

所要降伏震度スペクトルによる 直接基礎の設計例

羽矢 洋¹・西村昭彦²・佐野弘幸³

¹正会員 (財)鉄道総合技術研究所 基礎・土構造担当 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

²正会員 工博 (財)鉄道総合技術研究所 耐震設計担当 (同 上)

³正会員 工修 (株)テス 技術部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

L2地震動を考慮に入れた鉄道構造物の新しい耐震設計法では、性能照査型の設計法が導入された。これにより構造物の地震時の応答値を精度よく算定することが、より重要となった。L2地震動に対する基礎の応答値を精度よく算定するためには、上下部工を適切にモデル化し、このモデルによって非線形時刻歴応答解析を実施することが望ましいが、この設計法は煩雑であり、設計実務上一般的とは言えない。

そこで、新しい耐震設計法では、応答値の算定手段として、基礎形式別に所要降伏震度スペクトルを作成し、これにより安全な応答値の設計用値を算定することとした。

本論文は、直接基礎に関する所要降伏震度スペクトルの考え方を述べるとともに、詳細な動的解析結果との比較を実構造物を例に行い、耐震設計法としての適用性の検討を行うものである。

Key Words : *Shallow Foundation, Spread Foundation, Strength Demanded Spectrum, Aseismic Design*

1. はじめに

先に運輸省により通達された鉄道構造物に関する新しい耐震設計標準(以下、新耐震標準)¹⁾の中では、L2地震に対し構造物が所要の安全性を確保し得るよう設計することが定められた。これにより、構造物の地震時の応答値を精度よく算定することが、より重要となった。

また、基礎の性能照査型設計法を確立するためには、基礎の耐震性能を表現するための指標が適切に定められることが必要であるとともに、各々の指標の制限値を設定することも重要である。ところで、基礎の安全性指標の制限値を設計上定める方法として、以下の三通りの方法が考えられる。

- ①変状統計に基づく方法
- ②現行設計基準へのキャリブレーション
- ③他の災害危険度との比較による方法

しかし、基礎構造物の地震による変状の正確な情報が少ないこと、変状原因が特定できないことなどから、現実的に採用可能な方法は②の現行基準の安

全性と同程度にするという思想に基づくものであると考えられる。現行設計基準が最適解を与えているという保証はないが、過去の経験という得難い事実により保証されているという事実が多くある。

直接基礎橋脚に限ってみると、先の兵庫県南部地震の発生により鉄道構造物は多くの被害を出したものの、直接基礎を基礎とする橋脚に関してはただ1件を除いて変状の発生は無かったのが実状である²⁾。なお、変状が発生したこの1件に関しては、明らかに設計ミス(支持地盤の選定の誤り)に因るものであり、従来の設計基準に問題があったというものではない、と考えられる。

このような背景から、兵庫県南部地震規模の地震力を考慮した直接基礎の安全性指標の制限値の設定は、②の現行設計基準へのキャリブレーションに拠ることは、現時点において妥当と考える。

2. 直接基礎の所要降伏震度スペクトル作成

L2地震動に対する基礎の応答値を精度よく算定するためには、上下部工を適切にモデル化し、この

モデルによって非線形時刻歴応答解析を実施することが望ましい。しかし、この設計法は設計実務上、煩雑であり、一般的とはいいがたい。

そこで、新しい耐震設計法では、応答値の算定手段として、基礎形式別に所要降伏震度スペクトルを作成し、これにより安全な応答値の設計用値を算定することを定めた。

(1) 所要降伏震度スペクトル作成条件

a) 骨格曲線

直接基礎橋脚では、地震時に生じる基礎の変位はロッキング成分がほとんどであり、スウェイ成分に関しては些少であることが、これまで実施してきた動的解析により判明している。したがって、非線形スペクトルの作成は、基礎の回転ばねの非線形性を考慮に入れた1自由度モデルにより行った。このモデルで考慮するばねの履歴モデルの骨格曲線に関しては、8タイプの直接基礎橋脚に対し実施した静的非線形解析により、重心位置における荷重と変位の関係にトリリニア型の骨格曲線をあてはめることで設定した。以下に、所要震度スペクトル作成のためのトリリニア骨格曲線ルールを示す。

- ①原点～第1折点までの平均勾配を、降伏点（第2折点）割線勾配の1.6倍の剛性とする。
 - ②第1折点耐力を、第2折点耐力の0.4倍とする。
- なお、第2折点以降の平均残留勾配は、降伏点割線勾配の0.08倍の剛性（初期勾配の1/20）とした。骨格曲線の概要を図1に示す。

