# 終局照査用地震動に基づく PC ケーブル型落橋防止構造の動的応答性状

Dynamic behavior of equipment for preventing bridge from falling down during ultimate ground motions

竹田周平\*, 幸左賢二\*\*, 伊津野和行\*\*\*, 宮島昌克\*\*\*\*, 北浦勝\*\*\*\* Syuhei Takeda, Kenji Kosa, Kazuyuki Izuno, Masakatsu Miyajima and Masaru Kitaura

\*博(工),福井工業大学講師,工学部建設工学科(〒910-8505福井県福井市学園 3-6-1)

\*\* Ph.D., 九州工業大学教授, 工学部建設社会工学科(〒8048550 北九州市戸畑区仙水町 1-1) \*\*\*工博, 立命館大学教授, 理工学部都市システム工学科(〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1) \*\*\*\*工博, 金沢大学大学院教授, 理工学領域環境デザイン学系(〒920-1192 石川県金沢市角間町 1-11)

> This paper deals with the effects of equipment for preventing bridge from falling down during ultimate ground motions. Generally, usual equipments with energy absorbing system using PC connection cables are installed at bridge with short and middle spans. In TE-type equipment focused in this paper, control steel pile is added to PC connecting cables and a wedge-plate is penetrated into the pile with energy generated by deforming it during some ultimate ground motions. In this analysis, the effects of equipment characteristics on bridge response subjected to severe earthquake are investigated.

*Key Words: energy absorbing system, greater critical displacement, dynamic analysis キーワード: エネルギー吸収, 限界変位量, 動的解析* 

## 1. はじめに

現在,1995年の兵庫県南部地震以降,国内外において 比較的規模の大きな地震が多く発生している.特に海外 では,1999年に発生したトルココジャエリ地震と台湾・ 集集地震では,断層変位によって数メートルの段差が発 生し,これらの大変位によって落橋が発生した.2004年 のスマトラ沖地震では津波により沿岸部の橋梁が落橋 し,また2008年5月に発生した中国四川大地震でも高 橋脚を有する高架橋やアーチ橋で落橋が確認された.日 本では,道路橋示方書・同解説V編<sup>1)</sup>にて,想定外の地 震力や変位が橋に生じることを懸念し,不測の事態に対 するフェイルセーフ機能として,落橋防止システムに関 する規定を示している.特に落橋防止構造は,衝撃的な 地震力を緩和できる構造とすると記載されている.

近年これらを踏まえて、数々の PC 連結ケーブル型落 橋防止システムに関する研究が行われている. 例えば、 梶田ら<sup>2)</sup> が緩衝型連結ケーブルを設置することで、ケー ブルに発生する衝撃力を低減できることを導いている. 伊津野ら<sup>3)</sup> は桁が落下する場合を想定して、PC ケーブ ルの作用力を検討し、死荷重反力の 2.0 倍以上の作用力 が発生することを確認し、武野ら<sup>4)</sup> は連結ケーブルに作 用する作動速度に着目し、PC ケーブルの吸収エネルギー に基づく所要断面算定式を誘導している. さらに PC ケ ーブルの剛性と緩衝材の限界変形量による最適剛性比 の算定式を提案している. またこの様な PC 連結ケーブ ル型落橋防止構造は桁が離れることを制限し,そして離 れかけた桁が戻される様な挙動となることで,やがて桁 端部同士や桁端部と下部構造が衝突する挙動に至る可 能性がある. このため桁端部に緩衝装置などを設置する ことも有効である. このような構造の研究において,例 えばゴムによる緩衝材に着目した研究では,川島ら<sup>5)</sup>は, 桁間衝突用緩衝装置と桁間連結材を組み合わせる場合 の緩衝効果について検討し,越峠ら<sup>6)</sup>は円筒型ゴムの緩 衝装置の衝撃緩衝効果の検討と,実験結果の再現性を動 的解析により検証し,設計方法について提案している.

さらには新しい機能を有する装置に関する研究として、著者ら<sup>7)</sup>が着目したエネルギー吸収可能な連結装置 を設置した場合では、PCケーブルに作用する衝撃力が低 減できるという知見を得ている.以上の様に緩衝効果を 取り入れた設計手法の開発や、動的挙動を把握し橋梁の 損傷過程を追跡した研究が行われている.

一方, 平成 17 年 7 月に落橋防止構造設計ガイドライン (案)<sup>8)</sup> により, 終局照査用の加速度応答スペクトル



写真-1 廟子坪大橋の落橋後の様子



写真-2 紫坪埔ダム付近の高架橋

や落橋防止構造の部材の塑性化を期待した設計例が示 された.しかしながら,このガイドラインでは,落橋防 止構造に対する実験や解析的な検討は未だ限定され,今 後の継続的な検討に基づく内容の充実が不可避である と記載されている.そこで,本研究では,2008年5月に 発生した中国・四川大地震の被害状況の概要より落橋防 止構造の重要性について考察し,続いて,現行の道路橋 示方書<sup>1)</sup>で設計された中規模橋梁(既設橋梁)を対象に, 落橋防止構造設計ガイドライン<sup>8)</sup>で初めて示された終局 照査用加速度応答スペクトルを目標として作成した入 力地震動を用いて,支承の破壊条件を変化させた場合に おける落橋防止構造がどの様な応答性状を示すのかを 時刻歴応答解析により検討した.

#### 2. 四川大地震での橋梁の被害概要

#### 2.1 被害の概要

2008年5月12日に中国四川省汶川県付近を震源とす る地震が発生した.この地震が発生してから約3.5ヶ月 後に,現地でいくつかの被災した橋梁の調査を行った. 図-1に震源と橋梁の位置関係を示す.ここでは,詳細な 資料に基づく考察ではないが,現地踏査の状況より被害 の傾向について述べる.写真-1と写真-2は,比較的震源 地に近い紫坪埔ダム付近を通る高速道路の高架橋(写真 -1は廟子坪大橋)である.廟子坪大橋は1径間のみ落橋 したが,それ以外の上部構造は支承が破損しているもの の,サイドブロックにより上部構造の変位が拘束されて



写真-3 小魚洞大橋の落橋



写真-4 回瀾立交橋の橋脚の被害



図-1 四川大地震での震源と橋梁の位置

落橋に至っていない.ただしサイドブロックは完全に破壊し,上部構造も残留変位が発生した状態になっていた. 写真-2 に示す高架橋は,斜面崩壊の影響もあるためか, 橋脚も傾いた状態になっており,また一部の下部構造基 礎付近の大規模な地滑りによりフーチングの一部がオ ーバーハングした状態に至っていた.また汶川県に向か う途中に位置する映秀百花大橋であるが,震災直後は高 架橋の曲線部の数スパンが落橋し,その後迂回路を建設 するために残りの橋梁を爆破した.写真-3 は小魚洞大橋 であり断層付近に位置するコンクリートアーチ橋であ る.この橋梁は下部構造の移動に伴い落橋したと推測さ れる. また写真-4 は綿竹市付近のループ橋(回瀾立交橋) であり、下部構造と上部構造が一体となった箇所(橋脚 の柱頭部付近)が曲げ損傷し、橋梁全体に残留変位が確 認された.

