

中村 裕充¹・運上 茂樹²

2正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム 上席研究員
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

本文では、円形断面RC単柱橋脚に損傷を生じた橋梁を対象に耐荷力解析および実際に観測された地震動データを用いた動的解析を行い、本橋梁の被災状況の検討、分析を行った結果を報告する。

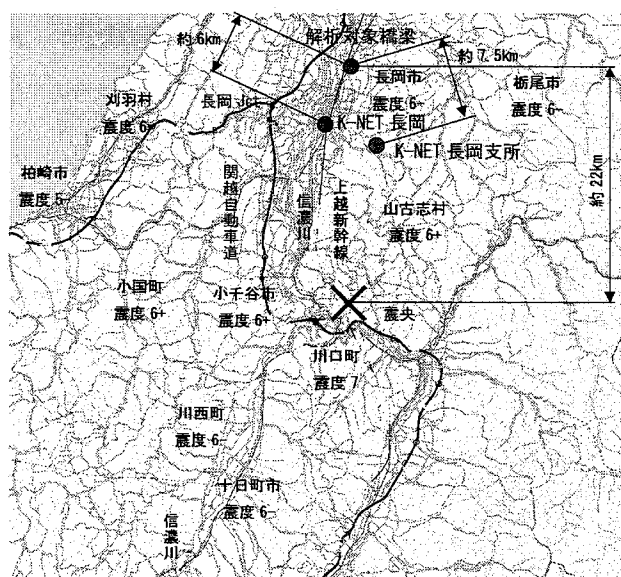


図-1 震度分布と強震観測点

気象庁により発表された震度分布を図-1に示す。新潟県中越地震は川口町で震度7、小千谷市、山古志村、小国町で震度6強を観測したほか、長岡市、十日町市、栃尾市などで震度6弱を観測した。今回の地震は比較的揺れの強い余震が多く、本震の発生から3分後、7分後、11分後に最大震度5強、15分後と38分後には最大震度6強の余震が発生した。また、本震発生から3日間に起こった最大震度5弱以上の余震の回数は、23日に10回、24日に1回、25日に2回とされている。

解析対象橋梁から約6kmの地震強震記録であるK-NET長岡観測点の加速度波形を図-2、加速度応答ス

ベクトルおよび地震動の加速度履歴を図-3に示す。また、本橋梁の橋軸方向、橋軸直角方向に変換した加速度波形を図-4、加速度応答スペクトルおよび地震動の加速度履歴を図-5に示す。加速度応答スペクトル図には、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編タイプⅡのⅠ種地盤の地震動のスペクトルも同時に示している。なお、K-NET長岡観測点の地盤種別はⅠ種地盤となる。最大加速度はNS成分で461gal、EW成分で395galとなっている。変換後の最大加速度は橋軸方向成分で536gal、橋軸直角方向成分で407galとなっている。図-3、5より固有周期が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。

次に、解析対象橋梁から約7.5kmの地震強震記録であるK-NET長岡支所の加速度波形、加速度応答スペクトルおよび地震動の加速度履歴、変換した加速度波形、変換した加速度応答スペクトルおよび地震動の加速度履歴を図-6～9に示す。最大加速度はNS

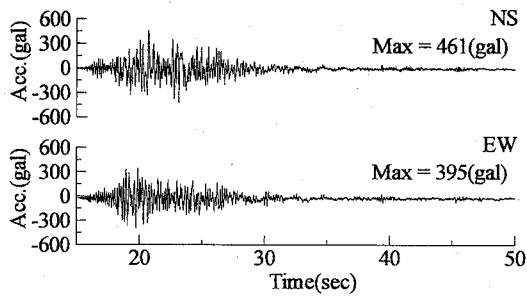


図-2 加速度波形 (K-NET長岡観測点)

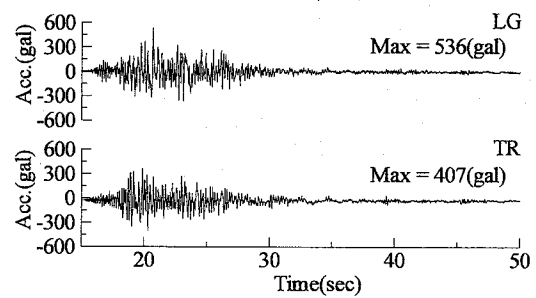


図-4 加速度波形 (解析対象橋梁方向に変換)

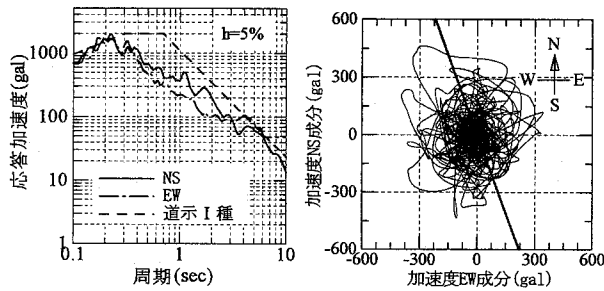


図-3 加速度応答スペクトル・加速度履歴 (K-NET 長岡観測点)

