

地震動の強さを表す種々の指標と RC 橋脚の最大応答量との相関性

中央コンサルタンツ株式会社 正会員

○東 佳太郎

広島工業大学工学部

フェロー会員

中山隆弘

1. 緒言

周知の通り、気象庁では 1996 年 4 月より、地震動の強さを表す指標として全面的に計測震度を採用するようになった。一般に、この指標は地震時における建物等の被害の程度を比較的良く表す指標であると考えられているようである。しかし、2000 年鳥取県西部地震、あるいは 2001 年芸予地震では、震度 6 弱あるいは 6 強が記録されたにも関わらず、それらの被害はさほどでもなかった。このような事実に基づいて、境らは建物被害を予測するための地震動の破壊力指標に対する検討を行い、その結果を踏まえて新たな震度(ここでは境らが用いた「提案計測震度」と称する)を提案している¹⁾。ただ、ひとたび大きな被害が発生すればその地域の物流や商流等に甚大な悪影響を及ぼす橋梁被害と計測震度との関係について検討を行ってみることも、地震防災上、意味のないことではないと考える。そこで本研究では非線形動的解析に基づいて、計測震度を含め、地震動の強さを表すその他の種々の指標と RC 橋脚の最大応答量との関係について検討を試みた。

2. 既往の研究

これまで、橋梁の被害と地震動の強さを表す指標、特に計測震度との関係について検討された例は数少ない。

例えば、北本らは RC 単柱橋脚の損傷と地震の PGA や PGV との関係について検討を行い、PGA より PGV の方が最大応答量との相関性が高いとの結果を得ている²⁾。また、鈴木らもスペクトル強度と RC 単柱橋脚の最大応答量には高い相関関係があるとしている³⁾。しかし、これらの研究では、非線形動的解析に基づいて PGA、PGV およびスペクトル強度と RC 橋脚との相関性については言及しているが、計測震度については対象外としている。

3. 入力地震動

今回は表 1 に示す各地震の際に各地で観測された計測震度が 5 を超える計 72 個の地震記録を用いた。

表 1 入力地震動

地震	観測地点	地震動(NS, EW)
2000年鳥取県西部地震	7	14
2001年芸予地震	12	24
2003年三陸南沖地震	5	10
2003+勝沖地震	12	24
計	36	72

4. 応答解析

4.1 解析概要

本研究では、阪神・淡路大震災の直後に著者のひとりら⁴⁾が耐震補強の必要性に対する検討を行った既設橋梁(3径間連続プレートガーダー橋)の RC 橋脚に注目して全体系に対する非線形動的解析を行い、上述の各地震動に対する橋脚の最大応答量を求めた。非線形時刻歴応答解析は汎用プログラムである TDAPⅢによって行い、その際に用いた Newmark の β 法における β については 0.25 とした。

次に、RC 橋脚の応答については橋脚基部の塑性ヒンジ部に生じる回転角に注目した。断面のひび割れ回転角、鉄筋の降伏時の回転角および終局回転角はいずれも保有水平耐力法に従って算定した。なお、鉄筋の降伏点およびコンクリートの圧縮強度には避けられない不確実性が存在するが⁵⁾、本研究では各特性値を用いた。

4.2 解析対象およびモデル化

対象とした既設鉄筋コンクリート橋梁の一般図を図 1 に示す。本橋梁は昭和 43 年 3 月に改訂された「道路橋下部構造設計指針」に従って設計されたものであり、上部工重量は 15,760kN である。また、現行の道路橋示方書の分類に従えば、建設地点の地域区分は B、地盤種別は I 種(洪積地盤)、橋梁の重要度は 1 級である。

図 2 に動的解析モデルを示す。モデル化においては、上部工を線形はり要素、橋脚を非線形はり要素、橋脚基部に生じる塑性ヒンジを非線形ばね要素でモデル化した。なお、はり要素の非線形特性については、静的解析である保耐法によって算定した「曲げモーメント-曲率関係」で表した。また、ばね要素については同じく保耐法で求めた橋脚基部の「曲げモーメント-回転角関係」を Tri-linear モデルで評価し、その履歴特性を武田モデルで表した。可動支承については、現状の支承のモデル化としては多少厳密性を欠く可能性が考えられるが、今回は極めて弱い線形ばね要素によってモデル化した。さらに減衰については Rayleigh 型の減衰モデルを用い、橋脚に 2%、上部工に 3%、基礎に 10%の減衰定数を与えた。因みに本橋の一次固有振動数は 1.03Hz である。

