

# 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

大住 道生<sup>1</sup>・中尾 尚史<sup>2</sup>・石崎 覚史<sup>3</sup>・庄司 学<sup>4</sup>

<sup>1</sup> 正会員 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)  
E-mail: m-oosumi@pwri.go.jp (Corresponding Author)

<sup>2</sup> 正会員 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)  
E-mail: nakao55@pwri.go.jp

<sup>3</sup> 正会員 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)  
E-mail: ishizaki-s574bt@pwri.go.jp

<sup>4</sup> 正会員 筑波大学教授 システム情報系 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台 1-1-1)  
E-mail: gshoji@kz.tsukuba.ac.jp

本論では、設計地震動を上回る地震動が発生する可能性を考慮して、従来の道路橋の耐震設計を通じて確保されてきた耐震性能は確保しつつ、上限を定めない地震動に対しても、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した。崩壊シナリオデザイン設計法によれば、従来の耐震設計に用いる作用を超えた場合においても、作用レベルに応じた橋の損傷モードを示して、より望ましいシナリオを選択できる。橋の構造要素の様々な耐力のばらつきも考慮した上で、上限を定めない地震動に対して橋の崩壊までの過程における破壊尤度を制御した設計法の実現方法を示した。

**Key Words:** road bridge, seismic design, collapse scenario, excess action, failure likelihood

## 1. 序論

道路橋の耐荷性能の照査に用いる設計地震動は、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<sup>1)</sup>。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、上限を定めない地震動に対しても、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。東日本大震災では多くの道路橋も被害を受け<sup>2)</sup>、土木学会を含む<sup>30)</sup>の学会で構成される「東日本大震災の総合対応に関する学協会連絡会」も共同声明の中で、従来の想定を超える巨大災害に対する備えの必要性を訴えている<sup>3)</sup>。このような必要性に対して、特に橋などの土木構造物について、超過的な作用に対する機能不全に備える「危機耐性」という考え方が提唱されている<sup>(例えば 4)5)</sup>。

例えば本田ら<sup>4)</sup>は、危機耐性について「狭義の設計段階で想定していなかった事象においても、構造物が、単体またはシステムとして、破滅的な状況に陥らないような性質」と定義している。しかし、実際に構造物にそのような性質を付与するためには、その具体的な考え方を取り込んだ設計法の体系化と、個々の構造物に対して具体の諸元を決めるための設計方法の確立が必要である。例えば、鉄道橋では超過的な作用に対して、従来の設計を満足するための橋脚とは別の柱で自重を支える自重補償構造<sup>6)</sup>や橋の倒壊を許容するもののその倒壊方向を制御する構造<sup>7)</sup>などの研究がなされている。また、高橋らは地震作用の不確定性を認識した上で、その特性が想定と異なったとしても、構造物が提供する機能の損失に対して鈍感な「鈍構造」を提唱している<sup>8)</sup>。その実現方策の一つとして、水平耐荷力の下がり方が緩やかで鉛直耐荷力を失わない RC 橋脚に関する研究<sup>9)</sup>なども行われている。このように、具体の設計につなげるための研究は散発的に行われているものの、広く一般に適用できるための体系は確立されていない。

そこで本論では、従来の道路橋の耐震設計を通じて確

保されてきた耐震性能を担保しつつ、上限を定めない地震動に対しても、できるだけその機能が損なわれない、或いは仮に損われても速やかに機能回復できることを観点として、従来の枠を超えて橋の崩壊までを考慮する設計体系とそれを破壊尤度の制御により具体的に道路橋の構造設計により実現する方法を提案する。

## 2. 設計体系のエンパワーメントの必要性

現在我が国の道路橋の設計では、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、上限を定めない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、上限を定めない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。従来の道路橋の設計において求められていた、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、それが橋の周辺環境や橋の復旧性に及ぼす影響までを示すことにより、その橋のより広い意味での性能を示すことができる。

上限のない地震動に対しては、橋は必ず壊れる。その壊れ方、壊れる順番を耐力、変位や変形、遊間などを考慮した破壊尤度の制御によりコントロールすることで、上記のような設計体系を実現する構造検討の方法である崩壊シナリオデザイン設計法を提案する。崩壊シナリオデザイン設計法を図-1に示す。この図に示す通り、架橋位置・橋長の選定、橋梁形式の選定、下部構造位置・スパン割の選定を行った上で、具体的な諸元を決める設計を重要度に基づく性能マトリックスに応じて行う。従来の設計はここまでであるが、崩壊シナリオデザイン設計法では、この後、どこまでの超過作用ではどのような橋の損傷モードになるのかを確認していき、橋の崩壊までの過程を追う。この際、崩壊シナリオが相対的に望ましいものとなるように構造的な工夫を行い、満足のいく結果が得られなければ必要に応じて設計の前段階に戻って検討を行うというものである。