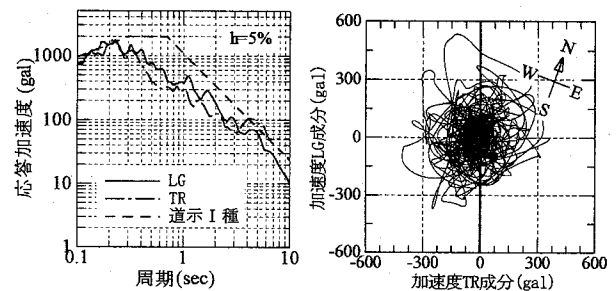


図-5 加速度応答スペクトル・加速度履歴 (解析対象橋梁方向に変換)

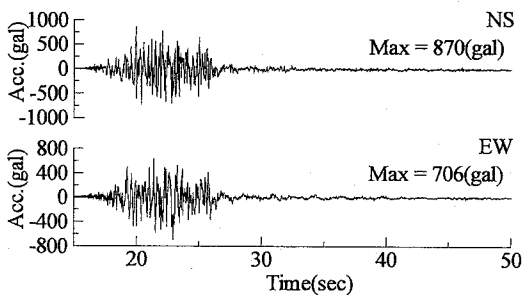


図-6 加速度波形 (K-NET長岡支所観測点)

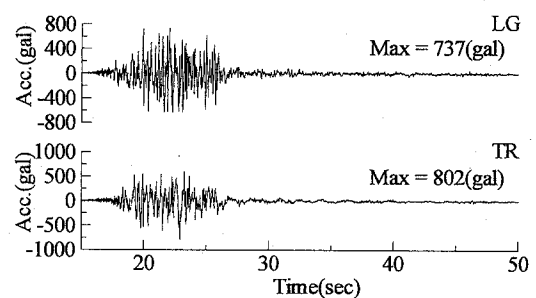


図-8 加速度波形 (解析対象橋梁方向に変換)

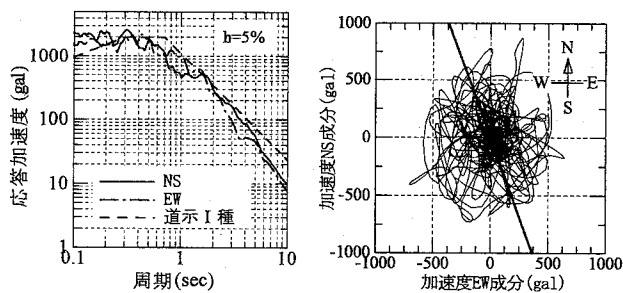


図-7 加速度応答スペクトル・加速度履歴 (K-NET 長岡支所観測点)

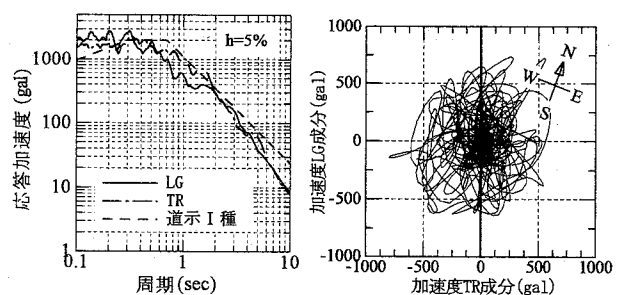


図-9 加速度応答スペクトル・加速度履歴 (解析対象橋梁方向に変換)

成分で870gal, EW成分で706galとなっている。変換後の最大加速度は橋軸方向成分で737gal, 橋軸直角方向成分で802galとなっている。図-7, 9より固有周期が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。

