

2.3. 検討事項に対する分析等

2.3.1. 橋台背面アプローチ部の補強土壁の地震による変状実態の分析

(1) はじめに

道路橋示方書・同解説(H29)IV^{2.3.1-1})では、「路面の連続性を確保するために必要となる設計・施工・維持管理方法が、実験等により検証されて事前に明らかとなっていること」が求められている。これに関連した一連の研究を実施するうえでの着眼点を明確にすることを目的に、過去の地震において主に震度5強以上の範囲にあった橋台背面アプローチ部の補強土壁の被災事例（790件）を収集し、被害傾向や課題点を整理した。

具体的には、①過去の主要な地震による被害事例を整理して被害傾向をマクロ的に分析した。さらに、②個別事例のうち被害程度の大きい事例を抽出して、橋台背面アプローチ部の補強土壁に特有の変状形態を類型化したうえで、被災事例から認められる着眼点を明確にした。

(2) 変状実態の分析手法

橋台背面アプローチ部及びカルバート接続部の補強土壁に限定して、地震による被災事例790件を整理した。蓄積されている調査結果のうち、主要な地震の事例を可能な限り遡って抽出した。

抽出した事例の被害傾向をマクロ的に分析し、参考として盛土の被害傾向と比較した。さらに、被害程度の大きい事例を抽出し、変状形態を類型化するとともに、被害程度を定量的に評価した。

(3) 調査概要

過去の主要な地震（主には気象庁が名称を定めた地震）において、震度5強以上の範囲における補強土壁を網羅的に現地調査した結果を使用した。そのうち、橋台背面アプローチ部、カルバート接続部に該当する790件を抽出し、被害事例を整理した。令和6年能登半島地震については、穴水町、七尾市、輪島市、珠洲市及び能登町を対象に調査を実施した。表-2.3.1.1に抽出した調査件数を示す。

表-2.3.1.1 橋台背面アプローチ部及びカルバート接続部の補強土壁の調査件数

地震の名称	最大震度	調査件数(件)			
			帯鋼補強土壁	アンカー補強土壁	ジオテキスタイル補強土壁
2004年(平成16年)新潟県中越地震	7	7	-	-	7
2007年(平成19年)能登半島地震	6強	4	-	-	4
2007年(平成19年)新潟県中越沖地震	6強	1	-	-	1
2008年(平成20年)岩手宮城内陸地震	6強	62	55	-	7
2008年7月24日 岩手県沿岸北部の地震	6弱	3	3	-	-
2011年(平成23年)東北地方太平洋沖地震	7	212	163	18	31
2011年3月12日長野県・新潟県県境付近の地震	6弱	1	1	-	-
2014年11月22日長野県北部の地震(神城断層)	6弱	5	5	-	-
2016年(平成28年)熊本地震	7	162	103	19	40
2016年10月21日鳥取県中部の地震	6弱	23	23	-	-
2017年大分県佐伯市の地震	5強	23	23	-	-
2018年(平成30年)大阪北部地震	6弱	54	54	-	-
2018年(平成30年)北海道胆振東部地震	7	41	-	41	-
2022年の福島県沖の地震	6強	49	-	45	4
2024年(令和6年)能登半島地震	7	143(全150件)	60(全数完了)	11(全数完了)	72(全79件)
計		790	490	134	166

(4) 橋台背面アプローチ部及びカルバート接続部の補強土壁の地震被害の傾向分析

既往の盛土の分析事例^{2.3.1-2)}を参考に、補強土壁の被害程度を4段階(無被害、小被害、中被害、大被害)に分類した。図-2.3.1.1に補強土壁の被害程度と震度の関係を示す。なお、震度については、気象庁の推定震度分布から地域単位の震度を確認した。

ここで、参考に既往の地震における盛土被害の傾向の分析結果を示す。検討対象は、盛土高さ10m以上の盛土で、大規模な崩壊が生じた区間に存在した盛土としている。表-2.3.1.2に検討対象地震及び盛土の件数を、図-2.3.1.2に盛土の被災程度と震度の関係をそれぞれ示す。

盛土の被害については、震度が大きいほど被害の程度が高くなる傾向が見られた。震度5強以上で盛土に何らかの被害が生じ、震度6弱以上で大被害となる事例が確認された。

補強土壁の被害は、盛土と同様に震度が大きいほど被害の程度は大きい傾向であった。大被害については、令和6年能登半島地震において1件確認された。当該事例については、本項(6)で詳述する。

この分析では、被害の割合は、盛土よりも補強土壁の方が小さかったものの、厳密な比較にはより詳細な分析が必要である。

▽補強土壁（N=742）

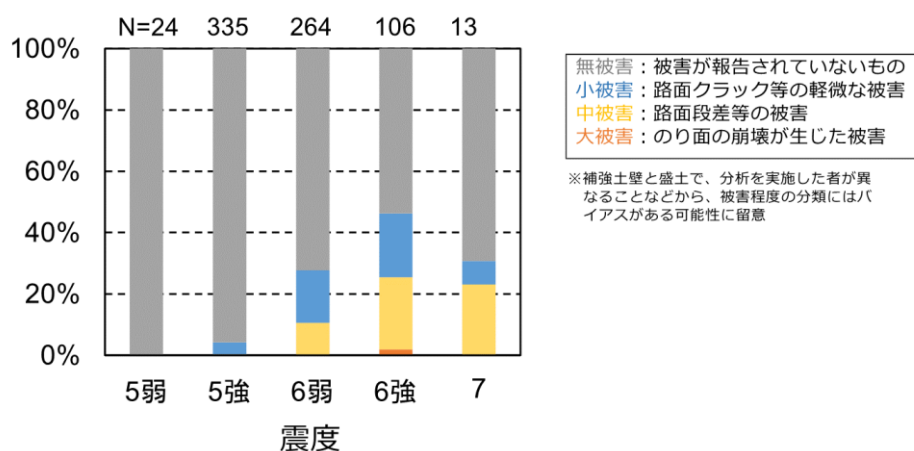


図-2.3.1.1 補強土壁の被害程度と震度の関係

表-2.3.1.2 検討対象地震及び盛土の件数 ^{2.3.1-2)}

地震名	対象件数				
	全数	被害			無被害
		大規模	中被害	小被害	
1993年釧路沖地震	52	1	19	20	12
2004年新潟県中越地震	9	2	7	0	0
2007年能登半島地震	57	12	15	8	22
2007年新潟県中越沖地震	29	0	5	1	23
合計	147	15	46	29	57

大被害：のり面の崩壊が生じた被害
 中被害：路面段差等の被害
 小被害：路面クラック等の軽微な被害
 無被害：被害が報告されていないもの

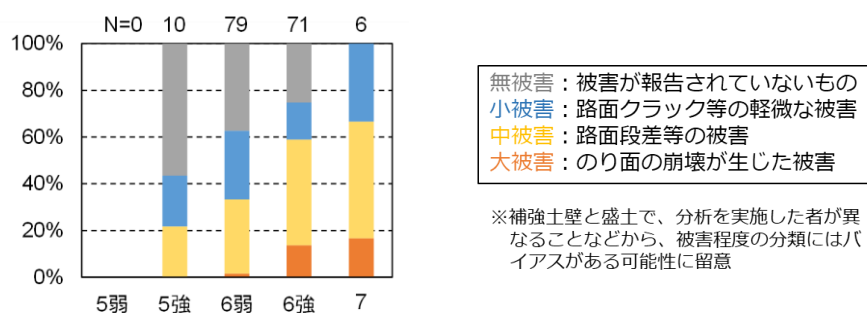


図-2.3.1.2 盛土の被災程度と震度の関係（参考）

(5) 個別事例の分析

ここでは、被害程度の大きい事例と平成 24 年（2012 年）以降に施工された比較的新しいもので被災の確認された事例を抽出し被害形態等を分析した。表-2.3.1.3 に分析した個別事例と変状の事象の一覧を、以下にそれぞれの事例の詳細について示す。

表- 2.3.1.3 個別事例の一覧

補強土壁の工法	事例	変状の事象				
		開き	段差	沈下	壁面材損傷	盛土材漏出
帯鋼 補強土壁	テ 1	○	○			
	テ 2	○	○	○		
	テ 3	○	○	○		
	テ 4	○	○			
	テ 5	○	○	○		○
	テ 6	○	○	○		
アンカー 補強土壁	タ 1			○	○	
	タ 2		○		○	
	タ 3	○	○			○
	タ 4	○				
	タ 5		○			
	タ 6		○			
ジオテキスタイル 補強土壁	ジ 1	○			○	
	ジ 2	○				
	ジ 3	○				
	ジ 4		○			
	ジ 5		○			
	ジ 6	○	○			○

1) 開き・段差の事例【事例：テ1】：岩手県、2000年施工（約8年経過）

<事例の概要>

2008年岩手宮城内陸地震において震度6強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築された帯鋼補強土壁（壁高3.75m）で、橋台に対し補強土壁の壁面材が橋軸方向に連続して取り付けられている。橋台とウイングの境界部の路面の段差及び補強土壁の壁面のはらみ出しに起因した天端と防護柵との境界部の開きと、補強土壁天端の段差が発生した事例である。橋台及びウイング部には、損傷は認められなかった。図-2.3.1.3に事例：テ1の変状概要図を示す。

<計測の結果>

橋台とウイングの境界部の路面に生じた段差は、歩道部では45cm、車道部では25cmであった。また、ウイング部と補強土壁の境界では、ウイング面の位置に対し、補強土壁の壁面が天端付近で最大60mm前傾していた。さらに、橋台から20m程度離れた位置でも補強土壁の天端付近で前傾が見られ、補強土壁の上部に設置された防護柵が路面側に転倒していた。なお、橋台や基礎地盤の沈下、ウイング部の損傷および盛土材の漏出は認められていない。

