

## 鋼桁橋の耐震設計法の変遷と制震技術 Transition of Seismic Design Method of Steel Girder Bridges and Seismic Control Technologies

頭井 洋 摂南大学 名誉教授  
ZUI, Hiroshi Professor Emeritus, Setsunan University

This paper describes the evolution and the current situation of the seismic design method and the seismic control technologies about the road steel girder bridges. The transition of the seismic code is outlined and the seismic control technologies of the steel bridges are introduced centering on the damping devices used for the steel girder bridges. In addition, the estimating methods are explained for the maximum displacement of bridges during large earthquakes.

キーワード: 鋼桁橋, 耐震設計, 制震技術, 制震部材, 橋脚

**Keywords** : steel girder bridges, seismic design, seismic control, seismic devices

### 1. はじめに

近年, 構造物の塑性域における地震応答を, 変位や変形を指標に評価できるようになり, 橋梁設計の基準となる道路橋示方書等でも性能規定設計が採用されるようになった<sup>(1), (2)</sup>. 本文では, 道路橋の代表的構造である鋼桁橋とそれらを支える鉄筋コンクリート製 (RC) 橋脚を中心に道路橋の耐震設計法や制震技術の変遷と現状に関し概説する. 2章では長年用いられてきた震度法と許容応力設計法から最新の性能規定型設計まで道路橋設計示方書の変遷について概説している. 3章では, 鋼桁橋に用いられている制震部材を中心に鋼橋の制震技術を紹介する. 4章では, 耐震設計や制震設計の重要な指標である大地震時の最大変位の推定法について解説する.

性能規定設計では目標となる耐震水準を適切に設定しこれを確実に達成することが重要であり, 従来の耐震技術よりも高いレベルの耐震性に関する包括的知識と構造全体系, 部材系の両者に対して, 外力, 断面決定, 耐震性照査の技術が必要になる. 本文がその整理と理解の一助になれば幸いである.

---

<sup>1</sup> 【原稿受付】 2017年7月21日, 【掲載決定】 2017年9月15日

<sup>2</sup> 【著者連絡先】 頭井 洋 摂南大学, 名誉教授 e-mail: zui@civ.setsunan.ac.jp  
〒573-1103 大阪府枚方市北楠葉町 32-1

## 2. 道路橋設計示方書の変遷

道路橋の設計に地震の影響を具体的に考慮するようになったのは1923年の関東地震以降である。設計水平震度0.1~0.3程度を用いた静的水平力(=有効重量×水平震度)と許容応力度法とを組み合わせた震度法が耐震設計法の中心であった。その後の地震被害の経験とともに、設計地震力や保有水平耐力法など重要な規定が整備されてきた。1964年の新潟地震では、地盤の液状化・流動化により下部構造に大きな変形が生じ上部構造の落下が生じた。1971年に、液状化の可能性を土質特性から判定し、液状化層の支持力を無視して基礎を設計する設計法が導入された。同時に下部構造に不測の大変形が生じた場合や支承が破損した場合にも上部構造の落下を防止する落橋防止構造の考え方が世界で初めて取り入れられた。1978年の宮城県沖地震で生じたRC橋脚や支承の被害経験後の研究成果をもとに、1990年の道路橋示方書改定では、RC橋脚の地震時保有水平耐力法の規定が初めて取り入れられた。許容応力度法と震度法に基づく耐震設計法のみであった耐震規定から、限界状態設計法を取り入れた設計法へ踏み出した画期的な変化であった。同時に、現在のレベル2(L2)地震動のtype I地震動に相当する最大で震度換算1の値を有する地震力や加速度応答スペクトルに基づく動的解析用標準波形、エネルギー一定則に基づくRC橋脚の曲げ破壊や終局強度に基づくせん断破壊の照査なども取り入れられるなど、最新の耐震設計の基になる大幅な改定も行われている。兵庫県南部地震の甚大な被害を受けて、1996年に改定された道路橋示方書改定では、1990年に導入されたRC橋脚の地震時保有水平耐力法の照査法を拡張し、地震の影響が卓越するすべての部材に地震時保有水平耐力法が適用されることになった。内陸直下で発生するマグニチュード7級の地震動を新たにtype II地震動として導入し、L2地震動のtype I地震動およびtype II地震動から構成される現在のスタイルの設計地震力の規定になった。1996年度版示方書に示された地震時保有水平耐力法では、橋脚の破壊形式をa)曲げ破壊型、b)曲げ損傷からせん断破壊移行型、c)せん断破壊型に分類し、それぞれの破壊形式に応じた保有水平耐力と許容塑性率を規定している。終局強度や終局変位の算定法も示され、帯鉄筋の横拘束効果を考慮したコンクリートの応力度ひずみ構成則を用いて塑性曲率を求め、塑性ヒンジ長を考慮して変形性能を求める方法やtype I地震動およびtype II地震動の地震動特性に応じた終局ひずみが規定されている。これらの構成則や規定には大型模型を用いた実験データが取り入れられている。さらに、地震による破壊に対する規定に加え、地震後の復旧可能性を表す指標として残留変位に関する規定も取り入れられている。

