

断層変位を受ける中路式鋼アーチ橋の耐震挙動 と耐震性能評価の検討

山尾 敏孝¹・庄 達也²・村上 慎一³・松田 泰治⁴

¹熊本大学教授 大学院自然科学研究 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

E-mail: tyamao@kumamoto-u.ac.jp

²樹大林組東京本社 (〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2)

³熊本大学博士前期課程 大学院自然科学研究 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

E-mail: 063d8842@stud.kumamoto-u.ac.jp

⁴熊本大学教授 大学院自然科学研究 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

E-mail: mazda@kumamoto-u.ac.jp

近年、断層変位により土木構造物が被災した事例が相次いで報告されているが、現状では、地震動に対する橋の耐震性を照査する規定のみで、断層変位に対する照査法の規定はない。本研究は、中路式鋼アーチ橋が地表地震断層を受けた時の鋼アーチ橋の損傷メカニズムを明確にし、断層変位に対する耐震性能照査について検討を行った。対象橋梁は断層変位を考慮せずに設計された既設の中路式鋼アーチ道路橋で、0.5m～3.0m 程度の断層変位を想定した。断層変位と地震動の関係が明らかではないため、地震動を受けた後に断層変位が生じる場合と断層変位後に地震動を受けた場合とに分けて耐震性能を検討することにした。特に、レベル 2 地震動に関して時刻歴応答解析を実施し、レベル 2 地震動の照査に関してどの程度の耐震性能を有しているか確認したものである。

Key Words: Half through steel arch bridge, seismic performance, fault displacement, nonlinear dynamic analysis, interaction strength curves

1. はじめに

近年、諸外国において断層変位により土木構造物が被災した事例が相次いで報告されている^{1)~3)}。例えば、1999 年に発生したトルコのコジャエリ地震及び台湾の集集地震では、それぞれ水平方向に最大 4～5m 程度および鉛直方向に最大 9～10m 程度に達する断層変位が出現し、断層による永久変位が原因となって道路橋を含む多くの構造物が被災した。写真-1 は集集地震における地表面に生じた断層変位の写真である。また、兵庫県南部地震においても、断層変位による土木構造物の被災が報告されている。道路橋のようなネットワーク型交通系のライフラインの宿命として、これらの断層をどこかで必ず横切らなければならない。そのため、道路橋の耐震設計上、断層変位の影響を考慮する必要があることが強く認識される結果となった。しかし現状の耐震設計基準においては、地震動に対する橋の耐震性を照査する規定のみで、断層変位に対する照査法の規定はなく、断層変位の影響を耐震設計に取り入れている事例がないのが現状である⁴⁾。

また、地震動が発生して地表面で断層変位が生じる場合(これを地表地震断層とよぶ)、断層発生域での地震動データの記録がないことより、地震動と地表断層変位発生との関係が明らかでない。また、震源部における断層破壊が地表断層変位の大きさや位置等に影響を及ぼすと考えられるが、これらの影響についても十分明らかにされていない。このように断層変位の影響を考慮した耐震性能評価法の確立は今後より一層重要な問題である。

本研究では、中路式鋼アーチ橋の地表地震断層による鋼アーチ橋の損傷メカニズムを明確にし、断層変位に対する耐震性能照査を行った。対象橋梁は断層変位を考慮せずに設計された既設の道路橋で、アーチの支間内で地表地震断層が生じるものとし、大きさを 0.5m～3.0m 程度の断層変位を想定した。本来、地表地震断層と地震動はほぼ同時に生じるものと考えられるが、断層変位と地震動を生じる外力を作用させての解析例はほとんどない。そこで本解析では、地震動を受けた後に断層変位が生じる場合との比較の意味で断層変位後に地震動を受けた場

合とに分け、耐震性能の検討を試みた。レベル 2 地震動による時刻歴応答解析を実施し、どの程度の耐震性能を有しているかも確認した。

2. 解析概要

本研究における解析は、①静的解析（弾性域）における自重解析、②静的解析（非弾性）における強制変位、③地震波による時刻歴応答解析により実施した。

自重による初期断面力を考慮する必要があるため、事前に自重解析を行い、その結果を次の解析に引き継ぐことで、初期断面力及び初期変位を考慮した。自重解析は各質点に対して鉛直下向きに震度 1 を漸増载荷することとした。今回の解析パターンは、強制変位のみ、時刻歴応答解析のみ、強制変位を与えた後に時刻歴応答解析、時刻歴応答解析の後に強制変位の 4 パターンである。使用した解析ツールは汎用解析プログラム T-DAPⅢである⁵⁾。数値計算法は直接積分法とし、積分手法は Newmark β 法 ($\beta=0.25$) を用いた。質量は集中質量とし、床版に関してのみ回転慣性質量を考慮している。また減衰は Rayleigh 減衰とし、後に述べる固有値解析から得られる 1 次と 5 次の固有振動数により計算した。本研究では、耐震性能をひずみにより照査・検討することを考慮し、軸力変動及び 2 軸曲げを考慮でき、各ファイバー要素に一軸の応力-ひずみ関係が適用できる 3 次元ファイバーモデルとした。鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニアを用い降伏後の剛性低下率は 0.01 とした。床版のコンクリートの材料構成則は、参考文献 6) で用いられた 2 次関数型のコンクリートモデルとした。

(1) 解析モデルと静的解析方法

解析対象橋梁は、昭和 55 年道路橋示方書により設計された中路式鋼アーチ橋を参考にモデル化した。図-1 に示すような、橋長 139m、支間割り 16.5m+106m+16.5m、ライズ 20.0m の中路式アーチ橋である。床版は鉄筋コンクリート床版 ($t=200\text{mm}$)、舗装はアスファルト舗装 ($t=70\text{mm}$) である。部材の断面はアーチリブ、補剛桁、及び支柱は補剛箱型断面であり、縦桁、横桁、補剛桁横構及びアーチリブ横構は I 型断面で構成されている。図-2 はアーチリブ、支柱及び横桁の断面形状例を示す。鋼種はアーチリブ、補剛桁、横桁、横構が SM490Y (降伏応力 $\sigma_y=353\text{MPa}$ 、ヤング率 $E=206\text{GPa}$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$)、それ以外の部材が SS400 (降伏応力 $\sigma_y=235\text{MPa}$ 、ヤング率 $E=206\text{GPa}$ 、ポアソン比 $\nu=0.3$) である。また、コンクリートの圧縮強度を $\sigma_{ck}=30\text{MPa}$ とした。使用した部材はファイバー要素でモデル化しており、断面分割数はフランジ、ウェブを 8 分割、補剛材に関しては 2 分割してモデル化した。

