

## 断層変位を受けるエクストラードード橋の耐震安全性について

第一復建(株) 技術開発室 ○ 李 重桓  
 九州大学大学院 工学研究科 正会員 大塚 久哲  
 新構造技術(株) 九州支店 設計グループ 正会員 有村 実弘  
 (株)アンジェロセック コンサルタント部 小沼 恵太郎

### 1. はじめに

台湾集集地震(1999年9月21日)は、阪神大震災に匹敵するほどの甚大な被害を台湾中部の地域にもたらした。その被害の多くは断層変位によるものであると報告されている<sup>1)</sup>。日本では、断層変位による被害はあまり報告されていないが、台湾集集地震のような被害の恐れが十分あり得ると思われるので、断層変位に対応したインフラ整備が必要であると思われる。しかし、設計時において断層変位の考慮は義務付けられておらず、断層変位による橋梁の耐震照査はほとんど検討されていないのが現状である。

本論文は、平成8年度の道路橋示方書を基準として設計された橋梁に断層変位が生じた場合の解析事例として、PCエクストラードード橋を対象とし、どの程度の断層変位まで許容できるか、または、各部材の損傷レベルはどのくらいかなどについて、解析的検討を行ったものである。

表 - 1 橋梁諸元

橋長(支間長)	248.00m(68.05+110.00+68.05=246.10m)
全幅員(有効幅員)	20.50m(8.00m 車道部の標準)
主塔高(頂部構造)	橋面より 11.0m(サドル)
上部工形式	3径間連続エクストラードードPC箱桁
支承	ゴム支承(免震)
斜材	2面8段(SWPR7B 37T15.2)
下部工形式	橋台(A1, A2): 逆T型 橋脚(P1, P2): 小判型
基礎形式	杭基礎: A1, P2, A2 ケーソン基礎: P1

### 2. 解析対象

表 - 1 に橋梁諸元を、図 - 1 に対象橋梁の側面および断面図と、主塔部の断面図を示す。

#### (1) エクストラードード橋

エクストラードード橋は、桁橋と斜張橋の中間的な形状と構造特性を有している。主桁高さの範囲を超えて斜材を配置し、

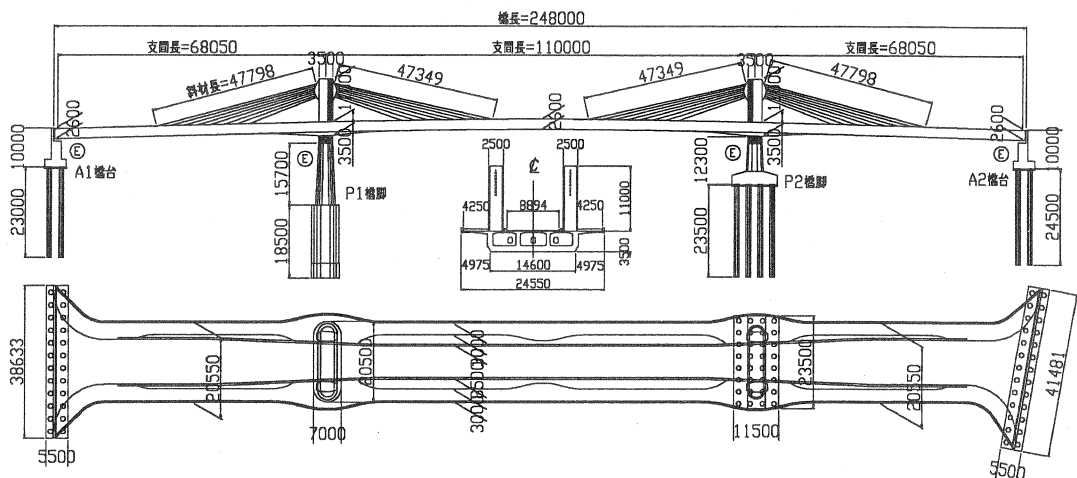


図 - 1 解析対象橋梁の側面および断面図(単位: mm)

その偏心量を大きくすることによって部材断面や PC 鋼材量が減少し、長支間化や軽量化に対応できる特徴を持っている構造形式である。

(2) 解析モデル

図-2に示すように、橋梁全体のモデル化は3次元骨組み要素とした。また、表-2に各部材に用いたモデルを示す。

上部工は、断層変位に対する部材の非線形性を表現するため、図-3に示すような曲げと曲率を用いた非対称のトリリニアとして、主塔を含めた下部工は対称のトリリニアとしてモデル化した。また、断層変位の作用方向によって塑性化の位置が変化するので、塑性ヒンジは設けず、曲げおよび曲率を用いたはり要素でモデル化を行った。

