

構造形式の違いによる慣性力と地盤変位の杭への影響度

野上雄太¹・室野剛隆²・西村隆義³

¹正会員 工修 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）

²正会員 工博 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）

³正会員 工修 ジェイアール総研エンジニアリング 構造技術部（〒185-0034 東京都国分寺市光町1-39-23）

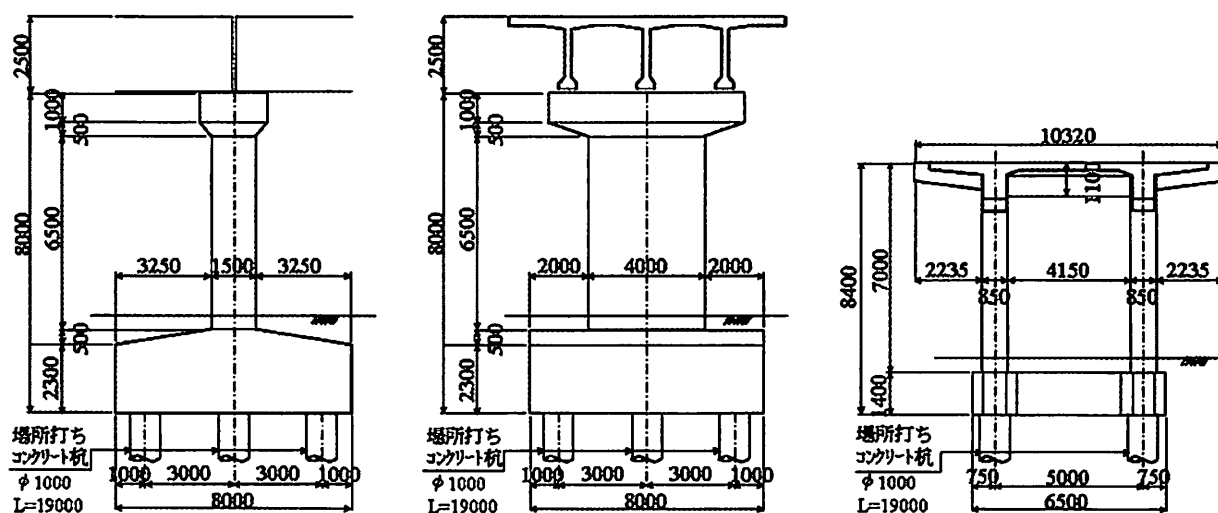
1. はじめに

杭基礎などの深く根入れされた基礎は、地震時に上部工からの慣性力のほかに、地盤が振動することによる地盤変位の影響を受けることが知られている（例えば¹⁾）。そのため、鉄道構造物の耐震設計においては、応答変位法などを適用して、これら両者の影響を適切に考慮する体系になっている²⁾。しかしながら、応答変位法による設計は軟弱地盤のみに限られており、比較的良好な地盤では、地盤変位による杭への影響は小さいと考えられている²⁾。そのため、設計実務上、良好な地盤では地盤変位の影響は考慮されていないものの、その影響は十分に把握されていないのが現状である。また、同じ地盤条件において、構造形式や検討断面の方向の違いによって、相

対的に慣性力の影響が卓越するのか、地盤変位の影響が卓越するのかなど、慣性力と地盤変位が杭へ及ぼす影響度はほとんど検討されていないようである。そこで本論文では、比較的良好な地盤において、杭基礎を有する代表的な構造物を対象にして、慣性力のみを考慮した解析および慣性力と地盤変位を考慮した解析を行ない、慣性力と地盤変位が杭へ及ぼす影響を検討した。

