落橋防止構造を有する斜角格子高架橋の地震応答性状

Seismic Behavior of Skew Grillage Girder Viaducts with Unseating Prevention Cable Restrainers

北海道大学大学院工学研究科　F会員　林川　俊郎（Toshiro Hayashikawa）
北海道大学大学院工学研究科　正員　松本　高志（Takashi Matsumoto）
北海道大学工学部　○学生員　梁　子豊(Zifeng LIANG)
北海道大学大学院工学研究科　学生員　カルロス メンデス(Carlos Mendez)

1.　はじめに

兵庫県南部地震による高架橋の被害経験を踏まえ、道路橋示方書の改訂では、落橋防止構造の機能を明確化が図られるとともに、その設計方法も見直された。東海地震や東南海地震等、今後発生する可能性が高い巨大地震を想定し、レベル２地震動に対する高架橋の安全性を確保する必要がある1)、2)。高架橋は３次元的な広がりを有する構造であるため地震時の挙動が非常に複雑で斜橋は桁の回転挙動と支承の損傷で直橋より落橋しやすい特性がある。たとえば、Chen ら3)は斜橋と橋台との衝突の影響を検討した。大塚らは4)、斜橋の幾何形状をもとに非線形動的解析にもとづいて斜橋の水平地震度による回転挙動を明らかにした。川島ら 5)は斜橋における落橋防止構造の有効性を考察した。

本研究はレベル２地震動を受ける斜角格子高架橋の落橋を防止するために落橋防止構造の有効性と斜角による影響を検討する。

2.解析モデル

本研究は斜角格子高架橋全体構造の動的非線形挙動を明らかにすることを目的としているために、上部構造、支承、橋脚及び落橋防止構造の動的相互作用を考慮できる基本的な解析モデルとして２径間斜角格子桁高架橋を対象とした。図-1 に示すように橋長 70m、桁 S1 と桁 S2 はそれぞれ 40m、30m とする。支承は左から B1 支承線(固定)、B2 支承線(可動)、B3 支承線(固定)、B4 支承線(可動)と呼ぶ。橋脚は左から P1 橋脚、P2 橋脚、P3 橋脚と呼ぶこととし、橋脚の高さはすべて 20m と設定した。橋軸方向は図の x 方向、橋軸直角方向は図の y 方向と設定する。斜角角度の影響を調べるために θ を 30°、45°、60°、75° と 90° の５通りで検討する。

2.1 上部構造と橋脚

上部構造はＩ型断面の３主桁形式(主桁間隔 2.1m、対傾構間隔 5m) である。解析に際してはこれを断面２次モーメントと総重量が等価な鋼断面に換算し、そりねじれの影響を受けないものとした。各橋脚は高さ 20 mの正方形箱型断面を有する等断面鋼製橋脚とした。

2.2 支承条件

支承を鋼製支承とする。鋼製支承モデルは図-2 に示すように、固定支承のばね係数 k は 1000MN/m とした、ローラー支承のばね係数 k1 は支点反力による摩擦力が最大摩擦力以下の状態の剛性であり、50MN/m とした。K2 は、支承部に作用する水平力が最大摩擦より大きくなって、支承が滑る状態を表す剛性であり、0.01MN/m とした。K3 は、 支承の変位が移動制限量に到達した後に、上部構造が橋脚と一体化となることを表す剛性であり 1000MN/m と仮定した。

2.3 伸縮装置と落橋防止構造

伸縮装置は、橋の温度変化、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮、地震荷重などによる桁端の伸縮、回転変位に対して、車両などが橋梁上を支障なく走行できるようにするための装置をいう。地震の時、桁間における衝突は衝突ばねによってモデル化することでばね係数は 1000MN/m とした。桁の遊間量は 0.125m と設定した。落橋防止構造(PC ケーブル)桁端部において橋軸方向に対して設けている。ケーブルの遊びは 0.03 m とする。落橋防止構造(PC ケーブル)のモデルと諸元は図-3 と表-1 に示す。弾性範囲内のばね係数は k1、降伏時のばね係数は k2(k2=0.05*k1)である。降伏力は F1 で極限力は F2 である。

