

崩壊周期を考慮した補強土工の高耐久性化手法とLCC評価の考察

Challenges of life cycle cost evaluation and High durability of nailing technique

三田和朗*

Kazuro MITA

本論は、非常に長い崩壊周期をしめし、現状の補強土工法では、斜面が風化して崩壊する前に補強土工が先に老朽化し、補強土工が全く機能しないケースが多いことを指摘する。このことは、橋梁や下水道などの一般的な社会資本が、建設直後から車両の通行や排水など社会的機能を果たし、社会が投資効果を楽しみながら老朽化していくのに対し異なる側面を有する。すなわち、崩壊の予防的な対策として実施されることが多い補強土工は、その斜面が崩壊の臨界状態に達した時に初めて実際の補強土工の効果を発揮できる。したがって、補強土工が崩壊前に老朽化すると投資効果はほとんど無い。この点から同じ老朽化と呼ばれても、機能後に老朽化する社会資本と、機能する前に老朽化する社会資本の意味合いは非常に異なる。

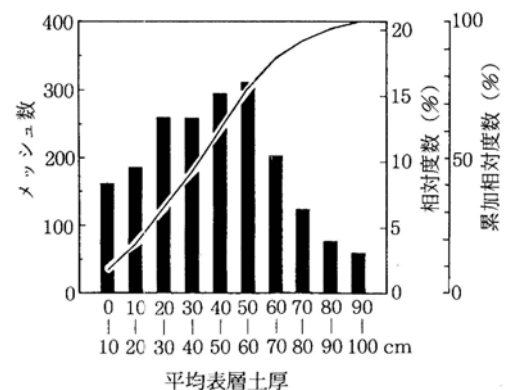
本論では、非常に長い崩壊周期をしめし、補強土工の現状と超耐久性化技術の方向性を述べるとともに、LCC評価の課題と改善法について考察したものである。

キーワード：Nailing, Reinforced soil, LCC

1.はじめに

斜面に適用される補強土工（以下本文では単に補強土工と呼ぶ）には、非常に長期の耐久性が必要とされる。一方、現状のメッキを主体とした防食法は、補強土工に求められる非常に長い機能期間を考慮すると耐久性が十分とは言えない。

本論では、崩壊輪廻の考察から補強土工に必要とされる期間の例を示し、その機能を維持するために課題となる点、及び解決法を示すものである。あわせて、LCC評価の現状と改善策を考察した。



図一 しろす斜面の中～下腹の最急傾斜部における表層土崩壊の階級別相対度数図²⁾

2.斜面の崩壊周期

2.1 しろす斜面の崩壊周期

斜面の崩壊周期に関する研究成果は多くは無いが、補強土工の分野でもその研究は重要な資料である。その中で、下川¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾らの研究成果は、補強土工の開発・設計の観点からも非常に重要である。

斜面災害が多発するしろす斜面について研究し、下川¹⁾は、鹿児島市で発生した3箇所の崩壊現場の研究から、崩壊跡地形が形成されてから50～60年以下のしろす斜面では、がけ崩れは発生していないと述べている。また、下川²⁾では、図一に引用したように、平均表層土厚が60cmを超えると表層土の分布割合が急減することから、崩壊の限界厚さが60cm前後にあると述べている。同報告で40cmの表層土厚を有する崩壊跡地の年齢は80年程度なので、概略的な推定を行うと、しろす斜面の崩壊周期は100年前後となる。

2.2 風化花崗岩斜面の崩壊周期

しろすに次いで崩壊が多発する傾向が有る風化花崗岩斜面について下川³⁾らは、1000年以上の樹齢の杉がある屋久島の斜面で調査し、斜面の山くずれの周期を概略1000年と推定している。

一方、下川⁴⁾らでは、屋久島より結晶の粒径が小さな鹿児島県紫尾山の風化花崗岩を研究し、山崩れの周期性を200～300年と推定している。

2.3 砂岩頁岩地域の崩壊周期(奄美大島)

鹿児島県奄美大島では、2010年10月18日から21日にかけて記録的な降雨があった。奄美市付近では、24時間の降水量は648mmに達し、解析雨量により1時間120mmを超える雨が、20日に2回観測されている。奄美市住用の3時間雨量は、鹿児島県の試算で100年に1

*Tyojuhokuyodo Co. Ltd.

度と推定される量の1.8倍にも達する。したがって、2010年の奄美豪雨は、1000年オーダーの期間でも猛烈な豪雨であったと考えられる。よって、この豪雨で崩壊した斜面と崩壊していない斜面の面積比率が、1000年オーダーの期間を考慮した場合でも平均的な崩壊率に適用できる。

