

斜橋における落橋防止構造の有効性に関する研究

川島一彦¹・渡邊学歩²

¹フェロー会員 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻

(〒152-8852 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²学生会員 工修 東京工業大学大学院博士後期課程 理工学研究科土木工学専攻(同上)

本論文は、強震動を受け斜橋が水平面内で回転する現象を、桁間連結装置の設置方向の影響に重点を置いて、非線形動的解析に基づいて解析したものである。解析対象としたのは斜角50度で3径間連続橋1連と単純橋2連からなる3連の斜橋であり、これに対して橋台と桁、相隣る2連の桁間の衝突、3種類のケーブル式桁間連結装置の拘束を見込んで解析を行った。解析の結果、支承線に平行方向に桁間連結装置を設けることにより桁の回転を有効に拘束できることが分かった。

Key Words : bridge, seismic design, skewed bridge, pounding, restrainer, unseating prevention device

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では、多数の橋梁に被害が生じたが、このなかには国道171号線の門戸高架橋や名神高速道路の瓦木高架橋のように斜橋の被害が含まれている¹⁾。斜橋では鋭角端よりも鈍角端に死荷重反力が集中し²⁾、さらに桁が橋台等に衝突する結果、桁が回転し落橋しやすいという特異な振動特性を有することが知られている^{3), 4), 5), 6)}。たとえば、Chenらは斜橋と橋台との衝突の影響を解析した。Liuらは床版のストラット作用により桁が回転することを示し、Whitter地震の被害を分析している。また、大塚らは、斜橋の幾何形状をもとに非線形動的解析に基づいて斜橋が回転して落橋する限界の回転角を検討し、斜橋の落橋のメカニズムを解析する上できわめて示唆に富む解析を示している。しかし、大塚らの解析は、1径間の斜橋が下部構造の上を回転する状態だけを想定しており、多径間の斜橋がある場合や異なる剛性の下部構造で支持された場合の回転や落橋防止構造が設けられた場合の影響については検討されていない。さらに矢部らは、直橋とともに斜橋に生じる橋台との衝突の影響を解析し、衝突力の影響が大きいことを示している⁷⁾。また、中島ら⁸⁾は、隣接桁間の衝突を見込んで多径間連続直橋の地震応答を解析し、相隣る桁間の影響を考慮することの重要性を指摘している。

斜橋を落橋させないためには、大規模地震時にも支承を損傷させないことが重要であるが、兵庫県南部地震による震災経験に基づけば、鋼製支承を用いてこうした条件を確保することは容易ではない。大規模地震を受けた場合に斜橋の落橋を防止するためには、落橋防止構造の有効である。しかし、直橋と異なり斜橋では落橋防止構造の設置の仕方にはいろいろな方法が考えられるが、こうした点に関して研究された例は従来ほとんどない。

このような背景のもとに、ケーブル式の桁間連結装置を用いた場合の桁の回転の抑制効果を検討したので、この結果を報告する。

2. 解析対象橋と解析モデル

(1) 解析対象橋

解析対象としたのは、図-1に示す斜角50度、幅員9.5mの鋼板桁3連である。桁1は橋長40m@3=120mの3径間連続鋼板桁橋であり、桁2、3はともに支間長40mの単純鋼板桁橋である⁹⁾。桁重量は、桁1では13.55MN、桁2、桁3ではともに4.52MNである。両端の橋台(以下、橋台1、橋台2と呼ぶ)は鉄筋コンクリート製の逆T式、また中間の橋脚(以下、橋脚1~橋脚4と呼ぶ)は鉄筋コンクリート製T型単柱式であり、橋台は直接基礎、橋脚は杭基

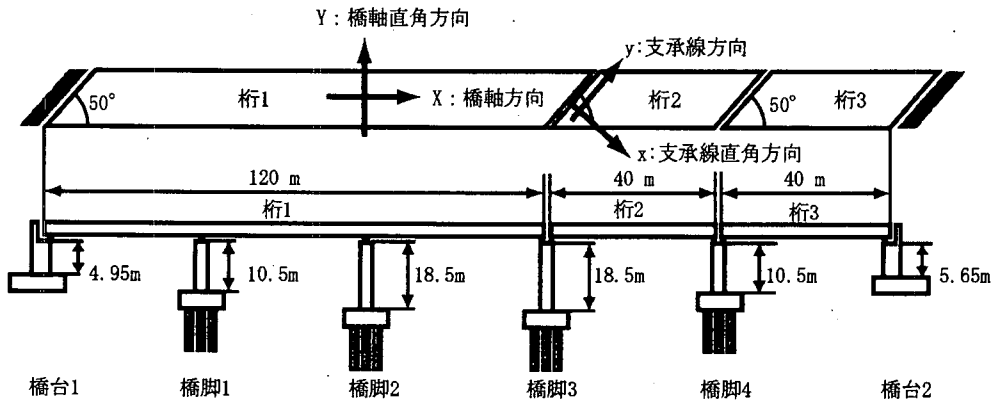


図-1 解析対象とする斜橋

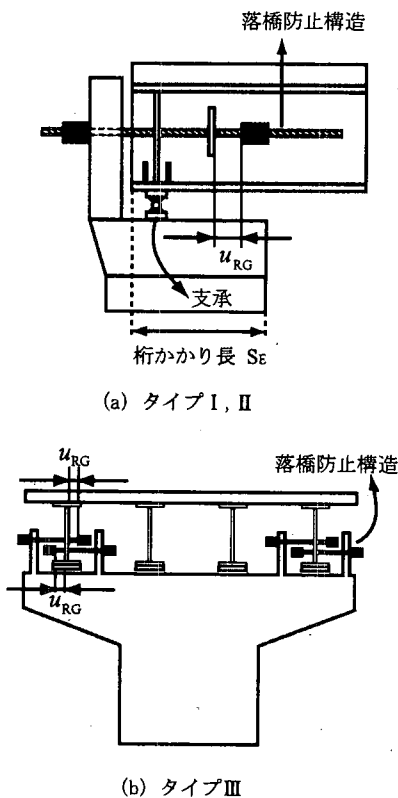


図-2 ケーブル型の落橋防止構造

礎によって支持されている。道路橋示方書に規定される地盤条件は橋台においてはⅠ種地盤、橋脚においてはⅡ種地盤である。できるだけ斜角が小さく、単純橋と連続橋が隣接するという条件から、このような形式の橋を解析対象として選定した。橋台や橋脚の弱軸方向は橋軸方向と50度の角度をなしているため、これを橋軸方向(X方向)や橋軸直角方向(Y方向)と区別するために、橋台や橋脚の弱軸方向を支承線直角方向(x方向)、強軸方向を

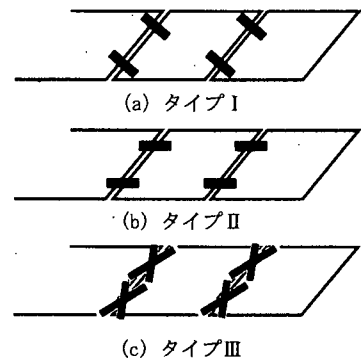


図-3 落橋防止装置の設置方向

支承線方向(y方向)と呼ぶことにする。また、後述の解析では、衝突の起こった箇所や落橋防止構造が作動した箇所を表すために、図-1に示した橋軸直角方向の負の側の端(図-1の下端側)をA端、正の側の端(図-1の上端側)をB端と、それぞれ呼ぶことにする。

桁は鋼製BP支承により橋台、橋脚によって支持されている。支承は表-1に示す鉛直荷重に基づく死荷重反力を見込んで、震度法によって設計されている。

(2) 解析対象とする落橋防止構造

落橋防止構造としては図-2に示すようにPCケーブル方式を考え、図-3に示すよう鋭角端側と鈍角端側にそれぞれ各1本ずつ計2本を支承線直角方向に設置する場合、橋軸方向に設置する場合、支承線方向に設置する場合の3種類の配置方法を想定する。これらをそれぞれタイプⅠ、タイプⅡ、タイプⅢの落橋防止構造と呼ぶ。

道路橋示方書では、落橋防止構造の設計地震力は次式のように与えられる¹⁰⁾。

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

表-1 支承に作用する死荷重反力

位置		死荷重反力 (kN)
桁1	橋台1	1803
	橋脚1	4971
	橋脚2	4971
	橋脚3	1803
桁2	橋脚3	2259
	橋脚4	2259
桁3	橋脚4	2259
	橋台2	2259

表-2 道路橋示方書により算出される落橋防止構造の設計地震力

位置	設計地震力 (kN)
橋台～桁1間	2705
桁1～桁2間	3389
桁2～桁3間	3389
桁3～橋台2間	3389

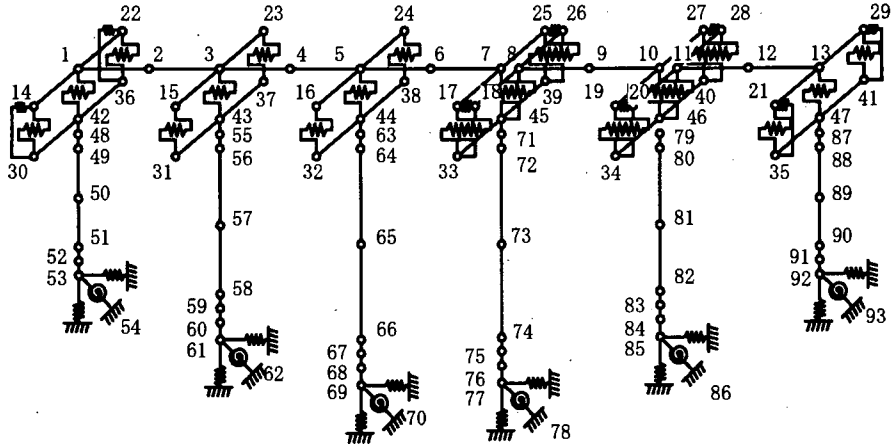


図-4 解析モデル

ここで、 R_d は死荷重反力であり、2連の桁を相互に連結する構造を用いる場合にはいずれか大きい方の鉛直反力の値を用いると規定されている。死荷重反力は表-1 に示した通りであり、桁3の左端部では2259.3kNであるから、道路橋示方書通りに考えれば $2259.3 \times 1.5 = 3389.0\text{kN}$ が落橋防止構造の設計地震力ということになる。表-2 にはこのようにして求めた桁～橋台間、隣接桁間の落橋防止構造に用いる設計地震力を示す。表-1 に示したように連続桁では桁の中央部に比較して桁端の死荷重反力が小さいため、桁端の死荷重反力に基づいて式(1)により落橋防止構造の設計地震力を求めるとあまり大きくならない。しかし、地震時にはあくまで桁1連としての慣性力が落橋防止構造に作用すると考え、ここでは設計地震力を以下のように与えることとした。

$$H_F = 1.5W / 4 \quad (2)$$

ここで W は3径間連続桁全体の重量である。式(2)の右辺を4で割っているのは桁の両端においてそれぞれ鋭角端、鈍角端の2カ所、計4箇所に落橋防止構造を取り付け、これらが均等に作動すると仮定したためである。このようにすると落橋防止構造の1基あたりの設計地震力は、桁1

