

東北地方太平洋沖地震動によるゴム分散支承を有する橋梁 の耐震性の一考察および補強検討

安 同祥¹・清宮 理¹

¹正会員 工博 早稲田大学 理工学術院（〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1 51号館16F-01）

1. まえがき

2011年3月11日14時46分頃三陸沖を震源とするマグニチュード9.0の巨大地震が東北地方を中心に東日本を襲った。この地震は大きさ約500km×200kmのプレート境界型低角逆断層の破壊によるもので、地震の持続時間が300秒で、記録した最大加速度が2700galに達した。死者・行方不明者を2万4千人以上出したこの地震は東日本に未曾有な被害を与えた。筆者らは地震後4月と6月に2回渡って被災地土木構造物の被害調査を行った。この地震、地震による津波が道路、鉄道などの交通網に多大な影響を与えた。川島らの調査報告書¹⁾によれば今回の地震による橋梁の被害がa) 平成2年以後の地震保有水平耐力法或いはこれと同様な考え方で設計された橋梁の被害が著しくない；b) 平成2年以後の地震保有水平耐力法或いはこれと同様な考え方で設計された橋梁について積層ゴム支承採用されたケースが多く、積層ゴム支承のサイドストッパー、ピンの等の破断があるがゴム支承本体の破断については少なかった という特徴を有している。この地震記録は現設計基準とかなり性質の異なる波形であり、積層ゴム支承本体の破断例もいくつかの報告があり、本文ではこの地震で記録した地震動を用いて、平成8年版の「道路示方書・同解説」²⁾によって設計された分散支承を有する橋梁の応答特性・耐震性能などを考察した。調査結果として、対象橋梁のゴム支承の変位・柱の耐力および残留変位などの耐震性能が現行設計基準の要求性能に満たしていなかった。そこで、グラウンドアンカーなどの工法を用いて耐震補強の検討を行った。

2. 対象橋梁

検討に用いた橋梁は「道路橋の耐震設計に関する資料」³⁾に示された計算例とした。本橋はB種橋で、地域区分はA地域に属する。上部構造は5径間（5×40m）連続鋼I桁で、支承はBタイプのゴム沓である。支承の水平方向の支持条件については、橋軸方向はすべて弾性支持で、橋軸直角方向の橋台は固定で橋脚はすべて弾性支持である。橋台は逆T式で、橋脚は矩形断面（2.20×5.00m）の柱を有する張出し式で、基礎はφ1200の場所打ち杭（L=12.0m）からなる。耐震設計上の地盤種別はⅡ種である（ $T_G=0.304s$ ）。図-1は対象橋梁を示す。上部構造の全重量は31,400kNである。下部構造コンクリートの設計強度は21MPaで、鉄筋はSD295である。柱の主鉄筋はD32で橋軸方向が2段、直角方向が1段である。帯鉄筋はD16ctc150で、拘束筋有効長は橋軸方向が1.00mで、直角方向が0.88mある。図-2は柱の配筋要領図を示す。柱の配筋はレベル2保有水平耐力法によって決定された（曲げ破壊型でP1橋脚の耐力 $Pa/k_{he}W$ について、橋軸方向Type1- $k_{he}=0.45:0.73$, Type2- $k_{he}=0.57:0.93$, 橋軸直角方向Type1- $k_{he}=0.54:0.40$, Type2- $k_{he}=0.70:0.52$ 。残留変位 δ_r/δ_{ra} について、橋軸方向Type1:0.10, Type2:0.74, 橋軸直角方向Type1:0, Type2:0.05）。積層ゴム支承について、橋台では平面寸法が55cm×55cm（有効面積53cm×53cm）で、支承厚が7層×2.4cm=16.8cmである。橋脚では平面寸法が70cm×70cm（有効面積68cm×68cm）で、支承厚が4層×2.4cm=9.6cmである。P1橋脚支承の形状はレベル2地震時橋軸方向のせん断ひずみと局部せん断ひずみによって決定された（ $k_{he}=0.78$, $k_v=0.47$, $\gamma=2.14 < \gamma_a=2.5$, $\gamma_{te}=3.21 < \gamma_{tea}=4.17$ ）。

3. 検討用地震動

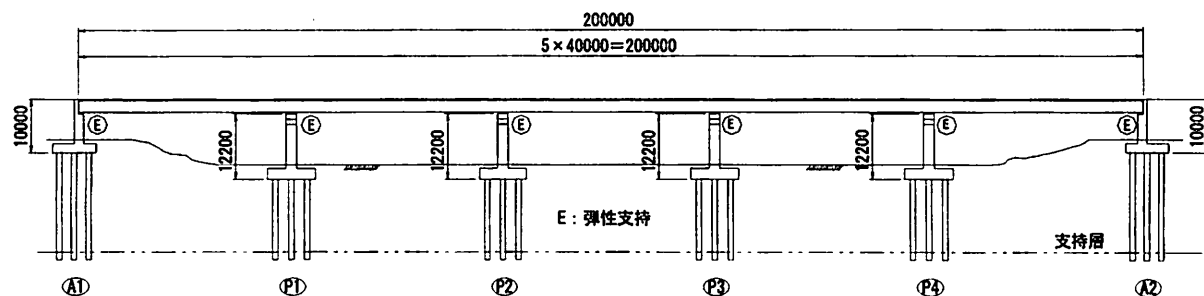


図-1 対象橋梁

K-NET, KiK-netの観測地点の内、耐震設計上Ⅱ種地盤（ $0.2s \leq T_G < 0.6s$ ）となる地点で観測した東北地方太平洋沖地震の主な地震動記録⁴⁾（加速度3成分合成最大値が500gal以上）を表-1に示す。ここに、地盤の特性値 $T_G(s)$ は次式²⁾によって算出した。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (1)$$