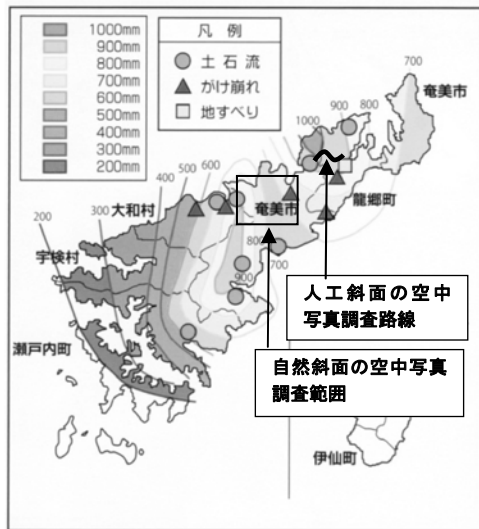


図-2 等雨量線図(鹿児島県,2010)
10月18日0時~24日24時まで

(1) 自然斜面の崩壊周期

自然斜面の崩壊周期を求めるために、図-2の600~700mmの降雨分布地域から、人工斜面や市街地・平野・河川・写真判読できない緩慢な地すべり地などを除外し、森林部分の空中写真上の面積を算出した。同時に、空中写真で判読できる崩壊地の面積も算出した(図-3)。

空中写真は、2012年にカラーで撮影された1/10000の空中写真である。算定に当たっては、空中写真上の平

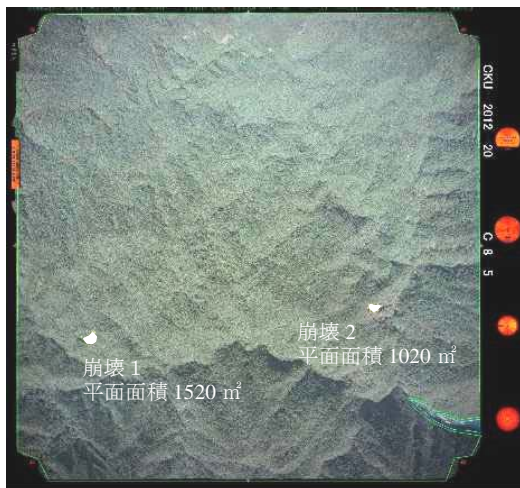


図-3 森林の崩壊例 写真 C8-5

面崩壊面積は、斜面に沿った実際の崩壊面積より小さな値となる。また斜面勾配も場所により変化しており実際の崩壊面積と、空中写真上の平面崩壊面積は異なるが、崩壊地以外の森林面積も同じ手法で平面面積を求めることにより、全体的には誤差を消去でき、概略値を把握す

る本事例では有効と考えた。また、奄美大島の植生の回復は非常に速く、2012年に撮影された新しい崩壊面は、2010年の豪雨によるものであり、それ以前の崩壊箇所は含まれないと考えられる。

計測結果を、表-1に示す。計測した森林面積 39.995 (km²) に対し、崩壊部の面積は、0.017 (km²) であった。

表-1 自然斜面の崩壊面積

空中写真番号 CKU-2012-20	森林面積 (km ²)	崩壊面積 (km ²)	崩壊箇所数
2 C6-1	3.823	0.001	3
2 C6-5	4.740	0.005	1
2 C6-9	2.592	0.000	0
2 C8-1	4.722	0.003	4
2 C8-5	5.047	0.003	2
2 C8-9	4.538	0.002	2
2 C10-1	5.084	0.000	0
2 C10-5	5.084	0.003	2
2 C10-9	4.364	0.001	1
合計	39.995	0.017	15

計測範囲の奄美の森林は、計測したすべての地点で表層が赤色風化した岩盤や土壌を有すると考えられるので、それらが一定比率で斜面更新すると、崩壊輪廻は下記の年数となる。

$$39.995 \text{ (km}^2\text{)} \div 0.017 \text{ (km}^2\text{)} = 2353 \text{ (年)}$$

この結果は、概ね2400年程度の崩壊輪廻が砂岩頁岩互層からなる奄美大島では発生するものと考えられる。非常に長いスパンである。空中写真判読による崩壊地の箇所数を表-1に記載したが、本事例の現場では、猛烈な豪雨履歴があっても、自然斜面の崩壊箇所は空中写真1枚当たり0~4箇所には過ぎない。最大の崩壊面積でも1520m²の崩壊平面面積である。

(2) 人工斜面の崩壊周期

人工斜面の崩壊周期を計測する箇所としては、豪雨後に撮影された鮮明な空中写真(2012年)があり、道路改良がほぼ終了した直後の空中写真データ(1965年)もそろっている路線を選定した。奄美市浦上から本茶峠を経由して龍郷町大勝に至る旧国道58号では、2010年の前述の豪雨の際に900~1000mm雨が降ったのでこの路線を選定した。1965年の空中写真ではすでに道路は完成しているが、モノクロ写真では、切土斜面は白っぽい法面として撮影されている。山腹斜面に尾根や沢の起伏に沿って曲がりくねって道路が建設されており、盛土区間はほとんどなく、斜面勾配30~45度程度の山腹を切土して道路が建設されている。この道路について8.66kmの連続区間について調査した。

使用した空中写真は下記のものである。

1965年 MKU653X-C5-5,6,7 MKU653X-C6-9,10

1977年 CKU776-C10-12,13,14,15,16
 2008年 CKU20085X-C7-26 CKU20085X-C6-19
 2012年 CKU-2012-20 2 C4-14,15,17,19

この路線は、工事直後の1965年の段階で、法面と道路に面した斜面に23箇所の斜面崩壊跡が認められる。奄美大島の斜面は、深層まで風化が進行しており、かつ節理が発達しているため、斜面を切土すると、その直後に崩壊が発生する現場が多い。また、建設直後に崩壊しない場合でも、5年以上経過してから崩壊する傾向がある。

