

三陸鉄道北リアス線ハイペ沢橋梁の設計

Design of Haipe-sawa Bridge on Sanriku Railway Kitariusu-Line

Takano Yusuke* Tokutomi Yasuhiko*
 高野 裕輔* 德富 恭彦*
 Takahashi Gentarou Abe Masashi** 阿部 雅史***
 高橋 源太郎**

はじめに

三陸鉄道北リアス線は、東北地方太平洋沖地震に伴う津波により被害を受け、平成26年4月の全線運転再開に向けて復旧工事を行っている(図-1: 平成26年2月現在)¹⁾。そのうち、小本・田野畠間 10.5km は、島越地区の高架橋および本稿で報告するハイペ沢橋梁を含む3箇所の橋梁が津波で流失した区間である。ハイペ沢橋梁は、防潮堤を有しない切り立った海食崖に挟まれた区間に位置し、海岸からの離隔は50m程度であり、津波が構造物に直接襲来して被害が生じた。被災前は、起点側から河道上の県道を跨ぐPC下路桁(L=32.1m), RCT桁(L=16.6m), 橋台2基、橋脚1基で構成されていたが、津波で起点側橋台と桁2連が上流側に約50m程度流失した(図-2, 図-3)。また、流失を免れた橋脚は、軸体基部が洗掘された。

本稿は、早期復旧を要しながら、抜本的な再構築が必要となったハイペ沢橋梁について、ジオテキスタイル補強盛土と一体化した橋梁(以下、GRS一体橋梁と称する。)を適用した設計について報告する。



図-1 ハイペ沢橋梁位置図



図-3 被災後の現地状況

1. GRS 一体橋梁とは

1-1 従来型橋台の課題とGRS 一体橋梁

従来の重力式橋台が受ける作用は、上部工の荷重および背面土圧である。そのため、桁を支持するための支承部、土圧による水平力に抵抗する杭基礎等が必要となり、建設コストが割高であった。また、維持管理面では、支承部の劣化および橋台の沈下・傾斜、背面盛土の沈下という課題があり、安全面では地震等の異常時に落橋を防止する設備のコストアップという課題があった(図-4a)²⁾。そこで、従来型橋台が抱える支承部以外の課題解決を図る構造として、GRS(Geosynthetic-Reinforced Soil)橋台が開発された^{3) 4) 5)}。GRS橋台は、補強材(ジオテキスタイル)で補強したセメント改良土ブロックと橋台壁面を一体化した構造である。この構造は、自立する補強土を用いることで橋台壁面に土圧が作用せず、沈下が生じにくい特徴を有する(図-4b)。現在は、整備新幹線の橋梁において多く採用されている⁶⁾。一方、支承部の課題解決を図る構造としてインテグラル橋梁があり、道路橋としては

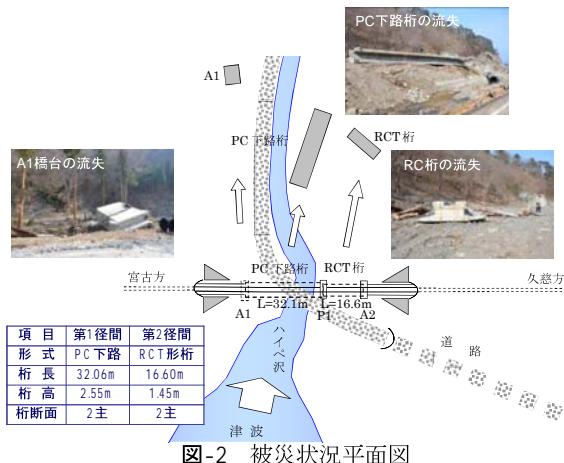


図-2 被災状況平面図

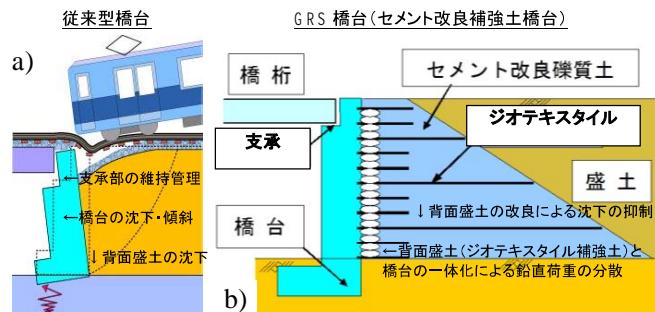
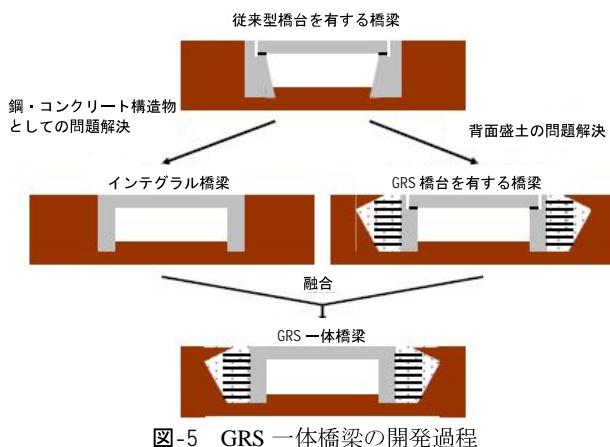


