

大規模地震時の 電車線柱挙動解析モデルと被害低減手法

原田 智* 酒井 大央**
坂井 公俊*** 室野 剛隆#

**Pole Analysis Models and Damage Reduction Methods
against Large-scale Earthquakes**

Satoshi HARADA Hirohisa SAKAI
Kimitoshi SAKAI Yoshitaka MURONO

In order to enable us design poles reasonably against large-scale earthquakes, we have examined actual pole characteristics in static load experiments and shaking table experiments, and constructed nonlinear analysis models of poles. And after choosing plural methods of constructing seismic poles in consideration of the possibility and cost of their actual construction, we have confirmed, by means of shaking table experiments of the actual poles, the effects brought about by their methods. This report describes these results.

キーワード：耐震，電車線柱，非線形特性，解析モデル，耐震工法

1. はじめに

電線類，架線金具や腕金など電車線を支持する電車線柱（以下、「電柱」と記す）は，高架橋や橋梁などの構造物と共振することにより，地震時に折損して倒壊することがある。このように電柱が折損すると，列車運行の復旧には多くの時間を要してしまう¹⁾。また電柱の折損は列車の走行空間を支障することから，電車線路設備耐震設計指針²⁾（以下，耐震指針）による電車線支持物（主に電柱）の耐震設計が行われている。しかし，より高い安全性を確保するために耐震設計で考慮すべき荷重が増加する傾向にあり，今後発生する可能性が高い大規模地震に対して電柱の耐震設計が現実的に困難になる恐れがある。また既存の電柱についても地震時の耐力が不足することが予想されることから，設備の大幅な変更を必要としない効果的な耐震性能向上策が求められている。

そこで，大規模地震に対する電柱の詳細な応答解析によって合理的な耐震設計を可能とするため，実物大電柱の静荷重実験および振動台実験から電柱の非線形特性を精緻に把握し，非線形特性を有する電柱の解析モデルを構築した。また，現地での施工性や費用を考慮した既存電柱の耐震性能を向上させる対策工法を複数選定し，実

物大試験体による振動台実験を実施してこれらの対策工法の効果を確認した。本論文では，これらの結果について報告する。

2. 大規模地震時における電柱の解析モデル

2.1 電柱の交番載荷実験

大規模地震時における電柱の挙動を精緻に把握することを目的とした解析モデルを構築するため，新幹線で用いられているプレストレストコンクリート柱（以下，PC柱），および鋼管柱について交番載荷実験を実施した。実験に使用した試験体の諸元を表1に示す。

表1 交番載荷実験試験体の概要

試験体	外径 (mm)	設計曲げ モーメント (kN・m)	備考
PC柱1	400	196	型式 9-40-N20B
鋼管柱1	355.6	142	鋼管厚さ 6.4mm

2.1.1 PC柱の交番載荷実験

PC柱1の交番載荷実験では，根入れ深さを1mとした電柱基礎を固定架台として試験装置に固定し，固定架台天端から5.775mの位置を載荷点として，載荷点の荷重と変位の関係を計測した。また本実験では，PC柱1の設計曲げモーメントに相当する荷重を作用させたときの変位を基準変位 $1\delta_y$ ($=52.0\text{mm}$) とし， $\pm 1\delta_y$ ， $\pm 2\delta_y$ ，

* 電力技術研究部 電車線構造研究室
** 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室
*** 鉄道地震工学研究センター 地震動力学研究室
鉄道地震工学研究センター

特集：電力技術

$\pm 3\delta_y, \dots$ と段階的に変位を増加させて正負方向に荷重を与えた。図1にPC柱1の荷重と変位の関係を示す。PC柱1による本実験の主な結果を以下に示す。

- (1) 25.2kNまで線形に変形するが、それ以上の荷重では非線形な特性を示した。この荷重は、設計曲げモーメントに相当する荷重に対して0.74倍の値であり、この点がPC柱1のひび割れ点であると考えられる。
- (2) 最大荷重は86.0kNとなり、これは設計曲げモーメントに相当する荷重に対して約2.53倍の値である。
- (3) 除荷時の残留変位が顕著に増加する特性が見られず、折損の直前までプレストレスの効果が作用していたと推測される。
- (4) 載荷点（根際からの高さ5.775m位置）で最大約300mmまでの変形が可能だが、この際に最大荷重を経験して直ちに耐力が低下して折損した。このことは現状のPC柱では、最大荷重経験後の残存耐力を期待できないことを示している。

