

# 論文 GRS一体橋梁の動的解析における減衰設定に関する一考察

石川 太郎<sup>1</sup>・小島 淳<sup>2</sup>・陸 賢<sup>3</sup>・米津 薫<sup>4</sup>・玉井 真一<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 鉄道・運輸機構 北海道新幹線建設局 技術管理第一課  
(〒060-0002 札幌市中央区北二条西一丁目1番地 (マルイト札幌ビル))  
E-mail: ishikawa.tar-65ba@jrtr.go.jp

<sup>2</sup>正会員 八千代エンジニアリング株式会社 事業統括本部 国内事業部 構造・橋梁部 技術第三課  
(〒111-8648 東京都台東区浅草橋5-20-8 CSタワー)  
E-mail: jn-kojima@yachiyo-eng.co.jp

<sup>3</sup>非会員 八千代エンジニアリング株式会社 事業統括本部 国内事業部 構造・橋梁部 技術第三課  
(〒111-8648 東京都台東区浅草橋5-20-8 CSタワー)  
E-mail: sg-kuga@yachiyo-eng.co.jp

<sup>4</sup>正会員 株式会社コムスエンジニアリング (〒113-0023 東京都文京区向丘1-1-17タカサキヤビル6階)  
E-mail: yonetsu@comse.co.jp

<sup>5</sup>正会員 鉄道・運輸機構 設計部 (〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町6-50-1)  
E-mail: tamai.shi-8mi3@jrtr.go.jp

GRS一体橋梁は橋梁とセメント改良アプローチブロックが、補強材と砕石からなる緩衝層を介して一体化された複合構造物である。そのため地震時には橋梁、セメント改良アプローチブロック、緩衝層で動的相互作用があり、耐震設計の際にはこれらを一体でモデル化して応答値を算定することで合理的な設計が可能になると考えられる。しかしながら、現時点ではこれら各要素同士の動的相互作用および、それにより生じる減衰については十分に解明されていないという実態がある。このような状況を踏まえ、本論文では動的解析による地震応答値算定を行う際に設定する減衰定数の精緻化を目指し、緩衝層とアプローチブロックに付与する減衰定数を変えて非線形の動的解析を行い、橋梁全体系の減衰特性の変化を検討した。

**Key Words :** *geosynthetic-reinforced soil integral bridge, damping, buffer zone, approach block*

## 1. はじめに

GRS一体橋梁(図-1)は橋梁とセメント改良アプローチブロックが、面状補強材(ジオテキスタイル)と砕石からなる緩衝層を介して一体化された複合構造物である。そのため地震時には橋梁、セメント改良アプローチブロック、緩衝層で動的相互作用があり、これらを一体でモデル化して応答値を算定することで合理的な設計が可能になると考えられる。しかしながら、現時点ではこれら各要素同士の動的相互作用および、それにより生じる減衰については十分に解明されていないという実態がある。例えば、橋長が20mを超えるGRS一体橋梁のL2地震時の応答値の算定について、現行の設計・施工指針<sup>1)</sup>では、抗土圧橋台の非線形応答スペクトルを準用してよいこととしている。これは、GRS一体橋梁の実挙動として大き