支承は、道路橋示方書を参考にし、橋軸および直角方向の変位に対してはバイリニア、鉛直方向に対しては固定とするバネ要素でモデル化した<sup>2)</sup>。

斜材は、引張力には抵抗し、圧縮力には抵抗しないモデル化が必要である。したがって、軸方向の非線形性は非対称のバイリニアとしてモデル化した。また、斜材のモデル化は軸方向の剛性だけではなく、せん断剛性および幾何剛性を考慮する必要があるため、せん断剛性は弦要素で、幾何剛性ははり要素で表現することとした<sup>3)</sup>。

基礎は、地盤の水平、鉛直および回転を考慮した線形バネ要素でモデル化を行った。

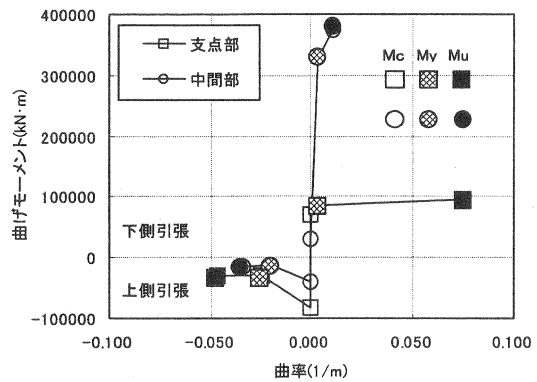


図-3 上部工の曲げおよび曲率関係

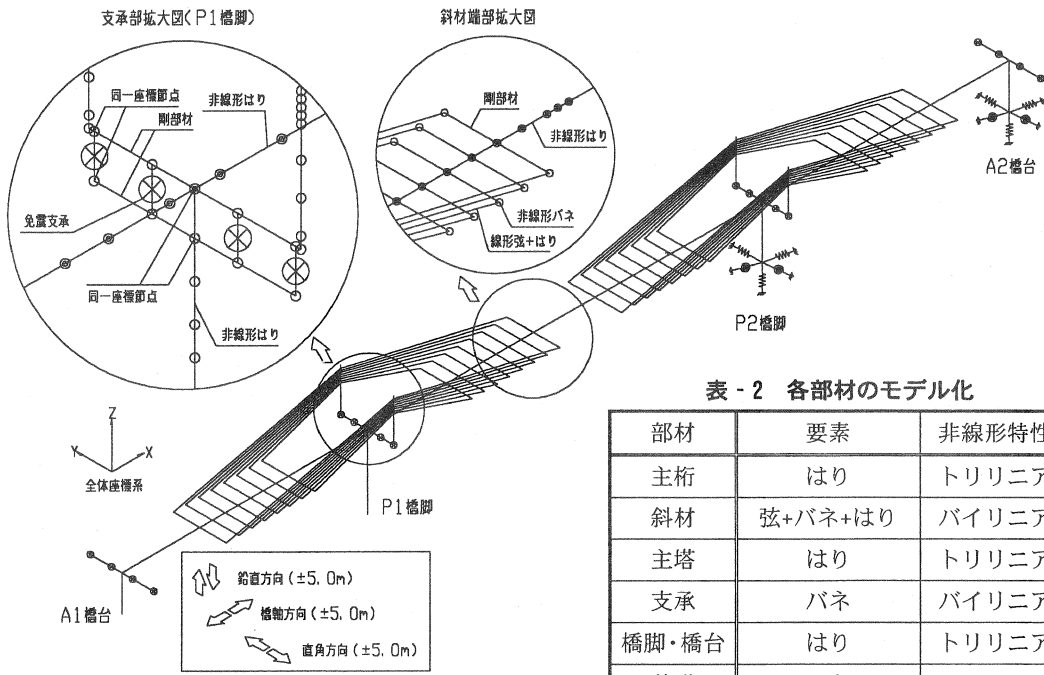


図-2 解析モデル

表-2 各部材のモデル化

部材	要素	非線形特性
主桁	はり	トリリニア
斜材	弦+バネ+はり	バイリニア
主塔	はり	トリリニア
支承	バネ	バイリニア
橋脚・橋台	はり	トリリニア
基礎	バネ	—

