

東北地方太平洋沖地震で被災した 仙台東部高架橋の耐震補強設計

堀内 深¹・林 秀和²・山田金喜³・名古屋和史⁴・石川義樹⁵・崔 丞鎬⁵

¹正会員 八千代エンジニアリング株式会社 東北支店 道路構造部（〒980-0802 仙台市青葉区二日町1-23）

²正会員 東日本高速道路株式会社 東北支社 仙台管理事務所（〒989-3121 仙台市青葉区郷六字庄子40）

³正会員 東日本高速道路株式会社 関東支社 技術部（〒330-0854 埼玉県さいたま市大宮区桜木町1-11-20）

⁴正会員 八千代エンジニアリング株式会社 総合事業本部（〒111-8648 東京都台東区浅草橋5-20-8）

⁵非会員 八千代エンジニアリング株式会社 総合事業本部（〒111-8648 東京都台東区浅草橋5-20-8）

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橋に及んだ。

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、その要因検討が実施された。^{2) 3)}

本稿は、東部高架橋を対象に、一部の破断したゴム支承が建設当時と同等のゴム支承に交換され、その他の既存支承が現存し、災害復旧が完了した状態を対象に、最新の設計基準であるH24道路橋示方書⁴⁾（以下、H24道示と称す）に基づく耐震補強設計についてその概要を報告する。



図-1 位置図

本報告の特徴は、①既存ゴム支承の許容せん断ひずみを性能試験結果を基に、基準値の250%から175%に低減した点、②制震装置には、全方向に効果を発揮し、既設構造物との取合い、支承部への剛性と減衰効果の付与に優れる「高減衰免震ゴム支承」を使用した点、③対象橋梁の構造的な特殊性より支承部の発生する上揚力に対し、対策構造を設置した点が挙げられる。

2. 被災状況と応急復旧

(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の鋼連続鈑桁形式を主体とする上下線一体の連続高架橋である。

平成13年8月1日に開通し、当該地震発生時には約10年が経過していた。今回の地震でゴム支承の破断が確認されたのは、追加ICとして施工中であった仙台港ICの橋梁拡幅区間で、架橋位置図を図-1に、同地点の橋梁一般図を図-2、3に、橋梁諸元を表-1に示す。

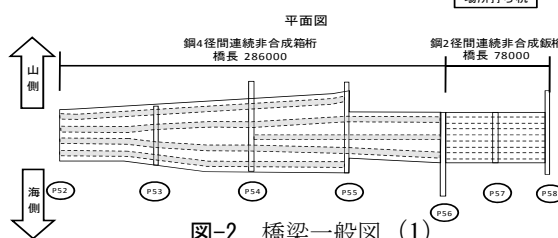
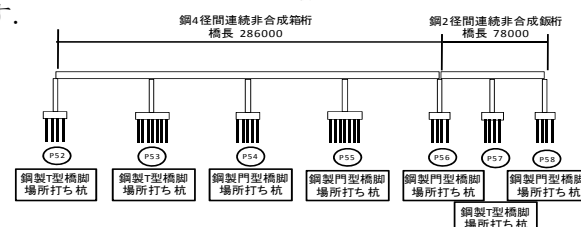


図-2 橋梁一般図 (1)

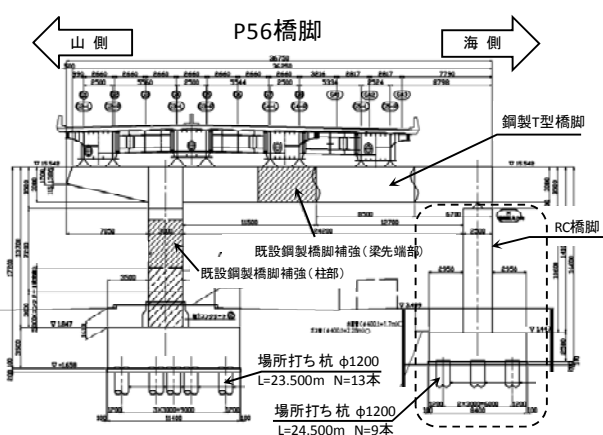
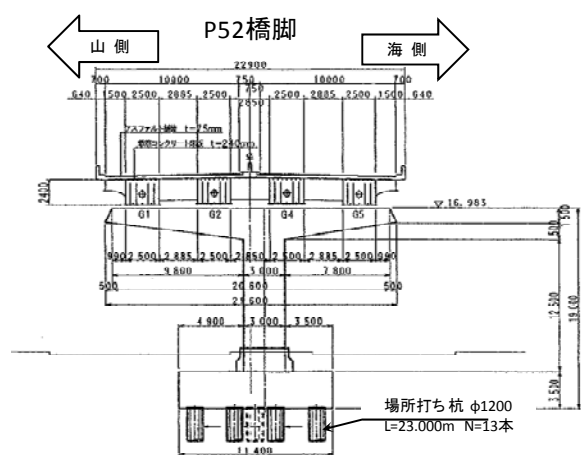


図-3 橋梁一般図 (2)

表-1 橋梁諸元

橋 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=285.75m) P56～P58：鋼 2 径間連続非合成鈹桁 (L=77.80m)
下部工形式	鋼製 T 型：P52,P53,P57 鋼製門型ラーメン (片張出し梁付)：P54,P55 門型 (鋼製 T 型+RC 柱式)：P56,P58
道路構造	第 1 種 2 級 B
地盤種別	Ⅱ 種地盤
設計荷重	B 活荷重
支承条件	地震時水平力分散ゴム支承
適用示方書	平成 8 年
開通年月	平成 13 年 8 月

