

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

武野 志之歩¹・大野 敬美²・伊津野 和行³

¹正会員 工修 建設技術研究所 東京本社道路・交通部 (立命館大学大学院社会人博士課程)
(〒103-8430 東京都中央区日本橋本町 4-9-11)

²学生員 立命館大学大学院 理工学研究科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

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)

地震時の落橋を回避することを目的とし、道路橋には落橋防止システムの設置が義務付けられている。しかし、現行設計法では死荷重反力に基づいて要求耐力が規定されており、動的応答に対する考慮はされていない。桁間や桁と橋脚間に設置された連結装置について、所要耐力を合理的に把握する手段を検討する必要がある。本研究では桁間連結ケーブル装置を対象とし、システムの作動速度に着目したケーブルと緩衝材の設計法について検討を行った。まず、連結ケーブルのひずみエネルギーに着目した所要断面算定式と、応力波の伝播を考慮した衝撃応力照査式を誘導した。次に、緩衝材について、ケーブル剛性に対する剛性比と限界変形量を考慮した設計手法を提示した。最後に、本論で提案する設計式を用いて、落橋防止システムの試設計例を示した。

Key Words: bridge unseating prevention system, response velocity, shock stress, shock absorber

1. 概説

地震時の落橋を回避する目的で、道路橋には落橋防止システムの設置が行われている。現行設計法では、死荷重反力 R_d に1.5を乗じた力により所要耐力が規定されている。つまり、死荷重反力のみに基づいて要求耐力が規定されており、動的応答は考慮されていない。

落橋防止システムは本来、設計段階における想定外の事態に備えるという性格を有しているため、設計段階でシステムの作動状況を把握することは非常に困難である。したがって、システム設計にあたっては、想定外の挙動が発生した場合でも十分な機能を発揮できる合理的な設計法の確立が必要となる。近年、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^{1)~3)}が行われている。また、桁落下に至るシナリオ⁴⁾や落下を想定したケーブル耐力に関する検討⁵⁾も行われている。しかし、設計手法にまで言及した研究例は少ない。

本研究では、桁間連結ケーブル装置による落橋防止構造を対象とし、連結装置の作動速度に基づく所要耐力設計法について検討した。まず、ケーブルのひずみ吸収エネルギーに着目して最大作用荷重を算定し、ケーブル所要面積の算定式を示した。次に、ケーブル内の応力波伝播に基づく衝撃応力を誘導し、耐衝撃性の照査式を規定した。また、緩衝材が限界変形量に達することによりケーブルの所要耐力が増大することから、限界変形量に基づく緩衝材の適切な剛性比について検討を行った。

なお、連結ケーブルは落橋を防止する際の大変形に対して塑性化することも考えられる。しかし、落橋という最悪の事態を防ぐ最終的なデバイスに、想定地震動に対して塑性化を許容して設計することは適切ではないと考え、本論文ではケーブルの弾性挙動のみを取り扱った。

2. 所要耐力式の誘導

(1) エネルギー吸収に基づく所要耐力の誘導

ここでは、連結ケーブル装置の地震時挙動を振動問題として扱い、ケーブルのエネルギー吸収量に基づく所要耐力について検討する。

連結装置の所要耐力について検討する際、装置の作動状況を想定することが必要となる。しかし、地震振動下にある連結装置の応答性状や、作用荷重を適切に評価することは困難である。地震時における装置の作動は、桁間に設計最大移動量以上の相対変位が生じることにより生じる。落橋防止システム作動後の挙動については、問題を簡単化するため地震荷重が作用しないものと仮定し、自由振動状態に対する式を誘導することとした。地震荷重の作用を考慮した場合、自由振動状態を想定した場合に比べてケーブルに作用する力は大きくなることもあるが、小さくなる場合も考えられる。そのため、さまざまな地震波形と地震強度に対してシミュレーションする必要がある。本論文ではケーブル作動後における地震荷重

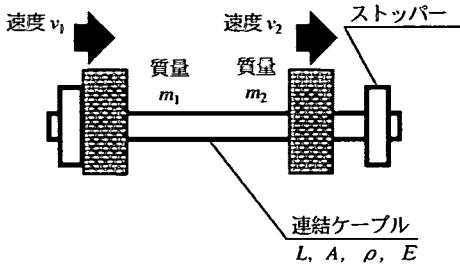


図-1 連結ケーブル作動前

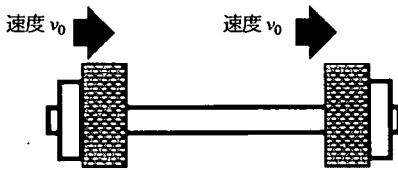


図-2 連結ケーブル作動時

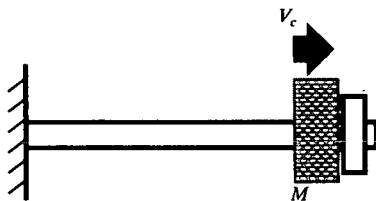


図-3 応力波伝播に着目する場合に想定したケーブル挙動

の作用を無視し、振動性状を明確に把握できる自由振動状態を想定して、簡易な設計式を誘導することとした。

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、検討にあたっては桁の速度応答に着目することが有効である。なお、本節における検討は連結ケーブルのみに着目しており、連結装置の損傷はケーブルの降伏によって評価するものとし、他の部材強度は考慮していない。

図-1 に検討概要図を示す。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 、材料密度 ρ 、ヤング率 E の連結ケーブルで接続され、ケーブル作動直後に双方の桁が速度 v_0 になったとする (図-2 参照)。その時点において桁挙動が抑止する保証はないが、相対速度が 0 となることで連結ケーブルへの荷重作用は無くなる。その後、再び相対速度がゼロ以外の値を持つ可能性はあるが、外力が働かない場合には、相対速度が 0 になる時点でケーブルに作用する荷重が最大となる。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。

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

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。

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

式(1)及び式(2)より、作動後の速度 v_0 を消去し、桁間の衝突速度 $v_1 - v_2 = V_c$ 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。

$$\delta = \sqrt{\frac{M}{k}} V_c \quad (3)$$

ここで M は 2 物体の挙動を 1 物体の運動に置換した際の桁質量であり、次式により定義できる。以下、本論では換算質量と表記する。

$$M = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} \quad (4)$$

連結ケーブルのばね定数 k 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。

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

式(3)に式(5)を代入して、最大変形量は次式となる。

$$\delta = \sqrt{\frac{LM}{EA}} V_c \quad (6)$$

したがって、ケーブルのエネルギー吸収能力に着目した場合、ケーブルに作用する最大応力は式(7)となる。本論ではエネルギー吸収量に基づく算定応力(以下 σ_E と表記)と呼ぶ。

$$\sigma_E = E \frac{\delta}{L} = V_c \sqrt{\frac{EM}{AL}} \quad (7)$$

ケーブルの塑性化を考慮しないため、式(7)により誘導された応力がケーブル降伏応力以下となることを設計要件とすると、ケーブル所要断面積 A_E は式(8)を満足する必要がある。

$$A_E \geq \frac{ME}{L} \left(\frac{V_c}{\sigma_y} \right)^2 \quad (8)$$

以上、連結ケーブル装置の作動時におけるケーブル最大吸収エネルギーに着目し、作用応力 σ_E の算定式(提案式(7))を誘導した。連結ケーブルの合理的な設計を行うには、提案式(8)により誘導される所要断面を確保する必要がある。