(3) 解析方法

対象橋梁の中央支間内で鉛直、橋軸および直角方向に断層変位が生じたと仮定し、A1 橋台および P1 橋脚の基部に強制変位を与え、それを最大値まで漸増させる解析を行った。

表 - 3 に検討ケースを示す。強制変位の作用方向は、全体座標系での正負であり、鉛直の正は浮きあがる方向、橋軸の正は上部工が縮む方向である。また、強制変位の最大値は 5.0m としたが、これは、台湾集集地震の際、断層変位が大きく現れた地域で観測された応答変位を参考にして決めた値である。

表 - 3 検討ケースの一覧

検討ケース	強制変位		
	作用方向	作用位置	最大値
Case-1	鉛直(+)	A1 橋台 および P1 橋脚	5.0m (1000Step)
Case-2	鉛直(-)		
Case-3	橋軸(+)		
Case-4	橋軸(-)		
Case-5	直角(+)		

3. 解析結果

斜材、上部工および下部工については耐力の照査を、支承については変位の照査を行い、断層変位による部材の損傷状況について検討を行った。つぎに検討ケースごとの解析結果を示す。

(1) 鉛直方向 (Case-1, Case-2)

A1 橋台および P1 橋脚の基部に鉛直方向の強制変位を与えたケースである。

図 - 3 に上部工の曲げモーメントの分布を示す。1.0m の強制変位で P2 橋脚左側の上部工が最大曲げ耐力に達する結果となった。強制変位を 5.0m まで漸増させると、P2 橋脚左側および P1 橋脚右側の上部工が最大

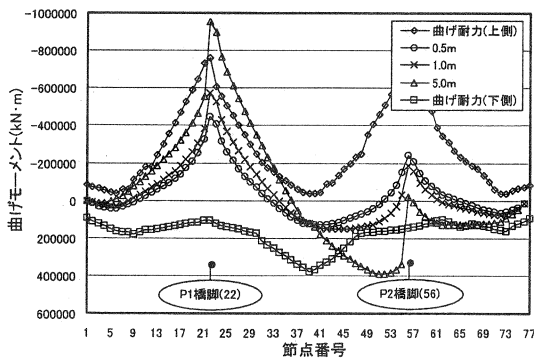


図 - 3 上部工の曲げモーメント (Case-1)

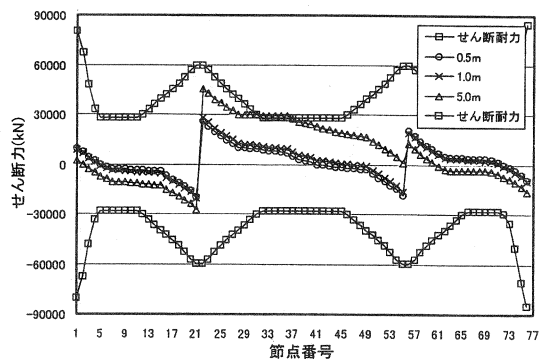


図 - 4 上部工のせん断力 (Case-1)

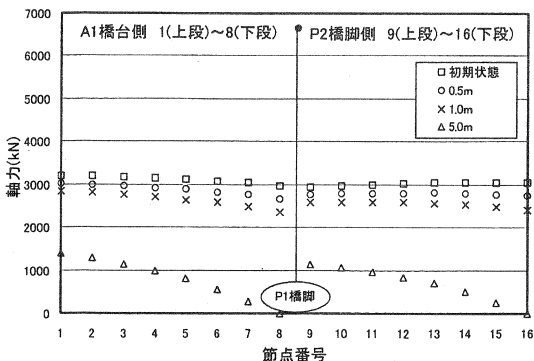


図 - 5 斜材の張力 (Case-1)

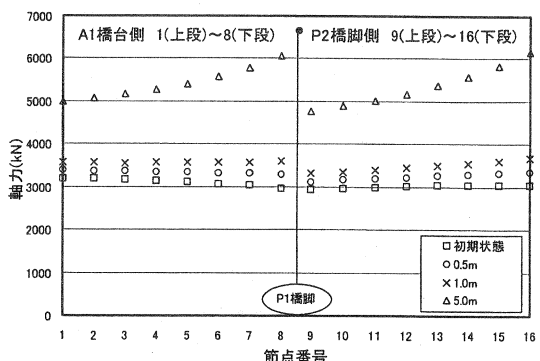


図 - 6 斜材の張力 (Case-2)

