2.3.7. 補強土壁の抵抗のメカニズムにおいて前提となる沈下の条件（②ゆすり込み沈下の実態、狭隘部の締固め）

(1) はじめに

本項では、橋台背面アプローチ部において、路面の連続性を確保するために必要となる補強土壁の盛土材料及び施工方法を明らかにすることを目的とする。

橋台背面アプローチ部において大きな段差が発生した事例を対象に、その構造や状態から要因を考察する。要因のうち大部分を占めると考えられる盛土の締固めに着目し、変状事例における締固めの程度と段差量の関係から、締固めの効果を検証する。そのうえで、橋台背面（狭隘部）においても適切な締固めが達成されると考えられる盛土材料の条件及び締固めの方法を、既往の知見に基づいて整理する。

(2) 段差の要因に関する事例分析（最も大きな段差が生じた事例に関する試算）

1) 分析の対象とした事例の概要

段差の要因を調べるために、2.3.1 項で収集した事例のうち最も大きな段差が生じた事例に着目した。分析の対象とした事例の概要を、表-2.3.7.1 および図- 2.3.7.1 に示す。当該事例は、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、橋台とウイングの境界部の路面の段差及び補強土壁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（図- 2.3.7.2、図- 2.3.7.3）。現地調査の結果では、橋台の沈下、ウイングの損傷及び盛土材の漏出は認められておらず（図- 2.3.7.4）、基礎地盤の沈下の兆候も認められない。当該事例において、もっとも大きな路面の段差が確認されたのは、橋台とウイング部の境界である。ウイング部は竪壁の水平変位等の変形は確認されておらず、橋台同様に基礎地盤の沈下も認められない。さらに、ウイング部と補強土壁部の境界では明確な不陸等の沈下量の差は認められない。したがって、当該事例の沈下のメカニズムとしては、ゆすり込みよるせん断変形の影響は軽微であり、主に地震動に起因したゆすり込みによる盛土の間隙比変化（一次元圧縮沈下）が想定される。

表-2.3.7.1　事例概要

所在地	岩手県（橋梁取付擁壁）
施工年月	2000 年（建設後約 8 年経過）
壁面材	鉄筋コンクリート製パネル（t = 14 cm）
壁高	3.75m
適用	橋台背面アプローチ部（国道）
起因地震	2008 年岩手宮城内陸地震
震度階級	6 強（震央からの距離：15km）
最大沈下（段差）	45 cm

