

超過外力に対するアーチ橋の損傷制御に関する解析的研究

中尾 尚史¹・宮田 秀太²・大住 道生³

- ¹正会員 博(工) 国立研究開発法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 専門研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)
- ²正会員 修(工) 国立研究開発法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)
- ³正会員 修(工) 国立研究開発法人 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

1. はじめに

現在の道路橋の耐震設計においては、道路橋示方書V耐震設計編¹⁾に示されているように、設計で考慮する地震力を設定した上で、求められる耐震性能を満たすように設計が行われている。しかし、2011年東北地方太平洋沖地震では、想定を上回る津波により多くの橋が流出する被害を受けた²⁾。また、2016年熊本地震では、地盤変形等の影響により橋の機能が喪失する被害を受けた³⁾。このような被害を踏まえ、想定を超える事象が生じる場合に対しては、橋が機能喪失に至りにくくなるように構造的な工夫を施し、もし損傷が生じたとしても、橋の機能回復がしやすい被害に損傷を制御する技術を開発することが必要になっている。すなわち、従来考えられてきた「耐える」・「粘る」の設計思想だけではなく、「賢く壊し、賢く直す」損傷制御設計思想を橋に導入することが重要である⁴⁾。

これまでに、損傷を制御する支承等が提案されており^{5),6)}、損傷制御部材単体での検証や橋全体系での検証により、レベル1地震動を超える外力に対しては損傷を制御することができ、その効果も示されている⁷⁾⁻⁹⁾。

しかし、前述したように、2011年東北地方太平洋沖地震や2016年熊本地震における教訓を踏まえて、道路橋の耐震設計においても、従来から考慮してきているレベル2地震動の枠だけではなく、その想定を超える事象に対する備えについて考慮し、機能回復力(レジリエンス)を高める技術が必要である⁴⁾。そのためには、想定を超える事象に対する橋の損傷

シナリオを把握し、その上で橋が機能喪失に至りにくくなるように損傷を制御する方法を検討する必要がある。

そこで本研究では、アーチ橋を対象として、想定を超える外力(超過外力)が作用した場合の橋の損傷シナリオや、損傷を制御することにより橋の損傷シナリオをコントロールする方法について解析的に検討した。

2. 解析の概要

(1) 対象とする橋梁

検討する橋梁は、図-1に示すような橋長140m(アーチ支間87.0m)、幅員10.5mのアーチ橋(全重量17800kN)を対象とした。本研究では、超過外力が作用した場合について検討するために、対象としたアーチ橋は、道路橋示方書¹⁾で示されているレベル2地震動に対して耐震性能を満たすように、座屈拘束ブレース等を用いて耐震補強を施した橋を想定した。

