

## 既設橋梁の耐震補強に関する一提案

池田 憲二<sup>1</sup>・今野 久志<sup>2</sup>・畑山 朗<sup>1</sup>・渡邊 一悟<sup>1</sup>・上野 武志<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 （独）北海道開発土木研究所 構造研究室（〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3-1-34）

<sup>2</sup>正会員 工博（独）北海道開発土木研究所 構造研究室（〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3-1-34）

<sup>3</sup>正会員 （株）長大 札幌支店 技術部門（〒060-0031 札幌市中央区北 1-2-5-3）

### 1. まえがき

現在、道路橋の耐震性能として、安全性、供用性、修復性の面から、レベル1地震動に対しては耐震性能1、レベル2地震動に対しては耐震性能2あるいは耐震性能3を確保することが要求されている。この耐震性能は、建設省（当時）により耐震補強に対しても道路橋示方書を準用することが通達されていることから、既設の橋梁に対しても適用される性能である。

しかし、我が国における道路橋は、昭和40年代の高度経済成長期に建設されたものが多く、その時点からの道路橋示方書の変遷を踏まえると、これら既設橋梁に対し、直ちに上記の耐震性能を確保するには、多大な補強工事費となることが予想される。特に基礎工において工事費の増大が考えられる。また、河川橋では河積阻害率、仮締め切り工等の制約条件により所要の性能を確保できない場合も生じる。さらに、既設橋梁における架替えまでの余寿命を考慮すると、一律にこの耐震性能を確保することは、投資と効果の面からも合理性を損なうことが考えられる。

そこで、本論文では、規定される耐震性能には至らずとも致命的な被害を避ける安全性の観点から当面は「暫定補強」という補強手段を導入して、既設橋梁に対しての現実的な補強の考え方を提案するものである。

### 2. 既設橋梁での耐震性能確保に対する課題

昭和55年道路橋示方書以前に設計された既設橋梁に

おいては、レベル2地震動が作用した場合、ほとんどの橋梁で橋脚および基礎が耐力不足となり、基礎に対しても耐震補強が必要となっている。この場合、補強工事コストは新規に架け替えた場合の30～40%程度となり、その大半は基礎工の補強に関するコストとなる。その結果、橋脚柱部材は完全強固に耐震補強されたにもかかわらず、フーチングおよび基礎についてはペンディングまたは無視される事例も見受けられる。

よって、現行示方書で規定される耐震性能をそのまま既設橋梁にも適用することは、既設橋梁が膨大なストック数であることを考慮すると、莫大な補強コストの発生が予想され、社会資本投資上からも困難な情勢となってきたと考えられる。さらに耐震補強が都市部の高架橋を中心に行われ、地方部の橋梁はそのまま放置されている現実が存在する。地震発生の偶発性を踏まえると、ルート全体で橋梁の耐震性を確保することが緊急の課題であり、既設橋梁における早期の耐震補強整備が望まれている。

### 3. 既設橋梁に対する暫定補強

ここでは、この耐震性能を完全に満足するための補強を「恒久補強」と位置付ける。一方、規定されたレベル2地震動に対する耐震安全性の向上を目標に、当面は橋梁を構成する耐震性上の弱点部位の補強、あるいは落橋に対する最小限の安全性を確保する補強を行い、最終的に「恒久補強」となるまで段階的に補強を実施する補強手段を「暫定補強」と定義し、暫定補強

の考え方を提案する。

暫定補強は、確保できる予算の範囲内でより多くの橋梁の耐震性向上を目的として、図-1 に示すように、基礎の補強を極力行わずに、落橋防止システムの設置と橋脚のせん断・じん性補強を中心に実施するものであり、各補強項目に対する考えを以下に述べる。

