

H鋼を挿入したPC電化柱の倒壊防止工法の検証

酒井大央¹・室野剛隆²・原田智³・坂井公俊⁴・西村隆義⁵

¹正会員 工準学 （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

²正会員 工博 （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

³正会員 工修 （公財）鉄道総合技術研究所 電力技術研究部 電車線構造
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

⁴正会員 工博 （公財）鉄道総合技術研究所 鉄道地震工学研究センター 地震動力学
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

⁵正会員 工修 （株）ジェイアール総研エンジニアリング 構造技術部
（〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38）

1. はじめに

2011年に発生した東北地方太平洋沖地震においては、多数のPC電化柱の折損が見られ、その復旧作業が列車の運行停止期間に少なからず影響を与えた^{1),2)}。また、東北地方太平洋沖地震発生後に土木構造物の耐震設計基準³⁾が改訂されるとともに、これを受ける形で2013年には、電化柱の耐震設計指針⁴⁾が改訂された。

この電化柱の耐震設計指針の改訂では、土木構造物の設計地震動の見直しに伴い、電化柱の耐震設計で用いる地震作用も変更になっている。また、ここ数年、電化柱の地震時挙動に関する研究が推進^{5),6),7)}され、その最新の知見も取り入れられている。例えば、構造物のロッキング振動の影響により、従来のように構造物の水平振動だけを考えていた場合よりも、電化柱に作用する加速度が1.2倍から2倍程度大きくなることが示されている。この改訂により、新設の電化柱に要求される耐震性能は非常に高くなっている。

一方、従来の基準で設計された既存の電化柱の中には、新設される電化柱と比較して耐震性能の劣るものも存在する。特に2011年東北地方太平洋沖地震で大きな被害を受けたPC電化柱に対して、何らかの有効な耐震補強工法が求められている。

電化柱の耐震対策工法としては、(i)電化柱の耐力や変形性能を向上させる対策、(ii)電化柱の応答を抑

制する対策、(iii)危機耐性の向上を目的に電化柱の倒壊を防止する対策、の3つの考え方がある。

ここで、上記(iii)は、(i)や(ii)と大きく目的が異なる。つまり、(i)(ii)は想定される地震に対して電化柱が損傷することを防止するためのものであり、それ以上の地震に対する保障はない。それに対して、(iii)は、想定以上の地震に対しても、倒壊だけは最低限防止しようとするものであり、危機耐性³⁾に重点を置いたものである。

本検討では、この危機耐性に重点を置いたPC電化柱の地震対策工法として、PC電化柱にH鋼を挿入した倒壊防止工法を提案するとともに、本工法の有用性を、解析および振動台実験により検証することを目的とする。

2. H鋼を挿入した倒壊防止工法の概要

本検討においては、危機耐性に重点を置いた倒壊防止工を取り扱う。危機耐性とは、想定以上の地震に対しても、構造物またはシステムとして破滅的な状況に陥ることを防止する性能である³⁾。この危機耐性は、例えば、電化柱に大きな損傷が発生した場合にも倒壊を防止することで、車両との衝突という甚大な被害が発生する可能性のある事象を最低限防止する性能と捉えることもできる。