(2) 橋梁のモデル化

部材座屈等の損傷を表現できるように、材料非線形と幾何学的非線形を考慮した複合非線形解析による弾塑性有限変位解析を実施した。本研究では、弾

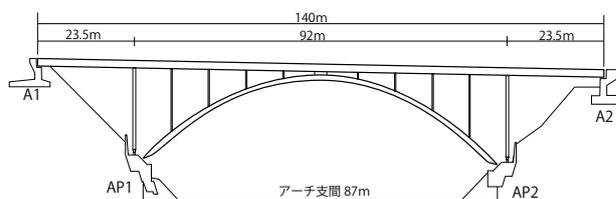


図-1 対象橋梁の橋梁一般図

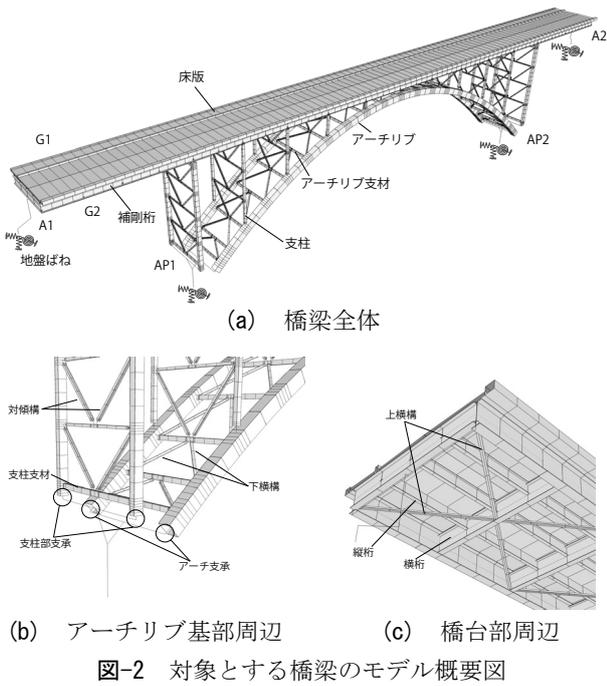


図-2 対象とする橋梁のモデル概要図

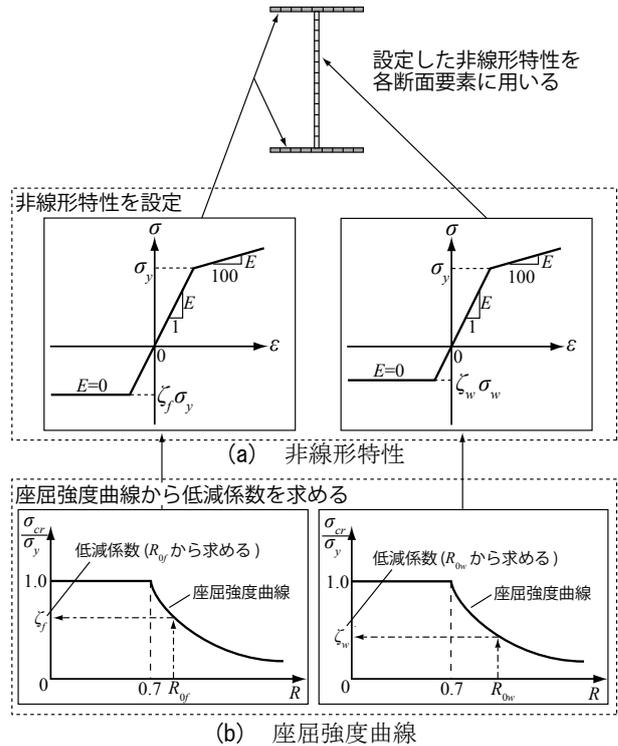


図-4 鋼材部の非線形特性

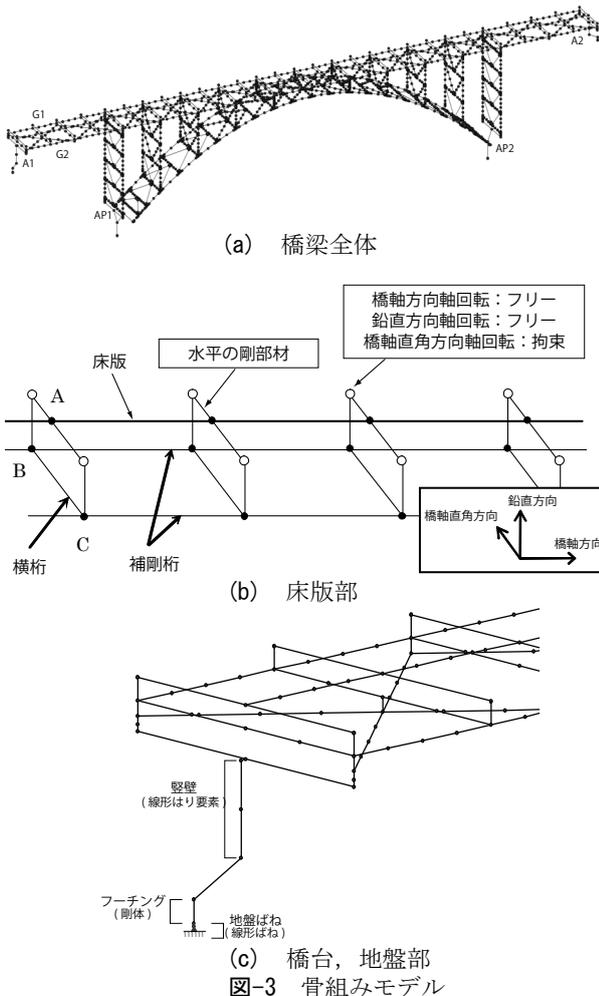


図-3 骨組みモデル

塑性有限変位解析が可能であるSeanFEMを使用した。部材座屈等の損傷を表現できるように、アーチリブ

や補剛桁等の鋼部材と床版、および座屈拘束ブレースはファイバー要素、支承部や地盤はばね要素でモデル化した(図-2, 図-3)。また、各部材は、部材の座屈状態が表現できるように2~4分割程度、損傷が懸念される部材には8分割程度になるように、部材中に節点を設けた(図-3)。

床版と補剛桁の接続部(スラブアンカー)は線形部材で接続し、この部位では損傷しないこととした。また、アーチクラウン部の接続部は剛部材としてモデル化した。さらに、部材座屈を表現する部材の材端における境界条件は剛結とした。

(3) 各部材の材料特性の設定

a) 鋼部材

鋼部材の材料特性として、図-4(a)に示すように、引張に対しては使用する鋼材の降伏応力 σ_y に達した後は初期剛性の1/100に、圧縮に対しては降伏応力 σ_y に低減係数 ζ を乗じた値($\zeta\sigma_y$)に達した後は鋼材の剛性が0になるような非線形特性を設定した。ここで、低減係数 ζ は、座屈応力 σ_{cr} を降伏応力 σ_y で除した係数であり、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編¹⁰⁾に記載されている座屈強度曲線(図-4(b))を基に、ウェブやフランジ等の部材要素の幅厚比パラメータ R_0 に対応する低減係数を求めた。アーチリブと補剛桁にはSM490Y、支柱や2次部材にはSS400を用いることとし、これら鋼材の降伏応力を設定した。なお、両鋼材ともにヤング率は $2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ である。

