論文 繰り返し地震動による PC 斜張橋の損傷進展度に関する解析的検討

加藤 啓介*1·幸左 賢二*2·宮薗 雅裕*3

要旨:PC 斜張橋である集鹿大橋をプロトタイプモデルとして、本震で受けた初期損傷に着目し、同規模の繰り返し地震動が発生した場合の耐震性能を詳細に分析した。非線形動的解析の結果、初期損傷が主鉄筋の降 伏前後の損傷であった場合に対しては、同規模の繰り返し地震による影響は殆どないことが明らかとなった。 また、長周期成分の卓越する地震波を用いてパラメータ解析を行った結果、1 波目地震での損傷度は大幅に増 大するとともに、2 波目地震時での損傷進展度は1 波目地震での残留変形分に依存することが明らかとなった。 キーワード:台湾集集地震、PC 斜張橋、繰り返し地震、初期損傷

1. はじめに

1999年9月21日,台湾の南投県集集(震央北緯23.87 度, 東経 120.75 度, 震源深度約 7km) を震源として発生 したマグニチュード M_I=7.3 (台湾中央気象局 (CWB) 発表)の大地震では、台湾中部を中心に甚大な被害が生 じた。その中で、地震当時施工中であった PC 斜張橋の 集鹿大橋は橋脚基部のみならず、主塔や主桁が損傷した ことや斜材のケーブルが定着部から抜け出したことな ど,耐震設計上問題のある損傷形態であったため,地震 後,国内外で非線形動的解析などにより,主桁や主塔, ケーブルに対する損傷メカニズムの検討や耐力照査が 行われてきた^{1),2)}。また、このような巨大地震において は、本震のレベルに迫るような余震を伴う場合があり、 例えば、2004年に発生した新潟県中越地震では、損傷の 蓄積された多くの構造物が余震により大きく損傷し、そ の後の復旧作業に影響を及ぼした。土木構造物は、この ような大きな余震に対しても十分な耐震性能を有する ことが基本であるが、余震の影響による損傷進展状況に ついてまとめた研究は極めて少ない。このような観点か ら,ここでは、本震で受けた初期損傷(最大応答塑性率

が 2~3 程度の損傷)に着目し,同規模の繰り返し地震 動が発生した場合の耐震性能を詳細に分析することを 目的とした。

2. 検討対象

2.1 集鹿大橋の構造諸元

濁水渓にかかる集鹿大橋は,震源地集集の南約3kmに 位置する図-1に示すようなPC2径間斜張橋である。地 震当時,本橋は施工中であり,図-1に示す主塔と主桁 の結合部において,主桁断面の片側のプレキャスト部材 が4パネル分取り付けられていなかった。

本橋の断面構成は主桁が円弧線形 2 室 1 主箱桁であり, 桁高 2.75(m), 全幅員 24.0(m),支間長 2@120(m)=240(m) である。また,主塔は図-2および図-3に示すように, $3.0(m) \times 4.0 \sim 6.0(m)$ の中空菱形変断面 RC 柱で高さ 58(m), 斜材は片側 17 段の並列ケーブル 1 面吊り 2 組である。一 方,下部構造の主塔部橋脚は図-4に示すように, 6.0(m) ×6.3(m)の楕円形 RC 柱であり,主塔部の基礎構造形式 は場所打ち杭 (ϕ 1500) である。なお,コンクリートの 設計基準強度 σ_{ck} は主桁,主塔および橋脚とも





^{*1} 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (正会員)

*2 九州工業大学 工学部建設社会工学科 教授 Ph.D. (正会員)

^{*3} 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (正会員)



2.2 集鹿大橋の損傷状況

損傷状況は図-1に示すように、主桁、主塔、橋脚お よびケーブルすべての要素に及んでおり、主桁端部とア プローチ橋の橋軸直角方向の桁ずれなどが発生している。 主塔基部の損傷状況は、基部から4mの範囲内で被り コンクリートの剥落と、軸方向鉄筋の座屈が確認された。

また,橋脚基部では,東西側(橋軸直角方向)に向かっ てひび割れが確認されたため,本対象橋梁では,橋軸方 向,橋軸直角方向ともに大きな地震力が作用したと考え られる。