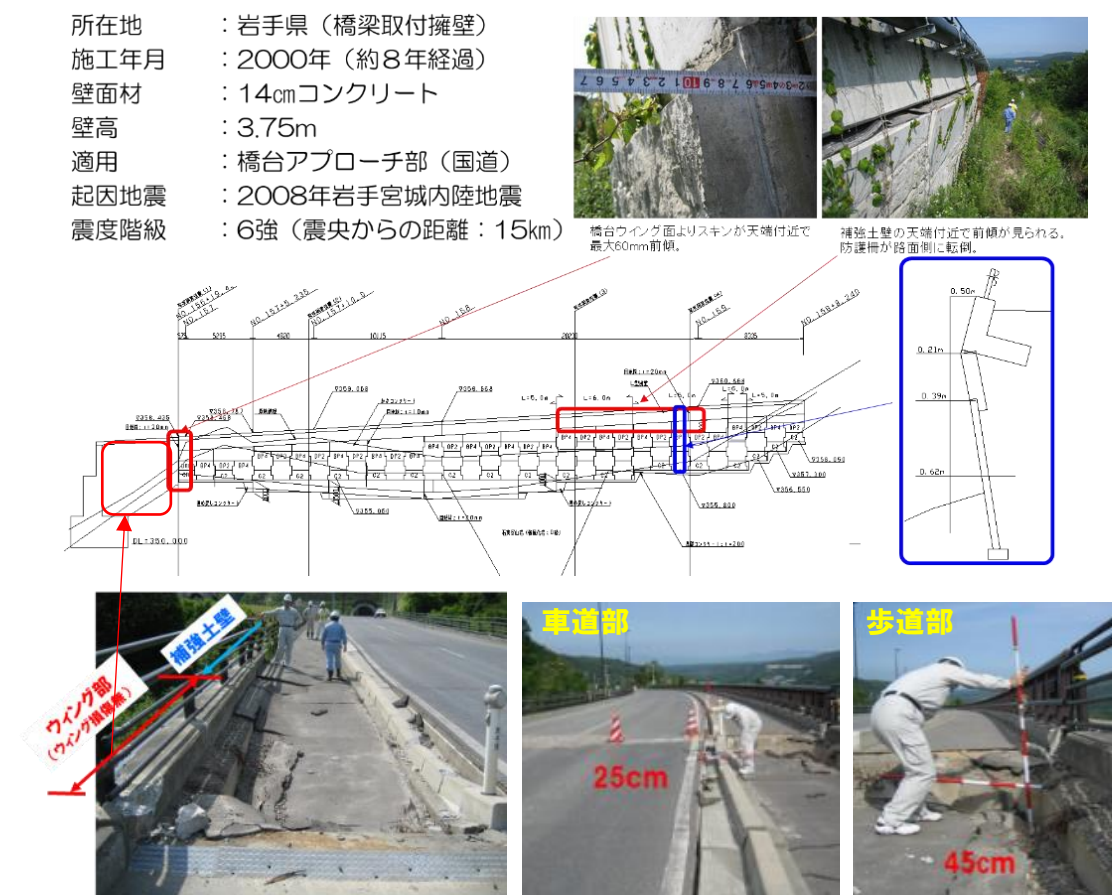


図- 2.3.1.3 事例：テ1の変状概要図

＜変状の要因＞

基礎地盤の沈下や盛土材の漏出が認められていないことから、橋台とウイングの境界部の路面に生じた段差や、補強土壁の前傾および補強土壁部の路面の沈下は、地震動による盛土材のゆすり込み沈下によるものと考えられる。橋台とウイングの境界部の段差は、ウイングおよび橋台の損傷（変形）が認められていないことから、地震動による盛土材の一次元圧縮沈下が主要因であると考えられる。ただし、補強土壁の区間にも沈下が生じているため、ウイング部の盛土材が補強土壁側に移動したことも影響している可能性も考えられる。なお、車道部より歩道部の段差が大きく生じた理由としては、車道には踏み掛け版があった可能性が高く、段差の発生が抑制されたと推察される。ウイング部と補強土壁の境界で開きが生じた要因は、橋台（変状無し）と補強土壁（平面のはらみ出し）の挙動の違いによるものと考えられる。壁面のはらみ出しは、地震動による盛土材のせん断変形が要因と考えられ、ゆすり込み沈下と相まって壁面の水平変位および盛土の沈下によって防護柵が転倒したと推察される。

2) 沈下・段差・開きの事例【事例：テ2】：福島県、1999年施工（約12年経過）

＜事例の概要＞

2011年東日本太平洋沖地震において震度6弱が観測された地域にある橋台アプローチ部に構築された帯鋼補強土壁（壁高5.98m）で、橋台に対し補強土壁の壁面材が橋軸方向に連続して取り付けられている。補強土壁下にはブロック積擁壁を有する盛土が位置している。補強土壁の天端の沈下、補強土壁の上部の防護柵の天端の段差、橋台と補強土壁の境界部の開きが発生及び補強土壁に隣接するブロック積擁壁が沈下した事例である。図-2.3.1.4に事例：テ2の変状概要図を示す。

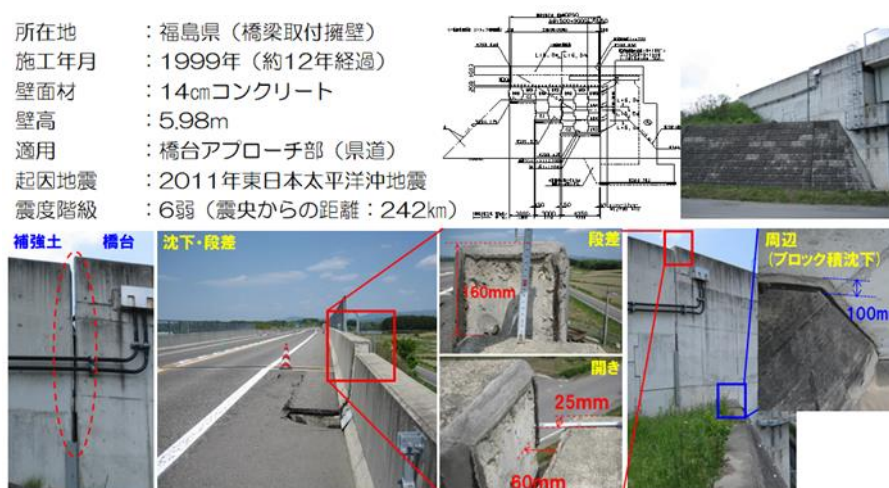


図-2.3.1.4 事例：テ2の変状概要図

<計測の結果>

沈下及び段差は橋台と補強土壁の境界部で発生しており、補強土壁の上部の防護柵の天端で 16cm 段差が生じた。境界部の開きは 80mm で、橋台に対して補強土壁の天端は 25mm 前傾した。

<変状の要因>

壁面の顕著なはらみ出しや盛土材の漏出等が認められていないこと、隣接するブロック積擁壁に 100mm の沈下が発生していることから、補強土壁の天端の沈下、補強土壁の上部の防護柵の天端の段差及び橋台と補強土壁の境界部の開きは、主に橋台周辺の基礎地盤の沈下によるものと考えられる。

3) 沈下・段差・開きの事例【事例：テ 3】：新潟県、2004 年施工（約 7 年経過）

<事例の概要>

2004 年新潟・長野地震において震度 6 強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築された帯鋼補強土壁（壁高 6.73m）であり、橋台に対し橋軸方向に連続して取り付けられている。補強土壁と基礎地盤の沈下、橋台と補強土壁の天端の段差及び壁面材の目地の開きが発生した事例である。図- 2.3.1.5 に事例：テ 3 の変状概要図を示す。

<計測の結果>

橋台付近の補強土壁の壁面材が沈下し、壁面材どうしの接合部が 70～120mm 開いた。下げ振りにより変位量と壁面の垂直度（補強土壁天端における水平変位 / 壁高）を計測すると、地表面の壁面に対して、天端は 48mm 前傾しており、垂直度は 0.8% であった。

<変状の要因>

補強土壁前面の埋戻し盛土が約 33cm の沈下が発生していることから、変状が顕著に生じた要因は、主に橋台周辺の基礎地盤の沈下によるものと考えられる。

所在地 : 新潟県（橋梁取付擁壁）
施工年月 : 2004 年（約 7 年経過）
壁面材 : 14cm コンクリート
壁高 : 6.73m
適用 : 橋台アプローチ部（県道）
起因地震 : 2011 年新潟・長野地震
震度階級 : 6 強（震央からの距離：3.4km）

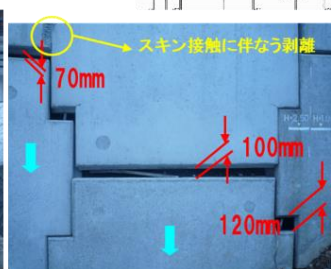
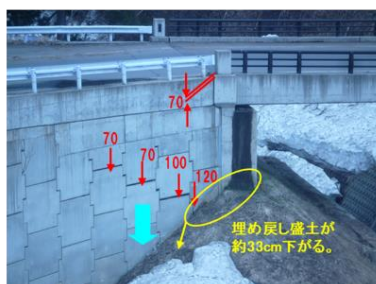
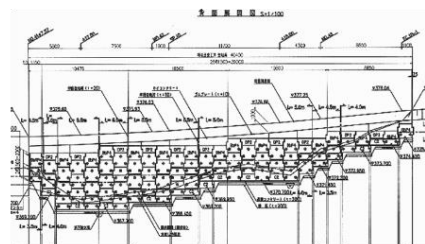


図- 2.3.1.5 事例：テ 3 の変状概要図

4) 沈下・開き・段差の事例【テ4、テ5】：石川県輪島市、1998年施工（約26年経過）

<事例の概要>

令和6年能登半島地震において震度6弱が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築された帯鋼補強土壁（壁高12m）であり、橋台に対し直角（道路横断方向）【テ4】及び55°の角度【テ5】をもって取り付けられている。橋台ウイング部の沈下、橋台と補強土壁の境界部の開き及び橋台ウイング部の天端の段差が発生した事例である。図-2.3.1.6に事例：テ4・テ5の変状概要図を示す。橋台正面から見て左側の補強土壁をテ4、右側の補強土壁をテ5として示している。

<計測の結果>

図-2.3.1.7に事例：テ4盛土変位方向を、図-2.3.1.8に事例：テ5盛土変位方向を示す。橋台と補強土壁の境界部の開きは、テ4で約9cm、テ5で約30cm、いずれも壁面の面内方向に発生した。テ4の盛土では天端道路との境界付近にひび割れが道路延長方向に発生した。テ5では、発生した開きが盛土材の漏出抑制のために設けられていた不織布の幅を超え、盛土材（裏込め砕石）の漏出が生じた。

図-2.3.1.9に事例：テ4、テ5の段差発生状況を示す。段差は、テ4の橋台とウイングの境界部で75cm、テ5の橋台とウイングの境界部で40cm発生した。

<変状の要因>

テ4及びテ5の事例は、共に橋台に対して補強土壁全体が橋軸直角方向に移動したことにより、橋台と補強土壁の境界部に開きが発生したと考えられる。テ5の橋台アプローチ部に設けられたカルバートについても、2箇所の目地部でそれぞれ約18cm程度の開きが発生している。橋台とウイングの境界部に発生した段差は、ウイングおよび橋台の損傷（変形）が認められていないことから、地震動による盛土材のゆすり込み沈下が主要因であると考えられる。ただし、補強土壁全体の橋軸直角方向への移動及び盛土材の漏出が生じているため、ウイング部の盛土材が補強土壁側に移動したことも影響していると考えられる。



図-2.3.1.6 事例：テ4、テ5の変状概要図

所在地 : 石川県輪島市（橋梁取付擁壁）
 施工年月 : 1998年（約26年経過）
 壁面材 : 14cmコンクリート
 壁高 : 12.00m
 適用 : 橋台アプローチ部（県道）
 起因地震 : 2024年能登半島地震
 震度階級 : 6弱（震央からの距離：35km）

