

エネルギー吸収機能を有する落橋防止装置の桁間連結効果

竹田 周平¹・藤田 憲和²・北浦 勝³・宮島 昌克⁴・野村 尚樹⁵

¹正会員 金沢大学大学院 自然科学研究科 (株式会社 日本海コンサルタント)
(〒920-1192 石川県金沢市角間1-11)

²株式会社 エスイー設計CADセンター (〒754-0894 山口県山口市佐山3-42 (山口テクノパーク))

³フェロー会員 工博 金沢大学大学院 自然科学研究科 教授 (〒920-1192 石川県金沢市角間1-11)

⁴正会員 工博 金沢大学大学院 自然科学研究科 教授 (〒920-1192 石川県金沢市角間1-11)

⁵株式会社 日本海コンサルタント 技術本部 技術第三部 (〒921-8042 石川県金沢市泉本町2-126)

1. はじめに

兵庫県南部地震では衝撃力が原因と考えられる落橋防止システムの破損が確認さ、トルココジャエリ地震と台湾・集集地震では断層変位に伴う落橋の被害が発生した。これらを踏まえて、道路橋示方書・同解説V編¹⁾では、想定外の地震力や変位が橋に生じることを懸念し、落橋防止システムに関する規定を示している。近年、園田ら²⁾はメガネタイプの連結版に着目しゴム緩衝ピンにより緩衝機能を向上させた研究を行い、梶田ら³⁾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⁴⁾は桁が落下する場合を想定して、PCケーブルの作用力が死荷重反力の2.0倍以上となることを確認している。また、武野ら⁵⁾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、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。

さらに川島ら⁶⁾は、桁間衝突用緩衝装置と桁間連結材を組み合わせた場合の緩衝効果について検討し、越峠ら⁷⁾は円筒型ゴム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、村田ら⁸⁾は積層繊維補強ゴムに着目し、緩衝力の低減効果について研究している。

これらの装置では、高いエネルギー吸収効果を発揮するものや、衝撃緩衝効果を期待できるものなどがあり、これらを効率よく適用することで、より経済的で安全なシステムを構築出来る可能性がある。

しかしこれらの研究は、いずれもデバイスの特性やPCケーブルのエネルギー吸収を主とした研究であり、衝撃緩和効果はあるものの、圧縮変形量等の限界変位量に制限を受け、仮にこの限界変位量に達するとさらなる衝撃力が発生することが懸念される。

本研究では、中小規模の2径間単純スパンのPC橋

に着目し、新システムのPCケーブル連結装置を設置した場合による非線形動的解析を実施した。はじめに、着目した新システム (TE型) の力学的特性について示し、橋梁全体系における支承の破壊を考慮した非線形動的解析を試みた。

2. 着目した落橋防止装置の構造

(1) 現行基準による落橋防止装置

1) 落橋防止装置の設計荷重

現行基準の道路橋示方書・同解説V編¹⁾では、落橋防止構造への作用力 H_F を死荷重反力 R_d を用いて、次式(1)で算定している。

$$H_F = 1.5R_d \quad (1)$$

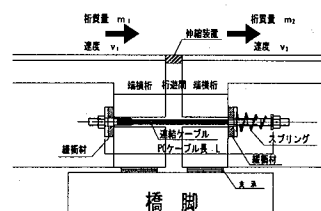


図-1 PCケーブル連結型の落橋防止構造
(速度の符号は矢印方向を+とする)

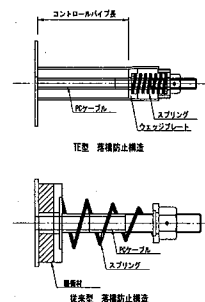


図-2 TE型と従来型の構造

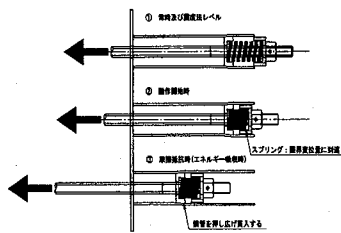


図-3 TE型の荷重作用状況図

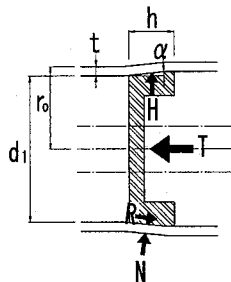


図-4 ウェッジプレートの摩擦抵抗図

2) 落橋防止装置の移動量

落橋防止構造の最大移動量 S_F は、けたかかり長 S_E より次式で与えられている。この移動量は、常時や地震時の移動量を確保し、式(2)で求められる最大移動量を超えない範囲で可能な限り大きい値を確保するとされている。ここで C_F は、落橋防止装置の設計変位係数である。

$$S_F = C_F S_E = 0.75 S_E \quad (2)$$

(2) 着目した落橋防止装置の基本構造

1) 着目した落橋防止装置の概要

本研究で着目した落橋防止構造は図-1に示すような、PCケーブルで相互の桁を連結する装置とした。図-2に、エネルギー吸収機能を有する構造(TE型)⁹⁾と従来型の構造を示す。従来型は、PCケーブルで連結した構造であり、TE型は従来型にコントロールパイプと称する鋼管が設置され、鋼管の内部にウェッジプレートがあらかじめ押し込みまれた構造である。常時の温度変化や設計で期待する地震動には、スプリング部で変位を吸収するが、想定以上の変位が発生した段階で、スプリング部の遊びが限界変位量に達し、PCケーブルに引張力が発生する。その後、ある一定の荷重に到達すると、ウェッジプレートが鋼管の内部を押し広げながら貫入する。このときの荷重を、コントロールパイプの降伏荷重 P_y と定義する。図-3にこれらの荷重作用状況を示す。

2) コントロールパイプの降伏荷重

続いて、コントロールパイプの降伏荷重 P_y について考える。ウェッジプレートがコントロールパイプ内を動き出す時の荷重作用を図-4に示す。PCケーブルの作用力を T とすると、ウェッジプレートと鋼管内面に発生する摩擦力 R は次式となる。

$$R = N \cdot \tan \lambda \quad (3)$$

ここで、 N はウェッジプレートがクサビ状に貫入される時に発生する側方力を、 $\tan \lambda$ は摩擦係数を示す。ここでは鋼と鋼とのすべり面であることから $\tan \lambda = 0.15$ 程度¹⁰⁾を想定した。