3. 地震応答解析手法

3.1 入力地震波

標準ケースに用いる地震波は、1999年の台湾集集地震 で観測された、多くの強震観測記録を基に、台湾地震工 学研究センター(NCREE)によって推定され示されてい る.集鹿大橋の地表の最大加速度値が E-W 成分が 600Gal であることから、集鹿大橋と同じ断層上盤側のII 種地盤 上で観測された地震波の中で、最も大きい TCU074 波形 を標準波形に用いて橋軸直角方向の解析を行う。図-5 に加速度応答スペクトル、図-6 に入力地震波形を示す。

また,長周期構造物においては,長周期成分の卓越す る地震波についての影響を評価する必要性があると考え られる。そこで,パラメータに用いる地震波として,周 辺地域の被害が比較的大きく,長周期成分が卓越する台 湾集集地震を代表として TCU068 波形を選定した。 TCU074 波形と TCU068 波形では,本橋の固有周期であ る2秒付近を境に応答スペクトル値が逆転している。







図-4 主塔部橋脚断面図







そのため、TCU074 波形は短周期領域で高次モードに与 える影響が大きく、TCU068 波形は長周期領域で低次モ ードに与える影響が大きい波形であると考えられる。

3.2 余震規模と解析ケース

過去の地震記録から最大余震の規模について調査を 行った。図-7に過去に日本で発生した地震記録での本 震と最大余震の記録を示す。図中には同規模,本震に対 して90%,80%の基準線を示している。最大余震のマグ ニチュードが90%を超える地震の割合は15.4%であり, 80%を超える地震の割合は34.6%となっているため,こ こでは本震に対して80%以上の波形でパラメータ解析 を行う。

また,繰り返し地震動として用いる2波目地震は,代 表的な地震の本震と最大余震の加速度応答スペクトル を調査した結果,ほぼ同様の傾向を示すことが確認され たため,同じ地震波を繰り返し使用することとする。

以上より,解析ケースは,標準ケースとした TCU074 波形の繰り返し入力の他に,TCU074 波形と TCU068 波 形の2つの地震波形の組み合わせで影響が大きいと考え られる TCU074+TCU068, TCU068 波形の繰り返し入力 を,それぞれ余震規模 100%,90%,80%の合計9ケー スについて解析を行った。解析ケースを表-1に示す。 3.3 橋全体解析モデルの設定

図-1に示す斜張橋主径間部(240m)を図-8に示す 3 次元フレームにモデル化し、非線形時刻歴応答解析を 行った。主桁、主塔、橋脚およびケーブルの断面定数は 配筋詳細図に基づいて設定した。ここで、主塔および橋 脚の曲げモーメントー曲率(M-φ)関係は各断面に作 用する橋面荷重を除いた死荷重作用時の軸力を考慮し て算出している。なお、Case7~9においてはP-Δ効果に よる自重の付加分を考慮していない。

フレームモデルにおいて、主桁は片側プレキャスト部



0.002

-0 002

-0 001

0

曲率(1/m) 図-10 橋脚基部 M-φ応答履歴(Case1)

0 001

材の4パネルが未施工部であったため、この影響を解析 モデルの主桁の曲げ剛性に考慮した弾性はり要素を用 いた。主塔と橋脚は弾塑性はり要素を用い、道路橋示方 書耐震設計編に準じて、ひび割れを考慮したトリリニア 型の曲げモーメントー曲率関係を有する武田モデル(剛 性低下率 γ=0.4)を用いている。斜材のケーブルは軸方 向剛性のみを有する線材のトラス要素を用いた。

4. 解析結果

4.1 標準ケース Case1 の応答結果

主塔基部および橋脚基部の M- φ 応答履歴を図-9,10 に示す。解析結果より,主塔基部の最大応答塑性率(最大 曲率/降伏曲率)は1波目で1.69,2波目地震では1.63と なり,ほぼ同程度の損傷が確認された。橋脚基部でも同 様の傾向であり,1波目地震で2.59,2波目地震では2.52 となり,主塔基部と橋脚基部でいずれも降伏耐力を超え て非線形域に達している。

図-11 に Case1 の主塔頂部の時刻歴応答変位を示す。 1 波目地震での最大応答変位は、45.00 秒時に 0.86m、2 波目地震では、135.02 秒時に 0.81m の最大応答変位が発 生する結果となった。この結果、主塔頂部の最大変位に ついても、殆ど変わらない結果となった。