そして、2001年には、性能規定型の技術基準を目指し、要求性能を橋全体系の観点だけでなく構成部材ごとに明示するとともに、それを達成する従来からの耐震解析法も併記する書式にあらためられた。

性能規定型基準では、遵守すべき要求事項と性能の検証を前提に設計者の判断により変更/選択を可能にする事項とが明確にされていることが重要になる。遵守すべき要求事項と検証方法あるいはみなし適合仕様とを区分し、図1に示すように階層化されている。性能表現による要求水準までは遵守すべき事項とし、照査方法や評価方法は検証を前提に変更/選択が可能になっている。



道路種別および橋の機能、構造に応じて、重要度が標準的な橋をA種とし、高速道路や国道など特に重要度が高い橋をB種として区分し、耐震設計上の安全性、供用性、修復性に基づき表1のように3種類の耐震性能が規定されている。このように性能規定型の

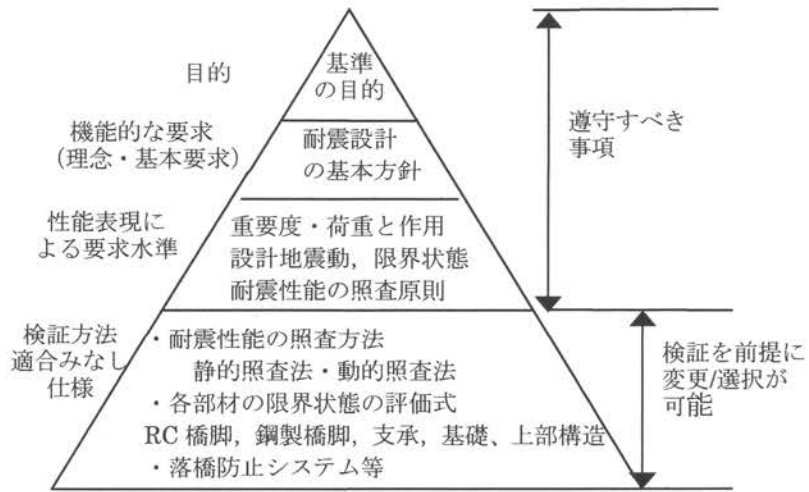


図1 道路橋示方書耐震設計編の階層化構造

書式にあらためられたが、地震動の種類や大きさ、保有水平耐力法の照査法などは1996年度版示方書と同じ内容である。2011年3月11日には、我が国における観測史上最大の東北地方太平洋沖地震が発生し、継続時間が長い揺れを観測するとともに太平洋沿岸地域では津波により甚大な被害が生じた。その一方、1996年以降の耐震基準に基づいて設計補修された橋については地震動による致命的な被害は見られず、基準の改定が耐震性の向上に効果を発揮していることが確認された。2012年の改定では前回以降の調査研究成果や東北地方太平洋沖地震による道路橋の被災事例や地震観測データを基に、L2地震動のtype I地震動が見直され、津波を考慮したうえで橋の構造を計画するよう規定が改定されたほか、橋脚や支承、落橋防止装置等の規定も見直された。現在はこの2012年版の示方書が用いられている。L2地震動に対しては、部材の非線形性を考慮した動的解析や設計が必要になり、

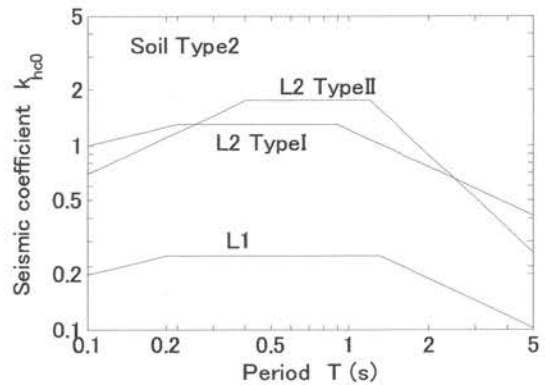
表1 耐震設計で考慮する地震動と目標とする橋の耐震性能

設計地震動		橋の耐震性能	
		橋の重要度	
		重要度が標準的な橋 (A種の橋)	特に重要度が高い橋 (B種の橋)
橋の供用期間中に発生する確率が高い地震 (レベル1(L1)地震動)		健全性を損なわない (耐震性能1)	
橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動 (レベル2(L2)地震動)	type Iの地震動(プレート境界型の大規模地震動)	致命的な被害を防止する (耐震性能3)	橋としての機能の回復をより速やかに行うために限定された損傷に留める (耐震性能2)
	type IIの地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)		

