

地震被害の分析, 耐震設計の現状

1

橋梁の耐震設計のイメージ

- 境界状態のイメージ
 - 道路橋示方書では耐震性能として整理
 - 健全性を損なわない 機能は維持
 - 損傷が限定的 機能は速やかに回復
 - 損傷が致命的ではない
 - 橋梁崩壊の視点
 - 橋脚
 - 落橋の視点
 - 支承, 落橋防止工 (構造)
- 配慮する地震動イメージ
 - レベル I
 - 供用中に発生する確率が高い
 - プレート境界型
 - 東北地方太平洋沖地震
 - 東南海
 - レベル II
 - 発生確率は低いが, 破壊力は大きい
 - 内陸部直下型
 - 兵庫県南部地震

橋の耐震性能	耐震設計上の安全性	耐震設計上の可用性	耐震設計上の修復性
耐震性能1: 地震によって橋としての健全性を損なわない性能	落橋に対する安全性を確保する	地震前と同じ橋としての機能を確保する	機能回復のための修復を必要としない
耐震性能2: 地震による損傷が限定的なものとどまり, 橋としての機能の回復がすみやかに得られる性能	落橋に対する安全性を確保する	地震後橋としての機能を回復する	比較的容易に修復が行える
耐震性能3: 地震による損傷が橋として致命的とならない性能	落橋に対する安全性を確保する	—	—

2

重要度と耐震性能

- 道路橋示方書の規定 p117

橋の重要度の区分	対象となる橋
A 種の橋	下記以外の橋 ・高速自動車国道, 都市高速道路, 指定都市高速道路, 本州四国連絡道路, 一般国道の橋 ・都道府県道, 市町村道のうち, 複断面, 跨線橋, 跨道橋および地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋
B 種の橋	

設計地震動	A 種の橋	B 種の橋	
レベル I 地震動	地震によって橋としての健全性を損なわない性能 (耐震性能 1)		
レベル II 地震動	タイプ I の地震動 (プレート境界型の大規模な地震)	地震による損傷が橋として致命的とならない性能 (耐震性能 3)	地震による損傷が限定的なものとどまり, 橋としての機能の回復がすみやかに得られる性能 (耐震性能 2)
	タイプ II の地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)		

3

耐震設計の流れ

- 設計対象イメージ
 - 橋脚, 支承, 基礎, 橋台
- レベル I 対応
 - 健全性を損なわない
 - 挙動は弾性範囲か, それを少し超える
 - 挙動は複雑でないことが多い
 - 震度法による設計
- レベル II 対応
 - 耐震性能 2 か 3
 - 損傷が致命的でない (3) とか, 限定的 (2)
 - 損傷を予想し, 挙動は複雑
 - 動的解析法による応答解析
 - 分かりやすいものは震度法

The flowchart illustrates the design process starting from 'Start' (始). It branches into 'Level I Seismicity' (レベル I 地震動) and 'Level II Seismicity' (レベル II 地震動). For Level I, it checks if the design target is a pier, abutment, foundation, or bridge pier. If yes, it proceeds to 'Design based on seismicity' (耐震性能による設計) and 'Design based on seismicity' (耐震性能による設計). If no, it proceeds to 'Design based on seismicity' (耐震性能による設計). For Level II, it checks if the design target is a pier, abutment, foundation, or bridge pier. If yes, it proceeds to 'Design based on seismicity' (耐震性能による設計) and 'Design based on seismicity' (耐震性能による設計). If no, it proceeds to 'Design based on seismicity' (耐震性能による設計). The process ends with 'Design of seismicity' (耐震性能による設計) and 'End' (終).