では5081kN、桁2、桁3では1695kNと、上述した式(1)とは大きく異なる結果となる。しかし、落橋防止構造の機能を考えると、桁1と桁2間では落橋防止構造の設計地震力としては同一の値を用いるべきであるし、また、桁1、桁2にこのような力が作用すれば、当然桁3にも大きな地震力が作用するはずである。このため、本解析ではいずれの落橋防止構造においても、設計地震力を5081kNとすることとした。

2組のPCケーブルで $H_F = 5081\text{kN}$ の引張力に対して第2降伏点以下となるようにPCケーブル断面を定めると、PC鋼より線19本からなるPC鋼線(SWPR19)を1組あたり15本、計30本用いる必要がある。ケーブル長を2mとすると、第1降伏点、第2降伏点の水平力は7226kN、8069kN、第1降伏点、第2降伏点に達する変位は $u_1 = 0.0154\text{m}$ 、 $u_2 = 0.030\text{m}$ にそれぞれケーブル遊間 u_{RG} を加えた値となる。

(3) 解析モデル

解析では、桁および下部構造を図-4に示すように離散型骨組構造としてモデル化した。地震力を受け、支承が破壊した後には有効な拘束装置を有しないと桁は鉛直軸回りの回転を生じるため、桁の回転に伴うストラット作用を取

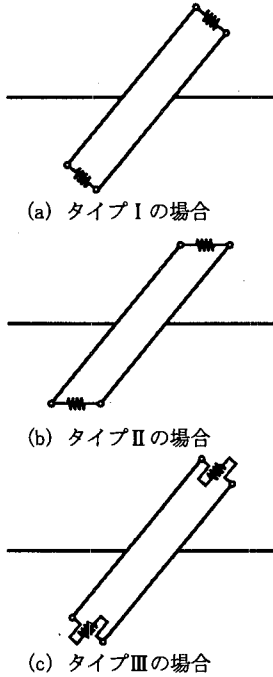


図-5 落橋防止構造のモデル化

り入れるために、ここでは、桁の両側に直線部材を設けた。ストラット作用には、桁、特に床版剛性が大きく寄与するが床版の剛性は十分大きいことから、桁両端の直線部材の剛性は解析上剛体梁として挙動するようにした。橋軸線に沿うはり要素の軸剛性および曲げ剛性は、床版を考慮した桁の軸剛性および曲げ剛性から定めた。

強震動をうけると、橋脚や橋台は塑性化する可能性が高いが、本解析では鋼製 BP 支承が破壊した後の斜橋の振動特性とこのような状態になった後の落橋防止構造の効用を検討することが主目的であることから、橋脚や橋台は線形状態にあると仮定した。これは、多くの非線形性を考慮することにより、解析が複雑になることを避けたためである。基礎の影響は線形の地盤ばねによって表すこととし、支承線直角方向及び支承線方向の並進と回転に抵抗する地盤ばねとしてモデル化した。地盤ばね定数は道路橋示方書に基づいて定めた¹⁰⁾。

桁と橋台あるいは隣接する桁が接触すると衝突力が作用する。本解析では、衝突ばねを用いて、次のように衝突力 F_I を与えた^{11), 12)}。

$$F_I = \begin{cases} k_I \Delta u & \Delta u \leq -u_G \\ 0 & \Delta u > -u_G \end{cases} \quad (3)$$

ここで、 k_I は衝突ばねの剛性、 u_G は桁間の遊間（以下、桁遊間という）、 Δu は橋台と桁間あるいは隣接桁間の支承線直角方向の相対変位であり、次式で与えられる。

$$\Delta u = u_j - u_i \quad (j > i) \quad (4)$$

ここで、 u_i 、 u_j は i 点、 j 点における支承線直角方向の応答変位である。本解析では、一般的な鋼桁を考え、桁遊間 u_G は 5cm とする。

桁の長さを L 、軸方向剛性を EA とし、これを n 個に等分割されたはり要素でモデル化した場合の 1 つのはり要素の軸方向剛性 nEA/L と k_I の比を次式のように定義する^{13), 14)}。

$$\gamma = \frac{k_I L}{nEA} \quad (5)$$

n をどのように選んでも式(5)による γ がおおむね 1 前後となるように衝突ばねの剛性 k_I を定めると、衝突後の桁の応答速度や変位、さらに桁に生じる応力分布を精度良くモデル化できることがわかっている^{13), 14)}。このため、ここでは、 $k_I = 9.8 \times 10^3$ MN/m とすることとした。このようにすると、 $\gamma \cong 2$ となる。

落橋防止構造は図-5 に示すようにタイプ I、II ではそれぞれ支承線直角方向および橋軸方向に作用するばねとして、また、タイプ III ではクロスに配置した 1 組のケーブルを支承線方向に作用するばねとして、それぞれモデル化した。例えば、タイプ I の場合には落橋防止構造の作用力 F_R を図-6(a) に示すように次式で与えた。

$$F_R = \begin{cases} 0 & \Delta u < u_{RG} \\ k_{R1}(\Delta u - u_{RG}) & u_{RG} \leq \Delta u \leq u_1 + u_{RG} \\ k_{R2}(\Delta u - u_{RG} - u_1) + k_{R1}u_1 & u_1 + u_{RG} \leq \Delta u \leq u_2 + u_{RG} \\ k_{R1}u_1 + k_{R2}(u_2 - u_1) & \Delta u > u_2 + u_{RG} \end{cases} \quad (6)$$

ここで、 u_{RG} は落橋防止構造が作動し始める遊間（以下、ケーブル遊間と呼ぶ）であり、 u_1 、 u_2 は PC ケーブルが第 1 降伏点、第 2 降伏点に達する変位、 k_{R1} 、 k_{R2} はそれぞれ第 1 降伏点に至るまでの剛性、第 1 降伏点から第 2 降伏点間の接線剛性である。タイプ III の場合にはクロスに配置した 1 組のケーブルをせん断ばねとしてモデル化したため、このせん断ばねは図-6(b) に示すように、+側と-側の両方に作動することとした。PC ケーブル方式の落橋防止構造では、本来徐荷時の復元力は 0 となるが、ここではモデル化を簡単にするために、式(6)のように載荷過程と同じ復元力を持つ非線形弾性型の履歴を仮定した。第 1 降伏点、第 2 降伏点は道路橋示方書に従い、それぞれ 1.5% ひずみに相当する点（第 2 降伏点）、その 90% のひずみに相当する点（第 1 降伏点）とした¹⁰⁾。

桁は震度法で設計されただけの鋼製の BP 支承によつ

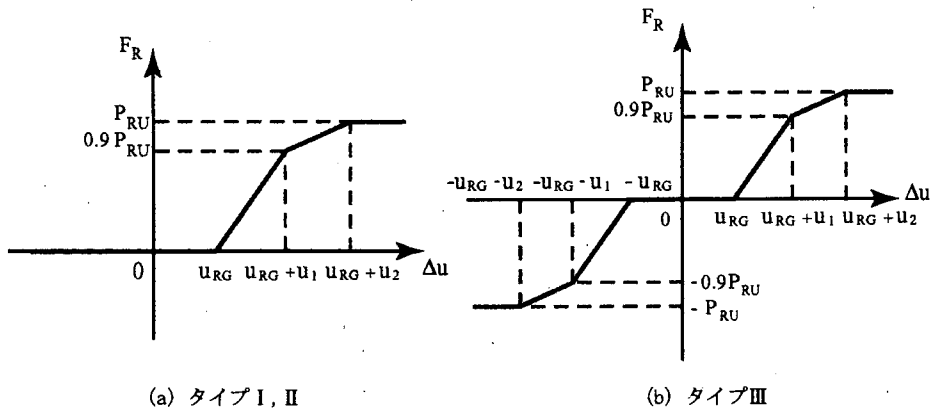


図-6 落橋防止ケーブルの特性

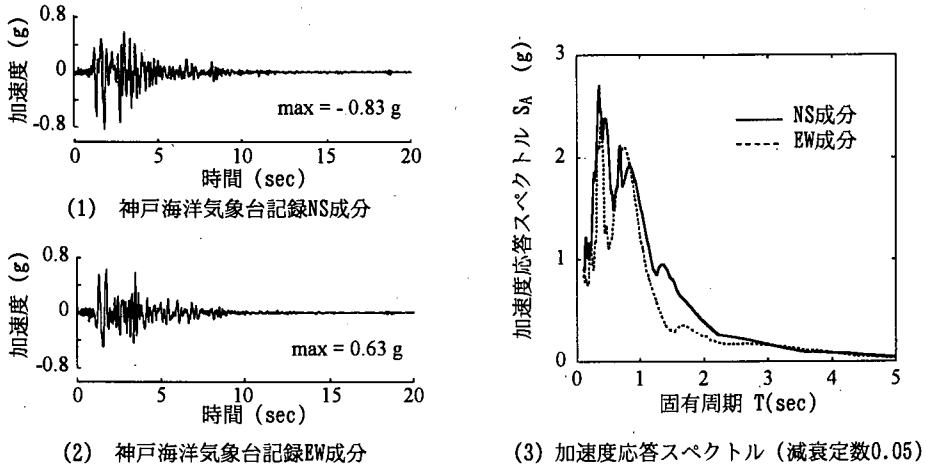


図-7 入力加速度およびその加速度応答スペクトル

て支持されているが、前述したように強震動を受けた場合にはこのような支承が破壊される可能性が高いと考えられる。このため支承が破壊された後の状態を想定し、桁からの摩擦力が桁下面と橋脚あるいは橋台天端に作用すると仮定した。ここで両者間の摩擦係数はBP支承の設計摩擦力に相当する0.05とした¹⁵⁾。支承が壊れた後の摩擦係数を定めることは困難であるが、摩擦係数の値が変化すると桁の応答値は変化しても、後述する斜橋としての基本的な振動特性に与える影響は小さいことから、ここではこのような値を選定したものである。

解析には、水平成分だけを考慮することとし、兵庫県南部地震による神戸海洋気象台で観測されたNS成分、EW成分をそれぞれ橋軸方向、橋軸直角方向に作用させた。図-7は、入力加速度と減衰定数0.05の場合の加速度応答スペクトルを示したものである。

