

東北新幹線高架橋上の電車線柱に着目した 動的非線形解析による耐震性能評価

水谷司¹・横田祐起²

¹正会員 博士(工学) 東京大学大学院助教 工学系研究科社会基盤学専攻
(〒113-8656 東京都文京区本郷7丁目3番1号)

²正会員 修士(工学) 東京大学大学院修士2年 工学系研究科社会基盤学専攻 (研究当時)

1. 研究背景

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震において、東北新幹線高架橋上に設置された多数のPC製電車線柱が傾斜・折損した(図-1)。地震発生後は高架橋本体の損傷は比較的軽微であったものが多かったため、4月2日には復旧が完了したにもかかわらず、多数の折損した電車線柱の建て替えやそれに伴う架線設備の再設置等に時間を要し、開通が4月末まで遅れることとなった^{1), 2)}。過去にも大規模な地震により、電車線柱が損傷した例は存在し、被害が発生するとその都度電車線柱の耐震設計法は見直されてきたにもかかわらず、上述の被害が発生したことは現行の電車線柱の耐震設計法が未だ十分でないことを示している。同様の被害を繰り返さないためにも電車線柱の耐震性能を適切に把握し、設計基準に反映させることが必要である。

そこで、本研究では、東北新幹線沿線の高架橋として一般的な構造の一層ラーメン高架橋およびその上部に設置された電車線柱を対象に、高架橋、電車線柱双方の骨組みモデルを構築し、様々な入力波を用いて動的非線形解析を実施することで、電車線柱が損傷を受け易い地震動の特性や、電車線柱の基礎形式として一般的に用いられている砂基礎とアンカー基礎の違いによる耐震性能の差異について分析した。さらに解析結果を分析して得られた知見をもとに現行の電車線柱の耐震設計において設計地震動として用いられている地震動が適切なものかどうかを検討した。

なお本研究の解析には、東京大学橋梁研究室が開発している動的非線形解析・信号解析プログラムISAS (Interactive Simulator and Analyzer for Structures)を使用している。



図-1 東北地方太平洋沖地震における東北新幹線高架橋上の電車線柱の損傷²⁾

2. 対象高架橋・電車線柱モデル

高架橋上に設置された電車線柱の質量が高架橋本体の質量と比較して十分小さく連成の影響が小さいと考えられるため、高架橋と電車線柱それぞれのモデルを構築して解析を行うこととした。以下で高架橋モデル、電車線柱モデルそれぞれの詳細を述べる。

2.1 高架橋モデル

本研究で対象としたのは、東北新幹線の白石蔵王―仙台駅間の南長町高架橋のR14ブロックである。この高架橋は、1979年竣工のRC製であり、フーチング、杭基礎を有する4径間の一層ラーメン高架橋である。

対象高架橋の図面・設計計算書をもとに図-2に示すように三次元骨組構造モデルを構築した。非線形性には曲げ損傷による材料非線形および幾何学的非線形を考慮した。せん断損傷による非線形性は考慮していない。曲げ損傷による材料非線形特性を表現するための部材モデルとしては材端ばねモデル³⁾を採用した。このモデルでは系の非線形特性を材端に設けた非線形ばねに集約して表現するため、あらか

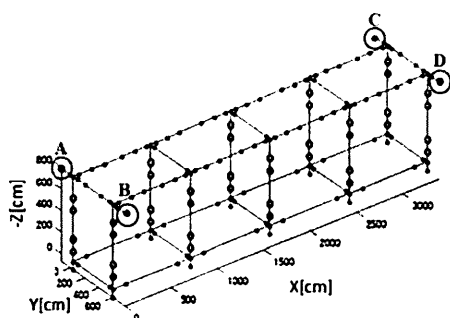


図-2 対象高架橋の3次元骨組モデル
(赤で示すノードに非線形ばねを挿入)

じめ塑性ヒンジ発生が見込まれる部位に非線形ばね挿入してモデルを構築することにより、少ない要素数で非線形解析が可能となる。また、復元力特性モデルとしては鉄道構造物等設計標準・同解説―耐震設計で規定されているRC用のテトラニア型の履歴特性⁴⁾を用いた。

対象高架橋は一般的なラーメン構造であるため柱の上端、下端で大きな作用曲げモーメントが発生すると考えられること、また小林ら⁵⁾により、実際に東北地方太平洋沖地震時に東北新幹線沿線に配置された高架橋は、柱の上部1D～2D区間（D：柱の断面高さ）に損傷が集中していたことが報告されていることから、柱の上下1D～2D区間を塑性ヒンジが発生しうる区間とし、図中の赤で示すノードに非線形ばねを挿入した。

