

関門トンネルにおけるFRP合成床版による床版打替え

Replacement of the RC Slab of Kanmon Tunnel using FRP Composite Slab

久保 圭吾^{*1} 儀保 陽子^{*2} 木村 光宏^{*3}
 Keigo KUBO Youko GIBO Mitsuhiro KIMURA

Summary

The Kanmon Tunnel, an undersea tunnel completed in 1958, has a RC slab at its undersea part because it has a double-layered structure consisting of a vehicle road and a pedestrian path. Though the RC slab was replaced with an RC slab about 20 years ago, it was decided to replace it again due to fatigue damage caused by traffic load as well as deterioration caused by the progressive entry of sea water. For the replacement, an FRP composite slab was chosen in consideration of improved durability as well as workability at the site. This paper reports on the construction method of the slab utilizing the characteristics of the FRP composite slab, in the limited space inside the tunnel.

キーワード：床版打替え、合成床版、ガラス繊維強化プラスチック

1. はじめに

関門トンネルは、昭和33年3月に完成した海底トンネルであり、本州と九州を結ぶ大動脈として、平均交通量約34,000台/日、大型車混入率約24%と非常に重交通な線路である。このトンネルは、**図-1**の縦断面図に示すように、約3.5kmの自動車トンネルであり、海底部（780m）には歩道を併設している。このため、海底部では、**図-2**の断面図に示すように、上層に車道、下層に歩道と送気ダクトを有する2層構造となることから、トンネル内に床版を有している。

この床版は、直接輪荷重の影響を受ける上、海水がトンネル内に絶えずしみ出し（4800t/日）ており、送気ダクトでは、この海水の塩分を含んだ空気が床版下面を流

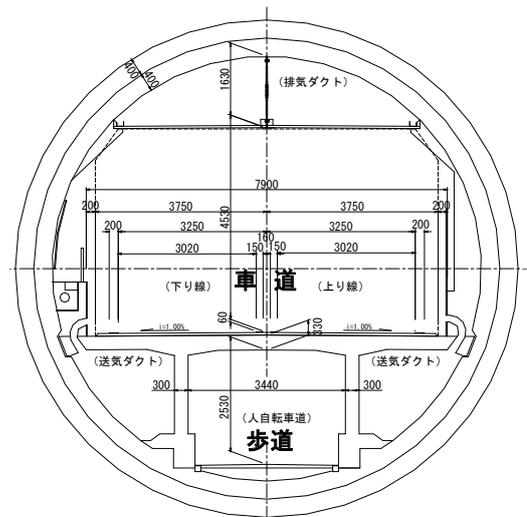


図-2 関門トンネルの断面図

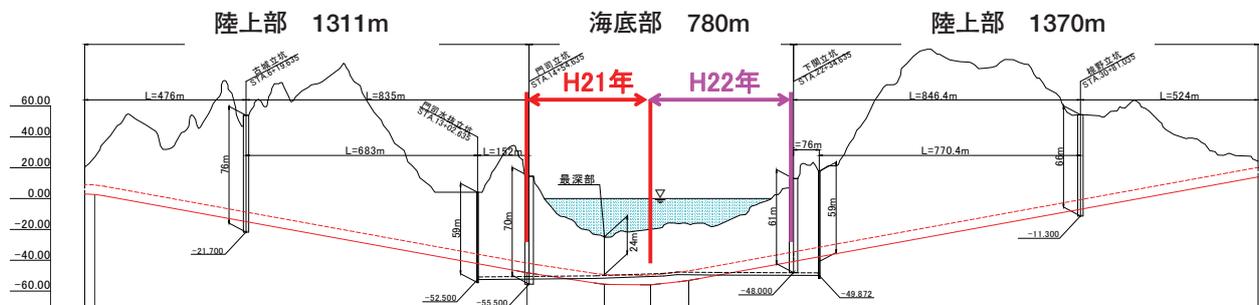


図-1 関門トンネルの縦断面図

*¹ 橋梁事業本部 技術本部技術部技術グループ課長代理
 *² 橋梁事業本部 技術本部技術部技術グループ主任

*³ 橋梁事業本部 千葉工場製造部製造グループ課長代理

れることから、塩害によるコンクリートの剥落や鉄筋の腐食などの損傷が多く発生していた。

なお、関門トンネルは、建設から約50年が経過しているが、海底部の床版は、約20年前にRC床版で打替えが行われており、今回の打替えは2度目である。このため、交通荷重に対する耐久性と耐塩害性に優れた床版構造が求められ、これらに対応できる床版として、FRP合成床版¹⁾が採用された。なお、本工事は、交通規制の関係から2ヶ年で分割して施工されており、1年目の施工終了後、より合理的な構造とするために、FRP合成床版の構造改善を行った。ここでは、これらのFRP合成床版の構造および施工方法について報告する。

