

PRC桁を用いた補強盛土一体橋梁の設計法に関する一考察

(公財) 鉄道総合技術研究所 修工 ○古屋 卓稔
 (公財) 鉄道総合技術研究所 修工 轟 俊太郎
 (公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 博工 岡本 大
 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 正会員 修工 玉井 真一

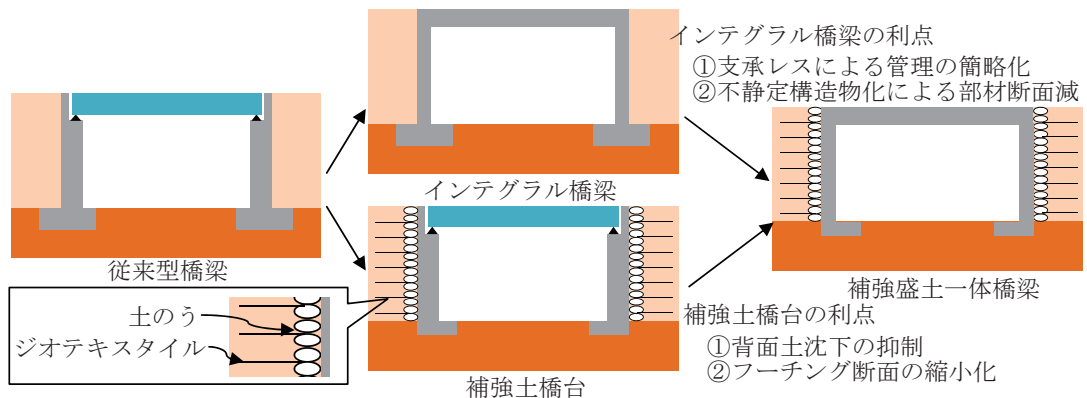
Abstract : Integral Bridge with Geosynthetic-Reinforced Soil: a composite hybrid structure of concrete and soil, has been applied to the railway bridge in a few years. Because many of constructed bridges have the span of less than 30m, the authors have studied the Integral Bridge to extend its span by application of PRC girders. By referring to application of the precast PRC girders and the planned construction, the influence of shrinkage of concrete and the stiffness of abutment on safety and serviceability was examined. The seismic response of the Integral Bridge was also examined using the non-linear spectrum. The analysis results indicated that the specification of the Integral Bridge with longer span will be designed by the verification of safety and serviceability rather than the earthquake resistance.

Key words : Integral Bridge with Geosynthetic-Reinforced Soil , long span, contraction of concrete

1. はじめに

従来、鉄道では、盛土区間やトンネル間に橋梁を設ける場合、橋台に支承を有した桁を架設した橋梁形式が用いられている。また、この橋台・桁形式は施工実績も多いが、地震時荷重や活荷重によって発生する橋台変形により、それに伴う橋台裏盛土の変形・沈下が課題となっていた。さらに、支承のメンテナンスも必要となるため、維持管理の観点からも改良の余地があった。

近年、これらの課題を解決するため、補強盛土一体橋梁が開発された¹⁾。図-1に補強盛土一体橋梁の開発経緯を示す。補強盛土一体橋梁は、ジョイントレス構造であるインテグラル橋梁と、補強盛土と橋台が一体化された補強土橋台を組み合わせた橋梁形式であり、それぞれの利点を有している。また、鉄道橋梁では、近年、適用が増えている状況である。しかしながら、補強盛土一体橋梁は主に短スパンで適用され、30m以上の長スパンで用いられた施工事例は少ない。なお、30m以上の施工事例としては、三陸鉄道で施工された32.16m+27.84mの2径間SRC下路桁の事例のみである¹⁾。



以上を踏まえ、本検討では、さらなる補強盛土一体橋梁の利用拡大を図るために長スパン化の検討を行った。また、より一般化された技術化を目指し、鉄道橋梁の30m以上のスパンで一般的に用いられるポストテンションのプレキャストPRC-T形多主桁（以下、PRC-T桁）に適用することを検討した。