H_i は i 層目表層地層の層厚(m)， V_{si} は i 層目表層地層

のせん断弾性速度(m/s)．地盤の観測点塩竈で記録した加速度の3成分合成最大値が2019galに達している．図-3は表-1に示す主な加速度記録と「道路橋示方書・同解説」（Ⅴ 耐震編）に示す動的解析用1968年日向灘地震時板島橋周辺地盤上の直角方向成分（Ⅱ種地盤-タイプⅠ，以下ITAJIMA BRG-TRと称す），1995年兵庫県南部地震時大阪ガス葺合で記録した地震波形（Ⅱ種地盤-タイプⅡ，以下OSGAS Fukiaiと称す）の応答スペクトル（減衰5%）である．

「道路橋示方書・同解説」に示す動的解析用波形に比べ，2011東北地方太平洋沖地震による地震動の多くは短周期領域（0.8s以下）で卓越しているが，周期1s前後でMYG013-仙台のNS成分（以下MYG013NSと称す）およびMYG006-古川のNSとEW（以下それぞれMYG006NSとMYG006EWと称す）両成分の応答スペクトルがタイプⅠITAJIMA BRG-TRの方を上回っており，特にMYG006EWの応答スペクトルが1.5s付近でタイプⅡのOSGAS Fukiaiの方に近づいている．ここで橋梁構造物に最も影響を与えと考えられるMYG013NS，MYG006NSおよびMYG006EWを用いて対象橋梁の振動特性と耐震性能を検討した．図-4は検討用地震動を示す．波形は間隔が50秒ある2つの主要動からなっており，一つ目の主要動の最大加速度が1392gal（MYG013NS），359gal（MYG006 EW）と434gal（MYG006 NS）で，二つ目の方が1517gal（MYG013NS），571gal（MYG006EW）と444gal（MYG006 NS）である．

また，比較するために現道路橋設計用レベル2タイ

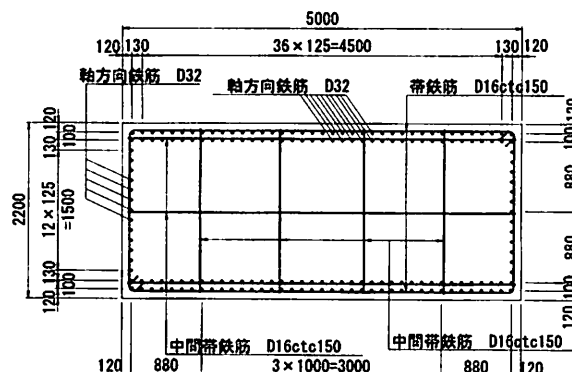


図-2 柱配筋要領図

表-1 主な地震動記録

観測点コード	観測点名	最大加速度	地盤特性値	震央距離
		(gal)	T_G (s)	(km)
MYG012	塩竈	2019	0.48	163
IBR003	日立	1845	0.31	258
MYG013	仙台	1808	0.32	170
IBR013	鉾田	1762	0.28	301
TCG009	今市	1444	0.36	317
IBR004	大宮	1312	0.23	277
TCGH16	芳賀	1197	0.44	301
FKS018	郡山	1111	0.35	234
CHB007	佐倉	1054	0.40	353
IBR005	笠間	996	0.30	301
FKSH19	都路	859	0.33	201
IBR006	水戸	851	0.27	287
IBRH11	岩瀬	829	0.41	309
IWT007	釜石	742	0.25	156
MYG007	豊里	695	0.29	151
FKS017	須賀川	684	0.39	238
FKS001	相馬	683	0.25	174
IBR018	鹿嶋	658	0.39	308
FKS006	葛尾	634	0.28	197
MYG006	古川	586	0.38	174
IBR007	那珂湊	585	0.31	279
FSKH18	三春	578	0.26	216
IBRH13	高萩	556	0.24	249
IBR017	江戸崎	553	0.37	329
IBR014	土浦	534	0.41	327
IBR016	取手	518	0.42	349

Ⅱ 地震動（ITAJIMABRG-TR）とタイプⅡ地震動（OSGAS Fukiai）による応答値も求めた。

4. 検討方法

対象橋梁は杭基礎と地盤から求めた集約ばねで支

持するフレームにモデル化した。上部構造が線形梁要素に、ゴム支承が線形ばねに、柱が非線形梁要素にモデルした。柱の曲げ非線形特性について、一般部は $M \sim \phi$ 、付け根部は $M \sim \theta$ によって考慮した。検討は非線形動的解析法によって求めた応答値にて行った。解析はNew- β ($\beta=0.25$) 法によって時刻歴直接積分で行った。減衰がひずみエネルギー比例～レイリ型とした。

