

## 既設RC橋脚への崩壊シナリオデザイン設計法適用に向けた検討

石崎 覚史<sup>1</sup>・中尾 尚史<sup>2</sup>・大住 道生<sup>3</sup>

<sup>1</sup>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）

<sup>2</sup>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）

<sup>3</sup>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 上席研究員  
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

### 1. はじめに

道路橋示方書<sup>1)</sup>（以下、道示）に規定される設計地震動は、過去の地震被害の経験や調査研究を基に地震動特性等のばらつきの影響を考慮して設定されている。それでも、設計地震動を上回る地震動が発生する可能性は否定できない。設計においては様々な安全余裕が見込まれているため、設計地震動を上回る地震動が作用した場合に必ず性能が失われるわけではないが、道路橋は大地震後にこそ必要不可欠な社会基盤施設であることを考慮すれば、超過地震動に対しても、できるだけその機能が損なわれない、或いは仮に損なわれても速やかに機能回復できるように、思考停止に陥ることなく備えるべきである。

道示<sup>1)</sup>では、性能規定型設計法の体系を採用している。性能規定型の耐震設計では、想定すべき作用としての設計地震動を定めて、それに対してある機能水準を保持できることを、その機能を代表する指標を使って照査することにより所要の性能を確保している。しかしながら、超過地震動に対して設計を行おうとしても、入力が決められない。また、入力を無限に大きくすれば、橋は必ず壊れ、機能は保持できない。

そこで、超過地震動への構造的な対応を体系的に行うためには、現在の設計体系に新たな考え方を導入する設計体系のエンパワーメントが必要である。道示<sup>1)</sup>において求められている、レベル1地震動に対しては限界状態1を超えず、レベル2地震動に対しては限界状態2又は3を超えないことは満足した上で、さらに地震動強度が強くなった場合には、ど

こまでの地震動強度であればどの水準の機能が残存しているかを示すことに加えて、橋全体系としてどのような破壊モードとなり、それが橋の供用性や復旧性に及ぼす影響を示すことにより、その橋のより広い意味での性能を示すことができる。

筆者らは、設計地震動を上回る地震動が発生する可能性を考慮し、図-1に示す従来の道路橋の耐震設計を通じて確保されてきた耐荷性能は確保しつつ、超過地震動に対しても、できるだけその機能が損なわれない、或いは仮に損なわれても速やかに機能回復できる構造を実現する方法として、崩壊シナリオデザイン設計法を提案<sup>2)</sup>している。その設計法を具現化した構造として、耐力階層化鉄筋を用いた鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC橋脚）の検証を解析的に行っている<sup>2)</sup>。これはRC橋脚内部に耐力階層化鉄筋を配置する方法で新設RC橋脚を対象としており、既設RC橋脚への適用方法は検討されていない。

そこで、本稿では、レベル2地震動に対する耐荷性能を満たしていない既設RC橋脚に対して、従来の道路橋の耐震設計上必要となる耐荷性能を確保することに加えて、超過地震動に対しても安全性を確保する、崩壊シナリオデザイン設計法の適用性を検討した結果を報告する。

