

(15) SRC下路桁構造を有するGRS一体橋梁 の設計施工

進藤 良則¹・玉井 真一²・米澤 豊司³・藤原 良憲⁴
阿部 雅史⁵・白仁田 和久⁶

¹正会員 鉄道・運輸機構 設計技術部 (〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

E-mail: yos.shindo@jrtt.go.jp

²正会員 鉄道・運輸機構 設計技術部 (〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

E-mail: sin.tamai@jrtt.go.jp

³正会員 鉄道・運輸機構 設計技術部 (〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

E-mail: t.yonezawa@jrtt.go.jp

⁴正会員 鉄道・運輸機構 設計技術部 (〒231-8315 横浜市中区本町6-50-1)

E-mail: y.fujiwara@go.jp

⁵正会員 八千代エンジニアリング株式会社 総合事業本部 (〒161-8575 新宿区西落合2-18-12)

E-mail: ms-abe@yachiyo-eng.co.jp

⁶正会員 東急建設株式会社 土木技術設計部 (〒150-8340 渋谷区渋谷1-16-14)

E-mail: shiranita.kazuhisa@tokyu-cnst.co.jp

三陸鉄道のハイペ沢橋梁は、東日本大震災の津波により、甚大な被害を受けた旧橋に代わる新設の橋梁である。本橋は、橋桁と補強土橋台（GRS橋台）が結合した補強盛土一体橋梁（以下、「GRS一体橋梁」とよばれる新しい構造形式の橋梁である。

本橋は交差条件の制約により、GRS一体橋梁では初めて上部工に下路SRC構造を採用し、橋桁と橋台壁の接合には、鋼桁に取付けたアンカービームを壁に定着する方法についてFEMで検討し、採用した。橋長60mはGRS一体橋梁では最長であり、橋梁の設計については橋梁本体と補強盛土を一体とした解析モデルで耐震設計を実施した。上部工の施工については、鋼桁の架設、コンクリート工など、構造系の変化に伴う橋梁の挙動を把握したうえで施工管理を実施した。

本稿は、ハイペ沢橋梁の設計施工で得たSRC下路構造の長スパンGRS一体橋梁に対する知見を報告するものである。

Key Words : Geosynthetic-reinforced soil (GRS) integral bridge, SRC through-girder-type superstructure, Integrated analysis, FEM, construction

1. はじめに

三陸鉄道北リアス線（図-1）は、東北地方太平洋沖地震に伴う巨大津波により、甚大な被害を受けたが、平成26年4月に全線で運行を再開した¹⁾。ハイペ沢橋梁は、北リアス線のほぼ中間地点にあり、防潮堤のない切り立った海食崖に挟まれた地形に位置していることから、津波の直撃を受け、橋梁と背面盛土が流出した。

橋梁の復旧は、補強土橋台（以下、「GRS橋台」という）と橋桁を一体化した橋長60mの補強盛土一体橋梁²⁾（以下、「GRS一体橋梁」という）を新設した（写真-1）。橋長60mはGRS一体橋梁のなかでは最長であり、上部工には初めてSRC構造を採用した。

本稿は、GRS一体橋梁を長スパン化するにあたり、設計施工における種々の検討を行った結果について報告するものである。

2. GRS一体橋梁の概要

(1) GRS一体橋梁の開発経緯²⁾

図-2にGRS一体橋梁の開発経緯を示す。従来の重力式橋台は、上部工の荷重および背面土圧が橋台に作用するため、支承部、土圧に抵抗できる厚い部材の橋台および杭基礎等が必要であった。また、維持管理の面では、支承部の劣化、長期的な橋台の沈下・傾斜ならびに背面盛

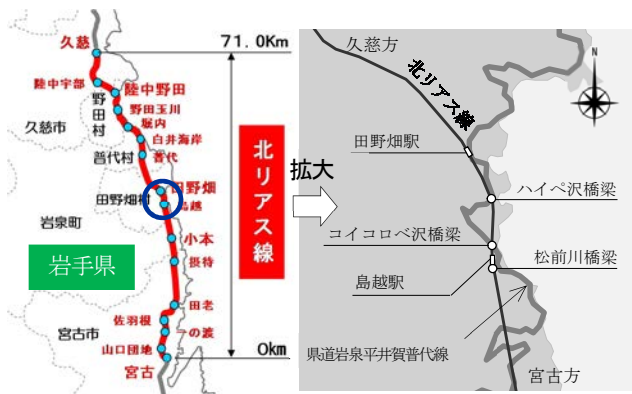


図-1 橋梁の位置



写真-1 新設したハイペ沢桥梁

土の沈下，耐震性については落橋防止対策，背面盛土の沈下，橋台の前傾などが課題であった。

GRS橋台は，セメント改良アプローチブロックと橋台堅壁を写真-2に示すジオテキスタイル（合成繊維製の補強材）を介して一体化した橋台である．この構造は，アプローチブロックが，セメント改良土を用いた補強盛土であり，背面盛土の沈下が生じにくく，自立しているため，橋台堅壁には土圧が作用しない．GRS橋台は，橋台としての耐震性は高いが，橋桁は支承で支持されている。

道路橋では橋桁と堅壁を結合し，支承部を廃したインテグラル橋梁が使用されることがある．この構造は，アプローチブロックが，セメント改良した補強盛土ではないため，橋桁の温度伸縮に起因して堅壁の背面には沈下が生じやすい。

GRS一体橋梁は，堅壁の背面がセメント改良アプロ

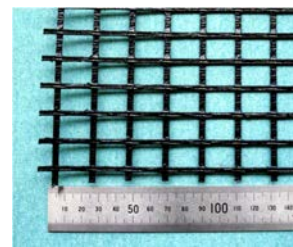


写真-2 ジオテキスタイル

チブロックであるGRS橋台と直接基礎のインテグラル橋梁を融合した新しい構造の橋梁である。

GRS一体橋梁は支承部が無いことから，桁の温度収縮などに伴い，堅壁背面のジオテキスタイルには引張力が生じる．このため，GRS一体橋梁の設計では，この影響を考慮する必要がある．長スパン化により，橋桁の温度収縮量が大きくなる場合は，重要な検討項目である。