曲げ耐力を超える結果となった。図 - 4 に上部工のせん断力の分布を示す。せん断力は曲げに比べ、比較的に安全側で応答しているが、±5.0m の強制変位まで漸増させると、中間支間付近の上部工が最大せん断耐力に近い応答値を示す結果となった。

図 - 5 および図 - 6 に、P1 橋脚上に位置する斜材の張力を示す。節点番号 1~8 は A1 橋台側に位置する斜材、節点番号 9~16 は P2 橋脚側に位置する斜材である。それぞれの張力は、左右に位置する斜材の張力を平均したものである。図 - 5 に示す Case-1 の場合には、強制変位が大きくなればなるほど、張力が減っていき、5.0m の強制変位で最下段の斜材にはほとんど張力が働かない。図 - 6 に示す Case-2 の場合には、斜材の張力が増える方向であり、5.0m の強制変位で最下段の斜材が 6320kN の応答値を示すが、許容値(8210kN)以下である。なお、斜材の初期張力は 3100kN 程度である。

支承の変位、および下部工の曲げは鉛直方向に対する強制変位であるので、応答値はほとんど発生しない結果となった。

このような結果から、鉛直方向の断層変位に対しては、上部工が最初に損傷を受けると思われる。本解析対象では、±1.0m 以下の断層変位では耐震安全性が確保できるが、それ以上の断層変位では上部工の損傷が予想される。

(2) 橋軸方向 (Case-3, Case-4)

A1 橋台および P1 橋脚の基部に橋軸方向の強制変位を与えたケースである。

表 - 4 に、強制変位によって発生した支承位置での変位量を示す。地震時の水平重量を多く分担している P1 橋脚上の支承は剛性が高いので変位量は少ない結果となり、剛性が低い A1 および A2 橋台上の支承での変位量は大きくなる結果となった。免震支承の許容変位量は 0.25m であり、この値から判断すると、±0.4m の強制変位で A2 橋台側の支承が破断、続いて A1 橋台および P2 橋脚上の支承が破断、最後に±2.1m の強制変位で P1 橋脚上の支承が破断に至る。また、落橋の恐れがある A1 および A2 橋台の桁かかり長である 2.0m の相対変位を発生させるには、±4.0m 程度の強制変位が必要である。しかし、実際の挙動として、橋台パラペットへの衝突、土圧の抵抗などが考えられるので、落橋に関する問題はより詳細な検討が必要であると思われる。

表 - 4 支承位置での変位 (単位 : m)

強制変位	Case-3, Case-4				Case-5			
	A1	P1	P2	A2	A1	P1	P2	A2
0.5	0.18	0.15	0.30	0.30	0.15	0.04	0.07	0.12
1.0	0.46	0.22	0.51	0.51	0.27	0.09	0.19	0.20
2.0	1.02	0.24	0.66	0.93	0.51	0.20	0.42	0.35
3.0	1.52	0.27	0.72	1.41	0.74	0.31	0.64	0.50
4.0	2.01	0.29	0.77	1.90	0.98	0.42	0.87	0.66
5.0	2.26	0.30	0.80	2.15	1.15	0.51	1.09	0.83

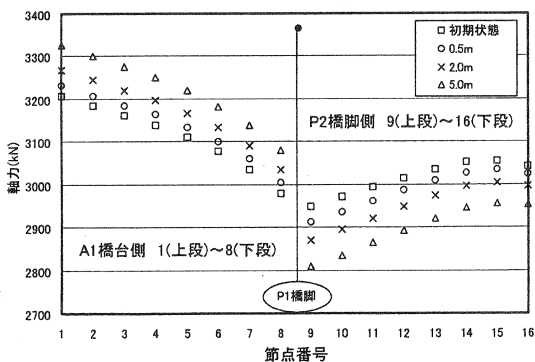


図 - 7 斜材の張力 (Case-3)

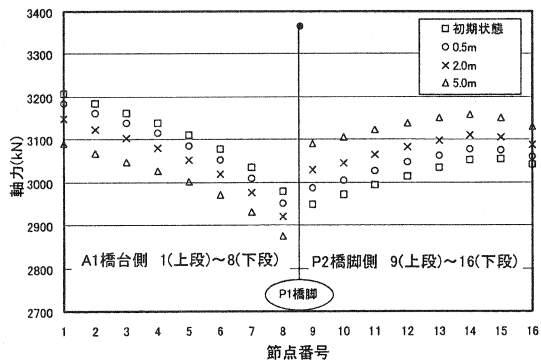


図 - 8 斜材の張力 (Case-4)