(2) 衝撃応力の伝播に基づく所要耐力式の誘導

桁間連結装置が作動する際、両端のストッパーと桁の間で極端に速い速度を有して衝突現象が発生した場合、連結ケーブルに衝撃的な応力が作用すると予想される。

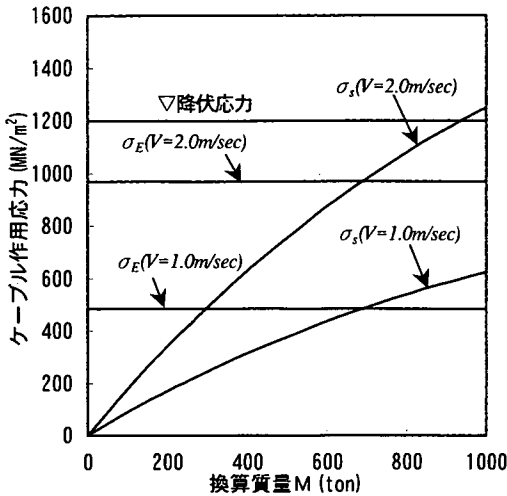


図-4 衝突速度 V_c と換算質量 M が作用応力に及ぼす影響

本節では、連結装置の作動によりケーブルに作用する衝撃応力について、照査式の誘導を試みる。

連結ケーブルに作用する衝撃応力を簡易に評価するため、本論では以下に示す条件を仮定し検討した。

- ① 連結ケーブルを弾性体、連結する桁を剛体とする。
- ② 連結ケーブル内に作用する応力波は、ケーブルの長さ方向一次元に限り伝播する。
- ③ 作用応力はケーブル端部の断面に一樣に作用する。

衝撃発生時の現象把握を簡易にするため、一端を固定とし、他端に質量 M の桁が速度 V_c で挙動する場合に置き換える(図-3参照)。このときの運動エネルギーは次式により誘導される。

$$\frac{1}{2} k \delta^2 = \frac{1}{2} \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} (v_1 - v_2)^2 = \frac{1}{2} M V_c^2 \quad (9)$$

図-3 中の速度 V_c は地震応答下にある桁が落橋防止システムを作動させ、連結ケーブルに引張力を作用させたときの速度である。このとき、桁とケーブル端のストッパー間における衝突により、連結ケーブルに作用する衝撃応力を誘導する。衝突直後においてケーブルに作用する衝撃応力は、応力波の伝播区間と応力波によるケーブルひずみ量より、弾性係数 E と応力波速度 C_0 を用いて次式のようになる^{10),11)}。

$$\sigma_0 = E \cdot \varepsilon = E \frac{V_c}{C_0} \quad (10)$$

一方、衝突時に2つの弾性棒に生じた力積の和と運動量変化の和が等しいことから、衝撃応力は次式でも表現される。

$$\sigma_0 = \rho \cdot C_0 \cdot V_c \quad (11)$$

式(10)と式(11)より部材内の応力波速度 C_0 を消去すると、ケーブル作動時において部材端に作用する初期衝撃応力

α_0 は式(12)のようになる。

$$\sigma_0 = \sqrt{\rho E} \cdot V_c \quad (12)$$

部材端に式(12)で誘導される衝撃応力が作用することにより、ケーブル内には応力波が発生する。ケーブルそのものは衝突速度 V_c を初速度としてひずみを生じ始め、最大ひずみ量を示す時点で速度=0となる。一方、部材内では弾性波速度 C_0 により衝撃応力の伝播が行われる。このとき、密度 ρ 、弾性係数 E の弾性体に換算質量 M の衝撃体が速度 V_c により衝突する場合の運動方程式は、衝撃応力を σ として次式となる。

$$M \frac{dv}{dt} + \sigma = 0 \quad (13)$$

上記微分方程式の解を誘導する。初期条件は $t=0$ における応力として式(12)が適用できる。

$$\sigma = \sqrt{\rho E} \cdot V_c \exp\left(-\frac{\sqrt{\rho E}}{M} t\right) \quad (14)$$

式(14)によれば、衝撃作用端における衝撃応力は時間経過とともに指数関数的に減少する。

一方、このときのケーブルに作用する衝撃応力は、衝撃作用端における応力波の反射を考慮して誘導する必要がある。衝撃作用端から発生した衝撃波の波頭に着目する。波頭が n 回目の往復を行うとき、そのときの波頭応力は $n-1$ 回目の波頭応力を σ_{n-1} として次式で誘導できる。

$$\sigma_n = \sigma_{n-1} + \sigma_0 \exp\left(-\frac{\sqrt{\rho E}}{M} t_{n-1}\right) \quad (15a)$$

t_{n-1} は $n-1$ 回目の往復を開始する時点での衝撃継続時間である。右辺の第一項は反射波が衝撃作用端で再び反射する時点での応力を示し、第二項は時刻 t_{n-1} における初期応力の値を示す。式(15a)を変形して、 σ_n を衝撃応力 σ_s に置き換えると、式(15b)に示す形に置き換えられる。

$$\sigma_s = \sigma_0 \sum_{i=0}^{n-1} \exp\left(-\frac{\sqrt{\rho E}}{M} t_i\right) \quad (15b)$$

ここで、先に示した提案式(7)の作用応力 σ_E と本節で検討する衝撃応力 σ_s について、換算質量に着目して双方の特性を調べる。図-4 に作用応力 σ_E と衝撃応力 σ_s の算定値を示す。ケーブル長は $L=3.0m$ とし、断面積は各換算質量に対して所要断面算定式(8)により算定した。また、設計速度 V_c は $1.0m/sec$ と $2.0m/sec$ について示した。

所要断面算定式を適用することにより、作用応力 σ_E は換算質量にかかわらず一定値を示す。一方、衝撃応力 σ_s は換算質量の増加に伴い、応力が増加する傾向にある。換算質量がおよそ $700ton$ 以下では作用応力 σ_E が衝撃応力を上回る傾向にあるが、換算質量がおよそ $700ton$ 以上の範囲では衝撃応力 σ_s の方が大きい値を示す。したがっ