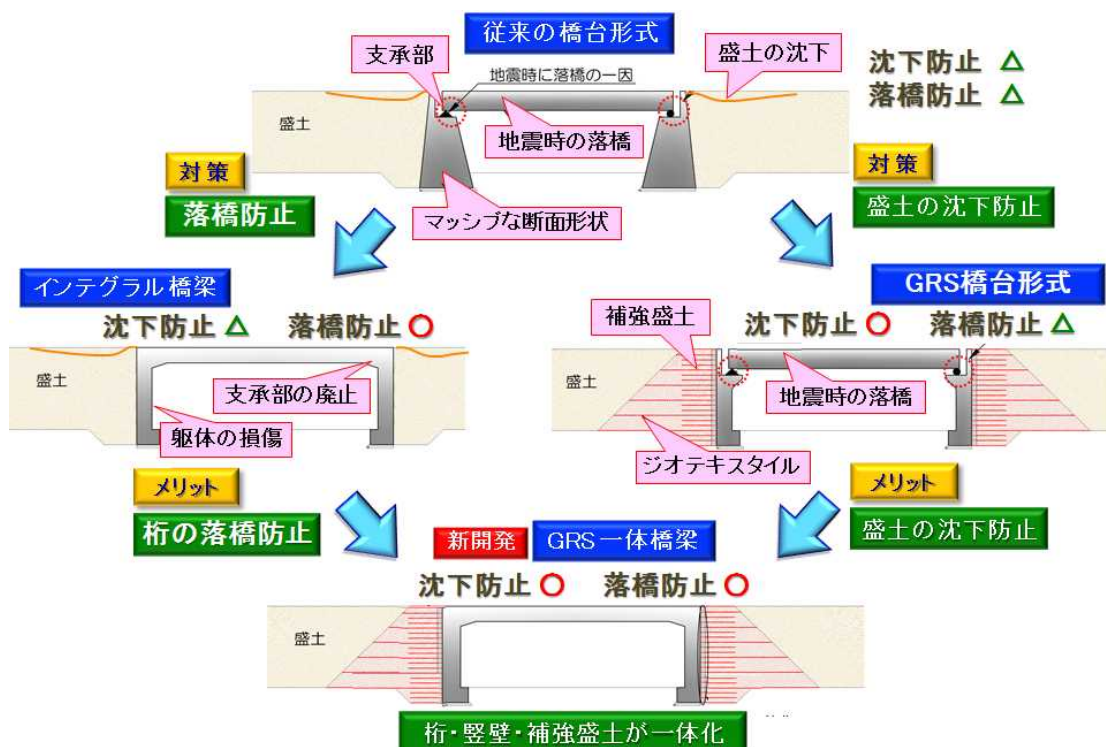


図-2 GRS 一体橋梁の開発経緯

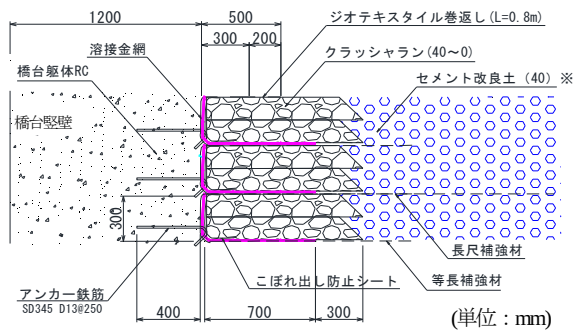


図-3 堅壁と補強盛土の接合構造

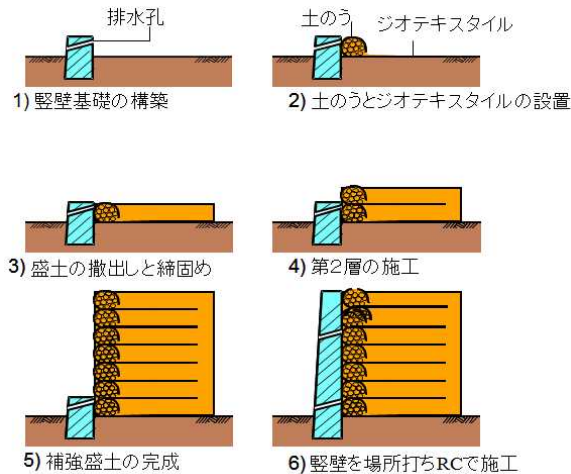


図-4 GRS 橋台の施工順序

(2) GRS一体橋梁の構造一般^{3,4)}

a) 橋台堅壁と補強盛土の一体化

GRS橋台の堅壁と補強盛土の接合部は、堅壁背面にジオテキスタイルで補強した補強盛土を構築するための端部の仮抑え、完成後の排水層、凍上抑制層として、幅300mmのセメント非改良礫土の鉛直層（以下、「緩衝層」という）が配置された構造である（図-3）。端部の仮抑え材には、「土のう」と「溶接金網」の2タイプがあり、図-3は溶接金網タイプである。このタイプは、緩衝層が溶接金網（幅700mm）の背後となっている。

緩衝層は、橋桁の温度伸縮に対して、収縮時はジオテキスタイルに引張りずみを与え、伸長時は補強盛土からの地盤反力を受ける機能をもつ。

b) GRS橋台の施工手順

GRS橋台の施工手順は、図-4に示すように、1)堅壁基礎の施工、2)～4)補強盛土の施工、5)補強盛土および支持地盤の変位収束、6)堅壁の施工の順である。

堅壁を施工する前の堅壁側の補強盛土は、ジオテキスタイルで覆われた状態である。堅壁のコンクリートの施工では、補強盛土と接する側には型枠を使用せず、堅壁前面側は、補強盛土内から突出したセパレータで、型枠

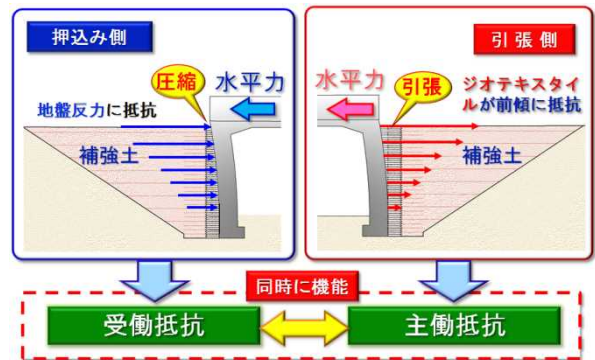


図-5 GRS一体橋梁の地震時の挙動

を保持した状態でコンクリートを打設する。これにより、打込まれたコンクリートは、ジオテキスタイルの網目を通してセメント非改良礫層内へと浸透し、硬化によって堅壁と補強盛土が一体化される。

c) 部材厚の低減

従来型橋台は、土圧や橋桁からの水平力に対し、橋台の躯体が片持ち梁として抵抗する。一方、GRS一体橋梁は、堅壁と補強盛土が一体化したことで、堅壁はジオテキスタイルに支持された連続梁となる。そのため、橋桁からの水平力による発生断面力は小さくなり、部材厚が低減される。したがって、堅壁の重量が軽減され、地震時の安定性の確保に有利である。橋桁からの鉛直力および水平力は、ジオテキスタイルを介して堅壁から補強盛土へ伝達される。補強盛土は広い底面積の盛土支持地盤に支持されており、堅壁の基礎は大幅に縮小される。

