

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.6

1. 地盤・盛土の強化改良の必要性和補強土工法の概説
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。

盛土補強土工法による土構造物の復権と発展

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

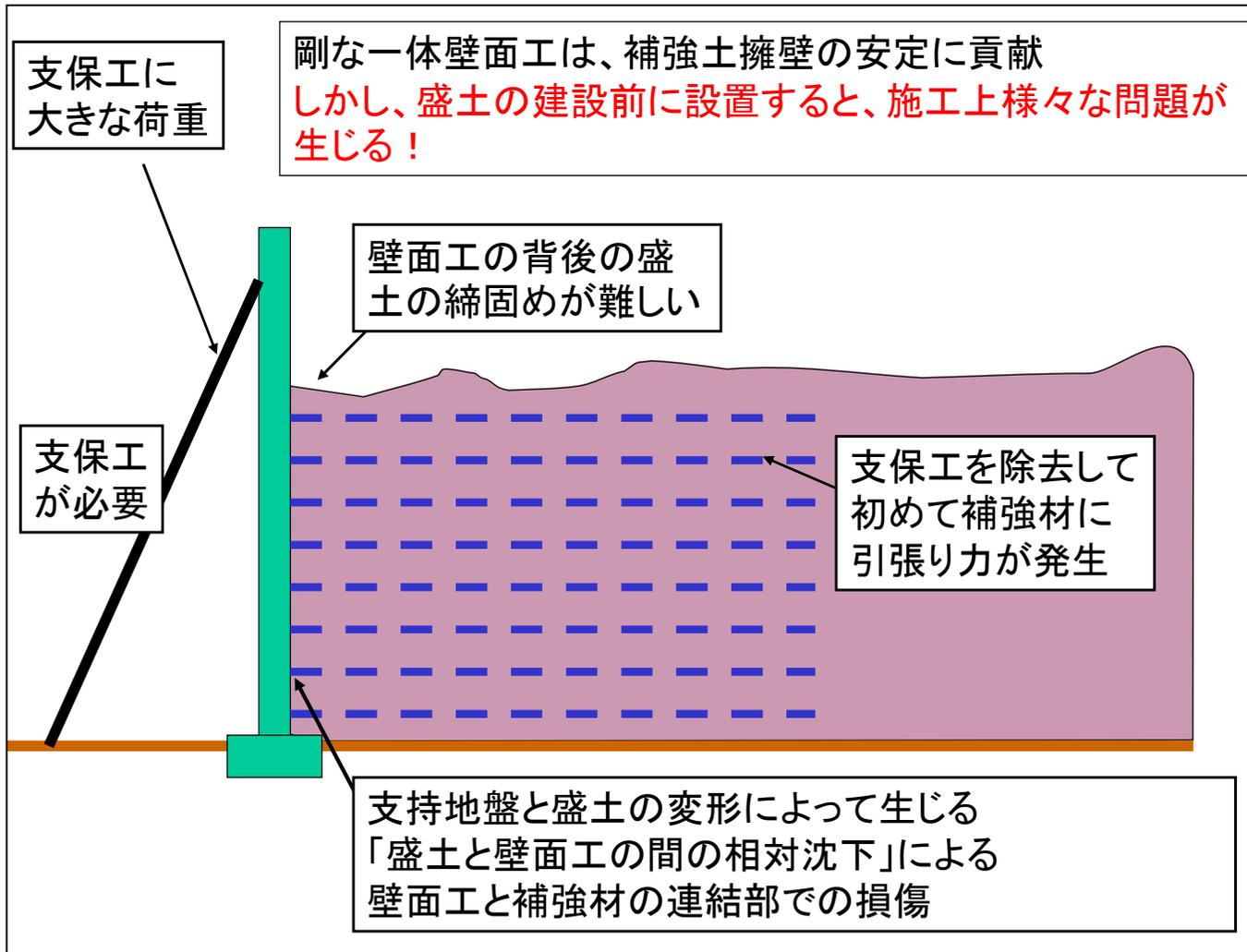


今日は、

3) 剛な一体壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁での

b) 段階施工

について、説明します。これは、盛土とRC構造物で構成される構造物の建設法についての重要な方法論で、従来案外見逃されてきた視点です。

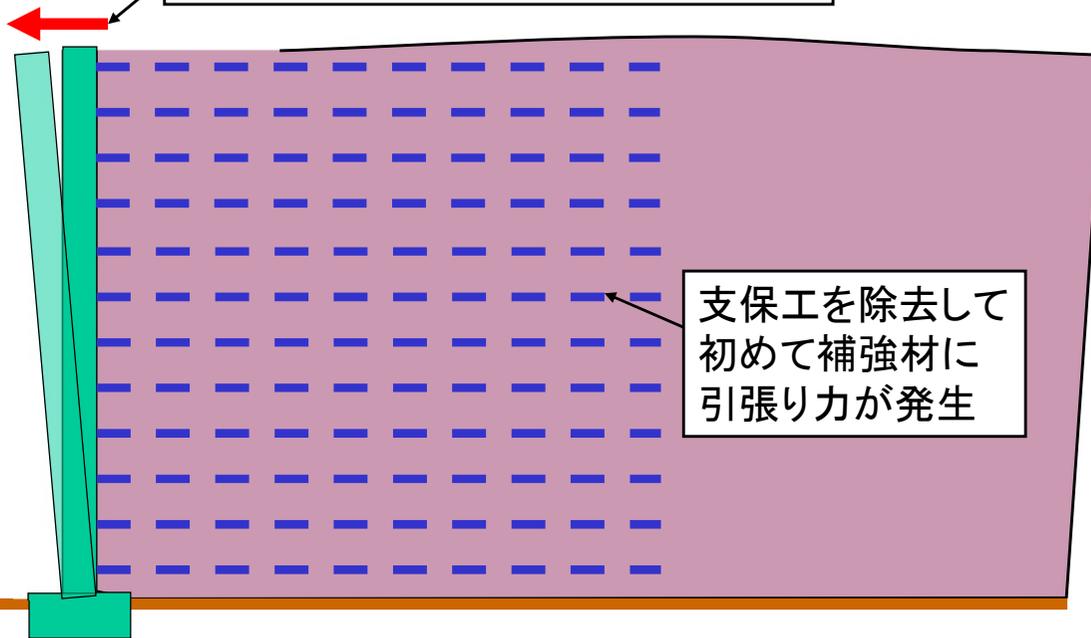


まず、剛で一体の壁面工を用いると補強土擁壁は安定しますが、実務ではその建設法が問題となりました。

これは、壁面工を盛土の建設の前に設置する方法です。欧米で最初に採用された方法です。

ところが、図で説明してあるように、この方法は様々な問題を引き起こします。

擁壁完成後に支保工を除去すると
壁面工は変位する
(変位量は予測できず、長期に継続)



支保工を除去して
初めて補強材に
引張り力が発生

補強土擁壁が完成しても、
このように問題が継続しま
す。

有効な対処法としての 壁面工の段階施工:

JR東海名古屋市枇杷島

* 最初の大規模工事

* 建設期間; 1990 ~ 1991年



壁面工建設時の
コンクリート現場打ち
用のアンカー鉄筋

(長さ1 m)

電柱基礎

フェンス

ジオグリッド

軌道

壁面工

CJ補強鉄筋

CJ

排水孔

打ち継ぎ目

(CJ)

地山面

既設盛土斜面;

腹付け盛土の工事中の許容変
形量は小さいが、盛土下部での
補強材が短いため、斜面掘削量
は限定的

全頁の問題は、この例のよ
うに、補強盛土をまず建設し
て、支持地盤と盛土の変形が
収まってから、最後に剛で一
体の壁面工を建設する、と言
う段階施工で解決します。

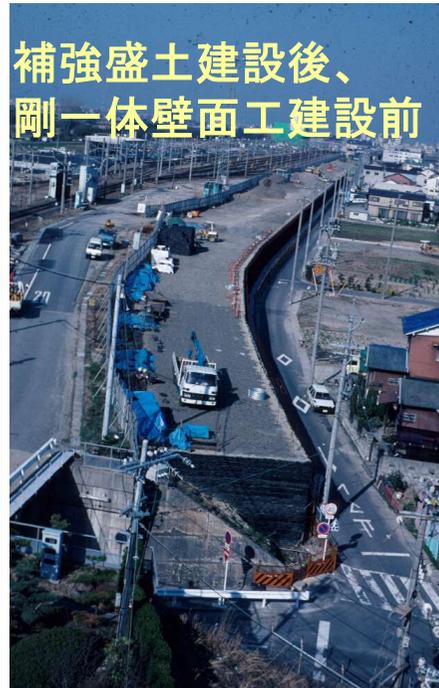
これは、段階施工によって
完成したジオテキスタイル補
強土擁壁の例です。

名古屋新幹線ヤード

- 既設盛土に腹付け
- 平均壁高= 5m; 総延長= 930 m

段階施工によって完成した
ジオテキスタイル補強土擁壁
の建設の様子です。

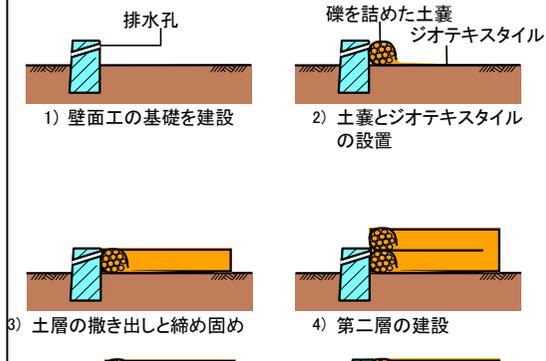
次頁以降で、段階施工の詳
細を説明します。



解決策としての段階施工;

- 1) 碎石等礫を詰めた俵(土嚢)を壁面に置き、ジオテキスタイル補強材で包み、補強材層を配置した盛土を締固める。

この段階では、剛で一体の壁面工が無いので、壁面背後の盛土を締固め機械を用いて十分に締固めることができる。この作業を繰り返します。



これは壁面工の段階施工を順に説明したものです。

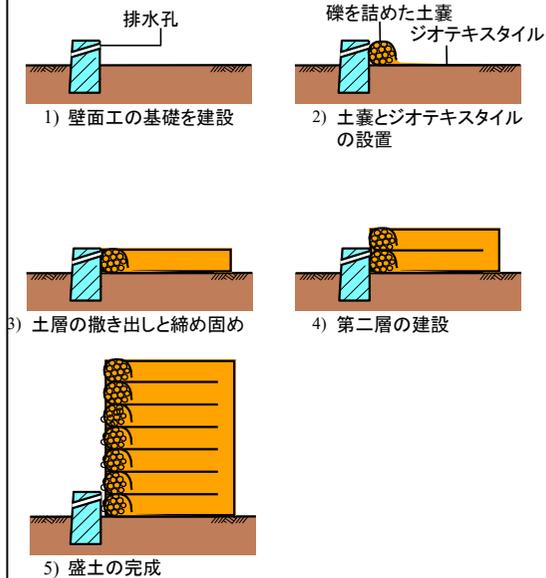
この最初の段階では、剛で一体の壁面工が無いので、壁面背後の盛土を締固め機械を用いて締固めることができます。

解決策としての段階施工;

1) 砕石等礫を詰めた俵(土嚢)を壁面に置き、ジオテキスタイル補強材で包み、補強材層を配置した盛土を締固める。

これを繰り返して、ジオテキスタイル補強盛土を完成。

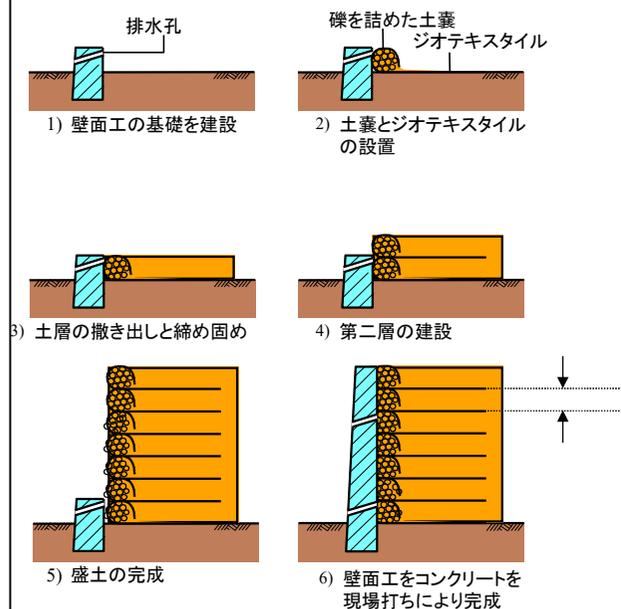
この段階は剛で一体の壁面工の建設前なので、盛土荷重によって支持地盤と盛土が沈下しても、補強材と壁面工の連結部での損傷は生じない



この段階は剛で一体の壁面工の建設の前なので、盛土荷重によって支持地盤と盛土が変形して沈下しても、補強材と壁面工の連結部での損傷は生みません。

解決策としての段階施工;

- 1) 碎石等礫を詰めた俵(土嚢)を壁面に置き、ジオテキスタイル補強材で包み、補強材層を配置した盛土を締固める。
これを繰り返して、ジオテキスタイル補強盛土を完成。



補強材層鉛直間隔= 30 cm

盛土の締め固め層厚: 15 cm
⇒ 高い締め固め度を保証

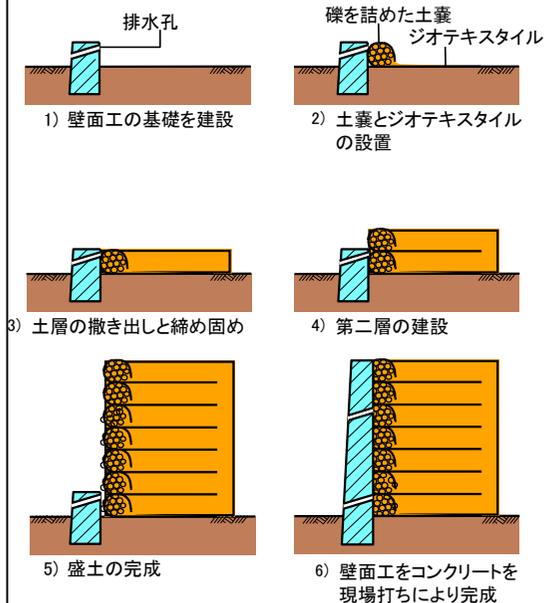
補強材層の鉛直間隔を 30 cm と比較的小さくしているのは、盛土の一回の締め固め層厚を 15 cm と小さくして 2 層で 30 cm となるようにして、高い締め固め度を保証するためです。

解決策としての段階施工;

1) 碎石等礫を詰めた俵(土嚢)を壁面に置き、ジオテキスタイル補強材で包み、補強材層を配置した盛土を締固める。

これを繰り返して、ジオテキスタイル補強盛土を完成。

2) 盛土と地盤の変形が収束してから、薄いRC壁面工を補強材と連結して盛土と一体になるように現場打ちで建設。



盛土荷重による盛土と地盤の変形が収束してから、薄いRC壁面工を補強材と連結して盛土と一体になるようにコンクリートの現場打ちで建設します。

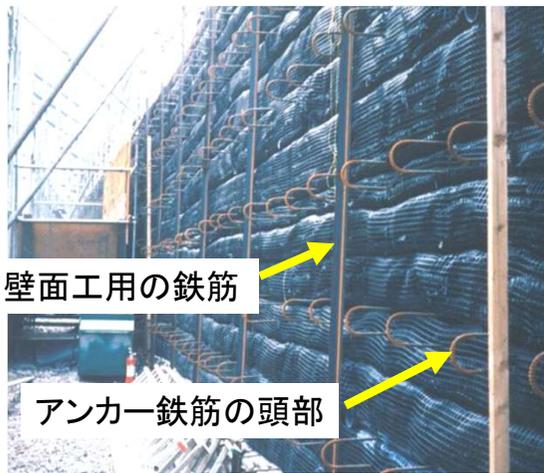
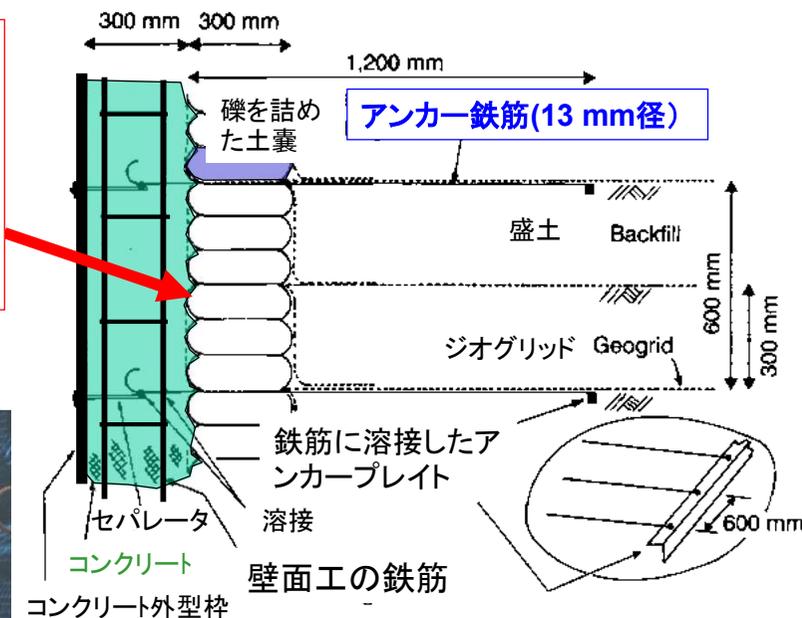
写真が完成したジオテキスタイル補強土擁壁です。

剛な一体壁面工のコンクリート現場打ちによる建設

内型枠無しでコンクリートを現場打ち

⇒コンクリートは土嚢の網目を通して内部に侵入

⇒コンクリートとジオテキスタイル補強材はほぼ完全に一体化



盛土内部からコンクリート外型枠をアンカー、
従って、外側の支保工は不要！
このアンカー鉄筋は永久構造部材ではない
ので、腐食しても問題はない。

薄いRC壁面工を補強材と連結して盛土と一体になるようにコンクリートの現場打ちで建設する方法の詳細です。

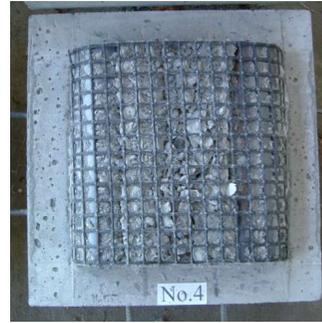
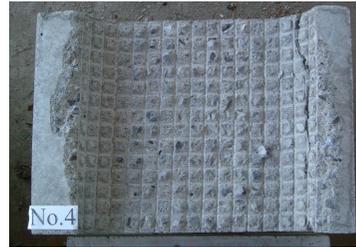
現場試験と室内試験による壁面工と補強材の連結強度の確認

吊り上げ

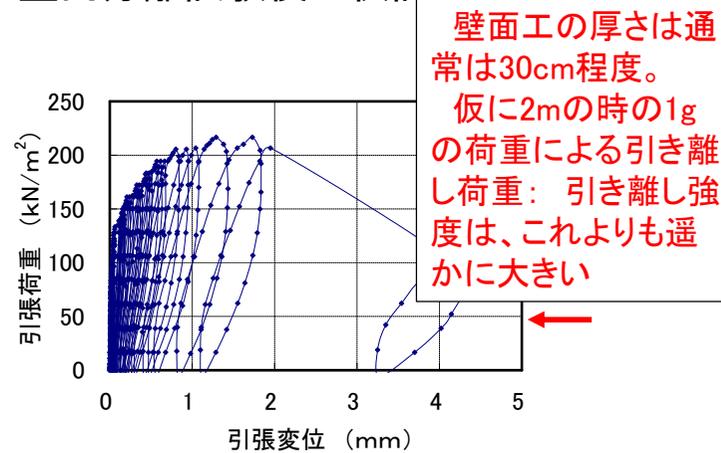


実際の壁面工から切り出した試験体

- ⇒ 吊り上げて1gの荷重を加えても壁面工のコンクリートと補強材は分離しない
- ⇒ 実構造物が強地震動を受けても、分離しない



室内分離試験後の供試体



典型的な室内分離試験の結果

薄いRC壁面工と補強材の連結強度を、原位置試験と室内試験で調べています。

その結果、連結強度は十分に大きいことが分かりました。

段階施工の利点(まとめ)

