

構造物の損傷過程を考慮した 非線形応答スペクトル法の適用

室野 剛隆¹・佐藤 勉²

 ¹鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部(〒185-8540東京都国分寺市光町2-8-38) E-mail:murono@rtri.or.jp
 ²鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部(〒185-8540東京都国分寺市光町2-8-38) E-mail:ben@rtri.or.jp

L2地震に対する橋梁・高架橋の耐震設計を行う際には,構造物の損傷を考慮して,地震に対する非線形 応答量を適切に評価する必要がある.その手法の1つとして,非線形応答スペクトルを用いる方法がある. 本論文では,具体的に非線形応答スペクトル法の適用性を検討するために,構造物を詳細にモデル化した プッシュオーバー解析と地震応答解析を実施し,非線形応答スペクトル(1自由度モデル)との比較を行 い,その適用性を検討した.その結果,非線形応答スペクトル法を適用する場合には,部材や地盤などが 降伏した物理的な点を降伏点とするのではなく,荷重~変位曲線上の明確な折れ曲り点を降伏点と定義す ることにより,精度良く応答値を評価できることが分かった.

Key Words : Non-linear response spectra, Strength demanded spectra, Load-displacement reslationship, yeilding point of stucturral system, Level 2 earthquake

1.はじめに

現行の耐震設計では,L2 地震動に対する構造物の安 全性を確保するために,構造物の損傷過程を考慮した応 答値の算定,耐震性能の照査が行われている¹⁰⁰.構造物 の非線形性を考慮した応答値の算定方法としては,地震 時保有水平耐力法¹¹に代表されるように,エネルギーー 定則に基づき,弾性応答量から非線形応答量を近似的に 求める手法や,非線形応答スペクトルを用いて直接的に 非線形応答量を求める手法(以下,非線形応答スペクト ル法と呼ぶ)²⁰,さらには動的解析による手法など, 様々な手法が耐震設計の実務で用いられている.

その中でも,非線形応答スペクトル法は,エネルギー 一定則のような近似的な手法ではなく,様々な非線形特 性を加味しつつも,非常に簡易に応答値を算定できると いう観点から,有用な手法と考えられている^{3,4)}.しか し,これらの研究では,非線形応答スペクトル法の概念 やそれを用いた照査フロー,具体的なスペクトルの算出 例などが議論されているものの,実際の橋脚等の耐震性 評価への適用性そのものについては議論されていない. 一方,鉄道構造物の耐震設計法では,先述したように設 計実務で既に非線形応答スペクトルが用いられている²⁾.

しかし,この中では,設計が安全側になるような各種の パラメータの設定がなされているものの[®],その精度と 適用範囲が近年では問題となるケースも見られる.

そこで,本論文では,非線形応答スペクトル法の適用 性を明確にすることを目的に,損傷形式が異なる壁式橋 脚やラーメン高架橋を検討対象として,損傷パターンと 荷重~変位関係の特性を明確にしつつ,各損傷パターン に対応して,非線形応答スペクトルの適用性を検討した. 特に,降伏点の定義と骨格曲線の考え方を中心にして検 討をしたので,その結果を報告する.

2.非線形応答スペクトル法

2.1 非線形応答スペクトル法

地震動に対する1自由度系の最大応答を,系の固有 周期Tをパラメータとして地震応答解析により算定し, 横軸に固有周期,縦軸に応答値をとって図示したものを 応答スペクトルという.一般には,系が線形とした場合 に求められる.しかし,レベル2地震動に対する構造物 の耐震設計においては,地震時に構造物が非線形領域に 入ることを許容せざるを得ない.こうした設計理念の表



図1 所要降伏震度スペクトルの作成方法の概念図

衣 = 非縁形心合人ヘクトルの下成示件の例	移応答スペクトルの作成条件の例 ⁹
-----------------------	------------------------------

モデル / パラメータ	設定値		
履歴モデル	Clough モデル		
第2勾配比α	0.05		
除荷時の剛性低下指数 eta	0.2		
減衰定数	h = 0.04/T		
降伏点の定義	構成部材の初期降伏		

現に便利なように構造物の非線形応答を応答スペクトル として表したものを総称して非線形応答スペクトルという.