な減衰が期待できることと、前述の非線形応答スペクトルが他の構造形式と比較してより大きな減衰を設定して作成されているものの、安全側となると考えられること

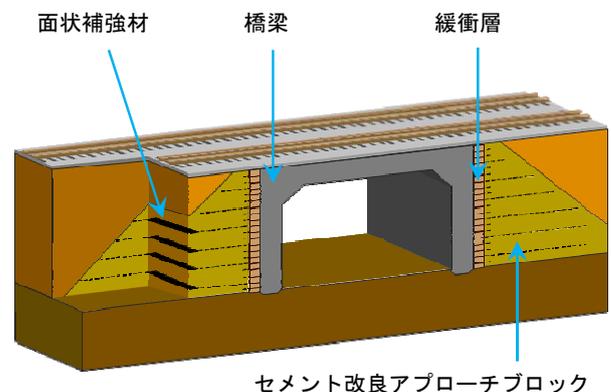


図-1 GRS 一体橋梁

によっている。このような状況を踏まえ、動的解析による地震応答値算定を行う際に設定する減衰定数の精緻化を目指した検討を行った。

## 2. 動的解析手法

### (1) 検討対象

GRS 一体橋梁 (図-1) の梁・ばねモデルにL2地震動を入力して線路方向の動的解析を実施した。今回の検討には、東北地方太平洋沖地震で被災した三陸鉄道北リアス線の復旧工事の際に設計・建設したハイペ沢橋梁 (図-2) の動的解析のモデル (図-3) を用いた。本橋梁は桁がSRCの下路桁構造、橋台・橋脚がRC構造であり、アンカービームにより上下部を一体化している。橋梁のモデル化は鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計<sup>2)</sup>およびそれに基づき部内で制定した手引き<sup>3)</sup>に拠り、SRC桁を線形部材、下部工を非線形の梁要素 ( $M-\phi$ )、基礎底面の回転抵抗を回転ばね ( $M-\theta$ ) でモデル化している。一方、緩衝層は非線形のばね要素 (骨格曲線がバイリニア型、履歴曲線が弾塑性型) でモデル化している。また、アプローチブロックは線形梁要素でせん断変形に対して剛体とし、底面の回転抵抗は地盤反力係数に基づき算定した回転ばねによりモデル化した。桁・橋台・橋脚・アプローチブロックの質量は各節点の分担長を算定し、それに応じて配分した。

入力地震動としては、鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計(H24)<sup>4)</sup>のスペクトルII (内陸活断層による地震) の基盤波 (耐震設計上の基盤面における地震動)

(図-4) を用いた。本来、構造物に入力する地震動は、表層地盤の地震応答を考慮した波形を入力する必要があるが、建設地点はG1地盤で耐震設計上の基盤面が露頭していたため、そのまま構造物に入力している。

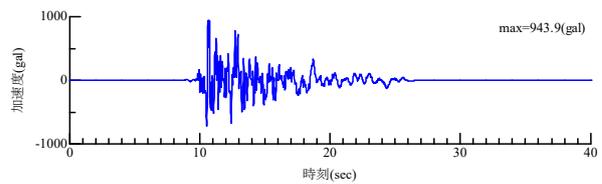
### (2) 減衰のモデル化

動的解析における減衰は、レイリー減衰により1~5次のモード減衰を包絡する形で設定した (式(1)~式(3))。モード減衰は固有値解析の結果を基にひずみエネルギー比例減衰 (式(4))<sup>5)</sup>により算定した。実際、構

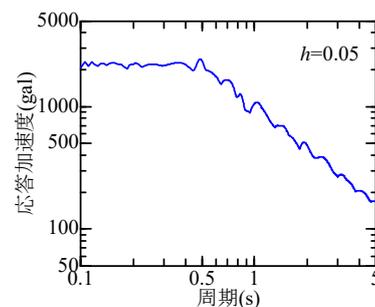
造物のモード減衰の算定におけるひずみエネルギー比例減衰の有効性を検証した例は多くはなく、このような状況を踏まえ、筆者らも過去に一般的な橋脚を対象とした検討を行った<sup>6)</sup>。その結果、一般的な橋脚についてはひずみエネルギー比例減衰による減衰評価の有効性を確認した。今回対象とするGRS一体橋梁において、エネルギー比例減衰法によるモード減衰の評価の妥当性を橋脚と同等と判断することは困難であると考えている。しかしながら、本論文の各材料に付与する減衰が橋梁全体系



図-2 ハイペ沢橋梁



(a) 時刻歴波形



(b) 弾性加速度応答スペクトル

図-4 入力地震動(L2スペクトルII)

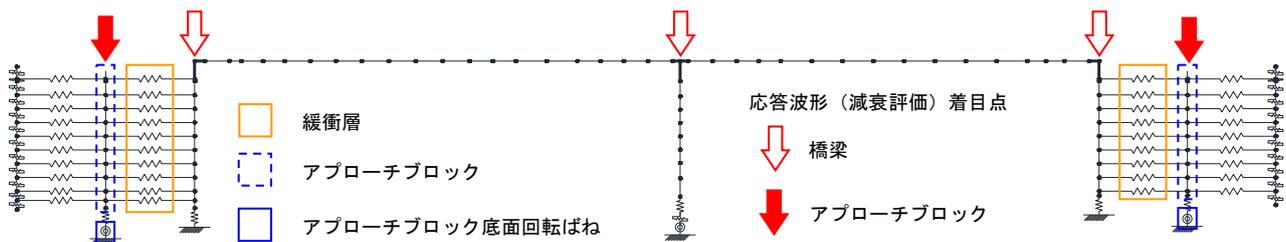


図-3 解析モデル図 (梁・ばねモデル)