本事例では、工事ともなう初期の崩壊が収まった1977年以降の崩壊について、崩壊面積を調査し表-2の結果が得られた。崩壊は、道路法面の直上の自然斜面でも発生しており、切土工事による影響と考えられるので、崩壊した上部の自然斜面も崩壊面積に加算した。

表-2 法面崩壊面積

撮影年	崩壊面積 (㎡)	備考	崩壊箇所数
1965	-	道路建設直後	23
1977	9,010	道路建設後12年以上経過	6
2008	352	建設後法面は安定化	1
2012	15,560	2010年の豪雨で崩壊	14
2012	(5,850)	1977年でも崩壊した箇所	3

1965年に23箇所発生していた崩壊は、1977年には6箇所に減少し、2008年の崩壊は1箇所のみである。ところが、2012年撮影の空中写真から2010年の豪雨で発生したとみられる崩壊は、14箇所に増加する。

2010年の崩壊で規模の大きなもの上位4箇所の斜面長は、平面距離で52m, 45m, 42m, 36mである。よって、本現場では、上位4箇所の崩壊事例から平面距離で道路から50mの範囲が不安定領域であるとみなした。

非常に概略的な算定であるが、調査対象路線の延長8.66kmにおいて道路から50m上流斜面まで切土の影響を受けるとすると、対象面積は平面上で、433,000㎡である。この斜面が2010年に崩壊したのが15,560㎡なので、自然斜面と同じように単純に除すると崩壊輪廻は下記の年数となる。

$$433,000 \text{ m}^2 \div 15,560 \text{ m}^2 = 27.8 \text{ 年}$$

27.8年の値の場合、法面建設後35年経過しているので、法面はすべて最低1回は崩壊していることになる。しかし、実際には崩壊していない法面の方が多く、実態とは大きくかけ離れている。これは、2010年時点で、建設直後から緩みが進行した斜面が、未崩壊のまま多くの地点に残存していた点が推定されることと、2010年の豪雨が極めて激しい降雨であった点も指摘される。

人工斜面について崩壊輪廻を求めることには、いくつかの不合理な面がある。しかし、巨視的には、数万年以上かけて形成された地盤強度と侵食が調和した斜面勾配を人工的に乱すので、切土は、大局的には斜面の崩壊を

早める。深層まで風化した斜面が一般的であるこの路線では、自然斜面とは別の観点から、法面が更新されるまでの平均時間を法面更新時間として求める。

建設直後を除き47年間に崩壊した空中写真に撮影されている表-2の崩壊面積の合計は、24,922㎡(1)である。対象面積が433,000㎡で3回の撮影データを使用しているため、47年間の崩壊率は0.1918(2)となる。

$$9,010 \text{ m}^2 + 352 \text{ m}^2 + 15,560 \text{ m}^2 = 24,922 \text{ m}^2 \quad \dots (1)$$

$$24,922 \text{ m}^2 \div 433,000 \text{ m}^2 \times 3 \text{ (回)} = 0.1918 \quad \dots (2)$$

47年間に0.1918の面積割合で崩壊しているので、対象面積部分の斜面がすべて更新されるには、245年(式-3)が必要である。

$$47 \text{ (年間)} \times 1 \div 0.1918 = 245 \text{ (年)} \quad \dots (3)$$

したがって概ね250年程度で法面が崩壊して更新されることになる。ここまで求めた概略的な崩壊周期と法面更新時間を表-3に示す。自然斜面の崩壊周期が2400年なので、切土とその上部斜面の更新時間は、10倍程度短い結果となる。切土により10倍程度崩壊が促進されたと考えられる。

表-3 斜面別の崩壊周期

地質条件など	崩壊周期(概略)
しらす	100年
風化花崗岩(紫尾山)	200~300年
風化花崗岩(屋久島)	1000年
砂岩頁岩互層(奄美大島自然斜面)	2400年
砂岩頁岩互層(奄美大島人工斜面)	250年 ^{※1}

※1: 法面更新時間

3. 補強土工の耐久性上の課題

表-3の崩壊周期を念頭に、現状の補強土の耐久性上の課題について述べる。

3.1 メッキ製品の耐久性能

(1) 大気中

補強土工の指針では、一般的に補強材とプレートには溶融亜鉛めっきのHDZ55の使用が規定され、ナットには、HDZ35が規定されている。HDZ55のめっきの付着量は、550(g/㎡)以上である。HDZ55の大気中での耐用年数は、図-4に示したように、田園地帯では113年と長い、都市・工業地帯で65年、海岸地帯では25年の耐久性とされている。

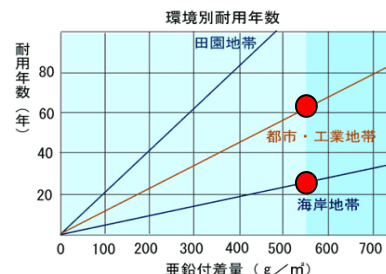


図-4 大気中の耐用年数⁶⁾

したように、田園地帯では113年と長い、都市・工業地帯で65年、海岸地帯では25年の耐久性とされている。

一方、表-3に示したように、臨海地域の暴露試験結果から、めっき量が90%消費するまでの期間を耐用年数

とすると、得られる耐用年数には 12～38 年までの差があり、一言で臨海地域と呼んでも、臨海地域の耐用年数は、めっき製品が使用される環境に著しく左右されることになる。

