

東北地方太平洋沖地震により被災した 東部高架橋のゴム支承に関する解析的検討

An analytical investigation into causes of ruptures of the elastomeric bearings used on the East viaduct due to the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake

山田金喜*, 曾田信雄*, 木水隆夫**, 広瀬剛**, 名古屋和史***, 鈴木基行****
Kaneyoshi Yamada, Nobuo Soda, Takao Kimizu, Takeshi Hirose, Kazushi Nagoya, Motoyuki Suzuki

* 東日本高速道路株式会社 東北支社 技術部 (〒980-0021 仙台市青葉区中央 3-2-1)

** 東日本高速道路株式会社 本社 技術本部 (〒100-8979 東京都千代田区霞ヶ関 3-3-2)

*** 工修, 八千代エンジニアリング株式会社 総合事業本部 (〒161-8575 東京都新宿区西落合 2-18-12)

**** 工博, 東北大学教授, 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06)

The purpose of this investigation is to clarify analytically the main mechanism of ruptures of elastomeric bearings used on the East viaduct due to the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. We made reproduction analysis using the acceleration waveform that was observed in Sendai Higashi interchange near this viaduct. The response of the non-linear dynamic analysis with the general design model did not match the real situation of the damages. Therefore, the influences of the bridge accessories were incorporated into the design model. As a result, the elastomeric bearings were ruptured by the shear strain and the up-lift force exceeding the performance. We hypothesize the main factors of the ruptures are attributed to a mixture of different structural types of piers, a considerable change of the bridge width, the influence of enforced displacement.

Key Words: elastomeric bearing, dynamic analysis, rupture strain, up-lift force

キーワード: ゴム支承, 動的解析, 破断ひずみ, 上揚力

1. はじめに

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震により, 東日本高速道路株式会社が管理する高規格幹線道路では, 東北および関東地方の広域で被害が生じた。損傷した橋梁数は, 小さな損傷を含めて約 250 橋に及ぶ。

本地震では, 平成 16 年の新潟県中越地震や平成 19 年の新潟県中越沖地震の損傷と同様に主に鋼製支承本体, 同取付部, および伸縮装置に多くの損傷がみられた。また, 過去に事例の無い新たな損傷形態として, H8 道路橋示方書¹⁾ (以下, H8 道示と称す) を基準に設計された 2 橋 (仙台東部道路・東部高架橋, 仙台北部道路・利府高架橋) の一部において, タイプ B の地震時水平力分散型ゴム支承 (以下, ゴム支承と称す) の破断が生じた。

本稿は, 東部高架橋のゴム支承の破断メカニズムについて, 被災後の損傷状況を踏まえてモデル化し, 非線形動的解析等により検討したものである。

2. 被災状況

2. 1 橋梁概要

東部高架橋は, 仙台東部道路の仙台東 IC~仙台港北 IC 間に位置する, 延長 4,390m の鋼連続鈹桁形式を主体とする連続高架橋である。図-1 に架橋位置図を示す。



図-1 架橋位置図

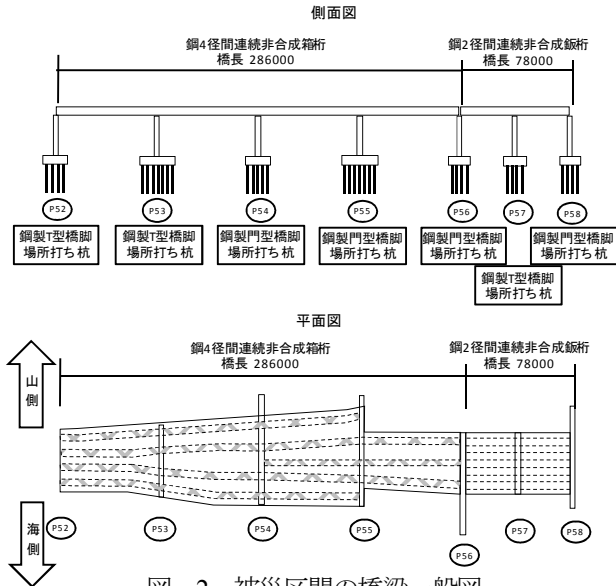
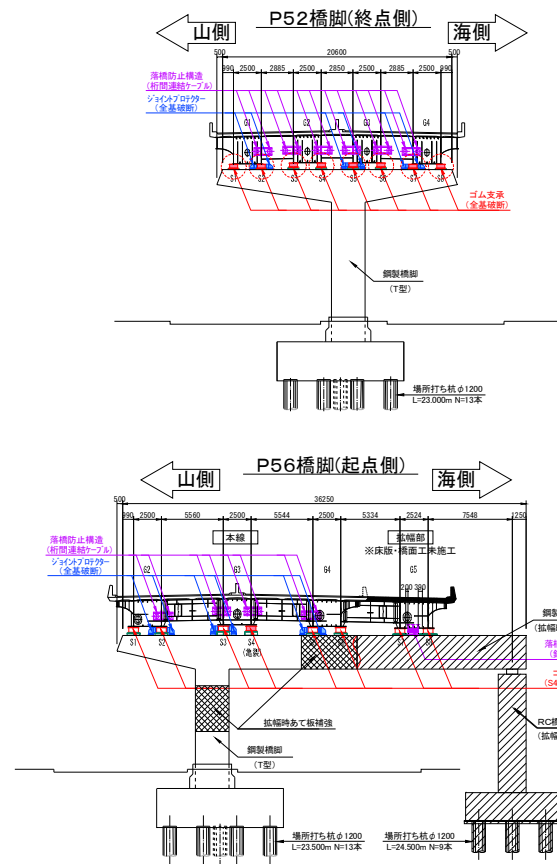


図-2 被災区間の橋梁一般図



総延長	4,390m
上部工形式 (被災区間)	P52~P56: 鋼4径間連続非合成箱桁 (L=286.0m) P56~P58: 鋼2径間連続非合成鋼桁 (L=78.0m)
下部工形式	鋼製T型: P52,P53,P57 鋼製門型ラーメン: P54,P55 鋼・RC混合門型: P56,P58
道路の区分	第1種2級B
設計荷重	B活荷重
橋の重要度	B種の橋
地盤種別	II種地盤
地域区分	A区分 (地域別補正係数 $C_z=1.0$)
支承条件	地震時水平力分散ゴム支承
伸縮装置 (損傷状況)	P52:モジュラージョイント (サポートビーム損傷) P56:フィンガージョイント (上下方向の段差発生) P58:フィンガージョイント (重大な損傷無し)
適用示方書	当初設計: 道路橋示方書 (H8.12) IC追加時設計: 道路橋示方書 (H14.3)
レベル2地震 耐震設計法	当初設計: 地震時保有水平耐力法, ただし, 門型橋脚の橋軸直角のみ動的照査法 (橋脚単独系モデル) IC追加時設計: 動的照査法 (橋脚単独系モデル)

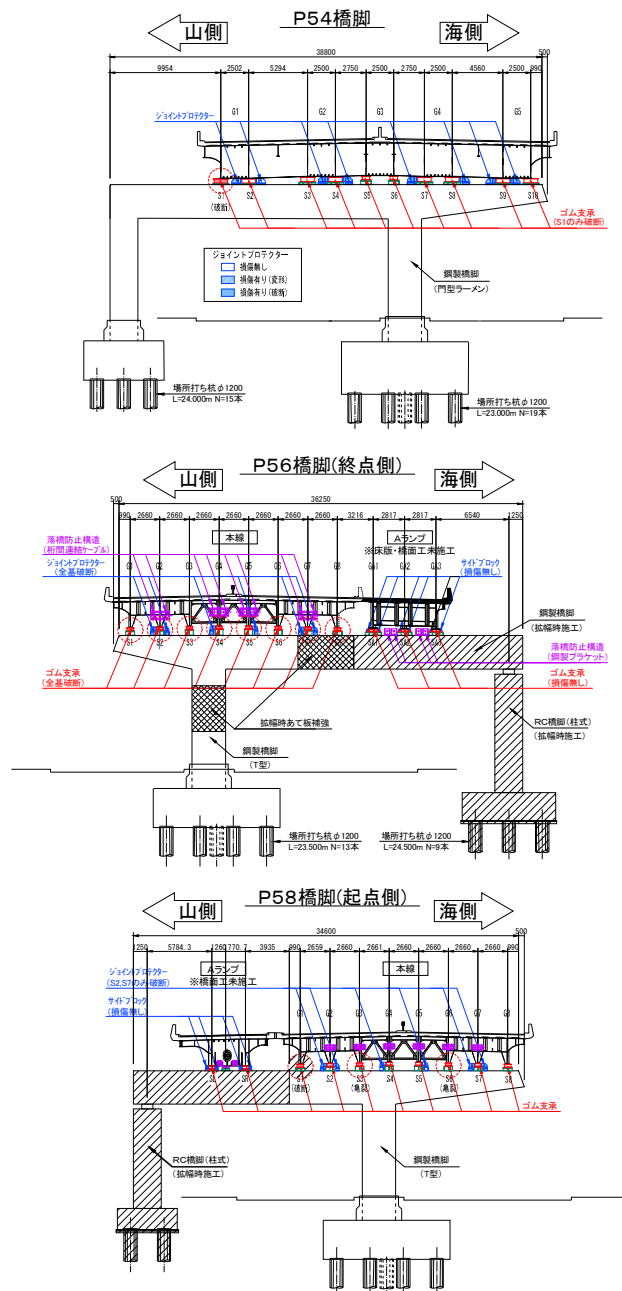


図-3 下部工構造図 (P52, P54, P56, P58 橋脚)