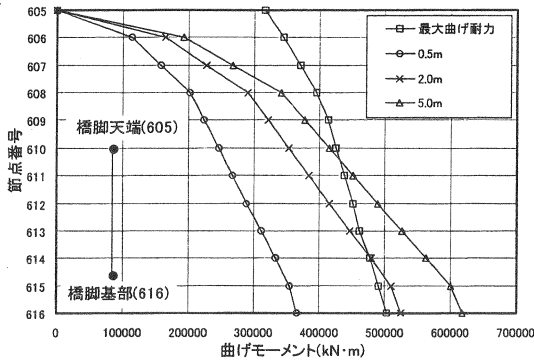


図 - 9 P1 橋脚の曲げモーメント (Case-3)

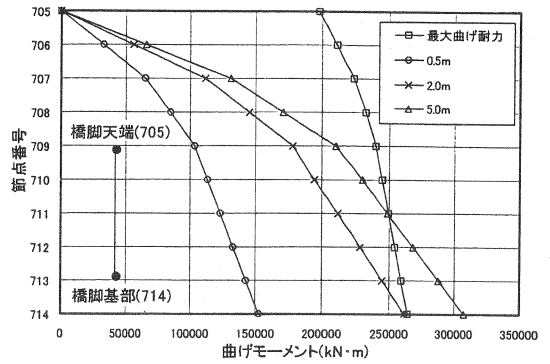


図 - 10 P2 橋脚の曲げモーメント (Case-3)

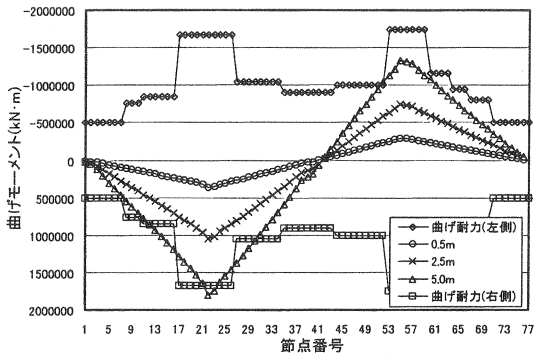


図 - 11 上部工の曲げモーメント (Case-5)

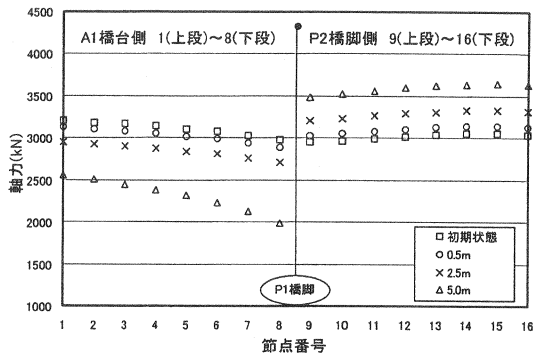


図 - 12 斜材の張力 (Case-5)

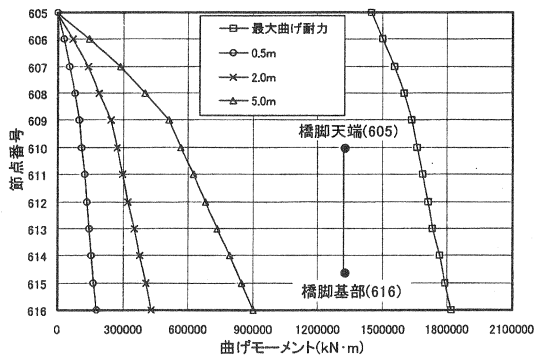


図 - 13 P1 橋脚の曲げモーメント (Case-5)

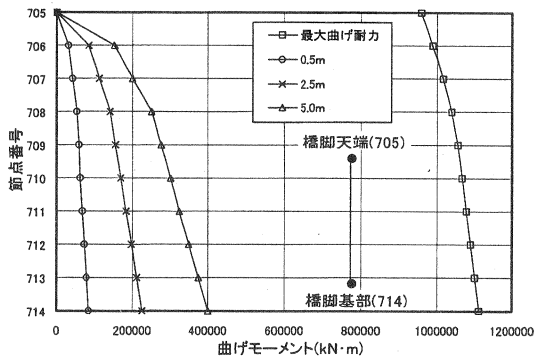


図 - 14 P2 橋脚の曲げモーメント (Case-5)