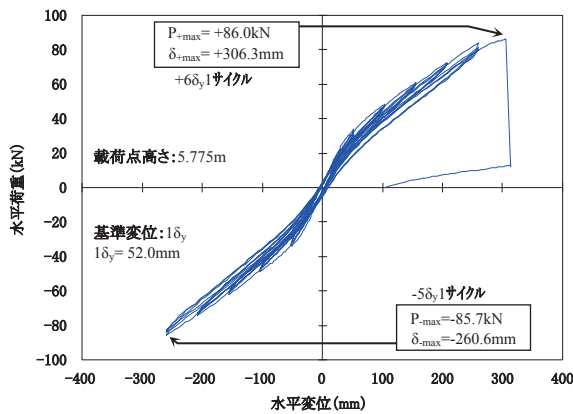


図1 PC柱1の荷重・変位特性

2.1.2 鋼管柱の交番載荷実験

PC柱1の交番載荷実験と同様に、鋼管柱1についても載荷点を固定架台から5.775mとして、載荷点の荷重と変位の関係を計測した。また鋼管柱1でも、設計曲げモーメントに相当する荷重を作用させたときの変位を基準変位 $1\delta_y$ ($=123.5\text{mm}$) とし、段階的に変位を増加させて正負に荷重を与えた。図2に鋼管柱1の荷重と変位の関係を示す。鋼管柱1による本実験の主な結果を以下に示す。

- (1) 50.4kNまで線形に変形するが、それ以上の荷重では非線形な特性を示した。この荷重は、設計曲げモーメントに相当する荷重に対して約2.06倍の値である。
- (2) 最大荷重は71.0kNとなり、設計曲げモーメントに相当する荷重に対して約2.89倍の値となった。
- (3) 最大荷重経験後直ちに耐力が低下して変形量が増大した。

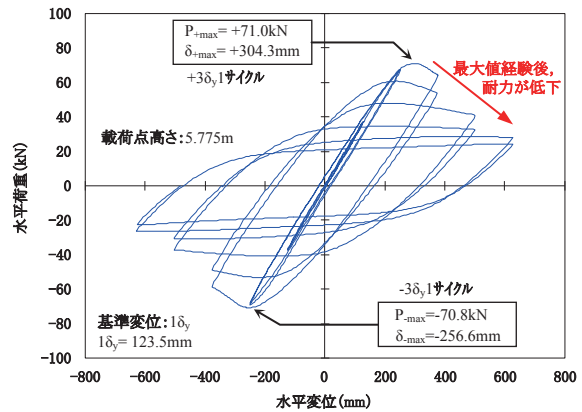


図2 鋼管柱1の荷重・変位特性

2.2 電柱の動的実験

前節で示した荷重・変位特性から電柱の静特性を求めて実際の動特性と比較検証するため、実物大の電柱による振動台実験を実施した。本実験では、交番載荷実験を実施したPC柱1および鋼管柱1と同じ断面性能を有する長さ10mの電柱を、根入れ深さを1mとして高架橋上のモルタル基礎を模擬した固定架台に挿入し、さらにモルタルを充填したものを試験体として振動台に設置した。なお各試験体には、固定架台から6m（電柱天端から3m）の高さに電車線の重量に相当する500kgの錘を取り付けた。表2に振動台実験で用いた試験体の諸元を示す。

表2 振動台実験試験体の概要

試験体	外径 (mm)	設計曲げモーメント (kN・m)	長さ (m)	備考
PC柱1	400	196	10	根入れ深さ1m 高さ6mに錘500kg
鋼管柱1	355.6	142		