- 1) 壁面背後の盛土を重機等を用いて十分に締固められる。
⇒同時に、盛土建設時に補強材に引張り力を導入できる



- 2) 盛土内部からコンクリート外型枠を支保
⇒壁面の前の空間を占拠しないで施工ができる



これは、剛で一体の壁面工の段階施工の利点をまとめたものです。

東京、京王線平山城址駅近く

奥は通常のL型RC擁壁；
→コンクリート内型枠工と外型枠工用の大掛かりな支保工が必要

手前は建設中のジオテキスタイル補強土擁壁

ジオテキスタイル補強土擁壁の剛な一体壁面工を建設するためのコンクリート外型枠は、盛土内部から支保
(擁壁の前で支保工が不要)



これは、従来型のL型RC擁壁とGRS擁壁の建設法を対比したものです。

3) 壁面の最終仕上げ(正確な壁面形状、化粧)が容易

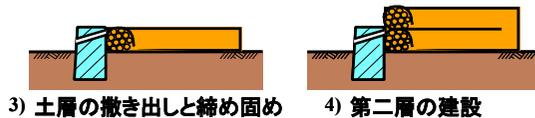
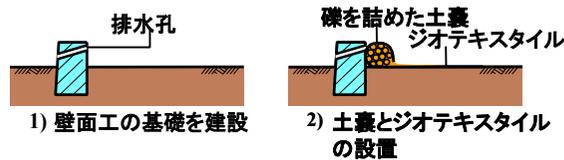


これも、段階施工の利点の一つです。

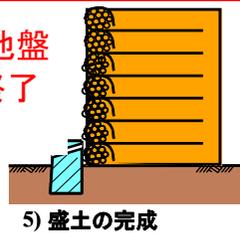
段階施工の利点(まとめ)

段階施工は、このような大きな利点があります。

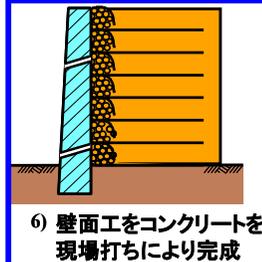
- 4) 剛な一体壁面工と補強材の連結部が、
両者の相対沈下によって損傷することがない。
- 従って、非常に圧縮性の高い軟弱地盤上で圧縮性の高い盛土材を用いても建設できる(地盤の支持力破壊が生じない限り)。



この段階で支持地盤
と盛土の沈下を終了
させる

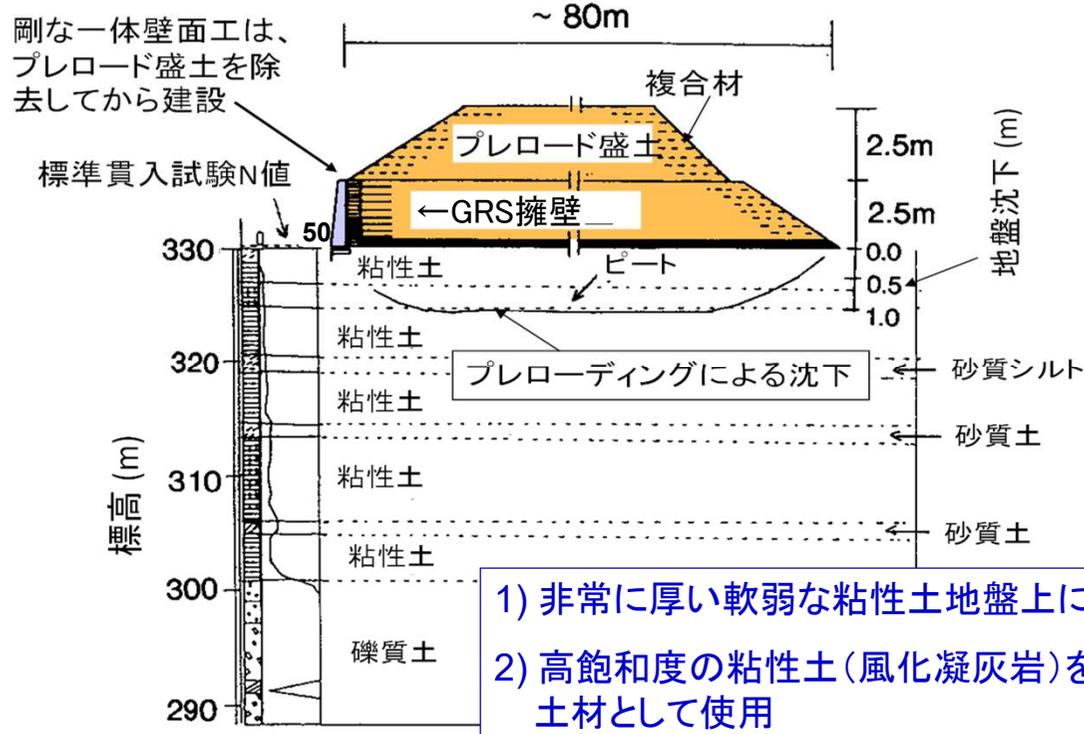


この段階以降では、支
持地盤と盛土の沈下は
生じない



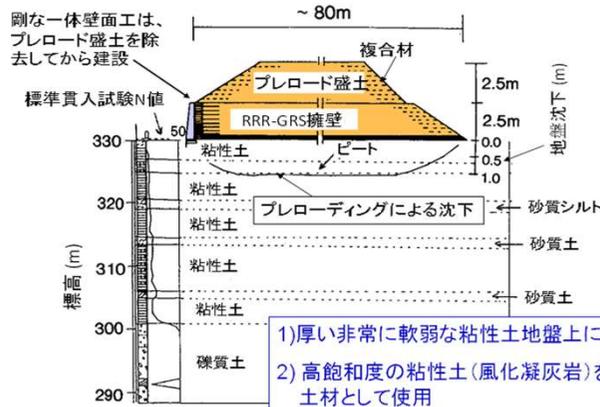
北陸新幹線長野車両基地(建設期間: 1993 ~ 1996年)

平均建設時壁高= 3 m; 平均完成壁高= 2 m; 総擁壁長= 約 2 km



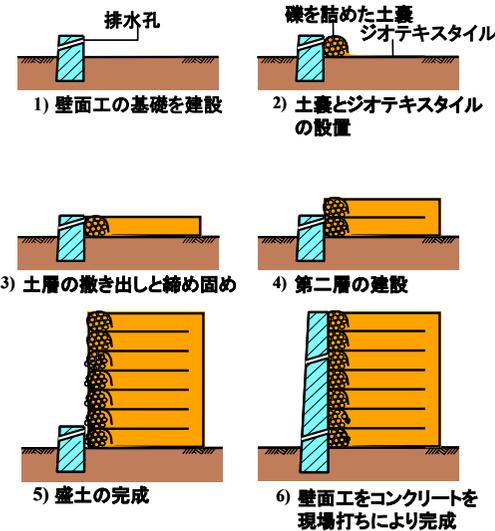
これは、非常に厚い粘土層に軟弱な盛土材を用いてGRS擁壁を建設した工事例です。

仮に、杭支持された壁体を盛土建設の前に設置すると、杭が30mと非常長くなるばかりでなく、盛土建設に伴う大きな地盤沈下により、壁体と補強材の連結箇所が相対沈下のために損傷



解決策としての段階施工;

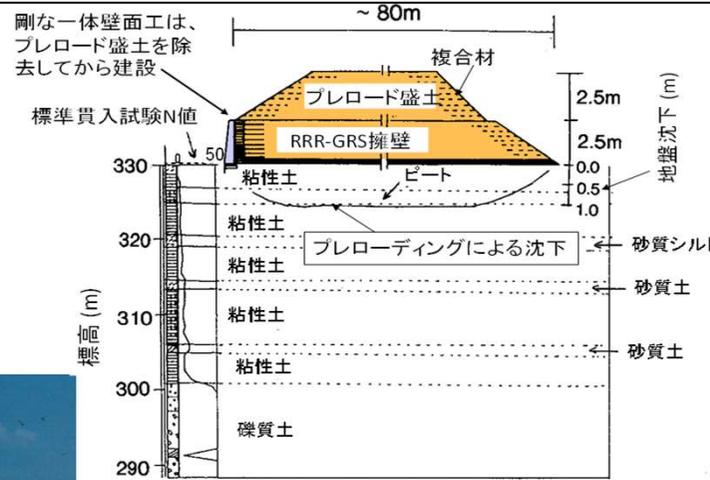
- 1) 砕石等礫を詰めた俵(土嚢)を壁面に置き、ジオテキスタイル補強材で包み、補強材層を配置した盛土を締固める。これを繰り返して、ジオテキスタイル補強盛土を完成。
- 2) プレロード盛土によって盛土と支持地盤の圧縮変形・沈下を促進。
- 3) プレロード盛土を除去して盛土と支持地盤の変形・沈下生じなくなつてから、薄いRC壁面工を盛土と一体になるように現場打ちで建設。



ここに示すような難しい工事条件を、剛で一体の壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁の段階施工で解決したわけです。

-プレロード盛土による沈下;
約 1 m

-プレロード除去後に、剛な一体
壁面工を現場打ち



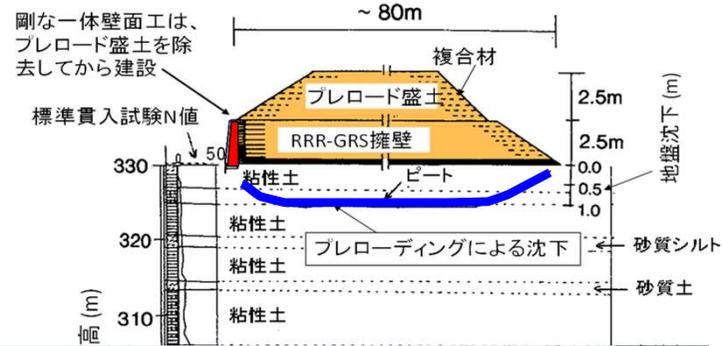
これは、プレロード盛土で
す。



プレロード盛土建設による地盤沈下
⇒盛土高さ 初期: 3 m / 地盤沈下後: 2 m
地盤沈下によって壁面が波打ち不整になっても、
プレロード盛土を除去してから壁面工を打設する
ため、問題は生じない

-プレロードによる盛土の沈下;
約 1 m

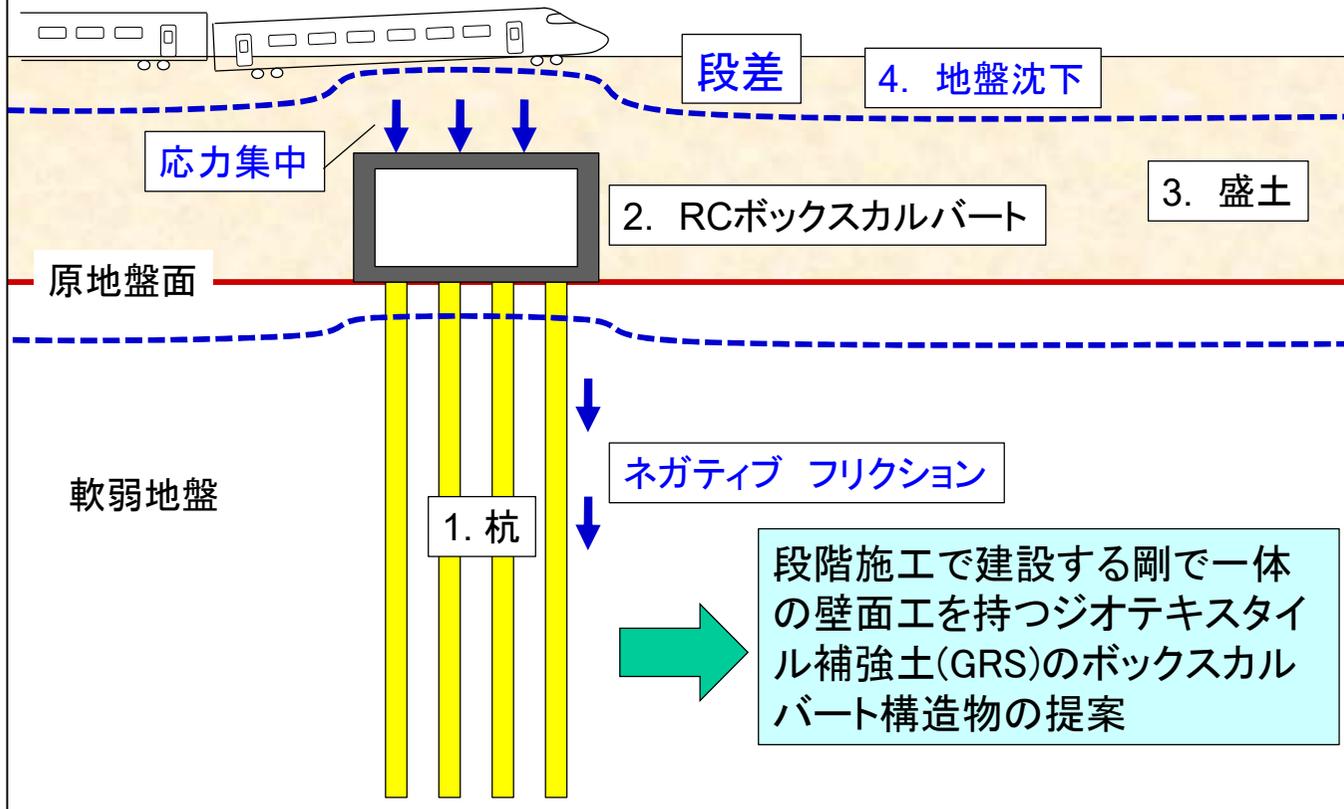
-プレロード除去後に、剛な一体
壁面工を現場打ち



2014年7月6日
20年後の再訪
何ら問題ない状態で供用中

建設後20年の写真です。

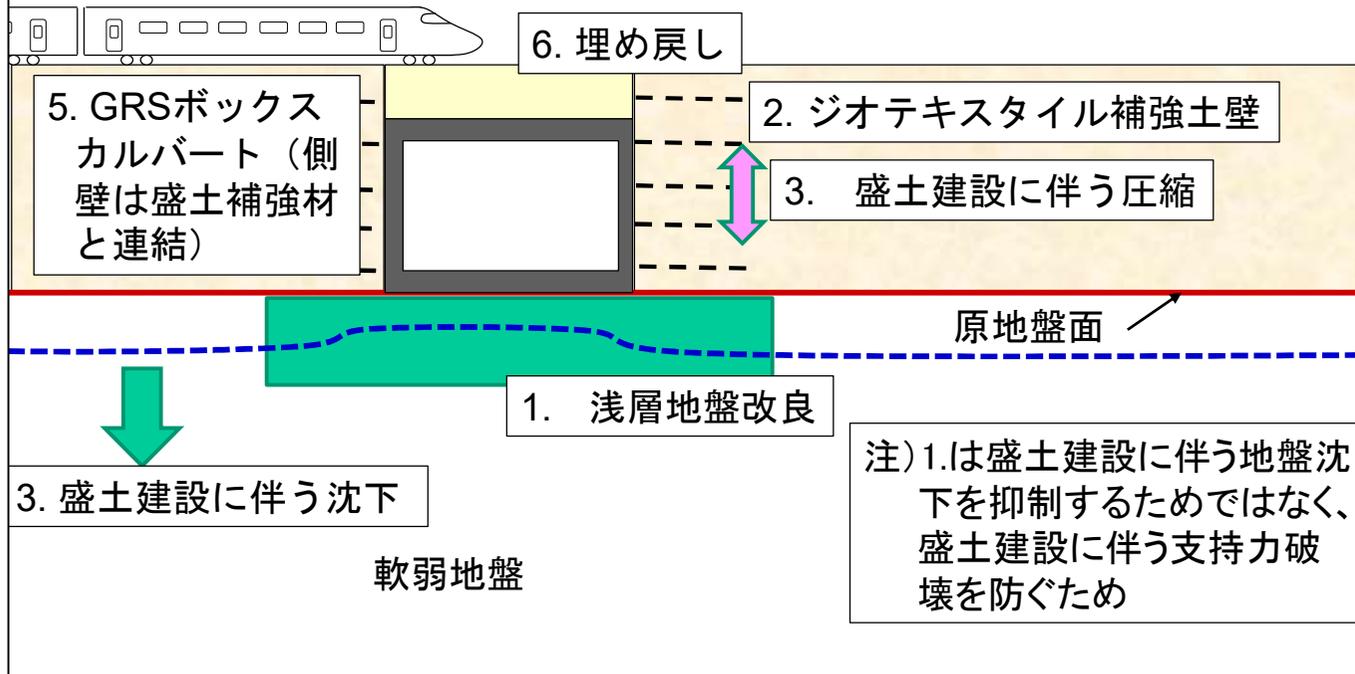
軟弱地盤上の道路・鉄道盛土でのRCボックスカルバートの建設: 従来工法では諸問題が生じる



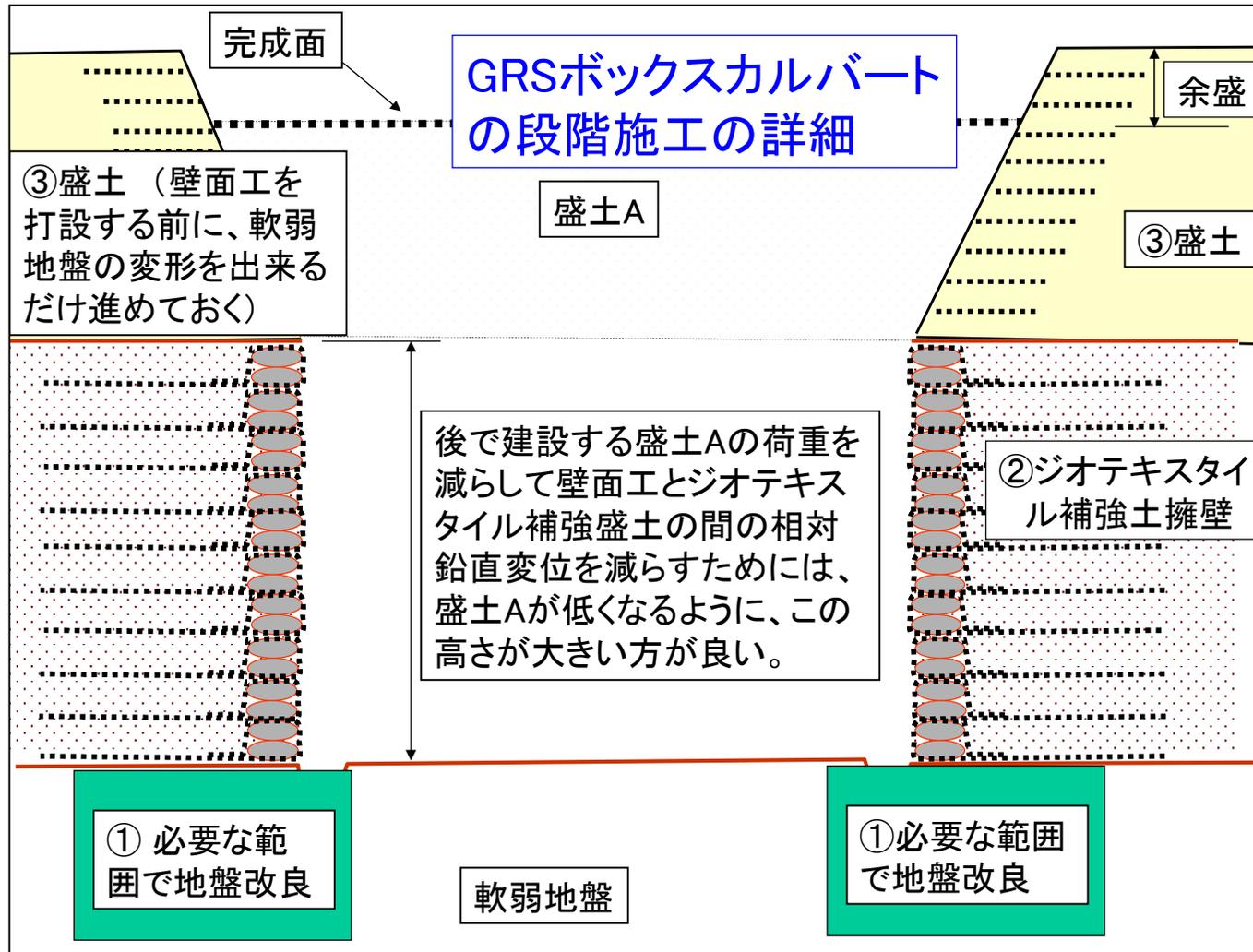
剛で一体の壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁の段階施工は、このような課題に対しても有効な方法です。

