

# 論文 地震により損傷した PC 斜張橋の補強効果に関する検討

加藤 啓介\*1・幸左 賢二\*2・宮菌 雅裕\*3・小沼 恵太郎\*4

**要旨：**じん性補強をした集鹿大橋をプロトタイプモデルとして、同規模の地震が繰り返し発生した場合の耐震性能を評価した。非線形動的解析の結果、初期損傷で主塔部や橋脚基部が終局曲率に対して  $0.1 \sim 0.6 \phi_u$  程度の損傷であるならば、今回のようなじん性補強を行うことで、2 波目による損傷度はほとんど変化しないことが明らかとなった。また、2 波目の応答が 1 波目に対して大きく異なるケースに対しても履歴ループの特性から照査を行った。

**キーワード：**台湾集集地震, PC 斜張橋, 補強解析, 初期損傷

## 1. 目的

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  $M_L=7.3$ （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ことから、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<sup>1),2)</sup>。また、地震直後より、本対象橋梁では補強工事が行われ、主塔基部には炭素繊維

シート巻き立て工法、橋脚基部には鋼板巻き立て工法による補強が行われた。一方、地震により損傷した構造物に対する補強方法としては、設計地震力に対しても十分な耐震性能を有することが基本となる。このような観点から、ここでは、じん性補強した集鹿大橋をプロトタイプモデルとして、同規模の地震力が繰り返し発生した場合の耐震性能を詳細に分析した。また、地震波タイプをパラメータとして、初期に受けた損傷度の相違に着目し、2 波目の地震動が与える影響を、履歴ループの特性と併せて照査した。

## 2. 検討対象

集鹿大橋は震源地集集の南、約 3km に位置し、

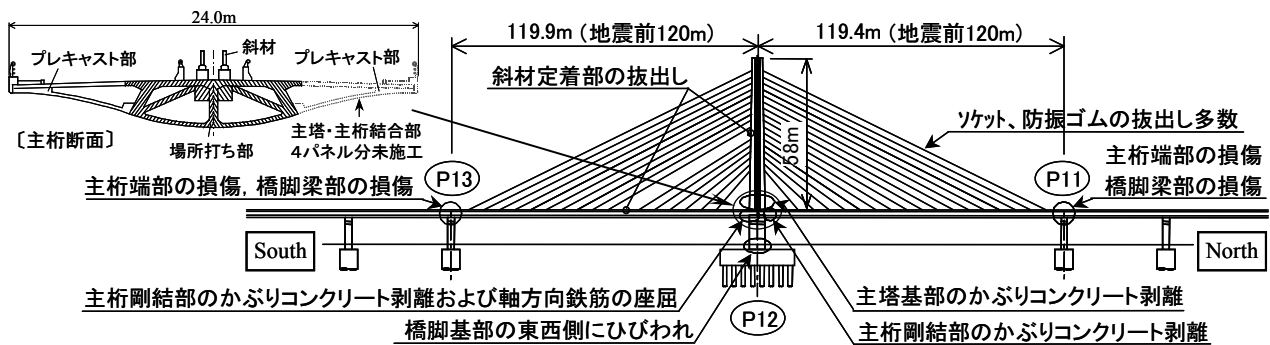


図-1 集鹿大橋の被害概要と測量結果

\*1 九州工業大学 工学部 建設社会工学科 (正会員)

\*2 九州工業大学 工学部 建設社会工学科 Ph.D. (正会員)

\*3 九州工業大学院 工学研究科 建設社会工学専攻 (正会員)

\*4 小沼技術士事務所 工修 (正会員)

濁水溪にかかる 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い状態であった。

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 2.75m、全幅員 24.0m、支間長 2 @ 120m=240m である。また、主塔は図-2 および図-3 に示すように、3.0m×4.0~6.0m の中空菱形変断面 RC 柱で高さ 58m、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、6.0m×6.3m の楕円形 RC 柱でありコンクリート強度は主桁、主塔および橋脚とも 34.3N/mm<sup>2</sup> である。