ここで、以下をこの提案の前提としている。

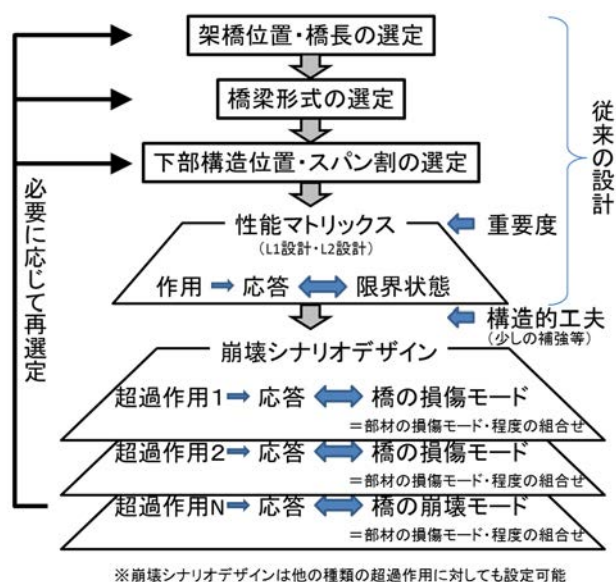


図-1 崩壊シナリオデザイン設計法の概念図

- ・地震動を確率評価はしない。なぜなら、設計を超えるような作用は、不確実性が非常に大きく、発生頻度の非常に稀な事象なので、地震動の大きさと発生頻度を確率評価しようとしても期待値評価の信頼性が低く、また、国を壊滅的な被害に追い込むような事象については、例え発生確率が小さいとしても対策が必要であるからである。
- ・現行の設計地震動より大きな設計荷重（例えばレベル3地震動）を設定することは考えない。なぜなら、現状ではレベル3地震動として設定すべき大きさに科学的な根拠と社会的なコンセンサスは得られず、レベル3地震動を仮に設定したとしても、それを越える地震が発生しない保証はないからである。
- ・無制限に費用をかけて強度を上げるのではなく、少しの工夫で対処する。
- ・道路橋はどれだけ被害を受けようとも、原位置で機能復旧、供用する。
- ・橋の損傷モードのシミュレーションに当たっては、検証可能でかつ妥当性が担保されたモデル及び解析方法、実験方法に依らなければならない。

## 3. 崩壊シナリオデザイン設計法の実現方法の提案

### (1) 実現方法の考え方

崩壊シナリオデザイン設計法では、2章に示したとおり従来の耐震設計により求めている性能を確保することを前提とする。崩壊シナリオデザイン設計法の実現方法の考え方を単柱式RC橋脚と杭基礎で支持される連続桁形式の道路橋に対して例示すると図-2のようになる。

