

衝突速度に基づく落橋防止用桁間連結ケーブルの 所要耐力算定法

大野 敬美¹・武野 志之歩²・伊津野 和行³

¹学生員 立命館大学大学院 理工学研究科環境社会工学専攻 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

²正会員 工修 (株)建設技術研究所 東京本社道路・交通部 (〒338-0804 埼玉県さいたま市上木崎 1-14-6)

³正会員 工博 立命館大学教授 理工学部土木工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

1. はじめに

地震時の落橋を回避する目的で落橋防止システムの設置が行われている。現行の設計法では対象とする桁の死荷重反力を元に要求耐力を規定しているが、実挙動下では設計地震力を上回る荷重が作用する可能性がある。近年の免震化にともなう上部構造の長周期化により、落橋防止システムの担う役割が重要視され数多くの研究が行われている^{例えは 1), 2)}。また、性能規定の面からも、所要耐力を的確に把握する手段が有用である³⁾。

本研究では、桁間連結ケーブル装置による落橋防止システムを対象とした所要耐力式の誘導を行い、数値シミュレーション解析により耐力式の有効性を確認した。所要耐力式の誘導には、ケーブルの吸収エネルギーに基づくアプローチを試みた。なお、本研究における検討は落橋防止システムにより桁挙動を完全に抑制し落橋を回避することを前提としており、提案する所要耐力式についても同様の前提条件に基づく検討結果である。

2. 吸収エネルギーに基づく所要耐力

ここでは、連結ケーブル作動時の運動エネルギーが、連結ケーブルのひずみエネルギーにすべて変換されるとして、所要耐力の定式化を行う。力積の定義より、ケーブルに作用する荷重は連結ケーブル装置に作用する相対速度に比例する。したがって、桁の速度応答に着目して検討を行うこととした。

図-1、図-2 に検討概要図を示す。図-1 のように質量 m_1 、 m_2 を有する桁が、連結装置の作動直前に速度 v_1 、 v_2 で運動しているものと仮定する。これらの桁がばね定数 k_1 の連結ケーブルで接続され、ケーブル作動後に図-2 のように両者とも速度 v_0 になったとする。その時点におい

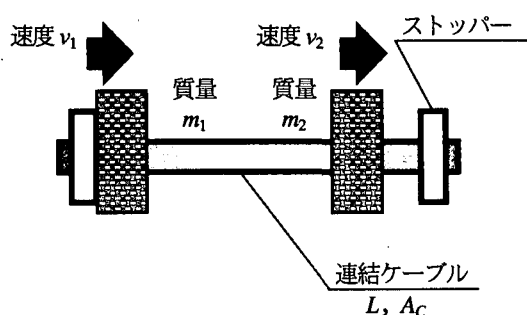


図-1 連結ケーブル作動前

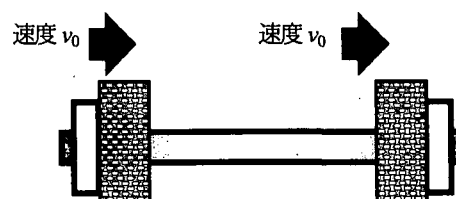


図-2 連結ケーブル作動時

て桁挙動が停止するとは限らないが、相対速度が 0 となることでそれ以上連結ケーブルへの荷重作用はない。このとき、ケーブルの伸びを δ とすると、エネルギー保存則より、次式が成り立つ。

$$\frac{1}{2} m_1 v_1^2 + \frac{1}{2} m_2 v_2^2 = \frac{1}{2} k_1 \delta^2 + \frac{1}{2} (m_1 + m_2) v_0^2 \quad (1)$$

運動量保存則より、連結ケーブル作動後の速度 v_0 を導く。

$$m_1 v_1 + m_2 v_2 = (m_1 + m_2) v_0$$

$$\therefore v_0 = \frac{m_1 v_1 + m_2 v_2}{m_1 + m_2} \quad (2)$$

(1)式及び(2)式より、作動後の速度 v_0 を消去する。

$$k\delta^2 = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} (v_1 - v_2)^2 \quad (3)$$

ケーブル作動直前の桁の相対速度 $v_1 - v_2 = V_c$ として変形量についてまとめる。最大変形量は次式のように誘導される。

$$\delta^2 = \frac{1}{k_1} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} V_c^2$$

$$\therefore \delta = V_c \sqrt{\frac{1}{k_1} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (4)$$