3.解析方法

本研究では、まず弾塑性有限変位動的応答解析法を採用した。Newmark β 法 (β =0.25) および修正 Newton-Raphson 法を併用し、平面骨組のための有限変位的応答解析法を３次元立体骨組構造に拡張したものである 6)、7)。本研究では鋼製橋脚を有する２径間斜角高架橋を対象とし、上部構造および橋脚をはり柱要素にモデル化する。116 要素に分割し、それぞれの要素を断面方向に 20 分割、部材軸方向５分割するファイバー要素を用いる。また使用する鋼材の応力―ひずみ関係をバイリニア型にモデル化し、降伏応力 235MPa、弾性係数 200GP、塑性域のひずみ硬化を 0.01 とする。構造減衰は質量比例型を仮定し、1 次の水平固有振動モードに対する減衰定数 h=5%を基準とする。入力地震波は兵庫県南部地震の JR 鷹取駅(Ⅱ種地盤)記録と兵庫県南部地震の神戸海洋気象台(Ⅰ種地盤)記録の３成分を用い、これを橋脚基部の水平２方向、上下方向に

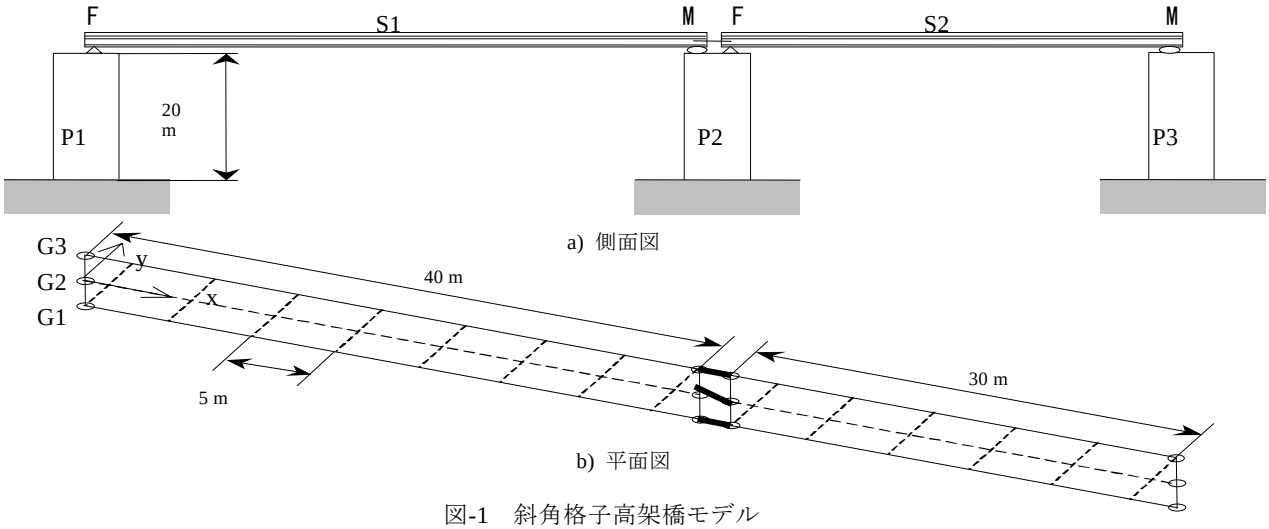


図-1　斜角格子高架橋モデル

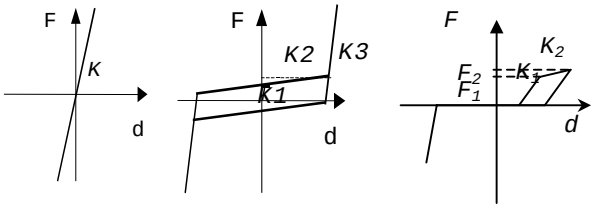
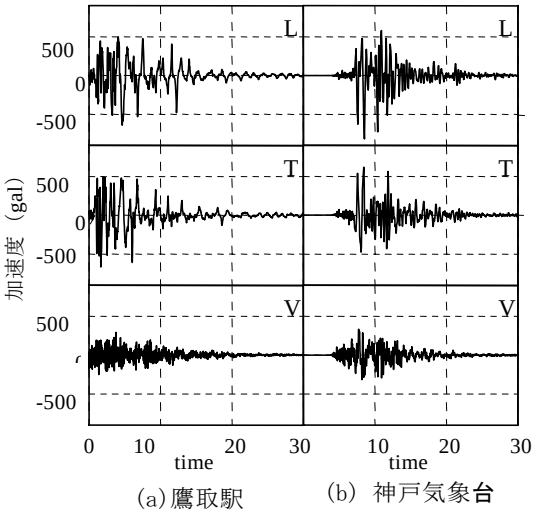


図-2 固定支承と可動支承　　図-3 落橋防止構造

表-1　落橋防止構造の諸元

ヤング係数 (MN/m^2)	200
断面積*10^{-3} (m^2)	1.765
長さ(m)	1.730
ばね係数 K1(MN/m)	204.058
ばね係数 K2(MN/m)	10.203
降伏力(MN)	2.584
極限力(MN)	3.040

に作用させて高架橋全体系の地震応答解析を行った。入力地震波は図-4 に示す。



(a)鷹取駅　　(b) 神戸気象台

図-4 入力地震波

4. 解析結果

4.1 桁間相対変位