非線形応答スペクトルには様々な型式のものがある. 特に,縦軸に降伏震度をとって,目標性能毎に固有周期 と降伏震度との関係を図化したものを所要降伏震度スペ クトル²⁰,または必要降伏強度スペクトル⁴などと呼ばれ ている.平尾ら³¹は損傷度指標 D⁵⁰を用いて,地震に対す る構造物の損傷度が所定の D 値に収まるために必要な 降伏耐力をスペクトル表示し,終局安全性を照査する方 法を提案している.家村ら⁴⁰も,耐震性能毎に損傷度指 標 D の制限値を定義し,構造物が所要の耐震性能を確 保するために必要な降伏耐力や塑性率などをスペクトル として表示し,構造物の耐震性能を照査する方法を提案 している.

一方,鉄道や道路の耐震設計では,性能を示す指標 として損傷度指標 D ではなく,塑性率または最大変形 量が採用されている^{1,2}.そこで,鉄道の耐震設計では, 構造物の応答塑性率が所定の値に収まるために必要な最 小降伏震度を,各塑性率ごとにスペクトルとして表示し (図1),プッシュオーバー解析の結果と最大変形量と の関係から,構造物の耐震性能を照査する体系としてい る.本研究でも,損傷を表現する指標として塑性率(最 大応答変形)を前提して以下の検討を進める.

2.2 非線形応答スペクトルの作成条件およびその適用 非線形応答スペクトルを作成するためには,図1から も分かるように,

- 1) 復元力特性
- 2) 減衰定数

を適切に設定する必要がある.ただし,非線形応答スペクトルは,構造物全体系を1自由度系で置換することを前提としているので,ここで言う,復元力特性や減衰特性は,構造物全体系としての復元力特性や減衰特性である必要がある.

そこで,本論文では,非線形応答スペクトル法を適用 する際の構造物全体系としての骨格曲線の考え方につい て検討を進める.なお,参考までに現在の鉄道構造物の 耐震設計では表1のような条件で非線形応答スペクトル が作成されている.

3. 検討方法

本論文では,非線形応答スペクトル法の精度向上と適 用性を検討するために,損傷形式の異なる壁式橋脚およ びラーメン高架橋を例に,詳細モデルによる動的解析結 果と,非線形応答スペクトルを作成するベースとなる1 自由度系モデルによる動的解析結果を比較しながら議論 を進める。

3.1 検討対象構造物

検討対象としたのは,一般的な規模の杭基礎形式の壁 式橋脚(Case1, Case2)および杭基礎形式のラーメン高 架橋(Case4)である.概略の一般図を図2に示す.な お,様々な損傷パターンについても検討するために,壁 式橋脚については,橋脚耐力と杭先端地盤の支持力を 1.2倍したもの(Case3)も検討した.

3.2 検討条件および解析モデル

(1) 入力地震動

鉄道構造物の耐震設計で標準的に用いられている設計 地震動(図3参照)を入力地震動として用いた.この地 震波は,断層近傍型を想定したものである(スペクトル 地震,G3地盤用)².

(2) 解析モデル

構造物全体系を図4のように,多質点系にモデル化したモデル(ここでは「詳細モデル」と呼ぶ)と,非線形応答スペクトルを作成する際のベースとなる1自由度系





モデルの2タイプについて検討した.

詳細モデルについては,下記の方針でモデル化した. 部材を梁要素と集中質量でモデル化した.地盤はバ ネでモデル化した.

橋脚く体およびラーメン高架橋の柱の非線形モデル はモーメント - 回転角関係でモデル化した.非線形 特性は Clough モデルとし,軸力変動依存性を考慮 した.

杭部材は,モーメント分布が曲線状を示すので,モ ーメント - 曲率関係でその非線形性をモデル化し, その軸力依存性は考慮しなかった.これは計算の安 定性を確保するためである.なお,軸力変動を考慮 した場合には,多少降伏点の値がずれるが,本論文 の結論には影響が無いことは確認済みである.

地盤ばねは,水平ばね,周面摩擦ばね,先端ばねの 3種類を考え,その非線形性はいずれも Bi-linear モ デルとしてモデル化した.

減衰は,部材3%,地盤10%とし,ひずみ比例型減 衰として減衰マトリクスを構築し,固有値解析を実 施し,1次および2次のモード減衰定数を算定した. 動的解析には,両モード減衰定数を満足するような Rayleigh減衰を用いた.

この詳細モデルに対して、プッシュオーバー解析およ



(c)ラーメン高架橋線路直角方向



図4 詳細解析モデルの概念図

び地震応答解析を実施した.