2.2 電車線柱モデル

本研究では長さ11 m、直径40 cm、設計ひび割れ曲げモーメント110 kN・mの電車線柱について分析をする。

図-3(a)に示す電車線柱の設計図面および荷重計算書を参考にしてモデルを構築した。図-3(b)に構築した電車線柱モデルを示す。基礎形式としては本研究では砂基礎とアンカー基礎の2つについて検討する。砂基礎は電車線柱の下端を高架橋に固定せずに基礎部に砂を詰めたタイプの基礎であり、一方、アンカー基礎は電車線柱の下端をアンカーにより高架橋に固定するタイプの基礎である。砂基礎をモデル化するには、坂井ら⁶⁾のモデルを参考に電車線柱モデルの下端から1.0 m上まで5 cmごとに節点を設け、基礎最上部の節点にはモルタルヒューズを模擬した水平バネを、それ以外の基礎部の節点には砂を模擬した水平ばねを設置した。また、砂基礎は投げ込み式基礎であるため基礎下端の結合条件はピン結合とした。それに対してアンカー基礎をモデル化するには、

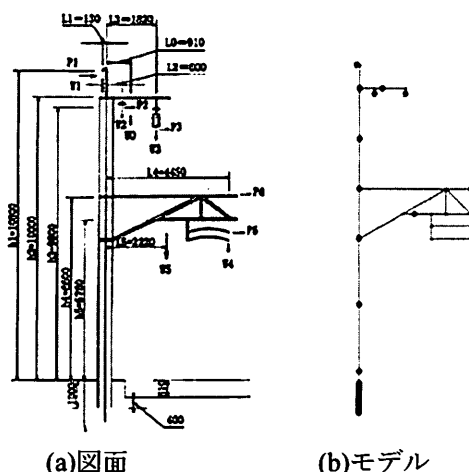


図-3 対象電車線柱の設計図面とその骨組みモデル

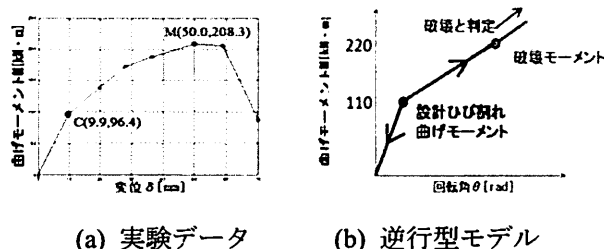


図-4 PC電車線柱のプッシュオーバー試験結果とその復元力モデル（実験データについては、東日本旅客鉄道株式会社構造技術センター提供）

基礎部を線形の剛体梁要素とし、下端を剛結とした。非線形性には材料非線形および幾何学的非線形を考慮した。材料非線形性を考慮した部位は、PC電車線柱本体、砂基礎におけるモルタルヒューズおよび砂の部分である。以下でそれぞれの部位の復元力特性について述べる。

(1) PC製電車線柱のもつ復元力特性

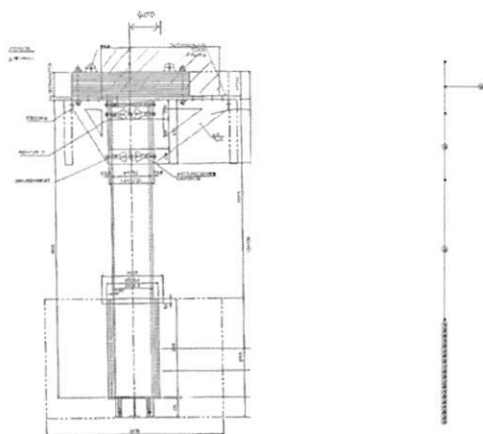
坂井ら⁷⁾の実物大のPC製電車線柱を用いた振動台実験より、復元力特性として逆行型を用いることでPC製電車線柱の材料非線形特性を高い精度で再現できることが明らかになっている。そこで、本研究ではPC柱の基礎部上端から40 cm（1D）の区間の両端に逆行型の復元力特性を持つ非線形ばねを挿入した。

ひび割れ点での曲げモーメントの値は設計ひび割れ曲げモーメント110 kN・mとした。破壊モーメントは設計ひび割れ曲げモーメントの2倍以上とすることが定められているため⁸⁾、本研究では設計ひび割れ曲げモーメントの2倍の220 kN・mとした。第2剛性倍率は東日本旅客鉄道構造技術センターが実施した対象電車線柱と同規格の電車線柱のプッシュオーバー試験の結果（図-4(a)）をもとに決定した。本試験結果から電車線柱の耐力が急激に低下し、破壊に



