論文 PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の特性

玉井 真一*1・石井 秀和*2・高嵜 太一*3

要旨:補強盛土一体橋梁は、ジオテキスタイル補強材により補強された橋台背面盛土と橋台を一体化し、さらに桁を剛結したインテグラル橋梁で、耐震性、耐津波性に優れ、交通荷重に対するたわみ、振動が少ない。 補強盛土一体橋梁はこれまで RC や SRC 桁による施工実績があるが、PC 桁による施工実績は無い。PC 桁を用 いた場合は、プレストレスによるクリープ変形の拘束により発生する不静定力の影響を考慮して設計する必 要がある。本検討では PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の試設計を行い、同一長さの単純桁との比較、設計パ ラメータの影響を検討して、その特性を明らかにした。

キーワード:補強盛土一体橋梁,インテグラル橋梁, PC 桁,不静定力

1. はじめに

補強盛土一体橋梁¹⁾は,網状のジオテキスタイル補強 材により補強された橋台背面盛土と橋台壁体を,ジオテ キスタイル補強材端部を橋台壁体の背面に定着すること により一体化した補強土橋台に,さらに桁を剛結して一 体化した,**図-1**に示すようなインテグラル橋梁である. 形状はインテグラルアバット橋やポータルラーメン橋と 類似しているが,橋台壁体が背面盛土と一体化されてい る点が異なる。補強盛土一体橋梁は,桁,橋台,背面盛 土が一体として外力に抵抗するため,単純桁橋梁に比べ て耐震性,耐津波性²⁾に優れ,交通荷重に対するたわみ, 振動が少ない。



図-1 補強盛土一体橋梁

補強盛土一体橋梁はこれまで鉄道橋として数橋が施工 されているが、上部工の構造は RC 桁または SRC 桁であ り、PC 桁を用いた橋梁はまだ建設されていない。これは 架設後もプレストレスによる変形が継続する PC 桁に対 する補強盛土による拘束の程度が不明なためである。そ こで本論文では補強盛土による拘束の影響を考慮して PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の特性を検討した。

2. 検討対象とする橋梁

新幹線用複線橋を対象とし、橋長 30m の PC 単純桁と

*1 鉄道・運輸機構 設計技術部長 (正会員)
*2 鉄道・運輸機構 設計技術部
*3 日本交通技術(株)

橋長 31m の補強盛土一体橋梁を比較検討する。図-2に 補強盛土一体橋梁を示す。単純桁の場合は桁長と主桁断 面が同一で橋台上に支承を有する構造となる。単純桁と 補強盛土一体橋梁で, PC 鋼材の本数やスパン中央断面に おける配置位置は同一とする。



補強盛土一体橋梁の施工手順を図ー3に示す。

- (1) 両側の補強土橋台を構築する。
 (a)自立性のある補強盛土を施工する。
 (b)基礎地盤の沈下収束を確認後,橋台の RC 壁体を 桁下高さまで施工する。
- (2) 製作ヤードで製作した PC 桁を, 橋台上に架設する。
- (3) 橋台と桁の隅角部を施工する。
- (4) 桁間床版, 張出床版, 橋面工を施工する。 なお, 隅角部については差筋による結合で剛結とでき ることを確認している³⁾。



(4) 床版・橋面工の施工図-3 補強盛土一体橋梁の施工手順

3. 補強盛土一体橋梁に発生する不静定力

3.1 不静定力の発生要因

上記の手順で施工する補強盛土一体橋梁では, PC 桁の クリープ,収縮,温度変化による変形が橋台により拘束 されるため不静定力が発生する。

(1) 桁短縮の拘束

PC 桁はクリープ,収縮,温度降下により短縮する。剛 結されている橋台の頭部がスパン方向に回転するため, 桁に正の曲げモーメントが発生する。また,短縮が橋台 に拘束されることにより桁全長に引張軸力が発生する。