なお、本記録はあくまで観測地点のものであり、本文で解析対象とした位置での地震動ではないことに注意する必要がある。

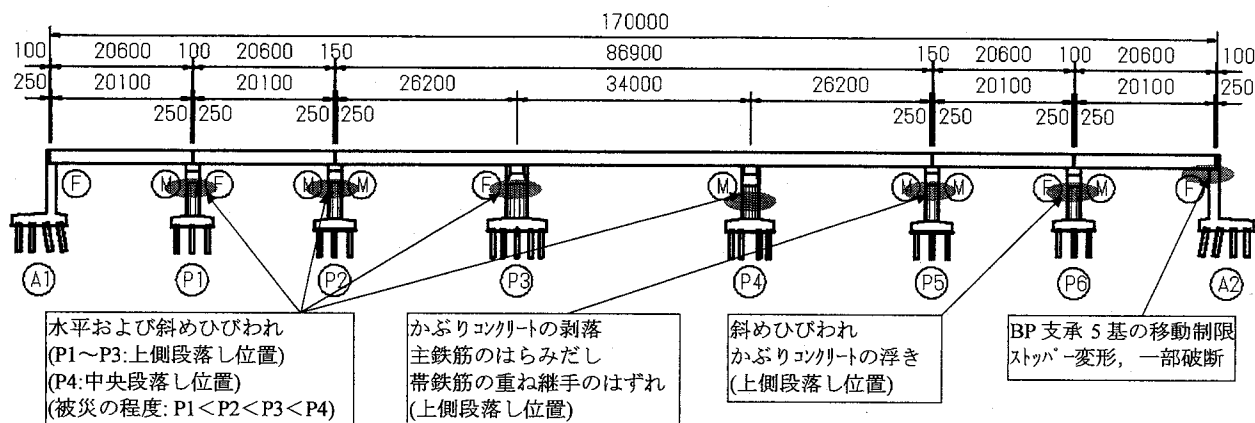


図-10 解析対象橋梁と被災状況

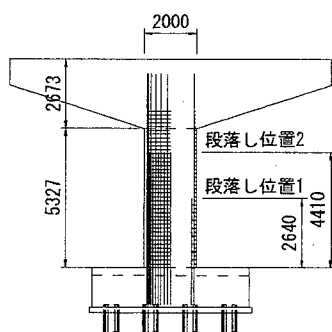


図-11 P5橋脚の配筋

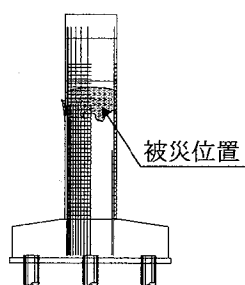


図-12 P5橋脚被災状況



写真-1 P5橋脚被災状況

(3) 解析対象橋梁

解析対象橋梁を図-10に示す。本橋梁は一般国道8号線に位置し、JR信越本線を跨ぐ橋長170mの橋梁の下り線である。上り線は本橋梁と並列している。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。主な橋脚の配筋を図-11に示す。橋脚は円形断面RC単柱橋脚（直径2.0m～3.2m）である。P4は柱中央付近で段落しされており、その他の橋脚は柱上側、柱中央付近の2箇所それぞれ段落しされている。これ以後、柱中央付近の段落しを段落し位置1、柱上側の段落し位置を段落し位置2とする。主鉄筋および帯鉄筋は全ての橋脚で同径であり、それぞれD32、D16である。帯鉄筋の間隔はP4は150mm、その他の橋脚は内側300mm、外側150mmである。なお、橋脚は昭和55年の基準よりも前に設計されたものであり、帯鉄筋の定着には重ね継手が用いられている。このため以後の解析では横拘束筋として考慮していない。コンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2$ 、鉄筋はSD295が使用されている。基礎は鋼管杭（ $\phi 600$ ）である。既存資料より地盤種別を判定するとⅡ種地盤となり、K-NET長岡観測点の地盤種別とは異なることに注意する。

(4) 解析対象橋梁の被災状況

本橋梁の被災状況を図-10に示す。橋脚の被災は段落し位置で生じた。P1～P4では水平および斜めひびわれが確認された。概観から見た橋脚のひびわれの大きさ、数の程度は、 $P1 < P2 < P3 < P4$ となっていた。P5は本橋の中で最も被害が大きく、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみだし、帯鉄筋の重ね継手のはずれが確認された（図-12、写真-1）。P6では斜めひびわれとかぶりコンクリートの浮きが確認された。ひびわれ、かぶりコンクリートの剥落が上り線側に多数生じていたことにより、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。また、A2橋台のBP支承では、移動制限ストッパーの変形、一部破断が確認された。

3. 耐荷力解析

(1) 耐力の算出

各橋脚の柱基部と段落し部の終局水平耐力 P_u 、せん断耐力 P_s 、 P_{s0} および支承の耐力 P' を算出し、各断面および支承が崩壊に至る限界の荷重強度（終局強度）である耐力を算定した。橋脚各断面の耐力は、曲げ破壊型、曲げ損傷からせん断破壊移行型であれば P_u 、せん断破壊型であれば P_{s0} とした。ここで、 P_s