本高架橋は、国土交通省と旧日本道路公団の合併方式で事業が行われ、平成13年8月に供用開始後、約10年が経過している。今回の地震でゴム支承の破断が確認されたのは、追加ICとして地震発生時施工中の仙台港ICの橋梁拡幅区間である。図-2に被災区間であるP52橋脚からP58橋脚の橋梁一般図を示し、図-3にゴム支承が破断したP52, P54, P56およびP58橋脚の下部工構造図を示す。表-1に橋梁諸元を示す。耐震設計について当初設計時、およびIC追加設計時では門型形式のみ橋脚単独系モデルにより動的照査を実施していたが、高架橋全体系モデルによる動的照査は未実施であった。

2. 2 損傷概要

(1) 損傷状況

ゴム支承の損傷は、P52～P58 橋脚区間で生じ、地震発生時には仙台港 IC を増設するための拡幅工事が行われていた。この区間は、上下線一体の上部構造で広幅員かつ幅員変化が大きく、図-3 に示すように異なる橋脚形式が混在する。さらに隣接する橋梁形式・橋桁長が大きく異なる等、構造的に複雑な箇所でもあった。

破断したゴム支承の位置は、図-4 に示すように掛け違い部となる P52 橋脚の終点側（以下、P52R と称す）、および P56 橋脚の終点側（以下、P56R と称す）における一支承線の全 8 基、および P54 橋脚と P58 橋脚の起点側（以下、P58L と称す）の山側 1 基である。図-5 にゴム支承の破断状況の代表箇所を示す。本橋の各支承線上には、レベル 1 地震動相当の耐力を有する鋼製ブラケット形式のジョイントプロテクターが複数設置されていたが、セットボルトの破断により、多くのジョイントプロテクターが脱落した。その一方で、P54・P55 橋脚では、ジョイントプロテクター本体の部分的な変形もしくは健全な状態で残留しているものが確認されている。

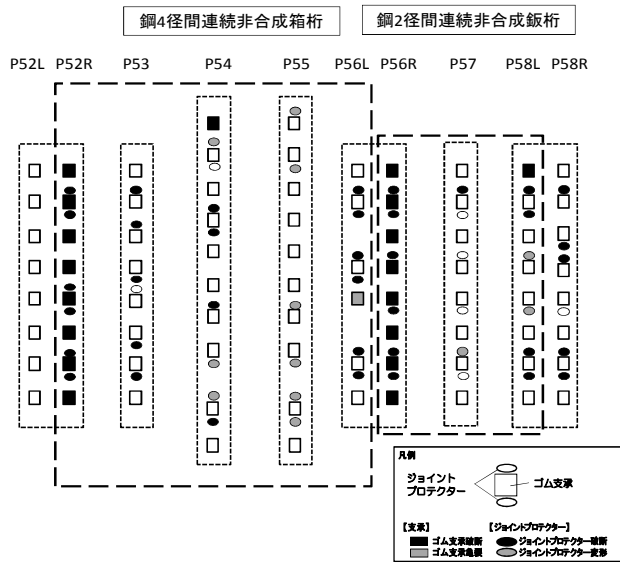


図-4 支承部まわりの損傷位置図

(2) 痕跡から推定する支承最大変位量

表-2 に痕跡から推定する支承最大変位量を示す。主桁やゴム支承の破断・残留変位の状況から主たる損傷方向は、橋軸直角方向であることが確認できる。

図-6 に示すように P52R 支承では、破断したゴム支承の上側側面と下側側面にせり上がりと思われる擦れた痕跡が確認された。これから、ゴム支承の橋軸直角寸法幅以上の 720mm 以上の変位量と推定した。なお、P52 では伸縮装置の損傷状況から桁同士の拘束は考え難い。

表-2 痕跡から推定する支承最大変位量

被災箇所等	内容	推定移動量
P52R ゴム 支承	破断 (S1～S8) 橋軸直角方向への移動量が卓越 残留変位より海側への主桁移動が生じた 各支承の残留変位 S1 : 156mm S5 : 144mm S2 : 155mm S6 : 156mm S3 : 155mm S7 : 147mm S4 : 148mm S8 : 150mm	橋軸直角方向最低移動量 156mm
	破断したゴム支承の上側側面と下側側面にせり上がりと思われる擦れた痕跡が確認された	せり上がりの痕跡より約 720mm の移動量、また沈下量約 165mm
P53	JP* 橋軸直角方向 S2-S1 側の変形量：約 225mm	橋軸直角方向推定移動量 約 225mm
P54	JP* 橋軸直角方向 変形量：約 88mm	橋軸直角方向推定移動量 約 88mm
P55	JP* 橋軸直角方向 S3-S2 側の変形量：約 420mm S4-S5 側の変形量：約 352mm	橋軸直角方向推定移動量 約 420mm
P56L	落橋防止構造 隣接距離 山側：200mm 海側：390mm	橋軸直角方向移動量 山側：200mm 海側：390mm
P56R	破断 (S1～S8) 橋軸直角方向への移動量が卓越 残留変位より海側への主桁移動が生じた 各支承の残留変位 S1 : 595mm S5 : 631mm S2 : 562mm S6 : 653mm S3 : 580mm S7 : 583mm S4 : 630mm S8 : 623mm	橋軸直角方向最低移動量 653mm
P58L	落橋防止構造 隣接距離 山側：200mm	橋軸直角方向移動量 山側：200mm

*JP : ジョイントプロテクター

	P52R-S1【破断】	P56R-S6【破断】	P54-S1【破断】	P58L-S1【破断】
概念図	【変位】 軸方向：16mm(終点側) 軸直角：156mm(海側) → 156mm(海側へ)	【変位】 軸方向：88mm(終点側) 軸直角：653mm(海側) → 653mm(海側へ)	【変位】 軸方向：15mm(終点側) 軸直角：15mm(海側) → 15mm(海側へ)	【変位】 軸方向：62mm(起点側) 軸直角：変形なし ← 62mm(山側)
状況写真				
残留変位	(橋軸) 9～22mm(終点側) (直角) 144～156mm(海側)	(橋軸) 0～103mm(終点側) (直角) 562～653mm(海側)	(橋軸) 15mm(終点側) (直角) 15mm(海側)	(橋軸) 62mm(起点側) (直角) 変形なし

図-5 破断した各橋脚における代表 1 箇所のゴム支承の状況

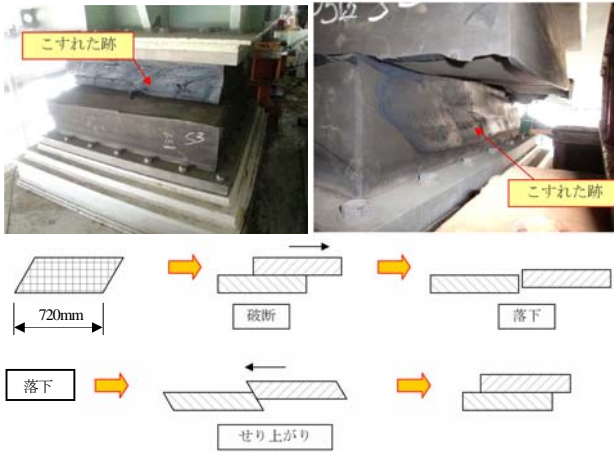


図-6 P52R-S3 支承のせり上がりの痕跡

3. 解析的検討

被災状況の調査結果、および別途実施したゴム支承の性能試験結果⁵⁾に基づき3次元骨組みモデルの非線形動的解析により、ゴム支承の破断メカニズムを検討した。

3.1 建設当時の設計

(1) 適用基準とゴム支承の設計

本高架橋は、H8道示を適用して設計されている。当時、レベル2地震動に対する下部構造及びゴム支承の設計は、地震時保有水平耐力法に基づき、レベル2地震動に対する等価水平震度を用いて算出される慣性力を考慮して耐震設計を行う方法である。

(2) ゴム支承の許容ひずみ相当の水平耐力と橋脚の水平耐力との比較

前項に示したように、H8道示に基づき、支承部の設計地震力としては、地震時保有水平耐力法に用いる等価水平震度（現呼称：設計水平震度）を用いて算出される慣性力に相当する水平力が用いられる。なお、連続橋等の支承部の設計では、各橋脚で異なる等価水平震度となることを避けるため、等価水平震度の算定において橋脚の許容塑性率が3を上回る場合、3と仮定し、橋脚に用いられる等価水平震度よりも大きい等価水平震度を用いて支承を設計する方法も一般に適用されており、本高架橋でもそれを採用していた。このため、支承部の水平耐力は橋脚の水平耐力よりも大きく設計されているが、実際の被災状況は、橋脚にはほぼ損傷がなく、支承部で破断損傷が生じた。