本検討において提案する倒壊防止工法は、H鋼等

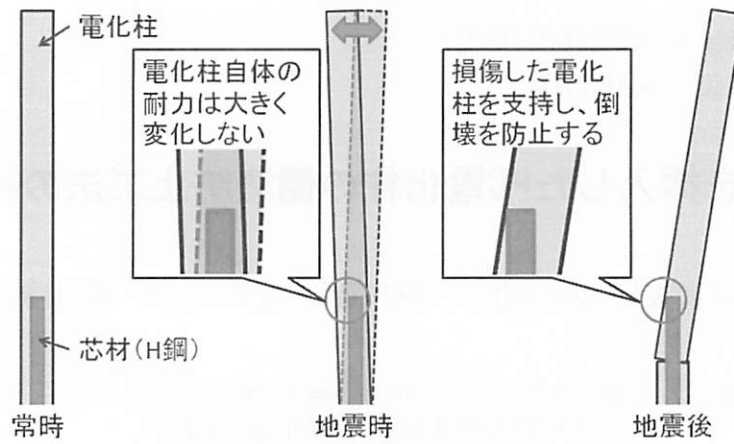


図1 H鋼を挿入した倒壊防止工法の概要

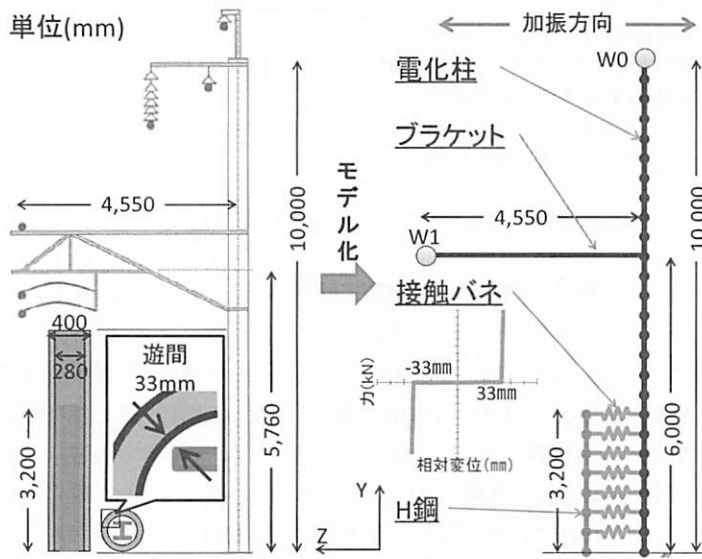


図2 PC電化柱およびH鋼のモデル化

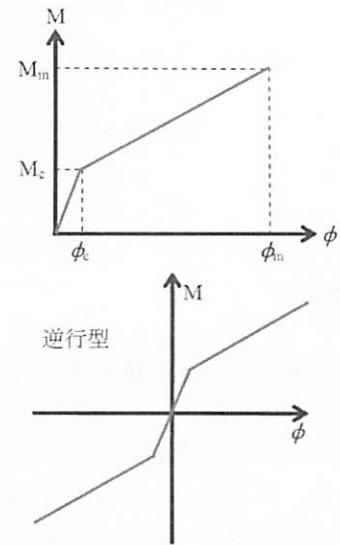


図3 PC電化柱の非線形特性

の芯材を PC 電化柱に挿入し基部をモルタル等で固定する工法である。これは、常時の PC 電化柱が有する振動特性や地震時変形性能は変化させないが、想定以上の地震により電化柱が損傷した場合には、芯材が電化柱を支持し倒壊を防止することを期待したものである（図1）。本工法は、例えば H 鋼を電化柱上部から挿入する方法などにより比較的容易に施工が可能であり、かつ比較的安価に施工可能であると考えられる。

また、この本工法は、挿入した芯材と PC 電化柱をモルタルやウレタン等の中詰め材で一体化させることにより、電化柱の周期を短くし、土木構造物との共振を避けることも可能であると考えられる。ただし、本検討においてこの固有振動数の変化については考慮していない。

以降では、本工法の効果を解析的に確認するとともに、実物大の振動台実験から対策効果を明らかにする。

3. 数値解析に基づく対策効果の確認

(1) 解析モデル

本検討では、一般的に用いられている PC 電化柱 10-40-N11B（表1）に H 鋼 H150×7×10 を挿入することを想定して電化柱、H 鋼をそれぞれはり要素でモデル化した（図2）。

表1 PC電化柱諸元

種類	11-40-N11B
長さ(m)	10
設計曲げモーメント(kNm)	107.8
曲げ剛性(Nm ²)	4.07×10^7
単位長質量(kg/m)	167
断面2次モーメント(cm ⁴)	1.04×10^5

