# 補強土工法の基礎から応用まで - RRR工法の歴史と特徴 -(全編12回) No.9

- 1. 地盤・盛土の強化改良の必要性と補強土工法の概説
- 2. 盛土補強土工法による土構造物の復権と発展 - 補強土の原理と40年の経験 -

3. 地山補強土工法による斜面の安定化

東京大学·東京理科大学名誉教授 龍岡文夫 2. 盛土補強土工法による 土構造物の復権と発展 の続きです。

## 補強土工法による土構造物の復権と発展

- A. 盛土補強土工法
- 1) 擁壁の力学的原理と補強土擁壁
- a)従来形式の擁壁は片持ち梁!補強土擁壁は?
- b)ジオテキスタイル補強土擁壁の施工例
- 2)補強土工法のメカニズム
- 3) 剛な一体壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁
- a)剛な一体壁面工の効用
- b)段階施工の効用
- c)洪水・豪雨・津波と補強土
  - およびレベル2地震動を考慮した耐震設計
- 4) GRS橋台とGRS一体橋梁
- a) 従来形式の橋梁の諸問題を解決
- b) 低い建設費、高い維持管理性・耐震性/耐津波性 c)施工例
- B. 地山補強土工法

今回は、4) GRS橋台とGRS-体橋梁 b) 低い建設費、高い維 持管理性・耐震性/耐津波性と c)施工例

を中心に説明します。



従来型の単純桁橋梁には諸 問題があり、その構造工学的な 解決法として一体橋梁が、地盤 工学的解決法としてGRS橋台が 提案されました。

この二つの解決法は、それぞ れ長所と欠点があり、それらの 長所を生かし、それらの欠点を 除去する方法として、この二つ の技術を総合化したGRS一体 橋梁を説明します。

GRS一体橋梁は、東京大学、 東京理科大学での長年に亘る 基礎研究と鉄道総合技術研究 所での応用研究によって開発されたものです。つまり、皆様が 来年から行う卒業論文研究、お よびその先の修士論文研究の 成果が生かされたものです。



これは、GRS一体橋梁の施工 法を示しています。

二つの特徴は、

- 1) ジオテキスタイル補強盛土 を建設し、支持地盤と盛土 の変形が終了してから壁面 エ、次に橋桁を建設すること と、
- 2) 最後に橋桁を壁面工の上端 に構造的に連結することで す。



これは、実際のGRS一体橋梁 の施工を示したものです。





構造形式	従来橋	橋台部ジョ・ ポータルラーメン橋	ィントレス構造	GRS一体橋梁
概略図				支京を用いないで構造一体化
接続部 概略図	伸縮装置 踏掛版 支承 桁 竪壁	路掛版 安壁	路樹飯 桁	緩衝領域
支承条件	有(可動/固定/弾性等)	無(剛結)	無(剛結)	
伸縮装置	有	無	無	
温度変化による 桁伸縮への対応	遊間を確保し、支承のせ ん断変形性能	橋台竪壁および基礎の変形 性能	柔軟な橋台杭基礎の変形性能	壁面裏の補強盛土干渉領 域の変形
桁と竪壁の 地震時等の 水平荷重に 対する抵抗	基礎と竪壁の剛性	基礎と竪壁の剛性	取付盛土の受動土圧抵 抗	取付盛土の受動土圧抵抗 (補助的に主働土圧抵抗) +補強材の引張り抵抗

これは、四つの橋梁形式を比 較したものです。

ー番左が、支承を用いる単純 桁形式の従来型の橋梁です。

橋梁技術者は、色々問題を生 じる支承を用いない橋梁が建設 できないのか、色々検討し試み てきた歴史があります。

ポータルラーメン橋、従来型一 体橋梁およびGRS一体橋梁は、 共通して支承を用いないで橋桁 を竪壁上端に連結しています。

ポータルラーメン橋と従来型一 体橋梁は、盛土を補強していま せんが、GRS一体橋梁は壁面工 に連結した補強材で盛土を補強 しています。これは、大変大きな 相違です。