表-3 臨海地域での溶融亜鉛めっきの腐食速度⁶⁾
日本溶融亜鉛鍍金協会の資料を参考に作成

暴露場所	腐食速度 (g/m ² /年)	備考	耐用年数 (年)
伊良湖岬測候所	13	湾より 1km	38
北陸自動車道鯨波橋	20	海岸から 200m	25
三宅島	40	海岸から 100m	12
静岡県大井川沖	20	海上 14km	25

(2) 土壌中

土壌中のめっき製品の耐久性については、(社)日本溶融亜鉛鍍金協会にて埋設試験が行われ、亜鉛付着量 600g/m² のうち 90%が消耗するまでの期間が、最も短い場合で 16.4 年、長い場合で 33 年となり、通常 24～25 年の耐用年数とされている⁸⁾。

(式-2) 図-5 に示したように、亜鉛めっきに使用される亜鉛は、強アルカリ性と強酸性の環境で急激に溶解するため、有効な耐食性を示すのは、PH6～12.5 の範囲である。日本の森林土壌は、図-6 に示したように最表層と表層土は pH4～5 のものが主体で、下層土まで含めても pH 6 以下のものが多いので、森林の表層土に触れためっき部材の被膜は溶解しやすい。

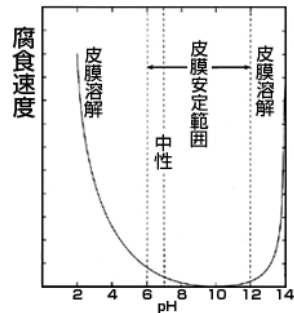


図-5 PH と溶融亜鉛めっきの腐食速度の関係⁶⁾

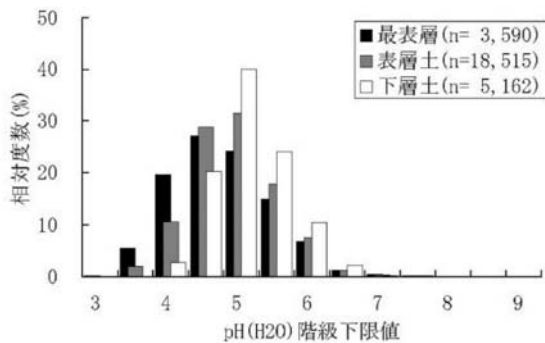


図-6 日本全国の森林土壌 pH の出現頻度⁷⁾

3.2 吹付法枠の耐久性

吹付法枠の耐久性については、法枠が斜面崩壊で破壊された現場や取り壊しを行った現場で断面を観察すると、極めて早期に吹付モルタルが中性化した現場が各所で認められる。図-7 は、その一例であるが、30cm 断面の吹

付法枠が一部のアルカリ性の部分を残してほとんど中性化し、鉄筋も全面的に錆びている。建設後わずか 6 年である。



図-7 30cm 断面の吹付法枠の中性化状況
紫色部分以外は中性化 (建設後 6 年経過)

この現場では、4 断面について調査したが、上記以外の 1 断面では、6 割程度の面積に中性化していない部分が残っていたが、表層に近い鉄筋位置ではすべて中性化していた。図-8 はその断面の一部である。法枠の左側の側面から、すなわち吹付作業時のノズル方向に直交する面で中性化が進行している。この層状の中性化現象は、実験用の供試体を作成した吉田ら⁹⁾の研究でも報告されている。実際の現場では、外部からは識別できないので多くの現場でこの様な現象が進行していると考えられる。

中性化が進行し、鉄筋が錆びて表面に赤錆が浮いた状態になると付着強度も低下し、梁の強度は著しく低下する。図-9 は建設後 17 年経過した吹付法枠の破損箇所を撮影したものである。図-7～9 に示した現象は起きないこと



図-8 法枠の中性化部
暗色部がアルカリ性

になっているが、このように非常に短期間に劣化が進行している現場も少なくない。



図-9 吹付法枠内で全面表面が腐食した鉄筋 (建設後 17 年経過)

3.3 補強材の耐久性

補強材の耐久性は、めっき鋼棒を使用する規格に変更され耐久性が改善された。しかし、

図-10 に示したような断面欠損箇所は、めっきしても 25 年以上経過すると劣化が急速に進行すると予想される。



図-10 補強材の断面欠損部分 (建設後 17 年経過)
(めっきしていない補強材)

図-10 に示した断面欠損箇所は、深さ 1.1m より浅い

位置の補強材に認められた。欠損箇所周辺の補強材が白いことから、注入グラウトが補強材を被覆しなかった箇所と考えられる。めっきした補強材の場合は、規格が変更されてから 10 年余りしか経過していないため、このような箇所は、引張り強度の観点からは、まだ健全であると考えられる。しかし、土壌中で概ね 25 年程度の耐久性と見込まれるので、この期間を経過するとめっきが消耗しやがて補強材の腐食が始まると考えられる。