の減衰特性に与える影響の検討という目的に鑑みて準用することとした。

$$[C] = a_0 [M] + a_1 [K] \quad (1)$$

$$a_0 = \frac{2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2 - h_2\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (2)$$

$$a_1 = \frac{2(h_2\omega_2 - h_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (3)$$

ここに、 $[C]$ ：減衰マトリックス、 $[M]$ ：質量マトリックス、 $[K]$ ：剛性マトリックス、 $\omega_1, \omega_2$ ：フィッティングに選定したモードの固有円振動数、 $h_1, h_2$ ：フィッティングに選定したモードのモード減衰。

$$h_i = \frac{\sum_{j=1}^n h_j \{\phi_{ij}\}^T [K_j] \{\phi_{ij}\}}{\sum_{j=1}^n \{\phi_{ij}\}^T [K_j] \{\phi_{ij}\}} \quad (4)$$

ここに、 $h_i$ ： $i$ 次モードの減衰定数、 $h_j$ ：要素  $j$  の減衰定数、 $[K_j]$ ：要素  $j$  の要素剛性マトリックス、 $\{\phi_{ij}\}$ ： $i$ 次モードによる要素  $j$  の変位。

### (3) 橋梁全体の減衰定数の評価

まず、動的解析の結果から橋梁の伝達関数を評価した。具体的には得られた橋梁の応答加速度波形および入力地震動をそれぞれフーリエ変換し、応答加速度波形/入力加速度のフーリエ振幅比を算定したものが橋梁の伝達関数となる。次にこのピーク形状から、カーブフィット法により全体の減衰定数を評価した。具体的には、伝達関数の値が1次モードに対応するピーク値の  $1/\sqrt{2}$  以上となる範囲  $[f_1, f_2]$  を同定し、この範囲で理論伝達関数  $H$  (式(5)) との残差が最小となる減衰定数  $h$  を同定した。

$$H(f_0, h, f) = \sqrt{\frac{1 + 4h^2 (f/f_0)^2}{\left\{1 - (f/f_0)^2\right\}^2 + 4h^2 (f/f_0)^2}} \quad (5)$$

ここに、 $f_0$ ：系の固有振動数、 $h$ ：系の減衰定数、 $f$ ：地震動を構成する成分の振動数。

以上橋梁全体の減衰評価の手順を図-5 に整理する。

## 3. 減衰定数を変化させた検討

### (1) 検討内容

GRS一体橋梁のアプローチブロックと緩衝層(図-6)に付与する減衰の橋梁全体の減衰への影響度合いを検討した。アプローチブロックおよび緩衝層ばねに付与する減衰定数を表-1に示すように変更して4ケース動的解析を行い、構造物全体の減衰の変化について検討を行った。なお、Case0が実橋の設計に用いた解析モデルで

あり、減衰定数は技術基準<sup>3)</sup>に基づきアプローチブロックに30%、緩衝層に20%の減衰を付与している。一方、Case1~3については緩衝層、アプローチブロック各々の減衰定数の橋梁全体の減衰への影響の検討という目的に鑑み、単に値を逆転させたパターンと一方の値に統一したパターンとを設定した。

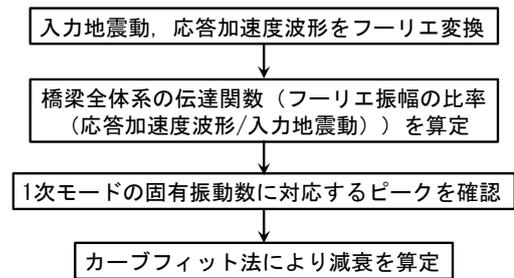


図-5 橋梁全体の減衰定数の評価手順

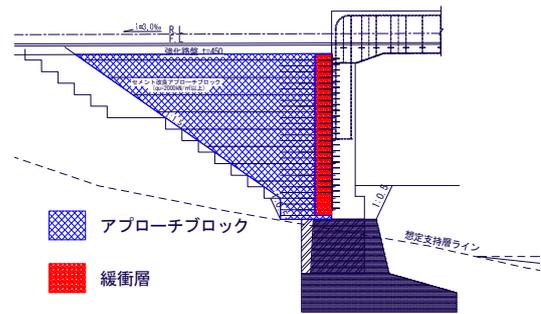


図-6 ハイピャ橋梁橋台部拡大図

表-1 材料に与える減衰定数

材料	減衰定数			
	Case0	Case1	Case2	Case3
アプローチブロック	0.30	0.20	0.20	0.30
緩衝層	0.20	0.30	0.20	0.30

