

## 累積的損傷が構造物の耐震性能評価に及ぼす影響

Effects on Accumulated Damages for Seismic Performance Evaluation

木村 至伸\*, 河野 健二\*\*, 中村ゆかり\*\*\*\*

Yukinobu KIMURA, Kenji KAWANO, Yukari NAKAMURA

\*博士 (工学) 鹿児島大学 助手 工学部 海洋土木工学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

\*\*工博 鹿児島大学 教授 工学部 海洋土木工学科 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

\*\*\* 鹿児島大学大学院 理工学研究科 博士前期課程 (〒890-0065 鹿児島市郡元 1-21-40)

It is supposed that aftershocks and foreshocks have significant effects on the seismic performance evaluation of structure. Since the damage of structure may be closely related to the earthquake input energy, it is necessary to carry out the accumulated damage assessment by means of the energy evaluation. For the reliable design of a structure, it is very important to clarify influences of accumulated damages on the nonlinear response situation due to earthquake. In this present study, by applying the target performance due to demand strength spectra with the damage index by Park and Ang, it is examined with cumulative damages which are given by aftershocks and foreshocks for the earthquake performance evaluation of the structure. It is shown that seismic performance evaluation is closely related to accumulative damage estimation due to aftershocks and foreshocks.

*Key Words: Performance-based Design, Damage Evaluations, Strength Demand Spectra, Earthquake Input Energy*

キーワード: 性能照査型設計法, 損傷評価, 必要強度スペクトル, 地震入力エネルギー

## 1. はじめに

巨大地震が発生した場合には, その多くが余震を伴い, 余震の規模によっては, 地震被害の拡大や, その後の復旧作業に大きな影響を及ぼす. このような中, 余震に関する情報として, 気象庁では本震発生後約1日後に「本震—余震型」であるか判断し, 余震発生確率を発表している<sup>1)</sup>.

近年, 大きな余震が観測された地震動としては, 2003年9月に発生した十勝沖地震がある. この地震は, 本震の地震規模M8, 最大震度は6弱を観測, 最大余震は地震規模M7.1, 最大震度6弱を観測し, 石油タンクのスロッシング現象等の長周期地震動による大規模構造物の被害が注目された. また, この地震においては最大余震の最大加速度が本震の最大加速度を上回る箇所が僅かながら存在したことが報告されている<sup>2)</sup>.

また, 2004年10月に発生した新潟県中越地震において, 本震発生後に多くの余震が発生した. 特に, 本地震の特徴としては, 本震発生以降1時間以内でM6以上の余震が3回発生したほか, M5以上の余震も多く発生したことである. この一連の地震動により, 幸いにも道路橋に関しては支承部や伸縮継手の損傷等が発生した程度で, 構造物としての機能を長期間失うような被害は認められなかった. しかしながら, 木造構造物について余震の影響により損傷が拡大した. 村田ら<sup>3)</sup>は, 地震動の累積が木造構造物の破壊

に及ぼす影響について検討し, 本震—余震の連続が木造構造物の損傷拡大に大きく影響することを示している. しかしながら, 土木構造物に関するこれらの検討は非常に少なく, 余震等の累積的に発生する地震動が構造物の損傷評価に及ぼす影響については不明確であると言える. 特に, 現行の性能照査型設計法においては, 地震時および地震後の機能について明確にする必要があり, これらの影響について検討しておくことは重要なことと考える<sup>4)</sup>.

そこで本研究では, 構造物の損傷指標として Park ら<sup>5)</sup>の損傷指標を用い, これを目標性能とした必要強度スペクトルを作成し, 余震の累積的な損傷が構造物の耐震性能評価に及ぼす影響について検討を行った. また, 本震前に前震を受ける場合を考慮し, 前震を受けた構造物に対する損傷評価について検討を行った.

## 2. 解析手法

## 2.1 運動方程式及び地震入力エネルギー

一般的に, 非線形特性を考慮した1自由度振動系の運動方程式は次式のように表される.

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + Q(x) = -m\ddot{z}_g \quad (1)$$

ここで,  $m$ : 質量,  $c$ : 減衰係数,  $Q(x)$ : 復元力,  $\ddot{x}, \dot{x}, x$ : 相対加速度, 相対速度及び相対変位である. 式(2)につ

Table 1 Park の損傷指標と損傷程度との関係<sup>5)</sup>

Parkの損傷度	損傷の程度
0~0.1	わずかな損傷～ まばらなひび割れ
0.1~0.2	軽微な損傷～ 小さなひび割れ
0.2~0.4	中程度の損傷～ ひび割れ・剥離
0.4~1.0	大被害～ 圧破・鉄筋の座屈
1.0~	崩壊～ 全体的・部分的崩壊

いてエネルギーの釣合式を考える。両辺に  $dx = \dot{x}dt$  を乗じて時刻  $t$  まで積分すると、時刻  $t$  までのエネルギーとして次式が得られる。

$$\int_0^t m\ddot{x}dx + \int_0^t c\dot{x}^2 dt + \int_0^t Q(x)\dot{x}dt = -\int_0^t m\ddot{z}_g \dot{x}dt \quad (2)$$

すなわち、この式は次のように表される。

$$E_K + E_D + E_H = E \quad (3)$$

ここで、 $E_K$  : 運動エネルギー、 $E_D$  : 減衰エネルギー、 $E_H$  : ひずみエネルギー、 $E$  : 地震による構造物の全エネルギーであり、地震入力総エネルギーを表す。