### 2. 適用方法の検討

#### (1) 対象とする構造物

本検討の対象とした橋脚は、文献3)に示される耐荷性能を満たしていないRC橋脚とした。対象の側面図及び上部構造断面図を図-2に示す。上部構造分

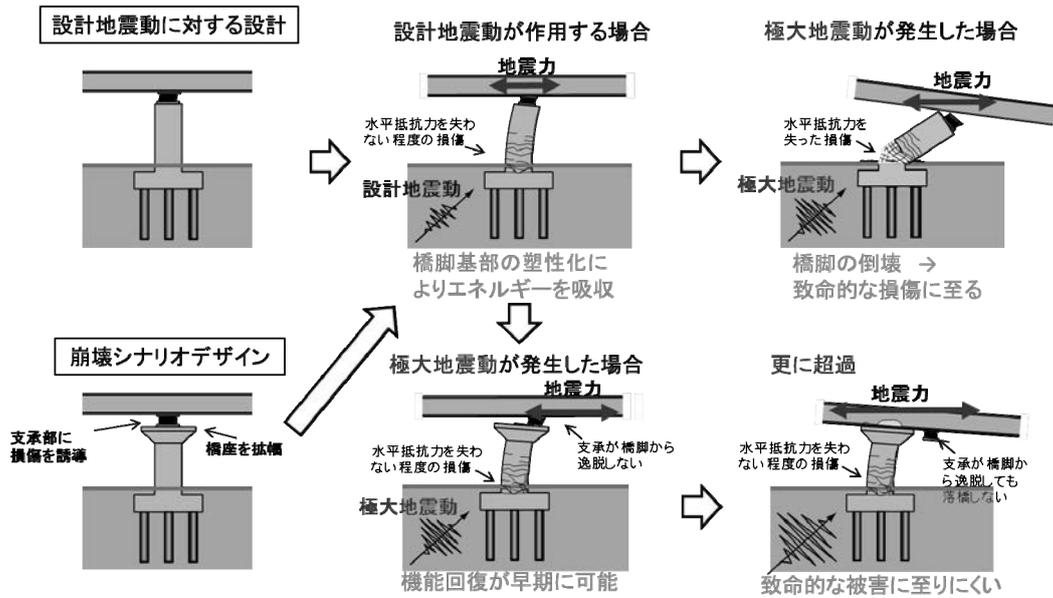


図-1 崩壊シナリオデザイン設計法の考え方<sup>2)</sup>

担重量や下部構造重量，既設部材のコンクリート強度，規格，鉄筋径の諸元を表-1に，橋脚基部の配筋図を図-3に示す。

対象橋脚の補強工法は，後述する耐力階層化鉄筋の機構を，既設RC橋脚の補強に適用するため，曲げ耐力制御式の鋼板巻立て工法を用いる。

## (2) 既設橋脚への耐力階層化鉄筋の適用手法

崩壊シナリオを転換するための耐力階層化鉄筋<sup>2)</sup>とは，鉄筋の一部を圧縮側に抵抗せず，一定の変形量が生じた後引張側に抵抗するよう配置する鉄筋である。耐力階層化鉄筋は，構造部材間の耐力の階層化を行い，各構造部材の損傷順序を誘導するための重要な役割を担うものである。新設 RC 橋脚を対象とした機構では，軸方向鉄筋の内側に配置し，塑性ヒンジ区間及びフーチング内の付着を切るとともに鉄筋定着部に遊間を設けている。この場合は，橋脚コンクリートの打設前に橋脚断面内に配置しなければならないため，新設 RC 橋脚の機構を，既設 RC 橋脚へそのまま適用することが困難である。

そこで，既設橋脚へ適用するためには既設橋脚断面の外側に配置される曲げ耐力制御式のアンカー鉄筋の一部を，橋脚の曲げによる圧縮側には抵抗せず，引張側には一定の変形量が生じた後，抵抗する耐力階層化鉄筋とすることを検討する。なお，レベル2地震動に対する耐荷性能も合わせて確保するため，レベル2地震動に対する耐荷性能を確保するアンカー鉄筋と耐力階層化鉄筋とするアンカー鉄筋とをそれぞれ配置する。