(3) GRS一体橋梁の耐震性

GRS一体橋梁のGRS橋台は、セメント改良土とジオテキスタイルの敷設により、主働土圧が橋梁本体へ作用しないため、橋台下端の水平滑動力と転倒モーメントが減少し、基礎の経済化がはかれる。GRS一体橋梁全体系は、地震時の上部工水平力を両側のGRS橋台が負担する。この水平力は、図-5に示すように押込み側については、補強盛土からの受働抵抗、引張側については、受働抵抗よりは小さいがジオテキスタイルの引張抵抗が加担する。

さらに、補強盛土の内部減衰は大きく、地震時の上部工振動エネルギーは、一体化された補強盛土に逸散されるため、橋梁本体の減衰が大きくなり、応答加速度が低減される。以上のことから、GRS一体橋梁は、耐震性が高い橋梁であると考えられる。

(4) GRS一体橋梁の耐津波性

GRS一体橋梁は、橋桁がGRS橋台と結合したことで、橋桁の作用モーメントが低減され、門型構造をした橋梁の両端部が補強盛土と一体化したことで、堅壁について

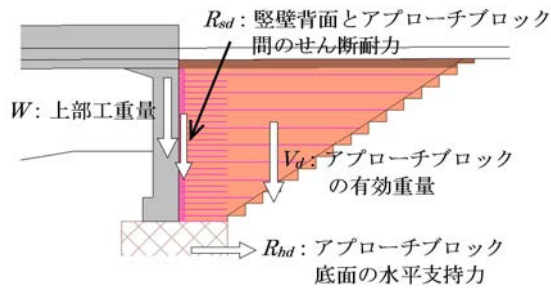


図-6 GRS 一体橋梁の津波抵抗機構

もスレンダーである。したがって、橋梁側面の津波作用面積は、単純桁形式に比べて低減することができる。

GRS一体橋梁の津波抵抗機構を図-6に示す。橋軸直角方向の津波作用力および鉛直方向の上揚力は、堅壁内に定着されたジオテキスタイルに拘束された緩衝層のせん断抵抗を介して、アプローチブロックへ伝達される。したがって、上揚力に対する抵抗力は、上部工重量 W にアプローチブロックの有効重量 V_d が加わり、水平波力に対する抵抗力は、有効重量 V_d にアプローチブロック底面の水平支持力 R_{hd} と堅壁・アプローチブロック間のせん断耐力 R_{sd} のいずれか小さい方が加わると考えられる。

以上のことから、GRS一体橋梁は、津波作用力に対して耐津波抵抗性が高い試算結果ならびに水理実験結果が報告されている^{5),6)}。

3. ハイペ沢橋梁の構造計画

(1) 被害状況の検証

被災したハイペ沢橋梁は、起点側から河道上の県道を跨ぐPC下路桁（ $L=32.1\text{m}$ ），RCT形桁（ $L=16.6\text{m}$ ），橋台2基，橋脚1基で構成されていた。津波は、起点側橋台と桁2連，両橋台の背面盛土を流出させた。P1橋脚は流出を免れたが基礎の周面地盤は洗掘を受けた¹⁾。

(2) 復旧計画の策定

復旧は、津波で橋桁および背面盛土が流失しないよう、

2径間連続GRS一体橋梁を構築することとした（図-7）。

架橋位置は「まばたき」区間にあり、縦断線形は変更できないため、第1径間は支間長と桁下空頭の確保から、旧橋と同じく下路構造とした。第2径間は連続桁としてのバランスを取るため、橋台位置を後退し、スパンは $32.16\text{m}+27.84\text{m}$ とした。橋長は 60m であり、GRS一体橋梁の施工実績では最長である。第2径間の拡張に伴い、桁下開口面積は旧橋の 200m^2 に対し、新橋は 290m^2 に拡大され、津波遡上時のダムアップを防止した。

長スパン化の対応では、橋桁がPC構造の場合、プレストレス、クリープおよび乾燥収縮による橋桁の短縮が両端のGRS橋台に拘束される。これに伴うジオテキスタイルの引張力、有効プレストレスに与える影響等は、構造計画の策定段階では不明確であった。そのため、施工方法、堅壁との剛結方法、長スパン化を考慮し、橋桁はSRC構造とした。