2. 対象構造物

検討対象とした構造物は、鉄道における代表的な構造物として、図1に示すように、壁式橋脚とラーメン高架橋とした。前者は線路方向（L方向）と線

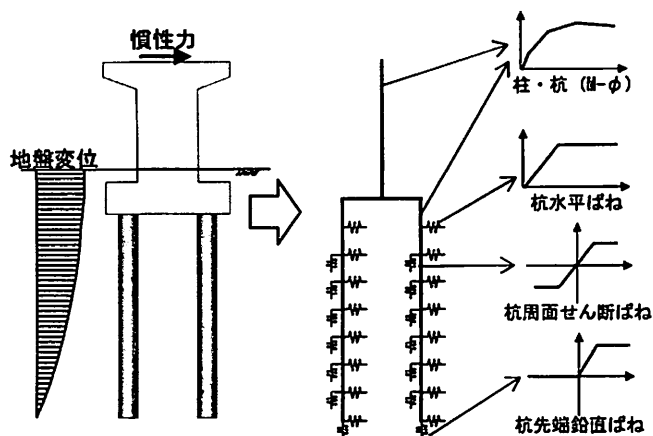


(a) 壁式橋脚（L方向）

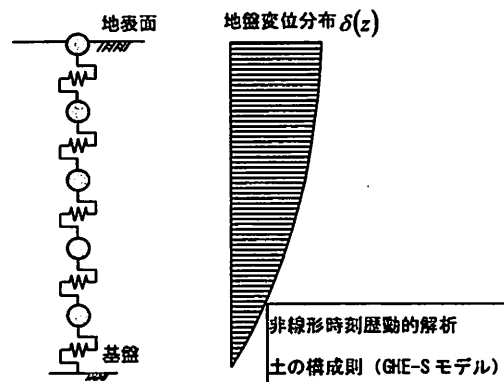
(b) 壁式橋脚（C方向）

(c) ラーメン高架橋（C方向）

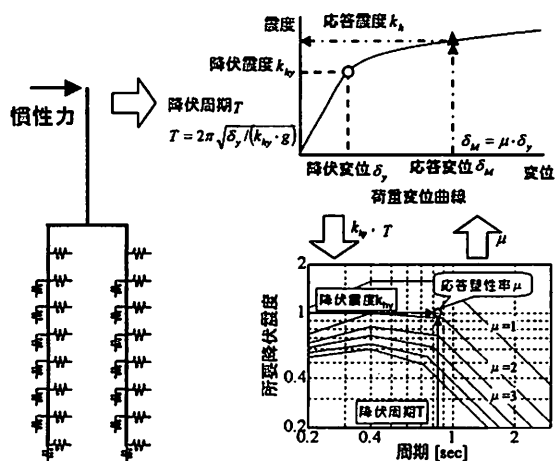
図1 検討対象構造物



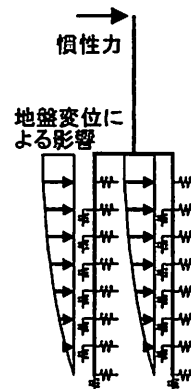
手順①) 構造物のモデル化



手順③) 地盤変位の決定



手順②) 慣性力の決定 (非線形スペクトル法)



手順④) 応答値の算定 (応答変位法)

図2 解析方法のフロー

表1 地盤条件

深さ [m]	土質 区分	Vs [m/s]	重量 [kN/m ³]	N値
-2.6	砂質土	147	18	10
-7.6	砂質土	168	18	15
-11.6	粘性土	135	15	4
-18.0	粘性土	183	16	10
-20.0	砂質土	250	20	50

路直角方向 (C方向) の2断面, 後者は線路直角方向 (C方向) の1断面を解析対象とした。どちらの構造物も杭径はφ1.0m, 杭長は19mである。

地盤条件は, いずれの構造物も同一地盤を考えて表1に示すとおり, 比較的良好な地盤における構造物とした。この地盤は, 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編²⁾ (以下, 耐震設計標準と称

す。)によるG3地盤 (地盤の固有周期0.48sec) に相当する。

3. 検討方法

(1) 解析手法

解析方法のフローを図2に示す。解析は, 静的非線形解析とし, 以下に示す手順で行なった。

手順①) 構造物のモデル化

対象構造物を2次元骨組みモデルでモデル化する。

手順②) 慣性力の決定 (非線形スペクトル法²⁾)

- プッシュオーバー解析を実施し, 構造物天端の荷重変位曲線から構造物全体系の降伏震度 k_{hy} および降伏周期 T (原点と降伏点を結ぶ割線剛性に相当する周期) を算定する。