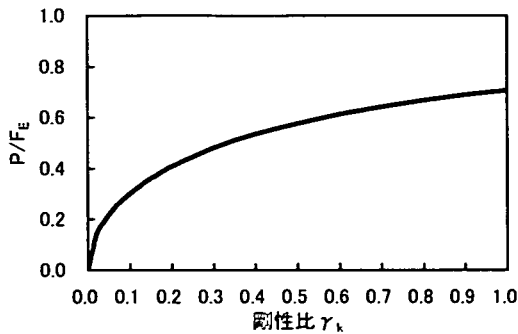


図5 剛性比—ケーブル所要耐力比

て、ケーブル長 $L=3.0\text{m}$ のケースでは、換算質量がおおよそ 700ton 以上になると所要断面算定式だけでなく、衝撃応力の照査を行う必要がある。

以上、ケーブルに作用する衝撃応力について、ケーブル内の応力波伝播を考慮した誘導過程について検討を行った。提案式による設計ではケーブルの降伏を考慮しないこととすれば、作用応力 σ_E と同様、衝撃応力についても降伏応力 σ_s 以下となることが設計要件となる。ケーブルを一次元物体として衝撃応力式を誘導したため、応力算定式に断面積が関係せず、この式から所要断面積を規定することはできない。よって、設計にあたっては提案式(7)の作用応力 σ_E により決定した断面に対する照査式として取り扱うことが有効である。

3. 連結デバイスにおける緩衝材の所要性能

(1) 緩衝材の適用

著者らの検討^{12,13)}により、連結ケーブル装置の断面形状を所要耐力により規定した場合、物質特性の等しいケーブルを適用する限り、現行設計荷重に対して所要断面積が大幅に増大する可能性が高いことが確認されている。連結ケーブルの所要断面を縮小するには、緩衝材を介してケーブルの所要耐力を軽減することが有効と考えられる。本章では、先の連結ケーブル装置に緩衝材を設置した場合について、緩衝材の所要性能を考慮した設計手法の検討を行う。以下、緩衝材を考慮した桁間連結ケーブル装置全体をケーブル単体と区別するため、連結デバイスと表記する。

検討において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。緩衝材はケーブルに対して直列に接続されるものとし、このとき連結デバイスの合成ばね定数を K とする。 K は次式により誘導される。

$$K = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (16)$$

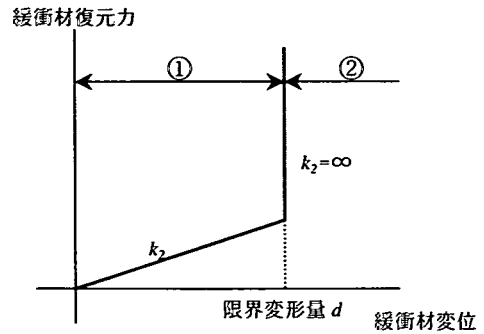


図6 計算に用いる緩衝材の変位—復元力特性

したがって、連結デバイス全体の変位は次式となる。

$$\delta = V \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (17)$$

連結デバイスに作用する荷重を P とすると、次式が誘導される。

$$P = K \delta = V \sqrt{MK} \quad (18)$$

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。

$$\Delta_1 = \frac{P}{k_1} = \frac{PL}{EA} \quad (19)$$

$$\Delta_2 = \frac{P}{k_2} \quad (20)$$

(2) ケーブルと緩衝材の剛性比による影響

ここで、ケーブル剛性と緩衝材の剛性比 $r_k = k_2/k_1$ を定義する。剛性比 r_k を用いると緩衝材の剛性は次式で定義される。

$$k_2 = r_k \frac{EA}{L} \quad (21)$$

剛性比を用いて、緩衝材の剛性がケーブル所要耐力に与える影響について検討する。緩衝材の有無によるケーブルの所要耐力比を次式により誘導する。ただし P は連結デバイスの作用荷重、 F_E は提案式(7)の作用応力 σ_E に基づくケーブル設計荷重である。

$$\frac{P}{F_E} = \sqrt{\frac{r_k}{1+r_k}} \quad (22)$$

図-5 に剛性比とケーブル所要耐力の関連式(22)を図示した。縦軸は緩衝材の有無による所要耐力の比であり、値が小さいほど緩衝材の設置によりケーブル所要耐力が低下することを示す。図より、緩衝材の剛性が極度に小さい場合の緩衝効果が最も高く、剛性比が1に近づく(ケーブル剛性と緩衝材剛性の差が小さくなる)につれて所要耐力の比が増加し、 $r_k=1$ で約70%となる。よって、他の諸条件を考慮せずケーブル所要耐力を低減する場合、

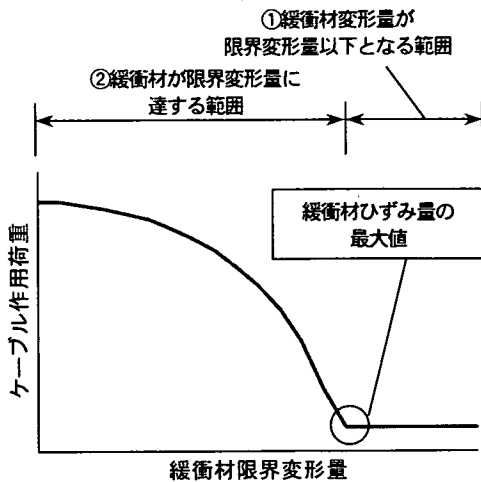


図-7 限界変形量の影響

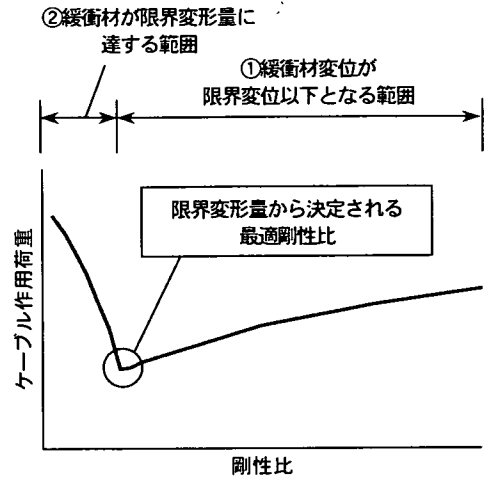


図-8 剛性比の影響

緩衝材は極力柔らかい構造とすることが効果的である。

(3) 緩衝材の限界変形量による影響

前節の式(22)より、柔らかい緩衝材の有効性を示した。しかしながら剛性の低い緩衝材は式(20)により、緩衝材自体のひずみ量が増大することが予想される。緩衝材として一般的に適用されているゴム材は、圧縮されるとハードニングにより非線形性が卓越し、部材特性として限界変形量が存在する。また、金属ばね等の緩衝材を用いた場合でも、ばね間の隙間がなくなることによって同様の限界変形量が存在する。したがって、無限に変形できる緩衝材を用いない限り、緩衝材の限界変形量に関する検討が必要となる。ここでは、緩衝材の限界変形量 d を考慮した応答値の定式化を試みる。図-6 に計算に用いる緩衝材の変位-復元力特性を示す。限界変形量までの範囲(図-6①の範囲)では緩衝材剛性を k_2 とし、限界変形量 d に達した場合(図-6②の範囲)、緩衝材の剛性は無限大とした。