表-2 固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	モード減衰			
		Case0	Case1	Case2	Case3
1	4.53	0.0555	0.0693	0.0555	0.0693
2	6.81	0.0959	0.133	0.0959	0.133
3	7.78	0.0494	0.0597	0.0494	0.0597
4	14.9	0.0410	0.0454	0.0410	0.0454
5	18.3	0.0391	0.0411	0.0391	0.0411

表-3 レイリー減衰の係数

	Case0	Case1	Case2	Case3
$a_0$	2.70	3.48	2.70	3.48
$a_1$	$5.66 \times 10^{-4}$	$5.72 \times 10^{-4}$	$5.66 \times 10^{-4}$	$5.71 \times 10^{-4}$

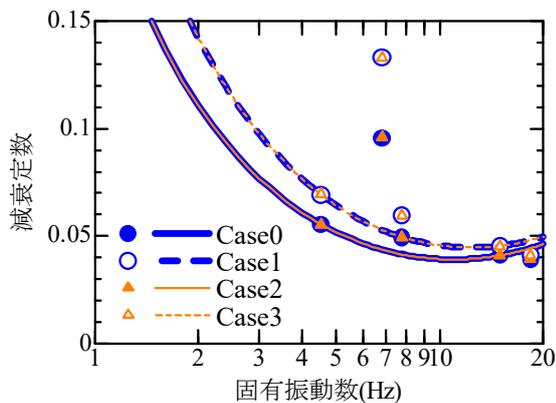
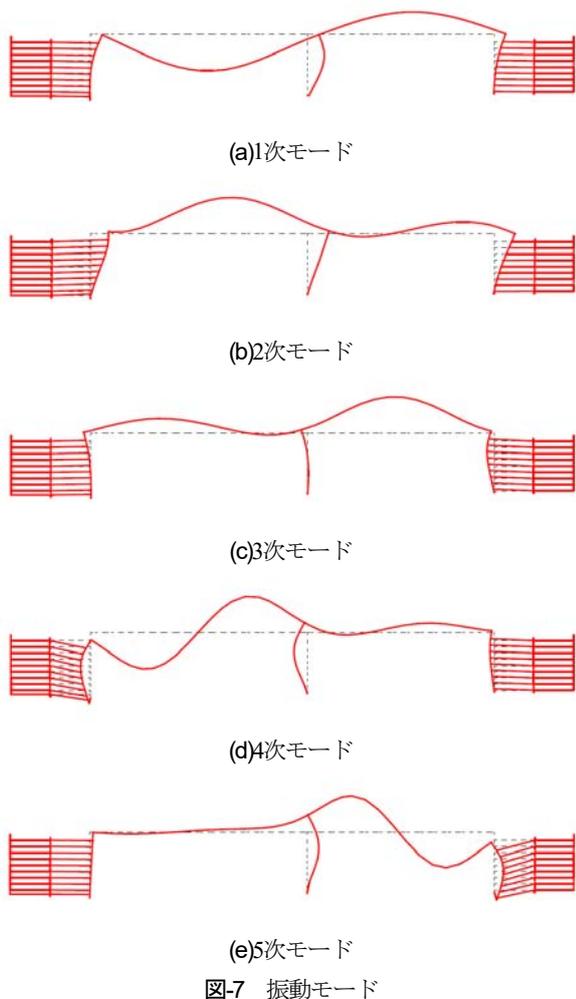


図-8 レイリー減衰のフィッティング

固有値解析の結果を図-7および表-2に示す。レイリー減衰は、各ケースとも1次と4次のモードを用いてフィッティングした(表-3, 図-8)。Case0を例に、各部位の応答波形と伝達関数をそれぞれ図-9, 図-10に示す。この結果から、アプローチブロックの応答波形は入力地震動に対してほとんど増幅していないことがわかる(図-9(c))。これは実橋梁で実施された常時微動観測の結果<sup>8)</sup>