2. 検討概要

2.1 対象構造物

対象とする構造物を図-2に示す。40mのスパン長を想定し、桁は4つの主桁を有したPRC-T桁を用いた。なお、新幹線等の複線桁では40mのスパン長では6主桁（桁高2.6m）が一般的に用いられているが、補強盛土一体橋梁ではラーメン構造となるため、主桁断面を小さくすることが可能となると考えられる。そのため、新幹線の35mスパンの標準設計断面（4主PRC-T桁、桁高2.4m）を適用することとし、図-3に示すPCケーブル配置の変更を行った。これは、桁端部の剛結に伴う負の曲げモーメントに対応可能なPCケーブル配置としたためである。また、施工基面幅を11.2m、橋台はく体厚さを1.4m、高さを道路の建築限界を考慮して5.5m（土被り厚さ0.5m）とした。なお、補強盛土一体橋梁の施工は、フーチングを構築した後に補強盛土を桁下面まで作成し、橋台施工、プレキャストPRC-T桁の架設、桁と橋台の接合、桁上面までの補強盛土の施工の順序で行うものとする。

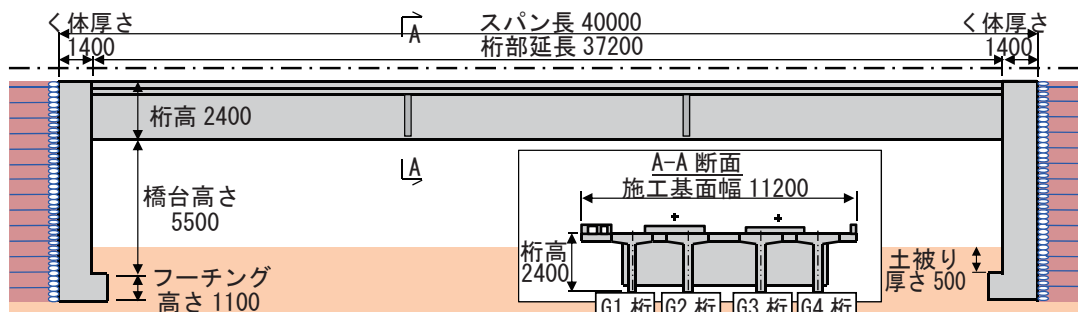


図-2 対象構造物 (単位 mm)

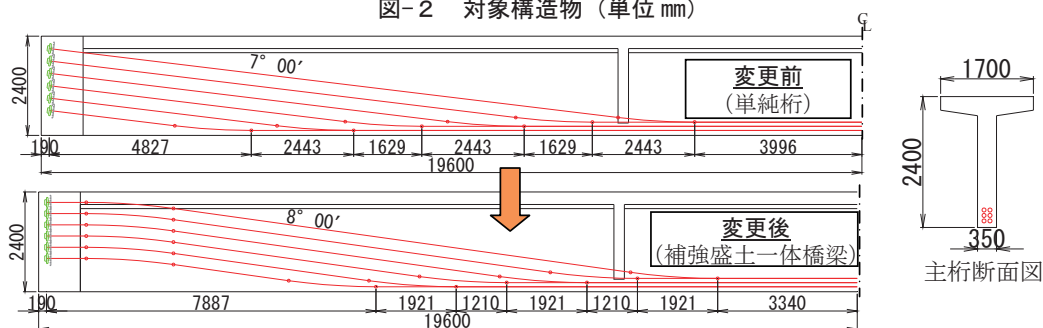


図-3 PC ケーブル配置変更 (単位 mm)

2.2 解析モデル

本検討では、常時解析と地震時解析を実施した。その際、鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)（以下、RC 標準）および鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)（以下、耐震標準）に準拠した²⁾³⁾。図-4に解析モデルを示す。解析モデルは、常時・地震時解析共に二次元骨組みモデル、作用は一般的な鉄道用ラーメン高架橋と同様とした。また、地震時解析では非線形応答スペクトル法を用いた静的非線形解析を実施した。なお、地盤は耐震標準に示されるG1地盤（基盤）とした。

また、対象とする桁が多主桁であるため、桁の分担率を決定する必要がある。そこで、本検討では図-5(1)に示す二次元の格子モデルで分担率を算出した。さらに、図-5(2)に示す三次元モデルによる解析でも分担率を算出し、モデルの違いによる比較を行った。

