

GRS 一体橋梁の設計法について（その2）

鉄道総合技術研究所 正会員 ○白仁田和久 舘山 勝 小島 謙一
神田 政幸 渡辺 健治

1. はじめに

現在、インテグラル橋梁における背面土を補強土構造とし躯体と一体化させた、より高性能なインテグラル橋梁として、ジオシンセティックス補強土(Geosynthetic-reinforced Soil)一体橋梁(以下、GRS 一体橋梁)の開発を行っている¹⁾。
これまでの模型振動台実験等により、高い耐震性が得られることを確認しており^{2),3)}、現在は、実用化に向けて施工試験等を行っている。本論文では、これに先立って行った耐震試算での感度分析について、その概要を述べる。

2. 耐震試算

2.1 概要

解析は、補強材、背面地盤およびフーチング底面を非線形のばね要素として、RC部材を非線形棒要素として考慮し、静的非線形解析を行った(図1)。基本ケースにおける解析条件を図2に示す。橋梁寸法は、桁長 14.75m、壁高 4.65m、幅員 3.0mであり、桁断面は高さ 900 の矩形断面である。また、桁長、支持地盤、ばね定数等の条件を変えたケースについても耐震試算を行った。この時の検討ケースを表1に示す。これらの結果を以降に述べる。

2.2 基本ケース

基本ケースでの荷重変位曲線を図3に示す。最初の部材降伏発生後も震度は漸増し、ある部材がM点に達すると同時に変位の増加が急激になり、すぐさまN点に達することがわかる。これは、弾性床土上の梁となるモデルの影響であると考えられる。表1に示す配筋量は、壁部、桁部共に外観に対する使用性の照査で決まっている。それに関わらず、高い耐震性を示しており、ラーメン構造の利点が発揮されていることが確認された。

2.3 桁長に対する検討

桁長を 20.0m、30.0m、40.0m とした場合の検討結果を図4に示す。桁長が 30.0m、40.0m のものについては、桁の断面形状を中空としたものも検討した。この際、部材の降伏点がほぼ同等となるように配筋量を調整しており、その結果を基本ケースと対比して表2に示す。今回の検討では、列車荷重を考慮していないが、桁の断面形状を中空にし、桁高を増す等適切な検討