ひずみエネルギーについては、構造物の振動が継続している間では、弾性ひずみエネルギーと塑性ひずみエネルギーの和である。構造物の振動終了時までに累積する塑性ひずみエネルギーは、履歴復元力によって吸収され、その量は復元力特性の履歴面積で与えられる。よって、地震動を受ける構造物が弾塑性応答をした場合、振動終了時には塑性ひずみエネルギーが支配的となる。

## 2.2 Park and Ang らの損傷指標 D<sup>5)</sup>

構造物の損傷評価に関しては、Park ら<sup>5)</sup>によって地震による構造物の損傷を定量的に評価することを目的とした指標が提案されてきた。Park and Ang らは、多くの実験結果を統計的に処理し、繰り返し荷重を受ける RC 構造物の崩壊に関する照査基準として損傷指標  $D$  を用いることを提案した。損傷指標  $D$  は、構造物の塑性率と履歴エネルギーの線形結合として定義されており、次式によって与えられる。

$$D = \frac{x_M}{x_u} + \frac{\beta}{Q_y x_u} \int dE \quad (4)$$

ここで、 $x_M$  : 最大応答変位、 $x_u$  : 終局変位、 $Q_y$  : 降伏耐力、 $dE$  : 消費エネルギーの増分、 $\beta$  : 部材の断面特性等に依存した正の係数であり、本研究においては既往の研究<sup>6)</sup>を参考にして 0.15 とした。Table 1 に Park らの損傷と損傷程度との関係を示す。この指標に関する研究として、鈴木ら<sup>7)</sup>は、Park らの指標を用いて RC 橋脚における地震時被害を予測する指標を提案し、実際の被害状況との検証

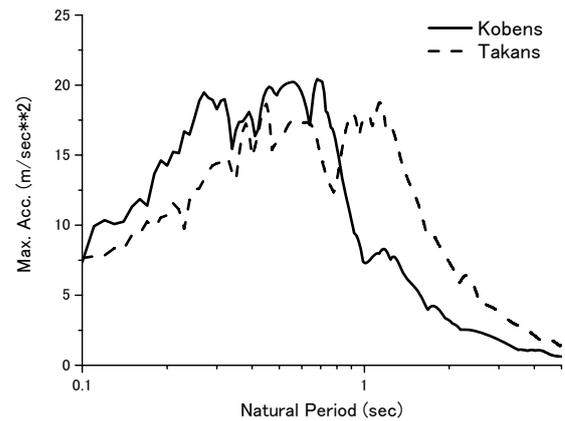


Fig.1 入力地震動の加速度応答スペクトル

を行っている。また、構造物の損傷を目標性能とした検討も行われている。三上ら<sup>8)</sup>は、Park らの損傷指標  $D$  の問題点を明らかにした上で、新たな損傷指標を提案し、その指標に基づいた損傷制御震度スペクトルを提案している。

## 2.3 終局変位じん性率及び許容塑性率の設定

本研究においては、Park and Ang らの損傷指標  $D$  を目標性能とした必要強度スペクトルの算出を試みているため、式 (4) の設定が重要になる。特に、式 (4) 中の終局変位の設定は、非常に重要な値である。ここでは、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編<sup>9)</sup>に従い、曲げ破壊型と判定された RC 橋脚を対象にした次式により算出した。

$$\mu_u = 1 + \frac{x_u - x_y}{\alpha x_y} = 1 + \frac{\mu_u - 1}{\alpha} \quad (5)$$

ここで、 $x_y$ 、 $x_u$  はそれぞれ降伏変位、終局変位、 $\mu_u$  は終局変位じん性率を、 $\alpha$  は安全係数を表す。ここでは、耐震性能 2 を検討する場合には  $\alpha=1.5$ 、耐震性能 3 を検討する場合には  $\alpha=1.2$  としている。また、「橋脚が崩壊するような致命的な損傷に対しての安全性が確保される塑性率」を考えると、RC 橋脚で一般的な許容塑性率  $\mu_u=5$  程度を確保する必要がある。このことから、本研究では終局じん性率  $\mu_u=7$  を検討対象とした。

## 2.4 入力地震動

入力地震動は、レベル 2 地震動の TYPE II 地震動を対象とし、各地盤種の代表波について検討を行った。第 I 種地盤については神戸海洋気象台記録 NS 成分波 (Kobens)、第 II 種地盤については JR 西日本鷹取駅 NS 成分波 (Takans) を用いた。Fig.1 に、これら代表波の加速度応答スペクトルを示す。Kobens については、0.3 秒から 0.8 秒付近まで、Takans については、0.4 秒から 1.3 秒付近で卓越周期を有していることが分かる。これらの地震動を用いて、前・余震の影響を検討した。本研究では、前・余震と本震のスペクトル特性には大きな相違は示さないと仮定し、本震の地震波の加速度に対する標準偏差 ( $\sigma$  と表す)

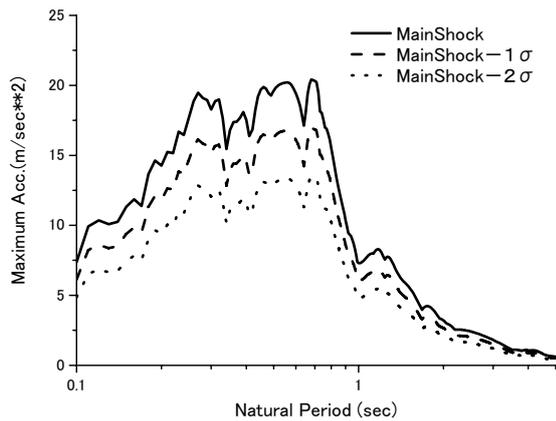


Fig.2 前・余震動の設定 (Kobens)