補剛桁横構とアーチリブ横構はピン結合でモデル化しており、回転自由とする。また、床版は、RC 床版と補剛桁は別々に梁要素でモデル化し、床版中央要素の節点と



写真-1 集集地震の地表地震断層

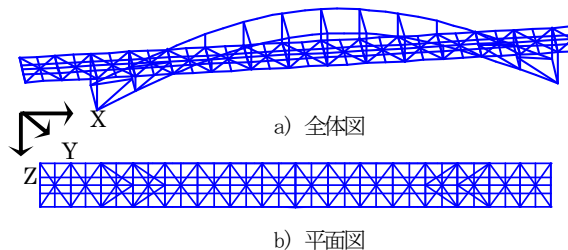


図-1 中路式アーチ橋モデル

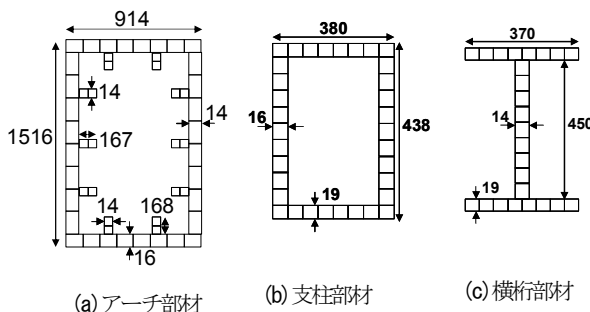


図-2 アーチ、支柱及び横桁の部材の断面形状例（単位:mm）

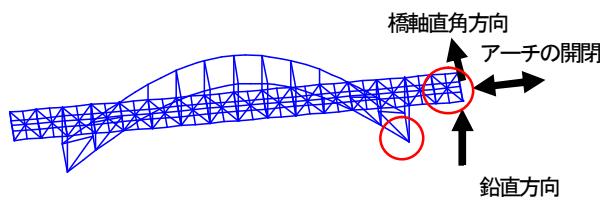


図-3 強制変位の入力方向

補剛桁節点の間は剛結合してモデル化した。解析モデルは節点数 297、要素数 430 となっている。

静的解析(非弾性)において、強制変位を断層変位と仮定して解析を行うことにした。強制変位の方法としては、図-3 に示すように、橋軸方向（アーチが開く方向とアーチが閉じる方向）、橋軸直角方向及び鉛直方向の 4 方向とした。強制変位は補剛桁端部とアーチリブ基部の支点(図-3 の丸印部分)に同一な強制変位を与え、地表地震断層を想定した。その変位量はそれぞれの方向に対して、変位増分を 0.001m とし 0.5m, 1.0m, 2.0m, 3.0m とした。

(2) 入力地震動と加速度応答スペクトル

動的解析で用いた入力地震動は、道路橋示方書V耐震設計編 Ⅳの波形で Type1-1-1~Type1-1-3, Type2-1-1~Type2-1-3 を使用した。一般的にアーチ橋は地盤条件の良好な地点に架設されることが多いため、解析においてはⅠ種地盤上で観測された地震波を用いた。Type1 地震波は Type2 地震波と比べ最大加速度が小さいが、200gal を超える加速度が長時間続いていることが特徴である。また Type1-1-3 のみ継続時間が 40sec である。Type2 においては、最大加速度が、812.0, 765.9, 780.0 であり、大変大きい値が観測されている。地震波の入力方向は橋軸方向と橋軸直角方向の 2 方向である。解析に用いた入力地震波の絶対加速度応答スペクトル（減衰定数 $h=0.03$ ）を図-4 に示す。

(3) 固有値解析

対象橋梁モデルを固有値解析した結果を表-1 に示す。表中の有効質量比とはその次数のモードが全体の応答に占める割合を示し、各方向の有効質量比が最も高い次数が卓越する次数である。橋軸方向(X方向)では1次モード、橋軸直角方向(Y方向)では5次モード、鉛直方向(Z方向)では、7次モードが最も卓越する変形モードである。橋軸直角方向においては、2次モードの有効質量比が36%と高い値となっていることから、2次の変形モードも全体挙動に影響する可能性がある。また固有周期に着目すると、橋軸方向の卓越周期は1.084sec、橋軸直角方向では2次で0.586 sec、5次で0.294sec、鉛直方向では0.240secとなっている。固有値解析の結果と比較して、橋軸方向では Type1-1-2 で、橋軸直角方向では Type1-1-1 と Type2-1-1 と Type2-1-2 で、鉛直方向では Type1-1-3 において、地震動の卓越した周期と対象橋梁の固有周期が近い値となっていることから、共振を起こす恐れがあることがわかる。

3. 静的解析の解析結果

(1) 静的解析（非弾性）における断層変位の方法

図-5 に強制変位を与えたときの方向と変位量別の塑性化した部材数のグラフを示す。強制変位を 3.0m 与えた時、橋軸方向（アーチの開閉方向）において塑性化した部材が 40 箇所以上確認されたが、鉛直方向においては全く確認されなかった。鉛直方向に関しては、鉛直上方と下方の両解析とも塑性化した部材は確認されなかったため、鉛直下方の 1 パターンで解析を進めた。橋軸直角方向に関しては、橋軸直角軸に対して左右対称の橋梁であるため、1 パターンのみ解析を実施した。橋軸直角方向の 3.0m の場合 18 箇所、0.5m の場合では 2 箇所のみ塑性化した部材が確認されただけで、強制変位の方向による部材の塑性化数の違いが顕著に見られた。

以上より、橋梁を架設する際計画地に断層が確認され

ている場合、断層との交差角を考慮した計画・設計が断層変位による損傷を軽減することができると予想される。

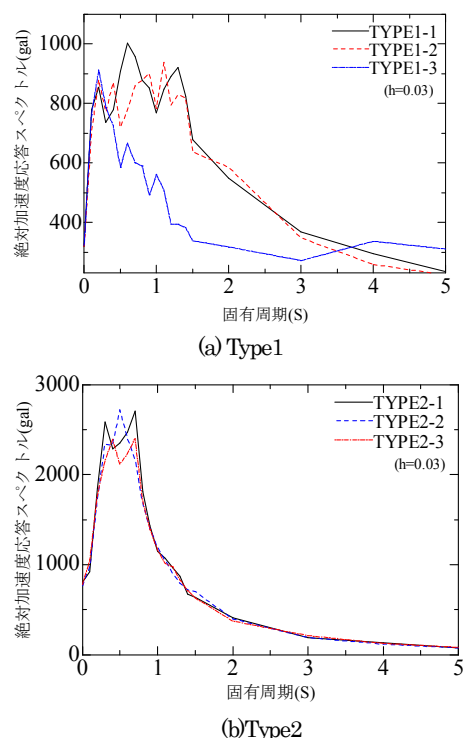


図-4 絶対加速度応答スペクトル

表-1 固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比(%)		
			X	Y	Z
1	0.922	1.084	39	0	0
2	1.707	0.586	0	36	0
3	3.042	0.329	0	0	0
4	3.101	0.322	12	0	0
5	3.404	0.294	0	45	0
6	4.062	0.246	0	0	0
7	4.103	0.244	0	0	37
8	4.169	0.240	0	0	0
9	4.627	0.216	0	0	17
10	5.558	0.180	0	1	0