図-4 従来型橋台の課題とGRS 橋台による対応

* 鉄道・運輸機構 鉄道建設本部 設計技術部 設計技術第二課
 ** " " 東京支社 三陸鉄道復興鉄道建設所
 *** 八千代エンジニアリング(株) 構造・橋梁部

キーワード: GRS一体橋梁, セメント改良補強土橋台, インテグラル橋梁



適用例が多いが、桁伸縮に起因する自重や列車荷重の長期作用による背面盛土の沈下という課題が残されていた。

こうした背景のもと、上述した課題を解決するため、(公財)鉄道総合技術研究所および東京理科大を主体として、補強盛土一体橋梁（GRS 一体橋梁）が開発された（図-5）^{7) 8)}。この GRS 一体橋梁は、セメント改良アプローチブロックによる補強盛土と直接基礎形式のインテグラー橋梁の一体化を基本構造とし、補強盛土とインテグラー橋梁は、ジオテキスタイルを介して一体化している（図-6）。従来型橋台と比較して、支承部を廃することで、設置・維持管理費を必要とせず、背面盛土との一体化により、背面盛土の沈下を抑制し、耐震性の向上も期待できる。従来型橋台が抱えてきた課題および GRS 一体橋梁の特徴となる改善項目を比較して表-1 にまとめる。GRS 一体橋梁は、北海道新幹線の木古内駅付近（木古内中学校線架道橋：L=12m）で初めて採用され、施工は既に完了している^{9) 10) 11)}。

一方で、支承部が無いことから、桁の伸縮による橋台部の傾斜やジオテキスタイルに引張力が発生するという課題がある。設計ではこの影響を考慮しなければならない。

1-2 GRS 一体橋梁の原理

ここで、GRS 橋台（セメント改良補強土橋台）の壁面部と盛土部の結合メカニズムについて説明し、次章以降に記載する全体系モデルおよび補強材の設計に繋げる。

(1) 壁面部と盛土部の一体化

GRS 橋台の壁面部は、先行して盛土部を施工し、盛土部および支持地盤の変位収束後、外側に設けるコンクリート型枠との空間にコンクリートを打設して構築する（図-7a）。その際、盛土内部より突出させたセパレータで型枠を保持し、盛土部の壁面側はジオテキスタイル（図-7b）で覆った状態として、盛土側には型枠を用いない。これにより、

表-1 従来型橋台の課題と GRS 一体橋梁による改善項目

| 構造形式 | 課題項目(GRS 一体橋梁は改善項目) | |
|--|--|------------|
| | 常時 | 異常時(地震・津波) |
| 従来型橋台 | ・支承部の設置・維持管理 ・背面盛土の沈下 ・橋台の沈下・傾斜 ・背面盛土の土圧に耐える橋台杭基礎等の設置 | |
| | ・支承部の損傷 ・橋台の損傷 ・落橋 | |
| GRS 一体橋梁 (インテグラー橋梁+補強盛土併用セメント改良アプローチブロック) | ・支承部の設置・維持管理の解消 ・補強盛土と併用するセメント改良アプローチブロックによる背面盛土の沈下防止 ・背面盛土の自立による土圧作用の抑制 ・土圧抑制に伴う杭基礎等の省略 ・土圧抑制に伴う橋台軸体寸法のスリム化 | |
| | ・落橋の防止 ・ラーメン構造化による相互の橋台背面盛土の受動抵抗による耐震性の向上 | |

