第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

損傷を受けた中層梁を補修した二層式RCラーメン高架橋における列車走行性に関する考察

日下　和希[1]・植村　佳大[2]・高橋　良和[3]

[1]学生会員　京都大学大学院工学研究科（〒615-8540京都市西京区京都大学桂）
[2]正会員　工博　京都大学助教　工学研究科（〒615-8540京都市西京区京都大学桂）
[3]正会員　工博　京都大学教授　工学研究科（〒615-8540京都市西京区京都大学桂）

1. 背景

2022年3月16日に発生した福島県沖を震源とするマグニチュード7.4の地震（以下，2022年福島県沖地震とする）において，二層式RCラーメン高架橋の中層梁に多くの被害が確認された．被害を受けた二層式RCラーメン高架橋の多くで過去の地震被害に伴う補修跡が確認され，中には，補修跡がない中層梁では損傷が発生せず，補修跡がある中層梁でのみ損傷が確認されている高架橋も存在する．また，新幹線が脱線した付近の高架橋の中層梁では，補修跡に沿った損傷が多数確認された．さらに東北新幹線工事誌[1)]では，地震などによる被害を受けていない状態(以下，健全と呼ぶ)の高架橋に比べて中層梁に補修を施した高架橋の固有振動数が低下していることが報告されている．

以上のことから，地震後の補修による中層梁の耐震性能回復が十分ではない可能性があると考えられる．また，耐震性能の回復が十分ではないことで中層梁が早期に損傷し，高架橋全体の地震応答の増大につながり，新幹線の脱線の一因となった可能性があるといえる．よって，中層梁を補修した二層式RCラーメン高架橋の耐震性能低下が列車の走行安全性に与える影響について検討する必要があると考えられる．しかし，健全な二層式RCラーメン高架橋に関する検討や，補修の効果に関する部材レベルでの検討はなされているものの，損傷を受けた中層梁に補修を施した二層式RCラーメン高架橋の性能に関する知見は十分ではないのが現状である．そこで本検討では，中層梁の補修が二層式RCラーメン高架橋全体の動的応答性状に与える影響，および列車の走行安全性に与える影響について解析的に検討する．なお，「補修」は外観や耐久性の回復を目指すものと力学的性能の回復を目指すものの大きく2つに分類されるが[2)-4)]，本検討では，耐震性能の回復を目的とした補修を検討の対象とする．また，RC部材を対象とした断面修復やひび割れ注入による補修効果に関する既往の実験的検討では，荷重－変位関係における最大荷重は回復するものの，降伏剛性は低下することが明らかとなっている[5)-9)]．そこで，本検討では，これら知見を参考に補修を施した中層梁をモデル化することとした．

2. 解析モデルの妥当性検証

(1) 比較対象とする実験的検討

本論文では，東北新幹線の高架橋において補修跡のある中層梁の被害が顕著であったこと，また損傷を受けた中層梁を補修した高架橋の固有振動数が健全状態のものと比較して低下していたとの報告[1)]があることから，著者らの過去の検討[10)]と同様，東北新幹線の二層式RCラーメン高架橋の諸元を用いて中層梁の補修の影響を検討する．しかし，東北新幹線の諸元を用いた既往の実験的検討が見当たらず，解析モデルの妥当性検証が困難であった．

そこで本章では，東北新幹線の高架橋に対する検討の前段階として，山陽新幹線の高架橋を対象とした神山ら[11)]の実験結果の再現解析を実施し，解析モデルの妥当性を検証する．なお，神山ら[11)]の検討と同一の検討が，「近年の被害地震におけるコンクリート構造物の耐震性能評価に関する研究委員会報告