PCケーブルの作用力 T は、 N 、 R により次式で求められる。ここに、 α はテーパ角である。

$$T = N \cdot \sin \alpha + R \cdot \cos \alpha \quad (4)$$

式(3)を式(4)に代入すると、次式となる。

$$T = N(\sin \alpha + \tan \lambda \cdot \cos \alpha) \quad (5)$$

式(5)より、

$$N = \frac{T}{\sin \alpha + \tan \lambda \cdot \cos \alpha} \quad (6)$$

を得る。式(6)で求められる側方力 N を用いると、鋼管を押し広げる水平力 H は、次式となる。

$$H = N \cdot \cos \alpha + R \cdot \sin \alpha \quad (7)$$

式(7)で求められた H から、鋼管の内径を d_i 、ウェッジプレートの高さを h として、鋼管の内部に作用する圧力 p は、次式で求められる。

$$p = \frac{H}{d_i \cdot \pi \cdot h} \quad (8)$$

鋼管の内圧 p を基に、鋼管の外半径を r_o 、鋼管の厚みを t とすると、鋼管に作用する応力 σ は平均径の式により次式のように誘導される。

$$\sigma = p \left(\frac{r_o}{t} - 0.5 \right) \quad (9)$$

作用応力 σ が、鋼管の降伏応力を超過した段階で、ウェッジプレートが鋼管内を貫入することが可能となる。

3) エネルギー吸収量の設定

落橋防止構造で一般的に使用されるゴム材は、圧縮されると数 cm 程度で限界変形量に達し、その後はハードニングにより非線形性が卓越することから、衝撃力が発生することになる。

一方、この装置のエネルギー吸収量の設定は、コントロールパイプの長さにより決定される。すなわち、この長さを式(2)で求められる最大移動量内で、自由に設定することにより、ゴムによる緩衝材よりも大きなエネルギー吸収性能を期待することができることが本装置の利点である。

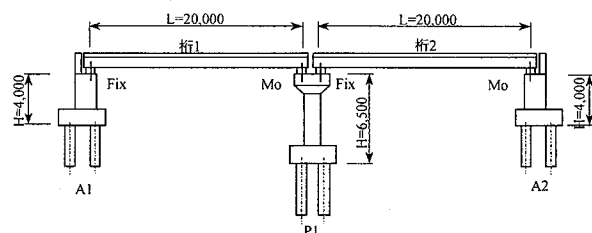


図-5 2径間単純桁橋の構造概要図 (単位: mm)

3. 着目した橋梁の概要と解析モデル

(1) 解析対象橋梁の概要

解析では、比較的多い河川内の中小規模橋梁を対象とした。上部構造は、プレテンション方式 T 桁の 2 径間単純形式、橋脚は小判型の壁式橋脚、橋台は逆 T 式橋台、基礎は杭基礎である。支承構造は固定可動構造（タイプ A）であり、アンカーバーが設置されている。図-5 に構造概要図を示す。本検討では、既設橋梁を想定しており、P1 橋脚は現行基準¹⁾により耐震補強されたものとし、アンカーバーも設計当時の基準に従って径と本数を決定した。

(2) 解析モデル

1) 上部及び下部構造

桁のモデル化においては線形部材とした。桁の重量は、桁 1 を $W_1=6,000\text{kN}$ 、桁 2 を $W_2=4,400\text{kN}$ と設定した。桁 1 が桁 2 よりも重い理由は、桁 1 が支持されている設計振動単位 1 ($T=0.56\text{ s}$) と、桁 2 で支持された設計振動単位 2 ($T=0.37\text{ s}$) の固有周期差を 1.5 倍程度¹⁾にするためである。

橋脚のモデル化においては、非線形域を考慮するため図-6 に示すような、トリリニア型の復元力特性とした。除荷勾配の β は、現行基準¹⁾に基づき $\beta=0.5$ と設定した。解析で用いた橋脚の剛性（橋脚基部）を表-1 に示す。

2) 基礎構造

基礎のモデル化においては、非線形域を考慮しないため、線形バネとしてモデル化を行った。バネ剛性の設定においては、地震時に地盤に生じる変形に相当する地盤の剛性から求めた地盤反力係数より、動的バネ値を設定し、これらを用いて水平・回転バネ剛性を決定した。解析で用いた基礎の剛性（橋脚基部）を表-2 に示す。

表-1 橋脚の剛性

初期剛性 K_c ($\text{MN} \cdot \text{m}^2$)	27,950
ひび割れモーメント M_c ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	5,256
降伏曲げモーメント M_y ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	11,941
初期剛性に対する第一勾配率	0.1087
初期剛性に対する第二勾配率	1.0×10^{-9}

表-2 基礎剛性

下部構造	A1橋台	P1橋脚	A2橋台
Axx (kN/m)	1,112,000	483,000	901,800
Axr (kN/rad)	1,921,000	1,301,000	1,726,476
Arr ($\text{kN} \cdot \text{m/rad}$)	13,312,000	12,540,000	12,740,000

表-3 アンカーバーの諸元

下部構造	A1橋台	P1橋脚		A2橋台
支承条件	Fix	Mov	Fix	Mov
径(mm)	$\phi 38$	$\phi 36$	$\phi 32$	$\phi 28$
本数	18本	18本	18本	18本

3) 支承構造

固定支承のモデル化においては、アンカーバーが降伏力に達するまでは弾性変形するモデルと考え、固定支承が破損してからは、桁と橋脚及び桁と橋台の間に動摩擦力が発生するとした。このときの動摩擦係数 μ は 0.05 と設定した。図-7 に固定支承の復元力モデルを示す。固定支承に設置されるアンカーバーの面積及び本数は、アンカーバーの面積を A_w 、本数を N 、上部構造の分担重量を W 、レベル 1 地震動の設計水平震度を K_h (0.30)、アンカーバーの許容応力度を τ_a として、次式により設定した。表-3 にアンカーバーの諸元を示す。

