

地震時断層変位がRC桥梁の耐震安全性に及ぼす影響について

九州大学大学院 学生員 ○高原達男
九州大学大学院助手 正会員 矢葺 亘
九州大学大学院教授 フェロー 大塚久哲

1. はじめに

台湾921集集地震(1999年)では、断層上に位置する桥梁をはじめとする各種構造物に甚大な被害が生じた。しかしながら、従来からの地震に対する検討と比して、この種の断層変位に対する桥梁の被害の耐震検討はほとんどなされていない。そのため、既存桥梁の断層変位に対する耐震安全性に関する解析例を蓄積しておくことは、今後のこの種被害の軽減に向けた定量的な評価、検討を行う上で非常に重要である。著者らは既に文献¹⁾において、アーチ橋、ラーメン橋、斜張橋のRC桥梁3種を対象に、中央支間内に断層変位が発生したものと想定して強制変位解析を行い、断層の進展に伴う橋脚、桁部材の応答について一部発表している。本稿では新たに幾何学的非線形の考慮の有無による影響について検討したので、その結果について報告する。

2. 対象桥梁

(1) 斜張橋

中央径間170mの3径間連続PC斜張橋である。構造諸元を表-1に、桥梁概要を図-1に示す。主桁と主塔間は支承を設けないフローティング構造である。主塔高はP1主塔が45.0m、P2主塔が45.0m、基礎構造はP1主塔が杭径 Φ 3.0mの深礎杭形式、P2主塔が直接基礎である。また、側径間側は中央径間より短くなっており、カウンターウェイトを得るために中央径間側と側径間側の断面形状とが異なっている。主塔は逆Y字形で、橋脚は門型構造となっている。

(2) ラーメン橋

本橋は55年道示により設計された高さの異なる橋脚を有する3径間連続コンクリートラーメン橋である。構造諸元を表-3に、側面図を図-2に示す。上部構造は普通鉄筋を含んだPC箱桁、橋脚はRC部材で構成されている。また、主桁、橋脚両方で中空断面を採用しており、橋軸方向から見た橋脚幅は上部から下部に向かって広がる変断面となっている。

(3) アーチ橋

支間長92.0mを有するコンクリート中路式アーチ橋である。構造諸元を表-5に示す。図-3の側面図に示すように、2本の鉄筋コンクリートアーチリブが横繫ぎ梁および、下横梁によって接合され、補剛桁(PRC床版)がPCケーブルでアーチリブから吊られた構造で、アーチリブはスプリング部において岩定着された橋台に固定されている。また、主桁はアーチリブ間の下横梁上でアンカー

表-1 斜張橋諸元

橋長	292.10m	桁長	291.70m
道路規格	3種3級	規格	1等級
支間割	60.00m + 170.00m + 60.00m		
平面曲線	直橋 (R=∞)		
地震係数	kh = 0.15		
適用示方書	平成2年道示準拠		

表-2 使用材料

コンクリート	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 39.2\text{N/mm}^2$
PC鋼材 (主桁)	SBPR 95 /120
PC鋼材 (斜材)	F270PH, F310PH, F360PH

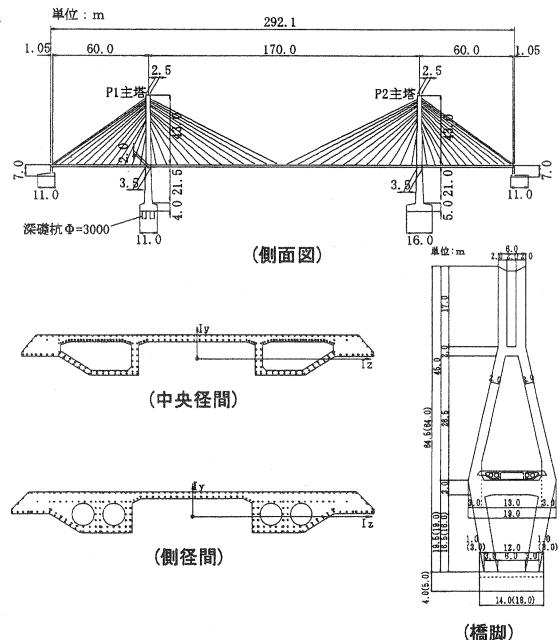


図-1 斜張橋概要

表-3 ラーメン橋橋梁諸元

橋長	230.00m
支間割	67.40m + 94.00m + 67.40m
アーチ支間長	長橋脚: 68.00m 短橋脚: 45.00m
橋脚断面	矩形RC中空断面6.0m×4.0m (橋脚基部)
設計震度	橋軸方向 kh=0.12
(55年道示準拠)	橋軸直角方向 kh=0.10 (長橋脚は施工時)
地域/地盤種別	B地域 / I種地盤

