

せん断補強が困難な柱を有する RC ラーメン高架橋の耐震性能の評価法

中田 裕喜* 田所 敏弥* 岡本 大** 室野 剛隆***

Evaluation Method of Seismic Performance for RC Viaducts with Columns of Shear Failure Mode

Yuki NAKATA Toshiya TADOKORO Masaru OKAMOTO Yoshitaka MURONO

It is often difficult to conduct seismic retrofitting of all columns in RC viaducts by restriction of construction. In such a case, it is necessary to conduct verification of seismic performance taking no retrofitting columns of the shear failure mode into consideration. However there are few studies on the evaluation method of seismic performance for RC viaducts with columns of the shear failure mode. In this study, an evaluation method of seismic performance was proposed for such a viaduct.

キーワード：RC ラーメン高架橋，せん断破壊，耐震補強，非線形応答スペクトル法，耐震性能

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震以降，せん断破壊するとされるRC ラーメン高架橋柱等の耐震補強（以下，補強）が進められている。一方，駅部のように高架下が利用されているといった施工条件等の制約により，図1に示すように一部の柱のみを先行して補強（以下，部分補強）されている場合がある。このような場合，部分補強時の耐震性能の把握のために，せん断破壊する無補強柱を考慮した検討が必要となる。

一方，実務レベルで従来から用いられている線材（部材）モデルに与える曲げモーメント-部材角（ $M-\theta$ ）関係は曲げ破壊形態を前提としているため^{1) 2)}，せん断破壊する無補強柱にそのまま用いることはできない。また，せん断破壊する柱を有するRC ラーメン高架橋全体系の水平荷重と水平変位の関係（ $P-\delta$ 関係）は，応答値の算定手法である非線形応答スペクトル法で想定するモデル（バイリニア型）^{1) 3)}と異なるため，非線形応答スペクトル法の適用に関する検討が必要であると考えられる。

本研究では，せん断補強が困難な柱を有する既設のRC ラーメン高架橋を対象に，せん断破壊する柱の線材へのモデル化と非線形応答スペクトル法による応答値の算定法を検討し，耐震性能の評価法を提案した。なお，本研究では梁を弾性とし，RC ラーメン高架橋の構造体としての安全性（破壊）に着目している。すなわち，梁は地震時に損傷が軽微である，または補強がなされていることが前提であり，また機能上の安全性（走行安全性）

や復旧性（修復性）については対象としていない。

2. 構造解析モデルの検討

2.1 対象構造物

図2に，対象とするRC ラーメン高架橋を示す。1983年の国鉄建造物設計標準より前に設計された実際のRC ラーメン高架橋を参考に諸元を設定し，2柱式4径間の直接基礎形式とした。表1に，柱の破壊形態の判定結果を示す。破壊形態は式(1)で判定した¹⁾。

$$\begin{aligned} V_{mu}/V_{ud} \leq 1.0 & \quad \dots \text{曲げ破壊形態} \\ V_{mu}/V_{ud} > 1.0 & \quad \dots \text{せん断破壊形態} \end{aligned} \tag{1}$$

ここで， V_{mu} ：柱が曲げ耐力 M_u ⁴⁾に達するときのせん断力（ $=M_u/L_a$ ）， L_a ：せん断スパン， V_{ud} ：設計せん断耐力⁴⁾，である。なお，端部柱（C1，5）と中間部柱（C2～4）で部材諸元が異なるため，それぞれについて示した。また，大変形時には逆対称曲げモーメントとなることを想定して， L_a は柱高さの1/2とした。破壊形態の判定結果より，補強前ではいずれもせん断破壊が先行することとなった。