$$A_w \cdot N \geq \frac{W \cdot K_h}{1.5 \cdot \tau_a} \quad (10)$$

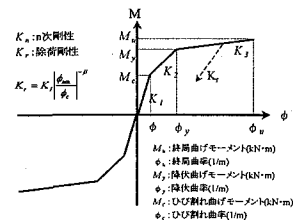


図-6 橋脚の復元力モデル

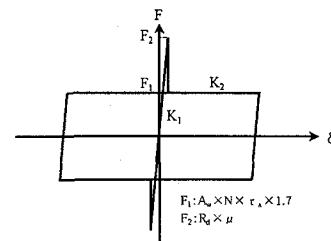


図-7 固定支承の復元力モデル

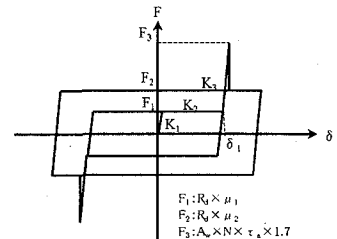


図-8 可動支承の復元力モデル

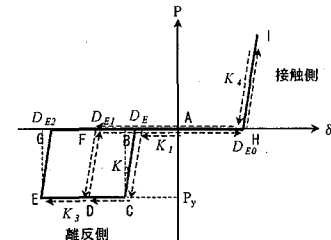


図-9 従来型の復元力モデル

可動支承のモデル化においては、移動量が設計移動量 δ_1 に達するまでは自由に変位するものとし、 δ_1 に達するとアンカーバーに水平力が作用し、ア

ンカーバーが損傷した後、固定支承と同様に桁と橋脚及び桁と橋台の間に動摩擦力が発生するモデルとした。このとき、可動状態での動摩擦係数 μ_s は 0.01 とし、損傷以降の動摩擦係数 μ_d は 0.05 と設定した。図-8に可動支承の復元力モデルを示す。

可動支承に設置されるアンカーバーの面積及び本数は、次式により設定した。

$$A_w \cdot N \geq \frac{1.5 \cdot R_d \cdot K_h}{1.5 \cdot \tau_a} \quad (11)$$

4) 落橋防止装置

a) 従来型

従来型の落橋防止装置のモデル化においては、離反側と接触側で非対称となるモデルとした。ここで、離反側は桁が離れていく方向を示し、接触側は桁間が衝突する方向を示す。図-9に従来型の復元力モデルを示す。この復元力モデルの履歴特性は、A→B→C→D→F→A→H→I→H→A→F→D→E と移動する。

離反側においては、応答変位が PC ケーブルの遊び量に達してからは、PC ケーブルに張力が発生し、PC ケーブルの降伏荷重までは弾性変形するものとする。このときの PC ケーブル 1 本当たりの剛性 K_2 は、PC ケーブルのヤング率を E 、断面積を A 、PC ケーブルの長さを L として、次式により算定した。

$$K_2 = \frac{E \cdot A}{L} \quad (12)$$

本解析で使用する PC ケーブルの断面積 A は、式(1)で求められた設計地震力 H_F に対し、PC ケーブルが塑性化しないように設定した。また、桁 1 側が $W_1=6,000\text{kN}$ 、桁 2 が $W_2=4,400\text{kN}$ であることから、桁重量の大きい W_1 の値を採用し、式(1)の H_F は $1.5 \times 3,000\text{kN}=4,500\text{kN}$ となる。PC ケーブルを 9 本配置することとし、1 本あたりの PC ケーブルの断面積 A を 383.9mm^2 と設定した。またヤング率 E を $186,000\text{N/mm}^2$ 、PC ケーブルの長さ L を 2.5m 、ケーブル本数を 9 本とすると、 $\Sigma K_2 = K_2 \times N = 257,058\text{kN/m}$ となる。また K_1 は、PC ケーブルに設置されているスプリングのバネ剛性相当とし、スプリング 1 本当たりのバネ剛性を 1kN/m とすると、設置本数が 9 本であることから、 9kN/m と設定した。 K_1 は、接触側ともに同じ値と設定した。

遊び量 D_{E0} については、アンカーバーの移動制限量が 50mm であることから、この装置が破損した後、落橋防止装置が作動するものとするため、 $D_{E0}=100\text{mm}$ と設定した。

接触側では、応答変位が桁遊間に達すると、桁間に衝突力が発生することを想定し、桁間衝突による塑性化を考慮しない線形衝突バネによりモデル化した。このときのバネ剛性 K_4 は、川島ら¹¹⁾の検討を参考にし、次式により算定した。

$$\gamma = \frac{K_4}{n \cdot E \cdot A} \cong 1.0 \quad (13)$$

ここで、 γ ：衝突ばねの剛性比、 EA ：桁の軸剛性、 L ：1 連の桁の長さ、 n ：1 連の桁をモデル化する線形梁要素の個数、 T_I ：衝突継続時間で、次式より与えられる。

$$\frac{\Delta_1}{T_I} < 1.0 \quad (14)$$

$$T_I = \frac{2L}{c_p} \quad (15)$$

ここで、 c_p は桁内の縦波の伝播速度で次式より与えられる。

$$c_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (16)$$

ここで、 E ：桁のヤング率、 ρ ：桁の密度である。ここでは、 $EA=1.7808 \times 10^8\text{kN}$ 、 $L=20.0\text{m}$ 、 $n=4$ と設定することから、衝突バネ剛性 K_4 は $3.56 \times 10^7\text{kN/m}$ となる。また、式(16)より $c_p=1195.2\text{m/s}$ となることから、衝突継続時間 T_I を求めると、 0.0335s となる。なお積分時間間隔 Δ_1 は、この T_I の $1/10$ 以下とする必要がある。遊び量は、桁遊間程度とし、 $D_{E0}=50\text{mm}$ と設定した。

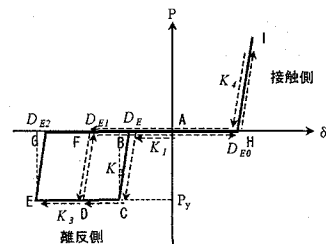


図-10 TE型の復元力モデル

b) TE型

TE型は、従来型と同様に、離反側と接触側で非対称となるモデルとした。図-10にTE型の復元力モデルを示す。この復元力モデルの履歴特性は、A→B→C→D→F→A→H→I→H→A→F→D→Eと移動するスリップバイリニアースリップ型である。このような履歴特性に設定した理由は、図-3に示すようにウェッジプレートがコントロールパイプを押し広げながら貫入する構造であり、一度ウェッジプレートが貫入され、再びこれらに押し広げる荷重が作用するまではウェッジプレートが静止した状態となるためである。ここで、従来型とTE型の復元力モデルの違いは、図-9, 10に示す離反側の降伏荷重 P_y が、従来型ではPCケーブルの降伏荷重で決定されていることに対し、TE型は、コントロールパイプの降伏荷重で決定されていることである。ここでは、コントロールパイプの P_y を、1本当たり 133kN 、ケーブル本数を 9 本とし、 $P_y=133\text{kN} \times 9=1197\text{kN}$ と設定した。また、PC ケーブルの剛性や、コントロールパイプの P_y の違いによる影響を検討するため、PC ケーブルの剛性とコントロールパイプの P_y ともに 50%程度としたモデルも設定した。このときに採用した PC ケーブルの面積 A は、 208.4mm^2 であり、