巨大地震時、橋梁の桁間部では大きな相対変位が生じる。ある範囲を超えると、車が通行できない状態となり、橋梁の使用性能が失うことになる。相対変位が生じる原因はローラー支承の最終位置と橋脚の傾きと考えられる。斜角を有する高架橋の橋軸方向の桁間最大相対変位を図-5 に示す。鷹取駅の場合では、PC ケーブルなし(ばね係数は 0)のとき直橋より斜橋の桁間相対変位がやや小さいことが分かる。斜橋の斜角が小さいほど桁間最大相対変位が大きくなる。斜角が 30° の桁間最大相対変位はもっとも大きいことが分かる。それに対して、 落橋防止構造 (PC ケーブル) ありの場合では、桁間最大相対変位の値が明らかに減じられることが分かる。落橋防止構造なしの状態より落橋防止構造付きの桁間最大相対変位が 3、4cm 程度減少する。落橋防止構造 (PC ケーブル) ある場合では、斜角の影響が小さく桁間最大相対変位がほとんど同じ値を取る。神戸気象台の場合では、落橋防止構造なしの状態より落橋防止構造付きの桁間最大相対変位が 5cm 程度減少斜角が 30° の桁間最大相対変位の値がもっとも大きく、全体として、斜角の影響は小さいと考えられる。

4.2 ローラー支承変位

巨大地震時、橋梁のローラー支承に大きな変位が生じる。ローラー支承の変位は橋軸方向(x 軸)の負方向にある範囲を超えると､桁 S1 が中間橋脚から落下する。斜角を有する高架橋の橋軸負方向のローラー支承の最大変位を図-6 に示す。図-5 と図-6 の形式はほぼ同じで、桁間相対変位の主な原因はローラー支承の移動変位であることがわかる。

入力地震波が鷹取駅と神戸気象台の場合は同じ傾向を示しており。落橋防止構造(PC ケーブル)の設置が有効と考えられる。落橋防止構造なしの状態より落橋防止構造付きの方がローラー支承最大変位は約半分程度減少する。落橋防止構造がある状態で、斜角の影響による負方向のローラー支承最大変位の変化は比較的小さいことが分かる。落橋防止構造ある状態で、直橋より斜橋のローラー支承変位がやや小さいことが分かる。斜角が 30° のローラー支承の負方向変位は斜角格子