表-3は、ゴム支承と橋脚の地震時保有水平耐力を比較し、損傷状況との整合性を検討したものである。

P52Rで支承破断が生じたP52橋脚に着目すると、P52R支承の250%ひずみ相当水平力と橋脚の地震時保有水平耐力はほぼ同等である。P52LとP52Rの2支承線分を合計すると、橋脚の地震時保有水平耐力の約1.6倍の値となるが、掛け違ひ部の2連の上部構造が異なる位相で振動した

場合には、実際に破断したP52Rの支承部が橋脚よりも先行して損傷する可能性も考えられる。P52RとP52橋脚の水平耐力がほぼ同等であり、P52橋脚基部には、部分的に塗膜の剥離や亀裂が確認されている。

次にP56橋脚に着目すると、破断が生じていないP56Lの支承部は、1支承線単独で橋脚の地震時保有水平耐力の約1.4倍と大きい水平耐力を有している。一方、破断が生じたP56Rの支承部の水平耐力は、橋脚の地震時保有水平耐力の半分程度と小さいことがわかる。

表-3 東部高架橋におけるゴム支承と橋脚の地震時保有水平耐力比較（橋軸直角方向）

項目	P52L	P52R	P56L	P56R	
地震の方向	橋軸直角方向				
①ゴム支承の耐力H (kN) (250%ひずみ相当水平力)	6240	9800	13340	4750	
	合計 16040		合計 18090		
橋脚の等価水平震度 Khe	0.57		0.54		
②橋脚の地震時保有水平耐力 Pa (kN) (タイプII地震動)	9823		9529		
①/②	各支承線単位	0.635	0.998	1.400	0.498
	橋脚単位	1.633		1.898	

3.2 入力地震動の決定

図-7に本高架橋の位置と周辺の地震波形観測箇所を示す。K-NET仙台 (MYG013)²⁾、仙台東IC、仙台港北ICは、いずれも本高架橋から5km以内の距離に位置する。また、図-8に本高架橋の地質縦断図、図-9に仙台東IC観測点のボーリング柱状図を示す。架橋地および仙台東IC観測点の地盤は、洪積礫質土を支持層に沖積砂質土と粘性土の互層で類似しており深度約25mの範囲に分布している。深度約20mまでは、沖積砂質土主体でN値30未満であり両者の地盤特性値は $T_G=0.53\sim 0.56s$ と近似する。

一方、K-NET仙台の地盤は、深度5mまでがシルト、それ以深は砂礫層となっており、深度GL-7m以深からせん断波速度300m/s以上の砂礫層が分布している²⁾。この地盤特性値を算定すると $T_G\approx 0.2s$ となる。また、仙台港北IC観測点の地盤は、シルトおよび細砂主体の沖積堆積土であり、地盤特性値は $T_G=0.4s$ となる。いずれも仙台東IC観測点に比べ架橋地の地盤特性と傾向が異なる。



図-7 対象橋梁と波形観測箇所

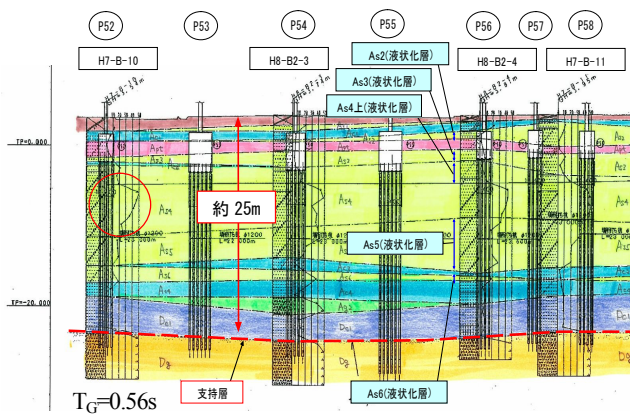


図-8 東部高架橋 (P52~P58 橋脚付近) の地質縦断面

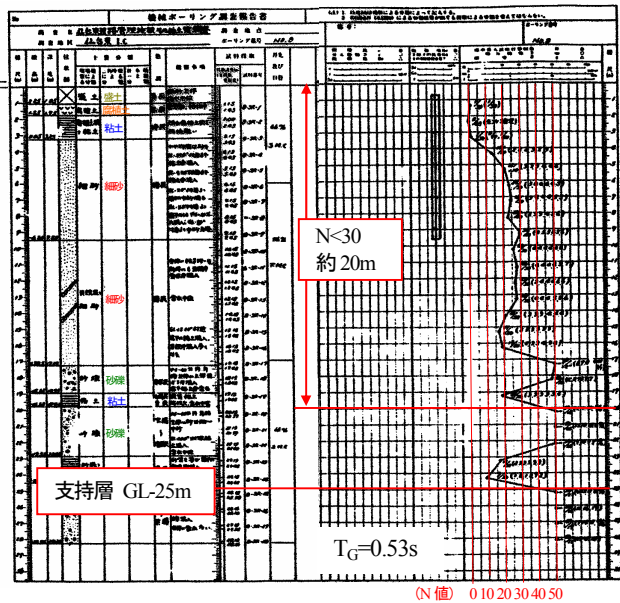


図-9 仙台東IC観測点のボーリング柱状図

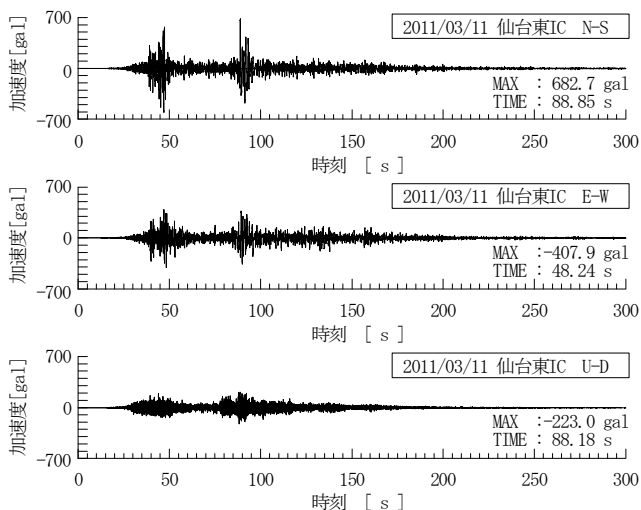


図-10 仙台東ICで観測された加速度波形 (本震)

図-10は、3月11日の本震時に仙台東ICにおいて観測された加速度の各成分波形である。この図より主要動は、40~50秒付近と85~95秒付近の2回出現することがわかる。また、観測記録よりN-S成分の最大値は2回めの主要動、E-W成分の最大値は1回めの主要動での記