$K_2=108,535\text{kN/m}$ となる。コントロールパイプの P_y は、 649.8kN とした。

(3) 解析方法と入力波形

解析法は時刻歴応答解析とし、積分法は Newmark β 法 ($\beta=0.25$) とした。解析モデルは 2 次元の骨組みモデルとした。減衰は Rayleigh 型減衰としてモデル化し、支承や PC ケーブルには粘性減衰がないものとした。積分時間間隔は式(14)を満足するように $\Delta t=0.002\text{s}$ と設定した。応答解析には汎用ソフトである DYNAGE¹²⁾を使用した。

本検討は、落橋防止装置が作用するような状況を想定した解析であるため、この装置が作動するような入力地震動が必要となる。そこで本検討では、伊津野ら⁴⁾の検討を参考にして、単純に標準波形を 2 倍することとした。採用する標準波形は、1995 年の兵庫県南部地震で観測された東神戸大橋周辺地盤上の加速度波形である。標準波形を図 - 11 に示す。

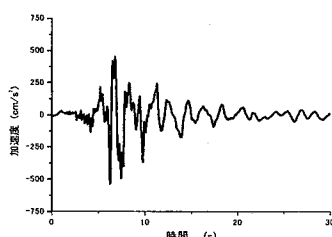


図 - 11 入力地震動 (標準波形)

表-4 解析ケース

ケース名	PCケーブル連結装置	PCケーブルの降伏荷重 P_y	支承モデル ※2
Case1	なし	—	線形
Case2	なし	—	非線形
Case3	あり	1,197 kN ※1	線形
Case4	あり	1,197 kN ※1	非線形
Case5	あり	5,472 kN	線形
Case6	あり	5,473 kN	非線形
Case7	あり	649.8 kN ※1	非線形

(4) 解析によるモデルの仮定

本解析については、落橋防止装置が作動するような地震動に対して検討を行うため、部材によっては大きな非線形領域になるものや終局に達する場合も考えられる。しかしながら本解析では、モデルを単純化するために、下記の仮定を設定した。

- ・ 非線形部材においては、理論上の終局を超えても剛性変化は行わない。
- ・ 橋台部における桁端部とパラペットの衝突は考慮しない。
- ・ PC ケーブル連結装置の粘性減衰は考慮しない。

(5) 解析ケース

解析ケースは、PC ケーブルを設置しない場合で、支承構造が降伏しないとしたものを基本ケース

(Case1) とし、PC ケーブルで連結したケース、支承が降伏するケース、これらを 2 つ組み合わせたケースを考えた。このとき PC ケーブルは、エネルギー吸収量を比較するため、従来型と TE 型の 2 種類で解析を行った。また、TE 型での剛性や降伏荷重の違いによる影響を確認するため、これらの値を 50%程度にしたケースも考えた。表-4 に解析ケースを示す。表中の※1 はコントロールパイプの P_y を示し、※2 は支承を非線形モデルと設定したか、線形モデルとしたかの違いを示している。

4. 解析結果と考察

(1) PCケーブルの降伏荷重を変化させた場合

1) 解析ケースの対象

解析は、Case1, Case3, Case5 の 3 ケースを対象とした。ここでは、PC ケーブルを設置しない場合、設置する場合の影響や、PC ケーブルの降伏荷重の違いが与える影響について検討した。Case1 は PC ケーブル連結装置を設置しない場合、Case3 は TE 型で桁間を連結した場合、Case5 は従来型で桁間を連結したケースである。ここでは橋脚のみに非線形を考慮しているが、橋脚の終局は定義していない。また支承部は破損しないことを想定し、線形部材としてモデル化し、可動支承の動摩擦抵抗力は考慮しない。また $D_{E0}=0.05\text{m}$ の移動制限も設けないものとした。

2) 桁間の最大相対変位と相対速度

表-5 に桁間の最大相対変位及び最大相対速度を、また図 - 12, 13, 14 に相対変位と相対速度の時刻歴図を示す。相対変位の接触側では、基本ケースである Case1 は、桁間の変位量の制限を設けていないことから、 0.272m と大きな値となるが、Case3 および Case5 では桁間衝突が発生することから、遊間量 $D_{E0}=0.05\text{m}$ 程度の応答となっている。

相対変位の離反側では、ケーブルの降伏荷重の違いにより、Case3 の相対変位が $\delta=0.401\text{m}$ と Case5 に比較して 1.78 倍の値となった。これは、TE 型の P_y は従来型と比較して小さいことから、早い時刻に塑性化したためと考えられる。ここで相対変位量をもっとも大きい Case3 における、支承部の離反側の相対変位は 0.396m であり、式(2)で求められる最大移動量 $0.75 \times (0.7 + 0.005 \times 20.0\text{m}) = 0.600\text{m}$ 以内であり、落橋という致命的な状態には至っていない。なお桁間の相対速度には、相対変位ほど大きな差は確認されなかった。

3) PC ケーブルに作用する衝撃力と桁間衝突

図-15, 16 に、PC ケーブルに作用する衝撃力と桁間衝突力の時刻歴を示す。Case3 では、 $t=6\text{sec}$ から 8sec にかけて、PC ケーブルに衝撃力 (①) が発生した後、桁間衝突 (I, II) が 2 回発生し、再び PC ケーブルに衝撃力 (②) が 1 回発生している。