5. 現況での検討

(1) 振動特性

構造系の1次振動モードはゴム支承の橋軸方向の変形が卓越で上部構造の橋軸方向の振動であって、周期が1.15sである。2次振動モードは橋脚のゴム支承の橋軸直角方向の変形が卓越で上部構造の面外方向の1次曲げ振動であり、周期が1.04sである。3次モードも橋脚のゴム支承の橋軸直角方向の変形が卓越であるが、上部構造の面外方向の2次曲げ振動で周期が0.58sである。4次振動モードは上部構造の鉛直方向の振動で周期が0.43sである。橋脚の橋軸方向の1次振動モードが卓越する時の構造系の周期が0.23sである。橋脚の橋軸直角方向の1次振動モードが卓越する時の構造系の周期が0.21sである。レイリ減衰係数を算出する際に橋軸方向の解析においては構造系の1次振動モードと橋脚の橋軸方向の1次振動モードが卓越する時の構造系の振動モードとした。

(2) 上部構造の応答値

例として橋軸方向の結果を示す。図-5はMYG006EW、MYG006NSとMYG013NSによる上部構造の応答変位である。入力波形と同様に上部構造の応答波形も2つの主要動からなっており、後半の応答値が前半の方より大きくなっている。これは後半の主要動の周波数が構造物の卓越周期に近いからである。上部構造の最大応答変位についてMYG006EW、MYG006NSとMYG013NSがそれぞれ0.39m、0.31mと0.31mであった。一方、地震動タイプIのITAJIMA BRG-TRの最大応答変位が0.28mで、地震動タイプIIのOSGAS Fukiaiの最大応答変位が0.49mであった(図-13参照)。検討用東北地方太平洋沖地震の波形による上部構造の最大応答水平変位の最大値が地震動タイプIのITAJIMA BRG-TRの方より1.39倍大きくなったが、地震動タイプIIのOSGAS Fukiaiの方より0.8倍小さくなった。図-6は検討用東北地方太平洋沖地震の波形による上部構造の応答水平加速度を示す。MYG006EW、MGY006

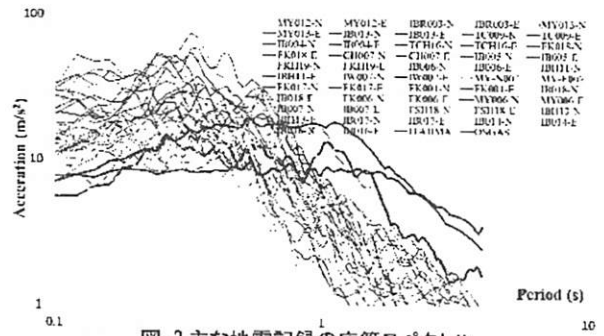


図-3 主な地震記録の応答スペクトル

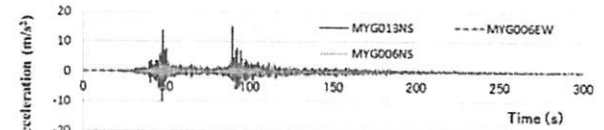


図-4 検討用地震動

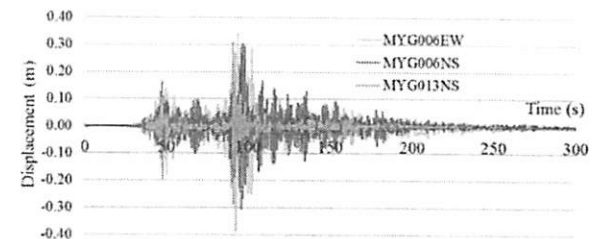


図-5 上部構造水平変位

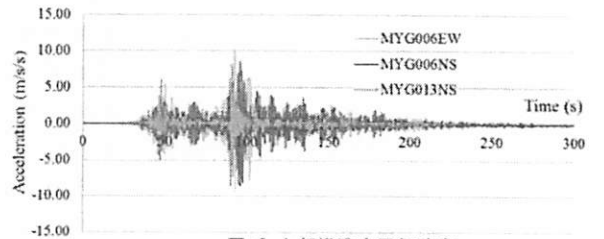


図-6 上部構造水平加速度

NSとMYG013NSによる水平加速度の最大応答値がそれぞれ 10.30m/s^2 、 8.59m/s^2 と 8.56m/s^2 であった。タイプI地震動のITAJIMA BRG-TRとタイプII地震動のOSGAS Fukiaiによる最大加速度はそれぞれ 7.53m/s^2 と 13.49m/s^2 であった(図-15参照)。検討用東北地方太平洋沖地震動による最大応答加速度(10.30m/s^2)がタイプI地震動のほうより1.37倍大きくなったがタイプII地震動の方より0.76程度小さくなった。対象橋梁の上部構造の最大応答値について、検討用東北地方太平洋沖地震動による結果が現設計用タイプI地震動の方より大きくなっているがタイプII地震動の方より小さくなっている。