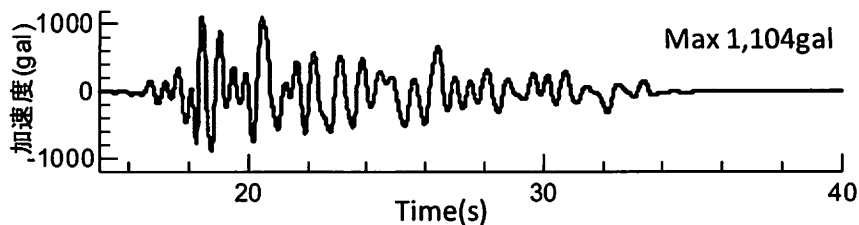


図4 本震による高架橋上面の波形

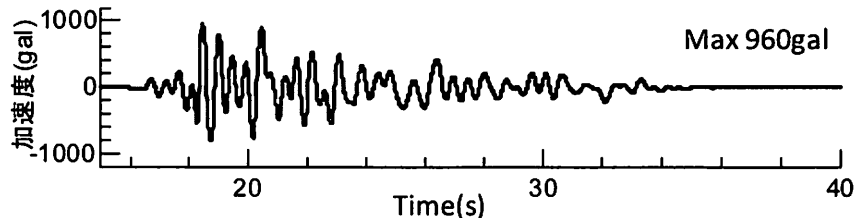


図5 余震による高架橋上面の波形

a) 電化柱のモデル化

自重は各節点に分布させ、基部は剛結とした。PC部材の非線形特性と減衰定数は、既往の振動台実験の結果⁸⁾を踏まえて設定した。具体的には、骨格曲線を土木構造物の耐震設計標準に示されるPHC杭に準じて算定し、履歴曲線は逆行型を用いた(図3)。また、減衰定数は1.6%程度とした。ブラケットは剛な線形部材とした。架空地線、保護線、き電線各延長50m分の荷重、腕金、がいしの荷重は電化柱上端部(図2:W0)に支持させた。ちょう架線、補助ちょう架線、トロリ線各延長50m分の荷重、ブラケットの自重はブラケット端部(図2:W1)に支持させた。

b) H鋼のモデル化

自重は各節点に分布させ、基部は剛結とした。電化柱とH鋼の間には、遊間を考慮して、電化柱とH鋼の相対変位が33mm以下で剛になる接触バネ(図2:接触バネ)を設けた。H鋼部材の非線形特性は、全塑性モーメントを折れ点とするバイリニアとした。減衰定数は電化柱と同様の剛性比例減衰を用いている。

(2) 解析に用いる入力波形の作成

本検討においては、高架橋上に設置されたPC電化柱が健全な状態において本震が作用することで電化柱の基部が破壊され、その後、基部が破壊された状態において余震が作用し倒壊防止工法が機能する、というシナリオを想定した。このシナリオのもと、入力地震動を設定し、各ケースの応答を比較した。

本震を想定した地震動は、L2地震動(スペクトルII)(以降、L2spcII)(G3地盤)が作用した場合の高架橋上面の応答波形とした。上記の通り、本検討においては、本震が作用することにより高架橋上のPC電化柱が損傷するというシナリオを想定している。そこで、高架橋の諸元はPC電化柱の応答が大きくなるよう作為的に設定した。具体的には、表2に示すとおりであり、この高架橋諸元を決めるにあたり、高架橋の固有周期と降伏震度を変えた1自由度系の解析を数ケース実施し、その中でPC電化柱の応答が大きくなる高架橋の諸元を選定した。

一方、余震を想定した地震動は、上記と同様の高架橋にL2spcII(G3地盤)の振幅を0.7倍した波を入力し、算出された高架橋の応答波形とした。

本震、余震それぞれの高架橋上面の波形を図4、図5に示す。なお、本震、余震のどちらの場合においても、高架橋のロッキングの影響³⁾を簡易に考慮し、振幅を1.2倍して入力している。

表2 高架橋諸元

固有周期	降伏震度	減衰	履歴曲線
0.4s	0.8	0.1	Cloughモデル

(3) 電化柱基部が健全な状態の解析(本震時)

