（斜面対策技術国際化委員会　研究調査報告書－第2部）

若手技術者に向けた斜面対策工設計技術の解説書

―海外展開の課題に関する歴史的な背景と理論的な解説―



公益社団法人　日本地すべり学会　斜面対策技術国際化委員会

まえがき

日本の斜面対策工は，オランダ人技術者のデ・レーケ（Johannis de Rijke）やオーストリア人研究者のアメリゴ・ホフマン（Amerigo Hofmann）が活躍した明治の時代から海外の技術を取り入れつつ独自に発展してきました。特に昭和の時代は数多くの新しい斜面対策工が導入されましたが，それに応じて設計技術は日本独特の方法が多数存在しています。つまり，同様の斜面対策工でも日本と海外を比べると設計方法が異なる部分がたくさんあります。日本地すべり学会の研究調査部内に 2015 年に設置された斜面防災技術国際化小委員会は 2018 年から学会直属の斜面防災技術国際化委員会となり，2023 年に斜面対策技術国際化委員会と改名されて，この日本と海外の設計方法の違いに関する研究活動を続けてきました。その研究成果として，個々の課題の歴史的な背景や理論的な意義を深掘りした解説書「斜面対策技術国際化委員会　研究調査報告書－第２部：若手技術者に向けた斜面対策工設計技術の解説書（日本語版）－海外展開の課題に関する歴史的な背景と理論的な解説」と，それらの課題に関する海外事業での対応方法までを解説した「斜面対策技術国際化委員会　研究調査報告書－第１部：斜面対策工設計技術解説書（日本語版・英語版）－日本の斜面対策工設計技術の海外事業における課題と対応」を制作しました。

＜本委員会活動の目的＞

近年，斜面災害関連の研究や事業を海外の開発途上国や中進国で行う事例が増えていますが，そこで問題となっている技術面の主な課題は以下の通りです。海外で活躍する日本人技術者のために，このような課題に対応した斜面対策工の設計に関する技術解説書等を整備することを主な目的とします。

(1)日本と異なる地質条件や気象条件の地域で，日本の基準をそのまま適用できない場合がある（例えば，切土勾配）。適用できるような条件の地域であっても，その基準の数値等の根拠を説明する必要がある。

(2)日本の技術者は技術基準に掲載された数値や設計手法等を利用しているが，古くから利用されている基準値等が多いことから，それぞれの基準がどのようにして生まれたかの背景を知る技術者は少なくなっている。

(3)斜面災害に関連する国内の技術基準書には，長年の慣習として使用しているものの理論的な裏付けのない手法や力学的な厳密性に欠ける手法がそのまま掲載されているものもある。このような論理的な問題のある手法をそのまま海外で利用するのではなく，その経緯や問題点及び利点なども含めた解説が必要である。

(4)日本の多くの斜面対策工の設計方法は昭和の時代からほとんど変わっていないが，同じ工種の設計方法が欧米と異なっている。斜面対策の設計で一般的に利用する安定解析式の種類や利用方法も日本と欧米では異なる。開発途上国や中進国の技術者は日本以外に欧米からの技術支援を受けており，斜面対策工の設計にも欧米の設計ソフトを利用していることから，欧米の設計方法を理解している。海外業務に従事している人を含め，日本には欧米の設計方法を知らない技術者が多い。

＜本委員会の活動期間＞

2018 年 4 月～2026 年 3 月（先行研究期間：2015 年 4 月～2018 年 3 月）

斜面対策技術国際化委員会（順不同）

区分	氏名	所属（2026 年 3 月末時点）
委員長	榎田充哉	国土防災技術株式会社
委員	檜垣大助	弘前大学名誉教授
委員	浅野志穂	森林研究・整備機構　森林総合研究所
委員	上野雄一	日特建設株式会社
委員	岩佐直人	株式会社藤井基礎設計事務所
委員	廣田清治	愛媛大学大学院農学研究科
委員	黒川将	国土防災技術株式会社
委員	原　崇	応用地質株式会社
委員	木下三郎	株式会社日航コンサルタント

執筆者一覧

氏名	所属（2026 年 3 月末時点）	主な担当※
榎田充哉	国土防災技術株式会社	Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，Ⅴ，Ⅶ
上野雄一	日特建設株式会社	Ⅳ
岩佐直人	株式会社藤井基礎設計事務所	Ⅵ
黒川将	国土防災技術株式会社	Ⅳ

※各章の原稿の推敲作業は述べ 36 回の推敲部会において委員全員が担当し，原稿に必要な各種資料の提供も委員全員で担当した。

＜「かな」表示が含まれる専門用語の表現の統一＞

本書では，「かな」表示が含まれる専門用語（名詞）を，文献名を除いて以下の表現で統一する。名詞として使用する専門用語に「かな」表示が含まれると文章中での視認性が低下するためである。

のり面→**法面**，のり枠→**法枠**，のり枠工→**法枠工**，吹き付け工・吹付け工→**吹付工**，
吹き付けのり枠工・吹付け法枠工→**吹付法枠工**，締め付け効果・締付け効果→**締付効果**，
引き止め効果→**引止効果**

2026 年 3 月 31 日

斜面対策技術国際化委員会

内容

Ⅰ　総説

1. 総説 1
1.1 本書の目的と想定する読者 1
1.2 対象とする斜面対策工 5
1.3 聞き取り調査の実施と情報収集 6

Ⅱ　斜面対策工の共通の課題

1. “Landslide”に関する海外と日本の認識の違い 7
1.1 課題 7
1.2 解説 7
1.2.1 日本における歴史的背景 7
1.2.2 理論的な解説 7

Ⅲ　地すべりの安定解析に関する課題と解説

1. Fellenius 式の非円弧すべりへの適用の慣行 9
1.1 課題 9
1.2 解説 9
1.2.1 日本における歴史的背景 9
1.2.2 理論的な解説 15
2. 厳密な極限平衡法と簡易な極限平衡法に関する認識の違い 16
2.1 課題 16
2.2 解説 16
2.2.1 日本における歴史的背景 16
2.2.2 理論的な解説 17
3. 土質強度パラメータの設定における逆算法の利用 20
3.1 課題 20
3.2 解説 20
3.2.1 日本における歴史的背景 20
3.2.2 理論的な解説 20
4. 土質パラメータ設定における日本の慣習（1）－土質強度パラメータの逆算方法 22
4.1 課題 22
4.2 解説 22
4.2.1 日本における歴史的背景 22
4.2.2 理論的な解説 25
5. 土質パラメータ設定における日本の慣習（2）－単位体積重量の決定方法 27
5.1 課題 27
5.2 解説 27

5.2.1 土質毎の標準的な単位体積重量を決定した歴史的背景 27
5.2.2 理論的な解説 30
6. 初期安全率と計画安全率の設定における日本の習慣 32
6.1 課題 32
6.2 解説 32
6.2.1 日本における歴史的背景 32
6.2.2 理論的な解説 33

Ⅳ 切土工の設計に関する課題と解説

1. 地山分類の海外との違い 35
1.1 課題 35
1.2 解説 35
1.2.1 日本の地山分類の歴史的背景 35
1.2.2 理論的な解説 46
2. 標準切土法面勾配の国際的な違い 73
2.1 課題 73
2.2 解説 73
2.2.1 日本における歴史的背景 73
2.2.2 理論的な解説 82
2.2.3 諸外国の標準切土法面勾配の事例 93
2.2.4 海外事業において対象国の標準切土法面勾配を設定する場合の全体的な方針 106
3. 特殊な地質に対する標準切土法面勾配の違い 109
3.1 課題 109
3.2 解説 109
4. 途上国での切土後の法面保護についての必要性の認識の違い 114
4.1 課題 114
4.2 解説 114
4.2.1 対応 115

Ⅴ 集水井工の設計に関する課題と解説

1. 日本特有の対策技術 117
1.1 課題 117
1.2 解説 117
1.2.1 日本における歴史的背景 117
1.2.2 理論的な解説 119
2. 鋼製集水井工の異なる設計仕様 120
2.1 課題 120
2.2 解説 120
2.2.1 日本における歴史的背景 120
2.2.2 理論的な解説 122

3. 2つの仕様による掘削深さの違い 125
3.1 課題 125
3.2 解説 125
3.2.1 日本における歴史的背景 125
3.2.2 理論的な解説 125
4. 鋼製集水井の異なる設計手法の存在 126
4.1 課題 126
4.2 解説 126
4.2.1 日本における歴史的背景 126
4.2.2 土圧の考え方に関する理論的な解説 129
4.2.3 鋼製集水井工の設計計算に関する理論的な解説 136
5. RC 製集水井の構造計算式の課題 141
5.1 課題 141
5.2 解説 141
5.2.1 日本における歴史的背景 141
5.2.2 RC 製集水井工の構造計算に関する理論的な解説 142

Ⅵ 法枠工の設計に関する課題と解説

1. 日本特有の対策技術 146
1.1 課題 146
1.2 解説 146
1.2.1 法枠工の歴史 146
1.2.2 理論的な解説 152
2. 簡略的な設計計算の論理的根拠の不足 156
2.1 課題 156
2.2 解説 156
2.2.1 日本における歴史的背景 156
2.2.2 理論的な解説 157
3. 吹付法枠工の崩壊事例 164
3. 1 東日本大震災時の吹付法枠工の損傷事例 164
3.2 H16 年(2004 年)中越地震時における吹付法枠の崩壊事例 165
3.3 基盤の風化と背面洗掘に伴う吹付法枠の損傷 167

Ⅶ アンカー工の設計に関する課題と解説

1. 日本で多用される必要抑止力算出方法の力学的な厳密性の欠如 168
1.1 課題 168
1.2 解説 168
1.2.1 日本における歴史的背景 168
1.2.2 理論的な解説 169
2. 日本で設計条件として採用されている各種規定値の適用性 173

2.1 課題 173
2.2 解説 173
2.2.1 日本における歴史的背景 173
2.2.2 理論的な解説 180
3. 場所打ち受圧板の設計方法の不統一 185
3.1 課題 185
3.2 解説 185
3.2.1 日本における歴史的背景 185
3.2.2 理論的な解説 186
4. 設計定数を得るための各種現地試験の実施環境の不整備 187
4.1 課題 187
4.2 解説 187
4.2.1 日本における歴史的背景 187
4.2.2 理論的な解説 187

Ⅰ　総説

1. 総説

1.1 本書の目的と想定する読者

(1)背景

日本には斜面対策に関連する公的な技術基準書が多数存在する。古くは 1958 年に発行された建設省河川砂防技術基準（建設省，1958）があるが，1970 年代になると他の所管の技術基準書が次々に発行され，その後改訂を繰り返してきた。このような長い歴史を持つ各種技術基準書に対する日本の技術者の信頼は高い。

しかし，日本の技術基準書には，力学的な厳密性に欠く設計方法も複数掲載されている。例えば，アンカー工の引止効果の算定方法は力学的な厳密性に欠く方法と正しい方法の両方が公的な技術基準書に記載されているが，力学的な厳密性に欠く方法を掲載した技術基準書が多く，これが日本での主流となっている。非円弧すべりの再滑動型地すべりに円弧すべり対応の Fellenius 式を適用することが明記された技術基準書もあるが，これも力学的な問題がある。このような力学的な問題点を理解している日本の技術者は少なく，技術基準書に記載されているというだけで，問題意識を持たずに使用している技術者も多い。

また，各種技術基準書に記載されている色々な基準値に疑問を持つ技術者も少ない。なぜ，その基準値となったのか，その経緯を知る技術者も少なくなっている。例えば，日本の再滑動型地すべりの対策事業では，すべり面深度からすべり面粘土の粘着力 c を設定する方法が多用されているが，この力学的な根拠や問題点を知る技術者は少ない。この力学的な根拠や問題点を知らない日本の技術者が近年では斜面崩壊対策分野でもこの方法を利用し，日本の ODA 事業で整備された海外の斜面崩壊対策の設計マニュアルにそのまま転載している例がある。日本の標準切土勾配の標準値も日本の気象条件と地質条件から生まれた日本独自の基準値であり，ここでの地山分類の硬岩(Kougan)・軟岩(Nangan)は直訳すれば Hard rock と Soft rock であるが，英語の Hard rock や Soft rock とは異なる意味を持つ日本独自の分類方法である。この“Kougan”と“Nangan”の定義を知る技術者も少ない。よって，日本の標準切土勾配の標準値の表をそのまま海外に適用することは出来ない。日本の各種技術基準書に掲載された設計方法や基準値が海外事業で利用可能であるかを評価するためには，日本の設計方法や各種基準値の力学的な問題点と制定の経緯・過程を知ることが重要である。

Natural Resources Canada(2012)は「Review of existing landslide guidelines－National technical guidelines and best practices on landslides」を発表しているが，そこに掲載されている既存の“Landslide guideline document”に Japan の各種基準書は含まれていない。日本に地すべりや急傾斜地対策に関する各種基準書が存在することが海外から認識されていない実態が反映されている。理由は日本の各種基準書類の英語版が整備・公開されていないためであると推測される。日本の技術者は日本が斜面防災技術の先進国であるという認識にあるが，この事例のように海外の認識はそれと異なる。

表 1.1.2 に示すように Natural Resources Canada(2012)はそれぞれのガイドラインが何時（いつ, when）使われるものであるかを分析しているが，ほとんどのガイドラインが“When slope failure is a concern”に“More applicable”のレベルで対応しており，“After a landslide has occurred”に“More applicable”のレベルで対応しているガイドラインは全 35 冊中で２冊のみ（USA(No.27)と Hong Kong(No.13)）であると分析している。残りの 33 冊は事前対策が可能な崩壊や落石などのガイドラインであり，日本での急傾斜対策の技術基準類等に該当する。

このように滑動が確認された後の事後対策が主体となる再滑動型地すべりに対するガイドラインが海外では少ないことがわかる。海外の“Landslide”が斜面の土砂移動現象全体を指すことは日本でも知られているが，海外の Landslide 対策の対象（おもに斜面崩壊や落石）が日本の Landslide 対策の対象（再滑動型地すべり，斜面崩壊，落石，岩盤崩落，土石流など）と異なることは十分に理解されていない。

表 1.1.1 世界各国の Landslide guideline のリスト（Natural Resources Canada(2012)のデータより作成）

No.	Country/Region	Primary Topics	Year of Publication
1	Australia	Landslide zoning	2007
2	Australia	Landslide risk management	2000, 2007
3	Australia	General guide to understanding landslides	2007
4	Canada	Risk management	1997
5	Canada	Risk management principles	2010
6	Canada/BC	Management of landslide-prone terrain	1994
7	Canada/BC	Landslide risk case studies in the forest sector	2004
8	Canada/BC	Management of landslides in the forest sector	2008
9	Canada/BC	Landslide assessments in the forest sector	2009
10	Canada/BC	Landslide assessments for residential development	2010
11	Canada/Québec	Use of landslide maps for loss reduction	2005
12	China/Hong Kong	Risk criteria for landslides	1998
13	China/Hong Kong	Geotechnical manual for slopes	2000
14	China/Hong Kong	Landslide debris-resisting barrier design	2000
15	China/Hong Kong	Guide to engineered slope maintenance	2003
16	China/Hong Kong	Natural terrain landslides	2003
17	EU	Managing landslides in urban areas	2000
18	Germany	Disaster risk management	2004
19	India	Management of landslides and snow avalanches	2009
20	International	Landslide zoning	2008
21	International	Risk management principles	2009
22	International	Open pit slope design	2009
23	Malaysia	Slope maintenance in Malaysia	2006
24	New Zealand	Planning policy and approval requirements	2007
25	Switzerland	Landslide mapping and land use planning	1997
26	UK/Scotland	Landslides in peat: hazard and risk assessments	2006
27	USA	Landslide investigation and mitigation	1996
28	USA	Landslides and planning	2005
29	USA	General guide to understanding landslides	2008
30	USA/California	Static and seismic slope stability assessments	2002
31	USA/California	Landslide management and storm damage response	2003
32	USA/Colorado	Landslide guide for state/local government planning	1989
33	USA/Missouri	Engineering policy guidelines for slope design	2011
34	USA/Utah	Evaluation of landslides	1996
35	USA/Utah	Debris flow hazards on alluvial fans	2005

※Source:Natural Resources Canada(2012)：「Review of existing landslide guidelines－National technical guidelines and best practices on landslides」

表 1.1.2 世界各国の Landslide guideline の分析結果（Natural Resources Canada(2012)のデータより）

No.	Country/Region	Year of Publication	Who				What						Where				When				
			Engineers/Geoscientists/Professionals	General public/non-technical audience	Land use planners	Regulators	Responsibilities	Land use planning	Zoning	Risk assessment/management	Site investigation/failure mechanisms	Mitigation/remediation	Proposed development areas	Developed areas	Potentially unstable slopes	Landslides occurred	All stages of land use planning	When slope failure is a concern	When risk management is needed	After a landslide has occurred	When mitigation/remediation is needed
1	Australia	2007	●	×	●	●	●	●	×	●	○	○	●	●	●	○	●	●	●	×	●
2	Australia	2000, 2007	●	×	●	●	●	●	●	○	×	○	●	●	○	○	●	●	●	×	○
3	Australia	2007	×	●	○	○	×	○	×	×	×	○	○	○	○	○	×	●	×	○	○
4	Canada	1997	●	×	○	○	●	○	×	●	×	×	○	○	○	×	○	●	●	×	×
5	Canada	2010	●	×	○	○	●	○	×	●	×	×	○	○	○	×	○	●	●	×	×
6	Canada/BC	1994	○	○	○	○	×	○	×	×	○	○	○	×	○	×	○	●	×	×	○
7	Canada/BC	2004	●	×	○	×	×	○	×	●	○	○	●	○	●	×	×	●	●	○	×
8	Canada/BC	2008	●	×	×	●	●	×	×	×	×	○	○	×	○	×	○	●	○	×	○
9	Canada/BC	2009	●	×	×	●	●	×	×	×	○	○	○	×	○	×	×	●	×	×	○
10	Canada/BC	2010	●	×	○	●	●	●	×	×	●	○	●	×	●	×	●	●	○	×	○
11	Canada/Québec	2005	○	×	●	○	×	●	●	○	×	×	●	●	●	○	●	●	●	○	○
12	China/Hong Kong	1998	●	×	○	○	×	○	×	●	○	○	○	○	○	×	●	●	●	×	●
13	China/Hong Kong	2000	●	×	×	×	×	×	×	×	●	●	○	○	●	●	○	●	×	●	●
14	China/Hong Kong	2000	●	×	×	×	×	○	×	×	○	●	○	○	●	○	○	●	×	×	●
15	China/Hong Kong	2003	○	×	×	×	○	×	×	×	○	○	×	●	●	×	○	●	×	×	×
16	China/Hong Kong	2003	●	×	○	○	○	●	○	○	●	●	○	○	○	○	○	●	○	○	●
17	EU	2000	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	○	●	○	○	●	×	○	●
18	Germany	2004	×	×	×	○	○	×	×	●	×	○	×	×	×	×	○	○	●	×	○
19	India	2009	○	×	×	●	●	×	×	○	○	○	×	○	○	×	×	●	○	×	○
20	International	2008	●	×	●	●	●	●	●	○	×	○	●	●	○	○	●	●	●	×	○
21	International	2009	●	×	○	○	●	○	×	●	×	×	○	○	○	×	○	●	●	×	×
22	International	2009	●	×	×	×	×	×	×	●	●	●	○	×	●	○	○	●	×	○	●
23	Malaysia	2006	○	×	×	×	○	×	×	×	○	○	×	●	●	×	○	●	×	×	×
24	New Zealand	2007	○	●	●	●	×	●	×	○	×	○	●	×	○	×	●	●	○	×	○
25	Switzerland	1997	●	○	○	○	×	○	●	○	●	○	○	●	○	○	○	●	○	○	×
26	UK/Scotland	2006	●	×	○	○	×	○	×	○	●	●	○	○	○	○	○	●	○	○	○
27	USA	1996	●	×	×	×	×	×	×	○	●	●	○	○	●	●	○	●	○	●	●
28	USA	2005	×	○	×	○	×	●	×	○	×	○	●	×	○	×	●	●	○	×	●
29	USA	2008	×	●	○	○	×	○	×	×	×	×	○	○	○	×	×	●	×	○	×
30	USA/California	2002	●	×	○	○	○	○	○	×	●	●	○	○	●	○	○	●	×	○	●
31	USA/California	2003	○	×	×	○	○	×	×	×	○	●	×	●	○	○	×	●	×	○	●
32	USA/Colorado	1989	×	○	○	●	×	○	○	×	○	●	○	○	○	○	○	●	○	○	●
33	USA/Missouri	2011	●	×	×	○	×	×	×	×	●	●	●	○	●	○	●	●	×	×	●
34	USA/Utah	1996	●	×	×	×	×	×	×	×	●	○	○	○	○	○	×	●	×	○	○
35	USA/Utah	2005	●	×	●	○	×	×	○	○	○	●	○	×	×	○	○	○	○	×	●

Legend: ●More applicable；○Applicable；；×Less applicable or not applicable

※Source:Natural Resources Canada(2012)：「Review of existing landslide guidelines－National technical guidelines and best practices on landslides」

