

戦-12 大規模地震による橋梁への影響予測と被害軽減技術に関する調査研究

研究予算：運営費交付金（道路勘定）

研究期間：平 19～平 22

担当チーム：耐震研究グループ（耐震）

研究担当者：運上茂樹、杉本健

【要旨】

長周期地震動を含む大規模地震による地震動及び津波が橋梁の性能に及ぼす影響特性を解明するとともに、橋の性能レベルの設定と大規模地震による性能評価法の提案することを目的として調査研究を実施している。平成19年度は、大規模地震による橋梁への影響の解明のため、2004年10月23日に発生した新潟県中越地震により被災した既設の上路式連続鋼トラス橋及び多径間高架橋を対象に挙動解析及び地震動と被災の関係の分析を行った。また、橋梁の性能評価法の高度化を図ることを目的として、既設上路式鋼アーチ橋を対象にレベル2地震動に対する耐震性能の評価を行った。

キーワード：大規模地震、耐震性能、性能評価、被災分析

1. はじめに

中央防災会議や地震調査研究推進本部の調査によれば、近い将来の発生が懸念されている首都直下や東海・東南海・南海、宮城県沖地震等の大規模地震により、現在の耐震設計レベルを大きく超過する地震動や長周期地震動の発生、さらには沿岸部では10m規模の津波の発生も予測されている。道路構造物は、このような大規模地震災害発生時においても避難路・緊急輸送路としての機能を果たすことが強く求められるが、このような大規模地震が道路構造物に与える影響については十分に解明されていない。このようなことから、大規模地震が橋梁に及ぼす影響を把握するとともに、これらの外力に対する性能レベルや性能評価法の明示、さらに被害軽減技術をの確立に向けた検討が必要とされている。

本研究は、長周期地震動を含む大規模地震による地震動及び津波が橋梁の性能に及ぼす影響特性を解明するとともに、橋の性能レベルの設定と大規模地震による性能評価法の提案に必要な検討を行うものであり、本研究で提案する性能レベルと性能評価法に基づき、効果的な被害軽減技術の検討を行うものである。

平成19年度は、大規模地震による橋梁への影響の解明のため、2004年10月23日に発生した新潟県中越地震により被災した既設の上路式連続鋼トラス橋及び多径間高架橋を対象に挙動解析を地震動と被災の関係の分析を行った。また、橋梁の性能評価法の高度化を図ることを目的として、既設上路式鋼アーチ橋を対象にレベル2地震動に対する耐震性能の評価を行った。

2. 大規模地震が橋梁に及ぼす影響に関する解析的検討

2.1 新潟中越地震

2004年10月23日17時56分頃、新潟県中越地方を震源とするマグニチュード(M)6.8の地震が発生した¹⁾。2007年8月23日時点で、新潟中越地震による死者は68人、重軽傷者4,795人、住家被害は120,837棟、129,302世帯に上っている²⁾。震源深さが10数kmと浅かったこともあり、多大な被害を生じたとされている。

2.2 鋼トラス橋の被災解析

2.2.1 対象とした鋼トラス橋

本研究で対象とした鋼トラス橋は、単純合成桁とそれに隣接した2径間連続の上路形式のトラス橋で構成されている。本橋の損傷状況を図2.1に示す。特に損傷が大きかったのは、トラス橋固定支承周りの下弦材ボトムプレート の破断であった^{3,4)}。

架橋地点周辺には、架橋地点から半径2km以内に関越自動車道の越後川口IC、半径5km以内にはK-NETの小千谷と気象庁の川口町の地震計が設置されている。ここでは、架橋地点に最も近いことから、関越自動車道の越後川口ICで観測された地震動を被災分析に用いる入力地震動として使用することにした。越後川口ICで観測された地震動は、建物内に設置された地震計で観測されたものであるが、加速度応答スペクトルに建物の固有振動特性に相当する極端なピークが現れていないため、観測された地震動を地盤上で観測された地震動とみなすことにした。また、関越自動車道の越後川口で観測された地震動を用いた動的解析では、地震開始から20秒間を対象に

図2.2に示す加速度波形を3方向から同時に作用させた。

本橋の動的解析モデルの鋼トラス桁と合成桁は、線形要素としてモデル化を行った。支承は、仮想部材と境界条件および部材の結合条件によってモデル化を行った。

A1 橋台と P1 橋脚は、損傷が生じていないので線形要素としてモデル化を行った。P2 橋脚は、曲げひび割れが生じていたので非線形梁要素(曲げモーメント-曲率関係)としてモデル化を行った。A2 橋台は、その構造形式と設置状況から地盤と一体となって振動するとみなされるので、支承部のみをモデル化した。なお、かけ違い部である P1 橋脚上のパラペット基部には、ひび割れが生じているが、パラペットの軸方向鉄筋量が少なく、塑性化した際にパラペット基部が曲げ部材として効果的にエネルギー吸収を行うとは考えにくいので、パラペット基部を線形要素としてモデル化を行い、耐力については損傷度の評価の段階で考慮することにした。A1 橋台の場所打ち杭と P1 橋脚の深礎杭は、フーチング底面位置の杭頭ばねとしてモデル化を行った。P2 橋脚の直接基礎は、フーチング底面位置での Sway-rocking ばねとしてモデル化を行った。動的解析に用いる粘性減衰マトリックスは、橋軸方向と橋軸直角方向について、主要な固有振動モードの固有周期とモード減衰定数の値から最小2乗法によって Rayleigh 型粘性減衰マトリックスの係数 α と β を定めた。

上記の解析モデルにより得られた地震応答解析結果について、下記の方針により損傷度評価を行った。

- 1) 鋼上部構造は、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に準じて照査を行った。道路橋示方書Ⅱ鋼橋編による照査は、線

形の地震応答値を用いた照査とし、部材の座屈、局部座屈および座屈に影響を与える初期不整(溶接部の残留応力や初期たわみ)の影響については、照査で用いる許容値において考慮されている。