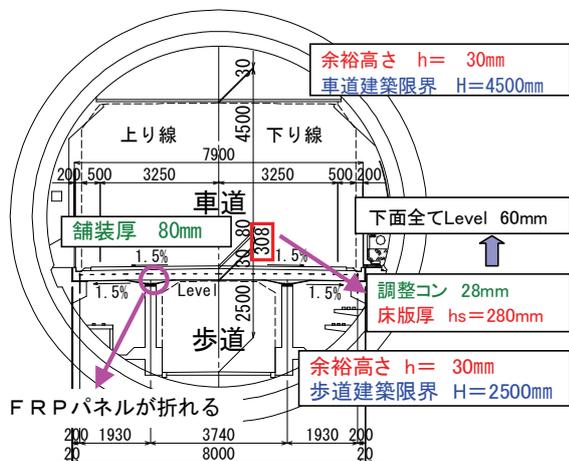


図-3 関門トンネルの断図形状

2. 1期（H21年）施工時の構造

(1) 構造概要

関門トンネルでは、50年前に完成したトンネルということもあり、トンネル断面が小さく、図-3の断面図に示すように車道部および歩道部の建築限界に余裕がない状況であった。一般に、合成床版では、横断勾配の変化に対しては、床版下面を直線として床版厚で調整するが、この場合、調整コンクリート厚が60mmとなり、施工誤差を調整する余裕高さ（30mm）が確保できず、施工が困難となる。このため、FRPパネルを中壁上で折った形状とすることで横断勾配に対応し、調整コンクリート厚を28mmとした。FRP材は、材料特性上、曲げ加工ができず中壁上で3分割する必要があるが、この場合架設パネル数が増加し、架設工程が大幅に増加してしまう。このため、3分割されたFRPパネルを、中壁部で折れた形状で接続して一体化することで架設パネル数を減少させた。図-4に、FRPパネルの形状を示す。

(2) 継手部の構造

中壁部に設置したFRPの継手は、輸送、架設時の形状を保持する必要があるが、リブ頂部は連結することが困難なため、リブ腹板面と底板下面をハンドレイアップ材の添接板（板厚6mm）により、接着材およびステンレス製ブラインドリベット（4.8φ）で連結する構造とした。

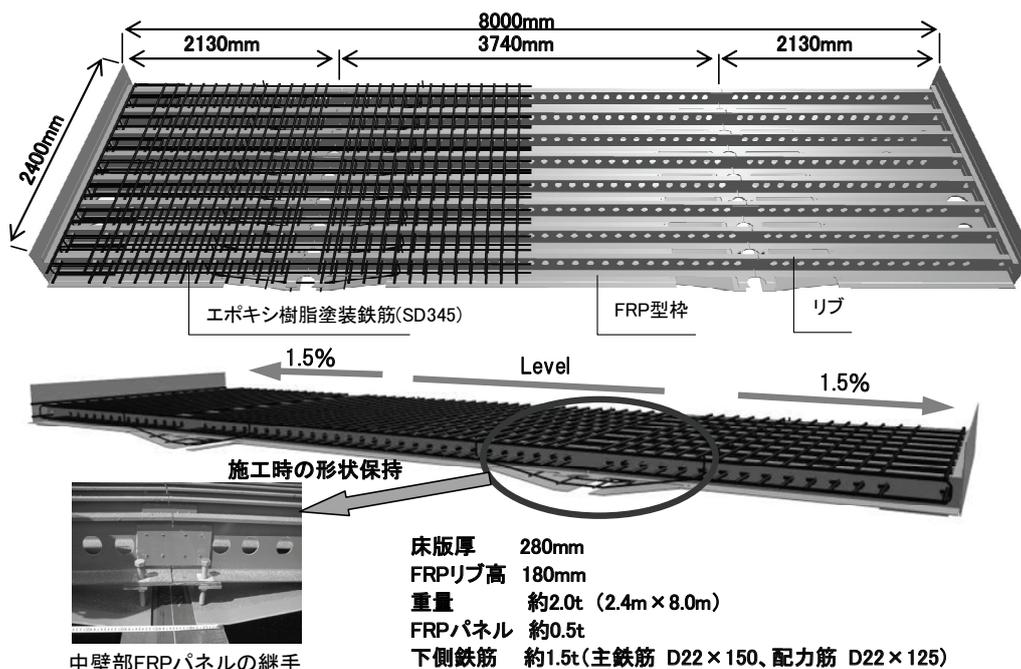


図-4 FRPパネルの形状（継手あり）

(3) 継手部の耐荷力試験

継手部は、輸送、施工時の形状保持はもちろんのこと、コンクリート打設時の荷重に対しても抵抗できる必要がある。このため、継手部の耐荷力を確認することを目的として、載荷試験を実施した。なお、継手部に作用する断面力は、継手部の剛性が継手部以外の剛性より小さいことから、**図-5**に示すピン結合と剛結合の中間的な値となることが予想される。ここでは安全側をみて、剛結合とした場合の断面力と比較することとする。

試験は、実際に用いるFRP引抜成形材と同一形状のリップ高さ180mmのものを使用し、リップ2本を含む600mmの幅の供試体とした。載荷は、継手部にコンクリート打設時と同様の負曲げモーメントが作用するように、片側を治具で固定し、片持ちの先端に載荷する方法とした。**図-6**に試験の概要を、**写真-1**に試験状況を示す。