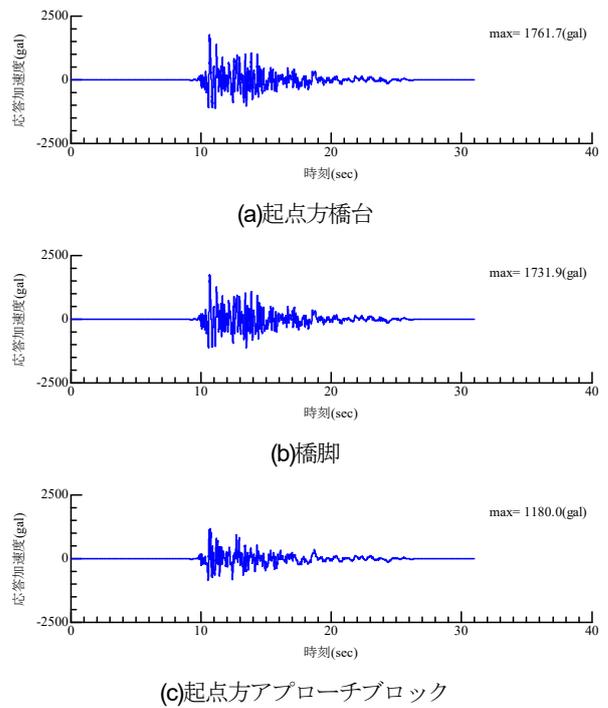


図-9 応答波形 (Case0 : L2スペクトルII)

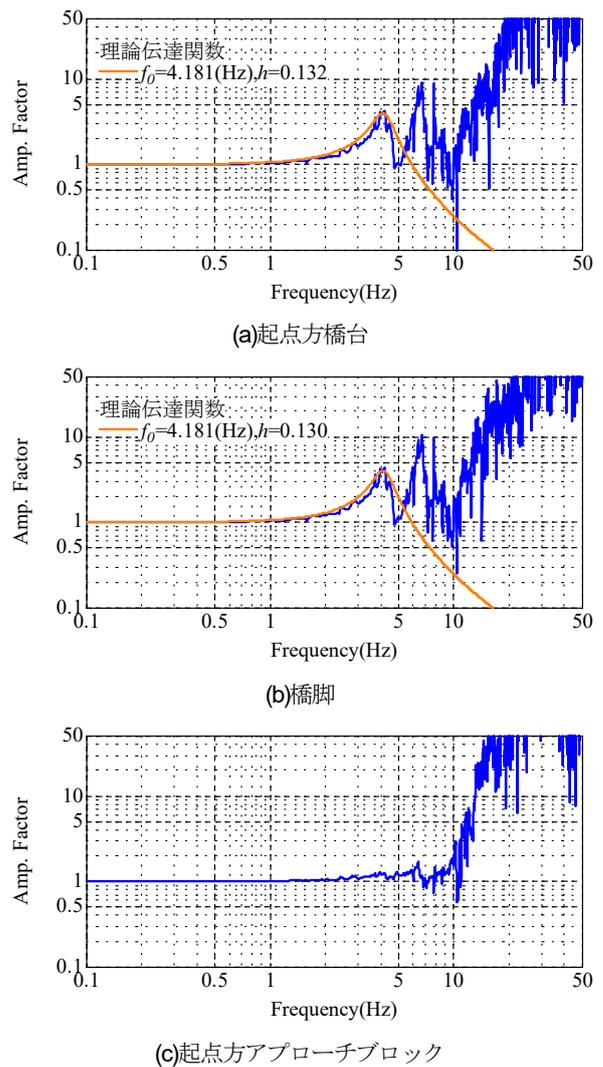


図-10 伝達関数 (Case0 : L2スペクトルII)

と調和的な傾向になっている。

## (2) 橋梁全体の減衰定数

橋梁の伝達関数（図-3の白抜矢印の箇所の応答波形／入力地震動）から、カーブフィット法<sup>7)</sup>により評価した1次ピークの減衰定数をまとめて表-4に示す（一部の部材は非線形化している）。緩衝層の減衰定数を0.20としたCase0とCase2、0.30としたCase1とCase3でそれぞれ同一の減衰の値となっており、また緩衝層の減衰定数が大きい後の方が、全体系の減衰が大きくなっている。この結果から、緩衝層の減衰定数の方が、全体系の減衰定数に対する影響が大きいことが分かる。

## (3) 最大応答値による比較

表-4 設定した内部減衰と全体系の減衰定数

		Case0	Case1	Case2	Case3
内部減衰	アプローチブロック	0.30	0.20	0.20	0.30
	緩衝層	0.20	0.30	0.20	0.30
橋台天端(起点)		0.132	0.149	0.132	0.149
橋台天端(終点)		0.134	0.152	0.134	0.152
中間橋脚天端		0.130	0.147	0.130	0.147