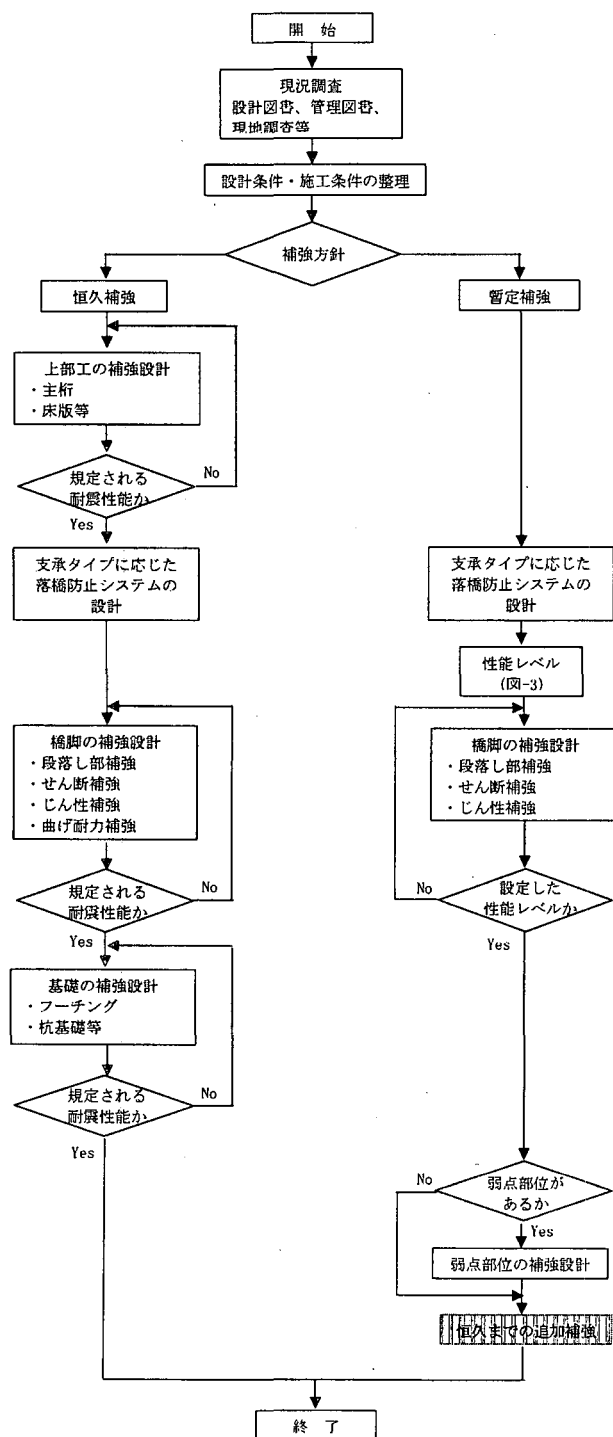


図-1 恒久補強と暫定補強の設計フローの比較

## (1) 暫定補強における耐震性向上の基本項目

暫定補強における耐震安全性向上の基本項目としては、既設橋梁における耐震性上の弱点部位を改善することが前提となり、以下の項目が挙げられる。

### 1) 落橋防止システムの設置

既設橋における支承の多くは、平成2年度道路橋示方書以前の耐震基準に基づき設計されたものであり、レベル2地震動の慣性力に対しては、支承単独では破断することが予想され、変位制限構造と補完し合って抵抗させる必要があることから、タイプAの支承と見なせる。よって、これらの支承に対する耐震性の確保には、現行示方書に規定される変位制限構造の設置が不可欠である。また、落橋防止システムの設置は、落橋に対する安全性の主要構造であることから、暫定補強においても不可欠な補強項目であると考ええる。

### 2) 橋脚段落し部の曲げ補強

平成2年度道路橋示方書以前の耐震基準に基づき設計された橋脚には、段落し部が設けられているケースが多く、特に兵庫県南部地震の被災では、段落とし部に定着長が考慮されていない昭和55年度示方書以前の古い橋脚に甚大な被害が認められた<sup>1)</sup>。よって、橋脚に段落し部が設けられている場合は、落橋に対する最小限の安全性を確保する目的から、橋脚の段落し部曲げ補強の実施が不可欠な補強項目であると考ええる。

### 3) 橋脚のせん断補強およびじん性補強

既設橋の橋脚においては、現行示方書に規定される破壊形態が曲げ損傷からせん断破壊移行型、あるいはせん断破壊型と判定されるケースが少なくない。これらの破壊形態の場合には、ねばりが乏しい脆性的な破壊となる可能性があることから、耐震性上、地震時のエネルギー吸収を図ることが可能な曲げ破壊型とする方が望ましいと言える。よって、せん断補強が補強の必要項目として挙げられる。また、じん性補強に関しては、せん断補強の実施によりじん性向上も図れることから、両者を合わせて工法選定することが合理的なように考える。なお、じん性補強の上限は、横拘束筋の体積比0.018程度が補強の目安になると考える。