3. 斜橋の回転を支配する要因

強震動を受けると斜橋では鉛直軸まわりに桁が回転するが、これを支配する要因としては、以下の3種類の作用がある¹⁶⁾。

(1) 衝突力による桁の回転

図-8に示すように長さ l 、幅 d の斜橋の端部に衝突力が作用した場合には、斜橋の重心に生じるモーメント M_I は次式ようになる。

$$M_I = I_A e_A + I_B e_B \quad (7)$$

ここで、 I_A 、 I_B は鋭角端および鈍角端に作用する衝突力の大きさであり、 e_A 、 e_B は重心から I_A 、 I_B を延長した線分までの長さである。モーメントの向きは反時計回りを正にとっている。斜角を θ とすれば e_A 、 e_B は次式で与えられる。

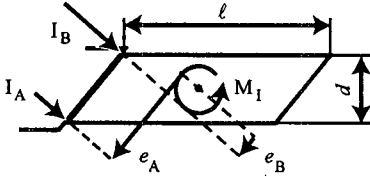


図-8 衝突によって生じる回転モーメント

$$e_A = \left(l \cos \theta + \frac{d}{\tan \theta} \right) / 2$$

$$e_B = \left(l \cos \theta - \frac{d}{\tan \theta} \right) / 2$$
(8)

桁の回転角 φ は反時計回りを正として、次式で定義する。

$$\varphi = \frac{V_j - V_i}{l} \quad (j > i)$$
(9)

ここで、 V_i, V_j は i 点、 j 点における橋軸直角方向の応答変位、 l は桁長である。

(2) 落橋防止構造の作用力による桁の回転

図-3 に示したうち、タイプ I の落橋防止構造では、図-9(a) に示すように落橋防止構造が作用した場合に、斜橋の重心に生じるモーメント M_{RI} は次式で与えられる。

$$M_{RI} = -(R_A e_A + R_B e_B)$$
(10)

ここで、 e_A, e_B は式(8)で与えられる偏心距離である。

一方、タイプ II の落橋防止構造を用いた場合には、図-9(b) に示すように重心に作用するモーメント M_{RII} は次式のようになる。

$$M_{RII} = -(R_A d_A - R_B d_B)$$
(11)

ここで、本橋の場合には $d_A = d_B = d/2$ であるから、式(11)は、次のようになる。

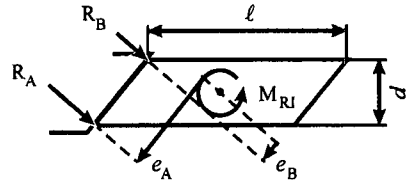
$$M_{RII} = -(R_A - R_B) d/2$$
(12)

ここで、 R_A, R_B は落橋防止構造から斜橋の鋭角端、鈍角端側に作用する水平力である。

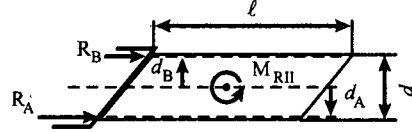
一方、タイプ III は図-9(c) に示すように鋭角端側と鈍角端側にそれぞれ各2本のケーブルを支承線方向に設置した場合である。この場合には、重心に作用するモーメント M_{RIII} は次式となる。

$$M_{RIII} = \begin{cases} (R_A + R_B) \cdot d_C \\ -(R'_A + R'_B) \cdot d_C \end{cases}$$
(13)

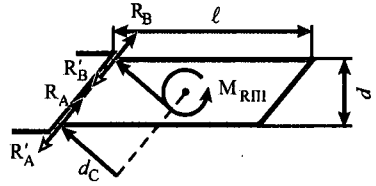
ここで、 R_A, R_B は桁が反時計回りに回転する際に落橋



(a) タイプ I の場合



(b) タイプ II の場合



(c) タイプ III の場合

図-9 落橋防止装置に作用する水平力によって重心位置に作用する桁の回転モーメント

防止構造から斜橋のそれぞれ鋭角端、鈍角端側に作用する水平力、 R'_A, R'_B は桁が時計回りに回転する際に斜橋のそれぞれ鋭角端、鈍角端側に作用する水平力である。また、 d_C は重心から桁端までの垂線の長さであり次式で与えられる。

$$d_C = \frac{l}{2} \sin \theta$$
(14)

なお、タイプ III ではケーブルと支承線方向のなす角 κ によってはわずかに支承線直角方向の相対変位も拘束すると考えられるが、ここでは κ が十分に小さいと想定し、支承線直角方向の剛性は 0 と仮定している。

いま、式(10)～式(13)によって得られる $M_{RI}, M_{RII}, M_{RIII}$ の大小関係を検討するために、 $R_A \equiv R_B \equiv R$ とおくと、

$$M_{RI} = Rl \cos \theta; \quad M_{RII} = 0;$$

$$M_{RIII} = Rl \sin \theta$$
(15)

本橋では斜角 $\theta = 50$ 度であるため、 $M_{RI} = 0.64 Rl$ 、 $M_{RII} = 0$ 、 $M_{RIII} = 0.76 Rl$ となる。実際には、必ずしも $R_A \approx R_B$ ではないため、式(15)の通りにはならないが、桁が回転してもタイプ I、III の落橋防止構造であれば桁の回転を止めることができるだけの回転モーメントが作用するが、タイプ II の落橋防止構造ではこれによる回転モーメントが小さいため、桁の回転を止める効果は小さいことがわかる。

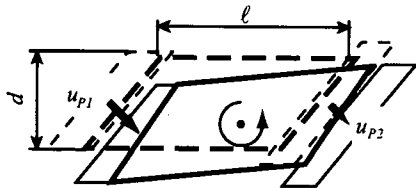


図-10 剛性の異なる下部構造物間の応答の違いによって生じる回転

(3) 下部構造の応答の差によって生じる桁の回転

斜橋が剛性の異なる橋脚や橋台によって支持されている場合には、両下部構造の応答変位の違いにより、斜橋には回転が生じる。すなわち、図-10 に示すように、隣接する2つの下部構造が弱軸方向、すなわち支承線直角方向にそれぞれ u_{P1} 、 u_{P2} の振動を生じるとし、桁は下部構造によって拘束されておらず、支承線方向に自由に振動できるとすると、桁と下部構造間に作用する摩擦力によって、桁には次式の回転が生じる。

$$\varphi = (u_{P1} - u_{P2}) \cos \theta / l \quad (16)$$

したがって、弱軸方向に生じる応答変位が隣接する2つの下部構造物間で異なれば、斜橋には回転が生じることになる。

4. タイプ I の落橋防止構造を設けた場合

(1) 主要時刻における桁の変形

斜橋が隣接桁や橋台と衝突し、さらに落橋防止構造の作用を受けるとどのように応答するかを、タイプ I の落橋防止構造を取り付け、ケーブル遊間 u_{RG} を 5cm とした場合を例にとって解析する。代表的な時刻における桁の動きを示した結果が図-11 である。ただしここでは、桁の幾何学的な寸法に比較して応答変位を 20 倍に拡大して示しているため、桁と橋台間や桁間の間隔は実際の値とは一致していない。図-11 によれば、桁には並進運動と同時に回転も生じており、これを時刻歴応答として示すと図-12～図-14 のようになる。図中の番号は図-11 に示した代表的な応答(1)～(11))である。これによれば、桁には以下の順番で回転が生じることがわかる。

(2) 桁1の応答

地震動が作用し始めると、図-11 に示すように桁1は橋台1側に並進振動し、1.99 秒(図-11 および図-12 の(1)点)において左端鈍角端が橋台1と衝突する。桁1の左端鈍角端側が橋台1と衝突したことは、図-12(1)(b)において左端鈍角端側の相対変位(桁1～橋台1間)が桁遊間 u_g

に達したこと、また、この結果、図-12(1)(a)において左端鈍角端側に衝突力が作用していることから明らかである。

桁1の左端鈍角端側と橋台1が衝突すると、図-8 のメカニズムにより、桁は反時計回りに回転し始め(図-12(3)参照)、桁が橋台1から離れる方向に運動する。図-12(1)(a)によれば左端鈍角端では 1.99 秒～2.13 秒の間衝突が継続し、最大衝突力は約 6MN である。桁1の重量は 13.55MN であるから、これは桁1の重量の 45% に相当する。

このような作用により、約 2.2 秒以後には、桁1は反時計回りの回転と同時に、図-12(1)(b)に示すように橋台1から遠ざかる方向に並進運動する。回転の影響で図-12(1)(a)に示すように、橋台1からの離隔がより速く進む左端鈍角端側では 2.28 秒(図-11 および図-12 の(6)点)から、左端鈍角端側では 2.34 秒(図-11 および図-12 の(7)点)から、それぞれ、2.39 秒、2.59 秒まで落橋防止構造が作動する。落橋防止構造に作用する最大水平力は、鋭角端側では 3.8MN、鈍角端側では 7.5MN である。このため、図-9(a)に示したメカニズムにより、図-11 および図-12(3)の(7)点に示すように桁の回転は反時計回りから時計回りに変化し始める。

なお、左端鈍角端側で落橋防止構造が作動した 2.34 秒にはこれと同時に、図-12(2)(a)の(7)点に示すように右端鋭角端側と桁2の左端鈍角端側との間の落橋防止構造が作動し約 2.3MN の引張力が作用する。さらに図-12(2)(a)に示すように 2.46 秒(図-11 および図-12 の(8)点)から 2.52 秒(図-11 および図-12 の(9)点)にかけて、右端鈍角端側が桁2の左端鋭角端側と衝突し、約 2.5 MN の衝突力が作用する。これらはともに図-12(3)に示すように桁の時計回りの回転を加速させ、これによりやがて 2.74 秒(図-11 の(11)点)において図-12(1)(a)に示すように左端鈍角端が橋台1と衝突し、最大 12MN(図-12(1)(a)の(11)点)の水平力が作用する。これにより、桁は、再び反時計回りの回転を生じるようになる。

(3) 桁3の応答

桁3においては、入力地震動が作用し始めると、まず橋脚4と橋台2の剛性の違いに伴って図-10 のメカニズムにより、時計まわりの回転が生じる。このため、図-13(2)(a)に示すように 2.03 秒(図-11 および図-13 の(2)点)から 2.18 秒にかけて主として右端鋭角端側で橋台2との間の落橋防止構造が作動し、最大 3.9MN の引張力が作用する。さらに、図-13(1)に示すように 2.19 秒(図-11 および図-13(1)の(4)点)において左端鈍角端側で桁2の右端鋭角端との間の落橋防止構造が作動し、最大 3.1MN の水平力が作用する。