- 2) 端対傾構の損傷度は、部材の発生応力度と許容応力度を比較することによって評価を行う。
- 3) 支承部に負反力が生じるかについて確認する。
- 4) RC 橋脚の曲げによる損傷は、曲げに関する非線形特性により考慮する。

2.2.2 被災分析結果

上記の解析モデルと入力地震動を用いた非線形動的解析を実施し被災分析を行った。非線形動的解析は、越後川口 IC で観測された地震波に対する解析とともに、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定される標準加速度応答スペクトルに相当する標準加速度波形に対する解析も行った。被災分析においては、下記の損傷に着目した。

- 1) A1橋台支点部のセットボルトの破断
- 2) 単純合成桁とトラス部のかけ違い部であるP1橋脚上のパラペット基部のひび割れ
- 3) トラス部の中間に位置するフレキシブル橋脚P2のひびわれ
- 4) トラス部におけるA2橋台支点部の固定支承が設置されている下弦材の下フランジの破断

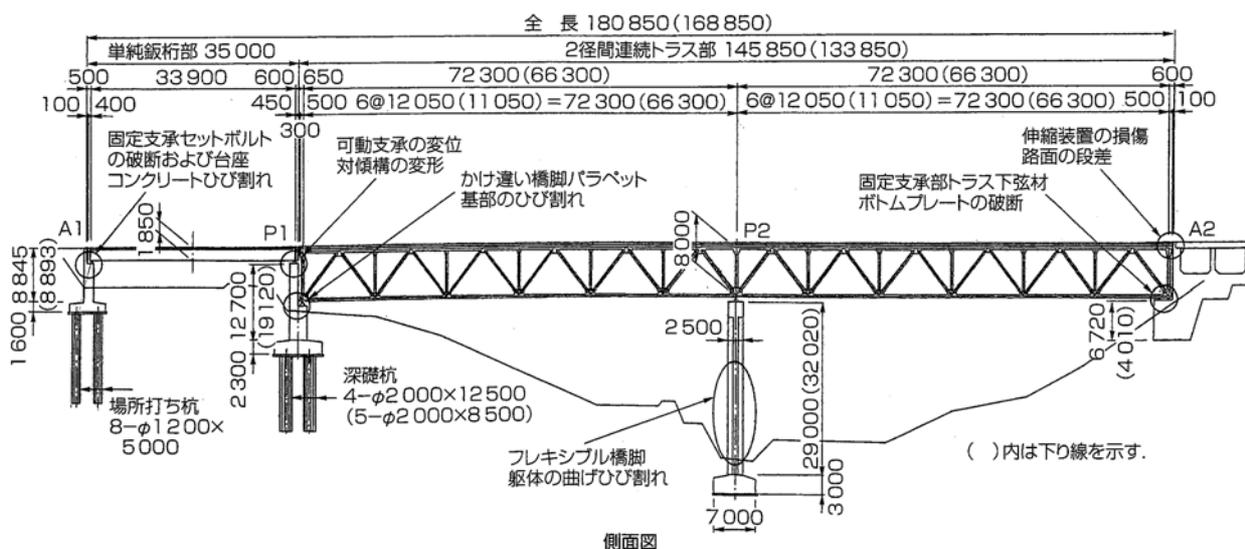
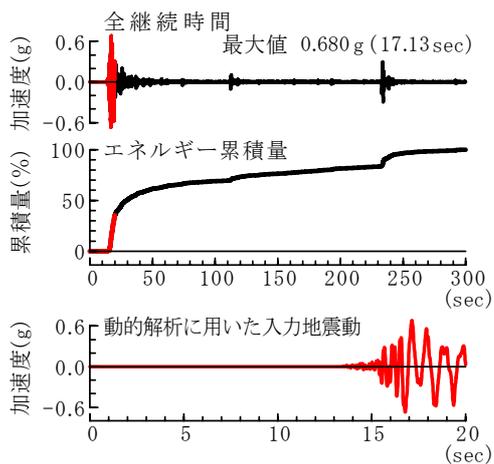
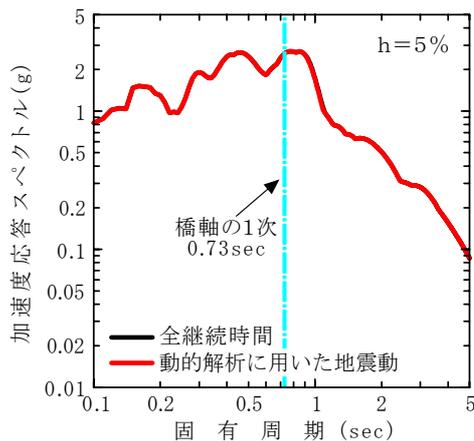


図2.1 鋼トラス橋の損傷概要³⁾

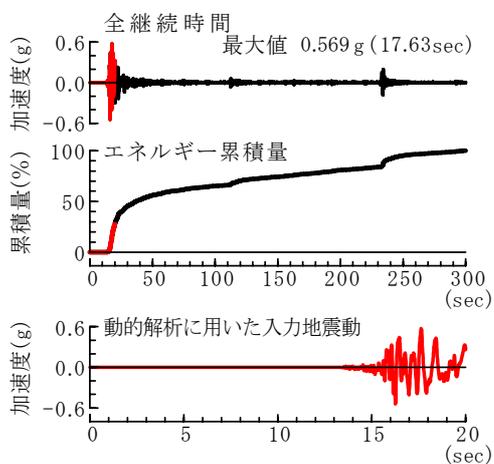


(a) 加速度波形とエネルギー累積量

(1) 2004.10.23 新潟県中越地震 17:56 本震 EW成分(橋軸方向へ入力)