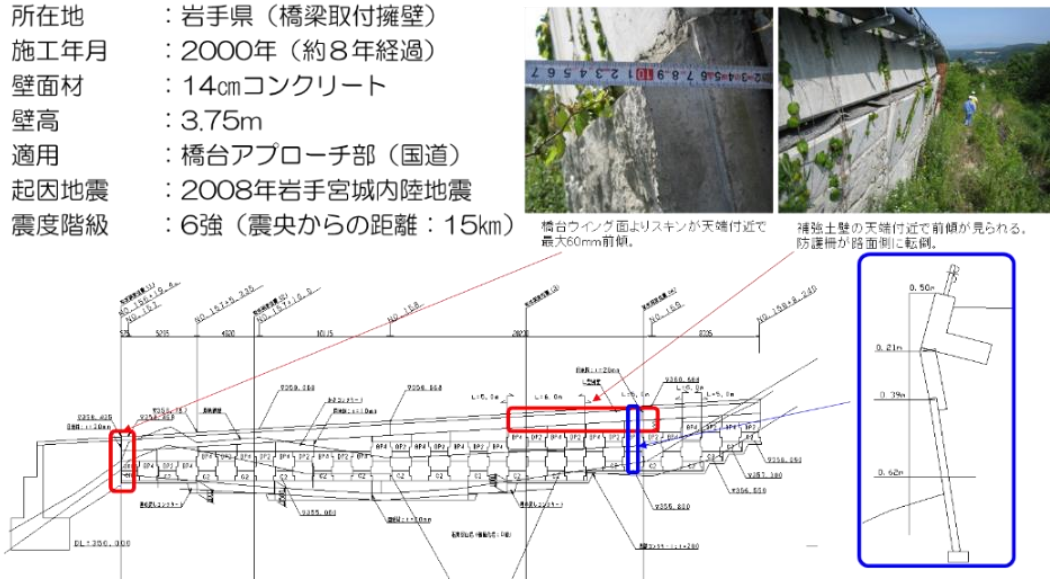


図- 2.3.7.1　事例：テ１の変状位置図

図- 2.3.7.2　天端の状態①

図- 2.3.7.3　天端の状態②

図- 2.3.7.4　ウイング等の状態

2) ゆすり込みによる間隙比変化の試算

前述のとおり、当該事例は橋台ウイング部及び補強土壁部で路面の沈下が確認されている。補強土壁は壁面の前傾が確認されていることからゆすり込み沈下（せん断変形＋間隙比変化）が要因であると考えられる。一方で、橋台ウイング部は竪壁の変形が認められていないことから、ゆすり込み沈下のうち、間隙比変化が主要因であると考えれれる。ウイング部と補強土壁部の境界で明確な不陸は認められない。これらのことから勘案して、当該事例における段差（沈下）の主な要因は間隙比変化であると推測される。ここでは当該事例の沈下の要因として主に想定される、地震動に起因したゆすり込みによる間隙比変化（一次元圧縮沈下）について、そのメカニズムを考察するために現場条件を考慮して地震前後の間隙比の変化を試算した。すなわち、図- 2.3.7.5 のように現場の橋台竪壁の高さ H と観測された沈下量 S_c＝45 cm を考慮したうえで、土の物理的性質を利用してどの程度の間隙比の変化が生じているのかを算出した。

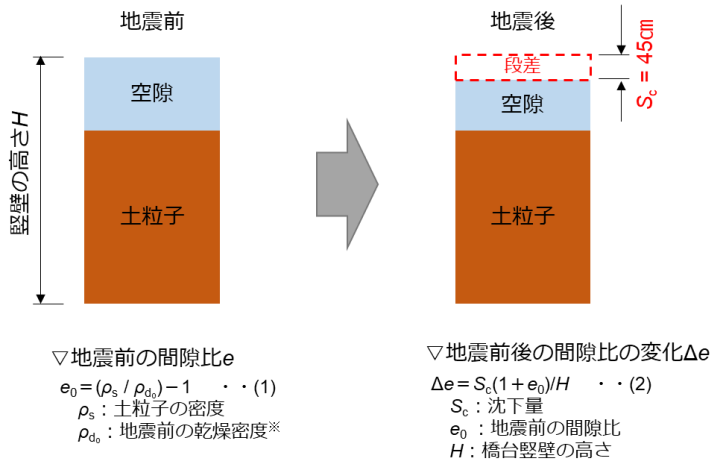


図- 2.3.7.5　間隙比の変化（イメージ）

図- 2.3.7.6 は、試算で得られた地震前後の間隙比を締固め度 D_c（= 乾燥密度 ρ_d /最大乾燥密度 ρ_{dmax}）に換算して表示したものである。なお、現地の盛土材の最大乾燥密度 ρ_{dmax} の情報が無いものの、図- 2.3.7.6 のように試算結果を締固め度 D_c で表示することにより、盛土材の最大乾燥密度 ρ_{dmax} によらず地震前後の締固め度の間に一義的な関係を得ることができる。

図より、間隙比の変化 Δe を締固め度 D_c に換算すると、仮に地震前の締固め度が 90%であったと仮定すれば、地震後には約 12%増加したことに相当する。十分に転圧された盛土において、ゆすり込み沈下によって締固め度が約 12%増加することは考え難いことから、地震前の間隙比が高めであったことも考えられる。