電化柱基部が健全な状態での解析は、無対策のモデル(ケース1)とH鋼を挿入したモデル(ケース2)の2ケースで実施した。両者のモデルを図6に示す。

これら2ケースの動的非線形解析の結果を図7(最大応答分布)、図8(電化柱上端の応答変位波形)に示す。

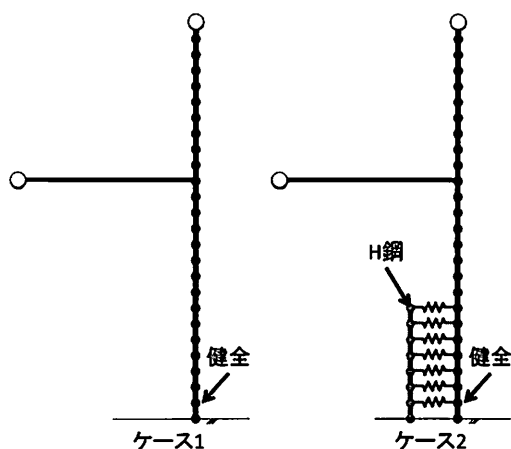


図6 基部が健全な状態での解析ケース

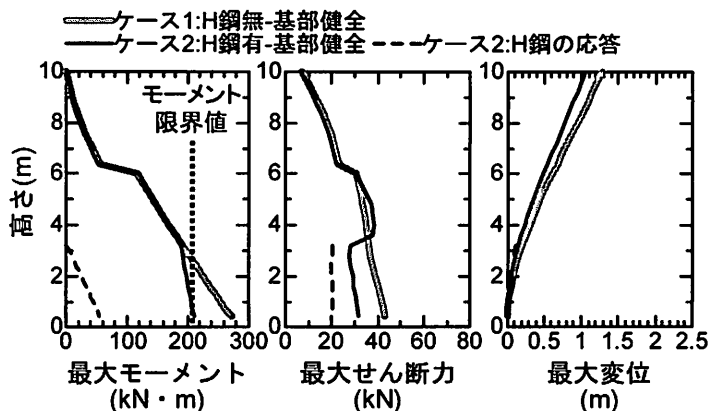


図7 基部が健全な状態の最大応答断面力および変位

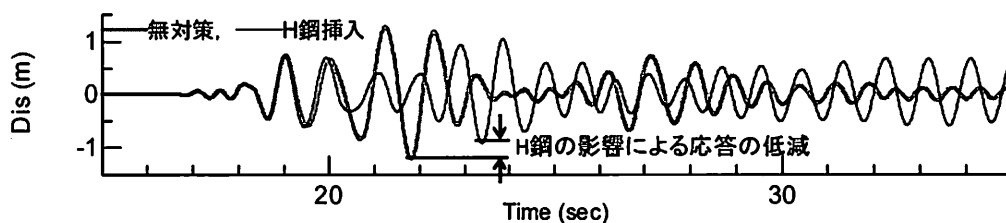


図8 基部が健全な状態の応答変位波形

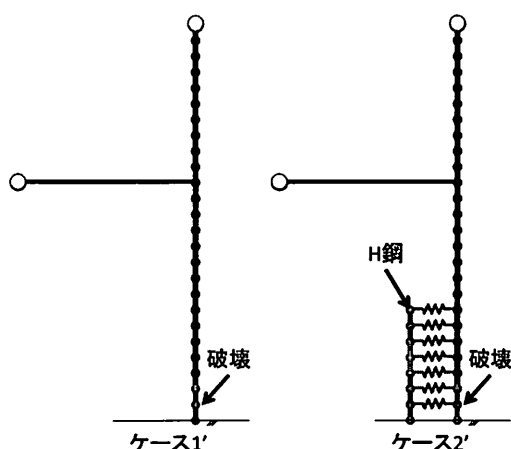


図9 基部が破壊された状態での解析ケース

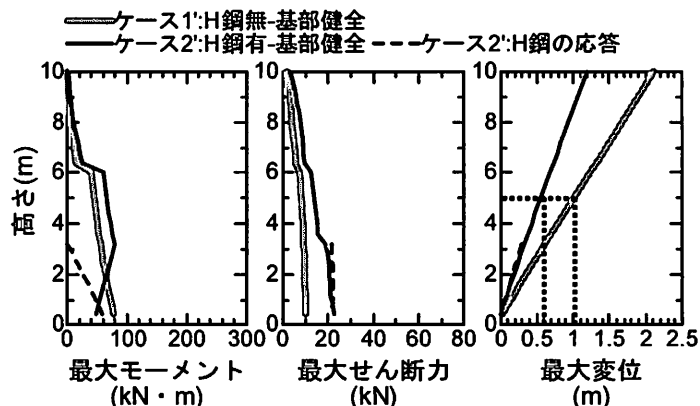


図10 基部が破壊された状態の最大応答断面力および変位

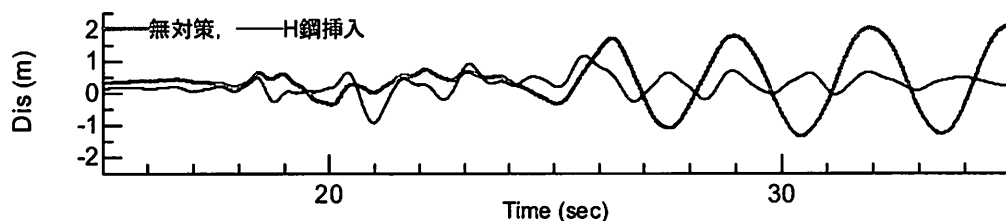


図11 基部が破壊された状態の応答変位波形