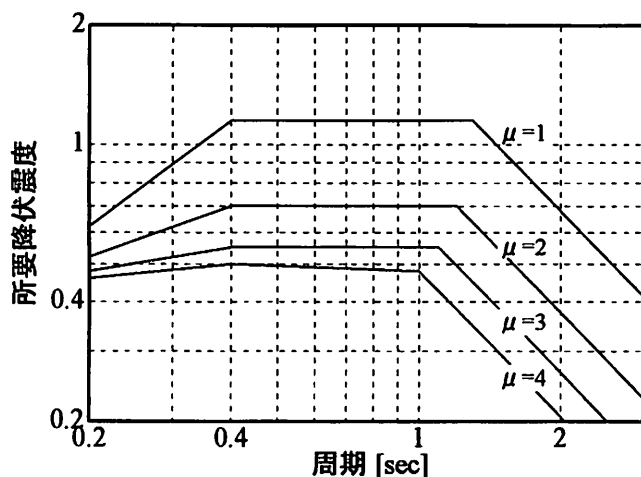


図3 所要降伏震度スペクトル

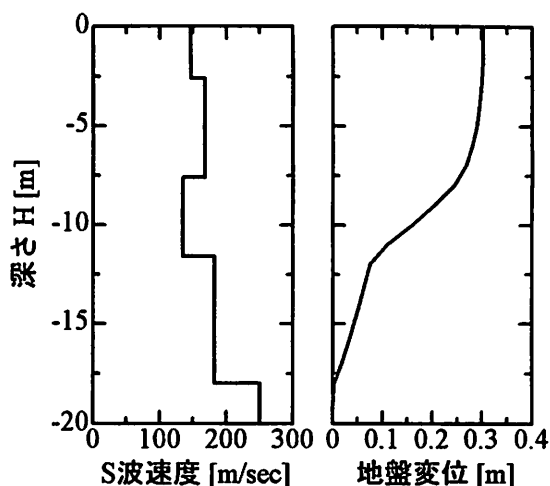


図4 深さ方向地盤変位分布

(ii) 上記(i)で算定した降伏震度 k_{hy} および降伏周期 T を用いて、対象とする地震の非線形応答スペクトルより、構造物全体系の応答塑性率を算出する。

(iii) 荷重変位曲線に、上記(ii)で算定した応答塑性率となる点をプロットし、応答震度 k_h を求めて慣性力を決定する。

手順③) 地盤変位の決定

対象地盤の非線形時刻歴動的解析を行ない、深さ方向の地盤変位分布 $\delta(z)$ を算定する。

手順④) 応答値の算定 (応答変位法²⁾)

上記②の応答震度 k_h と③の地盤変位分布 $\delta(z)$ を作用として、応答変位法によって応答値を算出する。

(2) 解析条件

a) 対象地震動

耐震設計標準のL2地震動スペクトルII²⁾を対象として応答値を算出した。

b) 解析モデル

解析モデルは、耐震設計標準に準拠して図1の構造部材を梁要素で、地盤との相互作用をばね要素でそれぞれモデル化した²⁾。

c) 所要降伏震度スペクトル

非線形スペクトル法に用いた所要降伏震度スペクトルを図3に示す。図3は、地盤の1次元非線形時刻歴動的解析を実施し、地表面の応答加速度波形を用いて非線形応答スペクトルを算出したものを3直線で表現したものである。

d) 深さ方向地盤変位分布

自然地盤の1次元非線形時刻歴動的解析は、土の

せん断応力-せん断ひずみ関係の構成則にGHE-Sモデル³⁾を用いて実施した。その結果として得られた応答変位法に用いる深さ方向の相対地盤変位分布を図4に示す。地盤変位は時々刻々と変化するが、本検討では、杭頭と杭先端の相対変位が最大となる時刻の地盤変位分布を抽出して作用として考えた。その結果、フーチング下面から7.5mおよび12m付近で地盤変位が急変する分布形状となり、地表面での変位は0.3mとなった。

e) 慣性力と地盤変位の位相差

地盤-基礎-構造物系の応答特性は、地盤の固有周期と構造物の固有周期の大小関係で大きく異なり、慣性力と地盤変位の最大時刻は必ずしも一致しない¹⁾。ただし、構造物の非線形性が顕著になる場合には、慣性力と地盤変位が同時に最大となる可能性が大きいことが分かっている⁴⁾。本検討は、構造物の非線形化が顕著な場合に該当するので、慣性力と地盤変位の最大値に位相差を考慮しないこととした。