実験では、振動台加振時の試験体の挙動（主に曲げ変形）を把握するため、電柱基部に π 型変位計と各部に加速度計を取り付け、曲げ変形によって生じる電柱基部の曲率、および曲げモーメントを求めた。PC柱1および鋼管柱1の振動台実験における基部の曲率と曲げモーメントの関係を図3、図4に示す。図3、図4では、振動台実験における計測値をプロット点で示し、試験体電柱の個々の部材特性から算出した骨格曲線を実線で示している。なお振動台実験における入力波は、L2地震動スペクトルIに対する高架橋（固有周期0.36s）天端の加速度応答波としている。本振動台実験の主な結果を以下に示す。

- (1) PC柱1は、加振時に骨格曲線の計算値にほぼ従って変形し、設計値の0.7倍程度の曲げモーメントを受けると根際付近にひび割れが生じた。これは2.1.1節の交番載荷実験の結果とほぼ一致した。さらにこ

れ以上の曲げモーメントを受けると、初期剛性と比較して剛性が低下した。

- (2) 鋼管柱 1 も同様に、加振時に骨格曲線の計算値に従い変形するが、設計値の 2 倍以上の曲げモーメントを受けても剛性が低下することはない、ほぼ線形に変形した。

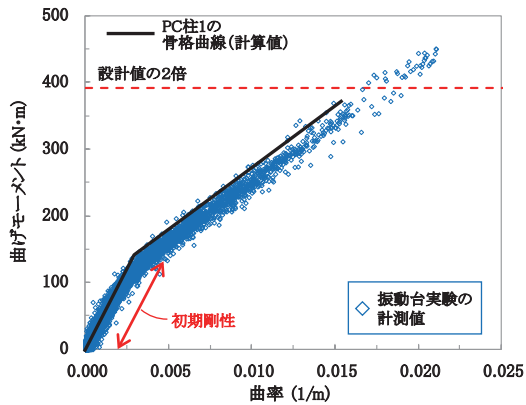


図3 PC 柱 1 の曲率・曲げモーメントの関係

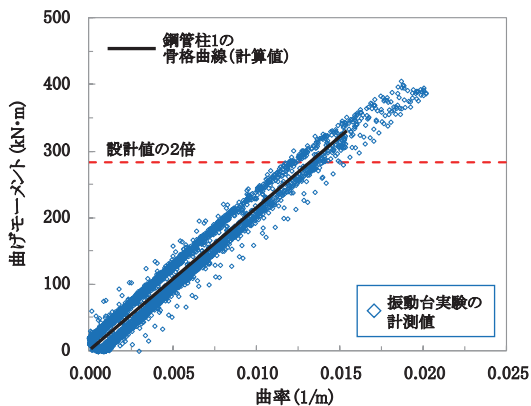


図4 鋼管柱 1 の曲率・曲げモーメントの関係

2.3 電柱の非線形特性のモデル化

交番載荷実験および振動台実験の結果に基づき、電柱(PC 柱 1、鋼管柱 1) の非線形特性をモデル化した。

2.3.1 電柱のモデル化

モデル化に際して、電柱を線材に置換した。解析モデルを図 5 に示す。固定架台（鋼製シリンダー）に該当する下端 1m の範囲は、固定架台と電柱の間に充填したモルタルの圧縮変形を想定した水平バネを各節点に設けることにより、電柱基部の固定度の影響を考慮した。また PC 柱 1 のヤング係数は、構築したモデルの 1 次固有振動数が、加振前に実施したインパルス加振で得られた固有振動数を概ね満足するように調整している。

2.3.2 電柱の非線形特性、減衰の設定

振動台実験の結果に基づき、電柱の部材に与える非線形特性を図 6 のように設定した。まず PC 柱の非線形特性は、骨格曲線を土木構造物の耐震設計標準³⁾ に示される PHC 杭に準じて算定し、履歴曲線は逆行型を用い

た(図 6 (a))。鋼管柱は、骨格曲線を土木構造物の耐震設計標準³⁾ に示される鋼管杭に準じてバイリニア型で設定し、履歴曲線は Masing 則を用いた(図 6 (b))。減衰定数は、両者ともインパクト加振によって同定された値を直接用いるのではなく、これを一定数倍した値とした。この倍率は振動台実験結果と解析の結果を比較することで試行錯誤的に設定し、最終的に PC 柱で 1.6% 程度、鋼管柱で 6.4% 程度の値を設定した。