これら非線形特性を部材の各断面要素に設定した。但し、補剛桁と横桁のウェブについては水平補剛材により局部座屈が発生しないと考えられるため、本研究では、これら部材については非線形特性を設定しなかった。

b) 床版

床版は鉄筋コンクリート((コンクリート：設計基準強度 24N/mm^2 , ヤング率 $2.35 \times 10^4\text{N/mm}^2$), (鉄筋：ヤング率 $2.1 \times 10^5\text{N/mm}^2$, 降伏強度 295N/mm^2))とし、コンクリートと鉄筋は図-5に示すような非線形特性を設定した¹¹⁾。

c) 支承

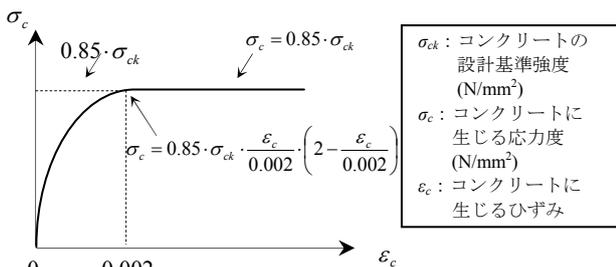
支承部は、A1およびA2橋台部は可動支承、AP1およびAP2は固定ピン支承とした。本研究では、支承部は常に健全な状態(支承部は損傷しない)で、可動支承の可動範囲は無量大であると仮定した。

d) 座屈拘束ブレース

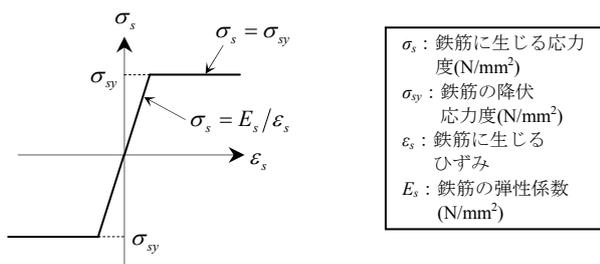
座屈拘束ブレースは、下横構(アーチリブ基部から $L/4$ の範囲)と支柱対傾構の斜材に設置した。材料特性は、レベル1地震動では弾性域内で挙動し、レベル2地震動以降で非線形挙動するようなバイリニア型とした。本研究では、座屈拘束ブレースの初期剛性を $2.0 \times 10^8\text{kN/m}^2$ 、降伏後の剛性は初期剛性の $1/60$ に設定し、降伏後の変形量は無量大であると仮定した。なお、ダンパー用鋼材は、低降伏点鋼(LY225)を想定した。

e) 下部構造

下部構造は、A1およびA2橋台の躯体部分は線形のはり要素、地盤ばね部は線形特性とし、A1,A2橋台のフーチングおよびAP1,AP2橋台は剛体とした(図-3)。



(a) コンクリートの非線形特性



(b) 鉄筋の非線形特性
図-5 床版の非線形特性

(4) 解析方法

本研究では、アーチ橋の損傷の進展過程を把握するために、プッシュオーバー解析を行った。プッシュオーバー解析を行うに際し、事前に以下の検討を行った。

a) 着目する変形状態の想定

対象とするアーチ橋の振動特性や変形形状を把握するために、固有値解析を行った。本研究では、図-6に示すような、1次モード(逆対称1次モード)と2次モード(橋軸直角1次モード)を確認した。

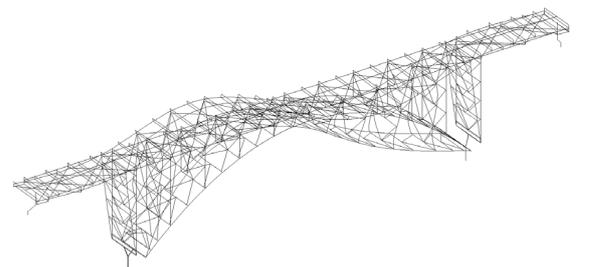
b) 载荷荷重の設定および载荷方法

プッシュオーバー解析で必要となる各節点の加速度を動的解析により求めた。動的解析の結果を基に各節点の加速度を求めると、図-7のような加速度分布になる。なお、動的解析で得られた最大加速度分布は、橋軸方向および橋軸直角方向共に固有値解析で得られた1次モードと2次モードのモード図(図-6)と一致しており、着目する振動モードが得られている。

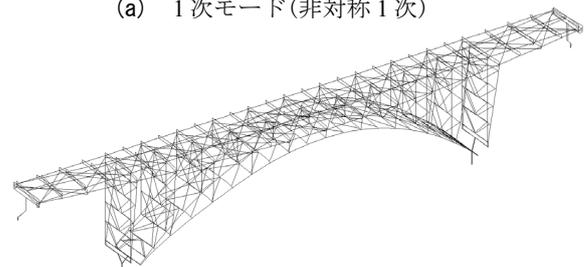
得られた加速度を重力加速度で割ることで水平震度を算出し、これに節点の質量をかけることで各節点に载荷する荷重を求めた。解析は水平震度を0.001刻みで漸増载荷した。解析の途中で部材が座屈し、解析が不安定になったときは、座屈が生じた部材の剛性を0にして、解析を再開した。

c) レベル2地震時の設計水平震度の算出

レベル2地震時の水平震度は、動的解析による結果を基に、着目する位置の橋軸方向および橋軸直角方向の最大応答変位時における応答加速度を最大応答加速度とし、この加速度に重力加速度で割ることで算出した。この水平震度がレベル2地震時の設計