を求めた。そして、Fig.1 に示した本震に対する加速度応答スペクトルから、それぞれ  $1\sigma$  および  $2\sigma$  小さい加速度応答スペクトルに相当する地震波を前震および余震として算出した。Fig.2 に Kobens に対する結果を示す。ここでは、前・余震の最大地震加速度は本震  $2\sigma$  程度の強度を有するとして検討を行った。また、ケース 1 (図中: Case1) では前震が 2 波発生するものとして、ケース 2 (図中: Case2) では余震が 2 波発生するものとして設定した。Takans についても同様の条件を用いて検討を行った。

### 3. 損傷指標に基づく必要強度スペクトルの設定

一般的に、必要強度スペクトルは、構造物の変形が非線形領域に入る点における耐力について、塑性率を指標にして構造物の固有周期に対して比較したものである<sup>10)</sup>。つまり、構造物の変形性能の評価が非常に重要となる。しかしながら、塑性率に着目した必要強度スペクトルの評価では、構造物の損傷や地震後の機能について評価することが困難であり、別途検討する必要がある。

そこで本研究では、地震エネルギーを用いた損傷評価に着目し、構造物の損傷を目標性能にした必要強度スペクトルの算出を試みた<sup>11)</sup>。Fig.3 に本研究の流れを示す。まず、2.3 で示した式 (4) から終局変位じん性率及び許容塑性率の設定を行う。ここでは、上述したように許容塑性率 5 程度を確保する必要があることから、本研究では終局じん性率 7 を検討対象としている。また、損傷指標の目標値に関しては Table 1 に示した損傷指標と損傷程度との関係から求めた。現行の道路橋の耐震設計に関する目標性能は、対象とする設計地震動に対して、耐震性能 1: 地震後も機能は健全で、補修をしないで使用可能、耐震性能 2: 地震後に機能が短期間で回復でき、補強を必要としない、耐震性能 3: 地震によって構造物全体が崩壊しないレベルの 3 段階に分類されている<sup>12)</sup>。これより耐震性能 1 に関してはレベル 1 地震動を、耐震性能 2 及び耐震性能 3 についてはレベル 2 地震動を対象としていることになる。これらの分類を参考に、本解析で目標とする損傷指標は、 $D =$

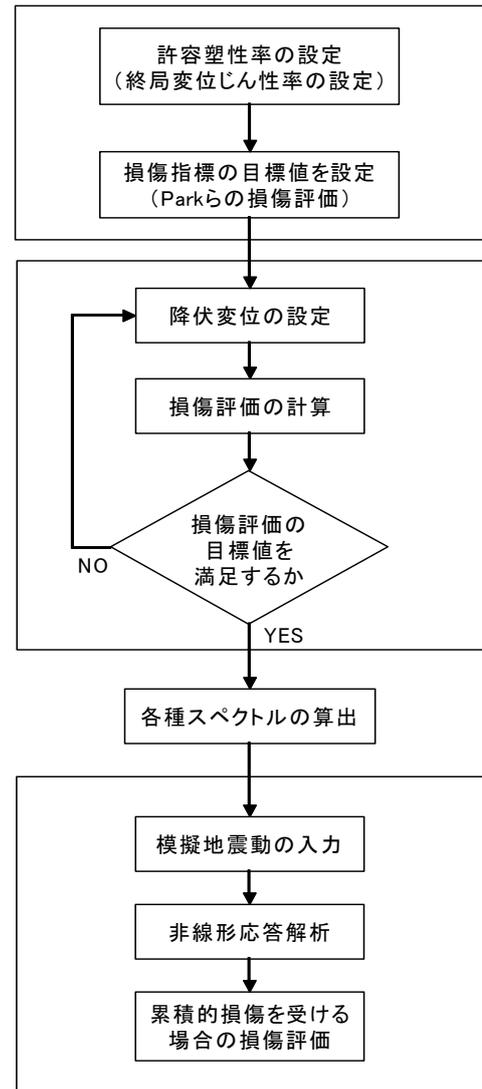


Fig.3 本研究の解析フローチャート

0.1, 0.2, 0.4, 1.0 とし、特に、0.2 から 0.4 の間が耐震性能 2 に、0.4 から 1.0 の間が耐震性能 3 に対応するものとして検討を行う。本解析では、これらの構造物の損傷指標に基づいた必要強度スペクトルを算出した。また、許容塑性率を設定しているため応答塑性率が許容塑性率を超過していないか検討しておく必要がある。このことから、目標とする損傷指標を満足した際の構造特性として、応答塑性率スペクトルを算出した。

構造物の損傷評価に及ぼす前震の影響と余震の影響を明らかにするため、2.4 で述べた地震動を作用させ、上述の目標性能を満足した構造物に対して、累積的な損傷が構造物の耐震性能評価に及ぼす影響について検討を加えた。

### 4. 解析結果

本解析では、トリリニア型復元力特性を有する 1 自由度振動系を対象に、損傷指標に基づいた必要強度スペクトルの算出を試みた。初めに、構造特性に関する応答塑性率

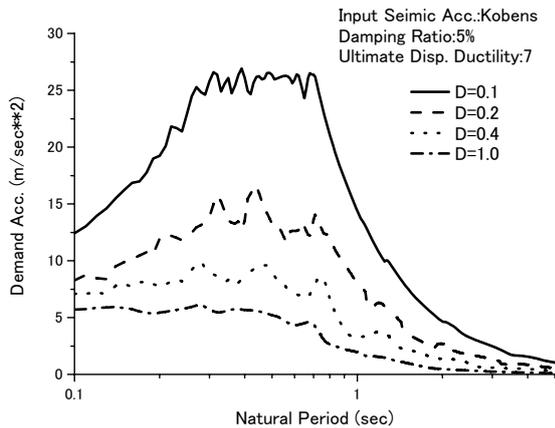


Fig.4 必要強度スペクトル (Kobens)