(a) 加振実験全体図 (b) 基礎部拡大図

図-5 砂基礎を有する模擬電車線柱の加振実験（東日本旅客鉄道株式会社構造技術センター提供）



(a) 図面 (b) モデル

図-6 加振実験に用いられた模擬電車線柱の図面とその骨組みモデル

至る直前の状態での最大曲げモーメントの値は、ひび割れ点での値の約2倍となっており、破壊曲げモーメントとして上記のように設計ひび割れ曲げモーメントの2倍の値を用いることは妥当であると考えられる。最終的に採用したPC製電車線柱本体の復元力特性モデルを図-4(b)に示す。

(2) モルタルヒューズの復元力特性

モルタルヒューズの復元力特性として坂井らはヒューズの破壊後に復元力が0になるギャップ型と呼ばれる特殊な復元力特性を用いているが⁶⁾、本研究では非線形領域で勾配がゼロになるバイリニアにより近似的にそれをモデル化した。初期勾配および折れ点の値は上記のギャップ型モデルと同じ値を用いた。

(3) 砂の復元力特性

砂のもつ復元力特性は1折れ2勾配型のものを用いることである程度表現できることが明らかになっている⁶⁾。本研究では坂井ら⁶⁾による砂基礎を有する電車線柱の加振実験で得られた砂の復元力の履歴曲線が第2象限、第4象限をほとんど通過していないこと

表-1 同定した砂ばねのパラメータ

パラメータ	推定値
減衰定数	13%
初期剛性	160 kN/cm
折れ点での荷重	12 kN
第2 剛性倍率	0.23

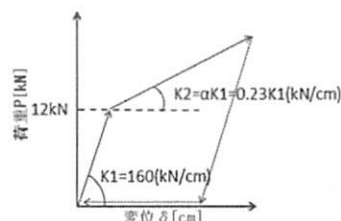


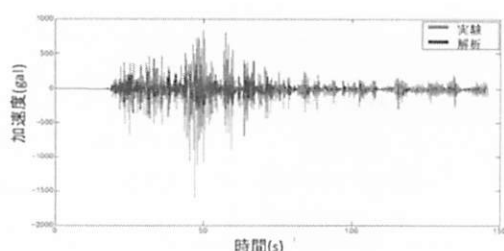
図-7 砂ばねの復元力特性

から1折れ2勾配型のスリップ型を復元力特性として採用した。

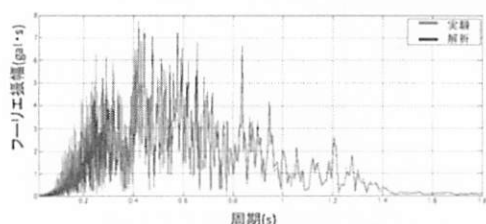
また、スリップ型を適用した砂を模擬したばね（以下、砂ばねとよぶ）のパラメータについては東日本旅客鉄道構造技術センターの実施した砂基礎を有する模擬電車線柱の加振実験結果もとに同定した。図-5に加振実験の写真を示す。模擬電車線柱本体は鋼板巻き補強がなされた剛なものであり、加振実験時に非線形化しないが、砂基礎部は実物と同様のものを用いているため、実物に近い非線形特性を有していると考えられる。そこで、図-6に示すように模擬電車線柱の骨組みモデルを構築し動的解析を行い、実験結果をよく再現できるように砂基礎のパラメータを推定することにした。

今回同定を試みた砂基礎に関するパラメータは、砂ばねのもつ内部減衰の減衰定数、砂ばねの初期剛性、骨格曲線上の折れ点での荷重値、第2剛性倍率の4つである。これらのパラメータを段階的に変化させ、実験時の加振力を模擬電車線柱モデルに入力し、約200ケースの解析を実施した。各ケースにおいて模擬電車線柱頂部での加速度応答値のフーリエ振幅スペクトルを算出し、実験値と解析値の差分の二乗和が最も小さくなるものを最適パラメータとして採用した。