これらにより図-13(3)に示すように時計回りの回転がさら

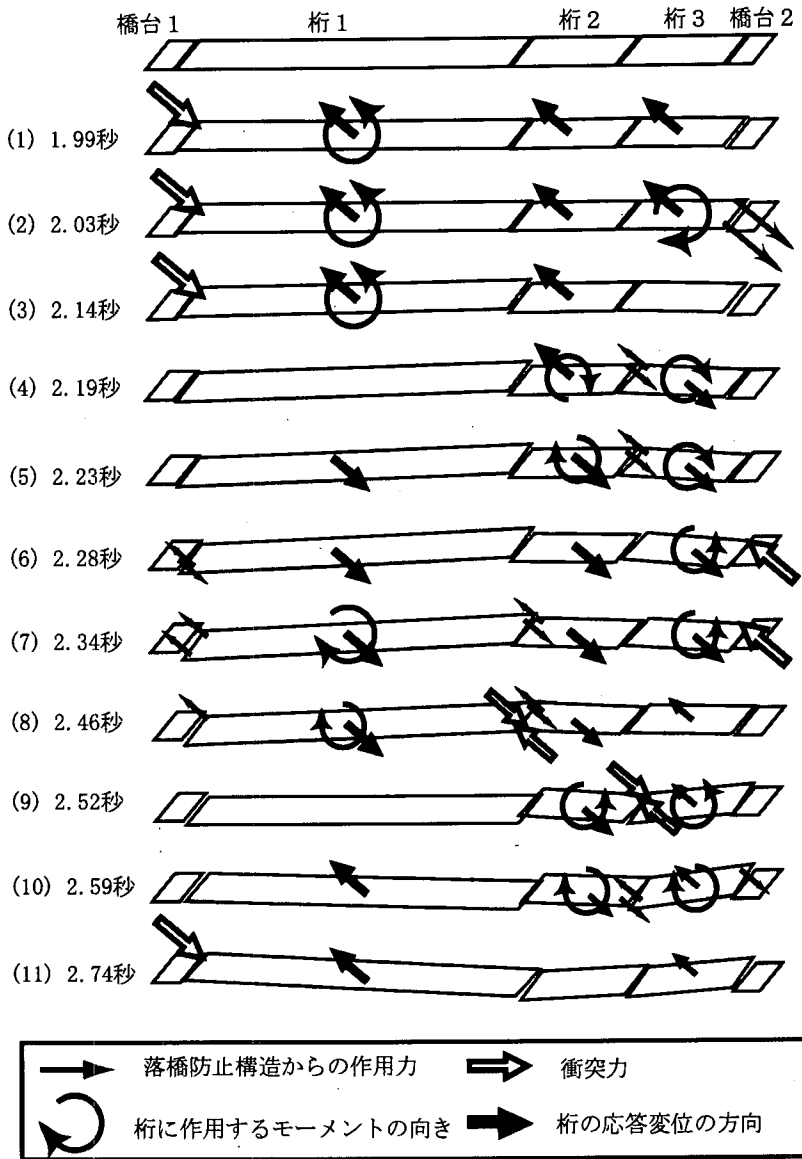


図-11 斜橋の応答(タイプIの落橋防止構造;ケーブル遊間が5cmの場合)

に加速され、図-13(2)(a)に示すように2.28秒(図-11および図-13(2)の(6)点)から2.34秒(図-11および図-13(2)の(7)点)まで右端鋭角端側において橋台2と衝突する。

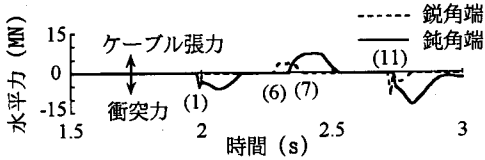
このため、反時計まわりの回転が生じ、図-13(1)(a)に示すように2.52秒(図-11および図-13の(9)点)において左端鈍角端側が桁2の右端鋭角端側に衝突する。しかし、これは桁3の応答にそれ程大きな影響は与えず、桁3はさらに反時計まわりに回転を続ける。図-13(2)(a)に示すように、2.59秒(図-11および図-13の(10)点)に至って、右端鋭角端側で橋台2との間の落橋防止構造が作動し、最大約2.7MNの引張力が作用すると図-13(3)に示すように

桁は再び回転の向きを時計まわりに変えていく。

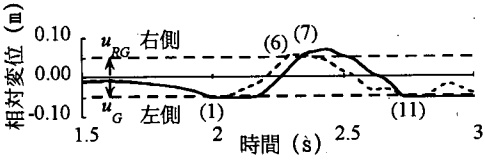
(4) 桁2の応答

桁2は両端が橋脚により支持されているため、図-10のメカニズムによる回転はほとんど生じず、図-14(2)(a)に示すように2.19秒(図-11および図-14の(4)点)に至って、桁3の時計まわりの回転に伴い、右端鋭角端と桁3の左端鈍角端の間の落橋防止構造が作動し、約3.1MNの水平力が作用する。

このため、図-14(3)に示すように桁2に時計回りの回転が生じ始め、図-14(1)(a)に示すように2.34秒(図-11および

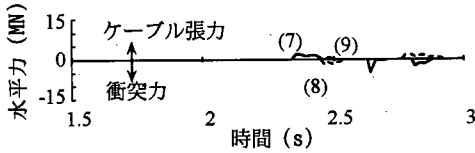


(a) 桁1～橋台1間の衝突力および落橋防止構造からの作用力

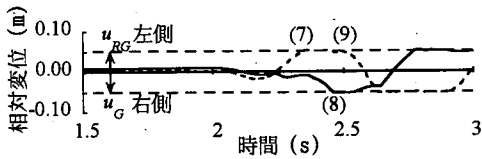


(b) 桁1～橋台1間の相対変位(支承線直角方向)

(1) 左端側

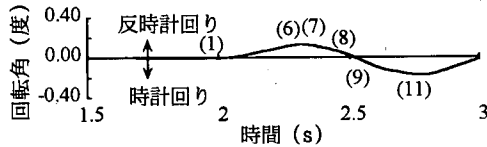


(a) 桁1～桁2間の衝突力および落橋防止構造からの作用力



(b) 桁1～桁2間の相対変位(支承線直角方向)

(2) 右端側

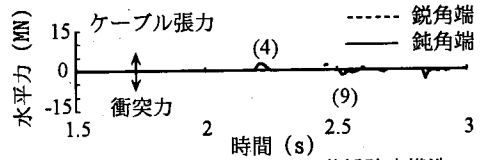


(3) 桁1の回転角

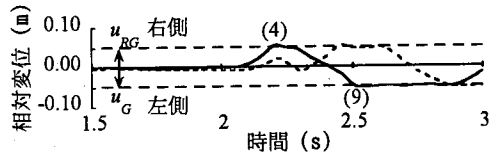
図-12 桁1に作用する衝突力および落橋防止構造の作用力とこれにより生じる桁1の応答(タイプIの落橋防止構造;ケーブル遊間5cmの場合)

び図-14の(7)点において左端鈍角端と桁1の右端鋭角端の間の落橋防止構造が作動し、約2.3MNの水平力が作用する。

このため、図-14(3)に示すように反時計回りの回転が減速しつつある2.46秒(図-11および図-14の(8)点)において図-14(1)(a)に示すように左端鋭角端が桁1の右端鈍角端と衝突(最大衝突力2.5MN)し、さらに、図-14(2)(a)に示すように2.52秒(図-11および図-14の(9)点)には右端鋭角端側において桁3の左端鈍角端と衝突(最大衝突力1.9MN)する。これらはいずれも、図-14(3)に示すように桁の反時計回りの回転を加速させる。

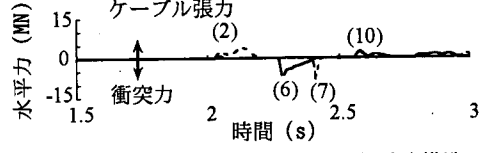


(a) 桁2～桁3間の衝突力および落橋防止構造からの作用力

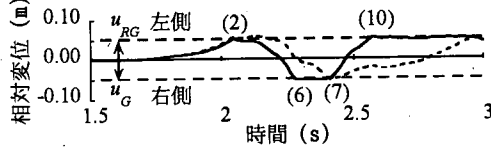


(b) 桁2～桁3間の相対変位(支承線直角方向)

(1) 左端側

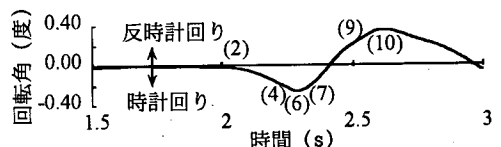


(a) 桁3～橋台2間の衝突力および落橋防止構造からの作用力



(b) 桁3～橋台2間の相対変位(支承線直角方向)

(2) 右端側

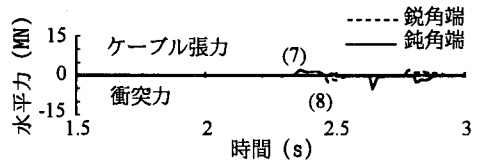


(3) 桁3の回転角

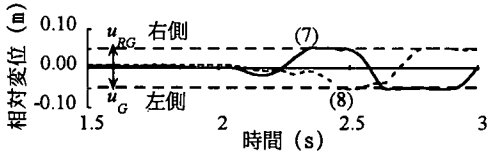
図-13 桁3に作用する衝突力および落橋防止構造の作用力とこれにより生じる桁3の応答(タイプIの落橋防止構造;ケーブル遊間5cmの場合)

(5) 橋全体系の応答

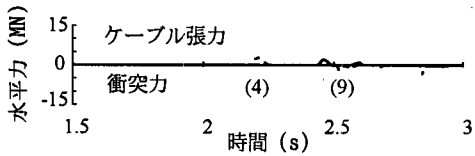
以上のような解析から求められた桁1, 2, 3の応答変位を図-15に示す。いずれの桁においても橋軸方向(X方向)の応答変位は同一桁の左端と右端とでは、ほとんど同じであり、最大応答は桁1, 2, 3に対してそれぞれ0.1, 0.2, 0.1m程度となっている。これに対して、橋軸直角方向(Y方向)の応答変位は左端と右端とでは大きく異なっている。これは、桁に回転が生じるためである。式(9)により回転角を求めると図-16のようになる。図中には後述するケーブル遊間が15cm, 30cmの場合の結果も比較のために示している。これによれば、ケーブル遊間が5cmの場合の最大回転角は、桁1, 2, 3に対してそれぞれ