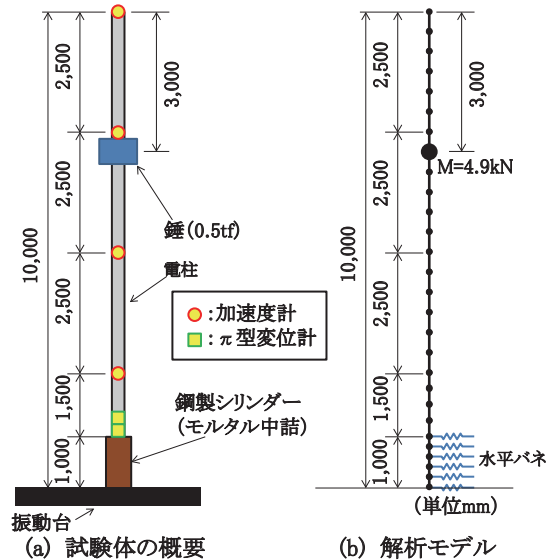
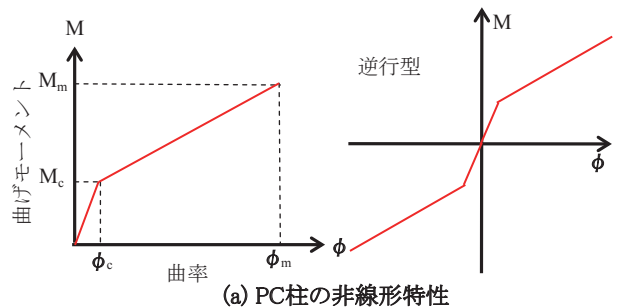
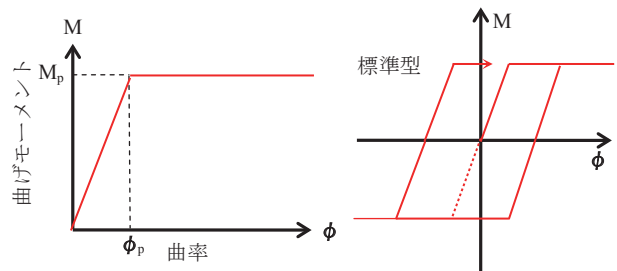


図5 振動台実験の計測項目と解析モデル



(a) PC 柱の非線形特性



(b) 鋼管柱の非線形特性

図6 電柱の非線形特性の設定
(左：骨格曲線、右：履歴曲線)

2.3.3 動的解析の結果

上記の条件に基づき、PC 柱 1 および鋼管柱 1 の動的解析を実施した。動的解析で得られた電柱天端の加速度波形を図 7 に示す。図 7 の解析結果は実験結果とほぼ一

特集：電力技術

致していることから、今回構築したモデルによって、振動台実験の結果を良好に再現できることがわかる。

以上のように、電柱の基本的なモデル化の方法として、土木構造物の耐震設計の考え方を採用し、さらに履歴特性、減衰特性を修正することによって、適切な応答値を表現できることを確認した。

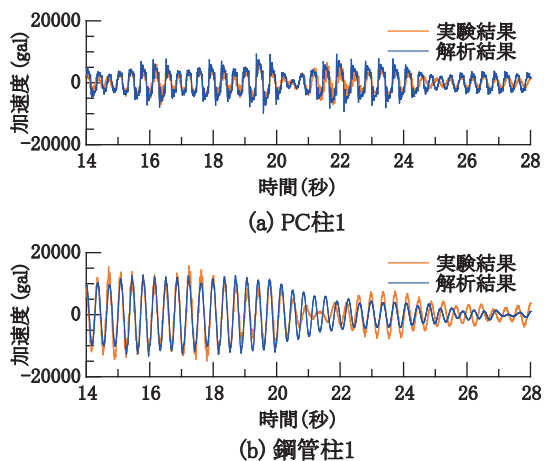


図7 動的解析結果と振動台実験の比較
(電柱天端の加速度波形)

