

内巻きスパイラル筋RC柱を有する鉄道高架橋の 動的非線形解析による終局耐力の推定

中村渚¹・水谷司²

¹学生会員 学士(工学) 東京大学大学院修士 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 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 (同上)

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震の際、東北地方を中心とした鉄道高架橋の被害が多数報告された¹⁾。今後、将来起こりうる同様の大地震に備えて交通ネットワークの要である鉄道高架橋の耐震性能を向上させることは急務である。近年、鉄筋コンクリート製柱（以下、RC柱）の耐震性能を向上させる技術の一つとして、図-1に示すように、橋脚の上下の1D区間（D：有効断面高さ）に、従来の軸方向鉄筋の外側に帯鉄筋を配置する方法に加えて、軸方向鉄筋の内側にスパイラル状に加工した鉄筋を配置する方法が注目されている。この配筋法により、大規模地震時に軸方向鉄筋がはらみだし、柱表層のコンクリートが剥落した後も、スパイラル筋に拘束されたコンクリートが残存するため耐震性能が向上することがわかっている。内巻きスパイラル筋は、高架橋の設計基準には取り入れられていない技術であるが、既に一部の鉄道高架橋では試験的に適用されている。

既往研究³⁾では、スケールモデルを用いた交番載荷試験の結果から、スパイラル筋RC柱が通常のRC柱に比べて高い変形性能を持つことが明らかになっている。また、スパイラル筋RC柱の地震時変形性能の定量的な評価手法⁴⁾も提案されるなど、柱部材単体の耐力の評価は既往研究によっても行われている。しかし、スパイラル筋RC柱を有する高架橋全体がどの程度の地震動にまで耐えられるのか、すなわち終局状態に至る時の地震動の大きさは明らかになっていない。そこで、本研究では、著者らが開発したプログラムを用いて、動的非線形解析により高架橋が終局に至る地震動の大きさの定量的な評価を行うと共に、スパイラル筋によるRC柱の変形性能の向上度合い

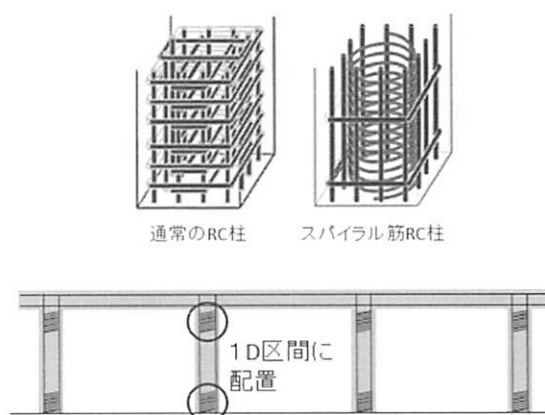


図-1 内巻きスパイラル筋の配筋イメージ²⁾

と高架橋全体の耐力向上度合いとの関係も明らかにした。そして、スパイラル筋を考慮した新たな設計基準を作成する際の指針となる情報を与えることを目的とした。

2. 高架橋のモデル化とモデルの妥当性の検証

実際にスパイラル筋RC柱が用いられている既設の高架橋について、図面、設計計算書を基に骨組み構造モデルを作成した。モデルの橋脚部分にはスパイラル筋RC柱の復元力特性を表した復元力モデルを入力した。また、モデルの妥当性を検証するために、東北地方太平洋沖地震の際に発生した高架橋の被害とシミュレーション結果との比較を行った。

(1) 対象高架橋

本研究で解析の対象とするのは、宮城県仙台市太

白区長町に位置する東北本線長町高架橋のR20ブロックである。これは2006年竣工の4径間1層ラーメン構造のRC高架橋である東北本線高架橋の中で典型的なものの一つであり、橋脚の上下端部に内巻きスパイラル筋が配置されている。図-2に橋軸直角方向（以下TR方向）と橋軸方向（以下LG方向）の図面の一部を示す。また、図-3にLG方向の簡略図を示す。桁上面は、図の左から右に緩やかな上り傾斜を有している。また、図の左から順に幅員が広がっている。このように、対象橋梁は構造的な非対称性を有しており、ねじれ等の三次元的挙動を正確に考慮するためにも、本研究では三次元骨組み構造モデルを作成した。