(a) 1次モード(非対称1次)



(b) 2次モード(橋軸直角1次)

図-6 モード図

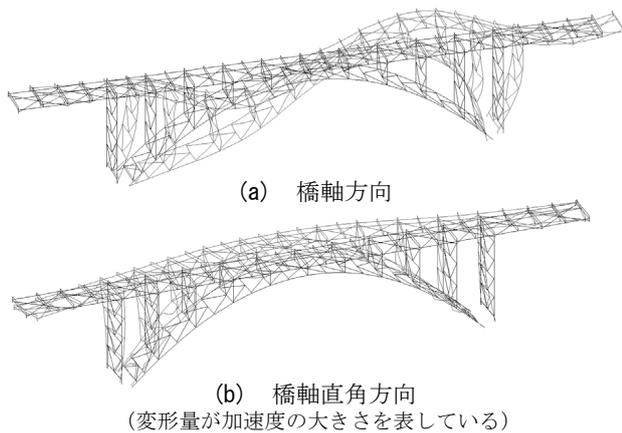


図-7 最大応答加速度時の加速度分布

水平震度であり、本研究では、これ以上の水平震度を超過外力と考えた。

動的解析により、本橋梁モデルのレベル2地震時における水平震度は、橋軸方向では0.45，橋軸直角方向では0.43であった。

d) 損傷判定

本研究では、漸増解析による外力を受けて、部材の塑性化が進行し、断面が抵抗できなくなることで、構造系全体としてつり合いが保てなくなるまで解析を行うこととした。ここで、解析上つり合いが保てなくなる点は、自重を支えられない、自立できない状態として評価した。各部材の損傷評価は、橋全体系の挙動に影響を及ぼす主要部材の塑性ヒンジに着目し、全断面が降伏したとき、連続する骨組みのたわみ角が不連続になることや、他部材への力の再分配を起こすことにより判定した。

3. 損傷を制御しない場合の橋の損傷シナリオ

(1) 橋軸方向に载荷した場合

図-8は崩壊直前における橋の挙動を示したものである。部材の色濃淡は、部材の損傷の割合を示している。解析を実施した結果、補剛桁(支柱部、支柱-アーチクラウン間)に4か所、アーチリブに2か所損傷(塑性ヒンジ)が生じた時点で、構造的に不安定になったため、この時点で橋が崩壊すると判定した。橋の崩壊直前は、図-7(a)に示したような挙動を示している。

これら部材が塑性ヒンジ化したときの水平震度を図-9に示す。図より、始めにAP1-アーチクラウン間の補剛桁(図-9のB部)が始めに塑性ヒンジ化する。その他の部材は、水平震度が0.78~0.89の間で塑性ヒンジ化している。

図-9の結果を基に、橋の損傷シナリオを考えると、図-10のような損傷シナリオになる。図中の番号は、

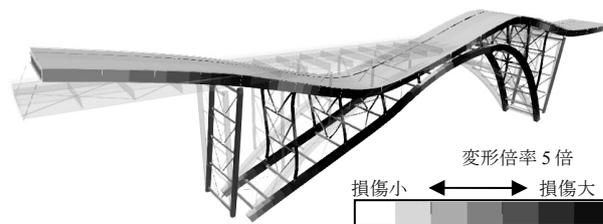


図-8 崩壊直前の橋の挙動
(損傷を制御しない場合、橋軸方向载荷)

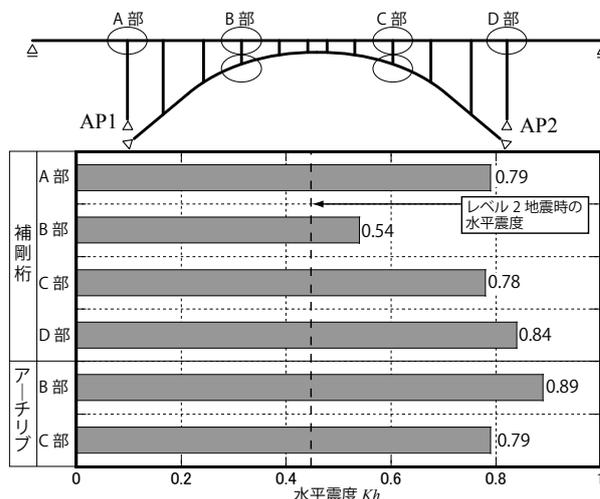


図-9 主要部材が塑性ヒンジ化したときの水平震度
(損傷を制御しない場合、橋軸方向载荷)

