

横浜国立大学先端科学高等研究院シンポジウム・シリーズ第7回
社会インフラストラクチャの安全研究ユニット



「リスク共生から見た地盤工学上の課題」

土構造物(盛土・擁壁・切土等)の耐震設計 の意義・方法・経緯

龍岡文夫(東大名誉教授)

地震災害に関する三課題
三者一体で一貫した方針を実現するためには、
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	現実的なレベル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	耐震設計に基づき強化復旧		
既存土構造物の耐震診断と耐震補強	耐震設計に基づき実施		

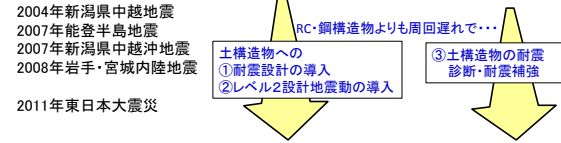
一貫した方針

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って、耐震設計・強化復旧・耐震補強をしてもLife Cycle Costを低減できる

3

1995年阪神淡路大震災⇒2011年東日本大震災⇒?

1995年阪神淡路大震災 ⇒ レベル2設計地震動 社会的影響が大きい
土構造物の被害を防ぐ方策



歴史・社会的要求・重要度が異なる盛土・擁壁・切土等に対する様々な対応レベル
鉄道(一般、高速)の盛土・擁壁等: ②1995年神戸地震後最も早く対応 ③実施中
(②では、現実的なレベル2加速度時刻歴に対して残留変位が許容値以下)
道路(一般、高速)の盛土・擁壁等: 2011年東日本大震災以降①&②が進行中
(ただし②では、レベル2地震動として水平震度 $k_h=0.2$ に対して必要安全率は1.0)
フィルダム: 早くから②に対応
ため池堤体: 2011年東日本大震災後、②&③が進行中
河川堤防・海岸堤防・防潮堤: ①&②が進行中
宅造盛土・擁壁: ①、②、③...最も遅れている

地震災害に関する三課題
三者一体で一貫した方針を実現するためには、
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	現実的なレベル2設計地震荷重に対する耐震設計		
	実施する	実施しない	
新設土構造物の耐震設計	実施	常時に対して安定解析* 仕様設計と工法規定	実施しない
被災土構造物の復旧	耐震設計に基づき強化復旧	常時レベルの安定性に原状復旧	「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	耐震設計に基づき実施	常時において安定性があるかを診断	実施する理由がない

一貫した方針

方針の一貫性?

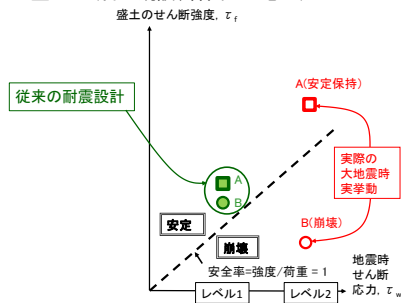
耐震設計による安定化に伴う維持管理費の低減、補強土工法等の採用によって、耐震設計・強化復旧・耐震補強をしてもLife Cycle Costを低減できる

*「レベル2地震動として水平震度 $k_h=0.2$ 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

4

盛土の締固めの良否等を反映した適切な設計せん断強度の設定の課題

二つのケース・盛土A(近代的新設、締固めが良い)
・盛土B(古い既設、締固めが悪い)



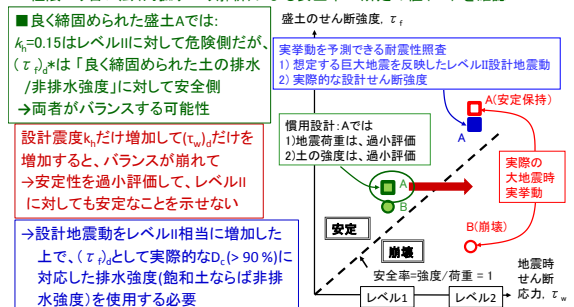
従来の慣用耐震設計(例)

設計せん断応力($\tau_{w,d}$): $k_h=0.15$ (レベルI設計地震動)

設計せん断強度($\tau_{f,d}$):