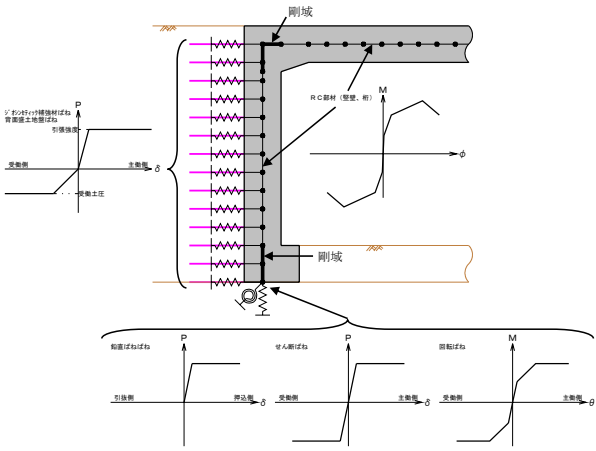


図1 解析モデル

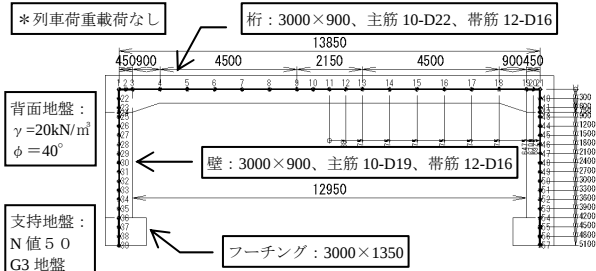


図2 基本ケースの解析条件

表1 検討ケース

	桁長	桁断面形状	支持地盤	バネ定数	バネ定数の上限値	
Case1	15m	矩形	N=50	1.0*	1.0*	桁長比較
Case2-1	20m	矩形	N=50	1.0*	1.0*	
-2	30m	矩形	N=50	1.0*	1.0*	
-3	40m	矩形	N=50	1.0*	1.0*	
-4	30m	中空	N=50	1.0*	1.0*	
-5	40m	中空	N=50	1.0*	1.0*	
Case3-1	15m	矩形	N=20	1.0*	1.0*	支持地盤比較
-2	15m	矩形	N=30	1.0*	1.0*	
Case4-1	15m	矩形	N=50	0.1*	1.0*	バネ定数比較
-2	15m	矩形	N=50	0.1*	1.0*	
-3	15m	矩形	N=50	0.1*	1.0*	
Case5-1	15m	矩形	N=50	1.0*	0.1*	バネ定数上限値比較
-2	15m	矩形	N=50	1.0*	0.1*	
-3	15m	矩形	N=50	1.0*	0.1*	

*Case1 に対する比率

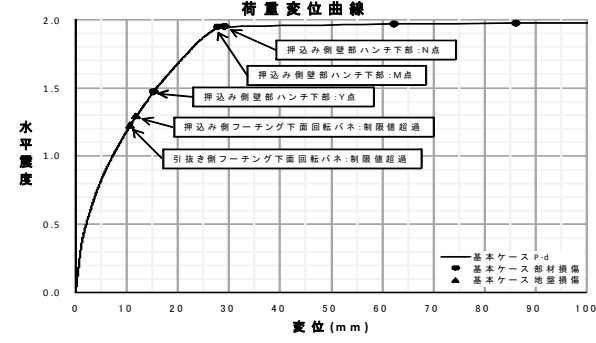


図3 基本ケースに対する結果

キーワード：GRS 一体橋梁、新構造形式、設計法、インテグラル橋梁、補強土
連絡先：〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (財)鉄道総合技術研究所 TEL：042-573-7261

を行えば、断面耐力的には $L=30.0\text{m}$ 程度まで適用可能であると考えられる。しかし、実設計においては、走行安全性（たわみ量）の照査において、断面が決定される場合もあるので、今後、たわみ量の確認を行う。

2.4 支持地盤に対する検討

支持地盤の N 値を 20, 30 とした場合の検討結果を図 5 に示す。図より支持地盤の N 値の違いによる荷重変位曲線の違いは、地盤降伏の発生震度が違う以外には、大きな違いは見られない。

2.5 ばね定数に対する検討

まず、補強材および背面地盤のバネ定数を基本ケースの $1/10$ とした場合の検討結果を図 6 に示す。図より、補強材のバネ定数の低減の方が背面地盤バネ定数の低減より、影響が大きいことがわかる。

次に、補強材および背面地盤のバネ定数の上限値を基本ケースの $1/10$ とした場合の検討結果を図 7 に示す。図より、背面地盤のバネ定数の低減の方が補強材バネ定数の低減より、僅かではあるが影響が大きいことがわかる。また、両ばね乗数の上限値を同時に基本ケースの $1/10$ とした場合は、基本ケースと比べ水平震度が $1/4$ まで低減することが分かる。

図 6, 7 より、ばね定数の低減より、ばね定数の上限値の低減の方が、影響が大きいことが分かる。

表 2 配筋量

桁長	断面形状	壁部		桁部	
		主筋	帯筋	主筋	帯筋
$L=15.0\text{m}$	矩形 3000*900	10-D19	12-D16	10-D22	12-D16
$L=20.0\text{m}$	矩形 3000*900	10-D29	12-D19	10-D29	12-D19
$L=30.0\text{m}$	矩形 3000*900	10-D41	12-D32	10-D41	12-D32
$L=40.0\text{m}$	矩形 3000*900	20-D51	12-D38	20-D51	12-D38
$L=30.0\text{m}$	中空 3000*900	10-D38	12-D32	10-D38	12-D32
$L=40.0\text{m}$	中空 3000*900	10-D51	12-D38	10-D51	12-D38