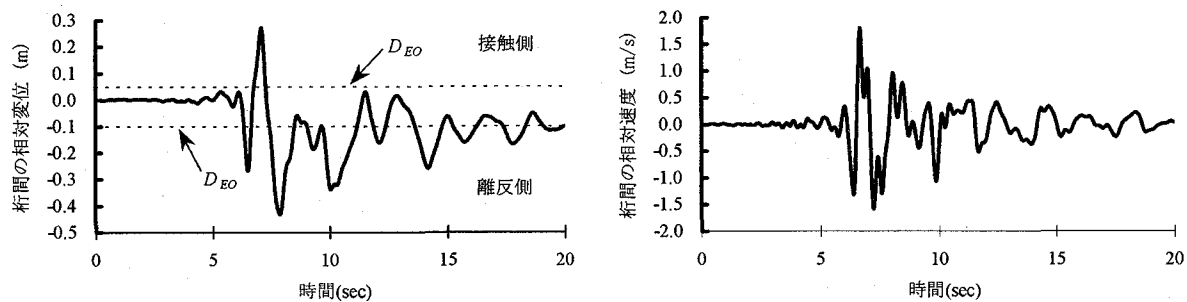


図-12 Case1 の時刻歴応答図

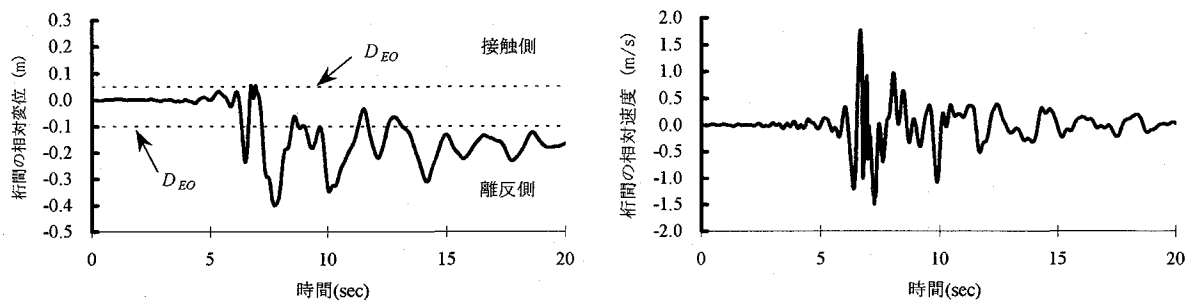


図-13 Case3 の時刻歴応答図

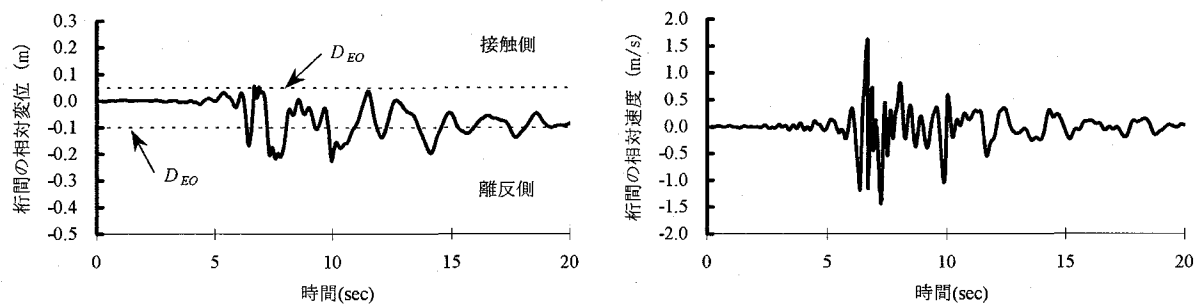


図-14 Case5 の時刻歴応答図

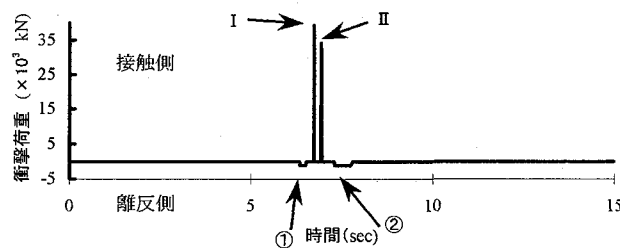


図-15 桁間の衝撃力の時刻歴応答(Case3)

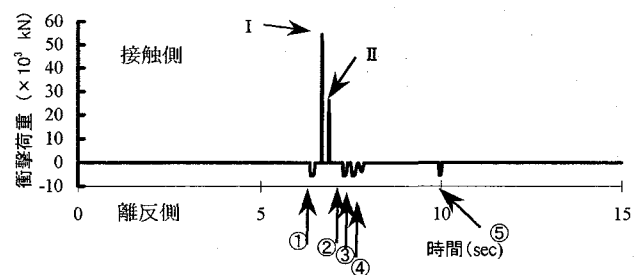


図-16 桁間の衝撃力の時刻歴応答(Case5)

表-5 解析結果 (PC ケーブルの P_y の違いによる検討)

ケース名	最大相対変位 (m)		最大相対速度 (m/s)	
	接触側	離反側	接触側	離反側
Case1	0.272	-0.432	1.806	-1.587
Case3	0.055	-0.401	1.768	-1.491
Case5	0.057	-0.225	1.624	-1.442

表-6 解析結果 (支那が破損した場合の検討)

ケース名	最大相対変位 (m)		最大相対速度 (m/s)	
	接触側	離反側	接触側	離反側
Case2	0.010	-0.120	0.131	-0.247
Case4	0.010	-0.105	0.132	-0.235
Case6	0.010	-0.105	0.132	-0.235

離反側の台形部分が、TE 型の吸収したエネルギーを示している。このときの衝撃力を基に、PC ケーブルに作用する引張応力度を求めると、 $\sigma_s=346.4\text{N/mm}^2$ であり、降伏応力度 $\sigma_{sy}=1,580\text{N/mm}^2$ の 22%程度となる。このケースでは、離反側の PC ケーブルに作用する衝撃回数は 2 回であり、その後は発生していない。これは、PC ケーブルの遊び量が $D_{E0}=0.100\text{m}$ であったが、2 回の衝撃力によりコントロールパイプ内にウェッジプレートが貫入したことで、遊び量が増加したためと考えられる。このように、応答に応じて D_{E0} が増大することは、相対変位を大きくするが、PC ケーブルの衝撃発生回数を少なくする効果がある。

Case5 では、 $t=6\text{sec}$ から 10sec にかけて、PC ケーブルに衝撃力 (①) が発生した後、桁間衝突 (I, II) が 2 回発生し、再び PC ケーブルに衝撃力 (②～⑤) が 4 回発生している。これは Case3 の衝撃力の発生回数の 2.5 倍にあたる。離反側の台形部分が従来型の吸収したエネルギー量を示しているが、このエネルギー吸収量は、PC ケーブルが塑性化したことによるものである。つまり式(1)により導いた設計地震力に対して、塑性化する結果となった。このように、落橋という致命的な被害を未然に防止する装置が塑性化したことは、落橋防止装置の性能上好ましくないと考えられる。