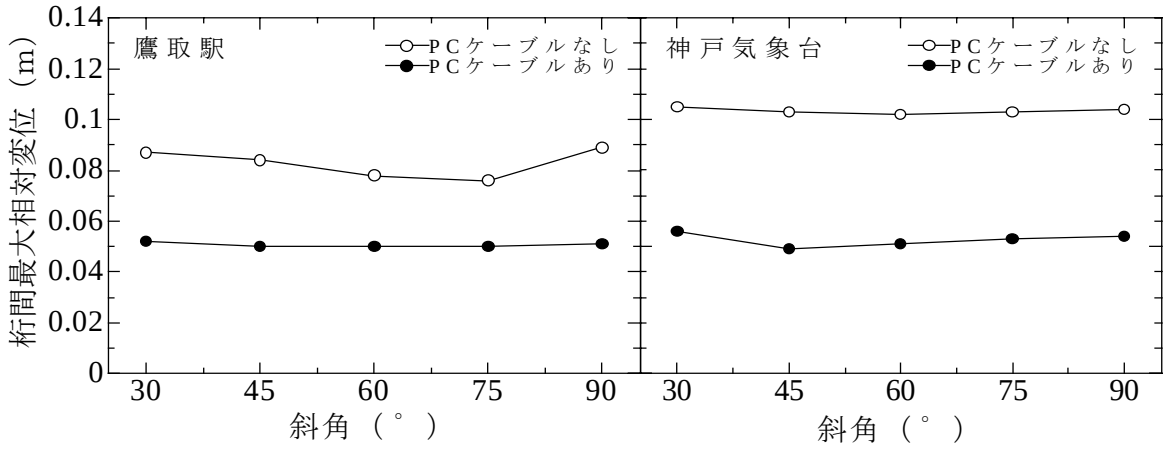


図-5 桁間最大相対変位

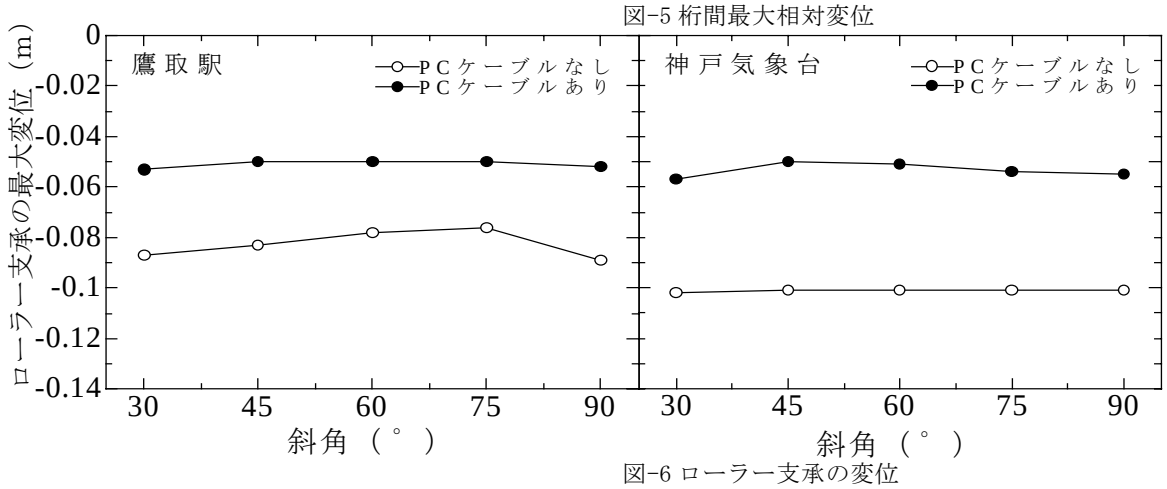


図-6 ローラー支承の変位

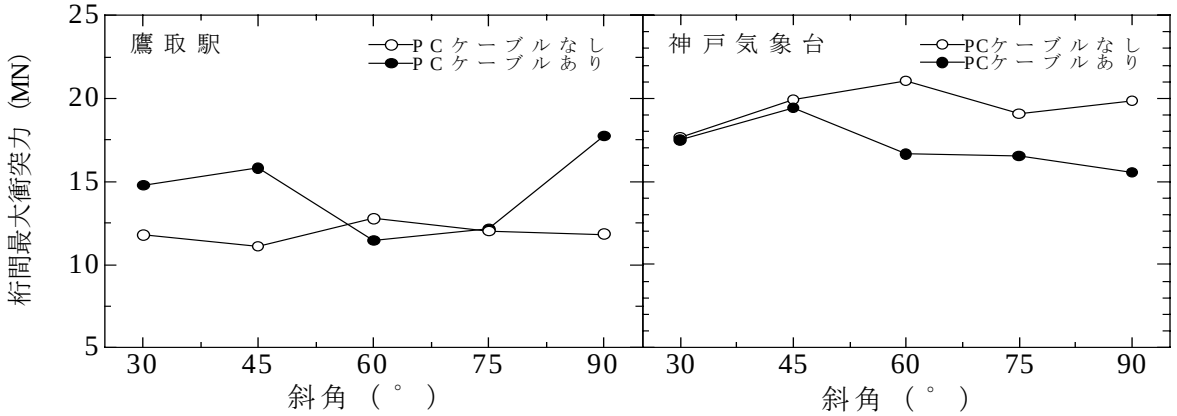


図-7 桁間最大衝突力

高架橋の中でもっとも大きいことが認められる。

4.3 桁間衝突

地震の時、隣接する桁では衝突現象が発生する。桁間衝突により、斜橋の鋭角端にある支承がより大きな水平力を受けることにより桁端部の損傷や支承のアンカーボルトの破壊で落橋する場合がある。動的応答解析によって得られた最大衝突力と斜角の関係は図-7に示す。入力地震波が鷹取駅の場合では、落橋防止構造(PC ケーブル)なしのとき、斜角が６０°の桁間最大衝突力はもっとも大きい。落橋防止構造(PC ケーブル)あるの場合、斜角角度が６０°の桁間最大衝突力がもっとも小さいことが分かる。落橋防止構造(PC ケーブル)あるの場合、直橋より斜橋の方は桁間最大衝突力が小さいと考えられる。桁間最大衝突力は落橋防止構造(PC ケーブル)なしの場合より増加する傾向がある。この原因は桁間衝突は短い時間間隔で発生し、PC ケーブルを設置することにより、より大きな衝突力が生じるものと考えられる。入力地震波が神戸気象台の場合では、落橋防止構造(PC ケーブル)なしのとき、斜角が６０°の桁間最大衝突力はもっとも大きい。落橋防止構造の設置が有効で桁間最大衝突力が小さくなる。以上の結果より、落橋防止構の設置による桁間最大衝突力が入力地震波より異なることが分かる。