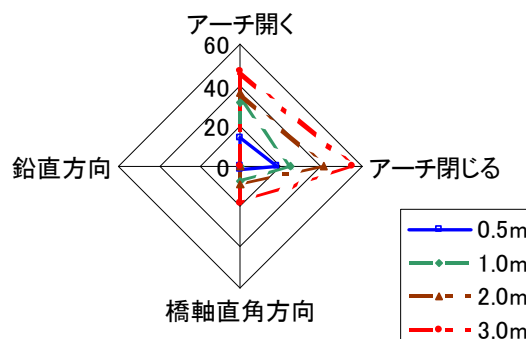


図-5 方向と変位量別の塑性化部材数

(2) 橋軸方向の解析結果と考察

図-6 に橋軸方向（アーチが開く）に強制変位を 3.0m 与えたときの变形状況（側面図）を示した。また、図-7 はアーチ部材開閉方向時の塑性化した部材の箇所を、図-8 は強制変位を橋軸方向に与えた時の、アーチリブと補剛桁の軸力分布を全断面降伏軸力により無次元化して示した。

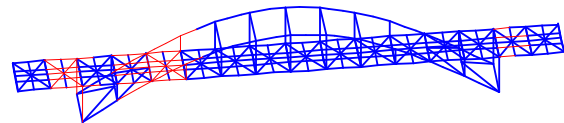
図-7 において赤線で示す部分が塑性化した部材であるが、図-6 より強制変位を与えた支点の逆側のアーチリブと補剛桁の交差部付近が大きく变形していることがわかる。また、同様の部分に塑性化した部材が集中していることが図-7 (a) から確認できた。なお、アーチが閉じる方向の場合もほぼ同様の結果となった。一方、図-8 の軸力図を見ると、アーチリブと補剛桁の交差部で最も大きい値が得られていることから、塑性化した箇所の妥当性が伺える。両方向ともに軸力変動はほぼ同じ様な結果が得られたが、アーチが開く方向に強制変位を与えた場合、補剛桁中央部ではほぼ軸力がゼロとなっていることがわかる。また、強制変位を与えた側と逆側の補剛桁端部でアーチが閉じる方向の場合よりも比較的大きな軸力が得られたが 0.1 程度であった。対象橋梁が中梁式であることから、アーチリブと補剛桁の交差部に応力が集中したことが考えられる。

アーチが開く方向の場合、初降伏に至るのは 0.314m の時で、補剛桁との交差するアーチリブであった。降伏

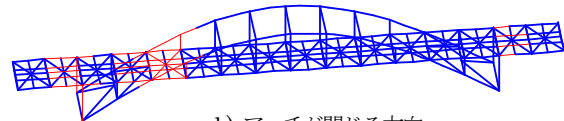


図-6 アーチが開く場合の变形図（変位=3.0m）

後もアーチリブ、床版のコンクリート及び補剛桁において塑性化の進展が確認され、変位量が 0.5m の時はアーチリブと補剛桁以外で塑性化した部材は確認されなかった。更に変位量を増加させると、縦桁や支柱及び補剛桁横構にも塑性化した部材がみられるようになった。アーチが閉じる方向の場合も開く方向の場合とほぼ同様な結果が得られ、初降伏は 0.365m の時でアーチが開く方向の場合と同様の箇所であった。

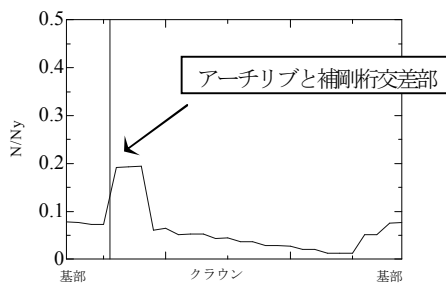


a) アーチが開く方向

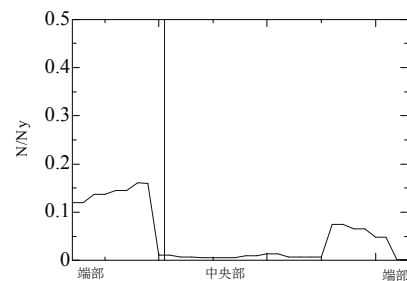


b) アーチが閉じる方向

図-7 塑性域分布図

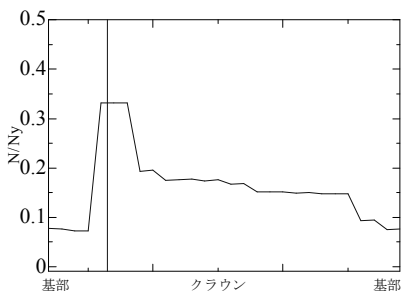


a) アーチリブ

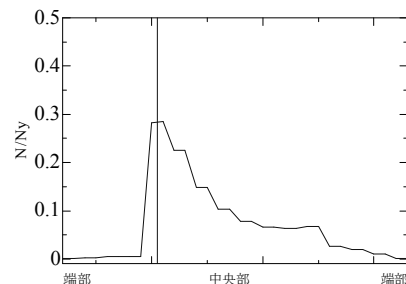


b) 補剛桁

i) アーチが開く場合の軸力図



a) アーチリブ



b) 補剛桁

ii) アーチが閉じる場合の軸力図

図-8 強制変位を橋軸方向に与えたときの軸力図

4. 時刻歴応答解析結果と考察

Type2-1-1～Type2-1-3 の地震波を入力したときのアーチクラウン部の時刻歴応答変位を図-9 に示す。i)は橋軸方向、ii)は橋軸直角方向に地震波を入力したときの応答変位である。変位の方向はi)が X (橋軸) 方向でii)が Y(橋軸直角)方向である。アーチクラウン部の最大応答変位と残留変位を表-2 に示す。橋軸方向における最大応答変位は Type2-1-1 の 100.9 mm、橋軸直角方向では Type2-1-2 の 359.4mm である。軸方向において Type1-1-1 による応答変位が最大となっているのは、固有値解析結果による橋軸方向の 4 次の振動モードが有効質量比 12%とわずかではあるが、Type1-1-1 の卓越周期 0.3sec と共振したものと考えられる。一方、橋軸直角方向で、Type2-1-2 による応答変位が最大となったのは、Type2-1-2 の卓越周期が 0.4～0.6sec で橋軸直角方向の 2 次モードと共振を起こしたことが考えられる。同様の理由により Type2-1-1 と Type2-1-3 においても 300mm 以上変位しており、Type1-1 よりも大きな応答となった。しかし、地震波 6 波をそれぞれ 2 方向に入力したが塑性化した部材は確認されなかった。最も応答変位が大きい