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、主塔基部の橋軸直角方向の損傷や主桁端部とアプローチ橋の直角方向の桁ずれなどが発生していた。また、主桁と主塔の剛結部では、特に南側の主桁にコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が生じている。したがって、本橋では、橋軸方向、橋軸直角方向ともに大きな地震力が作用したものと考えられる<sup>1)</sup>。

一方、補強状況は 2004 年 7 月時点において、集鹿大橋の補強工事が全て完了した。補強工事の内容を以下に示す。

①主塔基部では、基部から 23m の範囲のひび割れに樹脂を注入し、その後コンクリートの剥離、剥落の生じた範囲で 2 層の炭素繊維シート巻き立て工法によりじん性補強した

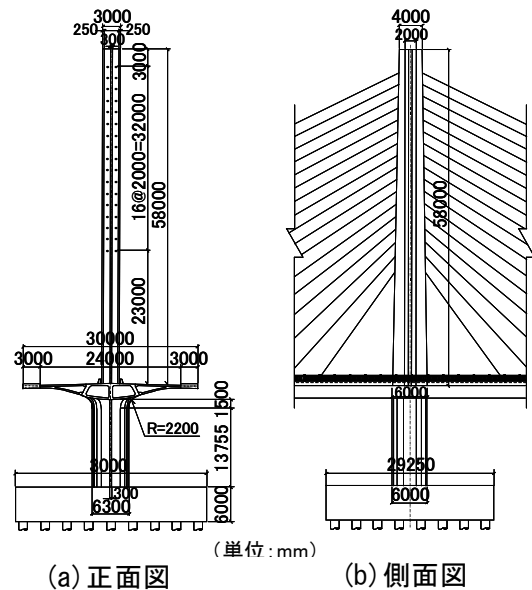
②橋脚基部では地表面から 4m の範囲を鋼板巻き立て工法により補強した

③ケーブルの取替え工事は、定着部に APS アンカーを用い、全てのケーブルを修復した<sup>2)</sup>

### 3. 補強による耐震性能の詳細分析

#### 3.1 解析モデルの設定

図-1 に示す斜張橋主径間部 (240m) を図-5 に示す 3 次元フレームにモデル化し、非線形



(a) 正面図 (b) 側面図

図-2 主塔部構造一般図

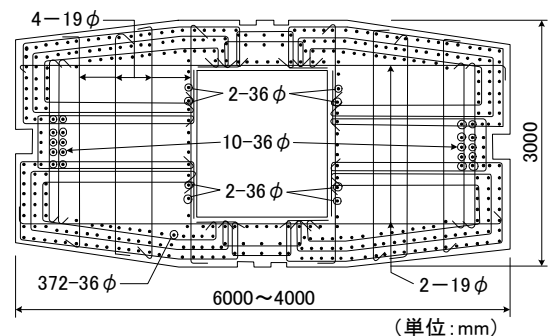


図-3 主塔断面図

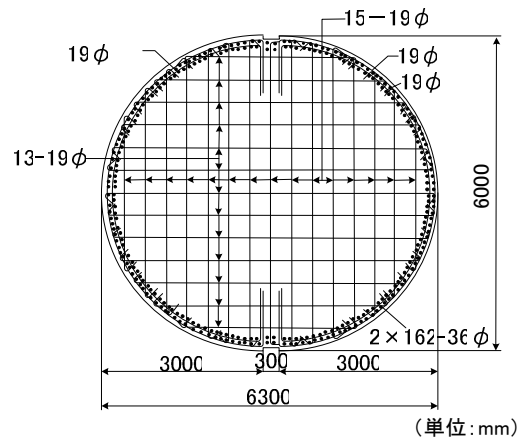


図-4 主塔部橋脚断面図

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既往の文献<sup>1)</sup>を参考にして設定した。

#### (1) 主桁のモデル化

地震当時、本橋は図-1 に示すように、主桁の片側プレキャスト部材の 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