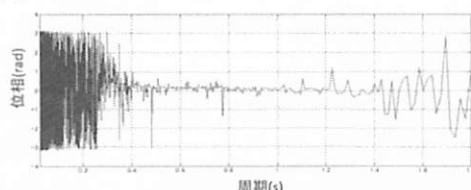
最終的に採用したパラメータを表-1に、それらを適用した砂ばねの復元力特性モデルを図-7に示す。表-1のパラメータを用いて解析した模擬電車線柱頂部での加速度応答値と実験結果とを比較したものを図-8に示す。図から周波数領域においてスペクトルが卓越している帯域は0.2～1.2秒付近であることが分かる。この帯域のうち、0.2～0.4秒付近までの高周波帯域においては実測と解析との間の振幅スペクトル



(a) 電車線柱頂部での加速度応答の時刻歴



(b) 加速度応答のフーリエ振幅スペクトル



(c) 実験値と解析値とのクロススペクトルの位相

図-8 表-1に示すパラメータを用いて解析した模擬電車線柱上部における加速度応答の解析結果と実験結果との比較

ルに差が見られるが、0.4～1.2secについては非常に精度よく再現できていることがわかる。図-8(c)は実験値と解析値とのクロススペクトルの位相を示しており、図-8(b)の振幅スペクトルと同様に、0.2～0.4秒付近までの高周波帯域においては位相差はみられるものの、0.4秒以上の帯域についてはほぼゼロとなり、実現象をよく再現できていることがわかる。

3. 高架橋および電車線柱モデルの動的非線形解析

解析はまず高架橋モデルに地震動を入力し、図-2のA～Dの電車線柱の設置個所での加速度応答値を算出する。そして、算出した高架橋天端での水平、鉛直加速度を電車線柱基部に入力するという手順をとった。ただし、分離モデルでは厳密に回転加速度の影響をモデルに反映させることが困難であるため、今回は考慮していない。そのため、本論文で示す電車線柱基部への入力波は回転加速度を考慮した場合よりも過小評価していることになる。

解析は表-2に示す9ケースを実施した。東北地方太平洋沖地震の地震動のデータは仙台、福島、郡山で観測されたK-NETの地震波の3成分（以後それぞれ

の地震動をK-NET仙台、K-NET福島、K-NET郡山と呼ぶこととする。）、兵庫県南部地震については鷹取、ポートアイランドで観測された地震波の3成分を用いた。

ケース1のK-NET仙台を入力するケースは対象高架橋が実際に存在する地点での実現象の検証が目的である。地震動の規模による高架橋・電車線柱の損傷の違いについて検討するためケース2～ケース5においてK-NET仙台の地震波に定数を掛けて加速度振幅を縮小したものについても検討した。

ケース6およびケース7では参考文献²⁾によると電車線柱の被害が少なかった福島、および被害の多かった郡山で観測された地震波を入力し、仙台以外の地点でも実現象を再現できるか検討した。

ケース8およびケース9では東北地方太平洋沖地震とはスペクトル特性が異なる兵庫県南部地震の地震動を入力した場合の高架橋及び電車線柱の損傷について検討するために実施した。特にケース9のポートアイランドで観測された地震動は現行の電車線柱の耐震設計において動的解析用の地震動として用いられているものであるため、このケースを実施することで電車線柱の設計地震動が妥当なものであるかを検証した。

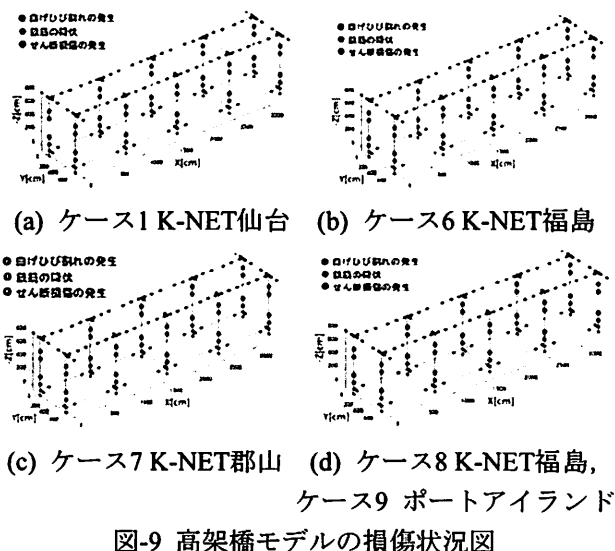
3.1 南長町高架橋モデルの動的非線形解析結果

図-9にケース1およびケース6～9の解析から得られた南長町高架橋モデルの損傷状況図を示す。ケース1のK-NET仙台を入力した場合には図-9(a)に示すように1本の端部柱に曲げせん断損傷が発生する結果となった。前述の通り、せん断損傷による非線形性は動的解析上では考慮せず、作用せん断力がせん断耐力を上回ったかどうかのみを調べている。作用せん断力をせん断耐力で除した値の最大値（以後この比を α とよぶ）が4本の端部柱のうち3本で他の中間柱での値と比較して大きくなり、端部柱に損傷が集中し易いという結果となった。これは端部柱のせん断スパンが中間柱に比べて短いことに起因すると考えられる。