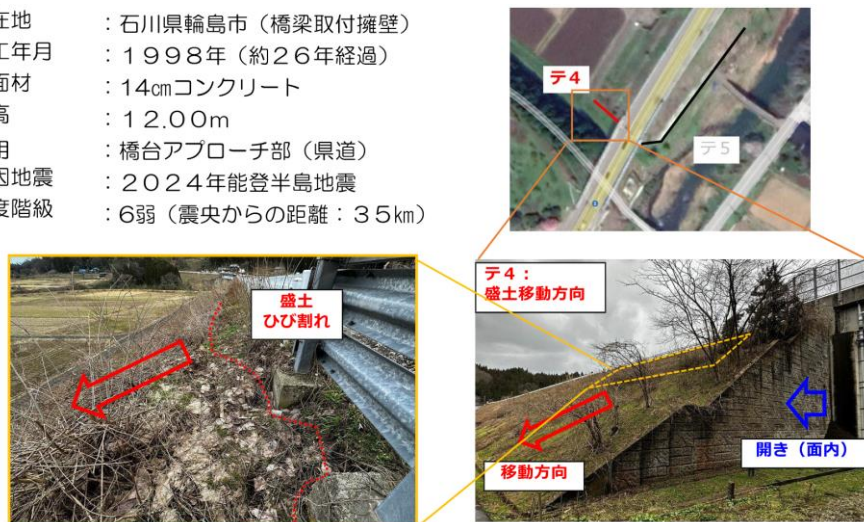


図- 2.3.1.7 事例：テ4 盛土移動方向

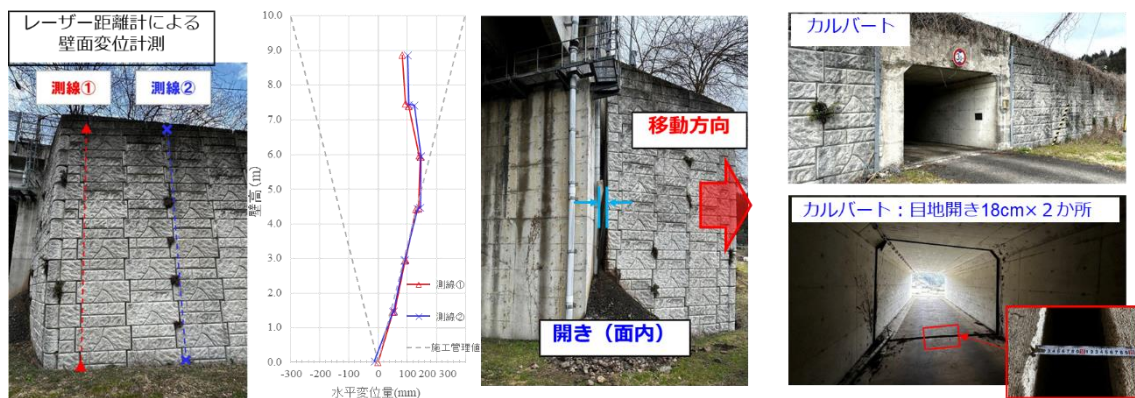


図- 2.3.1.8 事例：テ5 の盛土移動方向



図- 2.3.1.9 事例：テ4、テ5 の段差発生状況

5) 沈下・開き・段差の事例【事例：テ6】：石川県穴水町、2004年施工（約19年経過）

<事例の概要>

令和6年能登半島地震において震度6強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築された帯鋼補強土壁（壁高12m）であり、橋台に対し50°の角度をもって取り付けられている。盛土の沈下、橋台と補強土壁の境界部の開き及び盛土天端と補強土壁天端の境界部の段差が発生した事例である。図-2.3.1.10に事例：テ6の変状概要図を示す。

<計測の結果>

橋台と補強土壁の境界部の開きは、壁面の面内方向に19cm発生した。テ5の事例と同様に、発生した開きがこぼれ出し防止で設けられていた不織布の幅を超えており、盛土材（裏込め砕石）の漏出が生じた。また、橋台と補強土壁の接続部において目隠しのために端部調整金具が取り付けられており、端部調整金具は、橋台縦壁にアンカーで取り付けられている。橋台と補強土壁の挙動の違いにより、壁面材が端部調整金具に接触し、アンカーが引抜けて、縦壁のコンクリートが損傷した。

図-2.3.1.11に事例：テ6の段差発生状況を示す。盛土側の路面では149cmの段差が発生し、これに対してテ6側の路面では49cmの段差が発生した。

<変状の要因>

盛土側では、盛土にすべりが発生しており、盛土の移動に伴い沈下及び段差が生じたと考えられる。テ6側では、補強土壁の壁面に目立ったはらみ出しが認められなかったことから、地震動によるゆすり込みによって圧縮沈下が生じたことが段差発生の要因と考えられる。

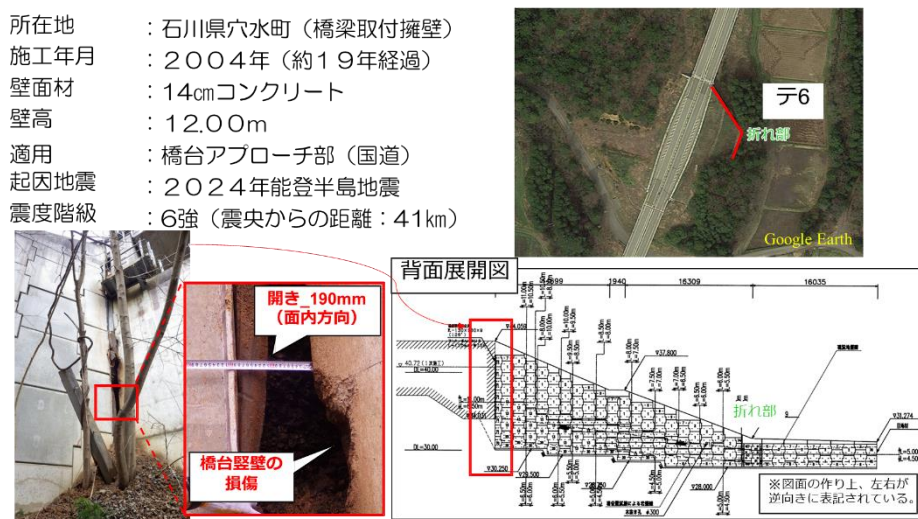
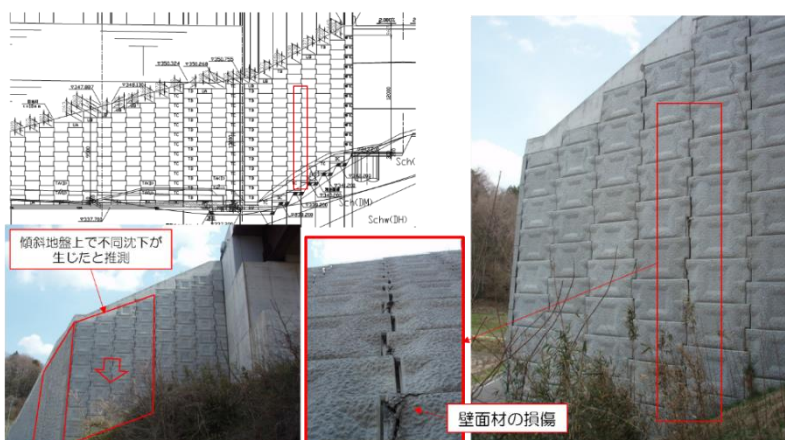


図-2.3.1.10 事例：テ6の変状概要図



6) 沈下・壁面材損傷の事例【事例：タ1】：福島県、2007年施工（約4年経過）

2011 年東北地方太平洋沖地震において震度 6 弱が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたアンカー補強土壁（壁高 11.0m）であり、橋台に対し直角（道路横断方向）に取り付けられ、隅角部を有する構造である。基礎地盤の沈下及び壁面材の損傷が発生した事例である。図-2.3.1.12 に事例：タ 1 の変状概要図を示す。



40

<計測の結果>

橋台付近の補強土壁の壁面材が沈下し、複数の壁面材の目地部が詰まり、一部で損傷が発生した。橋台付近の補強土壁の基礎は道路横断方向に傾斜した地盤上に位置しており、この傾斜に沿うように橋台ウイングに対して補強土壁の壁面が直角に取り付く部分で壁面材の損傷が認められた。上面道路の路面に段差はなく、橋台から離れた位置の基礎地盤が沈下したと考えられる。

<変状の要因>

橋台付近の補強土壁は傾斜地盤上に設置されているため、補強土壁の基礎を壁面材一列ごとに分割しており、基礎地盤の不同沈下に対して隣り合う壁面材との挙動の違いが生じたことが壁面材の損傷の要因と考えられる。なお、現行の設計マニュアル（H26以降）^{2.3.1-6)}では、階段状の基礎を設ける場合、基礎の水平長さは3m程度以上（壁面材2列分）とし、1段の垂直高さの変化は2m程度以下としている。よって、本補強土壁よりも傾斜地盤にすり付ける水平距離と垂直高さの勾配が小さくなるため、緩い傾斜の基礎形状となる。

7) 段差・壁面材損傷の事例【事例：タ2】：福島県、2007年施工（約15年経過）

<事例の概要>

2022年の福島県沖の地震において震度6強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたアンカー補強土壁（壁高8.0m）であり、橋台に対し橋軸方向に連続して取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部天端の段差及び壁面材の損傷が発生した事例である。図-2.3.1.13に事例：タ2の変状概要図を示す。

所在地：福島県（橋梁取付擁壁）
施工年月：2007年（約15年経過）
壁面材：コンクリート製壁面材
壁高：最大8m
適用：一般国道橋台隣接部に適用
起因地震：2022年福島県沖地震
震度階級：6強（震央からの距離：63km）



2011年から2022年
までの間に段差が補修
されていたことを確認

図-2.3.1.13 事例：タ2の変状概要図

<計測の結果>

本補強土壁は、2011 年東北地方太平洋沖地震においても段差が発生しており、その際に補修がされていた。2011 年に発生した段差は約 10cm であり、2022 年の地震で発生した段差 10cm と合わせて 20cm の段差が生じたと推定される。補強土壁の壁面に目立ったはらみ出しは認められなかったが、橋台隣接部付近の壁面材に角欠けの損傷が生じた。

<変状の要因>

段差が顕著に生じた主な要因は、壁面のはらみ出しが認められなかったことから、補強土壁の盛土材のゆすり込み沈下によるものと考えられる。一方で、壁面材の損傷は、不同沈下によって壁面材どうしが接触したことによる角欠けと考えられる。不同沈下が生じた要因は、橋台基礎と補強土壁の基礎で改良範囲が異なることによるものと推察される。

8) 段差・開きの事例【事例：タ 3】：福島県、2016 年施工（約 6 年経過）

<事例の概要>

2022 年福島県沖地震において震度 6 強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたアンカー補強土壁（壁高 9.5m）であり、橋台に対し北側は 35°、南側は 40° の角度をもって取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部で路面の段差及び開きが発生した事例である。図- 2.3.1.14 に事例：タ 3 の変状概要図を示す。



図- 2.3.1.14 事例：タ 3 の変状概要図

<計測の結果>

路面の段差と開きは、橋台と補強土壁の境界で発生した。補強土壁の天端において北側の路側帯の路面の段差は約 10cm であり、壁面の変位（はらみ出し）による橋台との開きは、壁面の上部で 6～8cm と推定された。一方、南側の歩道の路面の段差は約 8cm であり、壁面の変位（はらみ出し）による橋台との開きは、壁面の上部で 6～8cm と推定された。南側の境界では、盛土材の漏出抑制のために設けられていた不織布の隙間から盛土材（裏込め砕石）の漏出も生じた。補強土壁の基礎に外形上の明確な変状は確認されていない。

<変状の要因>

段差や開きが生じた主な要因は、橋台（変状無し）と補強土壁（はらみ出し）の挙動の違いによるものと考えられる。橋台の変位や変状は認められていない。一方で、補強土壁部では盛土材のゆすり込み沈下により補強土壁がはらみ出し、壁面が面外（前方）に変位したことによるものと推察される。

9) 開き（はらみ）の事例【事例：タ 4】：福島県、2004 年施工（約 18 年経過）

<事例の概要>

2022 年福島県沖の地震において震度 6 強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたアンカー補強土壁（壁高 3m）であり、橋台に対し橋軸方向に連続して取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部の開きが発生した事例である。図-2.3.1.15 に事例：タ 4 の変状概要図を示す。