そのほかに，海外と日本の市販の設計ソフトの違いに関する問題もある。日本は昭和の時代から，使用する安定解析式や土質強度パラメータの設定方法や斜面対策工の重要な設計パラメータなどが継続的に公的な技術基準書に指定されており，厳格な仕様規定が現在も続いている。日本の市販の設計ソフトは各種技術基準書に準拠することを重視していることから，技術基準書の記載とは異なる安定解析式や設計方法には対応していない。一方，開発途上国でも広く採用されている欧米の設計ソフトはほとんどが土質強度パラメータの確率評価や斜面対策工の性能設計に対応しており，Eurocode7 に対応した限界状態設計法にも対応している。また，設計ソフト毎に採用している安定解析式も斜面対策工の設計方法も異なる。開発途上国で使用している欧米の設計ソフトの種類は国毎に異なる。日本の技術者は開発途上国の技術者が日頃から欧米の設計ソフトを利用していることを認識し，日本と欧米の設計ソフトの違いも知る必要がある。

日本の斜面対策技術を海外展開する場合に発生するこのようなさまざまな問題が日本では広く認知されていないため，本書を海外事業における斜面対策の設計に関する解説書としてとりまとめた。

(2)本書の目的

本書で取り上げている斜面対策工の設計技術の海外展開に関する課題は，おもに昭和の時代に生まれた設計手法に関する課題である。その設計技術は国内の斜面対策関連事業の中で現在でも慣習として日常的に利用されているため，多くの日本の技術者はそこに技術的な課題があることを認識していない。更に，特に若手技術者は，それらの課題が生まれた昭和の時代の斜面防災関連事業がどのような環境であったかを知らないため，その慣習が生まれた背景も知らない。例えば，地すべり等防止法が施行されて地すべり対策事業が本格化した昭和 32 年（1957 年）頃は関数電卓さえも存在しない時代で，ソロバンと計算尺とタイガー計算機を使って地すべりの安定解析や対策工の設計業務を実施していた。そのために手計算でも実施可能な Fellenius 式の安定解析が主流となったが，このような背景を多くの若手技術者は知らない。。

本書で取り上げた，海外で斜面対策工の設計技術の海外展開に関する課題は，言い方を変えると日本だけで通じる設計技術であり，海外ではそのまま利用できない技術である。本書はその課題に関連する歴史的な経緯と，その課題を理論面から考察した専門書である。

本書の目的は以下の通りである。

1)日本の技術者に，海外ではそのまま利用できない日本独自の設計手法が何であるかを伝える。

2)日本の技術者に，海外ではそのまま利用できない日本独自の設計技術が生まれた歴史的な経緯を伝える。

3)海外で斜面防災関連の事業に係わる日本人技術者が，対象国の技術者を指導する場合の技術資料とする。

(3)想定する読者

1)日本で活躍する日本の技術者（特に昭和の時代の斜面防災対策事業を知らない若手技術者）

斜面対策工の設計において日本で日頃利用されている技術や手法の技術的な課題を十分に理解していない日本の技術者に，その課題の歴史的な背景や論理的な考え方を理解してもらう。

2)海外で活躍する日本の技術者

日本の技術者が海外で当該国のカウンターパートに技術移転等を行う場合の基礎知識として利用す

る。例えば，日本における標準切土勾配がどのような経緯で現在の値となったかの経緯を知れば，対象国独自の標準切土勾配を設定するために必要なプロセスを理解することができる。

1.2 対象とする斜面対策工

本書で対象としている斜面対策工は以下の工種である。

表 1.2.1 本書で対象とする斜面対策工

No.	工種	備考
1	斜面安定解析	対策工ではないが各種対策工の設計に関連する技術として取り上げた。
2	切土工	道路法面などの切土工をおもに取り扱う。
3	集水井工	再滑動型地すべり対策。鋼製と RC 製の両方を取り扱う。
4	地山補強土工	鉄筋挿入工をおもに取り扱う。国際化の課題のみを記載。
5	アンカー工	斜面崩壊対策と再滑動型地すべり対策
6	法枠工	吹付法枠工をおもに取り扱う。国際化の課題と設計上の留意点のみを記載。

これらの工種は ODA などの海外事業において，日本での設計手法をそのまま採用すると特に様々な問題が発生する工種として選定した。当初はその他の工法についても取り上げていたが時間的な制約やマンパワーの関係で本書の対象から削除した。

ただし，本書で取り上げていない対策工の設計手法でも国際化の課題を含むものはある。例えば，地すべり鋼管杭工の設計手法も日本独自の方法であり，欧米の設計ソフトが採用している抑止杭の設計理論と異なることや，必要抑止力算定方法の力学的な問題，所管官庁で異なる鋼材の短期強度と長期強度の判定基準の問題，すべり面深度に応じた日本独自の杭間隔の標準値という問題などを有する。シャフト杭工も必要抑止力算定方法の力学的な問題や所管官庁で異なる長杭と短杭の判断基準の問題など，国際化の課題を含んでいる。これらの国際化の課題についても将来的には明確にする必要がある。

1.3 聞き取り調査の実施と情報収集

斜面対策関連の日本の技術基準書は 1970 年代に創刊されたものや大幅改定されたものが多い。2015 年に日本地すべり学会研究調査部内に設置された「斜面防災技術国際化小委員会」は，1970 年代の各種技術基準書の作成に関係され，当時の事情に詳しい有識者に対する聞き取り調査を 2017 年に実施した。聞き取り調査の対象者は以下の３名である。

表 1.3.1 2017 年の聞き取り調査査対象の有識者

No.	有識者（ふりがな）	主な経歴
1	藤田壽雄 （ふじた　ひさお）	・元 建設省土木研究所　砂防部長 ・元 日本地すべり学会会長 ・学術博士
2	奥園誠之 （おくぞの　せいし）	・元 日本道路公団試験所トンネル・斜面研究室長 ・元 九州産業大学教授 ・工学博士
3	中村浩之 （なかむら　ひろゆき）	・元 建設省土木研究所地すべり研究室長 ・元 東京農工大学教授 ・元 日本地すべり学会会長 ・農学博士

これらの聞き取り調査結果は 2017 年当時の斜面防災技術国際化小委員会の委員で共有された。

Ⅱ　斜面対策工の共通の課題

1. “Landslide”に関する海外と日本の認識の違い

1.1 課題

日本では日本語の”Jisuberi”を一般的に”Landslide”と英訳する。海外では”Landslide”を斜面変動現象の包括的な用語として使用することが多い。その分類については Varnes の分類が世界的に利用されており，flow, creep, slide, fall, spread などと分類される。一方，日本においては再滑動型地すべり，崩壊，土石流，落石，岩盤崩落などと分類されており，“Jisuberi”を「再滑動型の遅い Slide」に限定して使う。また，日本では地すべり等防止法で取り扱う斜面変動と急傾斜地法（急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律）で取り扱う斜面変動は異なる。海外の既存の Landslide guideline は事前対策に主眼が置かれたものが多く，発生後の対策に主眼が置かれたものは極端に少ない。つまり，海外では事前対策が可能な崩壊や落石を”Landslide”と表現していることが多い。

日本の分類は，対策工の考え方や安定解析の方法の違いを重視した分類であるが，日本独自の分類であり，海外での分類との違いを含めてその分類の必要性を説明する必要がある。

1.2 解説

1.2.1 日本における歴史的背景

明治 30 年（1897 年）に砂防法が制定されて土石流対策などの砂防事業が始まり，昭和 32 年（1957 年）には地すべり等防止法が制定されて地すべり対策事業が始まった。更に，昭和 44 年(1969 年)に急傾斜地法が整備されて急傾斜地崩壊対策事業が始まった。このように日本では法律と防災事業がセットとなっており，これらの法律が整備されたことで各事業での斜面対策が積極的に実施されるようになった。それらの法律では斜面災害の対象を土石流，地すべり，崩壊と区別しており，それぞれの法律に基づいて事業を実施する区域を砂防指定地，地すべり防止区域，急傾斜地崩壊危険区域として指定している。落石や岩盤崩落は対応する法律がなく，落石危険区域や岩盤崩壊危険区域の指定もないが，砂防事業や道路事業，治山事業の中で現在まで引き続き対策が実施されている。Varnes の分類は学術的な分野での分類としては古くから知られていたが，斜面対策事業の中で Varnes の分類が採用されることは無かった。

1.2.2 理論的な解説

(1)”Landslide”の分類方法の違い

Varnes の分類は土砂の移動現象の様式の違いを分類したものであり，日本でも学術的にはこれを採用している。一方，海外では斜面対策事業でも Varnes の分類が利用されている。日本における再滑動型地すべりの技術図書では冒頭で，再滑動型地すべりと崩壊の違いを説明しているものが多い。これは地すべり対策事業と急傾斜地崩壊対策事業の対象の違いを明確にするためである。Varnes の分類では両者とも Slide であるが，再滑動型地すべりと崩壊では対策事業の進め方が異なる。再滑動型地すべりは移動土塊の長さが 1km 程度となることもある，比較的大きな土砂移動現象であり，その対策には多大な費用が必要となる。その対策にはすべり面深度の分布を把握することが最も重要であり，変動速度が比較的遅いことから，再滑動型地すべりの変動が確認された後の事後対策が主要な事業とな

る。一方，急傾斜地で発生する崩壊は変動現象が確認された時点で被災することが多いことから変動現象が発生する前の事前調査で崩壊の可能性のある箇所を選定し，対策を講じている。つまり，事前対策が主要な事業となる。

再滑動型地すべりと崩壊では安定解析の方法も異なる。再滑動型地すべりでは実在する破断面である”すべり面”の分布を各種調査によって明らかにして，その実在するすべり面上の移動土塊の安定解析を行う。一方，崩壊ではすべり面が実在しない対象斜面に対してすべり面になる可能性のある深度等を近隣の崩壊状況から類推するか，繰り返しの試行安定解析によって推定する作業が必要となる。fall についても落石と岩盤崩落では調査方法も対策の進め方も大きく異なり，flow についても斜面上の flow（earth flow）と渓流の flow（debris flow）では対策事業の進め方が異なる。対策事業を実施するためには日本的な分類が必要であり，土石流，落石，岩盤崩落などもそれぞれ対策事業の考え方や安定解析の考え方が異なる。

（2）海外の Landslide guideline の特徴

Natural Resources Canada(2012)の「Review of existing landslide guidelines－National technical guidelines and best practices on landslides」では，各国の landslide guideline が何時（いつ，when）使われることを想定しているかを分析しているが，ほとんどのガイドラインが”When slope failure is a concern”に”More applicable”のレベルで対応しており，”After a landslide has occurred”に”More applicable”のレベルで対応しているガイドラインは全 35 冊中で 2 冊のみ（USA と Hong Kong）であった。また，”when mitigation/remediation is needed”に”More applicable”のレベルで対応したガイドラインは全 35 冊中 13 冊であった。多くのガイドラインはおもに Landslide の事前対策について記述したガイドラインである。

規模の大きな事例が多い再滑動型地すべりについては地すべり変動が観測される前に事前対策を実施することは一般的にはあり得ない。つまり，海外のガイドラインで対象としている”Landslide”は事前対策が可能な崩壊や落石，土石流などであり，日本での急傾斜地対策や土石流対策の技術基準類に該当する。各国の landslide guideline が何について（what）書かれたガイドラインであるかの分析では，”responsibilities”, ”land use planning”, ”zoning”, ”risk assesment”, ”site investigation/failure mechanisms”に対応したガイドラインが多く，”mitigation/remediation”に”More applicable”のレベルで対応したガイドラインは全 35 冊中 11 冊であった。また，各ガイドラインの Mitigation and Remediation の内容を詳細に分析した 3.5 節で具体的に記述されている対策工は”landslide debris-resisting barriers”, “including rock/boulder fences”, “gabions”, “reinforced concrete retaining walls”, “earth fill berms” and “check dams”であり，再滑動型地すべりに有効な対策工については説明がない。分析内容を見ると”when mitigation/remediation is needed”に対応した 13 冊のガイドラインは，”remediation”よりも”mitigation”に重点を置いているものが多いようである。

このように”Landslide”として崩壊や落石，土石流などを主な対象とし，その事前対策に重点を置く海外と，変動確認前の事前対策が必要な崩壊や落石，土石流などと”Jisuberi”を明確に区分した上で，”Jisuberi”については変動確認後の事後対策に重点を置く日本とで大きく異なる点も多くの日本の技術者には知られていない。

Ⅲ　地すべりの安定解析に関する課題と解説

1. Fellenius 式の非円弧すべりへの適用の慣行

1. 1 課題

Fellenius 式や修正 Fellenius 式は円弧すべりに対応した安定解析式であるが，日本ではそれを非円弧すべりに適用する慣行がある。これは力学的な厳密性を欠く慣行であるが，日本の技術者の中にはその事について問題意識を持っていない者が多い。この問題意識の欠如が課題である。

一方，欧米で販売されている英語版の安定解析ソフトでは非円弧すべりを対象とした時点で，Fellenius 式や修正 Fellenius 式は選択できなくなるソフトが多く，非円弧すべりに Fellenius 式が適用できるという認識がない。この点からも日本の慣行に問題があることを認識する必要がある。

1. 2 解説

1. 2. 1 日本における歴史的背景

(1)昭和の時代からの業務用の計算機事情－安定解析式利用の背景

図 1.2.1 に建設コンサルタント業界で業務に利用した主な計算機の歴史を示す。

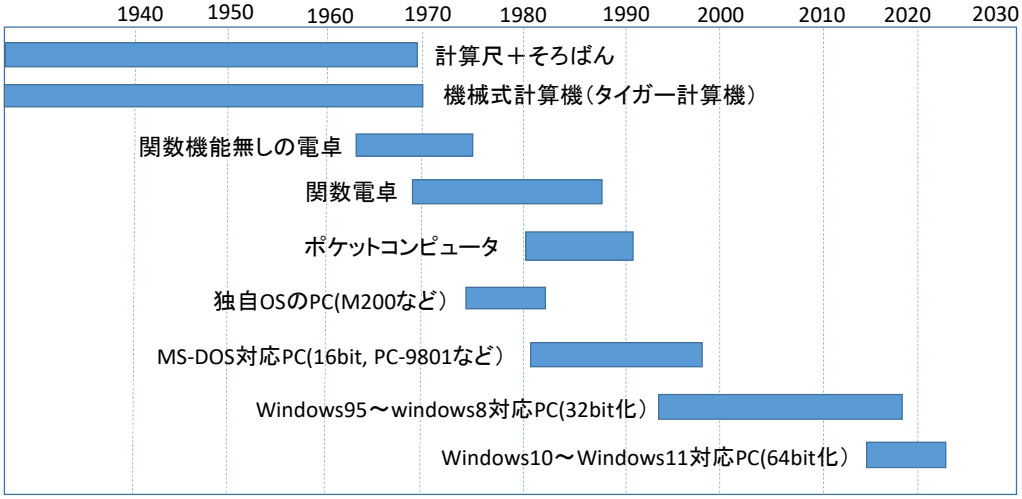


図 1.2.1 建設コンサルタント会社で利用された主な計算機の歴史

地すべり等防止法が制定された昭和 32 年（1957 年）から 1960 年代後半までに最も手軽に利用できる計算機は計算尺と機械式計算機であった。計算尺は乗除算のほかに三角関数，対数，平方根，立方根の計算が可能であったが，三角関数や対数などの計算精度は有効桁 3 桁であったため，高い精度が必要な場合は三角関数真数表や対数表と併用する必要があった。また，計算尺は足し算や引き算ができなかったため，ソロバンや筆記計算を併用する必要があった。手軽であったため現場事務所などでは計算尺が 1970 年頃まで利用された。ドイツ製計算尺を改良した日本製のヘンミ計算尺は 1920 年に開発され，1965 年には世界シェア約 80%となっている。ゼロ戦や東京タワーの設計にもヘンミ計算尺が使用された。一方，機械式計算機であるタイガー計算機（手回し計算機）はスウェーデンで開発された理論を元に日本の大本寅治郎が 1923 年に製品化したものである。タイガー計算機は事務所での安定計算などでは多用されたが，三角関数や対数などの計算機能がなかったため，これらの計算にはテーラー展開による近似式などが利用された。また，複数人で共有する高価な機械であった。計算尺

は機械設計用や建築物設計用などの高級品はタイガー計算機以上に高価であったものの，一般用は比較的安価で，有効桁 3 桁ながら安定計算に必須の三角関数を手軽に計算できる点では優れていた。

1960 年代には関数機能の無い卓上電卓が登場し，徐々に主流となっていった。これも三角関数などの計算はできなかったため，三角関数を計算するためにはテーラー級数などを利用していた。また，これらは業務社員全員が 1 人 1 台使用するような手軽なものではなかった。この当時，計算尺や機械式計算機，卓上電卓を利用してできる安定解析は Fellenius 式程度であり，収束計算を必要とする簡易 Bishop 式や簡易 Janbu 式を利用することは非現実的であった。

1970 年代前半から 1980 年代前半までの主な計算手段は三角関数や対数等の計算が可能な関数電卓であった。1968 年に世界初の関数電卓として卓上型で大型のヒューレット・パッカード製の HP 9100A が発売されたが当時の日本では身近ではなかった。手軽に使える世界発のポケットサイズの関数電卓はヒューレット・パッカード(HP)製の HP-35 が 1972 年に発売されたが，ポケットサイズの関数電卓を日本で手軽に利用できるようになったのは 1970 年代後半である。

シャープのポケットコンピュータが 1980 年頃に発売されたが，業務で利用できる処理能力となったのは 1980 年代中盤からである。これは関数電卓にプログラミング機能が追加されたような手のひらサイズのコンピュータで，業務社員全員が 1 人 1 台使用するような手軽なコンピュータであった。この普及により技術者が安定解析ソフトなどを手作りすることが可能となり，地すべり関係の専門書に安定解析や対策工設計のプログラムが掲載されたこともあった。このポケットコンピュータはプリンタやディスクドライブを外付けすることも可能であった。

株式会社ソードは 1974 年 5 月に SMP80/X シリーズを発表した。ソードは 1977 年 9 月にキーボードとディスプレイと FDD を備えた日本で初めてのデスクトップ型パソコン M200 シリーズを発表している。一部の建設コンサルタント会社ではこれらのソード製のパソコンを採用していた。1978 年 9 月には Canon が同社初のパソコン AX-1 を発表したが，これも一部の建設コンサルタント会社で採用された。1979 年 5 月には NEC が同社初のパソコン PC-8001 を発表した。NEC の N5200 というビジネスパソコンが 1981 年に発売されたが，これは高額であり，全ての業務社員が手軽に利用できるようなものではなかった。1980 年代前半には IBM5550 というワープロと PC の複合機が販売されたがこれも高価であり全ての業務社員が手軽に利用できるようなものではなかった。後に業務用 PC として定着する NEC の PC-9801 シリーズという MS-DOS と５インチフロッピーに対応した PC の販売開始が 1982 年であるが，処理能力や販売価格が業務に使えるレベルなったのは 1980 年代中盤である。MS-DOS は 1981 年に発表され，その年に世界初の MS-DOS 搭載 PC である IBM PC が発売されている。発売当時の MD-DOS 搭載の PC は 16bit で，メモリ容量が 16kB～256kB であったが，その後，最大 640kB まで上昇した。640kB であっても本格的なアプリの開発には不向きであったが，技術者が安定解析ソフトなどを手作りすることは容易であった。この頃の市販の設計ソフトは，入力項目が順番に画面に表示され，その指示に従ってデータを順番に入力していくと最後に計算結果が出力される操作手順のソフトが多く，後戻りができなかった。Windows アプリのようにモニター上でカーソルを自由に動かして入力・計算・保存・出力の操作がいつでも自由に選択できるソフトは少なかった。1980 年代前半は国立大学の電算センターにある大型コンピュータでさえも貧弱で，Fortran で作成したプログラムをパンチカードにパンチし，そのパンチカードをコンピュータに読み込ませていたが，プログラムを部分的に修正する度にパンチ作業を実施する必要があった。計算に使用する各種数値もプログラム中に直接書き込む必要があったため，解析データを更新する度にパンチ処理から始める必要があっ

た。このように当時の価格で数千万円と高額であった大学の電算センターの大型コンピュータであっても地すべりの安定解析で手軽に利用できるようなコンピュータではなかった。

Windows95 が搭載された 32bit の PC が一般的に利用されるようになった 1995 年以降は業務用 PC が Windows 搭載 PC に徐々に統一され，時代と共にメモリ容量や内蔵 HDD 容量が徐々に増大した。この事によってこの業界でも本格的な設計ソフトや安定解析ソフトの利用が始まった。2001 年に発売開始された WindowsXP（32bit 版）は 2005 年には 64bit 版が発売された。2009 年に発売された Windows7 や 2012 年に発売された Windows8 でも 32bit 版が主流であったものの，64bit 版の利用者が少しずつ増加した。64bit の PC が全面的に業務で利用されるようになったのは Windows10 搭載 PC が発売開始された 2015 年頃からである。