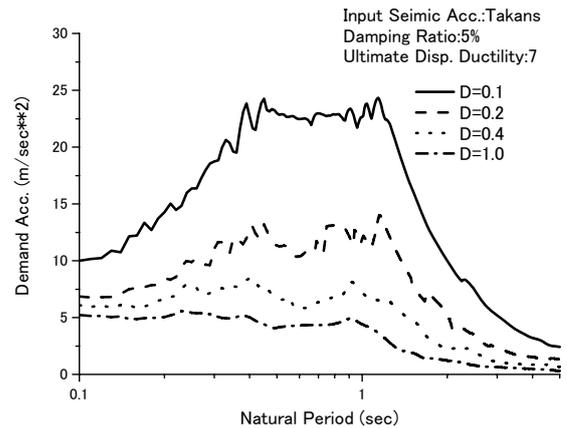


Fig.5 必要強度スペクトル (Takans)

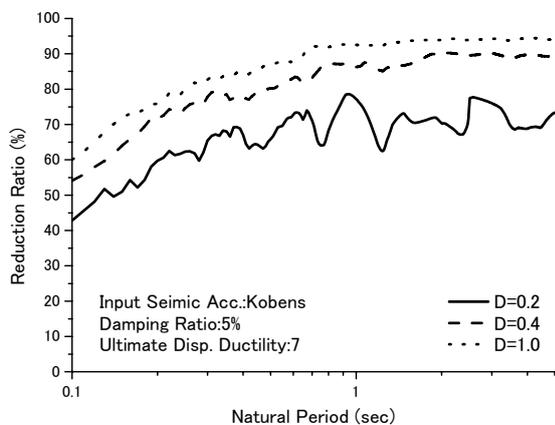


Fig.6 弾性応答に対する低減率 (Kobens)

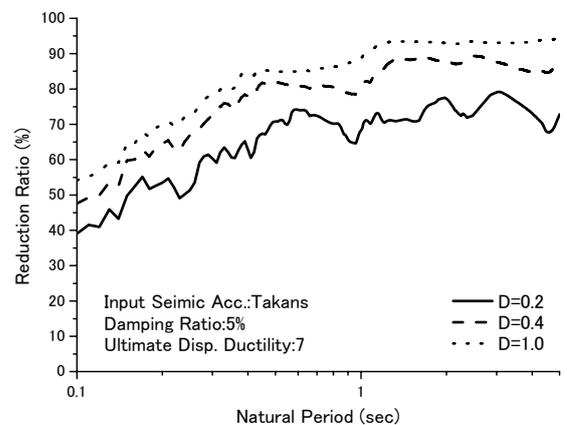


Fig.7 弾性応答に対する低減率 (Takans)

スペクトルを用いて、構造物の変形性能について検討した。この必要強度スペクトルを満足するように設計された構造物に対して、2.4で述べた地震動を作用させ、本震だけではなく前震や余震を受ける場合を想定し、累積的な損傷が構造物の損傷評価に及ぼす影響について検討を加えた。

構造物の非線形地震応答解析に関しては Newmark の  $\beta$  法を用い、減衰定数を 0.05、剛性比を 0.05、時間刻みを 1/1000 秒として解析を行った。

#### 4.1 損傷評価に基づいた必要強度スペクトル

Fig.4 及び Fig.5 は、損傷指標に基づいた必要強度スペクトルを示している。Fig.4 は Kobens を、Fig.5 は Takans を入力した結果をそれぞれ示している。また、図中には構造物の損傷が小さく、ほぼ弾性応答とみなせる  $D=0.1$  の場合についても示している。これらの図より、地震後における構造物の損傷を評価することで、構造物の必要強度がかなり低減されることが分かる。また、本研究の設定では、対象とする構造物の目標性能を耐震性能 2 のレベルで耐震設計を検討する場合には  $0.2 < D < 0.4$  間の領域内、目標性能を耐震性能 3 のレベルで耐震設計を検討する場合には  $0.4 < D < 1.0$  間の必要強度を設定値とする事になる。また、

目標となる損傷指標が  $D > 1.0$  の場合には、構造物は崩壊とみなされることから、 $D=1.0$  で示したラインが各地震動を用いて検討した場合の構造物崩壊に対する必要強度限界値である。

次に、構造物の損傷を評価することで、どの程度入力強度の低減効果があるかを検討するために、Fig.6 に Kobens を、Fig.7 に Takans を入力した場合の低減率を示す。この低減率は、構造物の損傷が小さく、弾性応答とみなせる  $D=0.1$  に対しての比率を示している。これらの図より、短周期側においては大きな低減効果は認められないが、長周期側においては非常に高い低減率を示していることが分かる。Kobens についてみると、 $D=0.2$  の場合に最小で約 45%程度、最大で約 80%程度の低減をしていることが分かる。 $D=0.4$  の場合には  $D=0.2$  に対して約 10%の低減率増加、 $D=1.0$  の場合には  $D=0.2$  に対して約 15%の低減率増加が認められ、最大で約 95%程度の低減効果が認められた。これらの低減効果は、他の入力地震動でも認められ、入力地震動の振動特性に依らず、同様の傾向を示すことが分かる。一方、現在の耐震設計においては、構造物の損傷評価に対する指標として、応答塑性率が用いられ検討されている。しかしながら、ここで用いた損傷評価は応答塑性