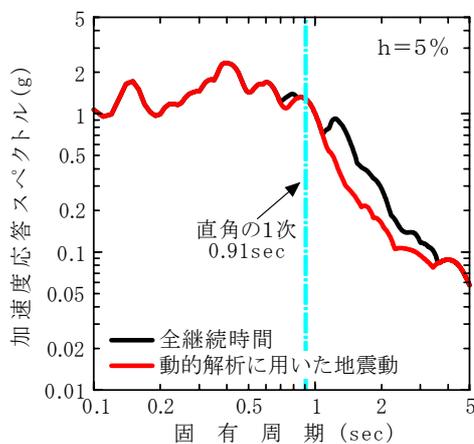


(b) 加速度応答スペクトル

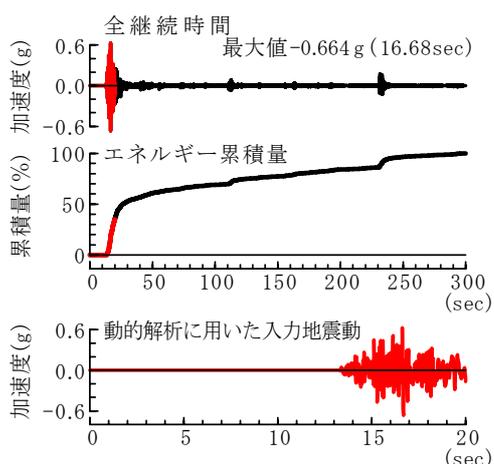


(a) 加速度波形とエネルギー累積量

(2) 2004.10.23 新潟県中越地震 17:56 本震 NS成分(直角方向へ入力)

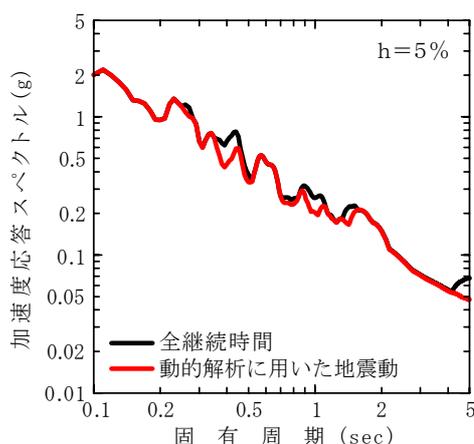


(b) 加速度応答スペクトル



(a) 加速度波形とエネルギー累積量

(3) 2004.10.23 新潟県中越地震 17:56 本震 UD成分



(b) 加速度応答スペクトル

図2.2 動的解析に用いた入力地震動 (越後川口IC)

1) 単純合成桁-A1 支点部の上セットボルトの破断

地震により、本橋の A1 橋台上の支承のセットボルトが破断していたので、動的解析結果に基づくセットボルトの破断の照査を行った。なお、A1 橋台上支承のセットボルトの損傷モードは明確でないことから、上沓に作用する曲げモーメントによってセットボルトに作用する引張応力度と降伏応力度の大きさを比較した。比較結果は表 2.1 のとおりであり、新潟県中越地震や道路橋示方書 V 耐震設計編におけるタイプ II 地震動が橋軸方向に作用すると、降伏応力度の 5 倍以上の応力度が発生した。この値は、ボルトの引張強度（降伏応力度の約 2.2 倍）を大きく超過しており、分析上も破断が生じるという結果となった。

2) 単純合成桁とトラス部のかけ違い部-P1 橋脚/パラペット基部のひび割れ

地震により、図 2.3 に示すように単純合成桁とトラス桁のかけ違い部の P1 橋脚上のパラペットにひび割れが生じていることが報告されている。ひび割れは、橋軸方向から作用する地震動によって生じたと予想されるが、P1 橋脚上の橋軸方向支承条件は、単純桁、トラス桁ともに可動である。

図 2.4 に、P1 橋脚パラペット部の応答曲げモーメントと曲げ耐力を比較した結果を示す。解析により、新潟県中越地震やタイプ II 地震動が橋軸方向から作用した場合にパラペット基部に降伏相当の損傷が生じるとの結果が得られた。橋軸方向の支承条件は可動であることから、損傷の原因としてはパラペット自身の慣性力によるもの、あるいは、可動支承のストッパーの寄与によるものが想定されるが、本解析からは、パラペット部の慣性力だけでも降伏耐力を上回ることが確認された。

表 2.1 A1 橋台上の上沓セットボルトの引張応力度

地震動	125tf 支承	100tf 支承
	σ_{max}/σ_y	σ_{max}/σ_y
新潟県中越地震	9.26	6.37
道示 レベル2タイプ I 1-1	2.02	1.31
道示 レベル2タイプ I 1-2	2.42	1.66
道示 レベル2タイプ I 1-3	2.10	1.47
道示 レベル2タイプ II 1-1	5.24	4.45
道示 レベル2タイプ II 1-2	5.36	4.55
道示 レベル2タイプ II 1-3	8.73	6.34



図 2.3 上り線かけ違い橋脚 P1 上パラペット基部に生じたひび割れ

(NEXCO 東日本新潟支社より提供された被災資料)

3) トラス部-P2 橋脚のひび割れ

地震により、トラス橋の中央に位置する P2 橋脚（フレキシブル橋脚）の躯体に曲げひび割れが生じた。

図 2.5 に、橋脚躯体部の応答曲げモーメントと曲げ耐力を比較した結果を示す。解析結果によれば、橋軸方向、橋軸直角方向双方から作用する地震動によって損傷が生じる可能性が推測された。橋軸方向については新潟県中越地震により基部付近で降伏を超える損傷が生じる結果、また、橋軸直角方向については橋脚の基部から中間部までの間で、降伏を超える損傷が生じる結果となった。

4) トラス部-A2 支点部固定支承周りのトラス下弦材下フランジの破断

地震により、図 2.6 に示すように A2 橋台支点部の固定支承が設置されている下弦材の下フランジに破断が生じた。支点部に水平方向に作用する地震荷重は、床版から下弦材上フランジ、下弦材腹板、下弦材下フランジ、ソールプレート、上支承、下支承の経路を経て伝達することから、本研究では、溶接継手部のせん断耐力と動的解析より得られた値を比較した。A2 橋台上固定支承に作用する水平力は 29297 kN/沓であり、一方、下フランジとソールプレートの溶接継手部のせん断耐力は 3570 kN/沓、腹板と下フランジの溶接継手部のせん断耐力は 2423 kN/沓となっており、溶接部の耐力が地震による作用力を下回る結果となった。また、耐力から損傷順序を推定した場合、下弦材の腹板と下フランジの溶接継手が先に損傷し、次に下弦材の下フランジとソールプレートの溶接継手が損傷したものと推定された。