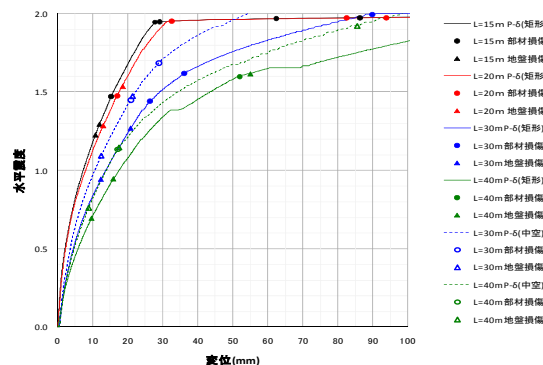


図 4 桁長に対する検討結果

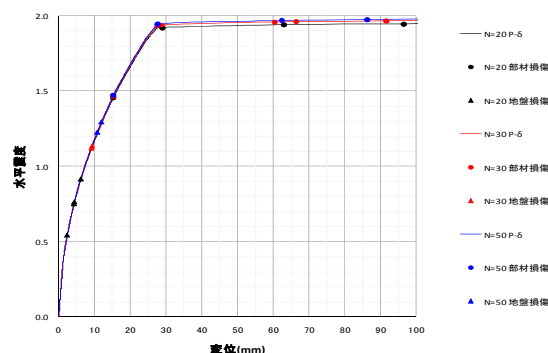


図 5 支持地盤に対する検討結果

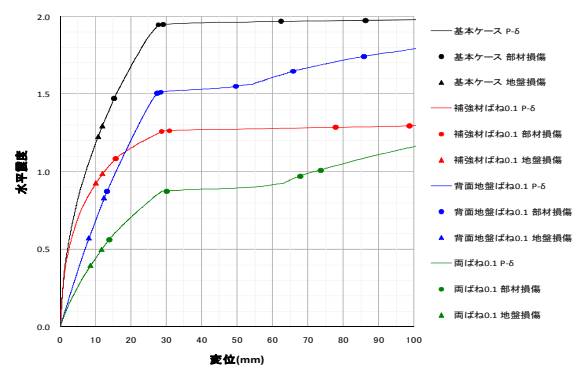


図 6 ばね定数に対する検討結果

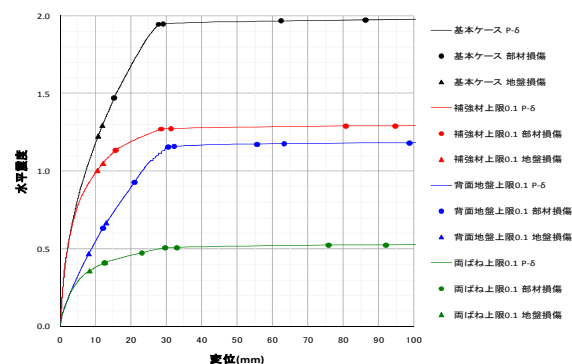


図 7 ばね定数の上限値に対する検討結果

3. おわりに

今回、GRS 一体橋梁の耐震設計における抵抗側のパラメータスタディを行った。その結果、ばね定数の上限値に対する感度が高いことが確認された。今後は、作用側にもある未確定の要素も含め、これらの検討を十分に行った上で、実設計に耐えうる解析モデルの提案を行いたい。最後に、本橋梁の開発にあたり、ご指導頂いている龍岡先生並びに共同開発者である鹿島建設、東急建設、鉄建建設、複合技術研究所、クラレの関係各位には、ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 龍岡文夫：ジオシンセティック補強土一体橋梁，橋梁と基礎，pp55－62，2008. 1
- 2) 野尻峰広，相澤宏幸，平川大貴，錦織大樹，笹田泰雄，龍岡文夫，渡辺健治，館山勝：模型振動台実験による各種橋梁形式の崩壊メカニズムの検討，ジオシンセティックス論文集，Vol121，pp159－166，2006. 12
- 3) 平川大貴，相澤宏幸，錦織大樹，相馬亮一，園田陽介，龍岡文夫：GRS 一体橋梁の気温変動を想定した水平繰返し載荷時の変形特性，ジオシンセティックス論文集，Vol122，pp83－90，2007. 11