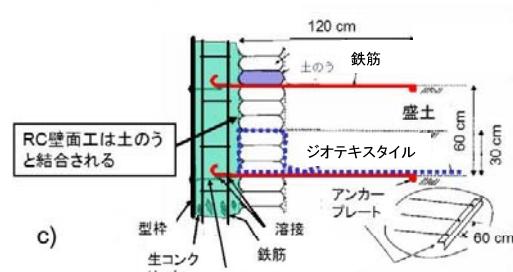
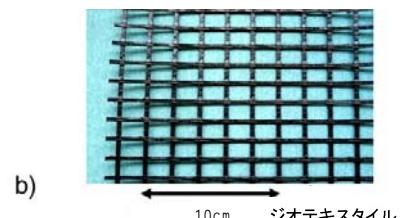
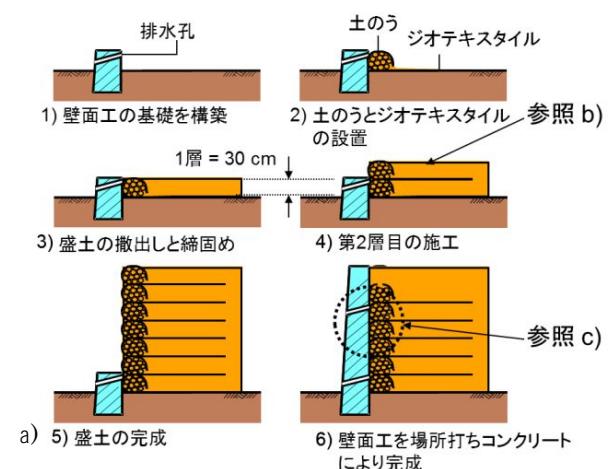


図-7 剛な壁面を有する GRS 橋台：
a)施工手順, b) ジオテキスタイル, c) 結合部

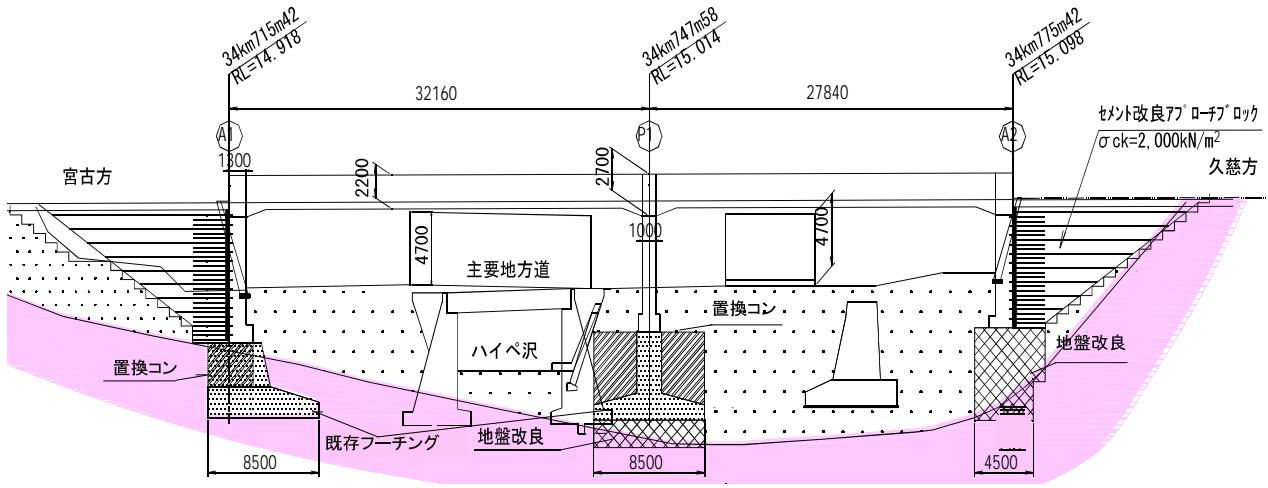


図-8 ハイペ沢橋梁一般図

表-2 ハイペ沢橋梁 (GRS 一体橋梁) の諸元

| | | | | |
|-----|-------|---------------------|---------|---------|
| 上部工 | 橋長 | 60.00m | | |
| | 幅 | 6.7m | | |
| | スパン | 32.16m + 27.84m | | |
| | 構造種別 | SRC 下路(桁高 2.2~2.7m) | | |
| 下部工 | 橋台・橋脚 | A1 | P1 | A2 |
| | 基礎形式※ | 直接基礎 | 直接基礎 | 直接基礎 |
| | 改良方法 | — | 高圧噴射 | 高圧噴射 |
| | 長さ | — | 2.3m | 6.0m |
| | 径 | — | 3,600mm | 3,150mm |
| | 本数 | — | 12本 | 6本 |