曲げ剛性に考慮している。断面欠損を考慮した主桁のモデル化を図-6に示す。なお、補強解析においては、主桁切欠き部のない完成形としている。

### (2) 主塔と橋脚および基礎のモデル化

主塔と橋脚の弾塑性はり要素における曲げの非線形特性は道路橋示方書V耐震設計編(以降、道示耐震編と称する)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-曲率関係を有する武田モデル(剛性低下率  $\gamma=0.4$ )を用いている。また、基礎部には、道示耐震編に準じて水平・鉛直・回転方向の集約バネ定数を算出し、水平方向と回転方向の連成項が0となる位置まで剛な仮想部材を設け、その下端に基礎バネを設置した。

### (3) 補強断面のモデル化

本橋の補強断面の M- $\phi$  骨格曲線を図-7に示す。補強工事で、ひび割れに樹脂を注入し、炭素繊維シートを巻き立てていることから、図中(a)に示すように、コンクリートがひび割れまで耐力を受け持つとした。図中(b)の第2勾配の降伏点は、補強前の履歴の最大曲率点であると仮定した。終局点は、図中(c)に示すように、炭素繊維シートでじん性補強したときの終局曲率とした。なお、炭素繊維シートは実施工で最も使用が多い、繊維目付け量  $300\text{g/m}^2$  のシート2層巻きと仮定している。炭素繊維シートと今回換算した鉄筋の材料特性を表-1に示す。補強範囲は、一般にひび割れ発生が目視で確認できるレベルとして、最大応答塑性率が2を超えた範囲とした。そして最大応答塑性率が2を超えた部材に関しては、図-7に示すような骨格曲線を用いて  $\phi_{\max}$  を正負同じ値を入力した。その後、2波目の地震波を入力し補強解析を行った。

### 3.2 入力地震波

本解析で用いる入力地震動は、2002年11月に現地調査した際に実施した地盤の微動計測により得られた水平成分と鉛直成分のスペクトルの比である H/V スペクトルと、TCU078 のフーリエスペクトルから、加速度振幅のみを補正す