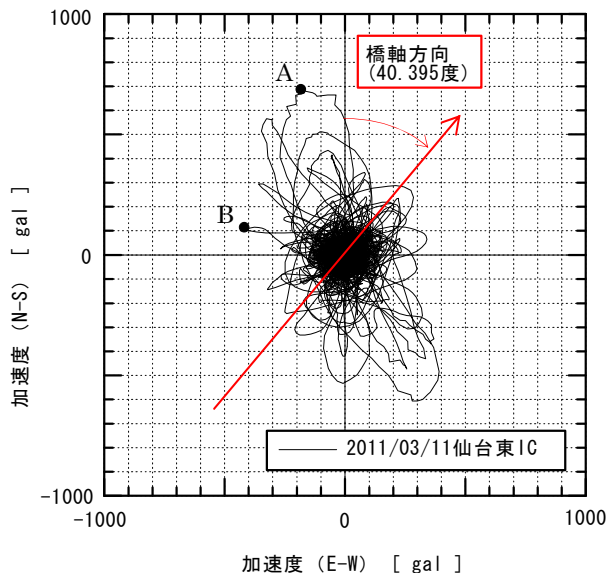


図-11 仙台東IC観測波のN-SとE-W成分の相関

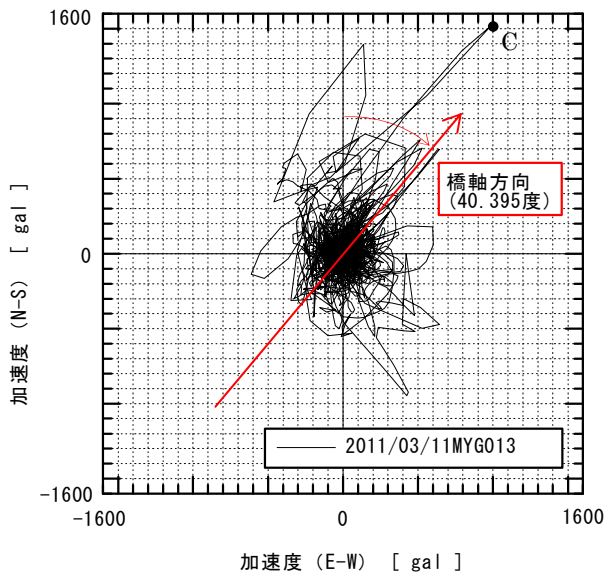


図-12 K-NET仙台観測波のN-SとE-W成分の相関

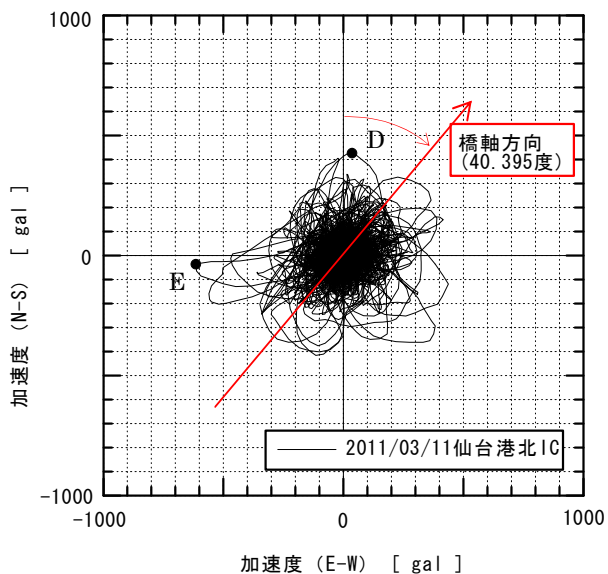


図-13 仙台港北IC観測波のN-SとE-W成分の相関

録されたものである。一方、鉛直動の U-D 成分は、他の 2 成分ほど明確ではなく、最大値も N-S 成分に対して約 1/3、E-W 成分に対して約 1/2 である。図-11~図-13 は、それぞれ仙台東 IC、K-NET 仙台 (MYG013)、および仙台港北 IC 観測波における N-S、E-W 成分の 2 方向の加速度の相関関係を示したオービットである。図-11 中のそれぞれの成分最大値は、点 A (N-S 成分) と点 B (E-W 成分) で表すことができる。点 A は N-S 成分 682.7gal、E-W 成分-178.4gal を示し、点 B は N-S 成分 103.6gal、E-W 成分-407.9gal を示す。また、本高架橋の橋軸方向は、方位角 310°23'40.7" (=補正角 40.395 度) に位置する。これは、図-11 中の矢印で示した方向であり、履歴との関係に着目すると橋軸直角方向の加速度が卓越することがわかる。すなわち、現地で確認された P52R や P56R のゴム支承の破断方向とほぼ一致する。

図-12 の K-NET 仙台観測波の最大加速度は、3 地点の中で最も大きく N-S 成分で 1519.8gal、E-W 成分で 987.0gal を記録しており、ほぼ同時に生起するほか、本高架橋の橋軸方向に卓越することがわかる (図中点 C)。一方、図-13 の仙台港北 IC 観測波は、N-S 成分で 428.2gal、E-W 成分で-613.2gal を記録しているが、両者の相関は小さいことがわかる (図中点 D、E)。

図-14 は、II 種地盤の H14 道路橋示方書³⁾ (以下、H14 道示と称す) V の標準加速度応答スペクトルに前出の 3 つの観測波の N-S 成分と E-W 成分の加速度応答スペクトル (減衰 5%) と後述する本高架橋の橋軸直角方向の主要振動モードの固有周期 ($T=1.19\sim 1.60s$) を図化したものである。この固有周期の範囲においては、仙台東 IC 観測波の N-S 成分が最も卓越し、H14 道示 V のタイプ II 地震動の標準加速度応答スペクトルに近いことがわかる。また、それ以外の観測波の成分は、1 秒以下の短周期側の加速度応答スペクトルが卓越するが $T=1.19\sim 1.60s$ の範囲では小さい。

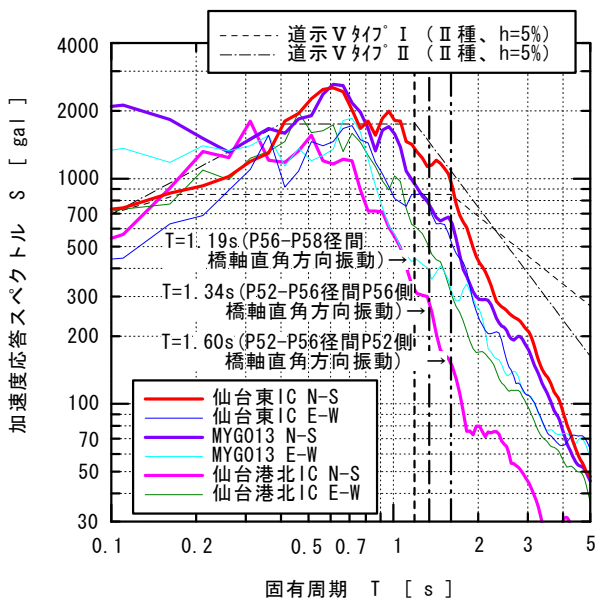


図-14 各観測波の加速度応答スペクトル

そこで、以下の 3 つの理由によりゴム支承の被災メカニズムを検討する際の入力地震動は、仙台東 IC 観測波とした。

- ①地盤構成が架橋地に近似する (砂質土、地盤特性値 T_g)。
- ②ゴム支承の損傷方向である橋軸直角方向に卓越する。
- ③本高架橋の主要振動モードの固有周期の範囲の加速度応答スペクトルが観測波のうち最も大きい。

なお、架橋地の余震記録に基づいて推定された架橋地における本震の推定波と仙台東 IC 観測波のサイト増幅特性、位相特性等が近似していることから、仙台東 IC 観測波を橋梁に作用した地震動とみなすことができるという報告⁴⁾もある。

3.3 モデル化とその検討

(1) 標準的な解析モデルによる検討結果

本高架橋 P52~P62 区間、および地震発生時に施工中の仙台港 IC の A、C2 ランプを含む 3 次元骨組みモデルを基本とし、表-4 に示すように主桁を一本の線形梁要素、ゴム支承を線形バネ要素、橋脚を非線形梁要素でモデル化した。このとき、伸縮装置、ジョイントプロテクター等の付属物は無視し、設計段階における標準的なモデルとした。なお、P52、P55、P62 橋脚は本線および B、D ランプ桁の掛け違い橋脚となるため隣接桁の反力、地震時分担重量、支承バネを付与し、隣接桁の慣性力を考慮した。

入力地震動は H14 道示 V 標準波 (橋軸、橋軸直角方向各入力)、および仙台東 IC 観測波 (N-S、E-W の 2 方向同時入力) とした。

表-4 各部材のモデル化と減衰定数

	材料	減衰定数(%)	モデル
上部構造	鋼	2.0	線形梁要素
ゴム支承	NR	4.0	非線形バネ要素
鋼製橋脚	Co*非充填部	1.0	非線形梁要素
	Co*充填部	2.0	非線形梁要素
RC 橋脚	RC	2.0	非線形梁要素
橋脚基礎	杭基礎	20.0	線形バネ要素

*Co: 中詰めコンクリート

図-15 はゴム支承の破断方向である橋軸直角方向の支承最大ひずみ分布図である。これは、各支承線の中で最も大きい支承のせん断ひずみを示したものであるが、全ての支承線において H14 道示 V タイプ II 地震動が全支承で最も大きなせん断ひずみを示した。

仙台東 IC 観測波における P56R のせん断ひずみは $\gamma=308\%$ となり、P54~P58L の支承は設計上の許容ひずみを超過する。また、一支承線全基の破断が確認された P52R のせん断ひずみ ($\gamma=194\%$) は他の支承の応答に比べ小さい。一方、破断していない P56L 等のせん断ひずみが P52R よりも大きくなる傾向がみられ、被災状況と異なる結果となった。

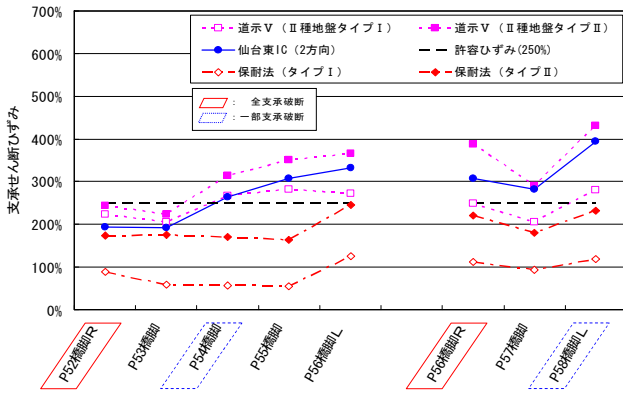


図-15 ゴム支承の最大せん断ひずみ分布図
(橋軸直角方向)