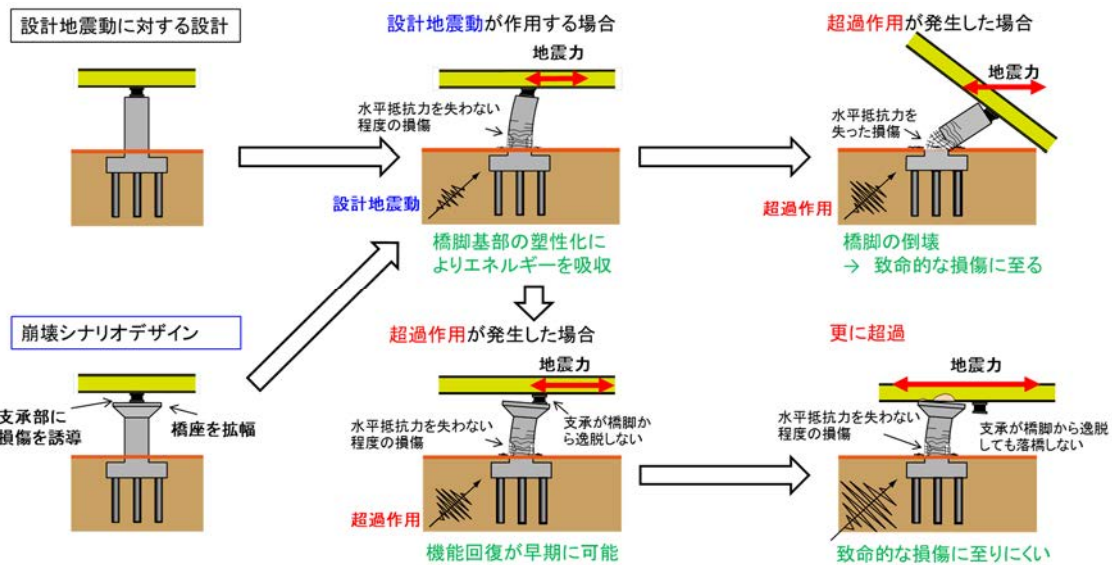


図-2 崩壊シナリオデザイン設計法の考え方

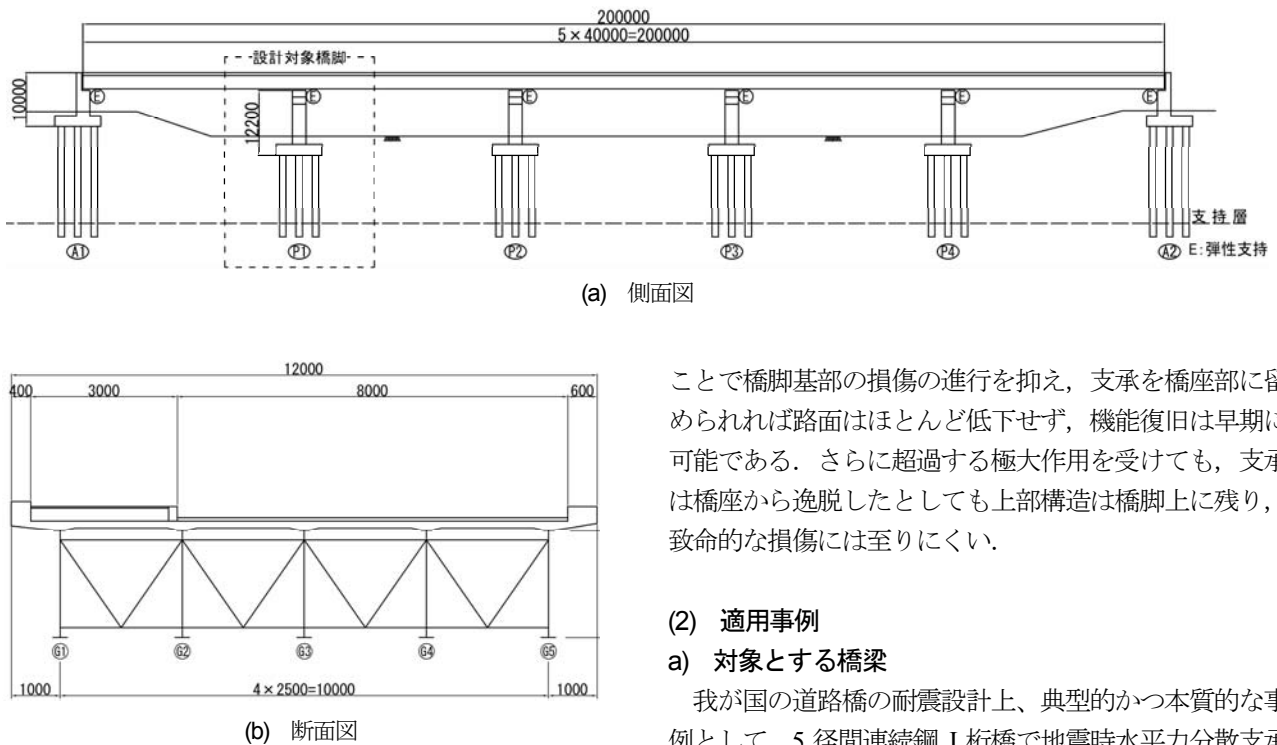


図-3 解析対象橋梁

従来の設計地震動に対する設計では、設計地震動に対して橋脚基部の水平抵抗力を失わない程度の塑性化によりエネルギーを吸収し、要求性能を確保する。しかしながら、それを超える作用が発生した場合には、橋脚基部は水平抵抗力を失うおそれがあり、その場合橋脚の倒壊により致命的な損傷に至る。一方で、崩壊シナリオデザイン設計法では、設計地震動に対しては従来と同様の挙動となるが、超過作用が発生した場合には、橋脚基部が水平抵抗力を失わないうちに支承部に損傷を移行させる

ことで橋脚基部の損傷の進行を抑え、支承を橋座部に留められれば路面はほとんど低下せず、機能復旧は早期に可能である。さらに超過する極大作用を受けても、支承は橋座から逸脱したとしても上部構造は橋脚上に残り、致命的な損傷には至りにくい。

## (2) 適用事例

### a) 対象とする橋梁

我が国の道路橋の耐震設計上、典型的かつ本質的な事例として、5 径間連続鋼 I 桁橋で地震時水平力分散支承により支持された橋を例に崩壊シナリオデザイン設計法の実施例を示す。単に橋脚基部に塑性化を期待して設計を行ったモデルをケース 1、橋脚基部に工夫をして、橋脚基部が限界状態 3 を迎える前に橋脚の水平耐力を上げることで、支承アンカーボルトに損傷を移行させ、橋脚に作用する上部構造の慣性力を抑制できるようにしたモデルをケース 2 とする。

各ケースについて、荷重漸増解析を行い、所定の変位に達した後に水平耐力を上げることができかを橋脚の水平力—水平変位関係から確認した。

対象橋梁の条件として、主たる塑性化を橋脚基部に期待する橋で、B 種の橋として橋脚基部の塑性化を限界状

態2に留める必要がある橋であると仮定する。

解析に用いたモデルは、図-3に示す5径間連続鋼I桁橋<sup>10)</sup>を採り上げ、その中間橋脚(RC橋脚)を対象とした。解析モデルは、図-4に示す多質点骨組みモデルを用い、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。軸方向鉄筋及びコンクリートをモデル化し、それらの応力-ひずみ関係は、道路橋示方書<sup>1)</sup>に基づき設定した。塑性ヒンジ区間より上方の柱部、はり部及びフーチング部は、線形はり要素とした。

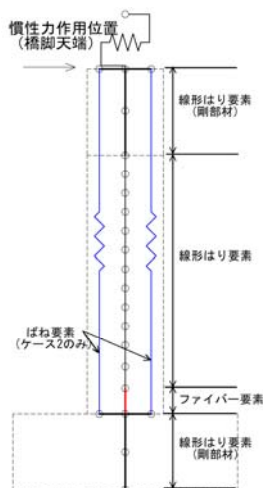


図-4 多質点骨組みモデル

表-1 解析諸元

| 項目   | 記号   | 単位    | 値/適用 | 備考    |
|------|------|-------|------|-------|
| 上部構造 | 重量   | $W_u$ | kN   | 6,963 |
| RC橋脚 | 橋脚柱高 | $H$   | m    | 7.5   |
|      | 橋脚柱幅 | $B$   | m    | 5.0   |
|      | 橋脚柱厚 | $D$   | m    | 2.2   |
|      | 重量   | $W_p$ | kN   | 3,087 |

| 項目      | 鉄筋径 | 規格    | 備考     |
|---------|-----|-------|--------|
| 軸方向鉄筋   | D32 | SD295 |        |
| 帯鉄筋     | D16 | SD295 |        |
| 中間帯鉄筋   | D16 | SD295 |        |
| 耐力階層化鉄筋 | D32 | SD490 | ケース2のみ |