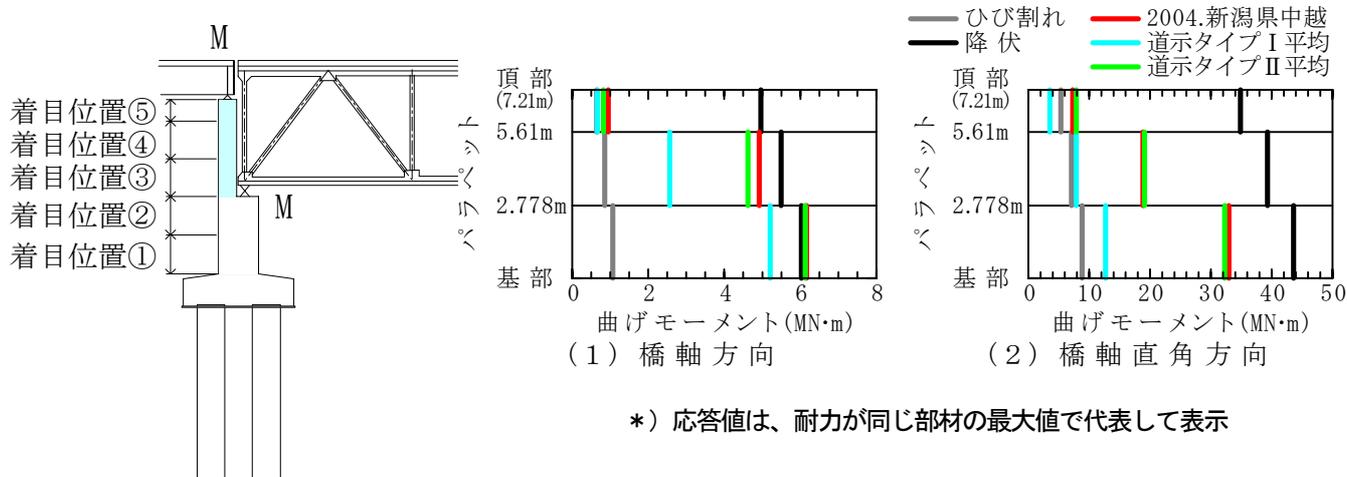


図2.4 P1橋脚上パラペットに生じた応答曲げモーメントと曲げ耐力

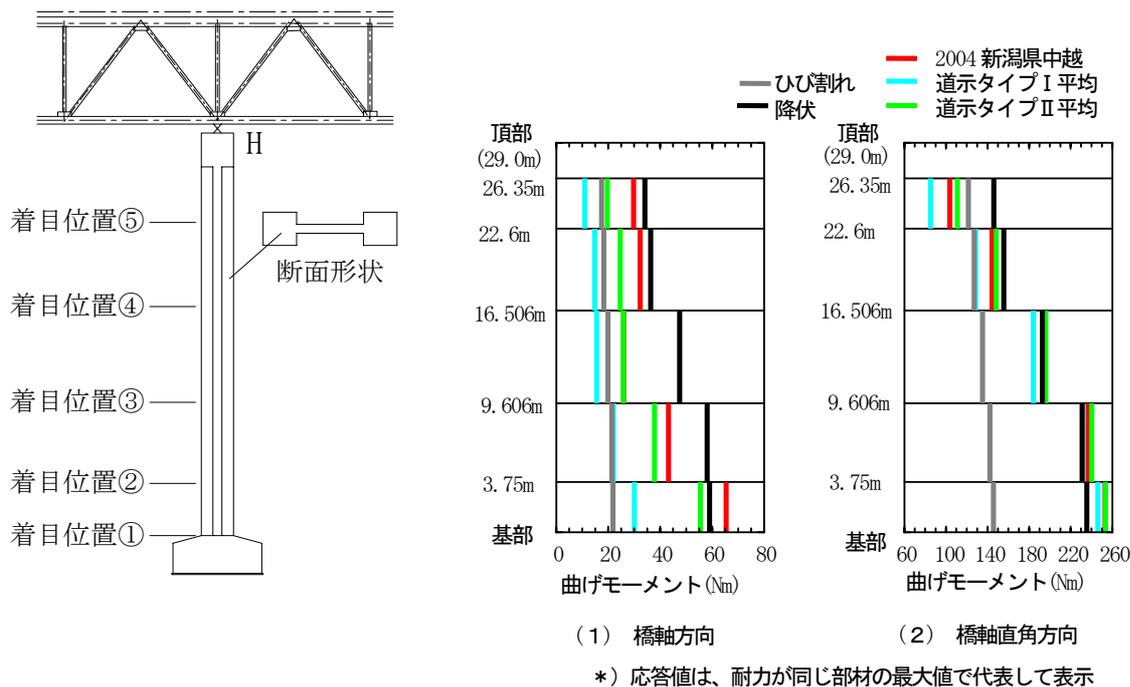


図2.5 P2橋脚躯体に生じた応答曲げモーメントと曲げ耐力



図2.6 A2固定支承付近の補強後の状況
(NEXCO東日本新潟支社より提供された被災資料)