※斜体下線で示した橋台・橋脚は、被災後の既設フーチングを再使用

打込まれたフレッシュコンクリートは、ジオテキスタイルの格子間を介して土のう内部の礫間に浸透して壁面部と盛土部は一体化する（図-7c）。

従来型橋台は、壁面部が片持ち梁として土圧や桁から作用する水平力に抵抗していたが、GRS一体橋梁は壁面部と盛土部の一体化により壁面部はジオテキスタイルにより小間隔で支持された連続梁となる。このため、桁からの水平力による断面力は小さくなり、壁面部のスリム化が可能となって重量が軽減され、地震時の安定性確保上有利となる。また、桁から作用する鉛直力、水平力はジオテキスタイルを通じて壁面部から盛土部へ伝達され、盛土側の広い底面積で支持されるため、杭基礎等の省略、直接基礎の構造寸法を縮小することが可能となる。

(2) GRS 構造物の利点を活かす橋梁との一体化

インテグラル橋梁では、桁と橋台の一体化により、ラーメン構造となることで桁の断面力が減少する一方で、壁面部にも断面力が発生する。GRS一体橋梁の場合は、この断面力に対しても壁面部がジオテキスタイルにより多点支持されている効果が有効となる。また、地震時の水平力は両側の橋台により、受働側は背面盛土の地盤抵抗、主働側はジオテキスタイルの引張抵抗で負担される。そのため、GRS橋台と桁の一体化により、壁面部の寸法を大きくすることなく、安定性の高い橋梁が構築可能となる。

なお、壁面部と盛土部の境界は、盛土の締固め、盛土自重による土圧作用に抵抗するためといった施工時の仮押えの必要性もあり、セメント未改良の碎石を詰めた土のう

が積み上げられている。土のう内部の碎石は固結しておらず、内部のジオテキスタイルは自由に伸縮可能であり、ある程度の桁の伸縮が可能な構造となっている。

2. GRS 一体橋梁によるハイペ沢橋梁の復旧

2-1 復旧方法の検討

ハイペ沢橋梁は、早期復旧が急務となった状況において、GRS一体橋梁の採用が有利と判断された。その理由として、現地状況は橋梁前後が盛土構造であったことに加えて、地震および津波による桁の流出や落橋といった被害の再発防止が求められた。しかしながら、被災前の単純桁形式は、現段階では津波に対する抵抗力が不明である。そのため、定量的な設計は困難であるが、設計の方針としては橋脚と桁の剛結が望ましいと考えた。このとき、中央橋脚と桁を剛結したT型ラーメン橋の採用は、中央橋脚へ地震および津波による水平力を負担させる構造であるため、基礎の大型化を伴うことから、道路や河川に近接した立地条件により避けることとした。そうしたことから、橋台と桁を剛結し、さらに橋台の構造をGRS橋台としたGRS一体橋梁の適用が相応しいと判断した。

これにより、下部工（補強土橋台）は、壁面部（橋台壁体部）とGRSが一体化しているため、橋軸直角方向の抵抗力も大きく、津波に対する抵抗性を有すると考えられる。また、GRS一体橋梁の採用により、A1・P1は既存フーチングの撤去が不要となり、工期短縮や廃棄物抑制が可能となった。このとき、連続桁のバランスを考慮して、久慈方の2スパン目を伸ばし、A2橋台を終点方へ後退させた。一般図を図-8、構造諸元を表-2に示す。こうして、下部工基礎の形状寸法を縮小しつつ、津波に対する抵抗力を高めることができたと考えている。

2-2 SRC 下路桁としたGRS 一体橋梁

当該箇所は、主要地方道から道路空頭を4.7m確保する必要があったため、上部工に下路桁を採用することとした。しかしながら、GRS一体橋梁の場合は、コンクリートの温度伸縮、乾燥収縮により、上部工が補強盛土（セメント改良部）に拘束されるため、軸方向力が生じる。前章で示したように、下部工（橋台壁体部）と盛土内のジオテキスタイル