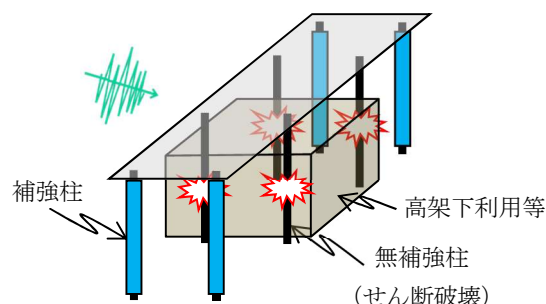


図1 RC ラーメン高架橋における部分補強の例

* 構造物技術研究部 コンクリート構造研究室
** 構造物技術研究部 鋼・複合構造研究室
*** 鉄道地震工学研究センター

特集：防災技術

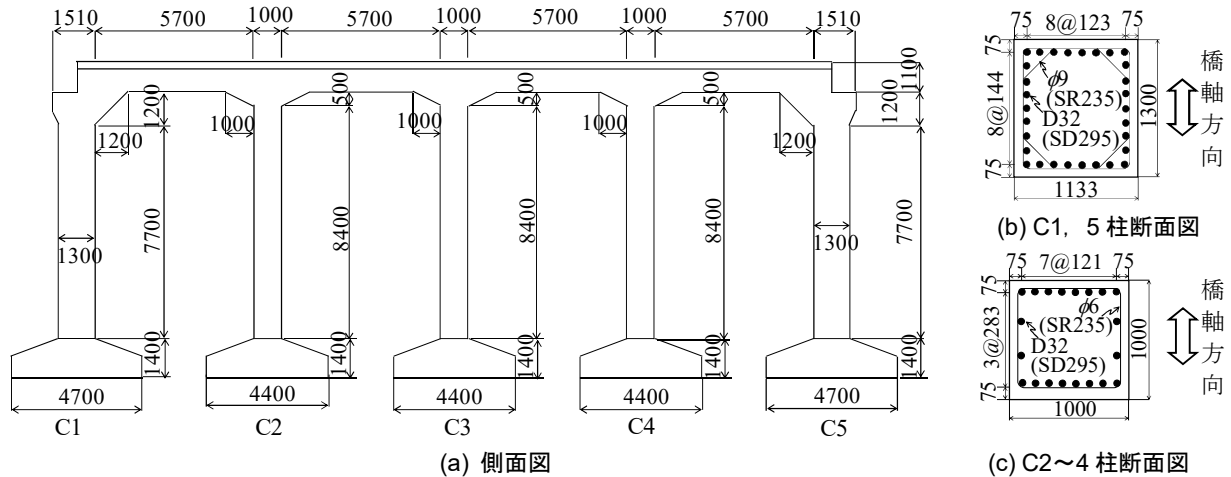


図2 対象高架橋（単位：mm）

2.2 せん断破壊する RC 柱のモデル化

耐震標準¹⁾においては、構造物を線材でモデル化する場合に用いる曲げモーメント-部材角（曲率）関係が提示されているが、曲げ破壊形態が前提である。本研究では、せん断破壊する RC 柱も対象とするため、そのモデル化について検討した。

図3に、解析モデルを示す。本検討では、橋軸方向を対象とし、二次元モデルとした。なお、橋軸直角方向を対象とする場合、構造物全体系を三次元でモデル化して検討する必要がある⁵⁾。

柱は $M-\theta$ モデル^{1) 4)} としている。ただし、本解析では、曲げ破壊形態としての部材性能を示す材端ばねに加え、柱にせん断ばねを配置した。せん断ばねは、図4に示すようにトリリニアモデルであり、初期剛性 K はせん断剛性、最大せん断力は V_{ud} に対応し、 V_{ud} に達した後は負担せん断力が低下することを表現している。また、解析上、大変形時にはせん断力が微小な値で推移するものとした。このようにモデル化することにより、柱のせん断力がせん断耐力に達した後、柱としてせん断力を伝達しなくなることが表現できる。なお、斜めひび割れ発生後に初期剛性 K は低下すると考えられるが、せん断補強が必要な RC 柱のせん断補強鉄筋量は小さいことも踏まえ、第一近似として V_{ud} まで K の一定値とした。また、せん断破壊する柱の軸剛性については弾性としたため、柱の沈下等の影響は考慮していない。なお、この仮定は軸力変動の影響による差異は生じるものの、梁は地震時に損傷が軽微である、または補強がなされている状況、あるいはせん断破壊する柱の代わりに軸方向力を負担できる部材が設置されている状況⁶⁾ などに概ね対応する。

次に、せん断ばねの軟化勾配 ($=\alpha \times K$) の程度が $P-\delta$ 関係に及ぼす影響について検討する。図5に、軟化勾配の程度 (α) をパラメータとしたプッシュ・オーバー解析の結果を示す。なお、梁については弾性とし、ここでは柱下端が固定での結果である。また、軸力変動の影響