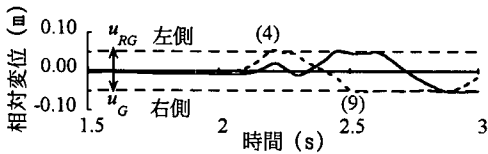
(a) 桁1～桁2間の衝突力および落橋防止構造からの作用力



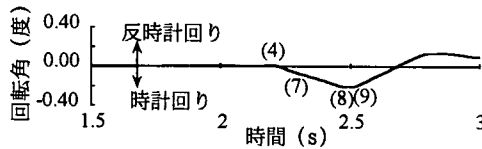
(b) 桁1～桁2間の相対変位(支承線直角方向)
(1)左端側



(a) 桁2～桁3間の衝突力および落橋防止構造からの作用力



(b) 桁2～桁3間の相対変位(支承線直角方向)
(2)右端側

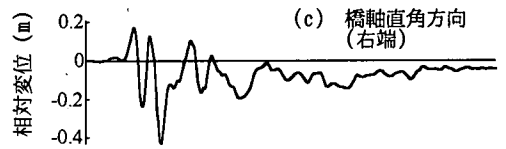
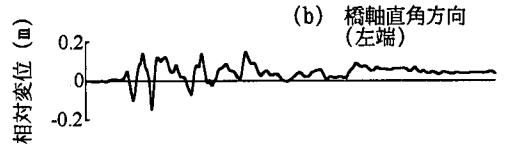
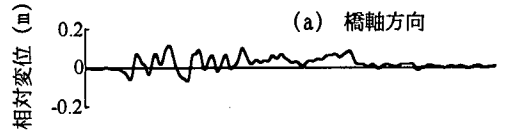


(3) 桁3の回転角

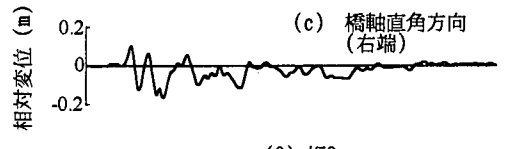
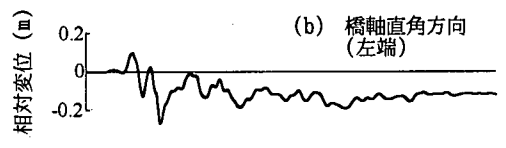
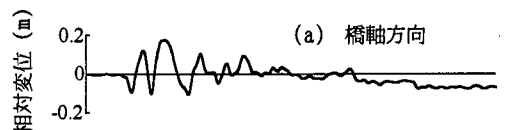
図-14 桁2に作用する衝突力および落橋防止構造の作用力とこれに生じる桁2の応答(タイプIの落橋防止構造;ケーブル遊間が5cmの場合)

れ-0.26, 0.24, 0.52度である。

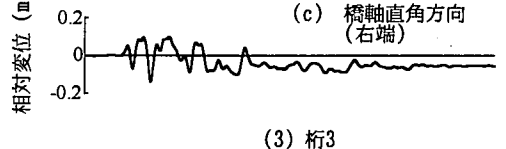
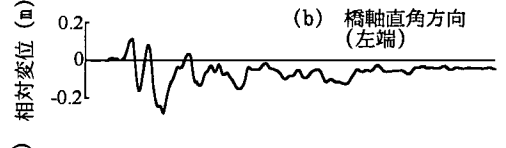
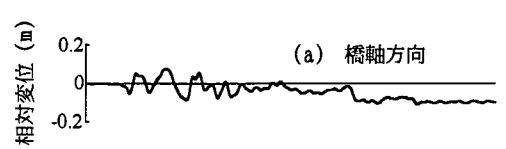
図-17はケーブル張力と衝突力をB端側について示したものである。図中の圧縮側(負側)は衝突力を、また引張側(正側)は落橋防止構造による引張力を表している。衝突力と落橋防止構造の作用力は時間的に交互に生じており、ここには示さないがA端側ではB端側とは同一ではない。衝突力の最大値は橋台1～桁1間が大きく、12MN程度である。これは、桁1が3径間連続であり、慣性力が大きいことによるためである。桁2～桁3間ではこれよりも小さく9.0MN程度である。桁1, 桁2の重量は、それぞれ13.55MN, 4.52MNであるから、橋台1～桁1間の



(1) 桁1

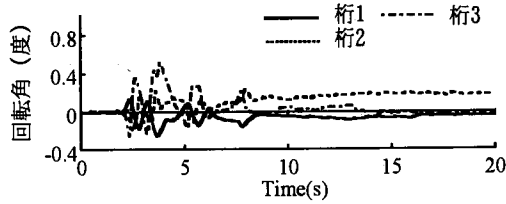


(2) 桁2

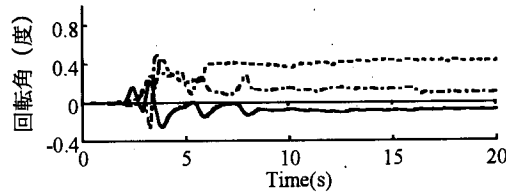


(3) 桁3

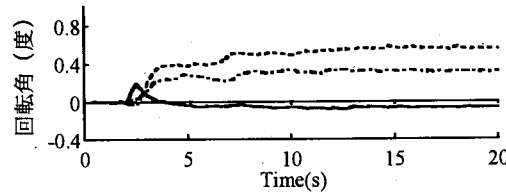
図-15 橋脚および橋台天端に対する相対変位(タイプIの落橋防止構造;ケーブル遊間5cmの場合)



(a) 遊間 5 cm の場合



(b) 遊間 15 cm の場合



(c) 遊間 30 cm の場合

図-16 3連の桁に生じる回転角の時刻歴応答 (タイプ I の落橋防止構造を取り付けた場合)

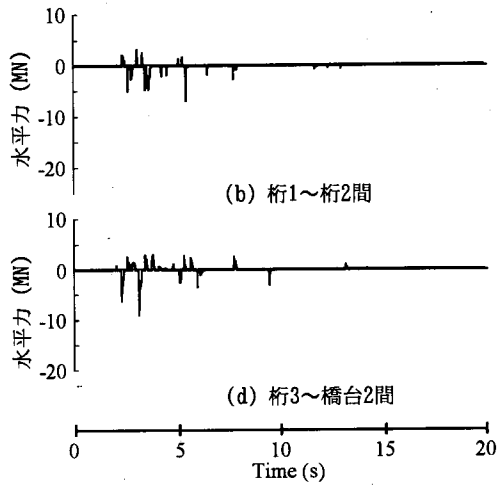
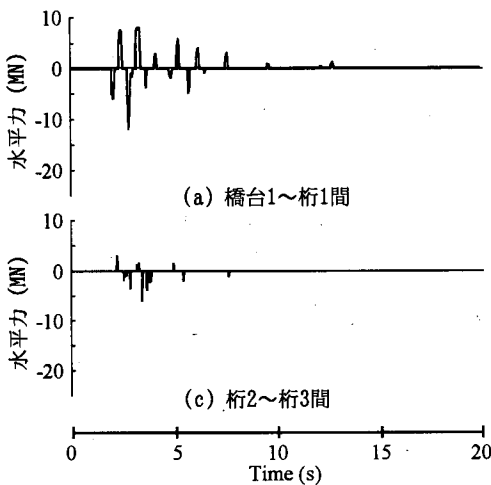


図-17 各構造間の落橋防止構造の作用力および衝突力 (タイプ I 落橋防止構造; ケーブル遊間 5cm の場合; B 端)

衝突力の約 12MN は、桁1, 桁2の自重のそれぞれ 0.89 倍, 2.65 倍に相当することになる。

一方、落橋防止構造に作用する引張力は、桁1～橋台1間の B 端側(鈍角端側)で一番大きく 8.1MN である。これは、上述したように桁1の慣性力が大きいためである。図-17には示さなかったが、桁1～橋台1間、桁1～桁2間の A 端側でもそれぞれ 6.8MN, 5.5MN の引張力が生じている。しかし、これらを除けば、桁1～桁2間、桁2～桁3間、桁3～橋台2間ではいずれも 3MN 程度と引張力は小

さい。また落橋防止構造が作動する回数は箇所により異なるが、8～11 回と決して多くはない。

図-18 は、落橋防止構造の作用力の履歴を B 端側について示したものである。桁1～橋台1間では相対変位が引張側に 11cm に達し、ケーブルの第2降伏点に相当する変位 $u_2 = 3\text{cm}$ に桁遊間 u_{RG} を加えた変位(8cm)を超えているため、接線剛性が 0 となる領域に達している。その他の落橋防止構造では、ケーブルはいずれも第1降伏点

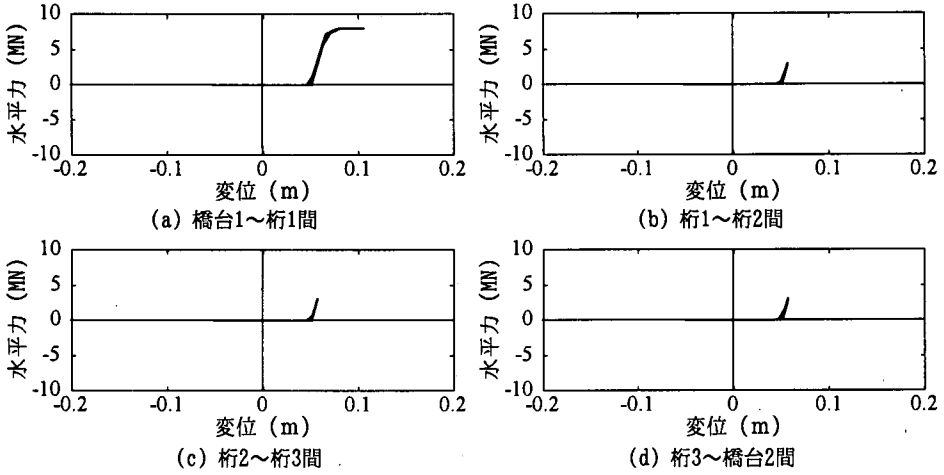


図-18 各構造間に設置された落橋防止構造に作用する水平力の履歴 (タイプ I 落橋防止構造; ケーブル遊間 5cm の場合)

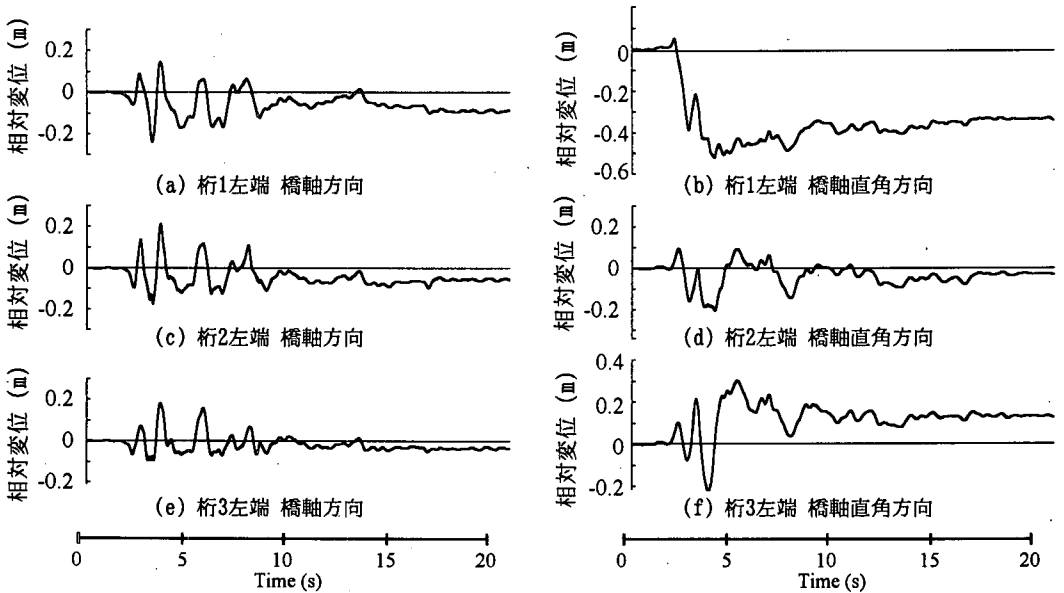


図-19 橋脚および橋台天端に対する桁の相対変位 (タイプ II の落橋防止構造; ケーブル遊間 5cm の場合)