4

地震時水平耐力法 震度法・修正震度法p131p135

- 動的な地震力を静的な水平力に換算し作用させる方法
- 初期は $k_h = 0.2$ であった震度法を固有周期と地盤を考慮した修正震度法に改め取した
- F : 水平力
- W : 自重
- k_h : レベル1設計水平震度
- k_{h0} : レベル1設計水平震度の標準値
- c_z : 地域別補正係数 (A地区:1.00, B地区:0.85, C地区:0.70)

$$F = k_h W$$

$$k_h = c_z k_{h0}$$

表 5.19 レベル1地震動の設計水平震度の標準値 k_{h0}

地震種別	固有周期 T (s) に対する k_{h0} の値		
I種	$T < 0.1$ $k_{h0} = 0.431 T^{0.8}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.16$	$0.15 T \leq 1.1$ $k_{h0} = 0.2$	$1.1 < T$ $k_{h0} = 0.213 T^{-0.5}$
	$T < 0.2$ $k_{h0} = 0.427 T^{0.8}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.20$	$0.25 T \leq 1.3$ $k_{h0} = 0.25$	$1.3 < T$ $k_{h0} = 0.298 T^{-0.5}$
II種	$T < 0.34$ $k_{h0} = 0.430 T^{0.8}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.24$	$0.345 T \leq 1.5$ $k_{h0} = 0.3$	$1.5 < T$ $k_{h0} = 0.393 T^{-0.5}$

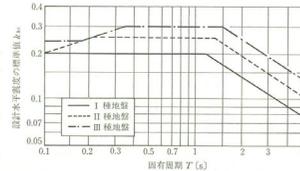


図 5.39 レベル1地震動の設計水平震度の標準値 k_{h0}
(社)日本道路協会:道路橋の計画・同解説V耐震設計編, p.84, 2002年)

5

c_z : 地域別補正係数p132
(A地区:1.00, B地区:0.85, C地区:0.70)

- 熊本は高くない
- 神戸も震災前は高くない



図 5.34 地域別補正係数 c_z

6

動的応答解析

- 基本は、複雑でないなら応答スペクトル
 - 非線形が強くなければ
 - まずは固有値解析
 - モーダルアナリシス
 - そして、応答スペクトル
- 運動方程式の直接時間積分
 - 橋脚着目なら自由度の少ない非線形モデル
 - 確定的と考えられるもの
 - 質量
 - 線形範囲だったら剛性がおおむね
 - 不確実性が強いもの
 - 減衰
 - 外力としての地震力 地震波
 - 反力としての変位依存の非線形剛性

7

応答スペクトル

- 変位応答スペクトル
- 速度応答スペクトル
- 加速度応答スペクトル

減衰付一自由度系に地震動が作用した場合の振動応答

• いわゆるエネルギー分布を示すスペクトルではないが、構造物の固有振動数が ω_0 とか、 ω_d で与えられたときの最大応答を調べるには都合が良い

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0$$

$$\Rightarrow$$

$$m\ddot{s} + c\dot{s} + ks = -m\ddot{X}$$

$$x(t) = \int_{-\infty}^t x_{uni}(t, T) f(T) dT$$

$$s(t) = \int_{-\infty}^t x_{uni}(t, T) (-m\ddot{X}(T)) dT$$

$$S_d(t) = \left| \int_{-\infty}^t x_{uni}(t, T) (-m\ddot{X}(T)) dT \right|_{\max \text{ at } \omega_d}$$

$$S_v(t) = \frac{1}{\omega_d} \left| \int_{-\infty}^t x_{uni}(t, T) (-m\ddot{X}(T)) dT \right|_{\max \text{ at } \omega_d}$$

$$S_a(t) = \frac{1}{\omega_d^2} \left| \int_{-\infty}^t x_{uni}(t, T) (-m\ddot{X}(T)) dT \right|_{\max \text{ at } \omega_d}$$

8

レベル1地震動p132 設計用の応答スペクトル

- s : レベル1 加速度応答スペクトル
- S_0 : レベル1 加速度応答スペクトルの標準値
- c_z : 地域別補正係数 (A地区:1.00, B地区:0.85, C地区:0.70)
- c_D : 減衰定数補正係数, h は 1% とか 5% とか

地震動別	固有周期 T (s) に対する S_0 (gal)		
I 種	$T < 0.1$ $S_0 = 437 T^{0.4}$ ただし、 $S_0 \geq 100$	$0.15 \leq T \leq 1.1$ $S_0 = 200$	$1.1 < T$ $S_0 = \frac{200}{T}$
	$T < 0.2$ $S_0 = 477 T^{0.4}$ ただし、 $S_0 \geq 200$	$0.25 \leq T \leq 1.3$ $S_0 = 250$	$1.3 < T$ $S_0 = \frac{250}{T}$
II 種	$T < 0.24$ $S_0 = 430 T^{0.4}$ ただし、 $S_0 \geq 100$	$0.345 \leq T \leq 1.5$ $S_0 = 300$	$1.5 < T$ $S_0 = \frac{300}{T}$
	$T < 0.3$ $S_0 = 477 T^{0.4}$ ただし、 $S_0 \geq 200$	$0.45 \leq T \leq 1.7$ $S_0 = 350$	$1.7 < T$ $S_0 = \frac{350}{T}$