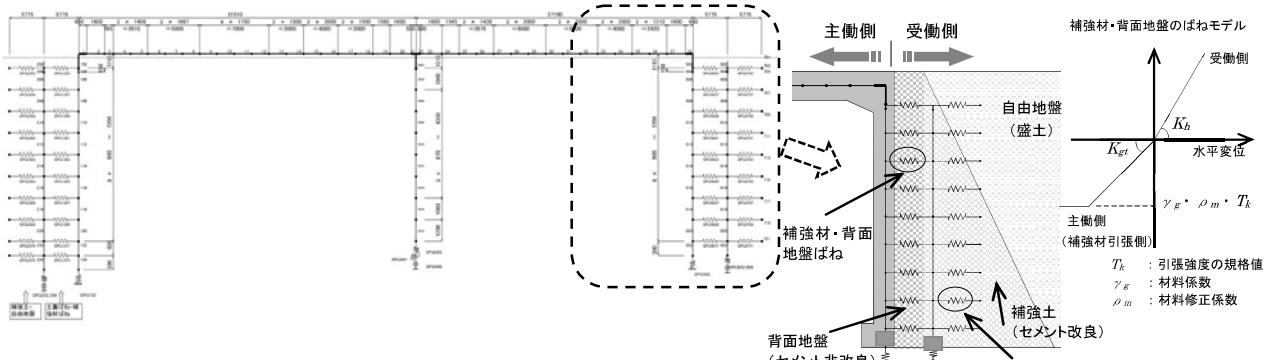


図-9 解析モデル（平面骨組みモデル）および補強材・背面地盤のばねモデル



図-10 縦荷重による不静定力の影響

表-3 常時の静的照査ケース

| 解析 ケース | 躯体背面 バネ | 躯体背面バネ | | 中間橋脚基礎 | |
|-----------|------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | | 土のう (受働) | 補強材 (主働) | バネ 変動(無) | バネ 変動(有) |
| Case 1 | バネなし | - | - | ○ | - |
| Case 2 | | - | - | - | ○ |
| Case 3 | バネ有① | ○ | - | ○ | - |
| Case 4 | | ○ | - | - | ○ |
| Case 5 | バネ有② | ○ | ○ | ○ | - |
| Case 6 | | ○ | ○ | - | ○ |

表-4 補強材の損傷レベルの制限値

| 要求性能 | | 補強材 |
|------------------------|---|---|
| 使用 ・ 安 全 性 | [強度照査用] 死荷重+雪+ログレール | 全て設計引張強度内 |
| | [変位照査用] 死荷重+雪+ログレール +乾燥収縮+温度変化 (持続的永久作用) | 敷設段数の内 1/3 は設計引張強度に達し、 伸びひずみ 3% (12mm*)までを制限値とする ※伸びしろ 400 mm の 3% |
| L1 | 耐震性能 I | 全て設計引張強度内 (損傷レベル 1) |
| L2 | 耐震性能 II | 敷設段数の内 1/3 は設計引張強度に達し、 伸びひずみ 3% (12mm*)までを制限値とする ※伸びしろ 400 mm の 3% (損傷レベル 2) |

イルは一体化しているため、上部工の挙動に伴い、ジオテキスタイルは繰り返し載荷を受ける。上部構造が下路桁の場合、PC構造の適用が一般的であるが、その場合は、緊張およびクリープによる桁の短縮が橋台に拘束され、ジオテキスタイルに引張力が生じるとともに桁の有効プレストレスにも影響を与える。この影響は、不明確な部分が多い。そのため、復旧の急務性、確実性を優先として、本橋梁においてはSRC構造による下路桁 (L=60.0m) として、鋼・コンクリートの複合構造とした。

3. GRS構造物と一体の橋梁設計

3-1 解析モデルの構築

GRS一体橋梁の施工実績は、前述のとおり、北海道新幹線に1橋存在するが、橋長は12.0mと短く、単径間のRCスラブ桁である。本橋長は60.0mと長いことから、鉄道総研の協力を得て解析モデルを構築した^{12) 13) 14)}。

解析モデルは、GRS一体橋梁が不静定構造物であることから、平面骨組みモデル2径間門型ラーメンとし、上・下部工と補強土が一体となった全体系モデルとした。その際、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す（図-9）。地震時の解析モデルは、常時と同様とし、門型ラーメン橋と補強土の相互作用を評価した。

3-2 上部工の挙動を考慮した下部工

1-2 (2) で述べたように、GRS一体橋梁は上部工の収縮を補強材（ジオテキスタイル）が拘束し、それに伴い補強材に張力が発生するため、各部材の照査に加えて補強材の照査を要する。さらに、橋長が長い場合は、縦荷重による不静定力（軸力）の影響が大きいと考えられる（図-10）。

このように、GRS一体橋梁の場合は、補強材のばね値の設定が設計において重要な要素となる。本橋梁における補強材ばねの設定および設計を以下に示す。

(1) 補強材ばね定数の設定

補強材のばねは、鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）¹⁵⁾に基づき、セメント改良補強土橋台と同様に設定した。橋台が主働側に変位した場合、初期勾配はセメント改良礫土内の拘束効果を考慮した水平ばね K_{gt} として次式で求められる。

$$k_{gt} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 = 37.50 k_{gt,0} \quad (\text{kN/m})$$