と考えられるアーチクラウンの応答変位が約 350mm であり、強制変位よりも小さい値となっており、変位量としても小さいことから塑性化した部材が発生しなかったと思われる。

表-2 からもわかるように、残留変位に関してはほとんど 10mm 以下であるのに対して、Type1-1-3 のみ 10mm を超えていた。この理由として、Type1-1-3 地震動は 200gal を超える加速度が 40 秒と長時間続いていることが挙げられる。いずれにしる残留変位は 10mm 程度であることから橋梁に大きな影響を与えるものではないといえる。

図-10 は橋軸方向及び橋軸直角方向に地震波を入力した場合の各部材における応力-ひずみ曲線を示したものである。a)が断層変位による損傷が多数確認された、アーチリブと補剛桁との交差部のアーチリブ側、b)が a)の補剛桁側の結果をそれぞれ示したものである。図の横軸はひずみで、縦軸には応力を取り、それぞれ降伏応力及び降伏ひずみで無次元化して示している。1 を超えた場合塑性化したと判定することになるが、図よりどちらも 1 を超えておらず、弾性範囲内の挙動であり塑性化していないことがわかる。

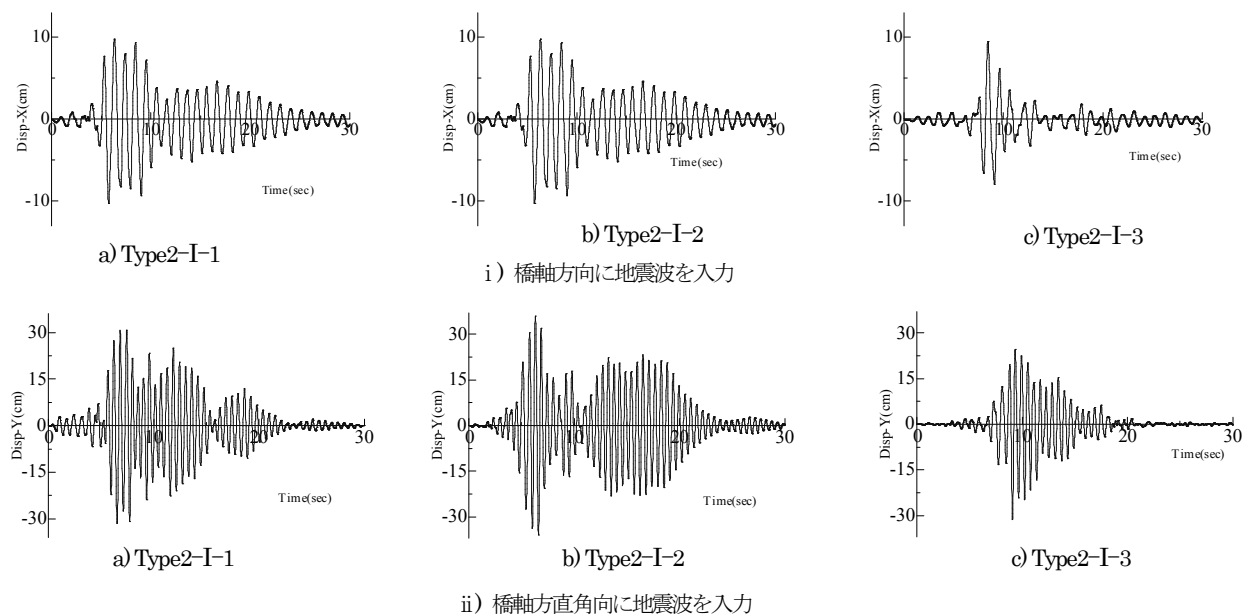


図-9 アーチクラウン部の時刻歴応答変

表-2 アーチクラウンの最大応答変位と残留変位

		Type1-1-1	Type1-1-2	Type1-1-3	Type2-1-1	Type2-1-2	Type2-1-3
橋軸方向	最大応答変位	65.9	86.7	83.3	100.9	97.6	94.9
	残留変位	6.47	2.25	13.14	3.51	5.87	2.82
橋軸直角	最大応答変位	108.0	107.5	106.1	315.1	359.4	312.9
	残留変位	4.66	2.13	14.03	0.51	0.13	0.66

単位：mm

5. 地震波と強制変位における解析結果と考察

(1) 地震波入力後の強制変位を与える場合

断層と地震の関係は複雑な現象を伴っていることから、断層変位挙動を表す方法として地震波入力後に強制変位を与えるパターンと強制変位を与えた後に地震波を入力するパターンの解析を実施した。しかし、本研究で用いた中路式鋼アーチ橋は地震波を、橋軸方向と橋軸直角方向にそれぞれ入力した結果、塑性化した部材が確認されず、弾性範囲内の応答のみという結果が得られた。そのため、地震波を入力した後に強制変位を与えるパターンの解析では、残留変位も橋梁に影響を与える程度のもではなかったことから、強制変位のみを与えた解析結果と変わらない結果となった。より実現象に近い、断層変位を考慮した耐震性能評価を実施するには、地震動により断層変位が生じる現象を再現する方法が必要となる。現在、地震動を積分して得られる変位波形を入力する方法が考えられるが、解析に使用できる形で得られていないので、今後検討が必要である。