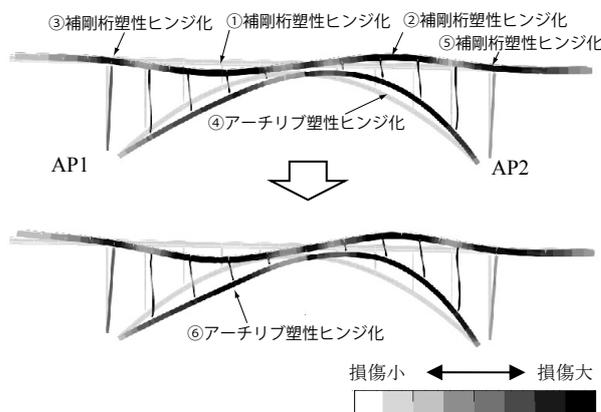


図-10 橋の損傷シナリオ
(損傷を制御しない場合、橋軸方向载荷)

損傷した順番を示している。損傷シナリオとして、始めにAP1-AP2間の補剛桁が塑性ヒンジ化し、最終的にAP1-アーチクラウン間のアーチリブが塑性ヒンジ化することで、アーチクラウン-AP2間が上向きに曲げ破壊しつつ、AP1-アーチクラウン間が崩れ落ちるような崩壊を考えるとされる。

(2) 橋軸直角方向に载荷した場合

図-11は、橋軸直角方向に载荷した場合の崩壊直前の橋の挙動を示したものである。橋軸直角方向に载荷した場合、アーチリブが4か所塑性ヒンジ化し

たあと、床版部の全断面が降伏し、解析が不安定になったために、この時点で橋が崩壊すると判定した。その時、橋の中央部が載荷側にたわむような挙動を示している。

これら部材が塑性ヒンジ化した時の水平震度を図-12、その時の橋の損傷シナリオを図-13に示す。始めにアーチリブの基部(図-12のA,D部)が塑性ヒンジ化する。その後アーチクラウン部周辺のアーチリブ(図-12のB,C部)が塑性ヒンジ化することで、橋の中央部が曲げ破壊をしながら、載荷方向に崩れ落ちると考えられる(図-13)。

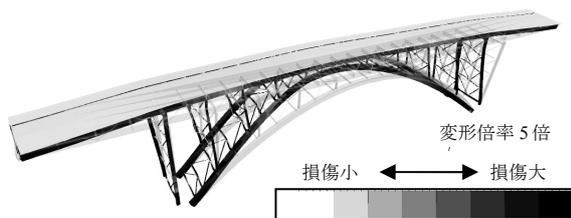


図-11 崩壊直前の橋の挙動
(損傷を制御しない場合、橋軸直角方向載荷)

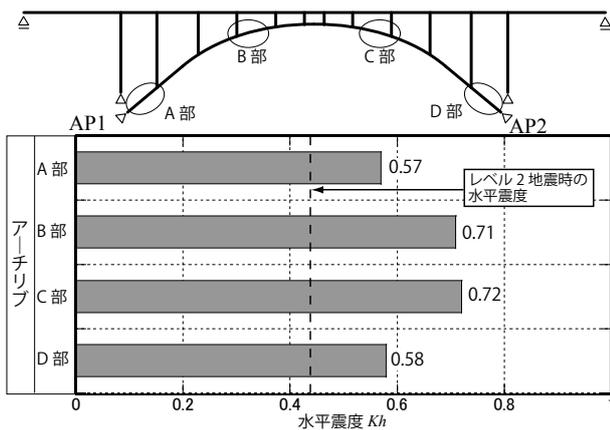


図-12 主要部材が塑性ヒンジ化したときの水平震度
(損傷を制御しない場合、橋軸直角方向載荷)

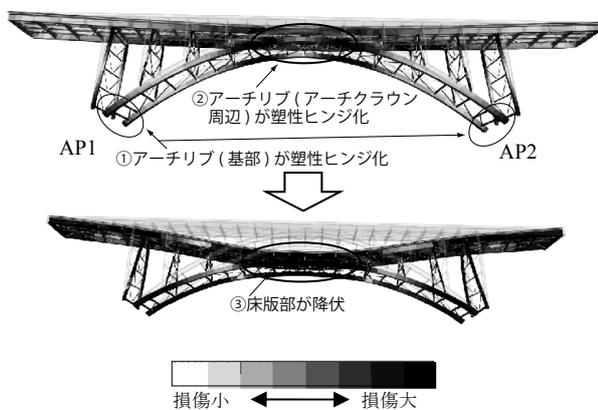


図-13 橋の損傷シナリオ
(損傷を制御しない場合、橋軸直角方向載荷)

4. 損傷を制御する場合の橋の損傷シナリオ

(1) 損傷を制御する部材の選定

本章では、橋梁の各部材に損傷を制御する場合の橋の損傷シナリオを検討し、損傷を制御しない場合に比べて、橋の損傷シナリオがどのように変化するか検討する。

損傷を制御する部材は、交換しやすいことや、力の伝達経路上に存在すること等が求められる。そこで本研究では支承部に着目し、固定ピン支承であるアーチリブ基部の支承で損傷を制御する場合について検討を行った。