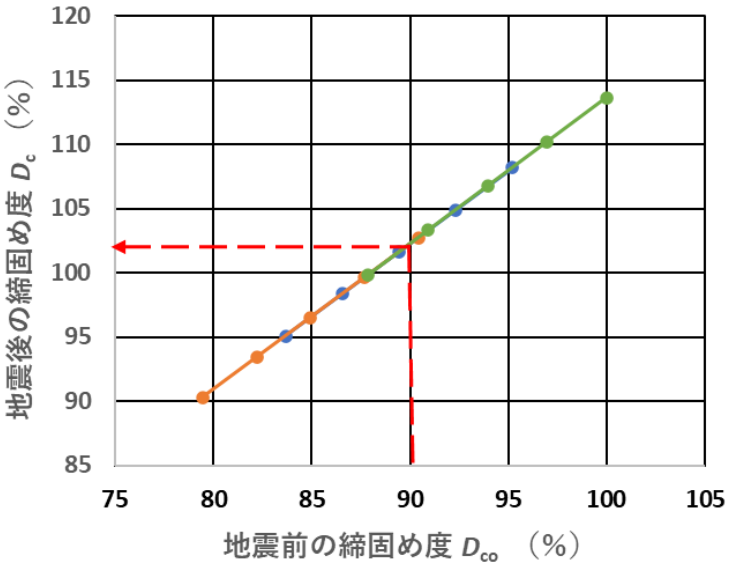


図- 2.3.7.6　地震前後の締固め度（試算）

(3) 技術基準類における締固めの記載の変遷と変状事例の段差量の関係

1) 各種技術基準類における盛土材料の仕様と締固めに関する記載

(2)で示した事例分析の結果、地震前の間隙比が高めであったことが沈下の要因の１つとして考えられた。締固めと段差量の関係を検討するために、各種技術基準類における盛土材料の仕様および締固め管理値に関する記載の変遷を整理した。

表- 2.3.7.2 には道路橋示方書 IV[2.3.7-1)]、道路土工指針類 [2.3.7-2)~2.3.7-4)]、補強土壁工法のマニュアル [2.3.7-5), 2.3.7-6)]の盛土材料の仕様および締固め管理値の変遷を、表- 2.3.7.3(a)には盛土材料の仕様の記載内容、表- 2.3.7.3(b)には締固め管理値の記載内容をそれぞれ示した。各表によると、道路土工－施工指針 [2.3.7-2)]（S61）において、裏込めおよび埋め戻しに適する材料の粒度と性質が示された。その後、道路土工－盛土工指針 [2.3.7-3)]（H22）において、現行と同じ締固め管理値が示され、これらと同様の内容が道路橋示方書 IV[2.3.7-1)]（H24）にも記載された。したがって、H22～H24 頃に技術基準類の盛土材料・締固め管理の記載が充実し、現在に至っている。