(2) 高架橋のモデル化

設計時の静的解析用に構築された二次元骨組みモデルを拡張し三次元骨組モデル（ノード数236、要素数239）を図-4に示すように作成した。それぞれの要素は軸剛性、曲げ剛性、せん断剛性を有する梁要素である。部材の断面積、断面2次モーメントは部材毎に計算し、ヤング係数は設計時の静的解析と同じ値を用いた。また、梁と柱の接合部のノードを片端に

もつ要素と杭の根巻き部分は剛域として扱う。アルファベットB-FはTR方向の各断面を表す。ノード配置は、設計時の照査に使用されたTR方向、LG方向それぞれの二次元モデルから、桁の傾斜や桁幅の広がりを表すように適宜修正した。

荷重分布に関しては、TR方向二次元モデルのデータを用い、各ノードに集中質量を与えた。

地盤の復元力特性は、鉄道構造物等設計標準・同解説-基礎構造物⁵⁾に従い、杭基礎部の各節点に挿入した鉛直、水平、回転方向の集中ばねで表現した。各集中ばねのばね定数には設計時の静的解析用のモデルに使用された値を用いた。また、本研究では簡単のため地盤ばねを線形と仮定して解析を行った。

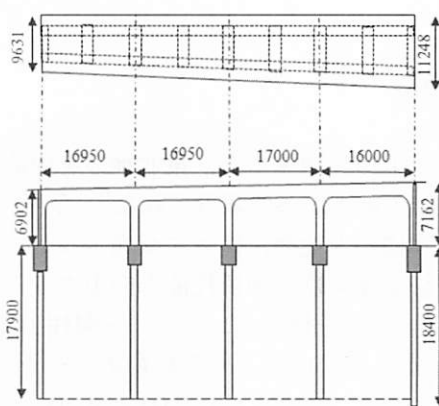
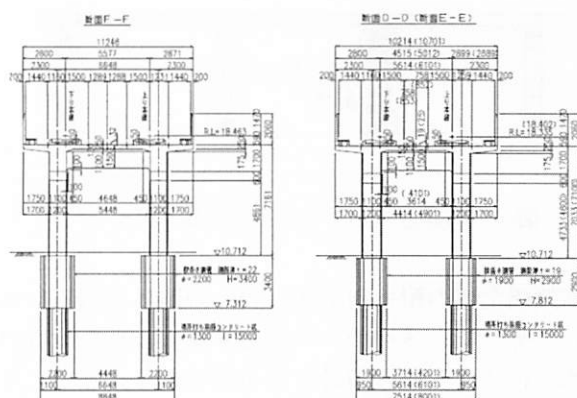
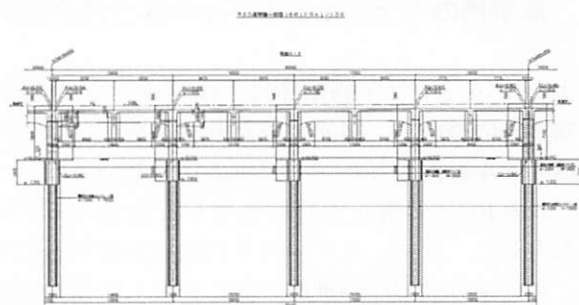


図-3 LG 方向簡略図（図面を基に筆者が作成）



(a) TR 方向断面図

(左：ブロック端部，右：ブロック中間部)



(b) LG 方向断面図

図-2 長町高架橋 R20 ブロック図面の一部
(JR 東日本提供)

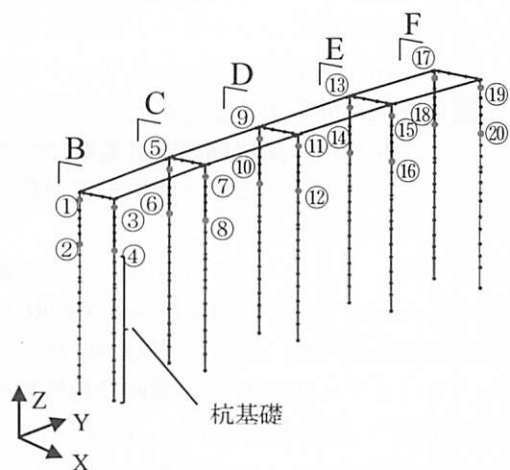


図-4 高架橋の骨組み構造モデル全体図
(赤点に非線形ばねを挿入)

