

エネルギー一定則による1自由度振動系最大地震応答の推定誤差評価

武蔵工業大学 学生会員 ○鈴木和也
武蔵工業大学 正会員 小池 武

1. はじめに

レベル2地震動に対応する構造物の耐震設計において非線形応答値(変位)を用いた限界状態に対する安全性照査を行うことがある。このとき、弾塑性応答値を簡易推定する方法としてエネルギー一定則に基づいて塑性変位を推定する。

エネルギー一定則とは構造物に蓄えられる最大ひずみエネルギーが弾性応答時と弾塑性応答時とでほぼ等しいとする考えである。本研究はこの推定誤差について検討する。

2. 解析方法

2.1 弾塑性応答の簡易予測精度

1自由度振動系の降伏変位を D_y , 弾塑性応答値を D_{max} とすると、次式(1)で塑性率が定義される。

$$\mu \equiv \frac{D_{max} - D_y}{D_y} \quad (1)$$

エネルギー一定則に基づく簡易推定により、最大応答値の統計量が次式で求められる。

$$E[D_{max}] = E[1 + \mu] \cdot E[D_y] \quad (2)$$

$$\sigma_{D_{max}}^2 = \sigma_{D_y}^2 + \left(\frac{\mu}{1 + \mu} \right)^2 \sigma_{\mu}^2 \quad (3)$$

簡易推定法で求める最大弾塑性応答値の変動係数は、降伏変位の自乗とより求められる。

・検証対象地震波

- (1)2000年から2008年6月までに発生した大きな地震
計15地震動
(2)その他過去に発生した大きな地震
計4地震動

2.2 構造特性係数の定義と評価方法

(1) 一方向載荷時の塑性率算定式

第二勾配がゼロの場合[図1.(a)]と非ゼロの場合[図2.(b)]で塑性率はそれぞれ式(4),(5)より求められる。

第二勾配ゼロ

$$\mu_1^0 = \frac{1}{2} \left[\left(\frac{P_E}{P_y} \right)^2 - 1 \right] \quad (4)$$

第二勾配非ゼロ

$$\mu_1^r = \frac{1}{r} \left[-1 + \sqrt{1 - r + r \left(\frac{P_E}{P_y} \right)^2} \right] \quad (5)$$

P_E : 弾性応答水平力

P_y : 降伏水平耐力

r : 第二勾配/第一勾配

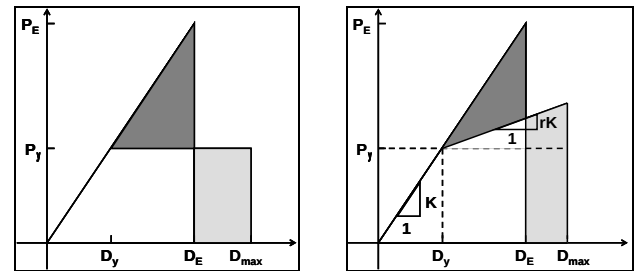
(a) $r = 0.0$ の場合(b) $r \neq 0.0$ の場合

図1. エネルギー一定則

・等価粘性減衰

振動系の等価減衰定数 h は線形系の減衰定数 h_0 に加えて非線形系の履歴減衰を考慮するために履歴減衰と等価な粘性減衰定数を推定するための補正係数 β を用いて次式(6)で評価する。

$$h(T) = \beta(T) \cdot h_0 \quad (6)$$

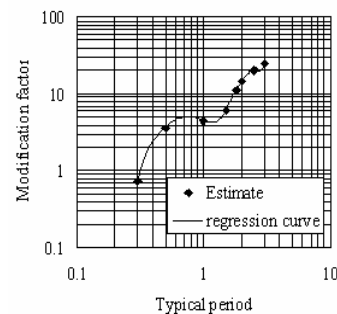


図2. 等価粘性減衰換算係数グラフ

図2は兵庫県南部地震強震記録を用いた補正係数 β で、固有周期 T を代入して式(7)の回帰式で与えられる。

$$\beta = 4.5709T^6 - 38.988T^5 + 120.31T^4 - 159.06T^3 + 79.431T^2 + 1.7381T - 3.5108 \quad (7)$$

(2)履歴エネルギー特性から定義される塑性率算定式

履歴エネルギーを考慮した塑性率はガス設備などのプラント分野で主に用いられる。

構造減衰により消費されるエネルギー W_e , 損傷に寄与するエネルギー W_p の和が構造物に入力する総エネルギー E に等しいとして、この関係から以下の塑性率が誘導できる。

$$\mu_2^0 = \frac{1}{4C} \left[\left(\frac{P_E}{P_y} \right)^2 - 1 \right] \quad (8)$$

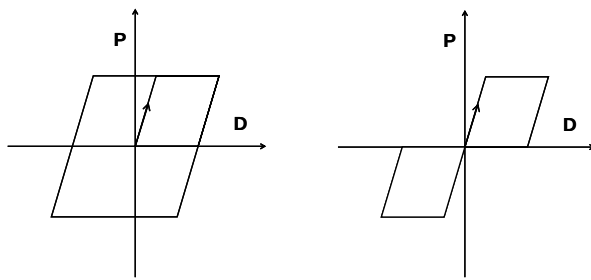
$C = 2n$: 弾塑性タイプ

$C = n$: スリップタイプ

n : 等価繰り返し回数

キーワード: エネルギー一定則, 地震応答, 1自由度振動系

〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1 武蔵工業大学工学部都市基盤工学科 TEL:03-3703-3111