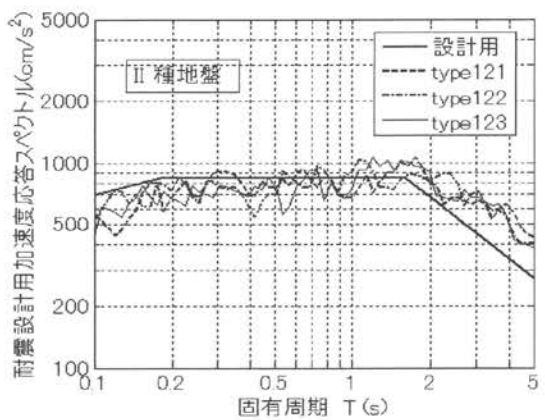
線形関係を基にした応答スペクトルに加え、地震動の時刻歴波形（地震波）が用意されている。現行の2種地盤のレベル1(L1 比較的頻度が高い中規模)地震動およびL2地震動のtype Iとtype IIの耐震設計用加速度応答スペクトル（震度換算）を図2(a)に、標準地震波3波の時刻歴波形より求めた加速度応答スペクトルと設計用スペクトルとの比較を図2(b),(c)に示す。地盤種別ごとに定められた標準地震波は、観測地震波を設計用加速度応答スペクトルに合致するよう周波数特性が調整されている。図2(c)に例を示すように、type II・II種地盤の標準地震波type 221とtype 222は、JR 鷹取駅構内で観測されたNS成分とEW成分の観測波を基に作成されている。L1地震動に比べ、L2地震動の応答スペクトルは5～10倍の作用地震力になる。頻度は小さいが大きな被害をもたらすL2地震動に対し、健全性を損なわない耐震性能1を確保することは、経済性の観点から難しく、L1地震動に対しては耐震性能1を確保し、L2地震動に対しては部分的な損傷は許容する2段階設計法が用いられている。表1に示した耐震性能2あるいは耐震性能3を確保するために、強度だけでなく変形性能や損傷制御など多様な観点から技術開発がすすめられている。特に、高度経済成長期に数多く建設された橋は最新の耐震基準を満足しておらず、その対策が大きな課題になっている。

### 3 鋼桁橋の制震技術

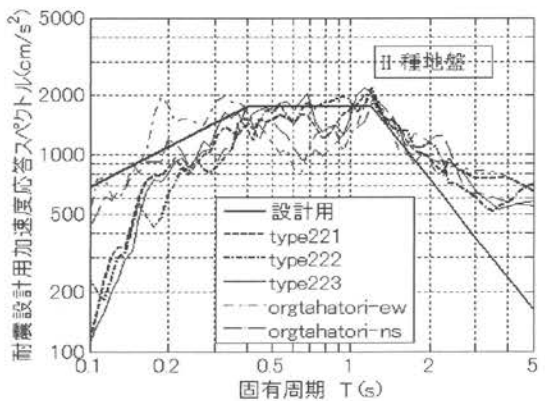
前章で述べたように、L1地震動に比べL2地震動の地震応答水平力は5～10倍と大幅に大きくなる。このため、L1地震動のみを考慮して設計架設された多くの既設橋の橋脚は補強が困難になる。そのため、地震力分散化対策や免震・制震技術について数多くの研究開発が行われている。本章では、鋼桁橋を対象に制震技術を紹介する。表2に、耐震構造・免



(a) レベル1・レベル2 type I type II



(b) レベル2地震動 type I・II種地盤



(c) レベル2地震動 type II・II種地盤

図2 道路橋示方書耐震設計加速度スペクトル



表2 耐震構造・免震構造・制震構造

耐震構造	構造体の強度を高め、地震の揺れに耐える
免震構造	構造体と基礎との間に積層ゴムなど変形しやすい要素を設置し、地震による地盤の揺れを直接構造体に伝えない
制震構造	構造体に制振装置を取付け、地震入力エネルギーを吸収し構造体の揺れを低減する

震構造・制震構造の要点を示す。

免震構造や制震構造を適用する際にも一定基準以上の構造強度が必要であり、耐震構造が基本になる。しかし、L2地震動に対し耐震構造のみで対応することは経済性から困難であり、免震構造や制震構造が多用されている。

免震構造は兵庫県南部地震で有用性が証明され、兵庫県南部地震以降急速に普及した。しかし、以下のような課題も存在する。

- ・ 免震支承の採用に伴う長周期化により上部構造変位が増大し、隣接構造との衝突が懸念される。
- ・ 上部構造変位と桁遊間を抑えるため長周期化を制限し、橋脚損傷をある程度許容することが多い。
- ・ 免震支承本来の機能を発揮するには、橋脚の剛性と強度を大きくする必要がある。
- ・ 軟弱地盤では、免震支承の採用が困難。