#### 2.2 被災を受けた橋梁の考察

今回の四川大地震で被災を受けた橋梁の状況を以下 に整理する.あくまでもこの考察は現地の状況より推定 した程度のものであり、今後詳細な検討を行う必要があ ることを述べておく.

- (1) 高橋脚を有する高架橋では、応答変位の増大により 桁間の衝突や、橋台と桁との衝突、また主桁とサイ ドブロックとの衝突が発生した.一部の上部構造は 落橋に至ったが、支承部が破壊しかつサイドブロッ クが大きく損傷している状況より、あたかも免震の 様な効果が発揮されたことで、下部構造には大きな 慣性力を与えていない可能性も考えられる.
- (2) 曲線を有する構造や斜橋では、落橋や大きな残留変 位が確認された.
- (3) 斜面崩壊や断層変位の影響を受けた橋梁は、大きな 残留変位が発生したものや、落橋に至った被害が確 認された.
- (4) 調査をした多くの橋梁は、橋軸方向に落橋防止構造が設置されていなかったが、橋軸直角方向にはサイドブロックが設置されていた.このため橋軸直角方向はこの装置により変位が拘束されて落橋に至っていないが、橋軸方向には落橋防止装置がなかったため、廟子坪大橋では落橋が発生した.仮に落橋防止装置が設置されていたとすると、落橋を回避できた可能性もある.ただし支承付近にある鉄筋コンクリート製のサイドブロックの多くが、せん断破壊などの被害を受けていた.

## 2.3 四川大地震での橋梁被害と本研究の関連

四川大地震で被害を受けた橋梁は,設計で想定した地 震力を上回る慣性力が発生し,支承付近に被害は集中し た.このため支承がヒューズのような役割を担い,水平 支持を失った上部構造は、サイドブロックにより変位が 拘束されたが,廟子坪大橋のように橋軸方向に落橋防止 装置が設置されていないケースにて上部構造1径間では あるが落橋が確認された.しかし,橋軸直角方向のサイ ドブロックは機能を果たしたものの,繰り返し衝突を受 けて大きな損傷を受けていた.以上より,落橋防止シス テムの充実は想定外地震動に対しては非常に有効とな る装置であることが再認識された.また今回の被害の様 に、支承が早く損傷した場合では,落橋防止装置に作用 する慣性力の増大や繰り返し回数が増加することが予 測できる.すなわち,本研究のように,設計で想定して いない地震動に対し,支承の損傷を考慮した場合におけ る橋梁全体の応答性状の確認や、落橋防止装置に作用する慣性力の大きさ、さらにはこの装置への衝撃力の繰り 返し回数を検討することは、四川大地震の被害結果から も重要性が高いと考えられる.

#### 3. 本研究の目的

本研究では, 落橋防止構造設計ガイドライン8) で初め て示された終局照査用地震動に基づいて検討された事 例がほとんどないことを踏まえ,汎用的な橋梁を対象に 数値解析を試みた. ここに示されている終局照査用地震 動 Sm<sup>8)</sup>は、加速度応答スペクトルのピークが、地盤種 別により異なるが、60m/s<sup>2</sup>から30m/s<sup>2</sup>と非常に大きいこ とが特徴である.また落橋防止構造が作用する様な終局 状態では、下部構造の破壊や地盤の液状化・流動化等の 影響をどのように定めるかは困難な問題である。また断 層変位の影響や斜面崩壊の影響に関する研究は開始さ れた段階である. そこでこれらに対する落橋防止構造の 影響評価は今後の課題とし、本研究では、汎用的な既設 橋梁を対象に、支承の破壊の有無の条件を変化させて、 落橋防止構造に作用する衝撃力の大きさの違いや桁間 の衝突の繰り返し回数,また支承の破壊以降における相 対変位と桁かかり長との相関関係を明らかにすること を目的とした数値解析を行った.また、今回の地震動は これまで照査荷重としていたものよりも非常に大きい ため、これらを低減できる可能性がある TE 型<sup>7)</sup> も検討 に取り入れた.



図-2 対象橋梁の構造概要図

#### 4. 解析対象橋梁の概要と解析条件および解析モデル

#### 4.1 解析対象橋梁の概要

今回の研究で対象とした橋梁は、比較的多い構造形式 である2径間単純のPC橋を対象とした.図-2にこの橋 梁の構造概要図を示す.基本的な諸元は著者らが検討し た橋梁<sup>7)</sup>と同じであるが、支承部は簡易ゴム支承で支持 され、かつアンカーバーにより水平変位を制限する構造 である.上部構造の重量は、桁1側が6,000kN、桁2側 が4,400kN であり、桁1側の振動単位の固有周期は  $T_I$ =0.56s, 桁2側の振動単位の固有周期は $T_2$ =0.37s である. なお,これらの固有周期比率は $T_I/T_2$ =1.5程度である.

解析モデルは、橋梁を二次元の骨組み要素でモデル化 し、時刻歴応答解析で積分法は Newmark  $\beta$ 法( $\beta$ =0.25)、 積分時間間隔を $\Delta$ t=0.001s と設定した.解析対象方向は、 橋脚部の落橋防止装置 (PC ケーブル連結方式) に着眼し ているため、橋軸方向のみを検討対象とした.なお三次 元の場合は非常に複雑な変形が予測され幾何学的非線 形の影響を考慮することが望ましいが、今回の解析では 橋梁全体を二次元でモデル化し、落橋を再現するモデル を適用していないことから、幾何学的非線形の影響は考 慮しないこととした.なお今回のモデルの遊間は 50mm である.また減衰は Rayliegh 型とし、解析ソフトは DYNA2E を採用した.