表1 柱の破壊形態の判定結果（橋軸方向）

部材	端部柱 (C1, 5)		中間柱 (C2~4)	
	補強前	補強後	補強前	補強後
L_a (mm)	3850		4250	
V_{mu} (kN)	1459		687	
V_{ud} (kN)	633	2857	431	2167
V_{mu} / V_{ud}	2.30	0.51	1.59	0.32
破壊形態	せん断	曲げ	せん断	曲げ

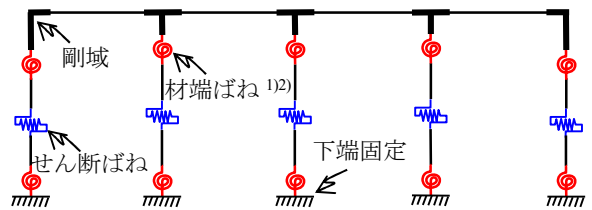


図3 構造解析モデル

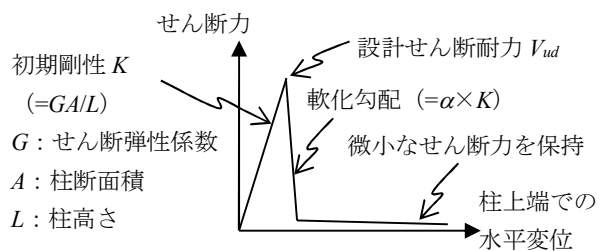


図4 せん断破壊する柱のモデル化

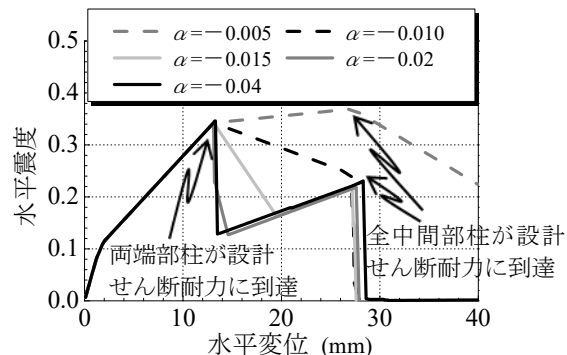


図5 せん断破壊後の軟化勾配が $P-\delta$ 関係に及ぼす影響

を考慮していない。荷重は死荷重と列車荷重を考慮した。なお、列車質量による慣性力については、水平震度で0.2を上限とした¹⁾。いずれの結果も、端部柱、中間部柱の順に V_{ud} に達し、端部柱が V_{ud} に達した後は中間部柱に断面力の再分配が行われている。また、 α は $P-\delta$ 関係に影響を及ぼすが、 α が小さくなるにつれて、すなわち軟化勾配が急激になるにつれて $P-\delta$ 関係に及ぼす影響は小さくなることわかる。

せん断破壊する部材の軟化勾配は、断面諸元や軸方向力、支持条件、載荷履歴等に依存し、現状では一般的にモデル化することは困難である。しかし、図2に示すラーメン高架橋柱を対象とした場合には、せん断補強鉄筋量が小さく、ぜい性的に破壊すると考えられること、本研究では部分補強されたときの大変形時を対象としていることから、以後の検討では解析が安定する範囲で α を十分小さく設定することとする。

2.3 部分補強されたRC ラーメン高架橋のP- δ 関係

本研究では、部分補強されるRC ラーメン高架橋柱の工法として、最も実績のある鋼板巻立て補強を想定した。曲げ補強は行わず、せん断およびじん性補強のみ実施するものとし、鋼板は厚さ6mm、材質SS400とした。表1に補強後の破壊形態の判定結果を、図6に $M-\theta$ 関係⁷⁾を示す。補強後の設計せん断耐力は、補強前の設計せん断耐力に側面鋼板のせん断降伏に基づく設計せん断耐力を累加したものである⁷⁾。また、参考までに、図6にはせん断破壊を考慮しない補強前の柱の $M-\theta$ 関係も示した。補強されたことにより曲げ破壊形態となり、変形性能も大きくなる。