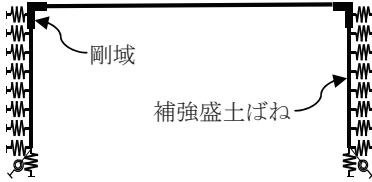


図-4 二次元骨組みモデル

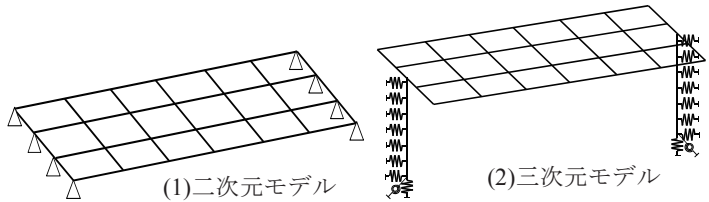


図-5 桁の分担率比較モデル

2.3 解析ケース

解析ケースを表-1に示す。表-2に示す補強盛土ばねケースと合わせて、く体厚さ、収縮量、温度、接合時期をパラメータとした解析を行った。また、本検討ではRC標準²⁾を参考に、コンクリートの収縮に伴う不静定力を求める際の収縮量の基本ケースを150μとして設定した。なお、150μはクリープの影響を考慮した値である²⁾。さらに、収縮量の影響を検討するため、ケース5、6では300μの検討を行った。温度のパラメータでは、熱膨張係数を $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ として収縮量に換算して解析を行った。

補強盛土のばねケースを表-2、基礎の底面ばね値を表-3に示す。各ばね値は、鉄道構造物等設計標準・同解説(土留め構造物)および実大試験より設定した⁴⁾。また、補強盛土ばねは、桁の伸縮に伴い引張ばねと圧縮ばねのどちらか一方が作用するため、応答解析を数回トライアルしたのちに、補強盛土のばねを引張ばねと圧縮ばねのどちらかに決定した。加えて、補強盛土のばねは桁の伸縮を経験するとばね値が低下するため⁵⁾、新設時の強ばね、経年時の弱ばねとして想定した。なお、ばねの上限値に達した場合、等価線形ばねとして再度ばね値を算出した。

表-1 解析ケース

解析ケース	ばね		橋台く体厚さ	収縮量	温度(+10℃:夏期、-10℃:冬期)	接合時期	備考
	圧縮側	引張側					
1	弱ばね	弱ばね	1.4m	150μ	-10℃	1ヶ月	基本ケース
2	強ばね	強ばね	1.4m	150μ	-10℃	1ヶ月	
3	弱ばね	弱ばね	1.0m	150μ	-10℃	1ヶ月	く体厚さケース
4	強ばね	強ばね	1.0m	150μ	-10℃	1ヶ月	
5	弱ばね	弱ばね	1.4m	300μ	-10℃	1ヶ月	収縮ケース
6	強ばね	強ばね	1.4m	300μ	-10℃	1ヶ月	
7	弱ばね	弱ばね	1.4m	300μ	-10℃	3ヶ月	接合時期ケース
8	強ばね	強ばね	1.4m	300μ	-10℃	3ヶ月	
9	弱ばね	弱ばね	1.4m	0μ	+10℃	1ヶ月	膨張ケース
10	強ばね	強ばね	1.4m	0μ	+10℃	1ヶ月	

表-2 補強盛土のばねケース

	設計ばね定数kgt (kN/m)		ばね上限値Td (kN)	
	弱ばね	強ばね	弱ばね	強ばね
引張側	51,675	258,373	470	1,170
圧縮側	218,400	436,800	-	-

表-3 基礎底面ばね値 (有効幅11.2m)

	鉛直ばね定数	せん断ばね定数	回転ばね定数
	Kv (kN/m)	Ksv (kN/m)	Kr (kN・m/rad)
地震時	3,550,400	1,182,700	1,183,900
常時	1,774,000	591,300	591,600

3. 常時解析結果

3.1 桁の分担率の検討

図-5の二次元モデルと三次元モデルによる桁の分担率の比較を行った。ここで、二次元モデルは一般的に桁の設計で用いられる格子モデルを端部固定とした条件で解析した。また、三次元モデルでは解析ケース1の条件より解析した。比較検討結果を表-4に示す。結果では、G1桁からG4桁(図-2参照)に発生する曲げモーメント、せん断力、軸力の分担率を示した。検討結果より、二次元モデルと三次元モデルに差異は見られなかった。なお、曲げモーメントおよびせん断力のG1桁比率が高いのは、桁の片持ち梁が左右非対称のためである。ただし、軸力では主桁位置に係らず概ね均等分担となった。