（2）関連する技術基準書での記載内容の変遷と実務での安定解析

1）砂防系の技術基準書における変遷

昭和 32 年（1957 年）に地すべり等防止法が制定されて本格的な地すべり対策事業が始まったが，昭和 33 年（1958 年）に初版が制定された建設省河川砂防技術基準（建設省，1958）に掲載されている地すべり防止工事はダム工，水路の付替え，水路工，地下水処理工の 4 種類のみである。建設省（1958）にはそれぞれの防止工事に対する基準のみが四角の枠に短い日本語で記載されており，解説の記述はなにもない。安定解析に関する記述もない。昭和 51 年（1976 年）に分冊化された建設省河川砂防基準（案）・計画編（建設省，1976）には第 13 章地すべり防止施設計画編の斜面の安定解析の節で「**地すべりの安定解析には一般にスウェーデン式分割法を用いる。しかし，明らかにすべり面の形状が異形である場合にはヤンブー等の他の式を用いることが望ましい**」と記述されている。技術基準書にこのような記載があるものの 1970 年代までは業務の安定解析で利用できるレベルのコンピュータは存在していなかった。1980 年代前半までの地すべり対策は図 1.2.2 に示すように，非円弧のすべり面形に接する円弧を複数組み合わせて，それぞれの円弧すべりについて安定解析を実施していた。コンピュータが普及していなかったため手計算でも計算可能な Fellenius 式が多用された。図 1.2.2 が掲載された山田ほか（1971）が執筆された頃は関数電卓さえもなかった時代であり，主な計算手段は計算尺と機械式計算機（タイガー計算機）であったと推測される。昭和 60 年頃は技術者が 1 つの現場に専任することが多く，現場事務所では 1 つの大きな方眼紙に図 1.2.2 のような断面図を書き，円弧すべりの各スライスの諸元を目視で読み取って安定解析を行っていた。昭和 61 年（1986 年）の計画編の改訂版にも安定解析式に関する 1976 年版と全く同じ記述がある。

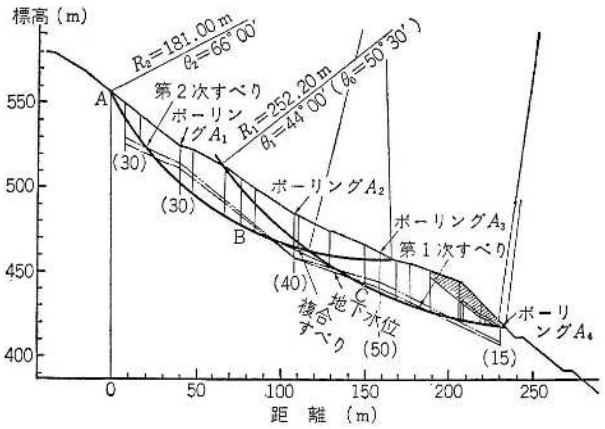


図 1.2.2 昭和 40 年代の安定解析事例（山田ほか，1971）

1980 年代の後半からは業務で利用可能なレベルのコンピュータも普及し，各種調査から求められたすべり面の分布をそのまま利用して，非円弧のすべり面形に対して安定解析を行うようになったが，国土交通省所管の地すべり調査業務ではこれまで利用してきた Fellenius 式がそのまま慣用された。平成 9 年（1997 年）の計画編の改訂では地すべりの安定解析に関する記述が「**安定解析は，すべり面の形状に応じてスウェーデン式分割法およびヤンブー法等を用いて行うが，一般にはスウェーデン式分割法を用いる**」という表現に修正された。ほとんどの地すべりのすべり面形状が非円弧である中で「**一般にはスウェーデン式分割法を用いる**」と記載されたことで，非円弧すべりであっても Fellenius 式を使うことが公的に認められた。国土交通省所管の地すべり対策事業の実態に合わせて技術基準の表現が変更されたことになる。この時代にこれが力学法則に違反するという認識はなく，あくまでも計算が簡単で，かつ，1950 年代から慣れ親しんだ安定解析手法をそのまま継続的に利用したものであった。

2）道路系の技術基準書における変遷

昭和 47 年（1972 年）に日本道路協会から初版が刊行された「のり面工と斜面安定工指針（日本道路協会，1972）」には法面の安定計算として円形のすべり面を仮定した分割法の Fellenius 式が掲載されている。地すべりの安定計算の項目では図 1.2.2 の安定解析事例（原典の図 5・8）を示した上で，「**図 5･8 に示すごとくスライス分割法により行う**」と記述され，安定解析式は示されていないが，法面の安定計算の項目で示した Fellenius 式の利用を促していることは明らかである。昭和 54 年（1979 年）の改定で「道路土工ーのり面工・斜面安定工指針（日本道路協会，1979）」と改名されたが，地すべりの安定解析に関する記述は昭和 47 年（1972 年）版と全く同じである。昭和 61 年（1986 年）の改定版では「**安定計算は，地すべりブロックの主測線上で設定したすべり面に最も近い円弧を定め**」と説明した上で円弧すべりに対する Fellenius 式を使うことが明記されている。しかし，ここではそのほかに円弧と直線からなる複合すべりの安定計算式が追記され，解説に Bishop，Spencer，Janbu，Morgenstern and Price の選択肢も追記された。すべり面形状によって安定解析式を使い分けることが明記されている。平成 11 年（1999 年）の改定版では「**安定計算は，地すべりブロックの主測線上で設定したすべり面を対象として簡便法に基づいて，地すべり土塊の断面をいくつかのスライスに分割して，式(3-24)を用いて行う**」と記載され，式（3-24）として修正 Fellenius 式が掲載されている。昭和 61 年版にあった「円弧」の表現はなくなり，非円弧すべりに修正 Fellenius 式を直接適用することが明記されている。これ以外にも

複合すべり面法やヤンブ法があると説明されているが昭和 61 年版に比べるとそれらの扱いは小さい。平成 21 年（2009 年）の改定版での記載は平成 11 年版と全く同じである。

3）林務系の技術基準書での変遷

昭和 46 年（1971 年）に日本治山治水協会から初版が刊行された「治山技術基準解説（日本治山治水協会，1971）」には「第 4 編地滑り防止」の中の排土工の設計と抑止杭工の設計の節に安定解析式の説明があるが，円弧すべりに対応した Fellenius 式のみが記載されている。昭和 62 年（1987 年）の改定版で地すべり防止編が分冊化されたが，この中では円弧すべり用として Fellenius 式と Bishop 式が，非円弧すべり対応として簡易 Janbu 式が記載されており，それぞれの安定解析式や安定解析の方法が詳述されている。簡易 Janbu 式については岩盤すべりの発達過程に沿った改良式についても詳述されている。林務の地すべり対策事業ではコンピュータが手軽に利用できるようになった 1980 年代中盤から地すべりの安定解析で簡易 Janbu 式が一般的に利用されていたので，その事が昭和 62 年（1987 年）版の治山技術基準に反映されたものである。治山技術基準－地すべり防止編はその後，平成 15 年（2003 年）と平成 25 年（2013 年），令和 6 年（2024 年）に改訂されたが，安定解析式の取り扱いは同じである。

上述したように昭和 61 年（1986 年）版の河川砂防技術基準や道路土工指針では非円弧すべりに対して Fellenius 式等の利用を推奨していた時代に，昭和 62 年（1987 年）版の治山技術基準では非円弧すべりに対して簡易 Janbu 式を適用することが明記されていた。

（3）砂防系・道路系・林務系の技術基準書での安定解析式の変遷の比較

砂防系と道路系，林務系の技術基準での安定解析式に関する記述を時系列で比較すると図 1.2.3 のようになる。Janbu 式を最初に取り上げたのは砂防系の技術基準であるが，平成 9 年（1997 年）の改訂で Fellenius 式の優先度が高くなっている。道路系の技術基準では，最初は Fellenius 式のみであったが，昭和 61 年（1986 年）の改訂で Janbu 式のほか，Spencer 式や Morgenstern and Price 式の利用まで明記されたが，平成 11 年（1999 年）の改訂で非円弧すべりに対しても修正 Fellenius 式が適用可能であると明記された。林務系の技術基準では，最初は Fellenius 式のみであったが，1987 年の改訂以来，すべり面形状に合わせた安定解析式の採用が記載されている。

1970 年代初期に発刊された技術基準書の原稿が執筆された 1960 年代の計算手段は計算尺とそろばんとタイガー計算機であったため，安定解析式の選択肢が収束計算を必要としない Fellenius 式のみだったことが理解できる。砂防系の技術基準に Janbu 式が掲載された昭和 51 年（1976 年）当時は独自 OS の PC が利用可能となった時期と一致する。また，道路系と林務系の技術基準書に Janbu 式等が掲載された昭和 61-62 年（1986-1987 年）頃はポケットコンピュータや MS-DOS 搭載 PC が普及していた時期と一致する。これらのコンピュータの普及により収束計算を必要とする Janbu 式などが実務で利用可能となった。

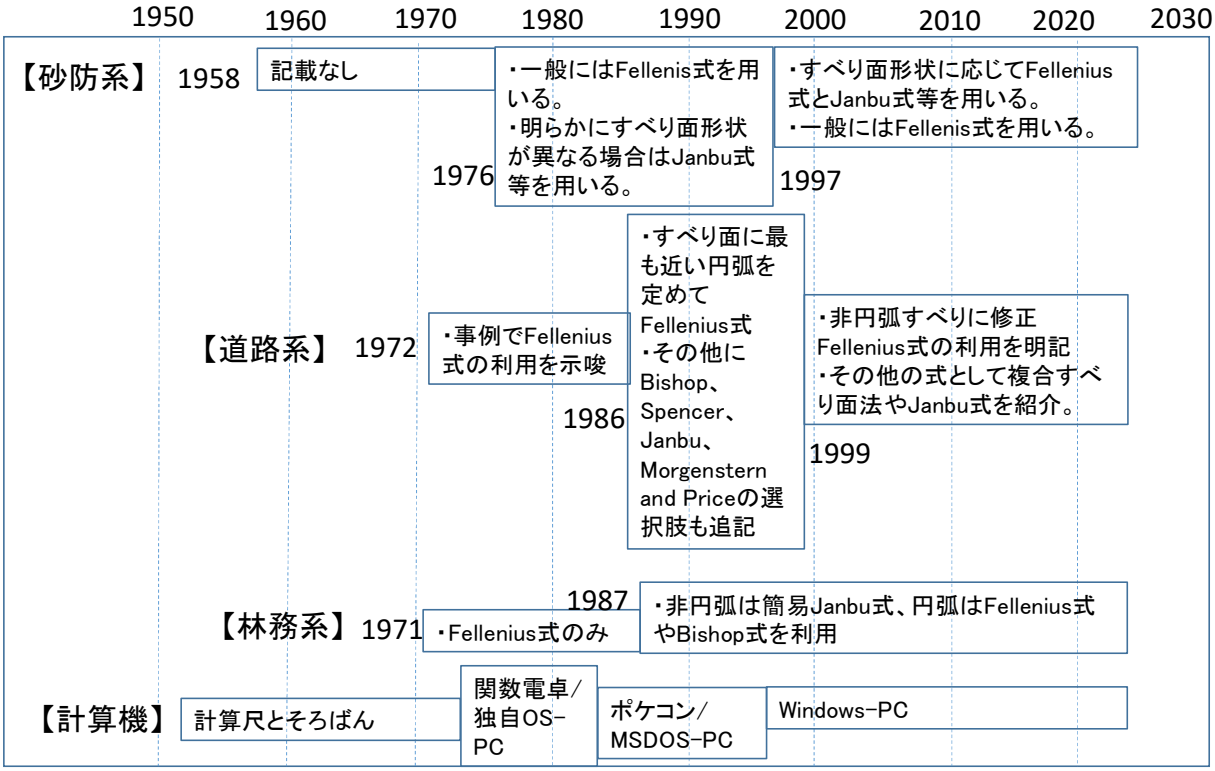


図 1.2.3 技術基準に記載された安定解析式の変遷の比較

1. 2. 2 理論的な解説

(1)非円弧すべりに Fellenius 式や修正 Fellenius 式を適用することの理論的な問題点

一般に，数学的に正しい力の加算法則は以下の３つのみである。

①同一軸方向の力のみを加算する

②ベクトルの加算法則に従って加算する

③モーメントの加算法則に従って加算する

非円弧すべりに Fellenius 式や修正 Fellenius 式を適用すると力（ベクトル）の加算にスカラーの加算法則を適用することになり力学法則に反し，算出される値は物理量が定義されていない値となる。例えば，図 1.2.4 のように隣接する細片の滑動力が a(=80kN)と b(=20kN)である場合に力学法則では両者の和は約 92kN となるが，Fellenius 式では２つの細片の滑動力の和を 100kN と評価していることになる。この 100kN の物理量を力だと評価するとエネルギー保存則を満たさないため，力ではない未知の物理量となる。このようにベクトルをスカラーのように加算すること（以下，スカラー和と呼ぶ）は全世界共通の力学法則を満たしていない。全世界共通の力学法則に反する安定計算方法を海外の技術者に技術移転することや海外の公的な事業で用いることは避けるべきである。

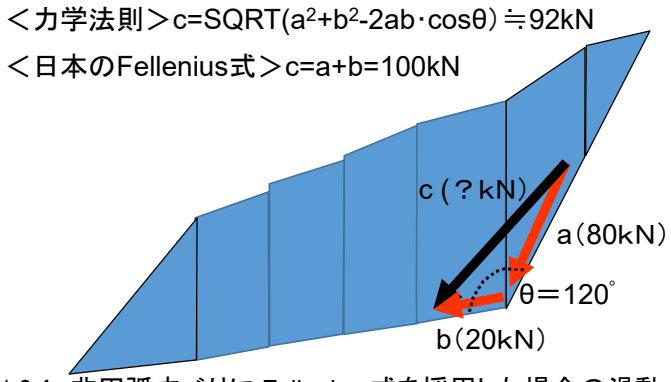


図 1.2.4　非円弧すべりに Fellenius 式を採用した場合の滑動力の加算法則

(2)非円弧すべりに Fellenius 式や修正 Fellenius 式を適用する慣行のメリットと問題点

地すべり対策事業における安定解析は地すべりの真の安定性を評価するためではなく，対策工による安全率の変化を現状からの相対的変化値として評価することを主な目的としている。実用面では非円弧すべり対応の安定解析式を用いた場合と大きな違いが生じないためこの慣行が続いているものである。式が最も単純で理解し易く，抑止工の必要抑止力の算定方法も簡単で分かりやすいことも Fellenius 式や修正 Fellenius 式が多用されている一因である。

日本の一部の専門家からは，Fellenius 式等の慣行が続く中で，実績不足を理由に簡易 Janbu 式への移行に懐疑的な意見がある。しかし，日本においてもある分野の地すべり対策事業では，1980 年代から非円弧すべりに対して簡易 Janbu 式を標準的に利用しており，30 年以上の実績を有している。その間に無数の地すべり対策事業で適用されているが，安定解析に関連する対策工設計面での問題は発生していない。

コンピュータ技術が進歩した中で，Fellenius 式と簡易 Janbu 式の計算の難易度は問題とならない。海外で地すべり対策事業を広めるためには力学的に大きな矛盾の無い，簡易 Janbu 式を非円弧すべりに適用するべきであると考える。開発途上国の技術者が日頃から利用している欧米の設計ソフトでは

Fellenius 式を非円弧すべりに適用できない仕様となっているので，この意味でも非円弧すべりに Fellenius 式等を適用することは避けるべきである。

＜引用文献＞

山田剛二・渡正亮・小橋澄治(1971)：地すべり・斜面崩壊の実態と対策，山海堂，580p
建設省（1976）：建設省河川砂防技術基準（案）調査編・計画編，山海堂
建設省（1986）：建設省河川砂防技術基準（案）・計画編，山海堂
建設省（1997）：建設省河川砂防技術基準（案）・計画編，山海堂
日本道路協会（1972）：のり面工と斜面安定工指針
日本道路協会（1979）：道路土工－のり面工・斜面安定工指針
日本道路協会（1986）：道路土工－のり面工・斜面安定工指針
日本道路協会（1999）：道路土工－のり面工・斜面安定工指針
日本道路協会（2009）：道路土工－切土工・斜面安定工指針
日本治山治水協会（1971）：治山技術基準解説
日本治山治水協会（1987）：治山技術基準解説（地すべり防止編）
日本治山治水協会（2003）：治山技術基準解説（地すべり防止編）
日本治山治水協会（2013）：治山技術基準解説（地すべり防止編）

2. 厳密な極限平衡法と簡易な極限平衡法に関する認識の違い

2.1 課題

海外ではヨーロッパ等で開発された英語版の安定解析ソフトが容易に入手できることから，盛土の安定計算などで Spencer 法や M&P 法などの高度な極限平衡法の式が多用される。日本の急傾斜地崩壊対策事業では Fellenius 式が，地すべり対策事業では Fellenius 式や簡易 Janbu 式が多用されているが，それをそのまま海外で利用すると，なぜ簡易な極限平衡法を使用するのか，なぜ Spencer 法や M&P 法を使わないのかが問われる。

2.2 解説

2.2.1 日本における歴史的背景

（1）実務で利用する安定解析式の歴史

非円弧すべりが多い地すべり対策事業では，前章で説明したように砂防分野においては昭和 33 年（1958 年）に地すべり等防止法が制定されて地すべり対策事業が始まった頃から継続して Fellnius 式が利用されている。道路分野では当初は Fellnius 式が利用されていたが道路土工－のり面工・斜面安定工指針の平成 11 年（1999 年）の改定版が刊行された頃から修正 Fellenius 式が利用されるようになった。林務分野では当初は Fellnius 式が利用されていたが昭和 62 年（1987 年）の改定版で治山技術基準－地すべり防止編が分冊化された頃から簡易 Janbu 式が利用されている。

一方，急傾斜地や道路斜面等の崩壊対策事業では円弧すべりを想定することが多いことから，当初から Fellenius 式が利用されている。その中で，道路分野のみが道路土工－のり面工・斜面安定工指針の平成 11 年（1999 年）の改定版が刊行された頃から修正 Fellenius 式を利用している。

（２）実務で利用する安定解析ソフトの歴史

地すべりや斜面崩壊の安定解析ソフトが日本で市販されたのは Windows95 が PC に搭載された平成 7 年（1995 年）頃以降である。1980 年中盤から普及したそれまでの PC の OS は MS-DOS であり，メモリ容量が小さいことから，斜面安定解析ソフトは市販されていなかった。1980 年中盤以降は建設コンサルタントが独自に開発した社内ソフトが活用されていた。

斜面安定解析に対応した日本の市販の設計ソフトは公的な各種技術基準書に準拠していることを前面に出しているものが多く，鋼管杭工やアンカー工，鉄筋挿入工等の抑止工の設計においても各種技術基準書に準拠して，Fellenius 式や修正 Fellenius 式に全ての市販の設計ソフトが対応している。しかし，Bishop 式や簡易 Janbu 式で各種抑止工の設計が可能な設計ソフトは少ない。まして，Spencer 法や M&P 法に対応して抑止工の設計が可能な日本の設計ソフトは存在しない。

2. 2. 2 理論的な解説

（１）極限平衡法の本質的な課題

本質的な課題は極限平衡法が以下の仮定を取り入れていることである。

1)地盤を剛体と仮定している。

2)移動層の一部に作用した荷重が移動層全体に 100%伝達すると仮定している。

3)移動層の一部に作用した荷重が不動層には伝達しないと仮定している。

これらについて具体的に説明する。

極限平衡法の安定解析式は移動体を剛体と見なして，スライス間での構造力学的な力の釣り合いから斜面の安全率を求める方法であり，地盤の弾塑性的な性質は全く考慮されていない。極限平衡法では構造力学の手法を取り入れ，水平力 H と鉛直力 V，モーメント M がスライス全体で釣り合う（$\sum H=\sum V=\sum M=0$）という条件を取り入れている。これは図 2.2.1 に示すように末端などの移動層の一部に作用する力が移動体の全域に 100%伝達し，不動層には伝搬しないという現実を無視した条件である。地盤の場合，地盤の塑性やエネルギー保存則などから末端スライスに作用する荷重の 100%が上流端のスライスに伝達することは無い。スライス全体の力の釣り合い式によって算出されるスライス間力は架空の力であり，実際の地盤には存在しない。

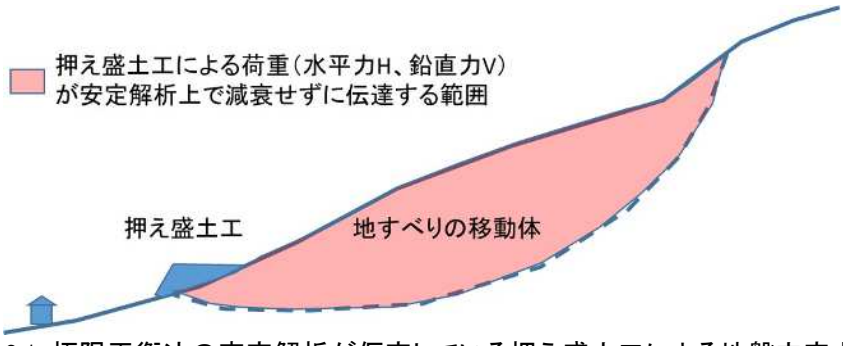


図 2.2.1 極限平衡法の安定解析が仮定している押え盛土工による地盤内応力の増加範囲

アンカー工などで地盤の 1 点に加えた荷重は図 2.2.2 に示すように載荷点を中心に放射状に伝達し移動層と不動層の区分なく伝達されるが，極限平衡法では移動層のみに荷重が減衰することなく伝達し，移動層内で荷重が釣り合っているという仮定条件で解析が行われる。スライス間力を考慮しない Fellenius 式では評価できないが，スライス間力を取り扱う Spencer 法や M&P 法で図 2.2.2 の状態を解