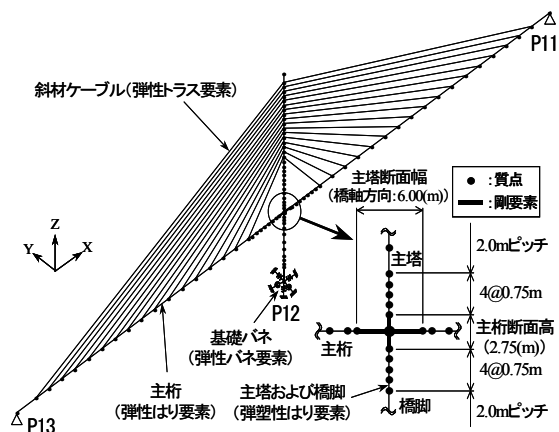


図-5 解析フレームモデル

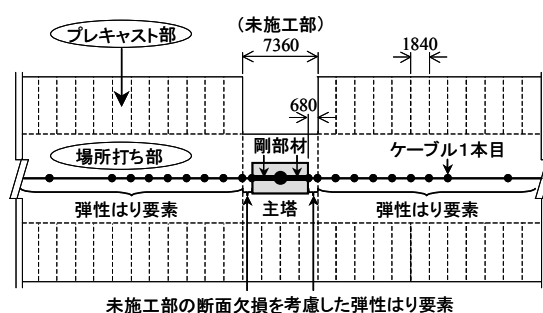


図-6 主桁剛結部の主桁のモデル化

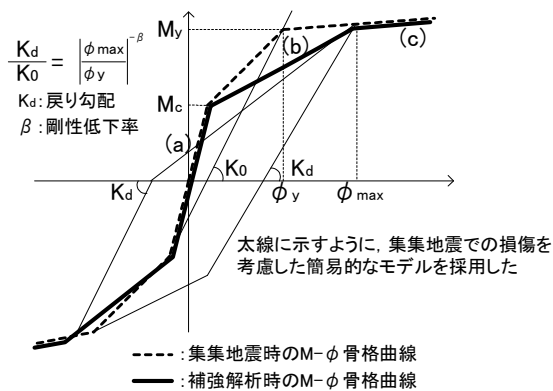


図-7 補強解析での M- $\phi$  骨格曲線

表-1 使用した炭素繊維シートと鉄筋

シート, 鉄筋種類	SU245-300	SD345-D19
繊維目付け量( $\text{g/m}^2$ )	300	
シート厚, 鉄筋径(mm)	0.167	19
引張強度( $\text{N/mm}^2$ )	3400	490以上
ヤング係数( $\text{N/mm}^2$ )	2.45E+05	2.05E+05

ることで推定した<sup>1)</sup>。集鹿大橋地点の想定地震動波形を図-8に示す。

### 3.4 解析結果

解析結果は、主塔頂部の応答が橋軸直角方向に卓越することから、橋軸直角方向のみの結果を示す。図-9に補強前後の主塔基部、図-10に補強前後の主塔基部における M- $\phi$  応答履歴を示す。補強前の主塔基部の最大応答塑性率は正側 2.48、負側 0.61 であった。補強前の橋脚基部の最大応答塑性率は正側 0.96、負側 2.12 であった。橋脚基部における実際の損傷状況は基部から高さ 4m 程度まで、曲げひび割れが生じたものの、コンクリート剥離などは見られなかったことから、解析で得られた応答塑性率と比較的整合していると考えられる。しかし、主塔基部については、実際に柱の東側片面でかぶりコンクリートが剥落する損傷が生じていることから、解析で得られた応答結果と損傷の方向は比較的整合しているものの、最大応答塑性率については、作用軸力が  $7.35\text{N/mm}^2$  と、一般的な RC 部材の約 7 倍程度であり、高軸力化の影響により柱の変形性能が低下し、解析結果が実際の応答よりも小さく評価された可能性が考えられる。一方、主塔基部補強後の最大応答塑性率は 2.97 となり、補強後の方が最大応答塑性率は大きくなる。これは、図-11 に示す主塔基部における最大応答塑性率の増加量より、M- $\phi$  骨格曲線の影響が考えられる。補強前の履歴曲線の履歴吸収エネルギー ABCD と、補強後の履歴吸収エネルギー AFE は等しくなることが想定されるため、斜線部の面積  $S_1$  と  $S_2$  も等しくなると考えられる。よって補強後は、面積  $S_1$  分だけ応答曲率が増加したので、最大応答塑性率も 19.8% 増加したと考えられる。以上のことから、再度同規模の地震が発生した場合には、今回と同程度の損傷を受けることが想定される。次に橋脚基部は鋼板巻き立て工法により補強されているが、橋脚基部補強後の最大応答塑性率は 1.45 であり、最大応答塑性率は小さくなった。これは、より大きく損傷した主塔基部に地震力が集中したために、橋脚基部での最大応答塑性率が小さくなったと考えられる。

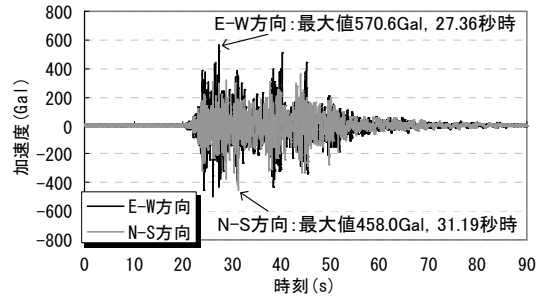


図-8 入力地震波形 (TCU078 補正)