2.2.3 鋼トラス橋の耐震性能の評価および考察

以上のように、新潟県中越地震で損傷を受けた鋼トラス橋を対象に被災分析を実施した。検討結果をまとめると以下の通りである。

- 1) 新潟県中越地震で観測された地震記録の加速度応答スペクトルによれば、最大応答加速度で2Gを超過する周期帯域もあり、現在の設計レベルで想定している設計地震力と同等かそれよりも若干大きい。地震による損傷は、橋脚及びびパラペットのひびわれ、支承部の損傷、上部構造の支承部周辺の損傷が生じた。特に、上部構造からの慣性力が集中する固定支承部周辺に損傷を生じているが、全体としてはその損傷程度は顕著ではない。
- 2) 本橋の位置そのものでの観測記録ではないが、近傍の観測記録を用いて、本橋を詳細にモデル化した被災分析解析を実施したところ、概ね被害状況の再現をすることができた。
- 3) 本橋では、固定支承部は回転変位を吸収するピン支承構造となっているが、本支承部に橋軸方向に大きな地震力が作用した場合、回転変位が生じ、これに伴って、セットボルトの破断あるいは上部構造側のソールプレート周辺に変形を生じさせるようなモードが生じる得ることが推測された。このようなモードに対する評価も重要となる。
- 4) パラペットにひびわれ程度の損傷が生じたが、一般に橋脚や橋台躯体に比較してその鉄筋量が少ないため、本橋のように比較的高さの高いパラペット部を有する場合にはこの部分の損傷の評価も重要となる。

2.3 多径間高架橋の被災解析

2.2.1 対象とした多径間高架橋

本研究で対象とした高架橋は、橋長170mの上下線を有する跨線橋である。上部構造は2@単純鋼I桁+3径間連続鋼I桁+2@単純鋼I桁、である。橋脚は円形断面RC単柱橋脚であり、昭和55年の基準よりも前に設計されたものである。P1・P6橋脚、P2・P5橋脚は同形状・同配筋である。P4橋脚は柱中央部で段落しされており、その他の橋脚は柱上部、中央部の2箇所で段落しされている。基礎は鋼管杭である。

本橋梁の被災状況を図2.7に示す。橋脚の被災は上部段落し位置で生じた。被災の程度は $P1 < P2 < P3 < P4$ で、P5橋脚は本橋の中で最も被害が大きかった(図2.8)。かぶりコンクリートの剥離、軸方向鉄筋のはらみだし、帯鉄筋のはずれが生じており、被災断面が上り線側であることから、橋軸直角方向に作用した地震力によって橋脚が被災したと推定される。

本橋梁の最寄の強震記録であるK-NET長岡、長岡支所の強震観測記録データを、本橋梁の橋軸、橋軸直角方向に変換した加速度波形・加速度応答スペクトルを図2.9に示す。K-NET長岡の最大加速度はLG成分で534(gal)、TR成分で388(gal)となっており、固有周期が0.5秒以下の構造物に影響の大きい地震動であったことがわかる。K-NET長岡支所の最大加速度はLG成分で737(gal)、TR成分で802(gal)となっており、固有周期が0.7秒以下の構造物に影響の大きい地震動であったことがわかる。

被災分析としては、損傷を受けた橋軸直角方向を対象に各橋脚ごとに一樣震度を与えたプッシュオーバー解析を行い橋脚の変形性能を把握するとともに、橋全体系を平面骨組み構造にモデル化し、図2.9に示した地震動を用いた動的解析を実施した。動的解析では、上部構造は線形はり要素、RC橋脚の塑性ヒンジ区間はトリリニア型の非線形回転ばね($M-\theta$)、これ以外の柱部はトリリニア型の非線形はり要素($M-\phi$)、杭基礎は線形の水平および回転ばねでフーチング底面にモデル化した。

2.3.2 被災分析結果

プッシュオーバー解析結果を図2.10、表2.1に示す。全ての橋脚で上部(P4橋脚は中央)段落し位置から降伏し、この位置で終局状態となることがわかる。各橋脚の降伏震度を見ると、P1・P6橋脚が0.36、P2・P5橋脚が0.32、P3橋脚が0.61、P4橋脚が0.36となっており、地震による損傷が最も大きかったP5橋脚が最も鋼降伏耐力が低く

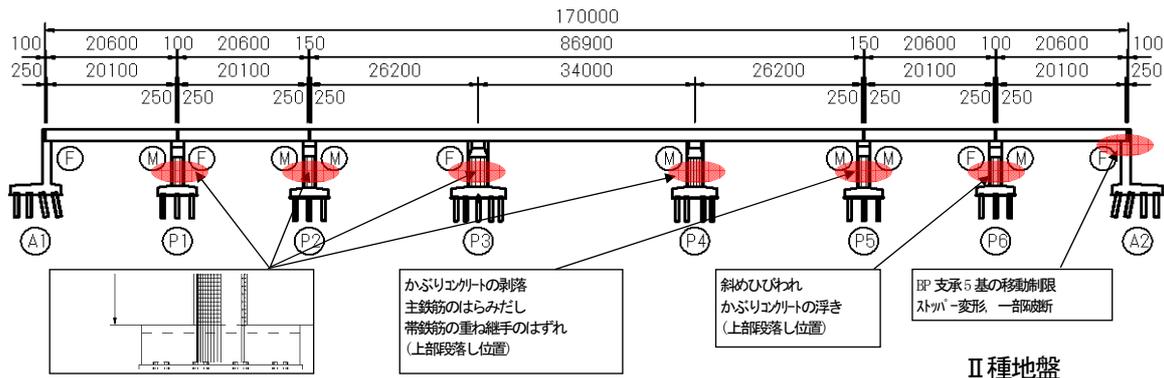


図2.7 解析対象橋梁と被災状況

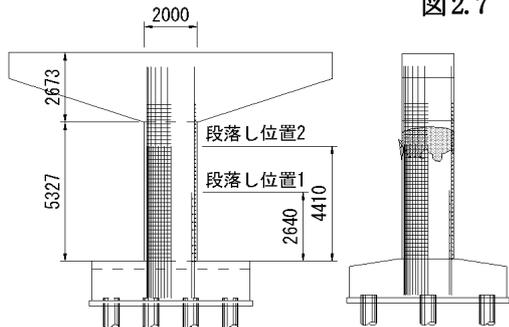


図2.8 損傷の大きかったP5橋脚

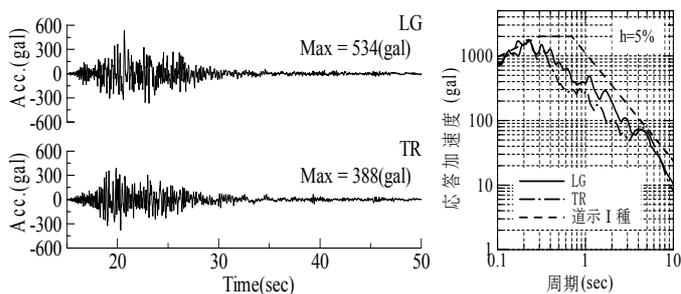


図2.9(a) 加速度波形・加速度応答スペクトル(K-NET長岡)

