

I-B 325 変位ベース設計法に基づく免震設計の適用性

東京工業大学大学院 学生会員 ○荒井智代
 東京工業大学 フェロー会員 川島一彦
 東京工業大学 正会員 庄司学

1. まえがき

じん性設計では、設計に必要なパラメーターとしては荷重よりも変位、変形が重要である。本研究では、変位・変形をベースに設計体系を組んだ変位ベース設計法（Displacement-Based Design）に基づき、Calvi らが提案している免震設計法¹⁾²⁾を日本流に解釈し直し、それを適用した結果について報告する。

2. 変位ベース設計法に基づいた免震設計

従来の荷重ベース設計法が強度を基に設計するのに対して、変位ベース設計法は変位を基に設計する。構造物の限界状態は一般に変位や曲率で表現することから、変位ベース設計法ではこの限界に達しないように設計する事が可能になる。

Calvi らが提案した設計法を、道路橋示方書に基づいて再構成した免震設計の流れを図1に示す。この方法は、設計振動単位ごとに、桁に許容する最大変位 u_{se} を想定し、橋の減衰定数 ξ_{se} の下で設計に考慮する変位応答スペクトルに対してある与えられた u_{se} が生じるような等価固有周期 T_s を求め、橋脚や免震装置の有効剛性 k_p 、 k_{de} を求めるものである。今、簡単にするために一基の橋脚（基礎を含む）-免震装置系を取り出し、橋脚、免震支承および全体系の水平力-水平変位の関係を図2のようにモデル化する。ここで免震支承に想定する最大変位（設計変位） u_{de} が生じた時にも橋脚には塑性ヒンジが生じないように、 u_{de} に相当する作用力が橋脚の降伏耐力 P_{py} の85%以下であるとすれば、桁に生じる最大変位（桁の設計変位） u_{se} は次式のようになる。

$$u_{se} = 0.85 u_{py} + u_{de} \quad (1)$$

図2(c)に示すように、全体系の降伏変位 $u_{sy1} = u_{dy} + u_{py} \cdot P_{dy}/P_{py}$ であり、ここで Calvi らは $P_{py} \approx 0.85 P_{py}$ と仮定（図2(b)参照）し、全体系のじん性率 μ_{se} を次式で与えている。

$$\mu_{se} = \frac{u_{se}}{u_{dy} + 0.85 u_{py}} \quad (2)$$

u_{dy} 、 P_{dy} は免震支承、 u_{py} 、 P_{py} は橋脚の降伏変位および降伏耐力である。

また全体系の剛性を k_s とすると、橋脚の有効剛性 k_p は

$$k_p = k_s \left(1 + \frac{u_{de}}{0.85 u_{py}}\right) \quad (3)$$

これを基に、免震設計を行う。

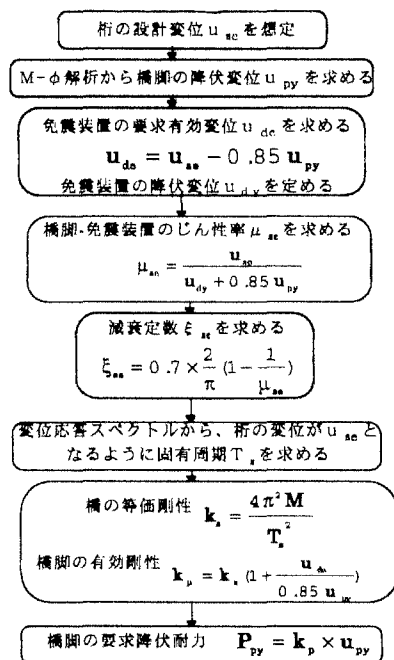


図1 変位ベース設計法に基づいた免震設計のフローチャート

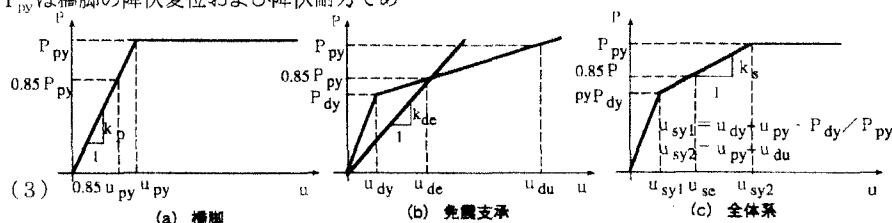


図2 変位-荷重の関係

キーワード：変位ベース設計法、免震設計、塑性化

連絡：〒152-8551 目黒区大岡山 2-12-1 (03)5734-2922

3. 適用例

桁長40@5=200mの5径間連続Iげた橋³⁾の中から、高さ10m、上部構造重量600tf、自重346.2tfのP1橋脚を取り出し、免震装置と橋脚に作用する断面力を検討した。設計の流れは以下のようになる。

