

変位ベース設計法のポータルラーメン橋への適用に関する一考察

(株) 銭高組 正会員 ○秋山 博
 (株) 銭高組 博 (工) 水取 和幸
 (株) 銭高組 正会員 博 (工) 山花 豊
 金沢大学大学院 工 博 梶川 康男

1. はじめに

従来わが国では設計荷重をまず設定してから部材寸法を仮定し、各部材を設計するいわゆる荷重ベース設計法により橋梁の設計がおこなわれてきている。これに対して最初に設計変位を設定して、変位に着目して設計をおこなう変位ベース設計法がある。変位ベース設計法とは、まず設計変位を設定して設計地震動に対して構造物がその設計変位まで変形できるように (言い換えれば、変位が想定した変位に収まるように) 部材寸法、配筋量および構造細目を決定する設計手法である。

変位ベース設計法は、荷重ベース設計法と比較すると限界状態がより明確で分かり易い形で評価できるほか、地震時における構造物の挙動を設計で想定した限界状態に近づけることができ、結果として経済的な設計ができるものと考えられる。

以下では、セメント安定処理土を背面地盤とする PRC ポータルラーメン橋を対象として等価線形化法による変位ベース設計法を適用した検討結果について述べる。

2. 変位ベース設計法

2. 1 設計の流れ

表-1 に Priestley らにより提案されている等価線形化法を用いた変位ベース設計法の手順を示す。設計に先立ち設定する変位としては、上部工の慣性力作用位置における設計変位 Δ_d を定める方法と塑性ヒンジの塑性回転角 θ_p を定める方法とが考えられるが、ここでは塑性ヒンジの限界状態を規定するという意味で後者を採用した。

表-1 変位ベース設計法の手順

	内 容	詳 細
1	降伏変位の初期値 Δ_y の設定	計算開始時には $\Delta_y = 0.05H$ 程度とする。 (H: 橋脚基部塑性ヒンジから上部工慣性力作用位置までの距離とする)
2	塑性ヒンジの塑性回転角 θ_p を設定	ここでは、限界状態を $\theta_p = 0.015$ と 0.03 と設定する
3	塑性ヒンジの塑性回転角が限界状態に達した時の設計変位 Δ_d を求める	静的非線形解析により降伏変位を求め、塑性ヒンジの塑性回転角が限界状態に達した時の設計変位 Δ_d を算出 $\Delta_d = \Delta_y + \theta_p \cdot H \quad (1)$
4	構造物の等価減衰定数 ξ の推定	適当な応答塑性率~減衰定数関係より求める。 本論では、剛性低下型武田モデルによった。
5	変位応答スペクトルより設計変位 Δ_d に対応する等価固有周期 T_d を求める	2. 2 に詳述
6	設計水平力の算出	2. 2 に詳述
7	弾性剛性および降伏変位の算出	弾性理論を用いて弾性剛性を求めて降伏変位を算出
8	収束判定	終局変位、応答塑性率、等価減衰定数を求め解が安定するまで部材寸法と配筋のトライアル計算を行う
9	横拘束筋の算出、構造細目、上部工照査	横拘束筋の必要量を求める

2. 2 変位ベース設計法における設計計算

今回の変位ベース設計法で実施した設計計算は、以下のような考えに基づいておこなった。

まず、降伏変位 Δ_y の初期値を仮定する。これは、最終的な結果には大きな影響を及ぼさない。ここでは、 $\Delta_y = 0.05H$ (H: 橋脚基部塑性ヒンジから上部工慣性力作用位置までの距離) とした。

等価減衰定数 ξ は RC 部材の履歴モデルとして一般に用いられている剛性低下型武田モデルを用いて次式より求められ、その結果を図-1 に示す。

$$\xi = 0.05 + \frac{(1 - \frac{1-r}{\sqrt{\mu}} - r\sqrt{\mu})}{\pi} \quad (2)$$

ここに、

r : バイリニア系における 2 次剛性比

($r=0.05$ とする)

μ : 応答塑性率 ($= \Delta_d / \Delta_y$)

変位応答スペクトルは、道路橋示方書 V 耐震設計編 (以下、道示 V) に示されている加速度応答スペクトルより求めた。加速度応答スペクトルから変位応答スペクトルへの変換は次式による。

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (3)$$

ここに、

S_d : 変位応答スペクトル

S_a : 加速度応答スペクトル

ω : 固有円振動数 (Hz)

図-2 に道示 V のレベル 2 (タイプ II, I 種地盤) 地震動の加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルとの相関図を示す。最大応答時の等価固有周期 T_d および等価剛性 K_e は、以下のように表される。

$$T_d = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_e}} \quad (4)$$

$$K_e = \frac{4\pi^2}{T_d^2} M \quad (5)$$

ここに、 M は等価重量とする。

最大応答時の要求耐力 F_u は、次式による。

$$F_u = K_e \Delta_d \quad (6)$$

等価バイリニア型応答における設計要求耐力 F_n は、次式により求められる。

$$F_n = \frac{F_u}{r\mu - r + 1} \quad (7)$$

予備設計において仮定しておいた部材寸法および配筋から弾性理論を用いて、弾性剛性 K_i を算出して降伏変位 Δ_y および設計変位 (全体変位) Δ_d を求める (図-3 参照)。