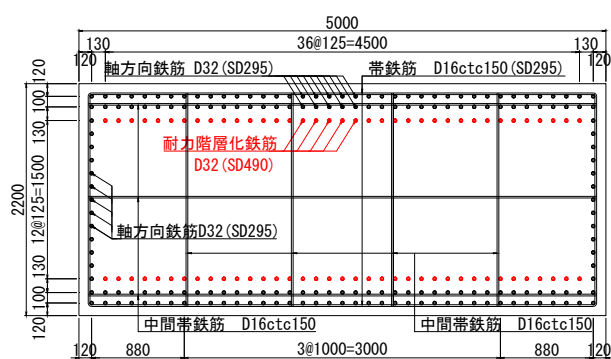


図-5 橋脚断面図

ケース1の上部構造や橋脚の自重、鉄筋径や規格等の解析諸元を表-1に、橋脚基部の配筋図を図-5に示す。ケース2では、ケース1に加えて、橋脚の水平耐力を一定の変形後に増加させるため、定着部に遊間を設けた鉄筋を配置した。これらの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り、本研究では耐力階層化鉄筋と呼ぶ。耐力階層化鉄筋の配置は、橋脚断面内で他の軸方向鉄筋等とのあきを確保しなければならないため、配置できる位置が限られる。限られた配置スペースで耐力向上を行うためにSD490鉄筋を使用した。

## b) 耐力階層化鉄筋の抵抗機構

耐力階層化鉄筋は、他の軸方向鉄筋と比べて抵抗力の発動を遅らせるため、図-6のように、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る。遊間は、限界状態2の特性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の変位が生じた後、曲げ引張に抵抗するように配置する。また、コンクリート非付着部での座屈を防ぐため、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。

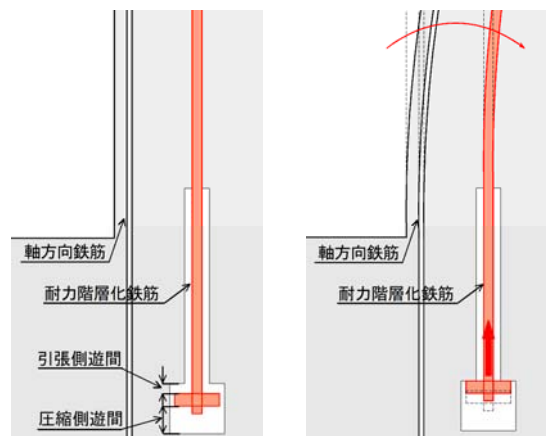


図-6 耐力階層化鉄筋の定着部構造

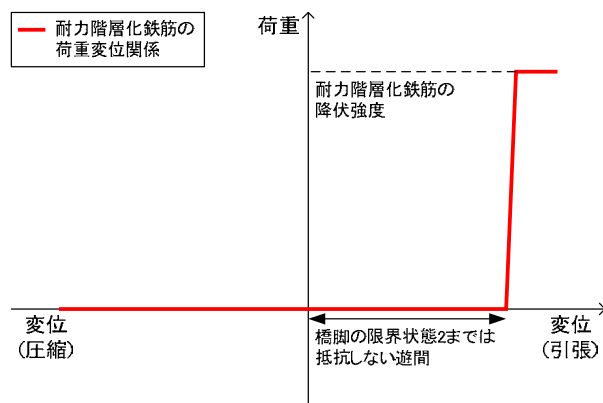


図-7 耐力階層化鉄筋の荷重変位関係

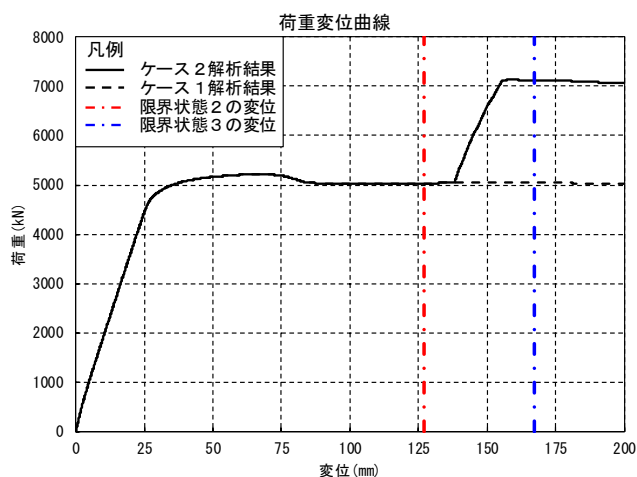


図-8 解析結果

### c) 耐力階層化鉄筋のモデル化

耐力階層化鉄筋のモデル化は、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、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に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、 $10^5 \text{ kN/m}$  程度の微小勾配を与えている。

対策無しの場合 1 及び耐力階層化鉄筋を配置した場合 2 について荷重漸増解析を行った結果を図-8 に示す。縦軸が橋脚の水平耐力、横軸が橋脚天端の変位(材料公称値に基づいて算出)である。図中に示す限界状態 2 及び限界状態 3 の変位の特性値は、道路橋示方書<sup>1)</sup>に基づき、算出した対策無しの場合 1 における変位の特性値である。ただし、鉄筋の破断、コンクリートの圧壊をモデル化していないので、限界状態 3 に相当する変位以降の挙動に信頼性はない。