これらの課題に対応するため、既設橋の耐震補強法として、制震装置の活用により橋脚の剛性と強度をできるかぎり大きくしないですむ方法が望まれている。

制震装置には、粘性減衰型油圧ダンパー、金属の弾塑性履歴エネルギー吸収機構を利用した履歴型ダンパーなどが適用される。油圧ダンパーは、油圧シリンダーの粘性抵抗を利用した減衰装置で速度に比例した減衰抵抗力を有し、温度変化による緩やかな変位時には抵抗力を生じない特徴を有する。多くのメーカーで製品化されており、建築分野では多くの適用実績がある。台湾新幹線など橋梁分野でも適用例が増えている。図3に油圧ダンパーの例を示す<sup>(3)</sup>。

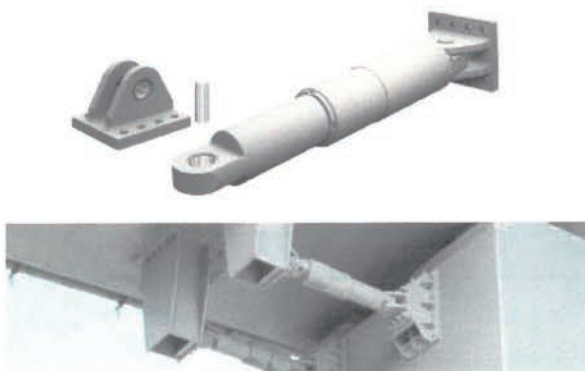


図3 油圧ダンパーの例<sup>(3)</sup>

弾塑性履歴型ダンパーには軸降伏型座屈拘束ブレース (Buckling Restraint Brace, BRB) やせん断降伏型ダンパー (Shear Panel Damper, SPD) が挙げられる。

BRBは、低降伏点鋼を細長い芯材として用い、芯材が座屈しないように剛性の高い座屈拘束部材で芯材を覆ったダンパーであり、引張りと圧縮の双方で同じエネルギー吸収性能を発揮する。エネルギー吸収性能が大きく剛性が高い利点を有するがある程度以上の長さが必要なので、橋軸直角方向の剛性が不足する既設の方杖ラーメン橋や上路アーチ橋の横

構ブレース材を BRB に置き換える場合などに適している. BRB も多くのメーカーで製品化されており, 図 4 にその例を示す<sup>(4)</sup>.

SPD は, せん断パネルの芯材として低降伏点鋼を用い, せん断パネルのせん断座屈後も安定した繰り返し変形能力を有するよう周囲を剛性の高い補剛材で補強したダンパーである. 固定側橋軸方向や橋軸直角方向の制震部材として利用され, 可動側橋軸方向に設置される SPD では桁の温度伸縮量を吸収する設置間隙を設けるなど常時の温度変化の影響を受けない設置法が用いられている. 油圧ダンパーや BRB に比べコンパクトで, 高強度・高剛性タイプの制震デバイスに分類でき, 上部構造の最大応答変位を小さくできる反面, 下部構造に伝達される地震力は大きくなる. 図 5 に SPD の例を示す<sup>(3),(4)</sup>. 最近, 波型鋼板を BRB の芯材や SPD のせん断パネルに用い中強度・中剛性化を図った制震デバイスの研究もみられる.

著者らも弾塑性履歴型ダンパーの一種である鋼製ベローズを提案している. 強度や剛性の大きさを調整でき, 中強度・中剛性から高強度・高剛性の制震デバイスとして利用できることと比較的小型軽量で低コストであることに特徴がある. 鋼製ベローズは桁端部や隣接する桁間に用いられ, 円筒部の曲げ変形により安定したエネルギー吸収性能を有する. これまでの研究により, 橋軸および橋軸直角方向の荷重変位履歴特性や終局強度特性を実験と解析により検討し, 降伏強度や降伏変位の設計式を提案している<sup>(5),(6),(7)</sup>.