(1) 桁の最大変位（設計変位） u_{sc} の想定

設計資料³⁾より、タイプII地震動に対する非線形動的解析による応答値は、免震支承では172.5mm、橋脚天端では29.9mmであるから、設計資料と同条件で検討を行うために、ここでは $u_{sc}=200\text{mm}$ と想定する。

(2) 橋脚の降伏変位 u_{py} 、免震装置の設計変位 u_{dc} と降伏変位 u_{dy} の算定

設計資料から $u_{py}=30.9\text{mm}$ とし、式(1)より $u_{dc}=173.7\text{mm}$ となる。また、 u_{dy} は設計資料に合わせ $u_{dy}=20\text{mm}$ とする。

(3) 全体系のじん性率 μ_{sc} と減衰定数 ξ_{sc} の算定

式(2)より、 $\mu_{sc}=4.32$ となり、このじん性率に相当する非線形応答をした場合の等価減衰定数 ξ_{sc} は、

$$\xi_{sc} = c_H \times \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu_{sc}}\right) \quad (4)$$

ここでCalviらに従い、係数 $c_H=0.7$ とすると、 $\xi_{sc}=0.342$ となる。

(4) 桁の変位が u_{sc} になる固有周期 T_s の算定

図3に示すH8道路橋示方書のタイプII（I種地盤）の地震時応答スペクトルを用い、減衰定数 $\xi_{sc}=0.342$ の時に桁に設計変位 $u_{sc}=200\text{mm}$ に相当する変位が生じるような固有周期 T_s を求めると、1.70秒になる。

(5) 橋脚の要求耐力 P_{py} の算出

全体系の等価剛性は $k_s = 4\pi^2 M / T_s^2$ から、 $k_s=981.1\text{tf/m}$ となり、式(3)より橋脚の有効剛性は $k_p=7470.2\text{tf/m}$ となる。したがって、橋脚の降伏耐力は $P_{py}=k_p \times u_{py}=230.8\text{tf}$ となる。

4. 変位ベース設計法と設計資料の試算例との比較

比較した結果を表1に示す。免震支承の設計変位は、設計資料で231mmと想定されているのに対して、変位ベース設計法では174mmと小さいが、より非線形動的解析結果に近い。これを反映し、設計変位時に免震支承に作用する水平力も変位ベース設計法の方が小さい。橋脚の要求降伏耐力 P_{py} は、設計では設計震度の最小値によって決められたものである。非線形動的解析では橋脚は塑性化する直前となっているが、最小値の規定がなければ、橋脚は塑性化し、免震効果が期待できない事も予想できる。一方、変位ベース設計法では式(1)の関係を満たしているため、橋脚に塑性ヒンジは生じない。

5. 結論

橋脚の塑性化に関して、示方書では等価設計震度の最小値の規定で押さえられているのに対し、変位ベース設計法では塑性化させないという考え方に基いており、作用力の関係を明確にとらえている点は重要である。

参考文献：1) M.J.Priestley, F.Seible, and G.M.Calvi: Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley Interscience, 1999 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強、技報堂、1998 2) G.M.Calvi and A.Pavese: Conceptual Design of Isolation Systems for Bridge Structures, Pro.2nd Italy-Japan Workshop on Seismic Design and Retrofit of Bridges, Technical Memorandum of PWRI, No.3503, Public Works Research Institute, Ministry of Construction, 1997 3) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、平成9年3月 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、平成8年12月

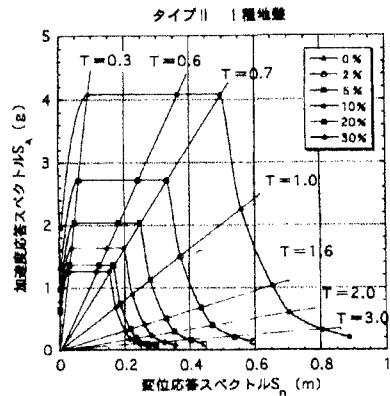


図3 変位応答スペクトル

部材	設計値	設計資料	変位ベース設計法
免震支承	降伏変位 u_{dy}	20mm	20mm
	設計変位 u_{dc}	231(173)mm	174mm
	設計変位時の水平力	290(247)tf	197tf
橋脚	要求降伏耐力 P_{py}	309(299)tf	231tf
	地震時保有水平耐力 P_R	356tf	-

注) ()内は3種標準波形に対して非線形動的解析から求められた応答の平均値

表1 変位ベース設計法と設計資料の試算例と比較