標準プロクターIEcの締固め D_{90} の管理値90%相当の排水強度*

→極限つり合い法(円弧すべり解析)による安全率 $\geq$ 所定の値(1.2)を確認



従来の慣用耐震設計(例)

設計せん断応力(τ_{wd}): $k_h=0.15$ (レベルII設計地震動)設計せん断強度(τ_d):

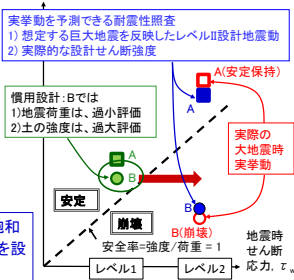
標準プロクター1E_cの締固め度D_cの管理値90%相当の排水強度*
→極限つり合い法(円弧すべり解析)による安全率 $\geq$ 所定の値(1.2)を確認

■締固めが悪い盛土Bに対しては:

$k_h=0.15$ はレベルIIIに対して危険側である上に、(τ_{d0})は「実際の非排水繰返し強度」に対して危険側
→両者がバランスせず、大変危険側

k_h を増加して(τ_{d0})を増加しても、バランスが回復せず、依然安定性を過大評価して、レベルIIIに対する高い危険性を十分に示せない可能性がある

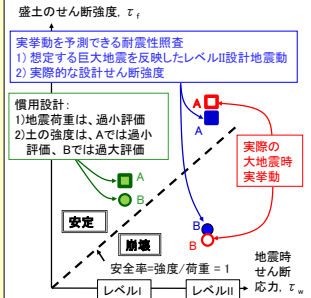
→ k_h をレベルII相当に増加した上で、飽和排水条件ならば非常に低い(τ_{d0})を設定する必要

盛土のせん断強度, τ_f 

盛土の耐震性確保のための三つの課題

対応策:

- 1) 良く締固まった盛土Aの実現
→盛土の締固めの施工と管理の合理化
- 2) それを奨励するため、レベルII設計地震動の導入と、締固めの影響を鋭敏に反映したより実際の設計せん断強度の設定
→それを反映した解析法
(修正物部岡部地震時土圧、修正Newmark法など)
- 3) 必要に応じて、新しい構造形式
→補強土構造物など

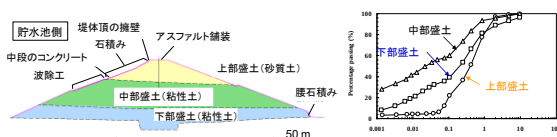
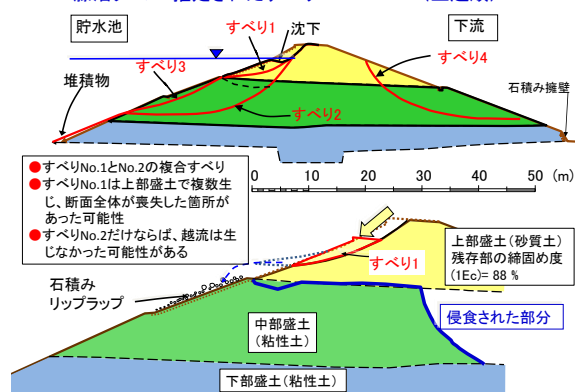


2011東日本大震災 福島県の藤沼本堤

- 農業用灌漑ため池のアースフィルダム(H= 18.5 m; L= 133.2 m、中央・表面遮水壁は無い)
- 着工1937年4月; 第二次世界大戦で中断; 竣工1949年10月.
- 越流による破堤のため、死者7、行方不明1
- 福島県のため池総数 3,000*. 約750が被災 (* 全国で250,000)



藤沼ダム: 推定されたすべりNo.1 ~No. 4(生起順)



■崩壊の原因(推定):

- 1) 全般的に締固め度が非常に低い(近代的締固め基準がなく、近代的締固め機械もなく締固めエネルギーが不十分)
 - 2) 上部盛土は、戦後の最も劣悪な条件の下で建設
 - a) 透水しやすく、侵食されやすい、締固め不足の場合は非排水繰返し載荷によって著しく弱化しやすい砂質土を使用
 - b) 締固め度が特に低い
- ⇒崩壊が上部盛土の一部で開始⇒越流しやすい状況となった
一部での越流開始後、早い速度で侵食が進展⇒破堤

■このような耐震診断・耐震補強が必要なため池は、全国で一万を超える！

Tanaka, T., Tatsuoka, F., Mohri, Y. (2012): Earthquake Induced Failure of Fujinuma Dam, Proc. Int. Symp. on Dams for a Changing World, Kyoto, June 5, Vol. 6, pp.47-52.