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。

$$\frac{1}{2}k_1\Delta^2 + \frac{1}{2}k_2d^2 = \frac{1}{2}MV^2 \quad (23)$$

これより、ケーブルの変形量 Δ は次式となる。

$$\Delta = \sqrt{\frac{1}{k_1}(MV^2 - k_2d^2)} \quad (24)$$

デバイス全体の变形量 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。

$$\delta = d + \sqrt{\frac{L}{EA}(MV^2 - k_2d^2)} \quad (25)$$

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、剛性比 r_k を用いて次式を得る。

$$P_d = \frac{EA}{L}\Delta = \sqrt{k_1(MV^2 - k_1r_kd^2)} \quad (26)$$

デバイスに荷重が作用し、緩衝材が限界変形量 d に達しない場合には、デバイスに作用する力 P は式(18)で誘導される。また、それ以上の変形に対しては式(26)となる。式(18)は、ケーブルと緩衝材の剛性比 r_k が大きいほどデバイスに作用する荷重が大きくなるが、式(26)では剛性比 r_k が大きいほど作用荷重が小さくなる。

(4) 限界変形量がケーブル応答に与える影響

ここでは連結デバイスに入力されるエネルギーを一定とした場合の、剛性比と限界変形量の関係について考察する。まず、剛性比 r_k を一定値とし、緩衝材の限界変形量に対するケーブル作用荷重について検討する。前述のようにケーブル作用荷重の傾向は、緩衝材の応答変位と限界変位の大小関係で異なる。図-7 に概略図を示す。縦軸はケーブルに作用する荷重であり、横軸は緩衝材限界変形量の設定値である。連結デバイス作動時において、緩衝材の変形量が限界変形量に達しない場合(図-7①の範囲)、ケーブルに作用する荷重は一定値を示す。一方、緩衝材の変形量が限界変形量に達した場合(図-7②の範囲)、ケーブルに作用する荷重は限界変形量に達しない場合と比較して大きくなる。また、その傾向は限界変形量が小さい程顕著となる。したがって、連結デバイスの作用時において緩衝材が限界変形量を上回らない方が、ケーブルに作用する荷重は小さくなる可能性が高い。

次に、緩衝材の限界変形量を一定としたケースについて検討する。図-8 に概略図を示す。横軸にケーブルと緩衝材の剛性比を示している。ケーブル作用荷重の傾向は、

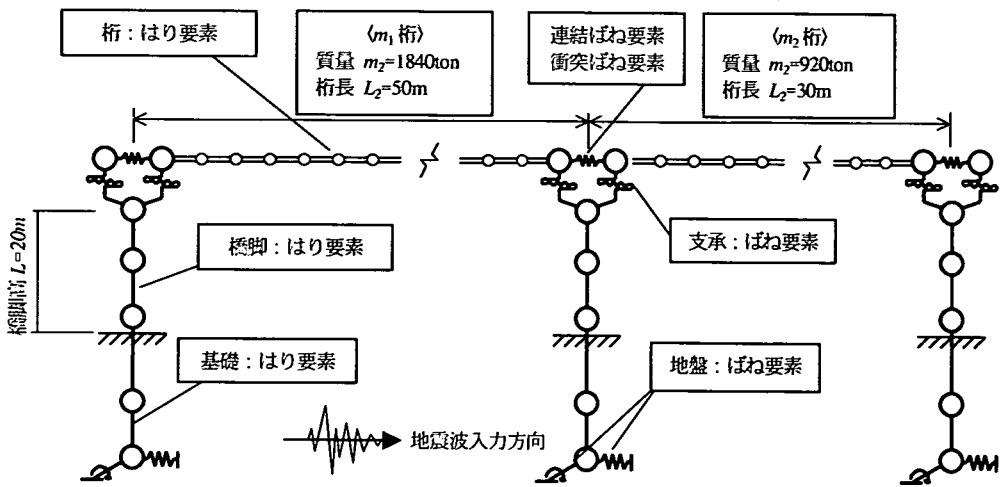


図-9 解析対象モデル

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。すなわち、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(図-8①の範囲)。一方、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、剛性比の低下に対してケーブル作用荷重が急増する傾向にある(図-8②の範囲)。したがって、所要耐力の傾向は限界変形量に到達した瞬間に変化することが確認できる。また、設計速度と緩衝材の限界変形量を与えられた場合、それに対してケーブル作用荷重を最小とする最適剛性比が存在する。最適剛性比は式(18)と式(26)より $P=P_d$ として式(27)のように誘導できる。

$$\tau_k = \frac{1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{4MV^2}{k_s d^2}} \right) \quad (27)$$

式(27)によれば、限界変形量が大きいくほど最適剛性比は小さくなる。また、設計速度が大きいくほど剛性の高い緩衝材が必要となる。

以上より、緩衝材の設計にあたっては、連結ケーブルに対する緩衝材の剛性比と限界変形量に留意することが必要である。また、緩衝効果は剛性比が小さく柔らかい緩衝材の方が効果的であるが、設計地震力以上の入力が生じて緩衝材が限界変形量に達した場合、ケーブル作用荷重が急増することに注意を要する。

4. 落橋防止システムの試設計例

(1) モデル化の概要

ここでは前章までにおいて検討した連結デバイスの提

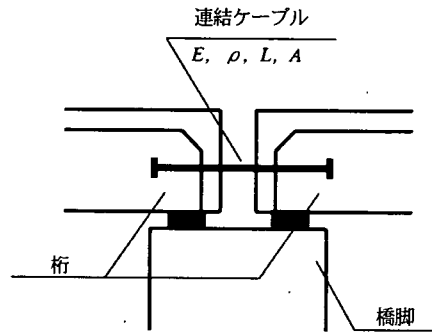


図-10 連結部の概略

案式に基づきデバイスの設計を用い、その効果について数値シミュレーション解析による照査を行う。解析にあたり、2 径間の規模の異なる橋梁構造物を想定し、2 次元非線形骨組モデルとみなしてモデル化した。