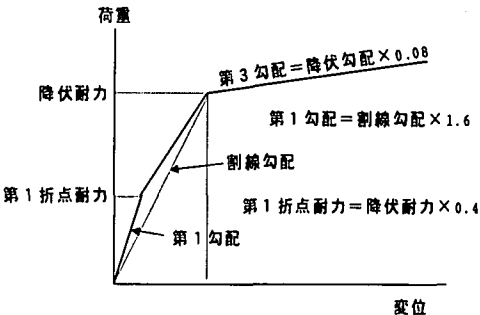


図1 1自由度モデルで考慮する骨格曲線

b) 復元力モデル

筆者らは、根入れを考慮した直接基礎の交番載荷実験を実施し⁴⁾、これにより根入れを考慮した履歴モデルの戻り勾配（除荷経路）を定めた³⁾。

そこで、所要降伏震度スペクトルの作成にあたっては、一般的な根入れを持つ橋脚（根入れ比 $Df/B=0.5$ 、 Df ：根入れ長、 B ：フーチング幅）を念頭に、除荷経路勾配を初期勾配の1/2と定めた。

c) 減衰定数

減衰定数は、構造物の固有周期に依存させること

なく一律10%とした。

d) 地盤種別

新耐震標準では、地盤の固有周期に応じて地震動を定めた。算定例として、 N 値と地盤厚から定まる地盤区分を表1に示す。

したがって、所要降伏震度スペクトルの作成はG1地盤、G2地盤、G3地盤用について作成した。

表1 支持層厚と地盤区分の関係

支持層のN値	N=30の砂質土層 (N=40の砂質土層)		
地盤区分 地盤の周期 支持層厚	G1地盤 工学的基盤 0m (0m)	G2地盤 ~0.25sec 0~15m (0~17m)	G3地盤 0.25~0.50sec 15~30m (17~34m)

(2) 所要降伏震度スペクトルの作成方法

所要降伏震度スペクトルは、降伏震度をY軸に、固有周期をX軸とするグラフ上に一定の最大応答塑性率となるケースをプロットしたものである。

この、所要降伏震度スペクトルの作成にあたっては、降伏震度を0.15~3.00の範囲で200段階、固有周期を0.1秒~3.00秒の範囲で50段階に分割し、合計10000回の時刻歴応答解析を実施し、各ケースについて最大塑性率を求める。次に各固有周期ごとに一定の最大応答塑性率となる最大の降伏震度を検索し、これを所要降伏震度スペクトルの図上に連続的にプロットしていくことで完成となる。作成例として、図2にG2地盤上の直接基礎の所要降伏震度スペクトルを示す。

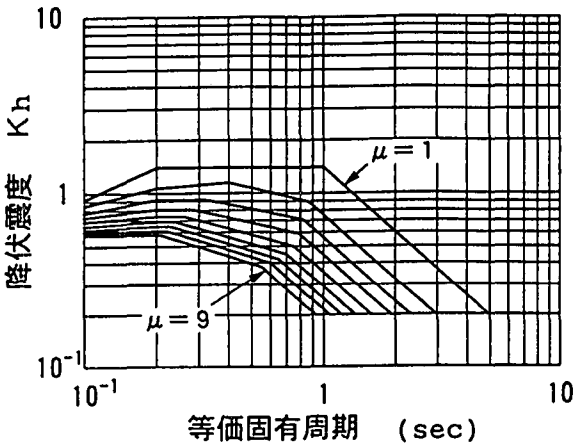


図2 所要降伏震度スペクトルの例（G2地盤用）

3. 詳細モデルとの応答値の比較

ここでは、上記の手法により作成した所要降伏震度スペクトルに基づく直接基礎の試算結果と、詳細モデルによる動的解析結果との比較検討を行う。

(1) 詳細モデル概要

詳細モデルについては、一般橋脚の構造特性を考慮し2質点3自由度モデルとして表した。

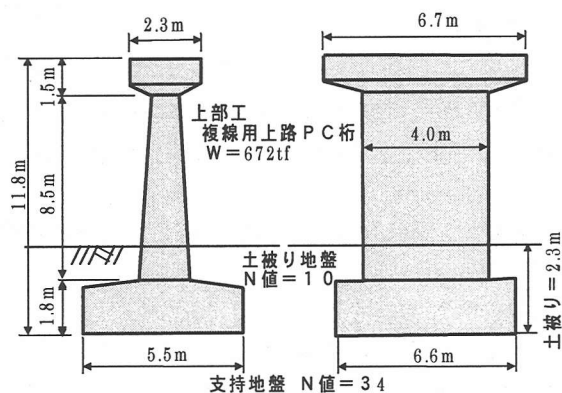
モデル上部質点には上部工質量および橋脚天端付近の質量を集中させ、自由度として水平方向の1自由度を持たせることとした。また、下部質点にはそれ以下の躯体、フーチングの質量を集め、それらの回転慣性Jを考慮した。また、この質点に水平地盤ばねと回転地盤ばねの2種類のばねを設定することで、水平、回転の2自由度を持たせた。なお、地盤ばね、減衰定数の詳細については文献3)に詳しいので、ここでの説明は割愛する。