構造形式	従来橋	橋台部ジョーポータルラーメン橋	イントレス構造 従来型一体橋梁	GRS一体橋梁
概略図				5 支承を用いないで構造一体化 1. 根桁 2. OPS勝壁 1. 必要な場合の地盤改良
接続部 概略図	伊縮装置 踏掛版 支承 桁 竖壁	路掛版 桁 竖壁	路對版 桁 竖壁	緩衝領域
支承条件	有(可動/固定/弾性等)	無(剛結)	無(剛結)	
伸縮装置	有	無	無	無
温度変化による 桁伸縮への対応	遊間を確保し、支承のせ ん断変形性能	橋台竪壁および基礎の変形 性能	柔軟な橋台杭基礎の変形性能 	壁面裏のセメント未改良盛 土の緩衝領域の変形
地震時等での 桁・竪壁から の水平荷重に 対する抵抗	固定支承側の橋台 を「曲げ剛性を持た せた杭基礎等」に連 結して抵抗力を確保	竪壁を曲げ剛性を 持たせた杭基礎等 に連結して抵抗力を 確保	竪壁の杭基礎を曲げに 対して柔軟にして、抵 抗力を低減	杭基礎は無く、取付盛土の 受動土圧(補助的に主働土 圧)及び引張り補強材が抵 抗

また、温度変化による桁伸縮に 対しては、ポータルラーメン橋は 、竪壁を一定の剛性を持つ杭基 礎に連結して抵抗します。

従来型一体橋梁では、曲げ剛 性が低い一列の杭を用いてこの 変位に対してできるだけ抵抗しな いようにしています。

一方、GRS一体橋梁は、杭基 礎はありませんが、この変位に 対してジオテキスタイル補強盛土 とジオテキスタイル補強材が併 せて抵抗します。

詳細は後ほど説明します。

小型模型実験によるGRS一体橋梁の特長の検討

- 1. 壁面工の水平繰り返し載荷実験
- 2. 振動台実験

この二種類の模型実験を説 明します。いずれも、理科大の 卒論、修論の研究として行わ れたものです。



これは、一体橋梁の問題を検 討するために東京理科大学で 行った実験の概要です。

壁面工の背面の盛土は空気乾燥した豊浦砂であり、相対密度が90%になるように、無補強では空中落下法で、補強では突固め法により作成しています。

補強材はポリエステル補強材 で、5cm間隔に計8層敷設してあ り、模型擁壁と連結してあります。 壁面エ下端では、滑動は生じな いものと想定していて、ヒンジ構 造にしてあります。

また、繰返し載荷による擁壁の 強制水平変位は、初期状態から 見て主働領域だけで与えていま す。



これは、盛土が補強していない場合での、壁面工上端の水平変位振幅Dが壁高Hの0.2%と0.6%の時の壁面工背後5cmでの盛土の沈下です。

繰り返し載荷とともに急速に 沈下しています。



これは、盛土は水平に配置した補強材層で補強していますが、補強材は壁面工に連結していない場合での壁面工背後5cmでの盛土の沈下です。

この場合は、繰り返し載荷に 伴う沈下は減少していますが、 依然として大きな沈下が生じて います。

このような実験をしたのは、こ のように盛土を補強して盛土の 沈下問題を解決する方法を提 案した研究者(英国)が居て、国 際会議で論争をしたことがあっ たからです。



これは、盛土は水平に配置し た補強材層で補強して補強材 を壁面工に連結した場合での 盛土の沈下です。

この場合は、繰り返し載荷に 伴う沈下は殆ど生じてていません。これは、前に説明したよう に、このように盛土を補強する と壁面工裏に主働楔が形成されないようになるからです。



さらに、一連の振動台実験を 行って、各種の橋梁形式の耐 震性を検討しています。理科大 の卒論・修論の研究でした。 縮尺比は1/10を想定し、重力 場で行っています。

四種類の橋桁模型で実験しています。

まず、重力式擁壁を橋台とし た従来式単純桁橋梁です。模 型を建設した砂箱の長さには 制限があったので、桁の中心 に重りを置いて、模型寸法で 200cmの橋桁と同等にしており、 実寸法で20 mの桁を想定して います。