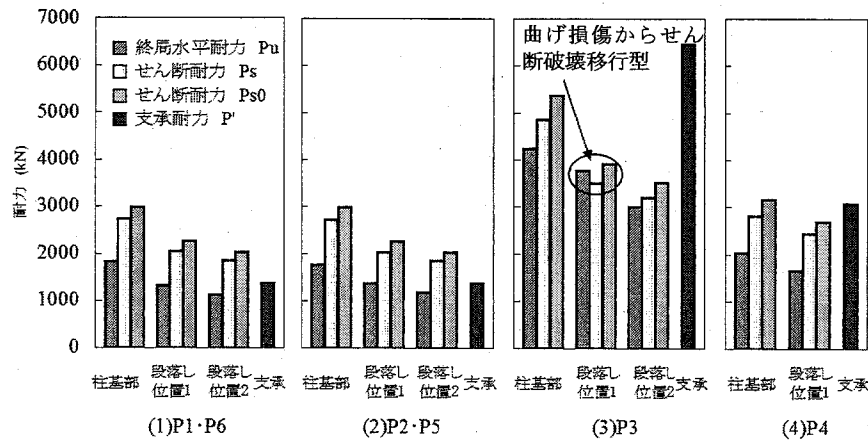


図-13 耐力算出結果（橋軸直角方向）

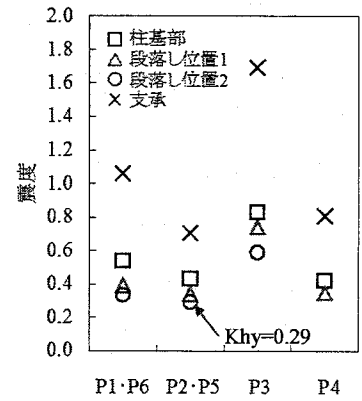


図-14 橋脚の各断面における耐力に相当する震度

はタイプⅡの地震動に対するせん断耐力とした。支承については、アンカーボルトとサイドブロックのせん断耐力を比較した結果、アンカーボルトのせん断耐力が小さくなったためこれを支承の耐力とした。支承の耐力は、降伏耐力をもとに算出した。さらに、各断面の破壊形態ごとに等価重量 W を算出し（曲げ破壊型・曲げ損傷からせん断破壊移行型： $W=W_u+0.5W_p$ ，せん断破壊型： $W=W_u+W_p$ ，ここに、 W_u ：当該橋脚が支持している上部構造部分の重量， W_p ：橋脚の重量），曲げ破壊型の場合は耐力 P_u に相当する降伏震度 $k_{hy}(=P_u/W)$ ，曲げ損傷からせん断破壊移行型の場合は耐力 P_u に相当する震度 $k_{hc}'(=P_u/W)$ ，せん断破壊型の場合は耐力 P_{s0} に相当する震度 $k_{hc}''(=P_{s0}/W)$ を算出した。支承の降伏震度は、支承の耐力を上部構造の分担重量で除すことにより算出した。

各橋脚の橋軸直角方向に対する耐力の算出結果を図-13に示す。P3橋脚の段落し位置1で $P_u < P_s \leq P_{s0}$ となり曲げ損傷からせん断破壊移行型になる。その他の橋脚の各断面は全て $P_u \leq P_s$ となり曲げ破壊型となった。図-14に橋脚の各断面における耐力に相当する k_{hy} ， k_{hc}' ， k_{hc}'' の算出結果を示す。全ての橋脚において支承の k_{hy} が一番大きく、次いで柱基部，段落し位置1，段落し位置2の順になっている。これより地震力が作用した場合、橋脚柱の上側段落し位置で一番最初に損傷が生じることが推定される。また、上側段落し位置の k_{hy} はP1・P6，P2・P5，P3，P4でそれぞれ0.34，0.29，0.59，0.35となる。このため、被害の一番大きかったP5の上側段落し位置の k_{hy} は全ての橋脚の断面の中で最小となることがわかる。なお、P2も同じ条件となるが被害は大きくなかった。固定脚のP3橋脚が関与したことが考えられるがこれについてはよくわからない。また、ここには示さないが、橋軸方向の k_{hy} ， k_{hc}' ， k_{hc}'' に関しては柱基部が一番

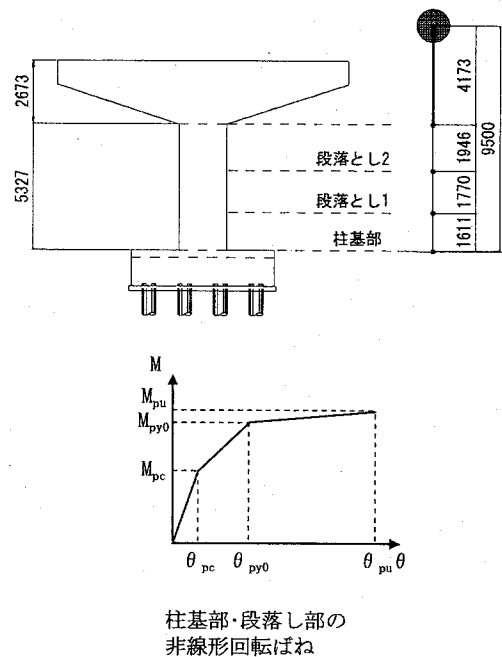


図-15 P5橋脚プッシュオーバー解析モデル

大きく、次いで段落し位置1，段落し位置2の順になっており、全て固定条件と仮定すれば橋軸直角方向と同様に上側段落し位置において一番最初に損傷が生じることが推定される。