に達していない。

5. タイプ II の落橋防止構造を設けた場合

ケーブル遊間が 5cm の場合を例に、タイプ II の落橋防止構造を用いた場合に、桁に生じる応答変位を示すと図-19 のようになる。橋軸方向の応答変位に関してはタイプ I の落橋防止構造を用いた場合とそれ程変わらない。しかし、橋軸直角方向には、タイプ I の落橋防止構造を使

用した場合と比較してタイプ II の落橋防止構造を使用した場合には、桁 1 や桁 3 の左端においてそれぞれ 50cm、30cm もの大きな応答変位が生じる。なお、ここには示していないが、桁 3 の右端でも 40cm の応答変位が生じており、図-15 に示したタイプ I の落橋防止構造を使用した場合の応答とかなり異なる。これは、桁に生じる回転角とその向きが異なるためであり、前述したようにタイプ I の落橋防止構造を用いた場合には -0.2 度(桁 1) ~ 0.6 度(桁 3)程度の回転角が正負両側に生じる(図-16 参照)のに対して、タイプ II の落橋防止構造を用いた場合には、図-20 に示すように 0.2 度(桁 1) ~ 0.8 度(桁 3)程度の回転角が正側

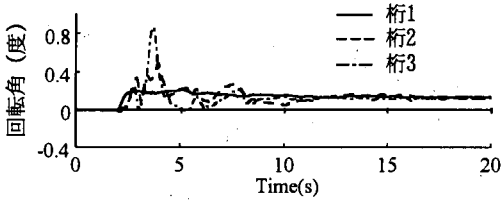
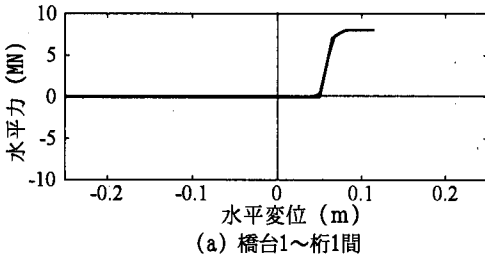
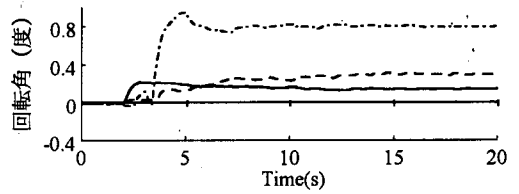
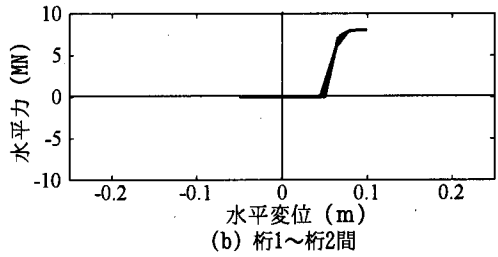


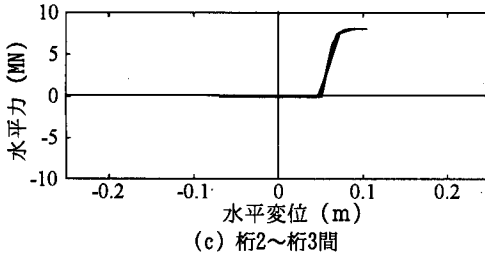
図-20 3連の桁に生じる回転角の時刻歴応答 (タイプIIの落橋防止構造を取り付けた場合)



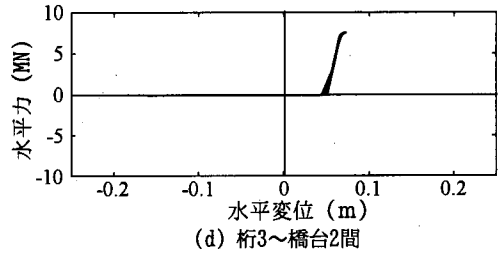
(a) 橋台1～桁1間



(b) 桁1～桁2間



(c) 桁2～桁3間



(d) 桁3～橋台2間

図-21 各構造間に設置された落橋防止構造に作用する水平力の履歴 (タイプII落橋防止構造;ケーブル遊間5cmの場合)

(反時計回り)にしか生じない。なお、図-20には後述するケーブル遊間が15cmの場合の結果も比較のために示している。

タイプIIの落橋防止構造を用いた場合には、正側にしか桁が回転しないのは、式(11)による落橋防止構造からの作用力により桁の重心回りに作用するモーメント M_{RII} が、式(10)によるタイプIの落橋防止構造を用いた場合のモーメント M_{RI} よりも小さいためである。このため、図-9に示したメカニズムにより反時計回りの回転が生じた場合に、タイプIの落橋防止構造を用いた場合にはこれとは反対方向に桁の回転方向を変えることができるのに対して、タイプIIの落橋防止構造を用いた場合には、こうしたことができないため、一方向(反時計回り)に桁の回転が生じる。

一方、落橋防止構造の作用力の履歴特性を比較すると、前述したようにタイプIの場合には桁1の左端鈍角端でしか降伏しない(図-18参照)のに対して、図-21に示すようにタイプIIの落橋防止構造を使用した場合にはすべての箇所においてケーブルが降伏する。これは、上述した M_{RI} 、 M_{RII} の大きさの違いから明らかなように、桁の回転を抑制するためのケーブルの効き方が異なるためである。

代表的な時刻における桁の応答変位を示した結果が

図-22である。図中には、比較のため前述したタイプIと後述するタイプIIIの落橋防止構造を設置した場合の結果も示している。これは桁の応答変位を大きく拡大して示したものであり、応答変位と桁の寸法との比は実際の値とは一致していない。これによればタイプIの落橋防止構造を用いると、橋脚3の位置で橋軸直角方向の変位が大きくなる際には、各桁がそれぞれ回転して弧状に変形するのに対して、タイプIIの落橋防止構造をみると、それぞれの桁が反時計回りに回転する。これを、図-11と同様に模式的に表すと図-23のようになる。ここにも、後述するタイプIIIの落橋防止構造を用いた場合の結果も示している。

6. タイプIIIの落橋防止構造を用いた場合

桁遊間が5cmの場合を例にとると、タイプIIIの落橋防止構造を取り付けた場合に桁に生じる応答変位は図-24のようになる。桁1、桁2、桁3の橋軸方向の最大応答変位は、タイプIの落橋防止構造を用いた場合にはそれぞれ11.7cm、17.9cm、-11.0cm(図-15参照)であるのに対して、タイプIIの落橋防止構造を用いた場合には-23.7cm、21.4cm、18.1cm(図-19参照)、タイプIIIの落橋防止構造

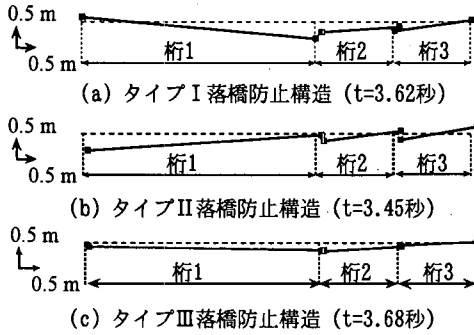


図-22 代表的な時刻における各桁の応答変位

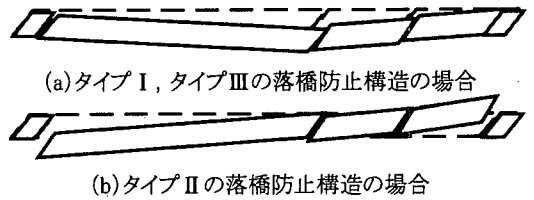


図-23 落橋防止構造を設置した場合の斜橋の変形

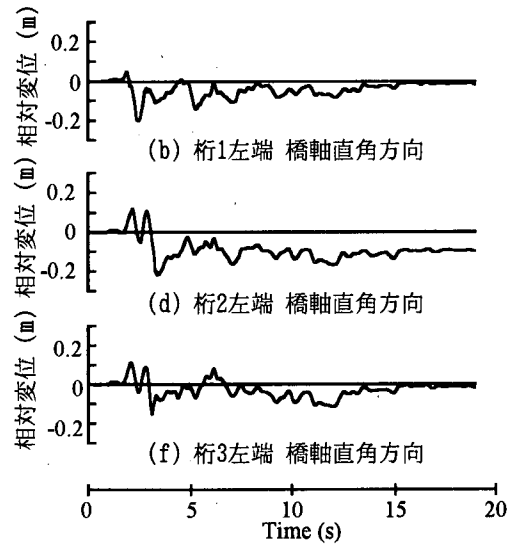
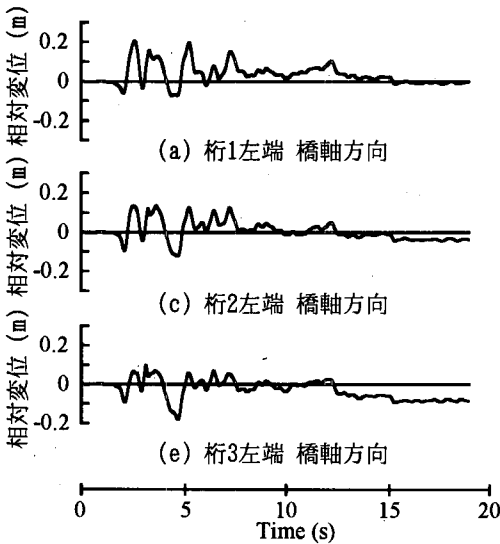


図-24 橋脚および橋台天端に対する桁の相対変位 (タイプⅢの落橋防止構造;ケーブル遊間5cmの場合)

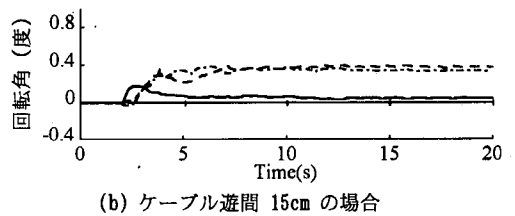
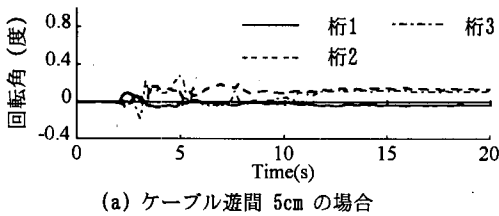