耐力階層化鉄筋とするアンカー鉄筋は，図-4(a)に示すように，H形鋼と鉄筋上側端部に設けた定着

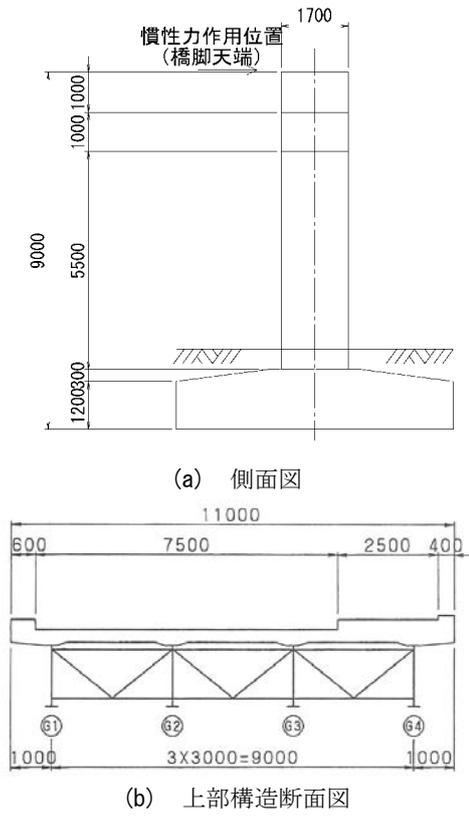


図-2 解析対象橋梁

表-1 既設下部構造使用材料の諸元

項目	単位	数値	備考
既設部材	コンクリート	N/mm <sup>2</sup>	21.0
	軸方向鉄筋	N/mm <sup>2</sup>	295 SD295_D29
	帯鉄筋	N/mm <sup>2</sup>	295 SD295_D13
上部構造分担重量	kN	3,285	
下部構造重量	kN	1,262	柱・はりのみ

帯に遊間を設け、レベル2地震動までは水平耐力に寄与しないよう配置する。限界状態2に達すると図-4(b)に示すように、遊間がなくなり、アンカー鉄筋の定着帯とH形鋼が接触することで、水平耐力が向上する機構とする。耐力階層化鉄筋の遊間長は、限界状態2に相当する曲げ変形が生じても耐力階層化鉄筋は曲げ変形に抵抗しないような遊間とするとともに、限界状態2に相当する変位を超えた後、曲げ変形に抵抗するように決定する。

耐力階層化鉄筋は、新設 RC 橋脚に適用する場合と同様に配置できる位置、本数が限られる。限られた配置スペースで耐力向上を行うために SD490 鉄筋を使用することとした。

### 3. 解析モデル

#### (1) 対象橋脚の解析手法

解析手法は荷重漸増解析（変位制御）、解析ソフトはTDAPIIIを用いた。載荷は補強後の限界状態3を包括できる範囲まで、荷重の載荷手法は慣性力作用位置である橋脚天端に0.1mm/stepで変位を与えた。

#### (2) 橋脚のモデル化

解析モデルは、図-5に示す多質点骨組みモデルを用いた。RC橋脚の柱部については、塑性ヒンジ区間 $L_p$ はファイバー要素によりモデル化した。塑性ヒンジ区間より上方の柱部は線形はり要素、はり部は線形はり要素（剛部材）としモデル化した。柱基部を固定点し、柱基部以下のフーチング及び基礎はモデル化していない。なお、塑性ヒンジ長は、文献3)に基づき $L_p=0.2h-0.1D$  ( $L_p \leq 0.5D$ )と仮定し、橋脚巻立て補強の補正係数 $C_p=0.8$ を考慮<sup>3)</sup>している。ここで、 $h$ は橋脚基部から慣性力作用位置までの高さ、 $D$ は橋脚基部断面高さである。

アンカー鉄筋は、図-6に示すように既設橋脚断面の外周に沿って配置され、柱全高にわたって配置されているものとみなしてモデル化する。曲げ耐力制御式鋼板巻立てにおいては、この様にアンカー鉄筋のモデル化をすることで解析結果が実験結果を合理的に評価できることが確認されており<sup>4)</sup>、現行の耐震補強でも、このモデル化の手法を用いている。