図7(a)に、端部柱の2本が補強されたケースと、中間部柱の3本が補強されたケースのプッシュ・オーバー解析の結果を示す。せん断破壊する無補強の柱のせん断破壊後の軟化勾配の程度 α は-0.04とした。補強されたことにより、無補強柱が V_{ud} に達した後に断面力の再分配が生じ、構造物全体系として変形性能を有する結果となった。なお、中間部柱3本の補強時よりも端部柱2本の補

強時の最大水平震度が大きい、これは端部柱の V_{mu} が中間部柱の V_{mu} よりも2倍程度大きいためである(図6)。

無補強柱のせん断力負担について、無補強時の解析から水平変位30mm程度で水平震度が0となっているため、補強された解析における水平変位30mm程度以降は、無補強柱のせん断力負担はほとんど無いと考えられる。そこで、無補強柱の材端をピンとした場合の $P-\delta$ 関係を図7(b)に示す。図7(a)と比較すると、無補強柱のせん断破壊後に生じる水平震度の増加した後の挙動は概ね類似していることから、大変形時の挙動を評価する上では、最初から無補強柱の水平力負担は考慮しないモデルとしてよいと考えられる。なお、無補強柱の軸剛性も考慮しない場合には、無補強柱をそもそもモデル化しなくてもよいと考えられるが、本検討では梁には着目していないこと、別途検討している無補強柱の軸剛性の影響評価のため、無補強柱の材端をピンとしたモデルとしている。

3. 非線形応答スペクトル法による応答値の算定法の検討

3.1 検討概要

2章で示したせん断ばねモデルを用いれば、動的解析により耐震性能の評価が可能であると考えられる。一方、従来から用いられている非線形応答スペクトル法が適用できれば、プッシュ・オーバー解析から得られる等価固有周期 T_{eq} と構造物全体系の折れ曲がり点に対応する震度 k_{heq} のみにより、簡易に応答値の算定が可能となる¹⁾。しかしながら、せん断破壊する柱を有するRC ラーメン高架橋においては、図7(a)に示したように柱のせん断破壊に伴い断面力の解放が生じるため、 $P-\delta$ 関係の形状が非線形応答スペクトル法で想定しているものと異なる。そのため、 T_{eq} や k_{heq} をこれまでと同様の手法で決定したとしても、バイリニア型で精度の良い1自由度系のモデルにならない可能性がある。ここでは、せん断破壊に伴い断面力の解放が生じた場合の $P-\delta$ 関係の骨格曲線を、1自由度系のモデルで表現する手法について検討する。

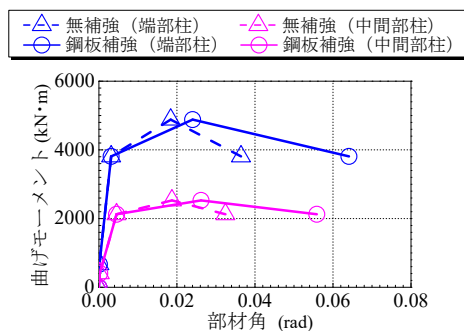
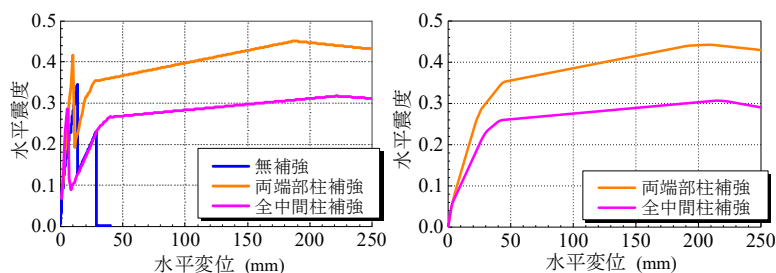