(2) 検討対象構造物概要

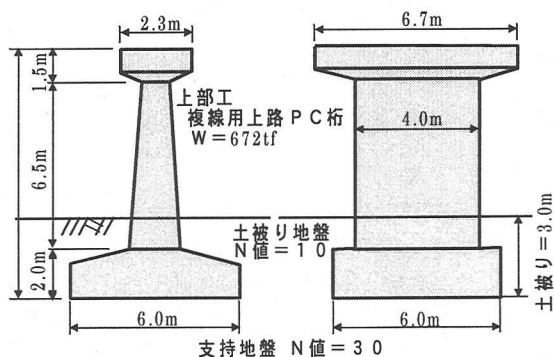
本検討では、極端に背の高い山岳橋梁橋脚基礎、長大橋梁下部工基礎あるいは橋台基礎のような抗土圧構造物基礎等の構造形式は検討から除外した。

本解析では6種類の直接基礎橋脚を解析対象構造物としたが、以下に示す設計諸元が様々な橋脚タイプを揃えることを念頭に、これらの選定を行った。

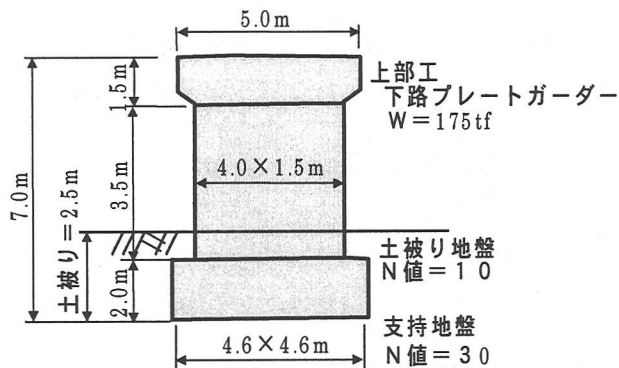
- ・橋脚の高さ
- ・上部工の形式（コンクリート桁式、鉄桁式）の違いによる上下部工の質量比の違い



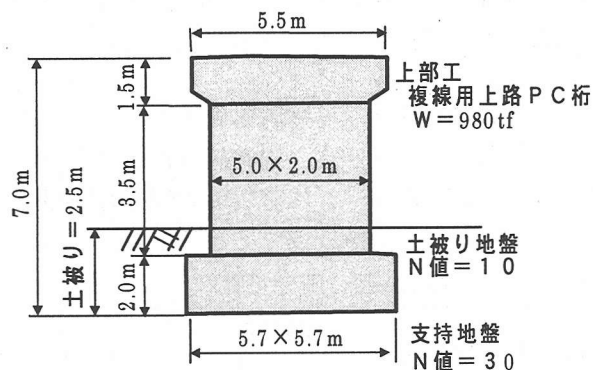
(a) 構築モデル5)



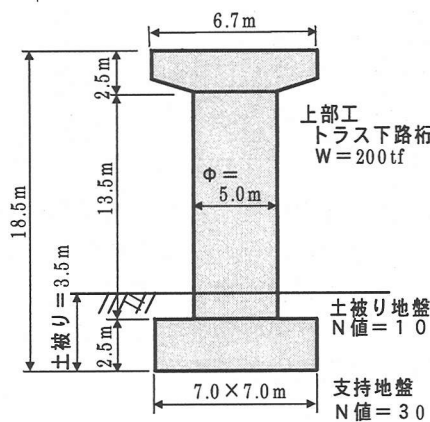
(b) 山海堂モデル6)



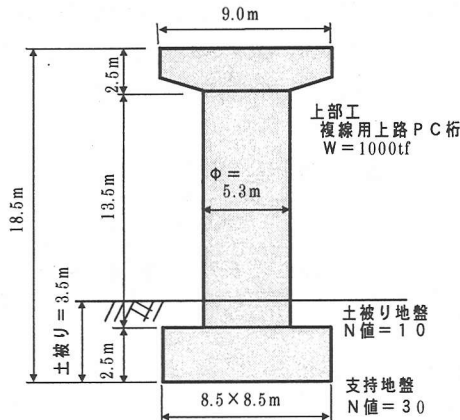
(c) 低く軽いモデル



(d) 低く重いモデル



(e) 高く軽いモデル



(f) 高く重いモデル

図3 検討対象橋脚概要

・躯体形状の特徴（躯体の剛性の違い）

検討対象として選択したこれら6種類の橋脚の概要図を図3に示す。

なお、本解析では、橋脚天端位置における水平変位量の発生要因として、直接基礎のロッキング振動成分が主要因となる方向（壁式橋脚の場合には橋軸直角方向）について解析を行った。