所在地：福島県（橋梁取付擁壁）
施工年月：2004 年ごろ（約 18 年経過）
壁面材：コンクリート製壁面材
壁高：最大 3m
適用：一般国道橋台隣接部に適用
起因地震：2022 年福島県沖地震
震度階級：6 強（震央からの距離：62km）

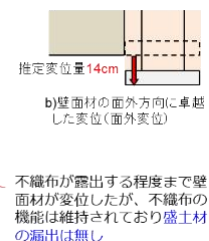


図-2.3.1.15 事例：タ 4 の変状概要図

＜計測の結果＞

橋台と接続する補強土壁の境界部において、補強土壁の壁面が面外方向（前面側）にはらみ出して 14cm の開きが生じた。開いた箇所からは盛土材の漏出抑制のために設けられていた不織布が露出したが、その機能を維持しており、盛土材の漏出は認められなかった。路面には段差が生じていなかったものの、舗装のひび割れは認められた。変状後の現場写真において、路面の補修が行われたことを確認した。

＜変状の要因＞

開きが顕著に生じた主な要因は、橋台（変状なし）と補強土壁（はらみ出し）の地震時の挙動の違いによるものと考えられる。なお、補強土壁のはらみ出しは地震動によるゆすり込み沈下によるものと考えられる。

10) 段差の事例【事例：タ 5】：石川県穴水町、2004 年施工（約 19 年経過）

＜事例の概要＞

令和 6 年能登半島地震において震度 6 強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたアンカー補強土壁（壁高 9.0m）であり、橋台に対し 15° の角度をもって取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部天端の段差が発生した事例である。また、橋台から離れたランプ部において、嵩上げ盛土の一部が地震動により崩壊し、その際に補強土壁上部の壁面材 3 段分が引きずられて崩落した。図- 2.3.1.16 に事例：タ 5 の変状概要図を示す。

所在地 : 石川県鳳珠郡穴水町（橋梁取付擁壁）
施工年月 : 2004 年（約 19 年経過）
壁面材 : コンクリート製壁面材
壁高 : 9m（橋台 AP 部）
適用 : 橋台アプローチ部（高規格道路 IC ランプ）
起因地震 : 2024 年（令和 6 年）能登半島地震
震度階級 : 6 強（震央からの距離：41 km）

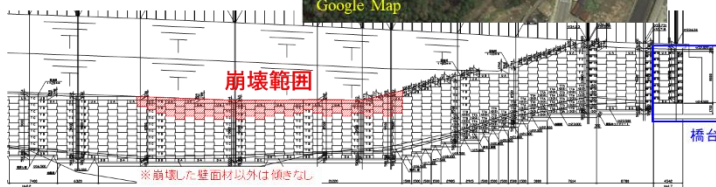
残存した壁面には目立った変状無し
（嵩上げ盛土の崩壊に引きずられた模様）



方向① 嵩上げ崩壊箇所（参考）



Google Map



崩壊範囲

※崩壊した壁面材以外は傾きなし

方向① 橋台部路面



アプローチ部の被害軽微
（段差数 cm）

壁位置



方向② 橋台下から



方向③ 橋台部拡大
橋台に損傷はないが、
差しい沈下は生じていない

図- 2.3.1.16 事例：タ 5 の変状概要図

＜計測の結果＞

橋台と接続する補強土壁の境界部において、路面の段差数 cm 程度（目視による確認）が生じた。境界部の開きや基礎地盤の沈下は認められなかった。嵩上げ盛土が崩壊したランプ部において、残存した壁面には傾斜等の目立った変状は生じておらず、橋台や橋台アプローチ部付近の補強土壁への影響は認められなかった。嵩上げ盛土の法尻には湧水が認められ、盛土材は水分を多く含んだ状態であった。

＜変状の要因＞

段差が生じた主な要因は、壁面のはらみ出しや基礎地盤の沈下が認められなかったことから、地震動による補強土壁の盛土材がゆすり込み沈下したものと考えられる。なお、橋台から離れたランプ部の崩壊は、背後の地山からの湧水により盛土が高含水状態となり、地震動によって盛土のせん断強度が低下したことによって盛土のすべりが生じたと考えられる。

11) 段差の事例【事例：タ 6】：石川県能登町、2015 年施工（約 8 年経過）

＜事例の概要＞

令和 6 年能登半島地震において震度 6 弱が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたアンカー補強土壁（壁高 4.5m）であり、橋台に対し橋軸方向に連続して取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部天端の段差が発生した事例である。図- 2.3.1.17 に事例：タ 6 の変状概要図を示す。

所在地：石川県鳳珠郡能登町（橋梁取付擁壁）
施工年月：2015年（約8年経過）※H24以降
壁面材：コンクリート製壁面材
壁高：4.5m
適用：橋台アプローチ部（県道）
起因地震：2024年(令和6年)能登半島地震
震度階級：6弱（震央からの距離：19km）



図- 2.3.1.17 事例：タ 6 の変状概要図

<計測の結果>

橋台と接続する補強土壁の境界部において、路面の段差 5cm と軽微な範囲に留まっている。境界部の開きや基礎地盤の沈下は認められなかった。壁面上部の防護柵基礎と路面の間の水平変位が 3cm 生じたが、橋台との連続性は損なわれておらず、壁面の変位もほとんど生じていなかった。

<変状の要因>

段差が生じた主要因は、壁面のはらみ出しや基礎地盤の沈下が認められなかったことから、地震動による補強土壁の盛土材のゆすり込み沈下によるものと考えられる。本補強土壁は、平成 24 年（2012 年）以降に施工された比較的新しいものであり、平成 24 年版道路橋示方書・同解説^{2.3.1-3)}の仕様及び道路土工指針—擁壁工指針^{2.3.1-4)}に基づいて設計、施工が実施された。これは、地震動による変状が軽微な範囲に留まった要因の 1 つと推察される。

12) 開き・壁面材損傷の事例【事例：ジ 1】：福島県、2008 年施工（約 3 年経過）

<事例の概要>

2011 年東北地方太平洋沖地震において震度 6 弱が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたジオテキスタイル補強土壁（壁高 9.0m）で、橋台を巻き込む形で取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部の開き及び壁面材の損傷が発生した事例である。図-2.3.1.18 に事例：ジ 1 の変状概要図を示す。

所在地	: 福島県
施工年月	: 2008 年（約 3 年経過）
壁面材	: 鋼製柵（スライド形式）
壁高	: 9m
適用	: 橋台アプローチ部
起因地震	: 2011 年東北地方太平洋沖地震
震度階級	: 6 弱（震央からの距離：175km）



（平面図）

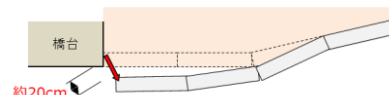


図-2.3.1.18 事例：ジ 1 の変状概要図

<計測の結果>

橋台と補強土壁の境界部において、補強土壁の壁面が前方にはらみ出して 20cm の開きが生じている。壁面は全体的に前傾（壁面勾配、設計 1 : 0.3 → 実測 1 : 0.26）しており、補強土壁のはらみ出しによって、壁面材の（鋼製柵形式）の一部に座屈が生じている。

＜変状の要因＞

開きが顕著に生じた主な要因は、橋台（変状なし）と補強土壁の地震時の挙動の違いによるものと考えられる。また、上部道路は舗装前（排水施設の整備前）であり、盛土材が高含水比状態であったことが、補強土壁のはらみ出しを助長したと考えられる。

13) 開きの事例【事例：ジ2】：福島県、2008年施工（約3年経過）

＜事例の概要＞

2011年東北地方太平洋沖地震において震度6弱が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたジオテキスタイル補強土壁（壁高 5.4m）で、橋台を巻き込む形で取り付けられている。開きが発生した事例である。図-2.3.1.19 に事例：ジ2の変状概要図を示す。

＜計測の結果＞

橋台と補強土壁の境界部において、補強土壁の壁面が前方にはらみ出して 20cm の開きが発生している。壁面のはらみ出しは、最大 40cm となっている。天端は、補強土壁が前方にはらみ出したことにより、盛土の沈下が生じて段差が発生している。盛土の沈下は、写真より最大で 100cm 程度と推定される。

＜変状の要因＞

開きが顕著に発生した主な要因は、地震時における橋台（変状なし）と補強土壁の挙動の違いによるものと考えられる。なお、壁面のはらみだしは地震動によるゆすり込み沈下によるものと考えられる。また、上部道路は舗装前（排水施設の整備前）であり、盛土材が高含水比状態であったことが補強土壁のはらみ出しを助長したと推察される。

所在地：福島県
施工年月：2008年（約3年経過）
壁面材：鋼製柵（スライド形式）
壁高：5.4m
適用：橋台アプローチ部
起因地震：2011年東北地方太平洋沖地震
震度階級：6弱（震央からの距離：175km）



（平面図）

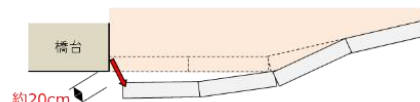


図-2.3.1.19 事例：ジ2の変状位置図

14) 開きの事例【事例：ジ3】：福島県、2010年施工（約1年経過）

<事例の概要>

2011年東北地方太平洋沖地震において震度6弱が観測された地域にある、ボックスカルバートに隣接して構築されたジオテキスタイル補強土壁（壁高 8.2m）で、橋台を巻き込む形で取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部の開きが発生した事例である。図-2.3.1.20 に事例：ジ3の変状概要図を示す。

<計測の結果>

ボックスカルバートと隣接する補強土壁の境界部において、補強土壁の壁面が前方にはみ出して 15cm の開きが発生した。

<変状の要因>

開きが顕著に発生した主な要因は、地震時における橋台（変状なし）と補強土壁の挙動の違いによるものと考えられる。

所在地	: 岩手県
施工年月	: 2010年（約1年経過）
壁面材	: 鋼製枠（スライド形式）
壁高	: 8.2m
適用	: ボックスカルバート隣接部
起因地震	: 2011年東北地方太平洋沖地震
震度階級	: 6弱（震央からの距離：220km）

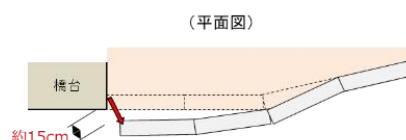


図-2.3.1.20 事例：ジ3の変状概要図

15) 段差の事例【事例：ジ4】：石川県珠洲市、2000年施工（約24年経過）

<事例の概要>

令和6年能登半島地震において震度6弱が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたジオテキスタイル補強土壁（壁高 8.0m）で、橋台を巻き込む形で取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部天端の段差が発生した事例である。図-2.3.1.21 に事例：ジ4の変状概要図を示す。

所在地 : 石川県珠洲市（橋梁取付擁壁）
 施工年月 : 2000年（施工後24年経過）
 壁面材 : 鋼製枠形式（溶接金網）
 壁高 : 8m
 適用 : 橋台アプローチ部（国道）
 起因地震 : 2024年能登半島地震
 震度階級 : 6弱（震央からの距離：10km）