橋脚基部の曲げ耐力を上げずに、せん断およびじん性補強を行う方法としてAFRPシートを横方向に巻く補強工法があり、筆者等が実施した載荷実験でその有

効性は確認されている<sup>2), 3)</sup>。

#### 4) その他の耐震補強

対象橋梁の構造特性によっては、上記で挙げた構造以外に耐震性上の弱点部位が生じる可能性がある。

よって、このような部位の補強も含めて補強項目を設定することが望ましいと考える。

### (2) 基礎工に対する暫定補強

過去の地震被災履歴によれば、流動化等の特殊な条件の場合を除き、基礎に重大な被害が生じていないこと、また基礎は流動化等により地盤の変位が過大とならない限り、基礎の損傷が直接落橋につながらないこと等が経験的に得られている<sup>4)</sup>。

これらの経験的事実に基づき、既設橋梁の基礎工は、

①液状化に伴う流動化が生じるもの

②基礎の耐力および変形性能が著しく小さいもの  
の場合を除き、落橋に対する最小限の安定性を確保していると考えられる。よって、暫定補強においては、基礎工に対する耐震補強を省略できると判断した。

なお、基礎の耐力および変形性能が著しく小さいものとしては、洗掘等のなんらかの原因で基礎の耐力あるいは変形性能が既設橋梁の設計当時より著しく低下した場合が対象になると考える。

### (3) 橋脚の曲げ耐力に対する暫定補強

現行示方書においては、地震による損傷が橋として致命的とならない性能を耐震性能3として規定されている。よって、暫定補強においては、落橋に対する安全性確保のために、耐震性能3を確保することが最初の目標となる。ここで、耐震性能2が要求される橋梁に対し、暫定補強では耐震性能3を確保することが目標となることから、本文では耐震性能3の性能を仮に暫定性能1と称することとする。

しかし、既設橋梁において、基礎工に対する耐震補強を実施しないことを前提に、橋脚基部での曲げ耐力の増加を行わない場合は、暫定性能1を確保することは困難な場合が多い。この場合、1つは橋脚の地震時保有水平耐力に対する下限値(0.4C<sub>z</sub>W)を満足できない場合、もう1つは下限値とともに所定の許容塑性率も満足できない場合が考えられる。

そこで、暫定補強として前者の下限値を緩和し、これにより所定の許容塑性率を満足できる場合を暫定性能2として設定する。また、後者の許容塑性率については、落橋に対する最小限の安全性を確保する性能レベルとして、許容塑性率算出時の安全係数 $\alpha$ を1.0とした次式の場合を暫定性能3として設定する。

$$\mu_a = 1 + (\delta_u - \delta_y) / (\alpha \delta_y) \quad \alpha = 1.0$$

$\mu_a$  : RC橋脚に換算した許容塑性率

$\delta_u$  : RC橋脚に換算した終局変位 (mm)

$\delta_y$  : RC橋脚に換算した終局変位 (mm)

$\alpha$  : 耐震性向上の設計レベルを表す安全係数

図-2は筆者等が実施した辺長比1:3のRC壁式橋脚供試体(S55 道示、段落しなし)での正負交番載荷実験結果(繰返し回数3回)と現行示方書に基づき算出した水平力-水平変位関係を比較したものである。

現行示方書での終局変位が、タイプI、タイプIIの地震動ともに、実験結果で耐力低下が認められる変位よりも安全側の値として与えられていることから、暫定性能3は、終局変位以内の変形性能であれば、橋脚の落橋に対する最小限の安全性は確保されていると判断できる。

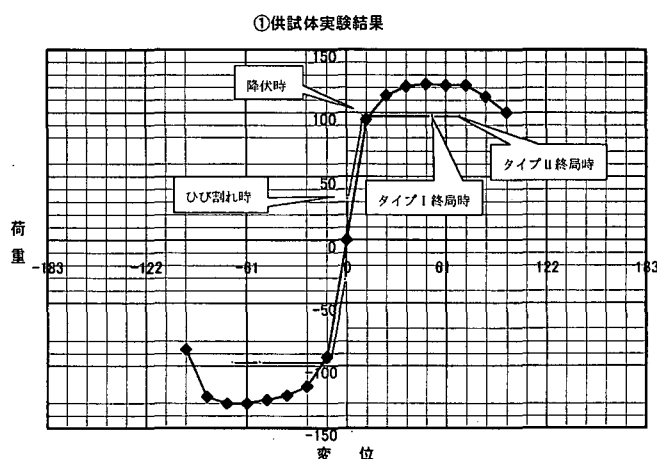


図-2 正負交番載荷実験結果と現行示方書で求められる  
水平力-水平変位関係の比較

さらに、既設橋梁においては、暫定性能3の確保も困難な場合が考えられる。このような場合は、暫定性能3を橋脚の曲げ補強の上限として、基礎に軸方向鉄筋等をアンカー定着することにより、最小限の曲げ耐力の増加を図ることが考えられる。なお、基礎工に対しては、既設の場合より曲げ耐力の増加分を含めた大