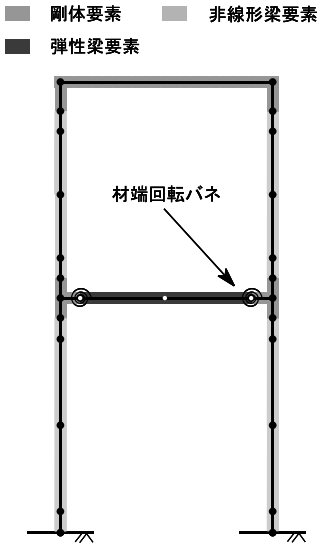


図-1 二層式 RC ラーメン高架橋の解析モデル（山陽新幹線）

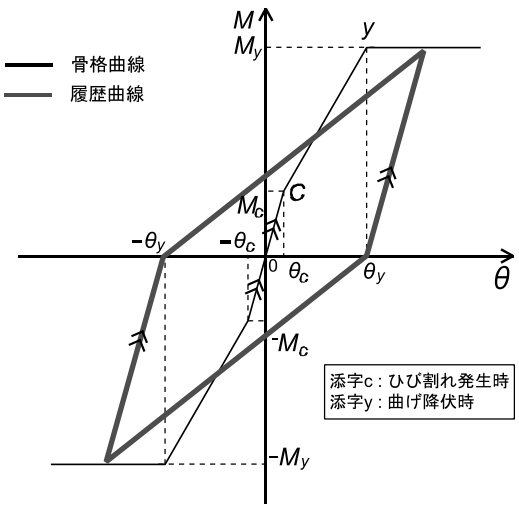


図-2 中層梁におけるM-θ関係

書・論文集[12)]」(以下，JCI報告書とする) にも掲載されているため，併せて参考にする．

(2) 解析モデル

a) 柱部・上層梁・接合部

本検討で作成した二層式RCラーメン高架橋の解析モデルの概略図を**図-1**に示す．本解析モデルにおける部材の断面形状，配筋及び材料の機械的性質は神山ら[11)]の実験と一致させており，上載質量は応答解析と同じ6750kgとした．また本解析では，上層梁および中層梁－柱間の接合部を剛体，柱を非線形梁要素としてモデル化を行い，非線形特性は材料構成則に基づくファイバーモデルで表現した．柱部のコンクリートの材料モデルは，圧縮最大応力を示すまでの骨格曲線としてHongestadモデルを採用し，最大圧縮以降の圧縮軟化は考慮しないこととした．また，除荷・載荷時の挙動はKarsan and Jirsa[13)]が提案した履歴を描かない簡易的なモデルを採用した．なお，コアコンクリートの材料特性には川島ら[14)]の提案に基づき帯鉄筋の拘束効果を考慮した．軸方向鉄筋の材料モデルにはMenegotto-Pintoモデルを採用し，二次剛性比は0.01とした．ここで，各材料モデルの材料特性を**表-1**に示す．

b) 中層梁

中層梁のモデル化には材端剛塑性バネ法を用いた．材端剛塑性バネ法とは，弾性梁要素の変形とその材端に設けた塑性バネの回転変形の和で部材の曲げ変形を表現する手法である．この方法では，材端の回転バネのモデルを変更することで，様々なM-θ関係を表現できるという利点がある．

表-1 コンクリートと軸方向鉄筋の材料特性

	コアコンクリート	かぶりコンクリート
最大圧縮応力(MPa)	24.3	23.0
最大圧縮応力時のひずみ	-0.00296	-0.00200

軸方向鉄筋	
ヤング率(GPa)	200
二次剛性比	0.01

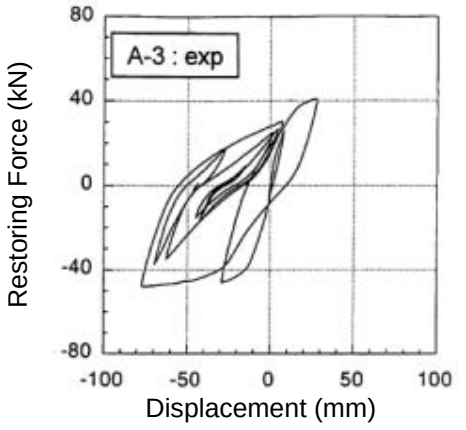
表-2 中層梁のM-θ関係に用いた各パラメータ

Mc (kN･m)	1.37×10^{3}	θc (rad)	1.75×10^{-4}
My (kN･m)	1.08×10^{4}	θy (rad)	2.78×10^{-3}

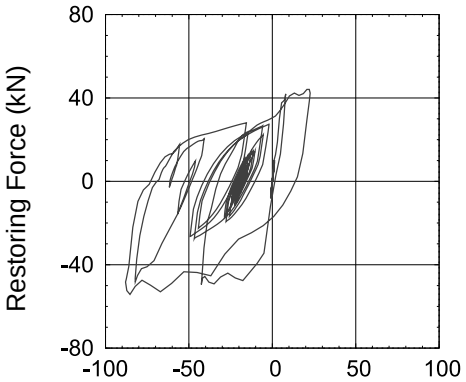
本解析モデルでは，**図-2**に示す曲げ破壊型のM-θ関係を与えた．なお，縦軸は部材端に作用するモーメントM，横軸は部材端の回転変位θである．第一変曲点(c点)をひび割れ発生点，第二変曲点(y点)を部材の曲げ降伏点とし，その後の曲げモーメントを一定としている．履歴曲線は曲げ破壊型のRC部材のモデル化する際に一般的に用いられる最大点指向型とし，除荷時の勾配は骨格曲線の第一勾配と同一とした．ここで，各解析モデルにおける中層梁のM-θ関係に用いた各パラメータを**表-2**に示す．

(3) 解析結果

神山ら[11)]の実験結果と本解析で得られた荷重－変位関係(**図-3**)および変位応答の時刻歴(**図-4**)，加速度応答の時刻歴(**図-5**)を比較する．その際，本解析結果における変位および加速度は高架橋の頂部の水