左側
段差最大55cm



橋台取付部の補強土壁の天端舗装面で段差発生が見られる。舗装面の段差は既に補修済み

右側
段差最大45cm

図- 2.3.1.21 事例：ジ4の変状概要図

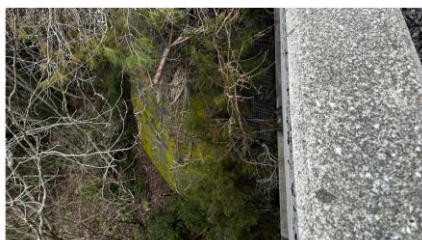


図- 2.3.1.22 事例：ジ4の壁面の状況

<計測の結果>

橋台取付部の補強土壁の天端舗装面に段差が見られる。歩道部の段差は、左側で最大 55cm、右側で最大 45cm であった。舗装面の段差は、調査時点で既に補修済みであった。

図- 2.3.1.22 に事例：ジ4の壁面の状況を示す。橋台と補強土壁の境界部や壁面に大きな変状や損傷、盛土材の漏出は認められていない。

<変状の要因>

段差が生じた主な要因は、橋台と補強土壁の支持構造の違いと、地震動による盛土材のゆすり込み沈下によるものと考えられる。

16) 段差の事例【事例：ジ5】石川県七尾市、2000年施工（約24年経過）

<事例の概要>

和 6 年能登半島地震において震度 6 強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたジオテキスタイル補強土壁（壁高 5.4m）で、橋台を巻き込む形で取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部天端の段差が発生した事例である。図-2.3.1.23 に事例：ジ5の変状概要図を示す。

<計測の結果>

橋の両側の橋台（カルバート）接続部の補強土壁では、天端舗装面に段差が発生した。調査時点では、段差は既に補修されていたが、ガードレールの変位の痕跡から、推定された段差量は約 18cm であった。橋台（カルバート）と周辺地盤の間では、約 18cm 段差が生じていた。図- 2.3.1.24 に事例：ジ 5 の壁面と周辺地盤の状況を示す。

<変状の要因>

段差が生じた主な要因は、橋台と補強土壁の支持構造の違いによるものと考えられる。橋台が設置された場所は、干拓地（軟弱地盤）であり、地震によって液状化が発生して橋台（カルバート）周辺地盤では沈下が生じているのに対し、橋台部分は沈下が生じていない。このため、橋台と補強土壁の接続部で段差が生じたと考えられる。

所在地：石川県七尾市（橋梁取付擁壁）
施工年月：2000年（施工後24年）
壁面材：鋼製枠形式（溶接金網）
壁高：5.4m
適用：橋台アプローチ部（農道）
起因地震：2024年能登半島地震
震度階級：6強（震央からの距離：80km）



両側の橋台取付部の補強土壁天端で路面に段差発生（既に補修済みであり、段差量はガードレールの痕跡から推定）

橋台（ボックスカルバート）周辺地盤では、18cm程度沈下が発生

図- 2.3.1.23 事例：ジ 5 の変状概要図



図- 2.3.1.24 事例：ジ 5 の壁面と周辺地盤の状況

17) 開き・段差の事例【事例：ジ6】石川県輪島市、2020年施工（約4年経過）

<事例の概要>

令和6年能登半島地震において震度6強が観測された地域にある、橋台アプローチ部に構築されたジオテキスタイル補強土壁（壁高8.57m）で、橋台に対し橋軸方向に連続して取り付けられている。橋台と補強土壁の境界部の開きと橋台と補強土壁の境界部天端の段差が発生した事例である。図-2.3.1.25に事例：ジ6の変状概要図を示す。

所在地：石川県輪島市（橋台取付擁壁）
 施工年月：2020年（約4年経過）
 壁面材：コンクリートパネル
 壁高：8.57m
 適用：橋台アプローチ部（国道）
 起因地震：2024年能登半島地震
 震度階級：6強（震央からの距離：38km）

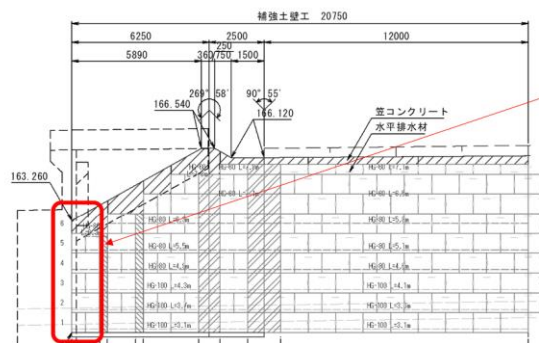


図-2.3.1.25 事例：ジ6の変状概要図

<計測の結果>

補強土壁の壁面が前方にはらみ出しており、壁面の移動により、橋台と補強土壁の境界が約8cm開き、隙間から壁面背面に設けられた排水層の単粒度砕石が漏出した。砕石が漏出したのは、漏出抑制のために設けられていた不織布の幅が開きに対して十分でなかったためと考えられる。

路面の段差の状況を図-2.3.1.26に示す。路面の沈下は、最大で約20cmであった。路面の沈下は限定された範囲で生じており、橋台施工時の埋戻し範囲に対応しているものと考えられる。

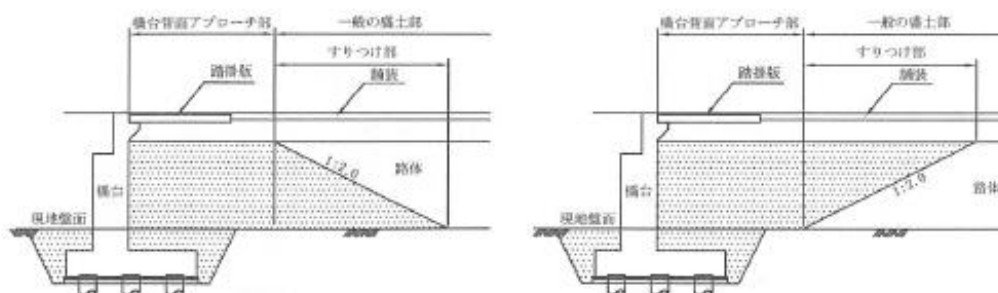
所在地 : 石川県輪島市（橋台取付擁壁）
 施工年月 : 2020年（約4年経過）
 壁面材 : コンクリートパネル
 壁高 : 8.57m
 適用 : 橋台アプローチ部（国道）
 起因地震 : 2024年能登半島地震
 震度階級 : 6強（震央からの距離：38km）



図- 2.3.1.26 事例：ジ6の路面の段差の状況

<変状の要因>

段差が生じた主要因は、地震動による盛土材のゆすり込み沈下によるものと考えられる。当該現場では、盛土部を先行して施工しており、橋台を施工後に橋台背面アプローチ部の施工が実施されている。平成 29 年道路橋示方書Ⅳ下部構造編 2.3.1-1)では、橋台背面アプローチ部と一般の盛土部との施工の順序は、確実な締固め施工ができる施工空間を確保でき、かつ施工時の排水処理が行いやすいことから、橋台背面アプローチ部を一般の盛土部より先に施工することが望ましいとされている（図- 2.3.1.27 参照）。



(a) 橋台背面アプローチ部先行施工の場合 (b) 一般の盛土部先行施工の場合

図- 2.3.1.27 橋台アプローチ部と一般の盛土部とのすりつけの例

(6) 変状形態の類型化、変状形態ごとの分析と対応方針

(5)に示すとおり被害程度の大きい事例を抽出した結果から、橋台背面アプローチ部の補強土壁に特有の変状形態は、①沈下（段差）及び②連続する構造物と補強土壁の接合部の開き（以下「開き」）に類型化された（図-2.3.1.28）。また、令和6年能登半島地震では、②の際に、変位した壁面材と山形鋼が接触することによる橋台端部のコンクリートの欠損を確認している。

以下に、本報告書におけるそれぞれの変状形態ごとの対応方針について示す。



図-2.3.1.28 変状形態の類型化

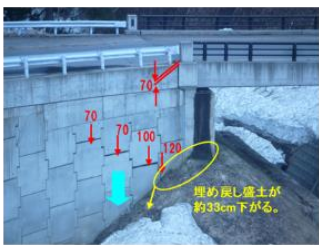
1) 沈下（段差）

2.3.7 項では、本項で調査した事例の段差について、段差量と震度、建設年代との関係を分析する。

また、事例等から認められる沈下（段差）の要因は、主に、a) 壁面の水平変位に対応した沈下、b) 間隙比変化による沈下、c) 基礎地盤の沈下の3つと考えられる（表-2.3.1.4）。各要因の対応方針を2.3.2 項、2.3.6 項、2.3.7 項及び2.3.8 項においてそれぞれ検討する。

なお、地震等により沈下や開き等が生じた際の対策（措置）については、措置事例を2.3.11 項において紹介する。

表-2.3.1.4 沈下（段差）の事例とその要因

	a)壁面の水平変位に対応した沈下	b)間隙比変化による沈下	c)基礎地盤の沈下
例	 〔壁面がはらみだし面積に対応して天端に沈下が発生（等体積変形）〕	 ※ウイングに損傷や移動は無	 埋め戻し盛土が約39cm下がる。
対応方針案	⇒ 現行のすべり照査において担保される水平変位量 を検討していく。 （遠心模型実験結果を分析）	⇒締固め不足が要因であると考えられることから、 狭隘部でも確実な締固めが得られる方法 について検討していく（事例分析）	⇒ 沈下が顕著なケースにおける基礎地盤の条件 を分析していく。（事例分析）

2) 連続する構造物と補強土壁の接続部の開き

連続する構造物と補強土壁の接続部の開きの対応方針については、2.3.9 項において検討する。

(7) 崩壊の事例

令和 6 年能登半島地震では、石川県輪島市大谷地区の烏川大橋（平成 23 年 6 月架）の橋台背面アプローチ部において、補強土壁を含むのり面の崩壊 1 件が発生した。この事例について、路面、橋台、周辺地盤及び補強土壁等の状態の把握について現地調査及び数値解析等を実施し、それらの結果に基づいて今後の対応方針(案)を整理した。

図- 2.3.1.29 に位置図を示す。補強土壁は、烏川大橋の A1 及び A2 側に用いられていた。ここでは、特に被害の大きかった A1 側を対象に、1) 路面、橋台、周辺地盤等の状態、2) 補強土壁の状態に着目して述べる。

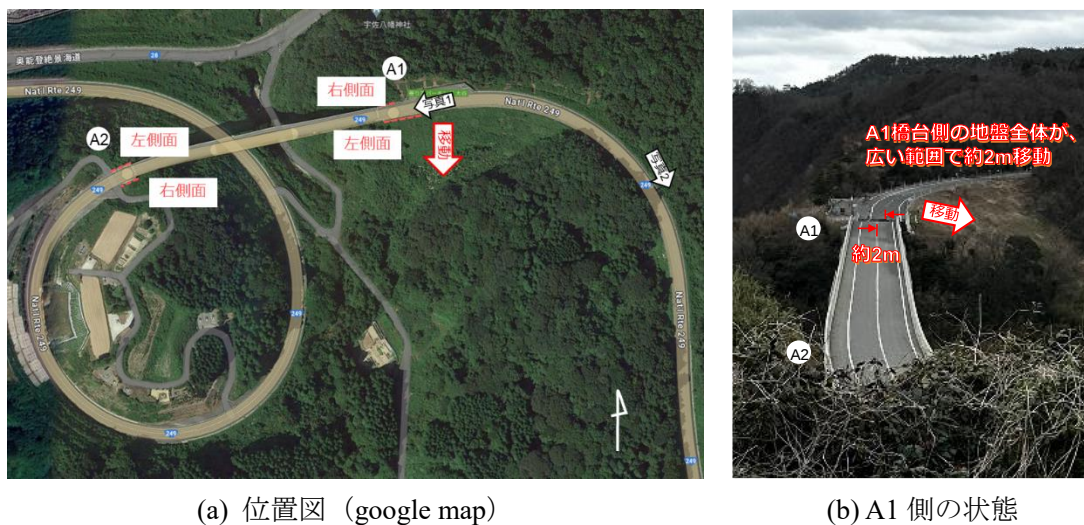


図- 2.3.1.29 位置図

1) 路面、橋台、周辺地盤等

調査で認められた路面、橋台及び周辺地盤等の状態について述べ、その結果に基づいて橋台及び周辺地盤に関する考察をする。

①路面、橋台、周辺地盤等の状態

図-2.3.1.30 及び図-2.3.1.31 には、烏川大橋の一般図と主な被害状況を示した。A1 側及び A2 側の橋台が前面側に移動し、A1 側ではパラペットが桁の端部に衝突していた。A1 側では、橋台背面アプローチ部を含む地盤全体が約 2m 移動していた。補強土壁に対し、橋台と反対側に擦りついた盛土ののり面には、目視の範囲では明らかな変状は認められなかった。その他、橋台から後方へ約 300m の地点でも地盤のずれ（約 0.7m）及び隆起が認められた。広く深い範囲で地盤の移動が生じていると考えられる。