(2) 強制変位を与えた後に地震波を入力した場合

本研究では、4方向に強制変位を3.0m与えた結果に地震波を橋軸方向と橋軸直角方向の2方向に入力した。表-3に各強制変位方向に地震波を入力した際の塑性化部材数を示した。強制変位の方向や地震波の入力方向、地震波タイプの違いなどにより結果に差がみられた。橋軸方向のアーチが開く方向に強制変位を与えた後に地震波を橋軸方向(②)、橋軸直角方向(⑥)に入力した場合のどちらにおいても、塑性化部材数は全く増加しなかった。アーチが開く方向の場合も地震波が橋軸方向の場合で2箇所増加したのみであった。また鉛直方向に関しては、地震波を橋軸方向に入力した場合で、Type1-1で2箇所Type2-1で4箇所の増加、地震波を橋軸直角方向に入力した場合は塑性化した部材が全く確認されなかった。変位方向別で塑性化部材数が最も増加したのは、強制変位を橋軸直角方向に与えた時で、地震波を橋軸方向(③)、橋軸直角方向(⑦)のどちらに入力した場合でも増加し、多いものでは16箇所塑性化した部材が増加した。

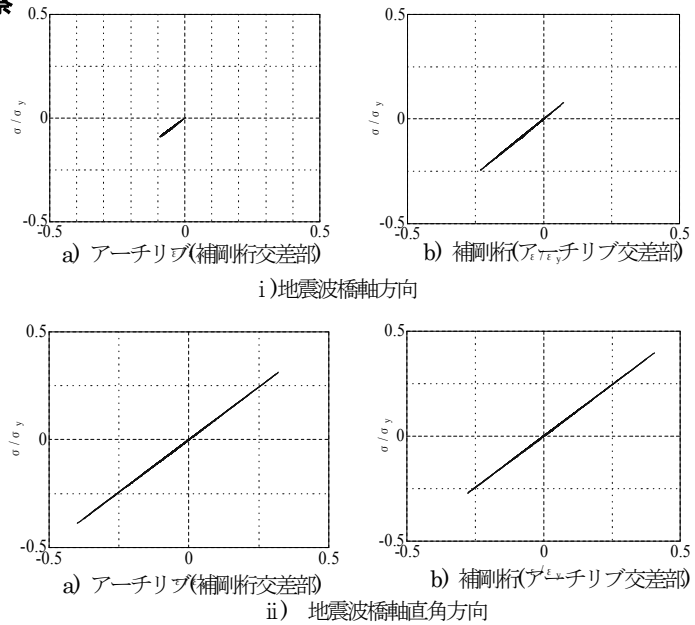


図-10 各部材における応力ひずみ曲線

地震波のタイプ別においては、Type2-1-2が橋軸方向、橋軸直角方向のどちらに入力した場合でもほぼ全変位方向で塑性化部材数が増加した。Type2-1-2において塑性化部材数が増加した、①、③、④、⑦の塑性図を図-11に示した。地震波により塑性化した部材の箇所は①において、強制変位を与えた側の支柱との交差部の補剛桁、③において、アーチリブと補剛桁との交差部付近や支柱、④において補剛桁と縦桁、⑦においてアーチリブと補剛桁との交差部のアーチリブなどである。アーチリブと補剛桁との交差部付近に塑性化した部材の増加が目立つ結果となった。また、表-3より、断層変位が生じた後に地震による影響を中路式鋼アーチ橋が受けた場合、地震波の方向や規模よりも断層変位の方向が橋梁の被害に影響していることがわかる。断層変位により橋梁全体が変形し、地震動による全体挙動が変化していると考えられる。そこで①、②、③、⑦において最も塑性化した部材が多かったType2-1-2を入力した場合のアーチクラウンの時刻歴応答変位を図-12と図-13に示した。図-12が地震波を橋軸方向に入力した場合、図-13が地震波を橋軸直角方向に入力した場合である。

表-3 塑性化部材数

地震波方向	変位方向	識別番号	強制変位	1-1-1	1-1-2	1-1-3	2-1-1	2-1-2	2-1-3
橋軸方向	アーチ開く	①	47	49	49	49	49	49	49
	アーチ閉じる	②	55	55	55	55	55	55	55
	橋軸直角方向	③	18	29	31	31	33	34	33
	鉛直方向	④	0	2	2	2	4	4	4
橋軸直角	アーチ開く	⑤	47	47	47	47	49	49	49
	アーチ閉じる	⑥	55	55	55	55	55	55	55
	橋軸直角方向	⑦	18	19	18	20	27	29	25
	鉛直方向	⑧	0	0	0	0	0	0	0