田山ら¹⁰⁾は、関東ローム地盤で、亜鉛めっきした補強材で 1987 年に施工した現場について 1994 年に調査し、わずか 7 年で最大孔食深さ 0.84mm と最大腐食面積率 9% を報告している。めっきした補強材も早期に腐食する事がある。したがって、仮に、補強土工の耐用年数を 50 年程度と考えれば、めっきした補強材の耐久性上の課題は少ないが、それ以上の長期の耐久性能を期待すれば、いくつかの課題が発生すると考えられる。

3.4 耐久性の課題の要点

補強土工の法面工には、崩壊周期より耐久性が極端に短い課題がある。前述のように特に臨海地域や塩害地域、あるいは森林土壌に接触する場合は、亜鉛めっき製の頭部固定金具では耐久性が不足する。しかし、頭部金具については老朽化すれば、交換も可能である。一方、地中の補強材は交換できない。したがって、補強材の耐久性向上が特に必要である。この点については、田山ら¹⁰⁾や藤原¹¹⁾が示しているように、図-11 に示したグラウト注入材の漏逸や、坑口付近の固練りモルタルの充填不足が耐久性上の最大の課題であると考えられる。

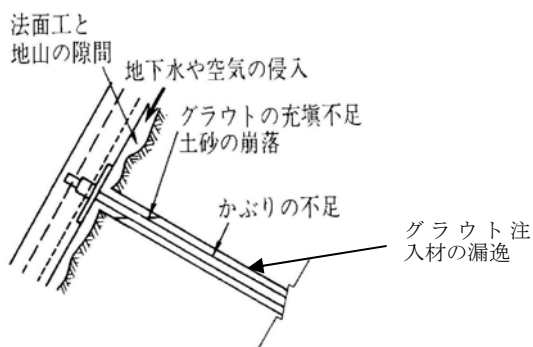


図-11 腐食原因の模式図
田山ら¹⁰⁾に加筆

4. 高耐久性化手法

長期的な耐久性について、関¹²⁾は、永続的な使用を考えた場合、新型アンカーでも、将来は大規模な更新と再施工が必要であると述べている。補強土工もほとんどの場合、永続的な使用が前提となるため、補強材自体の防食性能を現在の耐久性に関する概念以上に向上させる必要がある。

4.1 グラウト注入パッカーの使用

補強材腐食の主要な原因は、グラウト注入材の漏逸や、坑口付近の固練りモルタルの充填不足なので、この問題を解決する経済的で有効な方法は、グラウト注入にパッカーを使用することである。この手法は、多亀裂性の岩盤などでこれまでも使用されているが、地表からは認識できない断層破碎帯や開口亀裂がある地盤などでも漏逸が発生するので、明らかにグラウト材の漏逸が少ない地盤を除いては、標準的に使用することが全体的な補強土の耐久性の向上になると考えられる。ただ、パッカーの劣化がグラウト材と地盤との付着力を低下させてはならない。したがって、パッカー素材については、強アルカリ性のコンクリート内部でも劣化しにくい繊維を使用する必要がある。パッカー材のコストは、工事費全体のコストとしては、一般的には 2 割にも満たないが、耐久性がコスト上昇分を遥かに上回って向上すると考えられる。

4.2 耐久性がある法面工への転換

法面工には、吹付法枠からプラスチック製及び鋼製の受圧板及びびネットまで多様なものがある。特に主流となっている吹付法枠には、3.2 に示した理由でモルタルが中性化することで耐久性が劣るものが相当な比率であると推定される。ただ、コンクリートの中性化は、コンクリート部分の強度を低下させないので、単に中性化のみの課題であれば、普通鉄筋をエポキシ樹脂塗装鉄筋など腐食し難い鉄筋に変えれば問題は解決する。

一方、亜鉛めっきの頭部固定材は、臨海地域や塩害地域及び土壌と接触する箇所では、長期間の耐久性は期待できない。わずか 100 年の耐久性を考量しても 3 回程度の部品の交換が必要となる。さらに、めっきしたロープ材などは、めっき付着量を鋼板より減らさざるを得ないので、一般的にはさらに耐久性が短い。すでに、低密度ポリエチレンを亜鉛めっき鋼線に接着した製品(図-12)なども開発されており、網やロープの分野での防食概念の転換が必要である。このような素材にした場合のコストアップ分は 30~60% 程度と見込まれるが、素材の耐久性を維持できる期間は、何倍にもなり、長期的には明らかにコストダウンである。

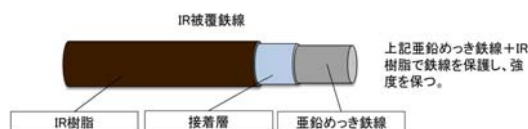


図-12 高耐久性の鋼線例

4.3 耐久性がある補強材の使用

めっきした補強材は、藤原¹¹⁾の研究では、施工後約 10 年経過した時点では、腐食が認められないことが報告されている。一方、めっきしていない補強材では、25 年供用した段階で 2~7mm 程度の最大孔食深さが示されている。めっきした補強材も同じグラウト状況であれば、