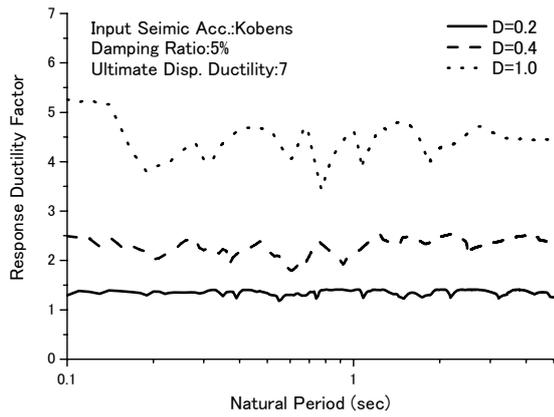


Fig.8 応答塑性率スペクトル (Kobens)

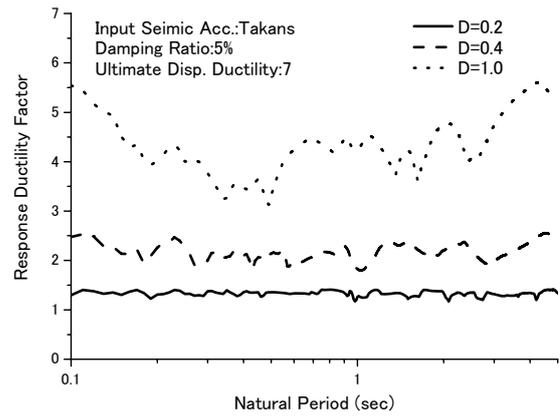


Fig.9 応答塑性率スペクトル (Takans)

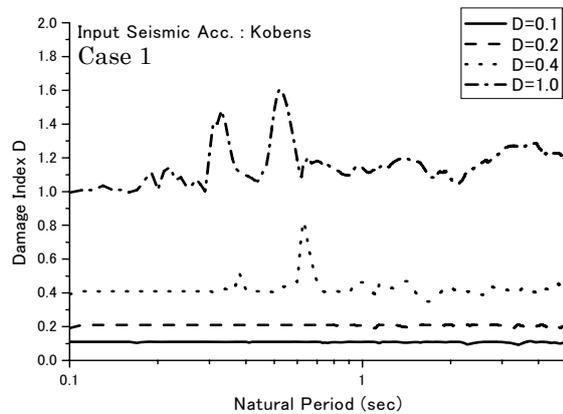


Fig.10 Kobens に対する損傷評価 (Case 1)

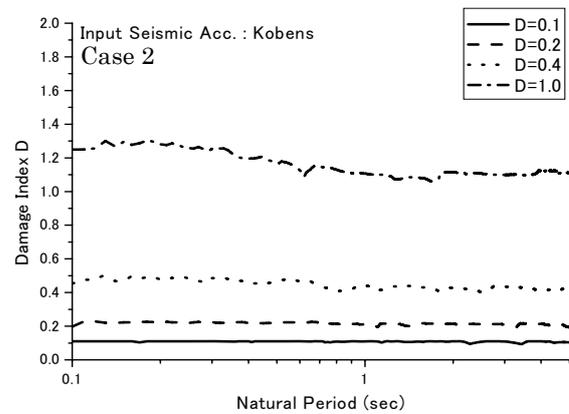


Fig.11 Kobens に対する損傷評価 (Case 2)

率と履歴エネルギーの両方の影響を考慮しており、構造物の損傷を総合的に評価することができる指標であると考えられる。後述するように、目標とする損傷指標が大きい場合には履歴エネルギーの評価が極めて重要になる。このことから、ここで示した損傷指標に基づいた必要強度スペクトルは、性能照査型設計を検討する上で、有用な情報を提供すると考えられる。

#### 4.2 応答塑性率スペクトル

本震による応答を対象にし、目標となる損傷指標を満足した際の応答塑性率について検討を行う。Fig.8はKobensについて、Fig.9はTakansについての応答塑性率スペクトルをそれぞれ示している。ここでは上述したように、許容塑性率5程度を確保するように検討した結果である。Kobensについてみると、D=0.2の場合に全体的に約1.4程度を示していることが分かる。また、D=0.4の場合には約2.0から約2.5程度の応答塑性率を示していることが分かる。また、D=0.2及びD=0.4の場合については、構造物の固有周期による相違は微小であることが分かる。しかしながら、D=1.0の場合には約3.5から最大で約5.3程度の応答塑性率を示し、構造物の固有周期により応答塑性率が異なることが分かる。Takansについてみると、Kobensと同様にD=0.2の場合で約1.4程度、D=0.4の場合で約1.8

から約2.5程度の応答塑性率を示していることが分かる。TakansにおけるD=1.0の場合については、約3.0から最大で約5.5程度の応答塑性率を示していることが分かる。これらの図から、D=0.2からD=0.4の範囲で応答塑性率は入力地震動の振動特性に依らず、構造物の固有周期による相違が小さいことが分かる。また、D=1.0の場合には構造物の固有周期により応答塑性率にバラツキが認められるようになる。この要因としては、式(4)に示した損傷評価が、構造物の最大応答変位(応答塑性率)と履歴エネルギーの両方を含むためである。これらの結果は、耐震性能2程度を対象とする場合には応答塑性率のみの評価で検討可能であるが、耐震性能3のレベルを対象とする際には、履歴エネルギーの評価を加えた検討が必要であることを示している。本研究では検討していないが、タイプI地震動のように履歴ループの繰り返しが多くなる地震動に対しては、これらの影響が顕著であると考えられるため、今後の検討課題である。