析すると，アンカー力 P の 100%がスライス間力に置き換わる。これは移動層の一部に作用した荷重（アンカー力 P）が移動層全体に伝達し，不動層に伝達していないと仮定していることを裏づけている。

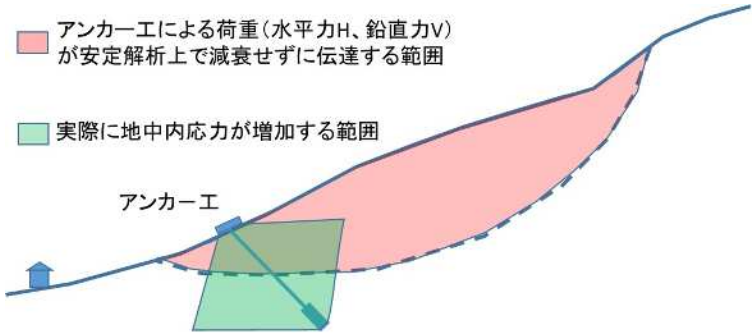


図 2.2.2 アンカー工による地表の集中力とアンカー体に伝達する荷重の地盤内の伝達

（２）厳密な極限平衡法の課題

図 2.2.3(a)の破線や一点鎖線は厳密な極限平衡法で必要となる推力線(Thrust line)の例である。この推力線は図 2.2.3(b)の細片の側面に作用する力の合力の作用位置を意味する。推力線の位置は土塊高のミドルサードの中にあれば良いので，Spencer 法や M&P 法では推力線の位置により安全率が異なる。例えば，安全率 F が F=1.24～1.36 のように幅を持って算出される。この安全率の幅の中のどの安全率が真の解であるかの判断はできない。この推力線は構造力学的な力の釣り合い（ΣH=ΣV=ΣM=0）の考え方に起因するものであり実際の斜面では存在しない。Spencer 法や M&P 法などは極限平衡法の非現実的な仮定条件の中で，より厳密解に近い解を求める方法であり，対象斜面の正しい安全率を算定する方法ではない。推力線の位置によって安全率が異なることから解析ソフトの違いで異なる安全率が算出される可能性がある。加えて，Spencer 法や M&P 法は杭やアンカー工などの抑止工の設計時にそれを使うと，抑止工の設置によって変化するスライス間力の釣り合い計算を実施する必要があり設計計算が複雑となる。存在しない架空のスライス間力を算定するために無駄な計算時間が発生し，設計ソフト毎に安定計算結果が異なるという不合理が発生する。海外では三次元安定解析についても Spencer 法等の高度な極限平衡法を利用したソフトが市販されているが，これも同様の問題がある。

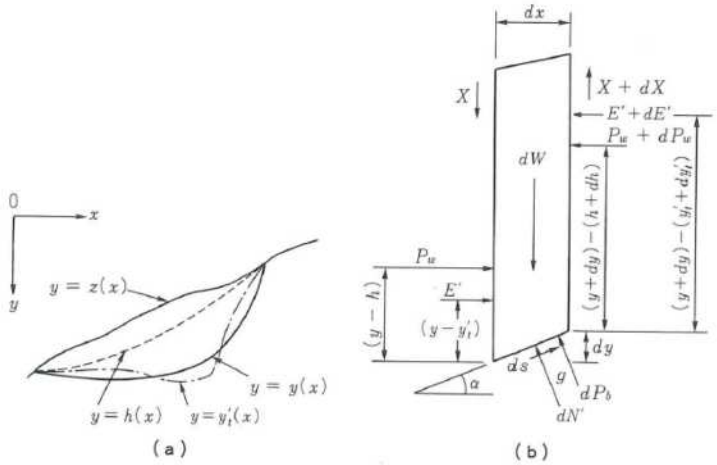


図 2.2.3 Morgenstern-Price 法で考慮される内力（a：推力線，b：細片に働く力，申（1989））

（３）Fellenius 式や修正 Fellenius 式の課題

日本で多用される Fellenius 式や修正 Fellenius 式は図 2.2.4 に示すようなスライス内の力の釣り合い（力の多角形，力の示力図）を無視した式であるため，すべり面傾斜角αが大きくなるとすべり面の法線力（W･cosα）が過小に評価される。例えば，すべり面傾斜角αが 90°近くになるすべり面の法線力はほぼゼロであると算出されるが，実際の地盤ではそのような急角度のすべり面にも十分な大きさの静止土圧が作用している。この事から Fellenius 式や修正 Fellenius 式を急斜面のすべりに適用するとすべり面の法線力を過小に評価し，過小の安全率を与える。その結果，逆解析によって算定される粘着力 c や内部摩擦角φを過大に評価することになり，対策工の効果も過大に評価する可能性が高い。簡易 Bishop 式や簡易 Janbu 式はスライス内の力の釣り合い（力の多角形）を考慮していることから，すべり面傾斜角が急勾配であってもすべり面の法線力が過小になることは無い（榎田，2022）。

海外において斜面対策工の設計に利用される国際的に有名なソフトに米国 Geo-SLOPE 社の SLOPE/W（2022 年現在では米国 Bentley Systems 社が所有）があるが，その技術マニュアルでは Fellenius 式の説明の最後に，「The Ordinary method should not be used in practice, due to potential unrealistic factors of safety.」という説明が青色の強調文字で記述されており，非現実的な要素を含む安定解析式であるため実際には使うべきでは無いとしている。このような事から海外の斜面対策において Fellenius 式や修正 Fellenius 式を利用することは推奨できない。簡易な極限平衡法として，簡易 Bishop 式や簡易 Janbu 式が斜面対策工の設計の実務に適している。

ただし，Fellenius 式や修正 Fellenius 式は日本の急傾斜地等での対策事業の豊富な実績があることから，逆解析を併用して対策工による相対的な安全率の変化を評価する指標としては利用可能である。

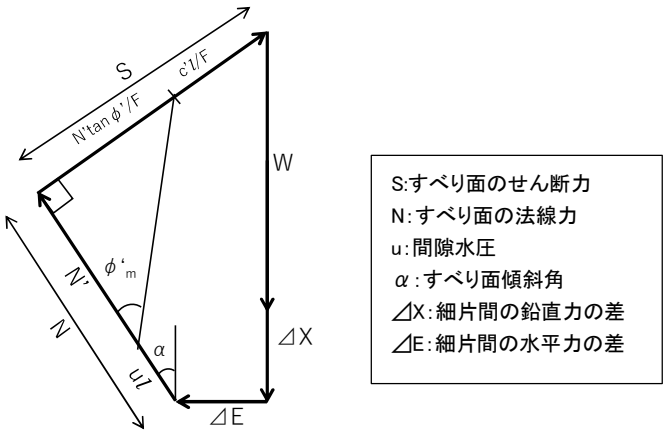


図 2.2.4 スライスに作用する力の示力図（榎田，2022）

＜引用文献＞

日本道路協会（1999）：道路土工ーのり面工・斜面安定工指針
日本治山治水協会（1987）：治山技術基準解説（地すべり防止編）
申潤植（1989）：地すべり工学―理論と実践，山海堂
榎田充哉（2022）：極限平衡法の基本的な考え方，日本地すべり学会誌，Vol.59, No.1, pp.28-31.

3. 土質強度パラメータの設定における逆算法の利用

3.1 課題

日本では急傾斜地崩壊対策事業でも最小安全率すべりを検索した後，現状安全率 Fs が Fs＝1.0 となるように土質強度パラメータ（c，φ）を調整する。これは一種の逆算法である。地すべり対策事業では地すべりの滑動状況から現状安全率を推定した後に c，φを逆算する方法が採用されている。

一方，開発途上国では斜面安定解析を盛土などの人工地盤の安定度評価に使うことが多いことから，土質試験値などの c，φ を用いて，現状の安全率を算出する順解析を使用することが多い。また，日本のように複雑な地質条件ではない欧州や米国では斜面崩壊対策でも順解析が一般的となっており，欧米で発売されている英語版の市販ソフトの中には逆解析の機能が無いソフトも存在する。よって，開発途上国の技術者は逆解析の必要性に疑問を持つ技術者が多い。

3.2 解説

3.2.1 日本における歴史的背景

2017 年に実施した有識者への聞き取り調査によると，昭和 30 年代は道路の斜面対策等において土質試験等から求めた土質強度を元に安定計算を実施する順解析も利用されていたようであるが，日本の複雑な地盤条件では順解析を用いた結果が問題となることとが多かったことから逆解析が主流となったようである。推測であるが，サンプリングできる試料は比較的良好な地盤のサンプルが多くなり，最も脆弱な部分のサンプリングができなかったため，その土質試験結果を用いた順解析では斜面の安全率が大きめに評価されたと思われる。

一方，地すべり対策事業では当初から逆算法が利用されていた。対象とする再滑動型地すべりのすべり面粘土は残留強度に達しているということが昭和の時代から知られていたが，残留強度での粘着力 c がほぼゼロとなるため，その値をそのまま利用すると排土工の効果推定や湛水斜面の地すべりの対策検討などに問題が生じた。昭和 40 年代頃まではすべり面試料などを用いた土質試験を実施して，その試験結果を参照して粘着力 c または内部摩擦角φを設定し，逆算法で決定していた。例えば，吉岡・伊藤（1971）は当時の地すべり対策事業で採用した土質強度パラメータを県へのアンケート調査で調べているが，各地すべり地で採用した土質強度パラメータのほかに土質試験結果が併記されている事例も多い。昭和 51 年（1976 年）に改訂された建設省砂防技術基準（案）計画編（建設省，1976）にすべり面深度から粘着力 c を設定する表が掲載され，その粘着力からφを逆算する方法が推奨されると，この方法が一般化し，その後は現場毎に土質試験を実施して試験結果を参照することが少なくなった。

3.2.2 理論的な解説

(1)逆解析を適用する条件

日本の地すべり対策事業や急傾斜地崩壊対策事業などで逆算法を適用する前提条件は，「対象の地すべり地や斜面は滑動する危険性があり，何らかの対策を実施する必要性が明確となっている。」ことである。つまり，逆解析では計画安全率よりも小さな現状安全率を設定するため，逆解析を適用すると必ず何らかの対策工が必要となる。一般に日本の自然斜面内の地盤強度は不均質であり，地すべり

のすべり面のせん断強度パラメータも位置によって異なる。また，極限平衡法の斜面安定解析は，その仮定条件がエネルギー保存則や地盤の力学特性等を完全に無視した理論であることから真の安全率を算出できない。よって，土質試験等で求めた土質パラメータをそのまま使用した順解析の安全率は対象斜面の絶対的な安定度評価ができない。また，そこで算出された安全率は動態観測結果に基づく斜面の変動状況と調和的でないことが多い。つまり，算出される安全率 F が F≫1.0 となっても地すべりの変動が確認される。逆に算出値が F≪1.0 となっているのに地すべり変動が全く確認できないということになる。よって，地すべり対策事業や急傾斜地崩壊対策事業などでは算出される安全率が斜面の変動状況と調和的になるように逆算解析によって土質パラメータを設定する。要約すると地質分布が複雑で降雨・地震などの誘因の頻度と量が多い場合，つまり，崩壊や地すべりが発生しやすい条件の場合は逆解析が適する。

(2)順解析を適用する条件

滑動する危険性が全く無いと判断される安定した斜面や長期にわたり滑動の兆候すら無い地すべり地形などに逆解析を適用すると安全率を過小評価し，本当は必要では無い対策工があたかも必要であるような解析結果となる。このような条件では順解析が適する。例えば，米国の雨の少ない地域の切土法面などでは崩壊などの斜面変状が発生しないのが一般的なので，安定解析は順解析が主流で，現地の基準で土質パラメータを土質試験等で求めることが規定されている。

一方，日本においても道路開発事業の切土の事前の安定度評価では順解析を行うことがある。地山が以下のように比較的均一な地質で構成されている場合は，有意義な安定解析が可能である（日本道路協会，2009)。

① 表土の表層崩壊が想定される場合
② 砂層，崖錐層，崩積土，砂礫，火山灰土等のほぼ均質な地質が厚く堆積している場合で，その堆積層の内部で大規模崩壊や地すべり性の崩壊が想定される場合
③ 解析対象位置の地山が土木地質的にほぼ均質で，かつ，層理面や節理面などの弱部となる地質構造や亀裂分布による安定度への影響がないと判断される場合

しかし，日本道路協会（2009）の「第６章　切土工」の「6-1　切土工の基本的な考え方」の節では詳細調査結果を用いて個々の切土工の安定度評価を実施するとしているものの，具体的な安定計算の方法を説明する「6-3-5 切土のり面の安定計算」の項では，地すべり地や崩壊跡地等における切土を除いて一般的には安定計算を実施しないと明記され，安定計算が必要となる条件は施工中や施工後に変状が生じた場合などに限定されている。その理由は日本の地山が地質的な不連続面や風化・変質部を含むため極めて複雑で不均一な構成となっていることから，地盤定数の地山内の分布状況を精度高く求めた上での有意義な安定解析ができないためである。

要約すると地質が均質で降雨・地震などの誘因の頻度と量が少ない場合は順解析が適している。ただし，順解析は土質パラメータの確率評価や破壊確率算出などの信頼性設計と同時に実施されるのが欧米のグローバルな設計ソフトの趨勢となっている。

＜引用文献＞

吉岡良朗・伊藤和行（1971)：地すべり安定解析に用いる土の強度定数の検討，土木技術資料 13-5,

pp.26-29.
建設省（1976）：建設省河川砂防技術基準（案）調査編・計画編，山海堂，pp.192.
日本道路協会（2009）：道路土工－切土工・斜面安定工指針，pp.123-153.

4. 土質パラメータ設定における日本の慣習（1）－土質強度パラメータの逆算方法

4.1 課題

日本の地すべり対策事業ではすべり面の最大深度 h_{max} や平均深度 h から粘着力 c を設定し，内部摩擦角 φ を逆算する方法が多用されている。近年では崩壊対策における安定解析でもこの方法が利用されている。その理論的根拠を説明できる技術者は日本にもほとんど存在しない。海外でこの方法を利用するとその理論的根拠を説明する必要が生じる。

4.2 解説

4.2.1 日本における歴史的背景

(1)公的な技術基準での記載内容の変遷

昭和 33 年（1958 年）に制定された建設省河川砂防技術基準（建設省，1958）の初版にはこの手法の記載はない。建設省河川砂防技術基準は昭和 47 年(1972 年)から改訂作業が進められ，計画編は昭和 51 年（1976 年）に分冊化されて最初の改訂版（建設省，1976）が公開された。この改訂版の「第 13 章地すべり防止施設計画」の「第 2 節斜面の安定解析」の節に地すべりの垂直層厚から粘着力を設定する表が掲載された。その解説には「原則的には粘着力 c を力学試験または参考表から定め，本文中の図より現状の安全率 Fs=1.00 とするように内部摩擦角 φ を設定する」と記載されている。ここでの“参考表”が以下の表 4.2.1 である。建設省（1976）には表 4.2.1 の技術的な根拠や引用文献の記載はない。また，ここには垂直層厚が 25m 以上の場合の注意書きもない。地下水排除工の効果やアンカー工の締付効果に大きな影響を与える重要なパラメータである内部摩擦角 φ ではなく，粘着力 c を先に決めることに限定している理由の説明もない。昭和 61 年（1986 年）に改訂された計画編（建設省，1986）の掲載内容はこれと全く同じである。

表 4.2.1　地すべりの鉛直層厚と粘着力の関係
原典での表現：表 13-3 鉛直層厚と粘着力

地すべりの垂直層厚(m)	粘着力 c (t/m²)
5	0.5
10	1.0
15	1.5
20	2.0
25	2.5

平成 9 年(1997 年)に改訂された計画編（建設省，1997）は解説の内容が，「通常は，粘着力 c を土質試験あるいは表 14-2 から定め，現状の安全率となるような φ を逆算によって求める。地すべりの最大鉛直層厚が 25m 以上の場合には，c は 2.5tf/m² {2.45kN/m²} とするが，c のみならずそれに対応する φ を含めて総合的に判断したり，逆解析を行ったりするなど種々の方法で妥当性を検討するなど慎重に

定めるものとする。また，最大鉛直層厚が 5m 以下のものについても別途検討を行う必要がある。」と変更された。この解説には SI 単位表現に誤植（実際は 24.5kN/m^2）があるが，そのまま掲載した。表 4.2.2 は平成 9 年(1997 年)の計画編（建設省，1997）に掲載された表である。

表 4.2.2　地すべりの最大鉛直層厚と粘着力の関係

原典での表現:表 14-2 最大鉛直層厚と粘着力

地すべりの最大垂直層厚(m)	粘着力 c (kN/m^2)
5	5
10	10
15	15
20	20
25	25

昭和 54 年（1979 年）改訂の道路土工－のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会，1979）には地すべりの安定解析の項に表 4.2.1 と同じ表が表－5･10 として掲載されている。その説明には「c，φ を決定するに際し経験的に求められた表－5･10 のなかから c の値を先に決定しこれによりφを求める」と記載され，表 4.2.1 が経験値であるとしている。昭和 61 年（1986 年）改訂版（日本道路協会，1986）には，表 4.2.1 の垂直層厚の表現を平均鉛直層厚という表現に変えた表が地すべりの安定解析の項に掲載されている。ただし，道路土工－のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会，1986）にはφを仮定して c を逆算する時に参照とする風化岩のすべり面の内部摩擦角の範囲も表として掲載されている。また，この項ではすべり面のせん断強度パラメータを土質試験により決定する方法も具体的に記載され，ピーク強度や残留強度などに応じた土質試験方法が詳述されている。道路土工－のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会，2009）でもこれらの記載内容は引き継がれている。

(2)すべり面深度から粘着力を設定する方法が採用された経緯

国土交通省所管の地すべり等ですべり面の最大深さ h_{max} から粘着力 c を求める方法が採用された経緯を説明する。この内容は当委員会前身の小委員会で 2017 年に実施した有識者への聞き取り調査に基づいている。

残留強度での粘着力 c は c≒0 だが，昭和 40 年代頃のダム湛水斜面の安定解析では残留間隙水圧の残留率を 100%としていたので c＝0 では解析や設計ができなかった。そこで，c＞0 となる設定方法が必要であった。一方，吉岡・伊藤（1971）は都道府県へのアンケート調査結果を元に地すべり対策事業で採用された土質強度定数に関する分析結果を示した。図 4.2.1 は吉岡・伊藤（1971）に掲載されているデータ表から原典に示された地すべりの最大深さ h_{max} と粘着力 c の関係図（図-5(a)）を再現したグラフである。吉岡・伊藤はこの関係図の考察で顕著な傾向は無いと説明している。上述のように c≠0 となる粘着力 c の設定方法が求められていた中で，後年に土木研究所でこの関係図が着目された。図 4.2.1 の原点回帰計算の回帰式は Y=0.102･X となっており，c≒0.1h_{max} の関係にある。これが粘着力 c をすべり面深さ h_{max} から推定する方法の根拠となったと推測される。しかし，この回帰計算の決定係数 R^2 が約-0.17 であることから，すべり面深さから推定する方法の信頼性の低さを示している。決定係数 R^2 が負になっていることも相関の悪さを示している。

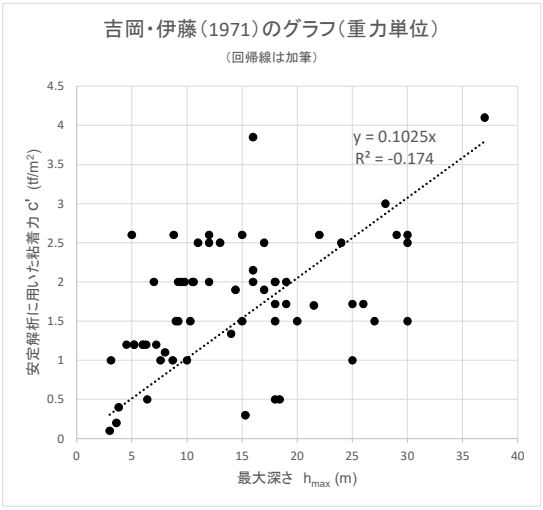


図 4.2.1 すべり面の最大深さ h_{max} と粘着力 c の関係（吉岡・伊藤，1971，プロットミスを含めた再現図）

図 4.2.2 は吉岡・伊藤（1971）で使用された地すべり地データの県別サンプル数である。秋田県，佐賀県，石川県，山形県のデータが多く，四国地方のデータは皆無である。使用データの地域的な偏りが大きい。地すべり対策事業で採用された土質強度定数の信頼性そのものにも疑問が残る。

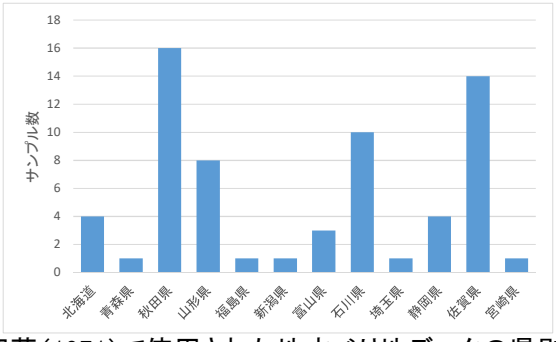


図 4.2.2 吉岡・伊藤（1971）で使用された地すべり地データの県別サンプル数

技術基準書等では粘着力とすべり面深度の関係を表す表中の最大深さを 25m までとしているが，2017 年の聞き取り調査によると，当時対象としていた地すべりの最大深さ h_{max} が 20m 程度であったため，表示は 25m までで十分と判断されたようである。よって，当時，$h_{max} \geqq 25$m で粘着力 c が一定になるという考え方は無かった。