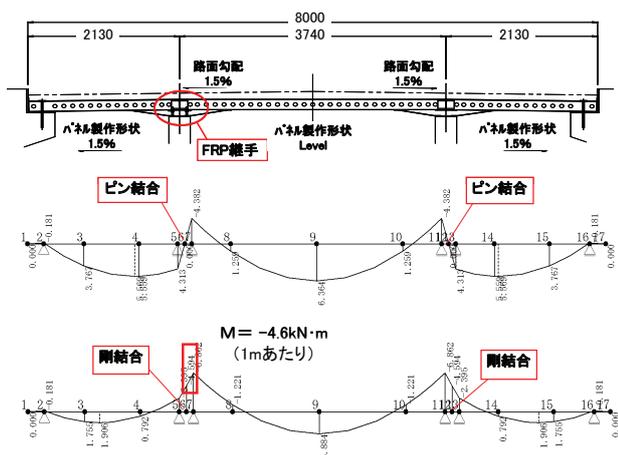


図-5 コンクリート打設時の断面力

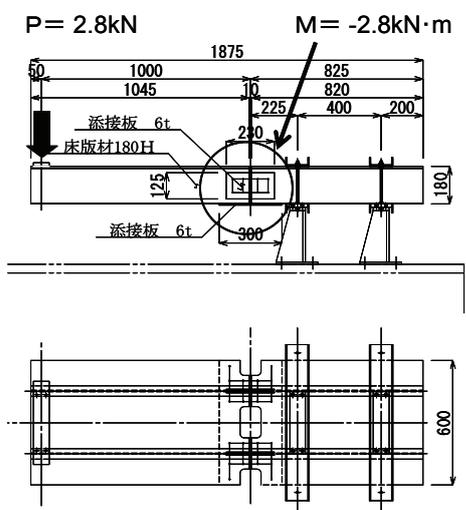


図-6 継手部の試験概要

表-1に、載荷試験結果を示す。これより、コンクリート打設時に継手に作用する曲げモーメント $-2.8\text{kN}\cdot\text{m}$ に対応する載荷荷重が 2.8kN であることから、いずれの供試体も4倍以上の耐荷力を有していることが確認できた。

添接部は、**写真-2**の破壊状況に示すように、曲げモーメントが大きい拘束部側の添接板の端部およびリベット付近から水平に亀裂が進展しており、急激な破壊はせず、亀裂進展後もある程度の荷重を保持できることが確認できた。

(4) コンクリート打設時のたわみ

コンクリート打設時の床版上面高さは、型枠からの高さで管理するが、FRP合成床版の場合、FRPの弾性係数が鋼材と比べ約 $1/7$ と小さいことから、コンクリート打設時のたわみが大きくなる傾向にある。したがって、施工時は、これを考慮したコンクリート厚を設定する必要があるため、FRPパネルの実物を用いて、実施工に近い荷重条件および支点条件で載荷試験を実施し、たわみ量の確認を行った。

試験は、**図-7**に示すように、架台を実施工時の支点



写真-1 継手部の試験状況

表-1 試験結果

供試体	破壊荷重
No.1	13.2kN
No.2	12.4kN
No.3	12.6kN

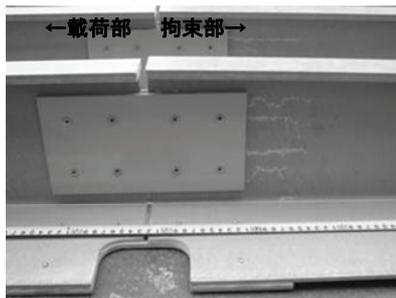


写真-2 継手部の試験状況

位置に配置することにより支持されたFRPパネルの上に、コンクリートの荷重を模擬してH型鋼を載せる方法で行った。このときの計測は、各支間中央部のたわみ量であり、ダイヤルゲージを用いて地面との相対たわみを計測した。なお、架台が沈下した場合の影響を考慮するため、荷重載荷時の架台の沈下量も計測した。

荷重は、架台上でのパネルの浮きを防止するため、支間部のたわみに影響を与えないと考えられる支点上のみ、H形鋼を載荷した状態を初期状態（0点時）とした。また、載荷順序の違いによる各載荷状態のたわみ量への影響を確認するため、**図-8**で示すような載荷ステップ（各ステップの着色部が載荷位置）で荷重を載荷した。このときの載荷状況を、**写真-3**に示す。

表-2に載荷試験の結果を示す。なお、架台沈下量の計測結果では、沈下量の値が小さく無視できる程度であったため、地面からの相対たわみで評価を行った。また、Step.2では、載荷時間の影響を調べるため載荷直後、