(a) 神山ら[11]の実験結果



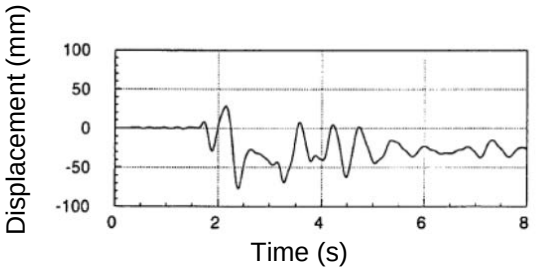
(b) 解析結果

図-3 荷重－変位関係

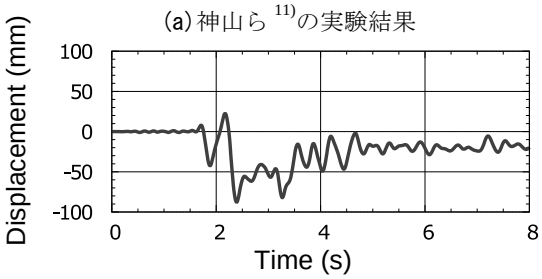
平方向の変位および加速度，荷重は柱基部の水平反力の合計としている．以降，荷重および変位は同様の位置，方向を対象にする．

比較対象とする実験から得られた試験体(以下，単に「試験体」とする)荷重－変位関係，および本解析で得られた高架橋モデルの荷重－変位関係を見ると(**図-3**)，試験体の応答変位の最大値とその時の荷重はそれぞれ約30mmおよび約40kNであり，最小値に関しては約-80mmおよび約-50kNであった．一方で，高架橋モデルでは変位の最大値とその時の荷重はそれぞれ22.7mmおよび42.3kNであり，最小値に関しては-88.0mmおよび-48.3kNとなっており，実験結果と比較して応答が負の方向に8mm程度片流れ(ドリフト)していることがわかる．しかし，両振幅は試験体と高架橋モデルともに約110mmであり，ドリフトの差異は両振幅の約7%であることから，本解析モデルは実験結果を概ね再現できていると判断できる．さらに，荷重－変位関係における履歴も概ね一致していることがわかる．

次に，試験体および本解析で得られた変位応答の時刻歴(**図-4**)および加速度応答の時刻歴(**図-5**)を見ると，応答量の小さい領域の再現性は高くないものの，変位応答の絶対値が25mm以上の範囲，加速度応答の絶対値が2m/s^{2}以上の範囲では試験体の挙動が概ね再現できていることがわかる．以上より，本解析モデルには一定の妥当性があると判断できる．