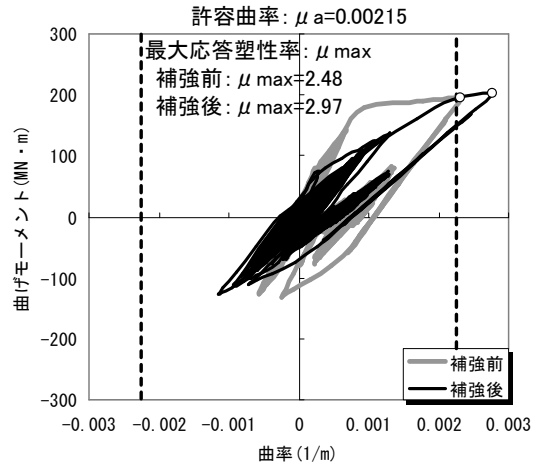


図-9 主塔基部 M- $\phi$  応答履歴

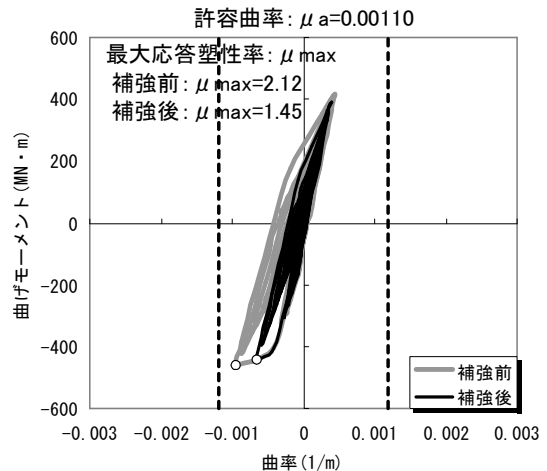


図-10 橋脚基部 M- $\phi$  応答履歴

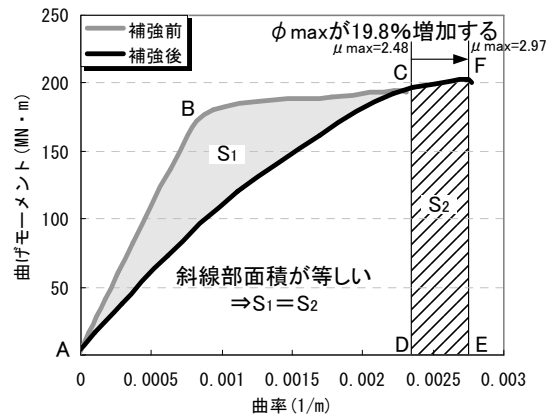


図-11 最大応答塑性率の増加量

## 4. 地震波のパラメータ解析

### 4.1 解析目的と手法

3章では、補強後に再度同規模の地震動を受けた場合を想定したが、本章では、2波目の地震動が初期損傷に与える影響を照査する。解析手法は、地震波1波目を入力した後、3章と同様に炭素繊維シート補強を想定し、最大応答塑性率が2を超えたものについては図-7に示したようにM- $\phi$ 骨格曲線を変更し、その後2波目として再度同じ地震波を入力した。図-12に今回パラメータ解析で用いた地震波の加速度応答スペクトルを示す。各地震波の特徴を示すと、TCU074は集鹿大橋と同じ断層上盤側で観測された中で最も大きな応答加速度であること、TCU068は長周期成分が卓越する波形であること、JR鷹取は、道示耐震編でII種地盤用の標準加速度応答スペクトルとなっており、集鹿大橋地点でもII種地盤であると推定されている<sup>1)</sup>こと、川口町はこれらの地震波の中で最も応答加速度が大きいことである。

### 4.2 解析結果

図-13に主塔基部の最大応答曲率 $\phi_{max}$ を、最外縁鉄筋位置におけるコンクリートが終局ひずみに達した時点の曲率 $\phi_u$ で割った結果(以下 $\mu_{\phi u}$ とする)を示す。図左端のTCU074入力時は、正側、負側とも $\mu_{\phi u}$ が減少したが、その他の地震波では、正負の片方は増加し、もう一方は減少する傾向が得られた。その中でも、TCU068では負側、JR鷹取では正側の $\mu_{\phi u}$ が大幅に増加する結果となった。また、図-14に示す橋脚基部の $\mu_{\phi u}$ の変化量では、JR鷹取入力時の正側で $\mu_{\phi u}$ は減少したが、その他の地震波では $\mu_{\phi u}$ が増加する結果となった。