(2) 桁自重によるクリープたわみの拘束

PC 桁は自重によるクリープでたわみが進行する。剛結 されている橋台がたわみによる桁端の回転を拘束するた め、桁に負の曲げモーメントが発生する。

(3) プレストレスカによるクリープ反りの拘束

PC 桁はプレストレスによるクリープで反りが進行す る。剛結されている橋台が反りによる桁端の回転を拘束 するため,桁に正の曲げモーメントが発生する。

3.2 断面力の算定方法

上記のような不静定力は補強盛土一体橋梁だけの現象 ではなく、構造系変化を伴う PC 橋では一般的なことが らである。従って、不静定力を含む断面力の算定は骨組 解析を用いる汎用設計プログラムにより行った。図-4 に解析モデルを示す。橋台背面に背面盛土の影響を表す バネが取り付けられている点はインテグラルアバット構 造⁴⁾と同様であるが、インテグラルアバット構造ではバ ネが背面盛土の受働抵抗(橋台が背面盛土を押す方向) のみ作用するのに対して、補強盛土一体橋梁では補強盛 土内のジオテキスタイル補強材が橋台壁体に定着されて いるため、受働抵抗と主働抵抗(橋台が背面盛土を引く 方向)の両方に作用することが特徴である。

4. 設計パラメータの設定

4.1 橋台背面バネ

橋台背面バネは,引張力が作用する場合はジオテキス タイル補強材の引張剛性を表し,圧縮力が作用する場合 は背面盛土の圧縮剛性を表す。

ジオテキスタイル補強材は盛土材に埋設されている ことからその引張剛性は盛土材の拘束を受け、ジオテキ スタイル補強材単体の気中での引張剛性とは異なる。鉄 道構造物等設計標準の解説⁵⁾では補強土橋台の耐震設計 用の設計値として気中引張剛性の5倍の値が示されてい る。しかし、補強土橋台では桁の伸縮を支承で吸収して



いるため水平力は地震時のみに作用するのに対して,補 強盛土一体橋梁では桁の伸縮によっても水平力が作用す るため,荷重や変位のレベル,繰返し回数が地震時とは 異なる。そこで橋台背面の幅1m,高さ2.1mを実大寸法 で取出した供試体を作成し,正負交番載荷を行って橋台 背面バネの特性を検討した⁹。

図-5に供試体を示す。まず、ジオテキスタイル補強 材を 30cm 毎に挟みながら、セメント改良砕石を転圧し て盛土部を作成した。詳細図に示すように、壁体に接す る部分は溶接金網を補助材としてジオテキスタイル補強 材を巻込み、折返している。壁体背面の 1m の範囲は壁 体と補強盛土の変位差を吸収する緩衝層であり、砕石は セメント改良を行っていない。ジオテキスタイル補強材 はビニロン繊維を塩化ビニルで被覆し、グリッドに成形 したもので、直交する2方向の強度が同一であるもの(図 -6)を用いた。設計基準破断強度は81kN/m、150cm 長 の供試体の気中引張剛性(実測値)は1230kN/m/m であ る。

次に,壁体のコンクリートを打設した。盛土側は型枠 を用いず,盛土端面に直接コンクリートを打ち込んでい るので,ジオテキスタイル補強材がコンクリートに定着 されている。



図-6 使用したジオテキスタイル補強材

なお,用心鉄筋として盛土から壁体にアンカー鉄筋 (ジオテキスタイル補強材1層あたりD13×4本)を配 置した。

図-5の壁体背面詳細図に示すように、壁体側ではジ オテキスタイル補強材と溶接金網が2重に配置されてい るため引張剛性が高く、盛土側はジオテキスタイル補強 材がセメント改良土内に埋設されている。そのため図中 に自由長として示す 300mm の区間を中心とした約 400mm の区間でジオテキスタイル補強材が伸長するこ とがひずみ測定結果から明らかとなっている^の。

載荷は静的に行い,引張側は壁体の水平変位で4,8, 12mm までとした。この水平変位は橋長20,40,60mの 桁の温度降下-25℃と収縮 -150μ に相当する変位であ る。圧縮側は水平変位で1,2,3mm または水平荷重で 300,600,900kN までの先に到達した方とした。繰返し 回数は引張側水平変位4mm までを5回,8,12mm まで をそれぞれ15回繰り返した。

図-7に正負交番載荷で得られた荷重-変位関係を 示す。変位は壁体を引張る方向を正としている。引張側 は載荷の初期では大きな剛性を示すが、繰り返し載荷に より徐々に剛性が低下している。図中にジオテキスタイ ル補強材の気中引張剛性とその5倍の値を示したが、引 張剛性は載荷の初期では気中引張剛性の5倍程度を示し、 繰返し載荷後には気中引張剛性程度まで低下している。 また、圧縮剛性は繰返し載荷により変化しない。