表-5 アーチ橋橋梁諸元

橋長	105.00m
支間割	15.20m + 73.20m + 15.20m
アーチ支間長	92.00m
幅員構成	7.25m+2.50m
縦断勾配	2.50%
横断勾配	2.00%

表-4 使用材料

コンクリート	上部構造 : $f'_{ck} = 40N/mm^2$
	下部構造 : $f'_{ck} = 24N/mm^2$
PC鋼材	SBPR 930 / I180
鉄筋	SD295

表-6 使用材料

コンクリート	アーチリブ : $f'_{ck} = 40N/mm^2$
	補剛桁 : $f'_{ck} = 35N/mm^2$
PC鋼材	12T12.7, 7T12.7, F36 0PH, F27 0PH
鉄筋	SD295

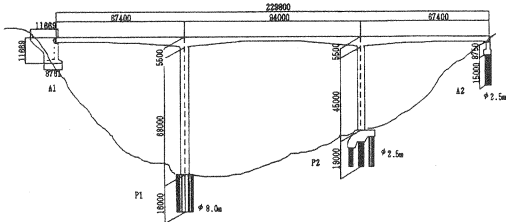


図-2 ラーメン橋側面図

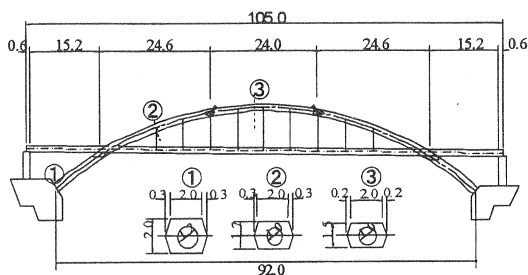


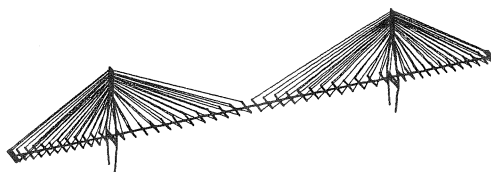
図-3 アーチ橋側面図

バーを有する滑り支承によって支持され、主桁両端部は反力分散ゴム沓が設置されている。

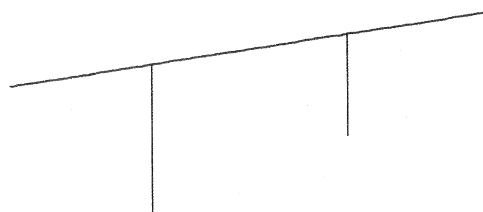
3. 解析モデル, 解析手法

解析モデル図を図-4に示す。ラーメン橋、および斜張橋においては、上部構造を非線形はり要素でモデル化した。アーチ橋では上部構造は線形はり要素で、橋脚、アーチリブは非線形はり要素によりモデル化を行った。今回、解析に用いた非線形部材の骨格曲線における曲げモーメント-曲率関係(以下M- ϕ 関係)は、各断面形状と初期軸力に対して決定した。基礎はいずれのモデルにおいて固定としている。斜張橋モデルの斜材は、トラス要素でモデル化を行い、圧縮には抵抗しないものとした。ただし、引張時の弾性限界、降伏等はモデル化せず、線形とした。

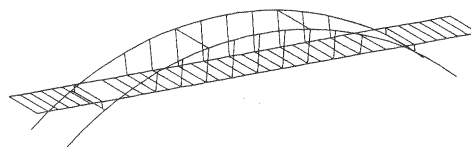
本解析では、対象橋梁の中央支間内に鉛直、または横ずれよる変位が発生したものと仮定し、橋梁片側の橋脚下端部、桁端部にそれぞれ2mおきに2~6mの強制変位を与えた。今回入力した変位量は、台湾921集集地震(1999年)で6~7mの断層変位量が確認されていることから決定した。また、解析に際し、幾何学的非線形性考慮の有無による影響について検討するため、材料非線形性のみを考慮した解析(以下、図中では材料と記述)と、加えて幾何学的非線形性をも考慮した解析(以下、図中では複合と記述)を行い、比較検討した。



(斜張橋モデル図)