α_1 ：補強材の伸縮領域に寄与する補正係数、=3.75 (=1.5/0.4 : 気中引張試験の供試体長1.5mと実際の補強材の伸縮領域であるセメント未改良部の土のう幅40cmを伸びしろとして補正)

α_2 ：セメント改良礫土内の拘束効果を考慮した補正係数、=5 (気中引張試験とは異なる改良礫土内の拘束効果について、過去の実物大構造物で実施した試験を勘案した結果)

α_3 ：補強材巻き返しの効果を考慮した補正係数、=2 (土のう部での巻き返しの効果)

$K_{gt,0}$ ：単位幅当たり (1.5m) の補強材の気中でのばね定数 (kN/m)

上限値は、引張強度の規格値に材料係数を乗じて求めた値とし、バイリニアモデルとしている。また、橋台が背面の盛土を押す受働側に変位した場合に抵抗する背面地盤のばねも補強材ばねと同様として、鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）に基づいて設定した。具体的には、橋台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 K_h を勾配とする線形モデルとした（図-9）。

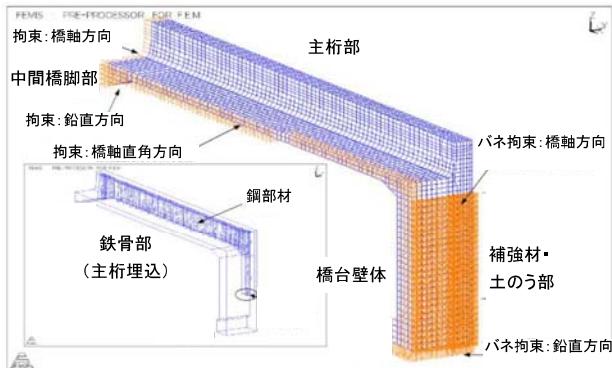


図-11 SRC 下路桁の3次元FEMモデル

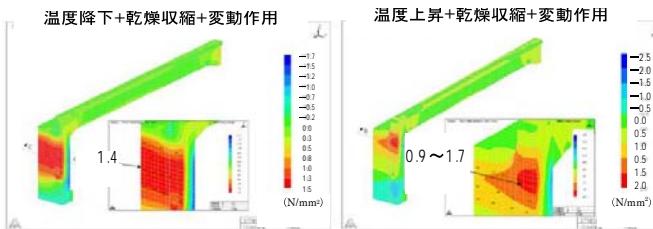


図-12 隅角部（橋台壁体背面）の応力分布

(2)補強材の設計

GRS一体橋梁の常時（地震時以外）の設計としては、全体系モデルによる弾性解析結果を用いて静的照査を行った。解析ケースは、表-3に示すとおり、門型ラーメン橋と盛土部の一体化による施工の不確実性を考慮した躯体背面ばねの有無、側壁・中間柱の支持条件の相違による影響（ばね定数の変動）を考慮した設計上安全側の設定とした。

また、補強材は、高分子材料であり、ひずみ速度依存性を有することでひずみ速度が低いほど延性を示す。そこで、橋長が長いことを考慮して、温度変化、コンクリートの乾燥収縮による作用の組合せについて変位照査を加え、その他の組合せについては通常の強度照査を行った。補強材の損傷レベルの制限値を表-4に示す。

3-3 下路桁SRC構造とした上部工

上部工にSRC構造の下路桁を採用したことにより、下部工（壁面部および中間柱）と上部工の結合部について検討を要した。また、現地の状況に応じて、上部工において設計上で配慮した内容を本節に記載する。

(1)SRC ラーメン剛結部の立体FEMによる構造解析

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一体橋梁の場合は、主桁を橋台壁体と剛結しなければならないが、主桁の軸線は床スラブよりも上部にあるため、主桁と橋台壁体の節点は壁体の両端（通常の下路桁では支承がある位置）のみとなる。そこで、剛結部でのSRC桁と橋台壁体との断面力の伝達を図るため、主桁から橋台壁体側へ突出させたアンカービーム（スタッド付）による結合構造を検討した。

検討上の課題は、剛結部における上部工から下部工への力の伝達である。上部工と下部工の付け根の断面付近では、応力分布に偏りが生じると考えた。そこで、偏りを考慮した有効断面を設定するため、図-11に示す3次元FEM解析を実施し、剛結部の応力特性について検討した。検討は、有