(2) 災害復旧の内容

災害復旧では、破断や損傷のあったゴム支承について、建設時と同等に製作されたゴム支承に取替えられた。支承の取替え箇所を、図-4に示す。損傷の無いゴム支承を供試体とした積層ゴム支承の性能試験⁵⁾の結果によると、既設のゴム支承が保証できる許容ひずみは、試験値の破断ひずみ209%に安全率1.2を考慮した175%であった。

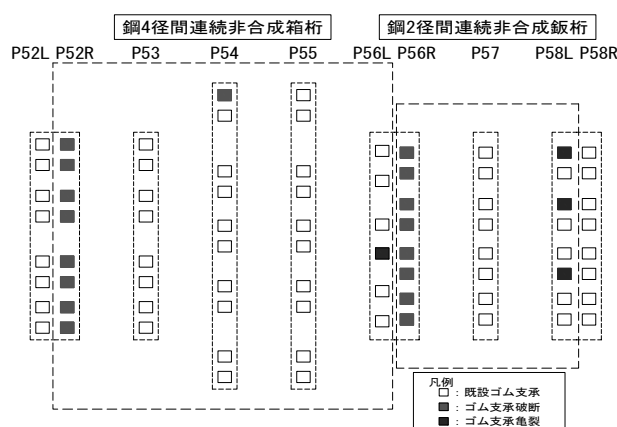


図-4 支承取替え箇所 (ゴム支承破断、亀裂)

3. 災害復旧後の耐震性能照査

災害復旧が完了した状態の耐震性能照査を実施した。P52～P62間を対象に、3次元非線形動的解析法を用い、H24道示のレベル2地震波形による既存ゴム支承の応答せん断ひずみを照査した。

(1) 解析モデルおよび解析手法

耐震性能の照査に用いた解析モデルを図-5に示す。

対象橋梁の構造的な特徴である、上部構造の拡幅、ランプ橋端支点の影響、偏心したT形橋脚や門型橋脚等を適切にモデル化するため、3次元非線形モデルを採用した。

解析モデルは、ゴム支承の破断、損傷が生じたP52～P58間と、掛違い橋脚のP58に設置されたフィンガージョイントの橋軸直角方向の接触影響を評価するため、終点側の隣接連P58～P62を加えた、P52～P62間を対象とした。

P52～P58間は、下部構造の剛性が異なるT型橋脚と門型橋脚が混在している (図-2, 3) ため、橋軸直角方向の上部構造の応答変位量の差により上部構造にねじり応答が卓越することが予想された。また、P52～P56間の上部構造 (鋼4径間連続箱桁橋) は、拡幅に伴い主桁本数が変化する構造でもあり、上部構造のねじり剛性を適切に評価する必要があるため、全主桁を個々にモデル化した。その際、床版剛性は、非合成桁ではあるが、実挙動として上部構造の全体剛性に寄与することから、仮想横梁によりモデル化し評価した。一方、P58～P62間は幅員変化が無く、下部構造形式は両端が門型橋脚、中間がT型橋脚で、起終点で形式が対称であるため、上部構造にねじり応答は卓越しないと判断し、1つのはり要素に集約しモデル化した。

P52の起点側とP62の終点側の隣接上部構造は、端支点反力相当の分担重量を考慮した。

支承は個々の挙動を厳密に評価するため、すべて個別にモデル化した。この際、上部構造の応答が各支承へ適切に伝達されるよう、支点上横桁・対傾構は実剛性が評価できる、はり要素のトラス構造でモデル化した。支承のモデル化は、履歴減衰を考慮しない地震時水平力分散支承であることより、線形ばね要素でモデル化した。

上部構造の掛違い部に設置されている伸縮装置は、P52とP56がモジュラージョイント、P58とP62がフィンガージョイントである。モジュラージョイントは橋軸直角方向に拘束されないためモデル化の必要は