2017 年の聞き取り調査によると，当時，φから推定する方法もあったが，φを決めて c を逆算する方法はサンプリングや土質試験が必要であり，何もない状況でφを決める根拠がなかったことと，φは層厚とは相関なく，c が過小に評価されることが多かったことから採用されなかった。一部の専門家はスライス毎に土質試験を実施すべきと主張していたが，予算もなく膨大な試験は出来ない状況だった。

粘着力 c を過大に評価するとφが過小になる。例えばダムではφが小さいと貯水位の影響がなくなってしまうという問題が出る。安全側の対策計画の考えから，c を適切に設定してからφを逆算するのが良いと考えられた。その際，粘着力 c は，正規圧密粘土の土質試験値など土質分野の知見を踏ま

え，かつ，逆算法により算出されるφの値の妥当性も踏まえた上で，地すべり層厚から設定する考えが定着した。

この手法は，すべり面粘土の採取技術が乏しく，すべり面粘土の残留強度を求めるリングせん断試験なども広く普及していなかった時代に生まれた手法であり，本来であれば残留強度の内部摩擦角φをリングせん断試験等で求めた上で，粘着力ｃを逆算する方法が推奨される。

(3)急傾斜地や道路斜面等での崩壊対策での利用の経緯

前章でも述べたように，2017 年に実施した有識者への聞き取り調査によると，昭和 30 年代は道路の斜面対策等において土質試験等から求めた土質強度を元に安定計算を実施する順解析も利用されていたようである。日本の複雑な地盤条件では順解析を用いた結果が問題となることとが多かったことから逆解析が主流となったようである。

急傾斜地等の崩壊に関する砂防系の技術基準（全国治水砂防協会，2019）や道路系の技術基準（日本道路協会，2009）には崩壊対策においてすべり面深度からすべり面の粘着力を設定して良いと明記しているものは，過去の旧基準も含めて存在しない。土質強度パラメータの設定の容易さから，地すべり対策事業でこの手法に慣れた技術者が崩壊対策でも利用するようになっている。

JICA 業務で整備された中米統合機構（SIECA）の道路マニュアル（SIECA,2019）では道路の斜面崩壊（Landslide）の安定計算手法としてこのせん断強度パラメータの設定方法が，特別な注意点の説明もなく掲載されている。

4.2.2 理論的な解説

（１）逆算法の適用の論理的根拠

地すべり対策事業等において逆算法を適用する根拠は以下の通りである。

①極限平衡法の安定解析式は斜面の絶対的な安全率を算定できない（詳細は 2 章を参照）。

②日本のように複雑な地質条件の場合は，サンプリングの難しさもあって，順解析による斜面の安定度評価の信頼性が著しく低下する。

③日本では，極限平衡法の安全率を初期安全率から計画安全率までの対策工による安全率の積み上げを評価するために利用している。保全対象の重要度や地すべりの規模などから適切に計画安全率を設定することが重要であり，初期安全率からの相対的な安全率の差が重要視される。急傾斜地崩壊対策も同様である。このため，斜面の状況から初期安全率を設定する逆算法が適している。

④地すべりでは移動量や地下水位のモニタリングが実施され，滑動の有無によって真の安全率が 1.0 より大きいか小さいかがわかるため，算出される安全率と動態観測の結果が整合することが望ましい。順解析で算出される安全率は動態観測結果と整合しないことが多い。また，滑動開始時（安全率 F=1.0）が確認できるため，その時の極限平衡法の安全率が，F=1.0 となるようにパラメータを調整することで，対策工の効果の評価をより適正に行うことができる。

（２）逆算法による土質強度パラメータの設定

ここで推奨する逆算法（逆解析）は土質試験や現位置試験結果を元に一方の土質強度パラメータを設定し，もう一方のパラメータを逆算で求める方法である。逆算法を採用する場合，極限平衡法という解析方法自体が持つ解析誤差や２次元解析による解析誤差（３次元効果など）など，安定解析が内

包する解析誤差が逆算される方の土質強度パラメータに含まれる。例えば，粘着力ｃを土質試験値や地すべり層厚などから既知として与え，内部摩擦角 φ を逆算すると，さまざまな誤差が逆算される内部摩擦角 φ に含まれる。一方，内部摩擦角 φ の大きさは地下水排除工の効果やアンカー工の締付効果の推定に大きな影響を与えるため，それらの対策工を主な対策工とする場合は φ の値を適切に設定する必要がある。粘着力ｃの大きさは排土工の効果推定に大きな影響を与えるため，これを主な対策工とする場合はｃを適切に設定する必要がある。用いる安定解析が内包する解析誤差の影響が主な対策工の効果推定に大きな悪影響を与えないようにするためには，主な対策工に対してより重要な土質強度パラメータを土質試験結果や近隣の同様な地質での採用値などを参考にして適切に設定し，もう一方を逆算法で算定する方法が良い。

前項の歴史的背景の項で説明したように砂防系の技術基準である建設省河川砂防基準・計画編（建設省，1997）や地すべり防止技術指針及び同解説（国土交通省，2008）では地すべりの安定解析においてφの値も含めて総合的に判断することの重要性が記載されており，道路系の技術基準である道路土工－のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会，1986，2009）では地すべりの安定解析において，φを仮定してｃを逆算するための参考データも掲載されている。前項で述べたようにすべり面深度から粘着力ｃを設定する方法のみが着目されているが，内部摩擦角φの設定に関するこれらの記載があることを再認識する必要がある。

（3）急傾斜地や道路斜面等での崩壊対策での逆算方法

急傾斜地等の崩壊対策において最小安全率すべりのすべり面検索を行う場合も，最小安全率すべりの安全率が現状安全率Ｆ（通常はＦ＝1.0）と一致するようにｃ，φ を調整するのが一般的である。これが逆算法に該当する。この場合でも主な対策工に対してより重要な方の土質パラメータを適正に設定する必要がある。

斜面崩壊対策の事前対策で安定計算の対象となるのは既存のすべり面が存在しない地山である。安定解析に必要な土質強度パラメータが地山のピーク強度であることと，想定されるすべり面が浅いため簡易貫入試験などの原位置試験も利用可能である。本来はそのような方法で実際に確認した土質強度パラメータを利用した逆解析を実施すべきである。簡易貫入試験機器などは海外への持ち出しも容易である。

＜引用文献＞

吉岡良朗・伊藤和行（1971)：地すべり安定解析に用いる土の強度定数の検討，土木技術資料 13-5, pp.26-29.

建設省（1958）：建設省河川砂防技術基準（案），山海堂

建設省（1976）：建設省河川砂防技術基準（案）調査編・計画編，山海堂

建設省（1986）：建設省河川砂防技術基準（案）同解説・計画編，山海堂

建設省（1997）：建設省河川砂防技術基準（案）同解説・計画編，山海堂, pp.199.

国土交通省（2008）：地すべり防止技術指針及び同解説，pp.56-57.

全国治水砂防協会（2019）：新・斜面崩壊防止工事の設計と実例－急傾斜地崩壊防止工事技術指針

日本道路協会（1986）：道路土工－のり面工・斜面安定工指針，pp.268-274.

日本道路協会（2009）：道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成 21 年）

SIECA (2019): *Geotechnics and Seismic Considerations Manual*, Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA), 272p.

5. 土質パラメータ設定における日本の慣習（2）－単位体積重量の決定方法

5.1 課題

日本では地すべりの移動層の単位体積重量γ_tのデフォルト値を 18kN/m³ とすることが，道路土工指針や災害手帳などの技術書に記載されているが，その値の設定根拠を知る技術者はほとんど存在しない。この値は日本の山間地の実際の地盤（風化岩や礫混り土）の単位体積重量より明らかに小さい値であるが，日本の技術基準書に記載されている値ということで日本の標準値となっている。単位体積重量を実際より小さく評価すると地すべり等の滑動力や抑止工の必要抑止力を過小評価することになり，抑止工の過小設計の危険性が高くなる。更に，地質条件の異なる海外で日本の単位体積重量の標準値をそのまま利用することは難しい。

5.2 解説

5.2.1 土質毎の標準的な単位体積重量を決定した歴史的背景

昭和 31 年（1956 年）と昭和 42 年（1967 年）発行の道路土工指針（日本道路協会，1956, 1967）には土の単位体積重量の記述は無い。昭和 47 年に初版が刊行された「のり面工と斜面安定工指針（日本道路協会，1972)」では盛土法面の安定解析事例の中で単位体積重量の値として 1.85～1.90 tf/m³（18.5～19.0kN/m³）が採用されているが，地すべりの安定解析の項では「**一般の地すべりでは土塊の単位体積重量を 1.8tf/m³ として計算して良い。しかし，シラスや巨礫が多く間隙の大きい地盤や火山変質を受けた地層ではこの値を下まわることがあるので，この場合は単位体積重量の測定を行うものとする**」と記載されている。安全側の設計という観点では 1.8tf/m³（18kN/m³）よりも単位体積重量が大きい地盤に対して 1.8tf/m³（18kN/m³）を採用すると危険側の設計となるが，その事に関する注意書きはない。

昭和 54 年（1979 年）に改訂された道路土工－のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会，1979）の地すべりの安定解析の項では「**一般の地すべりでは土塊の単位体積重量を 1.8tf/m³ として計算して良い。しかし泥岩起源の粘土で構成される斜面では 1.9tf/m³ 以上の場合もあるし，シラスや巨礫が多く間隙の大きい地盤や火山変質を受けた地層では 1.8tf/m³ を下まわることがある。この場合は単位体積重量の測定を行うものとする。**」と記載されている。この記述は当時対象としていた地すべりの移動土塊が土砂であり，風化岩などの岩盤を対象としていなかったことがうかがえる。ここでの「一般の地すべり」は崩積土すべりなど，移動土塊が土砂の場合の地すべりを指しており，風化岩すべりや岩盤すべりは「一般の地すべり」に含まれないことがわかる。

昭和 61 年（1986 年）に改訂された道路土工－のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会，1986）の地すべりの安定解析の項では「**一般の地すべりでは土塊の湿潤単位体積重量をγ_t=1.8tf/m³ として計算する。しかし，火山灰を起源とするロームやシラス，粘土はこれより小さい密度を有し，硬質な岩砕からなる地盤はこれよりも大きい。そこで，可能な限り現場において湿潤単位体積重量の測定を行うことが望ましい。**」と記述されている。ここでは単位体積重量を測定することが推奨されている。平成 21 年に改訂された道路土工－切土工・斜面安定工指針（日本道路協会，2009）の地すべりの安定解析の項の記述もこれと同じである。

昭和 39 年（1964 年）に日本道路公団が発行した高速自動車国道設計要領（日本道路公団，1964）には表 5.2.1 に示す単位体積重量が掲載されている。この中では粘性土に 1.8tf/m³（18kN/m³）の値が採用されている。

表 5.2.1 高速自動車国道設計要領に掲載の土の単位体積重量（日本道路公団，1964）

種類		状態		単位体積重量(tf/m³)（地下水位以上にある土）
盛土	砂利まじり砂	締固めたもの		2.0
	砂	締固めたもの	粒度の良いもの	2.0
			粒度の悪いもの	1.9
	砂質土	締固めたもの		1.8
	粘性土	締固めたもの		1.7
	関東ローム	締固めたもの		1.4
自然地盤	砂利	密実なもの又は粒度の良いもの		2.0
		密実でないもの又は粒度の悪いもの		1.8
	砂利まじり砂	密実なもの		2.1
		密実でないもの		1.9
	砂	密実なもの又は粒度の良いもの		2.0
		密実でないもの又は粒度の悪いもの		1.8
	砂質土	密実なもの		1.9
		密実でないもの		1.7
	粘性土	硬質なもの		1.8
		軟質なもの		1.6
	シルト	硬質なもの		1.6
		軟質なもの		1.4
	粘土	硬質なもの		1.7
		軟質なもの		1.5
	関東ローム			1.4

道路土工－仮設構造物工指針（日本道路協会，1999）では土の単位体積重量を表 5.2.2 のように示している。この道路土工指針では埋め戻し土は締固め方法などによって単位体積重量が異なるため実重量を用いることを原則としている。土圧算定時の目安として 18kN/m³ と明記されている。

表 5.2.2　土の湿潤単位体積重量（日本道路協会，1999）

土質	密なもの(kN/m³(tf/m³))	ゆるいもの
礫質土	20(2.0)	18(1.8)
砂質土	19(1.9)	17(1.7)
粘性土	18(1.8)	14(1.4)

昭和 33 年（1958 年）に制定された建設省河川砂防技術基準（建設省，1958）の初版には地すべりの安定解析に関する記載はない。建設省河川砂防技術基準は昭和 47 年(1972 年)から改訂作業が進められ，計画編は昭和 51 年（1976 年）に分冊化された最初の改訂版（建設省，1976）が公開された。この改訂版の「第 13 章地すべり防止施設計画」の「第 2 節斜面の安定解析」の節には土質強度定数の説明として「土塊の単位体積重量は一般地すべりでは 1.8tf/m³ を用いるが，シラスや巨石が多く間隙の大きい地層や火山変質を受けた地層では現位置で測定して決定することが望ましい。」と記述されている。昭和 61 年（1986 年）と平成 9 年（1997 年）に改訂された建設省河川砂防技術基準（案）・計画編（建設省，1986，1997）の記載内容も全く同じである。これらの記載内容は日本道路協会（1979）の記載内容とほぼ同じ内容となっている。平成 16 年（2004 年）版と令和 6 年（2024 年）版の国土交通省河川砂防技術基準　計画編は web 公開のみであるが，基本計画編と施設配置等計画編に分かれている。どちらにも地すべり防止計画に関する記述はあるが，単位体積重量などの具体的な数値は記載

されていない。

一方，災害手帳（全日本建設技術協会，1995～2016）では地すべりの安定解析の項で「原則として土塊の単位体積重量は 1.8tf/m³（18kN/m³）とし,」と記載されており，移動層の地質に関係無く，地すべりの移動土塊の単位体積重量を 1.8tf/m³（18kN/m³）とすることが明記されている。

2017 年に実施した有識者からの聞き取り調査によると，昭和 40 年（1965 年）前後の時代はサンプリングしていろいろな土質試験を行っていたが，そのときのデータで崩積土すべりの移動土塊の単位体積重量が大まかに 1.8tf/m³ 程度になったようである。当時，岩盤すべりは対策事業を実施している事例がなかったので岩盤については土質試験を実施していなかったようである。このように昔は土質試験を使って順解析で事業を進めてきたが土質強度パラメータについては良い結果とならなかった。その後，試験値の土質強度パラメータが現実的でないという理由で土質試験が行われなくなったが，単位体積重量の 1.8tf/m³（18kN/m³）は支障がないのでそのまま使っているとのことであった。また，「地すべり対策事業では単位体積重量が 1.8tf/m³（18kN/m³）よりも大きな事例があることは知られていたが，単位体積重量を大きくすると抑止工などの必要数量が増え，事業量が増加することから 1.8tf/m³（18kN/m³）を標準とすることが継続された」との証言もある。

このように地すべりの移動土塊の単位体積重量を 1.8tf/m³（18kN/m³）としたのは昭和 40 年代から昭和 60 年代において，崩積土などの土砂が滑動する地すべりを「一般の地すべり」としていたことに起因している。当時は，風化岩などの岩盤を主体とする地すべりをこの「一般の地すべり」に含めていなかったが，現在では災害手帳の記載のように，風化岩地すべりや岩盤地すべりも含めて，移動土塊の単位体積重量を 18kN/m³ とすることが一般化している。

5.2.2 理論的な解説

図 5.2.1 に NEXCO(2016)に掲載されている岩盤の単位体積重量の測定例を示す。岩盤の単位体積重量と換算 N 値との関係で示されている。岩盤といっても換算 N 値が土砂相当（N＝4～30）の測定例も多いことから強風化岩や破砕された岩盤なども含まれると思われる。この図を見ると，換算 N 値が大きくなると単位体積重量も大きくなる傾向にあるが，測定値のバラツキが大きく，換算 N 値から単位体積重量を簡単に推定できるという単純な関係ではない。

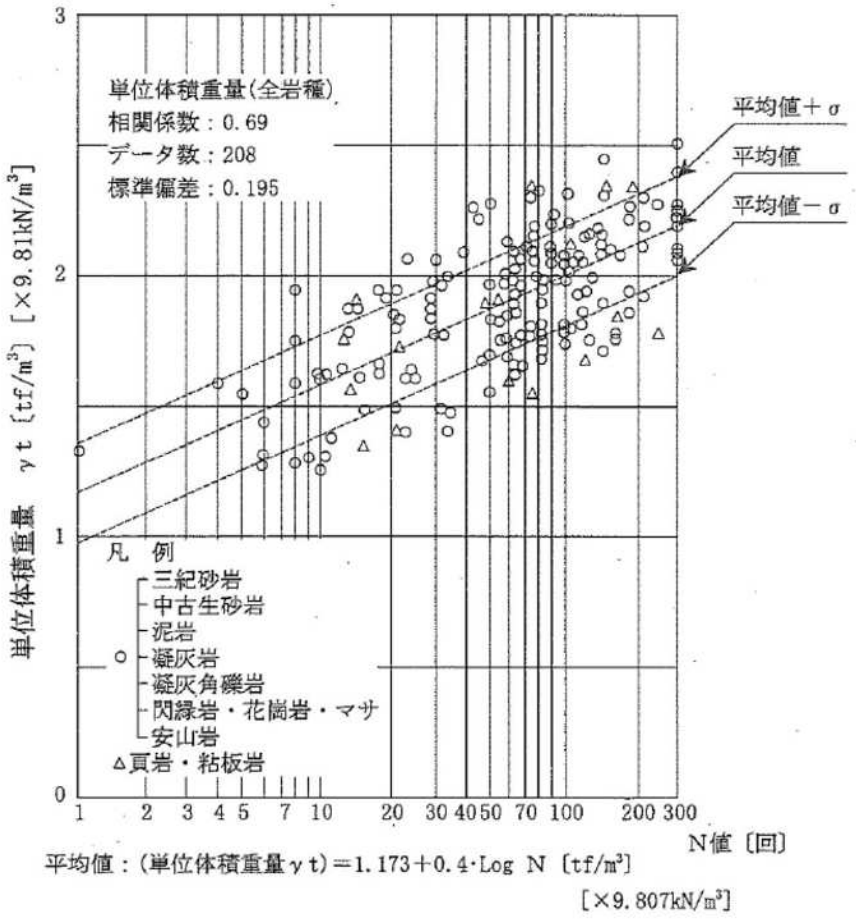


図 5.2.1 岩盤の単位体積重量の測定例

（出典：NEXCO(2016):設計要領第二集　橋梁建設編, p.4-7）

土質に応じた単位体積重量の標準値を示すことは，災害時等における迅速な対策工の検討などに有効である。しかし，採用した単位体積重量が実際よりも大幅に小さいと地すべりの滑動力を過小に評価し，抑止工の必要抑止力を過小評価することになり，危険側の設計を招く恐れがある。風化岩地すべりや岩盤地すべりに対して，単位体積重量 18kN/m³ を適用すると，そのような過小設計となる危険性がある。単位体積重量が斜面安定解析結果に及ぼす影響は大きく，対策工の効果をより適切に評価するためには，対象地の地質を考慮した適切な単位体積重量の設定が重要となる。山間地における地すべり移動土塊の単位体積重量は 20kN/m³ を大きく超える場合もあり，標準的に採用される 18kN/m³ とは大きな差が生じることがある。

道路土工－仮設構造物工指針（日本道路協会，1999）でも単位体積重量は土質試験での実測を原則としており，設計時などで十分な実測値が入手できない場合は表 5.2.2 の標準値を採用することがで

きると記述されている。道路土工－切土工・斜面安定工指針（日本道路協会，2009）においても，可能な限り現場において湿潤単位体積重量の測定を行うことが望ましいと記載されている。複数本の調査ボーリングを実施する地すべり対策事業においては各地層のコアサンプルから単位体積重量を求めることも可能である。

地質条件が日本と大きく異なる海外においても可能な限り現場において湿潤単位体積重量の測定を行うことが望ましい。日本の標準値 18kN/m^3 を採用する場合は，移動土塊が土砂の場合に限定する必要がある。

ちなみに，平成初期に土塊の単位体積重量を重力単位から SI 単位に変換する時，1.8tf/m^3 を 18kN/m^3 として，単純に 10 倍としたのは元々の 1.8tf/m^3 という数値に根拠がなく，対象の地すべりの移動土塊の単位体積重量と必ずしも一致しなかったためである。本当は 2.5tf/m^3 が正しい値かもしれない時に 1.8×9.80665 として正確な SI 単位換算を実施する意味がなかったのである。しかし，市販の設計ソフトの一部には安定解析時の水の単位体積重量をこの土の単位体積重量の換算と同様に 1.0tf/m^3→10.0kN/m^3 と単純に 10 倍にした値とすることをデフォルトとしているものがある。水の比重は 1.0tf/m^3 と決まっており，水圧は水圧高さに水の単位体積重量である 9.80665kN/m^3 を掛けた圧力になる。よって，水圧を算出する時の水の単位体積重量を 10.0 kN/m^3 とする方法は間違った対応である。