載荷に伴い引張剛性が低下する現象は、コンクリート 中の鉄筋のテンションスティフネスが鉄筋のひずみ増加 とともに減少することと同様の現象と解釈できる。すな わち、盛土砕石によるジオテキスタイル補強材の拘束が 変位の増加に伴い徐々に低下してゆくものと考えられる。 今回の検討では、以降に示すように、PC桁のクリープ や収縮が一度に生じると仮定した解析を行ったので、橋 台背面バネのバネ値として、完成直後の桁変位に対する 強バネ(ジオテキスタイル補強材の気中引張剛性の5倍) と、長期間経過後の桁変位に対する弱バネ(ジオテキス タイル補強材の気中引張剛性)の2通りを設定した。ま た、橋台背面バネの存在自体の影響を検討するために、 仮想的に橋台背面バネが無い場合も検討した。

4.2 橋台壁厚

橋台壁厚は,橋台頂部に桁を架設した際の安定および 隅角部の耐力確保を考えて 1.3m を標準に設定した。し かし,上記の不静定力は桁の変形を橋台が拘束すること により生じるため,橋台壁厚を減少させて拘束度合いを 下げれば不静定力が減少する。そこで,壁厚 1.0m につ いても検討を行った。なお,補強土橋台では背面盛土が ジオテキスタイル補強材により補強され自立性を有する ので,橋台には土圧が作用しない。したがって背面盛土 の土圧は橋台壁厚の決定要因にはならない。

4.3 不静定力の算定条件

不静定力の算定には、PC 桁のクリープや収縮を時系列 で算出し、これを拘束する橋台コンクリートや背面バネ の特性もひずみや時間依存性を考慮して行う方法と、ク リープや収縮が一度に生じると仮定し、拘束体の剛性も ひずみや時間依存性を考慮した固定値として設定する方 法がある。今回の検討は2章に示した施工手順による補 強盛土一体橋梁の PC 桁の挙動を大局的に把握すること を目的としているため、後者の方法によった。すなわち、 主桁と橋台の剛結を主桁製作開始から28日目と仮定し、 その時点でのクリープ係数 1.5 に相当するクリープ変形 が拘束されるものとした。また、収縮ひずみは 150μ, 温度降下は-12.5℃とした。これらのクリープ係数,収 縮,温度降下はいずれも鉄道構造物等設計標準⁷に示さ れている設計用値である。ただし、コンクリートの収縮 は長期間にわたり継続するとの指摘⁸もあるので,設計 用値の2倍の300μについても検討することとし、収縮 150 μ と組み合わせる橋台背面バネは強バネ, 収縮 300 μ と組み合わせる橋台背面バネは弱バネとした。

4.4 検討ケースのまとめ

以上により、表-1に示す各ケースの検討を行った。

ケース	橋台背面バネ	壁厚	収縮	目的
ケース1	強	1.3m	150μ	基本,短期材齢
ケース2	弱	1.3m	300μ	基本,長期材齢
ケース3	無	1.3m	150μ	橋台背面バネの影響
ケース4	強	1.Om	150μ	味豆汁小の影響
ケース5	弱	1.Om	300μ	壁厚順少の影響

表-1 検討ケース

5. 検討結果と考察

5.1 単純桁と補強盛土一体橋梁の比較

図-8に単純桁と補強盛土一体橋梁の桁に作用する曲 げモーメント(ケース1)を荷重の作用段階を追って示 す。また,表-2に単純桁とケース1~5のスパン中央 の曲げモーメントおよび軸力を示す。図-8の曲げモー メント図について考察する。

(1) 主桁自重

補強盛土一体橋梁の主桁は橋台上に単純支持で仮置き されるので、曲げモーメントは単純桁と同一である。

(2) 架設後荷重

床版や橋面工の自重である。補強盛土一体橋梁では, 床板や橋面工の自重は桁端が橋台に固定された状態で作 用するため,スパン中央の曲げモーメントはおよそ 1/2 になる。

(3) 不静定力

3.1 に示した各要因による不静定力であり,合計は正 曲げモーメントとなる。不静定力の内訳を表-2に示す。

(4) 永久作用時

(1)~(3)の合計である。補強盛土一体橋梁では架設後荷重 による曲げモーメントが減るが,正曲げの不静定力が作 用するため,永久作用時のスパン中央の曲げモーメント は単純桁と同程度の値となる。