無い。一方、フィンガージョイントは、橋軸直角方向の地震動によりフェースプレートが接触する影響を考慮するため、非線形ばね要素でモデル化した。

鋼製橋脚は、柱基部にコンクリートが充填された構造として、H24道示に従いバイリニア型の非線形ばね要素でモデル化した。

基礎構造は、場所打ち杭を集約線形ばねでモデル化した。

解析手法は、3次元非線形時刻歴応答解析により実施した。

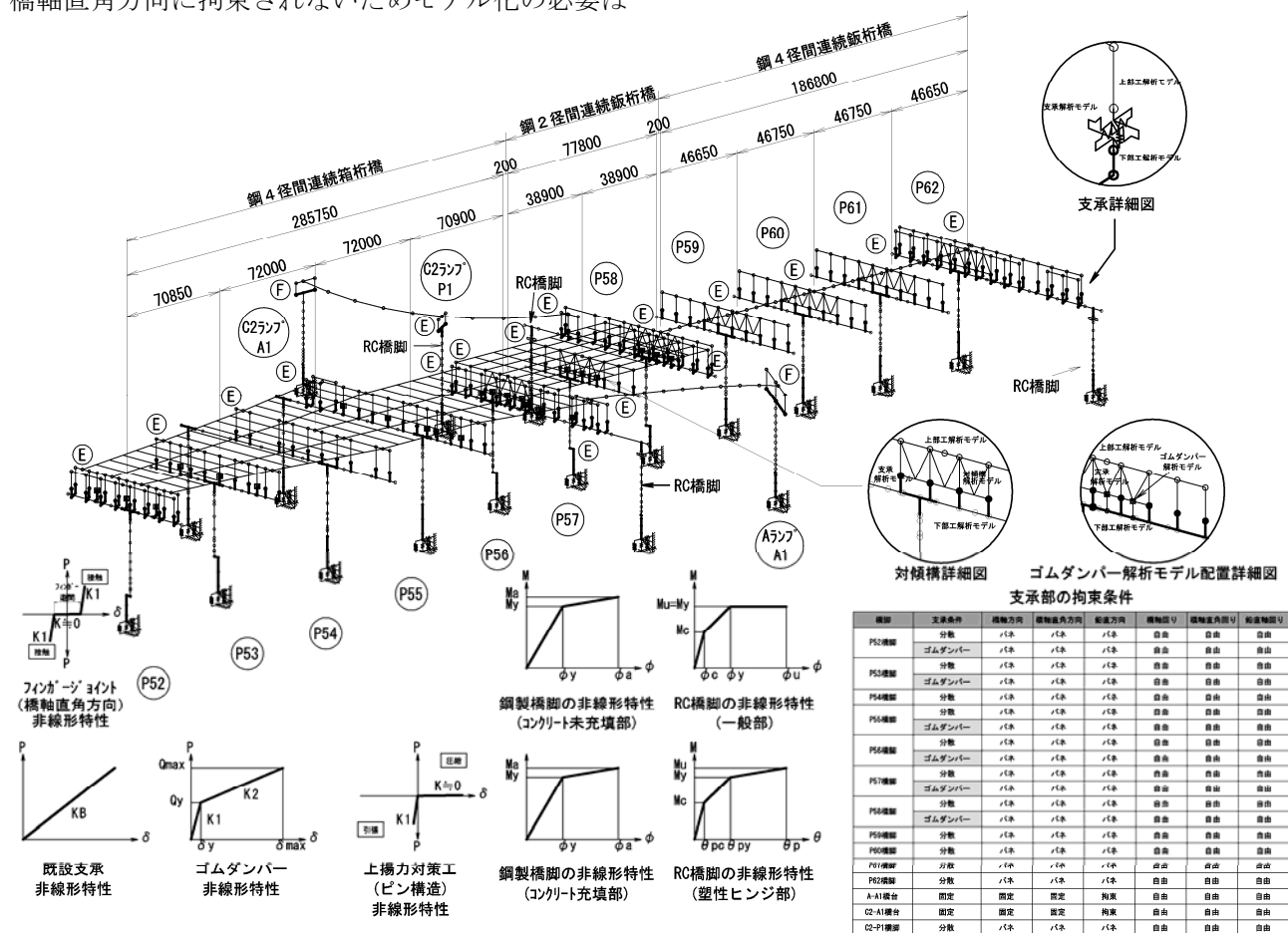


図-5 耐震性能照査解析モデル図

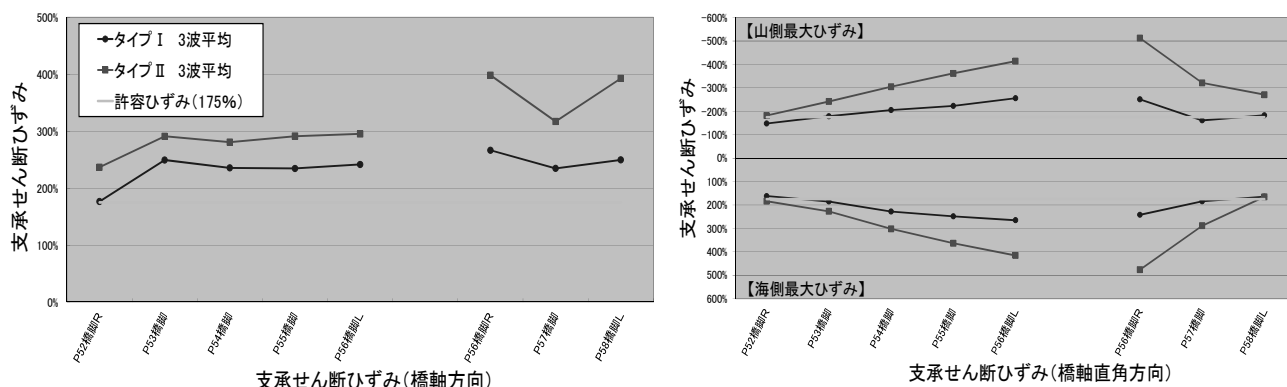


図-6 応急復旧後の耐震性能照査結果 (ゴム支承のひずみ)

(2) 入力地震動

入力地震動は、H24道示に示される、レベル2地震動のうち、橋梁建設箇所のⅡ種地盤に対応する標準波形（TYPE1, TYPE2各3波）を用いた。

(3) 災害復旧後の耐震性能照査

災害復旧後の状態における、レベル2地震動に対する耐震性能照査結果を図-6に示す。

各支承線におけるゴム支承の最大応答せん断ひずみを、許容せん断ひずみ175%（取替えされていない既存ゴム支承の想定破断ひずみの下限値）で照査した。その結果、ほぼすべての支承線で許容せん断ひずみを満足しない結果となった。

4. 耐震補強設計

(1) 基本方針

架橋位置の地盤は砂質土が主体であり、液状化判定において低減係数が0となる層が確認された。既存のゴム支承をすべて免震支承に取替える耐震補強方法は、橋の長周期化により地震時に地盤との共振が懸念されるため採用できない。