### 4.2 上部・下部および基礎構造のモデル化

上部構造は線形梁要素,基礎構造は線形バネ要素とし、 下部構造の橋脚柱部は、ひび割れ ( $M_c$ =5,256kN·m) や鉄 筋の降伏 ( $M_s$ =11,940kN·m) を考慮した劣化型トリリニ アモデルである修正武田型 ( $\beta$ =0.5) を適用した.ただ し、今回の入力地震動は非常に大きく、状況によっては 柱部の終局状態を超過する可能性もあるが、ここでは終 局のイベントを越えても剛性変化を行わないモデルと 設定した.なお橋台は、上部構造と同様に線形梁要素と してモデル化した.

## 4.3 支承部のモデル化

図-3(a)に固定支承の復元カモデルを示す. この破壊を 考慮する復元カモデルは、固定支承と可動支承共に梶田 ら<sup>20</sup>のモデルを適用した. 固定支承のモデル化は、水平 変位を支持しているアンカーバーが降伏するまでは弾 性挙動を示し、降伏超過後は、動摩擦係数 $\mu$ と死荷重反 カ $R_d$ を乗じた摩擦力を上限値とするバイリニア型に移 行するモデルとした. 今回の解析における動摩擦係数  $\mu$ は 0.05 と仮定した. なおアンカーバーの諸元は、A1 橋台の固定支承が $\phi$  38mm で 18 本、P1 橋脚の固定支承 が $\phi$  32mm で 18 本である.

図-3(b)に可動支承の復元力モデルを示す.可動支承の モデル化は、常時の移動量に追随できるようにするため、 遊間 ( $\pm \delta_1$ )が設けられており、この遊間に達するまで は自由に可動し、この遊間に達したイベントからアンカ ーバーが塑性化 ( $F_3$ )するまでは弾性挙動 ( $K_2$ )を示す. さらにアンカーバーが塑性化してからは、動摩擦係数 $\mu$ と死荷重反力 $R_d$ を乗じた摩擦力 ( $F_2$ )を上限値とするバ イリニア型に移行するモデルとした. 今回の解析にお ける動摩擦係数 $\mu$ は 0.05 と設定した.なおアンカーバー の諸元は、P1 橋脚の可動支承が $\phi$  36mm で 18本、A2橋 台の可動支承が $\phi$  28mm で 18本である.



図-4 従来型の落橋防止装置の復元カモデル

#### 4.4 落橋防止構造のモデル化

## (1) 従来型の落橋防止装置

図-4 に従来型の落橋防止装置の復元カモデルを示す. ここに示す接触側は桁端部が接触する方向を表し、離反 側は桁端部が離れていく方向を表している.この接触側 は、桁が衝突したときの剛性変化を表現しており、厳密 に述べると落橋防止構造のモデルではないが、同一のモ デルとして表現することとした.この履歴特性は、降伏 するイベントを超過した以降(C点)は、一度経験した 履歴部は理論上無視するモデル、すなわちスリップ型で あることが特徴である.履歴の特性は、 $A \rightarrow B \rightarrow C \rightarrow D \rightarrow F$  $\rightarrow A \rightarrow H \rightarrow I \rightarrow H \rightarrow A \rightarrow F \rightarrow D \rightarrow E$ と移動する.

落橋防止装置は、道路橋示方書<sup>1)</sup>に基づきケーブルの 本数と径を決定し、 $A_w$ =383.9mm<sup>2</sup>/本を9本配置した.ケ ーブルの長さを 2.5m と仮定し、図-4 に示す  $K_2$ は 257,058kN/m と設定した.また $K_1$ はケーブルのたわみ防 止で設置してあるスプリングのバネ値相当とし、 1kN/m・本と仮定した. $K_3$ の設定については、PC ケーブ ルの材料試験より得られた荷重と変位の関係(勾配率の 平均値)より設定した. 試験結果を表-1 に示す. この表 に示す降伏荷重は, PC ケーブル1本分の値を示す. また 第一勾配率は,初期勾配(第一勾配)から剛性が最初に 変化した勾配である第二勾配の比率を示し, $K_2=K_1 \times \alpha$ の関係を表現している. 一方接触側について, $K_4$ は川島 ら<sup>9</sup>の検討結果を参考に,桁間衝突による塑性化を考慮 しない線形追突バネによりモデル化し,  $K_4=35,616,030$ kN/m と設定した. また衝突継続時間T(今 回は 0.0335s)と時刻歴応答解析の積分時間間隔 $\Delta t$  との 関係であるが, $\Delta t \div T$ が 1/10以下とする必要があるが, 今回は 1/34 程度であり十分に条件を満たしている.

しかし、本来は桁間の衝突と PC ケーブルの連結は独 立したものであり、離反側と接触側を分割してモデル化 するなどの改良が必要である. さらには基礎的な知見を 得ることを目的としており、今回の動的解析では、落橋 に至りやすい橋脚部の落橋防止装置に着目し、橋台部に は地震後の橋台の傾斜や流動化等の水平移動による複 雑な現象を的確に再現できない等の課題も残っている ことから、橋台には落橋防止装置のモデル化を行わなか った. これらは、今後の課題とする.

## (2) TE 型の落橋防止装置

図-5 に TE 型の落橋防止装置の復元カモデルを示す. TE 型の特性は,基本的に従来型と同じである.異なる部 分は,図上に示す P<sub>y</sub>点,すなわち装置の降伏荷重は従来 型が PC ケーブルの耐力で決定していることに対し,TE 型はこの装置に付属されているコントロールパイプの 中に設置されているウェッジプレートが移動し始める 荷重<sup>7)</sup>であることである.図-6 にコントロールパイプの 構造と荷重作用状況図を示す.

本解析では、TE型の降伏荷重 Pyは TE型の特性<sup>10</sup>を参考に133kN/本×9本=1197kN と設定した.