次に,1自由度系モデルは,下記の方針で設定した. 減衰定数は,多質点系モデルの固有値解析から 得られた1次モードの減衰定数を用いた. 骨格曲線の考え方は,4章で詳しく述べる.

4.構造物の損傷過程と荷重~変位曲線の関係

各構造物に対して,静的非線形解析を行い,橋脚天端 位置の荷重~変位曲線を算出した.図5にその結果を示 す.図5には,代表的なイベントも記入してある.また, 降伏点付近における各部材および地盤の塑性化の状況を 図6に示す.

4.1 橋脚下端の塑性化が顕著な場合

橋脚下端に塑性ヒンジが最初に形成されるタイプで, 本検討では,壁式橋脚の線路方向(Casel)や直角方向



(Case2)などがこれに相当する.

例えば,線路方向(Case1)では,橋脚下端がk_{hv}=0.42程 こ

度で降伏し,その後,荷重を増加させても他の部位への 損傷の進展は見られない.また,降伏震度が低いので, この程度の荷重範囲であれば地盤の塑性化は杭頭のごく 僅かな領域に限られている(図 6(a)).その結果,荷 重~変位曲線は,2直線で近似できる形状を示し,橋脚 が塑性化する震度で大きく折れ曲る.部材の初期降伏が, 構造物全体系の荷重~変位曲線の折れ曲り点と一致する (図 5(a)).

直角方向(Case2)でも,橋脚下端の降伏が先行する が,降伏耐力が高いため,地盤の塑性化の領域が線路方 向に比べるとほぼ倍に広がっているものの,まだ限定的 である(図6(b)).また,他の部材の塑性化も,図5 の荷重範囲内では見られない.その結果,この場合も, 橋脚が塑性化する震度で荷重~変位関係は明確に折れ曲 り,部材の初期降伏が,構造物全体系の荷重~変位曲線 の折れ曲り点と一致している.

橋脚下端の塑性化が先行するタイプの多くは,このように,荷重~変位曲線は概ね2直線で近似できる形状を示し,明確な折れ曲り点を有する.構造物全体系としての降伏点は,橋脚の降伏点(初期降伏)と一致する.

4.2 周辺地盤の塑性化が顕著な場合

橋脚の耐力が大きいタイプ(Case3)がこのケースに 相当する.橋脚の耐力が高いために,杭基礎部材の塑性 化が先行し,初期降伏は震度0.57に相当する.その後 も基礎部材が次々と降伏している.ただし,基礎部材の 塑性化だけでは,荷重~変位関係はそれほど大きく変化 しないが,荷重の増加に伴い杭周辺地盤の塑性化も顕著 になる.今回のケースでは,杭長の30~40%程度の深さ まで地盤が塑性化している(図6(c)).その結果,荷 重~変位曲線は,図5(c)に見るように全体的に丸みを 帯びている.構造全体系としての明確な折れ曲りは,押 込み杭の先端地盤が降伏した時点で生じている(水平震 度0.78).

このような損傷タイプの場合には,部材または地盤の 初期降伏点は必ずしも荷重~変位曲線の折れ曲り点とは 一致せず,従来のような初期降伏を構造全体系の降伏点 とする考え方²では,実際の履歴特性を再現することは 出来ない.

4.3 ラーメン構造形式の場合(マルチ・塑性ヒンジ構造)

荷重~変位曲線を図 5(d)に示す.最初に引張り側の 柱下端で塑性ヒンジが形成され(水平震度 0.58),その 後も引張り側の柱上端,圧縮側の柱下端,上端と徐々に 塑性ヒンジが4隅に形成されていく.ラーメン高架橋の ような不静定構造物の場合には,柱1箇所の損傷では荷 重~曲線状に明確な折れ曲りは見られず,左右上下に塑 性ヒンジが発生し,メカニズムが形成された時点(この 場合には水平震度で 0.68)で,荷重~変位に明確な折れ 曲り点が見られる.



図7 荷重~変位関係から降伏点を定める方法

4.2 のケースと同様に,不静定構造物の場合には,部 材の初期降伏点と荷重~変位曲線の折れ曲り点とは一致 せず,従来の考え方²⁾では,履歴特性を再現することは 出来ない.