一方、耐力階層化鉄筋は、図-6に示すように断面内の実際に配置する位置で、塑性ヒンジ区間のみのモデル化とする。アンカー鉄筋と異なり、断面内の実際に配置する位置でモデル化する理由は、耐力が上昇するタイミングが、耐力階層化鉄筋から中立軸までの距離によって決まるためであり、塑性ヒンジ区間のみをモデル化する理由は、塑性ヒンジ区間よ

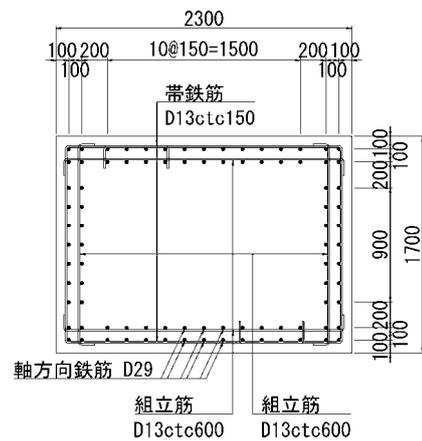
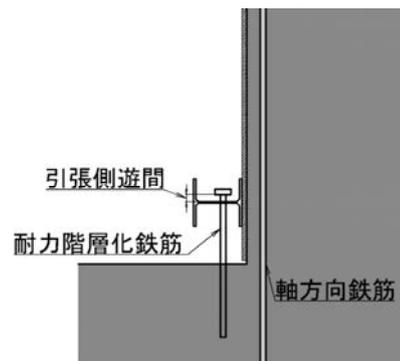
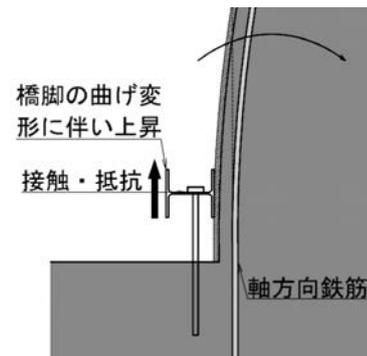