(3) 解析・算定結果の比較

表2に示す固有周期は、1つは2質点3自由度モデルによる固有値解析の結果得られる固有周期で、回転ばねの第2折点と原点を結ぶ割線ばね定数を用い算定していることから降伏周期といえる。もう1つは新耐震標準に定める等価固有周期の算定法に基づく値である。この表から、固有値解析で得られる降伏周期の方が標準ルールに基づく等価固有周期より大きく、その差は2割程度であることがわかる。

表2 固有周期の比較

検討対象モデル	固有周期 (sec)	
	固有値解析 (降伏周期)	標準ルール (等価降伏周期)
構設モデル	0.88	0.75
山海堂モデル	0.79	0.64
低く軽いモデル	0.84	0.70
低く重いモデル	0.90	0.76
高く軽いモデル	0.77	0.61
高く重いモデル	1.04	0.89

表3には2質点3自由度モデルによる動的解析の結果得られる応答塑性率と、所要降伏震度スペクトルから決定される応答塑性率を示す。なお、所要降伏震度スペクトルから応答塑性率を決定するにあたっては、その固有周期は新耐震標準ルールに定められる等価固有周期によった。両者の比較から、いずれも2質点モデルの方が応答値は小さく、換言すれば、所要降伏スペクトルによる算定値は若干安全側に設定されることがわかる。また、最も大きい応答値を示したケースにおいても、その値は10未満であることがわかる。

表3 応答塑性率の比較

検討対象モデル	応答塑性率 μ	
	2質点3自由度モデル	非線形スペクトル
構設モデル	6.8	8.6
山海堂モデル	7.8	9.9
低く軽いモデル	8.2	9.2
低く重いモデル	7.2	8.5
高く軽いモデル	9.8	9.8
高く重いモデル	6.0	7.3

表4には2質点3自由度モデルによる重心位置における最大応答速度と基礎標準⁵⁾に定める根入れを

考慮した転倒限界速度を参考として掲載した。これより、応答値は限界転倒速度に対し十分な余裕があることがわかる。

表4 転倒に対する安全性の照査

検討対象モデル	重心位置における 絶対応答速度 (kine)	限界転倒速度 (kine)
構設モデル	152	206
山海堂モデル	157	215
低く軽いモデル	149	192
低く重いモデル	147	225
高く軽いモデル	147	209
高く重いモデル	142	226

表5には、所要降伏震度スペクトルから得られた応答塑性率を用い、再度、静的非線形解析モデルへフィードバックさせたて得られる橋脚天端位置での水平変位量をまとめた。これにより、最大のケースで40cm弱の変位量となることがわかる。

表5 橋脚天端位置における水平変位量の算定

検討対象モデル	橋脚天端位置における水平変位量 (cm)
構設モデル	30.4
山海堂モデル	30.2
低く軽いモデル	25.2
低く重いモデル	26.6
高く軽いモデル	31.5
高く重いモデル	38.6

4. まとめ

以上、所要降伏震度スペクトルの作成の手順から、詳細解析モデルによる動的解析結果との比較結果を述べた。

本検討では、基礎の耐震性能を表現するための指標として塑性率、重心位置における最大応答速度に着目し解析的な検討を進めた。

これにより、各々の指標の制限値を設定する上で貴重なデータを得ることができた。なお、筆者らは重心位置における応答速度について、同様の速度応答スペクトルの作成を行い、現在精査中である。今後、機会があれば報告する。

参考文献

- 1) (財)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（案），平成10年11月
- 2) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道総研報告－兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書－，1996年4月
- 3) 羽矢 洋，西村昭彦：大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案，土木学会論文集，NO.595/VI-39, p127-140
- 4) 羽矢 洋，室野剛隆，西村昭彦：土被りのある直接基礎模型の静的載荷実験，第32回地盤工学研究発表会，1997.07
- 5) 日本国有鉄道構造物設計事務所：直接基礎の設計計算例，昭和61年7月
- 6) 山海堂出版：鉄筋コンクリート構造物の設計計算例（直接基礎），1985.7
- 7) 鉄道構造物等設計標準同解説－基礎構造物・抗土圧構造物，平成9年3月