(2) プッシュオーバー解析

次に、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、橋脚の破壊モードの生成過程を確認し、降伏変位と終局変位を求めて橋脚の変形性能を把握した。主な橋脚のモデルを図-15に示す。プッシュオーバー解析では段落し位置で断面を分割することとし、断面照査位置は実際の段落し位置から重ね継手長に相当する長さを下げた位置とした。梁は剛部材、橋脚柱は線形はり要素として与え、橋脚基部，段落し部にはトリリニアモデルの非線形回

表-1 上部構造の慣性力の作用位置の水平変位

下部工	水平震度 K _h	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	0.254	0.031	段落し位置2が初降伏に達する
	0.287	0.046	段落し位置1が初降伏に達する
	0.335	0.079	段落し位置2が終局に達する
P2・P5	0.226	0.036	段落し位置2が初降伏に達する
	0.251	0.049	段落し位置1が初降伏に達する
	0.294	0.082	段落し位置2が終局に達する
P3	0.422	0.021	段落し位置2が初降伏に達する
	0.510	0.046	段落し位置1が初降伏に達する
	0.558	0.066	柱基部が初降伏に達する
P4	0.591	0.083	段落し位置2が終局に達する
	0.258	0.022	段落し位置1が初降伏に達する
	0.301	0.042	柱基部が初降伏に達する
	0.349	0.076	段落し位置1が終局に達する

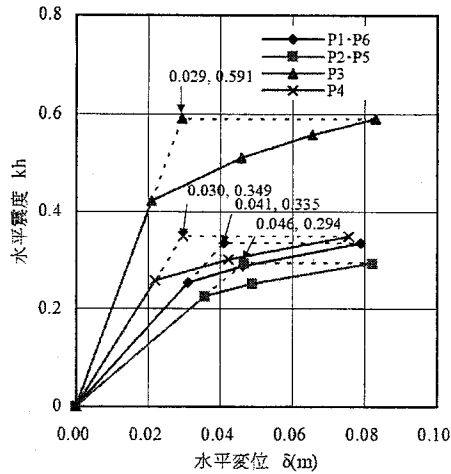


図-16 上部構造の慣性力の作用位置の水平変位

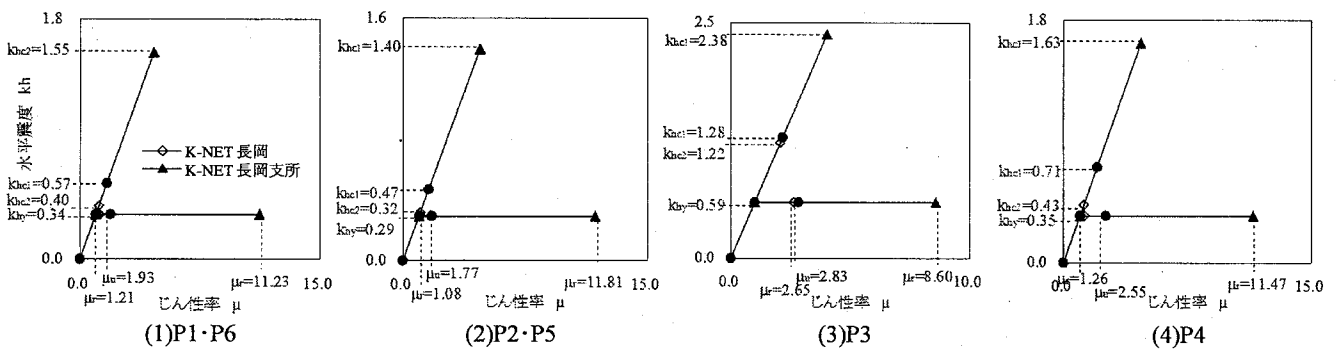


図-17 水平震度-じん性率（橋軸直角方向）

転ばねを与えた。上部構造の慣性力の作用位置には、曲げ破壊型の等価重量 W を与えた。

橋軸直角方向に対するプッシュオーバー解析結果を図-16、表-1に示す。これは、上部構造の慣性力の作用位置の水平変位と水平震度の関係を表したものである。P1・P6、P2・P5では、段落し位置2(上側)→段落し位置1(中央付近)の順に初降伏限界となり、段落し位置2(上側)で終局限界に至る。P3では、段落し位置2(上側)→段落し位置1(中央付近)→柱基部の順に初降伏限界となり、段落し位置2(上側)で終局限界に至る。P4では、段落し位置1(中央付近)→柱基部の順に初降伏限界となり、段落し位置1(中央付近)で終局限界に至る。これより全ての橋脚で上側段落し位置から損傷が始まり、終局限界も同じ位置で迎えると推定される。

