Seismic Design of Urban Infrastructures 都市施設の耐震設計

(3-1) Engineering Characteristics of Ground Motion and Design Ground Motions (3-1)地震動の工学的性質と設計地震動

Kazuhiko Kawashima Department of Civil Engineering Tokyo institute of Technology 東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻 川島一彦

3.1 地震動の特性 1)同じ地震でも、地震動は場所によって異なる

1995年兵庫県南部地震



神戸海洋気象台



3) 地震動の特性

●地震動は地震の規模や断層からの距離によって複雑に変化する。近年、断層モデルを用いた解析が行われるようになってきたが、精度にはまだ大きな問題があり、これを解析的に再現することは大変困難である。

●現在の耐震設計では、実測された強震記録に基づいて設計 地震力が定められている

 ●強震記録が得られるようになってからまだ3 / 4世紀しか経っておらず、強震動の特性がまだ十分解明されていない。世界 最初の強震記録は1933年Long Beach earthquakeによって得られた。

●最近になり、強震計の数が飛躍的に増加し、徐々に、断層近傍での地震動が得られるようになってきた

4







5) 断層近傍地震動の特徴

●断層近傍地震動は周期の長いパルス地震動を含んでいる。

✓パルス地震動は荷重低減係数を小さくする可能 性が高い

✓パルス地震動は残留変位を大きくする可能性が 高い

●断層近傍地震動はディレクティビティー(方向によって、 地震動強度が異なること)がある

7

✓2方向地震動作用の影響が大





3)1つの地震動は1つの応答スペクトルしか持たない が、ある応答スペクトルを持つ地震動は原理的には無 限に存在する





5) 典型的な強震記録の加速度応答スペクトル



6) 設計地震力に用いられる応答スペクトル









How does response acceleration vary depending on damping ratio?

A ground motion recorded at Kaihoku Bridge site



How does $\xi_{SA}(T,h)$ vary in accordance with damping ratio?





How does $\xi_{SA}(T,h)$ vary in accordance with response spectrum shape?

$\log \xi_{SA}(T,h) = \log a(h) + b(h) \log \beta(h,0.05)$



Damping Ratio Dependence of a(h) and b(h)



21

If we are interested in structural response under damping ratio less than 0.4, a(h) and b(h) may be approximated as





Least square fitting for a(h) and b(h)

$$a(h) = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$$

$$b(h) = \frac{1}{300h+6} - 0.8h$$

Therefore, $\xi_{SA}(T,h)$ may be evaluated as,

$$\xi_{SA}(T,h) = a(h) \times \beta(T,0.05)^{\left(\frac{1}{300h+6} - 0.8h\right)}$$

川島、相沢:地震応答スペクトルに及ぼす減衰定数の影響、土木学会論文集、335、25-29、1983

23

Practical Evaluation of Damping Ratio Dependence of Acceleration Response Spectra $S_A(T,h)$

$$\xi_{SA}(T,h) = \frac{S_A(T,h)}{S_A(T,0.05)}$$

= $a(h) \times \beta(T,0.05)^{\left(\frac{1}{300h+6} - 0.8h\right)}$
 $\approx \frac{1.5}{40h+1} + 0.5$

This equation is widely used to estimate the response acceleration with an arbitrary damping ratio based on the response acceleration with 5% damping ratio

$$S_A(T,h) \approx (\frac{1.5}{40h+1} + 0.5) \times S_A(T,0.05)$$

減衰定数5%の加速度応答スペクトルを基準にすると、 その他の減衰定数を有する加速度応答スペクトルは、

$$S_A(T,\xi) = c_D(\xi) \cdot S_A(T,0.05)$$

$$c_D(\xi) = \frac{1.5}{40\xi + 1} + 0.5$$

3.3 設計地震力

1) 基本事項

●設計地震力は地震活動度(地震発生頻度、最大地 震規模、断層の大きさ等)に応じて定められる。

●最大加速度(PGA)の期待値によって表される地震 ハザードマップが設計地震力の設定によく用いられる。

●最近は、PGAよりも加速度応答スペクトルの方が設 計地震力を与えるために使用される。これは耐震設計 に必要なパラメータはPGAではなく、構造物の応答で あるためである。

設計地震力(2)

●地域的特性を取り入れるため、標準設計スペクト ルを地域別補正係数で修正する

 $S_A(T,\xi)_{design} = c_z \cdot S_A(T,\xi)_{s \tan dard}$

●構造物の重要性を重要度別補正係数で考慮する。 この際、2つの考え方がある。

✓重要な構造物には重要度別補正係数によって 設計地震力を大きくする。

✓構造部材のキャパシティーを評価する際に重要性を考慮する

2) 耐震性能目標の例(道路橋、平成8年以降)