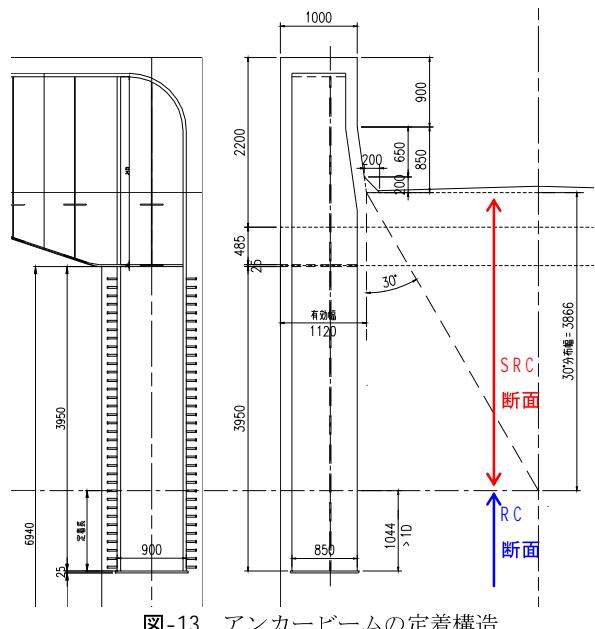


図-13 アンカービームの定着構造
効幅の把握を目的とし、合成前の鋼自重を含めて、荷重単ケース毎にFEM解析を行った。

図-12に解析結果を示す。右図の桁伸縮が小さい場合（温度上昇+乾燥収縮+変動作用）は、引張応力の分布傾向として橋台壁体の一部（45°程度）が有効となるが、左図の桁伸縮が大きい場合（温度降下+乾燥収縮+変動作用）は、橋台壁体部の全幅が有効であることを確認した。これにより、橋台壁体の常時作用については主桁の有効幅（安全側とすべく30°分布）として、地震時作用は橋台壁体全幅を考慮として、設計を行うこととした。

(2)下部工との剛結部

FEM解析の結果に基づき、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 橋台壁体側上端の設計上の有効断面（抵抗断面）は、安全側に考えるものとして、主桁幅（1120 mm）のSRC断面と仮定し、必要鉄筋を配置する。
- ② 橋台壁体側の全幅が有効となる断面は、上端から30°分布させた位置とし、RC構造とSRC構造の境界を設定する（上端からの距離 $h \approx 3870\text{mm}$ ）。
- ③ 橋台壁体の抵抗断面は、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 アンカービーム柱長は、③のRC構造が成立する位置より、アンカービームの柱幅 $D (=1.0D)$ 以上の定着長を確保する¹⁶⁾。

(3)厳しい環境条件下における塗害対策

本橋梁の床版厚は、桁下の道路空頭4.7m+余裕量100mm以上(210mm)を確保できるよう450mmとした。鉄骨下フランジ面は、鋼材を被覆した場合、かぶりなどからSL～桁下面が600mm以上となり、空頭確保が困難となることから、鋼材を露出して露出面の耐久性を確保することとした。しかしながら、架設地点は海塩粒子が飛来する厳しい環境下である。そこで、露出した下フランジ面の一般鋼材(SM490材)に金属溶射(亜鉛・アルミ擬合金溶射)によ

表-5 GRS一体橋梁の固有周期

| 橋梁名 | 中学校線架道橋 | ハイペ沢橋梁 |
|-----------|---------|------------|
| スパン割 | 12m | 32.2+28.8m |
| 地盤種別 | G1 | G1 |
| 固有周期(sec) | 0.189 | 0.225 |
| 最大応答加速度 | 943 | 1218 |

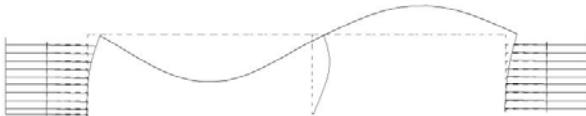


図-14 モード図（1次）

る防食仕様とし、耐久性向上を意図してポリウレタン樹脂塗料の重防食塗装を施した。また、橋側面には高耐久埋設型枠を使用した。かぶりは、一般的な構造物より40mm増加させて90mmとした。水セメント比は、材料入手を考慮しW/C≤50%として配合を決定した。

4. 動的解析による検証

北海道新幹線（中学校線架道橋）のGRS一体橋梁では、単径間でスパンが短いため、地震時の挙動は橋台の延長線上にあり、構造物による増幅は無視できる程度と考えていたことから、静的解析および地表面最大加速度を用いて照査を行っていた。しかしながら、本橋梁は橋長が長く、桁の応答の影響が大きいと判断し、動的解析により照査した。