PC 構造では永久作用時に引張縁に引張応力を発生させないこと, PRC 構造では過大な引張応力を発生させないことが桁断面の決定要因となるため,補強盛土一体橋梁の桁高は同一橋長の単純桁と同一とすることが妥当であると考えられる。一般に RC 構造は総支保工で施工され,主桁自重が支保工解体後に作用するため,補強盛土一体橋梁は単純桁と比較して桁高を小さくすることができるが,このことは PC 桁架設方式で施工する場合にはあてはまらない。

(5) 変動作用

変動作用(鉄道橋では列車荷重)による曲げモーメン トは、補強盛土一体橋梁では単純桁と比較して大幅に減 少する。これは桁端が橋台に固定されていることによる 曲げモーメント分布の変化に加えて、同じく桁端が固定 されていることによる桁の固有振動数の上昇により列車 振動に対する共振の可能性が低下し、設計衝撃係数を減 少させることができる効果が大きい。本検討の場合、使 用状態での設計衝撃係数は単純桁の0.26に対して補強盛 土一体橋梁では0.14 である。

(6) 永久+変動作用時

補強盛土一体橋梁では変動作用による曲げモーメント が減少する結果,永久作用と変動作用を組み合わせた曲 げモーメントも減少し,単純桁と比較して余裕度の高い 設計とすることができる。



図-8 単純桁と補強盛土一体橋梁の曲げモーメント

	曲げモーメント(kNm)				<u>=</u> 軸力(kN)(上縮を止)						
	単純桁	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5
				(ケース1比)	(ケース1比)	(ケース2比)			(ケース1比)	(ケース1比)	(ケース2比)
パラメータ		強バネ	弱バネ	バネ無し	強バネ	弱バネ	強バネ	弱バネ	バネ無し	強バネ	弱バネ
		壁厚1.3m	壁厚1.3m	壁厚1.3m	壁厚1.0m	壁厚1.0m	壁厚1.3m	壁厚1.3m	壁厚1.3m	壁厚1.0m	壁厚1.0m
		収縮150μ	収縮300μ	収縮150μ	収縮150μ	収縮300μ	収縮150μ	収縮300μ	収縮150μ	収縮150μ	収縮300μ
永久作用											
主桁自重	3323	3334	3334	3334	3365	3365	0	0	0	0	0
架設後荷重	5002	2679	2814	2890	2869	3170	732	523	422	848	566
合計	8325	6013	6148	6223	6234	6535	732	523	422	848	566
				(1.04)	(1.04)	(1.06)			(0.58)	(1.16)	(1.08)
不静定力											
収縮	0	470	667	287	537	712	-738	-480	-57	-679	-462
自重	0	-1276	-1277	-1272	-1267	-1255	200	171	147	245	198
プレストレス	0	2468	2398	2329	2439	2309	-1100	-548	-301	-1099	-569
温度降下	0	392	278	224	447	297	-615	-200	-48	-566	-192
合計	0	2054	2067	1568	2156	2064	-2252	-1057	-258	-2100	-1025
				(0.76)	(1.05)	(1.00)			(0.11)	(0.93)	(0.97)
永久作用時	8325	8066	8215	7791	8390	8598	-1521	-533	164	-1252	-459
				(0.97)	(1.04)	(1.05)			-(0.11)	(0.82)	(0.86)
変動作用	2993	1268	1322	1349	1349	1463	269	191	153	310	206
永久+変動 作用時	11318	9334	9537	9140	9739	10061	-1252	-342	317	-942	-253
有効プレストレス	-7010	-6782	-6799	-6701	-6820	-6863	5665	5679	5340	5697	5733
有効プレストレス											
+不静定力	-7010	-4728	-4732	-5133	-4664	-4800	3413	4623	5082	3598	4708
プレストレス効率	100%	70%	70%	77%	68%	70%	60%	81%	95%	63%	82%

表-2 スパン中央の断面力

5.2 橋台背面バネ,橋台壁厚の影響

不静定力の影響は、不静定力の分だけプレストレスが 減少すると解釈することもできる。不静定力により減少 したプレストレスの有効プレストレスに対する比をプレ ストレス効率と定義すれば、表-2に示したように、ケ ース1ではプレストレス効率は曲げ成分に関して 70%、 軸力成分に関して 60%に減少する。

橋台背面バネが無いケース3をケース1と比較する と、不静定力は曲げモーメント、軸力とも減少し、プレ ストレス効率は向上する。表-3に示す永久作用時の桁 下縁圧縮応力度の比較では、ケース1はケース3に比べ て圧縮応力度が減少しており、ジオテキスタイル補強材 による拘束の影響が表れている。しかし、ケース1であ っても PC 桁の設計が困難であるほどの影響とは言えな い。