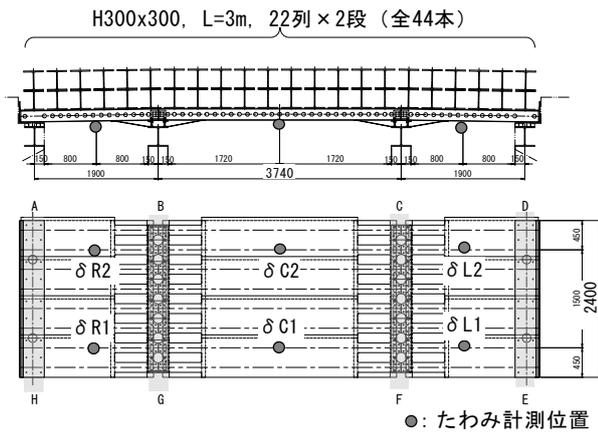


図-7 試験の概要

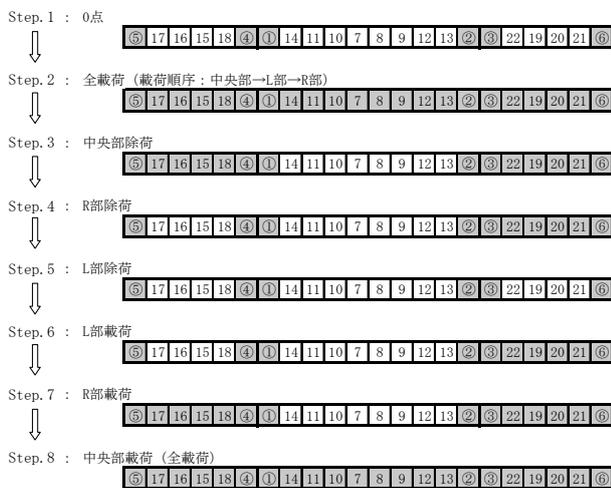


図-8 載荷ステップ

2時間、2.5時間経過後の計測も行っている。

これより、全載荷の時の中央支間のたわみが、7.8mmと解析値の5.5mmと比べ、若干大きな値となっている。これは、**写真-4**に示すように、中壁の支点部が高さ調整できるようにボルトで支持していることから、この部分の若干の隙間により、支点が沈下したものと推察できる。

載荷順序による影響については、載荷状態が同じ、Step.2とStep.8、Step.3とStep.7、Step.4とStep.6のたわみ量をそれぞれ比較すると、ほぼ同じ結果が得られていることから、各載荷状態のたわみ量に与える影響は、ほとんどないといえる。また、経過時間による影響に関して



Step.1



Step.2



Step.3



Step.4

写真-3 荷重の載荷状況

表-2 試験結果

		$\delta R1$	$\delta R2$	$\delta C1$	$\delta C2$	$\delta L1$	$\delta L2$	
Step.1	0点	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Step.2	全載荷	載荷直後	1.3	1.3	7.6	7.4	1.0	1.0
		2h経過	1.4	1.3	7.8	7.6	1.1	1.0
		2.5h経過	1.4	1.3	7.8	7.6	1.1	1.0
Step.3	中央部除荷	1.6	1.6	0.5	0.4	1.5	1.5	
Step.4	R部除荷	0.2	0.1	0.4	0.3	1.5	1.6	
Step.5	L部除荷	0.1	0.2	0.5	0.5	0.2	0.1	
Step.6	L部載荷	0.1	0.1	0.3	0.1	1.4	1.6	
Step.7	R部載荷	1.6	1.6	0.2	0.0	1.5	1.6	
Step.8	中央部載荷 (全載荷)	1.4	1.4	7.4	7.3	1.1	1.1	

は、Step.2（全載荷状態）の載荷直後と2時間経過後のたわみ量の比較より、載荷直後より2時間経過後のたわみ量が微量に増加（+0.2mm程度）しているものの、2時間経過後と2.5時間経過後のたわみ量では、ほぼ同じ値が得られている。よって、時間経過によりたわみは若干増加するものの、値が小さく、時間経過に伴うたわみの影響は考慮しなくても問題ないといえる。

3. 2期（H22年）施工時の構造

(1) 概要

1期施工では、FRPパネルを中壁部で分割して、継手

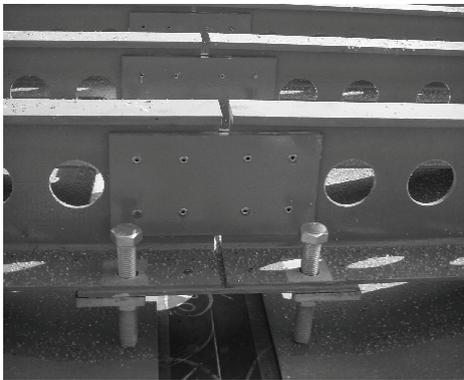


写真-4 支点部の構造

を設けたが、FRPパネルを一体化すると、中壁部の負の曲げモーメントに対してFRP材が抵抗できることから合理的な設計ができる上、パネルの継手が省略できるので構造の合理化が図られる。しかし、関門トンネルでは、前述のように、床版上側を車道と下側の歩道の余裕高さがほとんどなく、床版下面をレベルとして床版厚を変化させることにより路面勾配を確保することは困難である。そこで、FRPパネルを一体化した形状で、横断勾配、建築限界を確保できる方法として、FRPの弾性係数が比較的小さいという特性を利用した、パネル設置後に両端部を強制的に押さえる方法を提案した。ここでは、この施工方法の妥当性を確認するために実施した試験結果について報告する。図-9に、FRPパネルの形状を示す。