(4) 内巻きスパイラル筋を有する部材の材料非線形性の考慮法⁶⁾

骨組解析において部材モデルを用いて塑性域を含んだ解析をする場合、部材の非線形性を、線材としてモデル化した棒部材の節点力と節点変位の関係を復元力モデルとして直接定義するのが一般的である。復元力モデルとして曲げ剛性を定義する場合には、「部材断面の曲げモーメントと曲率の関係 ($M-\phi$ 関係)」、または「部材端部の曲げモーメントと部材角の関係 ($M-\theta$ 関係)」の2通りの方法が用いられる。今回対象としているラーメン高架橋の柱のように部材に沿って曲げモーメントが直線的に変化する場合、塑性化する場所が部材端部に集中するため、部材の非線形性を部材端部の回転ばねの $M-\theta$ 関係で表す方法(材端剛塑性ばね法)を用いることができる。また、実際の地震時において柱の上下1D区間に被害が集中することからも、材料非線形性を考慮する部材は上下の1D区間とした。それ以外の高架橋の梁や杭部分の部材については地震の影響を受けても塑性化しないと考え、材料の非線形性については考慮しない線材として取り扱った。

図-5に高架橋地上部のモデルのTR方向一断面のノード配置図を示す。非線形要素は図の赤線で示した上下の1D区にあたる要素とし、実際に高架橋の橋脚で内巻きスパイラル筋が配置されている場所である。さらに要素両端のノードの内、塑性ヒンジが発生しうる箇所をモーメントがより大きくなる外側のノード(図の赤点)に限定する。以上より、モデル全体のノードの内、非線形ばねを挿入した箇所は図-4内の赤点と番号で示した20個である。

次に材端剛塑性ばね法⁷⁾の概念と用語の定義について説明する。材料非線形性を考慮する、ある要素 ij の i 端において塑性ヒンジ発生が見込まれていたとする。このとき要素 ij は図-6に示すように i 端に実際の長さ 0 の剛域と非線形領域がある弾性梁要素と

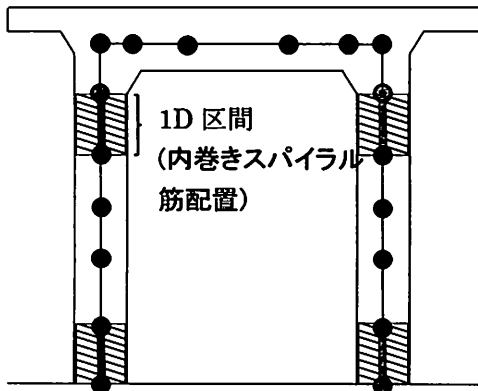


図-5 高架橋地上部のノード配置図 (TR方向)

してみなすことができる。 i 端にかかる曲げモーメントがある一定値以下の時、要素は剛体として振る舞うが、曲げモーメントがある一定の値を超えると、 i 端の非線形領域が塑性化し、要素全体が非線形要素として振る舞うようになる。

この要素を用いて解析を行うと、両端のたわみ角 θ が得られるが、その時のたわみ角の変形成分を等価回転角 θ_{eq} と定義する。 θ_{eq} は要素両端のノードを結んだ直線と剛域とのなす角であり、弾性成分と塑性成分に分解することができる。この時の弾性成分のたわみ角を θ_e 、塑性成分のたわみ角を θ_p と定義し、 θ_p を塑性回転角と呼ぶことにする。線形領域および非線形領域での θ_{eq} 、 θ_e 、 θ_p の関係は図-7に示す通りである。ここでは、部材端部の曲げモーメントと、この等価回転角 θ_{eq} の関係で表した復元力モデルを用いて、内巻きスパイラルRC柱の材料非線形性を表現した。