土壌中のめっきの消耗期間約 25 年を経過すると、グラウトかぶりが少ない部分やかぶりが無い部分からめっきの機能を消失し、腐食が進行すると考えられる。

本稿の 4.1 に記載したグラウト注入パッカーの使用は、グラウト材の漏逸を防止し、健全な補強土工の施工に寄与すると考えられるが、パッカーを使用しても、グラウト材のかぶりが少ない箇所は残存し、補強材に引張り力が働いた場合は、注入グラウト材にクラックが入る。

このため、非常に長期間の供用を考慮すると、かぶりが薄くてもグラウト材にクラックが入っても腐食を発生させにくいエポキシ樹脂塗装鉄筋や PVB 塗装鉄筋などの使用が必要である。図-13 は、工場生産された樹脂塗装鉄筋の断面であるが、溶融亜鉛めっきや刷毛塗りの場合には、防蝕層の厚さが凸部や凹部及び形状変化分で変化し薄くなる部分が生じるが、樹脂を粉体塗装で焼き付けた場合は、樹脂塗装層の厚さは均一で鋼材の節の隅で薄くなることは無い。そのため鋼材全面にわたって均一な防食性能を確保できる。

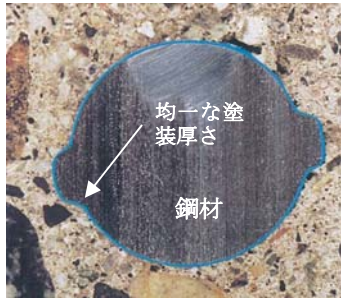


図-13 エポキシ樹脂塗装の均一な膜厚

エポキシ樹脂塗装鉄筋を曲げ加工する時に生じる塗膜の割れ、剥離、浮きなどの発生頻度は、樹脂ローラーを使用した

試験で、2003 年の土木学会基準では 20%以下と規定されているが、先駆的にエポキシ樹脂塗装鉄筋を実用化した A 社によると現在の試験結果は、D41~D51 で 0.1%以下、D25 以下ではほぼ 0%である。したがって、加工及び施工時に傷がつかないように配慮するとともに、塗膜損傷部の補修を補強材挿入前に確実にを行うことにより、長期的な耐久性を確保できると考えられる。

4.5 多重防食化

補強土工の永続的な使用を考慮すると、補強土工の多重防食化が必要である。樹脂塗装鉄筋の外部に合成樹脂製のシースを設置することで、補強材部分へ地下水やガスが侵入することを遮断することができる。このシースとしては合成樹脂製の波型管やフレキシブル管が既に広く市販されているので、低コストで資材を調達可能である。施工においては、シースが小径の場合は、扁平な注入パイプを使用し、シース径が大きく 53mm 程度の場合には、シース管をグラウト注入管として利用することで、補強材の周囲とシース管と地盤の間にもグラウト材を注入可能である。この方法で、削孔径も従来通り 65mm~90mm で掘削可能である。

さらに、プロピライトなどの強酸岩盤や酸性土壌地帯、特に森林の表土層や下部層は酸性度が高いので、シース管の外側でコンクリートが早期に中性化し、長期的には

コンクリート表面から酸性化して地盤とコンクリートの付着力が低下すると考えられる。このため、非常に長期の耐久性を必要とする場合には、外部に一般のコンクリートより酸性水に対して耐久性が優れた樹脂コンクリートなどを注入した遮断層を設ける必要がある。

5. 永続的な使用を考慮した補強土工

ここで述べる「永続的な使用を考慮した補強土」とは、永続的な使用を考慮して、耐久性が高い補強土とすることでライフサイクルコスト（以後 LCC と呼ぶ）削減を図るものである。数世紀以上の耐久性がある補強土工を建設できるものの、数 100 年経過後は、再建設の必要が生じると考えられる。特に、紫外線・塩害・温度変化など耐久性を低下させる要因が多い頭部付近の部材は、100 年以上経過した後、取り換えや補修の必要が発生すると考えられる。しかし、地中部分については、1 回建設すると、維持補修や管理が地上部より困難なうえ、コストも高いので、特に地中部分の耐久性の向上を図るものである。