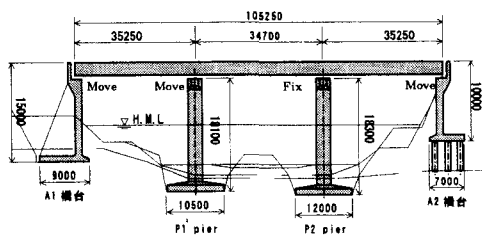


図1 対象橋梁の一般図

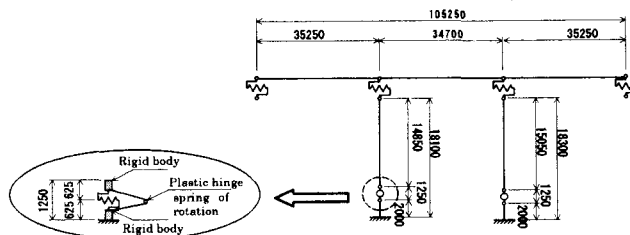


図2 動的解析モデル

5. 解析結果

a) 計測震度と RC 橋脚の最大応答量との相関性

図 3-a)は本研究で注目した現行の<計測震度>と RC 橋脚の最大応答量との相関図であり,両者の相関係数は 0.6 である. このことから, 残念ながら両者には余り高い相関性があるとは言えない. 因みに図中の実線は終局回転角の値を表しており,その大きさは 0.0067rad である.

b) 提案計測震度と RC 橋脚の最大応答量との相関性

図 3-b)には, 境が提案している<提案計測震度>と RC 橋脚の最大応答量との相関図が示されている. 両者の相関係数は図中に示したように 0.8 であり, 少なくとも現行の計測震度よりもこの提案計測震度の方が, RC 橋脚の最大応答量を良好に表していると考えられる.

c) スペクトル強度と RC 橋脚の最大応答量との相関性

図 3-c)は<スペクトル強度>と RC 橋脚の最大応答量との相関図である. 両者の相関係数も 0.8 で, 境らの提案計測震度と同程度である.

d) 固有周期依存型スペクトル強度と RC 橋脚の最大応答量との相関性

図 3-d)に, 北原^④が提案している<固有周期依存型スペクトル強度>と RC 橋脚の最大応答量との相関図を示す. 図より, 固有周期依存型スペクトル強度と RC 橋脚の最大応答量には高い相関性が認められる. ちなみに, 相関係数は 0.91 である.

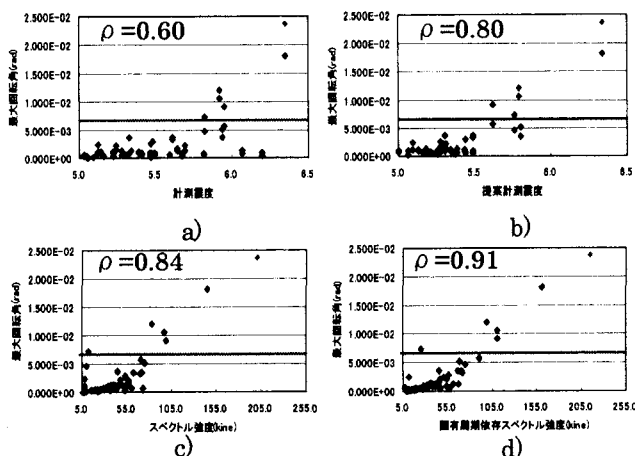


図3 地震動の強さを表す指標と RC 橋脚の応答量との相関図

6. 結論

今回の検討の結果,現行の計測震度に比べれば,提案計測震度,スペクトル強度および固有周期依存型スペクトル強度の方が RC 橋脚の最大応答量と比較的高い相関性を有していることが明らかになった. 今後,他の RC 橋脚モデルと,さらに多くの地震動のデータを用いて同様の検討を進める必要がある. 一方で, 地震動の強さを表す指標と構造物の被害の程度を表す指標(最大応答量など)とに,どの程度の相関があれば各自治体の地震防災対策上利用が可能なのかという議論も必要であろう.

謝辞

本研究の一部は私立大学ハイテクリサーチセンター事業の補助金によって行われた. また使用した地震動記録は K-net による観測記録をダウンロードしたものである. これらの関係各位,さらには貴重なご意見を賜った境先生には本紙面を借りて深甚なる謝意を表する.

参考文献

- 1) 境, 綱編, 神野: 建物被害率の予測を目的とした地震動の破壊力指標の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 555 号, pp.85-91, 2002.5.
- 2) 北本, 静間, 吉川: DF と SFC による RC 橋脚単柱橋脚の損傷評価と指標の検討, MUSASHI INSTITUTE OF TECHNOLOGY, pp.1-14, 2002.10.
- 3) 鈴木, 井林, 藤原, 尾坂: RC 橋脚の地震被害と地震動および構造特性との関連性, 土木学会構造工学論文集 Vol.45A, 1993.3.
- 4) 井上, 中山, 坂手, 長谷川: 既設橋の合理的耐震補強に関する一考察, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集, I - B228, pp.454-455, 1999.9.
- 5) 熊高慎二: 橋梁の耐震信頼性に及ぼす地震動特性の影響に関する解析的研究, 広島工業大学修士論文, pp.6-36, 2003.2.
- 6) 北原武嗣: 確率論的設計耐震設計評価システムによる地震時挙動の変動性の検討第 8 回設計工学に関する講演論文集, 2003.12.