藤沼ダム: 強化復旧は2014年度から開始

- ・設計条件: 崩壊した堤体よりも遥かに安定であり、2011年東日本大震災と同じレベルの地震動を受けても確実に安定であること*
- ⇒盛土材の選択、十分な締固め

従来の慣用耐震設計:

設計せん断応力(τ_{wd}): $k_h=0.15$ (レベルII設計地震動)設計せん断強度(τ_d):

標準プロクター1E_cの締固め度D_cの管理値90%での排水強度
→極限つり合い法(円弧すべり解析)による安全率 $F_s \geq 1.2$ を確認

- ・崩壊した堤体は、従来の設計法に従うと $F_s=1.15$ で安定と言う答！
→従来の慣用耐震設計法は、実際の崩壊を説明できない！！

⇒崩壊した事例を説明できた上で、上記*を示せる解析法が必要

- ①飽和部分では非排水せん断強度であり、②非排水繰返し載荷によって経時的に劣化して行く。これらを考慮してすべり変位計算
- ⇒Newmark法(全応力法に基づく)

盛土の標準プロクターによる締固め度の管理値 (全測定値の許容下限値)の概観:

- 河川堤防: 従来、**85 %**
→ 東日本大震災で被災した関東地方整備局管内の河川堤防の復旧工事で、より質の高い河川堤防の構築を目指して、**基準値で90%と平均値の許容下限値で92 %**を試験的に設定
→ 2013年国土交通省土木工事共通仕様書で基準値を**90%**に改訂
- 一般道路・鉄道盛土: (**路体**)**90 %**、(**路床**)**95 %**
- 空港盛土・高速道路・高速鉄道: **95 % 程度**
- 近代的なフィルダム: **95 % 以上**; ため池: **90 % → 95 %**

→ 管理値が低すぎる場合がある

宅地防災マニュアル

従来、管理値(全測定値の許容下限値)

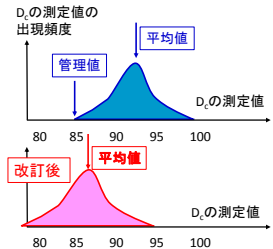
1Ec(標準プロクター)で85 % ⇒ 非常に低い値
(良く締め固まっていな宅地盛土を許容していたことになる)

2007年度改訂版

全測定値の平均値の許容下限値:
87 % ないし 90 %

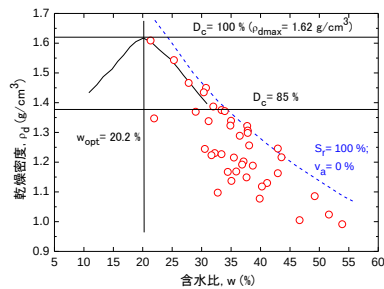
しかし、これは改悪!
この場合、最低値は容易に85 %以下になる。

■ 依然として、戸建て住宅の
宅地での技術管理レベルは低い
⇒ 地震による被害者は個人



2011年東日本大震災において仙台市内南部の宅地被害 が著しかった区域で盛土の締固め度(1Ec)

佐藤真吾・栗谷将晴・南陽介(2014): 東北地方太平洋沖地震における谷埋め盛土造成宅地に被害と復旧課題, 第47回地盤工学研究発表会、八戸、論文E-08, 1477-1478頁



JR東日本信濃川発電所 首都圏電車に電力供給:

2004年新潟県中越地震での被害



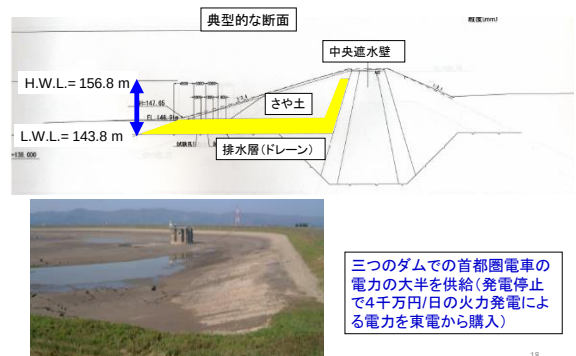
浅河原調整池

1933年施工開始、**1945年4月完成**
天端部の盛土(さや土)だけが大変形
1Ecに対する締固め度は、**80 %**,
締固めエネルギーレベルは、**0.1Ec以下**