耐震補強設計は、支承部へ制震装置を追加し、剛性と減衰効果を付与することで、ゴム支承の地震時応答せん断ひずみを許容せん断ひずみ以内まで減少させることを基本方針とする。

(2) 制震装置形式の選定

制震装置の形式は、橋軸方向と橋軸直角方向の両方向でゴム支承の応答せん断ひずみを低減できるものから選定した。形式比較資料を表-2に示す。

ケース1～3のゴム系ダンパーは、平置きすることで全方向に効果を発揮する。

ケース4の摩擦履歴型ダンパーとせん断パネル型制震ストッパーには方向性がある。前者を橋軸方向に、後者を橋軸直角方向に設置する。

ケース4は取付ける制震装置が多く、経済性に劣る。ゴム系ダンパーの中で最も経済的で構造的、施工性、維持管理性の面からも問題が無い「ケース1高減衰ゴムダンパー（HDR-S）」（図-7）を採用した。

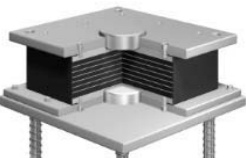
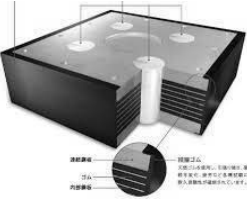
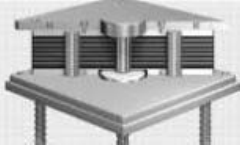
(3) 耐震補強設計

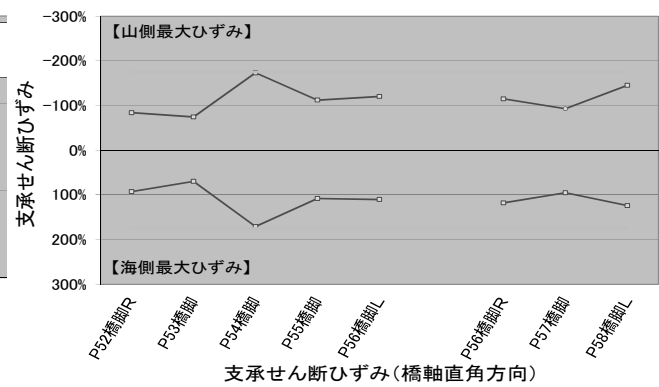
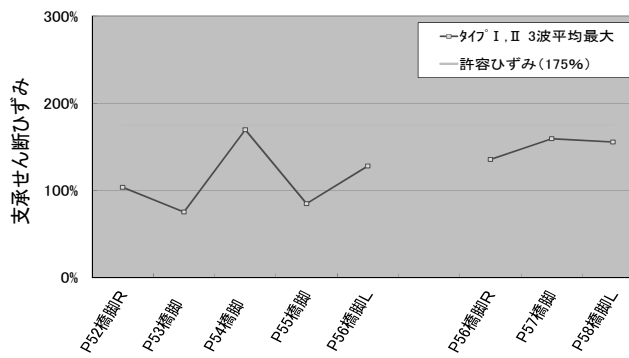
制震装置の取付けは、支点上横桁又は対傾構下端に設置する構造を採用した（図-8）。

制震装置の配置は、複数案を試算し、経済性、施工性に優れる配置とした（図-9）。既存ゴム支承をすべて取替え、ゴム支承の許容せん断ひずみを250%とし制震装置の規模を縮小した場合を検討したが、既存ゴム支承の取替え基数が多く、制震装置規模の縮小に見合わず、不経済であった。また、P54橋脚は、鋼箱桁上部構造の主桁本数が支点上横梁を介して変化する箇所であり、横桁下方のクリアランスが小さく、制震装置の設置スペースが無いため、この位置への設置は回避した。

制震デバイスの配置による耐震補強対策後のゴム支承の応答せん断ひずみを図-10に示す。既存ゴム支承の応答せん断ひずみは、すべて許容せん断ひずみ175%以下となる。また、制震デバイスの許容せん断ひずみは、新規に作成される免震ゴムを材料としており、250%で照査した。

表-2 制震装置形式比較

	ケース1 高減衰ゴムダンパー (HDR-S)	ケース2 鉛プラグ入りゴムダンパー (LRB)	ケース3 高性能鉛プラグ入り ゴムダンパー(LRB-U)	ケース4 摩擦履歴型ダンパー (BM-S)
橋軸方向				
橋軸直角方向				
経済性 (比率)	(1.000)	(1.030)	(1.010)	(1.360)



支承せん断ひずみ(橋軸方向)

支承せん断ひずみ(橋軸直角方向)

図-10 制震装置設置による耐震補強後の耐震性能照査結果(ゴム支承のひずみ)