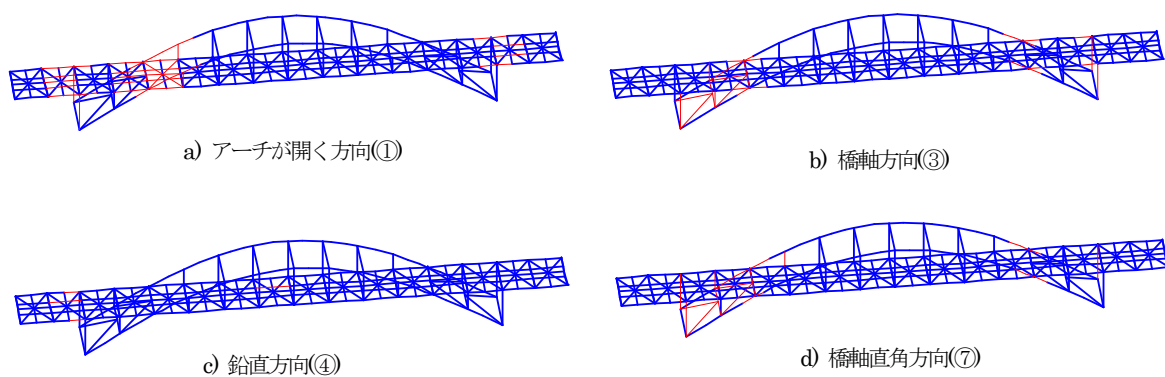


図-11 Type2-1-2における塑性域分布

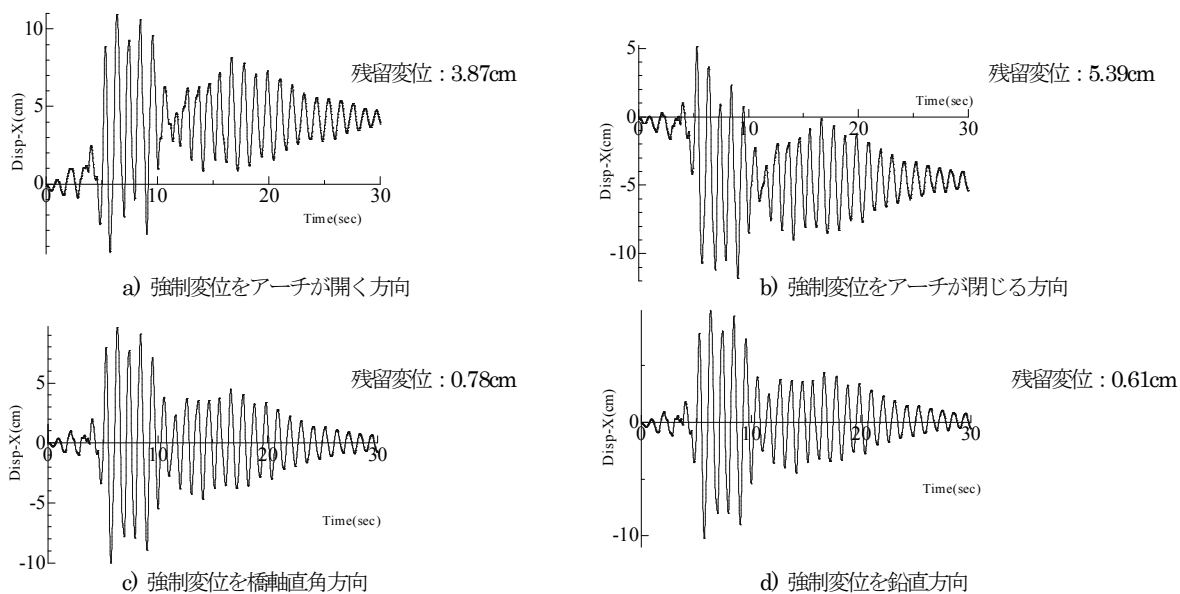


図-12 Type2-1-2 を橋軸方向に入力した場合

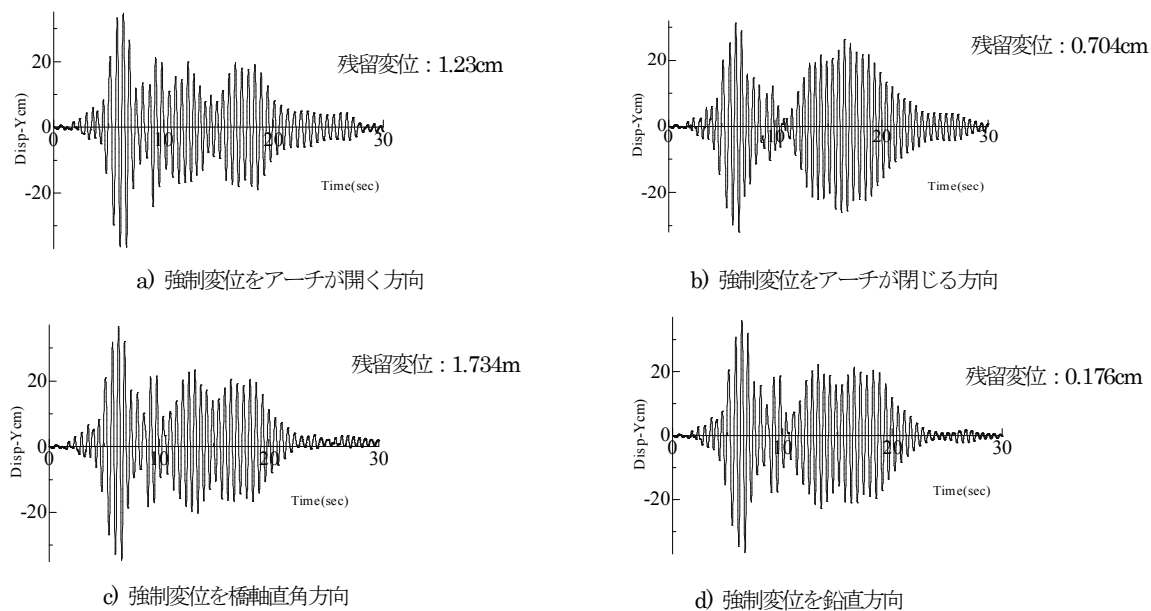


図-13 Type2-1-2 を橋軸直角方向に入力した場合

図-12 より強制変位を橋軸方向に与えた場合、残留変位が地震波のみ入力した場合よりも大きな値となった。これは、強制変位を与えた方向にさらに地震波を入力したことでアーチリブや補剛桁などの主要部材に塑性化した箇所が増加したことが影響したと考えられる。また、応答変位がプラス側（アーチを開く方向）とマイナス側（アーチを閉じる方向）に明瞭に分かれており、強制変位を与えた方向に応答変位が大きく出ていることがわかる。一方、橋軸直角方向に地震波を入力した場合には橋軸方向ほど顕著ではないが、図-13 からわかるように、強制変位を橋軸直角方向に与えた場合最も大きな残留変位が確認された。図-12 からわかるように、橋軸方向の地震波では応答波形に大きな変化はみられなかったが、橋軸直角方向の地震

波では、図-13b)に示すように、15 秒前後において地震波のみを入力したときよりも 50mm 程度応答変位が大きくなった。強制変位をアーチが閉じる方向に与えたことによりアーチ支間が狭まり、面外方向の力に対して強度が低下したと考えられる。鉛直方向に関してのアーチクラウンの応答変位は、地震波のみを入力した場合と顕著な違いは見られなかった。鉛直方向に強制変位を与えた場合塑性化した部材はなく、弾性範囲内の挙動にとどまっているためであると考えられる。

図-14 は、橋軸及び橋軸直角方向に地震波 Type2-1-2 を入力したときのアーチリブと補剛桁との交差部のアーチリブと補剛桁の応力ひずみ曲線で、最も塑性化した部材の増加が著しかった③及び⑦における結果である。(i)の橋軸方向入力では、a)がアーチリブの結果で、b)が補剛桁の結果であり、最大値はそれぞれ $1.22 \varepsilon_y$ 、 $1.27 \varepsilon_y$ であった。地震波を入力することで降伏した部材が多数確認されたが、ほとんどアーチリブと補剛桁との交差部近であった。

図-14(ii)には、⑦における Type2-1-2 波を橋軸直角方向に入力した場合のアーチリブの応力ひずみ曲線を示した。(ii)の橋軸直角方向入力では、その最大値は $1.11 \varepsilon_y$ と $1.23 \varepsilon_y$ であり、橋軸方向よりも小さい値であった。他の強制変位方向においても強制変位を与えた後に地震波を入力した場合、橋軸直角方向よりも橋軸方向に地震波を入力した際の方が、塑性化部材数や最大応答変位は小さくなった。