表-5 非線形要素における最大応答値

		Case0	Case1	Case2	Case3
減衰定数	アプローチブロック	0.30	0.20	0.20	0.30
	緩衝層	0.20	0.30	0.20	0.30
最大応答値	A1:SRC 部材側壁 M(kN・m)	45,249.0 (—)	42,650.9 (94.3%)	45,251.4 (100.0%)	42,648.1 (94.3%)
	A2:RC 部材側壁 M(kN・m)	7,923.2 (—)	7,205.0 (90.9%)	7,924.2 (100.0%)	7,204.5 (90.9%)
	B:緩衝層(補強材) δ(mm)	7,552 (—)	6,220 (82.4%)	7,554 (100.0%)	6,219 (82.3%)
	C:アプローチブロック底面 M <sub>0</sub> (kN・m)	27,197.3 (—)	27,135.3 (99.8%)	27,197.6 (100.0%)	27,135.5 (99.8%)

( )内はCase0比

各ケースにおける最大応答値を図-11に○で囲んだ位置に着目して算定した（表-5）。結果として動的解析の応答値は最大で約18%程度変化している。本検討でのアプローチブロックの減衰の値は0.20、0.30の2通りのみであり、表-5に示す応答値もこの減衰の影響を含んだものである。そのため、アプローチブロックの減衰が今回の検討範囲外の場合についても傾向を一般化できるかは不明である。しかしながら、本論文で実施した解析の結果からは応答値についても全体系の減衰定数と同様、緩衝層の減衰定数を変更する影響が相対的に大きいことがわかる。

## (4) 考察

以上より、緩衝層の減衰定数が橋梁全体系の地震時の応答に対する影響が大きいことがわかる。また、固有値解析により得られたモード図（図-7）からもわかるように、アプローチブロックがロックするモードは低次の振動モードには無く、振動数の高い高次のモードになる。その結果、本論文で用いた設計地震動（図-4）では励起されず、アプローチブロックからの逸散減衰が期待できないことになると考えられる。橋梁全体系の挙動には、緩衝層がショックアブソーバーとして機能しており、補強材と砕石との内部摩擦により発揮される減衰が構造物全体としての減衰に対して支配的な影響を及ぼしている可能性が高い。そのため、地震応答値算定の精緻化という観点では、補強材と砕石の摩擦により発揮される減衰およびその履歴特性を適切に設定することが今後の重要な方向性になると考えられる。振動特性の調整という観点ではアプローチブロックは対象外とはなるものの、緩衝層が設計範囲として加わることとなる。従来の設計では地震時に橋台壁下端を塑性化させて履歴減衰によりエネルギーを吸収していたものを緩衝層として適切に設定することで、RC部材を塑性化させない設計も可能となる。逆に言えば、そのためにはアプローチブロック底面の支持地盤が堅固なものであり、回転挙動が生じないようなものとする必要があり、必要に応じて地盤改良等を行うことが重要であると考えられる。

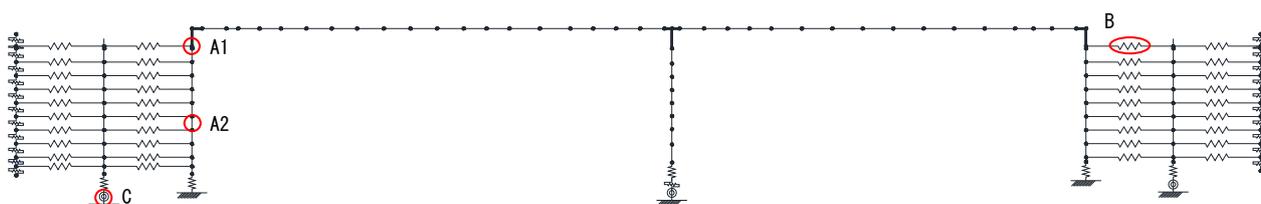


図-11 応答値着目箇所

#### 4. アプローチブロック底面の剛性を変化させた検討

3章で実施したGRS一体橋梁の緩衝層およびアプローチブロックの減衰定数をパラメータとした動的解析の結果より、橋梁の全体系の減衰には緩衝層の減衰の影響度合いが強いことが分った。この理由の一つとして、アプローチブロックの梁要素をせん断変形に対して剛体としてモデル化していることで、アプローチブロック部分がほぼ変形しない振動モードとなることがある。これは、モード減衰をひずみエネルギー比例減衰により算定する際に、アプローチブロックに設定した減衰定数が結果として影響してこないためと考えられる。これを確認するため、Case4としてアプローチブロックがロッキングしやすいパターンでの検討を実施した。