図7より、ケース2は、電化柱とH鋼が接触することで、H鋼が電化柱の断面力を一部負担していることが分かる。しかし、数値に差はあるものの、両ケースともに、基部の曲げモーメントが電化柱の曲げ耐力を上回っている。

上述したように、H鋼挿入による倒壊防止工法は、PC電化柱が大きく損傷した後に倒壊を防止する機能として役割を発揮することを期待したものであるが、図7の最大変位分布、図8の変位波形を見ると、最大応答が低減する効果も発揮することが分かる。

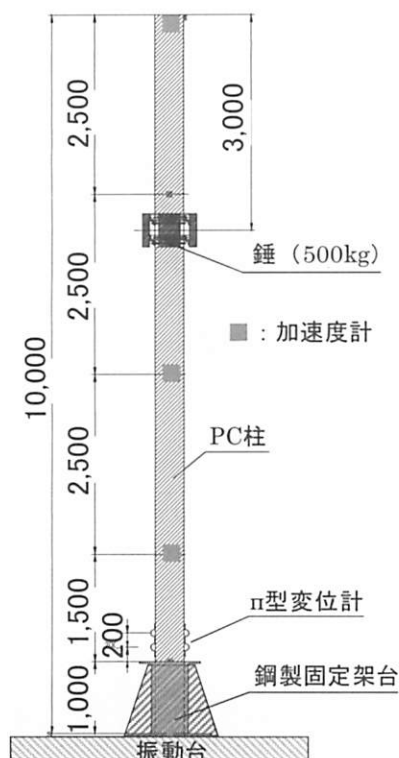


図 12 振動台実験の試験体

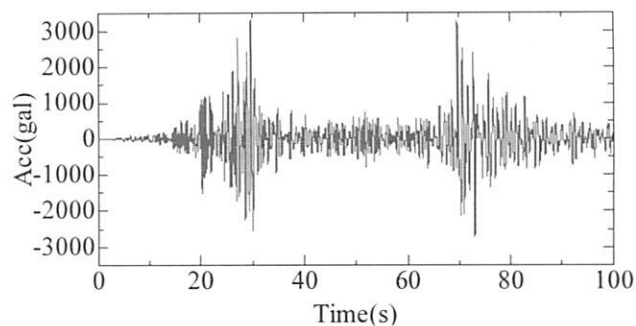


図 13 振動台実験の入力地震動

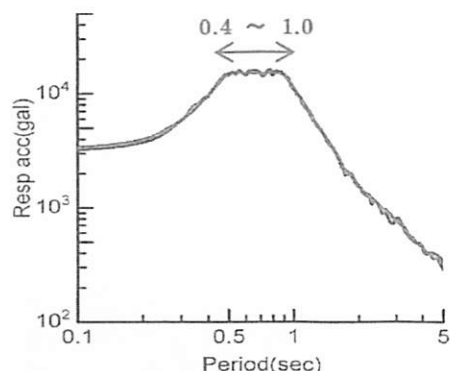


図 14 振動台実験の入力地震動のスペクトル

(4) 電化柱基部が破壊された状態の解析（余震時）

3. (3)において、本震によりケース1、ケース2とともに電化柱基部の曲げモーメントが電化柱の曲げ耐力を上回ることが確認された。そこで、図9に示すような電化柱の基部が破壊された状態であるケース1'、ケース2'に対して解析を実施した。なお、電化柱基部の破壊状態は、基部に位置する2要素の剛性を1/100に倍させることで表現した。