(2) モデル化の改良

前項の検討結果と被災状況の分析を考慮し、モデル化の改良を試みた。主な検討項目は次の6項目である (①伸縮装置, ②落橋防止構造, ③ジョイントプロテクター, ④ゴム支承, ⑤上部構造, ⑥鋼製橋脚)。

1) 伸縮装置 (鋼製フィンガージョイント)

掛け違い橋脚である P56 橋脚, および P58 橋脚は, 図-16 に示す鋼製フィンガージョイントが設置されている。フィンガー部分が壊れていないこと, フィンガー側面に衝突痕があることから上部構造の橋軸直角方向の移動が拘束された可能性があると推察した。表-5 および表-6 は, 鋼製フィンガージョイントの横方向に対するせん断耐力および曲げ耐力である。この結果より, 支承破断ひずみ⁵⁾である 230%相当のせん断力が作用した場合でもフィンガージョイントは, せん断力に対し2.4倍, 曲げモーメントに対し1.1倍の耐力を有している。すなわち, 破壊に至らないことから鋼製フィンガージョイントを図-17 に示すように遊間量以下の上部構造の移動に対しては抵抗せず, 衝突後は変位が微小なため剛な剛性を有する非線形バネ要素でモデル化した。

なお, P52 はモジュラー系ジョイントでサポートビームの損傷により桁同士の拘束が小さいと考えてモデル化は省略した。

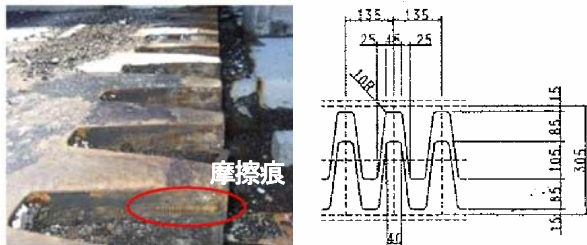


図-16 P56 鋼製フィンガージョイント

2) 落橋防止構造

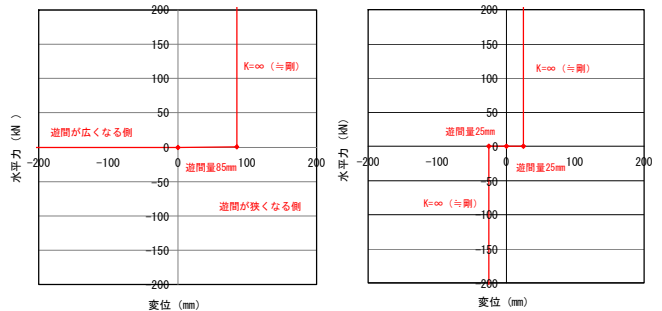
P56L の拡幅部に設置された鋼製ブラケット形式の落橋防止構造が近接するゴム支承の台座コンクリートと橋

表-5 鋼製フィンガージョイントのせん断耐力

項目	単位	P56
①材質		SM400C
②板厚	(mm)	47
③許容せん断応力度	(N/mm ²)	75
④割増し係数		1.7
⑤許容せん断応力度	(N/mm ²)	127.5
⑥フィンガーの最小幅	(mm)	40
⑦断面積	(mm ²)	1880
⑧ミルシートによる材料強度割増		1.3
⑨フィンガー1本のせん断耐力	(kN/本)	311.61
⑩フィンガーの数	(本)	150
⑪全体のせん断耐力	(kN)	46741.5
⑫各支承の破断時水平力(230%ひずみ相当水平力)	P56L(S1~S6)	(kN/mm) 3,606 (kN) 2190
	P56R(S1, S8)	(kN/mm) 2,831 (kN) 885
	P56R(S2~S7)	(kN/mm) 2,500 (kN) 725
⑬支承全基の破断時水平力	(kN)	19257
せん断耐力と破断時水平力の比 (⑪/⑬)		2.40

表-6 鋼製フィンガージョイントの曲げ耐力

項目	単位	P56
①フィンガーの付根断面幅	(mm)	95
②板厚	(N/mm ²)	125
③割増し係数		1.7
④許容せん断応力度	(N/mm ²)	212.5
⑤中心軸の断面係数	(mm ³)	70695.8
⑥ミルシートによる材料強度割増		1.3
⑦許容曲げモーメント	(kNmm)	19530
⑧フィンガー長	(mm)	137.5
⑨フィンガー1本の曲げ耐力	(kN/本)	142.0
⑩支承破断時のフィンガー水平力	(kN/本)	128.4
曲げ耐力と破断時水平力の比 (⑨/⑩)		1.10



(a) 橋軸方向 (b) 橋軸直角方向
図-17 鋼製フィンガージョイントのモデル化

P56橋脚



図-18 落橋防止構造の損傷状況 (P56L 拡幅部)

軸直角方向に衝突し、図-18に示すように大きく損傷した痕跡から P56L の上部構造端部は、橋軸直角方向に移動が制限された可能性が高い。そこで、鋼製フィンガージョイントと同様に図-19に示す衝突モデル（非線形バネ要素）を考慮した。衝突面の変形が生じていたため衝突後は鋼製突起の弾性変形の剛性を考慮した。

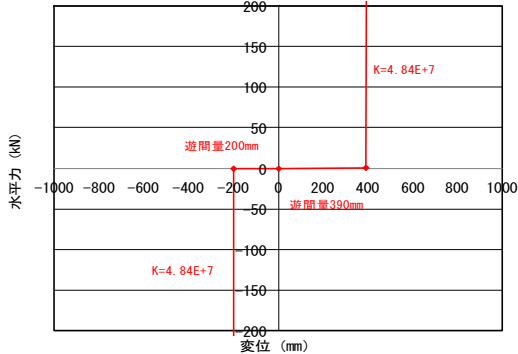


図-19 落橋防止構造のモデル化 (P56L 拡幅部)

3) ジョイントプロテクター

本高架橋に設置されているジョイントプロテクターは、レベル1地震動で設計されているが、今回の地震により図-20に示す3つの損傷状態が確認されており、損傷状態を踏まえてモデル化した。同図(a)の健全な状態で残留したものは、固定とした。次に同図(b)のように本体が変形した状態で残留したものは、ジョイントプロテクターを構成する鉛直補剛材の座屈変形が生じている。この座屈変形に関しては、部材構成や変形状態より板のせん断座屈が想定されるが、ジョイントプロテクターの水平耐力と座屈耐力の大小関係と損傷状況の関係を簡易的に把握するため図-21に示す座屈範囲を仮定し、次式(1)のオイラー座屈により比較した。

$$P = \frac{\pi^2 \times E \times I}{L^2} \quad (1)$$

このとき、本体の設置方向に応じて塑性変形は橋軸直角方向の左右どちらか一方に進行する。したがって、モデル化としては、図-22(a)に示すような非線形モデルとし、塑性変形と復元力特性を考慮した。また、図-19(c)のようにアンカーボルトが破断したものは、アンカーボルトの破断耐力を算定し、図-22(b)に示すような破断モデルの非線形バネ要素とした。表-7にジョイントプロテクターの水平耐力を示す。変形した P53~P55 のジョイントプロテクターの耐力は座屈荷重が水平耐力と同等かそれを下回る。また、破断した P52R, P56L, P56R では、水平耐力が座屈荷重よりも小さく損傷と一致する。ただし、P57~P58R は破断した箇所と同様の耐力関係にあるが、大半は健全な状態で残っており損傷を防止できた要因を特定するまでには至らなかった。