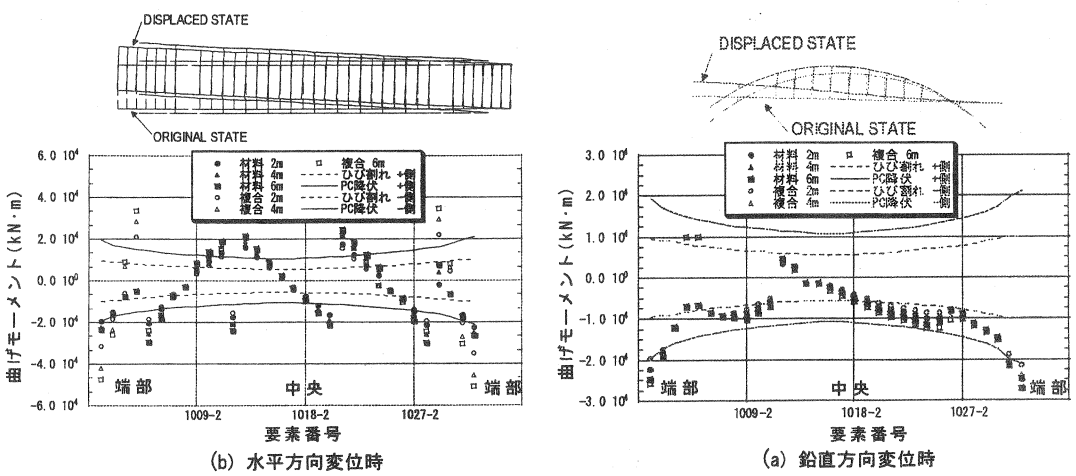
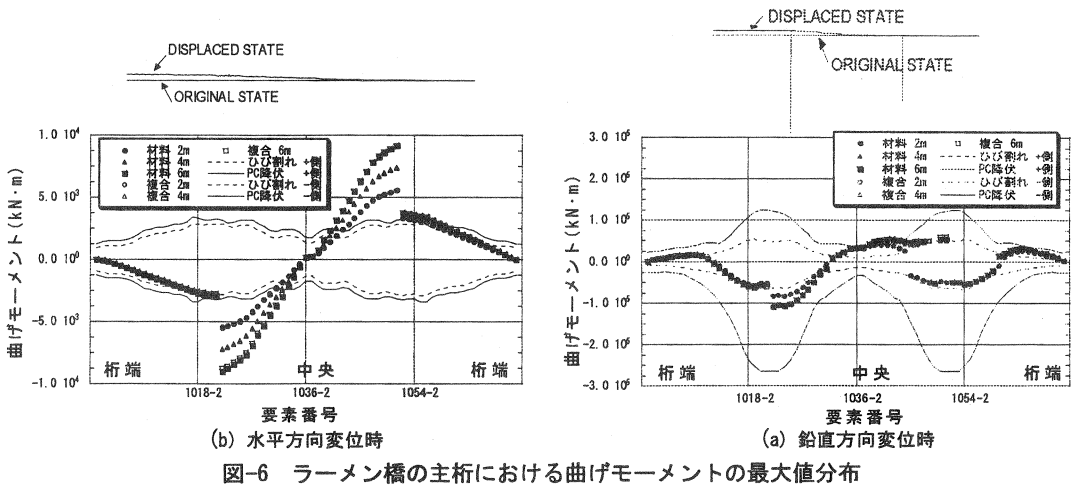
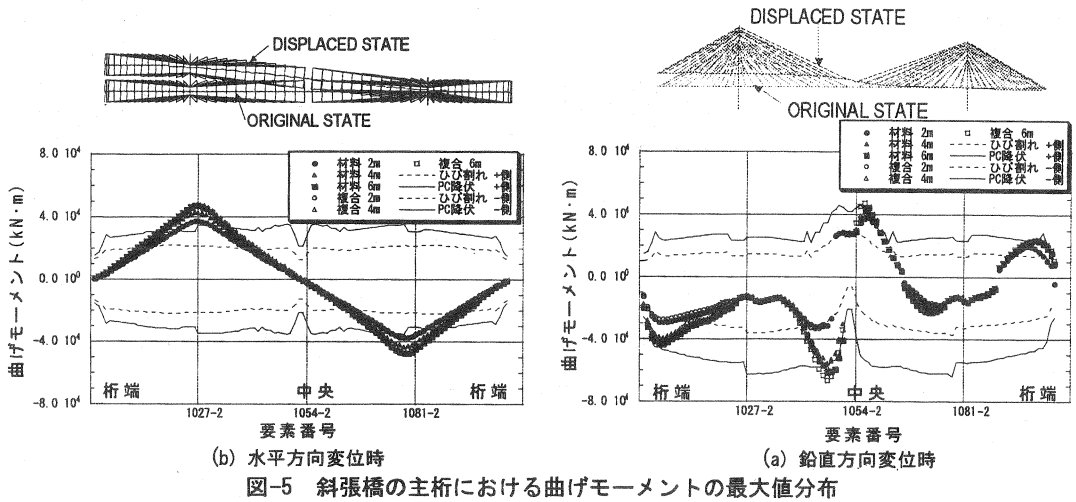