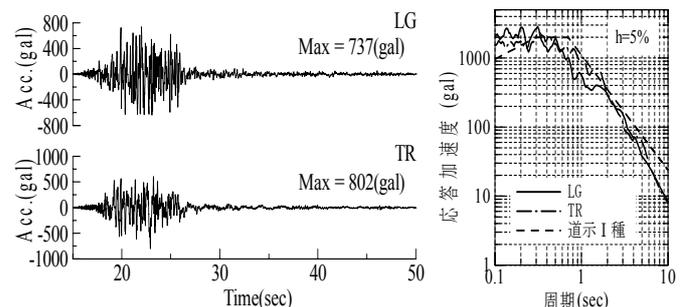


図2.9(b) 加速度波形・加速度応答スペクトル(K-NET長岡支所)

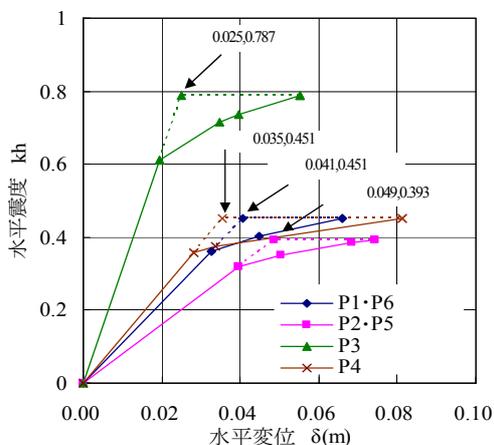


図2.10 各橋脚の水平震度-水平変位関係

表2.1 水平震度-水平変位

下部構造	水平震度 Kh	上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 δ (m)	橋脚の状態
P1 P6	0.363	0.033	上部段落し位置が初降伏に達する
	0.403	0.045	中央段落し位置が初降伏に達する
	0.451	0.066	上部段落し位置が終局に達する
P2 P5	0.320	0.040	上部段落し位置が初降伏に達する
	0.350	0.050	中央段落し位置が初降伏に達する
	0.384	0.069	柱基部が初降伏に達する
P3	0.393	0.074	上部段落し位置が終局に達する
	0.612	0.019	上部段落し位置が初降伏に達する
	0.715	0.035	柱基部が初降伏に達する
P4	0.736	0.039	中央段落し位置が初降伏に達する
	0.787	0.055	上部段落し位置が終局に達する
	0.358	0.028	中央段落し位置が初降伏に達する
	0.375	0.034	柱基部が初降伏に達する
	0.451	0.081	中央段落し位置が終局に達する

なっており、地震による実際の損傷と一致する。しかしながら、同じ断面特性を有する P2 橋脚はひび割れ程度と損傷程度が低くなっている。

このような点を明らかにすることを目的として全体系の動的解析を実施した。動的解析を行った結果、K-NET 長岡 TR の地震記録を入力した場合には全ての部材において弾性域の応答を示したため、ここでは K-NET 長岡支所 TR の地震記録を入力した場合の最大応答値を表 2.2 に示す。ここでは、橋脚天端の最大応答変位、上部段落し位置の最大応答曲率の初降伏曲率、終局曲率に対する比率、橋脚の被災状況を示している。損傷の最も大きかった P5 橋脚の最大応答変位が一番大きく 13.92(cm) となった。これは、中央部の 3 径間部分が P3 に固定支承を有する 1 点固定方式の連続橋であり、相対的に P3 橋脚の剛性と耐力が大きいため、P3 橋脚から P2 橋脚よりも離れた P5 橋脚の方が大きく変形するモードが卓越したためと推測される。最大応答曲率は、全ての橋脚で降伏し、P3~P5 橋脚では計算上の終局限界を超える結果となった。なお、2 段階の段落しをしている橋脚では、上側のみならず、下側の段落し部でも損傷が生じる分析結果となっており、実際の被害と一致しない点も確認された。

ここで、一番損傷の大きかった P5 橋脚について、実際に被災した状況から地震時の応答変位の推定を試みた。

図 2.11 に示すように、軸方向鉄筋に生じたはらみ出し形状から橋脚天端での水平変位を推定した。上部段落し位置で最大応答変位時に軸方向鉄筋位置で $\angle L$ だけ変位し、終局時の中立軸 $x=346(\text{mm})$ を中心に橋脚がロッキング変位したとすると、回転角は $\theta 2 = \angle L / b = 0.018(\text{rad})$ となり、橋脚天端の上部段落し位置に対する変形量は $\delta = h \cdot \theta 2 = 6.46(\text{cm})$ となる。一方、動的解析により算出された橋脚天端の上部段落し位置に対する変形量は $\delta r = 7.91(\text{cm})$ となり近似する結果が得られた。

表 2.2 最大応答変位、最大応答曲率、被災状況

		P1	P2	P3	P4	P5	P6
変位(橋脚天端)	時刻(sec)	6.64	8.07	8.09	8.10	8.09	7.96
	最大応答変位(cm)	4.96	9.60	11.45	13.71	13.92	4.99
曲率(上部段落し位置)	初降伏曲率(1/m)	0.00136	0.00138	0.00077	0.00105	0.00138	0.00136
	終局曲率(1/m)	0.00618	0.00580	0.00504	0.00515	0.00580	0.00618
	最大応答曲率(1/m)	-0.00167	-0.00558	-0.00772	-0.00797	-0.00912	-0.00197
	初降伏曲率に対する比率	1.23	4.04	10.03	7.59	6.61	1.45
	終局曲率に対する比率	0.27	0.96	1.53	1.55	1.57	0.32
被災状況	被災箇所(上部段落し位置)	水引れ めり割れ	水引れ めり割れ	水引れ めり割れ	水引れ めり割れ	カスレ 剥離 軸方向鉄筋は らみ出し、 帯鉄筋の 重なりは ずれ	斜めひび割れ カスレ
	被災程度	P1 < P2 < P3 < P4				最も被害大	