4) 考察

PC ケーブルの降伏荷重を変化させて検討した結果、従来型は相対変位量を小さくすることができ、落橋を防止する上で有利となるが、PC ケーブルが塑性化すること、PC ケーブルに作用する衝撃力の回数が 5 回と TE 型に比較して多くなることが判った。一方 TE 型は、従来型よりも PC ケーブルに作用する衝撃力の回数が 2 回と少なく、また PC ケーブルの降伏応力度の 22%程度であることから安全性は高い。また相対変位量は 0.40m 程度と従来型に比較して大きくなる。しかしながら、式(2)で求められる最大移動量内であることから、落橋防止装置としての機能は満足している。

(2) 支承の非線形性を考慮した場合

1) 解析ケースの対象

解析では、Case2, Case4, Case6 の 3 ケースを対象とした。ここでは、支承が損傷することを想定し、PC ケーブルを設置しない場合、設置する場合の影響や、PC ケーブルの P_y の違いが与える影響を検討した。Case2 は PC ケーブル連結装置を設置しないケース、Case4 は TE 型で桁間を連結したケース、Case6 は従来型で桁間を連結したケースである。本解析は、支承を線形部材でモデル化した場合と同様に、橋脚の終局は定義していない。

2) 桁間の最大相対変位と速度応答

表-6 に、桁間の最大相対変位及び相対速度を示す。また図-17, 18, 19 に時刻歴図を示す。表-6 より

最大相対変位について、接触側はすべて同じであるが、離反側は Case2 がその他の応答値よりも 15%程度大きい。ただしこの値は、PC ケーブル連結装置が設置されていないためである。またこれらのケースは、支承が破損しない検討結果である表-5 の応答値よりも小さくなっている。これは支承が損傷したことで、ある程度の地震エネルギーを吸収したことが影響している。このときに支承が吸収したエネルギーは約 $850\text{kN}\cdot\text{m}$ で、全体系へ入力される地震エネルギー $9,800\text{kN}\cdot\text{m}$ の 11.5%に相当する。また Case3 と Case4 の桁間の相対変位応答図を図-20 に示す。図より相対変位量は、支承が破損した時刻 (①) 以降小さくなることが確認された。以上より、支承が損傷したことで地震エネルギーを吸収し、支承が損傷するまでは 1.5 倍程度であった固有周期差が減少し、その結果相対変位量が小さくなったと考えられる。これらは、図-17, 18, 19 の時刻歴図より、支承には 5sec から 6sec の間で損傷が発生し、その後に離反側に $\delta=0.100\text{m}$ 程度の相対変位が発生してからは、大きな相対変位は発生していないことから推測できる。なお桁間の相対速度には、各ケース共に大きな差は確認されなかった。

一方、桁間の離反側の相対加速度は、図-21 の時刻歴図より Case2 で 22.00m/s^2 (②) となり Case4,6 の 11.21m/s^2 (①) に対して 2 倍程度となった。すなわち、Case4 では桁 1 の支承が $t=5.19\sim 5.72\text{s}$ で損傷し、支承による支持を失った桁 1 の水平移動を PC ケーブル連結装置が制限した。その結果、この装置に張力が発生することで桁 2 の固定支承が同じ時刻 (図-21①) に損傷、その後入力地震動の最大値 ($t=6.27\text{s}$) で桁 2 の可動支承が損傷した。しかし Case2 においては、桁 1 側の支承の損傷状況は Case4 と同じであるものの、PC ケーブル連結装置を設置していないことから、桁 2 側の支承は共に入力地震動の最大値 (図-21②) で損傷した。

以上より、PC ケーブル連結装置を設置することで、入力地震動が最大となる前に桁 1 と桁 2 があたかも連結したような挙動となったため、相対加速度が低減したと考えられ、PC ケーブルで連結したことによる効果が確認できた。

支承が破損した場合の支承部の相対変位量を表-7 に示す。表-7 の値は、桁 1 及び桁 2 が P1 橋脚の天端よりそれぞれの桁が落橋する方向の最大値を示している。表-7 より Case 2 の A1 側可動支承の最大値は、PC ケーブル連結装置を設置した Case4, 6 より約 6%, A2 側の固定支承の最大値は、Case4, 6 より約 11%大きい値となり、PC ケーブルの連結効果を確認できた。ただし支承部の相対変位量の最大値は、式(2)で求められる最大移動量の 0.600m 以内であり、いずれのケースにおいても落橋には至っていない。また、Case4 及び Case6 では相対変位量の違いは確認されなかった。