## 4.5 入力地震動

入力地震動について、今回の解析ではガイドライン<sup>8)</sup> に示されている終局照査用地震動を目標としているた め、一般的な観測波形(解析で用いる加速度波形)を調 整する必要がある.これまでの解析では伊津野ら<sup>3)</sup>の検 討結果を参考に観測波形を2倍していたが、今回の解析 では、採用したいくつかの観測波形の h=5.0%に対する 加速度応答スペクトルをあらかじめ計算し、その加速度 応答スペクトルのピーク値と、目標とする終局照査用地 震動の加速度応答スペクトルのピーク値との比率を算 定し、この比率を入力加速度に乗じる方法を採用した. ただし、周期特性との関係を適切に評価する必要がある 等、いくつかの課題が残っているが、これらは今後の改 善すべき事項であると考える.採用した加速度波形と倍 率を表-2に示す.

表-1 PC ケーブル1本当たりの材料試験結果

	降伏強度 kN	第一勾配 K <sub>1</sub> kN/m	第二勾配 K <sub>2</sub> kN/m	第一勾配率 α
試験片1	675	112,500	513	0.00456
試験片2	673	112,167	518	0.00462
試験片3	717	119,500	478	0.00400
試験片4	684	114,000	614	0.00539
試験片5	680	113,333	495	0.00436
平均值				0.00459



図-5 TE型の落橋防止装置の復元力モデル



<u>↓ 縲┓₦</u> 従来型 落橋防止構造

スプリング

(a) コントロールパイプの構造と従来型との比較



(b) 荷重の作用状況 図-6 コントロールパイプの構造と荷重作用状況図

番号	タイプ	波形名称	入力倍率		
11	TupoI	板島橋周辺地盤	5.56		
12	Typer	津軽大橋周辺地盤			
13	TunoII	JR鷹取駅構内NS	3.33		
14	Typen	ポートアイランドNS	2.31		
15	中地	川□EW	2.00		
16	下越	中越 小千谷EW			

表-2 採用した加速度波形

表-3	解析ケースの-	-暫
100		து

ケース名	支承条件	落橋防止	波形番号
Case-1	破壞考慮	なし	11~16 (全6ケース)
Case-2	弾性	TE型	11~16 (全6ケース)
Case-3	破壞考慮	TE型	11~16 (全6ケース)
Case-4	弾性	従来型	11~16 (全6ケース)
Case-5	破壞考慮	従来型	11~16 (全6ケース)
Case-6	第二径間のみ 破壊考慮	TE型	11~16 (全6ケース)
Case-7	第二径間のみ 破壊考慮	従来型	11~16 (全6ケース)

#### 4.6 解析ケース

解析ケースは、支承の破壊が動的挙動に与える影響を 検討する必要があるため、すべての支承の破壊を考慮し たケース、すべての支承が弾性挙動するケース、および 1 つの径間のみ支承が破壊するケースに分類し、それぞ れに P1 橋脚上の落橋防止装置を従来型としたケース, および TE 型としたケースで組み合わせた.また、支承 がすべて破壊する場合における桁の挙動を把握するた めに、落橋防止装置を設置しないケースも加えた.表-3 にこれらの解析ケースを示す. 今回は, 7 ケース×6 波 形の全 42 ケースの非線形動的解析を実施した. なお表 中の波形番号(11~16)は、表-2で示す番号と一致して いる. なおここで示す支承の破壊は、固定および可動支 承ともにアンカーバーが塑性化し、桁の水平支持機能を 失った状態と定義した. ただし鉛直支持については、ア ンカーバーが破損しても鉛直荷重を分担するゴム支承 は機能が保持すると設定した.

#### 5. 解析結果と考察

### 5.1 すべての支承損傷を考慮した場合

#### (1) 対象とした解析ケースと解析の着目点

対象とした解析ケースは、すべての支承の破壊を考慮 したモデル、すなわち降伏以降の動的挙動を追跡できる 条件において、落橋防止装置がない場合、また落橋防止 装置の構造特性の違いが与える影響を把握するため、表 -3 に示す Case-1 (支承破壊+落橋防止なし)、Case-3 (支 承破壊+TE型)、Case-5 (支承破壊+従来型)の3つを 対象とした.解析では、支承部の最大相対変位と桁かか り長との関係、桁間(桁1と桁2の遊間部)の相対変位 と落橋防止装置への作用力や桁間の衝突回数に着目し た.なお表中に示す支承番号(9951~9960)は、図-1に 示す支承部の解析上の要素番号を意味する.

## (2) 支承部の相対変位と桁かかり長の関係

表-4に各支承部の最大相対変位(単位:m),表-5に落 橋防止装置 (PC ケーブル) に作用する最大衝撃力 (単位: kN)の結果を示す. Case-1 では波形番号: 11のA2 支承 において、 $\delta$ =938mm と桁かかり長 S<sub>F</sub>=800mm (20m× 0.005+0.7=0.8m)を超過する結果を得た. また Case-3 と 5 では同部材において、同様に $\delta$ =994mm と桁かかり長 Sr=800mm を超過し、さらに波形番号: 15 の A1 支承に 着目すると、Case-1 で $\delta$ =996mm、Case-3 と 5 では $\delta$ =927mm と共に S<sub>F</sub>=800mm を超過し、いずれのケースも 落橋に至る結果を得た. なお, Case-3 と Case-5 に着目す ると、支承の応答変位に差は発生していない.これは、 支承が破壊してからの挙動が波形番号:11を除き桁同士 が衝突する方向に移動する挙動となり、落橋防止装置が 作動するまでの変位が発生しないことが理由である. た だし波形番号:11 は落橋防止装置に衝撃力が発生したが、 TE 型の降伏力である P、以下であり、落橋防止装置の構 造特性による応答性状の違いを得られなかった.

表-4 支承部の最大相対変位 (Case-1,3,5)

Core 1	A1支承:9951		PIL支承:9955		P1R支承:9956		A2支承:9960	
Case-1	落橋	非落橋	非落橋	落橋	落橋	非落橋	非落橋	落橋
11	0.217	-1.149	0.008	-0.847	0.000	-0.632	0.262	-0.938
12	0.255	-0.491	0.208	-0.314	0.162	-0.248	0.209	-0.426
13	0.606	-0.247	0.218	-0.098	0.137	-0.077	0.535	-0.230
14	0.369	-0.222	0.170	-0.145	0.076	-0.159	0.285	-0.243
15	0.996	0.000	0.875	-0.002	0.679	0.000	0.804	-0.012
16	0.109	-0.205	0.065	-0.104	0.049	-0.075	0.107	-0.185
		※ 落橋	(は落橋)	方向を,	非落橋は	<b>;</b> 非落橋:	方向を示	す.