3. 既存電柱の耐震性向上

既存電柱（主に PC 柱）の対策工法を検討し、実物大の振動台実験によって対策工法の効果を確認した。

3.1 対策工法の検討

前述の静的載荷実験や実物大振動台実験の結果、さらに現地の施工性や材料を含めた施工費を考慮して、既存電柱（主に PC 柱）の被害を低減するための対策工法を基礎種別（砂詰基礎、モルタル基礎）ごとにそれぞれ検討した。その結果、選定した対策工法を表3に示す。

砂詰基礎に対しては、PC 柱基部に丸鋼を軸方向に並行させ結束バンドにより集成して取り付け集材材を用いて変形性能を向上させる方法（図8①）、砂詰基礎の砂の代わりに粒径の大きな玉砂利、または大規模地震時に生じる砂詰基礎の変形累積による減衰低下⁴⁾に対する改善策としてゲル状のシリコンゴムを充填し応答を抑制させる方法（図8②、③）を選定した。

またモルタル基礎に対しては、張力を与えたワイヤによって上下の電柱バンドを接続して剛性を高め、固有周期を低下させる方法（図8④）、中空部に H 鋼を挿入して電柱自体の倒壊を防止する方法（図8⑤）、基部に繊維シートを巻き立て変形性能の向上を図る方法（図8⑥）、構造が簡素でかつ安価なプレーキダンパを取り付けて地震動に対する応答を抑制させる方法（図8⑦）を選定した。

3.2 対策工法の動的実験

選定した既存電柱の対策工法の効果を検証するため、実物大電柱による振動台実験を実施した。本実験では、108kN・m の設計曲げモーメントを有する長さ 10m の PC 柱を用いて各対策工法を施工して試験体とし、2.2 節で述べた振動台実験と同様に高架橋上の電柱基礎を模擬した高さ 1m の固定架台に試験体を挿入して振動台に設置した。実験は対策工法の対象となる電柱基礎形式（モルタル基礎、砂詰基礎）のグループごとに実施し、対策工法との比較のために無対策（一般的なモルタル基礎 PC 柱、および砂詰基礎 PC 柱）の試験体を振動台にそれぞれ設置した。振動台への入力波は、損傷によって試験体の固有周期が増加することを考慮して、0.4s から 1.0s の周期帯で平坦なピークを有する加速度応答波とした。なおこの入力波は、東北地方太平洋沖地震の実測波を元に作成している。実験では入力波の振幅を徐々に大きくすることによって、試験体が折損するまで加振した。

図9に各試験体の加速度応答倍率を示す。砂詰基礎およびモルタル基礎グループにおいて無対策の試験体は、振動台の最大加速度で 796gal（ケース 1-3）、654gal（ケース 2-4）の加振時にそれぞれ折損した。対策工法の振動台実験の主な結果は以下のとおりである。

- (1) 集成材の対策工法では変形性能の向上が確認され、本実験で折損することはなかった。ただし基礎内部での損傷が見られたため、基礎内部まで集成材で電柱全体を覆うなどの対策が必要と考えられる。
- (2) 玉砂利およびゴム材の対策工法では応答抑制の効果が見られたが、特にゴム材は全ての加振ケースで応答倍率が 1.0 程度となり、応答抑制効果が非常に高いことがわかった。
- (3) 電柱バンドとワイヤによる対策工法では応答抑制の効果が見られた。これは、剛性付与に伴う試験体の短周期化によるものと考えられる。
- (4) H 鋼挿入の対策工法はケース 2-5 後に圧壊の兆候が見られたが、折損には至らなかった。H 鋼挿入による倒壊防止効果は電柱が折損した後に発揮されるため、今回の実験でその効果を確認することはできなかった（本工法の効果は、3.3 節で検証する）。
- (5) 繊維シート巻きの対策工法では応答抑制の効果を示したが、期待していた変形性能向上の効果を示す前に折損した。これは、モルタル基礎箇所の既存電柱への施工を想定し、繊維シートを巻き立てた部分を基礎内部まで埋設しなかったため、繊維シート巻き立て部と基部の未補強の短いスパンに損傷が集中したものと考えられる。
- (6) プレーキダンパによる対策工法は、電柱天端の応答変位が小さいケース 2-3 のような場合、無対策よりも応答倍率が大きく 3.8 程度になるが、電柱天端の