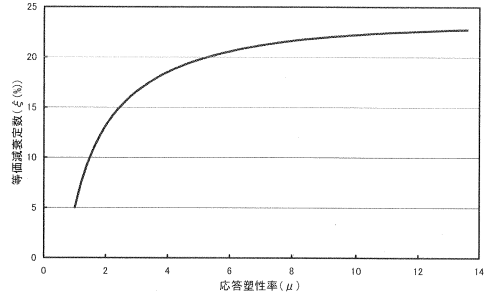


図-1 等価減衰定数～応答塑性率関係

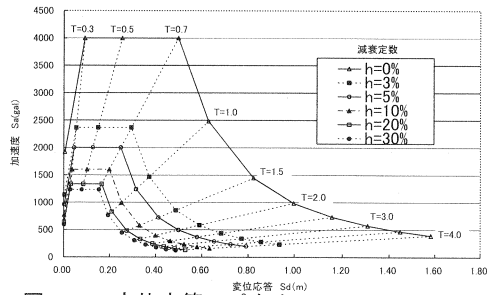


図-2 変位応答スペクトル～
加速度応答スペクトル関係
(レベル 2 地震動 (タイプ II))

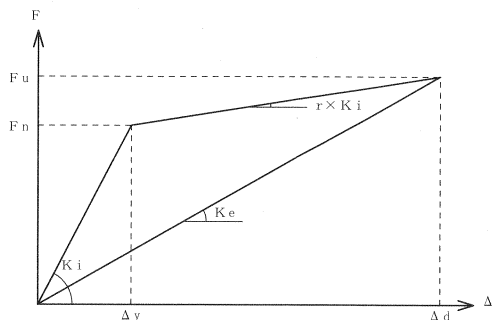


図-3 変位-耐力関係～等価剛性関係

変位の算出および部材寸法や配筋の適正化は、全体変位、応答塑性率、等価減衰定数を求め解が安定するまで降伏変位の初期値を設定し直して、表-1の5~8のプロセスを繰り返しておこなう。なお、収束判定条件は全体変位 Δ_d が±5%以内となることを条件とした。

ここで、限界状態の設定に関して文献¹⁾では損傷制御限界状態を「地震応答が大きくなり、この状態を超えると経済的にも技術的にも補修不能となる状態」としており、損傷制御限界状態としては塑性回転角 $\theta_p=0.03$ が適当であるとしている。今回は、比較のため塑性回転角を $\theta_p=0.015$ としたものと $\theta_p=0.03$ としたものと2ケース設けて比較検討をおこなった。

横拘束筋は、わが国での適用を考えると道示Vに基づき設計変位 Δ_d までの変形が可能となるように設定する方法も考えられるが、Priestleyらは横拘束効果により ϵ_{cu} を担保するための横拘束筋の必要量 ρ_s を文献¹⁾における提案式で以下の様に求めるとしている。

$$\rho_s = (\epsilon_{cu} - 0.004) \times \frac{f'_{cc}}{1.4 \times f_{sy} \times \epsilon_{su}} \quad (8)$$

ここに、

- ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ
- f'_{cc} : 拘束コンクリートの最大応力
- f_{sy} : 横拘束筋の降伏強度
- ϵ_{su} : 引張強度時の鉄筋ひずみ

3. 構造解析モデル

図-4、5に示すようにセメント安定処理土を背面地盤とする支間長35.0mのPRCポータルラーメン橋をモデルとする。下部工の部材寸法は予備設計段階において求めたものを示している。解析では背面土にセメント安定処理土を想定しているため地震時土圧や減衰効果の影響は無視するものとする。

各部材のモデル化は表-2に示すとおりである。塑性ヒンジのモデル化は、道示Vに示されている完全弾塑性型のバイリニアモデルとし、第1塑性ヒンジが初降伏に達した時点の上部工慣性力作用位置の変位を降伏変位とした。材料諸元は、表-3のとおりとする。