表- 2.3.7.2　盛土材料の締固め管理値と仕様の変遷

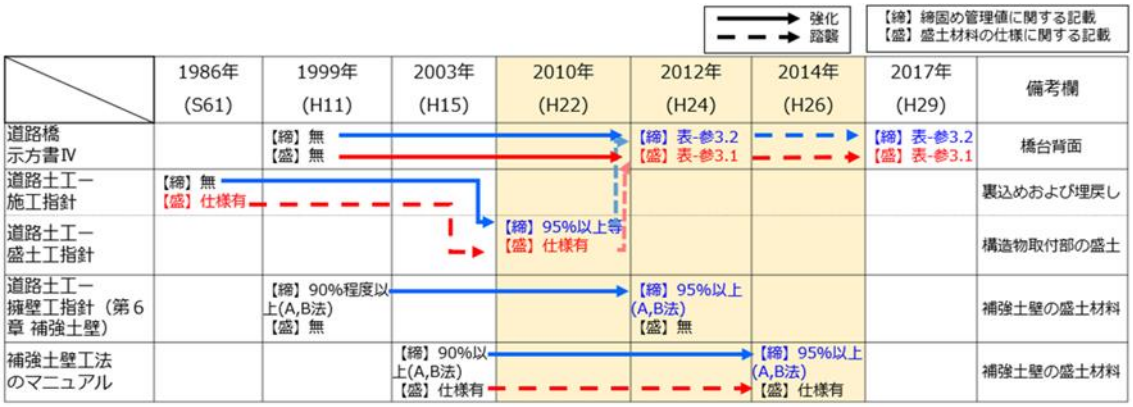


表- 2.3.7.3　各種技術基準類の記載内容

(a)　盛土材料の仕様

示方書	最大粒径	4750μmふるい通過百分率	75μmふるい通過百分率	塑性指数Ip（425μmふるい通過分について）	仕様最小密度における修正CBR	スレーキング率
H29道示Ⅳ	100㎜	25～100%	0～25%	10以下	―	―
S61施工指針	100㎜	25～100%	0～25%	10以下	―	―
H22盛土工指針	100㎜	25～100%	0～25%	10以下	―	―
H22カルバート工指針	―	―	―	―	―	―
NEXCO設計要領第一集※1	150㎜	―	―	―	10以上	50%以下

※1 裏込め材 A で〔塑性指数（I_p）≧10 で、かつ 75μm ふるい通過百分率(F_c)≧25%〕の場合は原則として使用しないものとすると記載あり。

(b)　締固め管理値

示方書	仕上り厚	土砂区分	締固め度Dc 空気間隙率Va （一般の橋台背面）	締固め度Dc （インテグラルアバット構造の橋台背面）
H29道示Ⅳ	200㎜以下	有機質土、火山灰質の細粒土を含む材料を除く	Dc＞平均92%、 最小90%(C,D,E法)	Dc＞平均97%、 最小95% (C,D,E法)
S61施工指針	20㎝以下	―	―	―
H22盛土工指針	20㎝～30㎝	砂質土	95以上(A,B法) 90以上(C,D,E法)	―
H22カルバート工指針	20㎝程度以下	―	―	―
NEXCO設計要領第一集※1	20㎝以下	―	-75μm＜20%　Dc≧97% （RI計器で計測した6点の平均値） 20%≦-75μm＜50%　Va≧13% （RIで計測した6点の平均値）	―

※1 表中の「‐75μm」とは、「‐75μm ふるい通過質量百分率(%)」を示す。

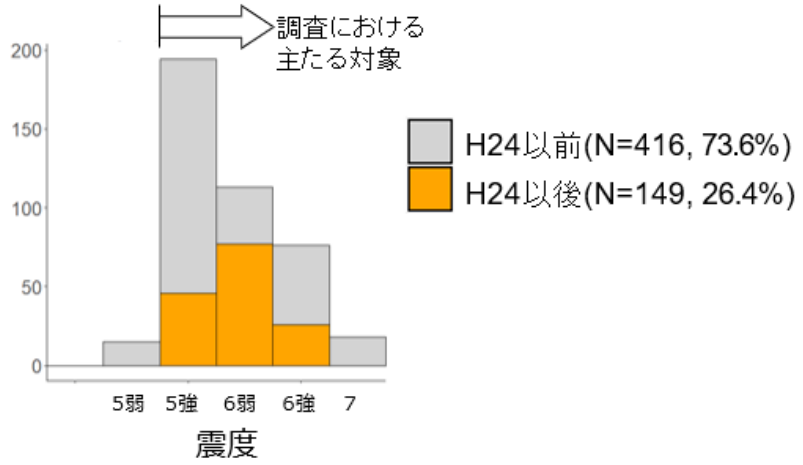
2) 建設年代ごとの変状事例の段差量

H22～H24 頃に技術基準類の盛土材料・締固め管理の記載が充実したことを踏まえて、橋台背面アプローチ部の補強土壁の建設年代に着目し、2.3.1 項で収集した橋台背面アプローチ部及びカルバート接続部の調査結果における段差を整理した。ここでは、各種技術図書類で締固めに関する記載が充実された H24 を境として、H24 以前に建設された補強土壁と H24 以後に建設された補強土壁を区別して分析することとし、790 件の調査結果のうち建設年代が既知の 565 件を対象にした。