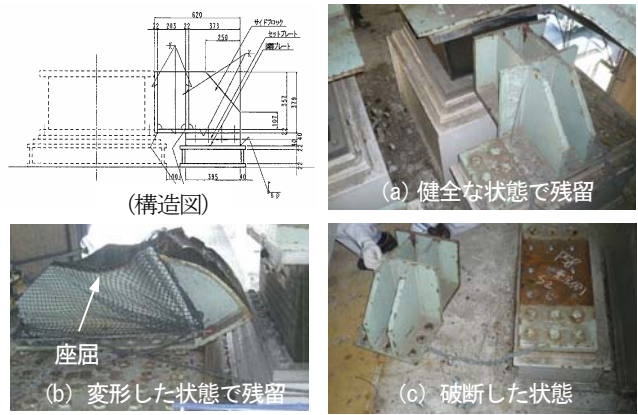


図-20 ジョイントプロテクターの損傷状況

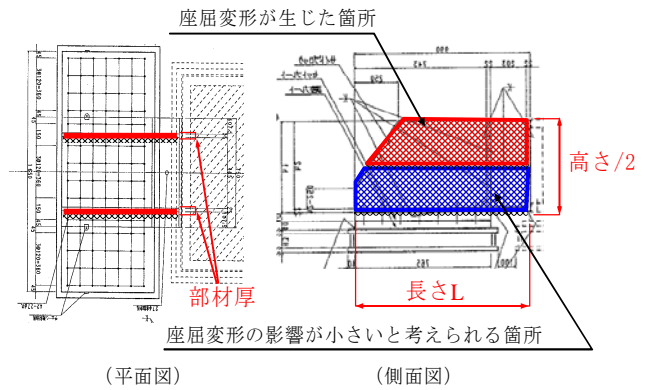


図-21 鉛直補剛材の座屈範囲

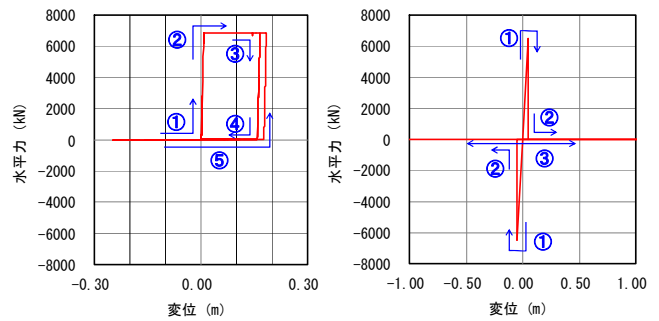


図-22 ジョイントプロテクターの非線形モデル

表-7 ジョイントプロテクターの水平耐力

	弾性係数・断面2次モーメント		鋼材寸法		長さ	座屈荷重	水平耐力	備考
	E	I	部材厚	高さ/2				
	kN/m ²	m ⁴	mm	mm	L	P	Pu	
P52R	2E+8	1.35E-6	44	190	598	7425	2553	破断
P53	2E+8	1.97E-6	50	190	813	5895	6887	変形
P54	2E+8	1.87E-6	48	203	791	5888	5739	変形
P55	2E+8	2.28E-6	50	219	968	4795	8035	変形
P56L	2E+8	2.50E-6	48	271	613	13120	2140	破断
P56R	2E+8	2.50E-6	48	271	613	13120	1059	破断
P57	2E+8	1.25E-6	48	136	633	6175	3666	大半が
P58L	2E+8	8.94E-7	48	126	483	7568	1090	健全な
P58R	2E+8	7.38E-7	48	104	158	5130	1603	箇所

4) ゴム支承

本高架橋の本線が直線橋であり、橋脚の斜角が90°であるため橋軸、橋軸直角、鉛直の3方向のバネ要素でモデル化するが、ゴム支承の破断という事象を解析に考慮する必要があることから橋軸・橋軸直角方向のモデル化は、図-23に示すようなギャップ形非線形バイリニアモデルとした。破断後のせん断剛性は零とし、動摩擦力を0.1に仮定した⁹⁾。ゴム支承の破断ひずみは、本高架橋P52支承の設計当時の材料特性を再現した実物大レプリカによる繰返しせん断変形性能試験結果⁵⁶⁾に基づき230%とした。また、ハードニングを考慮するため、図-24に示したようにP52R支承の実物大レプリカによるせん断変形性能試験結果⁵⁾に基づきせん断バネ定数を設計時の1.4倍とした。なお、モデル全体には支承の大きさ等個体差があるが、試験数が極めて限られるためP52R支承の値を代表値として採用した。

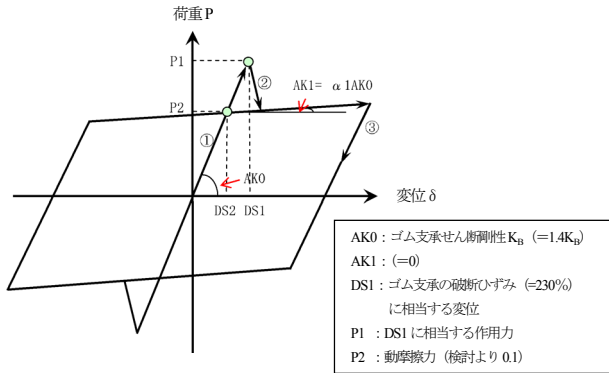


図-23 破断を考慮したゴム支承の履歴特性

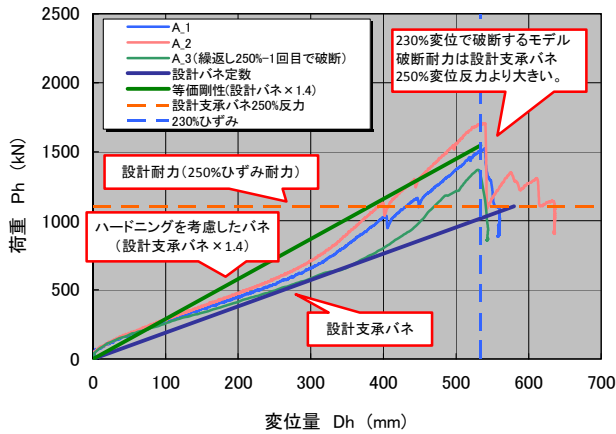


図-24 ハードニングを考慮したせん断バネ定数

5) 上部構造

上部構造は、P52～P56の拡幅による回転慣性重量を考慮するため当初の1本梁モデルから図-25に示す格子モデルを採用した。両モデルの主要な固有周期は、ほぼ一致している。

表-8に1本梁モデルと格子モデルの支承鉛直反力とせん断ひずみの比較を示す。この結果、支承せん断ひずみは橋軸方向の差分が1～3%、橋軸直角方向の差分が1

～11%となる。P52Rの橋軸直角方向のみモデル化による差が大きいですが、それ以外の支承はほぼ等価である。一方、鉛直反力は、P54S1支承において引張側で4.8N/mm²差が生じ、1本梁モデルの5倍の応答となる。この違いは、1本梁モデルで考慮していない回転慣性重量を格子モデルの各格点に床版重量を配分することにより、回転慣性重量が解析結果に反映されたためである。

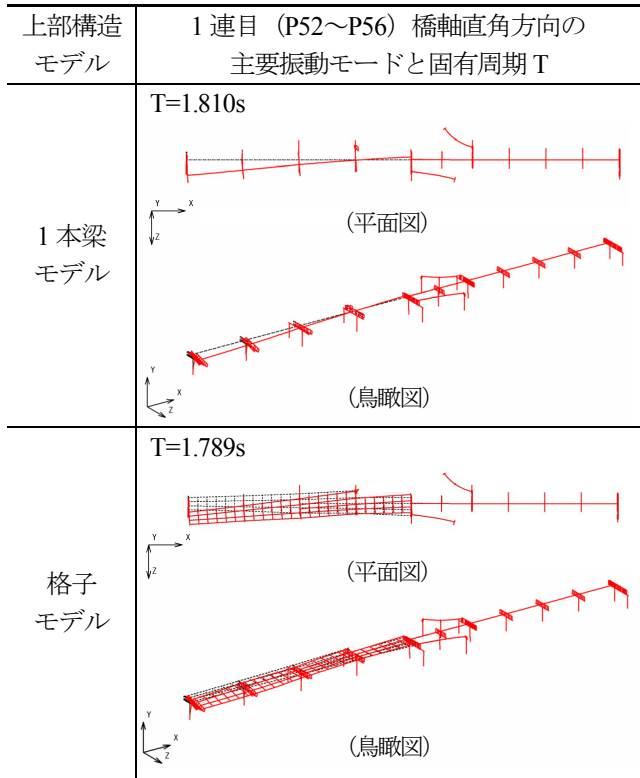


図-25 上部構造のモデル化の違いと主要振動モード

表-8 1本梁モデルと格子モデルの支承鉛直反力とせん断ひずみの比較

	橋軸方向			橋軸直角方向			鉛直方向(上向き)		
	①	②	比率	①	②	比率	①	②	比率
	1本梁	格子		1本梁	格子		1本梁	格子	
変位	mm	mm	②/①	mm	mm	②/①	N/mm ²	N/mm ²	②/①
P52R	197	193	0.98	459	411	0.89	0	-0.4	-
P53	185	181	0.98	367	358	0.98	0	0	-
P54	193	189	0.98	520	525	1.01	-1.2	-6.0	5.00
P55	196	196	1.00	576	602	1.05	-0.6	-1.1	1.83
P56L	205	199	0.97	711	679	0.95	-3.8	-4.4	1.16