5. 非線形スペクトルの適用性の検証

5.1 骨格曲線の定義(全体系の降伏点と第2勾配比)

4 章の検討結果から,部材の初期降伏点と全体系の荷 重~変位曲線の折れ曲り点とは,一致しない場合がある ことが確認できた.これは,非線形応答スペクトルで用 いる骨格曲線と実際の骨格曲線とは大きく異なる場合が あることを意味している.

そこで、本研究では、

<u>従来モデル</u>:骨格曲線を現状の耐震設計で慣用的 に用いられているルール²⁾で決定した場合.つま リ,構造系を構成する要素のいずれかが最初に降 伏した点(初期降伏)を全体系の降伏点として定 義し,第2勾配比を5%とする場合(表1参照). 適合モデル:構造物全体系の降伏点を,『荷重~ 変位曲線の明確な折れ曲り点』として定義し,第 2勾配比も荷重~変位曲線に適合するように設定 した場合.

について,比較検討をした.検討ケースをまとめたのが 表2である。モデル は上記の従来モデル,モデル と は上記の適合モデルに相当するが,モデル と では その履歴モデルが異なっている.その理由については後 ほど説明する.

適合モデルで用いる『構造物全体系の降伏点』は,図 7 に示すルールに従い決定した.これは,原点と初期降 伏の点を結ぶ割線剛性と第2勾配に見られる直線部分を 延長して交わる点を,構造物全体系の降伏点と仮定する

	降伏点	第2勾配比	周期	減衰	履歴モデル
モデル	初期降伏	5%固定	宝山白岡山井1一 F		Cloudh
モデル	適合	適合	- 刮線剛性によ - る周期	次モートに	Clough
モデル	適合	適合		旭口	Bi-linear

表2 検討したケース

表3 検討結果総括表

	ケース	応答比	備考
		1自由度/詳細	
壁式橋脚線路方	モデル	1.02	詳細モデルと等価な応答を算出
向	モデル	1.02	モデル と等価 ¹⁾
	モデル	-	検討なし
壁式橋脚直角方	モデル	1.03	詳細モデルと等価な応答を算出
向	モデル	1.01	詳細モデルと等価な応答を算出
	モデル	-	検討なし
壁式橋脚直角方	モデル	1.24	応答を過大に評価
向	モデル	1.06	最大値は良好。波形の一致度が低い
	モデル	1.06	波形の一致度がモデル より大幅に改善
ラーメン高架橋	モデル	1.11	応答を過大に評価
	モデル	0.97	詳細モデルと等価な応答を算出
	モデル	-	検討なし

1) 初降伏点と本論文で提案する全体系の降伏点と一致するので,モデルとは等価

ものである.

5.2 非線形スペクトルの適用性の検討

検討結果の総括を表 3 に示す.1 自由度系の最大応答 変位を詳細モデルの最大応答変位で除した値を応答比と して表中に示してある.この値が1に近いほど,1自由 度系モデル,つまり非線形応答スペクトル法の適合性が 良いことを示している.

(1) 橋脚下端の塑性化が顕著な場合

橋脚下端の塑性化が顕著な壁式橋脚の線路方向(Case1) および直角方向(Case2)の計算結果を図8および図9に示 す.図中上段は,変位波形の詳細モデルと1自由度モデ ルの比較図,下段は詳細モデルによる骨格曲線と1自由 度系モデルの応答履歴曲線図である.

橋脚下端の塑性化が顕著な場合には,部材の初期降伏 と,図7の方法で設定した構造物全体系の降伏点が一致 し,また,第2勾配比も5%~10%以内なので,これま での耐震設計で慣用的に用いられてきたモデルでも十 分に適用性が高いことが分かった.

なお,履歴モデルとしては,Clough型で十分であることがわかった.これは,主たる塑性化の部位が橋脚下端であり,その履歴特性が全体系の履歴特性を支配しているためである.





(2) 周辺地盤の塑性化が顕著な場合

周辺地盤の塑性化が顕著な場合として,橋脚の耐力が 大きいタイプ(Case3)の検討結果を図10に示す.