#### 4.3 構造物の損傷評価に着目した検討

次に、前・余震の影響を考慮した場合の損傷評価について検討を行う。Fig.10およびFig.11に、Kobensに対してケース1とケース2と設定した場合についての構造物の損傷評価をそれぞれ示す。これらの値は、前・余震の影

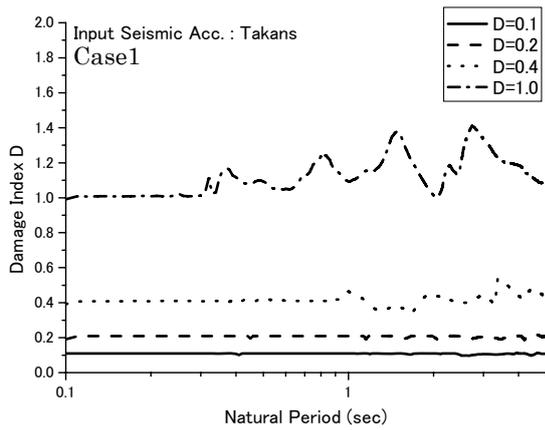


Fig.12 Takans に対する損傷評価 (Case 1)

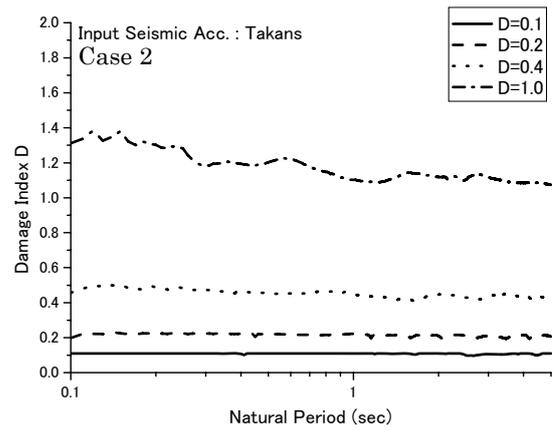


Fig.13 Takans に対する損傷評価 (Case 2)

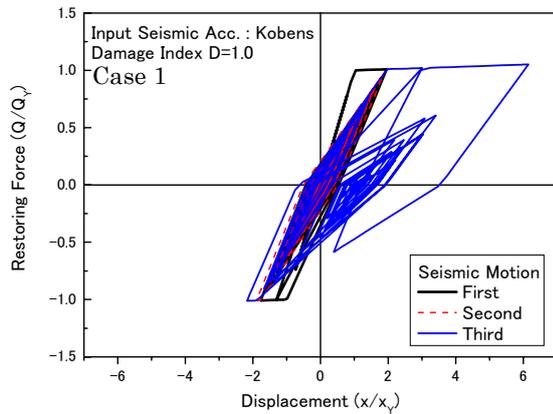


Fig.14 Kobens に対する履歴曲線 (Case 1)

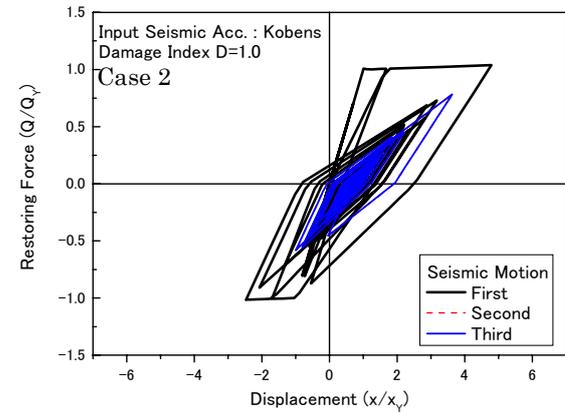


Fig.15 Kobens に対する履歴曲線 (Case 2)

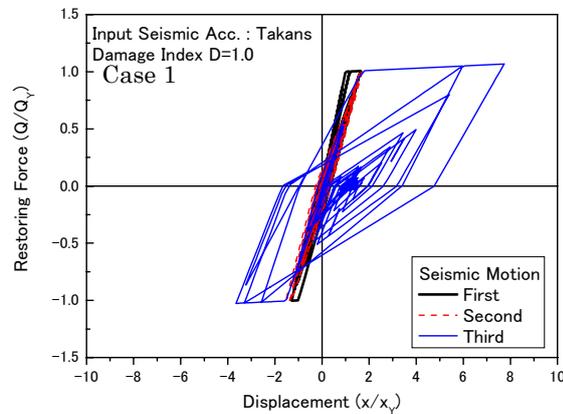


Fig.16 Takans に対する履歴曲線 (Case 1)

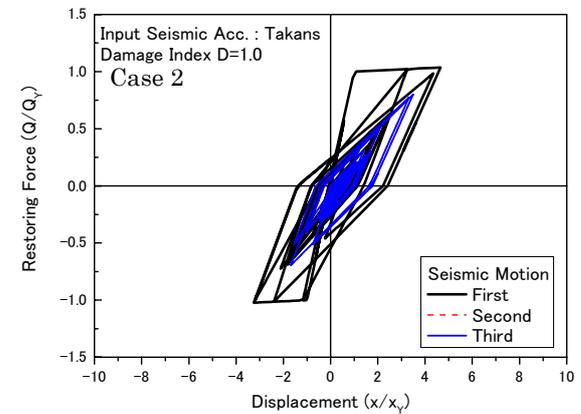


Fig.17 Takans に対する履歴曲線 (Case 2)