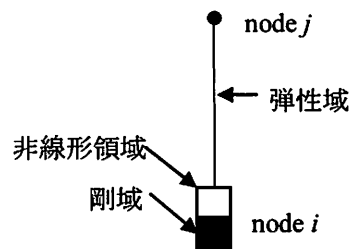
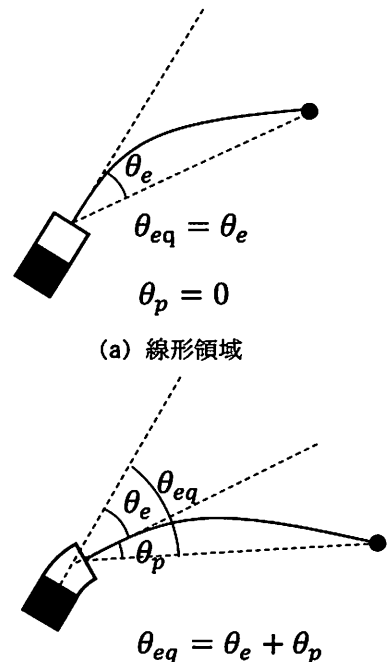


図-6 i 端に塑性ヒンジが発生する要素



(b) 非線形領域

図-7 等価回転角

(5) スパイラル筋RC柱の非線形復元力特性

鉄筋コンクリート部材の $M-\theta$ 関係を表現する骨格モデルとしては、曲げひび割れ発生時点をC点、最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達する時点を降伏点Y点、降伏後到達する最大水平荷重程度を維持する最大変位をM点、荷重—載荷点変位曲線の包絡線において降伏荷重の計算値を下回らない最大変位を終局点U点とした時、図-8に示すようなC点、Y点、M点およびU点の4点で包絡したテトラリニア型モデルが一般的に用いられる。本研究においても、設計時と同様にスパイラル RC 柱の復元力モデルの骨格曲線にテトラリニア型モデルを用いる。スパイラル筋を用いた場合は、M点以降の負勾配が緩やかになり部材の粘り強さを表す靱性率が増加することがわかっている。木野ら⁸⁾は交番載荷試験の結果からスパイラル筋 RC 柱の骨格曲線の算定式を提案しており、設計時にもこの式が使用された。算定式の内、図-8の終局点の等価回転角 θ_U を定める式が式(1)~(3)である。

$$\rho_r = A_r / (R_a \cdot S_r) \quad (1)$$

ここで、 A_r ：スパイラル筋の断面積(cm^2)

R_a ：スパイラル筋のらせん直径(cm)

S_r ：スパイラル筋のらせんピッチ(cm)

f_{ry} ：スパイラル筋の降伏強度(N/mm^2)

$$\theta_U = \theta_{up} + \theta_{u1} \quad (2)$$

ここで、 θ_{up} ：降伏荷重維持最大変位時の回転角(rad)

θ_{u1} ：U点での軸方向鉄筋の抜け出しによる部材端回転角(rad)

$$\theta_{up} = (0.184\rho_r \cdot f_{ry} + 0.395) \cdot \{-0.134 \cdot (N/N_b) + 0.157\} \quad (3)$$

ここで、 N ：作用軸力(kN)

N_b ：釣合い軸力(kN)

式(3)でスパイラル筋による効果をらせん補強度 $\rho_r \cdot f_{ry}$ として定義しており、らせん補強度が大きくなると、 θ_U は大きくなり、スパイラル筋 RC 柱が高い変形性能、すなわち高い靱性率を持つこととなる。本研究では、橋脚の靱性率の違いが高架橋の耐力に与える影響を明らかにするため、式(1)のスパイラル筋のらせんピッチ S_r をパラメータとして、橋脚の靱性率の異なるモデルを計6つ作成した。作成したモデルの S_r は設計値である1.9cmに加えて、スパイラル筋を疎に配置した場合を想定して、2.85cm、3.8cm、7.6cm、15.2cmとし、1つのモデルについてはスパイ