軟弱地盤上の道路・鉄道盛土でのGRSボックスカルバートの建設 ⇒ 段階施工による諸問題の解決

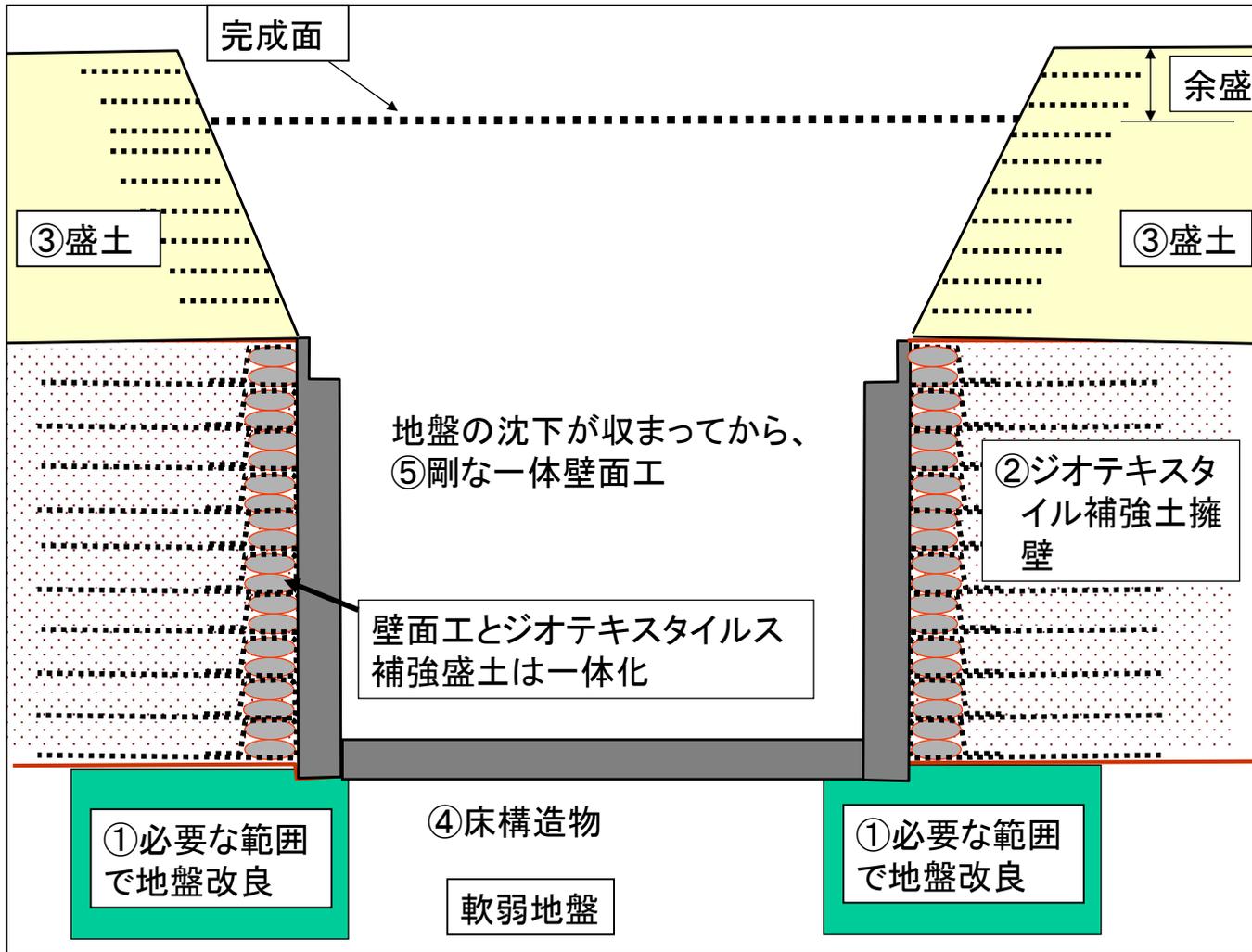
4. 盛土建設に伴う地盤沈下と盛土変形が十分に生じたことを確認。必要によってプレロード盛土を行う。

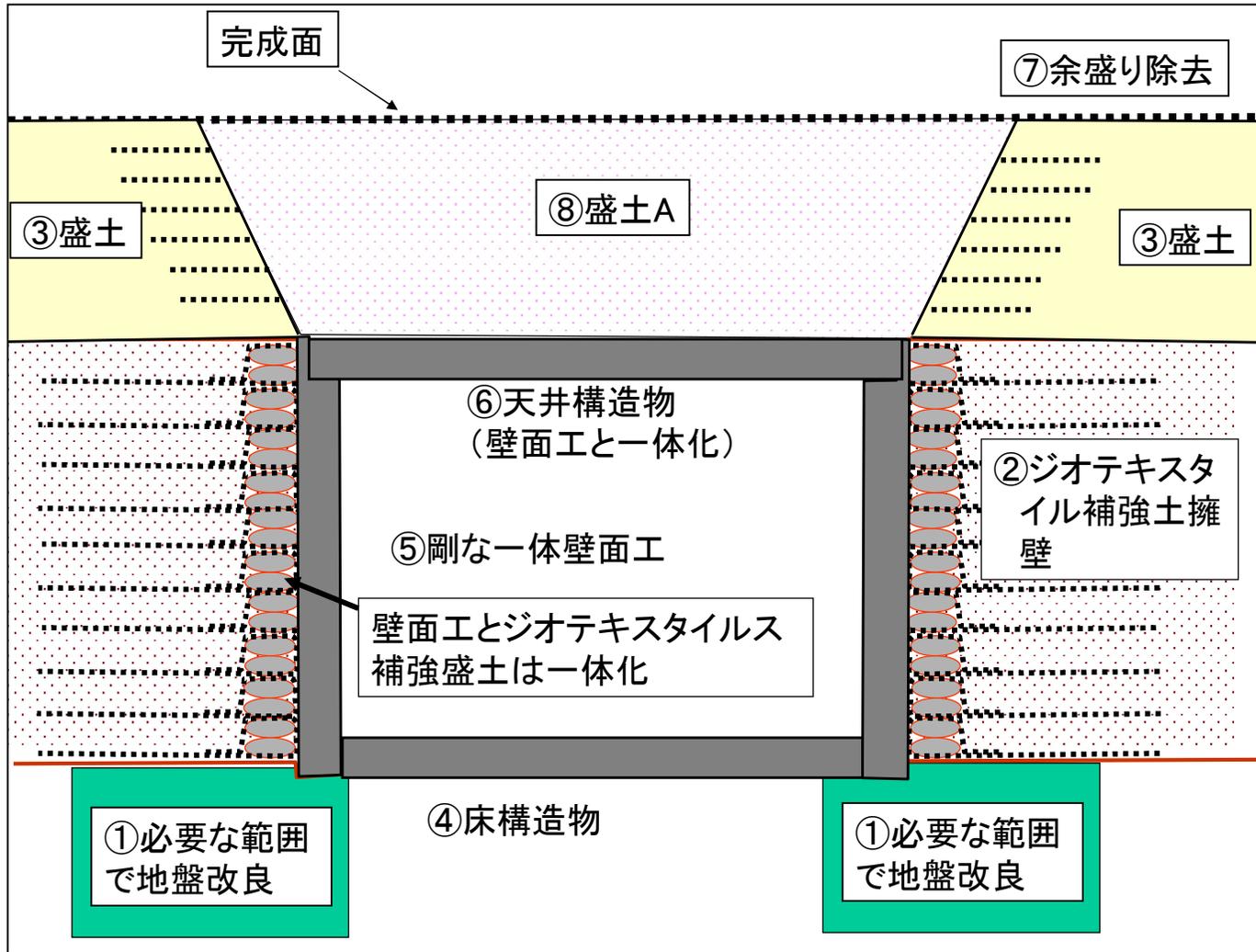


前頁で示した諸問題は、剛で一体の壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁の段階施工で解決できることを示したものです。



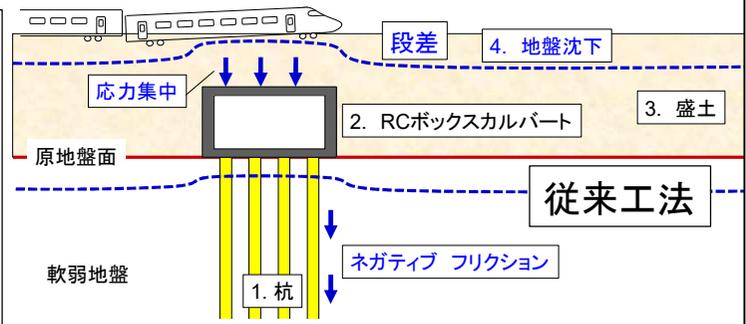
剛で一体の壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁の段階施工の詳細です。



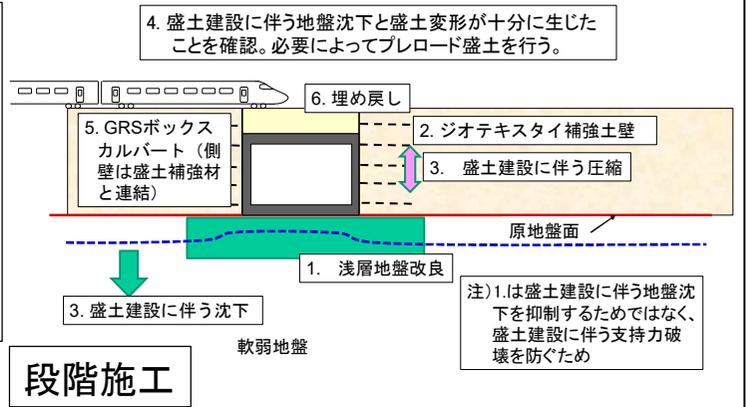


従来工法と段階施工の本質的な相違は？

従来工法：許容変形量・変位量が小さいRC構造物を、許容変形量・変位量大きい盛土の**前**に建設
 ⇒無補強盛土に自立性がないための必然的な工程
 ⇒盛土建設に伴う支持地盤と盛土の変形によって諸問題が生じる



段階施工：許容変形量・変位量が小さいRC構造物を、許容変形量・変位量大きい盛土の**後**に建設
 ⇒補強盛土は自立性があるために可能となった工程
 ⇒盛土建設に伴う支持地盤と盛土の変形に伴う諸問題を解決



これは、従来工法と剛で一体の壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁の段階施工の本質的な相違を説明したものです。

これは、RC構造物と盛土の建設に伴う構造物における、普遍的な「課題と解決法」を示したものであり、この考え方は、後で説明するように他の土構造物でも成り立ちます。

RC構造物と盛土の建設を伴う工事における、普遍的な「課題と解決法」

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

次は、

c) 洪水・豪雨・津波と補強土および地震被害とレベル2地震動を考慮した耐震設計のテーマです。

1992年7月建設直後



JR神戸線たなた GRS擁壁 RW

1995年1月, 兵庫県
南部地震の1週間後

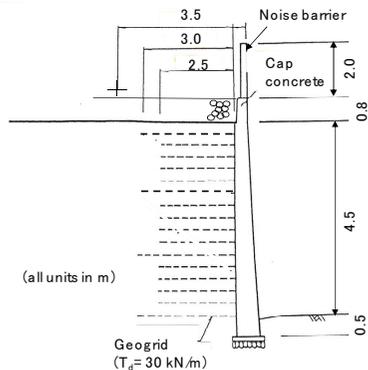


これは、前に説明したように、剛で一体の壁面工をもつジオテキスタイル補強土擁壁が非常に高い耐震性を示した事例です。以下では、この事例を深く考察します。次にそれに基づいて、

補強土擁壁の耐震性のメカニズムを考察します。

その考察に基づいて、

- ・被災した土木構造物の原状復旧あるいは強化復旧の課題、
- ・レベル2設計地震動に対する設計法の諸課題と解決法、
- ・地震災害に関する三課題（設計、復旧、耐震診断・補強）について説明します。



JR神戸線，東灘区の GRS擁壁隣接地区(震災直後)

貨物列車が脱線
線路が湾曲
この盛土の右側が「たなたの
GRS擁壁」

崩壊した比較的新しい日本
家屋。この右方向1ブロック
離れた位置に「たなたのGRS
擁壁」がある

何れも非常に地震動が非
常に激しかったことを示し
ている



このGRS擁壁が受けた地震動は、極めて強烈であったことを示す写真です。

このような地震動は、設計地震動として用いる場合「レベル2設計地震動」と呼びます。

それまで設計で用いていた地震荷重はかなり低いレベルであったので、「レベル1設計地震荷重」と呼びます。

日本の夫々の場所で「将来生じうる最大級の地震動」を想定して、それを「レベル2設計地震動」として用いて耐震設計することが社会的合意になりました。耐震設計法が根本的に変化したわけです。

JR神戸線，東灘区のGRS擁壁隣接地区(震災直後)
崩壊した「いわゆる文化住宅」の後方が、「たなたのGRS擁壁」
と脱線した貨物列車

非常に地震動が激しかったことを示している



これも、このGRS擁壁が受けた地震動が、極めて強烈であったことを示す写真です。

①なぜ、2階建ての日本家屋は1階部分が崩壊するのか？

②右の写真で、なぜ、長手方向に向かって傾斜して崩壊するのか？



①水平地震荷重=重量×水平地震加速度は、1階部分の方が大きい

②建物側面は、窓面積が大きく壁面積が小さい

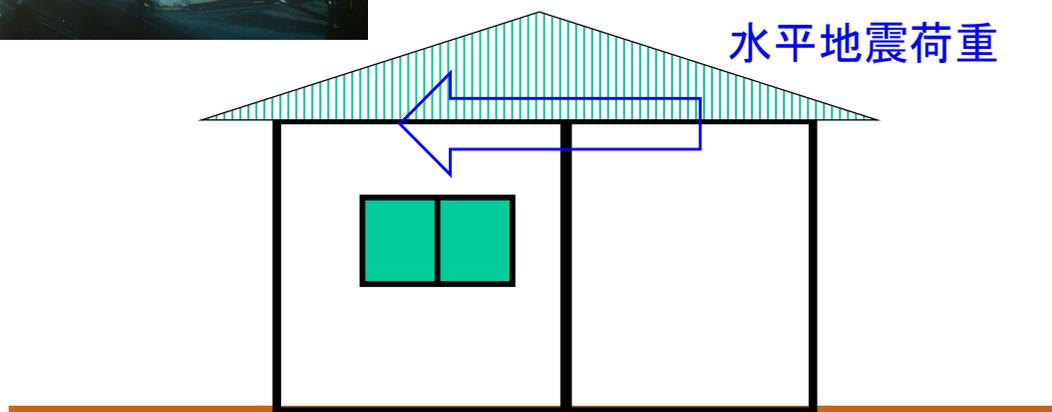
⇒水平地震荷重によるせん断変形に対する抵抗力が小さい

これは、これらの写真を撮った時に頭に浮かんだことです。

下に示すのは、それに対する回答です。



日本家屋を地震に対して強くするためには、どうしたら良いか？



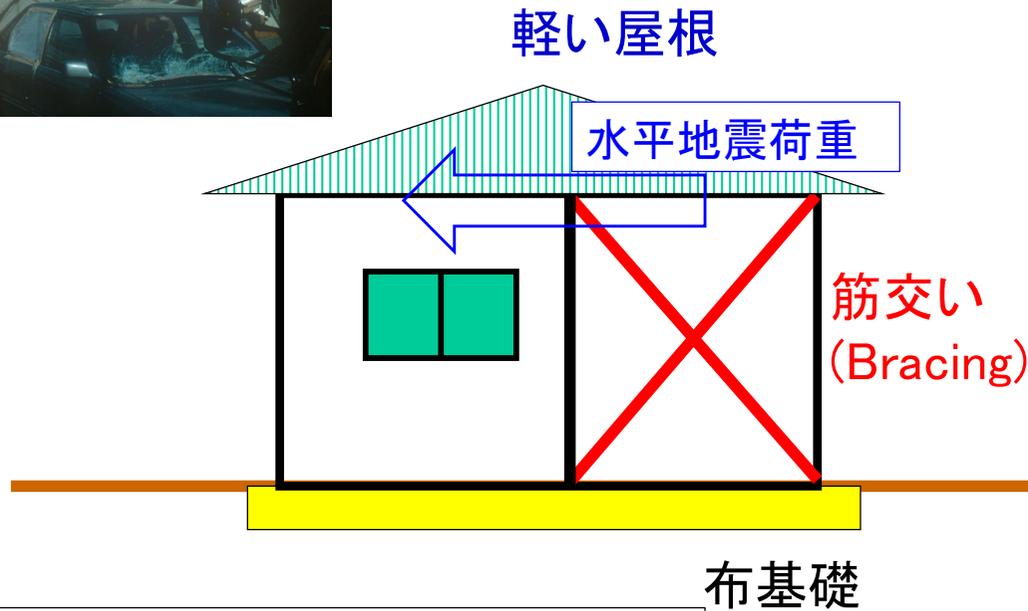
では、この質問に対して、どう答えますか？



日本家屋を強くするためには
...

これが私の答えです。

それぞれが、何故効果的なのか、考えて見て下さい。



それぞれの、何故効果的なのか？

部材A, Bは板状であり、軸方向の伸びに対して抵抗するが、軸圧縮すると座屈して抵抗しない。

この水平荷重では、下図のようにせん断変形が生じて、部材Aに大きな伸び変形が、部材Bに大きな圧縮変形が生じます。

従って、この水平地震荷重に対して、部材Aは引張り抵抗をする。しかし、部材Bは抵抗しない。一方、逆方向の水平荷重には抵抗する。従って、部材A, B一組で、両方向の水平荷重に抵抗する。

日本家屋を強くするためには
...