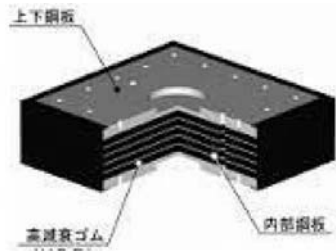


図-7-1 高減衰ゴムダンパー

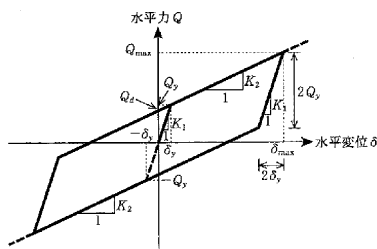


図-7-2 弾塑性型履歴特性

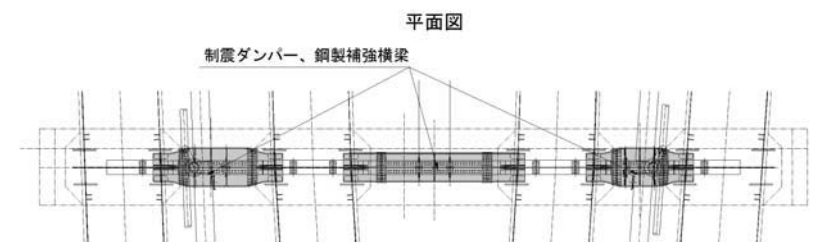
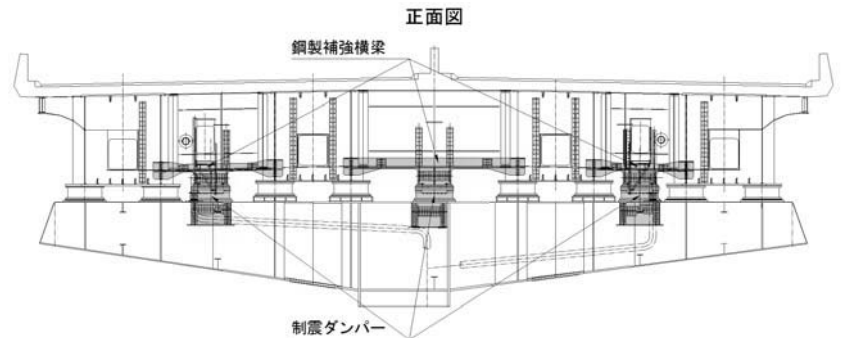


図-8 制震デバイス設置方法

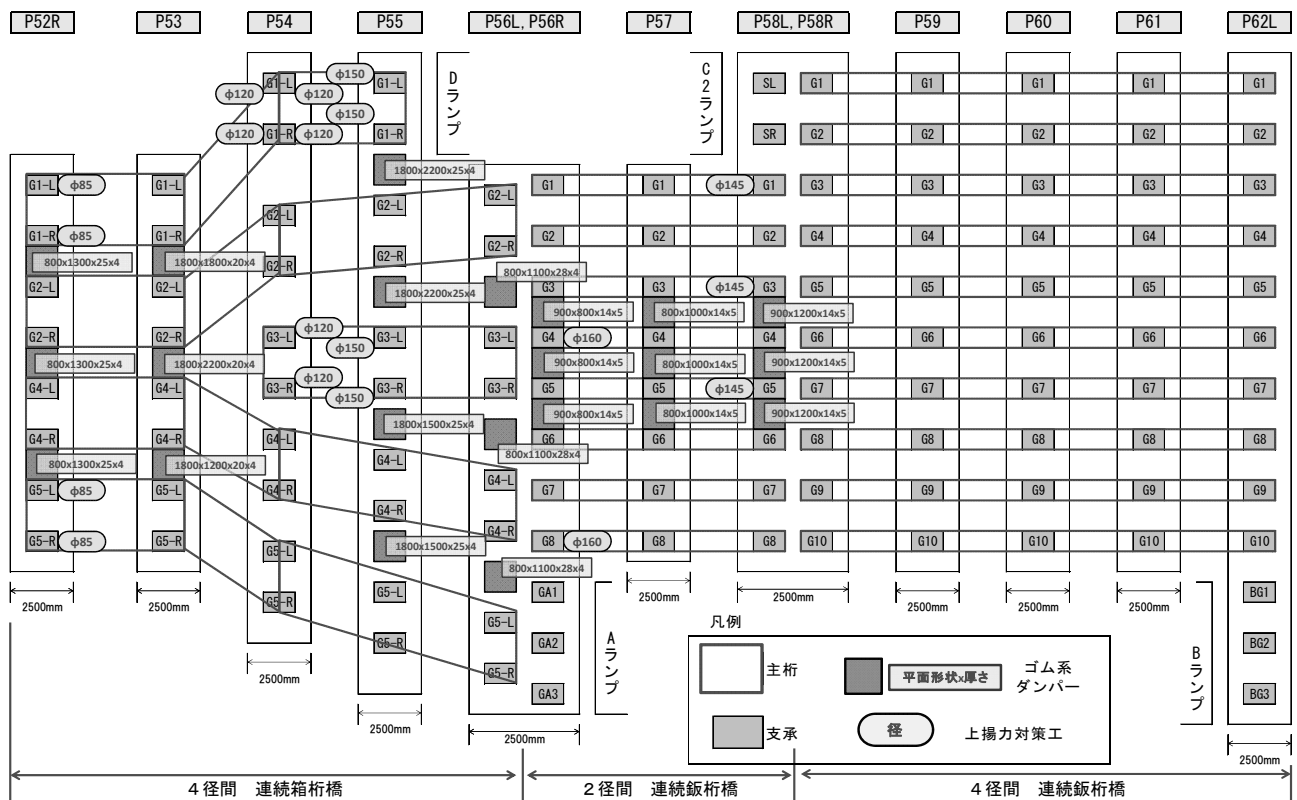


図-9 制震デバイスと上揚力対策構造の配置

5. 上揚力対策工の計画

(1) 橋軸直角方向加振による支承上揚力

本橋梁の上部構造は、標準幅員が約23m、上部構造の構造高さが2.4m程度である。構造高さに対して、幅員は十分広く、通常では直角方向加振による支承の上揚力は発生しない場合が多い。しかし、本橋梁を支持する橋脚は、柱の曲げ剛性が小さい鋼製橋脚で、変形が生じやすい。さらに1本柱のT型橋脚と2本柱の門型橋脚の異種下部工形式が混在しているが、橋軸直角方向の下部構造剛性は、T型橋脚より門型橋脚が数倍大きい（図-11）。同じ地震時慣性力が作用しても、T型橋脚における下部構造天端変位は、門型橋脚より卓越し、この変位差により上部構造はねじられ、主に外桁の支承に上向きの上揚力が発生する。特にP54、P55においてその値は顕著である（図-12）。