損傷を制御する支承(アーチリブ基部)は、レベル2地震時に相当する水平震度(橋軸方向:0.45, 橋軸直角方向:0.43)に達した後に損傷することとし、鉛直下向き方向以外自由度をフリーにして解析を行った。

(2) 損傷シナリオ

a) 橋軸方向に載荷した場合

図-14は、橋軸方向の載荷した場合の崩壊直前の橋の挙動を示したものである。解析を行った結果、アーチリブ基部の支承(2カ所)が損傷した後(損傷を制御した後)、補剛桁(AP1支柱部、アーチクラウン周辺)に3カ所、アーチリブ(アーチクラウン付近)に2カ所塑性ヒンジ化した時に構造的に不安定になったため、橋が崩壊すると判定した。その時の橋の挙動は、損傷を制御しない場合と異なり、アーチリブが外側に開き、AP1-アーチクラウン間の補剛桁とアーチリブが下向きにたわむような挙動を示している。

これら部材が塑性ヒンジ化した時の水平震度を図-15に示す。図より、損傷を制御するアーチリブ基部の支承が損傷したのと同時に、AP1とAP1-アーチクラウン間の補剛桁(図-15のA,B部)がほぼ同時に塑性ヒンジ化する。その後、AP1-アーチクラウン間のアーチリブ(図-15のB部)が塑性ヒンジ化する。アーチリブ-AP2間のアーチリブ(図-15のC部)については、水平震度が1.0を超えても塑性ヒンジ化しなかった(C部は、水平震度1.59と1.93で塑性ヒンジ化)。

図-15の結果を基に、橋の損傷シナリオを考えると、図-16のように、アーチリブ基部の支承で損傷を制御した後、始めにAP1-アーチクラウン間の補剛桁が塑性ヒンジ化し、最終的にアーチクラウン-AP2間のアーチリブが塑性ヒンジ化することで、AP1-アーチクラウン間が崩れ落ちるようなシナリオ

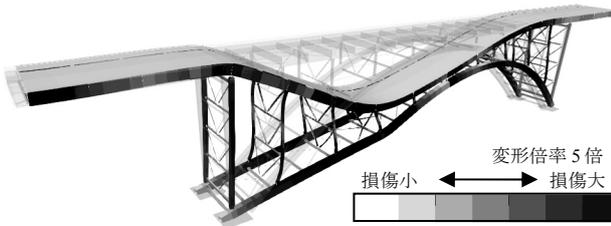


図-14 崩壊直前の橋の挙動
(損傷を制御する場合、橋軸方向载荷)

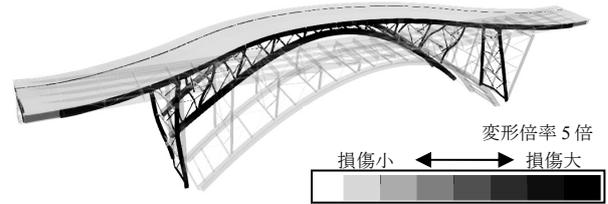


図-17 崩壊直前の橋の挙動
(損傷を制御する場合、橋軸直角方向载荷)

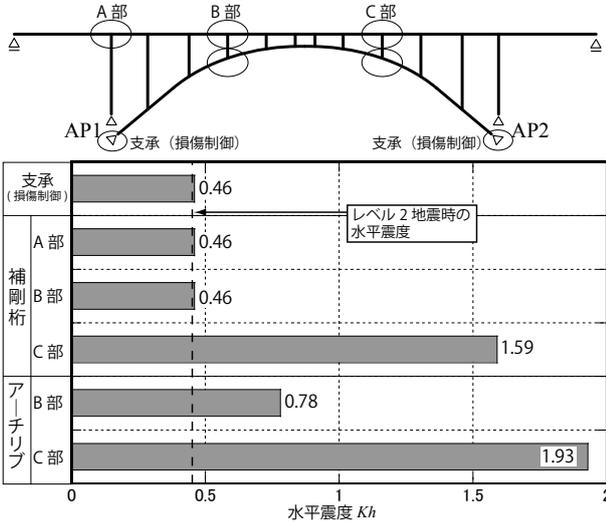


図-15 主要部材が塑性ヒンジ化するときの水平震度
(損傷を制御する場合、橋軸方向载荷)

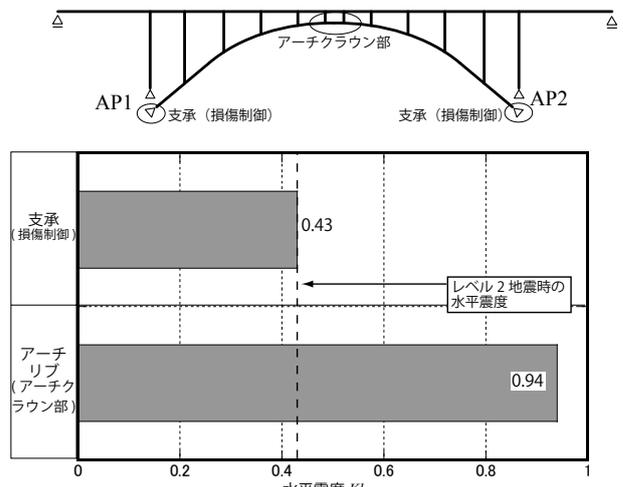


図-18 主要部材が塑性ヒンジ化するときの水平震度
(損傷を制御する場合、橋軸直角方向载荷)