これが、筋交いの抵抗メカニズムです。

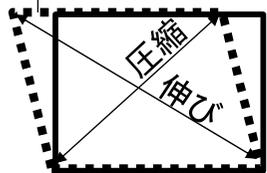
軽い屋根

水平地震荷重

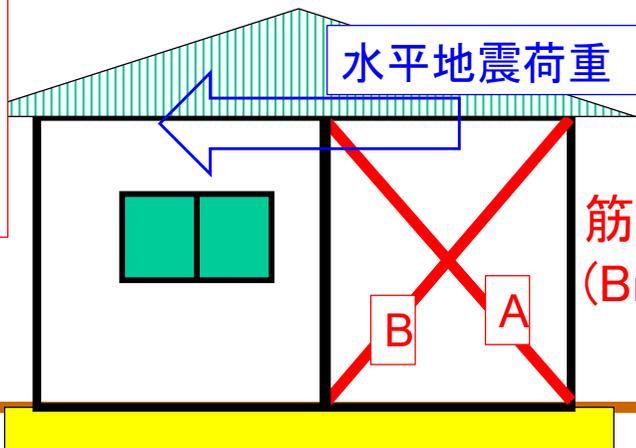
筋交い
(Bracing)

布基礎

せん断変形



それぞれの、何故効果的なのか？





RCの柱の崩壊

多くの場所で生じた
そのメカニズムは？



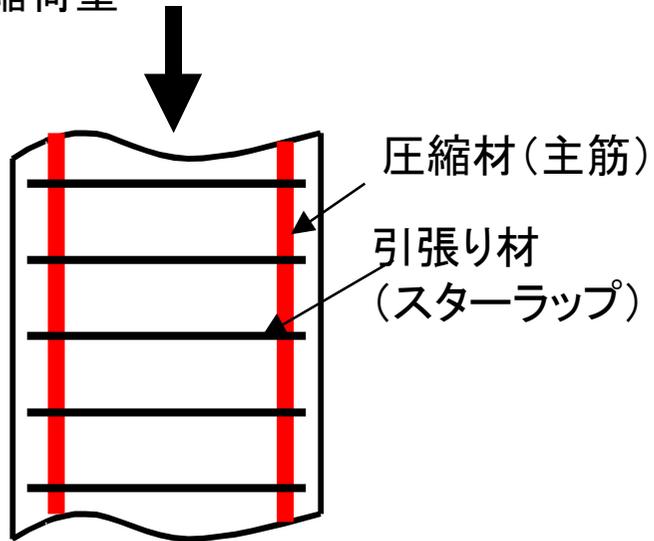
RCの柱の崩壊も、多くの場
所で生じました。

では、その崩壊のメカニズ
ムは？

RC短柱(常時)

- ・鉛直な主筋(圧縮材):
地球の重力による鉛直荷重に有効に抵抗
- ・水平な帯筋(伸張材)
コンクリートが破砕した場合に拘束する

圧縮荷重



RCの短柱には、主筋と帯筋が配置されていますが、それぞれ常時には有効に機能しています。

1995年兵庫県南部地震での
高速道路高架構造物のRC短
柱の崩壊

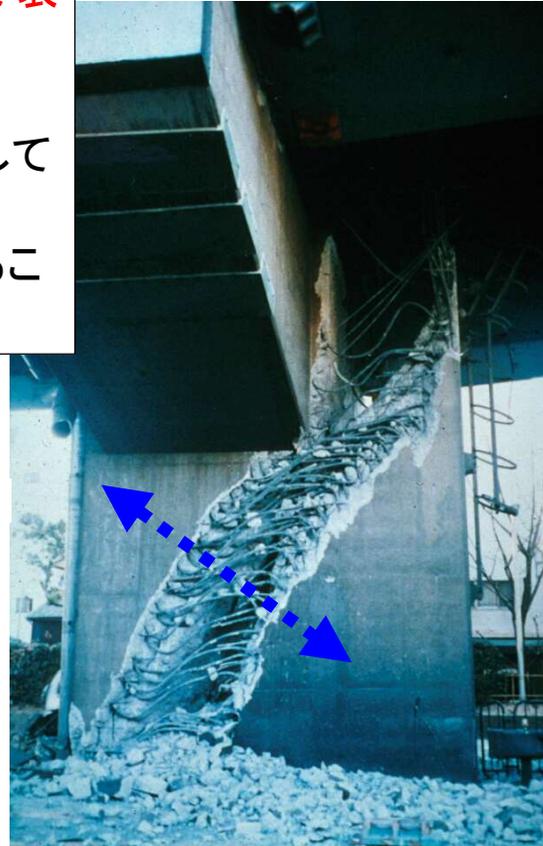
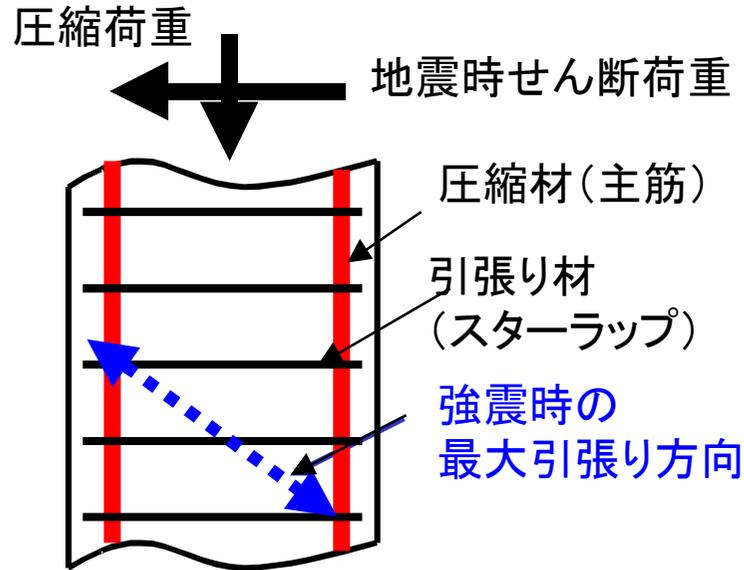
メカニズムは？



しかし、強地震動によってこ
のように崩壊してしまうのは、
何故なのでしょう？

RC短柱の地震荷重によるせん断破壊

- ・鉛直な主筋(圧縮材)
 - ・水平な帯筋(伸張材)
- いずれの鉄筋も、最大引張り荷重に対して直接は抵抗しない。
→しかし、これらの鉄筋を十分に配置することによって対応せざらう得ない



RCの短柱には、主筋と帯筋が配置されていますが、いずれも地震時の最大引張り荷重の方法には配置されていません。

従って、コンクリートの引張り破断に対して直接的には抵抗していません。

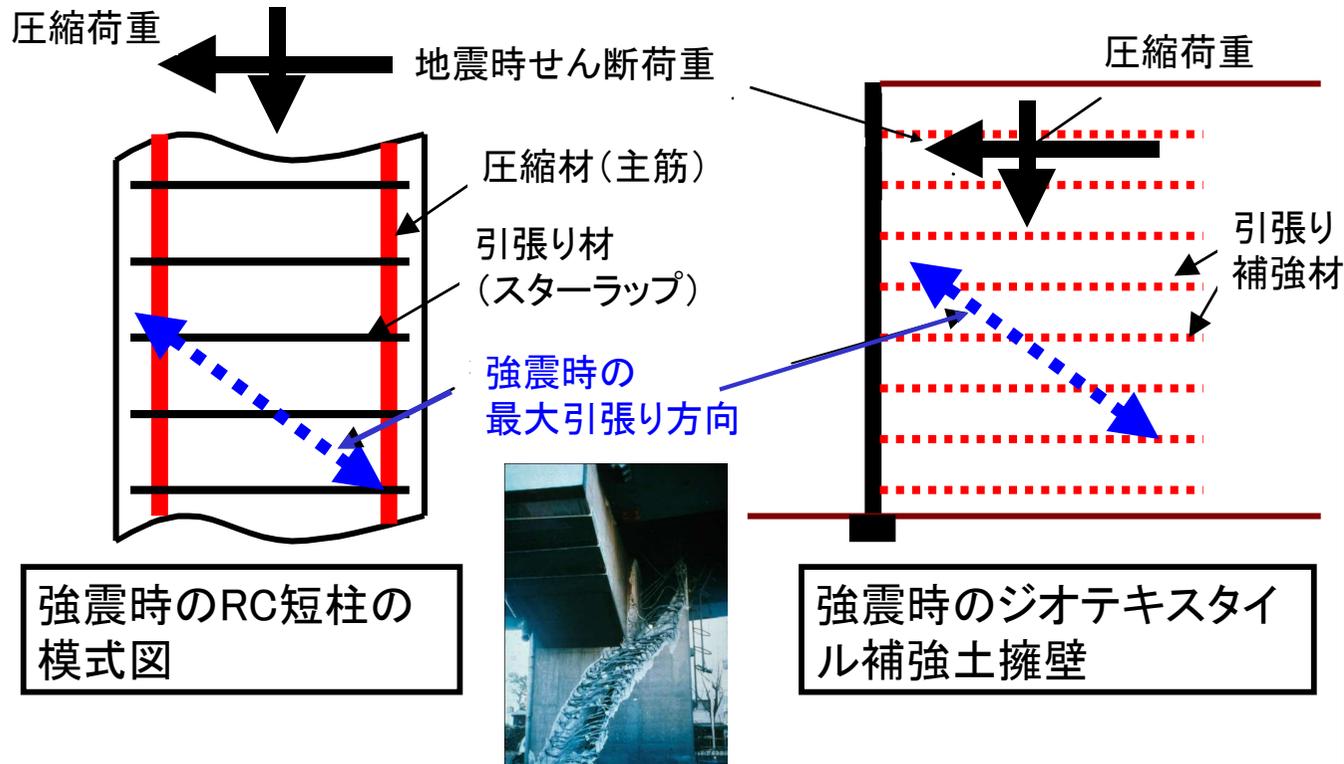
しかし、主鉄筋を最大引張り荷重の方向(一つではなく多数ある)に配置するのは困難なので、これらの二種類の鉄筋を十分に配置して間接的にコンクリートの引張り破断に対処するしかない訳です。

ジオテキスタイル補強土擁壁でも、同様な問題

■常時では、水平方向が最大引張りひずみの方向

→ 水平方向に引張り補強材を配置することで盛土を有効に補強

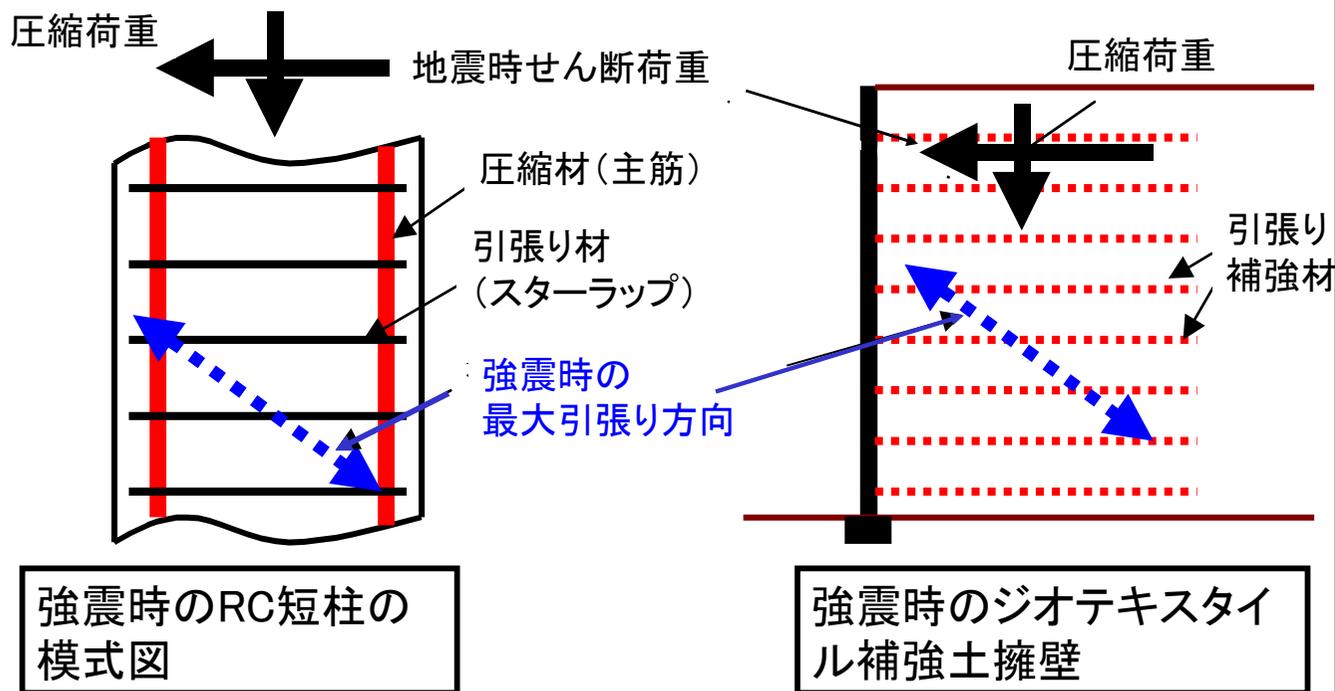
■しかし、強震時は最大引張り荷重の方向は水平方向からずれる !!



実は、ジオテキスタイル補強土擁壁でも同様な問題があります。

強震時の最大引張り荷重の方向に、引張り補強材を配置できない。

- PLPS工法で鉛直拘束圧を増加すれば、盛土のせん断強度が増加して擁壁の耐震性は向上⇒通常のGRS擁壁では適用が難しい
- 通常のGRS擁壁では、補強材を適切に配置し剛な一体壁面工で一体化して、間接的に転倒・滑動を防止しせん断変形を抑制するのが実際的方法

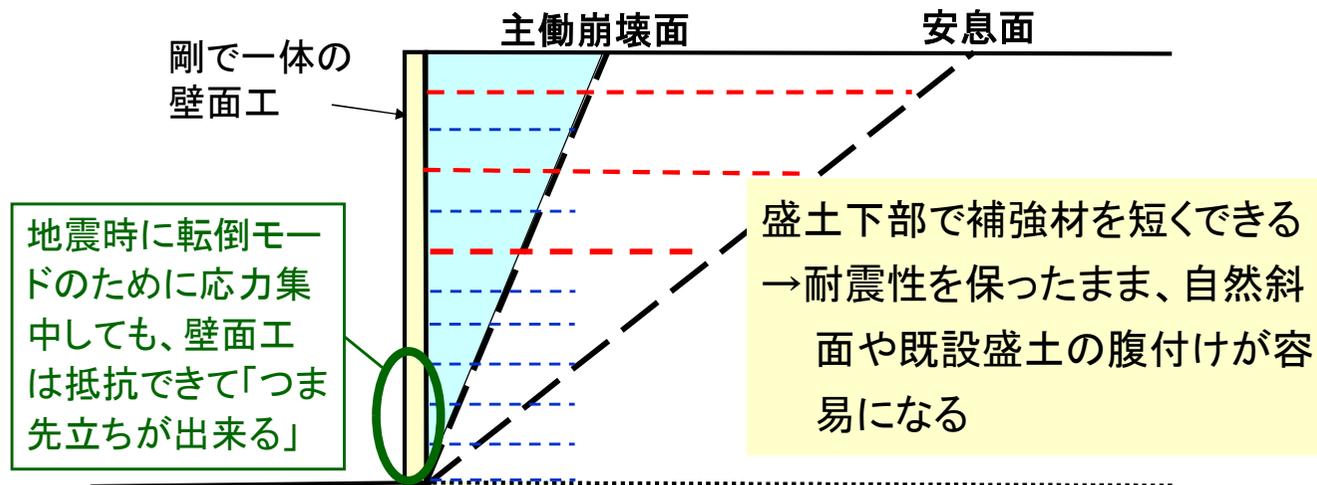


この場合も、強震時の最大引張り荷重の方向に引張り補強材を配置できません。

通常のGRS擁壁では、補強材を水平方向に適切に配置し、剛な一体壁面工によって補強領域を一体化して、間接的に転倒・滑動とせん断変形に対する抵抗力を増加するのが実際的です。これを次頁で説明しています。

GRS擁壁の耐震性を向上する実際的方法

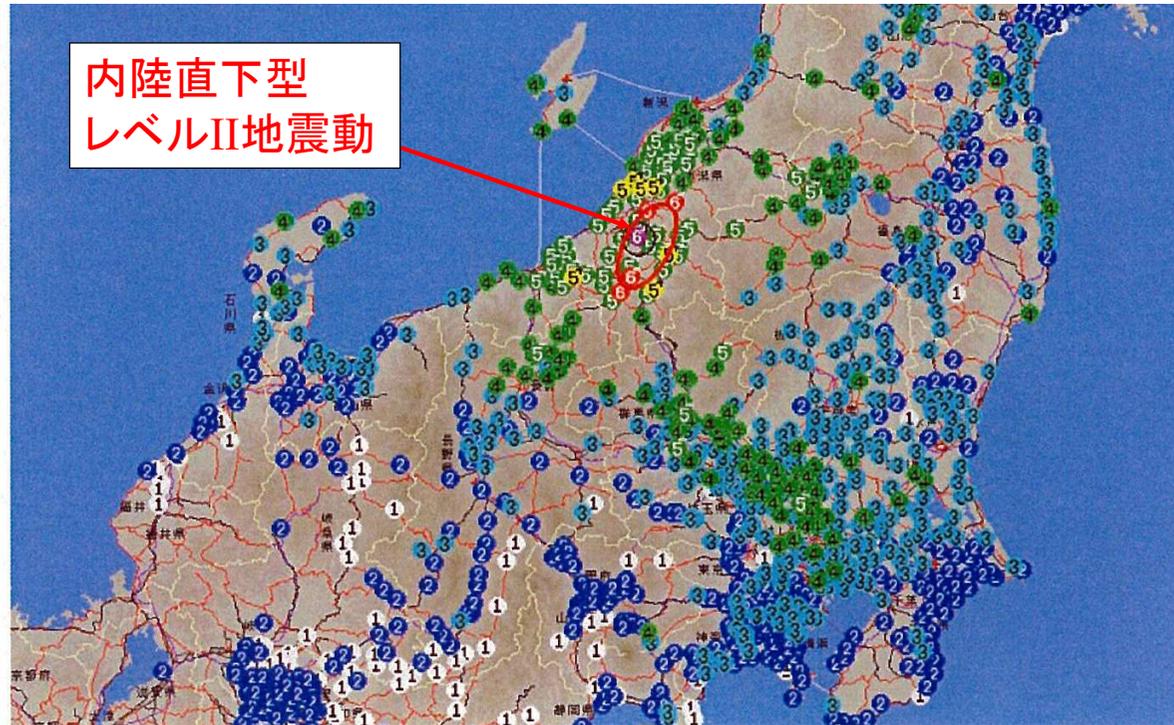
- 1) 盛土は端部よりも中央部の振動が小さくなるので、盛土上部の補強材を長くして、盛土端部を盛土中央部に定着し、
 - 2) 壁面工を剛で一体にすることによって、
 - a) すべり面が壁面工下端から出発することが強制され、
 - b) 主働領域の一体性が確保される。
- ⇒ 盛土端部の補強領域は、転倒・滑動・せん断変形が抑制され安定化！
⇒ 盛土下部の補強材が短くても、十分高い耐震性を確保できる



これは、GRS擁壁の耐震性を向上する実際的方法を説明したものです。

現場で遭遇した、地震で被災した土建造物の復旧・
耐震設計・耐震診断/耐震補強の諸問題

2004年10月3日午後17/56新潟県中越地震主要動(M= 6.8)



気象庁震度分布

次に現場で遭遇した
・地震で被災した土建造物の復旧
・耐震設計
・耐震診断/耐震補強
の諸問題を議論します。

まず、この地震での事例を説明します。

2004年新潟県中越地震
信濃川右岸の上越線と国道の盛土が各所で崩壊



河岸段丘
(元は信濃川の河床、
地殻変動により上昇)