6) 鋼製橋脚

鋼製橋脚は、H14道示V11.2により中詰めコンクリートの有無を考慮してそれぞれ非線形はり要素(バイリニアモデル)としてモデル化した。

図-26は鋼製橋脚のミルシートに基づく降伏強度分布である。ミルシートの全鋼材種別の平均強度は、設計値の1.3倍であることからこれを考慮した。

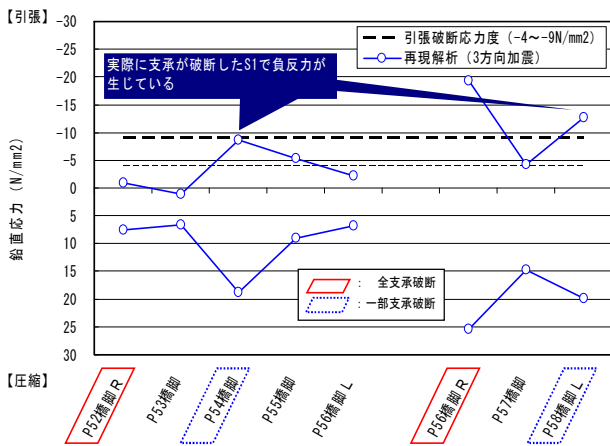


図-29 支承に発生する鉛直応力度分布図

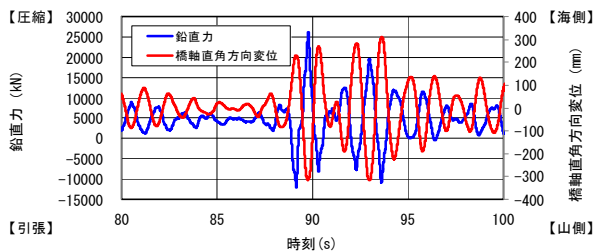


図-30 P54-S1 支承の橋軸直角方向変位と鉛直力の時刻歴波形

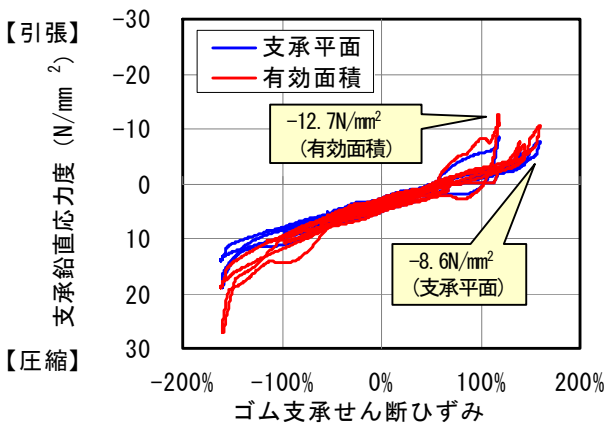


図-31 P54-S1 支承のせん断ひずみと鉛直応力度の履歴 (橋軸直角方向)

(2) 検証

表-9 にゴム支承の橋軸直角方向変位の検証結果を示す。全基破断した P52R, P56R は、表-2 に整理した推定変位と解析変位の比がそれぞれ 0.67, 0.54 であった。P56R の実際の損傷に基づく推定変位は、ゴム支承の破断後の主桁の降下により残留変位として確認されているが、解析で主桁が沓座から外れ降下して変位が一定に残留するところまで再現するモデルとしていないため、差異があると考えられる。一方、P52R は、解析モデルの改良により破断相当のせん断ひずみは得ているが、沓座から逸脱するような大変形には達していない。なお、比較的精度が良い支承線は、P53, P56L であり、座屈や落橋防止構造の衝突による変位抑制を表す結果である。

表-9 ゴム支承の橋軸直角方向変位の検証結果

	Σte (mm)	①推定値 (橋軸直角方向)		②解析値 (橋軸直角方向)		比率 ②/①	破断
		変位 (mm)	γ (%)	変位 (mm)	γ (%)		
P52R	232	720(海)	310	482(海)	208	0.67	全基
P53	190	225(山)	118	265(山)	140	1.18	—
P54	195	88	45	316(海)	162	3.59	S1
P55	204	420(山)	206	358(山)	175	0.94	—
P56L	210	200(山) 390(海)	95 186	212(山) 403(海)	101 192	1.06 1.03	—
P56R	126	653(海)	518	351(海)	279	0.54	全基
P57	124	—	—	33	27	—	—
P58L	126	200(海)	159	50(海)	39	0.25	S1

3.5 構造的特徴の影響

東部高架橋は、表-1 に示すように総延長 4,390m の多連の連続高架橋であるが、ゴム支承が破断した箇所は P52~P58 橋脚の 386m の区間に集中している。筆者らは、1 連目 (P52~P56) における複数形式の橋脚の混在に着目し、構造的特徴が支承のせん断ひずみの増大に影響を与えた可能性を検討した。表-10 に橋脚形式の影響検討結果の一覧を示す。これは、橋脚形式について T 型と門型の混在率を変化させて、橋脚形状が橋軸直角方向のせん断ひずみに与える影響を検討したものである。

なお、上部構造のモデルは、せん断ひずみに着目するため一本の線形梁要素とした。

図-32, 図-33 は橋脚形式の違いに伴う主要な固有周期と加速度応答スペクトルである。橋脚構造の違いにより加速度応答スペクトルは約 650gal 異なることがわかる。また、図-34 に各ケースのせん断ひずみ分布を示す。門型が多くなるほど支承せん断ひずみが大きくなる傾向がある。

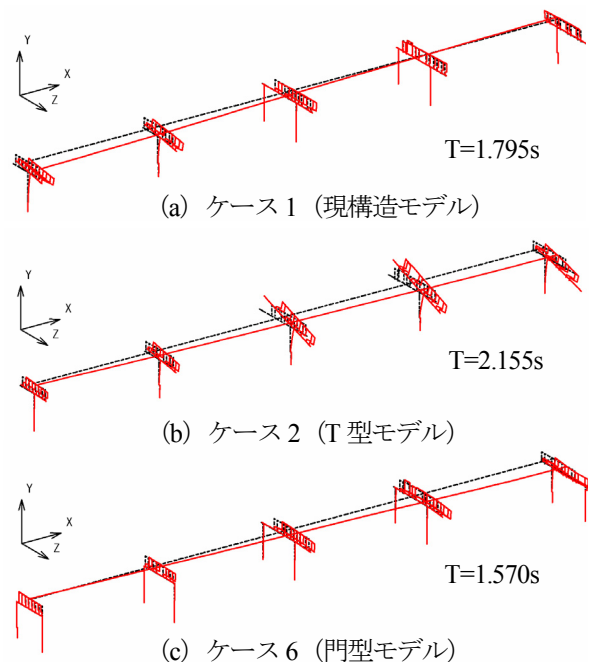


図-32 橋軸直角方向の主要振動モード図

表-10 橋脚形式の影響検討結果の一覧

橋脚 (支承)	ゴム 支承 総層 厚 (m)	許容変位 (m) 230%相当	全体系 モデル		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6					
			P52~P56区間 の現構造		全てT型		門型:T型 (混在比1:4)	門型:T型 (混在比2:3)	門型:T型 (混在比3:2)	全て門型					
			上:変位(m) 下:ひずみ	上:変位(m) 下:ひずみ	橋脚天 端変位 (m)	上:変位(m) 下:ひずみ	橋脚天 端変位 (m)	上:変位(m) 下:ひずみ	橋脚天 端変位 (m)	上:変位(m) 下:ひずみ	橋脚天 端変位 (m)	上:変位(m) 下:ひずみ	橋脚天 端変位 (m)		
P52 (P52R)	0.232	0.534	0.449	0.455	0.161	0.343	0.091	0.573	0.206	0.389	-0.810	0.556	-0.055	0.786	0.086
			194%	196%		148%		247%		168%		240%		339%	
P53	0.175	0.437	0.364	0.367	0.206	0.280	0.130	0.363	0.166	0.365	0.028	0.279	-0.202	0.772	0.060
			208%	209%		160%		207%		209%		160%		441%	
P54	0.195	0.449	0.516	0.517	0.052	0.120	0.266	0.460	-0.010	0.135	-0.246	0.472	-0.044	0.577	0.055
			264%	265%		62%		236%		69%		242%		296%	
P55	0.204	0.469	0.629	0.576	0.039	0.136	0.219	0.173	0.222	0.336	-0.021	0.159	-0.248	0.568	0.032
			306%	280%		67%		85%		163%		78%		276%	
P56 (P56L)	0.210	0.483	0.698	0.663	0.070	0.191	0.078	0.312	0.101	0.050	0.496	0.349	0.035	0.625	0.055
			332%	316%		83%		139%		22%		166%		298%	

※ 表中のハッチング箇所は門型橋脚を想定した橋脚位置である。

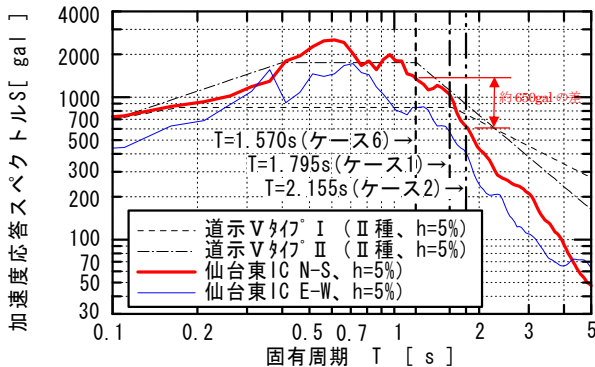


図-33 加速度応答スペクトルの差異

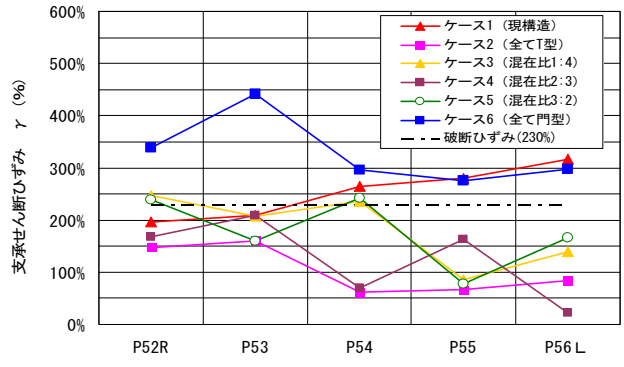


図-34 橋脚形式の違いと支承せん断ひずみ分布

4. 被災メカニズムの検討

前節で行った検討結果より、時刻歴のイベントを下記のように推定した。

(1)ステップ1 ジョイントプロテクターの損傷

図-35にP52Rジョイントプロテクターの橋軸直角方向せん断力時刻歴図を示す。この図よりジョイントプロテクターが破断するのは、地震発生後約43~47秒で生じることがわかる。