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。しかし、道路橋示方書によれば隣接する桁重量が 2 倍以上、もしくは固有周期が 1.5 倍以上の橋梁では、桁間を相互に接続する落橋防止システムの採用は避けることを推奨している。したがって、桁間連結ケーブルの解析例として、隣接橋との固有周期比が 1.5 倍よりわずかに小さくなる程度の橋梁を想定した。具体的には、都市部の高架橋を想定し構造規模が異なる橋梁(桁長 50m, 30m)を想定した。固有周期の比率は 1.4 倍である。問題を簡単にするためモデルは 2 連の単純桁を想定し、桁長の長いものを m_1 桁、他方を m_2 桁と定義する。それぞれの桁質量は $m_1=1,840\text{ton}$ と $m_2=920\text{ton}$ と仮定した。桁間に設置する連結ケーブルは $L=3.0\text{m}$ の PC ケーブルを想定した。全体構造モデルを図-9 に、連結部概要を

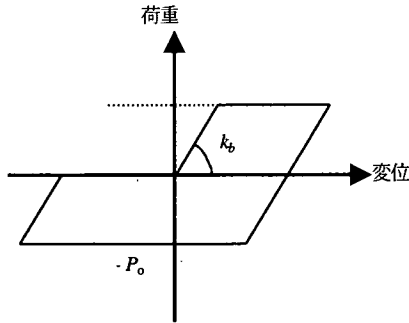


図-11 支承部の履歴モデル

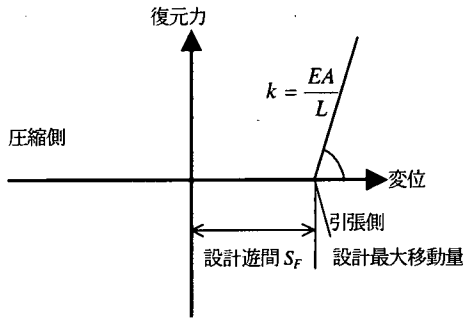


図-12 連結ケーブルのモデル

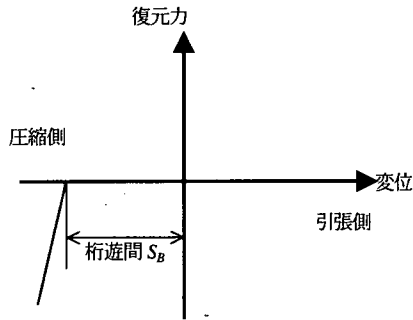


図-13 衝突ばねのモデル

図-10 に示す。各躯体は線形はり要素、支承は非線形ばね要素としてモデル化した。

大地震時には橋脚が非線形応答を示すことが予想される。ここでは桁移動に対して桁間連結ケーブルで抵抗することが可能であるか照査を行うことを目的とした検討のため、橋脚の非線形応答で地震入力エネルギーを消費しない状態を想定し、橋脚部材は線形要素を用いることとした。また、地震動の速度応答スペクトルは、一般的に長周期領域でほぼ一定となる。本論文では桁間連結ケーブル作動時の速度に着目した解析を行うため、作動時

の速度応答は橋脚が非線形領域に入って長周期化しても、影響は小さいと考えた。しかし、実際の橋梁を念頭においた耐震設計を実施する際には、橋脚や地盤の非線形応答も考慮したシミュレーションが必要と考えられる。本論文では、支承部と桁間衝突部にのみ非線形性を考慮した基礎的な検討を行った。各部材の減衰定数はコンクリート部材に対して5%、杭基礎及び地盤ばねに対して20%とした。支承部材と衝突を表現するばね要素に対しては、粘性減衰を0%とした。これらの値を元にレイリー減衰を仮定して、Newmark- β 法($\beta=0.25$, 計算時間刻み $\Delta t=0.001$)により計算を行った。応答解析には市販のソフトウェア TDAP III¹⁴⁾を使用した。

地震応答下において実際に連結ケーブル装置が作動する状況では、落橋に至るだけの十分な相対変位が発生していることから、すべての支承部は破壊しているものと考えられる。破壊した支承の挙動に関する実験¹⁵⁾によれば、支承の破壊状況によって種々の履歴復元力特性を示すことが予測される。ここでは最も簡易なケースを想定することとし、桁が摩擦を生じながら橋脚上を滑动するものとした。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-11 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。

$$P_0 = \mu R_d \quad (28)$$

支承破壊後における橋脚天端と桁間の摩擦係数は不明であるが、ここでは安全側の値として、常時の支承部摩擦係数として用いられる $\mu=0.05$ と仮定した。

連結ケーブルは図-12 に示す履歴特性を設定した。設計最大移動量 S_F は、道路橋示方書¹⁰⁾に基づき桁かかり長 S_E 及び落橋防止構造の設計変位係数 c_F に基づき式(29)で算定した。また、ケーブル剛性 k は現行設計荷重もしくは提案式により算定し、解析ケースごとにそれぞれ設定した。

$$S_F = c_F \cdot S_E \quad (29)$$

一方、桁間には地震時における衝突現象を考慮して衝突ばねを設定した。図-13 に衝突ばね要素の履歴特性を示す。衝突ばねは桁遊間 S_B を超過する圧縮方向の相対変位が発生すると高い剛性で線形的に挙動する。衝突ばね剛性 k_c については、上部構造の軸方向剛性を基本的に波動伝播を考慮した次式により剛性値を適用した¹⁷⁾。

$$k_c = \gamma \frac{EA}{L} \quad (30)$$

ただし、 EA は上部構造の軸方向剛性、 L は上部構造の長さ、 γ は衝突ばねと上部構造の軸剛性比(ここでは10と設定)である。

また、桁遊間 S_B は道路橋示方書に準じて式(31)により

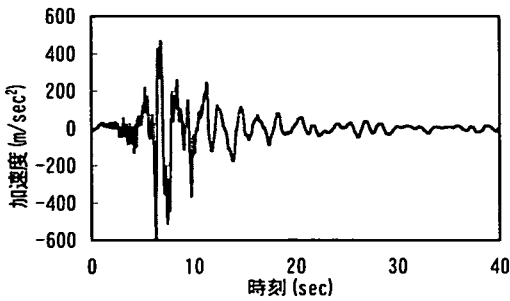


図-14 入力地震波形

算定した。

$$S_B = c_B u_s + L_A \quad (31)$$

ただし、 c_B は遊間量の固有周期差別補正係数、 u_s はレベル2地震動作用時の上部構造と下部構造間の最大相対変位、 L_A は遊間の余裕量である。

解析モデルは、現行設計によるケーブル応答、提案式(8)に基づくケーブル応答、及び緩衝材を考慮した連結デバイスの応答にそれぞれ着目し検討した。入力地震波は道路橋示方書V、耐震設計編¹⁶⁾に適合する標準地震入力例のうち、タイプ2、Ⅲ種地盤波形を適用した(図-14)。