(3) 耐震性能について

耐震性能は積層ゴム支承のせん断ひずみ、橋脚柱下端塑性ヒンジの回転角、せん断力および残留変位に着目して検討する。

a. 積層ゴム支承のせん断ひずみ：表-2は積層ゴム

支承の最大せん断ひずみを示す。タイプⅠ地震動のITAJIMA BRG-TRによるゴム支承のせん断が160%（A1橋台）と205%（P1橋脚）で、設計制限値の250%以内であった。MYG006NSとMYG013NSによるA1橋台、P1橋脚ゴム支承のせん断ひずみがそれぞれ180%、233%と181%、232%であって、ITAJIMA BRG-TRの応答値を1割以上超えたが設計制限値以下であった。MYG006EWによるA1橋台のゴム支承のせん断ひずみが226%で、制限値以下であったが、P1橋脚のゴム支承のせん断ひずみが275%に達し制限値の250%を超えた。東北地方太平洋沖地震に対してゴム支承の変形性能は設計上の要求性能に満たさなかった。地震動タイプⅡのOSGAS Fukiaiによるゴム支承のせん断ひずみが285%（A1橋台）、363%（P1橋脚）で、検討用東北地方太平洋沖地震の波形によるものよりも大きな結果となっており、設計制限値を満足していなかった。対象橋梁は保有水平耐力法にてされたもので動的解析は実施していなかった。保有水平耐力法によって設計された積層ゴム支承の橋梁の耐震性能について動的解析法によって照査する必要があると言える。

b. 橋脚柱の応答値：図-7はP1橋脚柱下端塑性ヒンジ部のM～θ履歴図を示す。すべての検討地震動に対しても柱が降伏した。ITAJIMA BRG-TRの最大応答回転角が2.10mradに対してMYG006EWの方が5.02mrad、MYG006NSの方が2.90mrad、MYG013NSの方が2.75mradであった。しかし、タイプⅠ地震動の制限値の5.91mrad以下であった。ITAJIMA BRG-TRの応答値に比べてMYG006EW、MYG006NSとMYG013NSの方がそれぞれ2.39倍、1.38倍と1.31倍大きくなった。OSGAS Fukiaiによる柱の最大回転角が7.34mradで、MYG006EWの方より1.46倍大きかったが、タイプⅡ地震動の制限値の16.67mrad以下であった。柱のせん断力について、MYG006EW、MYG006NS、MYG013NSおよびITAJIMA BRG-TRの応答値がそれぞれ7137kN、5730kN、5795kNおよび5714kNであった。せん断耐力について、タイプⅠ地震動とタイプⅡ地震動がそれぞれ6460kNと7210kNであって、MYG006EWの最大せん断力がタイプⅡ地震動の制限値を満足しているがタイプⅠ地震動の制限値を1割程度上回った。一方、OSGAS Fukiaiによる最大せん断力が8549kNでタイプⅡ地震動のせん断耐力を2割弱大きくした。

c. 残留変位：橋脚の残留変位 δ_R が次式²⁾によって算出した。

$$\delta_R = C_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y \tag{2}$$

表-2 積層ゴム支承のせん断ひずみ（現況）

地震入力	水平変位 (m)		せん断ひずみ (%)	
	A1橋台	P1橋脚	A1橋台	P1橋脚
MYG006EW	0.380	0.264	226%	275%
MYG006NS	0.302	0.224	180%	233%
MYG013NS	0.304	0.223	181%	232%
ITAJIMA BRG-TR	0.269	0.197	160%	205%
OSGAS Fukiai	0.479	0.348	285%	363%

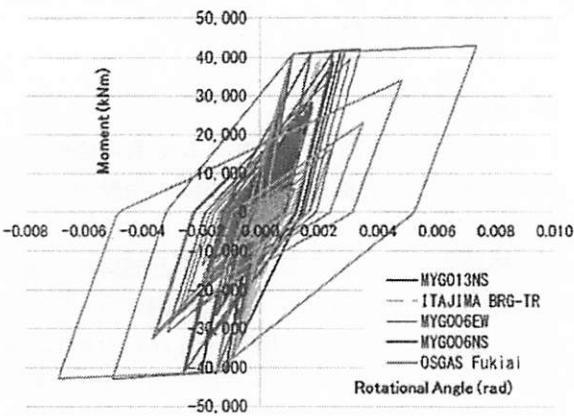


図-7 柱下端M～θ

ここに、 C_R は残留変位補正係数で0.6とした（RC構造）。 r は橋脚の降伏剛性に対する降伏後の2次剛性比で0とした（RC構造）。 δ_y は橋脚の降伏変位で0.0349mであった。 μ_r は橋脚の最大応答塑性率で次式によって算出した。

$$\mu_r = \delta_{max} / \delta_y \tag{3}$$

ここに、 δ_{max} は橋脚天端と柱下端の相対変位の最大値であった。

ITAJIMA BRG-TRによるP1橋脚の残留変位が0.019 mで、MYG006EW、MYG006NSとMYG013NSによる残留変位がそれぞれ0.093m、0.026mと0.025mであった。検討用東北地方太平洋沖地震の波形による橋脚の残留変位の最大値（MYG006EW）がタイプⅠ地震動のITAJIMA BRG-TRの方より5倍弱大きくなっていたが、残留変位の制限値0.100m（H/100）に満足していた。タイプⅡ地震動のOSGAS Fukiai入力による残留変位が0.128mで残留変位の制限値の0.100mを超えた。