響がなければ目標としたそれぞれの損傷指標に一致した値となる。これらの図より、前震の影響を考慮した場合においては、入力地震動の卓越周期付近において損傷評価がピークを有する傾向が認められた。余震の影響を考慮した場合においては、構造物の固有周期に依らず、全体的に損傷評価が増大する結果が認められた。また、ケース 1 のピーク部分における損傷評価がケース 2 の評価よりも大きいことが分かる。

同様に、Takans に関する結果を Fig.12 および Fig.13 に示す。前震の影響を考慮した場合の D=1.0 においては、

構造物の固有周期が約 0.3 秒付近まで目標性能に一致した値を示していることが分かる。それより長周期側になると、前震の影響が認められるようになり、約 1.0 秒付近と約 1.5 秒付近においてピークが認められる。これらの固有周期は、Takans が有する卓越周期であり、Kobens と同様の傾向が認められた。しかしながら、Takans においては約 3.0 秒付近でもピークが認められ、入力地震動の振動特性による影響が異なることが分かる。余震の影響を考慮した場合においては、Kobens と同様に構造物の固有周期に依らず、全体的に損傷評価が増大する結果が認められた。

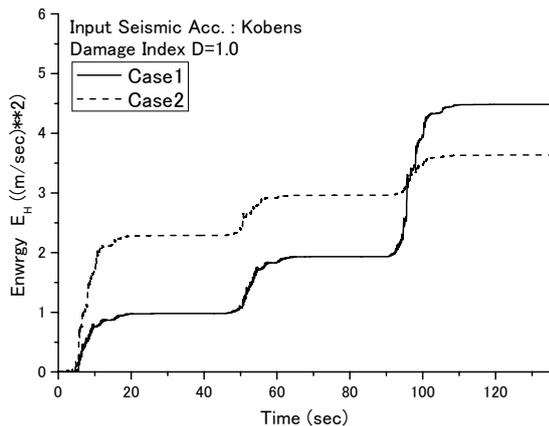


Fig.18 履歴エネルギーの比較 (Kobens)

また、構造物の目標性能が小さい、つまり、許容する損傷が小さい場合では前・余震の影響は現れないことが分かる。このことを明確にするために、履歴特性に着目した検討を行う。

#### 4.4 履歴特性に着目した検討

Fig.14 から Fig.17 は、構造物の固有周期が 0.5 秒、目標性能を  $D=1$  とした場合の履歴曲線を各入力地震動、各入力パターンについてそれぞれ示したものである。どちらの入力地震動を用いた場合においても、ケース 1 においては、最初の地震を受けた時に構造物は若干損傷する履歴を示し、第 2 波を受けた時には最初の履歴内で非線形挙動を示していることが分かる。その状況で本震を受け構造物は最大変形を示していることが分かる。このことは、入力地震動の振動特性に大きく依存する。つまり、入力地震動の卓越周期領域においては構造物が共振するため、構造物の応答は本震  $-2\sigma$  程度の強度を有する地震に対して非線形挙動を示すことになる。それ以外の周期領域では、構造物は比較的線形挙動に近い応答を示し、構造物の損傷評価も小さい。このことが、前震の影響を考慮した際の損傷評価にピークが現れた要因と考える。一方、ケース 2 においては、最初の本震を受けた時に最大変形を示し、その後発生する余震に対しては、最初の履歴内で非線形挙動を示していることが分かる。そのため、余震の影響を考慮した際には、構造物の固有周期に依らず損傷評価が増加した要因と考える。また、余震の影響を考慮したケース 2 の構造物の塑性率が小さい値を示していることが分かる。

#### 4.5 履歴エネルギーに着目した検討

Fig.18 および Fig.19 は、各入力地震動に対する前震および余震が構造物の履歴エネルギーに及ぼす影響をそれぞれ示したものである。どちらの入力地震動を用いた場合においても、ケース 1 では、2 度の前震を受けた状況で本震を受けるため、構造物は若干の損傷が発生した状況で本震を受けることになり、本震による影響が大きく現れていることが分かる。ケース 2 では、最初の本震を受けた場

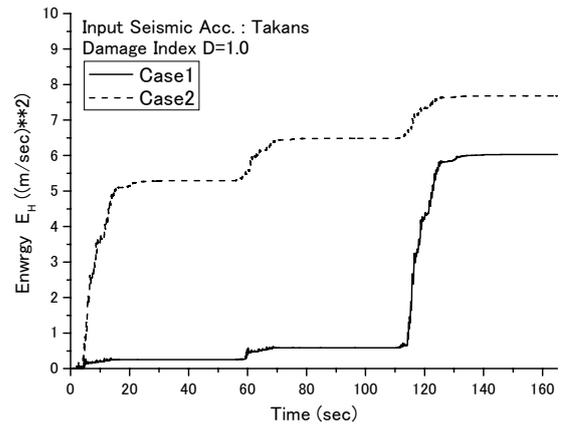


Fig.19 履歴エネルギーの比較 (Takans)