(2) 現行設計法によるケーブルモデルと応答結果

はじめに、現行設計荷重により設計したケーブル断面に対し、数値シミュレーション解析によるケーブル応答の確認を行う。ケーブルの設計最大移動量は、桁かかり長 S_E に基づき誘導される。以下に算定式を示す。 L_b は対象とする桁長であり、設計変位係数 c_F は0.75とした。

$$S_E = 0.7 + 0.005L_b = 0.95 \text{ m} \quad (32)$$

$$S_F = c_F \cdot S_E = 0.72 \text{ m} \quad (33)$$

ケーブル剛性は現行設計法¹⁸⁾に基づき次式から算定を行う。

$$A = H_F + \left(\frac{\sigma_y}{1.7} \times 1.5 \right) = 128 \text{ cm}^2 \quad (34)$$

$$k = \frac{EA}{L} = 852 \text{ MN/m} \quad (35)$$

ただし、式(34)中の H_F は現行設計法によるケーブル設計荷重である。

連結装置の性質上、設計入力地震動の作用により連結装置が作動することは好ましくない。したがって、設計入力地震動に対して現行設計法に準じた余裕幅を確保し、装置の作動の有無を確認することとした。本設計例においては、予備解析と位置づける。図-15に予備解析によ

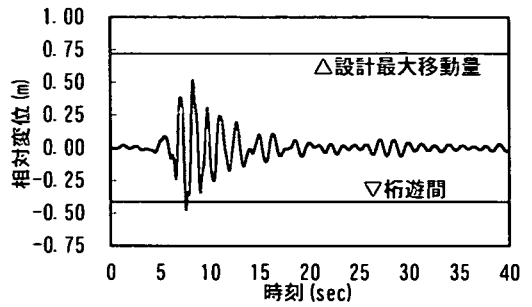


図-15 桁間相対変位(地震強度1倍)

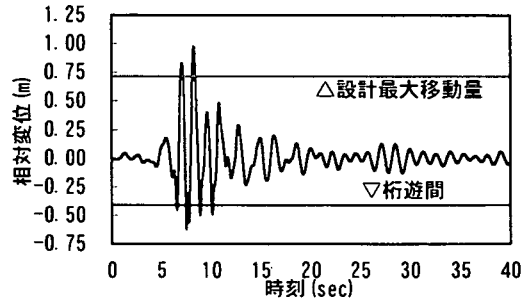


図-16 桁間相対変位(地震強度2倍)

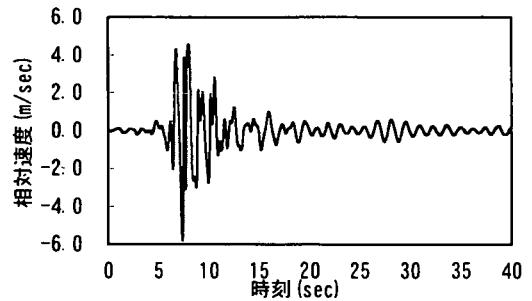


図-17 桁間相対速度(地震強度2倍)

る桁間相対変位を示す。桁間に離隔が生じた場合、相対変位は+側の値を示す。地震入力時において、桁間相対変位は設計最大移動量に達しておらず、連結装置が作動しないことが確認できる。一方で-側の最大値は桁遊間に達しており、桁間衝突が発生している。

(3) 過大地震下におけるケーブル挙動

前節の予備解析により、設計上想定している地震入力に対しては、連結装置が作動しないことを確認した。次に、実際に装置が作動するような過大地震が発生した場合、連結装置が作動してどの程度の荷重が作用するか検討する。連結装置の設計においては、対象橋梁の建設地に起こりうる地震入力に対して設計を行うことが理想的である。しかし、ここでは試設計例を示すことを目的とし、装置が作動するような過大地震として単に標準波形

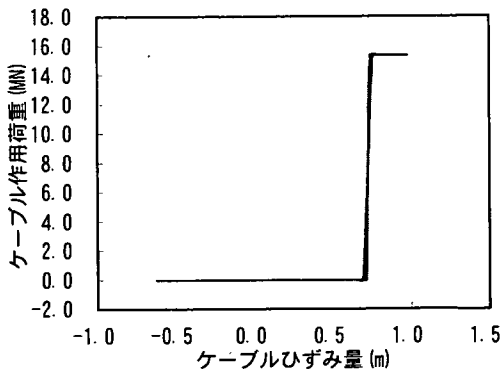


図-18 ケーブル履歴応答

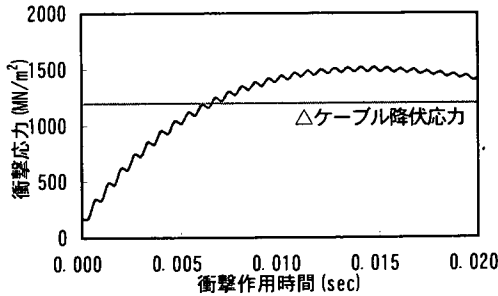


図-19 衝撃応力の時刻歴変化

を2倍した波形を用いることとした。

図-16 に桁間相対変位の応答解析結果を示す。地震強度を2倍に設定することにより、+側の桁間相対変位が設計最大移動量に達している。すなわち、連結装置の稼動が確認できる。一方、-側の最大値は桁遊間に達しており、桁間衝突の発生が確認できる。図-17 にこのケースで桁間に発生する相対速度を示す。連結装置が稼動する+側の最大値は約 4.0m/sec、桁間衝突が発生する-側の最大値は約 6.0m/sec である。本論では、連結装置の作動速度を設計速度として定義していることから、以下、提案式の設計速度として 4.0m/sec を採用する。

図-18 にケーブル履歴応答を示す。ケーブルは設計最大移動量 0.72m より荷重の作用を受け、降伏変位 0.18m (PC ケーブルの降伏ひずみ 6% に対応) を超過して降伏にいたっている。現行設計荷重に基づくケーブル断面では、設計入力地震強度を2倍とした過大地震が発生した際、ケーブルが降伏に至る可能性がある。すなわち、現行設計では単に死荷重反力のみで断面が規定されているため、どの程度の作動速度に対して降伏するのか不明である。この例のように、過大な地震荷重に対しては、降伏に至る可能性もある。予め想定した過大地震時に十分な機能を発揮するには、連結装置の動的応答を考慮した所要耐力設計を行う必要がある。