小林ら⁵⁾の東北地方太平洋沖地震後の調査によれば、仙台工区に存在する高架橋にはブロックの端部柱に曲げせん断損傷が生じたことが報告されている。したがって、ケース1の解析により得られた損傷の度合いは実現象と整合性が取れている。なお、K-NET仙台の加速度を縮小したケース2～5では、せん断損傷は発生せず、曲げ損傷についても骨格曲線上で最大耐力点（M点）を超えることがなかったため軽微な損傷のみ発生するという結果になった。

表-2 解析ケースと入力波の定義

ケース 番号	高架橋モデルへの入力地震動		
	地震	観測地	加速度倍率
1	東北地方 太平洋沖 地震	K-NET仙台	1.0
2			0.9
3			0.8
4			0.7
5			0.6
6		K-NET福島	1.0
7		K-NET郡山	1.0
8		鷹取	1.0
9	兵庫県南 部地震	ポートアイランド	1.0



ケース6のK-NET福島入力時および、ケース7のK-NET郡山入力時にはせん断損傷は発生しないという結果となったものの、ケース1と同様、端部柱での α が中間柱のものよりも大きくなった。曲げ損傷についてはケース6、ケース7共に骨格曲線におけるM点を超えることはなかったが、端部柱での曲げによる変位が中間柱でのそれに比較し若干大きくなり、特に図-9(c)に示すケース7では中間柱では上下端でひび割れ発生、もしくは下端でのみ鉄筋が降伏したのに対して、端部柱では柱の上下端で鉄筋降伏まで損傷が進行し、曲げに関しても損傷が端部柱に集中し易いという結果となった。

ケース8、9の兵庫県南部地震の地震動を入力したケースでは、ケース1同様、4本のうち3本の端部柱で曲げせん断損傷が発生するという結果となった。

3.2. 電車線柱モデルの動的非線形解析

(1) K-NET仙台入力時（ケース1～5）の解析結果

表-3～表-6にケース1、2、3、5それぞれの解析結果

を示す。ケース1では高架橋は曲げせん断損傷が生じ比較的大きな損傷が発生すると判定されたが、表-3より電車線柱も設置箇所および基礎形式に限らず破壊曲げモーメント超え、破壊すると判定された。実際に仙台では比較的多くの電車線柱の被害が報告されており²⁾、この解析結果は実現象と整合性が取れている。

さらにK-NET仙台の振幅を0.9倍し、高架橋本体の損傷が軽微となったケース2についても電車線柱はすべての設置個所で基礎形式に限らず破壊するという結果となり、高架橋本体の損傷が軽微であっても電車線柱が破壊する可能性があることがシミュレーションで確認できた。

また、さらに振幅を縮小したケース3では表-5より、砂基礎を有する電車線柱は設置個所に限らず破壊に至らないのに対して、アンカー基礎を用いた場合には設置個所に限らず破壊するという結果となり、砂基礎のアンカー基礎に対する優位性がシミュレーションで確認された。

アンカー基礎を用いた場合についてはさらに振幅を縮小したであるケース4においても設置箇所全てで破壊に至るという結果になった一方、表-6に示す通りケース5のK-NET仙台の0.6倍を入力した場合においては一箇所を除き破壊に至らないという結果となった。よって、ケース2～5の結果より一般的な構造の一層ラーメン高架橋を介して地震動が伝達される場合、砂基礎を用いた場合にはK-NET仙台の0.9倍、アンカー基礎の場合にはK-NET仙台の0.6倍程度の地震動に対して破壊の危険性があるといえる。

(2) K-NET福島入力時（ケース6）およびK-NET郡山入力時（ケース7）の解析結果

ケース6とケース7ではそれぞれ東北地方太平洋沖地震時に電車線柱の被害が小規模であった福島、仙台以外の地域で電車線柱の被害が多かった郡山で観測された地震動を用いて解析し、それぞれの地域で被害が再現できるか検討した。表-7、表-8にケース6およびケース7の解析結果を示す。表より、被害の少なかった福島では電車線柱は設置箇所、基礎形式によらず健全であり、被害が多かった郡山では設置箇所、基礎形式によらず破壊するという結果となった。これらの結果より、東北地方太平洋沖地震での地域別の電車線柱の被害が今回用いたモデルによりある程度再現できたと考えられる。