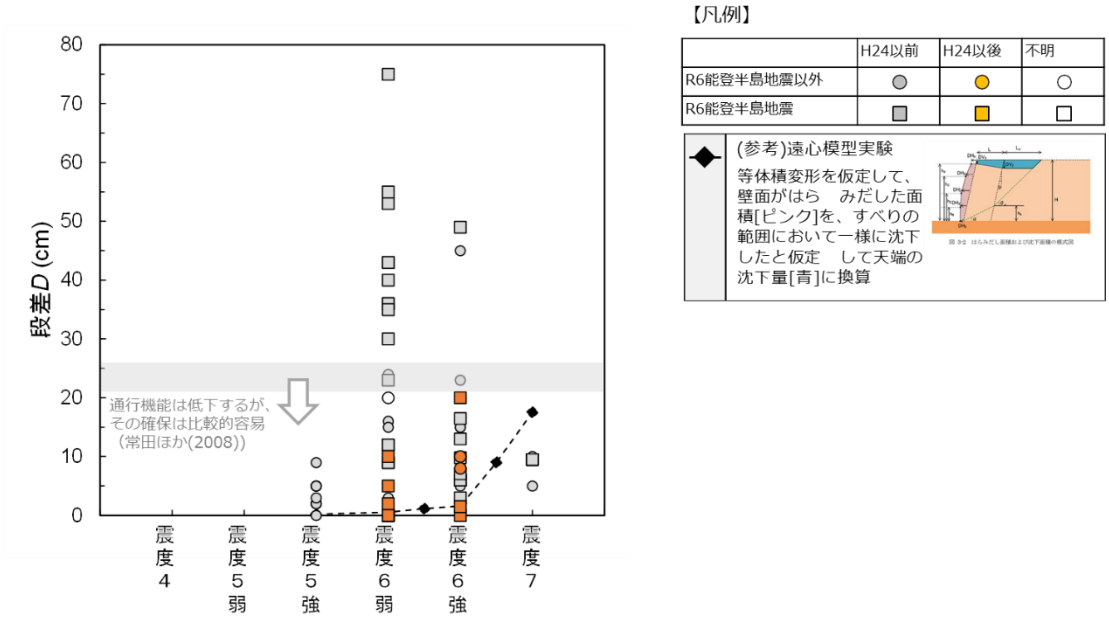
図-2.3.7.7 (a)には、分析に使用したデータの建設年代の内訳を震度ごとに示した。データ数の内訳は、H24 以前が 73.6%、H24 以後が 26.4%である。震度については、H24 以前か以後かによらず同程度の分布を示した。図-2.3.7.7(b)には、震度と段差の関係を H24 以前と以

後に区別して示した。図より、建設年代が H24 以前と比較して H24 以後に建設された補強土壁の変状事例では、段差が発生した事例の数そのものが少なく、段差量も小さい傾向であった。令和 6 年能登半島地震においても、H24 以前の段差量が顕著であったが、H24 以後の段差量は最大でも 20cm であった。既往の研究によれば、段差が 25cm 程度であれば、道路の通行機能は低下するが、その機能の確保は比較的容易とされている [2.3.7-7]。

以上の結果から、H24 頃の各種技術基準類における盛土材の仕様及び締固めの記載の充実によって、段差を一定の水準以下に留めることができているものと考えられる。



(a) 分析に使用したデータの建設年代の内訳



(b) 震度と段差の関係

図-2.3.7.7　事例における震度と段差の関係

(4) 狭隘部において橋台背面アプローチ部の施工品質を確保するうえでの留意点

1) 盛土材料及び締固め機械

橋台背面アプローチ部では、定められた仕様の盛土材（表- 2.3.7.3(a)）を使用し、所要の締固め度を満足するように締め固めることとされている [2.3.7-1)]。橋台背面アプローチ部に補強土壁が用いられる場合、図- 2.3.7.8 に示すように通常よりも多くの狭隘部が生じる場合がある。補強土壁は、図- 2.3.7.9 に示す大型の転圧機械を使用して施工されるが、特に狭隘部については、図-2.3.7.10 に示す小型の転圧機械を使用して入念に締め固めることが適しているとされている [2.3.7-8)]。

「盛土施工手法及び品質管理向上技術に関する共同研究」[2.3.7-8)]においても、狭隘部では適切な小型締固め機械を使用し、締固め層厚を 20～30cm とすれば、所要の締固め管理値を満足できる傾向であることが示されている。表-2.3.7.4 に小型締固め機械による盛土材料および締固め度等の関係の傾向を示す。