プッシュオーバー解析結果から求められた荷重-変位関係をもとに式(1)よりじん性率 μ_u を求め、エネルギー一定則の関係を用いて式(2)により、各断面を曲げ破壊型と仮定した場合の橋脚が終局に至る時の弾性応答震度 k_{hc1} すなわち、終局に至るときに概略どの程度の弾性応答震度が橋脚に作用しているのかを把握する。

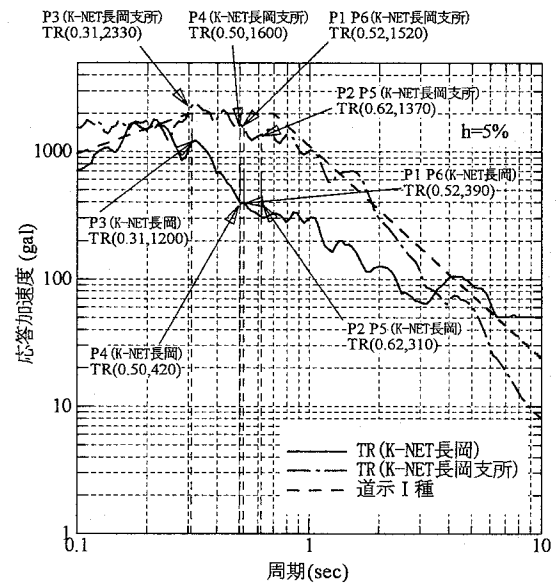


図-18 加速度応答スペクトルと橋脚の固有周期

$$\mu_u = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\delta_y} \quad (1)$$

$$k_{hc1} = k_{hy} \sqrt{2\mu_u - 1} \quad (2)$$

ここに、 μ_u はじん性率、 k_{hy} は橋脚の降伏震度である。

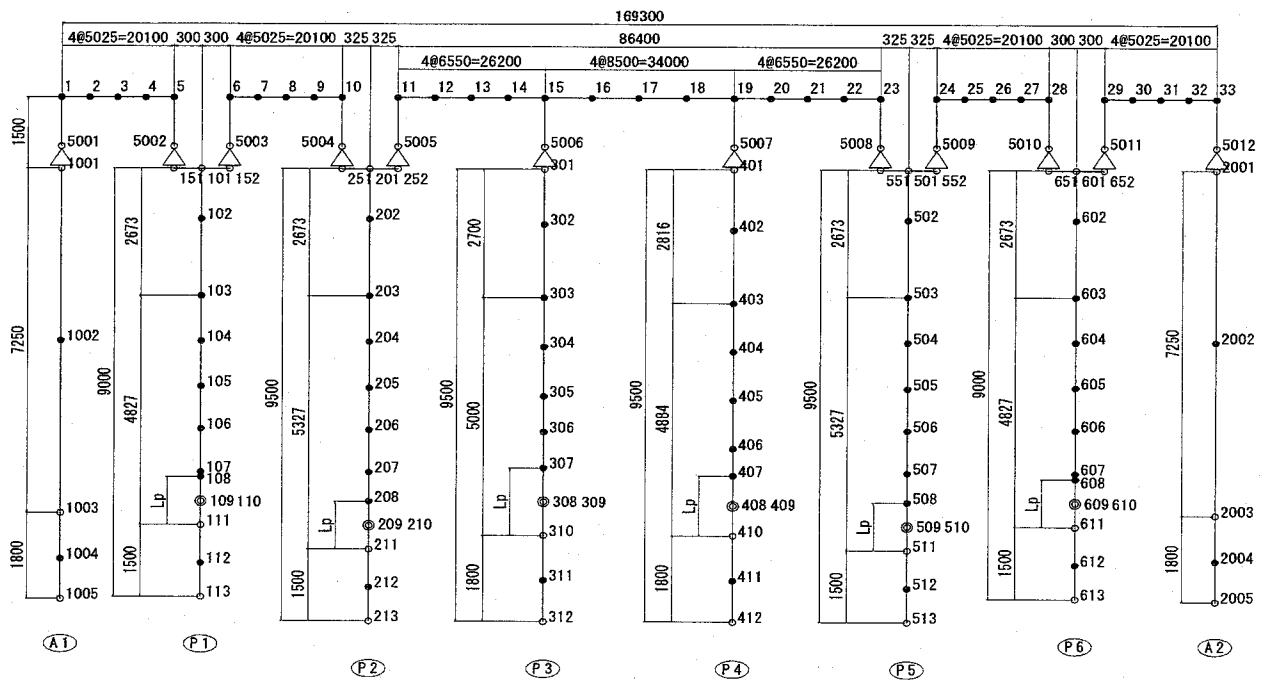


図-19 動的解析モデル

橋軸直角方向の μ_r , k_{hc1} の算出結果を図-17 に示す。
 k_{hc1} は P1・P6, P2・P5, P3, P4 でそれぞれ 0.57, 0.47, 1.28, 0.71 となる。以上より、変形性能を考慮して算出された k_{hc1} は被災の大きかった P5 で最小となることがわかる。