この結果から場合 2 において、配置した耐力階層化鉄筋の遊間を適切に設定することで、次の 2 点が実現できることを確認した。

- ・限界状態 2 の変位までは、場合 1 と同様の応答を示すことから、道示に示されるレベル 2 地震動に相当する荷重が作用する範囲では、未対策の場合 1 と同様の挙動を示す。
- ・レベル 2 地震動よりも大きな荷重が生じた際には、限界状態 2 を超え限界状態 3 に達する前に、水平耐力が上昇する。

本ケースでの橋脚の水平耐力は、限界状態 2 とみなす変位までの約 5000kN から、耐力階層化鉄筋が作動する事により約 7000kN へ上昇する。レベル 2 地震動を超えるような外力が発生した場合には、支承部の破壊荷重を

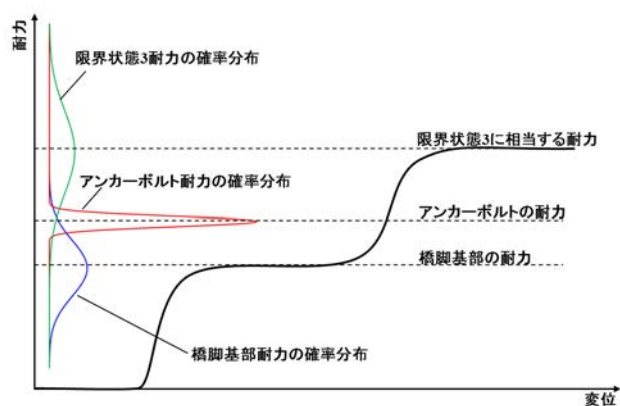


図-9 各部材耐力の関係

橋脚の水平耐力の上昇幅である 5000kN から 7000kN の間に設定し、支承部に損傷を誘導することで、橋脚の崩壊による落橋等の致命的な損傷を防ぐことが可能となる。

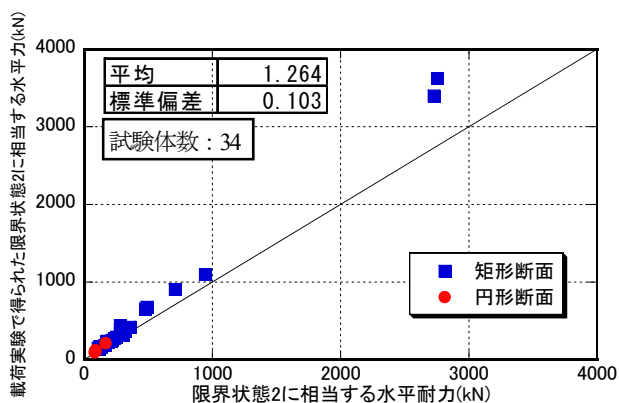
## 4. 破壊尤度の制御による崩壊シナリオデザイン

3 章で示した崩壊シナリオデザインは、力、変位、遊間などを適切に設定することにより、その損傷順序を制御している。一方で構造部材にはさまざまなばらつきがあり、ばらつきも踏まえて破壊尤度の制御方法を設定しておかなければ狙ったとおりのシナリオを実現することはできない。そこで、場合 2 を対象にばらつきを考慮した崩壊シナリオの制御方法を提案する。

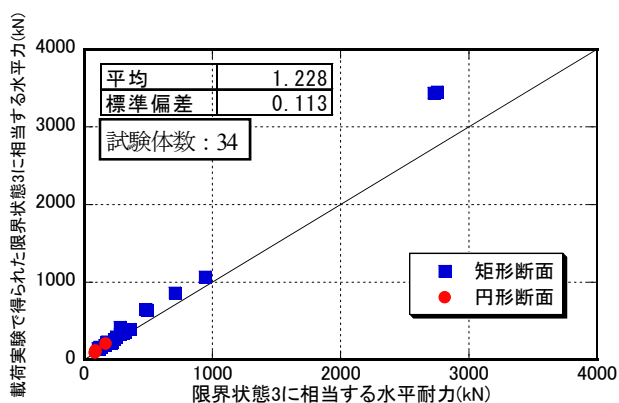
ここで、3 章に示したとおり、まず橋脚基部で塑性化し、橋脚が限界状態 3 に達する前に橋脚の耐力が増加することにより、支承アンカーボルトに損傷を移行させ、支承アンカーボルトが破断することで、上部構造の慣性力は下部構造には支承ベースプレートと橋脚天端間の摩擦力しか伝わらなくなる。このような挙動を実現するためには、図-9 に示すようにばらつきも考慮した上で、橋脚基部が塑性化する時の耐力よりアンカーボルトの耐力を大きくし、更にそれより橋脚の限界状態 3 に相当する耐力を大きくしなければならない。

### (1) 橋脚耐力

橋脚耐力のばらつきを考える場合、前述したように、橋脚基部で塑性化する時の耐力のばらつき及び限界状態 3 に達するときの耐力のばらつきを把握する必要がある。橋脚耐力のばらつきは、使用する材料の強度のばらつきや断面寸法のばらつき、配筋位置のばらつき等が考えられる。そこで 34 体の RC 橋脚の載荷実験で得られたデータを基に耐力のばらつきを求めた。図-10 は過去に実施された RC 橋脚の載荷実験<sup>1)</sup>で得られた限界状態