(2) 施工方法

一体化構造のFRPパネルは、パネルの両端を強制変位させる必要があるため、受台に設置されたアンカーを利用して押さえプレートにより強制変形を与えるものとする。また、コンクリートは、パネル両端を強制変位させた状態で打設し、打設後は死荷重によりアンカーに引張力が作用しなくなることから、押さえプレートを固定していたアンカーのヘッドをゆるめて正規の位置に設置するものとする。図-10に、施工要領と荷重状態を示す。

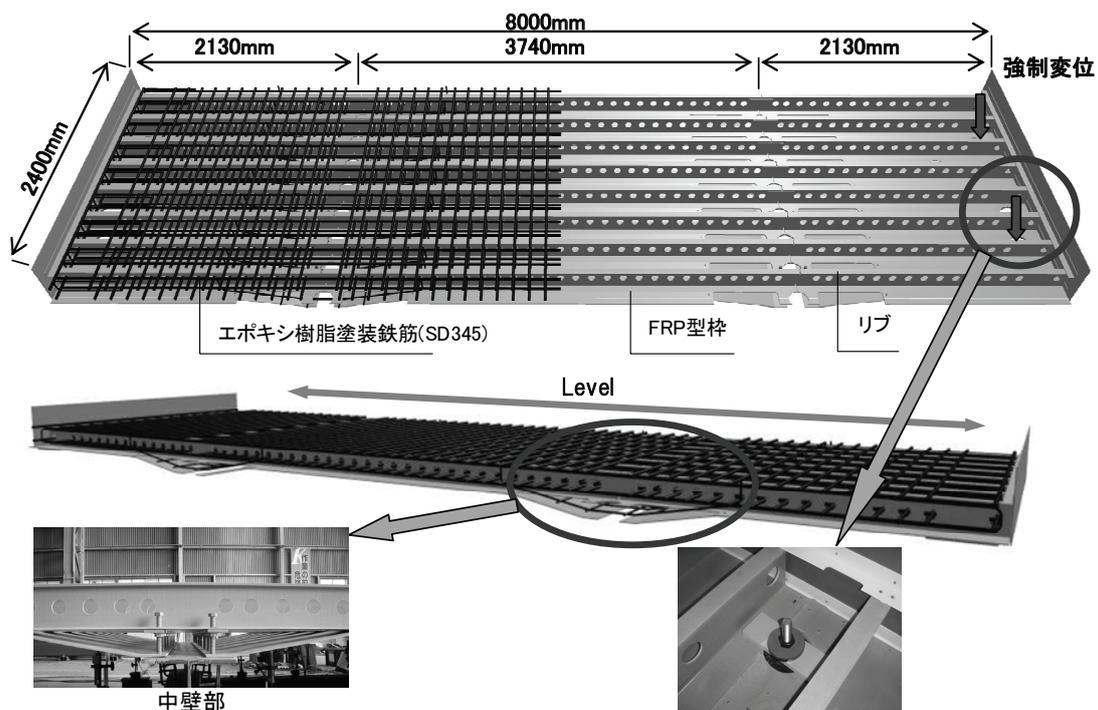


図-9 FRPパネルの形状（継手なし）

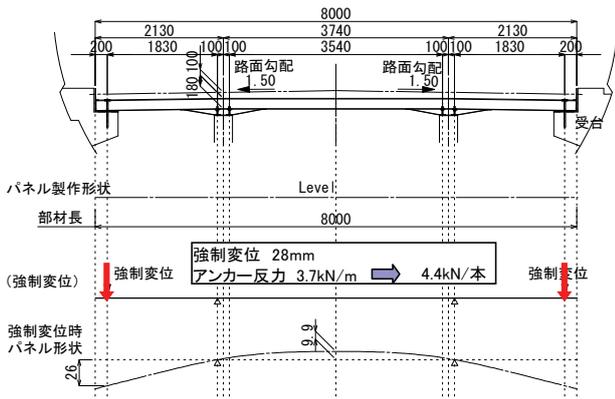


図-10 施工要領と載荷状態

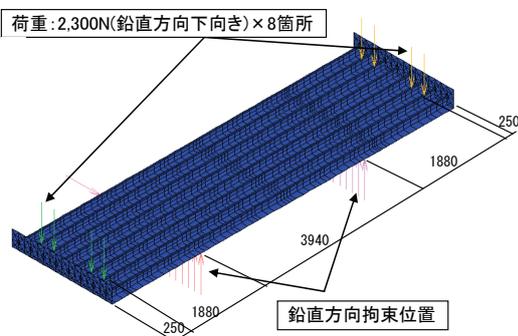


図-11 解析モデル

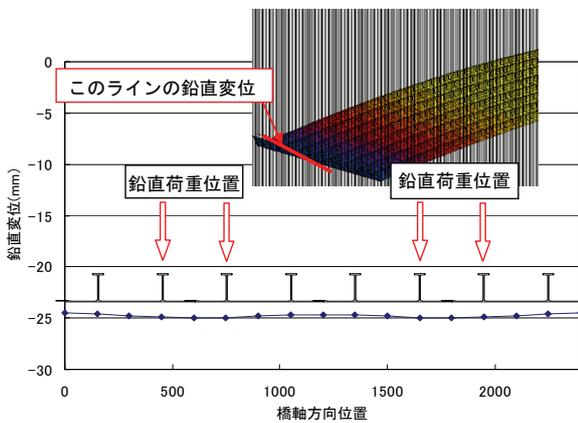


図-12 解析結果 (FEM解析)