信濃川

応用地質提供

この地震では、信濃川右岸の上越線と国道の盛土が各所で崩壊しました。

川口町大字相川字天納の国道17号とJR上越線の 段丘面縁辺部の盛土の崩壊

これはその中の一つの現場
です。

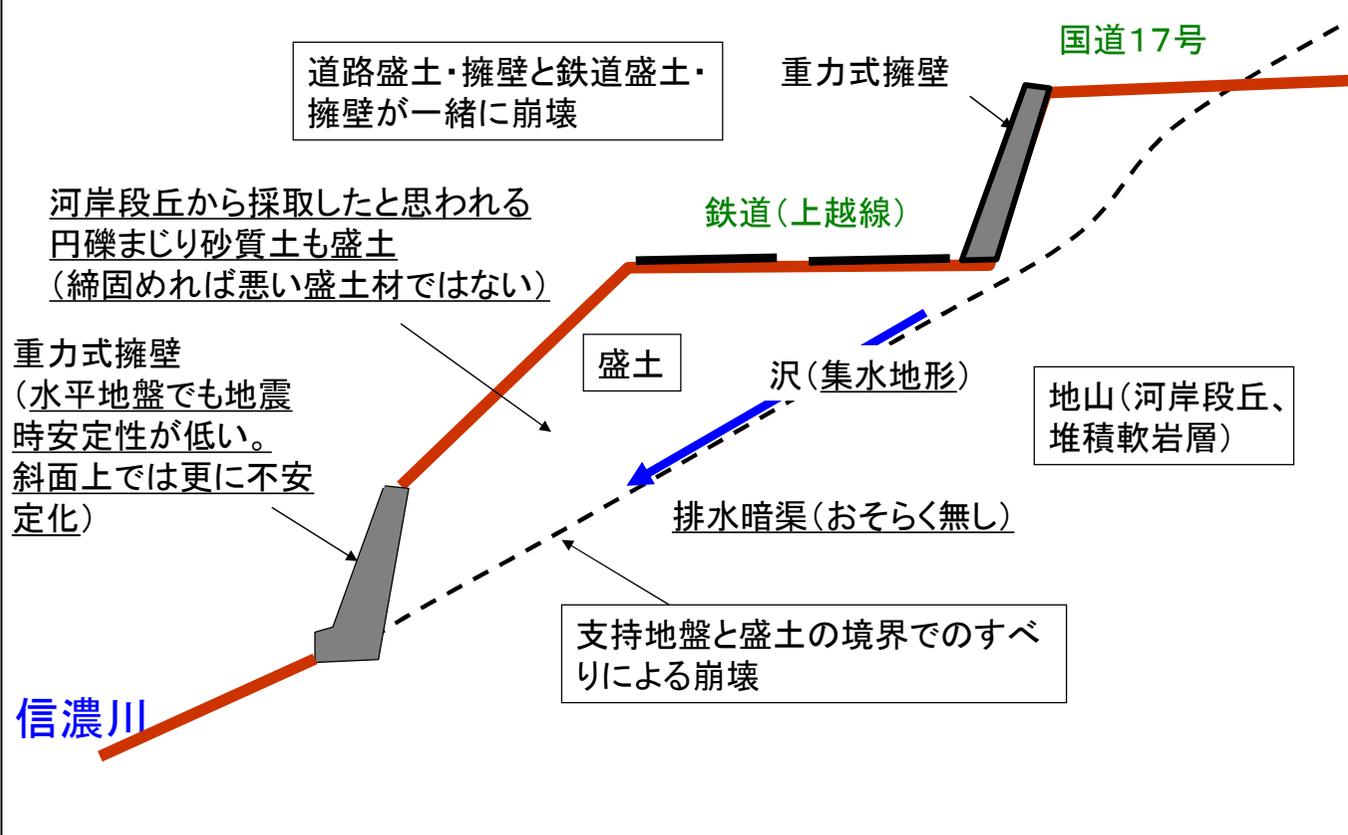


写真提供：国土交通省



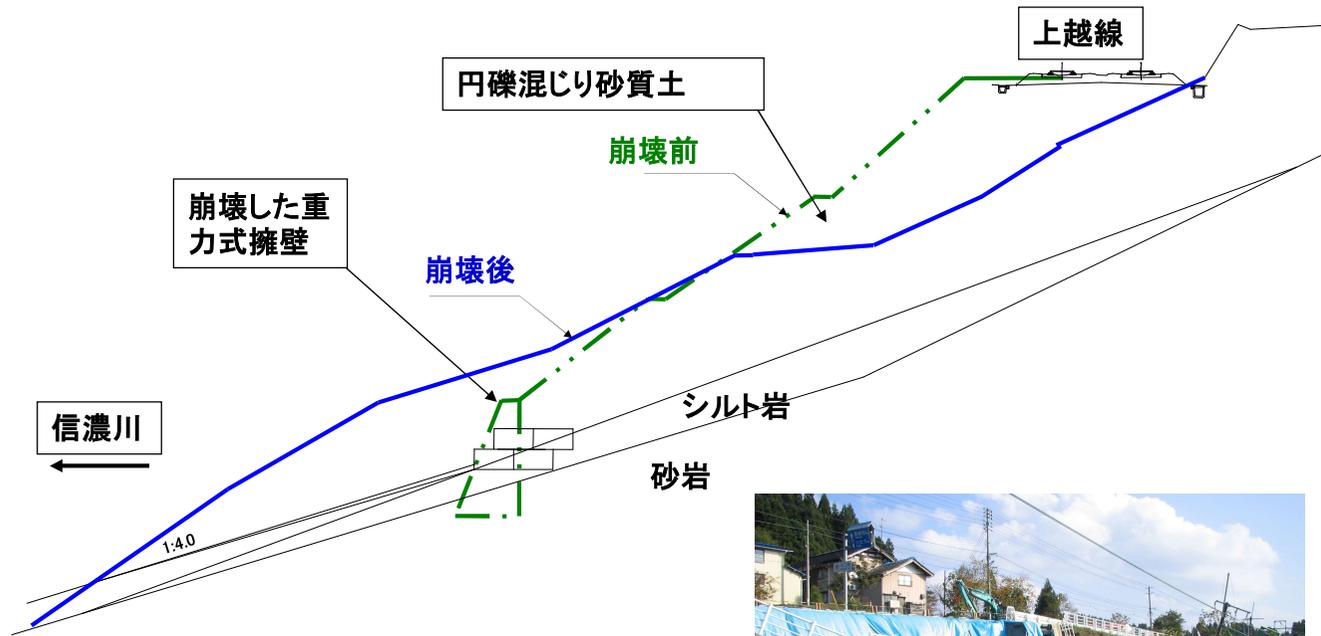
近接写真です。

2004年新潟県中越地震、川口・小千谷間での国道17号線と上越線盛土の崩壊



これは、崩壊前の状態です。60年以上前に建設されています。

2004年新潟中越地震、JR東日本上越線



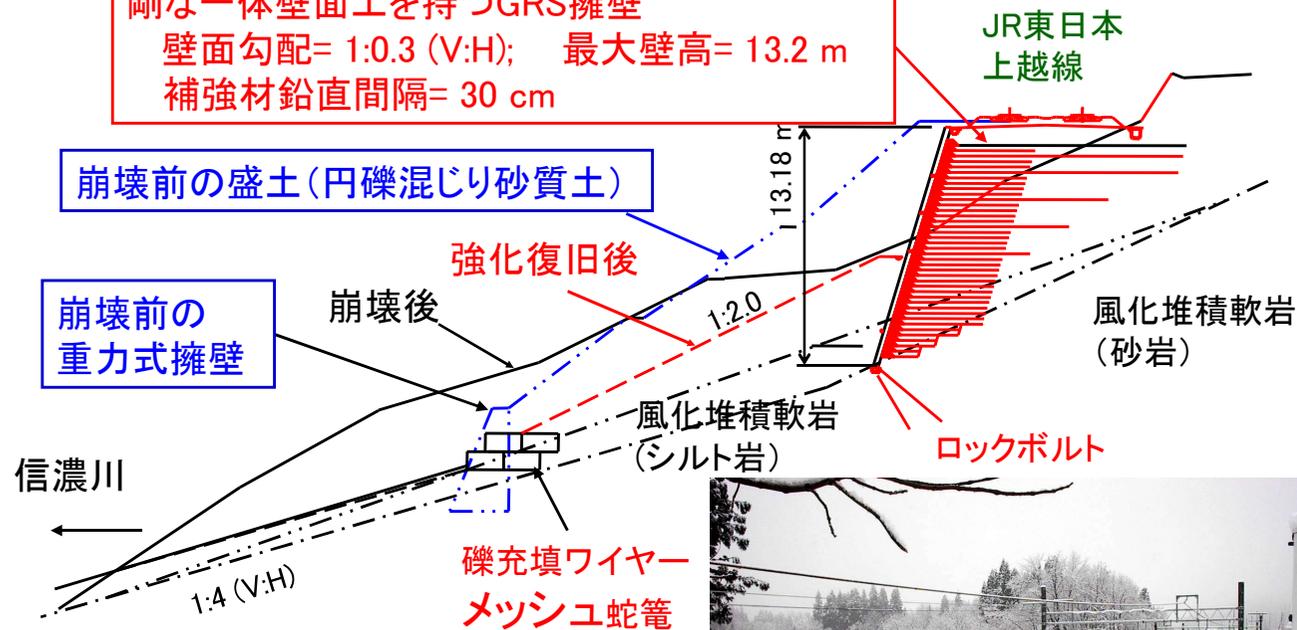
JR東日本上越線221k00m付近の崩壊した鉄道盛土の強化復旧



このように崩壊しました。

2004年新潟中越地震、JR東日本上越線

剛な一体壁面工を持つGRS擁壁
壁面勾配= 1:0.3 (V:H); 最大壁高= 13.2 m
補強材鉛直間隔= 30 cm



このGRS擁壁による強化復旧は、
従来工法による原状復旧よりも、

- ・より安定
- ・より短い工期
- ・より経済的



このように、剛な一体壁面工を有するジオテキスタイル補強土擁壁で強化復旧しました。

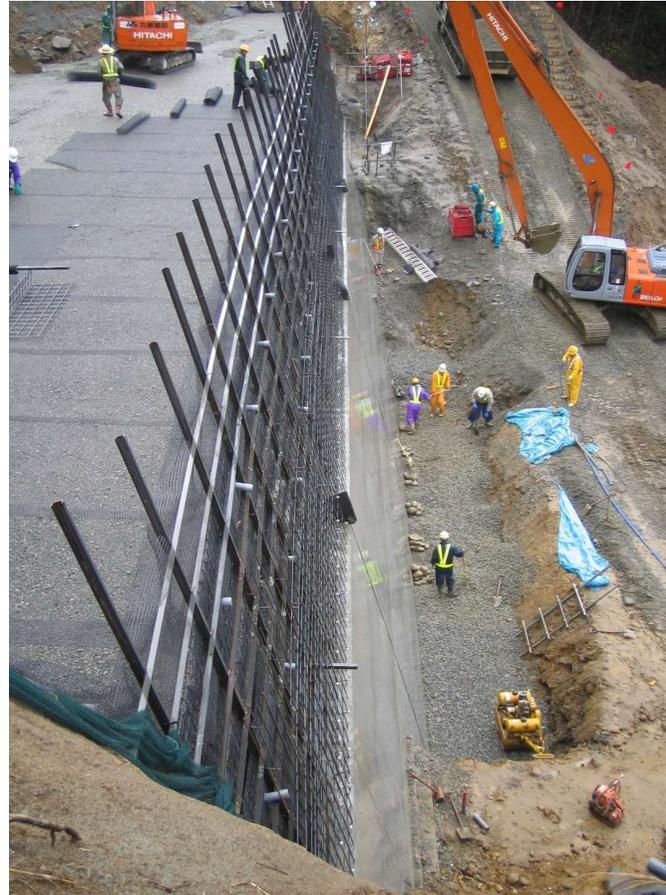
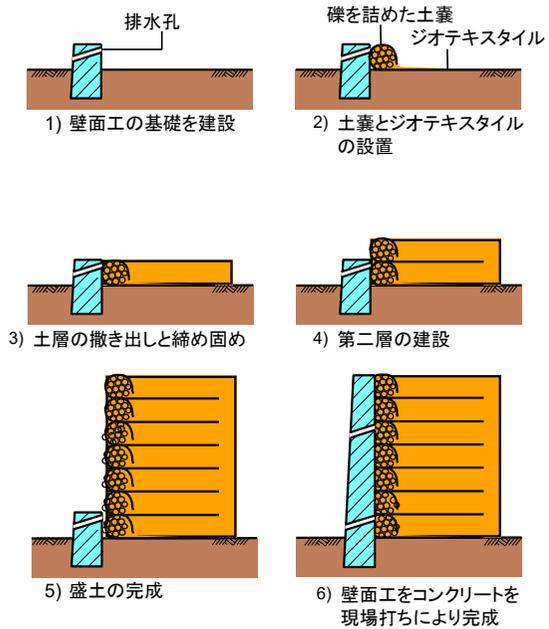
この強化復旧と言う用語に注目して下さい。

この地震の前は、原状復旧と言う用語しかありませんでした。このことはすぐあとで詳細に議論します。

上越線盛土崩壊現場

剛で一体の壁面工を段階施工するジオテキスタイル補強土盛土擁壁での強化復旧

復旧工事の詳細です。





近接箇所での剛な一体壁面工を有するジオテキスタイル補強土擁壁での強化復旧です。

近接箇所での
強化復旧



従来の災害復旧は、「原状と同じ形式の構造物を復旧することによって原状の機能を復旧する」のが原則

⇒これを「原状復旧」と呼んでいる ⇒これは、妥当か？

- 1) 原状の基本的機能(例えば、道路・鉄道としての機能)の復旧は、最小限。
⇒「原状の機能を復旧」は、一応妥当。しかし、被災した構造物は古い技術によって耐震性に対する社会的要求レベルが低い古い時代に建設されたものが多い(例えば、重力式擁壁)。これらは、耐震性に関する機能は不十分であり、向上させる必要がある)。
- 2) 原状の構造形式(例えば、重力式擁壁)のまま耐震性等の機能を向上するには断面の拡大等が必要となり、コストが上昇 ⇒ 財政的に問題！
- 3) より低いコストでより高性能を実現できる新しい形式の構造物(例えば、補強土擁壁)が開発されているので、活用すべきである。
⇒「原状と同じ形式の構造物を復旧する」のは不合理。

すなわち、原状よりも構造強化するが、原状よりも経済的に建設し、機能を原状以上にする復旧を目指すべきである。この目標に対して、「原状復旧」は曖昧な用語で、下線部の方針を明示できない。そこで……

この地震の前は、原状復旧と言う用語しかありませんでした。

ここでは、それでは問題があることを議論しています。

2004年10月23日新潟県中越地震での盛土・擁壁の被害からの教訓として、

強化復旧（土木学会第二次調査団提言）

- ・「復旧は原状の機能を向上」を目指す。かならずしも、「原状の構造形式での復旧」ではない！
- ・崩壊による社会的影響が甚大な場合や高盛土など復旧が困難な場合などでは選択的に、
 - 1)適切な排水処理と十分な締固めを行い、
 - 2)補強土工法など最新工法を採用して適切な建設コストで
 - 3)原状よりも構造的に強化した上で、
 - 4)迅速に機能復旧に務める必要がある。

私が強化復旧と言う用語が提案した経緯とその内容を説明しています。

補強土擁壁のレベル2設計地震動に対する耐震設計の課題

JR神戸線たなたのGRS擁壁:

■レベル1に対して設計していたのにも関わらず
レベル2に耐えた ⇒ 予期せぬ高い耐震性

⇒ 理由の解明の必要性

この予期せぬ高い耐震性は、原設計で考慮しなかつた各種の余裕(冗長性)のためである!

→ 余裕の一部を取り込んでレベル2に対応できる耐震設計法の確立が必要となった

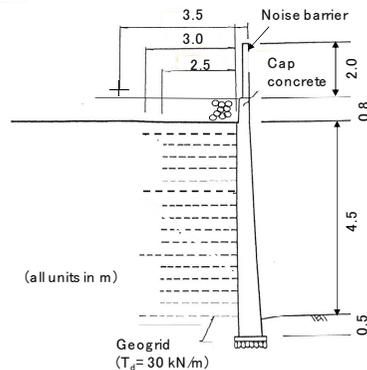
次は、補強土擁壁のレベル2設計地震動に対する耐震設計の課題についてです。

この課題の提起は、このたなたのGRS擁壁の1995年の兵庫県南部地震での挙動の検討から始まりました。

つまり、この補強土擁壁は、レベル1設計地震荷重($k_h = 0.2$)に対して設計していたのにも関わらず、レベル2の地震動(最大加速度/地球の加速度 $g = 0.2 \times 2.6$)によって崩壊しませんでした。

この「予期せぬ高い耐震性」は、「設計で考慮しなかつた各種の余裕(冗長性, redundancy)」のため、と考えました。

1992年7月建設直後



1995年1月, 兵庫県南部地震の1週間後



1992年7月建設直後

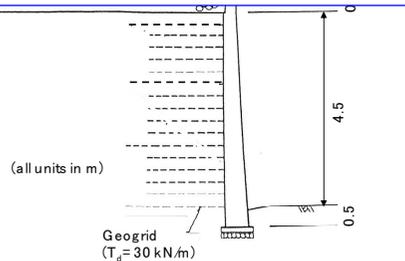


JR神戸線たなた GRS擁壁 RW

この「予期せぬ高い耐震性」の原因としての
原設計での冗長性(余裕):

- 1) “明示された余裕:
設計地震時安全率 $F_s - 1.0$ ” = $1.5 - 1.0 = 0.5$
- 2) ”明示されていない余裕: 冗長性”(主な項目)
 - 2a) 見掛けの粘着力の無視 ($c = 0$);
 - 2b) 浅い根入れ効果の無視;
 - 2c) ϕ の設計値の過小評価 ($\phi_{\text{design}} = 35^\circ$)
 - 2d) 崩壊を $F_s = 1.0$ で定義

1995年1月, 兵庫県
南部地震の1週間後



これらが、設計で考慮しなかつた各種の余裕(冗長性)の内容です。ここに示す2)の2a)~2d)は主な項目です。

従来は耐震設計で考慮しなかつたレベル2設計地震動を考慮すると設計荷重のレベルが大きく上昇します。それに対応するために、これらの1)明示された余裕と2)明示されていない余裕を一部でも設計で考慮して(つまり、余裕として消滅させて)、設計で想定する抵抗力を従来の過小評価していた値から現実的な値に増加させることにしました。

そうしないと、無用に非経済的な設計になると考えました。

1992年7月建設直後



JR神戸線たなた GRS擁壁 RW

1995年1月, 兵庫県
南部地震の1週間後

この「予期せぬ高い耐震性」の理由としての 原設計での余裕 - 1:

1) “明示された余裕:

設計地震時安全率 F_s - 1.0” = $1.5 - 1.0 = 0.5$

2) ”明示されていない余裕: 冗長性”(主な項目)

2a) 見掛けの粘着力の無視 ($c = 0$);

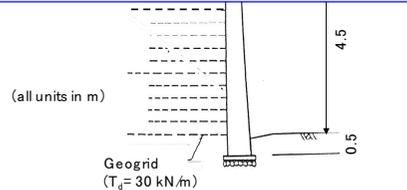
2b) 浅い根入れ効果の無視;

2c) ϕ の設計値の過小評価 ($\phi_{design} = 35^\circ$)