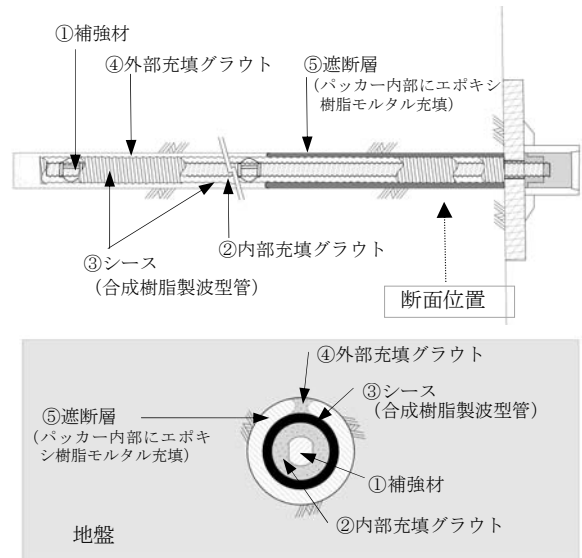


図-14 永続的な使用を考慮した多重防食の補強土

永続的な使用を考慮した補強土の基本的な構造を図-14 に示し説明する。補強材側から地盤側に順に述べる。

①補強材

エポキシ樹脂塗装鉄筋や PVB 塗装鉄筋とする。

②内部充填グラウト

シースの内部に充填するグラウトで従来と同じセメントミルクを使用する。

③シース

合成樹脂製の波型管などを使用することで、外部の地下水や気体の内部への侵入を遮断できる。シースを波型管とすることで、内外のコンクリートとの付着力を確保できる。

④外部充填グラウト

シースと地盤の間に充填するセメントミルクで、地盤

とシースの付着とシースの劣化防止の目的を持つ。

⑤遮断層

地盤が中性地盤の場合は必要ではないが、酸性地盤の場合には、長期的には外部充填グラウトが地盤と接する部分で酸性化し、コンクリートの酸性化が起きると考えられる。コンクリートが酸性化すると強度が著しく低下し、地盤との付着力を確保できないために、酸性の地下水やコンクリートを劣化させる気体を遮断する層を設けるものである。パッカー内にエポキシ樹脂モルタルやポリマーセメントを充填することにより、付着力の維持と内部のコンクリートを保護できると考えられる。図-14は、切土法面上部に酸性土壌がある場合や、森林土壌が1m程度分布する場合を記載したものであり、地盤がすべて酸性地盤の場合には孔底まで遮断層を設ける必要があると考えられる。

以上の他に、頭部固定具の高耐久性化も必要であるが、この部分は、取り換えることで維持補修も可能なので、高耐久性の部材を使用することにし、細かな技術的な改善法については省略する。

6.LCC評価の課題

補強土分野におけるLCC評価の最大の課題は、LCC評価が進まないことである。LCC評価の重要性が一般的に指摘され、20年以上経過していると思われるが、土木分野でLCC評価は、ほとんど行われていない。LCC評価に優れた製品や部材が販売され始めたが、コスト削減の掛け声とともに、補強土分野では、逆にLCCでは高コストな工法の開発が増加傾向にあると感じられる。その理由として、次の点が指摘される。

6.1 LCC評価の難しさ

LCC評価の難しさを、一例としてめっきした地上部のプレートやナット及びキャップ類について述べる。図-4は、溶融亜鉛めっき(HDZ55)の耐久性を、海岸地帯で25年としている。ところが、表-3に示した三宅島の海岸から100m地点の実験結果からは12年の耐久が計算される。さらに、海に面した飛沫帯やそれに続く塩害地域では、短い耐久性が予想され、逆に海岸地域でも25年以上の耐久性を保てる環境がある可能性もある。

この様に、従来から幅広く使用されている技術についても、各現場での耐用年数を見出すのは困難である。さらに、地中の不可視部分では、耐久性を正確に推定するには困難が伴う。

現状は、LCC評価には、使用する個別の部材の耐久性が不明で有るばかりでなく、点検コスト、補修コスト、再建設コストなどを考慮すると、事実上正確なLCC評価は困難である。

6.2 LCC評価への提案

日本全体の社会資本の維持管理コストを考慮した場合、建設時のみのコストで行う工法比較は、社会資本に対する国民負担をやがて増加させる。したがって、多くの困難や現場間での不整合があっても、LCC評価による工法比較を実施する必要がある。そのために必要な主要事項は、下記の事項と考えられる。

(1) 技術者判断の尊重

補強土工の部品の耐用年数という限られた検討事項でも、置かれている環境(空气中・土中・塩害地域・気温・湿度・紫外線)など多くの要素で耐用年数は異なる。防食処理についても、例えばステンレス鋼のプレートや補強材を検討した場合、JIS規格に60種類が登録され、価格も変動する。他にも、コンクリートの素材、塗料、合成樹脂など様々な素材や仕様のものであり、それらの耐用年数を各使用環境別に正確に予測することは困難である。基準化する場合も大変な困難が伴う。

したがって、補強土工を適用する個別の現場で、コンサルタントの設計技術者と発注者がLCCについて評価し、合意した結果は、ある程度の合理性があれば、尊重されなければ、LCC評価は進まない。すなわち、国の検査機関は、技術者のLCC評価の中身を極端な遺漏が無い限り指摘の対象とせず尊重する必要がある。国の検査機関がそのようなLCC評価の違いを指摘している訳ではなく、むしろLCC評価を推進したい検査結果が見受けられるが、技術者判断が十分に尊重されなければ、常に国による検査を念頭に置いて設計行うコンサルタント技術者と発注者が率先してLCC評価を行うことは困難である。

検査機関としては、LCC評価の中身を基本的に検査の対象としないことで、個別の現場間では不一致や矛盾が生じて、国全体の視点に立てば、LCC評価の進展で税金の節約という検査機関本来の目的を推進できると考えられる。

(2) LCC評価の供用年数の明確化

LCC評価を行う場合、評価する期間の違いで、結果も異なってくる。補強土工の様に極めて長期間の耐久性を必要とする構造物では、次の期間などに区分して評価することが考えられる。

- a. 永続的な供用を前提する場合:500年間のLCC評価(高速道路や密集市街地の斜面など)
- b. 300年間の供用とする場合:300年間のLCC評価
- c. 100年間の供用とする場合:100年間のLCC評価(限界集落の農道で、100年後には廃道になっている可能性が高い場合などで比率は少ない)