二番目は、盛土を補強していない従来式の一体橋梁です。



三番目は、ジオテキスタイル 補強土擁壁の天端に小橋台を 設置し、支承を介して単純桁を 支持している「GRS擁壁の橋 台の橋梁」です。

最後は、GRS一体橋梁です。 盛土は壁面工と連結した補強 材で補強してあり、支承は用い ていません。



振動台を段階的に水平加振しています。

各段階では、20波の正弦波 (5Hz)を与え、加速度振幅を 100 cm/s<sup>2</sup>づつ増加.して繰返し 加振しています。

これは、振動台加速度が 200galつまり200cm/sec<sup>2</sup>の加 振直後の状態です。

固定支承側の重力式擁壁の 橋台は、桁の慣性力に引張ら れて、既に転倒を開始していま す。

他の形式の橋梁には、まだ 被害がありません。



これは、振動台加速度が 400galつまり400cm/sec<sup>2</sup>の加 振直後の状態です。

固定支承側の重力式擁壁の 橋台の転倒は進展し、固定支 承側のGRS擁壁橋台の小橋台 は変位し始めています。

ー体橋梁とGRS一体橋梁は、 依然として安定しています。



これは、振動台加速度が 600galつまり600cm/sec<sup>2</sup>の加 振直後の状態です。

固定支承側及び自由支承側 の両方の重力式擁壁の橋台は 下端で滑動し始めています。

固定支承側のGRS擁壁橋台 の小橋台の転倒は進展して、 自由支承側で橋桁は過大に変 位し始めています。

ー体橋梁の壁面工の下端は 、滑動し始めています

GRS一体橋梁は、依然として 安定しています。



これは、振動台加速度が 700galつまり700cm/sec<sup>2</sup>の加 振直後の状態です。

重力式擁壁の橋台と一体橋 梁の壁面工の下端は大きく変 位しています。

GRS一体橋梁は、依然として 安定しています。



以上示した異なる形式の橋梁 の変位をまとめたものです。

橋台あるいは壁面工の上端で の水平変位d<sub>T</sub>と下端での水平変 位d<sub>B</sub>を、入力加速度の振幅α<sub>max</sub> に対してプロットしてあります。

重力式橋台は、早くから大きな 水平変位を示しています。

GRS擁壁の盛土の天端に設置 した小橋台の変位も、低い台加 速度で非常大きくなっています。

ー体橋梁では、壁面工の上端 での変位は橋桁で拘束されてい ますが、下端の変位は、台加速 度が600galを超えると非常に大 きくなっています。



上記三つの形式の橋梁と比 較すると、GRS一体橋梁の安 定性は最も高いことが分かりま す。

GRS一体橋梁での変位d<sub>B</sub>の 増加は、壁面工と補強材の連 結部の破損によるものです。従 って、連結部の強度を増加させ た実験では、安定性は向上し ました。



これは、橋台あるいは壁面エの背後での盛土の沈下です。

他の橋梁形式とは異なり、 GRS一体橋梁では壁面工背後 で盛土の沈下が生じていません。これは、道路・鉄道の機能 を維持できることを意味してい て、GRS一体橋梁の優れた耐 震性を示しています。

ここで、桁・橋台・盛土の一体 化による橋梁の耐震性向上の メカニズムを、理論的に検討し ましょう。

# 桁・橋台・盛土の一体化による橋梁 の耐震性向上のメカニズム



これは、振動台での模型実験 で観察されたGRS一体橋梁の挙 動であり、地震荷重を受けた時 に生じる壁面工の回転に対する 荷重と抵抗力の項目を説明した ものです。

R1とR2は、盛土の受動土圧に よる抵抗です。この抵抗は、盛 土を補強することによって大きく なっています。右端の実構造物 の例のように、ジオテキスタイル 補強盛土を軽くセメント改良して 安定化させることによって大幅 に増加します。