連結ケーブルのばね定数 k_1 は、ケーブル長さ L 、断面積 A 及びヤング率 E より次式で定義される。

$$k_1 = \frac{EA}{L} \quad (5)$$

(4)式に(5)式を代入して、最大変形量は次式となる。

$$\delta = V_c \sqrt{\frac{L}{EA} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (6)$$

このとき、ケーブルに発生する応力は(7)式、所要耐力式は(8)式となる。

$$\sigma = E \frac{\delta}{L} = V_c \sqrt{\frac{E}{AL} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (7)$$

$$F_E = \sigma A = V_c \sqrt{\frac{EA}{L} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2}} \quad (8)$$

よって、ケーブル変形量も発生する応力も、ケーブル作動前における桁の相対速度 V_c に比例する。 V_c を精度よく推定することが重要である。

3. 数値解析による所要耐力式の照査

(1) モデル化の概要と解析ケース

ここでは、これまでの章で求めた理論解の妥当性を見るために、橋梁モデルの地震応答解析を行って、解析結果と理論解とを比較検討する。解析にあたり、構造物を2次元非線形骨組モデルとみなしてモデル化した。非線形地震応答解析には、市販のソフトウェア TDAP III⁴⁾を利用した。本研究で想定するような落橋防止構造が作動するケースは、固有周期の異なる橋梁が隣接する際に顕著であると考えられる。したがって、解析モデル⁵⁾として長大橋（スパン長150m）と隣接中小橋（スパン長50m）とからなる連続高架橋を対象とした。橋梁間には落橋防止構造として桁間連結ケーブル装置や衝突を想定したばね要素を設置している。図-3 に連結部の概略図を示す。支承は、固定支承および可動支承を想定した。

表-1 解析ケース

	現行設計法	エネルギー法
設計荷重 (MN)	13.9	57.3
断面積 (cm ²)	116	2300
ばね定数 (GN/m)	1.16	23.0
想定作動速度 (m/s)	—	2.0

地震応答下において実際に連結ケーブルに荷重が作用する場合、桁～脚間に落橋に至るだけの十分な相対変位が生じていることから、可動支承の移動制限装置は破壊しているものと考えられる。したがって本研究のモデルでは、支承破壊後の履歴復元力特性として図-4 の様なバイリニア型の履歴特性を設定し、死荷重反力 R_D × 摩擦係数 μ で求められる荷重 P_0 で挙動するものと仮定した。

$$P_0 = \mu R_D \quad (9)$$

橋脚、桁は線形部材とした。一方、本論で検討対象とする連結ケーブルは、図-5 に示す非線形ばね要素を橋軸方向に設定した。図中の k_1 の値はケーブル諸元から(5)式で求めた。

また図中の S_F は、設計変位係数 C_F と桁かかり長 S_E より次式⁶⁾により規定される。

$$S_F = C_F \cdot S_E \quad (10)$$

モデル中の連結ケーブルは設計変位に達するまでは力を伝達せず、設計変位に達すると高い剛性で線形的に挙動する。

図-6 はケーブルの衝突ばねを表し、桁の圧縮側の相対変位が桁遊間以上になると、高い剛性で線形的に挙動する。

入力地震波は、道路橋示方書 V. 耐震設計編⁶⁾ に適合する標準地震入力例のうち、III種地盤用 type 1 の波形のひとつ（図-7）を用いた。

表-1 に解析ケースを示す。死荷重反力 R_D の1.5倍で設計する現行設計法⁶⁾と、前章に示した想定作動速度から吸収エネルギーに基づく所要耐力式を用いる設計法（エネルギー法と表記）である。