図6 鋼板巻立て補強されたRC柱の部材性能



(a) 無補強柱を2.2節のとおりモデル化 (b) 無補強柱を材端ピンでモデル化

図7 部分補強されたRC ラーメン高架橋のP- δ 関係

特集：防災技術

3.2 解析方法

図8に、検討に用いた1自由度系モデルを示す。モデル1は、実現象に則した図7(a)の両端部柱補強(CASE1)または全中間部柱補強(CASE2)の骨格曲線を参考にして、テトラリニアで再現したモデルとした。モデル2, 3は、骨格曲線をバイリニア型で表現することを前提に検討したモデルである。これは、モデル1は考慮すべきパラメータが多く、モデル1に基づいて所要降伏震度スペクトルを作成すると膨大な数量となること、バイリニア型で表現できれば、従来の所要降伏震度スペクトルを適用できると考えたためである。第一勾配(初期剛性)について、モデル2はせん断破壊前の剛性とし、モデル3はせん断破壊後に水平震度が増加し始めるときの剛性相当(材端ピンモデルによる解析結果における原点と初降伏点を結んだ割線剛性相当)とした。また、折れ曲がり点については、いずれも第4剛性を有する直線と第一勾配の交点とした。

なお、モデル2, 3は耐震標準に示された所要降伏震度スペクトルの作成時に用いられている履歴法則(Cloughモデル)¹⁾と同一であるが、モデル1においては解析ツールの制約により最大点指向としている。減衰はいずれも10%とした。入力地震動は、耐震標準に示されたL2地震動スペクトルII(G1地盤)¹⁾として、1自由度系の解析を実施した。

3.3 解析結果

図9および図10に、CASE1におけるP-δ関係および時刻歴応答加速度と時刻歴応答変位を示す。特に最大応答変位について、実現象に則したモデル1と、第一勾配をせん断破壊前の剛性としたモデル2が近い値となった。CASE2に対しても同様な傾向であり、モデル1に

対するモデル2, 3の最大応答変位の比は、CASE1ではそれぞれ0.95, 1.35, CASE2ではそれぞれ0.97, 1.32であった。なお、最大変位以降に表れる応答の違いは、テトラリニアモデルの履歴法則が異なることによるものであり、同じ履歴法則が使用可能であれば、最大変位後の応答についても整合する結果が得られると予想される。

したがって、せん断破壊する柱を有するRCラーメン高架橋を1自由度系でモデル化する場合、モデルとしてはモデル2が妥当である可能性がある。

3.4 提案モデルの妥当性の検証

ここでは、提案モデル(モデル2)が種々の条件下に対して妥当な応答値となるかを検証する。表2に、解析パラメータを示す。パラメータは、図11に示す第1剛性(等価固有周期 T_{eq})と第1震度、第3震度、骨格曲線、および入力地震動とした。骨格曲線は、図8と同様にモデル1~3とした。図12に、入力地震動の弾性加速度応答スペクトルを示す。非線形応答には地震波の位相特性の影響を受けるため、図12に示した5ケースを用いた。なお、全てのパラメータの組み合わせで実施し、全部で120ケースとなる。

図11に示す第2剛性、第4剛性は一定値とし、図8(b)のそれと同値にした。第3剛性は、材端ピンモデルによる解析結果における原点と初降伏点を結んだ割線剛性相当であり、補強柱の割合に依存すると考えられるが、ここでは第1剛性の1/3倍とした。なお、図8(a), (b)のモデル3の第3剛性は、それぞれ第1剛性の1/3, 1/3.7倍である。第2震度は、第2剛性と第3剛性を有する直線の交点である。履歴法則については、ここでは骨格曲線の設定の妥当性の検証が目的であるため、いずれのケースも最大点指向とした。なお、モデル1の解析において応答変位の方向が反対となる場合に、過去に反

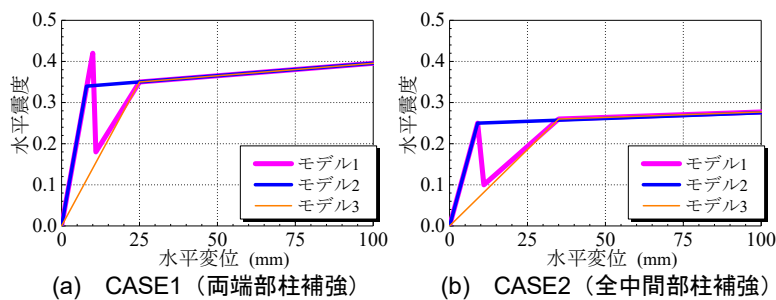


図8 1自由度系の検討モデル

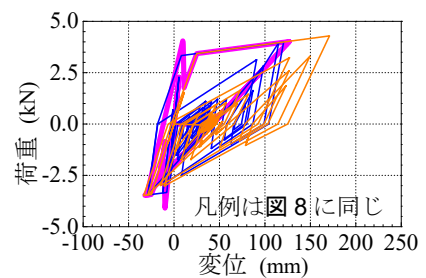


図9 荷重と変位の関係(CASE1)