検討用東北地方太平洋沖地震の波形MYG006NSとMYG013NSによる対象橋梁の応答値が現設計用タイプⅠ地震動のITAJIMA BRG-TRの方より1～4程度大きくなったが、設計制限値には超えなかった。MYG006EWによる支承の変位、柱のせん断力（タイプⅠ地震動に対して）が本橋の耐震設計上の制限値を上回った。但し、検討用東北地方太平洋沖地震

の波形により応答値がタイプⅡ地震動のOSGAS Fukiaiによるものを下回っていた。また、対象橋梁は保有水平耐力法（静的照査法）によって設計されたもので、動的解析法による照査が実施されていなかった。タイプⅡ地震動のOSGAS Fukiaiに対して耐震性能が要求性能に満たしていなかった。

検討用東北地方太平洋沖地震動についてMYG013NSの最大加速度がMYG006EWの方より2.5倍以上も大きかったが、本橋においてMYG006EWの応答値がMYG013NSの方より上回って、構造物の耐震性能まで影響を与えた。地震入力加速度応答スペクトル（図-3参照）によれば、MYG013NSが1.1 s以下の周期領域で卓越するが、1.1 s以上の周期領域ではMYG006EWの方が卓越する。本橋の一次振動モードの固有周期が1.15sで、MYG013NSとMYG006EWの応答スペクトルがそれぞれ10.31m/s²と12.68m/s²であった。柱のひび割れ、降伏によって構造物の固有周期が長くなる。柱の降伏によって本橋の一次振動モードの固有周期の1.20 sに対して、MYG013NSとMYG006EWの応答スペクトルがそれぞれ8.54m/s²と12.03m/s²になり、本橋の応答値について最大加速度大きなMYG013NSよりMYG006EWの方から求めた値が大きくなることがわかる。また、検討用東北地方太平洋沖地震の加速度応答スペクトルが本橋の卓越振動周期領域においてタイプⅡ地震動のOSGAS Fukiaiの方とタイプⅠ地震動のITAJIMA BRG-TRの方の中間にあって、構造物の応答値もOSGAS Fukiaiによる求めた方より小さくITAJIMA BRG-TRによる求めた方より大きくなっていた。

MYG013NS、MYG006NSによる固有周期が1s以上のゴム分散支承橋梁への影響が限定的だがMYG006EWによる影響が大きく、構造物の要求耐震性能まで影響する可能性がある。また、保有水平耐力法（静的照査法）によって設計された積層ゴム支承の橋梁の耐震性能について動的解析法によって照査する必要がある。

6. 補強工法—グラウンドアンカー工法

現況の照査では対象橋梁の耐震性能が現行設計基準に要求された耐震性能に満たしていなかった。ここで補強検討を行う。橋梁の耐震補強において、RC・鋼鉄・CFRPなどの巻立て工法を用いて下部構造の耐力を高めるのが一般的であるが、これらの工法は柱の耐震性を向上すると同時に、基礎構造に更なる負担をかけるケースが多い。また、今回RC巻立て工法による検討を行ったが下部構造の耐震性

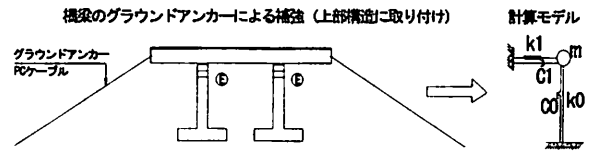


図-8 橋梁のグラウンドアンカーによる補強—上部構造に取り付け
能の向上に対しては有効であったが、支承の耐震性能の改善には効かなかった。対象橋梁の耐震性能は積層ゴム支承と橋脚の柱を含む構造全体的にアップする必要がある。グラウンドアンカーを利用して橋梁を補強する場合、PCケーブルで橋脚とグラウンドアンカーをつないで橋脚に作用する地震荷重をアンカーによって地盤に伝達し、橋梁の耐震性能の向上に有効であることが数値解析⁵⁾によって検証された。橋梁の上部構造とグラウンドアンカーの間にPCケーブルで連結した場合、上部構造の慣性力の一部がアンカー経由で直接地盤へ伝達するため、橋梁全体の耐震性能の向上を図られると考えられる。ここで、対象橋梁に対して動的解析法にてグラウンドアンカーの橋梁全体の耐震性能の改善への有効性について検討した。

橋梁のグラウンドによる補強でPCケーブルが上部構造に取り付けた場合の概要は図-8に示す。構造系の全質量を上部構造の重心位置に置き換え、振動系を1自由度系に単純化することができる（図-8の右側参照）。支承・橋脚・基礎構造物の剛性を k_0 、減衰係数を c_0 、補強PCケーブル・グラウンドアンカーの剛性を k_1 、減衰係数を c_1 とした場合1自由度系の振動方程式は次式によって表せる。

$$m\ddot{x} + (c_0 + c_1)\dot{x} + (k_0 + k_1)x = m\ddot{x}_0 \quad (4)$$

ここに、 m は構造系の質量で、 x は相対水平変位で、 x_0 は地盤変位である。

地盤変位（地震動）が $x_0 = A_0 \cos \omega t$ とした場合、自由振動の影響を無視すれば構造系の相対変位 x が次式になる。

$$x = A_0 L_r \cos(\omega t - \phi) \quad (5)$$

変位応答倍率 L_r は次式から得られる。

$$L_r = \frac{(\omega / \omega_r)^2}{\sqrt{\{1 - (\omega / \omega_r)^2\}^2 + 4h_r^2 (\omega / \omega_r)^2}} \quad (6)$$