表-3 解析結果 (フレーム解析)

	コンクリート打設前 (自重+強制変位)	コンクリート打設後
中央支間部たわみ	10.4 mm	6.9 mm
端支間部たわみ	- 11.6 mm	- 11.5 mm
アンカー反力	- 3.7 kN/m	1.7 kN/m

(3) 解析による検討

強制変位は、パネル幅2400mmに対し受台に設置した1200mmピッチのアンカーで与えられるが、リブ直角方向の剛性が小さいFRPパネルの場合、アンカー間が浮き上がる可能性がある。しかしながら、FRPパネルには側面板が設置されており、このFRP板の剛性によりアンカー間の変形が抑制されると考えられることから、FEM解析により変形量の確認を行った。このときの解析モデルを図-11に、解析結果を図-12に示す。これより、アンカー部のみで強制変位を与えた場合でも、FRP側板の剛性により、床版端部の橋軸方向の鉛直変位にほとんど差がないことから、本構造でFRPパネルに強制変位を与えることは可能と考えられる。

したがって、強制変位を与える時の荷重およびコンクリートを打設したときのたわみは、FRPパネルが橋軸方向に連続的に支持される構造と考えて問題ないことから、橋軸直角方向の梁としてフレーム解析により求めた。表-3に、このときの解析結果を示す。

(4) 施工確認試験

強制変位を与える方法の施工性を確認するため、実物のFRPパネルを用いて施工確認試験を実施した。供試体は、図-13に示す、橋軸方向に2400mm(輸送幅)の実物大のFRPパネルを用いた。

1) パネル強制変形時の確認試験

試験は、中壁部と受台部の支点高の差が設計値どおりになるように架台高さを調整し、受台部底面が架台に接するまでアンカーボルトのナットを締付け、パネルを強制的に変形させる方法とした。

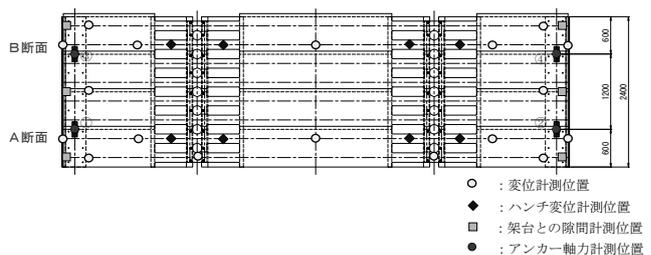
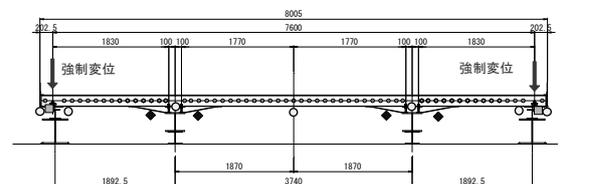


図-13 供試体

強制変位を与える時の施工は、手作業でナットを締める程度で十分な強制変位を与えることができ、施工上問題ないことが確認できた。

アンカーに作用する軸力は、写真-5に示すように、ロードセルをヘッドプレート上に挿入して計測した。パネルの中央部および端部のたわみは、変位計で計測し、架台との隙間は、すきまゲージで計測した。写真-6に、強制変位載荷時の状況を示す。

表-4、図-14に、強制変位載荷時のパネルの変位を示す。これより、たわみの値は解析値と比べ若干小さめの値となっていることがわかる。これは、中壁部の支点が下がっている影響と考えられ、これを勘案すると概ね一致しているといえる。図-15に、パネル端部の架台との隙間の計測値を示す。これより、強制変位を与えることによりアンカー部は密着するものの、アンカー間では若干隙間が生じている。しかし、この隙間はわずかであり、コンクリートを打設すると、この荷重によりさらに小さくなると考えられることから、問題ないと考えられる。

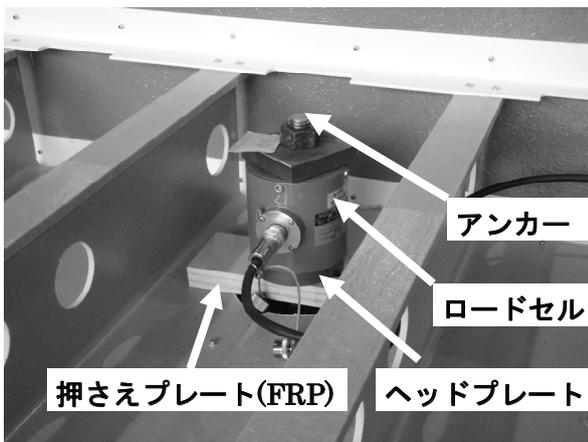


写真-5 アンカー部



写真-6 強制変位載荷時の状況

表-5に、強制変位を載荷した時の、アンカーの軸力を示す。いずれのアンカーも計算上の軸力(4.4kN)と比べ、かなり大きい値となっていることがわかる。これは、アンカーを手作業で可能な限りまで締めたことによるものであり、実際のアンカーには最大20kN程度の引張り力が作用するものと想定される。