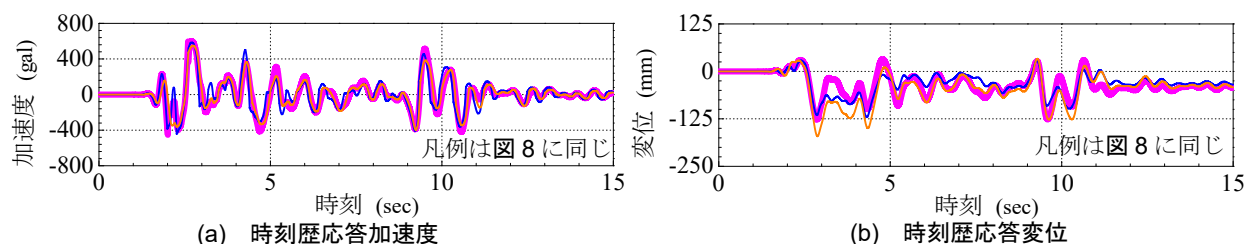


図10 1自由度解析結果(CASE1)

対側の第1震度時の変形量を超過していない時には、その第1震度に向かおうとする。せん断破壊形態の柱が既にせん断破壊している場合には第1震度に向かわないと考えられることから、第1震度を超えずに繰り返し応答している結果については除外した。なお、モデル1の40ケースのうち、このような結果となったのは5ケースであった。

図13に、最大応答変位の比較を示す。モデル2において、モデル1と比較して極端に小さい応答変位となるケースがある(図中矢印)。このケースは、モデル1, 2の第1震度がそれぞれ0.20, 0.29であるが、モデル1は第1震度を超過(せん断破壊)し、モデル2は超過していないため、モデル2の応答変位が過小になっている。逆にいえば、モデル2は第1震度を超過する境界付近の応答変位の場合には精度よく評価できず、大変形する場合が対象となる。

このモデル2の過小評価を除けば、モデル2とモデル1の最大応答変位の比の平均値は1.00、変動係数は11.5%であり、モデル2はモデル1と概ね一致した。なお、モデル3については、モデル3とモデル1の最大応答変位の比の平均値は1.81、変動係数は9.1%であり、モデル3はモデル1に対して過大に評価する結果となった。これより、最大応答変位を評価する上で重要な指標である第1剛性は、せん断破壊する柱の剛性を考慮する必要があること、モデル2と1の骨格曲線の違いは最大応答変位に大きな影響を与えないと考えられる。

4. せん断補強が困難な柱を有するRCラーメン高架橋の耐震性能の評価法の提案

図2で示した高架橋を用いつつ、せん断補強が困難な柱を有するRCラーメン高架橋の非線形応答スペクトル法を用いた耐震性能の評価法を提案する。なお、ここではフーチング図心位置に並進(水平、鉛直方向)および回転ばねを配置し、基礎の影響を考慮した。地盤条件はG2地盤¹⁾を想定した。また、補強柱は、両端部柱(C1, 5)と中間部柱の中央1本(C3)とした。以下に、提案する評価法の流れを、上記条件において例示する。

- ・STEP1: せん断破壊と判定される柱(C2, 4)も含め、全ての柱を曲げ破壊形態としてモデル化し、プッシュ・オーバー解析を実施する(図14(a))。原点と初降伏点を結んだ割線剛性 K (kN/m) から、等価固有周期 T_{eq} (sec) を算定する。 T_{eq} は0.46 (sec) となる。
- ・STEP2: せん断破壊と判定される柱(C2, 4)は材端ピンにモデル化、またはモデル化せずに、再度プッシュ・オーバー解析を実施する(図14(b))。P- δ 関係より、曲げ降伏後程度から最大水平荷重(震度)時までの勾配をフィッティングさせた直線(図中赤破線)と、STEP1で得られた原点と初降伏点を結んだ直線(図14(a)中の青