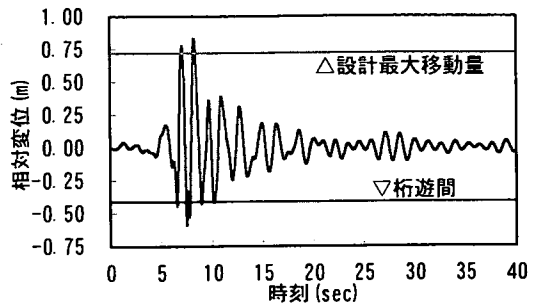


図-20 桁間相対変位(地震強度2倍)

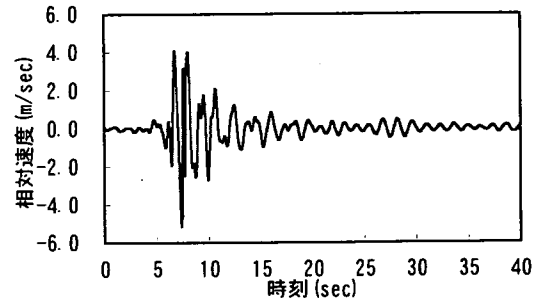


図-21 桁間相対速度(地震強度2倍)

(4) 提案式による所要断面算定と耐衝撃性照査

本節では、提案した所要断面算定式(8)によりケーブル断面を設定し、衝撃応力照査式を用いてケーブルの耐衝撃性の照査を行う。ケーブル設計最大移動量 S_F は現行設計法と同じ値を設定した。所要耐力の誘導にあたっては、予め換算質量を算定しておく必要がある。換算質量 M は次式により求められる。

$$M = \frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} = 613 \text{ ton} \quad (36)$$

所要断面照査式によりケーブル断面を算定する。設計速度は前節の解析結果より 4.0m/sec を採用する。

$$A_E \geq \frac{ME}{L} \left(\frac{V_c}{\sigma_y} \right)^2 = 445 \text{ cm}^2 \quad (37)$$

したがって、現行設計荷重に基づく断面(式(34)より 128cm^2)の約3倍の断面積を要することがわかる。ここで誘導したケーブル断面に対し、衝撃応力照査式により衝撃応力を算定する。図-19 にケーブルに作用する衝撃応力の時間変化を示す。ケーブルに作用する衝撃応力は、衝突直後より増加し、0.015秒経過した時点でケーブル降伏応力に達し、最終的には 1570MN/m^2 の応力を発生する。したがって、ケーブルの降伏を許容しない場合には、設計対象とするケーブルの断面積が、エネルギー吸収量に基づく所要断面では衝撃性能が不足することが確認できる。したがって、ケーブルに作用する衝撃応力を低減す

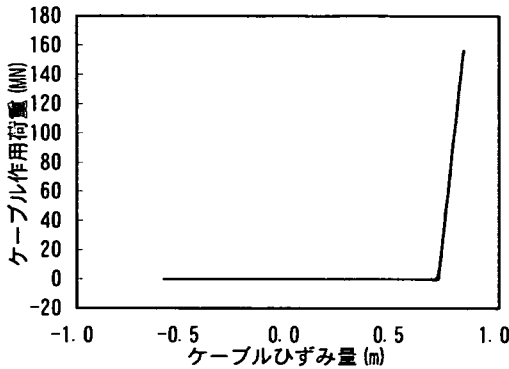


図-22 ケーブル履歴応答

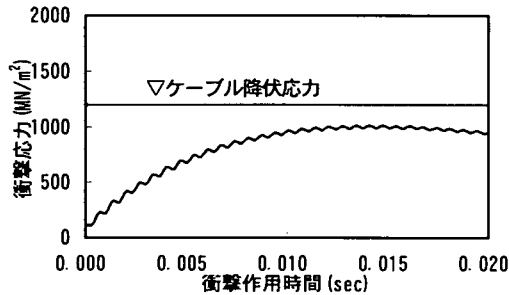


図-23 衝撃応力の時刻歴変化

るため、連結ケーブルに緩衝材を設置する必要がある。以下、緩衝材の設計検討例を示す。

(5) 緩衝材を考慮した連結デバイスの応答結果

緩衝材を考慮した連結デバイスの設計にあたり、緩衝材の必要諸元について検討する。緩衝材の諸元は限界変形量と剛性比により規定される。限界変形量は設置する製品により決定されるが、ここでは限界変形量を 0.15m と仮定して、緩衝材設計を実施する。緩衝材の最適剛性比は次式により算定できる。

$$r_k = \frac{1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{4MV^2}{k_1 d^2}} \right) = 0.8 \quad (38)$$

したがって、ケーブルと緩衝材を合成した連結デバイスの剛性は以下となる。

$$K = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} = 1.32 \text{ GN/m} \quad (39)$$

図-20 に応答変位波形を示す。桁間相対変位は設計最大移動量を超過しており、連結デバイスの稼動が確認できる。図-21 に桁間相対速度を示す。連結デバイスの作動速度は設計速度 4.0m/sec と同程度である。図-22 にデバイスの応答履歴を示す。降伏変位量 δ_{ky} はケーブル降伏変位量 δ_y と設計最大移動量 $S_F=0.72\text{m}$ より式(40)となる。

$$\delta_{ky} = \delta_y + S_F = 0.90 \text{ m} \quad (40)$$

図より、ケーブルの降伏が発生していないことが確認できる。ここで、緩衝材を設置した場合におけるケーブルの衝撃応力について検討する。図-23 にケーブルに作用する衝撃応力の時間変化を示す。ケーブルに作用する実速度は、緩衝材のひずみ吸収により低減されることを考慮して次式となる。

$$V = \sqrt{V_0^2 - \frac{r_k k_1 d^2}{M}} = 2.67 \text{ m/sec} \quad (41)$$

このときの衝撃応力を提案式(8)により算定すると、1,040MN/m²となり、ケーブル降伏応力を下回る結果となる。したがって、緩衝材の設置により衝撃応力も十分に緩和できたことが確認できる。