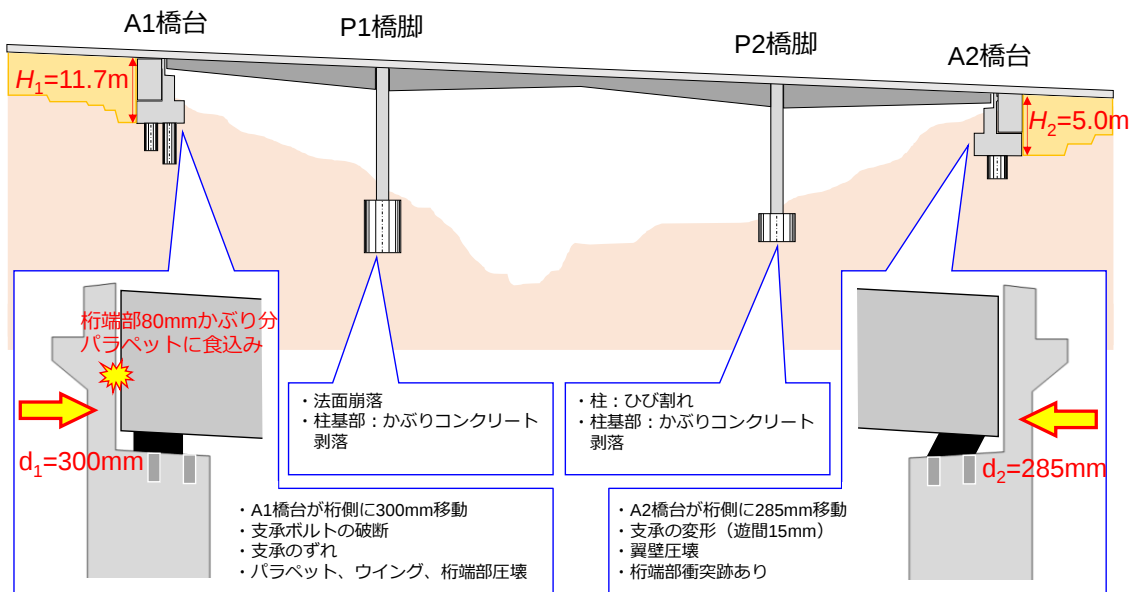


図- 2.3.1.30 令和 6 年能登半島地震における烏川大橋の主な被害状況



(a) 図- 2.3.1.29(a)の写真 1 から撮影

(b) 図- 2.3.1.29(a)の写真 2 から撮影

図- 2.3.1.31 A1 側の路面の状態

図- 2.3.1.32 には、橋台前面の地盤の状態を示した。橋台の前面にフーチングに接して設けられた排水施設には潰れ等の変状は認められなかった。また橋台前面の地盤には引張亀裂が認められた。当時の設計資料によれば、当該斜面は流れ盤を呈する。地震によって斜面が不安定化し斜面の移動に伴って橋台及びアプローチも移動した可能性がある。

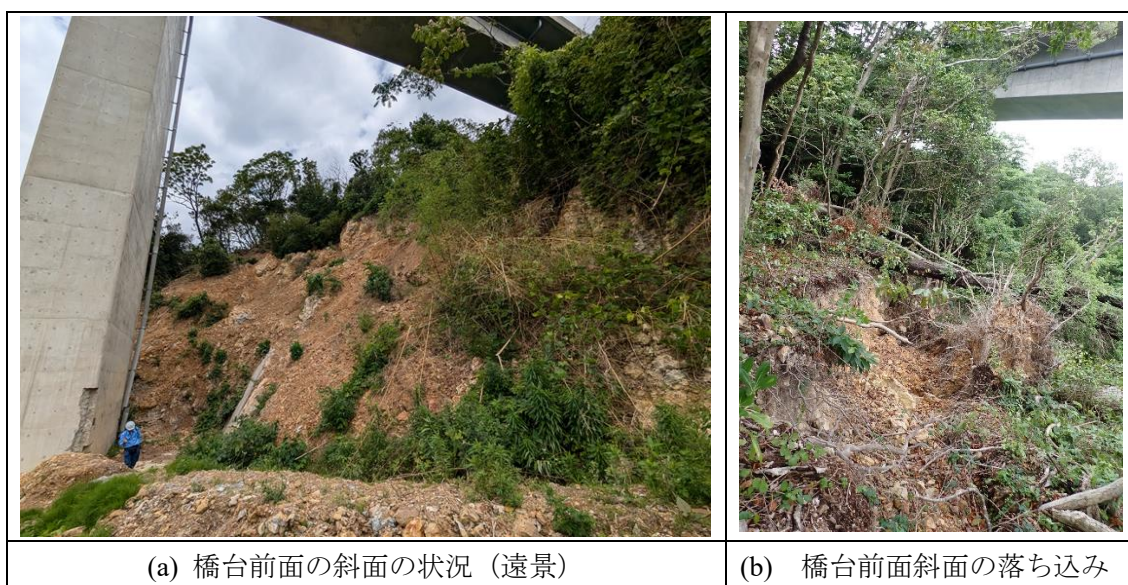
図- 2.3.1.33 には、橋台前面斜面の状況を示した。橋台前面の地盤に引張亀裂が生じていた一方で、橋台前面の斜面には、小規模な落ち込み等は認められるものの、橋台及びアプローチ部の不安定の誘因となるようなすべりの痕跡はみとめられなかった。これらのことから、広く深い範囲で地盤の移動が生じ、橋台等に影響を及ぼした可能性が示唆される。



(a) A1 橋台前面の状況（遠景）

(b) A1 橋台前面の状態（近景）

図- 2.3.1.32 橋台の前面の状態



(a) 橋台前面の斜面の状況（遠景）

(b) 橋台前面斜面の落ち込み

図- 2.3.1.33 橋台前面斜面の状態

さらに、図- 2.3.1.34 及び図- 2.3.1.35 に地震前後の LP データから得られた当該地域の地盤状況を示す。烏川大橋 A1 橋台が存する地山の背後において、地震により生じたと考えられる移動の痕跡が認められる。このことから、烏川大橋 A1 橋台が存する地山全体が水平方向に数 m 移動した可能性がある。

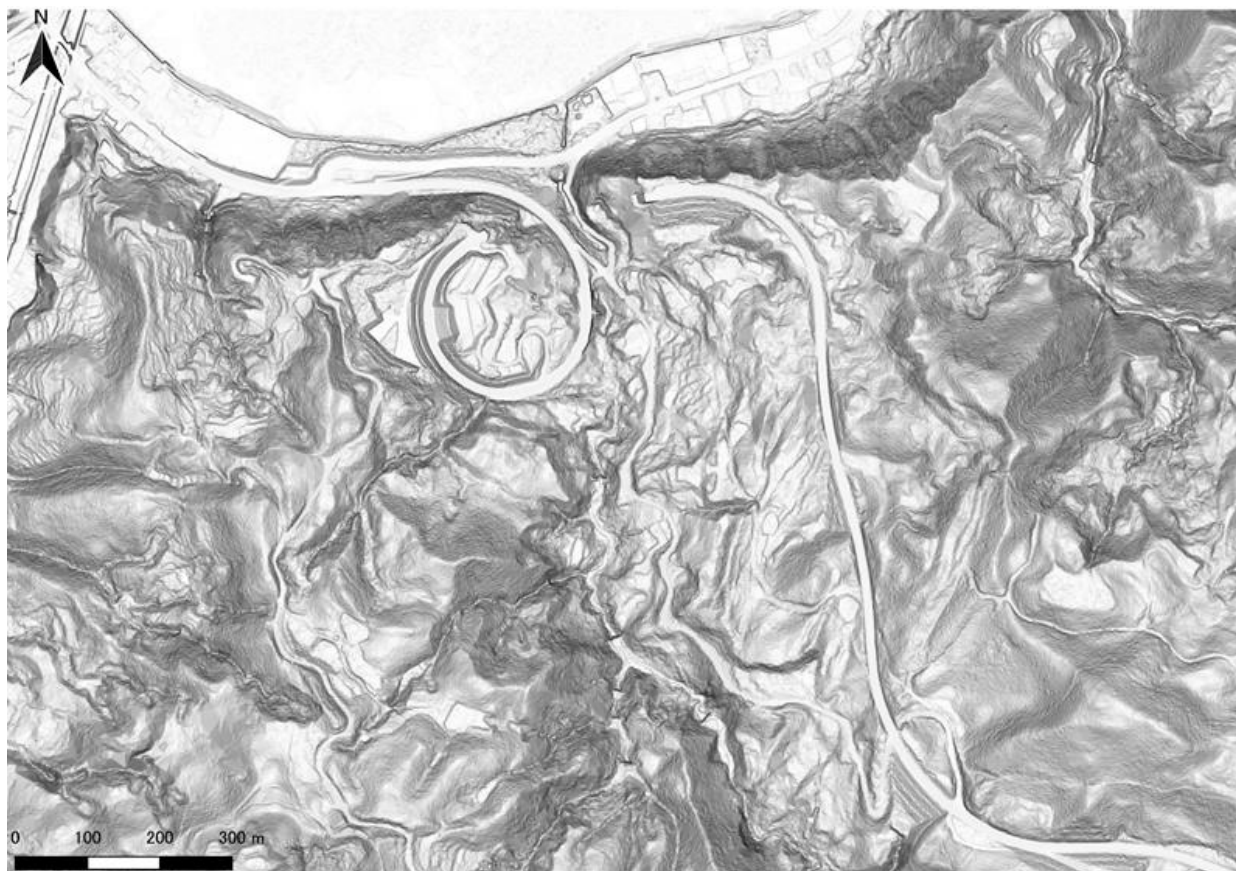


図- 2.3.1.34 地震前の LP データ (G 空間情報センターの公開データを使用) 2.3.1-8)