応答変位が大きくなるケース 2-5 のような場合はダンパの効果が発揮されるようになり、応答倍率は 2.3 程度まで低減した。

3.3 対策工法の試計算 (H 鋼挿入工法)

H 鋼挿入工法 (図 8 ⑤) は、想定以上の地震により電柱が折損した場合に、芯材 (H 鋼) が電柱を支持することで倒壊を防止し、危機耐性の向上を目指した工法である。しかし、上述の振動台実験では他工法の試験体が先に折損したため、実施の安全性を優先して H 鋼挿入工法の基部を完全に破壊することができなかった。しかし、振動台実験では無対策の試験体が先に折損していることから、H 鋼の挿入によって、基部の損傷を低減する効果があると考えられる。そこで、無対策と H 鋼挿入を対象とした応答解析を実施することによって、両工法の応答値の差を比較する。

まず、図 9 (b) に示す対策工法の加速度応答倍率により、実験に基づく両工法の応答の差を考察する。試験体への入力となる振動台加速度が 500gal 以下のケース 2-3 では両工法の応答倍率は同程度となるが、500gal を超えるケース 2-4 では無対策の試験体の方が大きくなり、無対策の試験体はケース 2-4 の加振中に折損した。これは、挿入した H 鋼が電柱に接触したことにより、H 鋼挿入工法の試験体全体の剛性が無対策のものと比較して大きくなり、応答が抑制されたものと考えられる。また、振動台加速度が 1000gal となったケース 2-5 では両工法の応答倍率は同程度となり、H 鋼挿入工法の試験体基部に圧壊の兆候が見られたが倒

表 3 既存電柱の対策工法と期待する効果

No.	対策工法 (呼称)	期待する効果	対策工法の概要	対象とする電柱基礎
①	集成材	変形性能向上	基部から高さ約 1.5m の外周に丸鋼を取付	砂詰基礎
②	玉砂利	応答抑制	砂の代わりに砂利を充填	
③	ゴム材	応答抑制	砂の代わりに低反発材を充填	
④	電柱バンド+ワイヤ	剛性付与	基部に電柱バンドを 2 個取付、ワイヤで接続	モルタル基礎 アンカーボルト式含む
⑤	H 鋼挿入	倒壊防止	コンクリート柱中空部に挿入	
⑥	繊維シート巻き	変形性能向上	基部から高さ約 2m まで巻き立て	
⑦	ブレイキダンパ	応答抑制	安価なダンパを採用	