補強材引張り抵抗は、R3とR4です。

R1からR4までは、桁、竪壁と補 強盛土が一体として挙動する GRS一体橋梁に独特の抵抗項 目です。これらの抵抗力によっ て、高い耐震性を発揮します。





もちろん、GRS一体橋梁を始 めースパン橋梁は、多質点多 自由度系の構造物です。しかし 、ここで説明してあるように橋梁 を一質点一自由度系のモデル に置き換えることによって、主 要な振動特性を検討することが できます。

この一自由度系の振動の理 論解は、添付のPDF fileで丁寧 に説明してあります。大学院レ ベルの内容ですので、興味の ある学生は目を通して下さい。



これは、振動を継続しても振 動エネルギーが全く減衰しない と言う、減衰比h=0の理想的な 場合での理論解です。 ここで、  $f_0$ = 固有振動数(Hz) = (1/2 $\pi$ )・ $\sqrt{(k/m)}$ です。 $f_0$ は、構造物の剛性を表 すばね係数kが大きいほど大き くなること、逆に言うと剛性が低 くるほど小さくなること、に注目 しておいてください。



減衰比h=0の時の、加速度応答 倍率Mと振動数比β=T<sub>0</sub>/T<sub>i</sub>= f<sub>i</sub>/f<sub>0</sub> の関係の理論解です。

入力の振動数f<sub>i</sub>が一定の場合、 構造物の剛性が増加してf<sub>0</sub>が増 加する時、あるいは一定のf<sub>0</sub>に対 して入力の振動数f<sub>i</sub>が減少する場 合、 $\beta = T_0/T_i = f_i/f_0$ は0に向かいま す。すると、Mは1.0に向かいます。 M=1.0は構造物が剛体挙動して 応答加速度が入力加速度と同じ になっている状態です。

ー方、一定の $f_i$ に対して構造物 の剛性が低下して $f_0$ が低下する 時、 $\beta = T_0/T_i = f_i/f_0$ は増加して、M は1.0から増加して応答が増加し ます。



 $\beta = T_0/T_i = f_i/f_0$ が1.0に達すると 、つまり、 $f_i = f_0$ になると、Mは無 限大になります。この状態を共振 状態と言います。

地震時に共振が生じると、構造 物が崩壊する可能性が高くなる ので、固有振動数f<sub>0</sub>が地震動の 卓越振動数(すなわちf<sub>i</sub>)に一致し ないように構造物を設計する必要 があります。通常の構造物では、 固有振動数f<sub>0</sub>が地震動の卓越振 動数f<sub>i</sub>よりも大きくなるように、つ まりβが1.0よりも小さくなるように 設計する必要があります。

次頁に示すように、減衰比h=0 でない時のMとφの理論式はや や複雑になります。



これは、振動を継続すると振動 エネルギーが減衰してゆく場合、 すなわち減衰比hがゼロではな い実際的な場合での理論解です 。コンクリート構造物では、h= 0.05程度ですが、盛土では破壊 に近づくと0.3とか、非常に大きな 値になります。

模型振動台実験では、桁と振動台の間の加速度応答倍率Mと変位の位相差 $\phi$ が測定されています。一自由度系では、この二つの測定値から振動数比 $\beta$ と減衰比hが逆算できます。 $\beta$ と既知の入力振動数f<sub>i</sub>から、一自由度系としての橋梁の固有振動数f<sub>0</sub>をf<sub>0</sub>=f<sub>i</sub>/ $\beta$ のように求めることができます。

後で、異なる橋梁形式での固 有振動数f<sub>0</sub>の値と加振時でのそ の変化を解析します。



右の図の実線の関係は、

減衰比hがゼロではない時の

ー自由度系での振動特性の理 論解です。

減衰比hが増加すると、共振時 のβは1.0より若干小さくなり、応 答倍率Mは大きく減少します。

# データポイント:

GRS-体橋梁模型の振動台 実験(f<sub>i</sub>= 5 Hz正弦波入力)で の非定常挙動

- 入力加速度 *α* <sub>b</sub>と繰返し載荷 回数の増加
- ⇒構造の劣化
- ⇒固有振動数f<sub>0</sub>の減少
- ⇒β=f<sub>i</sub>/f₀の増加
- ⇒応答倍率Mの増加
- ⇒共振状態へ接近
- ⇒共振状態での破壊過程
- ⇒抵抗力が不足すれば崩壊