2d) 崩壊を $F_s = 1.0$ で定義

レベル2設計地震動に
対する耐震設計の実施

現在の耐震設計では
これらの冗長性を活用:
2c) ϕ_{design} として、 ϕ_{res} とともに
 ϕ_{peak} を用いて設計
1) & 2d): $F_s = 1.0$ の状態で生じる残
留変形が一定値以下ならば許容



これらの明示されていない余
裕の内、

2a)については、見掛けの粘
着力 c は豪雨等により盛土が
湿潤化すると盛土内のサクショ
ンが減少して減少するので、設
計で考慮するには信頼できま
せん。従って、これは余裕のま
まにして設計で考慮しないま
まにした方が合理的と考えまし
た。

2b)については、擁壁の根入
れ効果は埋設管工事のために
擁壁の足元の地盤を掘削する
場合等があり信頼できないの
で、これも余裕のままにしてお
いた方が合理的と考えました。

なお、まさに、この擁壁では
埋設管工事のために擁壁の足
元の地盤が掘削されようとして
いました！

1992年7月建設直後

JR神戸線たなた GRS擁壁 RW

この「予期せぬ高い耐震性」の理由としての 原設計での余裕 - 2:

1) “明示された余裕:

$$\text{設計地震時安全率 } F_s - 1.0 = 1.5 - 1.0 = 0.5$$

2) “明示されていない余裕: 冗長性”(主な項目)

2a) 見掛けの粘着力の無視 ($c=0$);

2b) 浅い根入れ効果の無視;

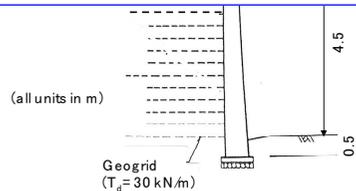
2c) ϕ の設計値の過小評価 ($\phi_{\text{design}} = 35^\circ$)

2d) 崩壊を $F_s = 1.0$ で定義

1995年1月, 兵庫県
南部地震の1週間後

レベル2設計地震動に 対する耐震設計の実施

現在の耐震設計では
これらの冗長性を活用:
2c) ϕ_{design} として、 ϕ_{res} とともに
 ϕ_{peak} を用いて設計
1) & 2d): $F_s = 1.0$ の状態で生じる残
留変形が一定値以下ならば許容



一方、1)は、設計地震時安全率の許容最小値を1.5とすることによる余裕です。この安全率は、補強材材料安全率1.25と構造物全体の安定に関する安全率1.25で構成されています ($1.25 \times 1.25 \approx 1.5$)。本来、この安全率は設計・施工の管理レベルが向上すれば低減できます。

設計において、安全率 $F_s = 1.0$ の状態で一定の構造物残留変形量が生じることを許容すれば、1)の余裕と2d)の余裕は併せて消滅して、構造物はより耐震的と評価されたと考えました。

1992年7月建設直後



JR神戸線たなた GRS擁壁 RW

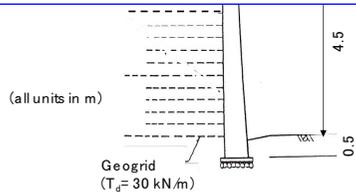
1995年1月, 兵庫県
南部地震の1週間後

この「予期せぬ高い耐震性」の理由としての 原設計での余裕 - 3:

- 1) “明示された余裕:
設計地震時安全率 F_s -1.0” = $1.5 - 1.0 = 0.5$
- 2) “明示されていない余裕: 冗長性”(主な項目)
 - 2a) 見掛けの粘着力の無視 ($c = 0$);
 - 2b) 浅い根入れ効果の無視;
 - 2c) ϕ の設計値の過小評価 ($\phi_{design} = 35^\circ$)
 - 2d) 崩壊を $F_s = 1.0$ で定義

レベル2設計地震動に 対する耐震設計の実施

現在の耐震設計では
これらの冗長性を活用:
2c) ϕ_{design} として、 ϕ_{res} とともに
 ϕ_{peak} を用いて設計
1) & 2d): $F_s = 1.0$ の状態が生じる残
留変形が一定値以下ならば許容

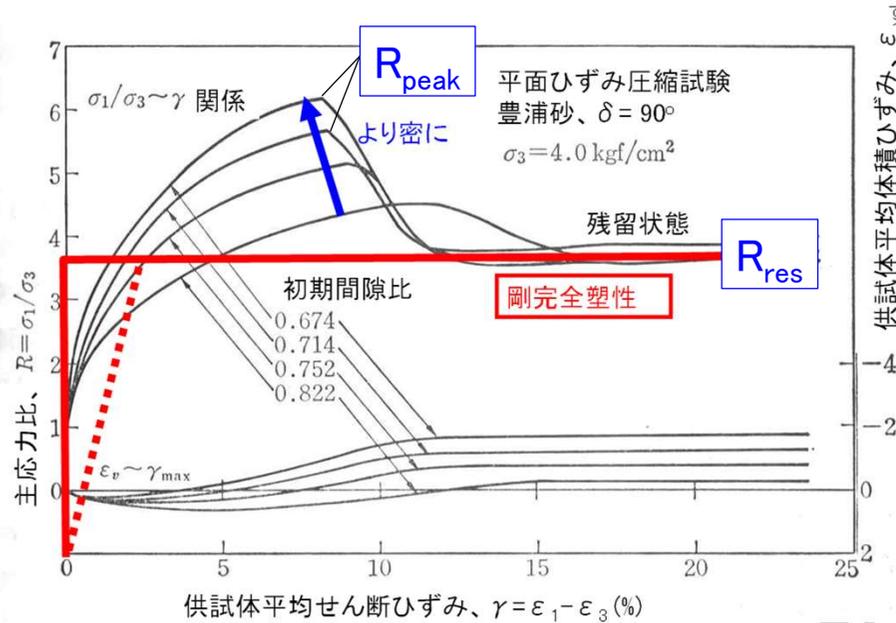
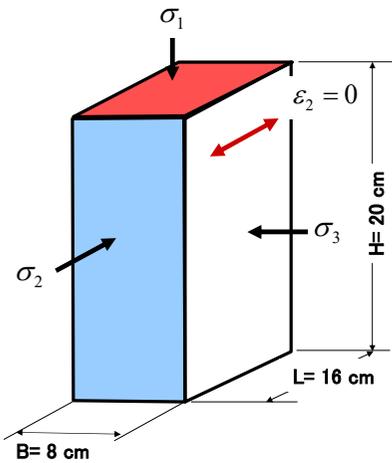


また、2b)は、盛土の内部摩擦角の設計値 ϕ_{design} を簡略に「盛土が締固めの程度に関わらず一定値」に設定し、その値が締固めが良いほど過小評価されていることによる余裕です。この補強土擁壁では、 $\phi_{design} = 35$ 度です。

この余裕は、「 $\phi_{design} = \phi_{res}$ とともに実際のなピーク強度(すなわち内部摩擦角) ϕ_{peak} も考慮して盛土のせん断強度の設計値を正当な値に上昇させること」で、新しい耐震設計に取り入れて消滅させられる、と考えました。具体的には、次頁以降で説明します。

2c) ϕ の設計値の過小評価 ($\phi_{\text{design}} = 35^\circ$) の説明:

ひずみ軟化特性: ピーク強度 $\phi_{\text{peak}} = \arcsin[(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3)]_{\text{peak}}$
 $= \arcsin[(R_{\text{peak}} - 1)/(R_{\text{peak}} + 1)]$ が発揮された後に、
 残留強度 $\phi_{\text{res}} = \arcsin[(R_{\text{res}} - 1)/(R_{\text{res}} + 1)]$ に低下する



余裕項目「2c) ϕ の設計値の過小評価 ($\phi_{\text{design}} = 35^\circ$)」を説明します。

この図は、豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験の結果です。間隙比が小さいほどピーク強度は大きくなりますが、それが発揮された後、強度は低下して初期間隙比に依らない一定の残留強度になります。これを「ひずみ軟化特性」と言います。つまり、ピーク強度である内部摩擦角 ϕ_{peak} が発揮された後に残留時摩擦角 ϕ_{res} に低下します。砂の内部摩擦角の設計値 ϕ_{design} は、 ϕ_{res} に近い値です。

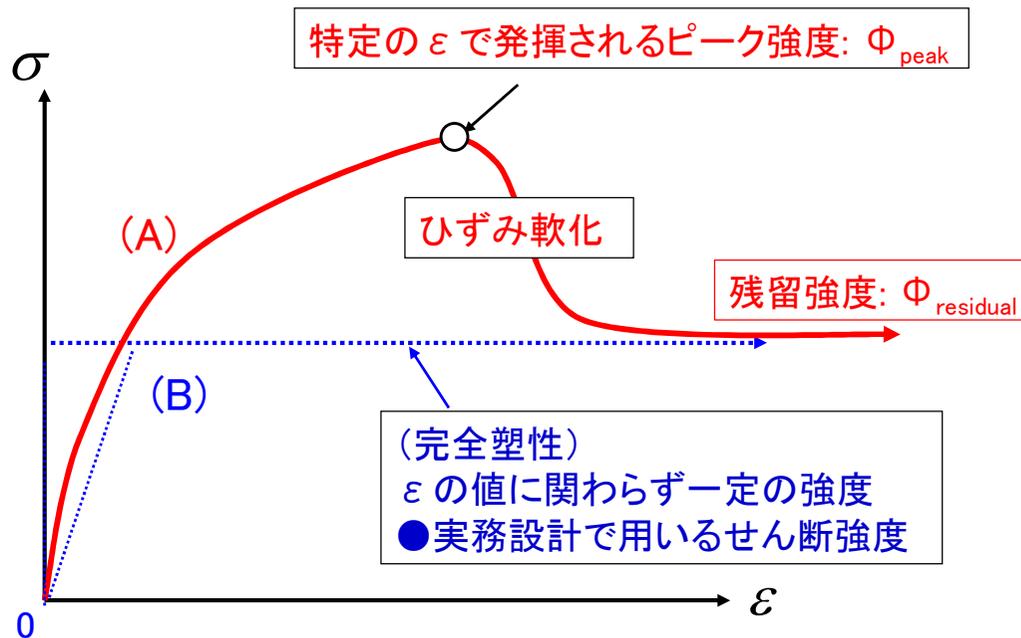
補強土擁壁の盛土のように、良く締め固めた土ほど、 ϕ_{peak} と ϕ_{res} の差が大きくなります。た

あなたの補強土擁壁では、 $\phi_{\text{peak}}=50$ 度; $\phi_{\text{res}}=35$ 度)と推定されています。

2c) ϕ の設計値の過小評価 ($\phi_{\text{design}} = 35^\circ$) の説明

土の応力 - ひずみ関係:

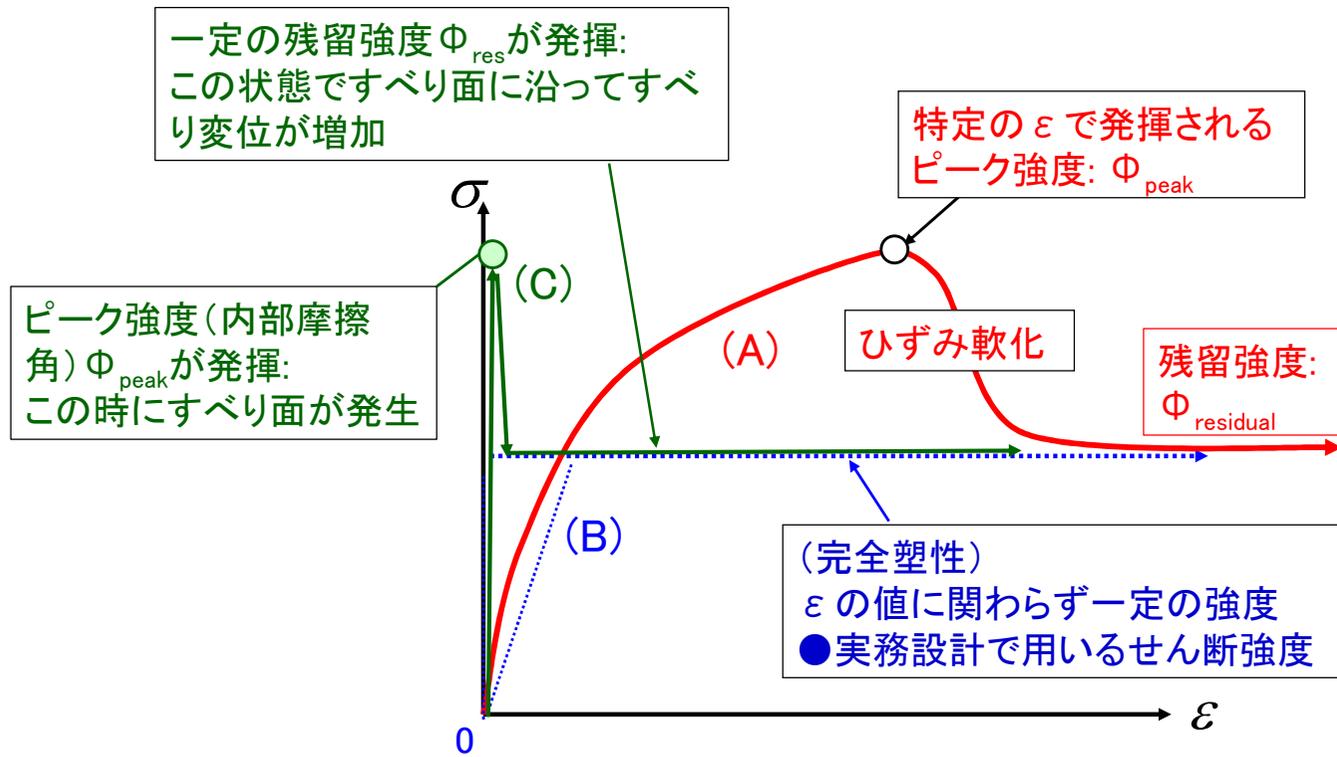
(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 実務設計での単純化された関係



この図のAの応力～ひずみ関係は、ひずみ軟化現象を示す実際の土の関係を示している、Bの関係は実務設計で用いている非常に単純化した関係を示しています。

Bでは、ひずみ軟化現象が生じないとしているので、ピーク強度と残留強度の差がありません。つまり、内部摩擦角 ϕ_{peak} と残留時摩擦角 ϕ_{res} は同一です。この設計法では、盛土を良く締め固めて ϕ_{peak} を大きくしても、何ら報酬がないことになり、盛土を良く締め固めることを奨励することにはなりません。

(A) 実際の複雑な関係 対 (B) 実務設計での単純化された関係
 ⇒(C)新しい耐震設計での関係(依然単純化されているが、 ϕ_{peak} が
 発揮された後に $\phi_{residual}$ に低下する性質は考慮している)



この図のCの応力～ひずみ関係は、依然単純化されていますが、ひずみ軟化現象でピーク強度と残留強度に差があることを考慮しています。これが、GRS擁壁のレベル2設計地震動を考慮する新しい耐震設計法に使うことにしました。

つまり、内部摩擦角 ϕ_{peak} と残留時摩擦角 ϕ_{res} は異なり、盛土を良く締め固めて ϕ_{peak} が大きくなれば、安定解析において、それだけ擁壁の安定性が向上することになります(安定解析法は、あとで説明する)。

つまり、盛土をより良く締め固めることを奨励することになります。

1995年阪神淡路大震災後に改定された
鉄道構造物設計標準では……

擁壁の耐震設計における土の密度とせん断強度 ϕ_{design} の標準値

土質タイプ	密度 (kN/m ³)	地震動レベルIIに対する ϕ (= $\phi_{residual}$)	地震動レベルIIIに対する ϕ	
			$\phi_{peak}^*)$	$\phi_{residual}$
Type 1: 良配合砂礫	20	40°	55°	40°
Type 2 通常の砂質土・礫質土	20	35°	50°	35°
Type 3: 貧配合の砂	18	30°	45°	30°
Type 4: 細粒分が多い土	18	30°	40°	30°

土質タイプ:

- Type 1: SW & GW;
- Type 2: GP, G-M, G-C, G-V, S-M & GM & GC with FC < 30 %;
- Type 3: 他の砂質土 (FC < 30 %)
- Type 4: FC > 30 %.

*) これらの ϕ_{peak} の値は、
 ・ $D_c(1Ec)$ の全測定値 $\geq 92\%$ 、
 ・平均値 $\geq 95\%$
 の場合だけに適用
 ⇒ より良い締固めの奨励

上記条件が満足されない時は、
 $\phi_{residual}$ を用いる

$\phi_{residual}$ は、従来の標準的設計せん断強度と等価

サクシオンによる見掛けの $c=0$

これが、現在鉄道構造物の耐震設計に用いられている設計摩擦角の設計値 ϕ_{design} です。土質タイプ毎に異なっています。

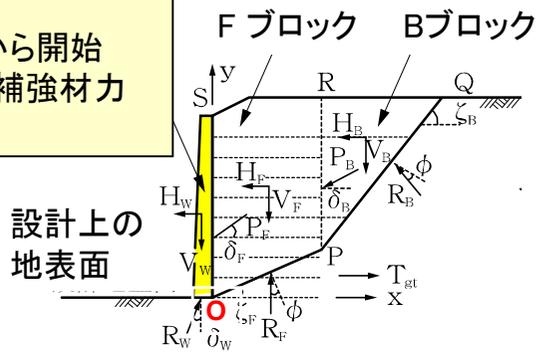
レベル1の設計地震動で設計する時は、 $\phi_{design} = \phi_{residual}$ です。

一方、レベル2の設計地震動で設計することが必要となりますが、その時は、 ϕ_{peak} と ϕ_{res} を用います。ただし、ここに示している ϕ_{peak} の値は、盛土が良く締め固められていることが前提です。