アプローチブロック底面の回転ばね（図-3）の剛性を低減したパターンで固有値解析・動的解析を行った。アプローチブロック底面の回転ばねの復元力特性は、骨格曲線をトリリニア型モデル、履歴曲線を非対称修正武田型モデルで設定している。具体的には、図-12に示すように、試行的に剛性を0.5倍（地盤の変形係数0.5倍）とした（一方、折れ点のモーメントについてはそのままとした）。Case0のモデルと変更後のモデルのアプローチブロック底面の回転ばねの値を表-6に示す。

固有値解析の結果を図-13および表-7に示す。1次と4次のモードから、レイリー減衰（式(1)）により、全体系の減衰マトリクスを作成した（表-8）。

橋台壁天端と中間橋脚天端位置の伝達関数から評価した全体系の1次モードの減衰定数を表-9に示す。アプローチブロック底面の回転ばね変更後の方が減衰は若干小さくなった。これは、アプローチブロック底面の回転ば

ねの値を変化させたことで、アプローチブロックのロッキングのモードへの寄与が大きくなり、その結果、このばねの減衰定数0.10（緩衝層の減衰よりも小さい）がモード減衰に影響したことで、全体系の減衰が小さくなったと考えられる。また、緩衝層の減衰定数を変更したパターンと比較して橋梁全体系の減衰の変化は小さい。

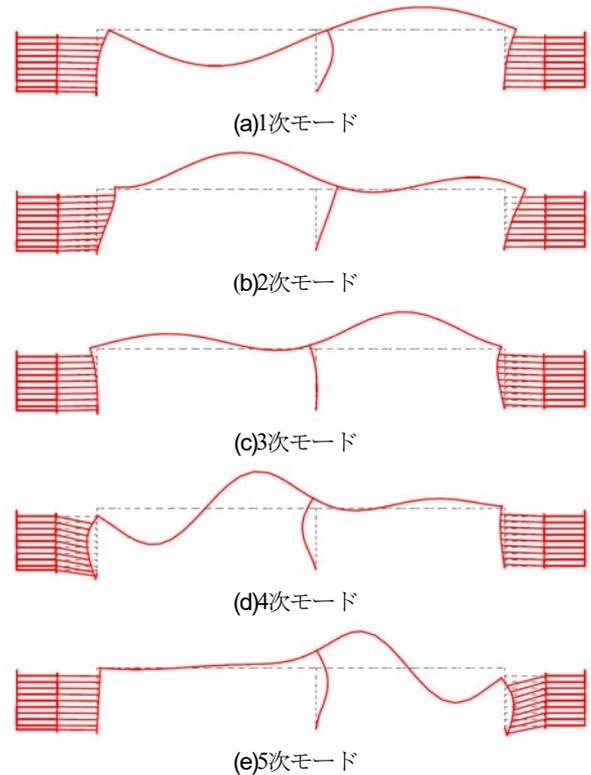


図-13 振動モード(底面ばね変更後)

表-7 固有値解析結果

次数	固有振動数(Hz)		モード減衰	
	Case0	Case4	Case0	Case4
1	4.53	4.52	0.0555	0.0554
2	6.81	6.80	0.0959	0.0955
3	7.78	7.78	0.0494	0.0490
4	14.9	14.9	0.0410	0.0409
5	18.3	18.3	0.0391	0.0391

表-8 レイリー減衰の係数

	Case0	Case4
$\alpha_0$	2.70	2.69
$\alpha_1$	$5.66 \times 10^{-4}$	$5.66 \times 10^{-4}$

表-9 アプローチブロック底面回転ばね変更前後の全体系1次モードの減衰定数

	減衰定数	
	Case0	Case4
橋台天端(起点)	0.132	0.131
橋台天端(終点)	0.134	0.133
中間橋脚天端	0.130	0.129

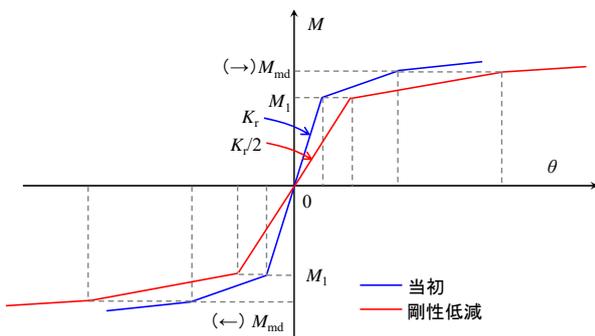


図-12 アプローチブロック底面回転ばねの復元力特性

表-6 設定した内部減衰と全体系の減衰定数

$K_r$	変更前(Case0)	変更後(Case4)
起点方	$6.11 \times 10^8 (\text{kN} \cdot \text{m/rad})$	$3.06 \times 10^8 (\text{kN} \cdot \text{m/rad})$
終点方	$5.77 \times 10^8 (\text{kN} \cdot \text{m/rad})$	$2.89 \times 10^8 (\text{kN} \cdot \text{m/rad})$