ここに示してあるデータポイントは、GRS一体橋梁の模型の 振動台実験で得られたデータです。

振動を受けると構造が損傷し てバネ係数kが低下して固有振 動数f<sub>0</sub>が低下し、係数βが増加 します。すると、図中の矢印で 示すプロセスを辿って、次第に 応答加速度が増加していきま す。

共振状態に達すると、構造物 の応答加速度は非常に大きく なり、崩壊する可能性が高くな ります。



前頁のようにして求めた従来 型橋梁とGRS一体橋梁の模型 の固有振動数f<sub>0</sub>と振動台加速 度の関係です。

固有振動数f<sub>0</sub>が入力の加速 度の増加に伴って低下して行く 過程を示したものです。

GRS一体橋梁の方が、従来 形式の橋梁よりも、 振動開始 時の固有振動数f<sub>0</sub>の初期値が はるかに大きいことが分かりま す。そのため、応答倍率Mの初 期値が小さく、構造の損傷の開 始が遅れます。



GRS-体橋梁の方が、従来 形式の橋梁よりも、加振時の $f_0$ の減少率が小さく、そのため  $f_0=f_i=5$  Hzでの共振状態に到 達しにくいことが分かります。そ の結果、加振中の振動台加速 度の増加に伴うMの増加率が 小さくなり、構造の損傷の進展 が遅れます。



この図は、GRS一体橋梁の方 が、従来形式の橋梁よりも、

共振した時の応答加速度が大 きいことを、すなわち抵抗でき る加速度が大きいこと、つまり 動的強度が大きいことを示して います。

また、GRS一体橋梁の方が、 共振時の減衰係数hが大きい ので、応答倍率Mが小さくなり、 共振しても破壊しにくくなること を示しています。

GRS-体橋梁の方が減衰係 数hが大きいのは、桁と壁面エ と補強盛土の一体性が高いた め、桁と壁面工の振動エネル ギーが取付盛土に伝達されや すく、さらに隣接する盛土と支 持地盤に向かって逸散されや すいためです。



- ■GRS一体橋梁が従来型橋梁よりも耐震性が高くなる四つの要因
- GRS一体橋梁は、盛土が補強されていて、補強盛土、橋桁と壁面工の 一体性が高い。このため、従来型橋梁よりも、
- 1)剛性が高い⇒固有振動数 f<sub>0</sub>の初期値が、強地震動の卓越振動数f<sub>i</sub> よりもかなり大⇒応答倍率Mの初期値が小
- 2)不静定であり粘り強い構造⇒地震時の f<sub>0</sub>の減少率が小⇒ 共振に到りにくい⇒地震時のMの増加率が小

 3)構造一体性が高い⇒破壊時応答加速度が大(動的強度が大)
4)桁・壁面工と補強盛土の一体性が高く、桁・壁面工の振動エネル ギーが取付盛土と支持地盤に逸散しやすい⇒橋梁構造物としての 減衰係数hが大⇒応答倍率Mが小 ここに、再度、GRS一体橋梁 が従来型橋梁よりも耐震性が 高くなる四つの要因をまとめて います。

これまで説明したように、これ らの要因は、いずれもGRS一 体橋梁では、盛土が補強され ていて、補強盛土、橋桁と壁面 エの一体性が高いことが理由 です。



これまで説明した室内振動台 実験の結果に基づいて、GRS 一体橋梁の実物大模型が鉄道 総合技術研究所に建設されて、2009年2月完成しました。

これは、実際の施工の仕方を 確認することと、載荷試験を行 ってGRS一体橋梁の安定性を 確認するためです。



これは、実大模型の載荷試 験の内容とその様子を示したも のです。

水平載荷試験は、非常に大掛かりなものでした。

GRS-体橋梁の実大模型の 振動試験によると、小さい振動 入力に対する固有振動数f<sub>0</sub>の 初期値は21.7Hz(固有周期T<sub>0</sub> の初期値は0.046sec)でした。 以下、その意味を検討します。