レベル2設計地震動に対するGRS擁壁の残留変形解析 - 1

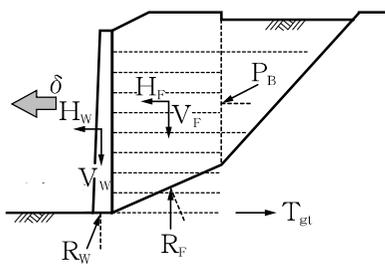
補強材と連結された剛で一体の壁面工⇒

- ①すべり面は点Oから開始
- ②壁面工背面での補強材力は十分に大きい

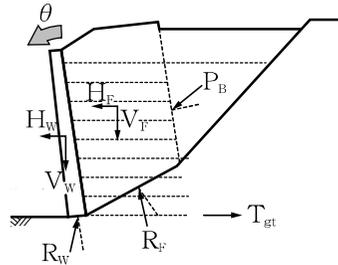


a)二重楔法による力の釣合

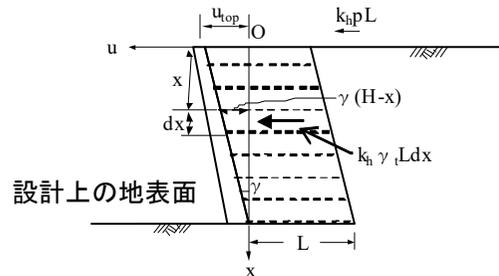
- ①臨界すべり面に位置は Φ_{peak} を用いて探索し、
- ②そのすべり面に沿って $\Phi_{residual}$ を用いて力の釣合に基づくNewmark法による変位計算



b)滑動モード



c)転倒モード



d)せん断変形モード

これら三つのモードによる残留変形を足し合わせる

これは、改定後の現在のGRS擁壁の耐震設計法の説明です。

三つの変形モードを考慮し、それぞれのモードでレベル2設計地震動を受けた時の変形量を次のように計算します。

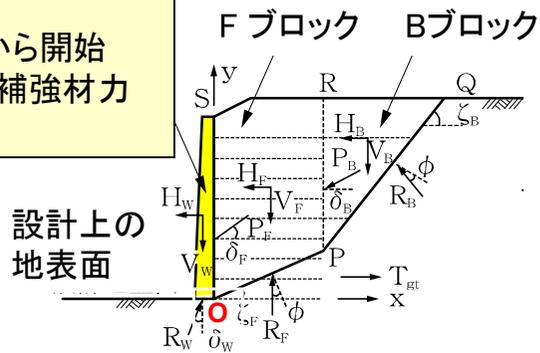
b)滑動モードとc)転倒モードでは、

- ①最も安全率が小さくなるすべり面(臨界すべり面)の位置を Φ_{peak} を用いて探索します。下段の図b), c)に臨界すべり面の例が書いてあります。

レベル2設計地震動に対するGRS擁壁の残留変形解析 - 2

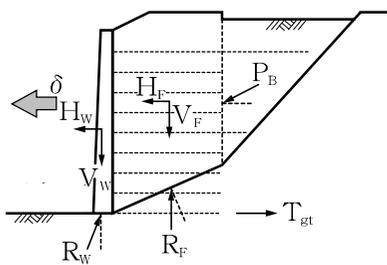
補強材と連結された剛で一体の壁面工⇒

- ①すべり面は点○から開始
- ②壁面工背面での補強材力は十分に大きい

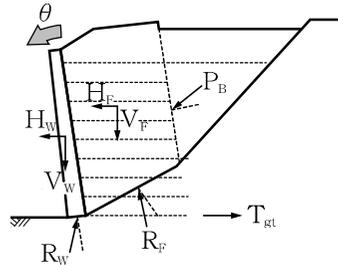


a) 二重楔法による力の釣合

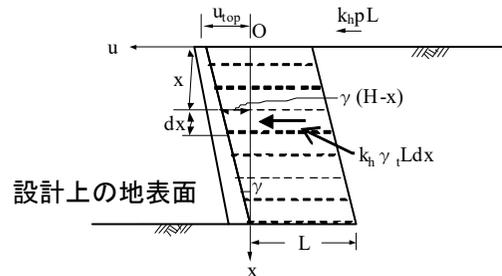
- ①臨界すべり面に位置は Φ_{peak} を用いて探索し、
- ②そのすべり面に沿って $\Phi_{residual}$ を用いて力の釣合に基づくNewmark法による変位計算



b) 滑動モード



c) 転倒モード



d) せん断変形モード

これら三つのモードによる残留変形を足し合わせる

②臨界すべり面に沿って $\Phi_{residual}$ を用いて力の釣合に基づくNewmark法によって変位を計算します。すなわち、計算された安全率が1.0を切ろうとすると残留変形が生じ始めます。残留変形の大きさは、それによって生じた慣性力が「構造物に加わる動的荷重が構造物の抵抗力を超えた分」に等しくなるように決定されます。

d)のせん断変形は、地震荷重による外部仕事とせん断変形による内部仕事が等しくなるように決定されます。

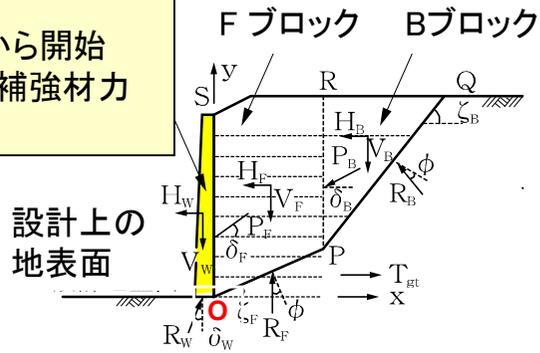
これらの計算法は、現在実務で用いられていますが、学部学生には高度であり、大学院で説

明します。

レベル2設計地震動に対するGRS擁壁の残留変形解析 - 3

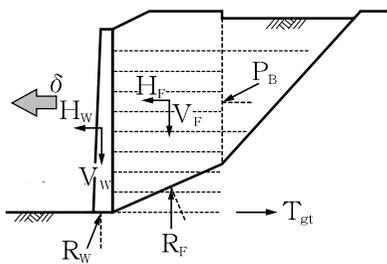
補強材と連結された剛で一体の壁面工⇒

- ①すべり面は点Oから開始
- ②壁面工背面での補強材力は十分に大きい

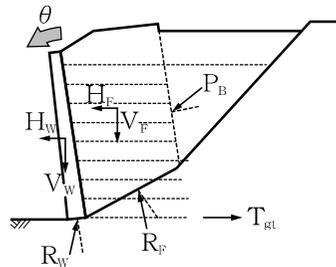


- ①臨界すべり面に位置は Φ_{peak} を用いて探索し、
- ②そのすべり面に沿って $\Phi_{residual}$ を用いて力の釣合に基づくNewmark法による変位計算

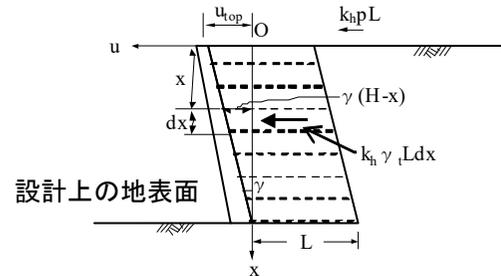
a) 二重楔法による力の釣合



b) 滑動モード



c) 転倒モード



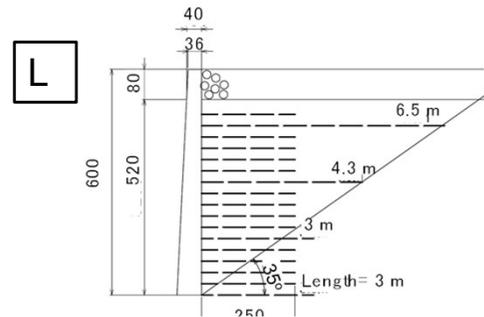
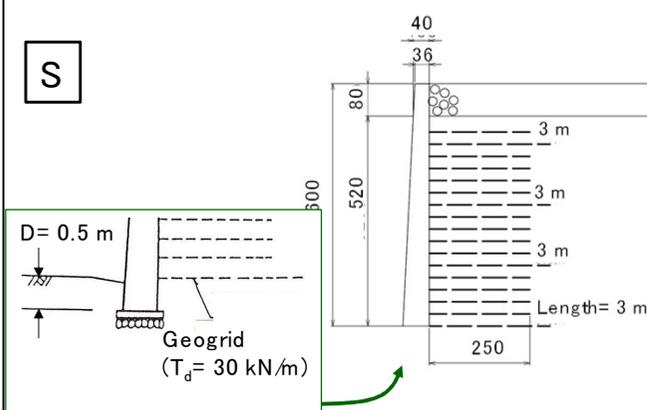
d) せん断変形モード

これら三つのモードによる残留変形を足し合わせる

三つのモードでの変形を合算した値が、修復が容易な範囲の変位(許容変位)以下になることを確認します。つまり、そうなるように補強土擁壁の構造を決定します。

たなたのジオテキスタイル補強土擁壁に対する異なる耐震設計法-1

設計法	補強材層の配置	土の設計内部摩擦角	見掛けの粘着力 c	根入れ効果	設計地震動	判定基準	判定された耐震性
A: 実際を実施した旧耐震設計	S: 実際の配置(短い基本補強材層だけ: この擁壁で例外的に採用)	旧設計標準(砂質土: $\phi_{\text{design}}=35$ 度)	無視	無視	レベル1 ($k_h=0.2$)	$F_s \geq 1.5$	十分
B: 研究で実施した解析					レベル2 設計地震動		残留変位 \leq 許容値
C: 現行の耐震設計	L: 通常配置(長い数層の追加): 現在の設計では例外なく採用	現行設計標準(砂質土: $\phi_{\text{peak}}=50$ 度; $\phi_{\text{res}}=35$ 度)			(換算 $k_h=0.2 \times 2.6$)		十分



レベル2設計地震動による擁壁上端での残留水平変位は20cm程度で、Bの場合の変位から半減し、許容値26cmより小さい

これは、たなたのジオテキスタイル補強土擁壁の耐震性を異なる設計条件で検討した結果です。

Aは実際を実施した旧耐震設計法による設計であり、実際の補強材配置Sで全ての補強材がL/H=0.4と短くなっています。これは、この現場の特別な事情によるもので、建設時(1992年)でも例外的でした。

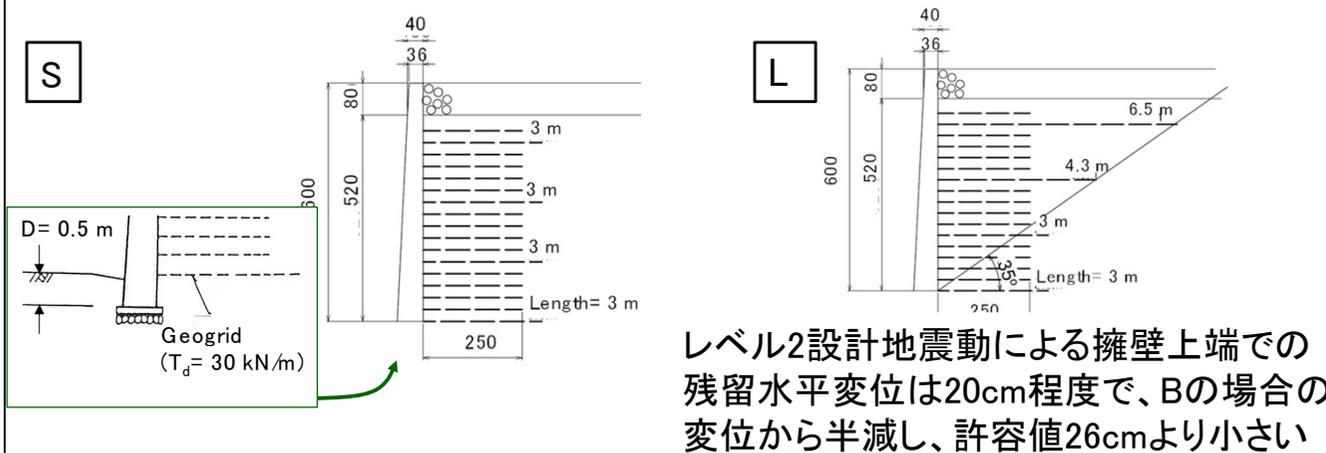
また、土の設計内部摩擦角は旧設計標準に従って $\phi_{\text{design}}=35$ 度でした。

設計地震動はレベル1で $k_h=0.2$ であり、耐震性は安全率が1.5以上となることで判定しています。

その結果耐震性は十分と判定されました。

たなたのジオテキスタイル補強土擁壁に対する異なる耐震設計法-2

設計法	補強材層の配置	土の設計内部摩擦角	見掛けの粘着力 c	根入れ効果	設計地震動	判定基準	判定された耐震性
A: 実際に行った旧耐震設計	S: 実際の配置(短い基本補強材層だけ: この擁壁で例外的に採用)	旧設計標準(砂質土: $\phi_{design}=35$ 度)	無視	無視	レベル1 ($k_h=0.2$)	$F_s \geq 1.5$	十分
B: 研究で実施した解析					レベル2 設計地震動 (換算 $k_h=0.2 \times 2.6$)		残留変位 \leq 許容値
C: 現行の耐震設計	L: 通常の配置(長い数層の追加): 現在の設計では例外なく採用	現行設計標準(砂質土: $\phi_{peak}=50$ 度; $\phi_{res}=35$ 度)					十分



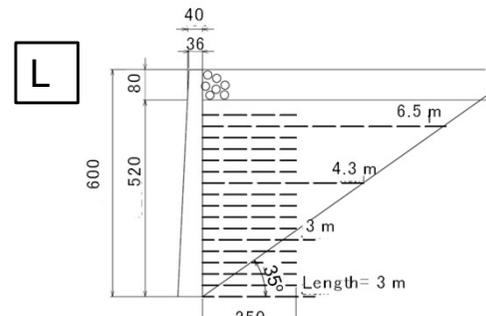
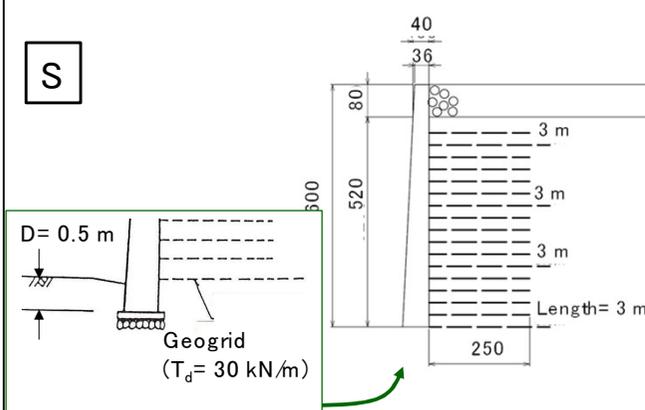
Bは、1995年の地震被害の後に行った研究において実施した解析です。

補強土擁壁の材料・構造の条件はAの設計と同一ですが、設計地震動をレベル2設計地震動に引き上げて、耐震性の判定を計算された残留変形が許容値以下かどうかで判定しています。

その結果、耐震性はやや不十分であり、現在の耐震設計では許容できない、と判定されます。

たなたのジオテキスタイル補強土擁壁に対する異なる耐震設計法-3

設計法	補強材層の配置	土の設計内部摩擦角	見掛けの粘着力 c	根入れ効果	設計地震動	判定基準	判定された耐震性
A: 実際に行った旧耐震設計	S: 実際の配置 (短い基本補強材層だけ: この擁壁で例外的に採用)	旧設計標準 (砂質土: $\phi_{\text{design}}=35$ 度)	無視	無視	レベル1 ($k_h=0.2$)	$F_s \geq 1.5$	十分
B: 研究で実施した解析					レベル2 設計地震動 (換算 $k_h=0.2 \times 2.6$)		残留変位 \leq 許容値
C: 現行の耐震設計	L: 通常配置 (長い数層の追加): 現在の設計では例外なく採用	現行設計標準 (砂質土: $\phi_{\text{peak}}=50$ 度; $\phi_{\text{res}}=35$ 度)					十分



レベル2設計地震動による擁壁上端での残留水平変位は20cm程度で、Bの場合の変位から半減し、許容値26cmより小さい

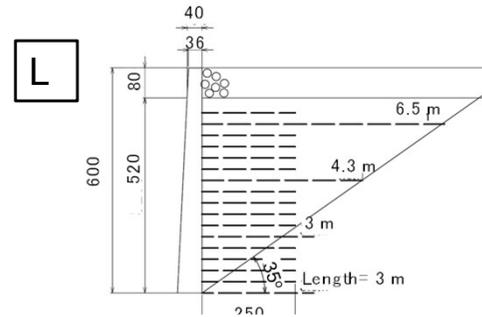
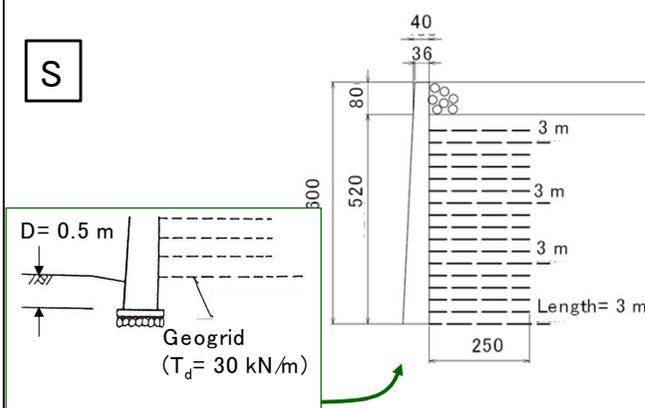
Cは、現行の耐震設計です。建設時(1992年)でも他の現場では採用していた補強材の配置Lであり、盛土上部の複数の補強材層を長くして安定性の向上を図っています。また、土の設計内部摩擦角は旧設計標準とは異なり $\phi_{\text{peak}}=50$ 度と $\phi_{\text{res}}=35$ 度を用いています。また、耐震性は、計算された残留変形が許容値以下かどうかで判定しています。

これらのように、補強材配置を改良したことに加えて旧耐震設計での余裕を設計に取り入れて計算される構造物の抵抗力を向上させることによって、設計地震動をレベル2設計地震動に引き上げても、計算された残留変

形は許容値よりも小さくなり、耐震性は十分である、と判定されました。

たなたのジオテキスタイル補強土擁壁に対する異なる耐震設計法-4

設計法	補強材層の配置	土の設計内部摩擦角	見掛けの粘着力 c	根入れ効果	設計地震動	判定基準	判定された耐震性
A: 実際に行った旧耐震設計	S: 実際の配置(短い基本補強材層だけ: この擁壁で例外的に採用)	旧設計標準(砂質土: $\phi_{\text{design}}=35$ 度)	無視	無視	レベル1 ($k_h=0.2$)	$F_s \geq 1.5$	十分
B: 研究で実施した解析					レベル2 設計地震動		残留変位 \leq 許容値
C: 現行の耐震設計	L: 通常配置(長い数層の追加): 現在の設計では例外なく採用	現行設計標準(砂質土: $\phi_{\text{peak}}=50$ 度; $\phi_{\text{res}}=35$ 度)			(換算 $k_h=0.2 \times 2.6$)		十分



レベル2設計地震動による擁壁上端での残留水平変位は20cm程度で、Bの場合の変位から半減し、許容値26cmより小さい

つまり、改定後の耐震設計では、

①Lの補強材配置を標準として、

②設計内部摩擦角(ϕ_{peak} と ϕ_{res})を用いて、

③残留変形で耐震性を判定することで、

レベル2設計地震動に対して合理的に耐震性の判断が可能になった、と判断されました。

GRS擁壁の耐震設計の意義と冗長性の役割

龍岡文夫¹・山田康裕²・田村幸彦³

GRS(Geosynthetic-Reinforced Soil)擁壁は、従来の重力式等の片持ち梁構造の擁壁と比較すると、基本的には同一の建設費では耐震性・維持管理性等の性能が高く、同一の性能では建設費が低い、すなわちCost/Performance比が低い。この優位性は、レベル2設計地震動に対して耐震設計を行えばより明白になる。したがって、耐震設計はGRS擁壁の普及を促す。しかし土構造物では、耐震設計をしなかった場合でも一定の耐震性を示した事例があることや復旧が容易なことなどを理由にした耐震設計不要論も強い。この予期せぬ高い耐震性は主に設計に含まれている冗長性によるものであり、耐震設計不要論はこの冗長性に頼っていることになる。しかし、冗長性はランダムで制御されておらず、施工不良、豪雨・長雨、根入れ効果の予期せぬ喪失等によって低下し消滅する場合がある。また、耐震設計をしない場合は安定性が確実に低下する。これらのことから、地震時のみならず豪雨・長雨・洪水等でも破壊・崩壊する可能性も高くなる。耐震設計をしない場合は、GRS擁壁の上記の特長が活きず、耐震性・維持管理性等の性能は高くはないが直接建設費が低い工法が有利になる。本報文では、これらを定量的に議論することを試みる。

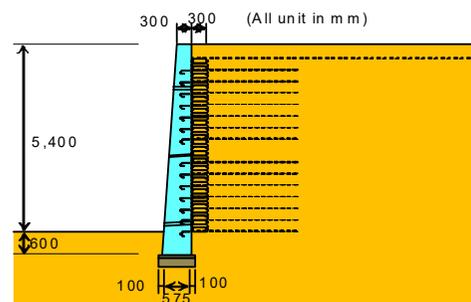
キーワード : GRS擁壁、耐震設計、設計における冗長性、ライフサイクルコスト

2011年東日本大震災での「レベル2設計地震動に対して耐震設計をしていた剛で一体の壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁」の被害例はゼロ