Com 2	A1支承:9951		P1L支承:9955		P1R支承:9956		A2支承:9960	
Case-5	落橋	非落橋	非落橋	落橋	落橋	非落橋	非落橋	落橋
11	0.233	-1.094	0.008	-0.795	0.000	-0.696	0.245	-0.994
12	0.255	-0.491	0.208	-0.314	0.162	-0.248	0.210	-0.426
13	0.595	-0.265	0.202	-0.100	0.156	-0.077	0.548	-0.209
14	0.352	-0.228	0.148	-0.151	0.100	-0.151	0.305	-0.235
15	0.927	0.000	0.804	-0.002	0.755	0.000	0.877	-0.012
16	0.109	-0.205	0.065	-0.104	0.049	-0.075	0.107	-0.185
		※ 落橋	話は落橋!	方向を, 🧃	非落橋は	;非落橋)	方向を示	す.

Casa 5	A1支承:9951		PIL支承:9955		P1R支承:9956		A2支承:9960	
Case-5	落橋	非落橋	非落橋	落橋	落橋	非落橋	非落橋	落橋
11	0.233	-1.094	0.008	-0.795	0.000	-0.696	0.245	-0.994
12	0.255	-0.491	0.208	-0.314	0.162	-0.248	0.210	-0.426
13	0.595	-0.265	0.202	-0.100	0.156	-0.077	0.548	-0.209
14	0.352	-0.228	0.148	-0.151	0.100	-0.151	0.305	-0.235
15	0.927	0.000	0.804	-0.002	0.755	0.000	0.877	-0.012
16	0.109	-0.205	0.065	-0.104	0.049	-0.075	0.107	-0.185

• 落橋は落橋方向を, 非落橋は非落橋方向を示す.

表-5 PC ケーブルに作用する最大衝撃(引張)力

波形番号	Case-1	Case-2	Case-3	Case-4	Case-5	Case-6	Case-7
11	-	1,198	1,096	6,204	1,096	1,197	5,769
12		1,198	0.6	5,731	0.6	1,197	5,537
13	—	1,198	0.5	6,093	0.5	1,197	5,778
14	—	1,198	0.2	5,702	0.2	1,197	5,506
15	_	1,197	0.0	5,514	0.0	1,197	5,477
16	_	1,197	0.3	5,804	0.3	1,197	5,580





図-7 に代表的な波形における、P1 橋脚(PIL:9955)の 可動支承の時刻歴応答相対変位を示す.波形番号:13の 結果では多少周期が長い挙動を示しているが、水平支持 を失った挙動に至っていない.しかしながら、波形番 号:15の結果は、非落橋側の方向ではあるが、水平支持 を失った桁が復元することなく水平に変位する挙動と なった.このときのP1橋脚(PIR:9956)の落橋方向に 着目すると、Case-3と5では $\delta$ =755mmと桁かかり長で ある *S<sub>E</sub>*=800mmとほぼ等しく、辛うじて落橋に至ってい ないが非常に危険な結果となった.ただし、Case-1と Case-3の結果を比較すると、いずれの入力波形において も大きな違いはなかった.

#### (3) 桁間の相対変位と落橋防止装置への衝撃力の関係

図-8 に代表的な桁間の時刻歴相対変位を示す. 図中の *D<sub>E0</sub>*は,移動制限の遊間である 50mm である. ここでは, 波形番号:15 における Case-1 (支承破壊+落橋防止なし) と Case-3 (支承破壊+TE型)の結果を示しているが, Case-1 は図-4 と5 に示す様な桁間の落橋防止構造のモデ ルを設定していないが,最大で 198mm の変形量であっ た.また Case-3 では図-4 と5 に示す様な桁間の落橋防止 構造のモデルの影響を考慮しているため,移動制限値の 50mm 程度で変位が頭打ちされていることが判る.

図-9に落橋防止装置の時刻歴衝撃力(Case-3のみ)を示すが、この図より多くの桁間衝突が発生していることが判る.これは支承が破壊してから桁1が桁2をA2橋台側に押すような挙動であり、図中に示す①の様に比較的大きな衝撃力を与えた場合は桁2が一時的にA2橋台側へ大きな変形が発生、また②の様に右肩下がりの様に衝撃力が徐々に小さくなっている衝突は、①よりも小さい衝撃力が発生したがさらに桁1が桁2を押し続ける様な挙動に至ったことを示している.また図中に示す最大衝撃力は、6,360kN(r=17.92s)であった.

#### (4) 考察

支承の破壊を考慮した場合における,落橋防止装置の 有無や,落橋防止装置の構造特性の違いが応答性状に及 ぼす影響について解析を実施した.これらの結果,支承 が破壊して以降の桁の挙動は,Case-3 で若干衝撃力は発 生しているものの,落橋防止装置の降伏力を超過するま でには至らなかった.しかし,2つのケースにおいて支 承部の応答変位が桁かかり長を超過しており,落橋に至 る結果を得た.このように,支承が完全に破壊し桁1と 桁2が自由に水平移動できる様になった場合では,桁間 に設置する様な落橋防止装置に加え,支承の相対変位を 拘束するような機能も必要であると考えられる.

- 5.2 支承損傷を考慮しない場合
- (1) 対象とした解析ケースと解析の着目点

対象とした解析ケースは、すべての支承が破壊しない モデル、すなわち支承の弾性挙動を示す場合における、 落橋防止装置の構造特性の違いが与える影響を把握す るため、表-3 に示す Case-2 (支承弾性+TE型)、Case-4 (支承弾性+従来型)の2つを対象とした.解析では、 支承部の最大相対変位と桁かかり長との関係、桁間(桁 1と桁2の遊間部)の相対変位と落橋防止装置への作用 力や桁間の衝突回数に着目した.

## (2) 支承部の相対変位と桁かかり長の関係

表-6 に各支承部の最大相対変位(単位:m)を示す. これらの解析は支承の破壊を考慮していないため、表中 に示す A1 支承と PIL 支承は固定支承であり変位が発生 しないためーで示している.また可動支承は、アンカー バーの移動制限による拘束をさせないモデルとした.