(3) 学会のLCC評価支援

現在、技術者がLCC評価を行う場合に、LCC評価の参考となる体系化されたマニュアルは無い。この種のマ

マニュアルを作成するには、本学会以外にコンクリート、合成樹脂、金属、防食などの他方面の知見が必要である。一方、それらの各専門分野においても100年を超える耐久性についての知見は少ないので、マニュアル作成には非常な困難を伴う。当初の段階では、「点検コストや補修コストを考慮せず、再建設費用を考慮するのみでも良い」あるいは「耐久性が不足する一部の部品の交換を前提とする比較でも良い」「耐用年数は各技術者が判断しても良い」などと表明することで、LCC評価が行いやすい環境を創造し、LCC評価を支援することも考えられる。このような簡単ないくつかの表明で、20～30年の長期に渡りその必要性が指摘され続けながらも普及しなかったLCC評価は進展する可能性がある。

7. 結論

鹿児島県奄美大島の砂岩頁岩互層分布地域の崩壊周期は、自然斜面で約2400年の周期と考えられる。同じく奄美大島の法面では、平均約250年程度で法面が更新されると見込まれる。

このように、自然斜面の崩壊周期と法面が崩壊するまでの平均時間は非常に長いので、現状の補強土工では崩壊周期より耐久性が短く、崩壊の臨界状態に達する前に補強土工が老朽化する課題がある。特に補強土工の場合には、崩壊防止の保険的な意味合いで施工されることが多いので、崩壊前に老朽化すると、社会資本としての投資効果が無いに等しい。したがって、非常に長期の耐久性を有する補強土工が必要である。

長期の耐久性を有する補強土として、パッカー及び合成樹脂製の波型管や樹脂塗装鉄筋を利用した多重防食の補強土工の開発や普及も今後必要である。

また、土木設計分野でLCC評価が遅々として進まない理由として、評価の困難さがあることを指摘する。LCC評価が進むために、各設計現場におけるLCC評価内容に対する技術者判断を尊重し、LCC評価の進展を図る必要がある。

日本の生産年齢人口は、2015年で約7600万人であるが85年後の2100年には、約2200万人に減少すると予想され¹³⁾、老朽化する社会資本は1世紀以内にさらに大きな社会負担となる。永続的な供用を前提する現場では、補強土工分野における耐久性の各段の向上を現時点で早急に図る必要がある。

Collapse period of the slope is very long. durability improvement of the nailing that are now commonly used is required. Therefore multiplexing of the corrosion countermeasure to the nailing, using grouting packer sheath and groundwater blocking layer are required. In addition there is a need to create an environment that engineer can contribute to society of these we simplify the life cycle cost evaluation. Announcement of The Japanese Geotechnical Society is also important support.

参考文献

- 1) 下川悦郎・地頭菌隆・中村淳子 (1987) : シラス急斜面における崖崩れの周期性と発生位置の予測, 1986年梅雨末期集中豪雨による鹿児島市内のシラス災害に関する調査研究, pp.69-81
- 2) 下川悦郎・地頭菌隆・高野茂 (1994) : しらす台地周辺斜面における崩壊の周期性と発生場の予測, 森林科学, 第2巻1号, 概要集, pp.9-12
- 3) 下川悦郎・地頭菌隆 (1984) : 屋久島原生自然環境保全地域における土壌の居留時間と屋久スギ, 屋久島原生自然環境保全地域調査報告書, pp.83-99
- 4) 下川悦郎・地頭菌隆・鍋田寛志 (1990) : 紫尾山風化花崗岩地域における表層土厚の分布と山くずれの履歴, 平成2年度砂防学会研究発表会概要集, pp.278~281
- 5) 下川悦郎・地頭菌隆・谷口浩幸・堀与志郎 (1984) : 山くずれの周期性・免疫性について, 昭和59年度砂防学会研究発表会概要集, pp.54-67
- 6) 一般社団法人 日本溶融亜鉛鍍金協会 HP (2014.9)
- 7) 森林の水・土・空気をまもる (2005), (独) 森林総合研究所, 第1期中期計画成果1, pp.7
- 8) 日本鋳業協会 鉛亜鉛需要開発センターHP (2014.9.4)
- 9) 吉田誠・武若耕司・山口明伸・三田和朗 (2008) : エポキシ樹脂塗装鉄筋と含浸材を併用した吹付コンクリート部材の長期耐久性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.603-608
- 10) 田山聡・前野宏司・松山裕幸 (1996) : 地山補強土工法の耐久性に関する調査, 土と基礎, Vol.44, No.10, pp.35-36
- 11) 藤原優 (2012) : 切土補強法面の長期耐久性に関する検討, 土木学会論文集C (地圏工学), Vol.68, No.4, pp.707-719
- 12) 関茂和 (2013) : 高速道路におけるアンカーの維持管理状況, 高速道路資産の長期保全及び更新の有り方に関する技術検討委員会資料平成25年7月30日, pp.25
- 13) 日本の人口推移, 国立社会保障人口問題研究所, 2014年1月推計, (出生率と死亡率を中位で推計)