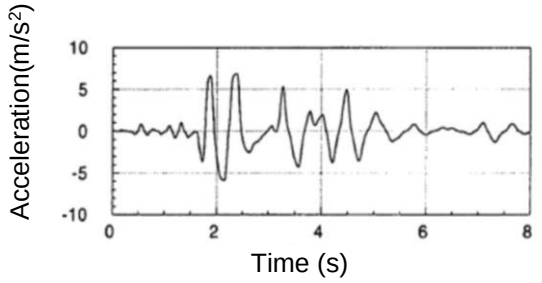


(a) 神山ら[11]の実験結果

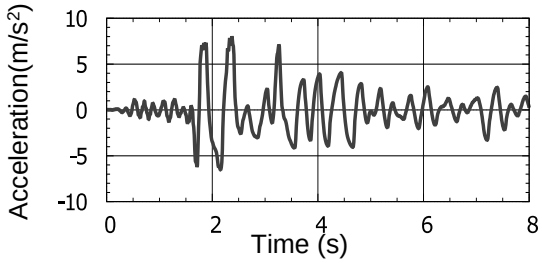


(b) 解析結果

図-4 変位応答の時刻歴



(a) 神山ら[11]の実験結果



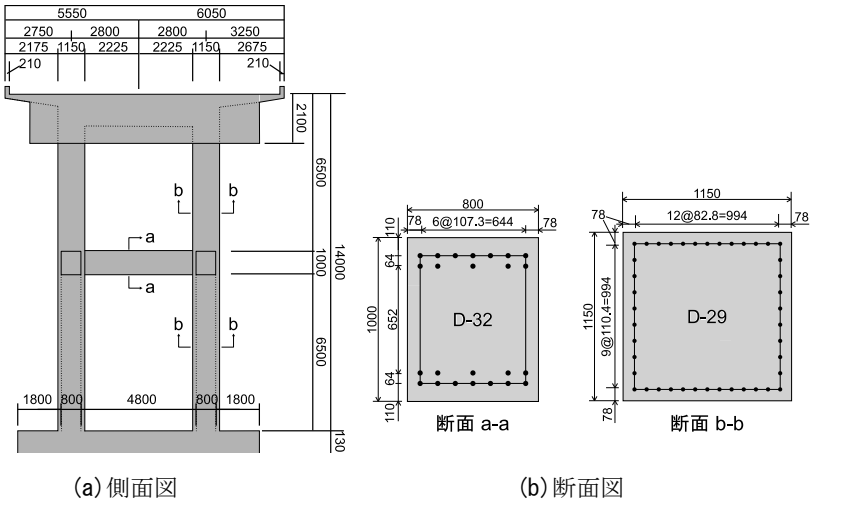
(b) 解析結果

図-5 加速度応答の時刻歴

3. 中層梁の補修の影響を考慮した二層式RCラーメン高架橋のモデル化

(1) 健全な二層式RCラーメン高架橋の構造モデル

本論文で検討対象とする，東北新幹線の諸元を持つ二層式RCラーメン高架橋の配筋図を**図-6**に，そ



(a)側面図　　(b)断面図

図-6 対象とした二層式 RC ラーメン高架橋の配筋図

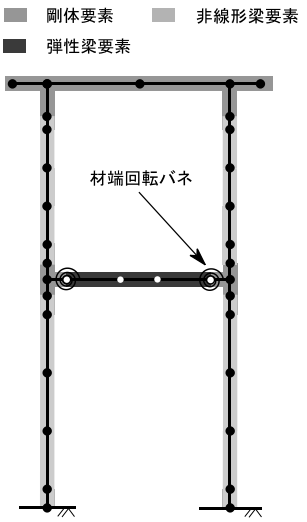


図-7 二層式 RC ラーメン高架橋の解析モデル(東北新幹線)

の解析モデルの概略図を**図-7**に示す．本モデルでは，2. で妥当性検証を行ったモデルと同様，上層梁および中層梁－柱間の接合部を剛体，柱を非線形梁要素(ファイバーモデル)，中層梁を材端剛塑性ばね法に基づくM-θモデルとしモデル化した．中層梁のM-θ関係に用いた各パラメータを**表-3**に示す．以降，この中層梁のモデルを「健全部材モデル」と呼び，中層梁が健全である高架橋全体のモデルを「健全高架橋モデル」と呼ぶこととする．柱端部の要素長については，堺ら[15]が提案している塑性ヒンジ長の算定法に基づき決定した．材料モデルについては，2. と同様のモデルを用いることとし，材料モデルにおける各諸量を**表-4**に示す．

表-3 中層梁のM-θ関係に用いた各パラメータ

Mc (kN・m)	2.48×10^{3}	θc (rad)	1.38×10^{-4}
My (kN・m)	2.75×10^{4}	θy (rad)	2.50×10^{-3}

表-4 コンクリートと軸方向鉄筋の材料特性

	コアコンクリート	かぶりコンクリート
最大圧縮応力(MPa)	24.3	23.0
最大圧縮応力時のひずみ	-0.00296	-0.00200

軸方向鉄筋	
降伏強度(N/mm²)	345.0
ヤング率(GPa)	200
二次剛性比	0.01

(2) 補修した中層梁の部材モデル(補修部材モデル)

補修部材モデルでは，既往研究で得られている補修後のRC部材の復元力特性の特徴を2. で述べた中層梁のM-θモデルに反映させる．ここで，本検討で参考にした既往研究の知見を下記に示す．

- 補修後の降伏剛性(荷重－変位関係における原点と降伏点を結ぶ勾配)は健全な状態のひび割れ発生後の剛性に近い(森濱ら[5])
- 降伏剛性は低下する(森濱ら[5]：17%低下，渡邊ら[6]：20～24%低下，仁平ら[7]：20%程度低下，石橋ら[8]：23%低下)
- 最大耐力は健全時と同等まで回復または増加する(森濱ら[5]，渡邊ら[6]，仁平ら[7]，石橋ら[8]，石橋ら[9])

以上の知見を踏まえ，下記のように補修の影響をモデル化した．

- ひび割れ発生点を無視し，第一変曲点を降伏点とする
- 降伏剛性比$\alpha(0<\alpha\leq1)$を[(補修高架橋モデルの降伏剛性)/(健全部材モデルの降伏剛性)]と定義し，補修前の損傷度に応じてαを決定する
- 最大耐力は健全部材モデルと同一とする
- 第二勾配は健全部材モデルの第三勾配と同一とする

ここで，補修部材モデルの骨格曲線を**図-8**に示す．なお，既往文献では，補修により最大耐力が増加している事例も見受けられるが，断面修復により断面幅が増大しているために耐力が増加した事例や，耐力が増大していない事例もあることから，本検討では安全側の検討となるよう，最大耐力の増加は考慮しないこととした．以降，本検討では，中層梁のモデル化に補修部材モデルを用いた二層式RCラーメン高架橋の構造モデルを「補修高架橋モデル」と呼ぶこととする．