図-3 解析対象橋梁



(a) 限界状態 2 までの挙動



(b) 限界状態 2 を超える場合の挙動

図-4 補強橋脚断面のモデル化

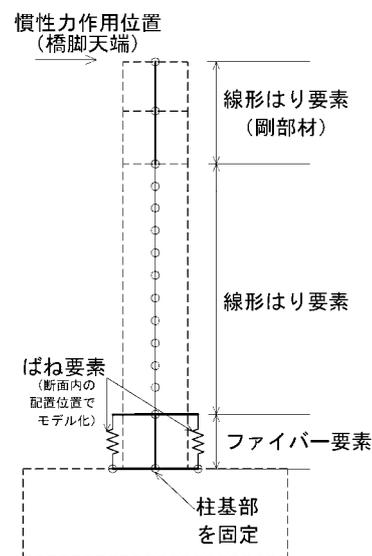


図-5 解析モデル図

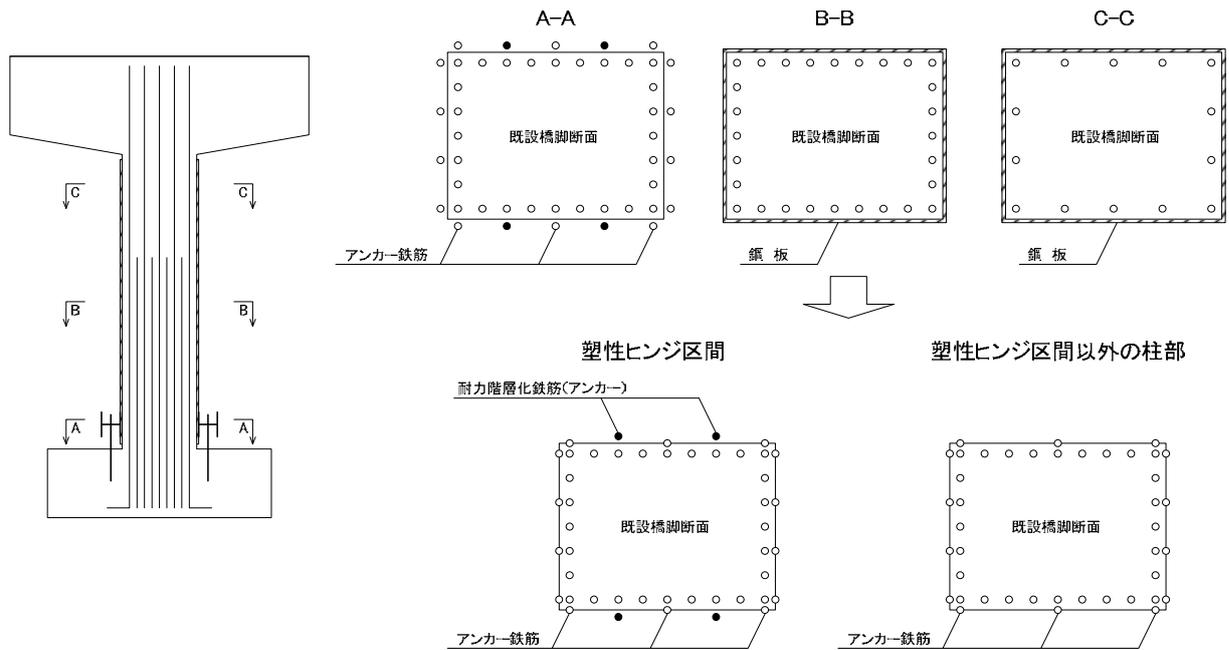


図-6 耐力階層化補強橋脚の柱断面のモデル化

り上側の線形はり区間の変形量は、耐力階層化鉄筋が作動する変位に影響しないためであり、これらは、耐力階層化鉄筋の応答変位を正確に把握するためである。

耐力階層化鉄筋は、軸方向の引張のみ抵抗する非線形ばね要素でモデル化として、遊間を表すばねと鉄筋の応力ひずみ関係を表すばねを直列で接続することにより、図-7 に示す荷重—変位関係を与えた。これは、ファイバー要素では要素内の各々のセルに応力ひずみ関係を与える必要があり、耐力階層化鉄筋は、定着部に遊間を設け、所定の変位に達した後引張に抵抗するモデルとするためである。また、耐力階層化鉄筋が作用するまでの遊間部及び耐力階層化鉄筋降伏後の荷重変位関係は、解析上の安定性を確保するため、 $10^{-5}$ kN/m 程度の微小勾配を与えた。

ファイバー要素のコンクリートの応力ひずみ関係は、文献3)に基づき、鋼板の補強効果を帯鉄筋換算して設定した。ただし、コンクリートの応力ひずみ関係のうち、図-8に示すように限界圧縮ひずみ $\epsilon_{cc}$ 以上のひずみ域では、最大圧縮応力度 $\sigma_{cc}$ に達するときのひずみ $\epsilon_{cc}$ から限界圧縮ひずみに達した後もそのままの下降勾配で応力が $0.0\text{N}/\text{mm}^2$ となるまで低下すると仮定した。軸方向鉄筋の応力ひずみ関係は道示)に基づき設定した。