(2) 上揚力対策構造の計画

支承部に作用する上揚力に抵抗し、支承のゴム体に発生する引張応力度を許容値以下とするため、上揚力対策構造を計画した。

上揚力対策工に求められる性能は、水平方向には360°移動可能で、鉛直上向きに抵抗する構造である。これを満足する構造として、長孔をあけた2枚のプレートを90°交差させて水平に重ね、鉛直方向にピンで結合する構造を提案した（図-13）。前述

のプレートをブラケットのフランジに取付け、上部構造側は主桁下面に、下部構造側は橋座前面に取付ける計画とした。連結ピンとプレートの接触部は、すべり摩擦抵抗の軽減を目的に、テフロン板とステンレス板を設置した（図-14）。また、1/10の模型を製作し、提案した構造の作動状況を確認した（図-15）。

(3) 解析による上揚力対策構造の効果の確認

ゴム支承に発生する上揚力を図-12に示す。

ゴム支承の許容引張応力度を満足しない箇所、効果が高い外桁を基本に上揚力対策構造を設置する。ゴム支承に発生した上揚力で連結ピンの径を仮定し、上揚力対策構造をモデル化した動的解析を実施する。表-4に、上揚力対策構造の非線形バネモデルを示す。

上揚力対策構造の配置と連結ピン径は、以下の収束計算で決定した。ゴム支承の鉛直バネと、上揚力対策構造のピンの軸方向バネ値は表-3に示すように大きく異なる。上揚力対策構造をモデル化した動的解析結果は、ゴム支承と上揚力対策構造の剛性差で、それぞれに発生する上揚力は再分配される。上揚力対策構造に発生した引張力で連結ピンの径を再設定し、変更を反映したモデルで再度動的解析を実施する。これを連結ピンとゴム支承の引張応力度が許容値引張応力度を満足するまで繰り返す。

最終決定した配置（図-9）の連結ピンに発生する引張応力度を図-16に示す。

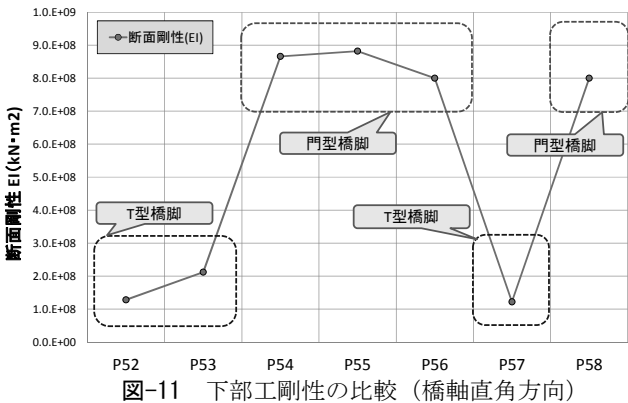
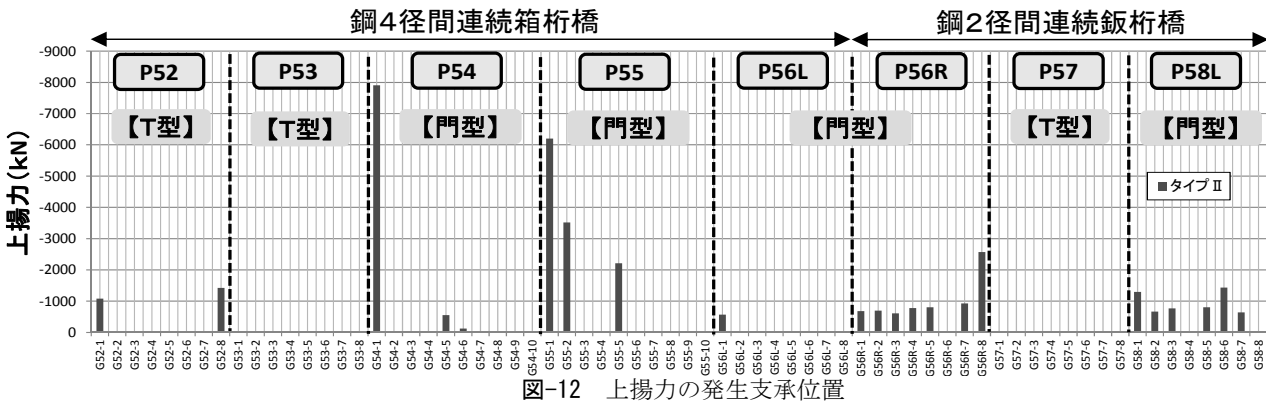