ここに、補強後構造系の円振動数 $\omega_r = \sqrt{(k_0 + k_1)/m}$ 、減衰定数 $h_r = (c_0 + c_1)/\{2\sqrt{(km)}\}$

補強前後変位応答倍率の比は次式で算出する。

$$L_r / L_0 = (\omega_0 / \omega_r)^2 \frac{\sqrt{\{1 - (\omega / \omega_0)^2\}^2 + 4h_0^2 (\omega / \omega_0)^2}}{\sqrt{\{1 - (\omega / \omega_r)^2\}^2 + 4h_r^2 (\omega / \omega_r)^2}} \quad (7)$$

橋梁部材に作用する荷重はばね k と変位 L の積で求められるので、補強効果は変位応答倍率の比 (L_r/L_0) によって概略検討できる。図-9は補強前後減衰定数を共に5%とした場合の変位応答倍率比を示す。入力波の振動数が構造系の固有振動数より大きくなった場合は補強効果があまり期待できず、特に、 $\omega/\omega_0(\omega_r)=1.0$ (共振点) ~ 1.4 区間では補強後の応答値が大きくなっている。但し、入力波の振動数が構造系の固有振動数より小さい場合は補強効果が明確である。地震波入力について、高周波成分に対してあまり効果期待できないが低周波成分には効果が得られる。図-10は補強後構造系の減衰定数を5%から10% (PCケーブルと構造間或いはグラウンドアンカーとPCケーブル間にダンパーなどの設置によって得られる) にした場合の変位応答倍率比を示す。減衰定数を上げることによって低周波分に対する補強補強効果小さくなるが高周波分からの影響が抑えられ、全体的補強効果が大きくすることができる。

7. グラウンドアンカー工法の補強効果

(1) 補強概要

図-11は補強概要図を示す。上部構造の両桁端とグラウンドアンカー (F310TA 一片側10本: 斜角 30°) の間に19 ϕ 12.4のPCケーブルで連結して補強する。計算上PCケーブルは圧縮力を抵抗しない弦要素にモデル化する。

補強することによって構造系の剛性が大きくなり、橋軸方向の1次振動モードの周期が1.15sから0.93sに短くなった。その他の振動モードについて変化は殆どなかった。

(2) 上部構造の応答値

現況で応答値が大きかったMYG006EWとOSGAS Fukiaiによる結果を紹介する。図-12はMYG006EWによる上部構造の水平変位の時刻歴である。上部構造現況での最大水平変位が0.39mでしたが、補強によって最大水平変位が0.20mとなり、5割弱減少した。図-13はMYG006EWによる上部構造水平加速度の時刻歴を示す。補強後上部構造の最大応答水平加速度

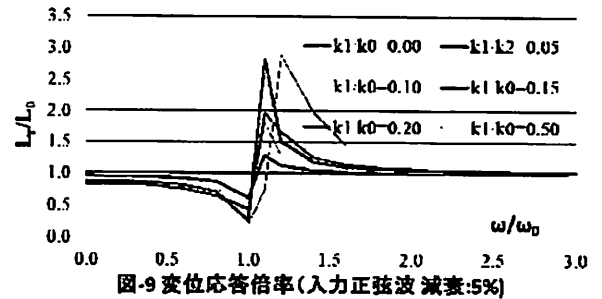


図-9 変位応答倍率(入力正弦波 減衰:5%)

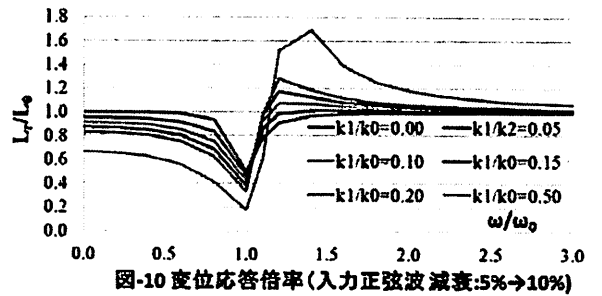


図-10 変位応答倍率(入力正弦波 減衰:5%→10%)

が 8.90m/s^2 であって、現況での最大応答値 (10.30m/s^2) より15%程度小さくなった。図-14はOSGAS Fukiaiによる上部構造の水平変位を示す。上部構造現況での最大水平変位が0.49mで、補強後最大水平変位が0.35mまで減少した。補強によってOSGAS Fukiaiから求めた上部構造の最大応答水平変位が27%程度低減した。図-15はOSGAS Fukiaiによる上部構造の応答水平加速度時刻歴を示す。現況での最大応答値 (13.50m/s^2) に対して補強後の最大応答値 (14.81m/s^2) が9%程度大きくなった。