青森県:	58
岩手県:	23
秋田県:	1
山形県:	3
宮城県:	9
福島県:	1
(合計)	95



2016年熊本地震でも、同様な結果



仙台市、名取側に近接
1994年完成
擁壁長= 400 m

実際、改定された新しい耐震設計に従って設計された多くのジオテキスタイル補強土擁壁は、2011年東日本大震災で全く無被害でした。2016年熊本地震でも、同様でした。

これらの経験から、現行の耐震設計法は合理的であると、考えられています。

まとめ:

補強土擁壁の耐震性をレベル2設計地震動に対して確保する方法は？

■高い耐震性の前提を整える

- ・剛性のある一体壁面工、壁面工/補強材の連結等、適切な構造形式
- ・盛土の良い締固め、十分な排水設備等の適切な施工

■レベル2設計地震動に対する耐震設計を実施するが、計算できる冗長性を活用して無用に安全すぎるにはしない

- ①良く締固めた盛土では、 ϕ_{res} (従来の設計値)と ϕ_{peak} ($> \phi_{res}$)を採用
- ②短期で修復可能な残留変形*は許容(*はNewmark法で計算)
- ③補強材の地震時設計引張り強度は、クリープ低減しない(従前から)

■しかし、長期的には信頼できない冗長性は設計に採用しない

- ④サクションによる見掛けの粘着力と⑤擁壁の一定の根入れ効果の無視

実際的レベル2設計地震動に対する耐震設計の実施によって

- ⇒GRS構造物の優位性を示せる: (1)GRS構造物では崩壊例が激減;
(2)従来形式の擁壁よりも建設費+災害対策費を含む維持管理費
(Life Cycle Cost)が低下

これは、現行の耐震設計法の内容のまとめです。

地震災害に関する三課題

実施方針	実際的なレベル2設計地震荷重に対する耐震設計		
三課題			
新設土建造物の耐震設計			
被災土建造物の復旧			
既存土建造物の耐震診断と耐震補強			

土建造物の地震被害に対する課題は、新設土建造物の耐震設計だけでなく、あと二つあります。

地震災害に関する三課題

レベル2設計地震動に対する三課題を一体で一貫した方針で実施するためには、新設土構造物に対する適切な耐震設計が必要

実施方針 三課題	実際的なレベル2設計地震荷重に対する耐震設計		
	実施する		
新設土構造物の耐震設計	実施		
被災土構造物の復旧	耐震設計法を基準にした 強化復旧		
既存土構造物の耐震診断と耐震補強	耐震設計法を基準した 強化補強		

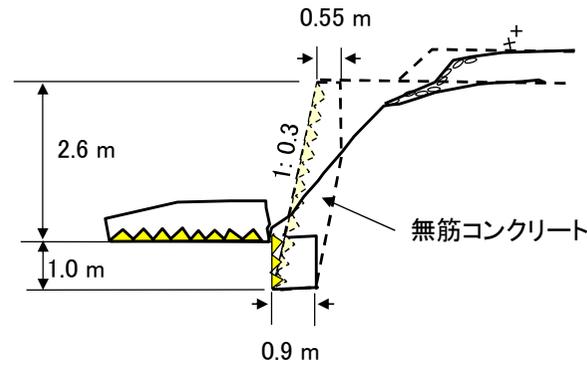
レベル2設計地震動に対して耐震設計・強化復旧・強化補強をしても、耐震設計による安定化に伴う維持管理費の低減、補強土工法等の採用によるコスト低減によってLife Cycle Costを低減できる

これは、実際的なレベル2設計地震動に対する耐震設計を実施する場合の説明です。

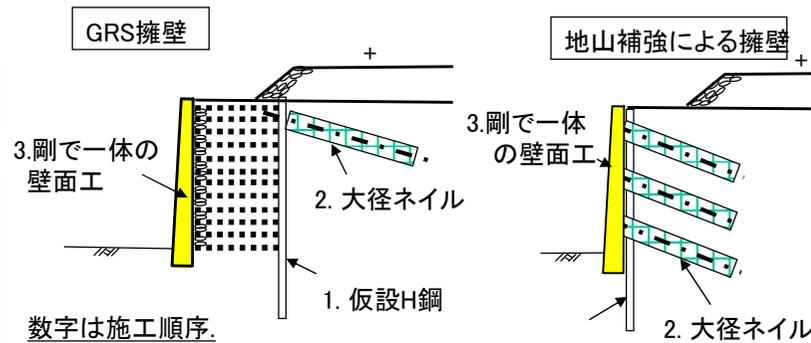
被災土構造物は耐震性が不十分であったので、この場合は、新設土構造物に対する耐震設計法に基づいた強化復旧が原則になります。

また多くの既設の土構造物は古い時代に建設されていて耐震性が不十分なので、新設土構造物に対する耐震設計法に基づいた耐震診断と強化補強が原則になります。

JR神戸線 住吉駅付近(山側)凭れ式擁壁
1995年阪神淡路大震災での崩壊と強化復旧



これは、被災した従来形式のもたれ式擁壁の地震被害と、その「剛な一体壁面工をもつジオテキスタイル補強土擁壁」と地山補強土工法(nailing)による強化復旧の例です。



2004年新潟中越地震、JR東日本上越線

剛な一体壁面工を持つGRS擁壁
壁面勾配= 1:0.3 (V:H); 最大壁高= 13.2 m
補強材鉛直間隔= 30 cm

崩壊前の盛土(円礫混じり砂質土)

崩壊前の
重力式擁壁

強化復旧後

崩壊後

風化堆積軟岩
(シルト岩)

風化堆積軟岩
(砂岩)

ロックボルト

礫充填ワイヤー
メッシュ蛇籠

信濃川

1:4 (V:H)

13.18 m

1:2.0

JR東日本
上越線

このGRS擁壁による強化復旧は、
従来工法による原状復旧よりも、
・より安定
・より短い工期
・より経済的



地震後初の列車

これも、被災した従来形式のもたれ式擁壁と盛土の地震被害と、その「剛な一体壁面工をもつジオテキスタイル補強土擁壁」と地山補強土工法(nailing)による強化復旧の例です。

2011年東日本大震災:盛土および土留め壁の強化復旧



続いて、これは2011年東日本大震災による仙台付近の橋台付近の土留め壁の崩落であり、それを「剛な一体壁面工をもつジオテキスタイル補強土擁壁」で強化復旧した例です。

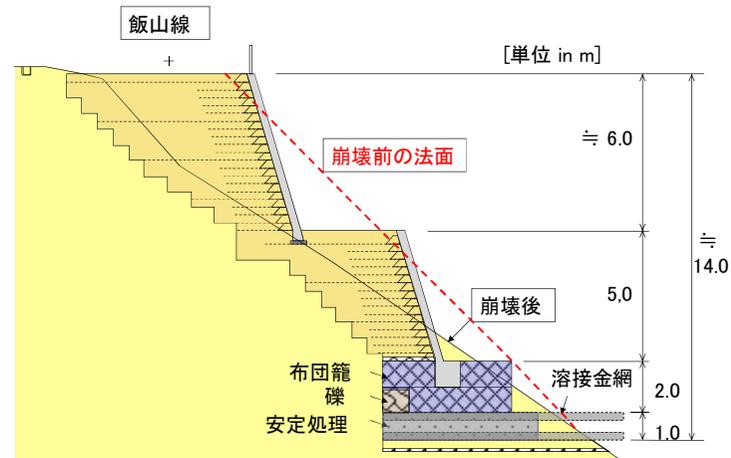


(JR東日本 東北工事事務所による)

2011年3月12日に生じた誘発地震、長野・新潟境地震で崩壊したJR東日本飯山線横倉～森宮野原間の盛土の崩壊と迅速な強化復旧



剛で一体壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁による強化復旧



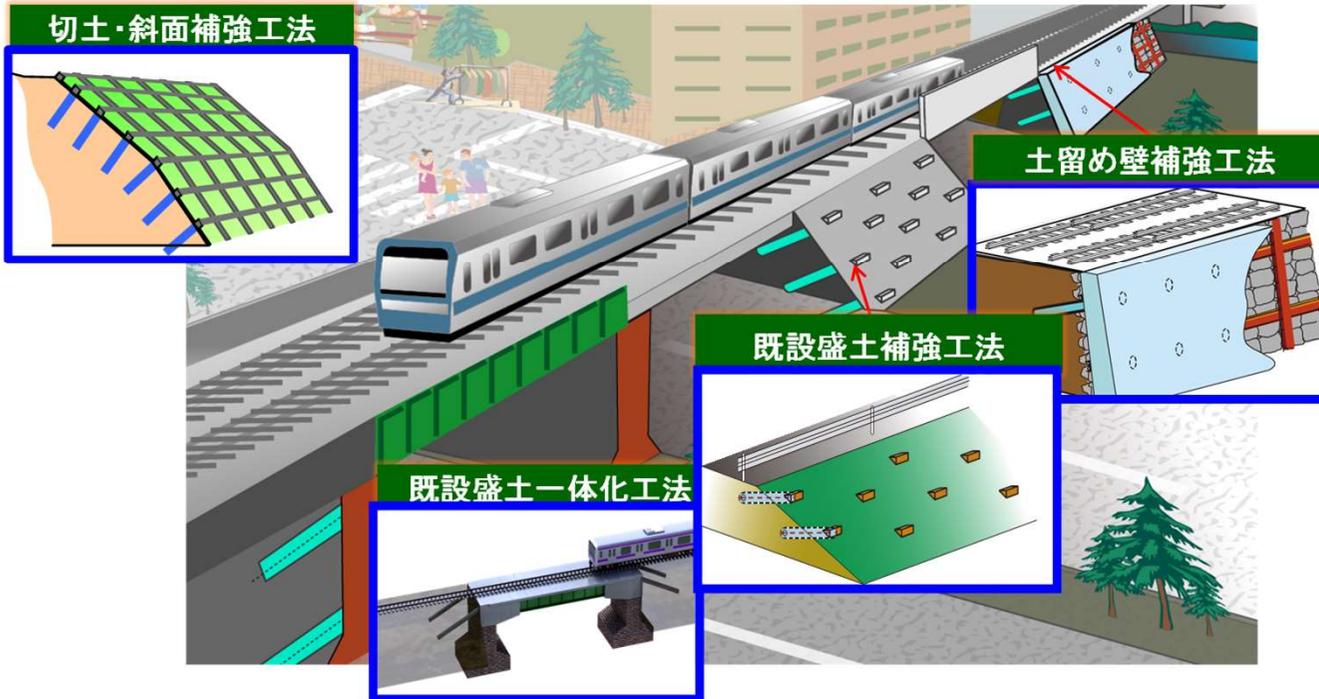
(JR東日本による)

これは、被災した従来形式の盛土の地震被害と、その「剛な一体壁面工をもつジオテキスタイル補強土擁壁」による強化復旧の例です。

土構造物の補強技術

●対象が膨大である土構造物を合理的に耐震補強するためには、**地山補強材**を用いて構造変更し、**破壊を延性的**にすると良い。

次は、既設鉄道の盛土斜面、擁壁、切り取り斜面の耐震診断とそれに基づく耐震補強についてです。

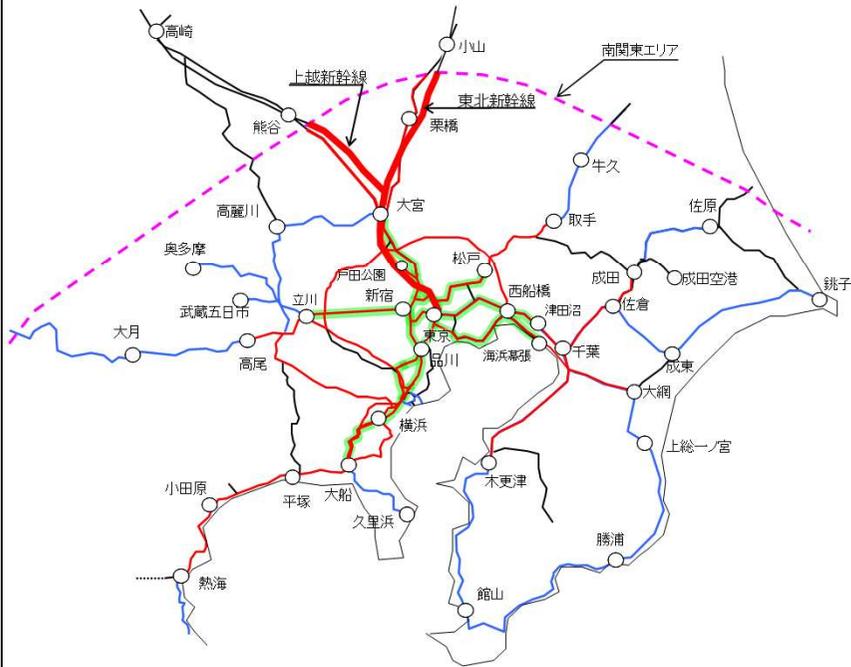


鉄道技術研究所館山勝氏による

大規模補強事例(JR東日本)

首都直下地震対策

●地山補強材による補強が全面的に採用された。



凡例

高架橋、橋脚、電化柱、駅・ホームの天井・壁の耐震補強対象線区	—
・南関東エリア内新幹線	—
・南関東エリア内ピーク時1時間当り片道10本以上の在来線	—
盛土、切土、レニアーチ高架橋等の耐震補強対象線区	—

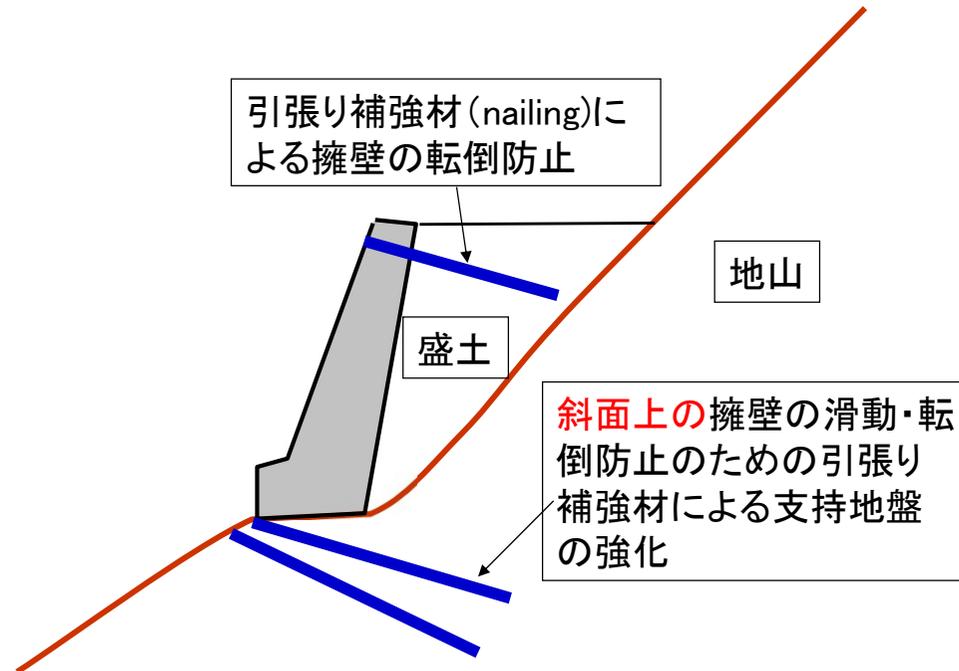
盛土、切土、レニアーチ高架橋等の耐震補強対象線区	
【9線区 約220 km】	
(内訳)	山手線 約 34 km
	中央線 約 37 km
	常磐線 約 16 km
	総武線 約 27 km
	京葉線 約 32 km
	東北線 約 23 km
	東海道線 約 40 km
	赤羽線 約 6 km
	埼京線 約 5 km

引用先: JR東日本ホームページ プレス発表 <http://www.jreast.co.jp/press/2011/20120305.pdf>

3,000億円/5年間を二期: 現在は二期目

これは、JR東日本での耐震補強のプロジェクトの説明です。

既設の従来式擁壁の地山補強土工法による耐震補強



これは、既設の擁壁を地山補強土工法で耐震補強する方法です。

2018年 中央線水道橋・御茶ノ水間の片持ち梁形式
の擁壁の地山補強土工法による耐震補強



JR東日本提供

これは都内での、古い形式
の擁壁の耐震補強工事の例
です。

2018年御茶ノ水駅周辺の石積み擁壁



これは、お茶の水駅での古い形式の石積み擁壁の耐震補強工事の例です。

JR東日本提供

2018年駒込田端間の盛土



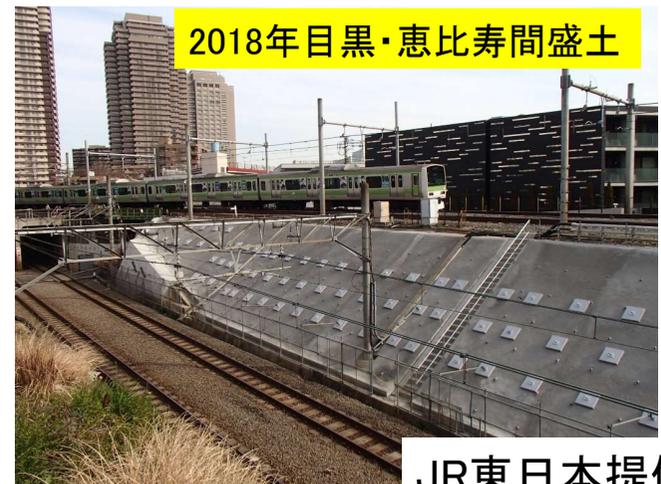
2018年五反田・目黒間盛土



2018年大塚・巣鴨間盛土



2018年目黒・恵比寿間盛土



JR東日本提供

これらは、山手線での擁壁と盛土斜面の耐震補強工事の例です。

地震災害に関する三課題

レベル2設計地震動に対して三課題を一体で一貫した方針で実施するためには、新設土構造物に対する適切な耐震設計が必要

実施方針 三課題	実際的なレベル2設計地震荷重に対する耐震設計		
	実施する	実施しない	
		常時/レベル1に対して設計*	仕様設計と工法規定
新設土構造物の耐震設計	実施	常時/レベル1に対して安定解析と施工	実施しない
被災土構造物の復旧	耐震設計法を基準にした強化復旧	常時/レベル1の安定性が保証できるように原状復旧	「耐震設計をしていない原状」に復旧
既存土構造物の耐震診断と耐震補強	耐震設計法を基準した強化補強	常時/レベル1に対して安定性があるかを診断・原状への補強	常時に支障がある場合は原状への補強
レベル2設計地震動に対して耐震設計・強化復旧・耐震補強をしても、耐震設計による安定化に伴う維持管理費の低減、補強土工法等の採用によるコスト低減によってLife Cycle Costを低減できる		*「水平震度 $k_h=0.2$ に対して必要安全率は1.0とする場合」は、「常時に対して必要安全率を1.2とする場合」と実質同等	
		レベル2設計地震動による被災からの復旧と、レベル2設計地震動に対する耐震補強を一貫した方針で実施するのが難しくなる	

一方、財政的理由などで、いまだに実際的なレベル2設計地震動に対する耐震設計法の確立に至っていない場合があります。

その場合は、災害復旧で強化復旧するための基本が確立していないことになり、原状復旧が原則になってしまいます。

また、耐震性が低い既存の土構造物を強化補強するための基本が確立していないので、劣化した土構造物の原状への補強が原則になります。

このように、実際的なレベル2設計地震動に対する耐震設計が確立していないと、地震災害の三課題に体系的にかつ合理的に確立することが難しくなります。