

GRS 一体橋梁の設計法について（その1）

(株)複合技術研究所 正会員 ○山田 康裕, 矢崎 澄雄, 鈴木 聡

1. はじめに

現在、インテグラル橋梁（桁と橋台が一体化した橋梁）の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（図 1）。この構造によりインテグラル橋梁の特徴である、ラーメン構造による断面形状のスリム化および支承部の省略により、初期建設コストや維持管理コストが縮減可能な構造物を構築することが出来る。

本橋梁の実用化に向けて実物大による載荷試験（写真 1）を予定しているが、本論文はその実物大試験用の GRS 一体橋梁に対して行った設計について、その概要を述べる。

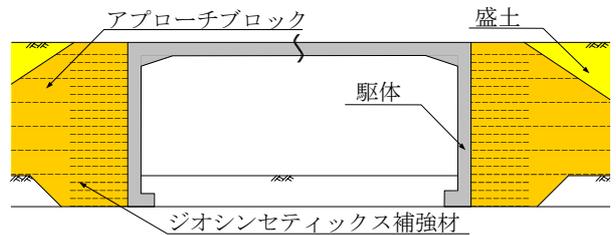


図 1 GRS 一体橋梁概要図

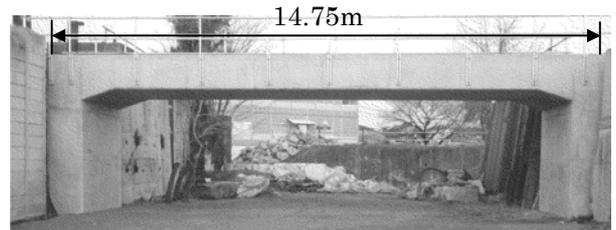


写真 1 GRS 一体橋梁

2. 設計

2.1 設計概要

GRS 一体橋梁の設計は、既に設計法が確立されているセメント改良補強土橋台²⁾（以下、補強土橋台）の設計とラーメン高架橋の設計³⁾を組合せることにより可能である。設計は、図 2 に示すように補強材引張力、フーチング底面の水平および鉛直地盤反力、橋台背面地盤の受働土圧等の抵抗力を節点ばねとしてモデル化し、一次元骨組み解析により行う。節点ばねをバイリニア型、RC部材をテトラリニア型の非線形要素とし、静的非線形解析により断面力の算出を行い、鉄筋コンクリート部材および補強材の耐力照査を行う。

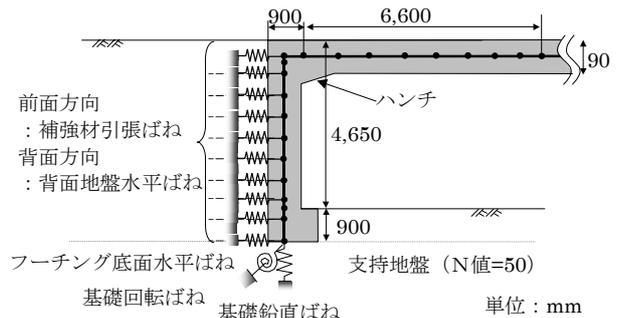


図 2 一次元骨組みモデル

2.2 設計条件

今回の設計では、橋台部、桁部の断面高は、剛比の影響を無くすため、統一することとしたが、桁と橋台部の接続部にはハンチを設けた。限界状態は、永久荷重のみを考慮した長期使用限界、列車荷重を考慮する使用、終局限界、地震による影響を考慮した L1, L2 地震時とした。作用の組合せを表 1 に示すが、使用限界状態には、インテグラル橋梁の特徴である桁部の温度変化による作用を考慮することとした。地震時の作用状態を図 3 に示す。

表 1 各限界状態における作用の組み合わせ

作用	限界状態	長期使用	使用限界 1	使用限界 2	使用限界 3	終局限界	L1	L2	
		限界	温度膨張時	温度収縮時			地震時	地震時	
作用の種類	固定死荷重	D1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1	1.0	1.0
	軌道荷重	D2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.2	1.0	1.0
	永久荷重としての土圧	E _D	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	—	—
	変動荷重としての土圧	E _L	—	1.0	1.0	1.0	1.0	—	—
	列車荷重	L	—	—	—	1.0	1.1	—	—
	衝撃荷重	I	—	—	—	1.0	1.1	—	—
	温度荷重		—	1.0	1.0	—	—	—	—
	地震時慣性力	E _O	—	—	—	—	—	1.0	1.0
	地震時土圧	E _{OE}	—	—	—	—	—	1.0	1.0