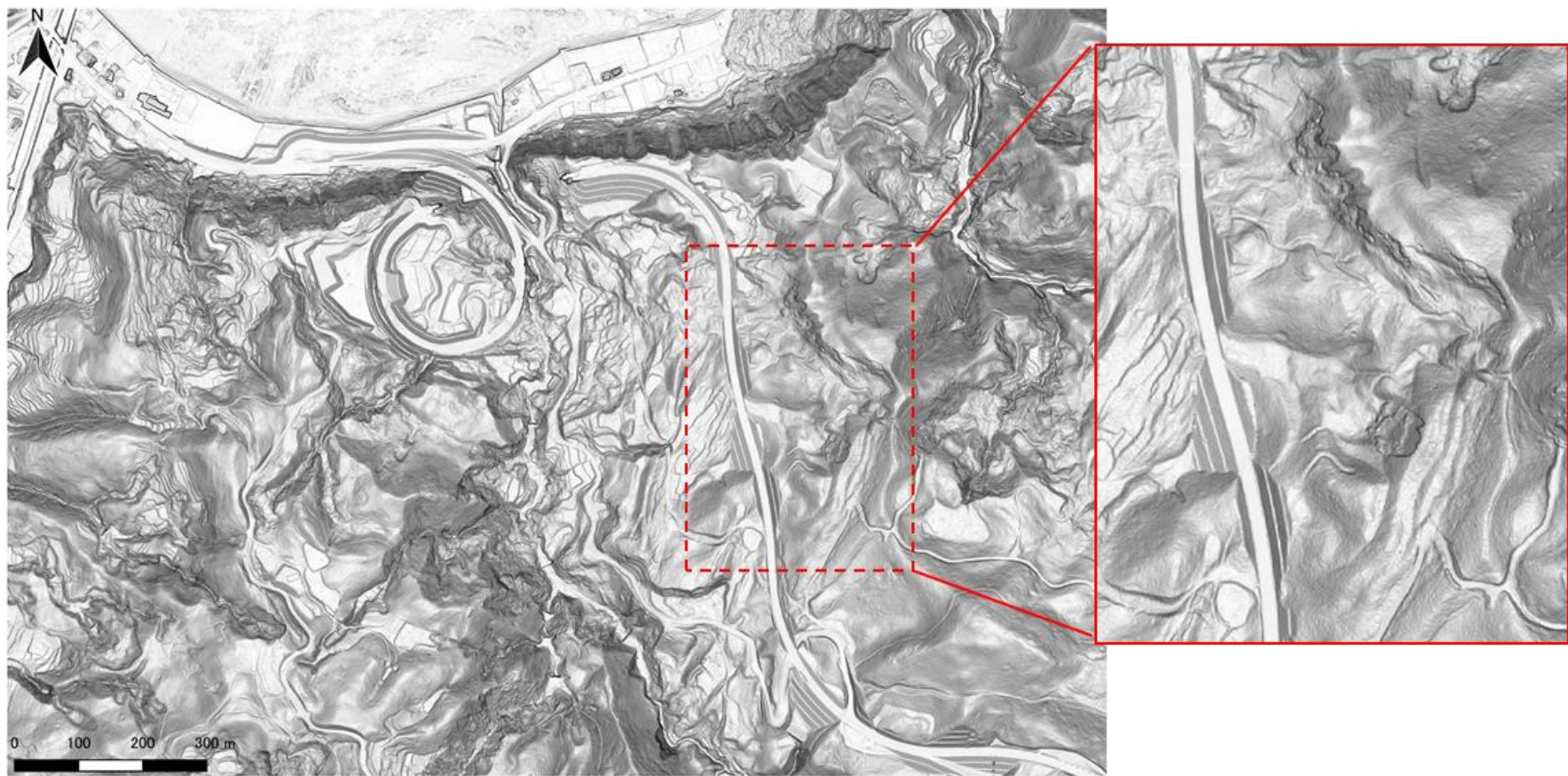


図- 2.3.1.35 地震後の LP データ（国土地理院の公開データを使用） 2.3.1-9)

②橋台及び周辺地盤に関する考察

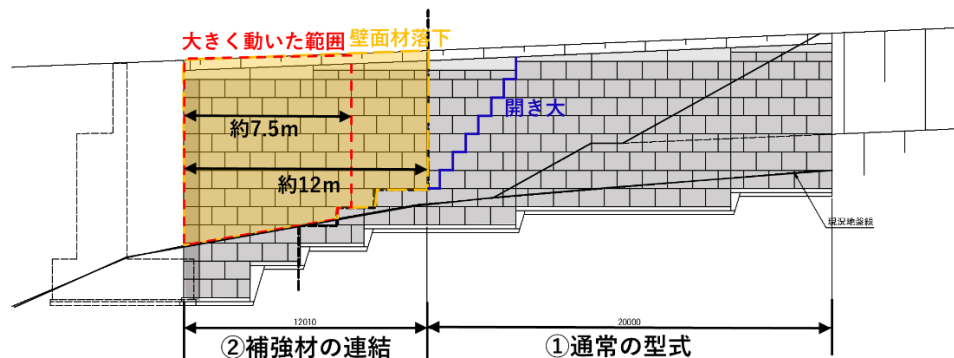
当該事例では、A1 橋台側の地盤（斜面）が地震によって不安定な状態となり、橋台及び橋台背面アプローチ部を含んだ広い範囲で地盤変動が生じ、これに伴って橋台も移動したものと考えられる。橋台と橋台背面アプローチ部の相互作用の観点に基づいて考えると、地盤変動等に伴って橋台が移動し橋台が補強土壁から遠ざかると、補強土壁の盛土材の拘束圧が減少する。橋台は上部構造を支えるだけでなく、盛土の土留めとしての役割も有していることから、地盤変動等の影響を受けた際にも、土留めとしての役割を適切に果たせるように考慮した設計とする必要があると考えられる。

2) 補強土壁

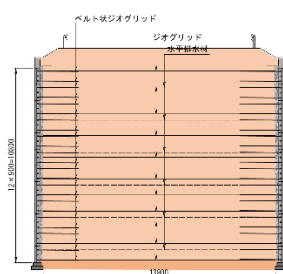
橋台背面アプローチ部（補強土壁）の構造、調査で認められた補強土壁の状態、盛土材の状態、排水施設の構造及び、有限差分法解析による簡易的なシミュレーション解析に基づいて変状メカニズム（推定）を整理したうえで、補強土壁に関する考察・対応方針(案)を示す。

①橋台背面アプローチ部（補強土壁）の構造

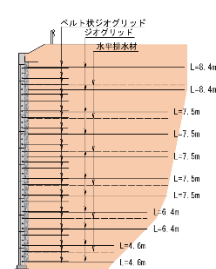
当該補強土壁の構造の概要を述べる。図- 2.3.1.36 は、当該補強土壁の正面図と横断図を示したものである。壁高は最大で約 11m であった。壁面材はコンクリート製であり、補強材にはジオグリッドが用いられていたものの、範囲によってその構造が一般的な補強土壁の構造とは異なった。橋台から延長約 12m の範囲は、両側に壁面材を有する構造となっており、一連の補強材を敷設した構造（以下、連結型という。）である。補強材の設計基準強度は補強材の設置高さによって異なりその値は 80～150kN/m であった。これよりも後方においては片側に壁面を有する通常の補強土壁（通常の形式）であった。



(a) 正面図 (A1 橋台側の左側面)



(b) 補強材の連結の範囲の横断面



(c) 通常の形式の範囲の横断面

図- 2.3.1.36 補強土壁の構造の概要

②補強土壁の状態

A1 橋台側の右側面については、約 0.8m の段差が生じるとともに、数枚の壁面材が落下していた。

図-2.3.1.37 に、A1 橋台側の左側面の写真を示す。A1 橋台側の左側面については、延長約 12m の範囲において概ねすべての壁面材が落下していた (図-2.3.1.37 (a))。この範囲は、補強材が連結されていた範囲と整合していた。延長約 12m のうち約 7.5m の範囲において、橋軸直角方向に約 4m 移動していた (図-2.3.1.37 (b))。また、最上段付近の位置の補強材については、中央線から左側面 (崩壊側) へ約 1.4m の位置で破断していた (図-2.3.1.37 (c))。



(a)正面の状態（図中の線は、図- 2.3.1.36 (a)中の線に対応）



(b)側面の様子（(a)の左側の範囲）



(c)補強材の状態

図- 2.3.1.37 補強土壁の状態（A1 橋台側）

③盛土材の状態、排水施設

盛土材を観察したところ、現場発生土が使用されているようであった。図-2.3.1.38 には、図- 2.3.1.37(b)に赤枠で示した範囲のクローズアップを示す。特に下部の盛土材は細粒であり、含水の量も多く少し掘ると水が滲み出した。点検ハンマーが容易にめり込むほどに泥濘化した状態であった。

図-2.3.1.39 には、補強土壁の排水施設の例を示した。当時の設計図書によれば、当該橋台背面アプローチ部には、基盤排水層が設置されていないようであった。



図- 2.3.1.38 下部の盛土材の状態

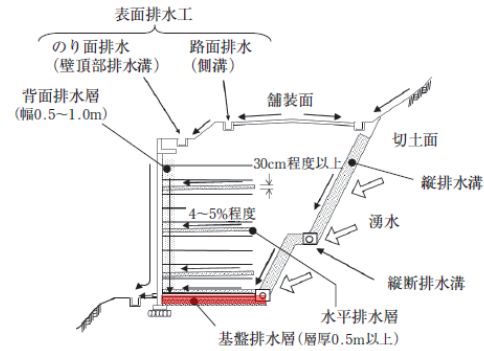


図- 2.3.1.39 補強土壁の排水施設の例 2.3.1-4)

④シミュレーション解析

当該橋台背面アプローチ部の地震時の概略的な挙動を把握するために、崩壊した範囲の条件を想定した有限差分法に基づいたシミュレーション解析を実施した。

有限差分法の詳細については 2.3.5 項を参照されたい。盛土材は、ソリッド要素によりモール・クーロンの破壊基準に則る弾完全塑性体としてモデル化した。補強材はジオグリッドを面要素によって線形弾性体としてモデル化した。補強材の面剛性は、使用されていたジオグリッド製品のカタログ値等を参考に 1200kN/m とした。壁面材は鋼製枠を模擬し、厚さ 1cm のソリッド要素を用いて線形弾性体としてモデル化した。

盛土材については、土質試験結果が入手できなかったことから、現地調査時に確認した盛土材の状態を踏まえて工学的判断により表-2.3.1.5 のように解析のパラメーターを設定した。

前述のとおり現地調査では、補強領域においてその下部に品質の悪い盛土材の存在が認められた。その範囲は現地では明らかとなっていないものの、解析上は下部に厚さ 1m で全幅にわたり、品質の悪い盛土材がある条件とした。

解析は、現地の条件を想定し補強材を連結したケースのほか、補強材が連結されている影響を調べるために、中央の位置において補強材を分割したケースについても実施した。

入力地震動には、K-net 大谷の EW 及び NS 方向成分の加速度記録を壁面直角方向に座標変換した加速度を用いた (図- 2.3.1.40)。

表- 2.3.1.5 盛土材の解析パラメーター (仮定)

	右記以外(仮定)	下部の品質の悪い盛土材(仮定)
変形係数	300 N/mm^2	150 N/mm^2
粘着力	10 kN/m^2	6 kN/m^2
内部摩擦角	40°	30°