さらに、本橋梁の最寄りの地震動を変換した加速度応答スペクトルと橋脚の橋軸直角方向の固有周期の関係を図-18 に示す。図中には道路橋示方書 V 耐震設計編タイプ II の I 種地盤の地震動のスペクトルも同時に示している。ここで、橋脚の固有周期は基礎地盤の変形の影響を無視して算出した。各橋脚の固有周期と応答加速度を表-2 に示す。

表-2 橋脚の固有周期と応答加速度

下部工名称	固有周期 (sec)	応答加速度(gal)	
		K-NET 長岡 TR	K-NET 長岡支所 TR
P1・P6	0.52	390	1520
P2・P5	0.62	310	1370
P3	0.31	1200	2330
P4	0.50	420	1600

各橋脚の固有周期に対する応答加速度 S_d (gal) から、仮に橋の位置でこの地震動が生じたとして、地震動によって橋脚に作用したと考えられる弾性応答震度 k_{hc2} を式(3)により算出した。さらに、断面を曲げ破壊型と仮定した場合の応答塑性率 μ_r を式(4)により算出した。

$$k_{hc2} = \frac{S_d}{980} \quad (3)$$

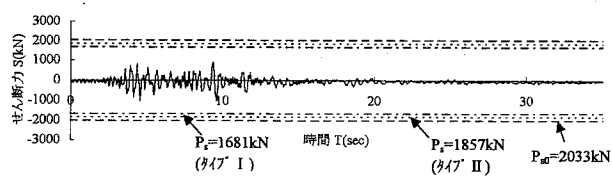
$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{k_{hc2} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \quad (4)$$

ここに、 W は等価重量、 P_a は段落し位置 2 での終局水平耐力 P_u である。

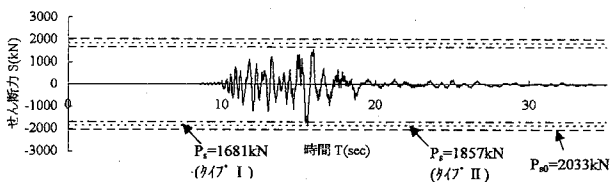
橋軸直角方向の k_{hc2} , μ_r の算出結果を図-17 にあわせて示す。これより、観測点の地震動が橋脚に作用したことによって生じる応答塑性率 μ_r は、K-NET 長岡では P1・P6 で 1.21, P2・P5 で 1.08, P3 で 2.65, P4 で 1.26 となり、全ての橋脚で μ_r 以内になる。一方、K-NET 長岡支所では P1・P6 で 11.23, P2・P5 で 11.81, P3 で 8.60, P4 で 11.47 となり、全ての橋脚で μ_r を超過する。超過の程度は、P1・P6 で 5.8 倍, P2・P5 で 6.7 倍, P3 で 3 倍, P4 で 4.5 倍となっている。これは、K-NET 長岡支所の観測点記録は、0.7 秒以下の構造物に対して 1000~2500gal を超える応答加速度を有する地震動であり、本橋の橋脚の固有周期に対する応答加速度が、K-NET 長岡よりも 2~4 倍程度大きかったためである。以上より、観測地点の地震をそのまま本橋の地点に用いるだけでは被災を説明できなかった。

4. 動的解析

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ため、本橋梁の橋軸直角方向の

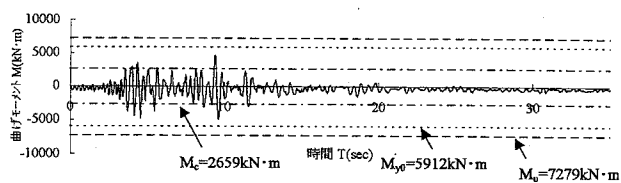


(1)K-NET長岡(変換後)

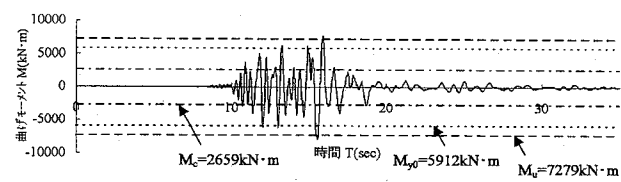


(1)K-NET長岡支所(変換後)