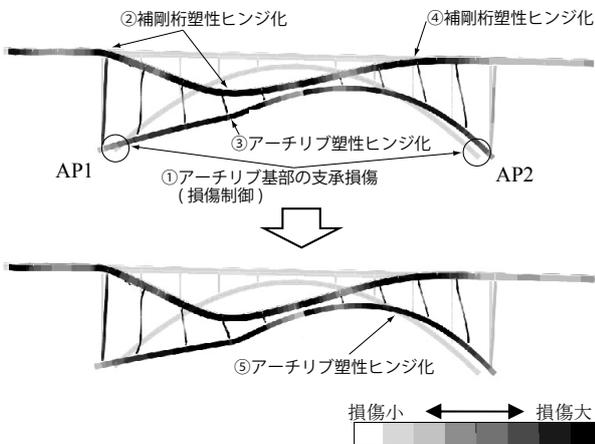


図-16 橋の損傷シナリオ
(損傷を制御する場合、橋軸方向载荷)

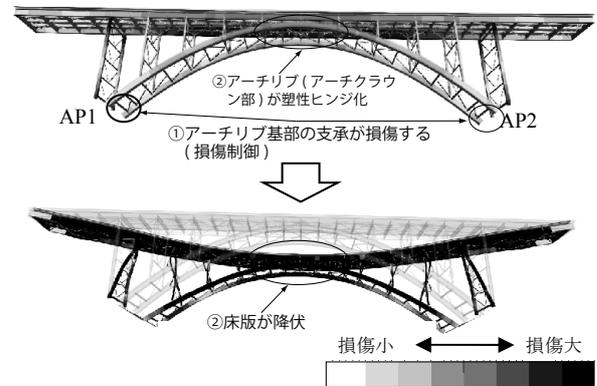


図-19 橋の損傷シナリオ
(損傷を制御する場合、橋軸直角方向载荷)

オになると考えられる。

b) 橋軸直角方向に载荷した場合

図-17は、橋軸直角方向に载荷した場合の崩壊直前の橋の挙動を示したものである。解析により、床版の一部が降伏した後に、アーチクラウン部のアーチリブが塑性ヒンジ化し、床版部の全断面が降伏したことで解析が不安定になったため、この時点で橋が崩壊すると判定した。図より、橋崩壊直前の挙動は、損傷を制御しない場合と同様に、床版の中央部

が载荷方向にたわむような挙動を示している。主要部材であるアーチリブ(アーチクラウン部)が塑性ヒンジ化するときの水平震度を図-18、橋の損傷シナリオを図-19に示す。アーチリブ基部の支承で損傷を制御する場合、アーチリブ基部の支承を損傷させる水平震度の約2倍でアーチクラウン部のアーチリブが塑性ヒンジ化する。また、アーチリブ基部の拘束が無くなるため、アーチリブ基部が塑性ヒンジ化することはなかった。

(3) 橋崩壊に至るときの水平震度の比較

橋軸方向に載荷した場合の着目位置の変位と水平震度の関係を示したのが図-20(a)である。横軸は図に示す着目位置の水平変位、縦軸は水平震度である。また、図中にはレベル2地震時に相当する水平震度(0.45)も示した。図より、損傷を制御する場合の橋が崩壊に至る水平震度は、損傷を制御しない場合に比べて約2.2倍大きくなっている。

橋軸直角方向に載荷した場合における着目位置の変位と水平震度の関係を示したのが図-20(b)である。横軸は着目位置の水平変位、縦軸は水平震度である。先ほどと同様に、レベル2地震時に相当する水平震度(0.43)も図中に示した。損傷を制御する場合、橋崩壊に至るときの水平震度は、損傷を制御しない場合に比べて、約2倍大きくなっている。