表-3 ケース1 (K-NET仙台) の解析結果

基礎形式	建植箇所	柱部根際での作用最大曲げモーメント(kN・m)		破壊判定
		正側	負側	
砂詰め基礎	A	242.4	-255.6	破壊
	B	292.0	-264.2	破壊
	C	226.5	-237.2	破壊
	D	242.3	-225.4	破壊
アンカー基礎	A	307.3	-328.0	破壊
	B	297.1	-297.5	破壊
	C	314.4	-272.7	破壊
	D	283.4	-260.5	破壊

表-7 ケース6 (K-NET福島) の解析結果

基礎形式	建植箇所	柱部根際での作用最大曲げモーメント(kN・m)		破壊判定
		正側	負側	
砂詰め基礎	A	101.3	-118.2	非破壊
	B	108.2	-108.9	非破壊
	C	107.2	-120.9	非破壊
	D	119.2	-107.7	非破壊
アンカー基礎	A	196.7	-201.9	非破壊
	B	200.6	-187.8	非破壊
	C	190.4	-211.3	非破壊
	D	213.8	-192.2	非破壊

表-4 ケース2 (K-NET仙台0.9倍) の解析結果

基礎形式	建植箇所	柱部根際での作用最大曲げモーメント(kN・m)		破壊判定
		正側	負側	
砂詰め基礎	A	229.7	-232.8	破壊
	B	229	-212.9	破壊
	C	215.8	-214.5	破壊
	D	228.6	-204.7	破壊
アンカー基礎	A	291.2	-259.3	破壊
	B	282	-268.8	破壊
	C	278.3	-282.4	破壊
	D	255.3	-257.4	破壊

表-8 ケース7 (K-NET郡山) の解析結果

基礎形式	建植箇所	柱部根際での作用最大曲げモーメント(kN・m)		破壊判定
		正側	負側	
砂詰め基礎	A	272.1	-248.6	破壊
	B	260.8	-248.7	破壊
	C	245.3	-231.1	破壊
	D	221.3	-243.4	破壊
アンカー基礎	A	387.9	-398.2	破壊
	B	399.1	-379.3	破壊
	C	349.9	-312.7	破壊
	D	384.4	-333.9	破壊

表-5 ケース3 (K-NET仙台0.8倍) の解析結果

基礎形式	建植箇所	柱部根際での作用最大曲げモーメント(kN・m)		破壊判定
		正側	負側	
砂詰め基礎	A	206.2	-215.1	非破壊
	B	213.5	-187.4	非破壊
	C	196.9	-185.6	非破壊
	D	200.3	-188.7	非破壊
アンカー基礎	A	249.5	-251.7	破壊
	B	246.5	-256	破壊
	C	255.3	-216.1	破壊
	D	232.4	-245.2	破壊

表-9 ケース8 (鷹取) の電車線柱の解析結果

基礎形式	建植箇所	柱部根際での作用最大曲げモーメント(kN・m)		破壊判定
		正側	負側	
砂詰め基礎	A	134.2	-143	非破壊
	B	136.3	-127.6	非破壊
	C	134.6	-145.1	非破壊
	D	147.3	-124.7	非破壊
アンカー基礎	A	184.9	-179.5	非破壊
	B	181.5	-170.4	非破壊
	C	185.3	-173.7	非破壊
	D	179.7	-166.9	非破壊

表-6 ケース5 (K-NET仙台0.6倍) の解析結果

基礎形式	建植箇所	柱部根際での作用最大曲げモーメント(kN・m)		破壊判定
		正側	負側	
砂詰め基礎	A	174.1	-156.1	非破壊
	B	157.9	-161.2	非破壊
	C	161.6	-148.2	非破壊
	D	147.1	-159.4	非破壊
アンカー基礎	A	213.1	-198.6	非破壊
	B	213.3	-217.5	非破壊
	C	208	-202.7	非破壊
	D	222.5	-174.3	破壊

表-10 ケース9 (ポートアイランド) の解析結果

基礎形式	建植箇所	柱部根際での作用最大曲げモーメント(kN・m)		破壊判定
		正側	負側	
砂詰め基礎	A	143.8	-130.9	非破壊
	B	129	-123.3	非破壊
	C	112.8	-136.7	非破壊
	D	137.8	-116.2	非破壊
アンカー基礎	A	143.8	-160.9	非破壊
	B	157.2	-143.8	非破壊
	C	135.9	-165.4	非破壊
	D	168.2	-138.3	非破壊