図-20 せん断力時刻歴波形図

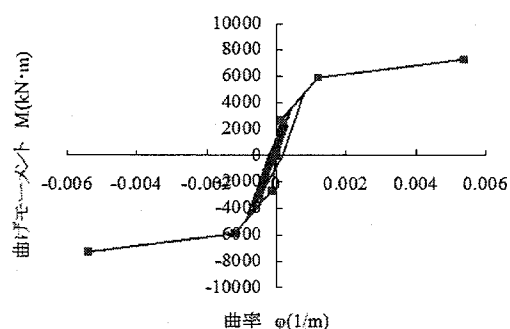


(2)K-NET長岡(変換後)

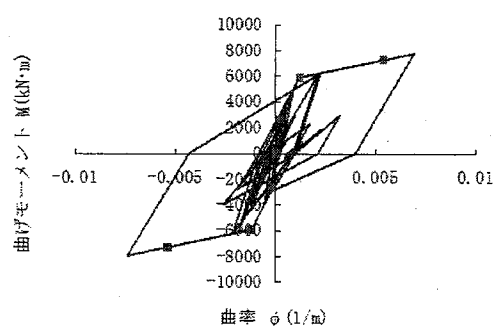


(2)K-NET長岡支所(変換後)

図-21 曲げモーメント時刻歴波形図



(1)K-NET 長岡(変換後)



(2) K-NET 長岡支所(変換後)

	M(kN·m)	φ(1/m)
ひびわれ	2658.55	0.0001338
初降伏	5911.85	0.0012002
終局	7278.72	0.0053846

図-22 P5 上側段落し位置の履歴

応答を解析対象とすることとし、最寄りの強震記録であるK-NET長岡観測点記録および長岡支所観測点記録を橋軸直角方向に変換した図-4、8に示す地震動を入力地震動として動的解析を行った。図-19に解析モデルを示す。上部構造は線形はり要素、RC橋脚は基部の塑性ヒンジ区間は非線形回転ばね(M-θモデル)、これ以外の柱部は非線形はり要素(M-φモデル)でモデル化した。橋台は線形はり要素とした。支承部は橋軸直角方向、橋軸回り、鉛直軸回りを拘束した。基礎は地盤情報の制約から固定とした。減衰はRayleigh減衰で与えた。各部材の減衰定数は、上部構造2%、RC橋脚2%、橋台5%、支承0%、基礎0%とした。

本橋梁において最も被害が大きかったP5の上側段落し位置の応答せん断力、応答曲げモーメントの時刻歴波形図を図-20、21に示す。また、曲げモーメントと曲率の履歴を図-22に示す。図-20よりK-NET長岡(変換後)で解析した最大応答せん断力は1044kNとなり、タイプIのせん断耐力1681kNを超

過しない。K-NET長岡支所(変換後)で解析した場合は1804kNとなり、タイプIのせん断耐力を超過するが、タイプIIのせん断耐力未達となる。図-22よりK-NET長岡(変換後)で解析した最大応答曲げモーメントは4915kN・mとなり、弾性域におさまる結果となる。K-NET長岡支所(変換後)で解析した場合は7934 kN・mとなり終局限界を超過する。鉄筋コンクリート橋脚の終局限界とは、かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が座屈する程度の損傷が生じる直前の状態であると考えられる¹⁾。実際のP5の被災状況から推測すると、上側段落し位置では終局限界に達する程度の応答が生じていたと考えられる。本解析結果より、K-NET長岡支所(変換後)のような強い地震動が作用したと考えられる。また、K-NET長岡支所(変換後)で解析した場合は、P5以外のP1、P2、P3、P4、P6においても段落し位置が塑性化し、さらにP2、P3、P4では終局限界を超える応答を示したことより、本橋の被災状況を十分に再現することはできなかった。

5. まとめ

本論文では、2004年新潟県中越地震によって被災した橋梁の被災状況の検討、分析を行った。本検討結果をまとめると以下の通りである。

(1)橋脚各断面および支承の耐荷力に対する震度は、支承の降伏震度が一番大きく、次いで柱基部、段落し位置1、段落し位置2の順になっており、柱上側の段落し位置の耐力が低かった。被害の一番大きかったP5の上側段落し位置の k_{mp} は全ての橋脚の断面の中で最小であった。

(2)観測された地震動から静的解析、動的解析を用いて本橋梁の被災状況の分析を試みたが、実際の損傷と一致する結果を得ることができなかった。これは、本橋梁と観測された地震動までの距離が6km程度あるため、地震動データが必ずしも本橋梁に作用した正確な地震を表しているとは限らないことが大きな理由と考えられる。

7. 謝辞：強震記録は、独立行政法人防災科学技術研究所が運用しているK-NETの情報を利用させて頂きました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) (社) 日本道路橋会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所，独立行政法人建築研究所：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
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：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
- 4) (財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.4