Key Words : GRS 一体橋梁, 新構造形式, 設計法, インテグラル橋梁, 補強土

2.3 解析結果

各限界状態における桁と橋台部の接続部および桁中央部の断面力の算出結果は図4に示すとおりであり、せん断力は各限界状態とも同等程度発生するが、曲げモーメントはL2地震時において、桁と橋台部の接続部で、突出して大きく発生することが分かる。桁および橋台部の部材の照査結果は表2に示すとおりで、躯体の鉄筋量は、耐力照査ではなく、曲げひび割れの照査により決定していることが分かる。温度変化考慮時の変形図は図5に示すとおりであり、温度膨張時は橋台部の殆どの部分が受働側へ変位し、温度収縮時は上端部の一部のみが主働側へ変位していることが分かる。地震時における荷重変位関係は図6に示すとおりで、橋台背面の地盤ばね（常時の受働土圧を上限とするバイリニアモデルのばね）が上限値に到達するとともに変位が進行していく様子が、また、水平震度 $K_h=1.0$ においても、補強材の破断、フーチング底面の支持力降伏および躯体の降伏が起こらないことが分かる。

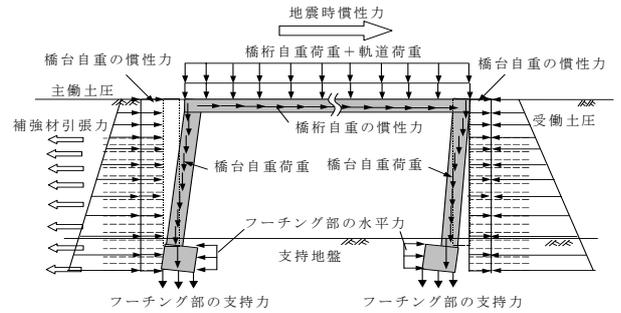


図3 作用のイメージ図 (L2地震時)

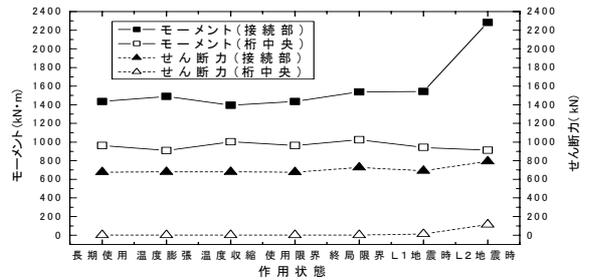


図4 作用状態と断面力の関係図

表2 照査の総括

照査項目	照査値	
	桁部	橋台部
曲げ耐力の照査	0.58<1.0	0.76<1.0
せん断耐力の照査	0.31<1.0	0.37<1.0
曲げひび割れの照査	0.91<1.0	0.82<1.0
せん断ひび割れの照査	0.75<1.0	0.69<1.0
補強材の破断の照査	—	0.75<1.0

3. 本設計による考察

以上の結果より、次のことが確認された。

- ①地震時以外において、考慮する土圧として主働土圧を用いたが、温度膨張時における変形状態からは受働土圧としたほうが適切であると思われる。しかしながら、変位量も微量であることから、静止土圧も含めどの土圧を用いるか検討する必要がある。
- ②地震時においては、鉄筋量に比して、高い耐震性が確認できたが、躯体の変形は地盤ばねの降伏とともに進行することから、地震時における地盤ばねの設定を適切におこなうことが必要があり、特に、非線形時の上限値の設定が重要となる。

4. おわりに

今後は、これらの課題に対する検討を行い、設計手法の確立を進めていく予定である。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鉄道総合技術研究所、鹿島建設、東急建設、クラレの関係者各位には、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) 運輸省監修, (財)鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 丸善, 2007.
- 3) (財)鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物 照査例 RCラーメン高架橋, 共進, 2008

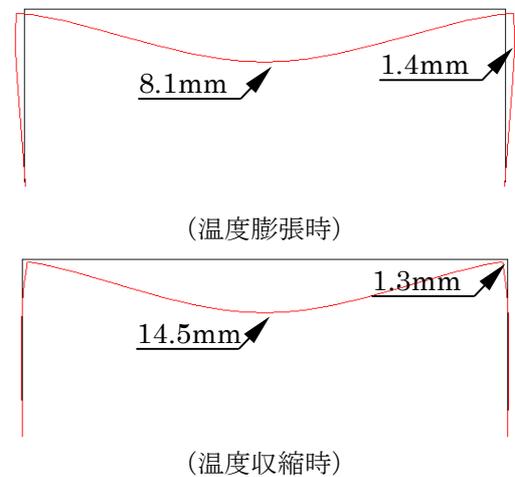


図5 温度変化考慮時の変位図

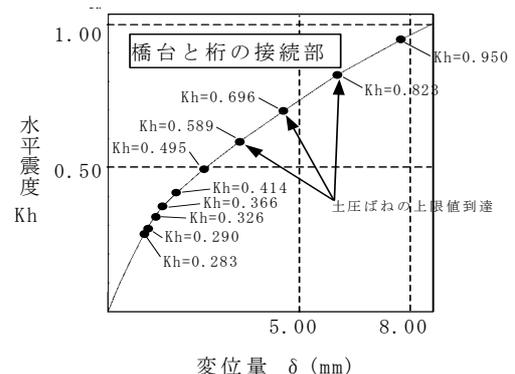


図6 水平震度～変位図