(a) 限界状態 2 に相当する水平力と水平耐力



(b) 限界状態 3 に相当する水平力と水平耐力

図-10 水平耐力と水平力との関係

2 及び 3 に相当する水平力と道路橋示方書<sup>1)</sup>から算出した限界状態 2 及び 3 に相当する水平耐力の関係を示したものである。横軸は道路橋示方書<sup>1)</sup>に記載されている値(公称値)を用いて算出した限界状態 2, 3 に相当する水平耐力, 縦軸は載荷実験で得られた限界状態 2, 3 に相当する水平力である。なお, 前述した橋脚基部で塑性化するときの耐力については限界状態 2 に相当する水平耐力を想定した。

図-10(a)より, 限界状態 2 に相当する水平耐力と載荷実験で得られた限界状態 2 に相当する水平力には 1.26 倍の耐力差, 耐力差の標準偏差(耐力のばらつき)は 0.103 あることがわかる。また, 図-10(b)より, 限界状態 3 に相当する水平耐力と載荷実験で得られた水平力には 1.228 倍の耐力差, 耐力差の標準偏差は 0.113 であることがわかる。

## (2) 地震時水平力分散型ゴム支承

アンカーボルトの耐力はゴム支承の 250%ひずみにおける水平力を上回るように設計されている。そのため, 損傷を制御する支承アンカーボルトの耐力もゴム支承の 250%ひずみにおける水平力を上回り, さらにゴム支承の破断水平力を下回るように設定する必要がある。



写真-1 ゴム支承の水平載荷実験(ゴム支承破断時)

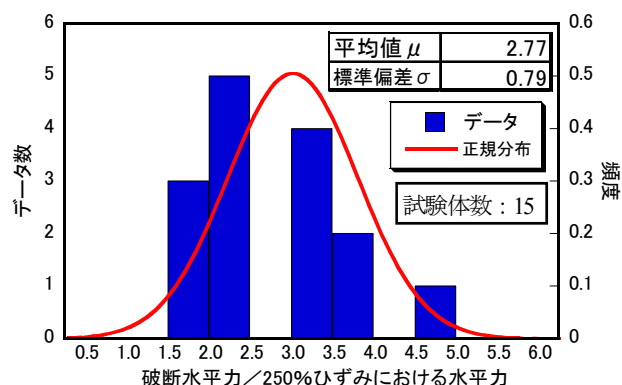


図-11 ゴム支承の破断水平力と 250%ひずみ水平力との関係

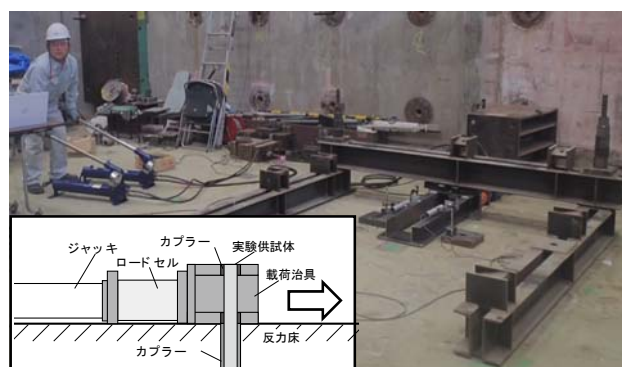


写真-2 アンカーボルトのせん断載荷実験

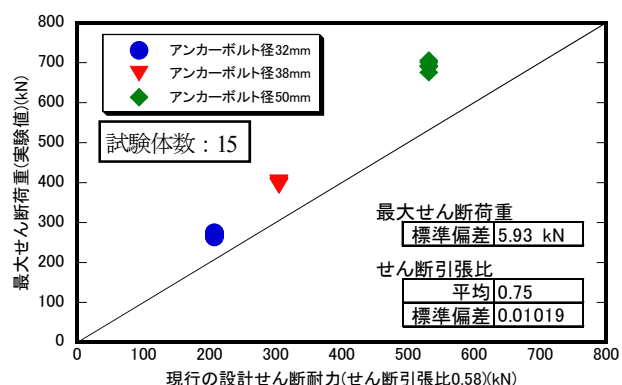


図-12 アンカーボルトのせん断耐力

図-11 はゴム支承の載荷実験(写真-1)で得られた破断水平力とゴム支承に 250%のせん断ひずみが生じたときの水平力との比を求めたものである<sup>12)</sup>。横軸はゴム支承

の破断水平力と 250%ひずみにおける水平力の比を取ったものである。また、正規分布も図中に示した。図より、ゴム支承の破断水平力と 250%ひずみにおける水平力には 2.77 倍程度の耐力差、耐力差の標準偏差は 0.79 であることがわかる。

### (3) 支承アンカーボルト

損傷制御に用いる支承アンカーボルトは、設定した耐力で制御でき、かつ設定した耐力のばらつきが小さい材料を選定する必要がある。著者らグループでは、材質の異なるアンカーボルトを用いたせん断載荷実験を行い、SS400(鋼材)が損傷制御に有効であることを明らかにしている<sup>13)</sup>。そのため、本研究では SS400 を設計の対象とした。

図-12 は著者らグループが別途実施した SS400 のアンカーボルト径を変化させた場合のせん断載荷実験(写真-2)<sup>14)</sup>の結果を示したものである。縦軸は最大せん断荷重及びせん断引張比である。せん断引張比は、最大せん断荷重をミルシートから得られた実引張荷重で割ったものであり、現行の設計せん断耐力におけるせん断引張比は  $0.58(=1/\sqrt{3})$  となる。図より、最大せん断荷重の標準偏差は 3 つの径の平均で 5.93kN であることがわかる。また、せん断引張比は 0.75 程度であり、現行の設計せん断耐力におけるせん断引張比 0.58 よりも 1.3 倍程度大きくになっている。