2.3.3 多径間高架橋の耐震性能の評価および考察

以上のように、新潟県中越地震で損傷を受けた多径間高架橋を対象に被災分析を実施した。検討結果をまとめると以下の通りである。

- 地震による橋脚の被災は、全て上部段落し位置で生じており、プッシュオーバー解析から上部段落し位置から損傷がはじまりこの位置で終局状態となること、一番被害の大きかった P5 橋脚は他の橋脚と比べると耐力、じん性が最小となることが確認された。
- 近傍で観測された地震記録を用いた地震応答解析から求められた応答値は概ね被災状況に対応する傾向を示した。また、被災状況から逆算された橋脚天端の変位は、動的解析の応答変位と概ね一致した。なお、分析では上部段落し位置以外でも終局を超える応答を示す箇所もあり、被災と一致しない点も生じたため、これについてはモデル化等についてさらに検討を要する。

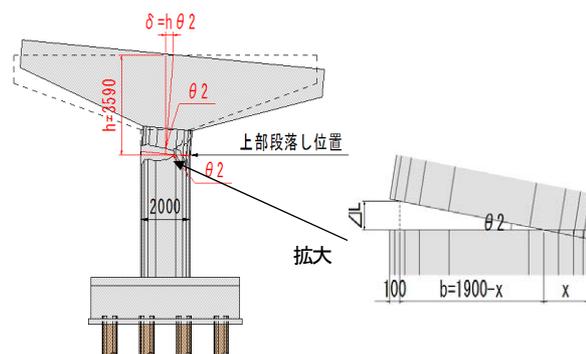


図 2.11(a) 損傷モードによる橋脚天端変位

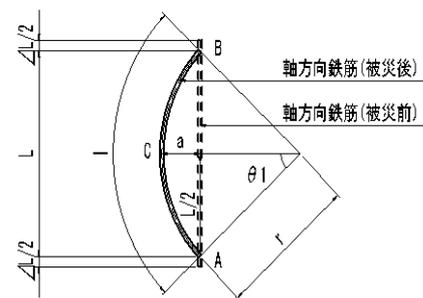


図 2.11(b) 鉄筋はらみ出し量の推定

2.4 大規模地震に対する鋼上部構造の耐震性評価方法

2.4.1 概要

前述 2.2 に示した鋼トラス橋の被災分析を実施した結果、動的解析から得られた鋼部材の断面力をもとに道路橋示方書Ⅱ鋼橋編の照査式で鋼部材の損傷度を評価した場合、鋼部材の損傷度を実際よりも大きめに評価する場合もあることが確認された。このため、鋼部材の耐震性能の評価において高度化を図る可能性を検討するために、3次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析を実施し、鋼部材に生じる座屈の影響を厳密に考慮した方法により損傷度評価を行うとともに、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編の照査式による損傷度評価結果との比較を行った。

2.4.2 解析対象橋梁

ここでは、昭和48年道路橋示方書Ⅱ鋼橋編により設計された2ヒンジ逆ローゼ形式の鋼アーチ橋を対象とした。架橋地点の耐震設計上の地域区分はB地域、地盤種別はI種地盤に相当し、設計水平震度は0.15である。図2.12に示すように、鋼アーチ橋の一次部材については3次元のシェル要素とし、対傾構、下横構、上横構等の二次部材については梁要素としてモデル化した。橋梁モデルについては、床版の影響としてその重量のみを考慮したモデルと床版も考慮したモデルの2つのモデルを対象とするとともに、解析方向は橋軸方向および橋軸直角方向とした。プッシュオーバー解析の慣性力については、橋梁全体系の動的解析結果をもとに、補剛桁の橋軸方向変位が最大となる時刻と橋軸直角方向変位が最大となる時刻の加速度分布を抽出し、それに質量を乗じて求めた慣性力分布を用いた。

2.4.3 プッシュオーバー解析結果

橋軸方向に着目したプッシュオーバー解析の結果、床版の影響としてその重量のみを考慮したモデル、床版も考慮したモデルのいずれにおいても、垂直材の補剛桁との接合部、垂直材のアーチリブとの接合部に塑性ひずみが生じる結果となった。また、解析モデルに床版を見込んだ場合、床版の重量のみを考慮した場合と比べて、塑性ひずみが約9%大きくなっており、また橋軸方向の最大変位も268.2mmとなり、床版の荷重のみを考慮した場合(258.6mm)に比べて値が大きくなった。

橋軸直角方向に着目したプッシュオーバー解析の結果、床版の影響としてその重量のみを考慮したモデルにおいては、垂直材付近の補剛桁と横桁の補剛桁との接合部に塑性ひずみが生じる結果となっており、床版も考慮したモデルにおいては、垂直材付近の補剛桁と横桁の補剛桁との

接合部、端橋脚の対傾構あるいは横支材と柱との接合部および頂部横梁の隅角部付近に塑性ひずみが生じる結果となった。

2.4.3 道路橋示方書Ⅱ鋼橋編による照査結果との比較

道路橋示方書Ⅱ鋼橋編による照査結果と3次元シェル要素を用いたプッシュオーバー解析結果との比較を図2.13に示す。なお、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編による損傷度評価は、梁要素を用いた橋梁全体系モデルに対して行った地震応答解析から得られた応答値に対する照査結果である。3次元シェル要素の解析では、対傾構と下横構および上横構を梁要素としてモデル化しその損傷に着目していないこと、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に準じて行った照査では、部材の損傷箇所が特定できないため、図2.13では損傷部材全長を着色していることを考慮すれば、3次元シェル要素で損傷が生じた部位と梁要素による応答値を用いて道路橋示方書Ⅱ鋼橋編により行った照査による損傷部位は大きくは異なっていないことが確認される。なお、シェル要素での解析では、接合部においてひずみが大きく生じると評価されるため、このような点を考慮した上での性能評価方法の高度化の可能性が考えられる。