図 - 7 および図 - 8 に、P1 橋脚上に位置する斜材の張力を示す。Case-3 では A1 橋台側に位置する斜材の張力は増える方向に、P2 橋脚側に位置する斜材は減る方向である。一方、Case-4 では Case-3 と逆の変動を示す。その変動値は±5.0m の強制変位であっても 120~150kN 程度の微小なものである。

図 - 9 および図 - 10 に、P1 および P2 橋脚の曲げモーメントを示す。±2.0m 付近の強制変位で両橋脚ともに基部で最大曲げ耐力を超える結果となった。

また、上部工の応答値はほとんど発生しない結果となった。

このような結果から、橋軸方向の断層変位に対しては、 $\pm 0.4\text{m}$ の断層変位で支承部が損傷を受け、 $\pm 2.0\text{m}$ の断層変位で両橋脚の基部が最大曲げ耐力に達し、 $\pm 4.0\text{m}$ の断層変位で桁かかり長以上の相対変位が発生する。

### (3) 橋軸直角方向 (Case-5)

A1 橋台および P1 橋脚の基部に直角方向の強制変位を与えたケースである。

図 - 11 に直角方向に対する上部工の曲げモーメントの分布を示す。2.5m の強制変位までは最大曲げ耐力以下であるが、それ以上の強制変位を与えると、P1 橋脚両側の上部工で最大曲げ耐力を超える結果となった。図 - 12 に P1 橋脚上に位置する斜材の張力を示す。張力の変動は Case-4 と同様な変動を示している。5.0m の強制変位であっても、最大変動値は 987kN であり、十分な許容範囲である結果となった。同様に、図 - 13 および図 - 14 に示す直角方向に対する橋脚の曲げモーメントも十分な許容範囲内で変動する。

表 - 4 に、直角方向の強制変位によって発生した支承位置での変位量を示す。0.8m の強制変位で A1 橋台側の支承が破断、1.2m の強制変位で A2 橋台および P2 橋脚上の支承が破断、最後に 2.5m の強制変位で P1 橋脚上の支承が破断に至る。

このような結果から、直角方向の断層変位に対しては、0.8m の断層変位で支承部が損傷を受け始め、2.5m の断層変位で上部工の損傷が予想される。

## 4. おわりに

PC エクストラード形式の橋梁が断層変位を受けることを想定して、解析的検討を行った結果をまとめるとつぎのようになる。

- ① 鉛直方向に断層変位が生じた場合、上部工が最初に損傷を受ける。本解析対象では、 $\pm 1.0\text{m}$  程度の断層変位で橋脚付近の上部工が最大曲げ耐力に達する。
- ② 橋軸方向に断層変位が生じた場合、支承部が最初に損傷を受ける。本解析対象では、 $\pm 0.4\text{m}$  の断層変位で支承が損傷を受け始め、 $\pm 2.0\text{m}$  の断層変位で両橋脚の基部が最大曲げ耐力に達する。
- ③ 直角方向に断層変位が生じた場合、支承部が最初に損傷を受ける。本解析対象では、0.8m の断層変位で支承部が損傷を受け始め、2.5m の断層変位で上部工が損傷を受ける。

台湾の集集地震による橋梁の被害原因としては、橋梁の下を断層帯が通過していたこと、構造設計が不適切であったこと、施工に問題があったことなどがいわれている。台湾では今後の対応策として、橋梁は断層帯を避けて架設することや、従来橋梁の耐震性の評価と補強を改めて行う方針を打ち出している。さらに、断層に接近している橋梁については、断層変位を考慮した設計の必要性を強調している。

日本では、設計時において断層変位の考慮は義務付けられておらず、それに対する検討がほとんどされていないのが現状であるが、断層変位に対する照査および性能評価基準などが今後必要であると思われる。

本論文が断層変位による照査を行う際になんらかの参考になれば幸いである。

なお、本論文は、JCI 九州支部「断層変位を受けるコンクリート系橋梁の耐震安全性に関する研究専門委員会」での活動の一部を取りまとめたものである。

### 参考文献

- 1) 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
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp. 98-118，1996.12
- 3) 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. 59-64，2000.10