＜引用文献＞

日本道路公団（1964）：高速自動車国道設計要領
日本道路協会（1956）：道路土工指針，道路工法業書第 10 集（昭和 31 年）
日本道路協会（1967）：道路土工指針（昭和 42 年）
日本道路協会（1972）：のり面工と斜面安定工指針（昭和 47 年）
日本道路協会（1979）：道路土工－のり面工・斜面安定工指針（昭和 54 年）
日本道路協会（1986）：道路土工－のり面工・斜面安定工指針（昭和 61 年）
日本道路協会（2009）：道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成 21 年）
日本道路協会（1999）：道路土工－仮設構造物工指針（平成 11 年）
建設省（1958）：建設省河川砂防技術基準（案），山海堂
建設省（1976）：建設省河川砂防技術基準（案）調査編・計画編，山海堂
建設省（1986）：建設省河川砂防技術基準（案）同解説・計画編，山海堂
建設省（1997）：建設省河川砂防技術基準（案）同解説・計画編，山海堂
全日本建設技術協会（1995）：災害手帳
全日本建設技術協会（2016）：災害手帳
NEXCO(2016)：設計要領第二集　橋梁建設編, p.4-7

6. 初期安全率と計画安全率の設定における日本の習慣

6.1 課題

日本の地すべり対策事業においては，初期安全率 F_0＝0.95～1.00，計画安全率 F_p=1.05～1.20 を標準としており，急傾斜地等の崩壊対策でも計画安全率 F_p＝1.20 とするのが一般的である。海外では斜面の計画安全率を F_p=1.5 としている国もある。海外で日本の標準値を適用する場合はこの値の設定根拠を示す必要がある。

6.2 解説

6.2.1 日本における歴史的背景

(1)初期安全率

まず，2017 年に実施した有識者への聞き取り調査の結果を要約すると次のようになる。

初期安全率を F_0=1.0 とするのは昭和の時代の当初に急傾斜地などで浅い断面のスタートの安全率を 1.0 としていたことに起因している。一方で，切土して動いた地すべりを逆に検討すると動く前は安全率 F が F≒1.05 程度であったというデータがあり，５％以上の安全率低下があれば動くという経験があった（藤原明敏氏の著書による限界安全率)。それらが初期安全率を F_0=0.95 とする考えが生まれた理由の１つである。初期安全率を F_0=0.98 とする考えは工費の関係で 1.0 と 0.95 の間を取るということから生まれた。

渡・小橋（1987）は初期安全率の設定根拠に関して記述している。その内容を要約すると次のようになる。

ある運動中の地すべりの安全率 F を F≒0.9 と仮定し，末端に押さえ盛土を施工したら F≒0.97 の時に地すべりが停止した。停止した時の安全率を F≒1.0 とすると運動中の地すべりの安全率は F≒0.93 であったことになる。この手法を用いて全国資料から調べると，運動中の地すべりの安全率の平均は F≒0.95 となった。このように 5%程度安全率を上昇させると地すべりが一応安定化した。

この内容は上記の有識者への聞き取り調査と共通の部分を含んでいる。

(2)計画安全率

ここでも 2017 年に実施した有識者への聞き取り調査の結果を要約する。計画安全率を F_p＝1.20 とするのは，それまでの地すべり対策事業での経験に基づいている。地すべりで安全率を 1.2 までにするのは対策工の費用面も含めて限界であったが，ここまで上げると地すべりは止まった。また，昭和の時代に土構造物は安全率が 1.2 程度なら動かないという考えがあり，地すべり対策事業では計画安全率が 1.5 は過大で 1.2 なら支障が無いと考えられた。更に当時の地すべりの補助事業では計画安全率が 1.2 程度なら工費も妥当であるとされていた。

当時，外国では F_p=1.5 の事例もあったが，日本とは規模や重要性が違った。ただし，特殊な事例として日本でも奥裾花地すべり（長野県）ではダムサイトで保全対象が重要なため，地震も考慮して，豪雨等に対する平常時の計画安全率を F_p＝1.5 としたことがある。これらを踏まえ事業費が現実的な範囲となるように考慮した。

ヤンブ氏と日本の研究者との直接会談で，ヤンブ氏が地すべりでは F_p＝1.2 が限界だと語ったことも計画安全率を 1.2 とする根拠の一つとなった。

6.2.2 理論的な解説

(1)初期安全率

極限平衡法の問題点や2次元解析手法の問題点から順解析で現状安全率を算出すると，地すべり動態観測結果と安全率の値に不整合が生じることが多い。動態観測結果などから現状安全率を推定する日本の手法は，対策工施工により地すべりの変動状況が変化した場合でも変動状況と整合するように現状安全率を調整することができる。安全率と地すべりの変動状況を整合させることで対策工の効果をより適切に評価することが可能となる。

日本では地すべりの変動状況に応じて以下のように初期安全率を設定している場合が多い。

①継続的に運動している場合：F_0=0.95

②降雨等に伴い断続的に運動している場合：F_0=0.98

③運動が鎮静化している場合：F_0=1.00

日本で慣用されている初期安全率 F_0＝0.95～1.0 という値は昭和の時代から 50 年以上の地すべり対策事業での実績があり，その事による大きな問題は発生していない。

動態観測や地下水位観測等の十分な期間のデータが存在しない事業開始時の計画では地すべりの活動状況を考慮した現在の初期安全率の設定方法（0.95～1.0）を採用し，事業途中で動態観測結果等から c,φ の見直しと共に現状安全率を見直すという手法が最も合理的である。

(2)計画安全率

計画安全率は地すべり防止工事計画における計画規模（対策工の種類と数量，配置）の基準となる値である。地すべりの規模や保全対象の重要度に応じて設定する必要がある。保全対象が重要であっても大規模な地すべりで大きな計画安全率を設定すると，それを実現するための対策工数量が膨大となり，その費用も膨大となる。

日本における計画安全率の一般的な目安は以下の通りである。

①多数の人命，家屋，道路，鉄道，河川，その他公共施設等に重大な影響を及ぼすもの

計画安全率(F_p) ＝1.10～1.20

②規模の特に広大なもので人家，公共施設等に影響の少ないもの，応急対策として当面の安全確保を目的とするもの

計画安全率(F_p) ＝1.05～1.10

このほかに,都道府県が独自に定める技術マニュアル等でより詳細な区分が記載されている事例(例えば，新潟県や石川県など）もある。

１箇所の地すべりに対する膨大な事業費を考慮すれば，保全対象の重要度等による現在の計画安全率の設定値（1.05～1.20）が妥当であると思われるが，海外や日本の過去の事例にもあるように特に重要な保全対象がある場合はより大きな計画安全率（例えば，1.5）を設定することも考慮すべきである。

海外の順解析を基本としている国で計画安全率 F_p=1.5 を採用することが多い。これは土質試験を実施する土質サンプルが対象地盤内の最も脆弱な地質ではなく，サンプリングができる程度の良質な地質のサンプルであることが多く，順解析によって実際よりも大きめの安全率が算出される危険性を考慮したものであると考えられる。

欧米では大規模な地すべりに対しては本格的な対策事業を実施しないことが多いので，計画安全率を F_p=1.5 と設定するのは，大きな安全率に対しても現実的な対策が可能な崩壊や比較的小さな地すべりである。大規模な再滑動型地すべりにおいて計画安全率 F_p=1.5 に対応した対策工を実現することは困難な場合が多い。また，順解析に対応した欧米のグローバルな設計ソフトは安全率とは別の評価として土質パラメータの確率評価を元にした斜面の破壊確率を併用するなど，信頼性設計に対応したものが多い。

＜引用文献＞

渡正亮・小橋澄治（1987）：地すべり・斜面崩壊の予知と対策，山海堂

Ⅳ　切土工の設計に関する課題と解説

1. 地山分類の海外との違い

1.1 課題

諸外国における切土（排土）に対する標準切土法面勾配や直高は，日本と同様に地山分類ごとに示されている。しかし，諸外国での地山分類は地質分類を重視しているのに対し，日本では施工性を重視する分類となっていること，日本と諸外国では地質が異なっていることから，日本の地山分類をそのまま対象国に適用する場合に，対象国の理解を得られない可能性がある。

また，対象国での既存の標準切土法面勾配に問題があって日本の標準値を適用する場合に，日本の地山分類を対象国の地質にどのように当てはめるかの手法が確立していない。

※ここで言う「地山分類」とは切土工設計のための分類であり，土木地質の観点からの分類である。

1.2 解説

1.2.1 日本の地山分類の歴史的背景

日本では地山分類に種々の分類法が用いられている。このうち，土木施工に関する分類としては，概ね表 1.2.1 のように土の分類は 3 手法，岩の分類は 4 手法が挙げられる。切土工に関係する分類については，岩の分類では「土木施工の難易による分類」の 1 手法であるが，土の分類では「地盤材料の粒度分布等による分類（地盤工学会による分類)」と「土木施工の難易による分類」の 2 手法が存在する。ここでの土の分類の 2 手法は相反するものではなく，土木の設計や施工の用途・目的に応じて使い分けされている。ただし，「礫質土」などの一部の分類は用語が同じで違う内容を表すなど混乱を生じる場合がある。

表 1.2.1 日本における目的･使途に応じた地山の各種分類方法

	分類方法	目的・使途
土の分類	地盤材料の工学的分類（地盤工学会による分類） （日本統一土質分類）	強度の共通認識
	建設発生土の土質区分	有効利用，適正処理
	土木施工の難易による分類	施工の難易度評価と単価算定，切土法面勾配選定
岩の分類	成因による分類（大分類：堆積岩，火成岩，変成岩）	地質図作成，地質学的分類による属性の共通認識
	生成した地質時代による分類（古生層，第三紀層など）	地質図作成，地質学的分類による属性の共通認識
	分布場所，俗称による分類（秩父古生層，シラスなど）	地質図作成，地質学的分類による属性の共通認識
	土木施工の難易による分類（硬岩，軟岩）	施工の難易度評価と単価算定，切土法面勾配選定

（1）標準切土法面勾配を判定するための土の分類の歴史

（a）概要

切土法面工事の基本となる「道路土工－切土工・斜面安定工指針（日本道路協会，2009a)」の，標

準切土法面勾配を判定するための土の分類の考え方は，表 1.2.1 の現場での判別を重視した「「土木施工の難易による分類」である（表 1.2.2)。一方，「道路土工－土質調査指針（日本道路協会，1986)」にはこれと別に地盤材料の工学的分類（地盤工学会による分類）である日本統一土質分類も提示されている。図 1.2.1 は現在の地盤材料の工学的分類体系（大分類）である（地盤工学会，2000)。これにより道路土工指針には 2 種類の土の分類方法が存在していることになる。

表 1.2.2 道路土工―切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版）における土の分類

砂	密実でない粒度分布の悪いもの
砂質土	密実なもの
	密実でないもの
砂利または岩塊混じり砂質土	密実なもの，または粒度分布のよいもの
	密実でないもの，または粒度分布の悪いもの
粘性土	
岩塊または玉石混じりの粘性土	

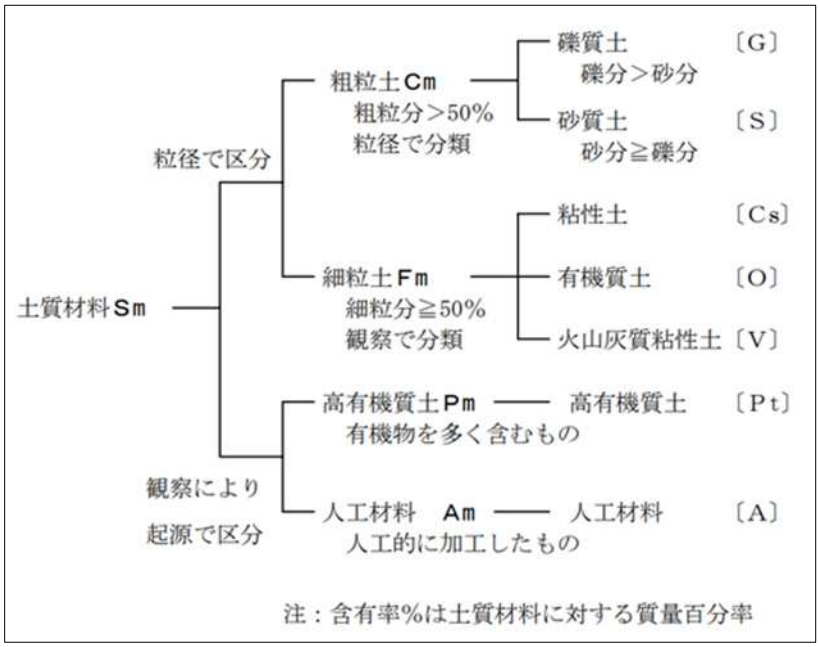


図 1.2.1　地盤材料の工学的分類体系（大分類）（地盤工学会，2000）

「道路土工指針」は昭和 31 年に初版が出版され，その改訂版が昭和 42 年に出された（日本道路協会，1967)。そして 2 度目の大改訂版が昭和 52 年に出版されている（日本道路協会，1977a)。この歴史において，「道路土工指針」の中での土の分類の考え方は，昭和 31 年版では各種分類法の併用であったが，その後，上述したように 2 通りが併用されるようになった。

土質工学会(1973)は昭和 48 年に日本統一土質分類法（JSF-C-1）を制定した。これはアメリカの統一土質分類法を日本の土に適用できるように修正，拡大したものであり，平成 2 年にこれを簡略化して土の工学的性質との対応を明確にする改訂を行った(土質工学会,1990)。「道路土工-土質調査指針」では昭和 52 年版の初版（日本道路協会，1977b）で，土質工学会の日本統一土質分類法に基

づく土の分類（昭和 48 年）を採用し，その後の日本統一土質分類法の改訂(平成 2 年)でもその分類を基本としていた。しかし，昭和 61 年の改訂版（日本道路協会，1986）で現場での判断を重視した施工性に基づく岩および土の分類手法も併用している。

一方，標準切土法面勾配を判定するための土の分類の考え方は，昭和 42 年（1967 年）の「道路土工指針（日本道路協会，1967)」の改訂でほぼ現在の分類（現場での判断を重視した施工性に基づく分類）が形づくられた。その後，昭和 47 年に「のり面工と斜面安定工指針（日本道路協会，1972)」として再編成され，昭和 54 年の改訂版（日本道路協会，1979）で分類手法が微修正されたが，実質同じ分類が採用されている。その後の改訂でも変化することなく現在に至っている(図 1.2.2)。

これにより，道路土工指針では，土の分類について 2 種類の分類が存在することとなった。すなわち，強度や透水性など土の属性に注目する分類には工学的分類の日本統一土質分類（地盤工学会）による土の名称を用い，切土法面工事など施工における土の分類には現場の施工性に重点をおいた土の名称（砂利または岩塊混じり砂質土など）を用いている。

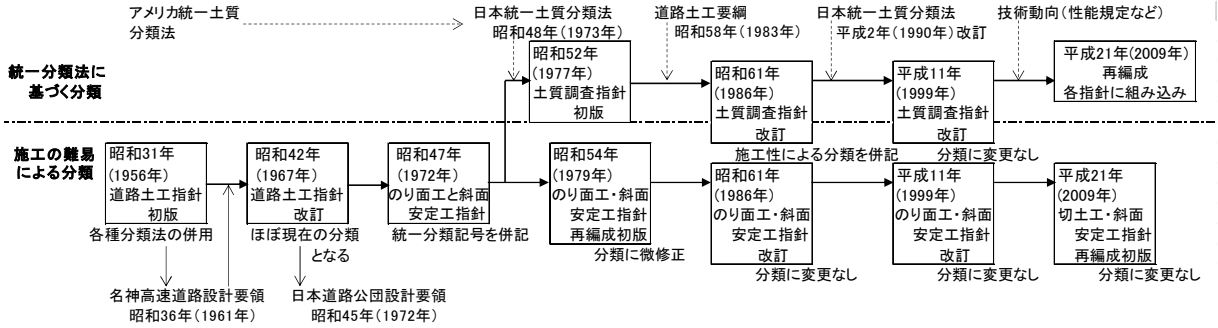


図 1.2.2「道路土工指針」の改訂における「土の分類」の歴史

（b）道路土工指針初版発行前（昭和 31 年(1956 年)以前）の土の分類

当時の標準切土法面勾配での土の分類は，表 1.2.3 では「硬土」と「粘土」の他は「土砂」と一括りであり，表 5.1.3 では 4 項目，11 種類に分類されている。それぞれ現場状況に応じて経験的に分類されたものとみられ統一性がない。

表 1.2.3　切取法面勾配表に見られる土の分類

土　質	ノリ面コウ配
土　砂	1：1　～1：1.5
硬　土	1：0.8～1：1
粘　土	1：0.8～1：1
軟　岩	1：0.3～1：1.5
硬　岩	0～1:0.3
床　堀	1：1.5

出典:藤川利雄(1950):土木工事歩掛，材料算出法，
附・基準施工法上巻(昭和 25 年 12 月)，鉄道図書局

表 1.2.4　土工法面勾配表に見られる土の分類

種　別	盛　土	切　土
砂利，レキ，石セツ		
陸　上	1.0（高 7m まで）1.5（高 8m 以上）	1.0（堅密）　1.2（粗軟）
水　中	1.2～1.5	1.2～1.5
砂		
荒　砂	1.0（乾）　1.8（飽和）	1.0（乾）　1.7（飽和）
細　砂	1.5（〃）　2.5（〃）	1.5（〃）　2.5（〃）
微細砂	1.8（〃）　3.0（〃）	1.8（〃）　3.0（〃）
真土及び砂混じり土		
堅　密	1.0（高 5mまで）	0.3～1.0（高 10m まで）
	1.2～2.0（高 6m 以上）	1.0～1.5（10m以上）
軟　弱	1.2（〃）　1.5～2.5（〃）	1.0～1.5(〃)　1.5～2.0（〃）
水　中	2.0～3.3	1.8～2.5
粘　土		
硬	1.0（乾）　3.5（飽和）	1.0（乾）　2.0（湿）
軟	1.5（〃）　5.0（〃）	1.5（〃）　2.5（〃）
軟岩（凝灰岩，ケツ岩，セン緑岩，流紋岩，石英粗面岩等）		
割目多く軟らかきもの，又は風化せるもの		1.0～1.5
割目少なく硬きもの		0.3～0.7
砂岩，石灰岩，風化花コウ岩		
軟らかきもの		0.8～1.0
硬きもの		0.5～0.7
硬岩（花コウ岩，石英粗面岩）		
堅硬にして割れ目なきもの		0.1～0.3

出典：谷口三郎(1955):土木施工法（昭和 30 年 3 月），風間書房

（ｃ）道路土工指針初版（昭和 31 年(1956 年)）での土の分類

道路建設工事・維持工事の指針として初めて作成された本版では，表 1.2.5 に示すようにこれまでと異なる分類が採用されている。

表 1.2.5　昭和 31 年版道路土工指針（日本道路協会,1956）の切土標準法面勾配に見られる土の分類

地　質	ノリ面コウ配（割）	地　質	ノリ面コウ配（割）
粗　砂	1.5	軟岩（凝灰岩，ケツ岩，セン緑	
細　砂	1.5	岩，ジャ紋岩等）	
堅くしまった砂利	1.0	割目多く軟らかいものまたは	0.8～1.2
堅くしまっていない砂利	1.2	風化したもの	
堅くしまった土		割目少く堅いもの	0.3～0.6
高さ 5m まで	0.8～1.0	砂岩,石灰岩,風化花コウ岩	
高さ 5m 以上	1.0～1.5	やゝ軟らかいもの	0.5～1.0
堅くしまっていない土		堅いもの	0.3～0.6
高さ 5m まで	1.0～1.5	硬岩（花コウ岩，石英粗面岩）	
高さ 5m 以上	1.5～2.0	堅硬で割目少いもの	0.1～0.3

（ｄ）道路土工指針の昭和 42 年改訂版以降の土の分類

道路土工指針は昭和 42 年に改訂されたが，そこでの土の分類の原型は「名神高速道路設計要領（日本道路公団，1961)」であると思われる。

名神高速道路建設では「名神高速道路設計要領：日本道路公団（S36，8)」を作成し，標準切土法面勾配を設定した（表 1.2.6)。そこでの土の分類は，「砂質土」と「砂利又は岩塊混じり砂質土」の２種となっている

表 1.2.6　名神高速道路の標準法面勾配(切土)に見られる土の分類(日本道路公団，1961)

地山の土質	状　態	切土高(m)	勾配
花崗岩・石英斑岩	良好なもの		1:0.2
	風化したもの又は割れ目多いもの		1:0.6
砂岩	良好なもの		1:0.3
	風化したもの又は割れ目多いもの		1:0.8
粘板岩。頁岩	良好なもの		1:0.8
	風化したもの		1:1.2
砂利又は岩塊混じり砂質土	密実なもの又は粒度のよいもの	10 以下	1:1.1
		10～15	1:1.2
	密実なもの又は粒度の悪いもの	10 以下	1:1.2
		10～15	1:1.5
砂質土	密実なもの	5 以下	1:1.0
		5～10	1:1.2
	密実でないもの	5 以下	1:1.2
		5～10	1:1.5