これら2ケースの動的非線形解析の結果を図10（最大応答分布）、図11（電化柱上端の応答変位波形）に示す。

ここで、別途幾何学的な検討から、電化柱が 8° 以上傾斜するとブラケットが車両限界を支障し、車両と接触する可能性が生じることを確認している。このとき、電化柱上端から5mの位置の水平変位が700mm程度である。この700mmを限界値の目安として図10を見ると、ケース1'では、電化柱上端から5m位置の水平変位が、1mに達するほど傾斜している。一方、ケース2'では同じ位置の水平変位が400mm程度であり、H鋼が電化柱を支持することによる、変位の抑制効果が顕著に現れており、倒壊を防止している。図11からも、ケース1'はケース2'に比べ、振幅が小さくなっていることが分かる。

4. 振動台実験に基づく対策効果の確認

(1) 振動台実験

続いて、実物大のPC電化柱による振動台実験を実施することで、今回提案した倒壊防止工法の効果を確認する。

本実験の試験体は、3章における解析的検討で用いたPC電化柱10-40-N11Bとする。ただし、下端1mを架台に挿入することで振動台に固定しているため、実際には高さ9mの電化柱を使用していることになる。図12に試験体の概要と計測項目を示す。試験体は、対策前の挙動を把握するための無対策電化柱と、倒壊防止工法を施した電化柱とした。倒壊防止工法は、電化柱の内部の下端に4mのH鋼を挿入し、基部1mにモルタルを充填することで固定している。

振動台への入力波の例を図13に示す。この入力地震動は、電化柱が損傷することによって試験体の固有周期が延びることも考慮して、0.4sから1.0sの幅広い周期帯で大きな応答を示す加速度波形とした（図14）。なお、この入力波の位相特性は、2011年東北地方太平洋沖地震における観測記録に基づき作成している。加振方法は、この入力波の振幅を安全が確保できると判断される範囲内で徐々に大きくしていくことで実施している。

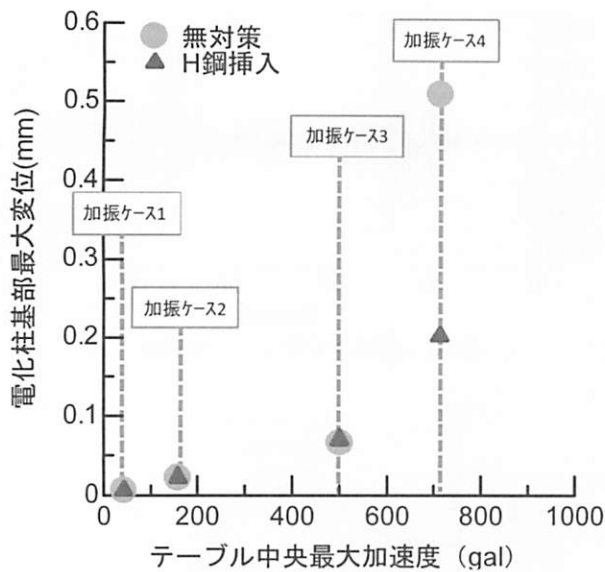


図 15 入力最大加速度と電化柱基部の最大変位の関係

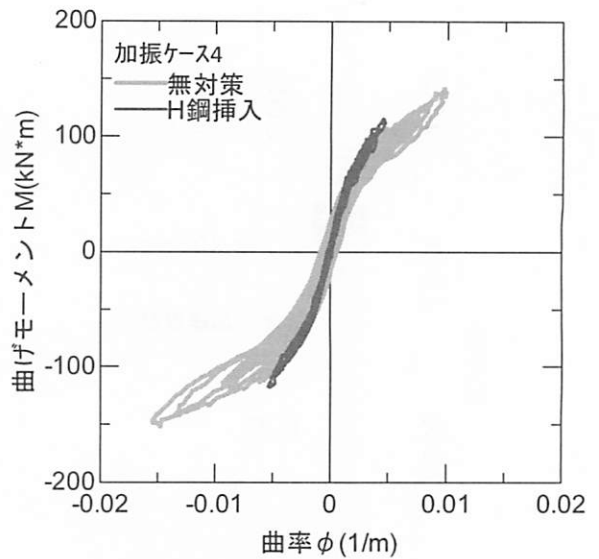


図 16 基部の曲率と曲げモーメントの関係



写真 1 1000gal 加振後の無対策電化柱基部



写真 2 1000gal 加振後の H 鋼挿入電化柱基部

(2) 実験結果

対策の実施有無による電化柱の応答の変化を考察するために、各ケースにおける入力最大加速度と電化柱基部の最大変位との関係を図 15 に示す。ここで変位とは、電化柱基部に鉛直に設置した π 形変位計の計測値を示しており、電化柱基部のある程度広い範囲におけるひずみに相当する指標である。