表-10 非線形要素における最大応答値

		Case0	Case4	Case4/Case0
A1	SRC 部材 側壁 M(kN・m)	45,249.0	45,343.6	100.2%
A2	RC 部材 側壁 M(kN・m)	7,923.2	7,982.4	100.7%
B	補強材 $\delta$ (mm)	7.552	7.650	101.3%
C	アプローチブロック 底面反力 $M_d$ (kN・m)	27,197.3	25,869.3	95.1%

また、各ケースにおける最大応答値を図-11 の位置に着目して算定した結果を表-10 に示す。アプローチブロック底面ばね（回転ばね）のばね値（変形係数）を変更することで、動的解析の応答値は変化している（約 5% 減少）。応答値については C: アプローチブロック底面反力に対する影響が大きい。

## 5. まとめ

GRS 一体橋梁の地震時の応答に対する橋梁全体系の減衰には緩衝層の減衰の影響度合いが大きく、アプローチブロックの減衰の影響は小さいという結果になった。これは、アプローチブロックおよびその支持地盤の剛性が高く、ほとんど応答しないためである。このことから、緩衝層で補強材・未改良の砕石の摩擦でいかんして減衰を確保するかという点が今後の技術開発の一つの方向になると考えられる。また一方では、アプローチブロックが動かないものであることが前提となることを示唆する

結果であるとも考えられる。必要に応じて支持地盤を改良するなど、地盤反力が確保されるように施工上の注意が必要と推察される。

一方で、アプローチブロック底面のばねを変化させた検討から、アプローチブロックが応答する場合、橋梁全体としての減衰が若干低下する傾向がみられた。これは、支持地盤の剛性が確保されないと、GRS 一体橋梁の長所が発揮されにくくなる可能性を示唆するものであると考えられる。

## 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所・鉄道・運輸機構：補強盛土一体橋梁(GRS 一体橋梁)の設計・施工指針，2017.3
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999.10
- 3) 日本鉄道建設公団：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計による時刻歴応答解析の手引き（案）（橋梁編），2001.3
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，2012.9
- 5) 川島一彦：耐震工学，2019.1
- 6) 石川，坂井，和田，室野，小島：構造物全体系の振動モードに占める地中部の振幅比を考慮した鉄道橋梁・高架橋の実用的な減衰設定法の提案，日本地震工学会論文集 第 20 巻，第 3 号(特集号)，2020.
- 7) 日本建築学会：建築物の減衰，丸善出版，2000.
- 8) 田中，宇佐美，坂井，小島，小田，野田：常時微動観測によるスパン長の異なる GRS 一体橋梁の振動特性の把握，第 50 回地盤工学研究発表会，2015.9

(2020.4.3 受付)

# A CONSIDERATION ON THE SETTING OF DAMPING CHARACTERISTICS FOR DYNAMIC ANALYSIS MODEL OF GEOSYNTHETIC REINFORCED SOIL INTEGRAL BRIDGE

Taro ISHIKAWA, Jun KOJIMA, Suguru KUGA, Kaoru YONETSU and Shinichi TAMAI

GRS integral bridges is one of hybrid structure that consists of integral bridge and cement-improved soil approach block. Integral bridge and approach block are unified through the buffer zone that consists of non-improved soil and layered sheets of Geogrid. These components response to earthquake ground-motion with dynamic interaction. So, if we took this interaction into account, seismic design of GRS integral bridge would be rationalized. But dynamic interaction between these components and induced damping have not been clearly elucidated. In this study, the authors examined damping constant for dynamic response analysis, aiming at elaborating it.

Concretely, we conducted several cases of nonlinear dynamic analysis varying internal damping set to buffer zone and approach block, and examined damping characteristics of entire system. The result implied that internal damping of buffer zone is predominant to damping characteristics of entire system. Besides, we assumed that as a precondition for this result, approach block should be rigid and hardly response to earthquake. To back up this expectation, we examined change of response, varying rotational rigidity set to bottom of approach block.