### (3) 耐力階層化鉄筋の抵抗機構

耐力階層化鉄筋は、他のアンカー鉄筋と比べて抵抗力の発動を遅らせるため、図-4 のように、鉄筋定着部に遊間を設ける。遊間は、限界状態 2 の特性

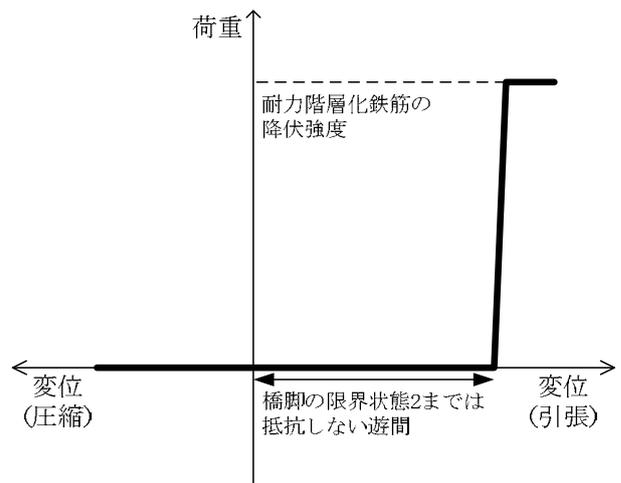


図-7 耐力階層化鉄筋のモデル化

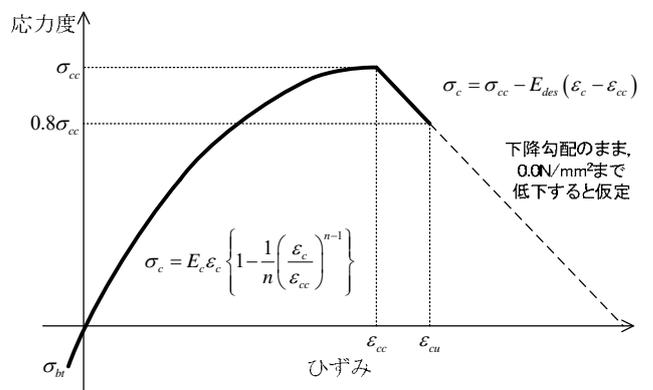


図-8 コンクリートの応力ひずみ関係

値に相当する曲げ変形が生じても耐力階層化鉄筋は曲げ変形に抵抗しないような遊間とするとともに、限界状態 2 に相当する変位が生じた後、曲げ引張に抵抗するように配置する。また、圧縮側には引張側より大きな遊間を設け、圧縮抵抗をしない機構としている。

#### (4) 補強量の設定

補強材料鉄筋径や規格等の諸元を表-2、補強後の断面図を図-9に示す。図中の補強鉄筋のうち、●が耐力階層化鉄筋、○がアンカー鉄筋を示す。

アンカー鉄筋の材質及び鉄筋径は、図-7の配置、鉄筋本数で、文献3)に示される補強と同程度の水平耐力が確保できる補強量とする。材質をSD345、鉄筋径をD41とすることで、レベル2地震動に対する耐力性能を確保できることを確認した。

また、耐力階層化鉄筋は、橋脚耐力のばらつきや破壊する部材の耐力のばらつきを考慮して、階層化が可能となる水平耐力向上を確保することができる鉄筋量とするため、鉄筋径をD51とした。

### 4. 解析的検証

#### (1) 耐力階層化鉄筋の遊間長設定

耐力階層化鉄筋の遊間長を検証するために、遊間長を15mm、20mm、25mmとした解析を行った。解析結果を図-10に示す。縦軸が水平荷重、横軸が橋脚天端の荷重載荷点の水平変位である。図には、各ケースの解析結果の他、補強後の限界状態2及び3とみなす変位の制限値も合わせて示す。

遊間15mmとしたケースでは、耐力階層化鉄筋が作動する橋脚の天端変位は約90mmであり、限界状態2とみなす変位に到達する前に水平耐力が上昇する。レベル2地震動が生じた時点で、橋脚の水平耐力が上昇し、想定していない挙動を示す可能性がある。遊間20mmとしたケースでは、耐力階層化鉄筋が作動する橋脚の天端変位は約110mmであり、限界状態2を超えた点で動作し、限界状態3に到達する前に耐力が上昇する結果となる。遊間長を25mmとしたケースでは、耐力階層化鉄筋の作動変位が約135mmであり、限界状態3とみなす変位を超えている。解析上は限界状態3を超えた後の水平耐力の低下をモデル化していないため、橋脚の水平耐力が低下していないが、実橋脚においては限界状態3を超えると水平耐力が急落し倒壊に至ることが実験等で確認されている。そのため、限界状態3を超えた後に作用する遊間長では、本機構は成立しない。