2) コンクリート打設時の確認試験

試験は、コンクリート荷重に相当する等分布荷重を再

表-4 強制変位載荷時のパネルの変位

単位(mm)

部位	測点	A断面			B断面		
		解析値	実験値	差	解析値	実験値	差
受台部	①	-29.160	-30.740	1.580	-29.160	-30.680	1.520
側支間中央	②	-10.939	-12.375	1.436	-10.939	-12.645	1.706
ハンチ部	③	-	-2.460	-	-	-3.480	-
中壁部	④	1.037	-0.934	1.971	1.037	-0.934	1.971
ハンチ部	⑤	-	2.825	-	-	2.565	-
中央支間中央部	⑥	9.926	7.585	2.341	9.926	7.145	2.781
ハンチ部	⑦	-	1.715	-	-	1.685	-
中壁部	⑧	1.037	-0.532	1.569	1.037	-0.532	1.569
ハンチ部	⑨	-	-1.790	-	-	-2.075	-
側支間中央	⑩	-10.939	-13.110	2.171	-10.939	-13.345	2.406
受台部	⑪	-29.160	-30.500	1.340	-29.160	-30.520	1.360

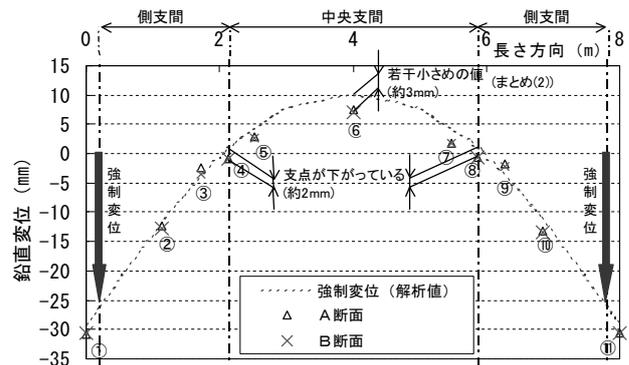


図-14 強制変位載荷時のパネルの変位

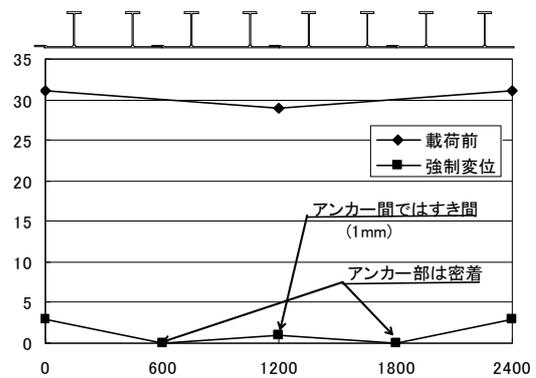


図-15 架台との隙間の計測値(L側)

表-5 強制変位載荷時のアンカーに生じる軸力(kN)

	i	ii	iii	iv
強制変位	-14.726	-16.200	-10.626	-15.552

現するため、1) で強制的に変形させたFRPパネルの上に、**図-7**の継手を有する場合と同様に、H形鋼を幅員方向に並べて各支間中央部のたわみ量を確認する方法とした。このときの荷重状況を、**写真-7**に示す。また、コンクリート打設後の押さえプレートの必要性を調べるため、コンクリート荷重載荷後に押さえプレートを取り外した時のたわみ変化も確認した。

表-6、**図-16**にコンクリート打設時のパネルの変位を示す。これより、側支間部のたわみ値は概ね解析値と一致しているものの、中央支間のたわみ値が解析値より大きい傾向が見られる。これは、中壁部が支点沈下している影響と考えられるため、中壁部のたわみがコンクリート打設後に2.5mmとなったことを考慮した解析値も併記した。この結果、中央支間中央のたわみ値も解析値と概ね一致しており、支点沈下の影響を考慮すれば、コンクリート打設時の変位が推定できることがわかる。また、いずれの断面においても、ハンチ部のたわみがFRPパネル下面と比べ上側に位置している傾向が見られる。これは、ハンチ板がFRPパネルの底板とは別の板であることに起因していると考えられ、FRPパネルの変形により、ハンチ板は上側に反った変形となることが確認できた。**図-17**に、パネル端部の架台との隙間の計測値を示す。



右側のみ載荷



左側載荷



床版打設後

写真-7 コンクリート打設時の荷重状況

コンクリート打設時の荷重を与えると隙間が小さくなるものの、若干の隙間が残ることがわかる。これは、荷重方法がリブ上に鋼材を載せる方法であったため、リブ間では荷重が載荷されないことによるものと考えられ、実際のコンクリートでは、リブ間に荷重が載荷されることから、隙間はさらに小さくなると推察できる。

表-7に、コンクリート打設時のアンカーに生じる軸力を示す。これより、各アンカーの軸力は、荷重の載荷によりほとんど変化がないことから、アンカーの軸力に荷重による付加軸力を考慮しなくて良いことがわかった。