昭和 42 年の改訂版（日本道路協会,1967）における切土の標準切土法面勾配を判定するための土の分類は，現場での施工性を重視して経験的に，「砂」，「砂質土」，「レキ質土，岩塊または玉石まじりの砂質土」，「粘土，粘質土」，「岩塊または玉石まじりの粘質土，粘土」の５種が掲載された（表 1.2.7)。そして，昭和 54 年改訂の「道路土工　のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会,1979)」では日本統一分類に準拠せず，その後の知見を加え「砂」，「砂質土」，「砂利または岩塊まじりの砂質土」，「粘性土など」，「岩塊または玉石まじりの粘性土」の５種となった（表 1.2.8)。この改訂では「レキ質土，岩塊または玉石まじりの砂質土」は「砂利または岩塊まじりの砂質土」に変わり「レキ質土」は除かれている。以降，道路土工指針の改訂版ではこの分類が採用されている（表 1.2.9)。

表 1.2.7　昭和 42 年版道路土工指針（日本道路協会,1967）の切土標準法面勾配に見られる土の分類

地山の土質及び地質		切土高	コウ配
硬岩			0.3～0.8
軟岩			0.5～1.2
砂			1.5～
砂質土	締まっているもの	5m以下	0.8～1.0
		5～10m	1.0～1.2
	ゆるいもの	5m以下	1.0～1.2
		5～10m	1.2～1.5
レキ質土 岩塊または玉石まじりの砂質土	締まっているもの，または粒度分布の良いもの	10m以下	0.8～1.0
		10～15m	1.0～1.2
	締まっていないもの，または粒度分布の悪いもの	10m以下	1.0～1.2
		10～15m	1.2～1.5
粘土，砂質土		10m以下	0.8～1.2
岩塊または玉石まじりの粘質土，粘土		5m以下	1.0～1.2
		5～10m	1.2～1.5

表 1.2.8　昭和 54 年版道路土工―のり面工・斜面安定工指針の切土標準法面勾配に見られる土の分類

地山の土質及び地質		切土高（m）	こう配
硬岩			0.3～0.8
軟岩			0.5～1.2
砂			1.5～
砂質土	密実なもの	0～5	0.8～1.0
		5～10	1.0～1.2
	密実でないもの	0～5	1.0～1.2
		5～10	1.2～1.5
砂利又は岩塊まじり砂質土	密実なもの，又は粒度分布の良いもの	0～10	0.8～1.0
		10～15	1.0～1.2
	密実でないもの，又は粒度分布の悪いもの	0～10	1.0～1.2
		10～15	1.2～1.5
粘性土など		0～10	0.8～1.2
岩塊または玉石まじりの粘性土		0～5	1.0～1.2
		5～10	1.2～1.5

表 1.2.9 道路土工―切土工・斜面安定工指針（平成 21 年版）における切土標準法面勾配に見られる土の分類（表 1.2.2 再掲））

砂	密実でない粒度分布の悪いもの
砂質土	密実なもの
	密実でないもの
砂利または岩塊混じり砂質土	密実なもの，または粒度分布のよいもの
	密実でないもの，または粒度分布の悪いもの
粘性土	
岩塊または玉石混じりの粘性土	

昭和 42 年改訂（日本道路協会,1967）で標準切土法面勾配の土の分類に統一土質分類ではなく，施工性を重視した経験的な土の分類を採用したのは，次の理由が考えられる。

ⅰ）土の斜面で安定した切土法面を形成できるのは「砂」,「砂質土」,「粘性土」,「礫質土」の斜面であることが経験的に分かってきて,「礫」の斜面が切土工から除かれる（礫は砂質土，粘性土主体の中に混じる場合は可，その後は「礫質土」の斜面も除かれた）など統一土質分類のように全ての土質を網羅する必要がなくなったこと。

ⅱ）同じ土質の斜面でも締まっているか，ゆるいものかの判別で土工の取り扱いが変わるが，統一土質分類では締まり具合に関する項目がないこと。

ⅲ)粒径 75mm 以上の砂利，岩塊，玉石が混入する土を扱う場合もあるが，その土の種別が統一土質分類では示されていないこと。

なお，表 1.2.8 および表 1.2.9 の砂質土は「密実なもの」と「密実でないもの」に分かれているが，分ける基準や目安は示されていない。表 1.2.7 と比べると「締まっているもの」が「密実なもの」,「ゆるいもの」が「密実でないもの」にそれぞれ対応するというように感覚的な分類でしかない。地盤の密実さの度合いを示すといわれる N 値を見ても明確な定義はない。ただし，構造物の支持層の扱いで「良好な支持層となる砂質土」を「密実な砂質土」と見なすと，表 1.2.10 の事例から N 値の目安として 20～30 より大きい砂質土を「密実なもの」と考えることができそうである。

表 1.2.10 各機関による支持層の目安 ((一社)東北地質調査業協会 HP より)

指定機関・出典等	上部構造物 基礎形式等	良質な支持層の目安		備考
		粘性土	砂質土	
東北地方建設局・設計マニュアル	橋梁・直接	N≧20	N≧30 (岩盤，砂礫層も同様)	層厚は 5m 以上にて下位に軟弱層がない場合
	橋梁・杭	20≦N≦30 (堅硬な層は N>30)	30≦N≦50 (堅固層は N>50)	層厚は 5m 以上にて下位に軟弱層がない場合
日本道路協会・道路橋示方書	橋梁・直接ケーソン等	N≧20 (qu≧0．4 N/mm^2)	N≧30 (砂礫層も概ね同様)	良質な支持層と考えられても，層圧が薄い場合や，その下に軟弱な層や圧密層がある場合はその影響の検討必要
日本道路協会・道路土工-擁壁工指針 道路土工-カルバート工指針	擁壁・カルバート等	N≧10～15 (qu≧100～200 N/mm2)	N≧20	良質な支持層と考えられても，層圧が薄い場合や，その下に軟弱な層や圧密層がある場合はその影響の検討必要
日本道路公団・設計要領第二集	橋梁・直接および杭	N≧20 (直接基礎の場合は地表面下 5m 以内)	N≧30（直接基礎の場合は地表面下 5m 以内)	良質な支持層と考えられても，層圧が薄い場合や，その下に軟弱な層や圧密層がある場合はその影響の検討必要

（２）標準切土法面勾配を判定するための岩の分類の歴史

（ａ）概要

法面掘削などの土工の場合には，現在では一般的に掘削の難易を目安として岩の分類が行われている。この分類ではブルドーザで直接掘削できるようなものを土砂，主としてリッパ作業によるものを軟岩，爆破によらなければ掘削できないようなものを硬岩としている。

道路土工指針の標準切土法面勾配を判定する岩の分類の考え方は，当初は成因による分類を用いていた。

（ｂ）道路土工指針初版発行前（昭和 31 年(1956 年)以前）の岩の分類

表 1.2.11 では「軟岩」「硬岩」の分類が採用され，表 1.2.12 では「軟岩」「硬岩」のほかに「砂岩，石灰岩，風化花コウ岩」の分類が採用され，「軟岩」「硬岩」の例として岩石名（成因による分類）が記されている。

このように，当時も道路の土工における主要な岩の分類は現在と同様に「硬岩」と「軟岩」であったが，施工性以外に岩種の分類も存在した。

表 1.2.11　切取法面勾配表に見られる岩の分類（表 1.2.3 再掲）

土 質	ノリ面コウ配
土　砂	1：1　～1：1.5
硬　土	1：0.8～1：1
粘　土	1：0.8～1：1
軟　岩	1：0.3～1：1.5
硬　岩	0～1:0.3
床　堀	1：1.5

出典：藤川利雄(1950)：土木工事歩掛，材料算出法，
附・基準施工法上巻（昭和 25 年 12 月），鉄道図書局

表 1.2.12　土工法面勾配表に見られる岩の分類（表 1.2.4 再掲）

種　別	盛　土	切　土
砂利，レキ，石セツ		
陸　上	1.0（高 7m まで）1.5（高 8m 以上）	1.0（堅密）　1.2（粗軟）
水　中	1.2～1.5	1.2～1.5
砂		
荒　砂	1.0（乾）　1.8（飽和）	1.0（乾）　1.7（飽和）
細　砂	1.5（〃）　2.5（〃）	1.5（〃）　2.5（〃）
微 細 砂	1.8（〃）　3.0（〃）	1.8（〃）　3.0（〃）
真土及び砂混じり土		
堅　密	1.0（高 5mまで）	0.3～1.0（高 10m まで）
	1.2～2.0（高 6m 以上）	1.0～1.5（10m以上）
軟　弱	1.2（〃）　1.5～2.5（〃）	1.0～1.5(〃)　1.5～2.0（〃）
水　中	2.0～3.3	1.8～2.5
粘　土		
硬	1.0（乾）　3.5（飽和）	1.0（乾）　2.0（湿）
軟	1.5（〃）　5.0（〃）	1.5（〃）　2.5（〃）
軟岩（凝灰岩，ケツ岩，セン緑岩，流紋岩，石英粗面岩等）		
割目多く軟らかきもの，又は風化せるもの		1.0～1.5
割目少なく硬きもの		0.3～0.7
砂岩，石灰岩，風化花コウ岩		
軟らかきもの		0.8～1.0
硬きもの		0.5～0.7
硬岩（花コウ岩，石英粗面岩）		
堅硬にして割れ目なきもの		0.1～0.3

出典：谷口三郎(1955)：土木施工法（昭和 30 年 3 月），風間書房

（ｃ）道路土工指針初版（昭和 31 年）（日本道路協会, 1956)での岩の分類

道路建設工事・維持工事の指針として初めて作成されたものである。岩の分類については表 1.2.12 を踏襲した岩種を含む分類としている（表 1.2.13)。

「名神高速道路設計要領：日本道路公団（S36，8)」でも，表 1.2.12，表 1.2.13 に類似した岩種による分類としている（表 1.2.14)。ただし，「軟岩」「硬岩」の表記はない。

表 1.2.13　昭和 31 年版道路土工指針の切土標準法面勾配に見られる岩の分類(表 1.2.5 再掲)

地　　質	ノリ面コウ配（割）	地　　質	ノリ面コウ配（割）
粗　　砂	1.5	軟岩（凝灰岩，ケツ岩，セン緑岩，	
細　　砂	1.5	ジャ紋岩等）	
堅くしまった砂利	1.0	割目多く軟らかいものまたは風	0.8～1.2
堅くしまっていない砂利	1.2	化したもの	
堅くしまった土		割目少く堅いもの	0.3～0.6
高さ 5m まで	0.8～1.0	砂岩，石灰岩，風化花コウ岩	
高さ 5m 以上	1.0～1.5	やゝ軟らかいもの	0.5～1.0
堅くしまっていない土		堅いもの	0.3～0.6
高さ 5m まで	1.0～1.5	硬岩（花コウ岩，石英粗面岩）	
高さ 5m 以上	1.5～2.0	堅硬で割目少いもの	0.1～0.3

表 1.2.14　名神高速道路の標準法面勾配(切土)に見られる岩の分類(表 1.2.65 再掲)

地山の土質	状　態	切土高(m)	勾配
花崗岩・石英斑岩	良好なもの	－	1:0.2
	風化したもの又は割れ目多いもの	－	1:0.6
砂岩	良好なもの	－	1:0.3
	風化したもの又は割れ目多いもの	－	1:0.8
粘板岩，頁岩	良好なもの	－	1:0.8
	風化したもの	－	1:1.2
砂利又は岩塊混じり砂質土	密実なもの又は粒度のよいもの	10 以下	1:1.1
		10～15	1:1.2
	密実なもの又は粒度の悪いもの	10 以下	1:1.2
		10～15	1:1.5
砂質土	密実なもの	5 以下	1:1.0
		5～10	1:1.2
	密実でないもの	5 以下	1:1.2
		5～10	1:1.5

（ｄ）道路土工指針昭和 42 年改訂版以降の岩の分類

昭和 42 年の改訂版（日本道路協会,1967）では，標準切土法面勾配の岩の分類を「軟岩」，「硬岩」の 2 種としている（表 1.2.15）。

表 1.2.15　昭和 42 年版道路土工指針の切土標準法面勾配に見られる岩の分類

地山の土質及び地質	コウ配
硬　　岩	0.3～0.8
軟　　岩	0.5～1.2

ただし，「軟岩」，「硬岩」の定義は示されていない。

昭和 54 年の「のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会,1979）」改訂でも岩の分類は「軟岩」，「硬岩」の 2 種であるが，昭和 52 年の「岩の工学的性質と設計・施工への応用（土質工学会,1974）」の「第 8 章　土木（岩石工）への応用（安達徑治著）－8.1 掘削」には当時一般的に利用されていた重機による施工性での硬岩，軟岩の区分方法が記述されている。その内容は「道路土工―土質調査指針（日本道路協会,1986）」と同じである。

以降，道路土工指針は何回か改訂されたが，この掘削の難易を目安とした岩の分類法は変更なく現行の平成 21 年度版道路土工－切土工・斜面安定工指針（日本道路協会,2009a）の標準切土法面勾配（表 1.2.16）まで続いている。

表 1.2.16　平成 21 年度版　道路土工　切土工･斜面安定工指針での岩の分類

地山の土質及び地質		切土高	勾配
硬　岩※		－	1：0.3～1：0.8
軟　岩※		－	1：0.5～1：1.2
砂	密実でない粒度分布の悪いもの	－	1：1.5～
砂質土	密実なもの	5m 以下	1：0.8～1：1.0
		5～10m	1：1.0～1：1.2
	密実でないもの	5m 以下	1：1.0～1：1.2
		5～10m	1：1.2～1：1.5
砂利または岩塊混じり砂質土	密実なもの，または粒度分布のよいもの	10m 以下	1：0.8～1：1.0
		10～15m	1：1.0～1：1.2
	密実でないもの，または粒度分布の悪いもの	10m 以下	1：1.0～1：1.2
		10～15m	1：1.2～1：1.5
粘性土		10m 以下	1：0.8～1：1.2
岩塊または玉石混じりの粘性土		5m 以下	1：1.0～1：1.2
		5～10m	1：1.2～1：1.5

結局，現行の標準切土法面勾配（表5.1.15）での土砂，岩の分類法は昭和42年（約60年前）に採用された分類法を変更なくそのまま採用していることになる。「硬岩」，「軟岩」のみの分類であるため，硬岩と軟岩の中間的な強度の岩や風化岩の分類方法などが課題となっている。

1.2.2 理論的な解説

（１）日本の地質条件

日本の地質は，大陸の縁辺にあり，海洋プレートの沈み込みにともなう付加作用，その他の隆起侵食によって成長してきた（図 1.2.3）。大陸性の基盤地質に幾つもの時代の付加体が集積し，幅広い年代の様々な地質が分布している（図 1.2.4）。そして，それぞれが構造変形を受けて地層の褶曲や断層を生じ，破砕を受けている。地質時代を通じて火山活動も活発で，変質した地質も広く存在している。

このように日本の地質は多種にわたり，破砕状態も風化状態も多彩である。このため，標準切土法面勾配を決める地山分類は，現場での判断を容易にするため，土砂については肉眼観察や施工性に基づく分類となっており，岩盤については施工性に基づく「硬岩，軟岩」の２種の区分となって細分化されたものではない。

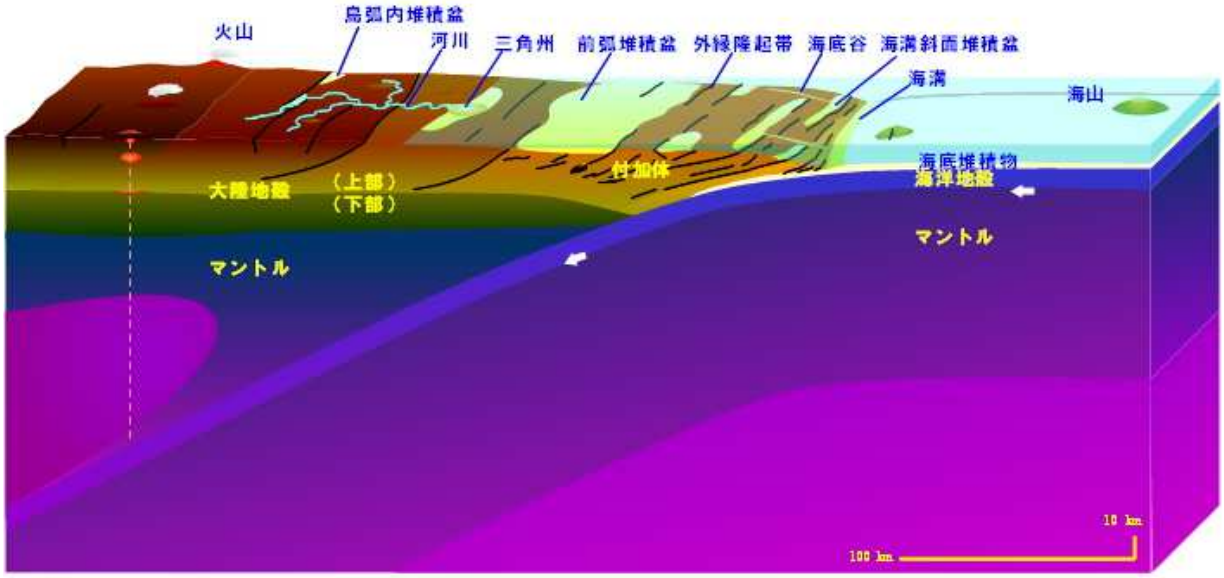


図 1.2.3　沈み込み帯の模式断面図

（地質調査総合センター（2025）：https://www.gsj.jp/geology/geology-japan/geology-japan/index.html）

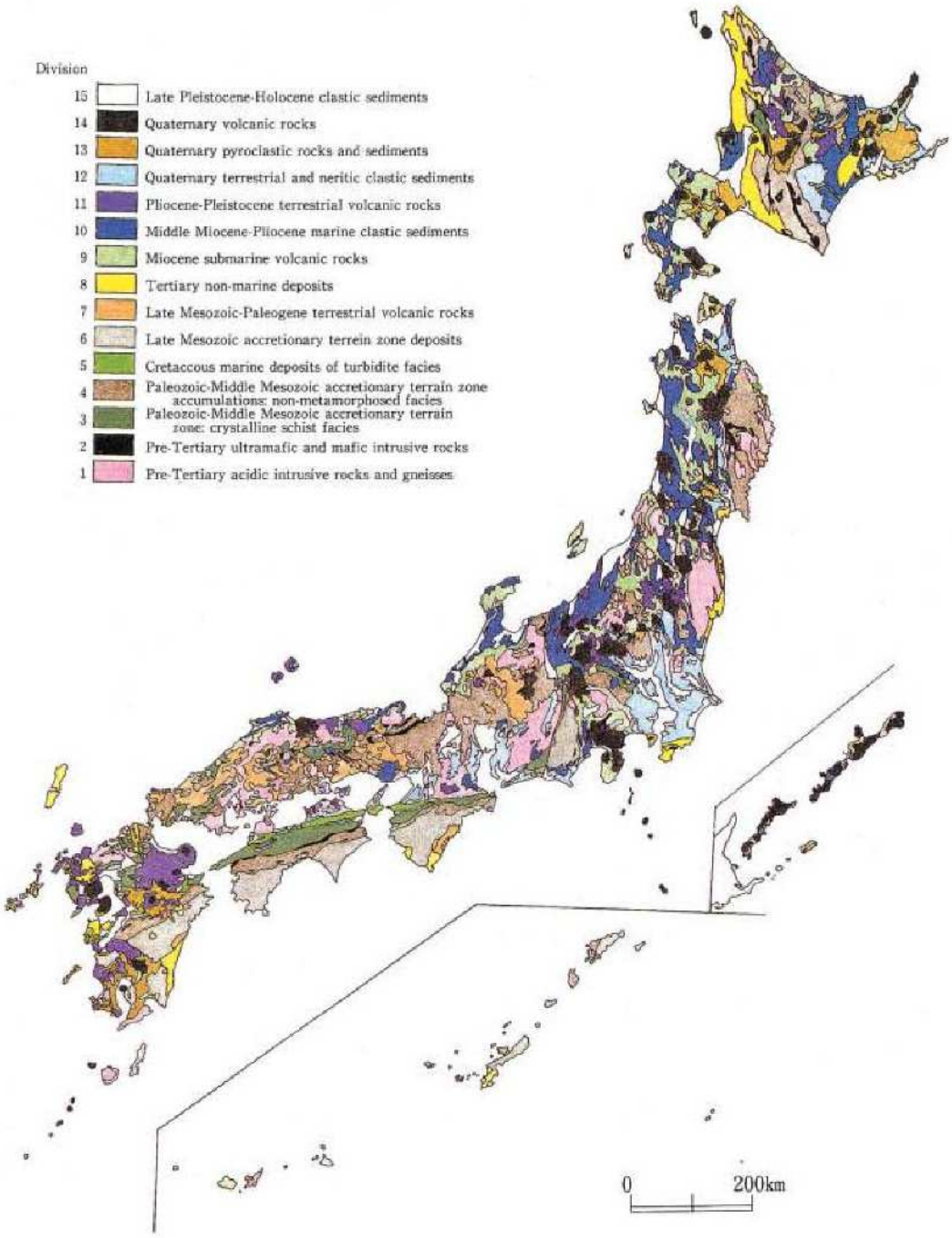


図 1.2.4　日本の地質分布

(Landslides in Japan(The Sixth Revision),Japan Landslide Society, **日本地すべり学会**, 2002)