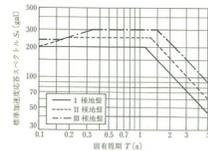


図 5.36 レベル1地震動の標準加速度応答スペクトル S_0
(注) 日本道路協会・道路橋示方書・同解説 V 解説設
計編, p. 36, 2002 年

$$S = c_z c_D S_0$$

$$c_D = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5$$

9

レベル2地震動p134-5設計用の応答スペクトル

- s_I : タイプ I 加速度応答スペクトル $S_I = c_z c_D S_{I0}$
- s_{II} : タイプ II 加速度応答スペクトル
- S_{I0} : タイプ I 加速度応答スペクトルの標準値
- S_{II0} : タイプ II 加速度応答スペクトルの標準値 $S_{II} = c_z c_D S_{II0}$
- c_z, c_D : 地域別補正係数, 減衰定数補正係数 レベル1と同じ

地震動別	固有周期 T (s) に対する S_{I0} (gal)		
I 種	$T < 1.4$ $S_{I0} = 700$	$1.4 < T$ $S_{I0} = \frac{700}{T}$	
	$T < 0.18$ $S_{I0} = 180 T^{0.4}$ ただし、 $S_{I0} \geq 700$	$0.18 \leq T \leq 1.6$ $S_{I0} = 650$	$1.6 < T$ $S_{I0} = \frac{650}{T}$
II 種	$T < 0.29$ $S_{I0} = 111 T^{0.4}$ ただし、 $S_{I0} \geq 700$	$0.29 \leq T \leq 1.6$ $S_{I0} = 1000$	$1.6 < T$ $S_{I0} = \frac{1000}{T}$
	$T < 0.3$ $S_{I0} = 111 T^{0.4}$ ただし、 $S_{I0} \geq 700$	$0.345 \leq T \leq 1.7$ $S_{I0} = 1100$	$1.7 < T$ $S_{I0} = \frac{1100}{T}$

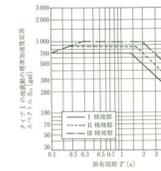


図 5.37 タイプI地震動の標準加速度応答スペクトル S_{I0}
(注) 日本道路協会・道路橋示方書・同解説 V 解説設
計編, p. 36, 2002 年

地震動別	固有周期 T (s) に対する S_{II0} (gal)		
I 種	$T < 0.3$ $S_{II0} = 1403 T^{0.4}$	$0.35 \leq T \leq 1.7$ $S_{II0} = 2000$	$0.7 < T$ $S_{II0} = \frac{2000}{T}$
	$T < 0.4$ $S_{II0} = 224 T^{0.4}$	$0.45 \leq T \leq 1.2$ $S_{II0} = 1700$	$1.2 < T$ $S_{II0} = \frac{1700}{T}$
II 種	$T < 0.5$ $S_{II0} = 200 T^{0.4}$	$0.55 \leq T \leq 1.5$ $S_{II0} = 1500$	$1.5 < T$ $S_{II0} = \frac{1500}{T}$
	$T < 0.6$ $S_{II0} = 200 T^{0.4}$	$0.65 \leq T \leq 1.6$ $S_{II0} = 1600$	$1.6 < T$ $S_{II0} = \frac{1600}{T}$

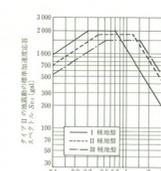


図 5.38 タイプII地震動の標準加速度応答スペクトル S_{II0}
(注) 日本道路協会・道路橋示方書・同解説 V 解説設
計編, p. 36, 2002 年