表-3 連結ピンと支承の鉛直剛性比較

橋脚	既設支承	連結ピン			支承 鉛直バネ kN/m	ピン/支承
		材料	直径	剛性 $K=EA/L$ kN/m		
P52	G1-L	SC45CN	φ85	7.70E+06	4.12E+05	18.7
	G5-R	SC45CN	φ85	7.70E+06	4.12E+05	18.7
P54	G1-L	SC45CN	φ120	2.90E+07	1.59E+06	18.2
	G3-R	SC45CN	φ120	1.45E+07	4.36E+05	33.3
P55	G1-L	SC45CN	φ150	2.04E+07	5.85E+05	34.9
	G3-R	SC45CN	φ150	2.04E+07	1.14E+06	18.0
P56R	G4	SC45CN	φ160	2.20E+07	2.69E+05	81.6
	G8	SC45CN	φ160	2.20E+07	3.41E+05	64.5
P58L	G1	SC45CN	φ145	2.03E+07	3.41E+05	59.6
	G3	SC45CN	φ145	2.03E+07	2.69E+05	75.3
	G6	SC45CN	φ145	2.03E+07	2.69E+05	75.3



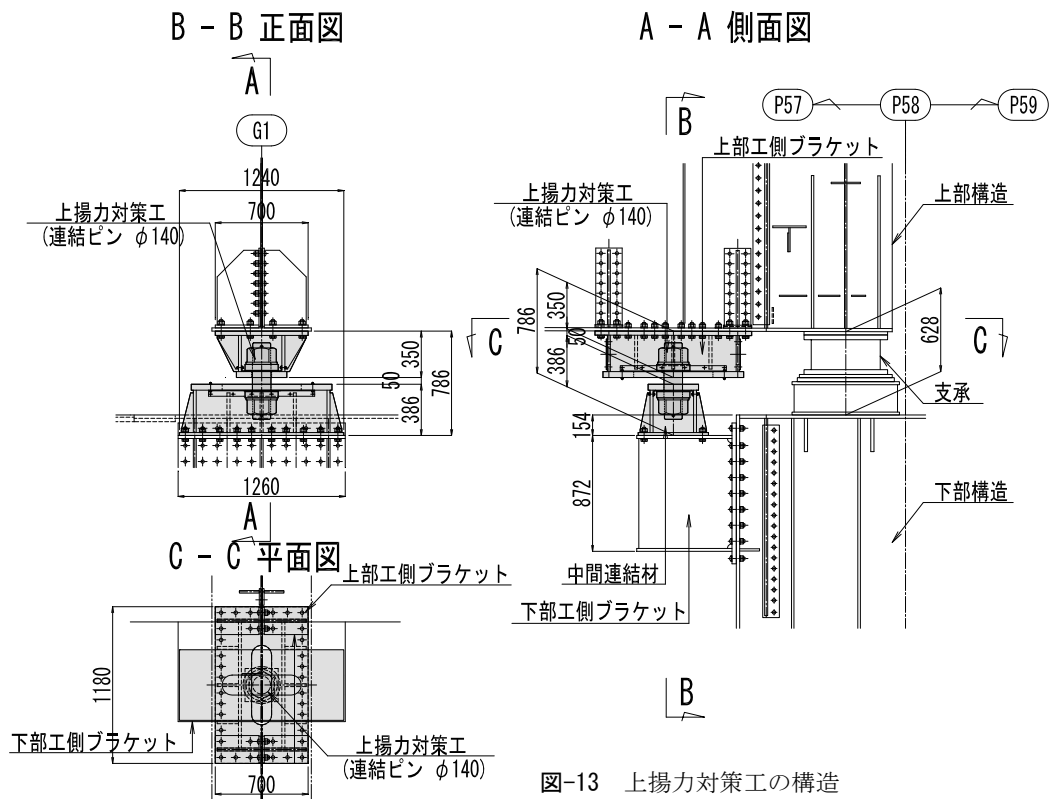


図-13 上揚力対策工の構造

表-4 上揚力対策構造ピンのモデル化

ピン材種	S45CN
モデル化遊間量	無視 (0mm)
上揚力対策構造バネ定数	$K_v = E \cdot A_p / L$ K_v : ピンの軸剛性 (kN/m) E : ピンのヤング係数 2.0×10^7 (kN/m ²) A_p : ピンの断面積 (m ²) L : 上下鋼製ブラケットの上下面の間隔 (m)
上揚力対策構造非線形モデル	非対称弾性バイリニア F (鉛直力)