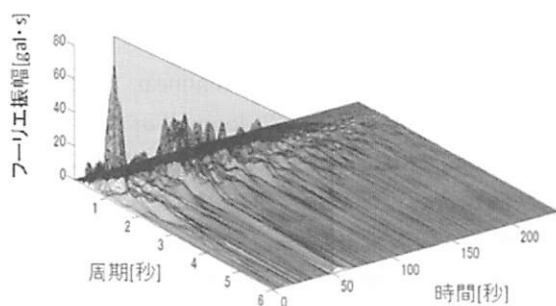


図-10 高架橋天端部の加速度応答の時間周波数解析による最大応答付近のスペクトルの抽出（図はK-NET仙台を入力したときの高架橋天端部橋軸直角方向の加速度の時間周波数解析結果. 10秒間ごとに波形にハミング窓を適用し、オーバーラップ率95%として解析した）

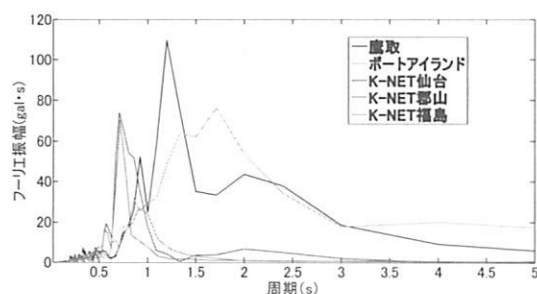


図-11 各地震動における高架橋天端部の加速度応答の時間周波数解析による最大応答付近のスペクトルを抽出し、比較した結果

(3) 兵庫県南部地震の地震動入力時（ケース8、ケース9）の解析結果

ケース8では兵庫県南部地震時に鷹取で観測された地震波をケース9では現行の電車線柱の設計地震動であるポートアイランドで観測されたものを高架橋への入力地震動として用いたが、いずれのケースでも電車線柱は設置個所、基礎形式によらず破壊に至らないという結果となった。なお、いずれのケースでも砂基礎を用いた場合の方がアンカー基礎を用いた場合よりも応答値が小さく、兵庫県南部地震の地震動に対しても砂基礎の優位性が確認された。

ケース8、ケース9の解析結果から、東北新幹線沿線にある一般的な形式の一層ラーメン高架橋を介して兵庫県南部地震の地震動が伝達される場合、高架橋天端での加速度応答によっては電車線柱は損傷しにくいと考えられる。電車線柱が破壊に至らない原因としては、高架橋天端での加速度応答のスペクトル特性が電車線柱に対して影響が小さいものであったと考えられ、その場合には、電車線柱に対して影

響の小さい地震動を用いた解析によって耐震性を担保していることになるため、設計地震動として兵庫県南部地震のポートアイランドの地震動のみを用いることは十分でない可能性がある。よって、以下では高架橋天端での加速度応答のスペクトル特性および電車線柱に対する入力と損傷の関係を考察し、設計地震動として兵庫県南部地震を用いることの妥当性について検討する。

4. 電車線柱への入力と損傷の関係

K-NET仙台、K-NET福島、K-NET郡山、兵庫県南部地震（鷹取）、兵庫県南部地震（ポートアイランド）を入力地震動として用いた際の高架橋天端の加速度応答として図-6のA点での応答のスペクトルを比較する。加速度のデータに対して図-10に示すようにHamming窓によって時間周波数解析を実施したのち、最も大きな値を示している時刻をのスペクトルを抽出して比較することとした。これは応答値は非定常性が強く、そのまま全データを使って計算するとスペクトルは全時間で平均化されてしまうことになり、スペクトルの強弱を適切に評価できないためである。なお、Hamming窓の時間幅は10秒とし、オーバーラップ率を95%として解析した。この方法により各地震動での高架橋天端での最大応答値付近のスペクトルを抽出し比較した結果を図-11に示す。図より、電車線柱が破壊するという結果となったK-NET仙台入力時およびK-NET郡山入力時の高架橋天端での加速度応答値は0.5～0.8秒の周期帯でスペクトルが大きくなっているのに対し、電車線柱が破壊しないという結果となった兵庫県南部地震（鷹取）、兵庫県南部地震（ポートアイランド）、K-NET福島入力時の高架橋天端での加速度応答は同周期帯でスペクトルが小さくなっていることがわかる。

