目し、最も良好な結果が得られる橋台背面地盤剛性を検討した。

今後は橋台背面地盤、支承および落橋防止システムに対してエネルギー吸収を考慮した非線形モデルによってモデル化し橋梁が衝撃的加速度地震波入力を受ける場合について検討していくとともに、橋脚やバラペット壁が損傷や落橋防止システムの挙動など橋梁全体系の損傷シナリオを適切にモデルに組み込むことにより大規模地震時における挙動を明確にする必要があると考える。

参考文献

- 1) 高速道路技術センター：橋梁の耐震補強工法に関する技術検討，1997. 3.
- 2) 紫桃孝一朗，中茵明広他：中国自動車道宝塚高架橋復旧工事における耐震補強設計及び施工（その 3），土木学会第 51 回年次学術講演会，VI-231，pp. 462-463，1996. 9.
- 3) 川島：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. 4
- 4) 井嶋，帯屋，錦織，後藤：ゴム支承支持された中小規模斜桁・曲線桁の地震時衝突応答と落橋防止，土木学会論文集，No. 647/I-51，pp. 217-228，2000. 4.
- 5) 矢部正明，武村浩志，川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響，構造工学論文集，Vol. 43A，1997. 3.
- 6) 川島，庄司：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. 4
- 7) 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，講習会テキスト（調査研究委員長家村浩和），2001.
- 8) 吉沢努，忽那幸浩，田崎賢治，川崎雅秀：けた衝突を考慮した橋システムの地震時挙動，第 4 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会論文集，pp. 513-516，2000. 12.
- 9) 野々村，鎌田他：落橋防止装置用熱可塑性エラストマー緩衝材の圧縮変形挙動，土木学会第 53 回年次学術講演会，I-B158，1998.
- 10) 中島章典，大獄敦郎，安波博道：上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震時挙動に関する研究，鋼構造年次論文報告集，pp. 9-16，1996. 11.
- 11) 宇佐美哲，藤野陽三，阿部雅人他，ピン支承の水平荷重下での挙動，土木学会第 54 回年次学術講演会，I-B221，pp. 440-441，1999. 9.
- 12) 藤井佐規，春和規他：免震支承取替えによる 3 径間連続鋼箱桁橋の耐震補強設計，第 4 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会論文集，pp. 337-340，2000. 12.
- 13) 大島，小倉，三上：連続トラス橋の橋端衝突応答解析と緩衝材の効果に関する検討，構造工学論文集，Vol. 48A，pp. 607-618，2002. 3.
- 14) 中島章典，庄司泰啓，安波博道：隣接桁の影響を考慮した高架橋システムの大地震時応答性状について，第 1 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会論文集，pp. 207-210，1998. 1.
- 15) 植原健治，川島一彦，庄司学：ゴム製緩衝材装置とダンパーによる桁間衝突の低減効果，第 4 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会論文集，pp. 505-512，2000. 12.
- 16) 小倉裕介，大島俊之，内田裕丈：連続トラス橋の桁端部衝突解析と緩衝材効果の検討，第 56 回年次学術講演会，2001. 10.

(2002 年 4 月 19 日 受付)