3) PC ケーブルに作用する衝撃力と桁間衝突

図-22, 23 に、PC ケーブルに作用する衝撃力と桁

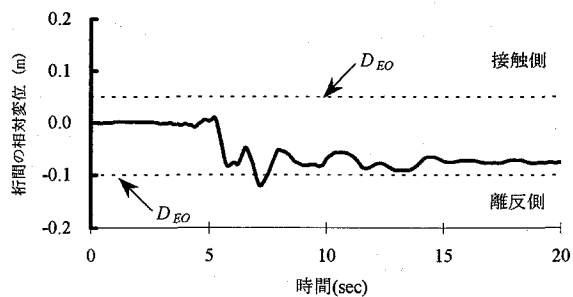


図-17 Case2の時刻歴応答図

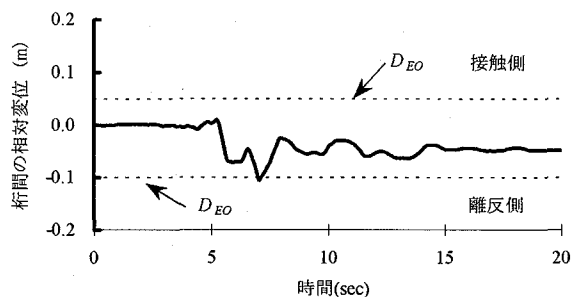


図-18 Case4の時刻歴応答図

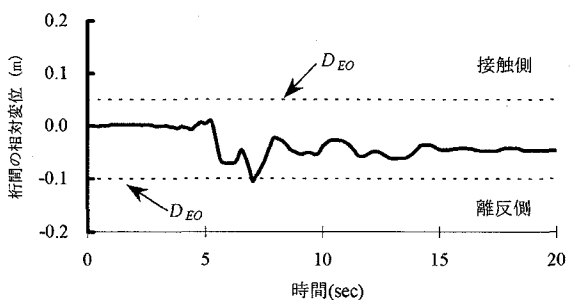


図-19 Case6の時刻歴応答図

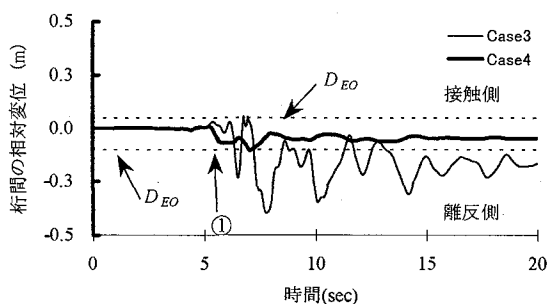


図-20 相対変位の時刻歴応答図

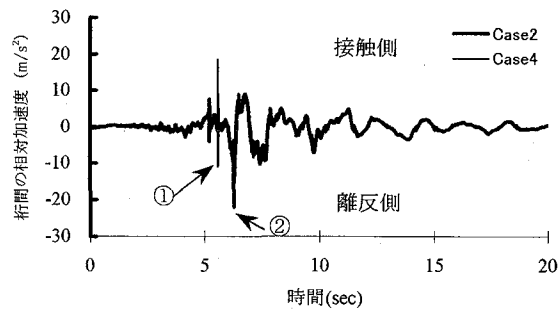


図-21 相対加速度の時刻歴応答図

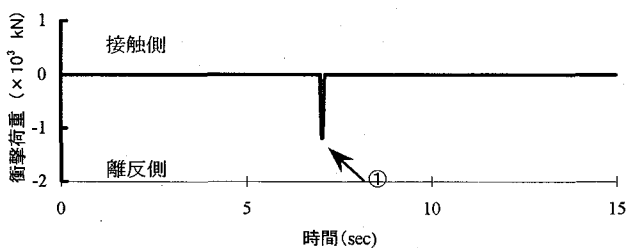


図-22 桁間の衝撃力の時刻歴応答(Case4)

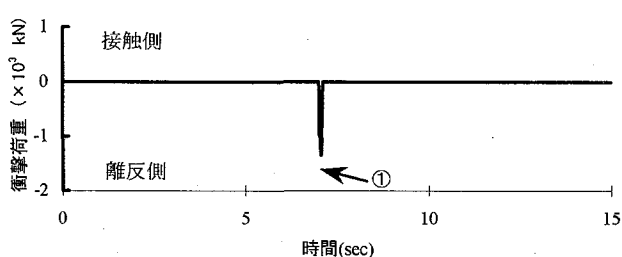


図-23 桁間の衝撃力の時刻歴応答(Case6)

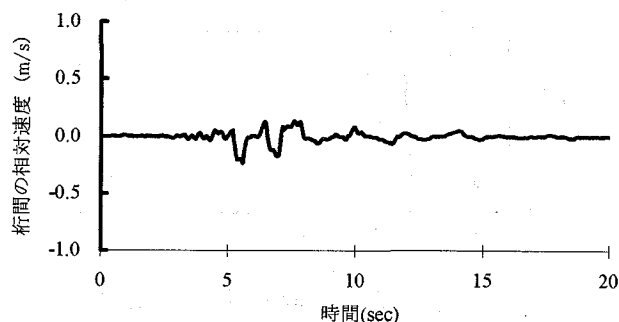
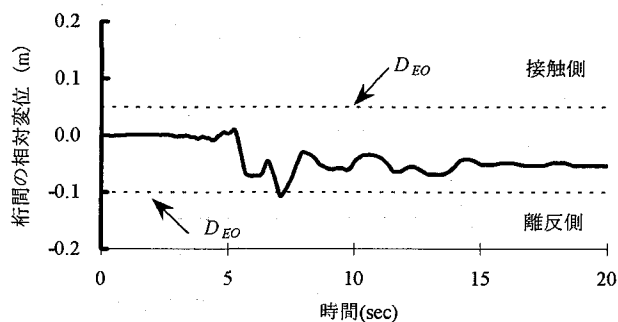


図-24 Case7の時刻歴応答図

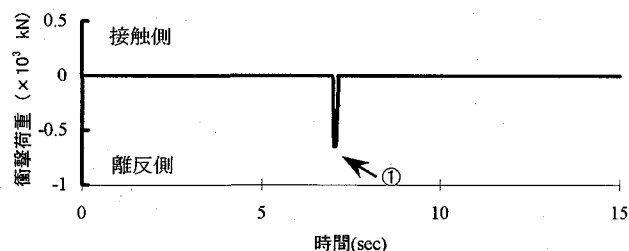


図-25 桁間の衝撃力の時刻歴応答(Case7)

間衝突力の時刻歴図を示す。Case4, Case 6 は、 $t=7\text{sec}$ あたりで PC ケーブルに衝撃力 (①) が 1 回発生しているが、桁間衝突は発生していない。これは、 $t=5\text{sec}$ あたりから桁 1 と桁 2 が衝突側に変位しようとするが、 $t=5.5\text{sec}$ あたりで支承が破損することで地震力が吸収されたためと考えられる。PC ケーブルに作用した衝撃力で発生する応力度を求めると、Case4 では $\sigma_s=346\text{N/mm}^2$ であり、降伏応力度 $\sigma_{sy}=1580\text{N/mm}^2$ の 22%程度で、Case 6 においては $\sigma_s=391\text{N/mm}^2$ であり σ_{sy} の 25%程度となる。これにより、TE 型では PC ケーブルの作用応力度を低減する効果が期待できることが判る。

4) 考察

支承が破損することを想定し、PC ケーブルの降伏荷重を変化した場合で検討した結果、従来型・TE 型ともに相対変位量を小さくし、PC ケーブルに作用する衝撃力の回数が 1 回と少ないこと、またこのときの PC ケーブルに作用する応力度は、許容値に対して TE 型が 22%で、従来型が 25%であり、TE 型の作用応力度に低減効果があることが判った。

支承が破損した場合の解析では、桁間の相対変位応答や速度応答には大きな違いはないが、相対加速度は PC ケーブルを設置することにより 50%程度に低減された。また P1 橋脚上の支承の最大相対変位は、いずれのケースにおいても式(2)で求められる最大移動量である 0.600 m以内であり、落橋に至らないことが確認された。

(3) TE 型の P_y と K_2 を変化させた場合

1) 解析ケースの対象

解析では、Case4 と Case7 の 2 ケースを対象とした。ここでは、支承が損傷することを想定し、TE 型のコントロールパイプの降伏荷重 P_y の違いが与

表-7 支承の相対変位 (支承が破損した場合の検討)