現行設計法におけるケーブルばね剛性の算定は、次式から断面積を求めて、(5)式で剛性を決めている。

$$H_F = 1.5 R_D \quad (11)$$

$$A = \frac{H_F}{\sigma_y} \quad (12)$$

ここで、 A はケーブルの断面積、 σ_y はケーブルの降伏応力である。

エネルギー法に基づくケーブルは、(7)式の応力が降伏応力 σ_y になるよう、断面積を決めた。

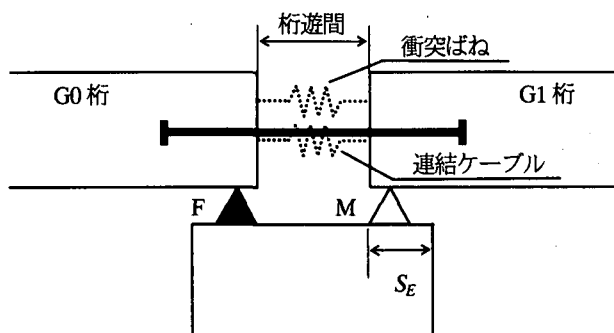


図-3 連結部の概略

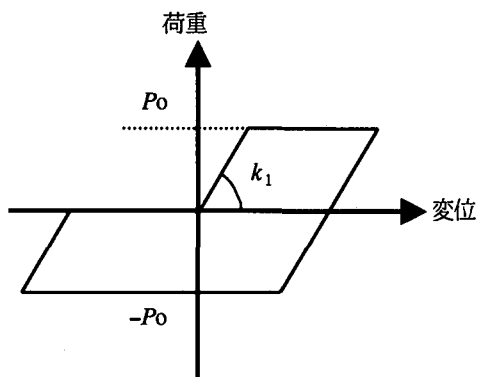


図-4 可動支承の履歴モデル

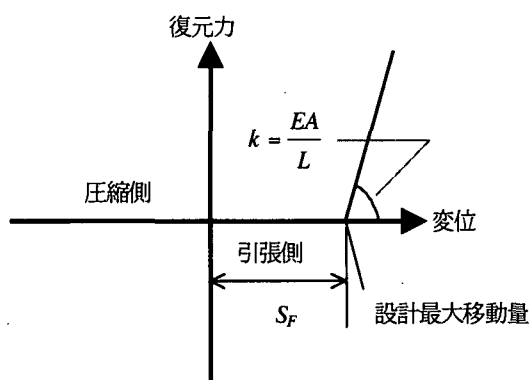


図-5 連結ケーブルのモデル

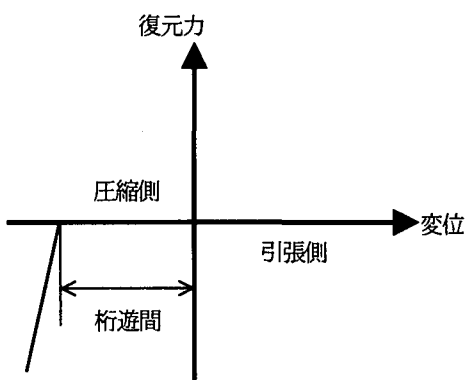


図-6 衝突ばねのモデル

使用するケーブルは、弾性係数 $E=200\text{ GPa}$ 、降伏応力 $\alpha_y=1.2\text{ GPa}$ 、長さ $L=2\text{ m}$ の PC 鋼材を想定する。また、桁の質量は $m_1=5700\text{ ton}$ 、 $m_2=945\text{ ton}$ とした。

表-1 に示すとおり、各ケースの設計荷重は、現行設計法では 13.9 MN 、エネルギー法ではその約 5 倍の 57.3 MN となる。エネルギー法における設計速度は、予備解析の結果連結ケーブル作動時に桁の相対速度が 2 m/s となるため、 2 m/s を採用した。ただし、エネルギー法の設計荷重はケーブル長 L の関数でもある。表-1 の値は、 $L=2\text{ m}$ に対する値であり、ケーブルが長くなれば設計荷重は小さくなる。

(2) 応答結果

応答計算の結果を表-2 に示す。今回想定しているケーブルの降伏ひずみは 0.6% である。どちらのケースも、ケーブルの作用する力が設計値を超え、実際にはケーブルが塑性化してしまう結果となった。現行設計法では 81.4 MN と設計値 13.9 MN よりもかなり大きな荷重がケーブルに作用することになる。エネルギー法を用いる場合にも、設計荷重 57.3 MN に対して 371 MN と、設計値を超過している。