滝沢聡・島峰徹夫・野澤伸一郎・大町達夫(2007): 2004年新潟県中越地震による浅河原調整池ダムの被害とその被害に対する考察、土木学会論文集C: 63(2), 612-623

新山本山調整池ロックフィルダム(1990年完成)



2004年新潟県中越地震による新山本山のダムの堤頂の沈下

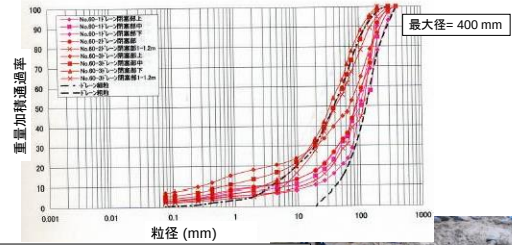
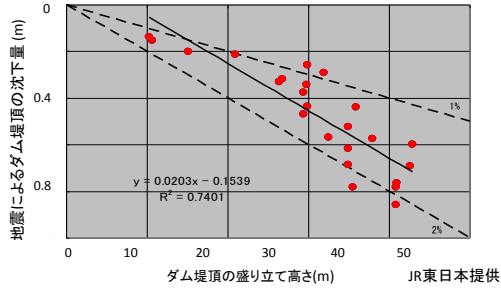
ダム堤頂の盛り立て高さにほぼ比例: **1%~2%(相当大きな値)**

a) 繰返しせん断による体積収縮による「所謂揺り込み沈下」によるもの。

これは、シェルター部の締固めが不十分であったため。

b) ダムの堤軸の方向によって地震動が激しかった箇所では、沈下率が大い。

c) 仮に堤体内の大きなすべりはあったならば、もっと不規則的な沈下となっただろう。



ロック材: 信濃川河岸段丘円礫

実工事:

・捲き出し層厚: 1.0 m [結果として厚すぎた]

・1 m厚に対する現場密度で管理

[この方法では、1mの下層が緩いことを防げなかった]

→強化復旧では、撤出し厚50cm厚で管理



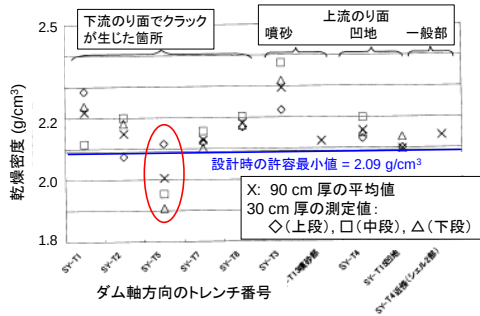
被害調査で測定した上流側ロックフィル部の30cm厚毎の乾燥密度:

■ 深さ方向のばらつき:

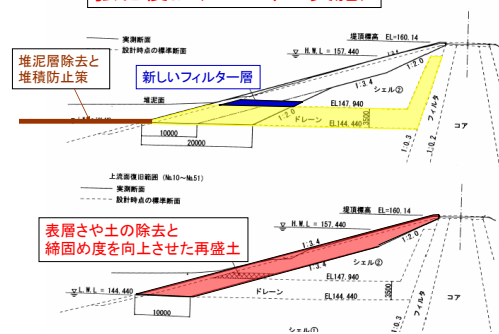
撤き出し層厚 1 m 内での締固めエネルギーの分散と粒度分布の変化のため

■ ダム軸方向のばらつき: 粒度分布の変化のため

⇒ 許容値近く、あるいはそれ以下の緩い部分が、各層の中・下段に局所的に存在

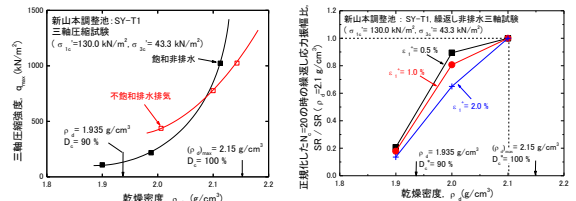
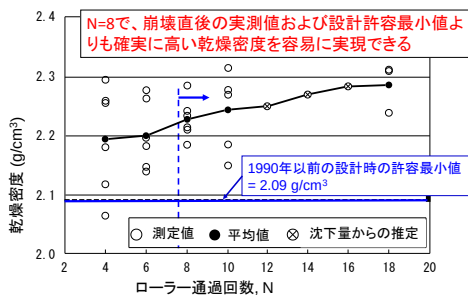


強化復旧 (2005年に実施)



強化復旧のための締固め試験の結果:

撤出し層厚50cmで10トン振動ローラー



ρ_d (あるいは D_r) が小さいと、

- ・非排水強度が小さくなる
- ・特に非排水繰返し強度が小さくなる

ρ_d が大きくなると、

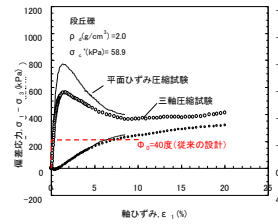
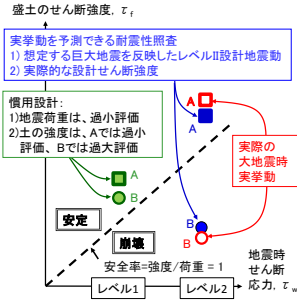
- ・非排水強度の方が排水強度よりも大きくなる
- ・非排水繰返し強度が急増する

⇒ 安定計算に、どのように反映させるのか?

盛土の耐震性確保のための三つの課題

対応策:

- 1) 良く締固まった盛土Aの実現
→ 盛土の締固めの施工と管理の合理化
- 2) それを奨励するため、レベルII設計地震動の導入と、締固めの影響を鋭敏に反映したより実際の設計せん断強度の設定
→ それを反映した解析法
(修正物部岡部地震時土圧、修正Newmark法など)
- 3) 必要に応じて、新しい構造形式
→ 補強土構造物など



良く締固めた現場地盤材料では、著しいひずみ軟化
→ 完全塑性仮定は非現実的
残留強度を用いると、締固め効果を表現できない

高速道路盛土材料の室内締固め供試体の三軸圧縮試験と平面ひずみ圧縮試験結果と設計強度の比較(緒方, 2003)

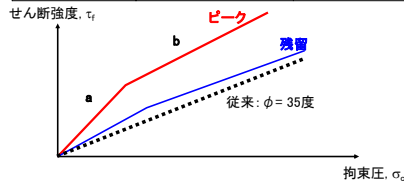
新しい設計法の提案 (1995年兵庫県南部地震後)

- 設計地震荷重の増加 → レベルII設計地震動
- ピーク強度(締固めにより増加する)と残留強度の両方を設計に導入

日本道路公団: 土構造の耐震設計に関する検討委員会 (2004年3月)
(盛土の耐震設計の新しい方向)

耐震性能照査に用いる盛土材の設計強度特性の目安(砂質土)

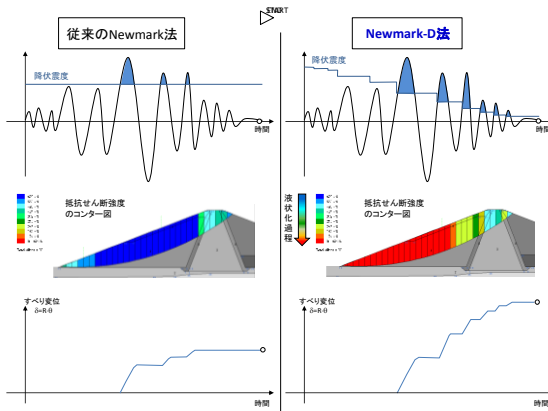
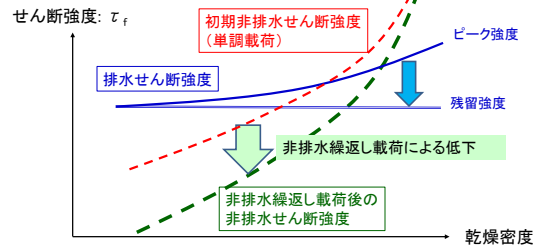
	ピークせん断強度	残留せん断強度
a線	$\phi=0; \phi=45$ 度	$\phi=0; \phi=40$ 度
b線	$\phi=30 \text{ kPa}; \phi=35$ 度	$\phi=25 \text{ kPa}; \phi=30$ 度