このことから、アーチリブ基部の支承で損傷を制御する場合、損傷を制御しない場合に比べて、橋崩壊に至りにくくなることがわかった。

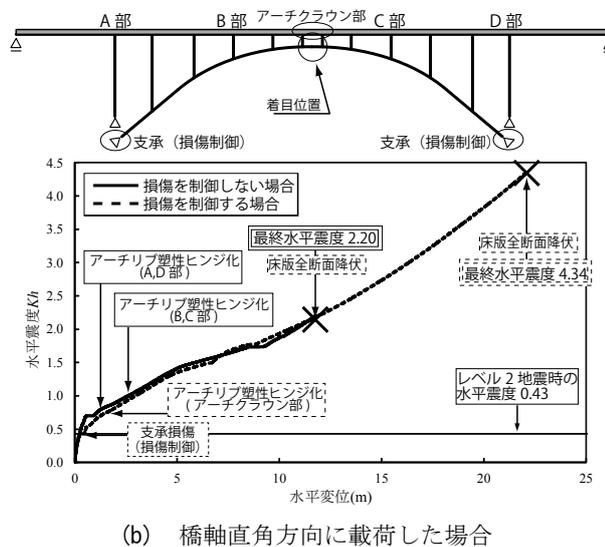
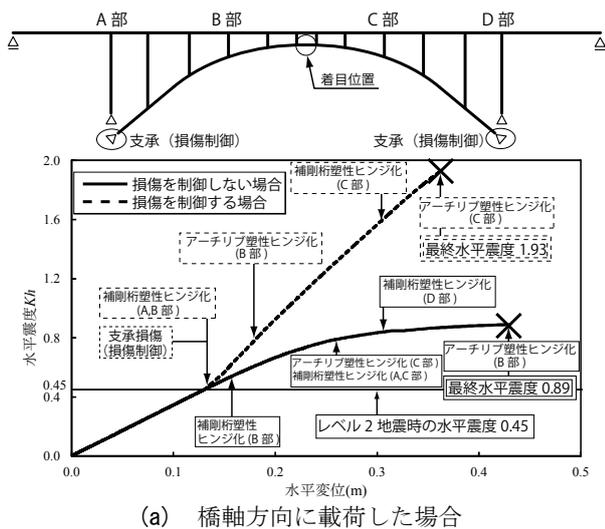


図-20 着目位置の変位と水平震度の関係

5. まとめ

本研究では、橋の構造特性に応じた損傷シナリオの整理とそれを実現する技術の開発を目的として、耐震補強したアーチ橋に超過外力が作用した時の橋の損傷シナリオと損傷を制御した時の損傷シナリオの変化を解析により検討した。本研究で得られた範囲ではあるが、得られた知見は以下のとおりである。

- ① 損傷を制御しない場合、超過外力が橋軸方向に作用すると、主要部材に合計6カ所塑性ヒンジ化すると、構造的に自重を支えられなくなるため、橋が崩壊する。その橋崩壊直前に塑性ヒンジ化する箇所は、AP1-アーチクラウン間のアーチリブであった。
- ② 橋軸直角方向に超過外力が作用すると、アーチリブが4カ所塑性ヒンジ化し、その後、床版部全断面が降伏したときに、橋の中央付近で曲げ破壊するような挙動を示し、橋が崩壊する。
- ③ アーチリブ基部の支承で損傷を制御する場合、超過外力が橋軸方向に作用すると、損傷を制御する支承(2カ所)が損傷し、主要部材が計5カ所塑性ヒンジ化すると、自重を支えられなくなり、橋が崩壊する。また、橋崩壊前はアーチリブ基部が外側に開くような挙動を示す。
- ④ 橋軸直角方向に作用すると、始めに床版が降伏し、アーチリブ(アーチクラウン部)が塑性ヒンジ化する。その後、床版部の全断面が降伏し、橋が崩壊する。
- ⑤ 損傷を制御したときの橋が崩壊に至る水平震度は、損傷を制御しない場合に比べて、橋軸方向は約2.2倍、橋軸直角方向は約2倍大きくなっている。従って、アーチリブ基部の支承で損傷を制御することで、橋崩壊に至りにくくなることがわかった。

本研究では、アーチリブ基部の支承部で損傷を制御する場合を検討したが、今後は、他の構造形式のアーチ橋でも同様の部材で損傷を制御することが有効であるか、特殊橋における損傷制御の一般化に向けた検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012。
- 2) 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第814号，土木研究所資料第4295号，2014年12月。
- 3) 平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第967号，土木研究所資料

- 料第4359号, 2017年3月.
- 4) 中尾尚史, 森屋圭浩, 大住道生, 星隈順一: 津波を受ける橋の機能回復力向上のための技術開発, 土木技術資料, 第59巻, 第6号, pp.40-43, 2017.
 - 5) 吉田雅彦, 松村政秀, 坂井田実, 北田俊行, 森田征樹, 浅田直宏: 免震橋梁用ノックオフ型サイドブロックの提案, 鋼構造論文集, Vol.15, No.59, 45-56, 2015.
 - 6) 森屋圭浩, 中尾尚史, 星隈順一: 津波の影響を受ける橋への損傷制御型支承の提案および検証実験, 第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム, pp.511-518, 2016.
 - 7) 中西泰之, 松村政秀, 山口隆司: ノックオフ型サイドブロックを併設した免震高架橋の地震時挙動, 鋼構造論文集, Vol.22, No.86, 23-32, 2015.
 - 8) 本莊清司, 横山和昭, 前原直樹, 田崎賢治, 姫野岳彦: ノックオフ機能付き支承構造を用いた既設橋梁の耐震補強対策, 構造工学論文集A, Vol.55A, pp.506-514, 2009.
 - 9) 杉岡弘一, 間嶋 信博, 松下裕明, 姫野岳彦, 松村政秀: スリット型ノックオフ支承を用いた既設アーチ橋の耐震補強, 構造工学論文集A, Vol.57A, pp.467-478, 2011.
 - 10) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 2012.
 - 11) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 2012.