図-15に主塔基部と橋脚基部の1回目から2回目地震入力時への損傷度の変化量を示す。図に示す点は、1回目と2回目での損傷度がほとんど変化しない領域I、2回目に急激に損傷度が増加する領域II、2回目に損傷度が減少する領域IIIの3パターンに分類することが出来る。1回目と2回目で損傷度がほとんど変化しない領

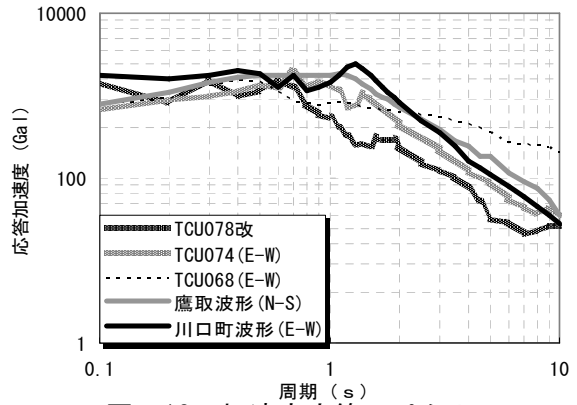


図-12 加速度応答スペクトル

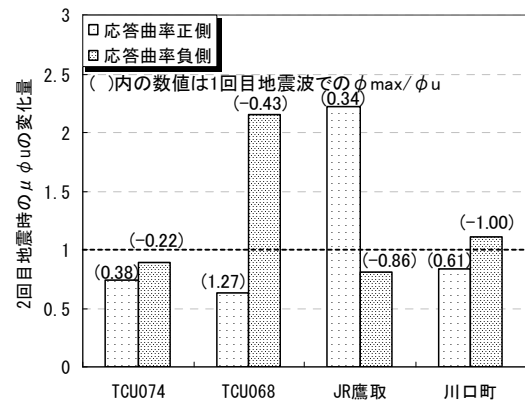


図-13 主塔基部 $\mu_{\phi u}$ の増減量

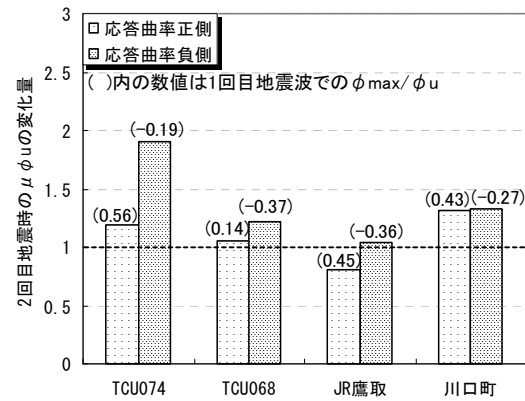


図-14 橋脚基部 $\mu_{\phi u}$ の増減量

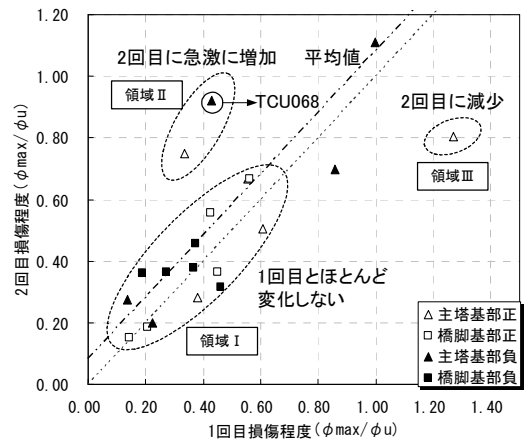


図-15 損傷度の変化量

域Ⅰの場合は、1回目での損傷度が $0.1\sim 0.6\phi_u$ の範囲で多く分布している。このことから、1回目地震での損傷度が $0.1\sim 0.6\phi_u$ 程度の損傷度であれば、今回のようにじん性を向上させる補強で、2回目地震での損傷度はほとんど変化しない傾向であることが分かる。次に、2回目に急激に増加した領域Ⅱの場合のTCU068入力時について考察する。TCU068入力時の主塔基部での $\mu_{\phi_u}$ は、2回目地震で負側の最大応答曲率が2倍以上大きくなる結果となった。応答曲率は、図-16に示すTCU068入力時の主塔基部のM- $\phi$ 応答履歴より、2回目地震時では、ひび割れ発生曲率以降の剛性が、1回目地震時よりも低下しているため、図-11に示したように、履歴吸収エネルギーが等しいと考えられるため、最初に負側に大きく進展した。このことにより、負側の $\phi_{max}$ が増加したものと考えられる。JR鷹取入力時についても以上と同様の傾向が言える。また、2回目地震で損傷度が減少した領域Ⅲでは、図-17に示すTCU068入力時の主塔基部の時刻歴応答曲率に着目すると、2回目地震時では、36秒付近で負側に大きくシフトした分だけ、正側の応答曲率が小さくなった結果、正側では $\phi_{max}$ が2回目地震時で小さくなったと考えられる。