4. 解析結果と考察

(1) 基本特性

プッシュオーバー解析して得られた構造物の基本性能、非線形スペクトル法を適用して得られた応答値等の諸特性を表2に示す。壁式橋脚の上部工重量は、ラーメン高架橋の4～5倍程度である。降伏震度は、壁式橋脚 (C方向) が最も大きく、壁式橋脚 (L方向) が最も小さい。

(2) 応答値の算出結果

応答値の算出結果として、押込み側の杭の曲げモ

表 2 基本諸元と非線形スペクトル法による応答値

	単位	壁式橋脚 (L 方向)	壁式橋脚 (C 方向)	ラーメン高架橋 (C 方向)
上部工重量	[kN]	8750	8030	1885
降伏震度	—	0.41	0.68	0.60
降伏変位	[mm]	154	105	70
等価固有周期	[sec]	1.02	0.95	0.68
地盤の固有周期	[sec]	0.48		
応答震度	—	0.46	0.78	0.75
応答変位	[mm]	491	332	187

ーメント、せん断力、曲率の深さ方向分布図を図5～7に示す。図には、比較のために慣性力のみを考慮したCase1（▲印）と慣性力および地盤変位を考慮したCase2（●印）の両者を併記している。

a) フーチング下面から10m以浅

まず、フーチング下面から10m程度以浅に着目する。図6の壁式橋脚（C方向）の結果を見ると、慣性力のみを考慮したCase1の曲げモーメントは慣性力と地盤変位を考慮したCase2と同等もしくはそれ以上である。この結果は、地盤変位の影響は小さく、慣性力のみを考慮したCase1が設計の決定ケースとなりうることを示しており、従来の設計（慣性力のみを考慮した設計）とほぼ同様の結果を与えている。これは、表2を見ても分かるとおり、壁式橋脚のC方向断面は、上部工重量が大きく、かつ応答震度（または降伏震度）が大きいため、上部工からの慣性力の影響が地盤変位の影響に比べて相対的に卓越するためである。曲率についても同様の傾向が見られるが、Case2の杭頭部の曲率が極端に大きくなっているのは、杭頭部が降伏したことによる。

次に、図5を見ると、Case1（慣性力のみ）の曲げモーメントはCase2（慣性力+地盤変位）と比べて小さくなっている。対象地盤は、いずれの構造物も同一地盤であり、杭径や杭長も同一であるので、杭1本あたりの地盤変位による影響は、どの構造物も同程度である。よって、図5と図6を比較しても分かるとおり、壁式橋脚のL方向断面はC方向断面よりも慣性力の影響が相対的に小さいことを意味している。これは壁式橋脚（L方向）の上部工重量はC方向断面と同程度だが応答震度が小さいためである。この

ことから、同一地盤条件かつ同じ構造物でも、検討方向が異なれば、慣性力と地盤変位の相対的な影響度は大きく異なることが分かった。

図7より、ラーメン高架橋のC方向断面は、図5の壁式橋脚（L方向）の結果と同様な傾向にあり、Case1（慣性力のみ）よりもCase2（慣性力+地盤変位）の方が曲げモーメントが大きくなっており、地盤変位の影響が相対的に卓越していることが分かる。これは、ラーメン高架橋のC方向断面は、上部工重量自体が壁式橋脚の1/5程度と小さく、慣性力が小さいためである。

このように、同一地盤条件の構造物でも、構造形式や検討方向が異なれば、慣性力と地盤変位の相対的な影響度合いが異なることが分かった。そのため、慣性力と地盤変位の両者の影響を適切に考慮しなければ応答値を過小評価する可能性が考えられる。

b) フーチング下面から10m以深

フーチング下面から10m以深に着目すれば、図5～7のどの構造物においても、慣性力のみを考慮したCase1では慣性力の影響が及ばない範囲であり、断面力はほとんど発生していない。ところが、地盤変位を考慮することによって大きな断面力が発生しており、本検討で対象とした地盤では、地盤変位が急変する付近（フーチング下面から12m付近）で曲げモーメントが最大値を示していることが分かる。また、せん断力についてもフーチング下面から10m付近で地盤変位の影響によって大きな値を示していることが分かる。このように上部工の慣性力の影響が及ばない範囲において、地盤変位分布によっては、比較的良好な地盤においても、地盤変位の影響を大