以上より、ハイペ沢橋梁の橋桁は鋼とコンクリートの複合構造、橋台はコンクリートと盛土の複合構造であり、橋梁全体は、鋼・コンクリート・土の複合構造となった。

4. ハイペ沢橋梁の設計

(1) 設計条件

ハイペ沢橋梁の構造諸元ならびに設計条件を次に示す。

構造形式：2径間GRS一体橋梁

上部構造：SRC下路桁（ $L=32.16\text{m}+27.84\text{m}=60.0\text{m}$ ）

橋面幅：6.7m

線路本数：単線

軌道線形：左曲線 $R=1,000\text{m}$ ，カント $C=68\text{mm}$

軌道構造：バラスト軌道

列車荷重：KS-16，M-18

設計速度：130km/h

基礎形式：直接基礎

地盤条件：G1地盤

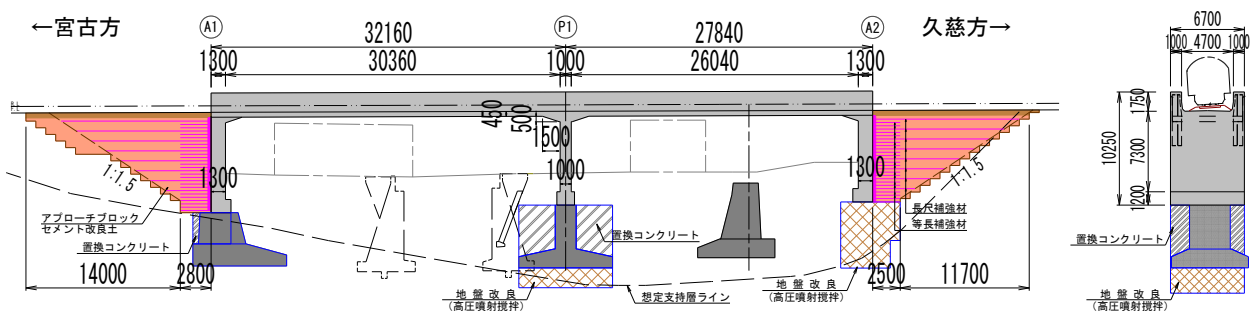


図-7 ハイペ沢橋梁一般図

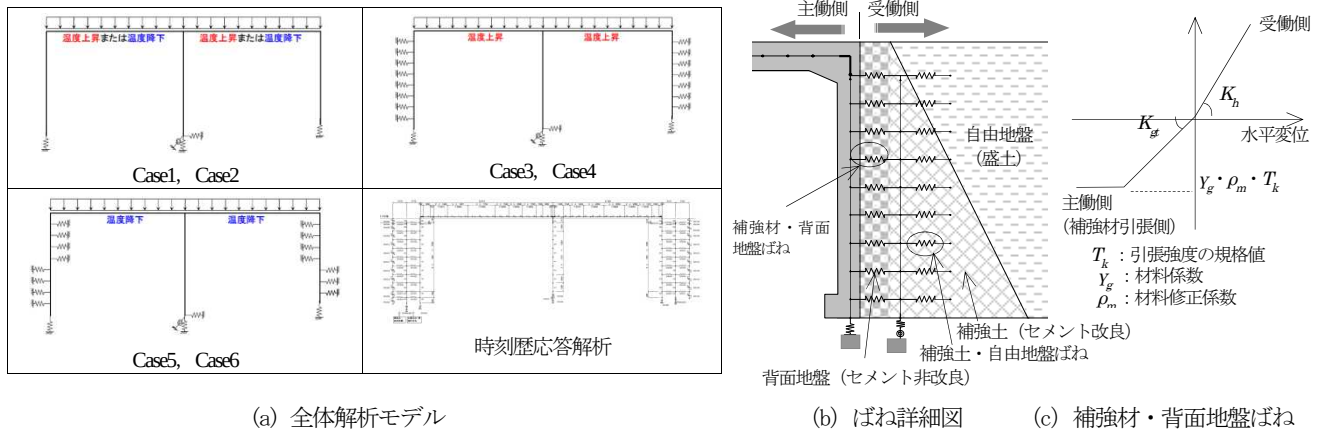


図-8 解析モデル

表-1 解析ケース

解析 ケース	堅壁背面 地盤ばね	堅壁背面地盤ばね		中間橋脚基礎ばね	
		土のう (受働)	補強材 (主働)	低減 なし	1/3 低減
Case1	なし	—	—	考慮	—
Case2		—	—	—	考慮
Case3	全て 土のう	考慮	—	考慮	—
Case4		考慮	—	—	考慮
Case5	上：補強材	考慮	考慮	考慮	—
Case6	下：土のう	考慮	考慮	—	考慮

表-2 補強材の損傷レベルの制限値

要求性能	荷重ケース・照査指標	損傷レベルの制限値
使用性	$D_1+D_2+S+L_R$ 強度	損傷レベル1 全て設計引張強度以下
安全性	$D_1+D_2+L+I+B+L_R+S_h+T$ 強度・変形	損傷レベル2 敷設段数内のうち、1/3は設計引張強度に達し、伸び変形量12mm(=400mm×3%)以下
使用性・ 耐久性	$D_1+D_2+0.8L_R+0.8T+S_h+S$ 変形	損傷レベル1 全て設計引張強度以下
復旧性	L1地震 強度	損傷レベル1 全て設計引張強度以下
	L2地震 強度・変形	損傷レベル2 敷設段数内のうち、1/3は設計引張強度に達し、伸び変形量12mm(=400mm×3%)以下

※ D_1 : 固定死荷重 D_2 : 付加死荷重 L : 列車荷重 I : 衝撃荷重
 L_R : ロングレール縦荷重 T : 温度荷重 S_h : 乾燥収縮 S : 雪荷重

(2) 解析モデル

a) モデル化の概要⁷⁾

GRS一体橋梁は、橋桁の温度伸縮および乾燥収縮が補強盛土に拘束されるため、橋桁には軸方向力が生じる。堅壁は補強盛土内部のジオテキスタイル（以下、「補強材」という）を介して緩衝部で一体化しているため、上部工の挙動に伴い、補強材は変動作用を受ける。そこで、図-8に示す解析モデルを構築した⁷⁾。

モデル化では、部材を線材、基礎底面・補強材・背面地盤・自由地盤の抵抗をばねで表した（図-8(a),(b)）。

b) 補強材ばねの設定

補強材ばねの設定は、「鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）」⁸⁾のセメント改良補強土橋台に準じたバイリニアモデルとした（図-8(c)）。初期勾配 K_g は、堅壁が主働側に変位した場合、セメント改良礫土内の拘束効果を考慮して次式で求め、上限値は引張強度の規格値 T_k に材料係数 γ_g 、材料修正係数 ρ_m を乗じた値である。

$$K_g = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 = 37.50 K_{g0} \quad (\text{kN/m})$$

ここに、 α_1 (=3.75) は補強材の伸縮領域に寄与する補正係数であり、気中引張試験⁹⁾の供試体長1.5mと設計上のセメント非改良礫層の幅40cmの伸びしろの比(1.5/0.4)である。

α_2 (=5) は、セメント改良礫土内の拘束効果を考慮した補正係数であり、気中引張試験とは異なるセメント

改良礫土内の拘束効果について、実物大構造物で実施した試験結果¹⁰⁾を勘案したものである。

α_3 (=2) は、補強材の巻き返し効果を考慮した補正係数である。

K_{g0} は、単位幅当り(1.5m)の気中での補強材ばね定数(kN/m)である。

c) 土のうばねの設定

橋台堅壁が補強盛土を押込む受働側へ変位した場合に抵抗する土のうばねは、補強材ばねと同様に、「鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）」⁸⁾に基づいて設定した。具体的には、堅壁が受働側に変位した場合、N値20の砂質地盤と等価な水平ばね定数 K_h を勾配とする線形モデルとした（図-8(c)）。

(3) 解析ケースと解析結果

a) 解析ケース

常時の解析は、門型ラーメン橋と補強盛土の接合部における施工時の不確実性を考慮し、堅壁背面地盤ばねの有無、中間橋脚支持力の相違による影響（ばね定数を

表-3 動的応答解析結果

橋梁名	ハイベ沢橋梁	中学校線架道橋
支間割り	32.2m+28.8m	12.0m
地盤種別	G1地盤	G1地盤
固有周期	0.225(s)	0.189(s)
最大応答加速度	1218gal	943gal