(b) 波形番号:13 図-10 代表的な支承部の時刻歴相対変位(Case-2,4)



図-11 代表的な桁間の時刻歴相対変位(波形番号:13)



落橋方向の変位に着目すると、波形番号:13において Case-2における PIL では $\delta$ =1,571mmの変位が発生し桁 かかり長の 800mm を超過する結果となったが、Case-4 では $\delta$ =657mm と約 42%に低減されている.これは、 Case-2 は TE 型であり、 $P_y$ が従来型に比較し小さいこと から大きな弾塑性応答変位となり見かけの遊間(図-5 中 のA-D<sub>E</sub>間)が増大したものと考えられる.なおここで 示す見かけの遊間は、図-4・図-5 中のA-D<sub>E</sub>間が離反側の 変位の増大と塑性化に伴って大きくなった時点での遊 間を定義している.

また、Case-2 における波形番号: 11 の PIL 支承におい ても、桁かかり長を超過する  $\delta$  =1,133mm の変位が発生 している.一方、A2 側の落橋方向の変位に着目すると、 多少の違いは確認できるが、共に約 200mm 以下の変位 であり桁かかり長の約25%であることから問題とならな い.

図-10 に代表的な入力波形における, P1 橋脚(PIL) の可動支承の時刻歴応答相対変位を示す.図より降伏荷 重の小さいTE型を採用したモデル,すなわち Case-2 で は従来型よりも早い時間に塑性化し大きな応答変位が 発生,その結果として桁かかり長を超過する結果となっ た.また残留変位も桁かかり長を超過している.また Case-4 でも大きな応答変位が発生しているが,桁かかり 長を超過するまでの変位に至っていない.この結果から は,落橋防止装置の降伏荷重 P,を小さくしすぎると弾塑 性応答変位が増大し,落橋に至る可能性を示唆している.