表2 解析パラメータ

T_{eq} (sec)	第1震度	第2震度	第3震度	骨格曲線	履歴法則	入力地震動
0.5	0.2	第2剛性と第3剛性の交点	第1震度×0.7	モデル1	最大点指向	図12に示す5ケース
1.0	0.5		第1震度×1.5	モデル2		
				モデル3		

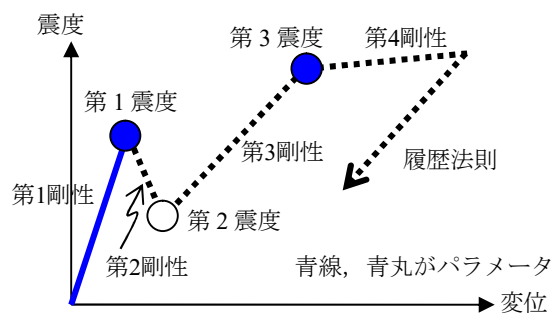


図11 解析パラメータの設定

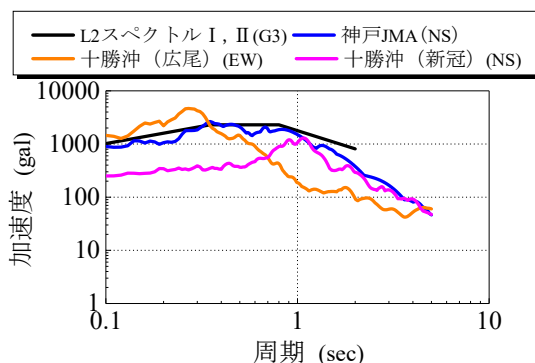


図12 弾性加速度応答スペクトル(減衰定数5%)

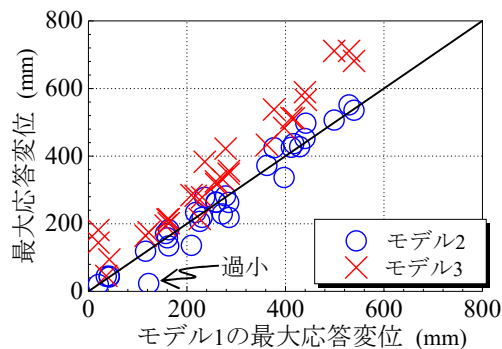


図13 最大応答変位の比較

線)との交点(図中☆)における水平荷重(震度)を構造物全体系の折れ曲がり点の水平震度 k_{heq} とする。水平震度 k_{heq} は0.42となる。

- ・STEP3: STEP1で得られた T_{eq} とSTEP2で得られた k_{heq} を用いて、耐震標準に示された所要降伏震度スペクトルより応答塑性率 μ を算定する(図14(c))。所要降伏震度スペクトル¹⁾より、 $T_{eq}=0.46$ (sec), $k_{heq}=0.42$ に対応する応答塑性率 μ は9.0であるため、応答変位 $\delta_d = \mu \times \delta_{eq} = 9.0 \times 22.5 = 203$ (mm)となる(図14(b)中△)。補強柱の損傷レベル3に関する最大照査値(応答