きく受けて応答値が発生する。よって、地盤の固有周期が短く、比較的良好な地盤においても、地盤変位の影響を考慮すべきことを示唆している。また、地盤変位を適切に考慮することで、断面力分布を適切に評価できるため、本検討のように地中の深い位置で断面力が大きくなる場合には段落としての適切な配置につながるものと考えられる。

なお、上部工からの慣性力の影響が地盤変位の影響に比べて相対的に小さなる場合としては、本検討対象構造物以外に、免震支承を用いた構造物も考えられる。豊岡ら⁵⁾は慣性力と地盤変位の両者を考慮した動的解析を実施して、両者の影響について検討している。その結果、免震支承を用いることで上部工からの慣性力は低減されて、橋脚や柱にとっては耐震性能が向上しても、杭にとっては地盤変位の影響を適切に考慮しなければ、応答値を過小評価する可能性があるという本研究と同様の結論が得られている。

5. まとめ

現行の鉄道構造物の耐震設計では地盤変位の影響が少ないとされ、地盤変位の影響を考慮した応答変位法による設計が省略されていた比較的良好で同一地盤条件の杭基礎構造物に対して、慣性力のみを考慮した解析と慣性力と地盤変位の影響を考慮した解析を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

- (1) 同一の地盤条件において、構造形式または検討断面方向による違いを比較したところ、構造形式や検討断面方向によって、慣性力と地盤変位の相対的な影響度合いが異なることが分かった。そのため、構造形式によっては、地盤変位の影響を考慮しないと応答値を過小評価することになるため、地盤変位の影響を適切に考慮すべきことが明らかになった。
- (2) 比較的良好な地盤においても、地盤変位の影響により、慣性力のみを考慮した解析よりも大きな応答値が発生することが分かった。よって、地盤の硬軟（固有周期）によらず、地盤変位の影響を適切に考慮すべきであることが明らかになった。

参考文献

- 1) 室野剛隆，西村昭彦，永妻真治：軟弱地盤中の杭基礎構造物の地震応答特性と耐震設計への応用，構造工学論文集，A，Vol.44-2，pp.631-640，1998.
- 2) (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，丸善，1999.
- 3) 室野剛隆，野上雄太：S字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係，第12回日本地震工シンポジウム講演論文集，pp.494-497，2006
- 4) 室野剛隆，西村昭彦：杭基礎構造物の地震時応力に与える地盤・構造物の非線形性の影響とその評価手法，日本地震工シンポジウム講演論文集，Vol.10，No.2，pp.1717-1722，1998
- 5) 豊岡亮洋，室野剛隆：慣性力および地盤変位による相互作用が免震橋の動的挙動に与える影響，第12回地震時保有耐力法シンポジウム講演論文集，2009（投稿中）