ケーブルに作用する力が設計値を超えた原因としては、設計にあたって想定したケーブル作動状況と、地震応答

解析における作動状況とに違いがあることが挙げられる。図-8 に、桁間相対変位の時刻歴応答波形を示す。連結ケーブルが 5 回ほど作用することによって、最大相対変位が 1 m 未満に抑制されていることがわかる。図中に点で示したケーブルの作動時刻に、桁間の相対速度がどのようになっているのかを調べるため、図-9 に桁間相対速度の時刻歴応答波形を示す。この図より、ケーブルが作動する時点における相対速度は、設計で想定したとおり 2 m/s であることが見て取れる。しかし、その後相対速度はさらに増加し、最大 4 m/s 以上になっている。それに対して設計では、初速度を与えた後、ケーブルの作動とともに速度がゼロになる状況を想定していた。その差が、地震応答解析で設計値を越える原因になったと考えられる。設計速度や安全率の設定法に注意を要する。

4. 緩衝材の適用

(1) 緩衝効果の検討

ここでは吸収エネルギーに基づく所要耐力式に緩衝効果を考慮した場合について検討する。緩衝材はケーブル同様ばね要素として取り扱う。前述のケーブルばね定数を k_1 、緩衝材のばね定数を k_2 とする。算定にあたり緩衝材はケーブルに対して直列に接続されるものとした。

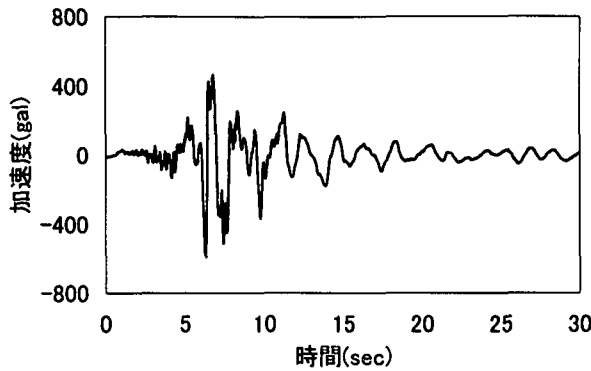


図-7 入力地震波

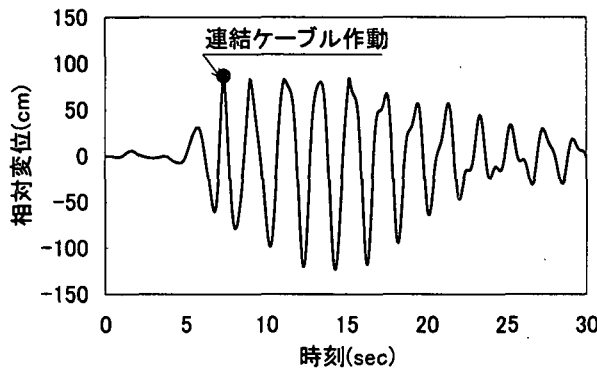


図-8 相対変位応答

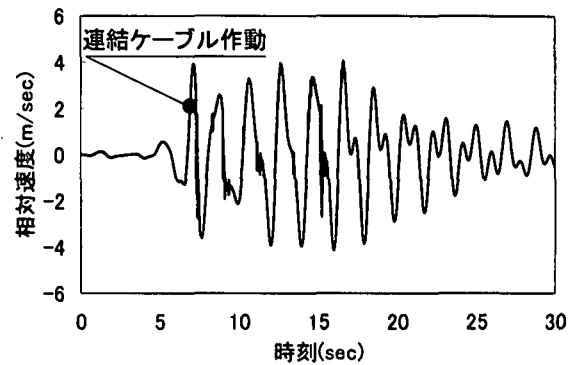


図-9 相対速度応答

表-2 応答結果

	現行設計法	エネルギー法
最大応答荷重 (MN)	81.4	371
ひずみ (%)	3.51	0.81

このときのケーブル及び緩衝材の合成ばね定数を K とする。 K は次式により誘導される。

$$K = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} = \frac{EA \cdot k_2}{EA + k_2 L} \quad (13)$$

(4)式の k_1 に K を代入して、緩衝材を考慮したデバイス全体の変位は次式となる。

$$\delta = V \sqrt{\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} \frac{EA + k_2 L}{EA k_2}} \quad (14)$$

デバイスに作用する荷重 P は、次式で計算される。

$$P = K \delta = V \sqrt{\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} \frac{EA k_2}{EA + k_2 L}} \quad (15)$$