表-6 床版打設後のパネルの変位

部位	測点	A断面			B断面		
		解析値	実験値	差	解析値	実験値	差
受台部	①	-30.870	-31.180	0.310	-30.870	-30.840	-0.030
側支間中央	②	-11.541	-13.410	1.869	-11.541	-13.755	2.214
ハンチ部	③	—	-4.605	—	—	-5.155	—
中壁部	④	1.213	-2.672	3.885	1.213	-2.672	3.885
ハンチ部	⑤	—	3.620	—	—	2.420	—
中央支間中央部	⑥	6.902	-0.860	7.762	6.902	-0.365	7.267
ハンチ部	⑦	—	0.355	—	—	1.520	—
中壁部	⑧	1.213	-2.238	3.451	1.213	-2.238	3.451
ハンチ部	⑨	—	-2.420	—	—	-3.585	—
側支間中央	⑩	-11.541	-14.095	2.554	-11.541	-15.000	3.459
受台部	⑪	-30.870	-31.360	0.490	-30.870	-31.520	0.650

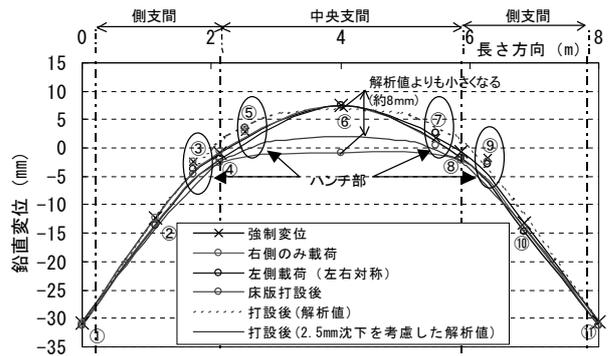


図-16 パネルの変位 (A断面)

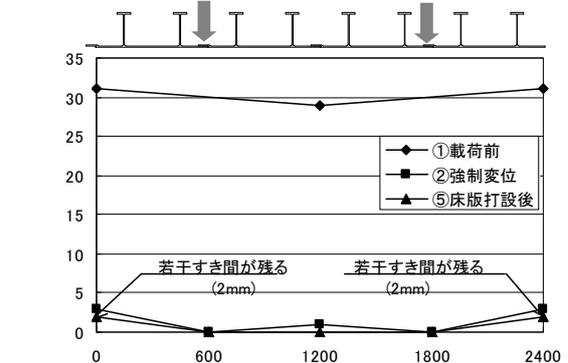


図-17 架台との隙間の計測値 (L側)

表-7 コンクリート打設時のアンカーに生じる軸力 (kN)

	i	ii	iii	iv
強制変位	-14.726	-16.200	-10.626	-15.552
右側のみ載荷	-13.141	-14.580	-9.821	-14.094
左側載荷 (左右対称)	-12.396	-14.418	-8.855	-13.932
床版打設後	-12.489	-14.094	-9.016	-13.770

図-18に、コンクリート打設後にアンカーの軸力を解放する前後のパネルの変位を、写真-8に軸力を解放した状況を示す。これより、軸力解放前後および再び軸力を導入した段階でFRPパネルのたわみに変化が見られないことから、コンクリート打設後に押さえプレートを撤去しても問題ないことが確認できた。

4. 施工状況

本工事におけるFRPパネルの設置は、トンネル内での作業となることから、クレーン等により設置することができない。しかしながら、FRPパネルは軽量であることから、比較的小規模な機材で設置が可能となる。写真-9にFRPパネルの設置状況を示す。なお、2期施工では、横断勾配に対応するため、強制変位を与える方法を取ったが、現場施工性、工程に影響はほとんどなく、問題なく施工できた。

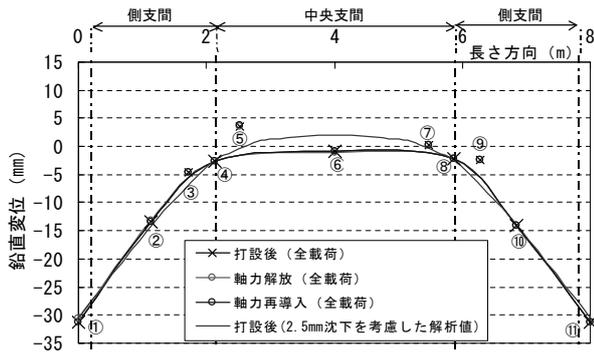


図-18 軸力解放時のパネルの変位 (A断面)

5. まとめ

FRP合成床版は、軽量で耐食性が高いことから、今回の床版の打替えに対して最適な床版といえる。また、FRPの特性を生かした施工方法として、強制変位を与えて横断勾配に対応する方法を採用することで、合理的な構造とすることができた。

最後に、本工事のFRP合成床版の製作にあたり、ご指導いただいた西日本高速道路九州支社、並びに大成建設の方々に、感謝の意を表します。

<参考文献>

- 久保圭吾, 古谷賢生, 能登宥愿: FRP合成床版の紹介, 宮地技報No20, pp.23-28, 2005.3.

2011.11.7 受付



写真-8 軸力解放の状況



FRP 型枠の荷下ろし



下側鉄筋組立



FRP 型枠の小運搬



上側鉄筋組立



FRP パネルの設置



コンクリート打設

写真-9 施工状況