図 6(a)に示す大円部と 2つの小円部を有する  $\Omega$  型ベローズと同(b)に示す  $\Omega$  型から

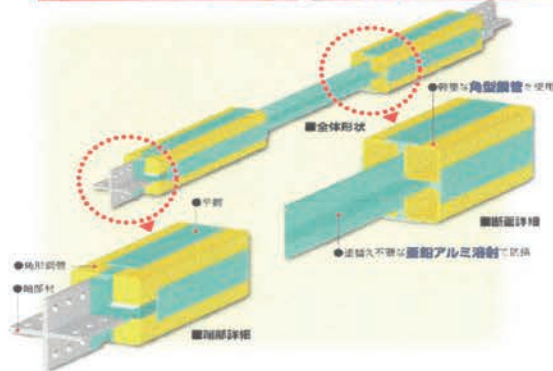


図 4 座屈拘束ブレースの例<sup>(4)</sup>

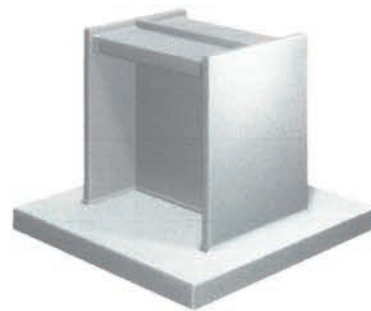
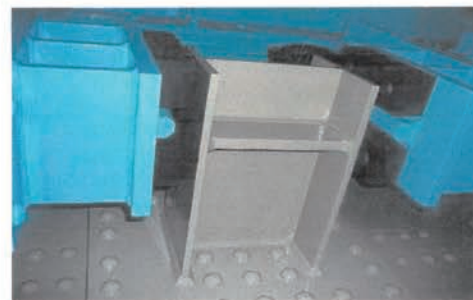


図 5 せん断降伏型ダンパーの例<sup>(3),(4)</sup>



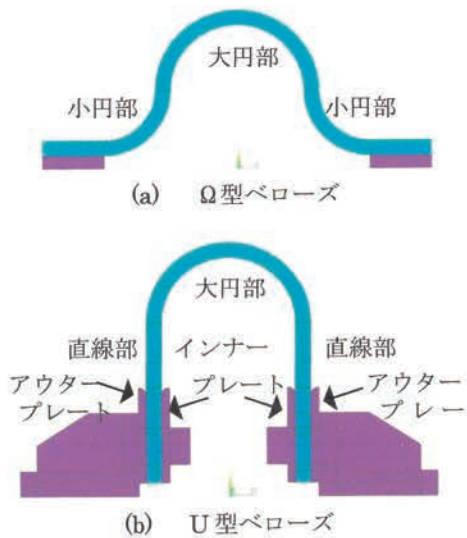
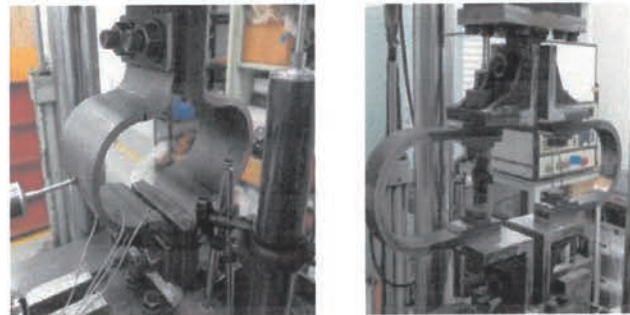


図6 2種のベローズ片側断面図



(a) Ω型ベローズ (b) U型ベローズ

図7 ベローズ疲労実験状況

小円部を除去し半円筒状に曲げ加工したU字形の直線部に固定治具を取り付けたU型ベローズの2種について実用化を進めている。図6に示したΩ型およびU型ともに片側二つを一組にして用いる。Ω型は固定治具なしに直接桁に

固定できる利点を有するが固定部近傍に大きなひずみが生じる。U型は直線部下端の固定部に固定部近傍に生じるひずみ集中を緩和するインナープレートとアウタープレートをベローズ本体と固定治具間に挿入している（特許第6092088号）。現在、他大学や民間会社2社と共同で、残された課題である低サイクル疲労損傷性能や制震設計法の確立に向けて研究開発を進めている。図7は鋼製ベローズの疲労実験状況を示している。

#### 4 大地震時の最大変位の推定法

前章で紹介した制震部材を既設橋や新設橋の制震法として適用する場合、どのような制震部材を設置すれば十分な制震効果を発揮できるかを効率よく予測できれば便利である。予測内容の重要な項目として、L2地震動のtype IとIIの各地震動により生じる構造物の最大変位がある。L1地震動に対しては、健全性を損なわない耐震性能1を満足する必要があるため、制震部材も非線形挙動を生じない弾性範囲内に留めることが基本になり、基本周期を適切に算定すれば線形挙動を前提とした設計応答スペクトルより最大変位を推定できる。L2地震動に対しては、制震部材の塑性域での履歴に伴うエネルギー吸収性能による減衰効果を利用するが、エネルギー吸収量は変位に依存し、設計応答スペ