図9 壁式橋脚直角方向(Case2)の解析結果の比較

初期降伏点と構造物全体系の降伏点とは大きく異なる ので,図10(a)を見ても分かるように,従来モデル(モ デル)では,詳細モデルの動的応答を再現できないこ とが分かる.さらに,適合モデルでも,履歴モデルを Clough型にした場合(モデル)には,最大値は概ね詳 細モデルと等価になるものの,波形の形状が全く異なっ ていた.そこで,履歴モデルとして Bi-linear 型を用いる と(モデル),残留変形については詳細モデルとの差



(b)モデル による適用性 図 10 壁式橋脚直角方向(Case3)の解析結果の比較

異があるものの,波形の全体的な形状については,大幅 に改善できていることがわかる.これは,主たる塑性化 の部位が,周辺地盤であり,地盤ばねの履歴特性が全体 系の挙動を支配しているためである.

(3) ラーメン構造の場合(マルチ・塑性ヒンジ構造) 不静定構造物のように,マルチヒンジが形成されるタイプとして,ラーメン高架橋の応答解析の結果を図11



図 11 ラーメン高架橋(Case4)の解析結果の比較

に示す.この場合も,柱の初期降伏点と構造物全体系の 降伏点が一致しないため,従来モデル(モデル)では, 実際の応答を過大に評価していることが分かる.今回提 案した降伏点の定義を採用することにより(モデル), 結果が大幅に改善されていることが確認できた.

6.まとめ

レベル2地震などの大地震に対して,橋梁・高架橋の 耐震設計を行う際には,地震に対する非線形応答量を適 切に評価する必要があるが,その手法の1つとして,非 線形応答スペクトル法がある.本論文では,詳細モデル と1自由度モデルとの比較を行い,非線形応答スペクト ルを作成する際に必要な骨格曲線の設定方法とその適用 性を検証した.

- (1) 橋脚構造のように塑性ヒンジが橋脚下部に限定的 に発生する場合で、その損傷が杭や周辺地盤より も先行するタイプについては、部材としての降伏 点と構造物全体系の荷重~変位曲線の折れ点が一 致する。
- (2) 橋脚の耐力が大きく,杭部材や基礎周辺地盤の塑 性化が顕著な場合は,荷重~変位曲線が滑らかな 曲線を示す.部材としての降伏点と,構造物全体 系の荷重~変位曲線の折れ点は一致しない.
- (3) ラーメン高架橋のような不静定構造物では,塑性 ヒンジが複数箇所で発生する.この場合には,部 材としての降伏点と荷重~変位関係の折れ曲り点 は一致せず,ラーメンの4隅に塑性ヒンジが形成 された時点で,荷重~変位曲線に明確な折れ曲り 点が発生する.
- (4) 従来の耐震設計で慣用的に用いられているような, 部材としの降伏点を構造物全体系の降伏点と考え る方法では,適用に限界がある.そこで,非線形 応答スペクトル法で,応答値を算定する場合は, 荷重~変位曲線上の明確な折れ曲り点を構造物全 体系の降伏点として定義することにより,詳細モ デルの応答値を精度良く評価することが可能であ る.

参考文献

- (社)日本道路協会:道路橋示方書(耐震設計編)・同解 説、2002
- 2) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説 (耐震設計),丸善出版,1999.
- 平尾潔,笹田修司,成行義文,沢田勉,川端茂樹:所要 降伏強度比スペクトルとこれを用いた強震時終局安全性 の一照査方法について,土木学会論文集No525 / I-33, pp.213-225,1995.10.
- 家村浩和,三上卓:目標耐震性能に必要な降伏強度と塑 性率のスペクトル,土木学会論文集No.689/ -57, pp.333-342,2001.10.
- Park, Y. J. and Ang, H. S. : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 111, No.4,

pp.722-739, 1985.

 6) 西村昭彦,室野剛隆,齊藤正人:所要降伏震度スペクト ルの作成と耐震設計への適用,第3回地震時保有水平耐力 法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム論文集,

(2007.4.6 受付)

APPLICABILITY OF NON-LINEAR RESPONSE SPECTRUM FOR VERIFICATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF STRUCTURE

Yoshitaka MURONO and Tsutomu SATO

In order to verify seismic performance of structure for the Level 2 earthquake, it is necessary to calculate the seismic non-linear response appropriately. The one of the practical method is the 'Non-linear Response Spectrum Method'. The applicability of the non-linear response spectrum method is discussed in this paper. The Push-Over Analyses and the earthquake response analyses with detailed structural models are conducted, and their results are compared with results of the dynamic response analyses of SDOF models. It becomes clear that load-displacement curves vary with damaging process of structures. It is also found that a point where the load-displacement curve bends should be defined as the 'yielding point for structural system', in order to apply the non-linear response spectrum method.