図-25 3連の桁に生じる回転角の時刻歴応答 (タイプⅢの落橋防止構造を取り付けた場合)

を用いた場合には、20.9cm, 13.8cm, -18.1cm となり、タイプⅡやタイプⅢを用いた場合の方がタイプⅠを用いた場合よりも大きくなっている。

これに対して、桁1, 2, 3の左端における橋軸直角方向の桁の変位をみると、タイプⅠの落橋防止構造を用いた場合にはそれぞれ-15.1cm, -26.7cm, -28.1cm であるのに対して、タイプⅡの落橋防止構造を用いた場合には-52.0cm, -20.4cm, 30.4cm, タイプⅢの落橋防止構造を用いた場合には-20.1cm, -21.8cm, -15.2cm と全体と

してタイプⅢの方がタイプⅠやタイプⅡよりも小さくなっている。これは、タイプⅢの落橋防止構造が桁端における支承線方向の変位を拘束するのに有効であるのに対して、支承線直角方向の変位は拘束しないためである。

したがって、桁の回転応答を比較すると、タイプⅠ(図-16参照)の場合には主要動付近の回転応答が-0.2~0.6度程度であるのに対して、タイプⅢの場合には図-25に示すように、回転応答は-0.2~0.2度と小さい。

落橋防止構造に作用する水平力の履歴力は図-26に

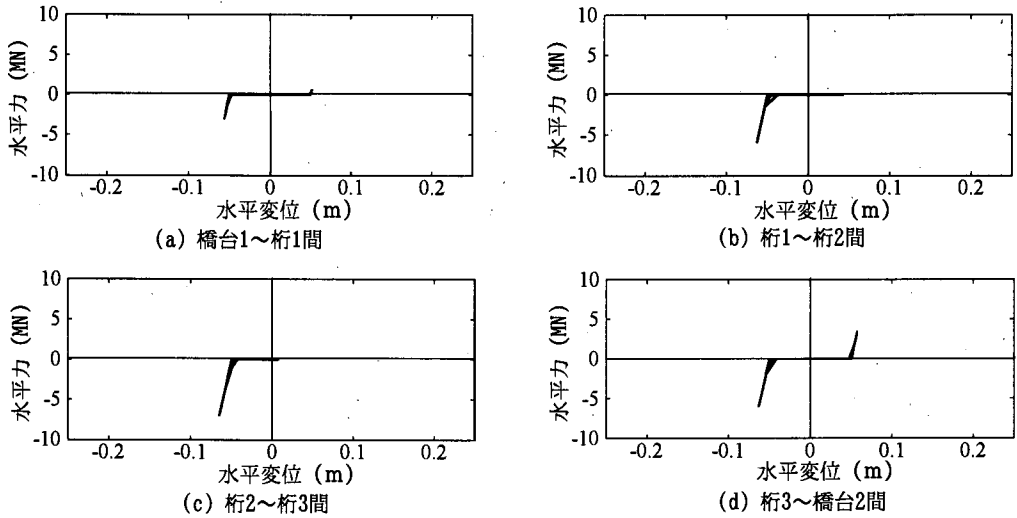


図-26 各構造間に設置された落橋防止構造に作用する水平力の履歴 (タイプⅢ落橋防止構造; ケーブル遊間5cmの場合)

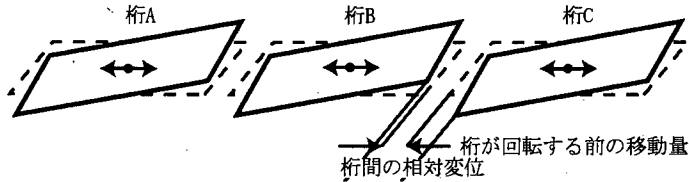


図-27 桁の回転と桁の可能移動量の関係

示すとおりである。ここでは、図-6(b)に示したように、桁の両側にそれぞれ1組ずつ、クロスに配置した落橋防止構造を合わせた履歴特性を示している。タイプⅢの落橋防止構造を用いた場合には、タイプⅠの落橋防止構造を用いた場合よりもケーブル張力が小さいが、この理由は以下の通りである。

(1)タイプⅠの落橋防止構造では、同じ桁端でもA端側とB端側とは落橋防止構造の作用力の大きさやその作用時間が大きく異なっているのに対して、タイプⅢの場合には、A端側とB端側の落橋防止構造がほぼ同時に作用し、その大きさもほぼ等しい。したがって、タイプⅢの場合には小さなケーブル引張力でも効果的に桁の回転を抑えることができる。

(2)タイプⅠの落橋防止構造は、支承線直角方向に桁が離れて行く場合にしか変位を拘束しないのに対して、図-23に示すようにタイプⅢの落橋防止構造は支承線方向の正、負いずれの方向にも機能する。

前出の図-22にはある時刻に生じる桁の応答変位の分布を示している。タイプⅠやタイプⅡの落橋防止構造を設けた場合の結果と比較すると、タイプⅢの落橋防止構造を設けた場合にはタイプⅠと似た特徴を示している。

タイプⅢの落橋防止構造は支承線方向にしか桁間や桁~橋台間の相対変位を拘束しないにもかかわらず、上述したように橋軸方向にそれ程大きな桁の変位が生じない。この理由は、図-27に示すように、斜橋では桁が回転しなければ、桁の両側に設けた桁遊間以上には桁は橋軸方向に振動できないためである。ただし、隣接桁が同じ向きに回転すれば、当初の桁遊間以上に桁は橋軸方向に大きく振動できるため注意が必要である。

7. ケーブル遊間 u_{RG} を大きくした場合の影響

以上に示した結果は、いずれもケーブル遊間 u_{RG} を5cmとした場合であるが、ケーブル遊間 u_{RG} をこれよりも大きくした場合の解析結果を示す。図-28は、タイプⅠの落橋防止構造を用いケーブル遊間を15cmとした場合の桁の応答を示したものである。これによれば、桁の応答変位は図-15に示したケーブル遊間を5cmとした場合よりも大きくなっている。衝突力、落橋防止構造の作用力(B端側)は図-29の通りであり、落橋防止構造の履歴(B端側)を示すと図-30の通りである。ケーブル遊間 u_{RG}

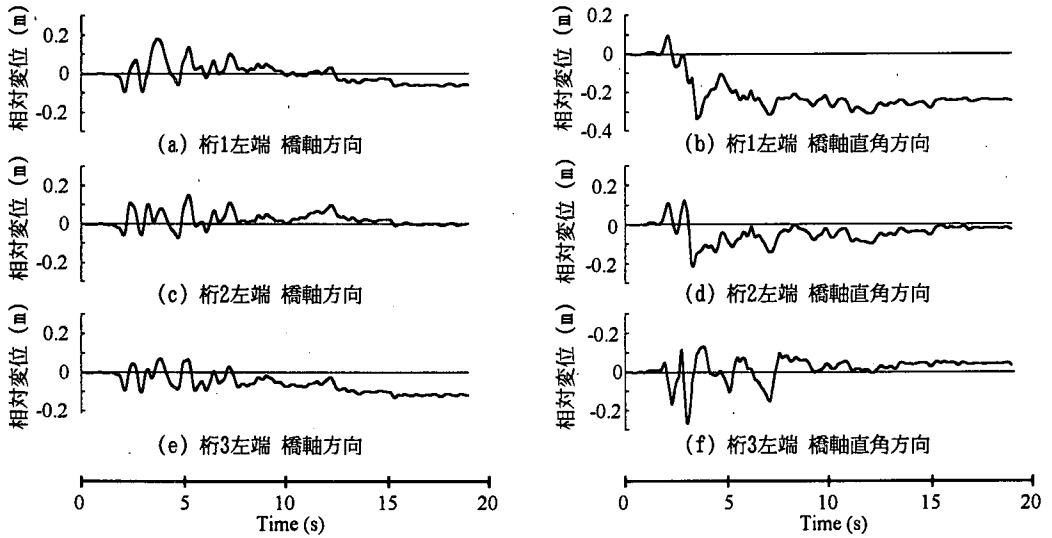


図-28 橋脚および橋台先端に対する相対変位(タイプ I の落橋防止構造;ケーブル遊間 15cm の場合)

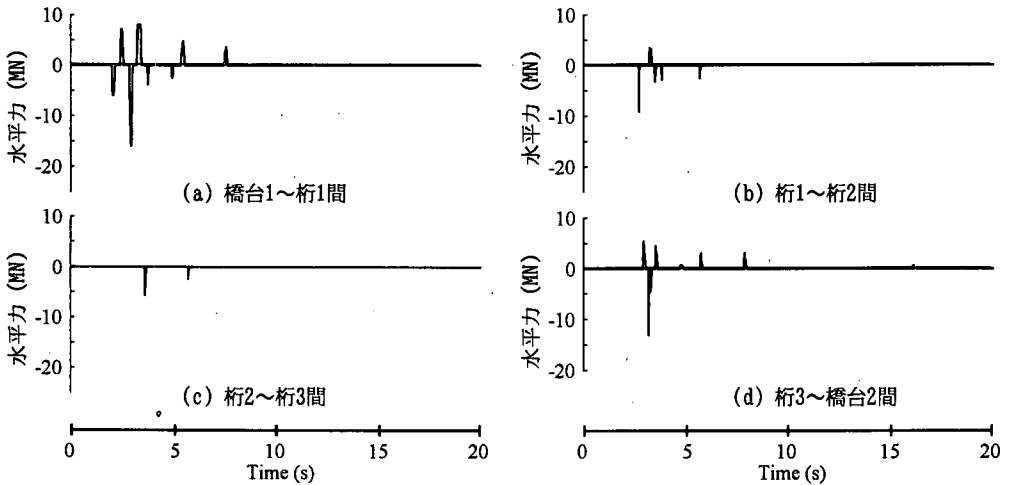


図-29 各構造間の落橋防止構造の作用力および衝突力 (タイプ I 落橋防止構造;ケーブル遊間 15cm の場合;B 端)

が 5cm の場合 (図-17, 18 参照) と比較すると, 落橋防止構造の衝突回数が少なくなっているが, 衝突力は大きくなっている個所がある。ただし, 落橋防止構造の作用力は $u_{RG} = 5\text{ cm}$ の場合とあまり変わらない。