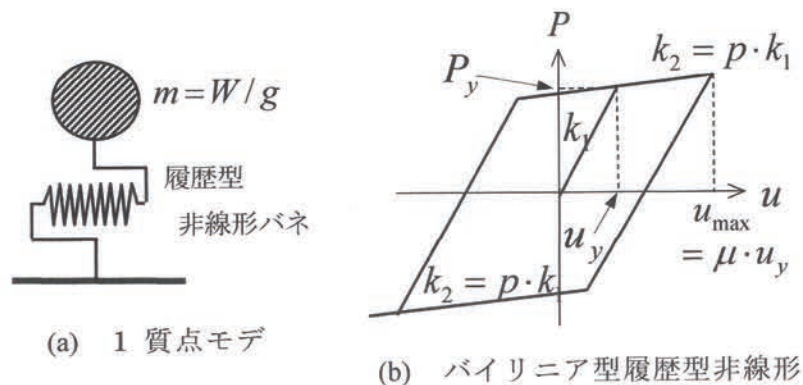


図8 履歴型非線形バネ1自由度モデル

クトルより最大変位を推定できない。そのため、等価線形化法、非線形スペクトル法、など様々な最大変位推定法が提案されている。いずれも基本となるモデルは、図 8(a)に示す履歴型非線形バネに支持された 1 質点 1 自由度系モデルであり、このモデルの地震入力に対する最大応答変位が推定値となる。履歴型非線形バネの荷重変位関係は図 8(b)に示すように扱いが容易なバイリニア型で近似されることが多い。図 8(b)で  $u_y$  は降伏変位、 $P_y$  は降伏強度、 $k_1$  は 1 次剛性、 $k_2$  は 2 次剛性、 $p$  は 2 次剛性と 1 次剛性との比を表す。

等価線形化法は、非線形バネを等価な線形バネと減衰に置換して、線形モデルの固有周期と減衰値および応答スペクトルを用いて最大応答値を求める。最大応答値を仮定し等価な線形剛性と減衰値（剛性低減・減衰増大モデル）を算出するため、一般には最大変位の仮定値と得られた最大変位とが所要の精度で一致するまで計算を繰り返す必要がある。塑性率や降伏強度と重量の比などを用いて等価な線形剛性（等価周期）と減衰値を推定する式がいくつか提案されている。これらを用いると繰り返し計算なしに、最大応答値を計算できる<sup>(8)</sup>。

図 8 に示すバイリニア履歴型の非線形ばねで支持された 1 自由度モデルの最大変位応答値の予測計算法として、非線形応答スペクトルが提案されている<sup>(9)</sup>。1 自由度モデルに特定の地震波を入力したとき、入力エネルギー  $E$  を質量の大きさに関係ないように、等価速度  $V_e$  に置換して、等価速度で表した弾性周期に対する入力エネルギーの応答スペクトルを用いる。応答が弾性範囲を大きく超える非弾性領域では、エネルギー消費の大部分を履歴吸収エネルギーが受け持つことから入力エネルギーと吸収エネルギーはほぼ等しいと仮定できる。したがって、非線形ばねの最大変位での 1 サイクル間の履歴吸収エネルギーの  $n$  倍で入力エネルギーを近似し最大変位での履歴サイクル数  $n$  を仮定することにより最大変位応答値を算定できる。レベル 2 地震動の type II では履歴サイクル数は 2~4 回程度になる。この方法では、最大変位での履歴サイクル数  $n$  の仮定値により最大変位応答の推定値が左右される。1 自由度系では、非線形ばね系であっても、非線形ばねの降伏強度と重量との比  $P_y/W$  をパラメータにした最大変位応答に関する非線形応答スペクトルは、質量の大きさに関係なく同じ変位応答スペクトルが得られる。そこで、著者は、直接、最大変位応答の推定値が得られる非線形変位応答スペクトルを用いる推定法を提案している<sup>(7)</sup>。

図 9 が、地盤種別 II のレベル 2 地震動の type II 標準地震波 3 波を用いて  $P_y/W = 0.3, 0.4, 0.5$  について計算

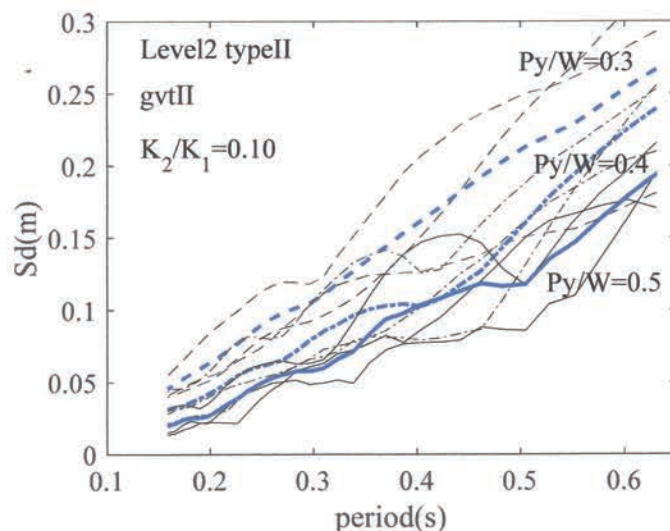


図 9 非線形変位応答スペクトル



表3 耐震構造・免震構造・制震構造

桁種類	桁長(m)	モデル名	上部構造総重量 $W_u$ (kN)	ベローズ降伏変位 $u_y$ (mm)
単純桁	20	sg20	2000	2.0 4.9 7.5
	40	sg40	4000	3.3 4.9 7.5
連続桁	2@30=60	cg60	6000	5.0 7.5
	3@30=90	cg90	9000	6.4 7.5