### (4) 支承耐力と橋脚耐力の階層把握に基づく崩壊シナリオデザイン

支承アンカーボルトの耐力を設定する場合、橋脚基部で塑性化するときの耐力がアンカーボルトの耐力を上回る確率、すなわち超過確率を設定し、この設定した超過確率以下になるように適切な耐力差をつける必要がある。

アンカーボルトの耐力を求める場合、各部材の耐力の確率分布が正規分布に従うと仮定すると、次式に示す逆標準正規分布関数  $\Phi^{-1}$  を用いることでアンカーボルトの耐力を計算することができる。

$$\frac{\mu_A - \mu_Y}{\sqrt{\sigma_A^2 + \sigma_Y^2}} = \Phi^{-1}(1 - P_f) \quad (1)$$

ここで、 $P_f$  は超過確率、 $\mu_A$  は支承アンカーボルトの実耐力の平均、 $\mu_Y$  は橋脚基部で塑性化するときの実耐力の平均、 $\sigma_A$  は支承アンカーボルトの耐力の標準偏差、 $\sigma_Y$  は橋脚基部で塑性化するときの耐力の標準偏差である。したがって、式(1)を用いて設定した超過確率になるように支承アンカーボルトの実耐力を求めることができる。なお、式(1)に関する詳細については、例えば文献 15)等

を参照されたい。

橋脚基部が塑性化するときの公称耐力は、前章の静的解析を基に 5000kN とすると、図-10(a)で示した耐力差より実耐力の平均  $\mu_Y$  は 6320.4kN、耐力の標準偏差  $\sigma_Y$  は 650.1kN になる。また本研究では、支承数は 1 橋脚あたり 5 基、支承アンカーボルトは 1 支承あたり 4 本と設定すると、支承アンカーボルト全体の耐力の標準偏差  $\sigma_A$  は 118.6kN になる。超過確率  $P_f$  の設定方法については求められる構造物の信頼性等によって設定する必要があるが、本研究においては 5%(逆標準分布関数  $\Phi^{-1}$  の解は 1.64485)と仮定した。これらを式(1)に代入すると、支承アンカーボルトの耐力  $\mu_A$  は 7407.4kN になり、橋脚基部が降伏するときの耐力との耐力差は 1.17 倍程度になる。算出した耐力における支承アンカーボルトの径は、SS400 の引張強さ (400N/mm<sup>2</sup>, JIS 値) に SS400 の引張強さにおける JIS 値と実強度との耐力差 (1.1, 但し板材)<sup>12)</sup> を乗じ、前述したせん断引張比 0.75 を用いると 37.80mm になり、規格サイズでは 38mm の鋼棒となる。

求めた支承アンカーボルトの耐力と限界状態 3 に相当する水平耐力との関係を検討する。ここでは、支承アンカーボルトの径が 38mm の鋼棒を使用した場合で比較する。この場合、支承アンカーボルトの実耐力は合計で 7485.2kN になる。限界状態 3 に相当する水平耐力は、前章の静的解析を基に 7000kN(公称値)とすると、図-10(b)で示した耐力差より実耐力の平均は 8596.4kN、耐力の標準偏差は 971.9kN になり、支承アンカーボルトの耐力と 1.15 倍程度の耐力差がある。超過確率は前述と同様に各部材の耐力の確率分布が正規分布に従うと仮定すると、次式に示す標準正規分布関数  $\Phi$  を用いることで超過確率  $P_f$  を計算することができる<sup>例えば 15)</sup>。

$$P_f = 1 - \Phi\left(\frac{\mu_U - \mu_A}{\sqrt{\sigma_U^2 + \sigma_A^2}}\right) \quad (2)$$

ここで、 $\mu_A$  は支承アンカーボルトの実耐力の平均、 $\mu_U$  は橋脚基部で塑性化するときの実耐力の平均、 $\sigma_A$  は支承アンカーボルトの耐力の標準偏差、 $\sigma_U$  は橋脚基部で塑性化するときの耐力の標準偏差である。

前述した支承アンカーボルト及び限界状態 3 に相当する水平耐力と耐力の標準偏差から式(2)を用いて超過確率を求めると、標準正規分布関数  $\Phi$  は 1.13499...となり、超過確率は 12.8%程度になり、橋脚基部で塑性化するときの耐力がアンカーボルトの耐力を上回る確率よりも大きくなる。そのため、式(1)を基に支承アンカーボルトの耐力が限界状態 3 に相当する水平耐力を超過する確率も 5%以内にするための耐力を求めると、限界状態 3 に相当する水平耐力を 9095.6kN(公称値から算出する耐力