ケース名	P1 (A1側, Mov)		P1 (A2側, Fix)	
	落橋方向 最大値(m)	時刻(s)	落橋方向 最大値(m)	時刻(s)
Case2	0.177	7.164	0.128	7.136
Case4	0.167	7.132	0.115	7.190
Case6	0.166	7.132	0.114	7.190

表-8 解析結果 (P_y と K_2 を変化させた場合の検討)

ケース名	最大相対変位 (m)		最大相対速度 (m/s)	
	接触側	離反側	接触側	離反側
Case4	0.010	-0.105	0.132	-0.235
Case7	0.010	-0.108	0.132	-0.236

える影響や、 K_2 の違いが与える影響について検討した。Case 7 は Case4 に比較し、ケーブル 1 本当たりの面積を 0.5 倍程度に変更している。その他の条件は同じである。

2) 桁間の最大相対変位と相対速度

表-8 に、桁間の最大相対変位及び相対速度を示す。また図-24 に時刻歴図を示す。表-8 より相対変位では、接触側は同じ値であるが、離反側では 3%程度 Case7 の変位がわずかであるが大きくなった。これは、 K_2 を 0.5 程度とし PC ケーブルの剛性を小さくしたためと考えられる。

図-24 より支承は 5sec から 6sec の間で損傷が発生し、その後に離反側に $\delta=0.100\text{m}$ 程度の相対変位が発生してからは、大きな相対変位は発生していない。Case4 と Case7 の相対変位の時刻歴を見る限り、 P_y と K_2 を変化させた場合による相対変位の影響はあまりないことが判った。

3) PC ケーブルに作用する衝撃力と桁間衝突

図-25 に、PC ケーブルに作用する衝撃力と桁間衝突力の時刻歴を示す。Case4, Case 7 は、 $t=7\text{sec}$ あたりで PC ケーブルに衝撃力 (①) が 1 回のみ発生しているが、桁間衝突は発生していない。図-26, 27 に落橋防止装置の履歴図を示す。履歴図より若

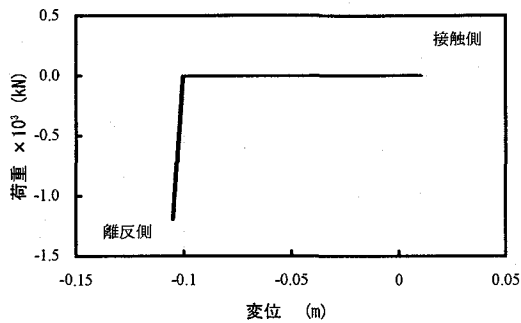


図-26 落橋防止装置の履歴図(Case4)

干ではあるが、エネルギーの吸収が台形部より確認された。このときの衝撃力は、Case4 が 1197kN で Case 7 が 649.8kN であり、コントロールパイプの P_y である。

PC ケーブルに作用する衝撃力で、作用応力度を求めると両ケースともに $\sigma_s=346\text{N/mm}^2$ となる。また PC ケーブルの離反側における相対加速度は、Case7 が 11.14m/s^2 で Case4 の 11.21m/s^2 の 99% であり違いは確認されなかった。

4) 考察

TE 型の P_y と K_2 を変化させ検討した結果、桁間に作用する相対速度や相対加速度には大きな影響はなかったが、Case7 の相対変位は離反側で Case4 に比べて 3% 程度大きくなったが、式(2)で求められる最大移動量内であり、落橋には影響を及ぼさない。

ここでは P_y と K_2 を変化させた解析を行ったが、結果に大きな違いはなかった。しかしながら、ケーブルに作用する衝撃力は、コントロールパイプの P_y に依存していることから、この P_y のみを変化した場合や、コントロールパイプとウェッジプレートの摩擦係数も TE 型に影響を及ぼすため実験的な検証が今後必要であろう。

5. まとめ

一般的な既設橋梁を対象として、橋脚の掛違部の桁間に TE 型落橋防止装置を設置した場合の解析を試みた。この解析では、支承の線形を考慮する場合やしない場合、PC ケーブル連結装置を従来型や TE 型を設置した場合など、いくつかの組み合わせを想定し落橋防止装置に作用する衝撃力やエネルギー吸収の効果について解析的に検討した。解析対象とした橋梁は 1 橋であり、今後更なる検討の余地を残しているが、本解析で得られた結論を下記に示す。

- 1) 支承を降伏させない場合、従来型の PC ケーブル連結装置では、発生する衝撃力が大きいことから塑性化し、道路橋示方書・同解説で規定した作用力を上回り、衝撃力の発生回数が TE 型に比較し 2.5 倍と増加した。また TE 型は PC ケーブルに発生する衝撃力を低減し、衝撃力の発生回数を少なくすることが確認できた。
- 2) TE 型では、従来型に比べて大きなエネルギー

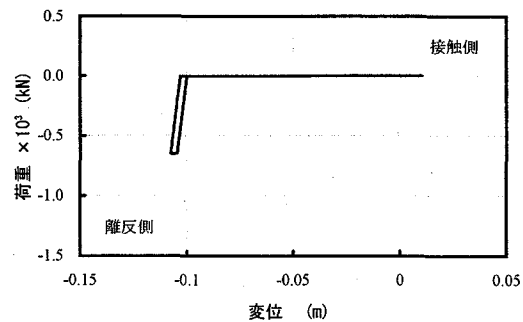


図-27 落橋防止装置の履歴図(Case7)

吸収を期待できるが、落橋防止装置の最大移動量を超えないようなコントロールパイプを選定する必要がある。

- 3) 支承が降伏する場合では、支承がエネルギーを吸収するために、落橋防止装置への衝撃回数は 1 回と少なくなったが、TE 型は従来型よりも PC ケーブルに作用する応力度を低減させることが確認できた。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 V 編, 平成14年3月。
- 2) 園田佳巨, 衛藤義昭, 石川信隆, 生駒信康, 彦坂照: ゴム緩衝ピンを用いた落橋防止連結板の静的および動的応答特性に関する実験的考察, 土木学会論文集, No.422/I-14, pp. 333-346, 1998.
- 3) 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.
- 4) 伊津野和行, 小林絃士, 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 村田清満, 高山智宏, 後藤貴士, 山田正人, 生駒信康, 浮島徹: エネルギー吸収機能を有する落橋防止装置による耐震補強効果, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp. 275-288, 2001.
- 9) 株式会社エスイー: タイブリッジ カタログ。
- 10) 工学公式ポケットブック, G.Gieck 著, 1992.4.
- 11) 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.
- 12) 株式会社 CRC ソリューションズ: DYNA2E.