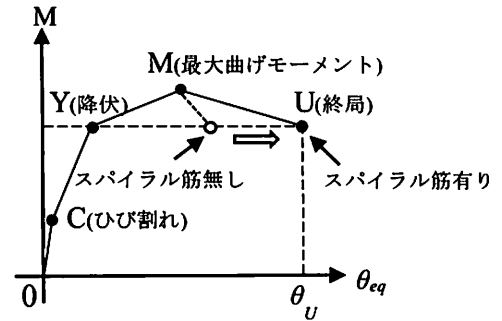


図-8 テトラリニア型骨格曲線

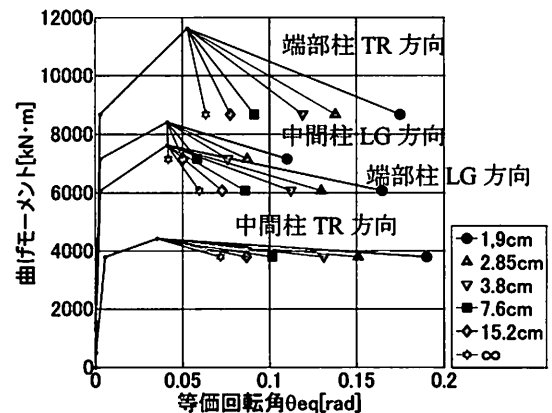


図-9 らせんピッチをパラメータとして作成した6つのモデルの骨格曲線

ラル筋の効果の無い場合、すなわち通常の RC 柱の場合も想定するために $S_r \rightarrow \infty$ とした。また、断面の諸元と配筋法が端部柱と中間柱の2方向 (TR 方向、LG 方向) についてはそれぞれ異なるため、異なる骨格曲線を使用した、つまり、一つのモデルにつき計4種類の骨格曲線を用いることとした。なお、全ての箇所軸力鉄筋の抜け出しについて考慮することとした。全ての骨格曲線を図-9に同時に示した。ここでは、式(3)の N については初期軸力を用い、載荷中の軸力変動による骨格曲線の更新は考慮していない。

線材モデルで表現した部材の挙動を動的非線形解析により追跡する場合、部材の骨格モデルとともに、地震動の繰返しによる剛性の低下を表現する履歴則を設定する必要がある。本研究の材料非線形性を表す復元力モデルの履歴則には、鉄道構造物等設計標準・同解説-耐震設計⁹⁾に記載されている剛性低減履歴特性を用いた。

(6) 解析条件

動的解析には、直積積分法を用い、Newmark β 法 ($\beta = 0.25$) で積分時間間隔は0.001秒とした。減衰マトリクスについては、設計標準⁹⁾に従いレーリー減

衰を使用した。レーリー減衰の比例係数の算定には、有効モード質量の大きい順に2次モードと1次モードの固有円振動数およびモード減衰定数を用いた。ただし、モード減衰定数にはひずみエネルギー比例型減衰を用いた。また、部材要素毎の減衰としては道路橋示方書¹⁰⁾より、非線形履歴によるエネルギー吸収を別途考慮するモデルを用いる場合のコンクリート構造物の減衰定数0.02を全要素について適用した。

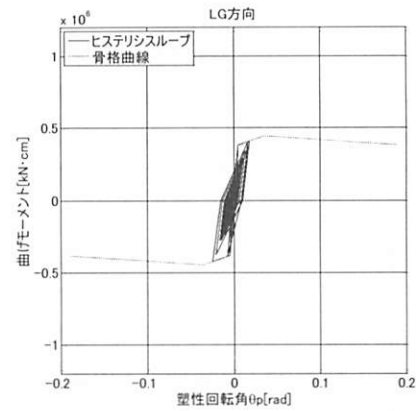
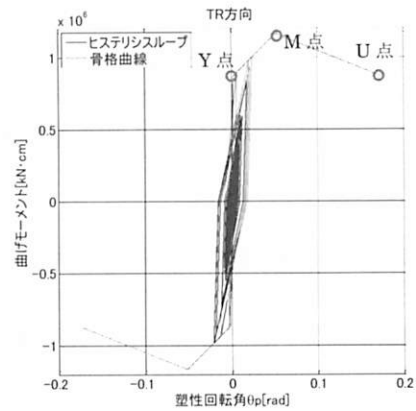
(6) 動的解析の結果と実現象との比較によるモデルの妥当性の検証

対象の高架橋は前述の通り仙台市内に位置しており、東北地方太平洋沖地震の地震動を経験しており、図-10に示すように柱の一部にかぶりコンクリートの剥離等が見られた。ここでは、シミュレーション結果と対象高架橋の被害状況との比較を行った。

