論文 断層変位を受けるケーブル系橋梁の挙動および耐震安全性の考察

李 重桓^{*1}·小沼 恵太郎^{*2}·矢葺 亘^{*3}·大塚 久哲^{*4}

要旨:道路橋の耐震設計は地震動によるものが一般的であり,断層変位に対する検討はほと んど行われていないのが現状である。しかし,台湾の集集地震やトルコのコジャエリ地震で は断層変位による被害が甚大であった。本論文は,ケーブルを有するコンクリート系橋梁の 断層変位に対する安全性を検討することを目的として,断層変位を受ける場合を想定した解 析的検討とケーブル系橋梁の安全性向上などについて考察を行ったものである。 キーワード:耐震設計,台湾集集地震,断層変位,ケーブル系橋梁

1. はじめに

1999年9月21日に台湾で発生した集集地震 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、被害の多くは震源 近くの中寮や断層から20km東の埔里や國姓で 発生した。橋梁に関しては数メートル程度の断 層変位を受け、特に単純桁橋の上部構造が落橋 する被害がみられた。日本でも阪神大震災時に 断層変位はあまり表に出てこなかったが、それ による被害はいくつか報告されている。しかし、 国内では設計時に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性能は ほとんど検討されていないのが現状である。

本論文は図-1 に示すように断層変位を概略 化し,正断層,逆断層または横ずれ断層が橋梁 の下で発生することを想定し,鉛直方向,橋軸 方向および橋軸直角方向の断層変位に対する検



討を試みた。また,支間数や支持形式が異なる コンクリート系ケーブル橋の断層変位に対する 耐震安全性について検討することを目的とし, どの程度の断層変位を許容できるか,または, 各部材の損傷レベルはどのくらいなのかなどに ついて解析的検討を行ったものである。

2. 解析対象

対象とした橋梁はケーブル系橋梁であり、以下に示すような他形式の橋梁とは異なる特徴がある¹⁾。

- (1)断層変位を受けた際,ケーブル支持された 比較的フレキシブルな上部構造が断層変位 に追従し,落橋を免れる可能性がある。
- (2)支承が破壊して桁端部が橋台から遊離しても、吊構造により上部構造の落橋や橋梁 全体の致命的な被害を免れる可能性がある。
- (3)比較的に長支間であるので各部材ごとに 入力される変形が相対的に小さくなり,損 傷の程度が軽減される可能性がある。

このような特徴を有するケーブル系橋梁にお いて、支間数および支持条件が異なる2径間連 続PC斜張橋および3径間連続PCエクストラド ーズド橋を対象とし、断層変位に対する解析的 検討を行った。それぞれの橋梁を図-2~3に示

*1 第一復建株式会社 構造部 博士(工) (正会員) *2 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 博士後期課程 (正会員) *3 九州大学助手 工学研究院 工修 (正会員) *4 九州大学教授 工学研究院 工博 (正会員)



図-2 解析対象橋梁(2径間連続 PC 斜張橋) (単位:m)



図-3 解析対象橋梁(3径間連続 PC エクストラドーズド橋) (単位:m)

表-1 概略の橋梁諸元

	2 径間連続 PC 斜張橋	3 径間連続 PC エクストラドーズド橋
橋長	255.0m	248.0m
有効幅員	7.0m	8.0m
主塔高	64.0m(橋面からの高さ)	11.0m
上部工形式	2径間連続 PC の 2 室箱	3径間連続 PC の箱桁
支承形式	_	ゴム支承
斜材	1 面 17 段(F500PH)	2面8段(SWPR7B)
下部工形式	逆 T 式橋台および 2 柱式橋脚	逆T式橋台および小判型橋脚
基礎形式	直接基礎	杭およびケーソン基礎

す。また、橋梁の概略諸元を表-1に示す。

2径間連続 PC 斜張橋は橋長が 255.0m であり, 上部構造形式は 2 室箱断面である。また,中央 部の橋脚は上部構造と剛結されている。主塔は 逆 Y 字型 RC 構造で高さ 64.0m である。