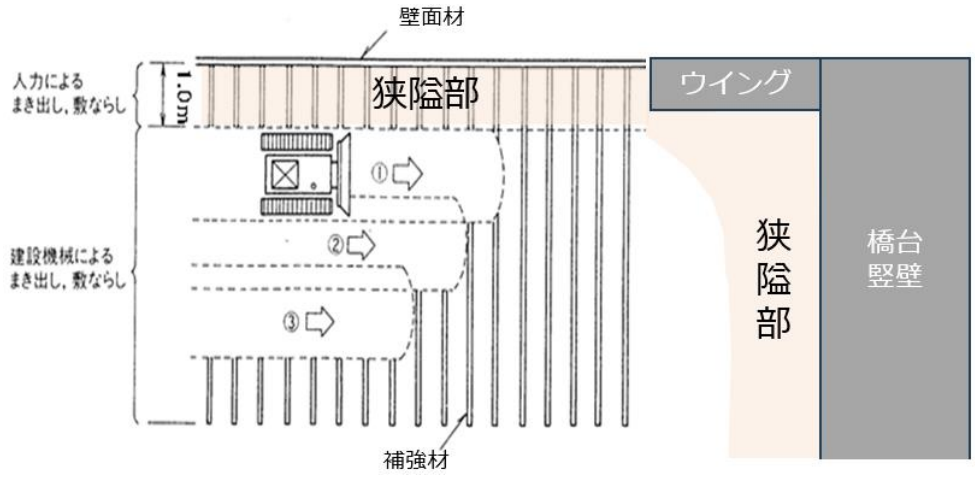


図- 2.3.7.8　橋台背面アプローチ部に補強土壁が用いられる場合の構造（平面図）

図- 2.3.7.9　大型転圧機械（例 [2.3.7-8)]）

図-2.3.7.10　小型転圧機械（例 [2.3.7-8)]）

表-2.3.7.4　小型締固め機械　機種・施工厚さ選定参考表（6 回締固め後の密度）[2.3.7-8)]

	土質(FC)最適含水比(%)	実験時含水比(%)	深さ(mm)	プレートコンパクタ	ランマ 60kg	ランマ 70kg	前後進コンパクタ 200kg	前後進コンパクタ 300kg	前後進コンパクタ 400kg	前後進コンパクタ BOMAG	ハンドガイドローラ
橋台背面アプローチ部の盛土の条件の範囲	土質(1)(FC4.3) 18.2	15.7	0～100	○	●	●	◎	●	◎	－	●
			100～200	○	◎	●	◎	◎	◎	－	◎
			200～300	×	◎	◎	○	○	○	－	○
	土質(2)(FC14.8) 17.8	16.8	0～100	◎	●	－	－	●	－	－	●
			100～200	×	●	－	－	◎	－	－	◎
			200～300	×	◎	－	－	◎	－	－	○
	土質(3)(FC15.3) 16.0	11.1	0～100	×	◎	－	－	○	－	○	○
			100～200	×	○	－	－	×	－	○	×
			200～300	×	×	－	－	×	－	×	×
		15.0	0～100	○	●	－	－	●	－	◎	●
			100～200	×	◎	－	－	◎	－	◎	◎
			200～300	×	○	－	－	○	－	○	×
		16.1	0～100	○	●	－	－	●	－	●	●
			100～200	×	●	－	－	●	－	◎	◎
			200～300	×	◎	－	－	◎	－	◎	○
		17.4	0～100	◎	－	－	－	－	－	走行不可	走行不可
			100～200	×	－	－	－	－	－		
			200～300	×	－	－	－	－	－		
	土質(4)(FC33.4) 18.8	18.4	0～100	×	◎	●	○	◎	○	－	○
			100～200	×	×	◎	×	×	×	－	×
			200～300	×	×	○	×	×	×	－	×
	土質(5)(FC57.1) 24.9	26.4	0～100	×	◎	◎	○	×	×	－	×
			100～200	×	×	◎	×	×	×	－	×
			200～300	×	×	×	×	×	×	－	×