補強後構造系の剛性の増加によって上部構造の水平応答加速度が増大したケースもあったが、応答水平変位が大きく減少した。

(3) 耐震性能について

a. 積層ゴム支承のせん断ひずみ: 補強後MYG006EWによるA1橋台ゴム支承の応答水平変位が0.189mで、P1橋脚支承の変位が0.139mであった。支承のせん断ひずみについて、A1橋台とP1橋脚がそれぞれ113%と146%であって、現況での226%と275%より5割程度低減し、制限値の250%を満たした。OSGAS Fukiaiによるゴム支承の変位について、A1橋台が0.343mで、P1橋脚が0.238mであった。A1支承のせ

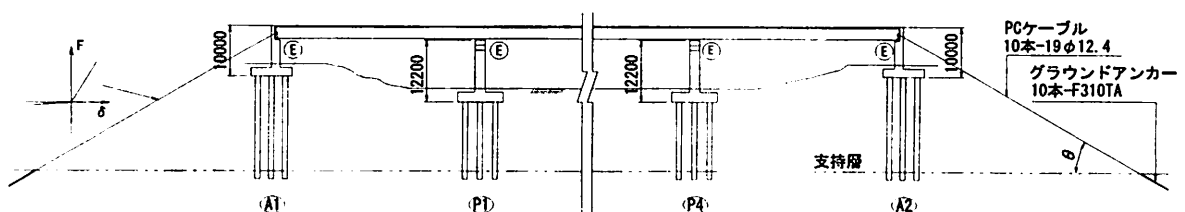


図-11 グラウンドアンカーによる補強概要

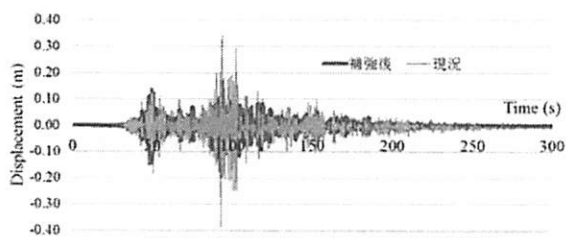


図-12 MYG006EWによる上部構造水平変位

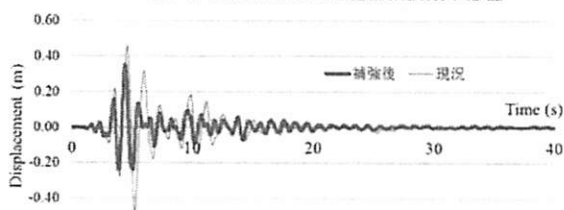


図-13 OSGAS Fukiaiによる上部構造水平変位

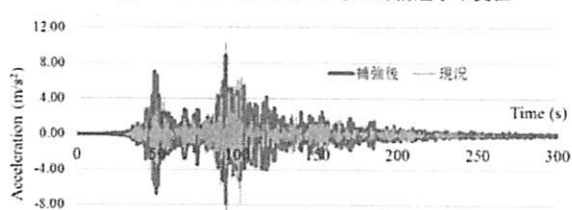


図-14 MYG006EWによる上部構造水平加速度

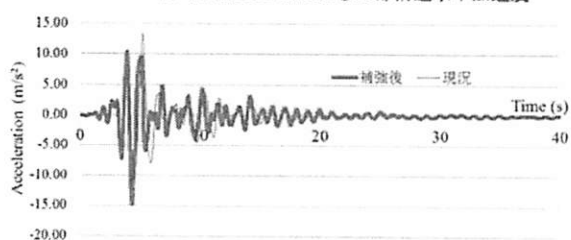


図-15 OSGAS Fukiaiによる上部構造水平変位

ん断ひずみが204%で、現況での285%より28%程度低減した。P1橋脚のせん断ひずみが248%で、現況での363%より32%低減した。補強後のせん断ひずみが制限値の250%以内に収まった。

b. 橋脚柱の応答値：MYG006EWによる柱下端塑性ヒンジ部の $M \sim \theta$ は図-16に示す。最大回転角について、現況での応答値が5.02mradでしたが補強後は1.02mradまでに80%低減した。柱が降伏せずひび割れ状態に止まっていた。図-17はOSGAS Fukiaiによる柱塑性ヒンジ部の $M \sim \theta$ 履歴である。現況で塑性ヒンジ部の最大回転角が7.34mradでしたが、補強後4.44mradまでに40%低減した。柱のせん断力について、MYG006EWによる現況での最大応答値が7137kNでしたが、補強によって最大応答値が4497kNまでに37%低減した。柱のタイプI地震動のせん断耐力の6460kN以下になった。OSGAS Fukiaiによる補強後柱の最大せん断力が6834kNで、現況での応答値(8549kN)の80%までに低減し、タイプII地震動のせん断耐力(7210kN)以内に収まった。グラウンドアンカーにて補強することによって柱塑性

