

地震時におけるフラジリティカーブを用いた橋梁の信頼性評価

熊本大学 学生会員 ○清田 玲央
熊本大学大学院 正会員 松田 泰治

熊本大学大学院 正会員 藤見 俊夫
(株)エイト日本技術開発 正会員 宮本 宏一

1. はじめに

兵庫県南部地震を契機として、道路交通の震災時マネジメントの必要性が指摘されている。また、大規模地震の際は橋梁倒壊等が生じないよう、橋梁に十分な耐震性を持たせる必要がある。橋梁の耐震設計については昭和 55 年に道路橋示方書に耐震設計編が導入され、平成 2 年には保有水平耐力法の導入、平成 8 年には兵庫県南部地震の被害により細目規定が全面改定といった変遷を経ている。従って既設橋梁においては耐震基準が統一されておらず、大規模地震に備えた既設橋梁の耐震補強が必要である。

しかしながら、わが国における橋梁の耐震補強は未着手のものが多く、大地震が発生した際の甚大な被害が想定される。従って、地震時における橋梁被害に対する信頼性を評価することが重要である。そのためには地震動強度に基づいた橋梁の損壊確率を求めるための一価連続な関数であるフラジリティカーブ(Fragility Curve)を作成することが有用である。

本研究では、昭和 55 年道路橋示方書同解説以前に設けられた橋梁を対象に橋脚構造の動的特性の不確定性をモンテカルロシミュレーションにて検討し、既設橋梁における破壊形態のフラジリティカーブを作成することで橋梁の地震時被害における信頼性評価を試みた。

2. 解析モデルと解析条件

2.1. 対象構造物

資料¹⁾を参考にⅡ種地盤 A 地域の鉄筋コンクリート製の単柱式掛け合わせ橋脚(直接基礎)を検討対象とし、図-1 にその構造概要を示す。桁は桁の重心で一質点にモデル化し(節点 1)、フーチングを含む RC 橋脚は二次元はり要素でモデル化した。橋脚基部の二次元はり要素の非線形性は武田モデルにより考慮した。地盤ばねは道路橋示方書に基づき水平ばね、鉛直ばね、回転ばね及び水平ばね・回転ばねの連成ばねでモデル化した。地盤ばねの減衰定数はすべて 10%とし、上部構造は 0%、下部構造は 2%とした。

2.2. 解析条件

解析方法は直接積分法による時刻歴応答解析で、用いた数値計算法は Newmark β method ($\beta=0.25$)である。時間刻みは 0.002 秒とし、検討用の入力地震動は平成 14 年度版道路橋示方書 V(耐震設計編)の標

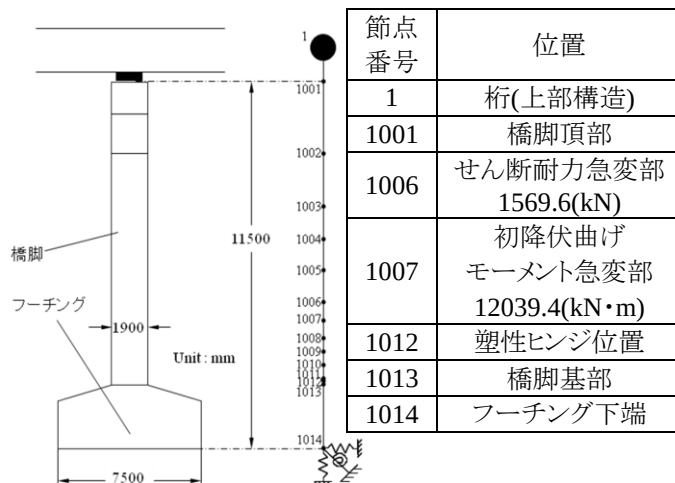


図-1 解析モデル

表-1 使用した地震波

地盤種別	加速度波形名	SI 値(cm/s)
Ⅱ 種	Type II - II - 1	127.66
	Type II - II - 2	124.55
	Type II - II - 3	142.79

準波より、表-1 に示す 3 波を用いた。また、これらの波形を SI 値(Spectral Intensity)の振幅調整を行うことで入力地震動とした。SI 値は式(1)のように計算した。

$$SI = \frac{1}{2.4} \int_{0.1}^{2.5} Sv(T, h=0.2) dT \quad (1)$$

3.RC 橋脚の安全性評価

3.1. 不確定構造パラメータ

不確定性を考慮した構造パラメータは非線形を考慮する必要のある橋脚基部の梁部材の第一剛性、ひび割れ曲率、降伏曲率、第一剛性に対する第二剛性の低下率(剛性低下率 1)、第一剛性に対する第三剛性の低下率(剛性低下率 2)の 5 要素を不確定要素とした(表-2 参照)。ばらつきは正規分布を仮定し、それぞれ変動係数 10%と仮定しばらつきを与えた。

表-2 各不確定要因

不確定要素	平均値
第一剛性(MN・m)	2.04107×10^8
剛性低下率 1	0.21828
剛性低下率 2	9.7714×10^{-3}
第一降伏点ひずみ	2.5453×10^{-5}
第二降伏点ひずみ	2.3501×10^{-4}