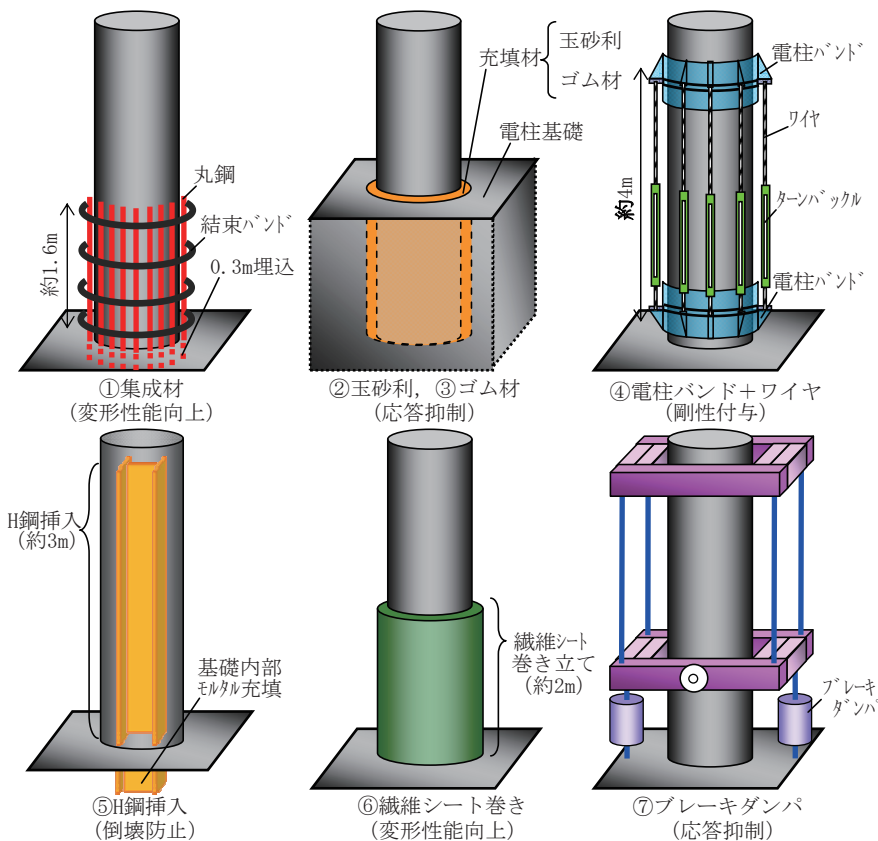


図 8 既存電柱の対策工法の概要

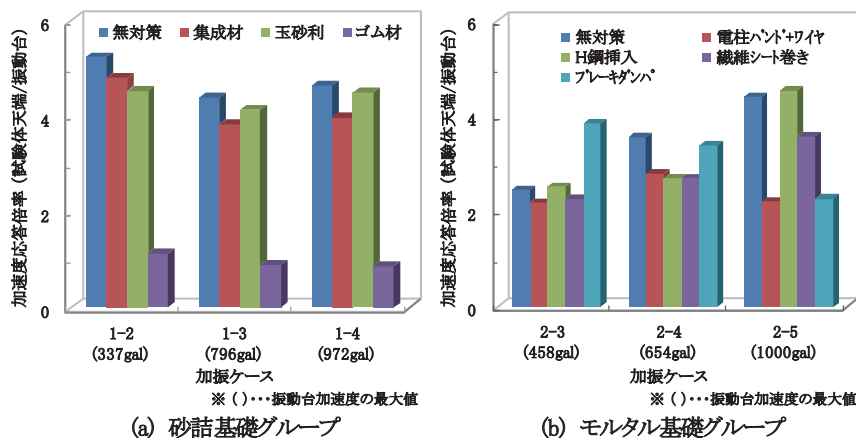


図 9 対策工法の加速度応答倍率

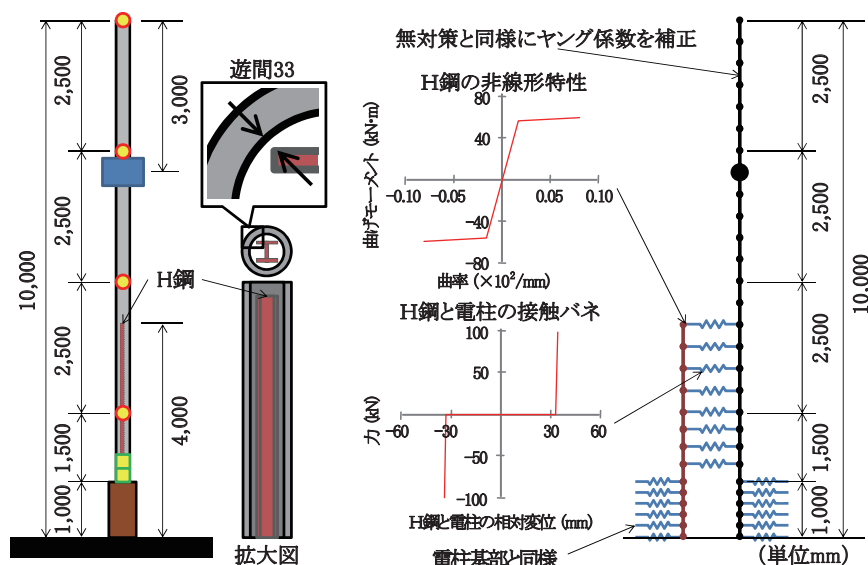


図 10 H 鋼を挿入した電柱のモデル化

壊には至らず、無対策の試験体と比較して損傷が抑制されていた。

次に両工法について動的解析を実施し、上述の実験結果に基づいた考察と同様な傾向を示すことを確認する。動的解析では、2.3 節で述べた解析モデルと同様に無対策の試験体をモデル化し、電柱の 1 次固有振動数が一致するようにヤング係数を補正した。一方 H 鋼挿入の試験体は、図 10 に示すように H 鋼を電柱に取り付けることによってモデル化した。なお本解析モデルでは、電柱と H 鋼の遊間において、両者の相対変位が H 鋼対角線長と電柱内径の差である 33mm 以下になると剛になる接触バネを設けている。

これらの解析モデルを用い、ケース 2-4 について動的解析を実施した結果、図 11 に示す電柱天端の水平変位が得られた。図 11 によると、34 秒程度までは両者の応答は一致しているが、35 秒付近で応答が大きくなる時点で、無対策と比較して H 鋼挿入の変位が小さくなっていることがわかる。なおこの時点で H 鋼と電柱が接触する事象は、実験時の加速度計モニタリングによっても別途確認されている。このように、H 鋼を挿入することによって電柱の変形が抑制されることが解析的にも示され、本対策工法の実施により電柱の損傷を抑制できる可能性が高いことを確認した。

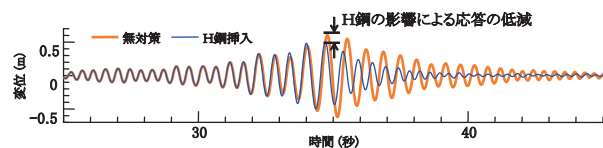


図 11 電柱天端の水平変位波形（解析結果）

4. おわりに