良い材料を用いて良く締固めた場合、その努力は報われる
せん断試験を行い、ピーク強度・残留強度を測定する意義が出てくる

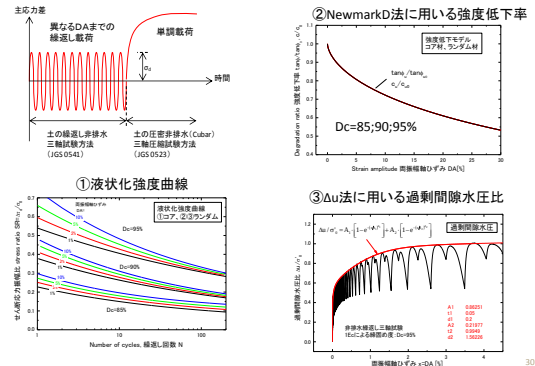
Newmark-D法での全応力法による土のせん断強度:

- 1) 排水せん断強度は、ピーク値から残留強度に低下
 - 2) 非排水せん断強度は、圧密時有効拘束圧と非排水繰返し載荷履歴の関数
 - ・初期非排水強度は、単調載荷試験での強度
 - ・非排水繰返し載荷後は、所定のひずみが発生した直後に行った単調載荷試験で測定された非排水強度
- ⇒ 強度に対する締固めの非常に大きな効果を考慮できる



解析事例

⇒ 非排水繰返し載荷試験から求めた物性値



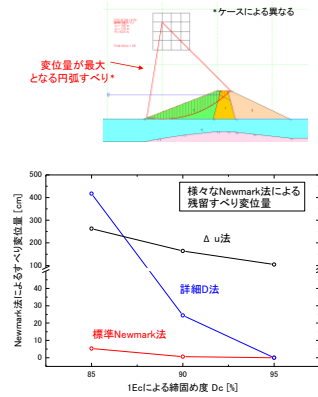
解析結果

全応力法によるNewmark法すべり安定解析(詳細D法)

- ・非排水繰返し載荷の影響は大きい
- ・締固め度が低下するほど、影響が大きくなる

標準Newmark法
排水ピーク強度⇒排水残留強度
⇒緩い盛土の流動的破壊を予測できない

Δu 法: 非排水条件下で有効応力法による強度低下を考慮
⇒良く締まった盛土の高い安定性を著しく過小評価

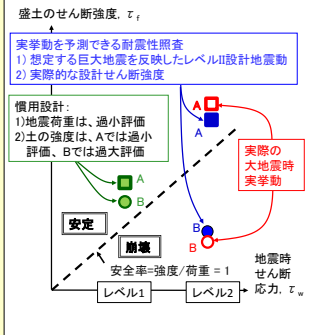


31

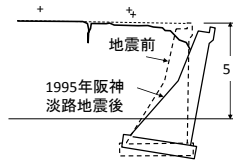
盛土の耐震性確保のための三つの課題

対応策:

- 1) 良く締固まった盛土Aの実現
→盛土の締固めの施工と管理の合理化
- 2) それを奨励するため、レベルII設計地震動の導入と、締固めの影響を鋭敏に反映したより実際の設計せん断強度の設定
→それを反映した解析法
(修正物部岡部地震時土圧、修正Newmark法など)
- 3) 必要に応じて、新しい構造形式
→補強土構造物など



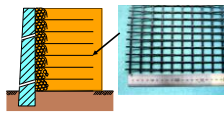
1995年阪神淡路地震
重力式やL型擁壁
壁体破壊、転倒



石屋川駅付近重力式擁壁の被災状況



剛な一体壁面工を持つジオテキスタイル補強土擁壁



JR神戸線たなた: 1992年7月(建設直後)