1995年兵庫県南部地震の際神 戸気象台で記録された地表地震 動から、加速度応答スペクトル曲 線が求められています。

固有周期Toと減衰比hが既知の 構造物が、その地震動を受けた 時の一自由度構造物として生じ る応答加速度を求めて、それを T。に対してプロットします。 図中 の〇がその例です。Toを連続的 に変化させて得られるプロット点 の集合曲線が、加速度応答スペ クトル曲線です。この図では、異 なる減衰比hに対して求めてあり ます。最大の応答加速度が得ら れるToを、その地震動の卓越周 期Tiと呼びます。この地震動では 、f<sub>i</sub>= 2.86 Hz; T<sub>p</sub> = 0.35 secです。 応答スペクトルの求め方は、大

学院で説明します。



一方、GRS一体橋梁の実大
模型の固有周期T<sub>0</sub>の初期値は
0.046secであり、この地震動の
卓越周期T<sub>i</sub>= 0.35 secより遥か
に短いことが分かります。

この図には、GRS一体橋梁の 初期応答状態は、口で示した 点よりも更に左に位置していま す。従って、加速度応答倍率M の初期値は、1.0に近い小さな 値です。



 GRS一体橋梁(GRS-IB)の方が、従来形式橋梁(CB)よりも、固有 周期f<sub>0</sub>の初期値が大きく(固有周期T<sub>0</sub>の初期値が小さく)、応答加 速度の初期値が小さい ⇒ 地震荷重による初期損傷が小さい。 一方、通常の従来型の橋梁 は、GRS一体橋梁と比較すると 、固有振動数f<sub>0</sub>の初期値はか なり小さく、固有周期T<sub>0</sub>の初期 値はかなり長くなります。その 状態を、図に●印で模式的に 示しました。

この場合の従来形式の橋梁 の固有周期 $T_0$ の初期値は地震 動の卓越周期 $T_i$ に接近してい ます。このため、応答加速度の 初期値はかなり大きくなってい ます。従って、地震荷重による 初期損傷が大きくなります。



2) GRS-体橋梁(GRS-IB)の方が、従来形式橋梁(CB)よりも、固有振動数f<sub>0</sub>の減少速度が小さく(固有周期T<sub>0</sub>の増加速度が小さく)、応答加速度の増加速度が小さい ⇒ 共振状態に接近しにくい。

地震動が継続すると、橋梁の 構造は損傷して固有周期 $T_0$ は 長くなっていきます。

GRS一体橋梁の方が、従来 形式橋梁よりも、地震荷重が小 さい上に構造的に安定している ため、固有周期T<sub>0</sub>の増加速度 が小さいことになります。この ため、共振状態に接近しにくく、 応答加速度の増加速度が小さ くなります。

GRS一体橋梁では、このよう な循環的な効果のため、構造 が受ける損傷は遥かに小さく 保たれます。



さらに、GRS一体橋梁の方が、 従来形式橋梁よりも、より強い 構造を持っています。

また、GRS一体橋梁の方が、 従来形式橋梁よりも減衰比が大 きく、応答倍率Mが小さくて応答 加速度が小さく保たれます。

これらも、GRS一体橋梁の耐 震性が高くなる重要な要因です

0



GRS-体橋梁の特質:

#### A: 開発の経緯

ー体橋梁とジオテキスタイル補強土橋台のそれぞれの欠点を取り 除き長所を生かす:・安定性・建設コスト・維持管理・耐災性

## B. 構造・施工での二大特徴

- 1)橋桁・剛一体壁面エ・ジオテキスタイル補強盛土の一体構造 ⇒安定性の向上
- 2)ジオテキスタイル補強盛土→剛一体壁面工→桁と壁面工の構造 一体化 という施工順序
- ⇒盛土荷重による支持地盤・盛土の変形・沈下による諸問題を回避

C:構造工学と地盤工学の一体化

この頁は、以上説明したGRS 一体橋梁の特質をまとめたも のです。

次回の授業では、新幹線等 で実際に建設されたGRS一体 橋梁の紹介をします。