●：締固め度 100%以上　◎：締固め度 95%～100%　○：締固め度 90%～95%

×：締固め度 90%未満　－：実験未実施　（※最大乾燥密度は標準プロクター試験による値）

2) 締固めに配慮した橋台背面アプローチ部の構造

道路橋示方書Ⅳ下部構造編 2.3.7-1)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、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- 2.3.7.11）。これは、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が理由である。

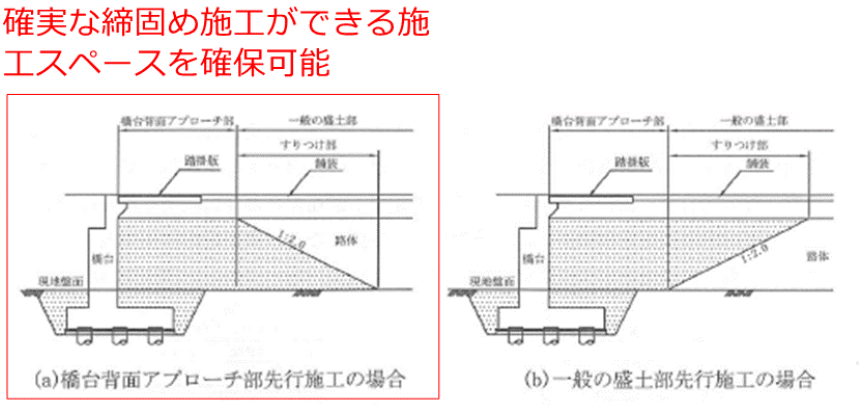
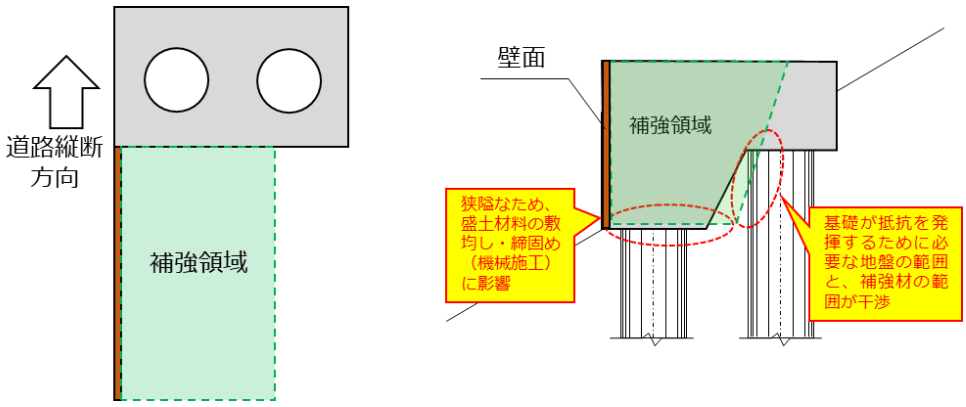


図- 2.3.7.11　橋台アプローチ部と一般の盛土部とのすりつけの例

これとは別に、掘削形状についても留意が必要となる場合がある。通常の施工では、橋台及び橋台背面アプローチ部の施工に先立って地盤の掘削を行う。掘削形状は、橋梁基礎が想定する抵抗を発揮できるのはもちろんのこと、補強土壁において設計で設定された方向及び長さの補強材を配置できることや、確実な締固め施工ができることなども、これを考慮して設定する必要がある。この観点では、急峻な地形や橋台基礎の形式の条件によっては、掘削形状に特別な留意が必要となる場合がある。以下に例を示す。