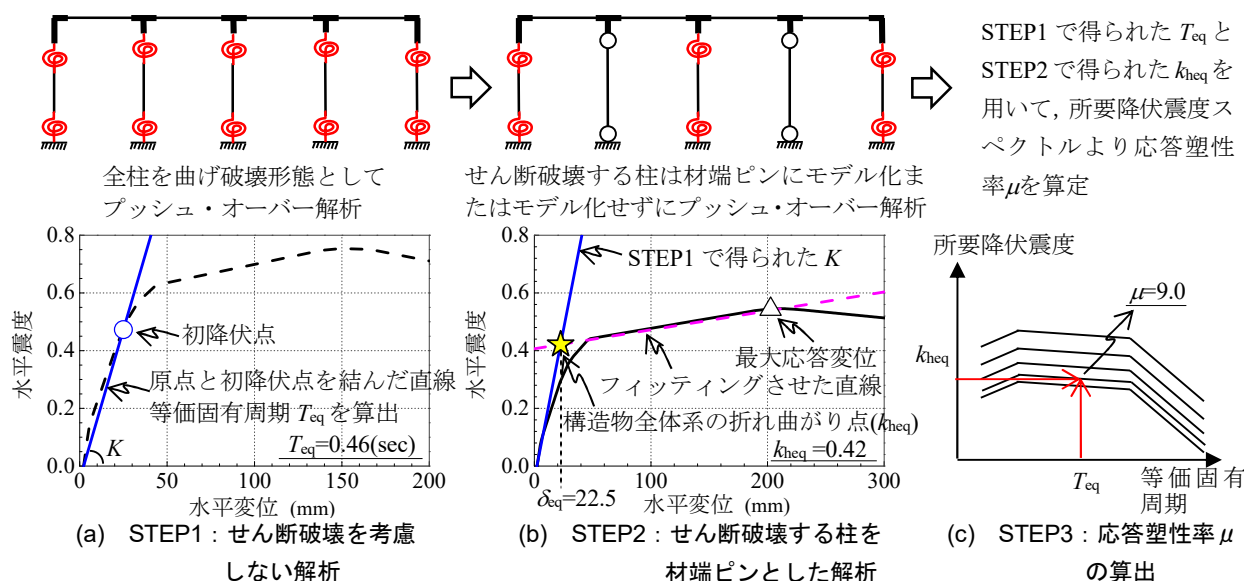


図 14 提案する評価法の流れ

部材角／降伏荷重を維持する最大変位時の設計部材角⁷⁾は0.47となり、構造体としての安全性の照査を満足することとなる。

なお、補強する柱が高架橋内で平面的に非対称となる場合、高架橋全体の重心と剛心が一致しなくなり、ねじりが発生する。ねじりが発生しないように配慮することが基本であるが、極端に補強する柱が高架橋内で平面的に非対称となる場合には、三次元的な挙動を考慮して応答値の算定、照査を実施する必要がある⁵⁾。

5. まとめ

- 1) 一般に設計で用いられている線材モデルにせん断ばねを導入することで、せん断破壊する柱を有する RC ラーメン高架橋のせん断破壊やせん断破壊後の断面力の再分配を表現できた。
- 2) せん断ばねにより表現したせん断破壊する柱を有する RC ラーメン高架橋の応答を、バイリニア型の 1 自由度系のモデルで表現する手法について検討した。初期剛性にはせん断破壊する前の剛性を、折れ曲がり後の直線には大変形時の剛性（第 4 剛性）を有する直線とした場合、対象とした高架橋の両端部柱または全中間部柱補強時の応答変位は、精緻と考えられる応答変位に対してそれぞれ 0.95、0.97 と精度良く表現できた。
- 3) せん断補強が困難な柱を有する RC ラーメン高架橋の非線形応答スペクトル法を用いた耐震性能の評価法を提案した。せん断破壊する柱の剛性も考慮した等価固有周期 T_{eq} と、せん断破壊する柱の水平剛性、耐力を考慮しない構造物全体系の折れ曲がり点の水平震度 k_{heq} を用いて、所要降伏震度スペクトルより応答塑性率 μ を算定し、耐震性能を評価できる。

なお、本検討では梁を弾性にするとともに、構造体としての安全性（破壊）のみに着目して検討し、また評価法の流れの例として示した RC ラーメン高架橋は、端部柱の曲げ耐力が相対的に大きいことに留意されたい。

謝 辞

本検討では、防災科学技術研究所の K-NET の観測記録を使用させて頂きました。記して謝意を表します。

文 献

- 1) 国土交通省監修 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），丸善，2012
- 2) 渡邊忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，No.683/V-52，pp.31-45，2001.8
- 3) 室野剛隆，佐藤勉：構造物の損傷過程を考慮した非線形応答スペクトル法の適用，土木学会地震工学論文集，第 29 巻，pp.520-528，2007
- 4) 国土交通省監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，2004
- 5) 中田裕喜，田所敏弥，本山紘希，岡本大，室野剛隆：せん断破壊する柱を有する RC ラーメン高架橋の耐震性能評価法の検討，構造工学論文集，Vol.61A，pp.282-291，2015
- 6) 西村隆義，室野剛隆，本山紘希，五十嵐晃：危機耐性を高める自重補償構造の提案と成立性，第 18 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.299-304，2015
- 7) (公財) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱の耐震補強設計指針，2013.12