合に大きな損傷が発生するため、非常に大きなエネルギーを吸収していることが分かる。その後を受ける余震に関しては、Fig.14 や Fig.15 で示したように最大変形が発生した時の履歴ループ内で挙動するため、構造物の全履歴エネルギー量を増加させる影響を有していることが分かる。また、Kobens については第 2 波を受けた時までは、ケース 2 に関する履歴エネルギーが大きな値を示しているが、第 3 波を受けた場合にはケース 1 に関する履歴エネルギーが大きな値を示していることが分かる。一方、Takans の場合については、全てにおいてケース 2 に関する履歴エネルギーが大きな値を示していることが分かる。これらのことが、Kobens においては前震の影響を考慮したケース 1 が、Takans においては余震の影響を考慮したケース 2 が大きな損傷を示した要因として考えられる。以上の結果から、本研究で用いた Park らの損傷指標は変形に関する項とエネルギーに関する項を含んでいるため、耐震性能評価に関してはこれらのバランスについて検討する必要がある。今後の検討課題であると考えられる。

#### 5. まとめ

本研究では、前震や余震が、構造物の累積的な損傷評価に及ぼす影響について検討を行った。損傷評価法としては、1 自由度振動系モデルを対象に損傷指標  $D$  を目標性能とした必要強度スペクトルからの算出を試みた。また、前震と余震による損傷評価の相違点について、エネルギーに着目した検討を行った。これらの影響に関して、入力地震波の振動特性の影響について検討を加えた。本研究から得られた結果を要約すると以下ようになる。

- 1) 目標性能に損傷評価を用いることで、構造物の必要強度を低減することが可能である。特に、応答塑性率と履歴エネルギーの両方の影響を考慮した損傷評価は、構造物の損傷を評価するための総合的な指標であると考えられる。この結果、損傷指標に基づいた必要強度スペクトルは、性能照査型設計を検討する上で、有用な情報を提供すると考えられる。

- 2) 耐震性能 2 を対象とした場合の応答塑性率については、約 2.5 以下であり、入力地震波および構造物の固有周期による影響は小さい。一方、耐震性能 3 を対象とした場合の応答塑性率は、全体的に許容塑性率を下回るものの、入力地震波や構造物の固有周期によるバラツキが顕著である。このことより、耐震性能 2 程度を対象とする場合には応答塑性率のみの評価で検討可能であるが、耐震性能 3 のレベルを対象とする際には、履歴エネルギーの評価を加えた検討が必要である。
- 3) 前震に関しては、入力地震動の卓越周期部分で構造物の損傷を増大させる。また、余震に関しては、入力地震動の振動特性に依らず、構造物の損傷を増大させる影響を有することが分かる。このことは、損傷指標が大きくなるにつれ明確に認められる。これらの影響を把握しておくことは、耐震性能照査を行う際に重要なことであると考えられる。
- 4) 復元力特性を示した履歴曲線については、前震の影響を考慮することで構造物は若干損傷する履歴を示し、その後の本震により構造物は最大変形を示すことが分かる。一方、余震の影響を考慮すると、最初の本震を受けた時に最大変形を示し、その後発生する余震に対しては、最初の履歴内で非線形挙動を示しており、履歴エネルギーが増加することが分かる。
- 5) 履歴エネルギーの評価は、構造物の固有周期と入力地震動の振動特性、また、前震と余震の影響により異なることが分かる。このことは、構造物の損傷評価に大きく影響を及ぼすため、本震を受ける前の構造物の損傷状況や、余震に伴う損傷評価の予測を明確にしておくことは重要なことであることが分かる。

本研究は、累積的な損傷が構造物の損傷評価に及ぼす影響を検討するために、比較的簡便な手法で前・余震の模擬地震動を作成した。本研究で示したように、前・余震の影響は構造物の損傷評価に多大な、また、異なる影響を及ぼすため、これらの評価について更なる検討が必要である。また、式 (4) で用いた係数  $\beta$ 、構造物と地盤の動的相互作用の影響は、構造物の損傷評価に密接に関係する重要な

指標である。よって、本研究で示した損傷評価をより有用なものにするためには、これらに対する検討は必要不可欠である。

## 参考文献

- 1) 気象庁 HP : <http://www.jma.go.jp/jma/index.html>
- 2) 片岡俊一：2003 年十勝沖地震の最大余震による強震動，土木学会第 59 回年次学術講演会，I -777，pp.1551-1552，2004.9
- 3) 村田晶，北浦勝，宮島昌克：新潟県中越地震における余震が木造構造物の被害拡大に及ぼした影響，土木学会第 60 回年次学術講演会，I -675，pp.1347-1348，2005.9
- 4) 砂坂善雄，清水保明：余震の影響を考慮した構造物の耐震性評価法について，第 8 回日本地震工学シンポジウム，pp.2037-2042，1990
- 5) Park, Y.-J., and Ang, A.H.-S. : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, Vol.111, No.4, pp.722-739, April 1985
- 6) Fajfar, P. : Equivalent Ductility Factors, Taking into Account Low-Cycle Fatigue, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.21, No.10, pp.837-848, 1992.10
- 7) 鈴木基行，井林康，藤原稔，尾坂芳夫：RC 橋脚の地震時被害と地震動及び構造特性との関連性，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.651-658，1998.3
- 8) 三上卓，家村浩和：塑性域の二次剛性が必要降伏強度と応答塑性率に及ぼす影響，構造工学論文集，土木学会，Vol.48，pp.619-629，2002.3
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，丸善，2002.3
- 10) H.Iemura et al : Ductility strength demand for near field earthquake ground motion, Structural safety and Probability, pp.1705-1708, 1998
- 11) 木村至伸，飯塚知浩，河野健二，中村剛久：損傷指標を用いた動的相互作用系の耐震性能評価，応用力学論文集，Vol.9，pp.1159-1166，2006.8
- 12) 土木学会：実務の先輩達を書いた土木構造物の耐震設計入門，丸善，pp.101-108，2001.10

(2006 年 9 月 11 日受付)