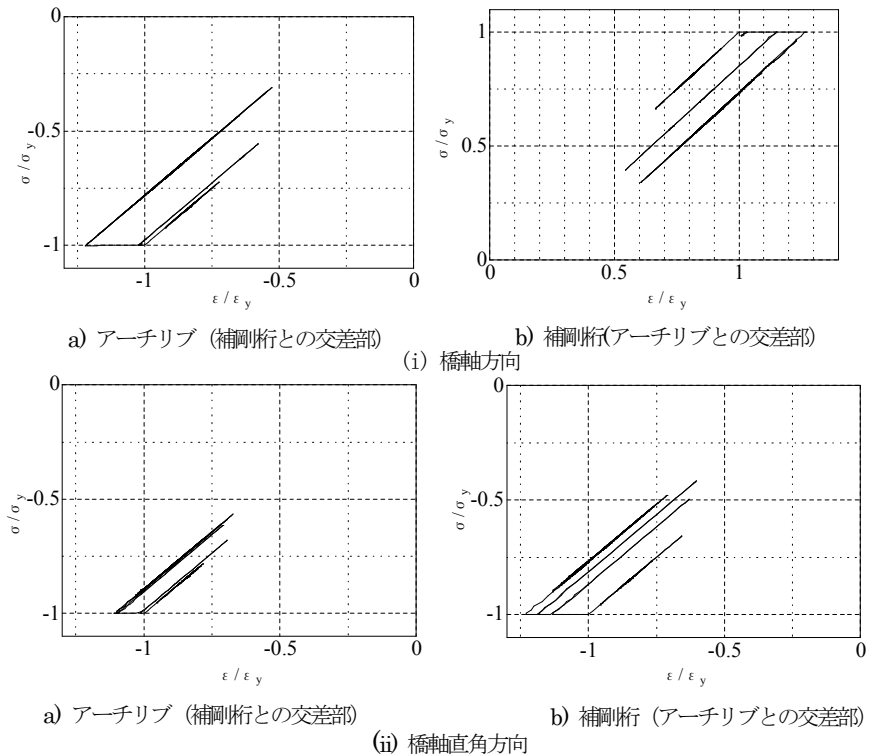


図-14 応力ひずみ曲線

強制変位のみを与えた場合では、橋軸（アーチが開く、アーチが閉じる）方向が最も塑性化した部材が多かったが、強制変位後に地震波を入力した場合では、地震波を橋軸方向と橋軸直角方向のどちらに入力しても、変位方向が橋軸直角方向の際に最も塑性化部材数が増加した。つまり、断層変位が生じるような地震動が発生する場合、地震波の方向よりも断層変位の方向がアーチ橋梁の損傷に大きく影響することがわかった。

6. 中路的鋼アーチ橋を構成する部材の終局ひずみの推定による耐震性能照査

(1) 基本方針

性能照査型の耐震設計を行うにあたり、中路的アーチ橋の耐震設計事例は十分とは言えず、各部材の照査指標については明確な規定化に至っていないのが現状である。各部材の安全性照査は応答ひずみにより行うものとし、許容ひずみとして、主要部材には $2 \varepsilon_y$ 、二次部材には最大荷重の 95% 低下時のひずみを用いた ε_{95} が採用されているものがあるが、これらは鋼製橋脚の水平荷重による耐力実験に基づく経験則であり、トラス構造のような軸力部材への適用が保証されているわけではない。そこで本研究では各部材の照査方法について既往の研究成果を踏まえて次のように設定した。

(2) 各部材の重要度と照査指標

上部構造を構成する部材には、その部材が損傷した場合、橋梁全体系の崩壊につながるような主要部材と橋梁全体の崩壊には直接的にはつながらない、主要部材への応力伝達や補助的な役割を果たす二次部材に分けられる。通常、アーチ橋においてはアーチリブや補剛桁は主要部材と扱われ、主要部材間を繋いだり、主要部材の局部座屈防止のために設置される横構や横支材などは二次部材として扱われる。ここではこれらを踏まえて表-4のように分類を行った。また、それぞれの部材の損傷としては、以下のように設定した。

- ①主要部材・・・軽微な塑性化まで許容する。
- ②二次部材・・・局部座屈、破断が大きく発生しない程度の塑性化を許容する。

また、アーチ各部材には、軸力や曲げなどを受けることより部材の損傷形態も異なってくる。既往の解析の結果、アーチ各部材の損傷形態は表-5のように分類し、部材照査はこの損傷形態に応じて設定することとした。

(3) 性能照査方法

ひずみによる照査では、宇佐美ら⁹⁾が定義した損傷部材セグメントにおける断面フランジの平均軸ひずみ時刻歴に着目し、その平均圧縮軸ひずみ ε_a と損傷部材セグメント毎に算定される限界ひずみ ε_u の比較を行い、平均軸圧縮ひずみが限界ひずみに達した時点で終局状態に達したものと見なすことを照査基準とした。なお、部材健全度レベルと許容ひずみの関係は既往の研究⁹⁾を参考にして表-6に示すような値とした。つまり、各部材毎に対象橋梁の耐震性能の評価を実施することにした。主要部材であり軸力と曲げを同時に受けるアーチリブや補剛桁においてはひずみでの照査を行い、軸力部材に関しては座屈荷重を基準として判定を実施することとした。以下に用いた式を示す。

a) 主要部材

主要部材における許容ひずみ ε_a を $\varepsilon_a=2.0\varepsilon_y$ として照査を実施する。また既往の研究¹⁰⁾により求められた以下の式(1)より求められる終局ひずみを用いて照査することとした。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = (0.48 \frac{P}{P_y} - 3.7) + \frac{4.9 - 1.7 \frac{P}{P_y}}{R_r - (0.1 - 0.1 \frac{P}{P_y})} \quad (1)$$

$$0.3 \leq R_r \leq 0.7 \quad 0 \leq P/P_y \leq 0.6$$

ここに
 R_r : 幅厚比パラメータ
 P : 軸力
 P_y : 全断面降伏軸力

表-4 部材の重要度に応じた分類

主要部材	補剛桁, アーチリブ, 端支柱, 鉛直支柱
二次部材	縦桁, 横桁, 横構, 対傾構

表-5 部材の損傷形態に応じた分類

軸力と曲げを同時に受ける部材	補剛桁, 横桁, アーチリブ, 端支柱, 鉛直支柱
軸力部材	横構, 対傾構
曲げ部材	縦桁

表-6 健全度レベルと許容ひずみ

健全度レベル	許容ひずみ
部材健全度 1	ε_y
部材健全度 2	$2\varepsilon_y$
部材健全度 3	$8.4\varepsilon_y$
部材健全度 4	ε_{95}

b) 二次部材（軸力部材）

本研究における解析モデルは二次部材である横構をピン結合でモデル化しているため、曲げを受けず、軸力のみが卓越する部材である。そのため、発生軸力が座屈荷重 P_{cr} 以下となることを照査する。座屈荷重の式を(2)に示す。