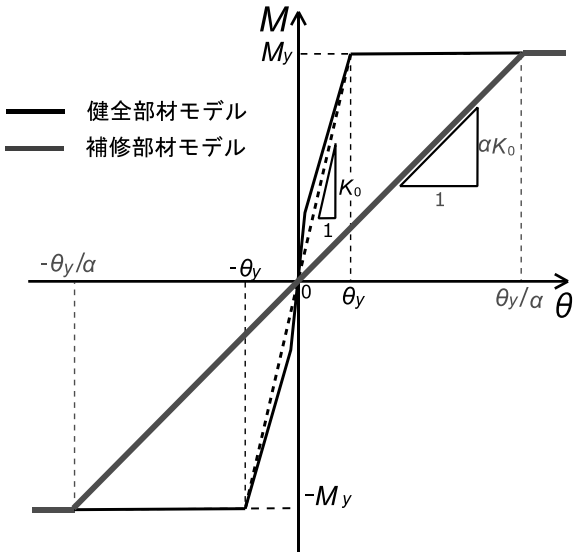


図-8 補修部材モデルの骨格曲線

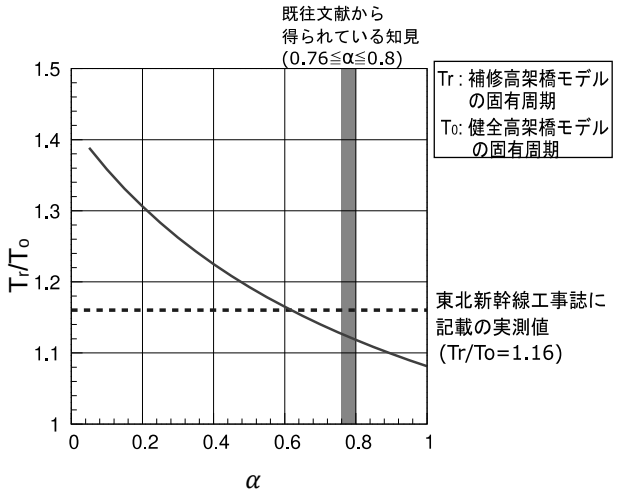


図-9 中層梁の剛性低下と高架橋の固有周期の関係

(3) 補修部材モデルにおける降伏剛性比αの同定

実際の構造物に関する情報として，東北新幹線のある健全状態の二層式RCラーメン高架橋の固有振動数が2.91Hz(固有周期0.344s)，地震により中層梁にひび割れが発生した状態の高架橋で2.42Hz(固有周期0.413s)，樹脂によるひび割れ注入した状態で2.52Hz(固有周期0.397s)であったことが，東北新幹線工事誌[1)]において報告されている．そこで本項では，健全高架橋モデルと補修高架橋モデルの固有周期が，東北新幹線工事誌[1)]から算出される固有周期の比(1.16)となる，中層梁の補修部材モデルにおける降伏剛性比αの値を算出した．

降伏剛性比αを変化させたときの，健全高架橋モデルと補修高架橋モデルの固有周期の比の変化を**図-9**に示す．図から，α=0.62のとき，固有周期の比が1.16になることがわかる．一方，前節で述べたように，既往の実験的検討では，損傷度や補修方法によって違いはあるものの，補修を施されたRC部材は健全時と比較して，降伏剛性が76～80%に低下する，すなわちα=0.76～0.80という報告がなされている[5)-8)]．この差異の要因については，以下のように推測できる．東北新幹線工事誌[1)]には，健全状態の高架橋と補修後の高架橋の固有周期がそれぞれ記載されているが，それらは同一の高架橋に対して得られたデータではないと考えられる．事実，東北新幹線工事誌[1)]の記述を見ると，構造パラメータは同一ではあるものの，地盤の条件が完全に同一ではないことが読み取れる．そのため，健全状態と補修後の高架橋の固有周期の差異には，補修の影響に加えて地盤条件等の差異が含まれていると考えられる．一方で，理想的な環境で行われたと考えられる実験的検討での補修作業と，地震後の復旧という緊急性の高い状態で行われる現場での補修作業の効果に差異が生じている可能性も否定できない．東北新幹線工事誌[1)]においても，健全状態と補修後の高架橋の固有周期の比較をもって，補修後による構造物の剛性回復が十分でないと述べられている．

そこで，東北新幹線工事誌[1)]の記述を基に中層梁の降伏剛性比をα=0.62とした補修部材モデルを用いた高架橋のモデルを「補修高架橋モデル1」，既往の研究結果[5)-8)]を基に降伏剛性比をα=0.80とした補修部材モデルを用いた高架橋のモデルを「補修高架橋モデル2」とし，以降の検討を行うこととする．

4. 解析的検討

(1) 解析手法

損傷を受けた中層梁を補修した二層式RCラーメン高架橋の動的応答性状および，列車の走行安全性について考察するため，3. で作成した健全高架橋モデルおよび，補修高架橋モデル1・2を用いた漸増動的解析を行う．具体的には，鉄道構造物等設計標準・同解説　耐震設計[16)]のG0地盤のL2地震動スペクトルIに基づく地表面設計地震動(以下，設計地震動とする)を入力地震動として用い，最大加速度を100galから1200galまで100gal刻みで増幅させて地震応答解析を行う．なお，解析モデルの固有周期については，健全高架橋モデルが0.335s，補修高架橋モデル1が0.389s，補修高架橋モデル2が0.375sであっ

た．また，地震時の列車の走行安全性に与える影響の評価には，鉄道標準変位制限[17]で規定されている，地震動により生じる構造物の横振動変位に対する照査法を採用した．具体的には，まず高架橋モデルに地震動を入力し，高架橋天端の加速度応答波を求める．次に，この加速度応答波の速度応答スペクトルを求め，その応答速度の周期成分を周期0.1s~2.5sまで積分することでSI値を算出する．そして，算出されたSI値と対象構造物の等価固有周期から算出される限界スペクトル強度SI_Lを比較することで，地震時の列車の走行安全性を照査する．なお，本検討で用いた高架橋モデルにおける限界スペクトル強度SI_Lはすべて4100mmであった．