また、図 16 に加振ケース 4 における電化柱基部の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係を示す。ここで、電化柱基部の曲げモーメントは電化柱各位置の加速度波形から、曲率は π 型変位計からそれぞれ算

定している。

図 15 から、入力最大加速度が 500gal 以下では、対策の有無にかかわらず、電柱基部の変位はほぼ同一であるが、入力加速度約 700gal 程度のケース 4 では、H 鋼挿入の方が応答変位が小さくなっている。これは、電化柱が H 鋼に接触することで電化柱全体の剛性が大きくなり、変形が抑制されたものと考えられる。図 16 から、変形の小さな領域では両者の勾配はほぼ同一であるが、曲率が 0.002 程度を超えた領域では H 鋼挿入の方が剛性が大きくなっていることが分かる。

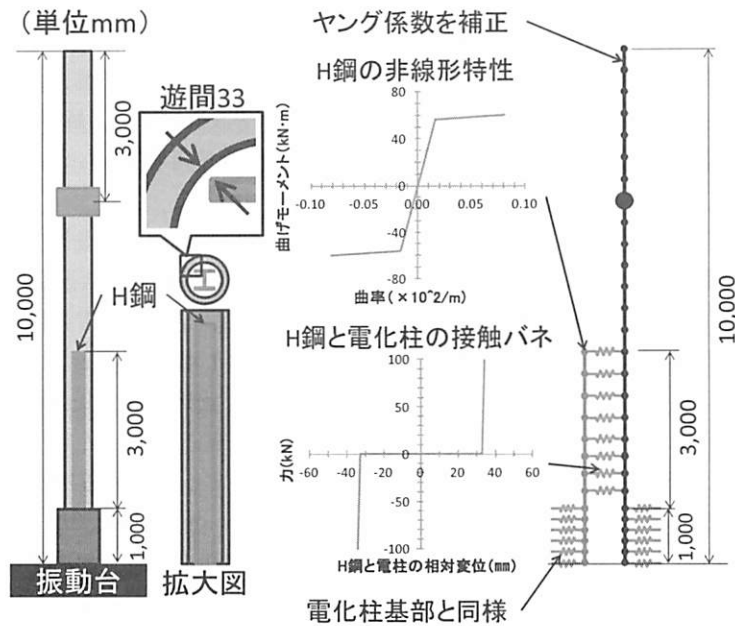


図 17 検証解析モデル

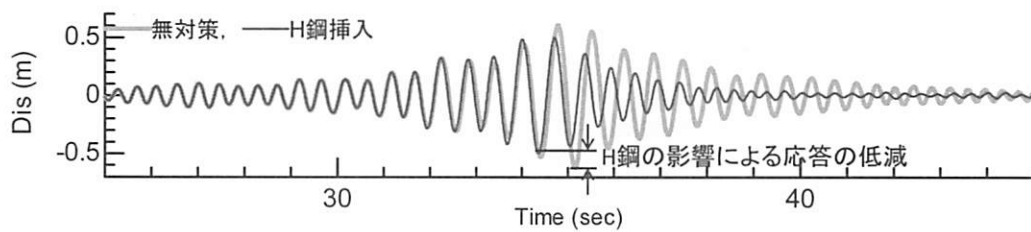


図 18 実験検証解析の応答変位波形

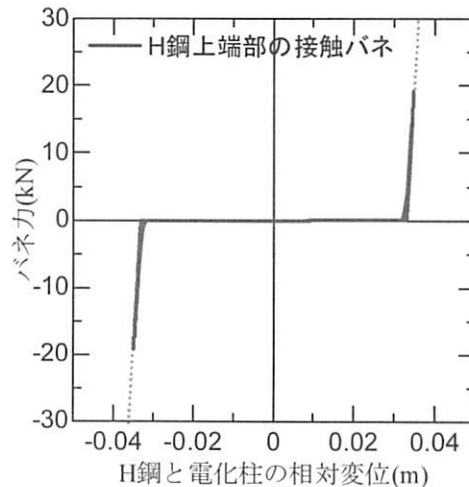


図 19 H 鋼上端部接触バネの変位とバネ力の関係

今回の試験においては計測機器の設置の都合により、700gal よりも大きな加振レベルでの計測データは得られていないが、最終的には H 鋼挿入の方が、損傷が抑制されていた（写真 1，写真 2）。