以上より、対象橋脚では耐力階層化鉄筋の遊間長

表-2 補強材料の諸元

項目	単位	数値	備考
補強部材	アンカー鉄筋	N/mm <sup>2</sup>	345 SD345_D41
	鋼材	N/mm <sup>2</sup>	240 SM400
耐力階層化鉄筋	N/mm <sup>2</sup>	490	SD490_D51

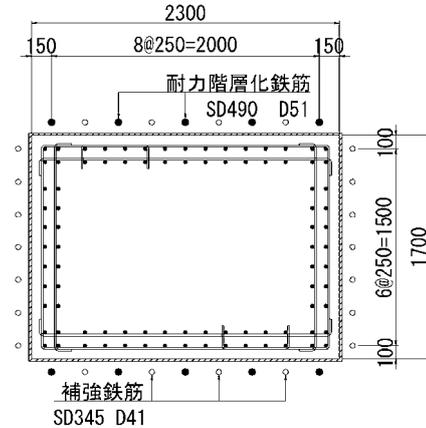


図-9 補強後の橋脚基部断面図

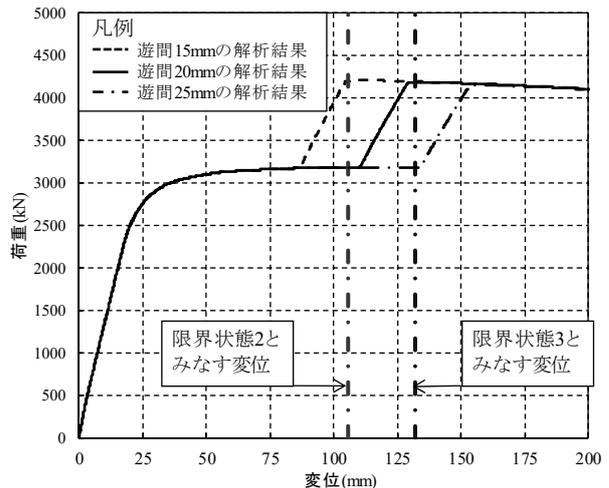


図-10 遊間長検証解析結果

を20mmとすることが望ましいことが確認できた。

#### (2) 解析結果の検証

解析は、(1)の結果から遊間を20mmとした耐力階層化鉄筋を用いた補強橋脚（ケース1）に加えて、無補強橋脚（ケース0）、耐力階層化鉄筋をモデル化せずレベル2地震動に対する補強のみを行った橋脚（ケース2）の解析を行った。解析結果を図-11に示す。図は、縦軸が水平荷重、横軸が橋脚天端の荷重載荷点の水平変位である。図には、各ケースの解析結果の他、補強後の限界状態2及び3とみなす変位の制限値も合わせて示す。

耐力階層化鉄筋をモデル化した補強橋脚は、限界状態2までは、ケース2と同様の挙動を示す。その後限界状態2を超え、限界状態3に至る前に耐力が上昇

することが確認できた。新設RC橋脚で崩壊シナリオデザイン設計の適用事例検証を行った結果<sup>2)</sup>と同様の挙動である。

補強橋脚の水平耐力のばらつきが新設橋脚と同等である<sup>2)</sup>と仮定し、超過確率5%とした場合の橋脚水平耐力（耐力上昇前、耐力上昇後）と支承アンカーボルト耐力の確率分布を図-12に示す。破壊部材とする支承アンカーボルトの破断耐力を3,620kNとすることで、耐力上昇前の水平耐力、耐力上昇後の水平耐力それぞれに対して、超過確率5%以下とすることで、所要の信頼性をもって意図した崩壊シナリオが実現できることが確認できた。