(2) 解析結果（動的応答性状に関する考察）

最大応答変位を指標としたIDA曲線を**図-10**に，PGAが300galと1000galである2ケースにおける二層式RCラーメン高架橋の荷重－変位関係を**図-11**に示す．**図-11(a)**に示すように，PGA=300galの場合では三種類すべての高架橋モデルで概ね線形の荷重－変位関係となっているが，高架橋全体の初期剛性に僅かな差が確認できる．一方，PGA=1000galの場合では，三種類すべての高架橋モデルで応答変位および荷重は概ね等しいことがわかる．ここで，**図-10**を見ると，PGAが400gal以上では，三種類の高架橋モデルの差は小さいことが見て取れる．それに対し，PGAが400gal以下では，補修高架橋モデル1と補修高架橋モデル2の最大応答変位にあまり差が見られないものの，健全高架橋モデルとは差が見られることがわかる．具体的には，PGAが300galの時に着目すると，補修高架橋モデル1・2の最大応答変位は健全高架橋モデルに比べて約1.5倍となっている．しかしながら，差異の絶対量は20～30mm程度であり，高架橋高さの約0.15%ほどであった．

(3) 解析結果（列車の走行安全性に関する考察）

SI値を指標としたIDA曲線を**図-12**に示す．図より，PGAが500gal以上の範囲では，三種類の高架橋モデルにSI値の差は見られない．一方，PGAが小さい範囲では，補修高架橋モデル1・2と健全高架橋モデルの間に差があることがわかる．具体的には，PGA=300galの場合では，補修高架橋モデル1のSI値は約3800mm，補修高架橋モデル2は約3700mm，健全高架橋モデルは約3100mmとなっている．さらに，SI値の差異が大きい領域は，限界状態スペクトルSI_L=4100mmの周辺の領域である．よって，中層梁を補修した二層式RCラーメン高架橋における動的

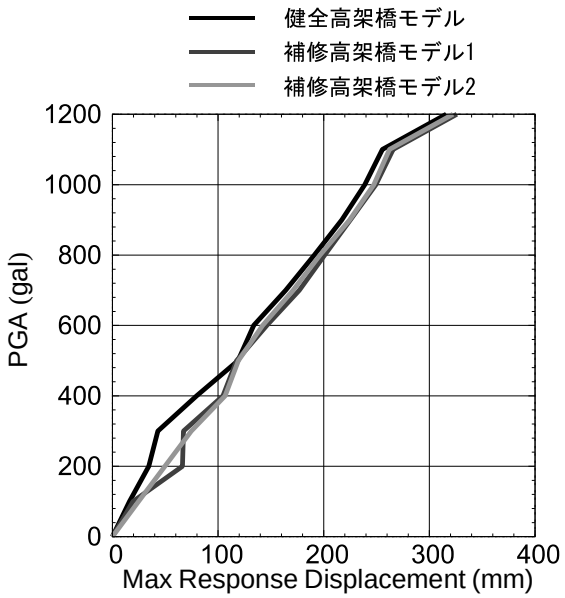
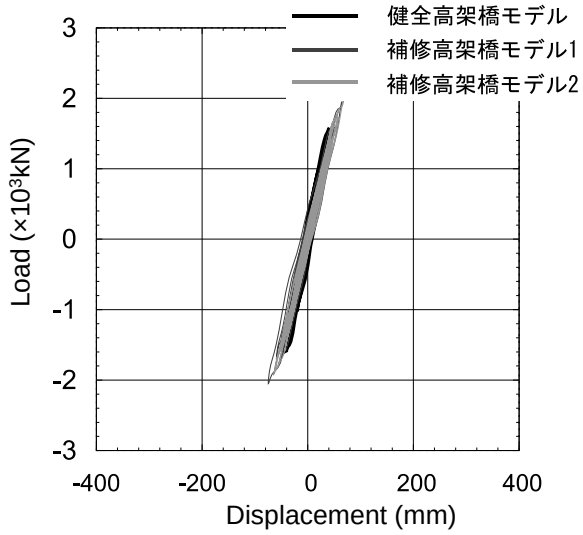
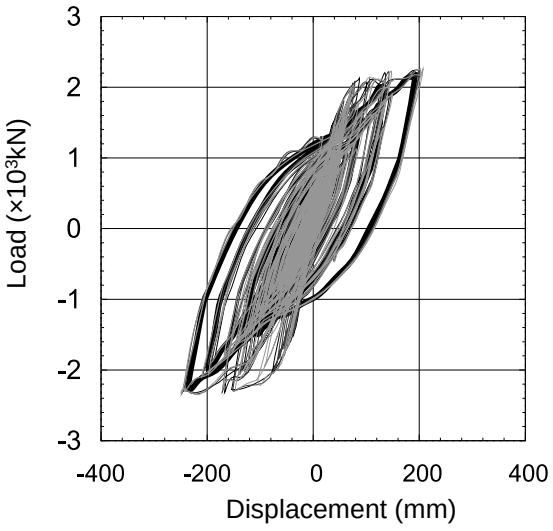