また、ケーブルの変形量 Δ_1 及び緩衝材の変形量 Δ_2 はそれぞれのばね定数を用いて以下、誘導される。

$$\Delta_1 = \frac{PL}{EA} \quad (16a)$$

$$\Delta_2 = \frac{P}{k_2} \quad (16b)$$

ここで、ケーブル剛性と緩衝材の剛性比を次式のように r_k とおき、緩衝効果に及ぼす影響について考察する。

$$r_k = \frac{k_2}{k_1} = \frac{L}{EA} k_2 \quad (17)$$

(2) 応答結果

設計速度を連結ケーブル作動時の 2m/s として計算した場合、次のような結果が得られた。

緩衝材を用いた場合の結果を図-10に示す。図-10は横軸にケーブルと緩衝材の剛性比 r_k 、縦軸にケーブルのひずみ ε をとりプロットしたものである。今回想定しているPC鋼材の降伏ひずみが0.6%なので、緩衝材を用いることにより、連結ケーブルは降伏しないことがわかる。緩衝材の効果が結果に現れている。また、緩衝材の剛性比 r_k が小さいほど、ケーブルのひずみは小さくなり、なるべく柔らかい緩衝材を用いるのが効果的だと言える。

理論値と計算値の違いは小さく、緩衝材がない場合よりも推定精度がよい。これは、緩衝材がない場合にはケーブル作動時に剛性が急変するため、数値解析精度が悪くなったことも原因だと考えられる。

緩衝材の変形量の結果を図-11に示す。剛性比が大きいほど緩衝材の変形量は小さくなるが、剛性比が大きくなるにつれて、変形量の変化は少なくなる。逆に剛性比が小さいと、変形量は急増する。柔らかい緩衝材を用いるほどケーブルのひずみを抑えることができるが、柔らかいほど、緩衝材の大きな変形可能量を確保する必要がある、これは当然予想される結果である。

よって、次に緩衝材の限界変形量を考慮した検討を行い、実用的な剛性比の範囲について考察する。

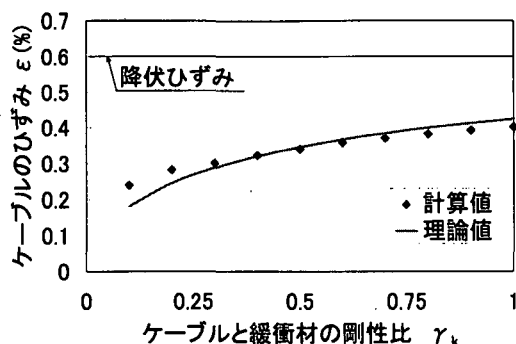


図-10 ケーブルのひずみ

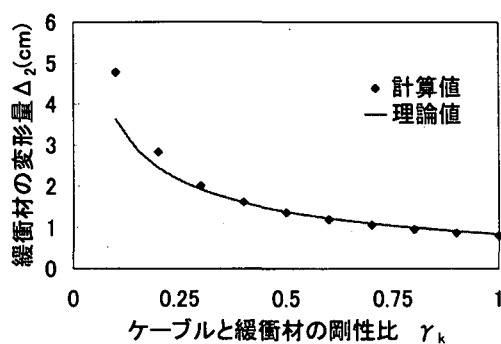


図-11 緩衝材の変形量

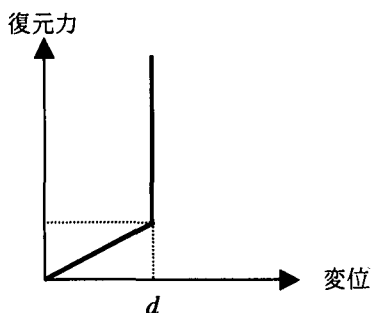


図-12 仮定した緩衝材の変位-復元力特性

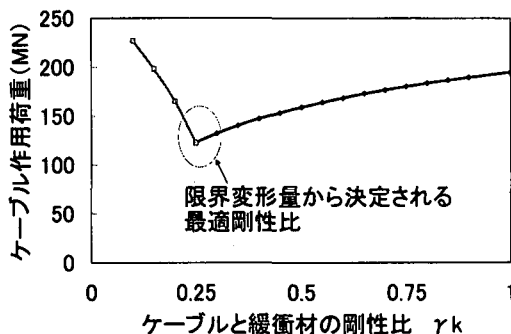


図-13 ケーブルの作用荷重

(3) 緩衝材の限界変形量の算定

緩衝材の剛性に着目して検討を行った結果、緩衝材の剛性が低い方が効果的である可能性を示した。しかし、柔らかい緩衝材の利用は結果として緩衝材自体のひずみ量を増大させることとなる。緩衝材として一般的に適用されているゴム材では、荷重の作用により圧縮されてもある程度までしか変形できず、ハードニング現象により復元力が急増して非線形性が卓越することが知られている。したがって、極度に柔らかい緩衝材を設置する場合、限界変位量に関する検討が必要となる。ここでは、緩衝材の限界緩衝材が限界変形量 d までしか変形できず、それ以上の荷重に対しては剛性が無限大となる図-12 のような特性を考え、応答値の定式化を試みる。