壁厚を1.0mに減少させたケース4,5では,壁厚1.3m のケース1,2と比較して不静定力やプレストレス効率 の変化は些少である。永久作用時の引張軸力は0.82~ 0.86倍に減少するが,曲げモーメントが1.04~1.05倍に 増加する結果,むしろ表-3に示すように桁下縁圧縮応 力度が減少している。これは断面応力度に対して曲げモ ーメントの影響が軸力より大きいためである。したがっ て,PC桁の変形拘束を緩和するために積極的に壁厚を減 少させる必要はないと言える。

表-3	『ン中央の永久作用時桁の下縁圧綱	i応力 度
表 - 3	「ン中央の永久作用時桁のト縁圧綱	前心ナ

ケース	単純桁	1	2	3	4	5
桁下縁 応力度	2.65	1.72	2.04	3.02	1.29	1.47
(N/mm ²) (ケース1比)			(1.19)	(1.76)	(0.75)	(0.85)

5.3 収縮の影響

表-2のケース1,2および4,5の比較より,収縮 150 μ と強バネの組合せに対して,収縮300 μ と弱バネの 組合せでは,永久作用時の曲げモーメントは約2%の増 加であるが,引張軸力が1/3近くに減少する。したがっ て**表**-3に示すようにケース2,5ではケース1,4と 比較して永久作用時の下縁圧縮応力度は増加する。300 μという値は現行の鉄道構造物等設計標準に示されてい る収縮予測式の最終値と同程度ではあるが,収縮の設定 については今後さらに検討が必要である。

6. まとめ

PC 桁を用いた補強盛土一体橋梁の特性について検討 を行った結果,以下のことがわかった。

(1) PC 桁端部が橋台に拘束されることによる不静定力 は正の曲げモーメントとなる。

- (2) 不静定力を含めた永久作用時のスパン中央の曲げ モーメントは単純桁と同程度となる。そのため、補 強盛土一体橋梁の桁高は同一橋長の単純桁と同一 とすることが妥当であると考えられる。
- (3) 桁端が固定される効果により、変動作用による曲げ モーメントが減少する。要因として、桁の固有振動 数の増加により列車振動に対する共振の可能性が 低下し、設計衝撃係数を減少させることができる効 果も含まれる。
- (4) 橋台壁体が背面盛土と一体化されている影響は PC 桁の断面応力度に現れるが,設計が困難であるほど の影響ではない。
- (5) 橋台壁厚を1.3mから1.0mに減少させても不静定力の変化は些少であり、むしろ永久作用による曲げモーメントが増加する結果となる。したがって積極的に壁厚を減少させる必要はない。
- (6) 収縮の値は鉄道構造物等設計標準の設計用値の2倍の300µ(現行収縮予測式の最終値程度)まではPC桁下縁応力度に与える影響は小さいが、補強盛土一体橋梁における収縮の設計用値についてはさらに検討を要する。

参考文献

- 1) 玉井真一,神田政幸, 龍岡文夫: 補強盛土一体橋梁, コンクリート工学, Vol.52, No.10, pp.892-898, 2014.10
- 2)進藤良則,米澤豊司,山崎貴之,青木一二三:補強 盛土一体橋梁の耐津波性と三陸鉄道被災橋梁への適 用,PC津波防災シンポジウム講演論文集,pp.51-54, 2015.8
- 3) 井上翔,玉井真一,轟俊太郎,岡本大,古屋卓稔: 補強盛土一体橋りょうの長スパン化に向けたPC-T形 桁とRC橋台の接合構造の検討,土木学会第70回年 次学術講演会,V-657,2015.9
- 4) 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2012.3
- 5)鉄道構造物等設計標準・同解説(土留め構造物), 2007.1
- 6)加藤久也,森野達也,陶山雄介,青木一二三,西岡 英俊,小島謙一:GRS 一体橋梁の長スパン化を想定 した補強盛土壁の正負交番載荷試験(その2:試験結 果),第48回地盤工学研究発表会,pp.1543-1544, 2013.7
- 7)鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物), 2004.4
- 8) 千々和伸浩,杉田恵,石田哲也,前川宏一:セメン ト硬化体中の微視的機構モデルに基づく実 PC 橋の 長期時間依存変形シミュレーション,コンクリート 工学年次論文集, Vol.32, No.1, 2010