応答が1波目,2波目で殆ど変化しない原因について 剛性勾配と固有周期の関係から考察する。図-12に示す, Caselの1波目地震と2波目地震の最大履歴ループから, 各剛性を算出する。1波目地震では(1)から履歴が始まり, 負側の最大曲率点(2),正側の第2折れ点(3),最大曲率点 (4)から除荷剛性を通り(5)で履歴が終了する。1波目地震 の代表する勾配として(2)と(3)を結んだ剛性 K₀を求める。 2波目地震時での履歴は,(1)'から履歴が始まり,負側の 最大曲率点(2)',正側の最大曲率点(3)'から同じ除荷勾配 を通り(4)'で終了する。2波目地震も同様に(2)'と(3)'を結 んだ剛性 K_{d1}を算出する。K_{d1}(154000MN・m²)は1 波目 地震での K₀(194000MN・m²)よりも剛性勾配が軟化して いることが分かる。このため、2 波目地震時では、剛性 が軟化した分損傷が進展すると考えられる。

次に、図-11 に示した主塔頂部の時刻歴応答変位より、 固有周期を算出する。部材が降伏した後の1波目地震の 41 秒から 44 秒付近の固有周期 T₀=3.12 秒と、2 波目地震 の 131 秒から 134 秒付近の固有周期 T=3.26 秒では、2 波 目地震時で1 サイクル分の周期が増加していることが分 かる。これを図-5の加速度応答スペクトルと照らし合 わせると、3 秒後以降では固有周期の増加に伴い、応答 加速度が低減する。1 波目地震時に対応する応答加速度 が 214(Gal)であったのに対して 2 波目地震時では 197(Gal)となり 9 割程度に低減したため、作用する外力 が小さくなる。このため、剛性の低下分と固有周期の増



加分が相反し合い,1波目地震と2波目地震で損傷が殆 ど変化しない結果になったと考えられる。

4.2 Case4, Case7 の応答結果

4.1 節では対象橋梁に対して影響の小さいTCU074 波 形に対する評価を行ったが、本節では地震波の長周期成 分の影響について TCU068 波形を用いた評価を行う。 Case4(TCU074+TCU068)の主塔基部における M-φ応答 履歴を図-13に示す。主塔基部の最大応答塑性率は1波 目では Case1 と同じ 1.69 であるが、2 波目地震では 5.75 となり、2 波目地震では許容塑性率を大幅に超える損傷 が確認された。

TCU068 波形を用いた場合,大幅に損傷が進展する結 果について考察を行う。図-14 に TCU074 波形と TCU068 波形のパワースペクトルを示す。地震波形のパ ワースペクトルと,表-2に示す本対象橋梁の1次モー ドの固有周期 2.77 秒(固有振動数 0.36Hz)を比較すると, TCU068 波形の卓越する 0.38Hz とほぼ同程度となり,地 震波形と共振したため損傷が大幅に進展したと考えら れる。このため,繰り返し地震動として最大加速度が小 さくても,長周期成分の卓越する地震波が発生した場合 には,初期損傷に関らず,この地震波による損傷が支配 的となることが明らかとなった。

次に Case7(TCU068+TCU068)の解析結果の評価を行う。 図-15 に主塔基部における M-φ応答履歴を示す。主塔 基部の最大応答塑性率は1波目では4.81となり許容塑性 率を大幅に超える結果となった。また,2 波目地震では 5.77 となり,2波目地震では1波目地震での最大応答塑 性率を上回る結果となった。

図-16 に Case7 の主塔頂部の時刻歴応答変位を示す。 1 波目地震での最大応答変位は、40.44 秒時に 1.67m、2 波目地震では、127.62 秒時に 1.93m の最大応答変位が発 生する結果となったため、Case7 では、2 波目地震波で最 大変位も1波目地震波を上回る結果となった。また Case1 のように1サイクル分の固有周期の変化もほとんど見ら れなかった。

2 波目地震で最大応答塑性率と最大変位が増加する原因について Case1 と同様に考察する。図-16 の主塔頂部の時刻歴応答変位から、1 波目地震では固有周期 T₀=2.80秒であったのに対して、2 波目地震では周期 T=2.76 秒となり、固有周期に殆ど変化が見られなかった。このため、図-5より応答加速度の低減は殆ど無いと考えられる。

また,図-17に Case7 の最大曲率となる1 サイクル分の M-φ応答履歴を示す。2 波目地震では、(3)'から(4)'で1 波目地震時での最大曲率点(4)を目指す履歴となり、 最大曲率が増加している。この最大曲率の増加分(2 波目 地震での最大曲率(3)'0.00538(1/m)と、1 波目地震での最 大曲率(3)0.00448(1/m)との差Δφ_{max}=0.000903(1/m))は、