(ラーメン橋モデル図)



(アーチ橋モデル図)

図-4 解析モデル



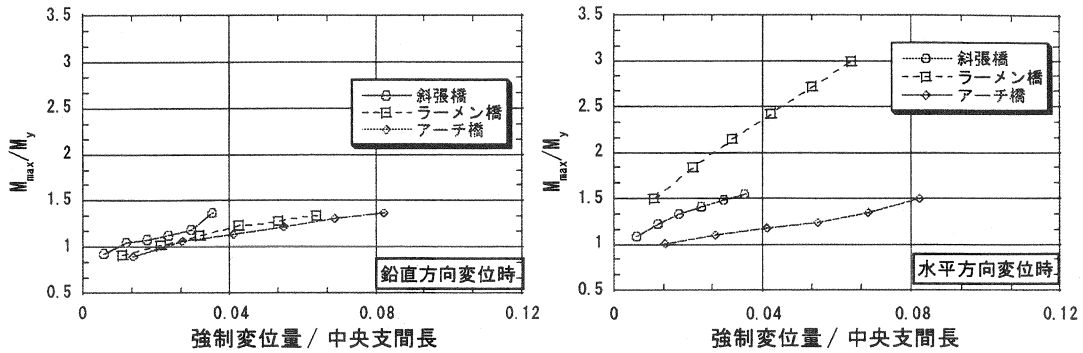


図-8 対象橋梁の損傷進展度

4. 解析結果

4.1 橋種別の考察

図-5, 6; 7には, 水平, 鉛直方向にそれぞれ2m, 4m, 6m変位させた場合における各橋梁の曲げモーメント最大値分布を示している. 以下, 橋種別に考察を加える.

(1) 斜張橋: 図-5より, 水平方向では主塔, 橋脚付近の主桁において損傷が激しく, 鉛直方向では主桁中央部と端部付近の損傷が進展する結果となった. PC降伏に至る変位量は, 水平方向で1m, 鉛直方向では2mである. また, 幾何学的非線形性考慮の有無による差異はほとんど見られなかった.

(2) ラーメン橋: 図-6より, 橋脚付近部での損傷が進展している. 水平1mでPC降伏, 鉛直方向では2mでPC降伏に至っている. 幾何学的非線形性の考慮の有無による差異は, 斜張橋の場合と同じくほとんど見られなかった.

(3) アーチ橋: 図-7より, アーチスプリング部付近, アーチ中間部において損傷が特に進展しており, 水平1m変位で鉄筋降伏, 鉛直方向では2mで鉄筋降伏に至る. 幾何学的非線形性考慮の有無による影響は, 特にスプリング部付近において顕著に見られた.

4.2 対象橋梁の損傷進展度

図-8は, どの形式の橋梁が断層変位に対して優れた抵抗性を有しているかを確認するために, 強制変位量を中央支間長で除して無次元化したものを横軸に, 曲げモーメントの最大値を降伏モーメントで除して無次元化したものを縦軸にとったものである. グラフより, 同一橋梁においても変位した方向が異なれば, 損傷の進展度が異なることが判る. 今回対象としたラーメン橋では, 鉛直方向変位時は他の2橋と同程度の損傷を受けているが, 水平方向へ変位した場合は他の2橋に比して損傷が大きく, 面外方向の耐変形性という点においては, 他の2橋に比して劣ることが明らかとなった.

5. おわりに

断層変位によって橋梁が受ける損傷の進展度は, 断層変位の方向によって変化することが判った. また, 橋梁の構造形式によっては, 幾何学的非線形性の考慮の有無による差が大きくなることが明らかとなった.

参考文献・資料

- 1) 矢葺, 大塚, 夏: 地震時断層変位を受けるPC橋梁の耐震安全性に関する考察, 第10回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 713-718, 2000. 10
- 2) 九州大学建設振動工学研究室: 921集集地震(台湾) 被害調査報告書, 2000. 2