## 5. まとめ

以上より、主塔基部と橋脚基部における補強効果の照査を行った。また、地震波をパラメータとし、初期の地震動による損傷度に対して、2波目の地震が与える影響を検討し、得られた知見を以下に示す。

- (1) 集鹿大橋地点の想定地震動を入力し、主塔基部を炭素繊維シート補強した結果、補強前の最大応答塑性率は2.48であったが、補強後は2.97となり19.8%の増加が確認された。これは補強によるM- $\phi$ 骨格曲線の変更により増加したと考えられる。
- (2) 地震波のパラメータ解析を行い、2波目の応答が1波目の損傷度に対して与える影響を

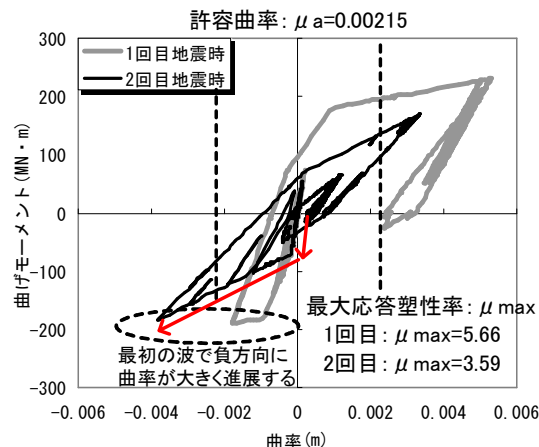


図-16 主塔基部 M- $\phi$  応答履歴 (TCU068)

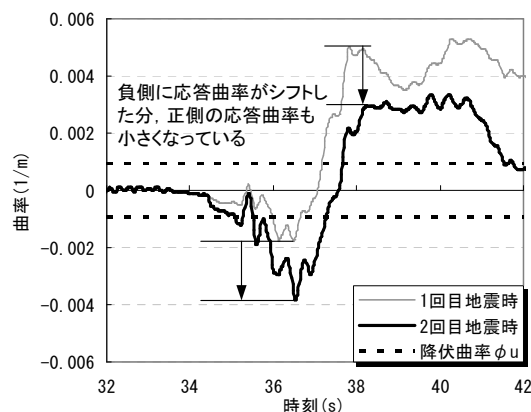


図-17 主塔基部時刻歴応答曲率 (TCU068)

照査した結果、1回目損傷度が $0.1\sim 0.6\phi_u$ では、今回のようなじん性を向上させる補強で、2回目の損傷度はほとんど変化しない。

(3) TCU068入力時では、2回目の損傷度が大幅に増加した。これは、ひび割れ発生曲率以降の剛性が低下していることから、初期段階で負側に大きく曲率が進展したことによる。そのため、負側にシフトした分だけ正側の最大応答曲率も小さくなったと考えられる。

## 参考文献

- (1) 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
- (2) 吳瑞龍, 久保元生, 謝哲雄, 小川久志: 集鹿大橋のケーブル補修工事, 橋梁と基礎, pp13-19, 2005-4