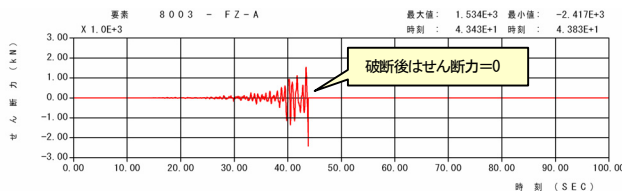


図-35 P52R ジョイントプロテクターの橋軸直角方向せん断力時刻歴図

(2)ステップ2 P56Rゴム支承の破断

地震発生後約90秒にフィンガージョイントを介して、上部構造の重量が大きい1連目の上部構造が、桁重量の小さい2連目の上部構造を追従させ、その結果として支承厚さの小さい当該支承が破断した(図-36、表-9)。

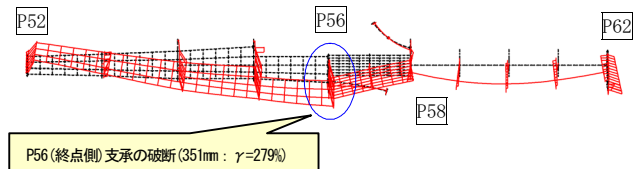


図-36 応答変位分布図(生起時刻T=90.2秒)

(3)ステップ3 P52Rゴム支承の破断

P54, P55上に残留したジョイントプロテクターと拡幅部に設置されたP56上の落橋防止構造による移動制限のため、上部構造が平面的に回転し、P52Rに大きな変位が生じた(図-37)。せん断ひずみは、破断ひずみ以下であるが、ゴム支承の経年劣化などにより、せん断性能が低下している可能性があるため、破断に至ったものと考えられる。

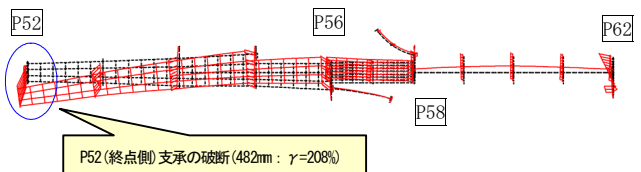


図-37 応答変位分布図(生起時刻T=90.6秒)

(4)ステップ4 P54-S1, P58L-S1支承の上揚力による破断

上部構造が広幅員で、橋脚形式が混在し(T型橋脚と海側片張出し梁付の門型橋脚)ていることから、図-38に示すような上部構造の並進振動とねじりの連成モードが生じ、張出し梁の無い最も山側に位置する支承に図-31に示すような引張破断相当の応力度が発生したと考えられる。

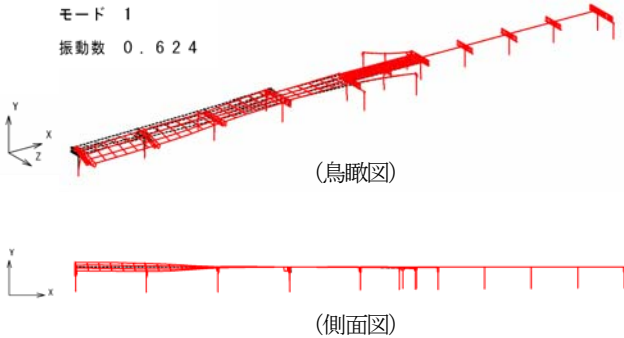


図-38 上部構造の並進とねじりの連成モード図

(5)ステップ5 P58L-S1ゴム支承の上揚力の他要因

2連目 (P56~P58) について、図-39に示す残留変位をP56~P58の上部構造及び下部構造に強制変位として与えて静的解析すると、P58の最も山側のP58L-S1支承に -5.0N/mm^2 の引張り応力が生じ、引張破断相当の応力度を更に大きく上回ることが確認された(表-11, 図-40)。なお、P52Rについても痕跡により沓座から逸脱した可能性が高いと推定され、P58L-S1支承と同様にP54-S1支承にも主桁の変形に伴う引張応力が生じたと推定される。

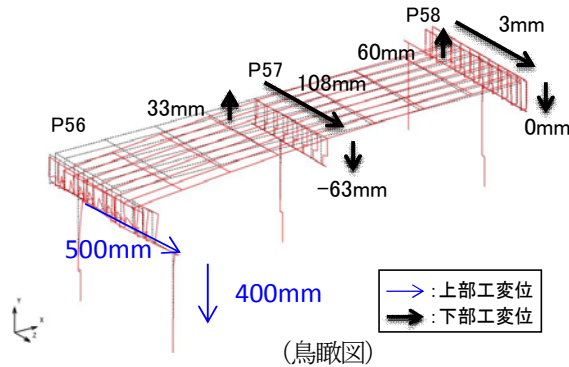


図-39 本震後の残留変位量

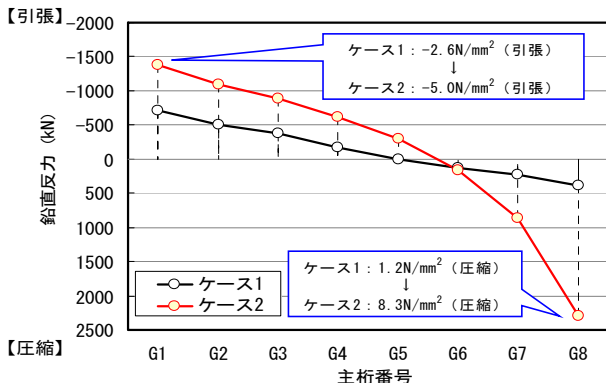


図-40 P58Lの各支承に作用する鉛直力の分布

表-11 解析ケース

	ケース1	ケース2
強制変位	P56 上部工のみ	P56 上部工 P57・P58 下部工

5. まとめ

損傷から推定した変位や解析による検討結果に基づき本高架橋のゴム支承の破断メカニズムを以下に示す。

- 1) 損傷の痕跡や加速度波形の観測波の成分相関より本高架橋に作用した地震動は、橋軸直角方向に卓越した。また、1連目 (P52~P56)、および2連目 (P56~P58) における橋軸直角方向の固有周期 1.2~1.6 秒の加速度応答スペクトルも道示VタイプII相当であった。
- 2) P52R, および P56R のゴム支承は、通常的设计でモデル化しないフィンガージョイントによる桁間拘束、落橋防止構造の側面の衝突による桁の回転、およびジョイントプロテクターの各個撃破による部分的な桁移動の拘束が原因となり、支承高の低い側や移動量大きいゴム支承が破断した。
- 3) 山側の P54-S1, P58L-S1 支承は、慣性力や残留変位に伴う上揚力により支承破断ひずみ領域相当の引張応力度が生じたため破断した可能性が高い。
- 4) 本線、ランプ橋等の隣接する上部構造の形式・桁長が大きく異なり、広幅員かつ幅員変化が大きい箇所であったため鋼製門型橋脚や鋼製T型橋脚が混在したことが、端部ゴム支承のせん断ひずみ増大の一因である。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説, (社)日本道路協会, H8.12
- 2) 強震観測網 防災科学技術研究所ホームページ (<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>)
- 3) 道路橋示方書・同解説, (社)日本道路協会, H14.3
- 4) 秦, 高橋, 後藤, 野津: 余震観測記録に基づく2011年東北地方太平洋沖地震における東部高架橋および利府高架橋での地震動の評価, 第15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, 土木学会, pp.291-298, 2012.7
- 5) 山田, 曾田, 木水, 広瀬, 早坂, 名古屋: 東北地方太平洋沖地震により被災した東部高架橋の被災要因の推定について, 第15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, 土木学会, pp.353-360, 2012.7
- 6) 木水隆夫: 東日本大震災高速道路における被害, 第66回年次学術講演会コンクリート委員会・構造工学会委員会合同研究討論会資料, 2011.9
- 7) 道路橋支承便覧, (社)日本道路協会, H3.7
- 8) 道路橋支承便覧, (社)日本道路協会, H16.4
- 9) 水田, 橋本: ゴムとコンクリートのすべり摩擦を利用したすべり支承とその減衰効果, 構造工学論文集 Vol.49A, 土木学会, pp.611-621, 2003.3

(2012年9月28日受付)