きな応力が作用することとなり、基礎の損傷に対してどの程度の耐力増加が許容されるかが課題として残る。

しかし、暫定補強では、使用性および修復性については保留し、落橋に対する安全性のみを補強目的としていること、また基礎の損傷が直接落橋につながり難いことを踏まえて、最小限の曲げ耐力増加による基礎への影響は、工学的に許容できるものと判断する。

以上の考えに基づく暫定補強での性能レベルの設定フローを図-3に示す。

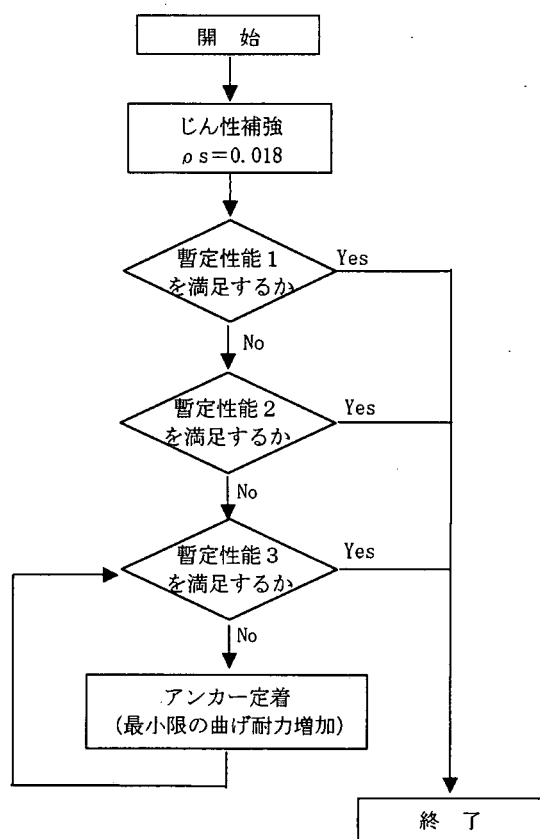


図-3 橋脚の曲げ耐力に対する暫定補強の考え方

#### 4. 暫定補強における補強計画

暫定補強の補強計画に際しては、地震環境、対象橋梁の重要度、交通量および代替ルートの有無、架替えまでの期間、施工環境等を踏まえて、暫定補強に必要なコストと投資可能な予算の関係から、地震被災時に対象区間全体で最も損失が小さくなるよう検討することが合理的であると考えます。

杉本等は、橋梁が通行不能になった場合に道路利用者が迂回することにより生じる損失を橋梁のユーザーコストまたは橋梁の価値として定義している。また、

交通量、道路機能（幅員、車線数、制限速度など）と迂回路との関係から、通行時間のロスに起因するユーザーコストの定量化を行い、橋梁の維持管理における投資順位の決定に関する検討を試みている<sup>5)</sup>。

地震被災時の損失評価に関して、このようなユーザーコストによる評価は、耐震補強計画での投資順位の決定とともに、少なからぬ補強工事コストに対する納税者への説明責任からも有効であると考えます。

#### 5. あとがき

本論文は、これまでの耐震補強を通して生じた耐震設計上の課題に対し、暫定補強という考え方を導入して、実状との妥協点を感覚的に述べたものであり、検証された結果の記述ではない。

しかし、このような耐震補強に関する課題は、多くの道路管理者および設計者に共通のものであると思われることから、本論文集の紙面を借り煩雑な考えを述べたものであるが、忌憚のない意見を頂けば幸いです。また、これを機に既設橋梁の耐震補強に対する論議が深まり、合理的な補強方法が研究・開発されることを願うものである。

#### 参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、1995.12
- 2) 三田村・池田・長谷川・後藤：壁式橋脚のアラミド繊維シート補強における補強量と補強範囲の検討、土木学会北海道支部論文報告集第57号(A)、2001.2
- 3) 畑山・今野・長谷川・岸：AFRPシートを用いた壁式RC橋脚の靱性補強における貫通鉄筋配置の効果に関する実験的研究、土木学会北海道支部論文報告集第58号(A)、2002.2
- 4) 阪神高速道路公団：大地震を乗り越えて一震災復旧工事誌一、2001.9
- 5) 杉本・首藤・後藤・渡辺・田村：北海道の橋梁のユーザーコストの定量化の試みとその利用について、土木学会論文集I、682巻、2001.7