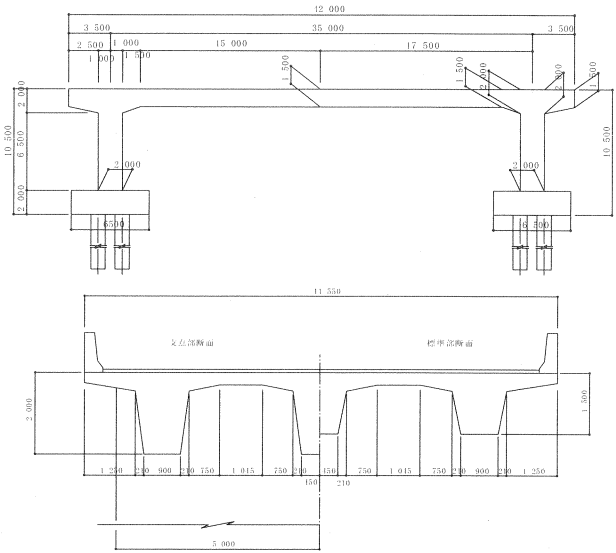


図-4 モデル橋梁構造図

表-2 部材のモデル化

	部材種別	要素種別
上部構造	全部材	線形梁要素
下部構造	塑性ヒンジ	非線形回転ばね (バイリニア型)
	上記以外	線形梁要素
基礎工	杭基礎	ばね要素

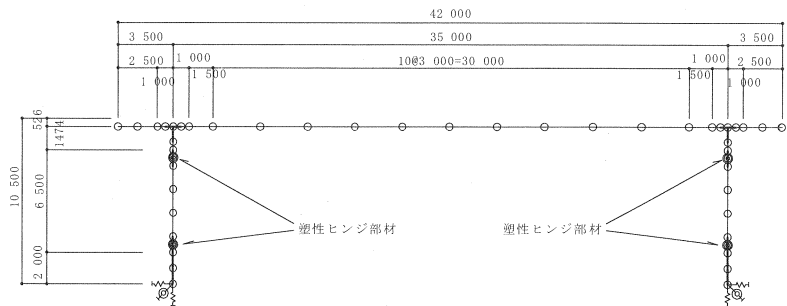


図-5 解析モデル図

表-3 材料諸元

材料	規格
上部工コンクリート	$f'_{ck}=36 \text{ N/mm}^2$
下部工コンクリート	$f'_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$
鉄筋	SD345
PC鋼材	SWPR19 1S28.6

4. 結果と考察

表-4に設計結果の主要数値を示す。

表-4 変位ベース設計法による設計結果

	単位	ケース 1	ケース 2	備考
塑性ヒンジの塑性回転角 θ_p	rad	0.015	0.030	
下端塑性ヒンジから上部工慣性力作用位置までの距離 H	m	7.474	7.599	
設計水平変位 Δ_u	m	0.140	0.247	(1)式より
降伏変位の初期値 Δ_y	m	0.028	0.019	静的非線形解析より
応答塑性率 μ	-	5.00	13.00	
等価減衰定数 ξ	-	0.198	0.227	(2)式より
等価固有周期 T_e	sec	0.67	1.32	応答スペクトル曲線より
等価質量 M	t	1219.8	1179.2	
等価剛性 K_e	kN/m	107279	26718	(5)式より
弾性剛性 K_i	kN/m	439664	207404	弾性理論より
終局水平力 F_u	kN	15031	6599	(6)式より
設計水平力 F_d	kN	12524	4124	(7)式より
断面形状	-	2.0×10.0m	1.5×10.0m	
軸方向鉄筋	-	D32×etc150 2段	D32×etc150 1.5段	etc150の配筋で 1列あたり64本
修正降伏変位 Δ_y	m	0.028	0.020	(= F_d/K_i)
修正全体変位 Δ_u	m	0.143	0.258	
(修正変位 Δ_u / 初期設定変位 Δ_u)	-	1.017	1.047	
判定 (判定基準: ±5%)		OK!	OK!	
コンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu}	-	0.0103	0.0161	
最大応力時の鉄筋ひずみ ϵ_{su}	-	0.120	0.120	文献 ¹⁾ より
必要帯鉄筋体積比 ρ_s	-	0.00504	0.00963	(8)式より

本論では、PRCポータルラーメン橋をモデルに等価線形化法による変位ベース設計法の適用を試みた。結果を要約すると以下ようになる。

- (1) ケース1とケース2を比較すると、塑性回転角を抑えたケース1では断面が大きく軸方向配筋量が多くかつ横拘束筋量が少なくなり、塑性回転角を大きく許容したケース2では断面・配筋量とも小さくなる一方、変形性能を確保するため横拘束筋が増大する結果を得た。
- (2) それぞれのケースの設計作業は3回のトライアルにより収束させることができた。大きな労力を要することなく、比較的簡便に部材寸法や配筋の適正化が可能と思われる。
- (3) 今回のモデルでは、いずれも下側の塑性ヒンジ部材が降伏した後に上側の塑性ヒンジが降伏する結果を得たが、上側の塑性ヒンジ部材が先行して降伏する場合では適用が困難であるため、本設計法の適用にあたっては破壊モードの検証が重要となる。

6. まとめ

本論では、PRCポータルラーメン橋を対象として変位ベース設計法の適用を試みた。変位ベース設計法は、地震時における構造物の挙動を設計で想定した限界状態に近づけることができるほか、限界状態を明確な形で示すことができる。このため、重要構造物等で変位制御をおこないたい場合や土工部との段差を抑制したい場合等、変位に着目して設計を行う場合に対して有用であり設計手法としても比較的簡便である。本設計法をわが国において実際に適用する場合には、限界状態の設定、鋼材とコンクリートの応力-ひずみ関係および必要帯鉄筋比の算出法等に関する議論が必要と思われるが、有用な設計手法の一つとなり得ると考えられる。

参考文献

- 1) M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley Interscience, 1996, 川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, 1998. 4.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書 V (耐震設計編), 2002. 3.