設計地震動		A種	B種		
レベル1地震動		橋としての健全性を損なわない 性能(耐震性能1)			
レベル2 地震動	タイプ 地震動 (プレート境界型 の大規模地震) タイプ 地震動 (兵庫県南部地震 のような内陸直下 型地震)	損傷が橋とし て致命的にな らない性能(耐 震性能2)	損傷が限定的 なものにとどま り、橋としての 機能回復が速 やかに行い得 る性能(耐震性 能3)		

3) 道路橋の設計地震力

 $\xi = 0.05$

L1 (Function Evaluation)

L 2 (Safety Evaluation)



日本道路協会 (2002)
L1地震動

$$S_F = k_Z \cdot k_D \cdot \begin{cases} S_1 \cdot T^{1/3} & (0 < T \le T_1) \\ S_2 & (T_1 \le T \le T_2) \\ S_3/T & (T_2 \le T) \end{cases}$$
(6.1)
P1 (1)
P1 (

4) 他の国で使用されている設計地震力 (1) EC code Elastic response accelerations for the referenced return period depending on soil condition $\left|1 + \frac{T}{T_B}(k_D\beta_0 - 1)\right|$ $0 \le T \le T_R$ $k_D \cdot \beta_0$ $T_B \leq T \leq T_C$ $\begin{cases} k_D \cdot \beta_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right) \end{cases}$ $S = k_I \cdot k_{GC} \cdot a_g \cdot \left\{ \right.$ $T_C \leq T \leq 3s$ $\left| k_D \cdot \beta_0 \cdot \left(\frac{T_C}{3} \right) \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^2 \right|$ $3s \leq T$ 0.9 & 1.0 (6.44)1.3, 1.0, 0.7 31





(3) AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)

$$S = \frac{1.2 \cdot a_g \cdot k_{GC}}{T^{2/3}} \le 2.5a_g$$

1.0, 1.2, 1.5, 2.0
Given as a contour for T_R=4

475 years

(4) Applied Technical Council (ATC-32) & California Department of Transportation (Caltrans, 1999)

Deterministic & probabilistic evaluation $T_R=1,000-2,000$ years



(5) 各国の設計地震力の比較





3.4 Nonlinear Response of Structures3.4 構造物の非線形応答

1) Nonlinear Response

3) Force Reduction Factor3) 荷重低減係数

(1) Definition

41

(2) 荷重低減係数はどのように使用されるか?

線形応答地震力は、近似的に、 $F_R^{EL} \approx m \cdot S_A(T,\xi)$

構造物の応答じん性率が目標応答じん性率より も小さ〈なるようにするためには、構造物の降伏 強度は以下の値以上で無ければない

(3) いろいろな呼び名で呼ばれる荷重低減係数

$$R_{\mu}(T,\mu_{T},\xi_{EL},\xi_{NL}) = \frac{F_{R}^{EL}(T,\xi_{EL})}{F_{R}^{NL}(T,\mu_{T},\xi_{NL})}$$

✓ 荷重低減係数(Force reduction factor)
 ✓ 応答修正係数(Response modification factor)
 ✓ q-factor
 ✓ R-factor
 ✓ ..

(4) 荷重低減係数は静的耐震設計で最も重要であるが、 その割にこれに対する既往の研究は多いわけではない

 $R_{\mu}(T,\mu_{T},\xi_{EL},\xi_{NL}) = \frac{F_{R}^{EL}(T,\xi_{EL})}{F_{P}^{NL}(T,\mu_{T},\xi_{NL})}$

•Newmark & Hall (1973)

•Nassar & Krawinkler (1991)

•Miranda & Bertero (1994)

•Watanabe & Kawashima (2002)

(5) 我が国で観測された70成分の地震動に対して荷重低減係数を計算すると、・・・

•The coefficient a represents the period where $R_{\mu} = \mu$ Coefficient a + 1/brepresents the period where FRF takes the maximum value. この経験式は他の提案式 に比較して、パラメータの 物理的意味が明確で、式も 簡単である

46

渡邊、川島:荷重低減係数の特性に関する研究、土木学会論文集、682/I-56、115-128、2001

荷重低減係数の推定式									
$R_{\mu} = (\mu - 1) \cdot \Psi(T) + 1$ $\Psi(T) = \frac{T - a}{ae^{bT}} + 1$ $\xi_{NL} = 0.02$ $\xi_{EL} = 0.05$									
μ		a		b					
	Type-	Type-	Type-	Type-	Type-	Type-			
2	0.226	0.344	0.521	4.14	1.94	1.34			
4	0.778	0.572	0.976	3.50	1.35	0.994			
6	0.981	0.725	1.23	2.93	1.15	0.757			
8	1.23	0.807	1.28	2.57	0.983	0.569 ₄₇			

地震動によって大きなばらつきのある荷重低減係数