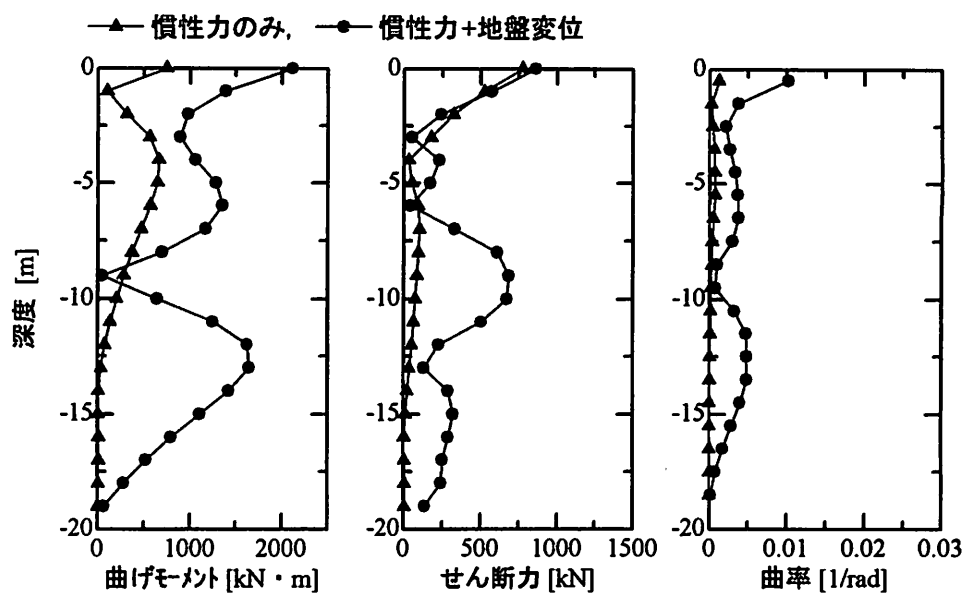


図5 壁式橋脚 (L方向) の応答値分布

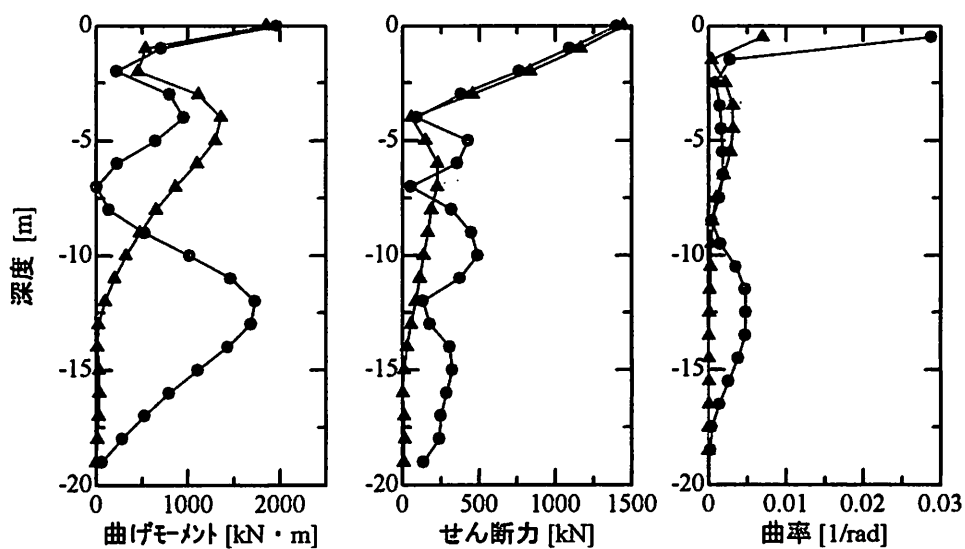


図6 壁式橋脚 (C方向) の応答値分布

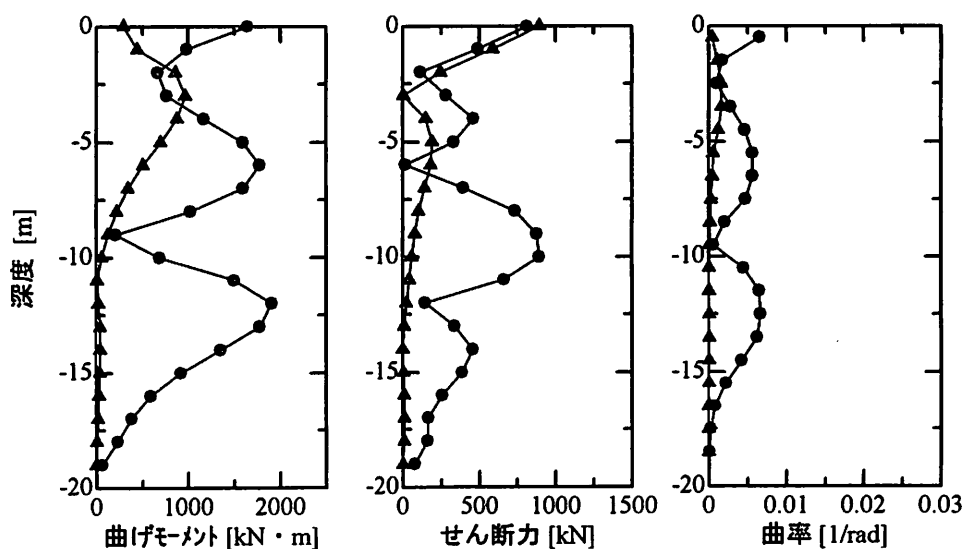


図7 ラーメン高架橋 (C方向) の応答値分布