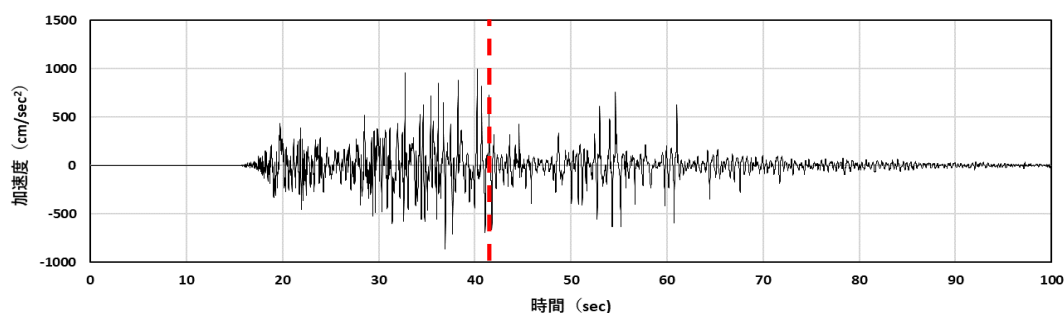


図- 2.3.1.40 入力加速度（赤線は、補強材張力が最大応答を示した時点）

残留水平変位及び補強材の張力に着目して、有限差分法解析の結果を示す。図-2.3.1.41 は、残留水平変位のコンター図であり、図の左側が崩壊した側である。解析においても、崩壊した側（図中の左側）に向かって大きな水平変位が発生した。また、解析上大きく動いた範囲（青色が濃い範囲）の端部は、現地調査で認められた補強材の破断位置（中央から約 1.4m）と概ね整合する傾向であった。図の右下においても大きな水平変位が発生した領域が認められるものの、現地調査では大きな変位は認められず、傾向は整合していない。品質の悪い盛土材が分布する範囲が、解析で想定した条件ほどには、図中の右側には分布していない可能性や補強土壁前面の地形等の立地条件が影響した可能性等が考えられる。

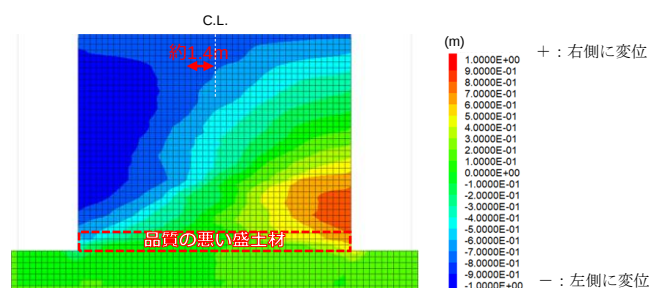


図- 2.3.1.41 残留水平変位のコンター図（下部の品質の悪い盛土材を想定した条件）

図- 2.3.1.42 は、補強材張力最大時における補強材張力のコンター図である。連結型の場合には盛土中央において設計基準強度を上回る張力が発生した。対して、補強材の配置が通常の形式であれば、令和 6 年能登半島地震の地震動に対しても補強材の張力は設計基準強度（80～150kN/m）未満であった。

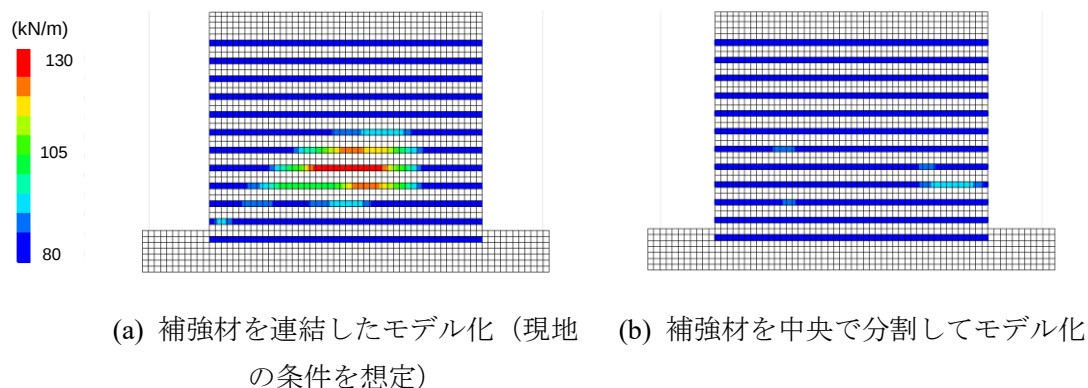


図- 2.3.1.42 補強材張力最大時における補強材張力のコンター図（横断図）

⑤変状メカニズム（推定）

以上の結果を踏まえて変状のメカニズムを考察する。

図-2.3.1.43 に、推定される変状メカニズムを示す。まず、崩壊した側については補強領域の底部に著しく強度の小さい盛土材が存在しており、含水の量も多かった。当時の設計図書によれば、当該橋台背面アプローチ部には、基盤排水層が設置されていないようであり、これも盛土材の低強度を助長した可能性が考えられる。地震動が作用した際に、著しく強度の小さい盛土材の部分ですべりが生じ、その際に、連結型のため補強材の引き抜けが生じることなく補強材が破断し、最終的に崩壊したと考えられる。

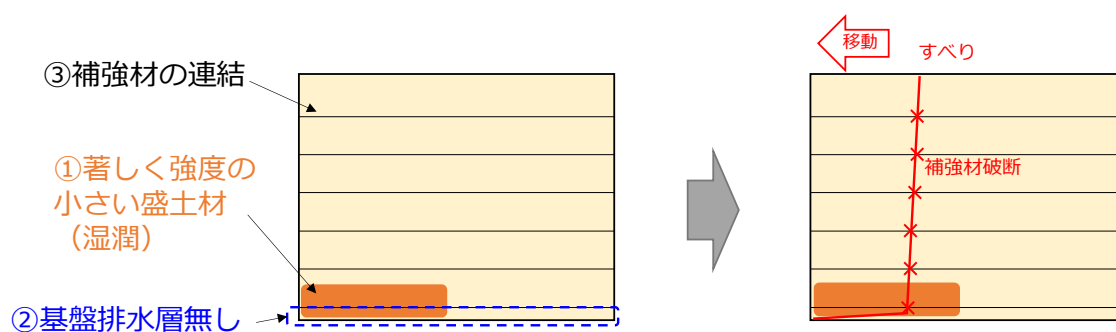


図- 2.3.1.43 推定される変状メカニズム

⑥補強土壁に関する考察・対応方針(案)

以上の結果から、変状要因の考察及び対応方針(案)を整理すると、表- 2.3.1.6 のとおりである。

表-2.3.1.6 補強土壁に関する考察・対応方針（案）

	要因の考察	対応方針（案）
①盛土材について	細粒分を多く含む著しく強度の低い盛土材が補強土壁の底部に、部分的に使用されていた。 この部分において主にすべりが生じたと考えられる。	<u>「橋台背面アプローチ部に適用することが適切な材料の仕様例(道示Ⅳ)」等に基づいた盛土材料を適用する。その際、土質試験等により設計で想定する強度定数等の条件を満足することを確認したうえで使用する。</u>
②基盤排水層について	底部において盛土材が著しく湿潤していた。当該補強土壁には、底面の排水施設（基盤排水層）が設置されていなかった。 補強土壁の内部に浸入した水を速やかに排水することができない状態であった可能性がある。	補強土壁の内部に浸入した水を速やかに排水するため、<u>基盤排水層を始めとした排水施設を設置することを原則とする（※平成24年から標準的に基盤排水層を設置することとされているが、当該補強土壁の建設当時には標準になっていなかった）。</u>
③連結型について	両側にある壁面の補強材に一連の1枚の補強材を用いられた構造（以下「連結型」という）であり、この範囲内において、大きな移動等が生じていた。 補強材が連結されていたことにより、通常の連結されていない構造と異なる応答が生じた可能性も考えられる。少なくとも、今回の事例では補強材が破断している。補強材の破断により脆性的に挙動した結果、当該範囲において大きな変位が発生した可能性がある。	数値解析による検証の結果等によれば、<u>連結された構造の挙動がまだ十分に明らかでないこと及び、補強材の破断が別の破壊形態に先行して発生し脆性的に挙動するおそれがあることから、補強土壁としてはこれを適用しない（補強土壁のメカニズムとは異なるため）。</u>

(8) まとめ

橋台背面アプローチ部及びカルバート接続部の補強土壁の地震被災事例 790 件について整理（令和 6 年能登半島地震については、穴水町、七尾市、輪島市、珠洲市及び能登町を対象に調査を実施）した結果から得られた知見を以下に示す。

- ・震度が大きいほど被害の割合は大きい傾向で、既往の盛土の被害事例と比べると、今回の分析では、被害の割合は盛土が補強土壁より多い。令和 6 年能登半島地震では、補強土壁の大被害が 1 件確認された。
- ・被害程度の大きい事例を抽出した結果、その変状形態は、①②に類型化された。なお、②に起因して、盛土材の漏出及び変位した壁面材と山形鋼が接触することによる橋台端部のコンクリートの欠損が確認された。

①沈下（段差）

②連続する構造物と補強土壁の間の開き

- ・事例等から認められる沈下の要因は、a) 壁面の水平変位に対応した沈下、b) 間隙比変化による沈下、c) 基礎地盤の沈下と考えられ、それぞれについて 2.3.2 項、2.3.6 項、2.3.7 項及び 2.3.8 項において検討する。
- ・連続する構造物と補強土壁の間の開きへの対応方針については、2.3.9 項において検討する。

令和 6 年能登半島地震で橋台背面アプローチ部において崩壊した事例について、路面、橋台、周辺地盤及び補強土壁等の状態について現地調査及び数値解析等を実施し、それらの結果に基づいて今後の対応方針(案)を整理した。以下に得られた知見を以下に示す。

＜路面、橋台、周辺地盤等の状態について＞

- ・橋台が前面側へ移動することで、補強土壁の盛土材の拘束圧が減少しやすくなる。橋台は上部構造を支えるだけでなく、盛土の土留めとしての役割も有していることから、地盤変動等の影響を受けた際にも、土留めとしての役割を適切に果たせるように考慮した設計とする必要があると考えられる。

＜補強土壁の状態について＞

- ・現地調査及びシミュレーション解析の結果に基づくと、崩壊の要因は①著しく強度の低い盛土材、②基盤排水層の未設置、③補強材の連結であると考えられる。これらの要因に対する対応方針（案）をまとめると次のとおりである。

①に対しては、「橋台背面アプローチ部に適用することが適切な材料の仕様例(道示 IV)」等に基づいた盛土材料を適用し、その際土質試験等により設計で想定する強度定数等の条件を満足することを確認したうえで使用する。

②については、基盤排水層を始めとした排水施設を設置することを原則とする。

③補強材の両側にある壁面への一連の連結構造を選定する場合には、補強土壁としてはこれを適用しない（連結型とした場合、補強材の破断が別の破壊形態に先行して発生し脆性的に挙動するおそれ）。

参考文献

- 2.3.1-1) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，丸善出版，2017
- 2.3.1-2) 佐々木哲也，榎本忠夫：道路盛土の地震被害事例に基づく被災要因分析，地盤工学研究発表会，2010
- 2.3.1-3) 公益社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，丸善出版，2012
- 2.3.1-4) 公益社団法人日本道路協会：道路土工－擁壁工指針，丸善出版，2012
- 2.3.1-5) 一般財団法人土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル第4回改訂版，2014
- 2.3.1-6) 一般財団法人土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル第4版，2014
- 2.3.1-7) 一般財団法人土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル第二回改訂版，2013
- 2.3.1-8) G 空間情報センター：<https://www.geospatial.jp/ckan/dataset/2024-notocast-pc> (2024.10/31時点)
- 2.3.1-9) 国土地理院：https://www.gsi.go.jp/BOUSAI/20240101_noto_earthquake.html (2024.10.31時点)