図-10 最大応答変位を指標とする IDA 曲線



(a) PGA=300gal



(b) PGA=1000gal

図-11 高架橋の荷重－変位関係

応答性状の変化が，列車の走行安全性に一定の影響を及ぼす可能性があるといえる．

ここで，三種類のモデル間で確認されたSI値の差について詳細に検討するため，PGA=300galの場合の，各モデルの天端における加速度応答波の速度応答スペクトルを**図-13**に示す．図より，三種類のモデルで速度応答値が大きい周期帯は一致している一方，速度応答の最大値が異なることがわかる．具体的には，速度応答スペクトル最大値は，健全高架橋モデルで約3000mm/s，補修高架橋モデル1で約4600mm/s，補修高架橋モデル2で約4400mm/sとなっており，中層梁補修の影響で速度応答が50%程度増加している．このことから，中層梁の補修による高架橋全体の動的応答性状の変化が，高架橋上の列車の速度応答へ明確な差となって現れていることがわかった．

ここで，構造物の固有周期と列車の走行安全性に係るSI値との関係について考察するため，固有周期が0.1，0.2，0.3，0.4，0.5，0.6の一質点系モデルを対象に，SI値を指標とし漸増動的解析を行った．その結果を**図-14**に示す．図より，本検討で用いた入力地震動に対しては，固有周期が0.1~0.5sの区間において，同PGAに対するSI値が増大しており，固有周期が0.6sになると，SI値が減少することがわかる．よって，健全高架橋モデルの固有周期が0.335s，補修高架橋モデル1の固有周期が0.389s，補修高架橋モデル2の固有周期が0.375sであることを踏まえると，対象とした高架橋においては，中層梁の補修によって変動する高架橋全体の固有周期帯が，列車の走行安全性の指標であるSI値が増加する領域内となっていることがわかる．

以上より，損傷を受けた中層梁を補修した二層式RCラーメン高架橋における構造物全体の剛性の低下，ひいては地震時の応答性状の変化が，列車の走行安全性に一定の影響を与える可能性が示されたといえる．しかしながら，本知見は，東北新幹線の一般的な諸量を持つ二層式RCラーメン高架橋に対する，単一の地震動を用いた検討から得られたものである．そのため，二層式RCラーメン高架橋の構造パラメータや入力地震動の性質を変化させるなど，今後更なる検討が必要であるといえる．