照査の方法は、3-1で述べた全体系モデルにて非線形時刻歴応答解析を行った。本モデルによるハイペ沢橋梁および中学校線架道橋の固有周期ならびに上部工最大応答加速度を表-5にまとめる。また、解析結果のうち、モード図（1次）を図-14に示す。従来の単径間GRS一体橋梁と本橋梁における結果の比較より、以下の考察が得られた。

- ① 適用スパンが長くなることで、上部工質量が大きくなり弾性変形が増加するため、地震時の応答はラーメン橋部分の振動モードが卓越した。傾向として、スパンが短い場合は橋台の振動が卓越するが、スパンが長くなつた場合、橋梁部分の振動が卓越したモードとなることが窺えた。
- ② これまでの短径間では、構造物の挙動は補強土との動的相互作用による減衰が見られたが、橋長が長くなると補強土による減衰効果が小さくなる。

おわりに

GRS一体橋梁は、ジオテキスタイルを介して門型ラーメン橋、背面補強盛土を一体化することで、コンクリート・土複合構造物となる。構造的弱部となる支承部を廃し、地震時は相互の橋台背面盛土の存在による受働抵抗が期待され、耐震性に優れた構造である。加えて、ハイペ沢橋梁においては、主桁にSRC構造を採用していることから、構成材料として鋼材が加わることで、世界初の鋼・コンクリート・土複合構造物であると考えている。

本橋梁の場合は、前述のとおり連続桁のバランスを考慮し、被災前の構造形式を見直してスパン長などを変更している。こうした条件を除き、一般的なGRS橋台+上部工と

GRS一体橋梁の建設時の経済性を比較した場合は、支承部の設置費減および桁の断面力減少などの要素からGRS一体橋梁がコスト的に優れていると考えている。

今後は、上部工へのPC桁適用も考えているが、そのためには上部工とGRS橋台の相互作用について、さらなる調査が必要であるため、本橋梁において施工時・施工後の各部材の応力状態把握を目的に計測を実施している。測定項目は、補強材ひずみ、背面土圧、橋台水平変位、傾斜角、鋼材ひずみ、温度（補強土、鋼材）である。この計測結果および施工については、別途報告する予定である。

【参考文献】

- 1) 小田文夫、進藤良則：三陸鉄道北リアス線の復旧工事におけるGRS一体橋梁の適用、橋梁と基礎、pp.106～108（2013.8）
- 2) 神田政幸、野中隆博、館山 勝、龍岡文夫：橋梁・盛土の構造物境界の耐震化、橋梁と基礎、pp.22～27（2013.12）
- 3) 龍岡文夫、館山 勝：ジオテキスタイル補強土擁壁、基礎工 pp.84～92（1995.11）
- 4) 青木一二三、米澤豊司、渡辺 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、ジオシンセティックス論文集、Vol.18（2003）
- 5) 館山 勝、青木一二三、米澤豊司、篠田昌弘、渡辺健治：耐震性に優れたセメント改良補強土橋台の開発、鉄道総研報告 Vol.18、No.4、pp.29～34（2004.4）
- 6) 高野裕輔、山崎貴之、米澤豊司、館山 勝、龍岡文夫：北海道新幹線における様々なジオシンセティック補強土構造物、ジオシンセティックス論文集、Vol.28（2013.12）
- 7) 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、pp.22～27（2008.1）
- 8) 野中隆博、神田政幸、館山 勝、龍岡文夫：補強盛土一体橋梁（GRS一体橋梁）の開発、橋梁と基礎、pp.106～108（2013.8）
- 9) 渡辺和之：北海道新幹線へのGRS一体橋梁の適用、日本鉄道施設協会誌、Vol.49、No.10、pp.880～883（2011.10）
- 10) 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、ジオシンセティックス論文集、Vol.27、pp.149～156（2012）
- 11) 小島謙一、野中隆博、陶山雄介、青木一二三、渡辺和之：補強盛土一体橋梁における季節の温度変化に伴う挙動、ジオシンセティックス論文集、Vol.28、pp.369～374（2013）
- 12) 陶山雄介、進藤良則、阿部雅史：GRS一体橋梁を用いた三陸鉄道北リアス線の復旧計画と設計、ジオシンセティックス論文集、Vol.28、pp.149～156（2013.8）
- 13) 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）
- 14) 鉄道総合技術研究所編：基礎構造物の耐震設計マニュアル（Q&A）、（2004）
- 15) 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）
- 16) 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、土木工学会構造工学論文集、Vol.47A、pp.1391～1401（2001.3）