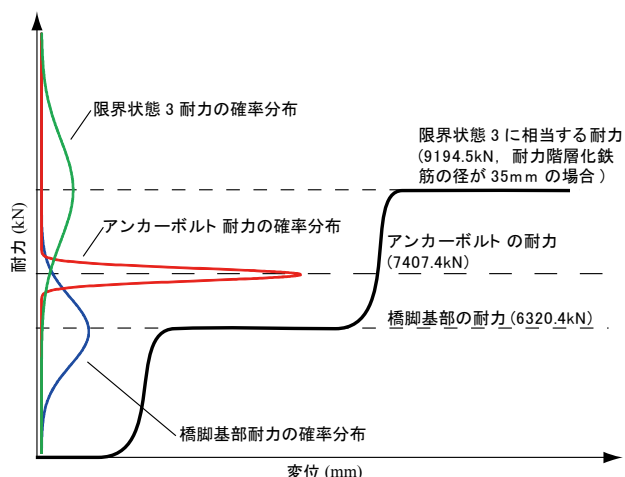


図-13 各部材耐力の関係

では 7405.4kN に相当)以上にする必要がある。限界状態 3 に相当する水平耐力を上げるためには、耐力階層化鉄筋の径を上げて設計を満足することが可能である。例えば、耐力階層化鉄筋の径を 32mm から 35mm に変更すると、耐力は 9194.5kN になる。これら耐力の関係を図-13 に示す。

なお、図-3 に示した 5 径間連続鋼 I 桁橋で設計されているゴム支承(ゴム支承本体の平面寸法: 700mm×700mm, 1 層のゴム厚: 24mm, ゴム層数: 4 層, せん断弾性係数: 1.0N/mm<sup>2</sup>)の場合<sup>10)</sup>, ゴム支承の 250%ひずみに相当する水平力は 1225kN(合計 6125kN), 破断水平力は図-11 より 3393.3kN(合計 16966.3kN)になる。従って, 支承アンカーボルトの耐力は(2)で示したように, ゴム支承の 250%ひずみにおける水平力を上回り, さらにゴム支承の破断水平力を下回るように設定できている。

## 5. まとめ

本論では、従来の道路橋の耐震設計を通じて確保されてきた耐震性能は確保しつつ、上限を定めない地震動に対しても、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し、様々な耐力のばらつきも考慮した上で具体的に実現することのできる方法を示した。

これにより、これまでの設計において設定していた作用を超える場合への対策を具体的に立てられるようになるだけでなく、対策を相互に比較し、どちらがよりその橋に求める性質として優れているのかを判断することが可能となる。このような考え方は地震動以外の作用に対しても援用が可能であるし、橋以外の構造物に対しても援用が可能であると考えられる。

今後、動的解析により支承アンカーボルトの破断後の

挙動も含めて崩壊シナリオを検証する予定である。

## 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) 土木学会地震工学委員会：土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書第 9 章橋梁の被害調査, 2011.
- 3) Academic Society Liaison Association Corresponding to the Great East Japan Earthquake : Joint Statement of 30 Disaster-Related Academic Societies of Japan Global sharing of the findings from the Past Great Earthquake Disasters in Japan, 2014.
- 4) 本田利器, 秋山充良, 片岡正次郎, 高橋良和, 野津厚, 室野剛隆：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系－試案構築にむけての考察－, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.1\_459-I\_472, 2016.
- 5) 土木学会地震工学委員会性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会：土木学会地震工学委員会性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会報告書, 2018
- 6) 西村隆義, 室野剛隆, 豊岡亮洋, 五十嵐晃：危機耐性を向上させる自重補償機構の提案と実験的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol.75 No.4, 2019
- 7) 豊岡亮洋, 布川博一, 小野寺周, 室野剛隆：ブロック型倒壊方向制御構造を有するラーメン高架橋柱の静的載荷試験, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol.75 No.4, 2019
- 8) 高橋良和, 日高拳：不確定性の高い地震作用に対する構造技術戦略としての鈍構造の提案とその適用事例に関する一考察, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol.70 No.4, 2014
- 9) 五島健斗, 植村佳大, 高橋良和：設計基準外事象に対する挙動が定性的に予測可能な埋め込みメナーゼヒンジ RC 構造の開発, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol.75 No.4, 2019
- 10) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3.
- 11) 星隈順一, 堺淳一, 小森暢行, 坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究, 土木研究所資料第 4262 号, 2013.
- 12) 星隈順一, 大住道生：ゴム支承の地震時の性能の検証方法に関する共同研究報告書, 共同研究報告書第 512 号, 2020.
- 13) 国立研究開発法人土木研究所：損傷制御型支承の開発に関する基礎的研究, 研究成果報告書, 2020.
- 14) 中尾尚史, 大住道生：損傷制御型支承に用いるアンカーボルトのせん断載荷実験, 土木学会第 74 回年次学術講演会, Vol.74, 1-91, 2019.
- 15) 福井泰好：入門信頼性工学第 2 版, pp.157-161, pp.169-170, 森北出版, 2016.
- 16) 村越潤, 梁取直樹, 有馬敬育, 清水英樹, 小森大資：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査, 土木研究所資料第 4090 号, 2008.

(Received September 2, 2020)

(Accepted October 2, 2020)

# PROPOSAL OF DESIGN METHOD FOR COLLAPSE SCENARIO DESIGN OF ROAD BRIDGE BY CONTROLLING FAILURE LIKELIHOOD

Michio OHSUMI, Hisashi NAKAO, Satoshi ISHIZAKI and Gaku SHOJI

In this paper, considering the possibility of occurrence of earthquake motion exceeding the design earthquake motion, we proposed a collapse scenario design method. It realize the seismic performance that has been ensured through the conventional seismic design of road bridges is ensured, and the function is kept as much as possible, and the function can be recovered quickly even if it is lost. The collapse scenario design method can select a more desirable scenario by showing the damage mode of the bridge according to the action level when the action used in the conventional design is exceeded, and also considers variations in various proof strengths. In addition, a method that can realize a design in which the process until the collapse of the bridge is controlled against the seismic ground motion without an upper limit is shown.