落橋防止システムは橋脚上で桁を受け止めるのが第一義であるが、万一桁が橋脚からはずれて落下しかけた場合、その落下をくい止めることも必要と考えられる。ここで、提案式に基づき設計した連結デバイスが、万一の落橋に対しても有効であるか照査を行う。文献9)によれば、落橋時にケーブルに作用する最大の力 F_{max} は、桁の死荷重反力 R_d の係数 α 倍になることが示されている。

$$F_{max} = \alpha R_d \quad (42)$$

α は式(43)により誘導される。

$$\alpha = 1 + \sqrt{1 + 2\beta} \quad (43)$$

ただし、 β はばねの強さと自由落下距離、及び死荷重反力の関係式であり、式(44)により誘導される。

$$\beta = \frac{K \cdot S_B}{R_d} = 0.09 \quad (44)$$

式(43)により、 $\alpha=2.1$ と算定されることから、落下時には死荷重反力の 2.1 倍の荷重が作用することになる。このとき、ケーブルに作用する応力を算定する。

$$\alpha R_d / A_E = 282 \text{ MN/m}^2 \quad (45)$$

落橋に至った場合にケーブルに作用する応力 282MN/m²はケーブル降伏応力 1200MN/m²を下回るため、設計例により算定したケーブルは、万一の桁落下時にも十分な強度を有していることが分かる。

以上、本論における提案式を利用したケーブル及び緩衝材の所要性能について試設計を行った。ここでは緩衝材の効果を安全率として扱ったが、緩衝材特性によってはケーブル断面を低減することも可能である。なお、本計算例は設計速度を 4m/sec に仮定した上での一試設計例であり、設計速度の設定法は今後の課題である。

5. まとめ

本研究では桁間連結ケーブル装置の所要耐力について、連結装置の作動速度に着目し検討を行った。ケーブル断面面積については、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た。また、任意のケーブル断面に対して、ケーブル内の応力波伝播による衝撃応力照査式を誘導し、耐衝撃性に関する評価も行った。一方、連結装置に設置する緩衝材については、ケーブル剛性と緩衝材の限界変形量により、最適剛性の誘導式を提案した。本論の提案式により、過大地震時を想定した連結装置の設計が可能であると考えられる。

今後の課題として、提案式において桁質量として考慮すべき値の算定法、設計速度の設定方法、ケーブル作動時におけるエネルギー収支の詳細、あるいは応力波伝播時の反射率等について、検討する必要がある。例えば設計速度の設定にあたっては、1995年兵庫県南部地震における東神戸大橋記録など、既往の地震時衝突記録の最大値^{19,20)}や、衝突速度スペクトル²¹⁾の利用などが考えられる。以下、本研究における主な検討結果を述べる。

- 1) ひずみエネルギー吸収量に基づくケーブル所要断面面積は、ケーブル剛性と桁質量及び連結装置の作動速度により決定される。
- 2) ケーブルに作用する衝撃応力は連結装置の作動速度とケーブル材料特性に依存する。
- 3) ケーブルに作用するひずみエネルギーに基づく算定応力と衝撃応力の大小関係は、設置する桁質量により決定される。
- 4) ケーブル剛性と緩衝材の限界変形量より、連結デバイスにおける緩衝材の最適剛性を誘導することが可能である。
- 5) 緩衝材の変形が限界変形量に達しない範囲では、ケーブルに作用する荷重は一定である。一方、緩衝材が限界変形量に達する場合はケーブルに作用する荷重が増大する可能性がある。

謝辞: 本研究の実施にあたり、(社)近畿建設協会の研究助成を得た。また、数値シミュレーション解析にあたっては、立命館大学大学院生の監崎達也氏ならびに川原林浩氏の協力を得た。記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 長嶋文雄, 成田信行: 落橋防止装置連結部材の衝撃応答解析, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.1343-1348, 1994.
- 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.612/1-46, pp.129-142, 1999.
- 3) 森山卓郎, 依田照彦: 桁間衝突が落橋におよぼす影響に関する実験的検討, 土木学会論文集, No.651/1-52, pp.223-232, 2000.
 - 4) 井嶋克志, 帯屋洋之, 錦織真樹, 後藤茂夫: ゴム支承支持された中小規模斜橋桁・曲線桁の地震時衝突応答と落橋防止, 土木学会論文集, No.647/1-51, pp.217-228, 2000.
 - 5) 園田佳臣, 西本安志, 石川信隆, 彦坂照: 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.689/1-57, pp.215-224, 2001.
 - 6) 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.689/1-57, pp.275-288, 2001.
 - 7) 川島一彦, 上原健治, 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および解析, 土木学会論文集, No.703/1-59, pp.221-236, 2002.
 - 8) 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, 2001.
 - 9) 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.668/1-54, pp.319-324, 2001.
 - 10) 日本機械学会編: 衝撃破壊工学, 技報堂出版, 1990.
 - 11) 多谷虎男: 振動・衝撃の基礎理論とラプラス変換, 学会出版センター, 1984.
 - 12) 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.
 - 13) 大野敬美, 武野志之歩, 伊津野和行: 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, 第5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論文集, 土木学会, pp.313-318, 2002.
 - 14) アーク情報システム: TDAP III, Ver.2.00, 理論説明書, 1998.
 - 15) 宇佐見哲, 阿部雅人, 藤野陽三, 森重行雄, 鶴野禎史, 柳野和也: 金属支承の終局水平挙動に関する実験的研究, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, 土木学会, pp.853-860, 1999.
 - 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編, 2002.
 - 17) 渡邊学歩, 川島一彦: 衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析, 土木学会論文集, No.675/1-55, pp.125-139, 2001.
 - 18) 日本道路協会編: 道路橋の耐震設計に関する資料, pp.123-139, 1997.
 - 19) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 地震・地震動, 阪神・淡路大震災調査報告, 共通編2, pp.255-258, 1998.
 - 20) 伊津野和行, 武野志之歩: 地震時の橋梁における隣接部材の衝突速度に関する考察, 第3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論文集, 土木学会, pp.209-214, 1999.
 - 21) 武野志之歩, 伊津野和行: 隣接橋梁間の地震時相対速度応答と衝突速度スペクトルに関する研究, 土木学会論文集, No.668/1-54, pp.163-175, 2001.

(2002. 7. 15 受付)

VELOCITY-BASED DESIGN OF SEISMIC UNSEATING PREVENTION CABLE AND SHOCK ABSORBER FOR BRIDGES

Shinobu TAKENO, Hiromi OHNO and Kazuyuki IZUNO

This paper proposed the rational design method of seismic unseating prevention cables for bridges based on their response velocity. The present design load of unseating prevention cable is determined based on the beam weight and the dynamic response of the bridge is not taken into account. In this paper, the demand strength and the sectional area for the unseating prevention cable were derived from the law of conservation of energy. Then, the shock stress was calculated for the designed cable, as its activation should cause the shock wave. Furthermore, the rigidity of the shock absorber was derived based on the cable rigidity and the limitation of its deformation. The numerical simulations also were conducted to estimate the efficiency of the proposed method. The results showed that the cables designed by the proposed procedure were fit to prevent the girder from unseating.