固有値解析の結果、図-3(b)に示す今回用いた電車線柱モデルの橋軸直角方向の1次固有周期は約0.5秒であった。入力波の大きさによっては非線形化し長周期化するため、共振域は0.5秒あるいはそれよりよりやや長い付近にあると考えられる。K-NET仙台入力時およびK-NET郡山入力時においてスペクトルがピークを示す0.5～0.8秒付近は電車線柱の共振域と一致したため破壊に至ったと考えられる。一方で、兵庫県南部地震（鷹取）、兵庫県南部地震（ポートアイランド）、K-NET福島においてはスペクトルのピークが逆に共振域を外れたために破壊には至らないという結果になったと考えられる。

この結果から、東北新幹線の一層ラーメン高架橋を介して地震動が伝達される場合、現行の電車線柱

の耐震設計における設計地震動である兵庫県南部地震のポートアイランドの地震動は東北地方太平洋沖地震時に仙台、郡山で観測された地震動よりも高架橋上の電車線柱に損傷を及ぼす危険性は小さいといえる。よって、現在用いられている設計地震動で電車線柱の設計あるいは使用する電車線柱の規格の選定を行うと、東北地方太平洋沖地震と類似のスペクトル特性をもつ地震動により破壊に至るような損傷が発生する可能性がある。このことは電車線柱の設計地震動の再検討の必要性を示唆している。

5. 結論および今後の検討課題

本研究では電車線柱を含めた鉄道高架橋の耐震性能を明らかにすることを目的として、鉄道高架橋と電車線柱それぞれの骨組みモデルを構築し、様々な入力波を用いて動的非線形解析を実施した。その結果、東北地方太平洋沖地震時に実際に電車線柱が倒壊した仙台、郡山、および電車線柱の被害が少なかった福島での被害を再現でき、K-NET仙台的振幅を縮小した地震動やK-NET郡山の地震動のように入力によっては高架橋本体の損傷が軽微であっても、電車線柱が損傷する可能性があることを示した。

さらに、電車線柱の基礎部についてはアンカー基礎に比べ砂基礎を用いた場合の方が応答値が小さくなり、シミュレーション上で砂基礎の耐震性能における有意性が確認された。

現在電車線柱の設計地震動として用いられている兵庫県南部地震の地震動は東北新幹線の一層ラーメン高架橋を介して伝達される場合、高架橋上の電車線柱に与える影響が小さく、設計地震動の再検討の必要性を示唆する結果を示した。

既に述べた通り、今回の解析では高架橋天端部での回転加速度の電車線柱への影響については考慮していない。これは電車線柱の損傷の過小評価につながるため、今後厳密にその影響を考慮するためにも、高架橋と電車線柱の一体解析を行う必要がある。

謝辞：本研究において東日本旅客鉄道株式会社構造技術センターおよびジェイアール東日本コンサルタンツ株式会社の皆様から多くの資料とアドバイスを頂いた事に心より御礼申し上げます。

参考文献

1) 草野英明，野澤伸一郎，築嶋大輔：東北地方太平洋沖地震における最大地動速度(PGV)と高架橋上電柱の損傷，平成 25 年土木学会年次学術講演会概要集，I-126，2013。

2) 東日本旅客鉄道：STRUCTURAL ENGINEERING DATA, No.37, pp.96-137, 2011.

3) Giberson, M.F., "Two Nonlinear Beams with Definition of Ductility," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.95, No.ST2, pp.137-157, 1969.

4) 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.288-291，丸善出版，2012.

5) 小林将志，水野光一郎，倉岡希樹，野澤伸一郎，石橋忠良：東北地方太平洋沖地震により損傷した東北新幹線 RC ラーメン高架橋に対する被害分析，土木学会論文集 A1，Vol.69，No.4，pp.790-797，2013.

6) 坂井公俊，室野剛隆，佐藤勉：電車線柱砂基礎の載荷実験と地震時挙動の把握，鉄道力学論文集，第 12 号，pp.109-114，2008.

7) 坂井公俊，加藤尚，室野剛隆，原田智，清水政利，青木佑輔，西山誠治：非線形特性のモデル化が電車線柱の地震時挙動に与える影響に関する基礎的検討，平成 25 年土木学会年次学術講演会概要集，I-179，2013.

8) 日本鉄道電気技術協会：電車線路支持物強度計算の手引き，pp.10-15，2010.