## (3) 桁間の相対変位と落橋防止装置への衝撃力の関係

図-11に代表的な桁間の時刻歴相対変位を示す. ここ

表-6	支承部の最大相対変位	(Case-2.4)
~~~~		(Cence = , . )

Casa 2	A1支承:9951		PIL支承:9955		P1R支承:9956		A2支承:9960			
Case-2	落橋	非落橋	非落橋	落橋	落橋	非落橋	非落橋	落橋		
11	-	-	0.055	-1.133	-	-	1.164	-0.184		
12	-	-	0.052	-0.694	-	-	0.694	-0.102		
13	-	-	0.049	-1.571	-	-	1.588	-0.124		
14	-	-	0.049	-0.631	-	-	0.627	-0.104		
15	-	-	0.041	-0.420	-	-	0.440	-0.054		
16	-	-	0.053	-0.476	-	-	0.454	-0.090		
※ 落橋は落橋方向を, 非落橋は非落橋方向を示す.										

Case-4	A1支承:9951		P1L支承:9955		P1R支承:9956		A2支承:9960	
	落橋	非落橋	非落橋	落橋	落橋	非落橋	非落橋	落橋
11	-	-	0.056	-0.754	-	-	0.819	-0.187
12	-	-	0.053	-0.351	-	-	0.405	-0.130
13	-	-	0.053	-0.657	-	-	0.702	-0.128
14	-	-	0.052	-0.329	-	-	0.389	-0.117
15	-	-	0.049	-0.165	-	-	0.219	-0.095
16	-	-	0.051	-0.414	-	-	0.425	-0.127

※ 落橋は落橋方向を, 非落橋は非落橋方向を示す.

では、波形番号:13における結果を示している.図中の ①は二回目に桁間衝突が発生したイベントを示してい るが, Case-2 は桁 2 が橋脚の変形に伴い A2 橋台側へ変 位しているが、降伏荷重が小さいことから弾塑性応答変 位の増大により見かけの遊間が大きくなり、その結果大 きな応答変位となった. そして t=6.186s で最大相対変位 δ=1,575mm が発生した. 一方, Case-4 は落橋防止装置 の降伏荷重が TE 型よりも大きいため, 桁2の A2 側への 移動を制限しているが、図中に示す②までの間に数回の 桁間衝突を発生させている.ただし, Case-2 においては, TE型の見かけの遊間量(塑性化に伴い増大する遊間)が 大きくなるため、図中の①以降は衝突していない、図-12 に落橋防止装置の時刻歴衝撃力を示す。図中の接触側 (上部の衝突)は、桁端部が互いに接近していく方向を 意味している. また離反側 (PC ケーブル) は桁端部が離 れていく方向, すなわち PC ケーブルに作用力が発生す る方向を意味する. この図からも確認できる. またこの 図より, 落橋防止装置の降伏荷重が大きい Case-4 は非常 に多くの衝突が発生しており, 桁衝突の最大荷重も t=8.658s で約 150,000kN と非常に大きなものとなった.

一方 Case-2 での桁衝突の最大値は t=2.632s で約 107,000kN と 71%に低減されている.

また表-5 に示す落橋防止装置の最大引張力を比較する と Case-2 では, TE 型の降伏荷重程度である 1,198kN で あることに対して, Case-4 では 6,204kN と非常に大きな ものとなった.

## (4) 考察

支承の破壊を考慮しない場合における,落橋防止装置 の構造特性の違いが応答性状に及ぼす影響について解 析を実施した.これらの結果,降伏荷重が小さいTE型, すなわち Case-2 は弾塑性応答変位の増大より,見かけの 遊間が大きくなることで、支承部の相対変位が桁かかり 長を超過する挙動となった.一方、降伏荷重の大きな従 来型、すなわち Case-4 は桁の移動を制限する効果はある ものの、その反面桁間の衝突回数を増加させ、さらには 桁間衝撃力も大きくなる結果を得た.これらの結果より、 桁かかり長を超過させない範囲で TE 型の降伏荷重を設 定した場合、桁間の衝突回数や衝撃力を低減できるもの と考えられる.しかしながら、TE 型は従来型に比較し応 答変位が増大し、落橋への危険性が高くなる.このため TE 型の降伏荷重を設定する際は、ある程度の安全率を確 保するなどの設計的配慮が必要と考えられる.

# 5.3 第二径間の支承損傷のみ考慮した場合

## (1) 対象とした解析ケースと解析の着目点

対象とした解析ケースは、第二径間の支承のみが破壊 する場合において、落橋防止装置の構造特性の違いが与 える影響を把握するため、表-3 に示す Case-6(第二径間 の支承破壊+TE型)、Case-7(第二径間の支承破壊+従 来型)の2つを対象とした.解析では、支承部の最大相 対変位と桁かかり長との関係、桁間(桁1と桁2の遊間 部)の相対変位と落橋防止装置への作用力や桁間の衝突 回数に着目した.

### (2) 支承部の相対変位と桁かかり長の関係

表-7 に各支承部の最大相対変位(単位:m)を示す. これらの解析は第二径間の支承のみ破壊を考慮してい るため、A1 橋台部の支承は固定であり変位が発生しない ことからーで示している. 落橋方向の変位に着目すると、 PIR 支承における Case-6 の波形番号:11 と 15 でそれぞ れ 498mm と 487mm の大きな変位が発生しているが、桁 かかり長 800mm を超過するにまでに至らなかった.ま た、この PIR 支承に着目すると、波形番号:11 では Case-6 の応答変位が 498mm であることに対し、Case-7 では 288mm と約 58%に低減されている. この理由は、これ までの解析結果と同様な傾向であり、TE 型の見かけの遊 間が増大したためである.なお、A2 支承はいずれのケー スにおいても桁かかり長よりも十分小さな応答変位で あるため問題とならなかった.

図-13 に代表的な支承の時刻歴応答変位(P1 橋脚固定 支承:9956)を示す.これらの波形は,波形番号:11 と 15 を示しているが,波形番号:11 では約 10s 付近まで同 様な応答性状を示しているが,その後 TE 型(Case-6) の相対変位量が増大し従来型(Case-7)よりも長周期化 していることが判る.これは,TE 型は見かけの遊間が増 大すると同時に変位も増大したが,従来型は遊間の増加 は TE 型に比較して小さく,かつ降伏荷重も大きいこと から桁2を桁1 側に復元させる効果が発揮され,その結 果として TE 型よりも短周期となった.なお,波形番号: 15 の結果は,水平支持を失いかけた桁2の移動を拘束で



0.230 -0.099 0.412 -0.105 0.241 -0.132 0.156 -0.131 0.177 -0.064

E 落橋方向 支承の相対変位 Case7(11) 桁かかり長 0.5 0.0 非落橋方向 -0.5 40 60 0 20 時間 (sec) 波形番号:11 (a) 1.0

支承部の最大相対変位(Case-6,7)

PIR支承 · 9956

非落橋

-0.072

-0.075

-0.018

-0.086

0.000

-0.051

非落橋

-0.072

-0.078

-0.022

茲橋

0.498

0.311

0.347

0.281

0.487

0.217

P1R支承:9956

0.142 -0.093

0.126 -0.052

落橋は落橋方向を,非落橋は非落橋方向を示す.

落橋

0.288

0.180

0.224

落橋は落橋方向を, 非落橋は非落橋方向を示す.

A2支承:9960

茲橋

-0.121

-0.093

-0.103

-0.103

-0.015

-0.080

落橋

-0.162

-0.113

Case6(11)

非落橋

0.610

0.357

0.553

0.370

0 509

0.287

非落橋

0.414

0.249

A2支承:9960

PIL支承:9955

非落橋

0.208

0.058

0.120

0.039

0.092

非落橋

0.191

0.080

0.098

0.030

0.095

0.063

茲橋

-0.277

-0.104

-0.244

-0.096

-0.027

落橋

-0.204

-0.068

-0.251

-0.078

-0.013

-0.127

0.085 -0.115

PIL支承:9955

表-7

落橋

Case-

11

12

13

14

15

16

Case-7

11

12

13

14

15

16

1.0

A1支承:9951

\*

非落橋

A1支承:9951

落橋

非落橋