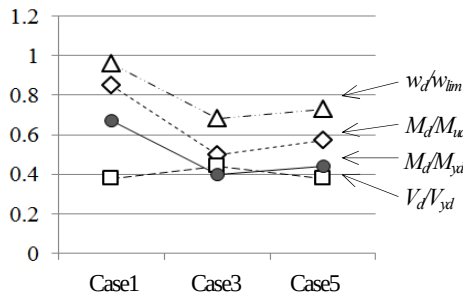


図-9 縦壁 A1 の照査結果

1/3に低減)を勘案し、表-1の6ケースとした。縦壁背面地盤ばねの上・下部の区分は、 $D_1+D_2-T+S_h$ による荷重組合せの変位の結果に拠った。

ここに、 D_1 は固定死荷重、 D_2 は付加死荷重、 T は温度変化、 S_h は乾燥収縮である。

補強材は、高分子材料であり、ひずみ速度依存性を有しており、ひずみ速度が低いほど延性を示す。そこで、性能項目は、引張強度の照査のほか、橋長が長いことを考慮し、作用の組合せに温度変化、コンクリートの乾燥収縮の影響を加えて変位の照査を行った。各性能項目ごとの補強材の損傷レベルの制限値⁹⁾を表-2に示す。

ここで、損傷レベル2の制限値は、補強材の敷設段数のうち、1/3は設計引張強度に達し、伸び変形量が12mm以下とした。この値は、土のうの幅に相当する補強材の可伸範囲(幅400mm)に伸びひずみが3%生じた場合の限界ひずみ量である⁹⁾。

地震時の解析については、橋長が60mと長く、橋桁の応答の影響が大きいと考え、L2地震動に対して自由地盤を含む全体系モデルを用いて時刻歴応答解析を行った。解析モデルは、常時の解析モデルに、補強盛土・自由地盤ばねを追加した。入力地震動は、「鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)」¹¹⁾のL2地震動スペクトルⅡ

表-4 鋼桁の材料数量

部材	材質	板厚	重量
主桁	SM490C-H	45~55mm	24.9t
	SM490C	28~38mm	28.4t
	SM490B	10~25mm	45.2t
	SM490A	9~25mm	9.9t
横桁	SM490A	10~15mm	0.91t
	SS400	9~15mm	27.8t

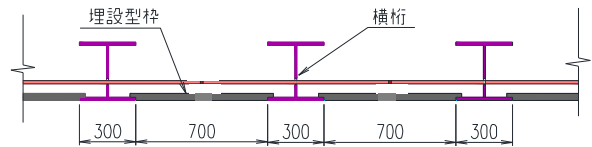


図-11 床スラブ下面の埋設型杭

の加速度応答スペクトルに適合したG1地盤(基盤)の加速度波形(最大加速度749gal)を入力した。

b) 解析結果

常時の安全性(破壊)、復旧性(損傷)、耐久性(ひび割れ)について、縦壁および中間橋脚躯体の照査を行った結果、縦壁については幅 6,700mm、厚さ 1,300mm、主鉄筋(SD345) D32×56 本/片面、橋脚躯体については幅 6,700mm、厚さ 1,000mm、主鉄筋(SD390) D32×40 本/片面とすることで、全てのケースで照査を満足した。

図-9に中間橋脚基礎のばねを低減しないCase1、Case3、Case5について縦壁 A1 の照査結果を示す。Case1は、Case3及びCase5に比べて、曲げひび割れ幅 w_d/w_{lim} 、曲げモーメント M_d/M_{ud} 及び M_d/M_{yd} の照査値が大きい結果となった。したがって橋桁と補強盛土の一体化によって、GRS 一体橋梁の部材発生応力の低減効果が確認できた。なお、中間橋脚基礎の支持力を 1/3 に低減したケースと低減しないケースとの相違は些少であった。

L2地震動に対する時刻歴応答解析の結果では、各部材の損傷レベルは2以下であり、照査を満足した。上部工の固有周期ならびに最大応答加速度は、表-3に示すように短径間のGRS一体橋梁(北海道新幹線、中学校線架道橋)の解析結果¹²⁾と比較して以下の考察が得られた。

- 1) 短径間の場合、地震時の応答は、橋台の振動が卓越するが、橋長が長いと橋梁部分の振動が卓越する。
- 2) 短径間の場合、橋梁の挙動は補強土との動的相互作用

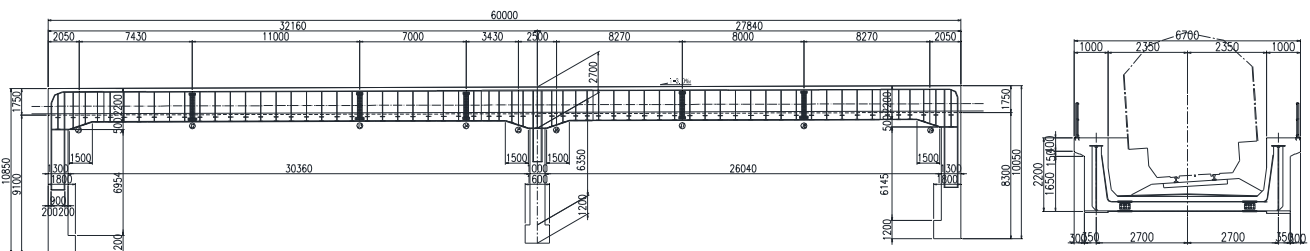
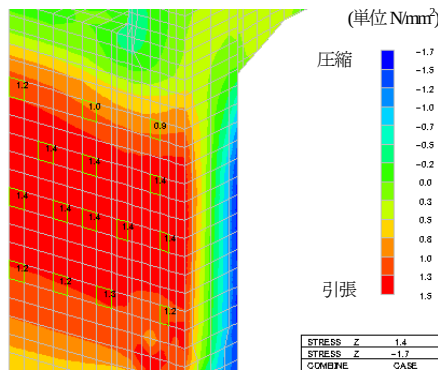
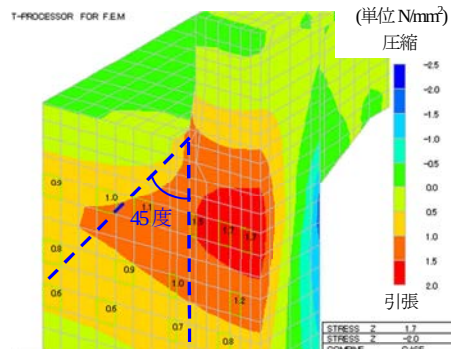