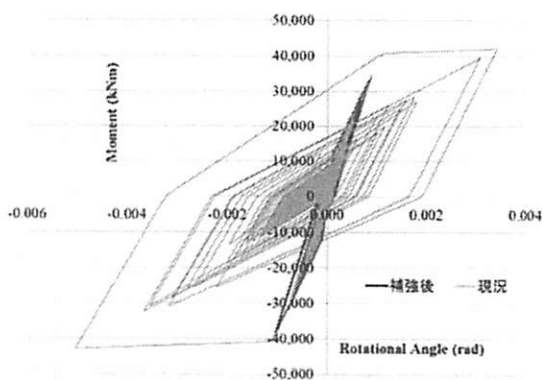


図-16 MYG006EWによる柱下端 $M \sim \theta$

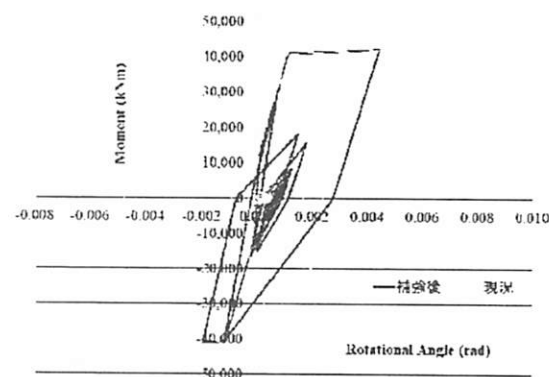


図-17 OSGAS Fukiaiによる柱下端 $M \sim \theta$

表-3 基礎反力 (単位: kN, kNm)

		MYG006 EW		OSGAS Fukiai	
		水平荷重	回転モーメント	水平荷重	回転モーメント
A1 橋台	現況 O	5761	27251	7782	34938
	補強後 R	4882	18134	8220	28842
	R/O	0.847	0.665	1.056	0.826
P1 橋脚	現況 O	8366	83867	10099	101320
	補強後 R	5903	53256	9883	84327
	R/O	0.706	0.635	0.979	0.832

ヒンジ部・せん断力の応答値が大幅低減し、耐震性能が大きく向上された。

c. 残留変位：MYG006EWによるP1橋脚現況での残留変位が0.093mでしたが、補強後の残留変位が0.007mまでに減少した。現況でタイプII地震動のOSGAS Fukiaiによる残留変位が0.128mで、残留変位の制限値の0.100mを超えたが、グラウンドアンカーの設置によって残留変位が0.043mになり、制限値以内に収まることができた。

d. 基礎反力：表-3は補強前後A1橋台とP1橋脚の基礎反力を示す。A1橋台について、MYG006EWによる現況で基礎の水平反力と回転モーメントがそれぞれ5761kNと27251kNmでしたが、補強によって水平反力と回転モーメントがそれぞれ4882kNと18134kNmまでに15%と33%低減した。OSGAS Fukiaiによる基礎の水平反力が現況では7782kNで、補強によって若干(6%弱)増加して8220kNになっ

たが、回転モーメントは現況での34938kNmから補強後の28842kNmまでに17%程度低減した。PI橋脚について、MYG006EWによる現況で基礎の水平反力と回転モーメントがそれぞれ8366kNと83867kNmでしたが、補強によって水平反力と回転モーメントがそれぞれ5903kNと53256kNmまでに29%と36%低減した。OSGAS Fukiaiによる基礎の水平反力が現況では10099kNでしたが、補強によって9883kNまでに低減した。回転モーメントは現況での101320kNmから補強後の84327kNmまでに17%程度低減した。グラウンドアンカーの導入によって殆どの基礎反力が低減されたことになり、基礎構造物に更なる負担がかかったことが分かった。

対象橋梁がグラウンドアンカーの設置によって上部構造・積層ゴム支承・橋脚柱の塑性ヒンジ・柱のせん断力・残留変位・基礎反力などの応答値が低減され、橋梁全体の耐震性能を向上された。

8. 結論

東北地方太平洋沖地震で耐震設計上Ⅱ地盤で観測された主な地震動記録を用いて、積層ゴム支承を有する橋梁の振動特性・耐震性能を動的解析法にて検討した。また、検討結果に踏まえて、グラウンドアンカー工法の橋梁の耐震性能の向上に関する有効性について数値解析法で検証した。本検討から以下の知見を見出した。

a. 東北地方太平洋沖地震で記録したⅡ種地盤上の地震動の最大加速（PGA）が大きく、殆どの波形の加速度応答スペクトルが0.8s以下で卓越するが、MYG006-古川、MYG013-仙台などの波形が1.0s以上でも大きな応答スペクトルを示している。

b. MYG006-古川とMYG013-仙台による対象橋梁の応答値が現耐震設計基準に示したタイプⅠ地震動によるものを上回り、構造物に被害を与える恐れがある。

c. 保有水平耐力法（静的照査法）で設計された積層ゴム分散支承を有する橋梁について動的解析法によっても照査する必要がある。

d. PCケーブルで上部構造とグラウンドアンカーを連結して橋梁を補強する場合、下部構造のみならず上部構造・支承などの応答値も低減することができ、基礎構造物にも更なる負担がかからなく橋梁全体の耐震性能を向上することができる。

参考文献

1) 土木学会東日本大震災被害調査団（地震工学委員会）

緊急地震被害調査報告書（<http://committees.jsce.or.jp/report/node/43>）

2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，H.14，3

3) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，H.9，3

4) 防災科学研究所，強震ネットワーク Kyoshin Net（<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/k-net>），基盤強震観測網 Kiban-Kyoshin Network (KiK-net)（<http://www.kik.bosai.go.jp/kik/>）

5) T. X An, O. Kiyomiya and T. V. Hung: Effect of earthquake-proof reinforcement by ground anchor and damper on an existing bridge with high pier, *The 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering (9USN/10CCEE), Toronto, Canada, 7, 2010*