10

レイリー (Rayleigh) 減衰と質量比例減衰, 剛性比例減衰

- 質量項, 剛性項に比べ, 減衰項は決めがたい
- モード減衰とモード形から逆算する方法もあるが, 地震解析では以下の方法が一般的
- 質量項, 剛性項に係数をかけた形で定義
 - 減衰あってもモード形への影響は小さいといえれば右の展開は厳密ではないが悪くはない
- 質量比例減衰
 - 高次モードで減衰が小さくなる
- 剛性比例減衰
 - 高次モードで減衰が大きくなる
- 二つを合わせたレイリー (Rayleigh) 減衰
 - その中間
 - 係数二つで自由度は増える
- 剛性比例減衰が質量比例減衰と比べれば尤もらしい
 - 普通は高次モードの方が減衰が高いと考えられている
- モードを限定できれば, 精度は悪くない
- モード毎に減衰比で 1% から数% の設定

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]u = f$$

$$u = \sum \{\phi_j\} q_j(t)$$

$$M_j = \{\phi_j\}^T [M] \{\phi_j\} \triangleq 1 \text{ normalized}$$

$$K_j = \{\phi_j\}^T [K] \{\phi_j\} = \omega_j^2$$

$$C_j = \{\phi_j\}^T [C] \{\phi_j\} = 2h_j \omega_j$$

$$\bullet [C] = \alpha [M]$$

$$C_j = \{\phi_j\}^T \alpha [M] \{\phi_j\} = 2h_j \omega_j$$

$$h_j = \frac{\alpha}{2\omega_j}$$

$$\bullet [C] = \alpha [K]$$

$$C_j = \{\phi_j\}^T \alpha [K] \{\phi_j\} = 2h_j \omega_j$$

$$h_j = \frac{\alpha \omega_j}{2}$$

$$\bullet [C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

$$C_j = \{\phi_j\}^T (\alpha [M] + \beta [K]) \{\phi_j\} = 2h_j \omega_j^2$$

$$h_j = \frac{\alpha}{2\omega_j} + \frac{\beta \omega_j}{2}$$

11

地震波形

- 標準的な応答スペクトル
 - レベル I
 - レベル II
- 刺激係数の大きな振動モードに着目
- 代表的な観測波形をスケールングして用いることも多い
 - エルセントロ1940
 - 八戸1968
 - 神戸鷹取1995
 - 十勝沖1998
 - とか
- 経験的伝達関数 グリーン関数
 - 断層面 (アスペリティ) から発生する小地震の重ね合わせ

12

破壊に伴う剛性の非線形性



- 橋脚根元の塑性変形、せん断破壊が生じ、曲り破壊に伴う非線形性が生じる
- 阪神高速HpよりRC橋脚の破壊
- <http://www.hanshin-exp.co.jp/earthquake/classifying1.html>

大被害	判 定				小被害
典型的な破壊モード	As	A	B	C	D
柱地盤面位置での曲げ破壊					被害なし
柱地盤面位置での曲げせん断破壊	内部崩壊	2面程度の破壊	1面程度の破壊	一部のみ	被害なし
軸方向鉄筋配置し部の曲げせん断破壊	内部崩壊	内部破壊			被害なし
柱地盤面位置でのせん断破壊	全断面破壊	貫通した破壊	部分破壊		被害なし

13

弾塑性復元力特性

- 構造物（橋脚を特にイメージ）の復元力と変形の関係
- 変形制御の復元力
- 履歴ループのモデル化
 - M-φ関係の弾塑性復元力モデル化

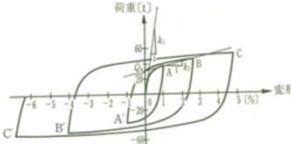


図 5.24 弾塑性復元力特性

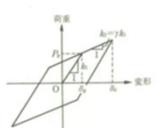


図 5.25 バイリニア型の復元力特性

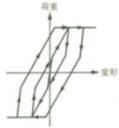


図 5.26 トリニア型の復元力特性

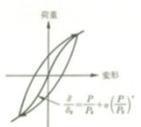


図 5.27 ランバーク・オズグッド型の復元力特性

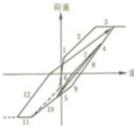


図 5.28 渡田モデル

$$M = EI\kappa$$

$$\kappa = -\frac{d^2w}{dx^2} = -\varphi$$

φ: 曲率

14