した非線形変位応答スペクトルである。横軸の周期は非線形ばねの1次剛性より求められる弾性周期，縦軸は最大変位を示している。図9の青色で示した太線は3波の平均値であり，この平均値を最大変位推定値として用いる。

等価線形化法と非線形変位応答スペクトルのそれぞれを用いた最大変位推定法の精度を図10に示すモデルにより比較する。このモデルは，ベローズの簡易設計法と非線形変位応答スペクトルを用いた最大変位推定法を提案した文献(7)で用いたモデルである。表3に，各モデルの上部構造重量および左右両端の橋台に設置したベローズの降伏変位を示す。1日の温度振幅を片振幅10℃(全振幅20℃)，桁長の1/2を有効桁長として求めた桁温度伸縮量より大きくなるよう降伏変位を設定している。ベローズの降伏強度は，上部構造最大変位が10cm程度以下となるよう左右両橋台の合計の降伏強度と上部構造重量との比を0.3( $P_y/W=0.3$ )とした。円筒部半径60~80mm，ベローズ板厚12~16mm，ベローズ高さ150~700mmのベローズを左右両橋台4個，計8個用いている。上部構造重量，支承，橋台，橋脚の諸元等の構造特性は文献(7)に示した値をそのまま用いている。

剛性低減・減衰増大モデルを用いる等価線形化法の等価周期 $T_{eq}$ と等価減衰 $h_{eq}$ は次式で与えられる。

$$T_{eq} = T_0 \sqrt{\frac{\mu}{1-p+p\mu}} \quad (1)$$

$$h_{eq} = h_0 + \frac{2(1-p)(\mu-1)}{\pi\mu(1-p+p\mu)} \quad (2)$$

式(1)と(2)は，道路橋設計示方書の免震支承の設計で与えられている式と同じものでエネルギー一定則より求められる。式(1)，(2)で $T_0$ は図8の1次剛性より計算される弾性周期，

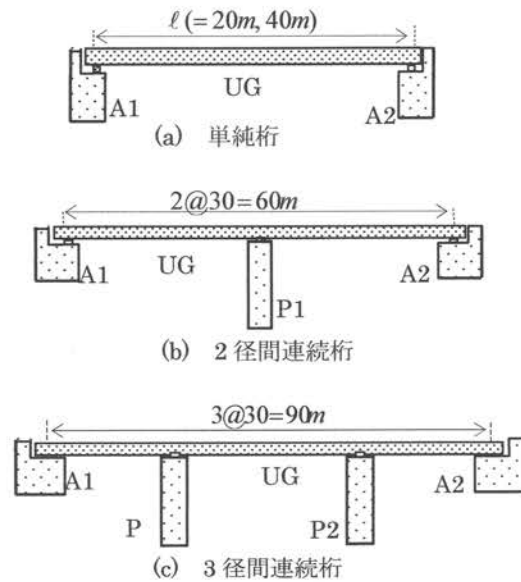


図10 設計計算モデル

$p$  は 2 次剛性と 1 次剛性との比,  $\mu$  は最大変位と降伏変位との比で与えられる塑性率,  $h_0$  は線形減衰を表す. 最大変位は最初不明なので仮定した値と得られた値とが所要の精度で一致するまで繰り返し計算が必要になる. 繰り返し計算なしに, 最大応答値を計算できる弾性応答修正係数法では, 塑性率の代わりに最大作用力と降伏強度との比  $R (=mS_d/P_y)$  を用いて, 等価周期  $T_{eq}$  と等価減衰  $h_{eq}$  を次式で与えている<sup>(8)</sup>.  $S_a$  は線形加速度応答スペクトルである.

$$T_{eq} = T_0 \sqrt{\frac{R}{1+p(R-1)}} \quad (3) \quad h_{eq} = h_0 + 0.263 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{R}}\right) + 0.05(1-R)e^{-10T_0} \quad (4)$$