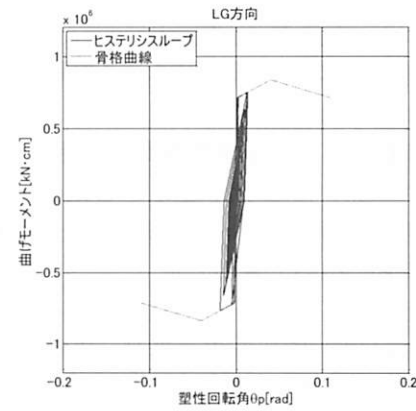
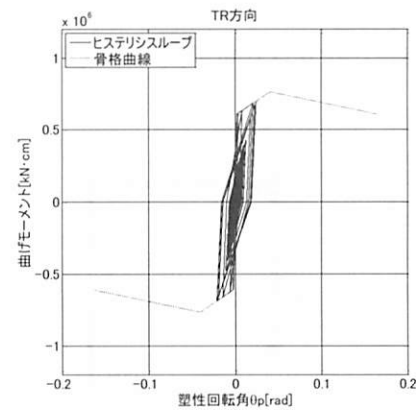
まず、シミュレーションには、既設高架橋を模したモデルであるピッチ S_p が1.9cmのものを用いた。入力地震動には、対象高架橋の北東方向に約7km離れた場所に位置するK-NET MYG013（仙台）で観測された東北地方太平洋沖地震の地震波を用いた。これは、対象高架橋が実際に受けた地震動に最も近いと考えられる地震波である。航空写真より高架橋のLG方向とEW方向となす角が79°であったため、その角度からNS、EW方向の地震動を高架橋のTR方向成分とLG方向成分に分解して入力した。シミュレーションの結果、図-4の材料非線形性を考慮した20箇所の中でも特に損傷の進んだ③と⑦のヒステリシスループの $M-\theta_p$ 図を図-11に示した。阿部ら¹¹⁾の報告によると、当該ブロックの最も損傷が進んだ図-10のような部位には、残留ひび割れ幅が小さく、かぶりコンクリートの剥離が少量しか発生していないことから、包絡線上のY点をわずかに超える程度のモーメントがかかったとわかっている。解析により得たヒステリシスループを見ると、最も損傷の進んだ③、⑦であっても、Y点とM点の間のせいぜい半分程度しか変位が進展していないことから、実現象との整合性が概ね取れていると考えられる。



図-10 東北地方太平洋沖地震による対象高架橋のかぶりコンクリートの剥離



(a) 部位③



(b) 部位⑦

図-11 ③、⑦部分のヒステリシスループ

3. 動的非線形解析による終局耐力の推定

前章で作成した三次元骨組み構造モデルに地震動を入力して、高架橋が終局に至る時の地震動の大きさを計算した。

(1) 終局に至る地震動の大きさの計算手順

作成した高架橋のモデルが終局に至る地震動の大きさは図-12に示す手順で計算した。地震動のEW方向、NS方向、UD方向の3方向全ての加速度の振幅に等しく倍率 α をかけるものとして、その α を高架橋が終局に至る大きさになるまで徐々に増加させ繰り返し計算を行った。また、高架橋の終局状態を考えた時、特定の柱に損傷が集中するような計算結果が得られなかったことも考慮して、ここでは高架橋の終局を「材料非線形性を考慮した20の要素の内いずれかが終局点U点に達した時点」と定義した。

入力地震動には、東北地方太平洋沖地震の地震動に加えて、日本国内で過去に観測された主要な地震動の中でも高架橋への甚大な被害が報告された、兵庫県南部地震の地震動（観測地点：JR鷹取駅構内）と新潟中越地震の地震動（観測地点：K-NET NIG019（小千谷））を用いた。入力方向については、東北地方太平洋沖地震の地震波、前章と(6)節と同じ地図上での方角として、他の2つの地震動については地震波のNS方向と高架橋のLG方向が同じ方向となるようにした。

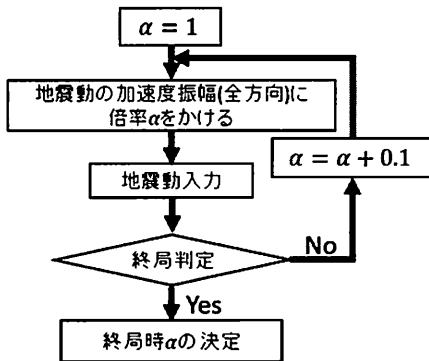


図-12 終局に至る地震動の大きさの計算手順

(2) 橋脚の靱性率と終局時地震動の大きさとの関係

スパイラル筋のピッチを変化させた6つのモデル用いて、靱性率向上度合いと終局に至る地震動の大きさとの関係について考察した。

各地震動につき、6つのモデルが終局に至る加速度倍率 α 、終局する非線形要素の番号、終局した要素の終局に至る方向を表-1にまとめた。ピッチ1.9cmのモデルは東北地方太平洋沖地震の3.7倍、兵庫県南部地震の2.9倍、新潟中越地震の3.2倍の地震動で終局に至