図-10 ハイベ沢橋梁の鋼桁一般図



(a) 温度降下+乾燥収縮+変動作用



(b) 温度上昇+乾燥収縮+変動作用

図-12 FEMの結果

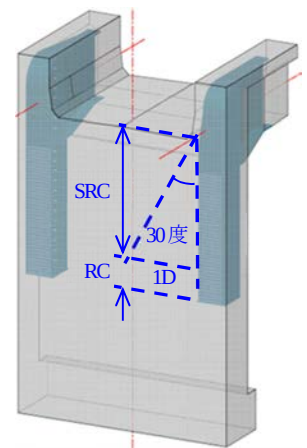


図-13 アンカービームの設計

用による減衰が見られたが、橋長が長いと補強土による減衰効果は小さい。

(4) 上部工の設計

鋼桁の鋼重量を表-4 に示す。鋼桁は下路構造であり、主桁、横桁、アンカービームで構成される（図-10）。鋼桁の設計では、鉄骨下フランジ面を被覆した場合、SL～桁下面は 600mm 以上となり、桁下空頭の確保が困難となる。さらに、床スラブ下面の型枠作業用の空間を設けると、施工時に道路空頭の確保が困難となる。そこで、主桁および横桁の鉄骨下フランジ面は露出させることとし、床スラブ下面には埋設型枠（0.76m×0.94m, t=34mm）を使用して作業空間を省くこととした。埋設型枠の設置は、橋面上から行えるよう、横桁の下フランジ上に埋設型枠の長辺部が載る構造とした（図-11）。

上記の検討により、床スラブ厚は 450mm とし、道路空頭高は、4.7m+余裕量 100mm 以上を確保した。

鋼材については、主桁は一般鋼材SM490材、横桁はSS400材を使用し、塩害を受ける環境条件にあることから、外面塗装は第1層を溶射、第2層・第3層をポリウレタン樹脂塗装、内面塗装は添接板接触面を厚膜型無機シンクリッチペイント（75μm）とした。

橋側面は、床スラブ下面と同じく埋設型枠を使用した。堅壁・橋脚躯体のコンクリートには、塩害対策として高炉セメントを使用した。

(5) SRC ラーメン剛結部の設計

a) FEMによる検討

下路桁は、床スラブ上の荷重を両側の主桁で支持する構造である。GRS一体橋梁は、主桁を橋台堅壁に剛結するため、主桁の軸線は床スラブよりも上部にあり、主桁と堅壁の節点は、堅壁の両端（通常の下路桁では支承がある位置）のみである。そこで、剛結部におけるSRC桁と堅壁との断面力の伝達を図るため、主桁から堅壁側へ

突出させたアンカービーム（スタッド付）による結合構造¹³⁾ について検討した。

検討課題は、上部工から下部工への力の伝達であり、堅壁に応力分布の偏りが生じると考えた。そこで、3次元FEMを実施し、剛結部の応力特性について検討した。解析は、有効幅の把握を目的として、各荷重ケースに発生応力の算定を行った。

図-12に解析結果の一例を示す。左図に示す桁伸縮の堅壁への伝達作用が支配的なモード（温度降下+乾燥収縮+変動作用）では、堅壁の全幅が有効となっている。一方、右図に示す主桁の曲げの堅壁への伝達作用が支配的なモード（温度上昇+乾燥収縮+変動作用）では、引張応力の分布傾向から、堅壁の一部（45°程度）が有効となっている。

b) アンカービームの定着方法

FEMの結果に基づき、剛結部におけるアンカービームの設計上の取り扱いは、以下の通りとした（図-13）。

- 1) 堅壁上端の設計有効断面（抵抗断面）は、安全を考慮して主桁のSRC 断面幅として必要鉄筋量を配置する。
- 2) 堅壁の全幅が有効となる断面は、安全を考慮して上端から30°分布とした位置とし、RC構造とSRC構造の境界とする。
- 3) 堅壁の抵抗断面は、2) の区間はアンカービームを考慮したSRC構造とし、それ以深はRC構造とする。
- 4) アンカービーム長は、3) のRC 構造が成立する位置より、アンカービームの柱幅1.0D以上の定着長を確保する¹³⁾。

5. ハイペ沢橋梁の施工

ハイペ沢橋梁の施工順序は、基礎工、アプローチブロック工、鋼桁架設、桁コンクリート工の順である。基礎

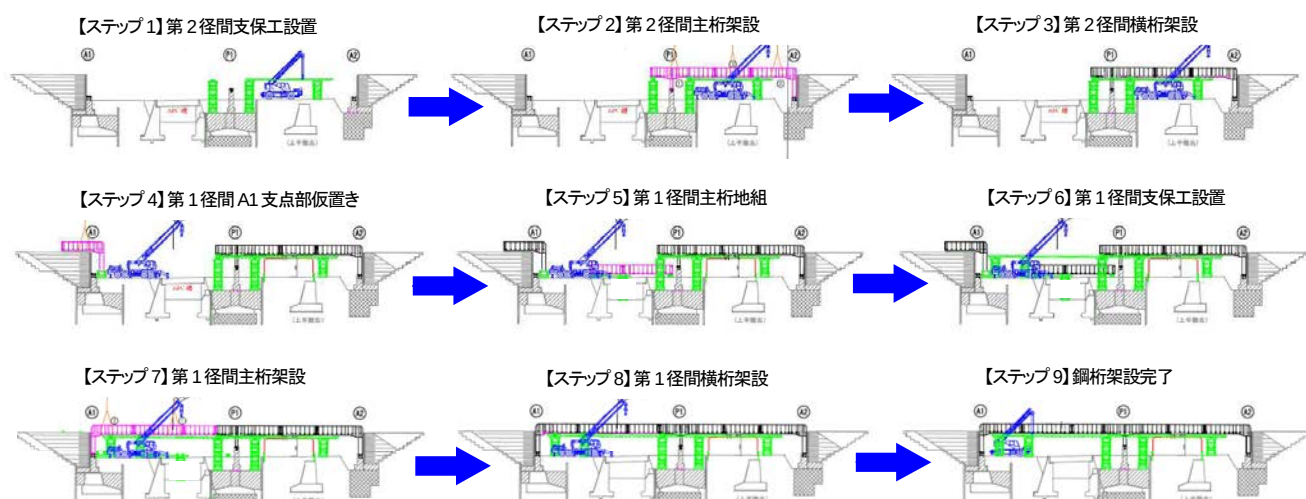


図-14 鋼桁の架設順序



写真-3 鋼桁の架設状況



写真-4 鋼製仮支承（下沓）



写真-5 桁コンクリート工

工事は平成25年3月、鋼桁の架設は平成25年7月、橋梁本体は平成25年10月に工事が完了し、平成26年4月より供用を開始した。以下に、各施工内容を記す。

(1) 基礎工・アプローチブロック工

a) 地盤改良工

基礎工事は、橋台および橋脚が道路と河川に近接するため、掘削深さを最小限にする必要があった。そこで、被災を免れた健全な既存フーチングは再利用することとした。しかし、支持力を調査した結果、P1橋脚については支持力が不足していたため、高圧噴射攪拌工法で支持地盤を改良した。地盤改良は、地表面からフーチングを削孔し、2重管ロッドを挿入して改良杭（φ3.6m）を造成し、一軸圧縮強度3.0MPa以上の支持力を得た。また、フーチングの上部は、コンクリートで置換した。