(a) 完全弾塑性タイプ型 (b) スリップタイプ型

図3. 復元力特性

一方向載荷時の塑性率[式(4)]に対して、履歴エネルギー特性から定義される塑性率[式(8)]は $1/(2C)$ の大きさに評価される。

履歴エネルギーによる塑性率[式(8)]は、照査箇所での繰り返し載荷で累積する塑性ひずみによる塑性疲労破壊を想定している。したがって、対応する限界値も塑性疲労限界ひずみあるいはそれに相当する限界値を対応させる必要がある。

3. 解析結果と考察

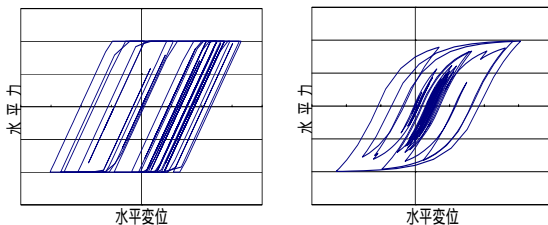
3.1 数値解析条件

振動系に地震波を作用させたとき、振動系の塑性域における挙動は履歴ループの形となって現れる。

Bilinear model はもっとも単純な履歴モデルで、図4(a)に示すように弾性域と塑性域の2種類の直線で表される。

また比較のために Bouc&Wen model 図4(b)を用いた。Bouc&Wen model は工学的に広範囲の構造物の履歴応答を表すことができる。

本研究では上記の2つの履歴モデルを採用して応答解析を行った。



(a) Bilinear model (b) Bouc&Wen model

図4. 応答解析モデル

表1. 数値解析条件

項目	記号	単位	数値
固有周期	T	sec	0.5, 1.0, 1.8
第二勾配/第一勾配	r	-	0.0, 0.25, 0.5
減衰係数	h_0		0.05
降伏変位	D_y	cm	1.0

3.2 一方向載荷時の塑性率算定式の回帰分析から得られるエネルギー一定則の持つ予測誤差

図5はY軸を D_{real} 、X軸を D_{theory} として応答解析モデルごとに r が同じものをプロットした対数グラフである。

なお、 D_{real} は1自由度振動系に解析条件下で検証地震波を作用させ応答計算し、描かれる履歴ループから得られた最大水平変位。一方、 D_{theory} はエネルギー一定則に基づき弾性応答水平変位から簡易推定した弾塑性応答水平変位。

表2は計算結果から解析条件ごとの標準偏差を表したものである。

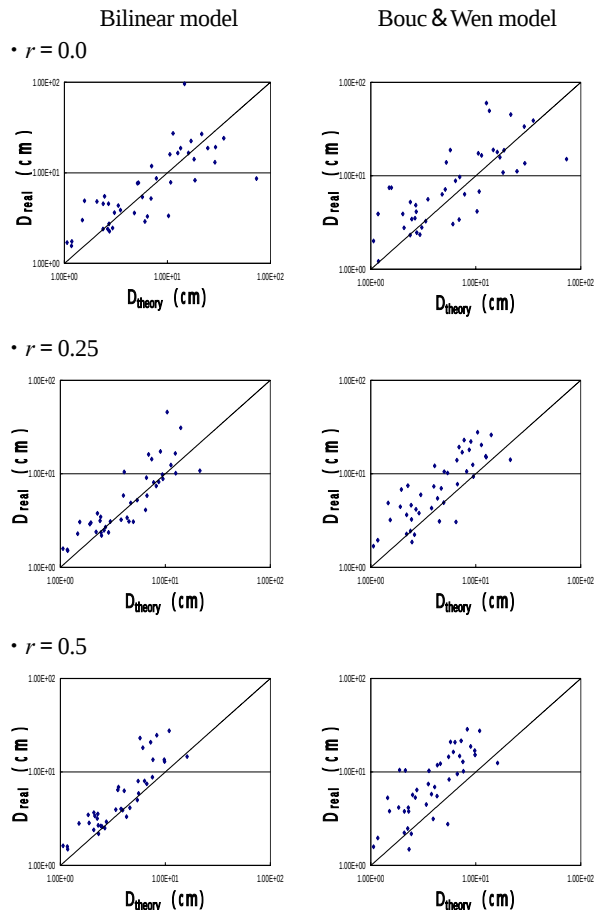


図5. 応答計算結果

図5の結果より、Bilinear model は $r=0.0$ のとき最もデータのばらつきが大きく、 r が大きいほどばらつきが小さくなった。Bouc & Wen model も同様の傾向になったが、 r ごとに比較すると Bilinear model よりもばらつきが大きくなった。また両モデルとも r が小さいほど値が大きい傾向を示した。

表2. 標準偏差

		Bilinear	Bouc & Wen
勾配0.0	$T=0.5$	2.83E+00	5.19E+00
	$T=1.0$	2.82E+01	1.79E+01
	$T=1.8$	6.63E+00	1.50E+01
勾配0.25	$T=0.5$	2.06E+00	3.27E+00
	$T=1.0$	2.96E+00	5.34E+00
	$T=1.8$	1.12E+01	8.47E+00
勾配0.5	$T=0.5$	1.21E+00	3.53E+00
	$T=1.0$	2.09E+00	5.54E+00
	$T=1.8$	9.29E+00	1.04E+01

標準偏差を比較すると、図5の結果同様 r が大きいほどばらつきが小さくなる傾向があること、Bouc & Wen の方が全体的にばらつきが大きい傾向であることがわかる。

4. まとめ

エネルギー一定則は第二勾配が大きく履歴ループが線形に近い形の場合ほど成り立つ傾向が強いことがわかった。

参考文献

- 1) 宇佐美 学, 日本鋼構造協会: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, pp. 58-62, 2006
- 2) 防災科学技術研究所 強震ネットワーク K-Net
(<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>)
- 4) 高圧ガス保安協会: 高圧ガス設備等耐震設計指針 (レベル2 耐震性能評価), pp. 75-79, 2000