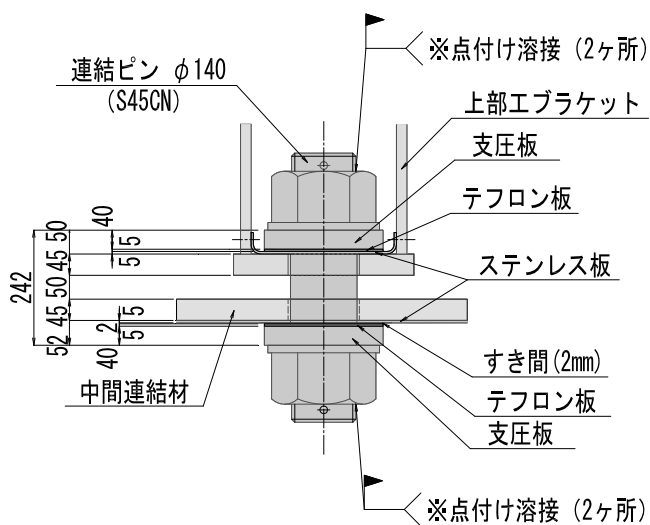


図-14 ピンの構造

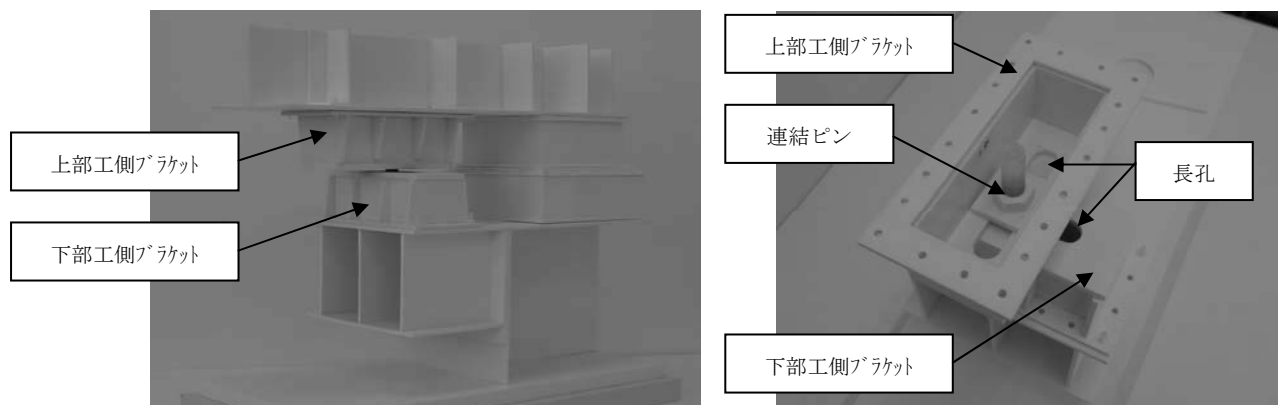


図-15 模型

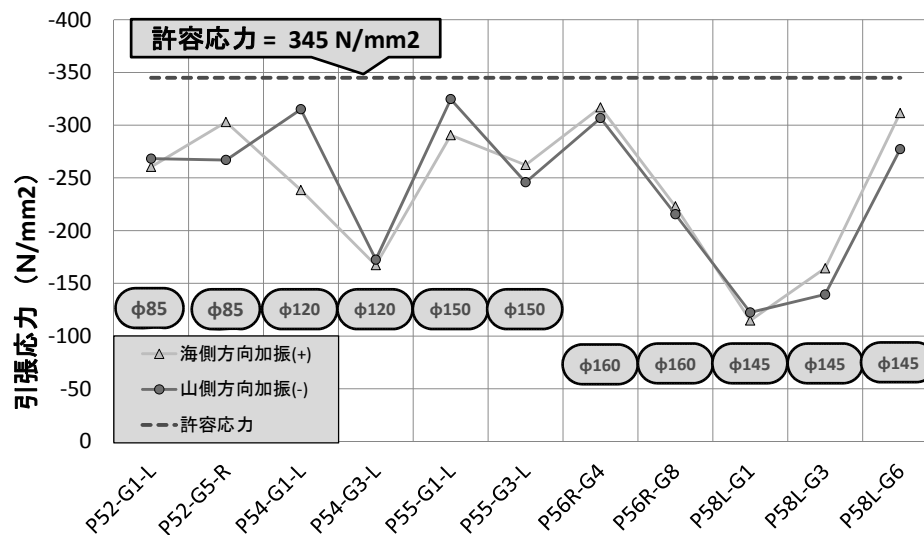


図-16 上揚力対策構造の引張応力度照査結果

6. まとめ

本報告で明らかとなった事項を以下にまとめる。

- ① 災害復旧後の状態にH24道示のレベル2地震動により設計照査した場合、ゴム支承の応答せん断ひずみは許容せん断ひずみ（既設支承=175%）を超過する。
- ② レベル2地震時の応答せん断ひずみを許容せん断ひずみ以下とできる耐震補強工法は、支点上横桁の下端と橋脚上端を接続する高減衰ゴムダンパーを設置する工法が経済性、施工性とも優位となった。
- ③ T形橋脚と門型橋脚の形式の異なる橋脚が混在しているため、橋軸直角方向加振により上部構造のねじれ応答が卓越し、この結果支承部に上揚力が発生し、支承の許容引張応力度以上の上揚力が発生する。
- ④ ゴム支承と制震ゴムダンパーのせん断変形を阻害せず、水平方向に360°移動可能で、上揚力のみに作動する効果的な上揚力対策構造を提案した。
- ⑤ 上揚力対策構造は、長孔をあけた2枚のプレートに90°交差させて水平に重ね、鉛直方向にピンで結合する構造とし、上下部構造間に設置する。
- ⑥ 上揚力対策構造の効果は、上揚力のみに作動するピン部分の引張剛性を有する非線形バネ要素でモデル化し、3次元非線形動的解析により確認した。
- ⑦ 上揚力対策構造は、最適な連結ピンの径と配置

を動的解析の繰返し計算により検討し、最適配置を決定した。これにより、上揚力による発生した支承の鉛直上向き引張応力度を、許容引張応力度以下とすることができた。

7. おわりに

本稿では、東北地方太平洋沖地震により被災した橋梁の耐震補強について報告した。先の熊本地震でも現行基準を満足しない橋梁の被災が報告されており、改めて耐震基準を満足しない橋梁の耐震補強対策の重要性を認識した。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説, (社)日本道路協会, H8.12
- 2) 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, pp. 353-360, 2012.7
- 3) 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, 構造工学論文集, Vol.59A, 2013.3
- 4) 道路橋示方書・同解説, (社)日本道路協会, H24.3
- 5) 東北地方太平洋沖地震により破断した積層ゴム支承の性能試験, 構造工学論文集, Vol.59A, pp. 516-526, 2013.3
- 6) 道路橋支承便覧 平成16年4月
- 7) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編に関する参考資料, 日本道路協会, H27.3
- 8) NEXCO設計要領第二集, H27.7