表-2 固有值解析結果(弾性時)

次数	固有周期	固有振動数	刺激係数		
	(sec)	(Hz)	Х	Y	Z
1	2.77	0.36	0.00	13.39	0.00
2	1.75	0.57	-13.62	0.00	0.60
3	0.74	1.35	31.24	0.00	-0.30
4	0.60	1.66	0.34	0.00	25.91
5	0.58	1.73	0.00	17.75	0.00
6	0.45	2.25	-13.74	0.00	-0.73
7	0.35	2.88	-0.40	0.00	7.23
8	0.24	4.19	-6.25	0.00	-2.03
9	0.21	4.69	1.03	0.00	-11.56
10	0.16	6.19	-4.10	0.00	-0.57





図-17 Case7の最大 M- φ応答履歴ループ

2 波目での最大履歴開始点(1)'0.000894(1/m)と, 1 波目履 歴開始点である原点(1)との差である残留曲率 $\Delta \phi$ $_0=0.000894(1/m)とほぼ同程度であった。これは, 2 波目$ 地震では(3)'から(4)'で剛性勾配が低下するものの,部材としての履歴吸収エネルギーが減少しているため,剛性低下に伴う曲率の増加は生じないため, 1 波目地震での残留分がそのまま 2 波目地震開始時にシフトした結果となっている。

4.3 各解析ケースでの損傷進展度

TCU074+TCU074 波形の余震規模をパラメータとした Case1 から Case3 までの1 波目地震から2 波目地震での 損傷進展度を図-18 に示す。初期損傷が小さい場合は, 同規模の繰り返し地震が発生しても1 波目地震での損傷 が支配的であり,最大応答塑性率が1~2.5 と初期損傷が 小さい状態では,2 波目地震を入力しても,損傷度は殆 ど変化しないと考えられる。

TCU074+TCU068 波形の余震規模をパラメータとした Case4 から Case6 における損傷進展度の結果を図-19 に 示す。初期損傷は小さいが、2 波目地震で、最大加速度 は小さいが、長周期成分が卓越し、構造物と共振するよ うな波形を想定した場合に対しては、2 波目地震時で損 傷が大幅に進展する。このような地震が発生した場合で は、2 波目地震での損傷が支配的となるため、塑性化が 進行し、大きな損傷となる危険性があることがわかる。

最後にTCU068+TCU068 波形の余震規模をパラメータ とした Case7 から Case9 における損傷進展度の結果を図 -20 示す。主塔基部正側の損傷に着目すると、1 波目地 震で最大応答塑性率が5 程度の損傷となっており、同規 模の波形で2 波目地震時に損傷が進展する。また、損傷 の進展度は、1 波目地震での残留変形分に依存すると考 えられるため、1 波目地震での損傷が大きいほど、2 波 目地震の影響が大きくなると考えられる。

5. まとめ

主塔基部と橋脚基部に着目し,2 波目地震が与える影響を,1 波目地震の初期損傷に着目して照査を行った。 また,長周期成分の卓越する地震波をパラメータとし, その影響を検討した。以下に得られた知見を示す。

- 1) Casel では、1 波目地震時と2 波目地震時で最大応答 塑性率,最大変位がほぼ同程度の結果となった。これ は,剛性低下と固有周期の増加が相反し合い、1 波目地 震と2 波目地震で損傷が殆ど変化しないと考えられる。
- 2) Case4 では、2 波目地震時に最大応答塑性率が大幅に 増加する結果となった。これは、2 波目地震である TCU068 の卓越周期と対象橋梁の固有周期が同程度で あったため、最大加速度の小さい TCU068 でも大幅に 損傷が進展したためと考えられる。



3) Case7 では、1 波目と2 波目地震で固有周期の変化が 見られず、剛性が殆ど変化しないため、1 波目地震時で の残留分だけ、2 波目地震開始時にシフトしたため、2 波目地震時でこの分損傷が進展したと考えられる。

参考文献

- 九州工業大学:1999年9月21日台湾集集地震橋梁 被害調査報告書,2000.4
- 田崎賢治,幸左賢二,池田隆明,小郷政弘:台湾集 集地震で被災した PC 斜張橋の詳細分析,構造工学 論文集, Vol.50A, pp. 487-494, 2004-3