まず、緩衝材が限界変形量 d に達した時のケーブル変形量 Δ を誘導する。ケーブル及び緩衝材の変位量を元にエネルギー保存則を考える。

$$\frac{1}{2} \frac{EA}{L} \Delta^2 + \frac{1}{2} k_2 d^2 = \frac{1}{2} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} V_c^2 \quad (18)$$

これより、ケーブルの変形量 Δ は次式となる。

$$\Delta = \sqrt{\frac{L}{EA} \left(\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} V_c^2 - k_2 d^2 \right)} \quad (19)$$

デバイス全体の変形量 δ は緩衝材の変形量 d とケーブル変形量 Δ の総和により導かれる。

$$\delta = \Delta + d$$

$$\therefore \delta = \sqrt{\frac{L}{EA} \left(\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} V_c^2 - k_2 d^2 \right)} + d \quad (20)$$

デバイスに作用する最大荷重 P_d はケーブル剛性 $\times$ ケーブルの最終変形量より次式を得る。

$$P_d = \frac{EA}{L} \Delta = \sqrt{k_1 \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} V_c^2 - k_1 k_2 d^2} \quad (21)$$

(4) 緩衝材の限界変形量を考慮した場合の計算結果

図-13 は横軸にケーブルと緩衝材の剛性比、縦軸にケーブルの作用荷重をとりプロットしたものである。今回想定した限界変形量は 2cm とした。

ケーブル作用荷重の傾向は、緩衝材の応答変位と限界変形量の大小関係に支配される。緩衝材の応答変位が限界変形量以内となる場合、ケーブル作用荷重は剛性比に依存し、剛性比の増加にともない大きくなる。一方、緩衝材の応答変位が限界変形量に達した場合、ケーブル作用荷重は剛性比が小さいほど大きくなる傾向にある。したがって、任意の限界変形量により決定される、ケーブル作用荷重を最小とする最適剛性比が存在する。

しかし、設計で想定した地震動よりも大きな地震動が作用して緩衝材が限界変形量に達してしまった場合には、ケーブル作用荷重が急増することになる。入力地震波の不確定性を考慮すれば、むしろ剛性の大きな緩衝材を用いた方がよい場合もあり得る。

5. 結論

本研究では桁間を連結ケーブルで接続する落橋防止システムについて、システム作動時の所要耐力の算定方法について検討し、作動時の応答速度と吸収エネルギーに基づく所要耐力の評価をした。以下に主な結論を示す。

- 1) 所要耐力を算定する際、ケーブルが作動する速度をもとにケーブルの設計をした。本研究で検討したケースでは、エネルギー吸収量に基づく設計荷重は、現行設計値の約5倍になった。
- 2) 緩衝材を設置すると、ケーブルのひずみを小さくすることが可能である。緩衝材の変形量に制限がない場合には、緩衝材の剛性を小さくするほど緩衝効果が高い。
- 3) 緩衝材の限界変形量を考慮した場合、緩衝材の剛性とケーブルの剛性との間には、ケーブル作用荷重を最小とする最適剛性比が存在する。

参考文献

- 1) 園田佳臣, 西本安志, 石川信隆, 彦坂熙: 落橋防止用矩形ゴム製緩衝材の性能評価手法に関する基礎的考察, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.215-224, 2001.
- 2) 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.
- 3) 武野志之歩, 伊津野和行: 衝突速度スペクトルに基づく桁間連結ケーブルの所要耐力算定, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, 土木学会 pp.1165-1168, 2001.
- 4) 株式会社アーク情報システム: TDAPIII, Ver2.00, 理論説明書, 1998.
- 5) 伊津野和行, 武野志之歩, 中井 博: 長大橋とそのアプローチ桁の地震時相互作用に関する研究, 土木学会論文集, No.633/I-49, pp.169-180, 1999.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編, 1996.