図-31 は, タイプ III の落橋防止構造を用いケーブル遊間を 15cm とした場合の桁の応答変位である。図-24 に示したケーブル遊間 u_{RG} を 5cm とした場合に比較して, ケーブル遊間 u_{RG} を大きくすると桁の応答変位が大きくなるのは上述したタイプ I の落橋防止構造を用いた場合と同じである。図-32 は, ケーブル遊間 u_{RG} を 15cm に増加させた場合の桁端 (B 端側) に作用する衝突力および落橋防止構造の作用力とその履歴を示したものである。反時計まわりの回転を抑える方向にしか落橋防止構造には

力は作用しない。落橋防止構造の作用回数が減少し, 作用力も小さくなるのは, タイプ I の場合と同様である。

8. 結論

橋台や桁間との衝突に伴う回転を含む特異な振動応答を示す斜橋を対象として, ケーブル方式の落橋防止構造の設置方法がそこに作用する引張力や桁の回転の抑制効果に与える影響に着目して検討した。解析対象は, 3 径間 1 連と単純橋 2 連が連続した斜橋である。解析ケースや入力地震動が限られており, 一般的な結論を出すには至っていないが, 本解析を通してケーブル式落橋防止構造の有効性に関して多数の知見が得られた。主要な結

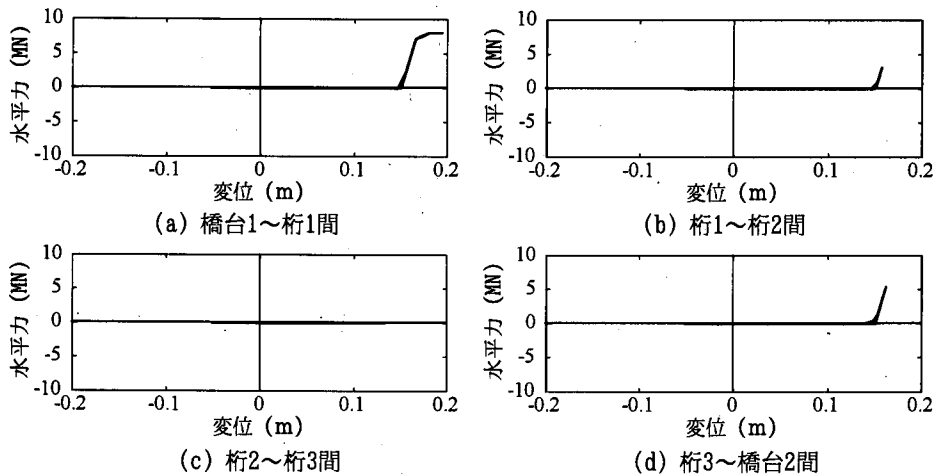


図-30 各構造間に設置された落橋防止構造に作用する水平力の履歴(タイプI落橋防止構造;ケーブル遊間15cmの場合)

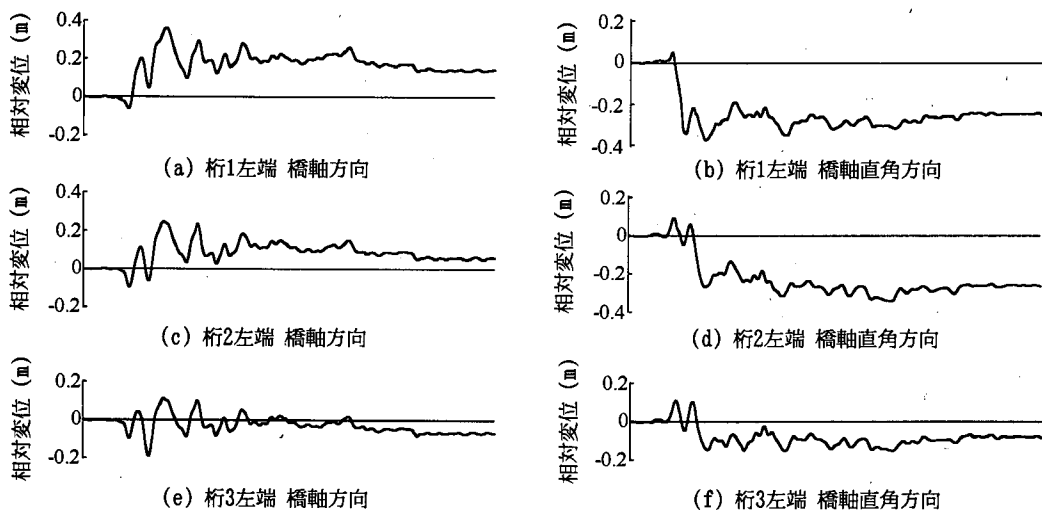


図-31 橋脚および橋台天端に対する桁の相対変位 (タイプIIIの落橋防止構造;ケーブル遊間15cmの場合)

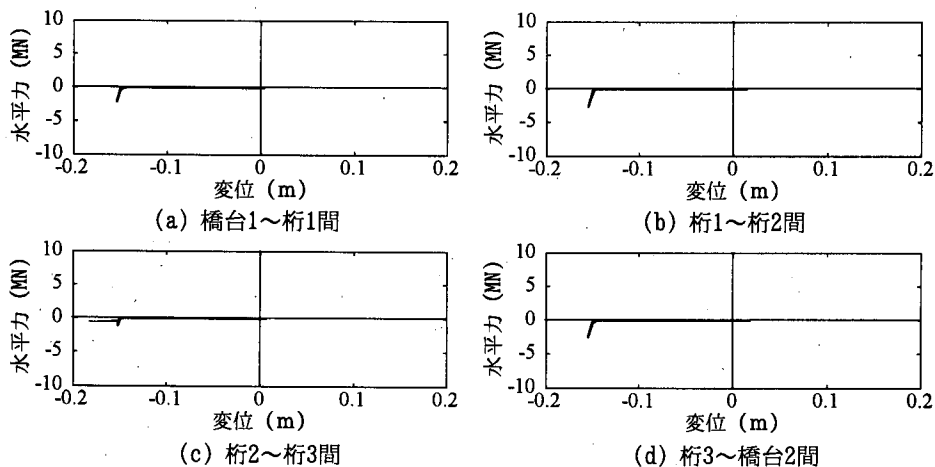


図-32 各構造間に設置された落橋防止構造に作用する水平力の履歴(タイプIII落橋防止構造;ケーブル遊間15cmの場合)

論を示すと以下ようになる。

(1) タイプⅠの落橋防止構造は、橋台や隣接桁との衝突によって反時計まわりの回転が生じても、これを時計まわりの回転に変えるだけの大きな引張力を与えることができるため、桁の回転を抑止するのに有効である。

(2) タイプⅡの落橋防止構造では、これにより与えら桁の重心点まわりのモーメントがタイプⅠやタイプⅢの落橋防止構造よりも小さいために、橋台や隣接桁との衝突が起こると各桁は反時計まわりにばかり回転するようになり、この結果、タイプⅠやタイプⅢの落橋防止構造を用いた場合に比較して支承線直角方向、支承線方向ともに大きな桁間相対変位が生じる。

(3) タイプⅢの落橋防止構造を用いると、タイプⅠよりもさらに効果的に桁の回転を抑止することができる。これはタイプⅢの落橋防止構造が支承線方向の正負いずれの方向の相対変位にも抵抗するためである。この結果、タイプⅢの落橋防止構造はタイプⅠの落橋防止構造よりも支承線方向の変位を小さく拘束できるが、支承線直角方向の変位は直接拘束されていないため多少大きくなる。

(4) タイプⅢの落橋防止構造を用いても、タイプⅠと比較して橋軸、橋軸直角方向ともにそれ程大きな応答変位を生じない。これは、支承線方向の変位を落橋防止構造によって抑止し、桁の回転が生じなければ結果として支承線直角方向の変位も生じないためである。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会:兵庫県南部地震における道路橋の震災に関する調査報告書, 建設省, 1995.
- 2) 川島一彦, 関千秋, 梶田建夫, 成岡昌夫:点支持された斜橋の有限要素法による解析, 土木学会論文報告集, No. 184, 33-39, 1970.
- 3) Liu, W. D., Ricles, J. M., Imbsen, R. A., Priestley, M. J. N., Seible, F., Nobari, F.S. and Yang, R.: Response of a Major Highway Bridge during the Whittier Earthquake, *Proc. 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, U.S.A., 1990.
- 4) Chen, M. C. and Penzien, J.: Analytical Investigations of Seismic Response of Short, Single or Multiple-Span Highway Bridges, *Report No. UCB/EERC-75/4, Earthquake Engineering Research Center, University of California,*

Berkeley, 1975.

- 5) 大塚久哲, 神田昌幸, 鈴木基行, 川神雅秀:斜橋の水平地震動による回転挙動解析, 土木学会論文集, No.5701/I-40, 315-324, 1997.
- 6) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, 1996, 川島一彦 監訳:道路橋の耐震設計と耐震補強, 技報堂, 1998.
- 7) 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, 43A, 781-791, 1997.
- 8) 中島章典, 庄司泰哲, 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応答性状について, 1回地震保有耐力法に基づく耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 207-210, 1998.
- 9) 川島一彦, 大志万和也, 長谷川金二, 運上茂樹, 桶田窓一, 前原康夫:道路橋の耐震設計計算例, 山海堂, 1992.
- 10) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, 1996.
- 11) Kawashima, K. and Penzien, J.: Correlative Investigation on Theoretical and Experimental Dynamic Behavior of a Model Bridge Structure, *Report No. UCB/EERC-76/26, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, U.S.A.*, 1976.
- 12) Kawashima, K. and Penzien, J.: Theoretical and Experimental Dynamic Behavior of a Curved Model Bridge Structure, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 7, 129-145, 1979.
- 13) 川島一彦: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, 123-126, 1981.
- 14) 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/I-55, 125-139, 2001.
- 15) 日本道路協会:道路橋支承便覧, 1991.
- 16) 渡邊学歩, 川島一彦:斜橋に対するケーブル式落橋防止構造の有効性, 第1回地震保有耐力法に基づく耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, 215-218, 1998.

(2000.3.7 受付)

EFFECTIVENESS OF CABLE-RESTRAINER FOR MITIGATING ROTATION OF A SKEWED BRIDGE SUBJECTED TO STRONG GROUND SHAKING

Kazuhiko KAWASHIMA and Gakuho WATANABE

This paper presents an analysis of rotation of a skewed bridge subjected to a strong ground motion, with an emphasis on the effect of cable restrainers and poundings. The bridge analyzed was of three bridges consisting of a three-span continuous bridge and two single-span bridges. The bridge was analyzed including the effect of the poundings among the decks and the abutments, as well as the cable restrainers. It was found that there are three mechanisms that induce rotation in the skewed bridges; pounding force applied at the end of the decks, forced induced by cable restrainers, and different response of substructures. Contribution of those effects is presented in several numerical analyses. It was found from the analyses that the cable restrainer provided parallel to the weak axis of the piers and abutments is effective in preventing the rotation of the skewed bridge.