3. まとめ

平成19年度は、2004年10月23日に発生した新潟県中越地震により被災した既設の上路式連続鋼トラス橋及び多径間高架橋を対象に挙動解析を地震動と被災の関係の分析を行った。さらに、橋梁の性能評価法の高度化を図ることを目的として、既設上路式鋼アーチ橋を対象にレベル2地震動に対する耐震性能の評価を行った。

今後、新潟県中越沖地震等において地震記録が得られている橋梁の被災検証、被災分析データの蓄積、長周期地震動を含む地震の橋梁への影響度の分析、耐震性能の評価方法の高度化、を図り、性能レベルと性能評価法、効果的な被害軽減技術の検討を進める。

なお、強震記録は、独立行政法人防災科学技術研究所のK-NETの情報を利用して頂いた。

参考文献

- 1) 気象庁ホームページ：
http://www.jma.go.jp/JMA_HP/jma/niigata.html
- 2) 新潟県：平成16年新潟県中越地震による被害状況について(第172報)、
http://www.pref.niigata.lg.jp/HTML_Simple/daisinsai1023,0.pdf

- 3) 丸山大三、岡靖人、岸雅之：関越自動車道塩殿橋の災害復旧に関する設計と施工、橋梁と基礎 2007-4, pp39-44、2007
- 4) 岸雅之、米本栄一、出田徳央：平成 16 年度新潟県中越地震伴うトラス橋の被害調査と復旧工事、片山技報 No.25、pp39-44、2005
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所、(独) 土木研究所、(独) 建築研究所：「平成 16 年(2004 年) 新潟県中越地震被害に係わる現地調査概要」、2005. 1
- 6) 国土交通省国土技術政策総合研究所、(独) 土木研究所：「平成 16 年(2004 年) 新潟県中越地震土木施設災害調査報告」、2006. 1

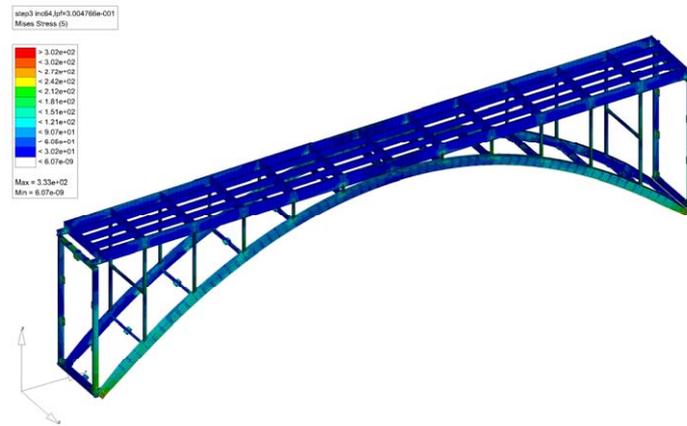


図2.12 3次元シェルモデルを用いた鋼部材の耐震性能の評価

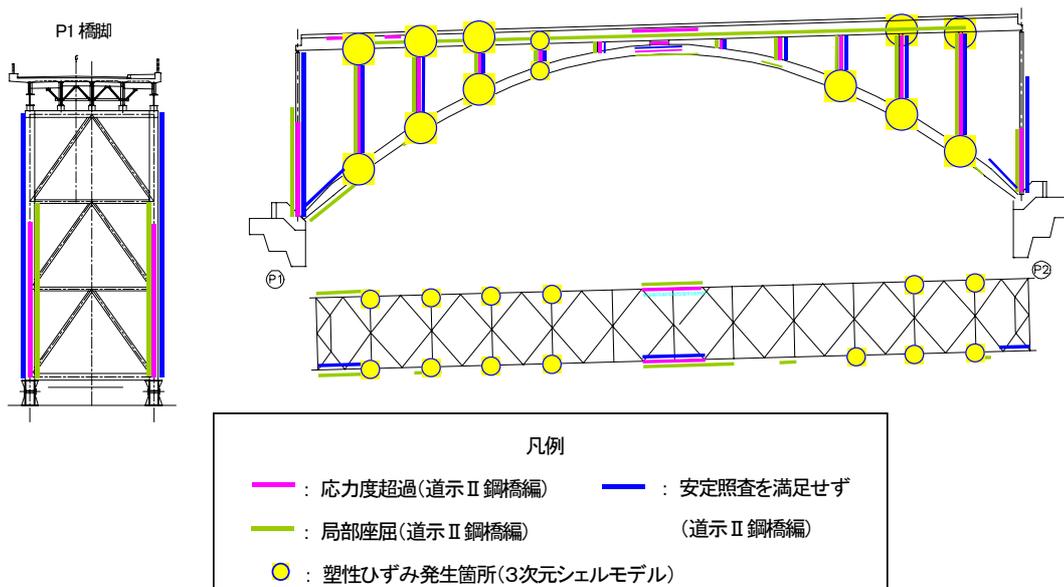


図2.13 鋼アーチ橋の損傷度評価結果 (橋軸方向)

IMPACT STUDY AND DISASTER MITIGATION AGAINST LARGE-SCALE EARTHQUAKE

Abstract : This research is conducted to study seismic performance of bridges against large-scale earthquake including strong and/or long-period ground motions and a tsunami. In 2007FY, damage situations and analytical results of the existing steel continuous deck truss bridge and viaduct damaged by 2004 Niigata Chuetsu Earthquake were compared. In addition, seismic performance evaluation method using shell model for steel members were studied.

Key words : large-scale earthquake, seismic performance, performance evaluation, damage analysis