4.4 斜角と橋脚基部の最大曲げモーメント

入力地震波が鷹取駅の場合では、橋脚基部の最大曲げモーメントと斜角の関係を図-8 に示す。横軸は斜角、縦軸は橋脚基部の曲げモーメントである。橋脚断面の

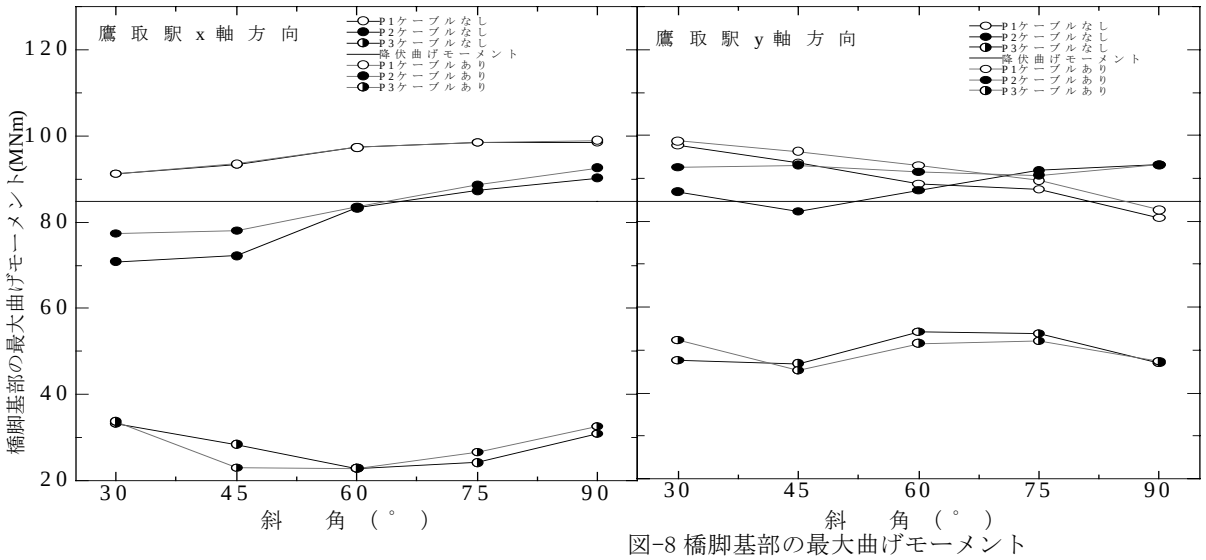


図-8 橋脚基部の最大曲げモーメント

降伏曲げモーメント 84.76MNmである。落橋防止構造（PC ケーブル）なし場合の結果について述べる。*x* 方向で P1 と P2 には斜角が増えるほど、橋脚基部の最大曲げモーメントが増える。固定支承を有する P1 がいずれの場合も降伏曲げモーメントを超える。P2 は斜角が 75° と 90° のときに降伏曲げモーメントを超える。橋脚 P3 が弾性範囲内に収まっている。*y* 方向で P2 には斜角が増えるほど、橋脚基部の最大曲げモーメントが増える。P1 には斜角が増えるほど、橋脚基部の最大曲げモーメントが減り、斜角が 90° のときに弾性範囲に収まっている。橋脚 P3 が弾性範囲内に収まっている。落橋防止構造あるの場合では、 PC ケーブルを有する中央橋脚 P2 への影響がもっとも大きいことが分かる。

5.まとめ

本研究はレベル 2 地震動を受ける斜橋格子高架橋の落橋を防止するために落橋防止構造の有効性と斜角による影響を検討した。

落橋防止構造の設置が有効であり斜橋の桁間相対変位とローラー支承の変位を減少できることが
分かった。さらに、落橋防止構造の設置による桁間衝突力が入力地震波より異なることがわかる。斜角が小さいほど、橋脚の *y* 方向の履歴ループが大きくなって橋脚の *y* 方向がより損傷しやすい。落橋防止構造の設置による、PC ケーブルを有する橋脚基部の履歴ループが大きくなり、最大曲げモーメントも増える。

ここで、桁間衝突力と橋脚基部の最大曲げモーメントを減少するために、落橋防止構(PC ケーブル)を適切に設定する必要があると考えられる。

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書説Ⅴ耐震設計編、2002.
2) 林川俊郎：橋梁工学、朝倉出版、2000.
3) Chen、M.C.and Penzien、J.:Analytical investigations of seismic response of multiple-span highway bridges. report No.EERC 75-4、1975.
4) 大塚久哲: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.570/I-40、315-324、1997.
5) 川島一彦･渡邉学歩:斜橋における落橋防止構造の有効性に関する研究、土木学会論文集、pp141-324、2001.
6) Daniel RUIZ JULIAN:Seismic performance of isolated curved highway viaducts equipped with unseating prevention cable restrainers、北海道大学博士論文 2005.
7) Carlos MENDEZ :Curvature effect on seismic behavior of curved highway viaducts with cable restrainers、北海道大学修士論文 2007.