b) アプローチブロック工

アプローチブロックの施工は、セメント改良した粒度調整砕石（セメントの添加重量比3.0%）を層厚15cm毎に転圧し、層厚30cm毎に等長補強材（ $T_a=30\text{kN/m}$ ）、層厚1.5m毎に長尺補強材（ $T_a=60\text{kN/m}$ ）を敷設した。ここに、 T_a は、引張強度の特性値である。

締固めの管理は、JIS A1210の「E-b」法による室内締固め試験で得られた最大乾燥密度 ρ_{dmax} との比であるD値

の平均値が95%以上かつ下限値が92%以上、 K_{30} 値は平均値が110MN/m³以上かつ下限値が70MN/m³以上とした。

D値については、3層に1層の頻度でRI（ラジオアイソトープ）試験を行い、 K_{30} 値は盛土天端で小型FWD試験を行った。

(2) 鋼桁の製作架設

鋼桁の架設および桁コンクリートの打設は、道路上での作業となる。鋼桁の架設は、クレーンバント工法による分割施工とし、分割搬送された主桁の単材を作業ヤードで複数部材に地組した後、トラッククレーン（最大揚重160t）で架設し（写真-3）、後から吊り上げた横桁と高力ボルトで接合した。架設順序を図-14に示す。

アンカービームの下端には、写真-4に示す鋼製仮支承を設けることで、鋼重による下端部の回転モーメントを逃がすとともに、不陸防止ならびに高さ調整に対応した。なお、仮支承は縦壁の2次施工時に縦壁内に埋設した。

鋼桁は施工時の余震対策として、相互のアンカービームをブレースで結合した。アンカービーム及びブレースが埋め込まれる縦壁・橋脚躯体のSRC構造となる部位は、帯鉄筋がブレースと干渉するため、機械式定着（ヘッドバー）のせん断補強鉄筋を適用した。

表-5 コンクリートの配合条件

部 位	セメントの種類	呼び強度(N/mm ²)	WC (%)	単位量(kg/m ³)	
				W	C
桁	普通	30	43.2	164	380
橋脚・橋台	高炉	24	49.4	165	334
基礎	高炉	24	52.8	151	286

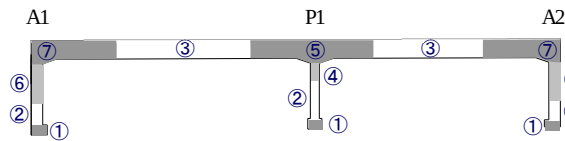


図-15 コンクリートの打設手順（当初）

表-6 ひび割れ指数とひび割れ発生確率

要求性能	ひび割れ発生確率	ひび割れ指数
ひび割れ防止	5%以下	1.85以上
ひび割れを制御	10%以下	1.60以上

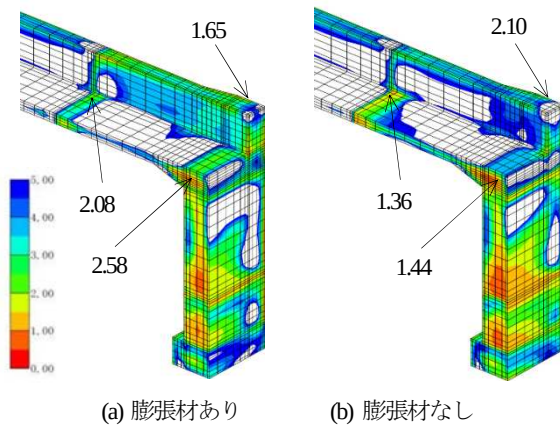


図-16 温度応力解析結果（ひび割れ指数）

(3) 桁コンクリート工

上部工のコンクリート配合を表-5に、当初の打設順序を図-15に示す。打設順序は、スパン部、中間支点部、端支点部の順である。打設状況を写真-5に示す。

本橋は橋長が長く、上部工の温度収縮による打継目のひび割れ防止対策が課題であった。そこで、支点部に膨張コンクリートを使用する場合（膨張材あり）と使用しない場合（膨張材なし）の2ケースについて、温度応力解析を行い、その効果を検証した。

解析結果のうち、ひび割れ指数を図-16に示す。ひび割れ指数は、コンクリートの引張強度 f_t を最大引張主応力度 σ_t で除した値であり、表面ひび割れの発生確率とひび割れ指数の関係¹⁴⁾は、表-6のとおりである。

図-16によると、膨張コンクリートを使用することで、ひび割れ指数がスラブ打継目では1.36が2.08に、スラブ端部では1.44が2.58に向上した。一方、隅角部ウェブ上端では2.10が1.65に低下したが、ひび割れ発生確率は10%以下であった。

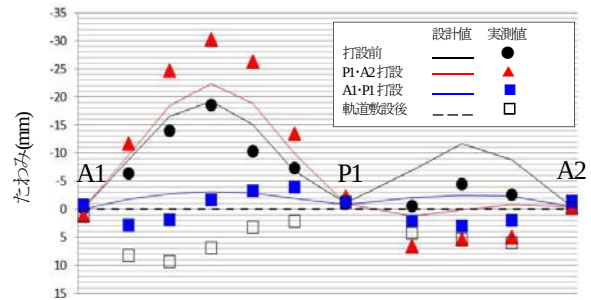


図-17 施工時のカンバーの変化

以上により、支点部に膨張コンクリートを使用することで、ひび割れの発生を抑制できる効果が確認されたので、支点部には膨張コンクリートを使用した。

平成27年8月現在、打継ぎ部などに目立ったひび割れは生じていないことから、膨張コンクリートの適用は有効であったと考えられる。

(4) カンバーの計測管理

図-17に上部工のカンバーの変化を示す。鋼桁の架設が完了し、第2径間（P1・A2）を打設する前の段階では、第2径間の上げ越し量が、やや小さい状態であった。第2径間のコンクリート打設によって、第2径間のたわみ及び第1径間のそりは、設計値よりも大きくなった。