り、現行の設計による高架橋は高い耐震性能を有していることがわかった。また、地震毎にどのモデルを用いた場合でも終局に至る要素番号が概ね決まっており、この結果から、今回の入力方向を用いた場合には要素⑤と⑦の損傷の進行が速いことがわかる。

次に、縦軸を終局時の入力波加速度倍率 α 、横軸をモデル毎のスパイラル筋のピッチ S_r としたものを図-13に示す。また、回転角靱性率を式(4.5)で定義する。

$$\mu_\theta = \theta_U / \theta_Y \quad (4.5)$$

ここで、 θ_U ：骨格曲線上のU点での等価回転角
 θ_Y ：骨格曲線上のY点での等価回転角

縦軸を同様に加速度倍率 α 、横軸をピッチの異なる各モデルがもつ4種類の骨格曲線の回転角靱性率の平均値としてプロットしたものを図-14に示す。図には各地震動から得られた結果の線形回帰直線と、その R^2 値も同時に示した。全ての地震動について R^2 値が高い値を示し、柱の回転角靱性率と終局に至る地震動の大きさは概ね線形関係にあることがわかった。

表-1 3種類の地震動におけるモデル毎の終局状態

東北地方太平洋沖地震		
S_r [cm]	終局時倍率 α	終局に至る要素と方向
1.9	3.7	⑦LG 方向
2.85	3.2	⑦LG 方向
3.8	2.9	⑦LG 方向
7.6	2.6	⑦LG 方向
15.2	2.4	⑦LG 方向
∞	1.9	⑤LG 方向
兵庫県南部地震		
S_r [cm]	終局時倍率 α	終局に至る要素と方向
1.9	2.9	⑤,⑦LG 方向
2.85	2.5	⑤,⑦LG 方向
3.8	2.3	⑤,⑦LG 方向
7.6	2.0	⑤,⑦LG 方向
15.2	1.9	⑤,⑦LG 方向
∞	1.7	⑤,⑦LG 方向
新潟中越地震		
S_r [cm]	終局時倍率 α	終局に至る要素と方向
1.9	3.2	⑤,⑦TR 方向
2.85	3	⑤,⑦TR 方向
3.8	2.9	⑤,⑦TR 方向
7.6	2.5	⑤,⑦TR 方向
15.2	2.3	⑤,⑦TR 方向
∞	2	⑤,⑦TR 方向

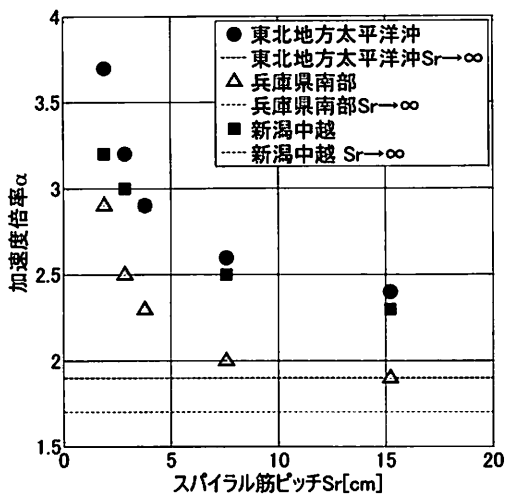


図-13 加速度倍率-スパイラルピッチ

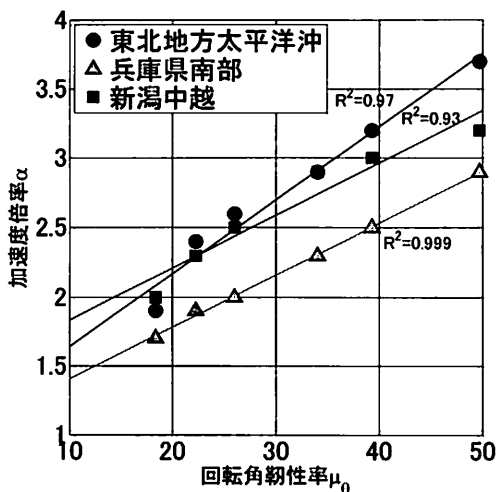


図-14 回転角靱性率-スパイラルピッチ
(各地震動の線形回帰直線と R^2 値も示した)