(3) 発生事象確認のための試算

続いて、解析的な検討に基づき、H 鋼に接触することで電化柱の変形が抑制されることを確認する。具体的には、加振ケース 4 を対象に動的非線形解析を実施した。

解析モデルを図 17 に示す。このモデルは、3 章で構築したモデルを基本とし、アームを削除すると

もに、電化柱やH鋼の寸法を修正している。また、鋼製固定架台に該当する柱下端1mの範囲は、固定架台と電化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、電化柱基部の固定度の影響を考慮した⁸⁾。さらに、1次固有周期が実測と一致するようにヤング係数を補正している⁸⁾。入力波は加振ケース4において振動台上で観測されたものをそのまま用いた。

解析の結果、得られた電化柱上端の水平変位波形を図18に示す。この結果から、時刻34秒程度までは両者の応答は一致しているが、35秒付近の応答が大きくなる時点でH鋼挿入の変位が小さくなっている様子が見られる。

また、図19に示すH鋼と電化柱の接触バネの挙動から、H鋼が作用していることが確認できる。このように、H鋼を挿入することで、電化柱の変形を抑制できる可能性もあることがわかった。

5. おわりに

本検討では、危機耐性に重点をおいた PC 電化柱の地震対策工法として、H 鋼を挿入した倒壊防止工法を提案するとともに、本工法の有効性を検証した。

まず、解析的な検証において、非常に大きな地震動が作用した場合、倒壊防止工法の有無にかかわらず、電化柱の基部は破壊に至る。しかしながら、基部が破壊された状態で余震が作用した場合、H 鋼が電化柱を支持することで変位を抑制し、倒壊防止工法が有効に機能することを確認した。

続いて、振動台実験においては、安全上の都合から基部が完全に破壊するまでの加振を実施していないため、倒壊防止工法としての効果は確認できていない。しかし、地震波の振幅が小さい場合には、無対策、H 鋼挿入ともに同様の応答を示すが、ある程度振幅が大きくなると H 鋼が電化柱と一体となって挙動するため、電化柱全体の変位を抑制する効果を発揮することが確認された。この現象を解析的に確認することで、H 鋼挿入による耐震補強は、倒壊防止効果だけでなく、応答低減の対策工法としても効果を発揮する可能性があることを確認した。

参考文献

- 1) 水野光靖, 野澤伸一郎: JR 東日本の鉄道施設における地震被害と復旧状況, 土木学会誌, Vol.96, No.7, pp. 13-16, 2011.
- 2) 土木学会・日本都市計画学会・地盤工学会 東日本大震災第一次総合調査団: 東日本大震災第一次総合調査団中間とりまとめ(案), 2011.
- 3) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 2012.
- 4) 鉄道総合技術研究所: 電車線路設備耐震設計指針・同解説, 2013.
- 5) 室野剛隆, 加藤尚, 豊岡亮洋: 地震動の入力レベルが高架橋と電車線柱の共振現象に与える影響評価, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), 68 巻, 4 号, pp. I. 418-I. 422, 2012.
- 6) 加藤尚, 室野剛隆: 長継続時間地震動が電車線柱～構造物の地震応答に与える影響, 強震継続時間が長い地震動に対する土木構造物の耐震性評価シンポジウム講演概要集, pp. 31-34, 2012.
- 7) 加藤尚, 坂井公俊, 室野剛隆: 構造物－電車線柱一体モデルによる地震応答特性の評価, 鉄道総研報告, Vol.26, No.11, pp. 17-22, 2012.
- 8) 坂井公俊, 加藤尚, 室野剛隆, 原田智, 清水政利, 青木佑輔: 大規模地震時の電車線柱の応答値算定のための非線形特性のモデル化, 地震工学研究発表会講演論文集, 第 33 回, 2013.