図-13 代表的な支承部の時刻歴相対変位(Case-6,7)



図-14 代表的な桁間の時刻歴相対変位(波形番号:11)

きる従来型は変位が、TE型よりも小さくなっている. こ れより桁の残留変位を小さくするにはある程度降伏荷 重を大きく設定しなければいけないことを示唆してい る.

#### 桁間の相対変位と落橋防止装置への衝撃力の関係 (3)

図-14 に代表的な桁間の時刻歴相対変位を示す. 図中 に示す①から④は Case-6 における主な桁間衝突が発生 したイベントを示すが、Case-7 は Case-6 (TE 型) より も弾塑性変位が小さいことから桁2が桁1の方向へ復元 する効果が大きく,その結果として桁間衝突回数が増加 していることが判る. ただし④以降は概ね同じ挙動を示 している. さらに図-15 に示す落橋防止装置の時刻歴衝 撃力より、Case-7はCase-6よりも桁間衝突および落橋防 止装置への衝撃力の回数が多いことが判る. さらに、表 -5 に示す PC ケーブルに作用する最大引張力は, Case-6 は1,197kNでCase-7の5,769kNの21%と非常に小さい. これは装置の降伏荷重の違いであるが、PC ケーブルに作 用する荷重が小さいことは、定着する部材、例えば端横 桁や取り付ける鋼製ブラケットへの作用力も低減でき る効果が期待できる. すなわち, TE型の降伏荷重を, 支 承に発生する相対変位が桁かかり長を超過しない程度 で適切に設定すると、終局照査用地震動相当においても 落橋防止装置をサイズダウンできる効果があるものと 考えられる.

## (4) 考察

第二径間のみ支承の破壊を考慮する場合における, 落

橋防止装置の構造特性の違いが応答性状に及ぼす影響 について解析を実施した.これらの結果, Case-6 である TE型はこれまでの検討ケースと同様な傾向を示し,支承 部の相対変位が増大,また従来型である Case-7 は桁間衝 突の回数と PC ケーブルに作用する引張力の発生回数が Case-6 に比較し増大する.しかしながら,TE型は PC ケ ーブルに作用する最大引張力を低減できる.さらに今回 のケースでは,支承の最大相対変位が桁かかり長を超過 していない.このように,桁かかり長を越えるような相 対変位が発生しない場合は,落橋防止装置の降伏荷重を 小さくできる TE 型の方が装置のコンパクト化を行える 可能性がある.

## 6. まとめ

本研究では、2008年5月に発生した四川大地震の被害 状況の概要を述べ、落橋防止構造設計ガイドライン<sup>8)</sup>で 初めて示された終局照査用加速度応答スペクトルを目 標とした入力地震動に基づき、中規模橋梁を対象に支承 の破壊条件を変化させた場合における落橋防止装置に 作用する衝撃力の大きさや、繰り返し回数などの動的挙 動の影響を検討した。解析ではいくつかの仮定を行って いるため、今後の改良の余地や課題は残っているが、こ こで得られた結果を以下に示す。

- 中国四川大地震の現地調査の結果では、震源地に比較的近い廟子坪大橋にて上部構造の1径間が落橋した。この橋の橋軸方向には落橋防止構造は設置されていなかった。しかしながら、橋軸直角方向にはRC製のサイドブロックがあり、大きな損傷を受けてはいたが橋軸直角方向側へは落橋していない。以上を踏まえると、落橋防止構造は想定を越える地震動が作用したときに有効なデバイスであることが再認識された。
- 2) すべての支承を破壊させた場合の動的解析では、落 橋防止構造を設置していない Case-1 の波形番号:15 の A1 支承では、相対変位の最大値である  $\delta$ =996mm となる結果を得た.また Case-3 と 5 の支承の破壊を 考慮し落橋防止装置をモデル化したケースでは、同 じ支承部で  $\delta$ =927mm と、共に桁かかり長  $S_E$ =800mm を超過する結果となった.また、桁間に設置する落 橋防止装置の構造特性の違いが落橋防止構造への衝 撃力や繰り返し回数に及ぼす影響が確認されなかっ た.この様な条件の場合では、桁かかり長  $S_E$ を越え るような相対変位が発生する危険性もあることから、 上部構造と下部構造を連結するなどの様に変位を拘 束することも必要があると考えられる.
- 3) 支承が弾性応答を示す場合の動的解析では、Case-2

の波形番号:13において PIL (9955) で支承部の相 対変位が  $\delta$ =1,571mm, また同じケースの波形番 号:11では  $\delta$ =1,133mm と桁かかり長  $S_E$ を超過する結 果を得た. TE 型を有する落橋防止装置では弾塑性変 位の増大により見かけの遊間が増大し,その結果と して桁かかり長  $S_E$ を超過する相対変位が発生した. ただし従来型の場合では変位を小さくできる反面, 桁間衝突と PC ケーブルに作用する衝撃回数や衝撃 力を増大させる.また TE 型では衝撃力や衝撃回数 を低減できる要素があるため,このシステムの降伏 荷重の最適化を実施することにより,設計荷重を低 減できる可能性がある.すなわち落橋防止構造のコ ンパクト化や従来型よりも PC ケーブルのサイズダ ウン化に伴い,経済的な効果も期待できるものと考 えられる.

第二径間の支承のみ破壊させた場合の動的解析では, 4) Case-6の波形番号: 11 で P1R (9956)の相対変位の 最大値が $\delta$ =498mm, また Case-7 の同部材において は *δ*=288mm と Case-6 の TE 型に比較し 58% 程度の 低減となった. これは TE 型の構造特性である見か けの遊間が増大したためである. しかしながらこれ らのケース共に桁かかり長 Sr を超過していないた め問題とならなかった. さらに PC 連結ケーブルに 着目すると、Case-6 は 1,197kN であることに対し Case-7 では 5.769kN であり, TE 型の構造では従来型 に比較し約 1/5 程度に低減されている. また TE 型の 方が従来型よりも、この装置に作用する衝撃回数も 低減されている. すなわち, 桁かかり長を超過しな い範囲で TE 型の降伏荷重を設定すると、落橋防止 装置のコンパクト化を行える可能性があることが確 認された.

#### 謝辞

本研究は、福井工業大学の学内特別研究費(平成20 年度)である「想定外地震動に着目した橋梁のフェイル セーフ機能向上に関する基礎的研究(研究費B)」の一環 として実施されたものである.また終局照査用地震動の 作成にあたり、Kik-netの波形データを利用した.落橋防 止構造設計ガイドライン(案)の運用では、株式会社長 大の矢部正明様、土木研究所の運上茂樹様より貴重なご 指導とコメントを頂きました.株式会社エスイーの藤田 憲和様より、落橋防止装置の材料実験の結果を提供頂き ました.四川大地震の現地調査では、江蘇省交通科学研 究院の張建東様より多大なるご協力を頂いた.また四川 大地震の資料整理においては、京都大学の高橋良和先生 より貴重な資料の提供して頂いた.ここに記して感謝を 表す次第です.

## 参考文献

1) 道路橋示方書·同解説 V編, 平成14年3月.

- 梶田幸秀,杉浦邦征,渡邊英一:緩衝型桁間連結ケーブルを用いた高架橋の地震時応答性状,土木学会論文集,No.710/I-60, pp. 297-310, 2002.
- 伊津野和行,小林紘士,鎌田耕平:桁落下を想定した 桁間ケーブル連結装置の所要条件に関する考察,土 木学会論文集,No.668/I-54, pp. 319-324, 2001.
- (4) 武野志之歩,大野敬美,伊津野和行:作動速度に基づく落橋防止用連結ケーブルと緩衝材の設計法に関する研究,土木学会論文集,No.731/I-63, pp. 341-352,2003.
- 5) 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/I-46, pp. 129-142, 1999.

- 6) 越峠雅博,運上茂樹,足立幸朗,長屋和宏:弾塑性型 特性を有する円筒型ゴム製緩衝材装置の衝撃緩衝効 果に関する実験的研究,土木学会論文集,No.675/I-55, pp. 99-112, 2001.
- 7) 竹田周平,北浦 勝,宮島昌克,:エネルギー吸収機 能を有する落橋防止装置の設計に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.52A, pp. 315-326, 2006.
- 8) 落橋防止構造設計ガイドライン (案), 平成17年7月.
- 9) 川島一彦, 植原健治, 庄司学, 星恵津子: 桁衝突及び 落橋防止装置の効果に関する模型振動実験及び解析, 土木学会論文集, No.703/I-59, pp. 221-236, 2002.
  10)株式会社エスイー: タイ-ブリッジカタログ.

(2008年9月18日受付)