これらの等価線形化法より求めた最大変位推定値と, 図 10 の計算モデルの非線形動的解析より求めた最大変位とを図 11 に示す. 用いた地震波は, L2 地震動の type II, II 種地盤の標準地震波 3 波の中で最大変位を与える type 223 波 (図 2(c)参照) である. 図 11 には図 9 の非線形変位応答スペクトルも実線で示した. 黒線が type 223 波より求めたスペクトル, 青線が標準地震波 3 波の平均スペクトルを表している. 図 10 のモデルの各計算結果を, sg20  $\circ$ , sg40  $+$ , cg60  $*$ , cg90  $\times$  のマークで示している. 青マークで示した弾性応答修正係数法および赤マークで示した剛性低減・減衰増大モデルの二つの等価線形化法は近い値となり, 上部構造重量が大きくなり弾性周期が増大するとともに最大変位が大きくなる傾向はよく近似できている. しかし, 黒マークで示した非線形動的解析より求めた最大変位 (正解値) に比べ弾性周期が 0.25 秒以下ではかなり小さい推定値を与えている. 一方, 著者が提案している標準地震波 3 波の非線形変位応答スペクトルの平均値 (青実線) を推定値に用いる方法は非線形動的解析より求めた最大変位よりやや大きめの値になるものの非線形動的解析より求めた最大変位のよい推定値を与えている. 設計の観点からは安全側の大きめの推定値を与える非線形変位応答スペクトルを用いる方法は設計初期段階の最大変位推定法として適しているといえよう.

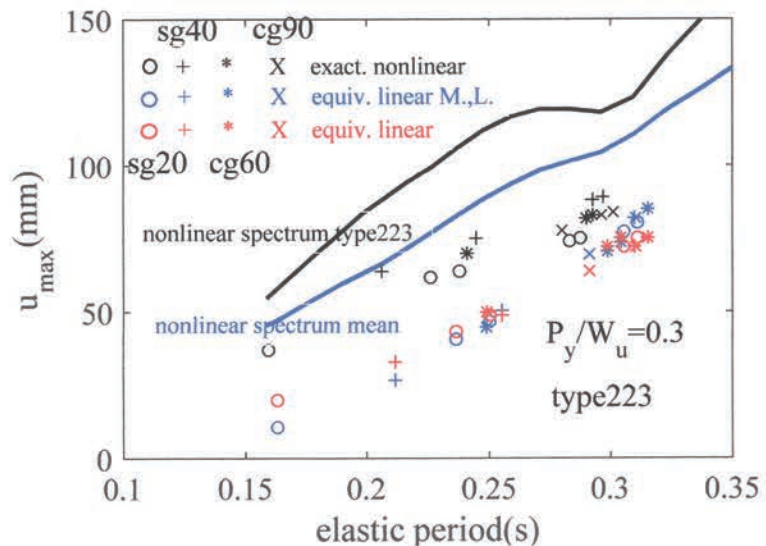


図 11 非線形変位応答スペクトルと最大応答変位の推定値との比較

## 5 あとがき

本文では鋼桁橋を中心に道路橋の耐震設計法や制震技術の変遷と現状に関し解説した. 道路橋設計示方書は度重なる地震被害の経験とともに, 地震力や設計法が見直されてきたがその変遷を概説し, 鋼桁橋に用いられている制震部材を中心に鋼橋の制震技術を紹介した. さらに, 耐震設計や制



震設計の重要な指標である大地震時の最大変位の推定法について解説した。兵庫県南部地震以降、著者が共同研究者や民間技術者の方々とともに長年取り組んできた鋼桁橋の制震部材に関する研究の過程で得た知見をもとにまとめたものである。これら共同研究者や民間技術者の方々をはじめ、協力いただいた摂南大学の卒研究生や院生に感謝します。

#### 参考文献

- (1) 日本地震工学会 性能規定型耐震設計法に関する研究委員会編, 「性能規定型耐震設計 現状と課題」, 鹿島出版会, (2006).
- (2) (社) 日本道路協会編, 「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」, (1996, 2001, 2012), 丸善
- (3) 「株川金コアテックホームページ」, <http://www.kawakinect.co.jp/>, (2017年7月14日閲覧).
- (4) 「高田機工(株)ホームページ」, <http://takadakiko.com/>, (2017年7月14日閲覧).
- (5) 頭井 洋, 大谷 修, 岡本安弘: エネルギー吸収型桁連結装置としてのベローズダンパーの力学特性, 日本鋼構造協会, 鋼構造論文集, 9-34 (2002), pp.77-86.
- (6) 頭井 洋: エネルギー吸収型桁連結装置としてのベローズダンパーの常時および地震時の力学特性, 日本鋼構造協会, 鋼構造論文集, 14-54 (2007), pp.105-120.
- (7) 頭井 洋, 田中賢太郎, 松村政秀, 吉田雅彦, 佐合 大: 桁制震装置の桁温度伸縮に対する一設計法と最大応答変位予測法, 日本鋼構造協会, 鋼構造論文集, 19-15 (2012), pp.41-53.
- (8) Lin, Y. and Miranda, E., " Non-iterative capacity spectrum method based on equivalent linearization for estimating inelastic deformation demand in buildings", *J.Struc. Mech. Earthquake Eng. JSCE*, No.773 (2004), pp1-7..
- (9) 松田泰治, 大塚久哲, 神農 誠, 入江達雄, 「変位制御型の道路橋の免震設計法に関する一考察」, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.46A (2000), pp.907-916.