3.2.モンテカルロシミュレーション

表-2 に示す橋梁を構成する部材のばらつきが橋梁全体の耐震性に及ぼす影響についてモンテカルロシミュレーションを行い検討した。その際、地震作用に対する部材の破壊形態は、せん断破壊先行、段落とし位置での曲げ破壊先行、橋脚基部(塑性ヒンジ位置)での曲げ破壊先行が存在し、どちらか一方でも許容値に至ると破壊と判断できる。なお、せん断破壊及び段落とし位置での曲げ破壊は許容値に達すると破壊と判断されるため、耐震性に関する健全度については考慮していない。想定した限界状態に応答値が生起する可能性のことを「破壊確率」と定義した。また、許容応答塑性率 μ は式(2)に示すとおりである。

$$\mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (2)$$

ここで安全率 $\alpha=1$ 、終局変位 $\delta_u=100.1(\text{mm})$ 、降伏変位 $\delta_y=37.4(\text{mm})$ である。

図-1 に示す節点をそれぞれの破壊形態での検討対象とした。節点番号 1006 ではせん断耐力急変する。その理由はこの位置より上部方向の断面ではせん断補強筋(断面積)、横拘束筋(有効長と断面積)が減少しているためであり、節点番号 1007 で初降伏曲げモーメントが急変する理由はこの位置より上部方向には段落とし鉄筋が存在しないためである。

3.3.非線形地震応答の確率論的考察

モンテカルロシミュレーションによって得られた 100 サンプルの結果を、それぞれの節点における応答変位に基づき、その破壊確率を算定することで、SI 値-破壊確率のフラジリティカーブを作成した。結果を入力地震波ごとに図-2 から図-4 に示す。せん断破壊先行、段落とし位置での曲げ破壊先行、橋脚基部(塑性ヒンジ位置)での曲げ破壊先行をそれぞれ破壊形態 1、破壊形態 2、破壊形態 3 とする。

算定の結果、破壊形態 1、破壊形態 2 が先行された。さらに検討対象とした三つの地震波すべてにおいて SI 値が 20cm/s から 40cm/s の領域で破壊確率が急激に上昇していることが確認できたことより、昭和 55 年以前道路橋示方書適用前橋梁はせん断破壊、段落とし位置での曲げ破壊に脆弱であることがフラジリティカーブより推定できる。ただし、本検討ではあくまで最終の解析結果から破壊の推定を作っており、破壊の進行状況は考慮していない。その点については今後の課題である。

4. まとめ

昭和 55 年道路橋示方書適用前橋梁の動的特性に影響を及ぼす、橋脚のパラメータを変動させたモンテカルロシミュレーションを実施し、橋梁における橋

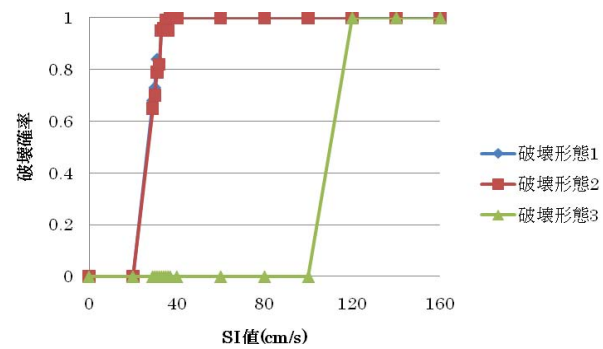


図-2 フラジリティカーブ (Type II - II-1)

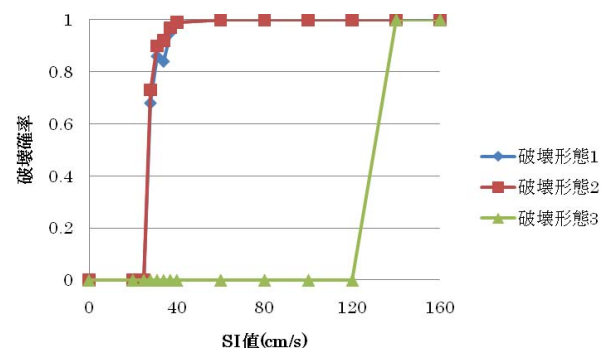


図-3 フラジリティカーブ (Type II - II-2)

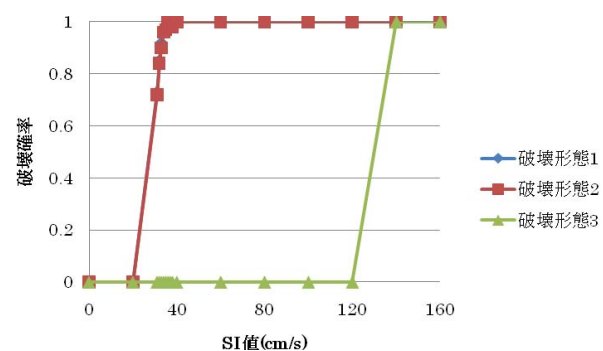


図-4 フラジリティカーブ (Type II - II-3)

脚の非線形挙動に関するフラジリティカーブを SI 値と破壊確率の関係について作成した。

今後は昭和 55 年以降の道路橋示方書に基づき設けられた橋梁についても同様のモンテカルロシミュレーションを行い、地震動に対する耐震性能の相違について検討していく。

参考文献

松田泰治, 高森麻有美, 大塚久哲: 免震橋梁における橋脚基部の副次的非線形性に関する確率論的考察, 構造工学論文集, Vol.51A, pp669-676, 2005.3

1) 社団法人 日本道路協会: 道路橋下部構造設計指針 橋台・橋脚の設計編(昭和 43 年 3 月)