今後発生する可能性が高い大規模地震に対して、電柱の詳細な応答解析によって合理的な耐震設計を可能とするため、実物大電柱の静荷重実験および振動台実験から電柱の非線形特性を精緻に把握し、非線形特性を有する電柱の解析モデルを構築した。また現地での施工性や費用を考慮して、既存電柱の耐震性能を向上させる対策工法を複数選定し、実物大試験体による振動台実験を実施しこれらの対策工法の効果を確認した。これらに対する主な成果を以下に示す。

- (1) 実物大電柱の実験および実験の再現解析の結果、電柱の基本的な解析モデルの構築方法として、土木構造物の耐震設計の考え方を採用し、さらに履歴特性、減衰特性を修正することによって、適切な応答値を表現できることを確認した。
- (2) 既存電柱の地震被害を低減する対策工法として、砂詰基礎箇所について 3 工法、モルタル基礎箇所について 4 工法を選定し、ゴム材を電柱基礎に充填する工法で応答抑制効果が高いことを実物大電柱の振動台実験によって確認した。
- (3) 既存電柱の倒壊防止を目的とした H 鋼挿入の対策工法について解析モデルを構築し応答解析を実施したところ、振動台実験で見られた損傷抑制の効果について解析でも同様の効果が再現され、電柱の損傷を抑制できる可能性が高いことを確認した。

なお本研究の一部は、国土交通省の技術開発費補助金を受けて実施したものである。

文 献

- 1) 林屋均, 西脇篤, 山本浩志, 松浦和史, 葉山佳秀, 佐藤裕樹: 東日本大震災における新幹線電力設備の被害状況と復旧, 電気学会研究会資料, 交通・電気鉄道研究会, pp.1-6, 2012 年 5 月
- 2) (公財) 鉄道総合技術研究所: 電車線路設備耐震設計指針・同解説, pp.3, 2013 年 3 月
- 3) (公財) 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), pp.288-321, 2012 年
- 4) 原田智: 砂詰基礎の静荷重試験, 電気学会研究会資料, 交通・電気鉄道研究会 TER-13-042, pp.1-6, 2013 年 9 月