3 径間連続 PC エクストラドーズド橋は橋長 が 248.0m であり, 橋脚と主塔は分離されている。 主塔の高さは橋面から 11.0m であり, 斜張橋に 比べて非常に低いものである。このようなエク ストラドーズド橋は, 桁橋と斜張橋の中間的な 形状と構造特性を有しており, 主桁高さの範囲 を超えて斜材を配置し, その偏心量を大きくす ることによって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。

3. 解析モデルおよび解析ケース

橋梁全体を3次元の骨組構造としてモデル化 した。例として3径間連続PCエクストラドー ズド橋の解析モデルを図-4に示す。断層変位に 対する部材の非線形性を表現するため、上部構 造は上下断面の非対称を考慮して非対称のトリ

表-2 解析ケース

解析	解析	断層変位		
ケース	対象	方向	位置	
Case-1		鉛直(+)	A1とP1 の間	
Case-2	2 径間 連続 PC 斜張橋	鉛直(-)		
Case-3		橋軸(+)		
Case-4		橋軸(-)		
Case-5		直角(+)		
Case-6		鉛直(+)	A1とP1 の間	
Case-7	3 径間 連続 PC エクストラ ドーズド橋	鉛直(-)		
Case-8		橋軸(+)		
Case-9		橋軸(-)		
Case-10		直角(+)		
Case-11		鉛直(+)		
Case-12		鉛直(-)	P1とP2 の間	
Case-13		橋軸(+)		
Case-14		橋軸(-)		
Case-15		直角(+)		



図-4 解析モデル(3径間連続 PC エクストラドーズド橋)

リニアとしてモデル化し,主塔および橋脚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,塑性ヒンジは設けていない。エクストラドーズド橋の支承は免震支承であるので,道路橋示方書を参考にし,橋軸および直角方向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でモデル化した²⁾。斜材は軸剛性および幾何剛性を考慮するために引張側のみを考慮した非対称バイリニアのバネ要素および弦要素でモデル化した。

解析は対象橋梁の側径間内(A1橋台とP1橋脚の間)および中央支間内(P1橋脚とP2橋脚の間) で鉛直方向には上下に,橋軸および直角方向に は左右のずれが生じる断層変位を仮定し,A1 橋台またはA1およびP1橋脚の基部に強制変位 を与えた。これらの解析ケースを表-2に示す。

4. 解析結果

上部構造および橋脚については曲率の照査を, 支承については変位の照査を行い,断層変位に 対する損傷状況について検討した。なお,PC 部材である上部構造の降伏は最外縁のPC 鋼材 が降伏するときとした。また,直角方向の降伏 は最外縁のPC 鋼材またはウェブ位置での最外 縁の鉄筋が降伏するときとした。

4.1 2径間連続 PC 斜張橋

解析結果の一例として、上部構造の曲率応答 を図-5~7に示す。

鉛直方向の断層変位に対しては,橋脚はそれ ほど損傷を受けず,上部構造に損傷が集中する 結果となった。特に,図-5に示すように鉛直下 方向の断層変位に対しては,A2橋台付近の支間 で損傷が大きくなる結果となった。

橋軸方向の断層変位に対しては、橋脚の損傷 が大きくなる結果となった。また、図-6に示す ように上部構造も大きく損傷を受ける結果とな った。これは、ラーメン構造であることが原因 であると考えられる。

直角方向の断層変位に対しては,図-7に示す



図-5 上部構造の曲率応答(Case-2)







図-7 上部構造の曲率応答(Case-5)

ように、橋脚よりも P1 橋脚上の上部構造に損 傷が集中する結果となった。

なお,斜材はどの方向の断層変位に対しても 弾性範囲内である結果となった。

以上のような結果から判断すると,2 径間連続 PC 斜張橋は約 2.0m の断層変位を受けると,

上部構造の損傷が大きくなることがわかった。 特に,橋軸方向の断層変位に対しては橋脚とと もに上部構造の損傷が激しくなることがわかっ た。

4.2 3径間連続 PC エクストラドーズド橋

解析結果の一例として,上部構造の曲率応答 を図-8~9 および図 11~12 に, P1 橋脚の曲率 応答を図-10 および図-13 に示す。また,各支承 位置での応答変位を表-3 に示す。