表-4 分担率検討結果

曲げ	端部	三次元	分担率			
			G1桁	G2桁	G3桁	G4桁
			0.33	0.22	0.21	0.24
支間中央	三次元	0.32	0.22	0.21	0.24	
		0.26	0.25	0.24	0.24	
せん断	三次元	0.26	0.25	0.24	0.24	
		0.30	0.22	0.20	0.26	
軸力	三次元	0.30	0.22	0.22	0.26	
		0.26	0.24	0.25	0.25	
曲げ	端部	二次元	0.26	0.24	0.25	0.25
		二次元	0.26	0.24	0.25	0.25

以上の結果より、桁の分担率は二次元モデルと三次元モデルのどちらを用いてもよいと考えられる。以下の検討では全て二次元モデルによる解析を前提とした。なお、

以下の二次元骨組みモデルによる解析では、全断面の剛性を有したモデルによる解析を実施し、表-4に示した分担率によって桁の照査を実施した。また、下部工では全断面による照査を実施している。

3.2 常時解析結果の比較

常時解析結果として、ケース1で桁に発生する曲げモーメント分布を図-6に示す。ここで、縦軸は曲げモーメント、横軸は補強盛土一体橋梁端部を0mとした橋軸方向である。なお、比較としてスパン長35mおよびスパン長40mのPRC-T単純桁の曲げモーメント分布を、桁中央部を合わせた上で併記した。解析結果より、補強盛土一体橋梁としたことで、桁端部に負の曲げモーメントが発生していることが確認できる。ただし、桁端部に発生した負の曲げモーメントは桁中央部に発生する曲げモーメントの8%程度であった。

補強盛土一体橋梁では、プレストレスを与えた主桁を架設後に端部を接合するため、クリープ変形の端部拘束に伴う不静定力が発生する。その際、曲げモーメントが負側にシフトする(図-6右)。また同様に、導入したプレストレスの変形も拘束されるため不静定力が発生する。解析の結果、ケース1では、クリープ変形に伴う不静定力では-12113kN・m、プレストレス変形の拘束に伴う不静定力は+15696kN・mの曲げモーメントが桁に発生する結果となった。なお、接合後に載荷される版上荷重でも端部に負の曲げモーメントが発生する。そのため、合計値として、端部に負の曲げモーメントが発生する結果となる。

また、単純桁との比較より、桁中央部の曲げモーメントがスパン長35mに対して7%増加、スパン長40mに対して30%低減する結果となった。これより、補強盛土一体橋梁としたことで、スパン長を5m長くしてもスパン長35mの単純桁と同程度の最大曲げモーメントに抑えることが可能となることがわかった。さらに、図-6には含まれていないが、列車の衝撃荷重²⁾(列車走行の動的応答分の荷重)も、スパン長35mの結果から補強盛土一体橋梁とすることで、6割程度減少した。

図-7に、ケース1での補強盛土一体橋梁全体系に発生する曲げモーメントおよび変形図を示す。曲げモーメントの結果より、下部工では橋台の中腹部で最大の曲げモーメントが発生する結果となった。また、変形図より桁の上反りが20mm程度発生する結果となった。

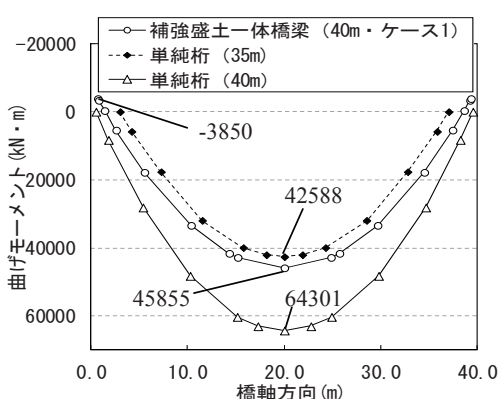


図-6 桁に発生する曲げモーメント分布

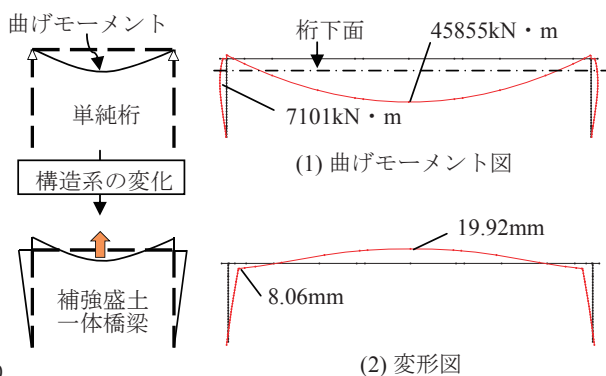


図-7 橋梁に発生する曲げモーメントおよび変形 (ケース1)