5. 結論

本研究では，中層梁を補修した二層式RCラーメン高架橋を対象に，中層梁の補修が二層式RCラー

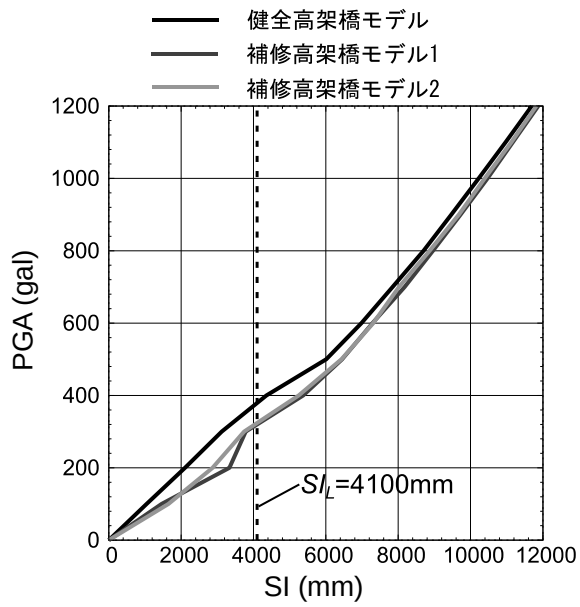


図-12 SI 値を指標とした IDA 曲線

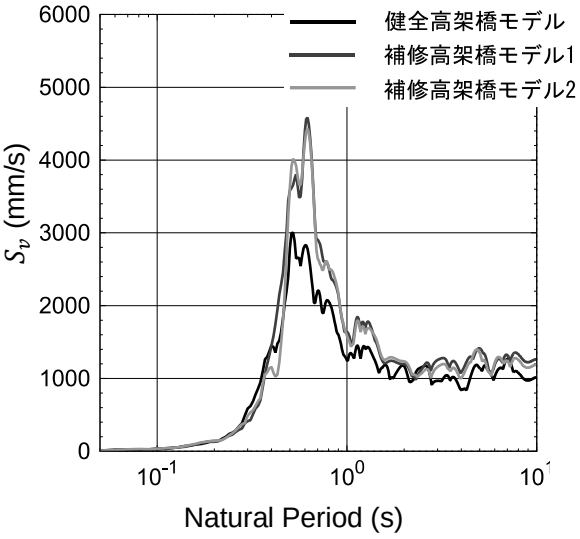


図-13 高架橋天端における加速度応答波の速度応答スペクトル

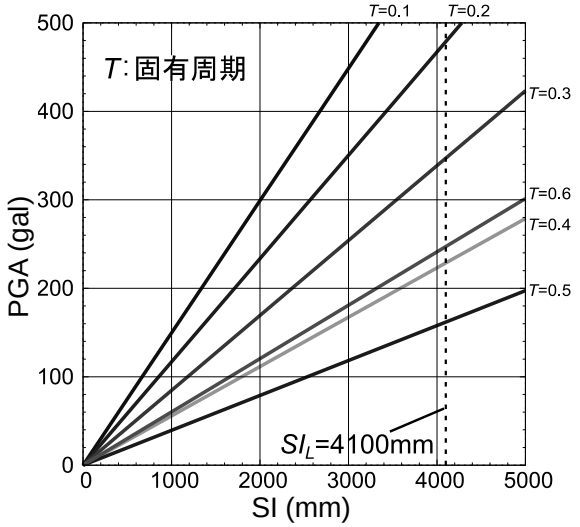


図-14 SI 値を指標とした IDA 曲線
（一質点系モデル）

メン高架橋全体の動的応答性状へ与える影響および列車の走行安全性に与える影響を明らかにすることを目的とし，補修を施した中層梁をモデル化し，それを有する二層式RCラーメン高架橋に対して漸増動的解析を行った．そして，高架橋モデルの最大応答変位，荷重－変位関係の観点から動的応答性状への影響を評価し，構造物の横方向変位を照査指標として，地震時の列車の走行安全性への影響を評価した．以下に本研究で得られた知見を示す．

- 漸増動的解析で得られた最大応答変位を指標としたIDA曲線から，中層梁の補修が地震時の二層式RCラーメン高架橋天端の最大応答変位に与える影響は限定的であると考えられる．
- 漸増動的解析から得られたSI値を指標としたIDA曲線より，PGAが小さい領域で各モデルのSI値に差異があり，その差異が大きい領域は限界状態スペクトルSI_L=4100mm周辺の領域であることが明らかとなった．また，中層梁の補修による高架橋全体の動的応答性状の変化が，高架橋上の列車の速度応答へ明確な差となって現れる可能性があることがわかった．このことから，損傷を受けた中層梁を補修した二層式RCラーメン高架橋における構造物全体の剛性の低下，ひいては地震時の応答性上の変化が，列車の走行安全性に一定の影響を与える可能性があるといえる．
- 本研究で得られた知見は，東北新幹線の一般的な諸量を持つ二層式RCラーメン高架橋に対する，単一の地震動を用いた検討から得られたものである．そのため，二層式RCラーメン高架橋の構造パラメータや入力地震動の性質を変化させるなど，今後更なる検討が必要であるといえる．

謝辞：本研究の一部は科学研究費補助金基盤研究(A)21H04574と，科学研究費補助金若手研究21K14231の助成を受けて実施した．謝意を表します．

参考文献

1) 日本国有鉄道仙台新幹線工事局：東北新幹線工事誌 黒川・有壁間，1978.
2) 土木学会：コンクリート標準示方書　維持管理編，2018.
3) 土木学会：コンクリート構造の設計・施工・維持管理の基本，2019.
4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説　コンクリート構造物，2004.
5) 森濱和正，小林茂敏：震災を受けた柱状RC部材の補修効果，第6回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.621-624，1984.
6) 渡邊一悟，池田憲二，今野久志：被災したRC橋脚の補修補強に関する実験的研究，北海道開発土木研究所月報，No.612号，2004.
7) 仁平達也，渡邊忠明，谷村幸裕，岡本大：地震による損傷と補修を繰り返したRC部材の性能に関する一考察，土木学会論文集E2，Vol.68，No.2，pp.121-132，2012.
8) 石橋忠良，加藤勝美：中層梁の地震被害と復旧について，構造物設計資料，No.67，p.15-20，1981.
9) 石橋忠良，津吉毅，小林薫，小林将志：大変形正負交番載荷を受けるRC柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的検討，土木学会論文集，No.648/V-47，55-69，2000.
10) 畠山琴羽，植村佳大，高橋良和：地震により被災した二層ラーメン高架橋の構造性能とサービス水準に関する考察，第42回地震工学研究発表会講演論文集，No.42，2022.
11) 神山貴男，睦好宏史，町田篤彦，岩田道敏：大地震を受けるRC2層ラーメン橋脚の地震応答性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.281-286，1996.
12) 日本コンクリート工学協会：近年の被害地震におけるコンクリート構造物の耐震性能評価に関する研究委員会報告書・論文集，pp.105-183，2004.
13) Karsan,I.D.and Jirsa,J.O.: Behavior of Concrete under Compressive Loading, Journal of the Structural Division, Vol.95, No.12, pp.2543-2563, 1969.
14) 川島一彦，星隈順一，長屋和宏：帯鉄筋による拘束を取り入れたコンクリートの応力－ひずみ関係式，地震工学研究発表会公演概要，Vol.95，pp.483-486，1993.
15) 堺淳一，星隈順一：軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価，構造工学論文集，Vol.60A，pp.782-795，2014.
16) 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，2012.
17) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説　変位制限，2006.