鉛直方向の断層変位に対しては、図-8に示す ように上部構造が損傷する結果となった。1.0m の断層変位に対しては降伏以下であるが、2.0m 以上となると PC 降伏を超える結果となった。

橋軸方向の断層変位に対しては、図-9に示す ように上部構造は全く損傷を受けない結果とな った。一方、橋脚は図-10に示すように基部で 損傷が大きくなる結果となった。また、ゴム支 承も大きな損傷を受ける結果となり、A2橋台上







図-9 上部構造の曲率応答(Case-8)

の支承は 0.5m の断層変位で許容値を超える結果となった。

直角方向の断層変位に対しては、橋軸方向と 同様に支承部が最初に損傷を受ける結果となっ た。また、上部構造も図-11に示すように P1 橋 脚上の両側の上部構造で大きく損傷を受ける結 果となった。

なお、斜材および主塔はどの方向の断層変位





図-10 橋脚の曲率応答(Case-8 P1 橋脚)

図-11 上部構造の曲率応答(Case-10)

表-3	支承付置での応答変付(Ca	ase-13)
10		100 10/

強制変位 (m)	A1 橋台	P1 橋脚	P2 橋脚	A2 橋台
0.5	0.17	0.15	-0.30	-0.30
1.0	0.45	0.22	-0.51	-0.50
2.0	0.87	0.24	-0.68	-0.71
許容変位量	±0.25	±0.25	±0.61	±0.25

⁽単位:m)

に対しても弾性範囲内である結果となった。

断層変位の発生位置の違いについては,図-8 および図-12 からわかるように,中央径間内よ り側径間内で断層変位が発生した場合において 損傷の度合いが大きくなる結果となった。これ は,中央径間内の断層変位に対しては,P1 およ び P2 橋脚がともに抵抗するからであると思わ れる。なお,他の方向においても中央径間内よ り側径間内の断層変位に対して応答値が大きく なる傾向がみられた。

以上のような結果から判断すると,3 径間連 続 PC エクストラドーズド橋は,鉛直方向に対 しては約 2.0m の断層変位で上部構造が損傷し 始めることがわかった。また,橋軸および直角 方向に対しては 0.5m程度の断層変位で支承が 損傷を受け,次に橋脚や上部構造が損傷を受け ることがわかった。



図-12 上部構造の曲率応答(Case-12)



図-13 ラーメン化の曲率応答(Case-8)

4.3 エクストラドーズド橋のラーメン化

3 径間連続エクストラドーズド橋は橋軸方向 および直角方向の断層変位に対して,損傷が支 承部に集中する結果となった。連続桁形式の支 承部の破壊は,上部構造が支えを失うため,落 橋につながる可能性もある。このような致命的 な損傷を避ける方法として,ラーメン形式が考 えられる。そこで,多少安易ではあるが,他の 条件を変えず,ゴム支承を無くしてラーメン構 造とした場合について検討を行った。

結果の一例として,橋軸方向の断層変位に対 する橋脚の曲率応答を図-13 に示す。なお,ゴ ム支承とした場合の橋脚の曲率応答は図-10 で ある。ゴム支承とともに橋脚基部が抵抗する場 合に比べて,ラーメン構造は橋脚基部に損傷が 集中する結果となった。なお,本来の設計はラ ーメン構造を想定していないので,本検討では 早い段階で降伏に至る結果になった。

5. まとめ

構造形式が異なる2つのケーブル系橋梁を対象として断層変位に対する解析的検討を行った。 その結果,2.0m前後の断層変位に対して降伏に 至る結果が多く,支承を用いる構造であると, 早い段階で支承部が弱点となることがわかった。

謝辞

本論文を作成するにあたり、日本コンクリー ト工学協会(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」(委員長:大塚久哲九州大学大学院教授) での議論が有益であった.記して謝意を表する。

参考文献

- (社)日本コンクリート工学協会・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報告書,2002.11
- 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