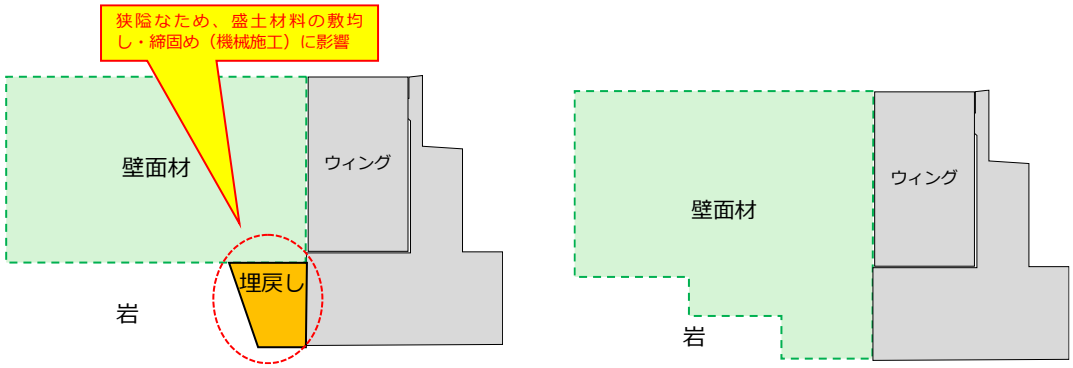
図- 2.3.7.12 は、基礎の抵抗を発揮するために必要な範囲の地盤と補強土壁の補強材が干渉する場合の例である。特に、急峻な地形で段差フーチングとするなどの場合で干渉しやすい。基礎の抵抗を発揮するために必要な範囲の地盤を確保し、かつ必要な補強材が配置できるように、橋台背面アプローチ部の構造、掘削形状等を計画する必要がある。



(a) 平面図　　(b) 横断図

図- 2.3.7.12　基礎の抵抗を発揮するために必要な範囲の地盤と補強土壁の補強材が干渉する場合の例

図- 2.3.7.13 には、道路縦断方向の掘削の形状の例を示した。図- 2.3.7.13(a)のように、掘削の勾配を急なものとして、橋台を施工するために必要な最低限の掘削範囲とすると、埋め戻しにおいて、締固め施工に必要な施工空間を確保しづらくなる。そのため、盛土材料の敷均し及び転圧の方法を考慮したうえで、確実な締固めができる掘削形状を計画する必要がある。



(a) 掘削の勾配が急な場合　　(b) 掘削の勾配がゆるい場合

図- 2.3.7.13　道路縦断方向の掘削の形状の例

(5) まとめ・今後の課題

本項の検討の範囲で得られた知見を以下に示す。

・補強土壁が用いられた橋台背面アプローチ部において大きな沈下（段差）が発生した事例を分析した結果、一次元圧縮変形による沈下が生じていたことを確認した。

・大きな沈下が発生した要因としては、現場条件を考慮すると締固め度 D_c で約 12%の増加に相当した。十分に転圧された盛土において、間隙比変化（一次元圧縮）のみで締固め度が約 12%増加することは考え難いことから、大きな沈下が生じた要因として締固め不足が懸念される。

・各種技術基準類における締固めに関する記載が充実された平成２４年頃を境に、変状事例における段差の発生が大きく減少していた。現行の材料仕様・施工管理により、段差を一定の水準以下に留めることができているものと考えられる。

・狭隘部においても、所要の盛土材を使用し、適切な締固め機械で転圧すれば、所要の締固め管理値を満足できる傾向にある。なお、その際に確実な締固め施工等ができるように、現場条件を考慮したうえで橋台と橋台背面アプローチ部の施工順序や地盤の掘削範囲を計画する必要がある。

・路面の連続性を確保するためには、良質な盛土材の使用と入念な締固めが有効であり、平成２４年頃の記載の充実によってその効果が発揮されているものと考えられる。一方で、データの蓄積が浅い面もあることから、今後も継続して事例調査等を実施し、検証していくことが重要と考えられる。

参考文献

2.3.7-1) 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

2.3.7-2) 公益社団法人日本道路協会：道路土工－施工指針，丸善出版，1986

2.3.7-3) 公益社団法人日本道路協会：道路土工－盛土工指針，丸善出版，2010

2.3.7-4) 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

2.3.7-5) 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

2.3.7-6) 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

2.3.7-7) 常田，小田，中平：道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補強技術に関する研究開発，道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート，2008

2.3.7-8) 国立研究開発法人土木研究所ほか：盛土施工手法及び品質管理向上技術に関する研究，共同研究報告書第 461 号，国立研究開発法人土木研究所，2014