表-5に、図-3に示した解析ケースでの結果を示す。ここでは、曲げモーメントとせん断力、軸力の最大値を示した。なお、軸力は正が圧縮側、負が引張側である。ケース1とケース2の比較より、補強盛土ばねを強ばねとすることで、桁中央部の曲げモーメントや軸力、橋台の曲げモーメントとせん断力が大きくなることがわかった。特に桁軸力では、ケース1と比較してケース2の軸力が3.3倍以上発生する結果となった。ただし、発生軸力が引張軸力となるため、断面照査が強ばねを用いたケースで厳しくなると考えられる。

ケース3, 4では, 橋台のく体厚さをケース1, 2の1.4mから1.0mへと狭めた解析を実施した。解析結果より, 桁中央部の曲げモーメントが大きくなる結果となった。また, 橋台の曲げモーメントおよびせん断力は, ケース1, 2と比較して小さくなる結果となった。

ケース5, 6では, コンクリート部材に与える収縮量を 300μ に設定して検討を行った。解析結果より, 桁中央部の曲げモーメントや軸力, 橋台に発生する曲げモーメントおよびせん断力が大きくなる結果となった。特に強ばねを用いたケース6では本検討で最も大きな応答値が発生する結果となった。一方, ケース5, 6に対して桁と橋台の接合時期を1ヶ月から3ヶ月に変更したケース7, 8では, 発生する応答値が緩和される結果となった。そのため, 施工時期や施工条件に影響されるものの, 部材に生じる断面力を緩和するためには, 桁と橋台の接合時期を延ばすことが望ましいといえる。

また, ケース9, 10では, 施工時期が夏季となることを想定して, コンクリートが膨張する条件での検討を行った。解析結果より, 桁端部での曲げモーメントが大きくなる結果となった。ただし, 最も桁端部の曲げモーメントが大きくなるケース10であっても, 桁中央部の曲げモーメントに対して0.24倍程度であるため, PCケーブルの配置や配筋で対応が可能となると考えられる。

3.3 常時解析の照査結果

表-6に, ケース1~4, 6, 8の照査結果を示す。照査はRC標準に準拠し, 安全性(曲げ耐力, せん断耐力), 復旧性(曲げ耐力, せん断耐力), 耐久性(ひび割れ幅)に関する照査を実施した。ここで, ()内は各性能の照査項目であり, 表-6の数値は応答値/制限値とした性能毎に与えられる安全率である。照査結果より, 桁中央部の曲げに関する耐久性の照査で, ケース4, 6, 8の照査値が1.0を超える結果となった。これらのケースは, 強ばねを用いたケースでのく体厚さを小さくしたケース, 収縮量を 300μ としたケースである。また, これらのケースでは橋台に必要な鉄筋本数も多くなった。さらに, ケース4より, 長スパン化した補強盛土一体橋梁では, 橋台の曲げ剛性を大きくすることで桁や橋台の照査を満足することがわかった。

ケース6, 8より, コンクリートの収縮量が補強盛土一体橋梁の設計に大きく影響を与えることがわかった。そのため, RC標準²⁾に定められた基本ケースの収縮量である 150μ 以上の収縮が発生する可能性がある場合には, 桁高さを大きくするなどの対応が必要となる。

表-6 照査結果

解析 ケース	桁							橋台				
	中央部・曲げ			端部・曲げ		せん断		軸方向鉄筋 本数D32	曲げ		せん断 安全性	
	安全性	復旧性	耐久性	安全性	復旧性	安全性	耐久性		安全性	耐久性		
1	0.78	0.73	0.38	0.78	0.73	0.73	0.92	72	0.76	0.58	0.22	
2	0.81	0.77	0.98	0.67	0.70	0.73	0.92	86	0.91	0.98	0.36	
3	0.82	0.77	0.58	0.46	0.38	0.73	0.92	72	0.92	0.64	0.24	
4	0.85	0.80	1.23	0.51	0.49	0.73	0.92	108	0.86	0.85	0.37	
6	0.86	0.81	1.55	0.57	0.60	0.73	0.92	108	0.97	1.12	0.42	
8	0.85	0.80	1.44	0.59	0.63	0.73	0.92	108	0.79	0.91	0.40	

3.4 補強盛土分離構造の検討

3.3節より, 収縮量大きい場合に照査を満足しない結果が得られた。その際, 桁高さを大きくすることで対応が可能となるものの, 桁高さを大きくすることで, 桁下の道路の建築限界や橋台高さに影