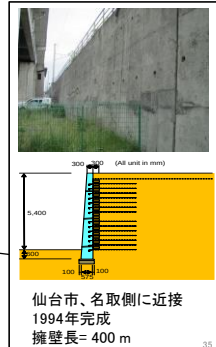
1995年1月
(地震後1週間)

補強土擁壁の耐震性は非常に高い

34

2011年東日本大震災での剛で一体の壁面工を持つジオシンセティック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



仙台市、名取側に近接
1994年完成
擁壁長= 400 m

35

総延長: 158 km

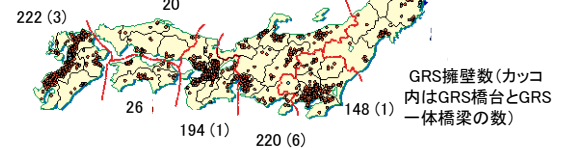
総現場数:

● GRS擁壁: 1017 (1現場Vietnam)

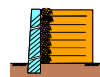
● GRS橋台: 33

● GRS一体橋梁: 4

これまで、建設中・建設後の事故ゼロ



2014年6月までに建設された「段階施工で建設された剛な一体壁面工を持つジオシンセティックス補強土擁壁」



36

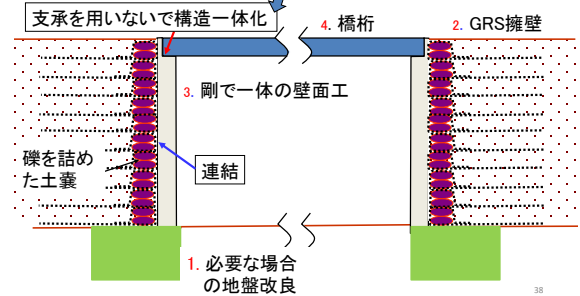
木古内～新函館間で採用されたGRS構築物

万太郎路壁



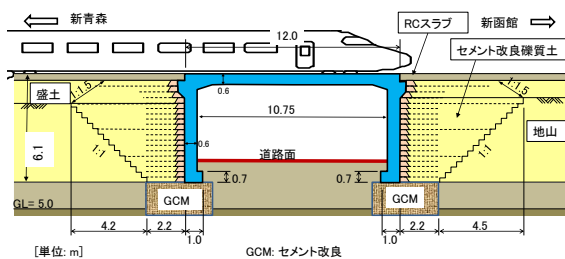
GRS 一体橋梁 (数字は施工順序)

桁の温度収縮・膨張によって壁面工に繰返し変位が生じる
→壁面工に連結された補強材で盛土を補強することによって解決



38

新幹線新青森～新函館間木古内、GRS一体橋梁(幅11.7 m):



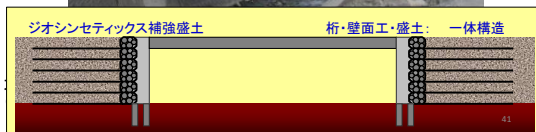
建設費: 従来形式の橋梁の1/2程度

39

新幹線新青森～新函館間木古内、GRS一体橋梁(幅11.7 m):



2011年東日本大震災では、340を超える橋梁が、津波で桁・取付け盛土が流失
⇒沓と取り付け盛土は、耐震上の弱点であり、津波にも弱点
⇒GRS一体橋梁



41

三陸鉄道
ハイベキ

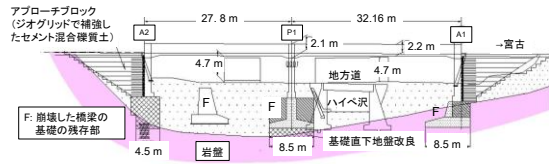
2011年3月30日



2014年5月19日

42

三陸鉄道岩手県島越一田野畑間ハイベ沢橋梁 補強土一体橋梁での復旧(2012~2014年度建設)



2014年4月6日

盛土の耐震性確保のための三つの課題

対応策:

- 1) 良く締固まった盛土Aの実現
→ 盛土の締固めの施工と管理の合理化
- 2) それを奨励するため、レベルII設計地震動の導入と、締固めの影響を鋭敏に反映したより実際の設計せん断強度の設定
→ それを反映した解析法
(修正物部岡部地震時土圧、修正Newmark法など)
- 3) 必要に応じて、新しい構造形式
→ 補強土構造物など