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2)$$

ここに、 E : ヤング係数, I : 断面2次モーメント, L : 有効座屈長である。なお、今回の照査はアーチ部材と横構のみに着目した。縦桁と横桁についての照査および支点反力に対する照査については今後の検討課題とした。

(4) 照査結果と考察

強制変位を与えた後に地震波を入力した解析結果に関して照査を行うものとし、最も塑性化部材数が増加した強制変位を橋軸直角方向に入力した後、Type2-1-2を橋軸方向に入力した場合の照査を実施した。

図-15は、図a)がアーチリブの軸力の時刻歴応答であり、図b)が照査結果を示したもので、式(1)より求めた終局ひずみと $2\varepsilon_y$ もあわせて示した。5章までの解析結果より、最も大きな応力が発生しており、損傷の度合いが大きいことが考えられる。補剛桁の交差部のアーチリブと補剛桁において判定を行ったが、アーチリブの軸力図より最大でも0.02程度であり、軸力が小さい値となっていることがわかる。補剛桁の照査結果は示していないが、どちらも終局ひずみ及び許容ひずみには達しておらず、部材健全度レベル2を満足していることがわかる。また、二次部材における座屈荷重による判定においても、座屈に至る軸力が発生した部材は確認されなかった。今後は変位波形の入力により性能照査の検討が必要である。

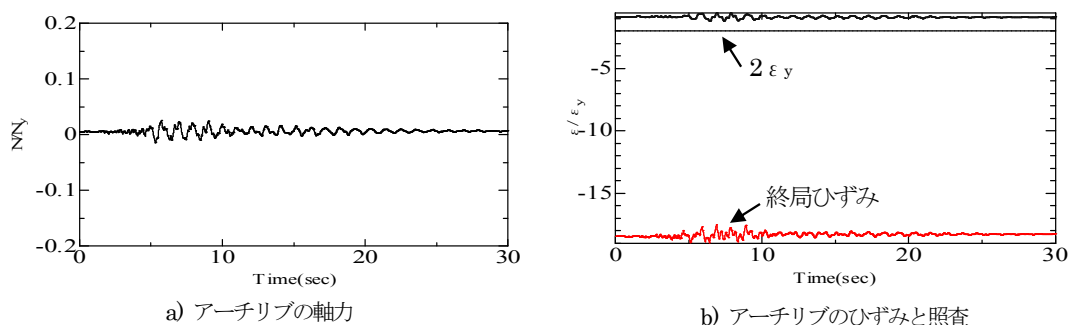


図-15 アーチリブの軸力とひずみの時刻歴と動的耐震照査

7. 結論

中路式鋼アーチ橋の地表地震断層による鋼アーチ橋の損傷メカニズムを明確にすることを目的として、断層変位に対する耐震性能照査を行った。以下、本研究から得られた主な結論を示す。

- (1) 断層変位と仮定した強制変位を与えて解析を実施することで変位方向の違いによる差が確認できた。
- (2) 橋軸方向へアーチが開く場合とアーチが閉じる場合では多くの部材で塑性化が確認された。特に、アーチリブと補剛桁との交差部において多くの部材が塑性化することが判明した。
- (3) 強制変位を与えた後に地震波を入力すると、アーチリブと補剛桁との交差部付近の塑性化が顕著に見られた。
- (4) 強制変位を与えた後に地震波を入力した場合、橋軸直角方向に強制変位を与えると、地震波の入力方向に関わらず塑性化した部材数が最も増加した。
- (5) 強制変位の方向と地震波の入力方向が同一の場合、最大応答変位及び残留変位とも増加傾向が確認できた。
- (6) 本研究で用いた中路式鋼アーチ橋では、部材健全度レベル2について性能照査を行なったが、今後さらに詳細な検討が必要である。

参考文献

- 1) 大塚久哲, 松田泰治, 栗木茂幸: 921 集集地震(台湾)被害調

査報告書, 九州大学大学院工学研究科建設システム工学専攻建設振動工学研究室, 2002,

- 2) Japan Society of Civil Engineering : The 1999 Ji-Ji Earthquake, Taiwan-Investigation into Damage to Civil Engineering Structure, 1999.
- 3) Japan Society of Civil Engineering : The 1999 Kocaeli Earthquake, Turkey - Investigation into Damage to Civil Engineering Structure, 1999.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (V耐震設計編), 2002.
- 5) 日本鋼構造協会: 土木鋼構造物の動的耐震照査法と耐震性能向上策, pp.86-103, 2003.
- 6) (株)アーク情報システム: T-DAP III Ver.2.03 User's マニュアル, 2003.
- 7) 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野広一, 坂本佳子, 鳥越卓志: 上路式鋼アーチ橋の大地震時の弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究, 土木学会論文集, No.731/I-63, pp.31-49, 2003.
- 8) 葛漢彬, 河野豪, 宇佐美勉: 圧縮と曲げを受ける鋼部材セグメントの終局ひずみと鋼アーチ橋の動的耐震照査への応用, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.1479-1488, 2004.
- 9) 山尾敏孝, オサマ・モハメド, 中村善之, 崎元達郎: 上路式鋼アーチ橋の耐震性能照査設計のための性能評価方法の一検討, 土木構造・材料論文集, 第22号, pp.31-40, 2006.
- 10) S. Atavit, T. Yamao : Post Buckling Behavior of Concrete Filled Stiffened Box-Members, Proceedings of the 8th International Conference on STEEL, SPACE & COMPOSITE STRUCTURES, pp.221-228, 2006.

(2007.4.6 受付)

SEISMIC BEHAVIOR AND EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF HALF THROUGH STEEL ARCH BRIDGES SUBJECTED TO FAULT DISPLACEMENT

Toshitaka YAMAO, Tatsuya SHO, Shinichi MURAKAMI and Taiji MAZDA

When steel arch bridges are subjected to fault displacement, seismic performance and damaged mechanism of steel arch bridges have not become clear yet. This paper presents the results of pushover analyses and nonlinear dynamic analysis of half through steel arch bridge subjected to fault displacement in transverse, vertical and longitudinal directions, and clarifies the effect of fault displacement on the evaluation of seismic performance of half through steel arch bridges. The pushover analysis of half through steel arch bridge by displacement control method was carried out, then followed the nonlinear dynamic analysis in order to investigate seismic performance and ductility of this bridge. The validity and effectively of a dynamic verification method for half through steel arch bridge subjected to Level 2 ground motion was discussed.