響を及ぼす懸念がある。そこで、以下では桁高さを変更せずに照査値を緩和する構造を検討した。具体的には、桁と橋台の接合部のみ補強盛土と分離させた構造（以下、補強盛土分離構造）である。補強盛土分離構造の概要を図-8に示す。元々、接合部では施工順序の問題から補強盛土を二段階（接合前、接合後）で施工する必要があった。本構造であれば、補強盛土を一度で施工とすることが可能であり、なお且つ、弱ばね程度の拘束力となることが期待できる。

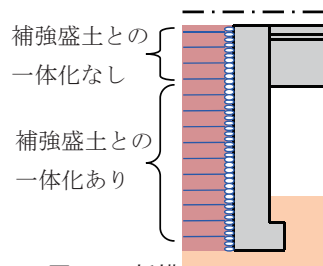


図-8 新構造概要図

検討結果を表-7に示す。ここで、解析は照査値が最も厳しかったケース6で行った。結果より、全ての照査結果で照査値が小さくなることが確認できる。また、引張軸力が6割ほど減少する結果が得られたが、桁の耐久性の照査値が満足しない結果となった。ただし、桁の接合時期を延ばしたケース8以上の照査値低減効果を得ることができた。

表-7 従来構造と補強盛土分離構造の比較

解析 ケース	桁						橋台				
	曲げモーメント		軸力 (kN)	照査結果			軸方向鉄 筋本数 D32	曲げ モーメント (kN・m)	せん断 (kN)	照査結果	
	中央径間 (kN・m)	端部 (kN・m)		中央径間部・曲げ						安全性	耐久性
				安全性	復旧性	耐久性					
6	49123	-347	-13662	0.86	0.81	1.55	108	25330	5908	0.97	1.12
補強盛土分離構造	49218	-488	-5989	0.83	0.78	1.14	108	16136	4498	0.71	0.88

4. 地震時解析結果

図-9に、ケース1での静的非線形解析結果を示す。なお、解析では常時解析で用いた断面を用いた。解析の結果、L2地震動の地表面設計地震動の弾性加速度応答³⁾以内にとの部材も降伏が発生しない結果となった。これは、鉄道構造物で想定しているL2地震であっても無損傷となることを示している。また、L2地震動時の変位量が16mm程度であり、一般的なラーメン高架橋の地震時変位量に比べて小さい変位量となった。これより、補強盛土一体橋梁による地震時応答の低減が確認できた。また、本検討より、3章の常時解析モデルに対して地震時相当の荷重を与えることで部材の降伏の有無を確認することで地震時解析を省略するなど、設計法の簡略化が考えられる。

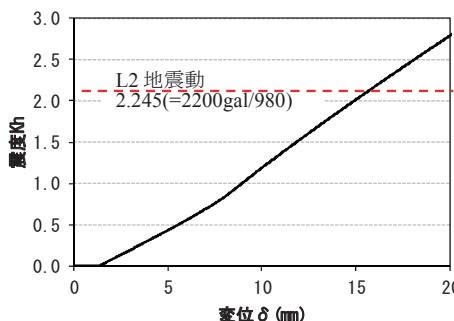


図-9 荷重変位曲線(ケース1)

5. まとめ

インテグラル橋梁と補強土橋台を組み合わせた補強盛土一体橋梁の長スパン化に関する検討を行った。長スパン化に際し、スパン長40mの補強盛土一体橋梁に対して、PCケーブル配置を変更したスパン長35mの単純桁断面の適用が可能であることを示した。また、橋台のく体厚さや収縮量が常時解析に影響を与えることがわかった。その対応として、補強盛土分離構造の効果を明らかにした。地震時解析では、常時解析で決定された断面により、L2地震に対しても損傷が発生しないことがわかった。

6. 参考文献

- 1)玉井真一, 神田政幸, 龍岡文夫: 補強土橋台一体橋梁, コンクリート工学, Vol.52, No.14, 2014.10.
- 2)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一, 丸善, 2004
- 3)鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説-耐震設計一, 丸善, 2012
- 4)鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説-土留め構造物一, 丸善, 2012
- 5)佐々木ほか: 長スパン GRS 一体橋梁の温度伸縮が地震時応答に与える影響の解析的検討, 土木学会 第69回年次学術講演会, I-402, pp.803-804, 2014.9.