4. まとめ

内巻きスパイラルRC柱を有する高架橋が終局に至る時の地震動の大きさを明らかにするために、スパイラル鉄筋が配置されたRC柱を有する既設の在来線高架橋を対象とし、三次元骨組み構造モデルを用いた動的非線形解析を行った。また、スパイラル筋による橋脚の靱性率の向上度合いが高架橋の耐力に与える影響を明らかにするために、スパイラル筋のらせんピッチをパラメータとして、既設の高架橋とは橋脚の靱性率の異なるモデルを作成し、同様に高架橋が終局に至る地震動の大きさを計算した。本研究結果から得られた主な点を以下に示す。

- (1)内巻きスパイラル筋を配置したRC柱を有する既設の高架橋は、シミュレーションの結果、東北地方太平洋沖地震の3.7倍、兵庫県南部地震の

2.9倍、新潟中越地震の3.2倍の地震動で終局に至り、高い耐震性能を有していることがわかった。

- (2)高架橋の橋脚の回転角靱性率と、高架橋が終局に至る地震動の大きさの間には、高い線形関係があることがわかった。この関係性は、今後内巻きスパイラル筋を考慮した設計標準を新たに作成する際の指針になるものと考えられる。

本研究では、モデルの地盤ばねに設計値を与えたことから、シミュレーションの結果から得られた終局地震動の大きさは設計用の目安に留まるものである。今後、長期間の現地計測を行い、地震時の高架橋の振動を捉えて地盤の非線形性が高架橋の振動特性に与える影響をより詳細に把握する必要がある。また、モデルに用いたスパイラル筋RC柱の復元力特性は、スケールモデルを用いた交番載荷試験の結果から得られたもので、実スケールでの特性は十分に分かっていないため、三次元ソリッドモデルを用いたFEM解析等による内巻きスパイラル筋RC柱単体の復元力特性をより詳細に明らかにする必要がある。

謝辞：本研究において東日本旅客鉄道株式会社に多くの資料を提供して頂いた事に深謝致します。

参考文献

- 1) 東日本鉄道旅客構造技術センター：特集「東北地方太平洋沖地震と鉄道構造物」, SED(STRUCTURAL ENGINEERING DATA) 2011.11, No37, p.1, pp.30-46, pp76-81, 2011.
- 2) 水谷司, 小林将志, 水野光一朗, 藤野陽三：内巻きスパイラル RC 柱を有する高架橋の耐震性能の動的非線形解析による評価, 土木学会第 67 回年次学術講演会, Vol.67, pp.465-466, 2012.
- 3) 石橋忠良, 菅野貴浩, 木野淳一, 小林薫, 小原和宏：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の正負交番載荷実験, 土木学会論文集, V-68, No.795, pp95-110, 2005.
- 4) 菅野貴浩, 石橋忠良, 木野淳一, 小林薫：軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の地震時変形性能, コンクリート工学論文集, V-20, No.2, 2009.
- 5) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 - 基礎構造物・抗土圧構造物, pp208-216, 丸善出版, 1997.
- 6) 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, pp85-87, pp288-291, 丸善出版, 2012.
- 7) M.F.Giberson: The Response of Nonlinear Multi-story Structures Subjected to Earthquake Excitation, thesis presented to California Institute of Technology, 1967.

- 8) 木野淳一, 菅野貴浩, 小林薫: 内巻きスパイラル RC 柱の耐震設計法について(東北線長町高架橋への適用), SED2002.5, No.18, pp54-59, 2002.
- 9) 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, pp356-361, 丸善出版, 2012.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説-V 耐震設計編, pp124-126, 2012.
- 11) 阿部紗希子, 草野英明, 篠田健次, 小林將志: 東北地方太平洋沖地震を受けた変形性能の高い鉄筋コンクリート柱を有するラーメン高架橋の被災分析, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, 2012.