## 5. まとめ

本稿では、既設RC橋脚に対してレベル2地震動に対する耐荷性能を確保しつつ、超過地震動に対しても安全性を確保するための崩壊シナリオデザイン設計法を適用するための手法を検討し、解析を行った。得られた結果を以下に示す。

- 1) レベル2地震動に対する耐荷性能が確保できていない橋脚に対して、曲げ耐力制御式の鋼板巻立て工法を適用し、アンカー鉄筋の一部を耐力階層化鉄筋とすることで、既設RC橋脚の耐力階層化を行うことができることを確認した。
- 2) 本検討において対象とした補強橋脚における崩壊シナリオデザイン設計法について、橋脚水平耐力のばらつきが新設RC橋脚と同様のばらつきであると仮定し、超過確率を5%とすれば、破壊部材とする支承アンカーボルトの破断耐力を3,620kNとすることで、所要の信頼性をもって意図した崩壊シナリオが実現できることが確認できた。

本稿では、対象とするRC橋脚の補強と合わせて意図した崩壊シナリオを実現できることを解析的に確認した。今後の課題としては、今回提案した巻立て補強用の耐力階層化鉄筋の定着部の細部構造の検討、補強橋脚の水平耐力のばらつきを検証を行った上で、今回提案した曲げ耐力制御式の耐力階層化鉄筋を有する橋脚の実証実験を行い、実橋への適用についての検証を進めていくことを考えている。

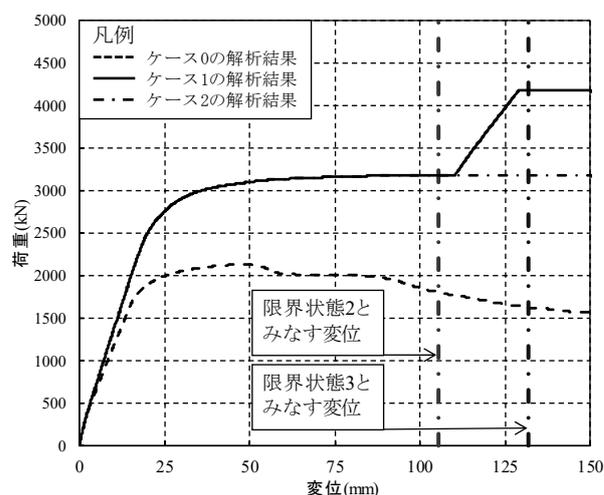


図-11 解析結果

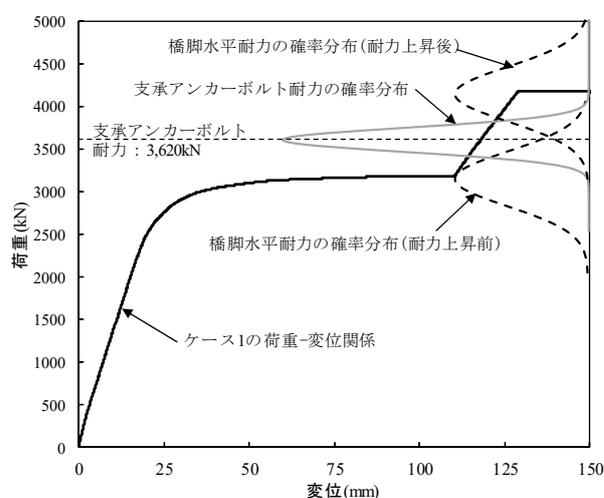


図-12 確率分布図

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017。
- 2) 大住道生，中尾尚史，石崎覚史，庄司学：破壊尤度の制御による道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法の提案，土木学会論文集A1(構造・地震工学)，vol.77，No.4(地震工学論文集)，2021.(掲載決定)
- 3) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997。
- 4) 川島一彦，大塚久哲，中野正則，星隈順一，長屋和彦：曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強，土木研究所資料，No.3444，1996。