続いて、第1径間（A1・P1）のコンクリート打設によって第1径間のそりは、ほぼ設計値に近づいたが、第2径間のたわみは、設計値まで戻らなかった。そこで、A2側端支点部のコンクリート打設をP1中間支点の打設よりも先に行い、桁端部の回転を拘束することとした。なお、軌道敷設後のたわみは、最大で10mmであった。

第2径間のコンクリート打設前に上げ越し量が小さくなった要因として、アンカービーム下端の仮支承が第2径間の架設から第1径間の架設までの期間、死荷重による回転変位を拘束していないため、この回転変形に伴う桁のたわみ変形が生じたと考えられる。対策としては桁架設からコンクリート打設の直前までの期間、ベントで支持するなどの方法で、桁の不必要な挙動・変形を抑制しておくことが考えられる。

6. まとめ

SRC下路桁構造を有する桁長60mのGRS一体橋梁を三陸鉄道ハイベツ橋梁に適用し、設計施工の結果から、以下の知見を得ることができた。

- 1) 応答値を算定するため、橋梁本体と補強盛土を一体とした全体系モデルを構築し、常時および地震時の解析を行った。常時については、一体化に伴う部材

発生応力が低減されることを確認した。地震時には時刻歴応答解析結果から、橋長が長いことで応答加速度ならびに固有周期が短径間の場合よりも増えることを確認した。

- 2) 下路桁構造の橋桁と堅壁とを接合するため、鋼桁にアンカービームを取付ける方法を適用した。堅壁の設計耐力は、接合部のFEMの結果より、SRC構造として設計する範囲の算定が可能である。
- 3) 床スラブ下面は、鋼横桁を露出し、これにコンクリート製の埋設型枠を組合せることで、桁コンクリート工の無足場施工が可能である。
- 4) 橋桁のコンクリート打設は、スパン部、支点部の順に分割施工となることから、支点部に膨張コンクリートを適用し、打継ぎ部の拘束ひび割れの発生防止対策を行ったところ、施工結果は良好であった。
- 5) アンカービーム下端に仮支承を設置して、鋼桁の高さ調整ならびにスパン部のコンクリート打設による鋼桁の変形に追従できる方法を適用した。この場合、桁架設からコンクリート打設の直前までの期間、ベントで支持するなどの方法で、桁の不必要な挙動・変形を抑制しておくことが考えられる。

謝辞

ハイペ沢橋梁は、地盤工学と橋梁工学の技術を結集したGRS一体橋梁であり、平成26年度土木学会田中賞を受賞した。本橋の設計ならびに施工において、東京理科大学龍岡教授をはじめとする、多くの関係者にご指導・ご鞭撻を頂けたことに感謝申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 小田文夫, 進藤良則, 筒井光夫: 三陸鉄道北リアス線ハイペ沢橋梁の施工, 橋梁と基礎, Vol.48, No.6, 2014.6
- 2) 龍岡文夫, 黒田哲也, 山口晋平, 川辺翔平, 渡辺健治:

GRS 一体橋梁と NRB 一体化橋梁の耐震性の振動台実験による検討, ジオシンセティクス論文集, Vol.27, pp.141~148, 2012.11

- 3) 玉井真一, 神田政幸, 龍岡文夫: 補強盛土一体橋梁, コンクリート工学会誌, vol.52, No.10, pp.892~898, 2014.10
- 4) 玉井真一, 進藤良則: 補強盛土 (GRS) 一体橋梁の特徴とセメント改良補強土橋台の施工管理, セメント・コンクリート, No.820, pp.33~39, 2015.6
- 5) 進藤良則, 山崎貴之, 米澤豊司, 井上 翔, 青木一二三: 補強盛土一体橋梁の耐津波性に関する一考察, 第 70 回年次学術講演会, 土木学会, 2015
- 6) 川邊翔平, 大林沙紀, 山口晋平, 菊池善昭, 二瓶泰雄, 龍岡文夫: 津波を受ける GRS 一体橋梁の模型実験, ジオシンセティクス論文集, Vol.28, pp.251~258, 2013.12
- 7) 佐々木哲也, 西岡英俊, 轟俊太朗, 玉井真一, 山崎貴之, 進藤良則: 橋長の違いが GRS 一体橋梁の地震時応答に与える影響の解析的検討, 第 70 回年次学術講演会, 土木学会, 2015
- 8) 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, 丸善, 2012
- 9) 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水平載荷実験 (その 2), 第 48 回地盤工学研究発表会, 2013.7
- 10) 青木一二三, 米澤豊司, 渡邊修, 館山勝, 龍岡文夫: ジオテキスタイルを用いたセメント改良補強土橋台の現地載荷試験結果, ジオシンセティクス論文集, Vol.18, pp.237~242, 2003
- 11) 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, 丸善, 1999.
- 12) 栗山亮介, 小島謙一, 森野達也, 渡辺和之, 青木一二三: 新幹線構造物に用いた補強盛土一体橋梁の動態観測, ジオシンセティクス論文集, Vol.27, pp.149-156, 2012
- 13) 保坂鐵矢, 依田照彦, 岩崎初美, 岡田誠司: アンカービームを用いた上下部一体構造の地震時を想定した静的交番繰返し載荷実験, 土木学会構造工学論文集, Vol.47A, pp.1391-1401, 2001.3
- 14) 日本コンクリート工学協会: マスコンクリートのひび割れ制御指針, 2008

DESIGN AND BUILD OF INTEGRAL BRIDGE WITH GEOSYNSETIC-REINFORCED SOIL AND STEEL-REINFORCED-CONCRETE THROUGH-GIRDER-TYPE SUPERSTRUCTURE

Yoshinori SHINDO, Shinichi TAMAI, Toyoji YONEZAWA, Yoshinori FUJIWARA
Masashi ABE and Kazuhisa SHIRANITA

Sanriku Railway Haipesawa bridge is a new bridge alternative to the old one extensively damaged by the tsunami of the Great East Japan Earthquake. The new bridge is a new type bridge (GRS integral bridges); integral bridge with geosynthetic reinforced soil (GRS) abatement.

Considers of the crossing conditions at the Haipesawa river, we applied steel-reinforced concrete (SRC) through girder-type. We applied anchor beam type considering FEM, to the method of fixing girder and abutment,

Haipesawa Bridge, length 60m, is the longest GRS integral bridges, so seismic design model is connected integral bridge and abatement. And we managed the bridge construction understanding the behavior of the changing structural systems; steel girder erection and concrete construction.

This paper is the report based on the result of Haipesawa bridge design and construction.