（２）日本での土の分類

（ａ）日本統一土質分類（地盤工学会）

「道路土工-土質調査指針（日本道路協会,1986)」では工学的分類の日本統一土質分類（地盤工学会）による土の分類も併用している。この分類は自然地盤や人工地盤，土構造物を構成する素材とし

て，図 1.2.5 の粒径区分に基づく土粒子の構成割合やコンシステンシー限界から土の分類基準を定めたものである。

粒径（mm）

0.005	0.075	0.25	0.85	2	4.75	19	75	300

粘　土	シルト	細砂	中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫	粗石（コブル）	巨石（ボルダー）
		砂			礫			石	
細粒分		粗　粒　分						石　分	

図 1.2.5　土粒子の粒径区分とその呼び名（日本統一土質分類）

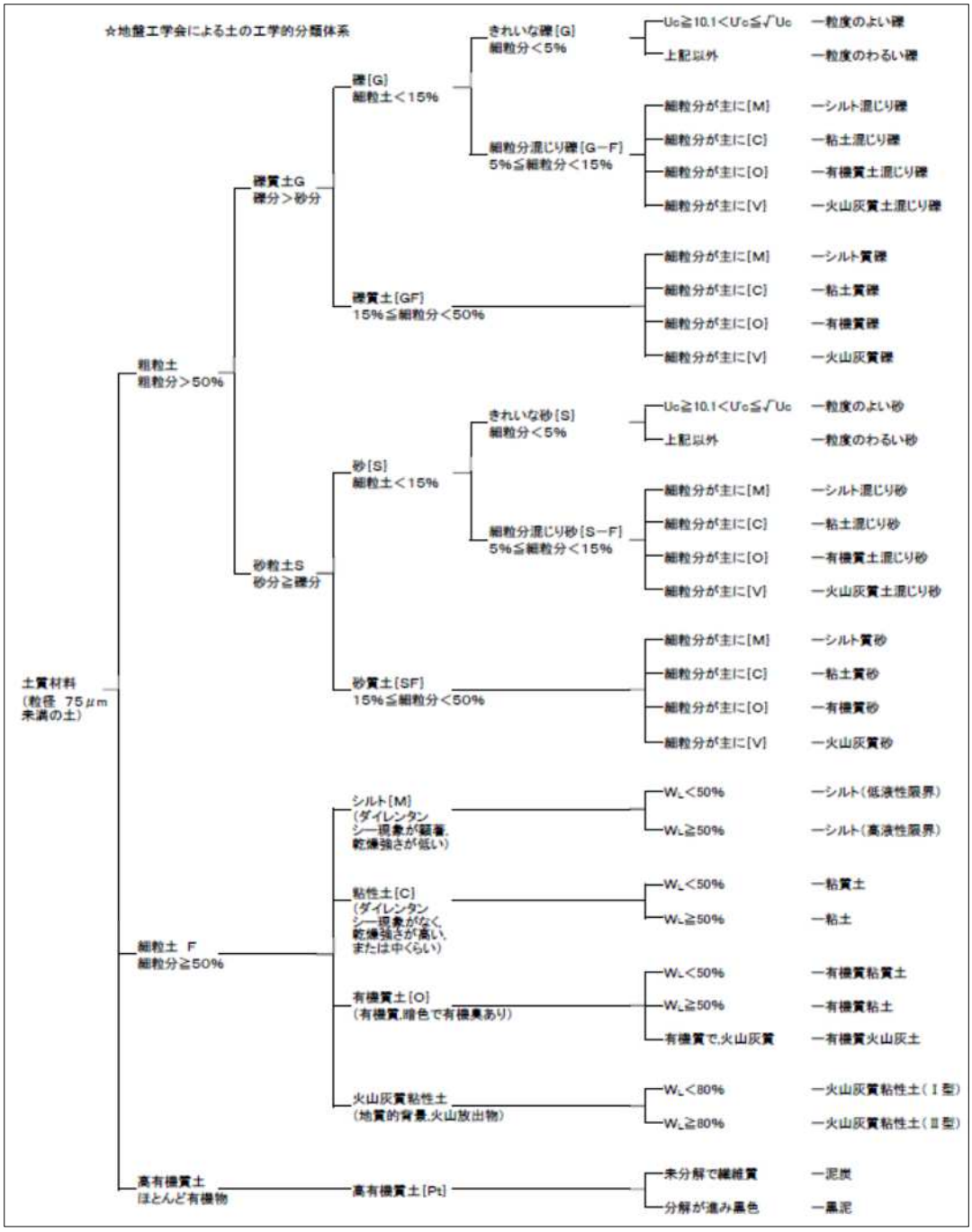


図 1.2.6 土の工学的分類方法（地盤工学会，2000 年）

（b）掘削の難易を目安とした土の分類法

切土などの土工現場においては，多種多様な土・岩の強さを包括的に評価するために使用機械（重機）の作業性を指標にし，ブルドーザで直接掘削できるようなものを土砂としている。土砂の分類については，表 1.2.17 のように土工の作業性による分類が採用されている。この中の砂と粘性土を区分する手法の一つとして，表 1.2.18 のように肉眼観察や触感による定性的な判断もある。

表 1.2.17　土工における土の分類（国土交通省(2011)：土木工事共通仕様書（2011 年 3 月））

名　称			説　明		摘　要
A	B	C			
土	礫質土	礫まじり土	礫の混入があって掘削時の能率が低下するもの	礫の多い砂，礫の多い砂質土，礫の多い粘性土	礫（G） 礫質土（GF）
	砂質土及び砂	砂	バケット等に山盛り形状になりにくいもの	海岸砂丘の砂 マサ土	砂（S）
		砂質土（普通土）	掘削が容易でバケット等に山盛り形状にし易く空げきの少ないもの	砂質土，マサ土 粒度分布の良い砂 条件の良いローム	砂（S） 砂質土（SF） シルト（M）
	粘性土	粘性土	バケット等に付着し易く空げきの多い状態になり易いもの，トラフィカビリティが問題となり易いもの	ローム 粘性土	シルト（M） 粘性土（C）
		高含水比粘性土	バケットなどに付着し易く特にトラフィカビリティが悪いもの	条件の悪いローム 条件の悪い粘性土 火山灰質粘性土	シルト（M） 粘性土（C） 火山灰質粘性土(V) 有機質土（O）

表 1.2.18　触感・棒状細工による土質の判別（農林水産省,2025）

区分	記号	触感	粘土細工をすると	通気性	排水性	保水性	保肥力
砂　質	S，LS	ざらざらして，ほとんどが砂	はしにも棒にもかからない	大	大	小	小
埴　質	SL，L，Sil	砂を多く混じるが，砂と粘土が半々の感じ	鉛筆ぐらいの太さになる	中	中	中	中
粘　質	SCL，CL，SiCL	大部分が粘土で，こねていくと砂も感じる	マッチ１本ぐらいの太さになる	やや小	小	大	やや大
強粘質	SC,SiC,LiC,BC	ほとんど砂を感じないヌルヌルした粘土の感じ	コヨリのよういい細長くなる	小	極小	小	大

（注）土を少量の水で湿らせ，触感は親指と人さし指でこねて判断し，粘土細工は手のひらを擦り合わせて棒状にして判断する。

なお，表 1.2.17 に示される礫質土については単独では安定した切土法面を形成できないとの判断から標準切土法面勾配の表（表 1.2.16）から外されている。ただし，砂質土，粘性土主体の中に混じる場合は切土法面の形成が可能であるとされ，表 1.2.16 では「砂利または岩塊混じり砂質土」，「岩塊または玉石混じり粘性土」の分類が表記されている。

（３）諸外国の土の分類の事例

諸外国での土の分類の事例を示す。切土法面勾配を規定する分類では，強度や透水性など土の属性に注目した分類のほかに，施工性に注目した分類が見られる。

（ａ）切土工以外の分野での土の分類（土粒子の粒径による分類）

①Textural Classification of Soil（U.S.A）

図 1.2.7 は U.S. Public Roads Administration（米国公共道路局, PRA）の三角チャートである(PRA,1939)。元となった土性区分は PRA の前身の，米国農務省内にあった Bureau of Public Roads (BPR)で 1929 年に作成された。これは物理試験結果から土の力学特性を推定するために用いられる。土粒子を粒径で砂，シルト，粘土に分類し，その割合に応じて三角形のチャートから土を分類し，力学特性を推定する。土の属性に注目した分類である。切土法面勾配を規定する分類ではない。

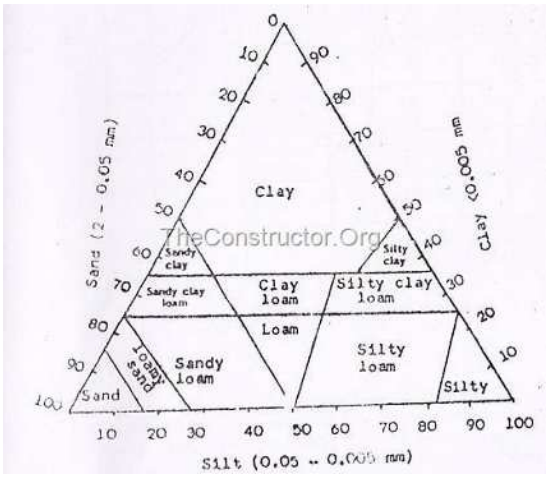


図 1.2.7 Textural Classification of U.S. Public Roads Administration(PRA,1939)

②AASHTO classification system of Soil（U.S.A）

米国全州道路交通運輸行政官協会（AASHTO; American Association of State Highway and Transportation Officials）による分類で，道路の路床・路盤材料の分類に使われる。土の粒径と可塑性の試験データから図 1. 2. 8 の左から順にあてはまるグループを見つけて分類する。道路建設の施工性に注目した分類であるが，切土法面勾配を規定する分類ではない。

General Classification	Granular Materials (35 % or less passing No. 200)							Silt-Clay Materials (More than 35 % passing No. 200)			
Group classification	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5, A-7-6
Sieve analysis, % passing:											
No. 10 (2.00 mm)	50 max	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
No. 40 (425 μm)	30 max	50 max	51 min	...	...	...	...	...	...	...	...
No. 200 (75 μm)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Characteristics of fraction passing No. 40 (425 μm):											
Liquid limit	...		...	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min	40 max	41 min
Plasticity index	6 max		N.P.	10 max	10 max	11 min	11 min	10 max	10 max	11 min	11 min[A]
Usual types of significant constituent materials	Stone Fragments, Gravel and Sand		Fine Sand	Silty or Clayey Gravel and Sand				Silty Soils		Clayey Soils	
General rating as subgrade	Excellent to Good							Fair to Poor			

[A] Plasticity index of A-7-5 subgroup is equal to or less than *LL* minus 30. Plasticity index of A-7-6 subgroup is greater than *LL* minus 30 (see Fig. 1).

Reprinted with permission of American Association of State Highway and Transportation Officials.

図 1.2.8 AASHTO classification system(AASHTO,2018)

③Unified Soil Classification System　（U.S.A）

1948 年に開発された米国の統一土質分類システム（the Unified Soil Classification System：USCS）である（ASTM D2487）。日本の統一土質分類の基本となっている。粒径と分級およびコンシステンシー限界の組み合わせで土質分類を行う（図 1.2.9（一部））。土の属性に注目した分類である。切土法面勾配を規定する分類ではない。

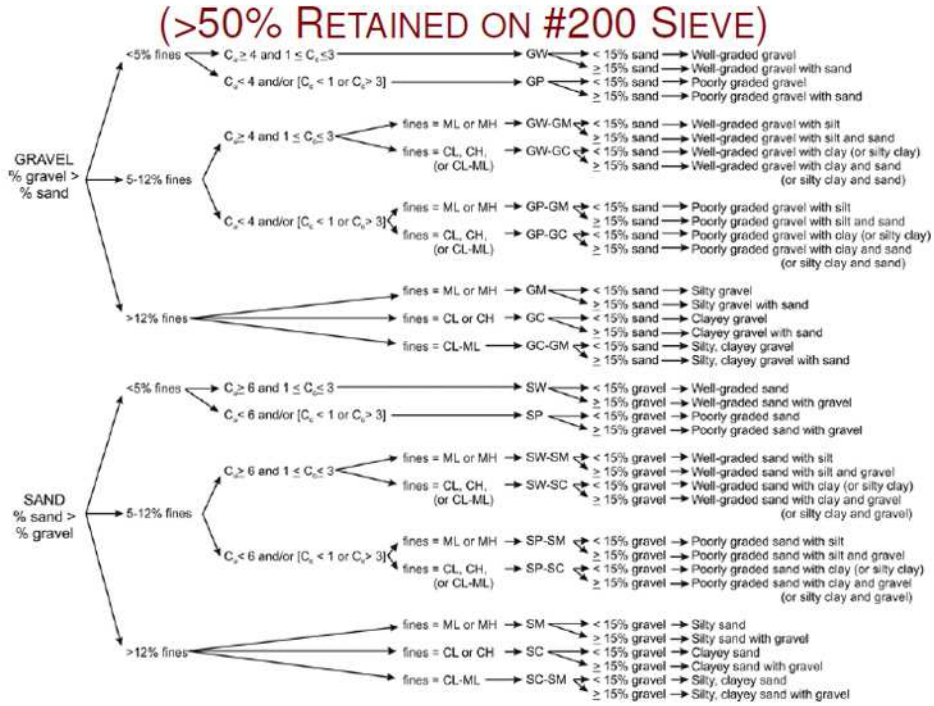


図 1.2.9 USCS classification system（Coarse Grained Soils)(ASTM D2487)

（ｂ）標準切土法面勾配決定のための土の分類の事例－掘削の作業性による分類－

① India Roads Congress(インド道路会議, IRC)の Hill Road Manual の事例

インド道路会議(IRC)の山岳道路（Hill Road）のマニュアル（ Hill Road Manual, IRC SP 48-1998）（IRC,1998）では，砂と岩盤を日本のように土工の施工性から分類する方法が提案されている（表 1. 2. 19)。そこでの土砂の定義は人力掘削可能なものとされている。

表 1.2.19　インド道路会議による地山分類と標準切土法面勾配土砂

（Hill Road Manual (IRC SP 48-1998)）(IRC,1998)

Categorie	Remarks	Slope (H:V)
Ordinary/Heavy Soil	This comprises of organic soil, clay, sand, moorum and stiff clay which can be excavated manually by pick axes and/or shovels or with dozers/excavators with normal efforts. Soil mixed with boulders is also deemed to come under this category.	1:1～1/2:1
Ordinary/Soft Rock	This comprises of soft varieties of rocks such as lime stone, sand stone, laterite, conglomerate or other disintegrated rocks, which can be excavated by crow bars and/or pick axes without blasting or with casual blasting.	1/4:1～1/8: : 1
Hard Rock	This covers any hard rock, excavation of which involves intensive drilling, and blasting. This can stand vertical or even overhanging cut depending on the type/mass and dip of rock.	80°～90°

（ｃ）標準切土法面勾配決定のための土の分類の事例－肉眼観察による分類－

粒径や強度特性による土質分類のほかに，肉眼観察に着目した分類がある。標準切土法面勾配を決めるための分類として用いられている事例が多い。

①Indian Roads Congress(インド道路会議）の Rural Road Manual の事例

インド道路会議での地方道（Rural Roads）の Rural Road Manual(IRC SP 20-2002, IRC, 2002)では，切土法面勾配を規定するための土の分類がなされているが，土は 1 種類のみである（表 1.2.20)。

表 1.2.20 インド道路会議による土の分類(勾配表示はH:V)(IRC, 2002)

(Original: Table 3.6: Side Slope for Rural Roads (IRC SP : 20 - 2002, Page No. 34))

Condition	Slope (H:V)
Cutting in silty/sandy/gravelly soil	1:1 to 1/2:1
Cutting in disintegrated rock or conglomerate	1/2:1 to 1/4:1
Cutting in soft rock like shale	1/4:1 to 1/8:1
Cutting in medium rock like sandstone, phyllite	1/12:1 to 1/16:1
Cutting in hard rock like quartzite, granite	Near Vertical

②GEOTECHNICAL DESIGN MANUAL(ETHIOPIA)の事例

2013 年に国際援助により新たに規定された道路設計基準（Geotechnical Design Manual (ERA,2013a)）には，切土法面勾配および切土高を規定するための土の分類がなされている。粘土の硬さや混入砂礫の形状を考慮した分類である（表 1.2.21)。

一般的な土に対する地山分類であるが，これ以外のエチオピアに分布する特殊地盤（Black cotton soil 等）について，別項目で示されている。

表 1.2.21 GEOTECHNICAL DESIGN MANUAL による土の分類（勾配表示はH:V)(ERA,2013a)

Type of Material	Cut slope total height (m)			Remark
	3 - 6	6 - 10	10 - 15	
Residual clay soils	1:1	1:1	2:1	Consider benching when the slope height is above 6m.Vegetation cover is higthly recommended
Heavy, plastic clay soils	1.5:1	2:1	—	Keeping the slope dry is extremely important.
Granular soils with some clays	1.5:1	2:1	—	Keep a constant slope. Appropriate drainage and vegetation is necessary.
Dense transported soils (sub-angular cobbles, gravels and sands in a fine matrix)	0.75:1	1.5:1	2:1	Reduce the upper portion to 1:1.0 to limit gully formation or widening.
Loose to medium dense transported soils (boulders, sub-angular cobbles and gravels in a fine matrix), or talus.	1:1	1.5:1	2:1	Cover the slope with grass and other suitable plants and keep the slope dry.

なお，同国の道路設計標準図集（Standard Detailed Drawings for Roadworks（ER, 2013b)）には標準切土勾配として表 1.2.22 が掲載されている。一般的な土については粘性土や砂質土などの区分はなく 1 種類のみで，特殊土と一般的な土を区分している。分類指標は特殊土壌（BLACK COTTON SOIL）を含めた 3 区分であり表 1.2.21 の方が詳細である。

表 1.2.22　Standard Detailed Drawings for Roadworks(ERA, 2013b)による土の分類（勾配表示はH:V）

SLOPE RATIO TABLE		
MARERIAL TYPE	"Depth of Cut /Ht of Fill (H)" [m]	BACK / CUT SLOPE
EARTH/SOIL	0 － 1	3:1
	1 － 2	2:1
	2 －10	3:2
	＞10	BENCHED SLOPE
DECOMPOSED ROCK	0 － 1	3:1
	1 － 2	2:1
	2 －10	3:2
	＞10	BENCHED SLOPE
WEATHERED ROCK	0 － 2	1:2
	＞2	1:3
ROCK	0 － 2	1:2
	＞2	1:4
BLACK COTTON SOIL	0 － 2	1:3
	＞2	2:1
COLLUVIAL DEPOSIT	0 － 3	1:1
	3 － 6	5:1
	6 －10	5:1
	＞10	BENCHED SLOPE

＜Black cotton soil＞Black cotton soil はインド，北米，アフリカ東部地域に広く分布する膨張性土の一種で，エチオピアでは高原地域を覆う玄武岩を起源とする黒色の風化土である。栄養分に富み綿花栽培が広く行われていたことから Black cotton soil と呼ばれている。水分を含むと膨張泥寧化し，乾燥すると収縮固結する性質があるが，その差が著しいので建設材料として使えず，道路建設等では置換えが対策として用いられている。

③イギリスによる途上国支援のための土質分類の事例

ＵＫ（イギリス）が途上国向け（おそらく北アフリカ周辺国向け）の支援のために作成した地方道路の建設ガイドライン（A Guide on the Application of Pavement Design Method for Low Volume Rural Roads(ReCAP, 2020)）には標準切土勾配として表 1. 2. 23 が掲載されている。原典の欄外にはエチオピアの ERA(2017)の表を一部変更したものと記載されており，エチオピアの標準切土勾配を規定するための土の分類を基本としている。しかし，先に紹介したエチオピアの２つの土の分類とは異なる分類となっている。土の粗密や砂，シルトの粒形区分を考慮した分類である（表 5.1.22）。鉄分を含む残土を区分項目としているのが特徴である。

表 1.2.23　ReCAP(2020)による土の分類　（勾配表示はH:V，括弧内は傾斜角）

Material strength and type		Cut slope height (m)		
		< 5	5 - 10	10 - 15
Soil	Coarse-grained ferruginous residual soil	1:1 (45°)	1.5:1 (34°)	NA
	Fine-grained ferruginous residual soil	1.5:1 (34°)	2:1 (27°)	NA
	Dense-medium dense (such as sands)	1:1 (45°)	1.25:1 (39°)	
	Medium dense-loose (such as silts and sandy silts)	1.25:1 (39°)	1.5:1 (34°)	
	Loose (such as silts)	1.5:1 (34°)	1.75:1 (30°)	2:1 (27°)
	Soft to stiff (such as silty clays or clayey silts)	1.5:1 (34°)	2:1 (27°)	
	Expansive clays	2:1 (27°)	NA	NA
Rock	Strong (such as slightty weathered basalt, well-cemented sandstone or limestone)	0.2:1 (79°)	0.25:1 (76°)	0.3:1 (73°)
	Weak (weathered basalt, poorly cemented sandstone and volcanic ash, weathered limestone and marl, pyroclastic rocks	0.5:1 (63°)	0.7:1 (55°)	0.8:1 (51°)
	Very weak (slightly weathered tuff, mildly weathered mudstone or marl)	1:1 (45°)	1.25:1 (39°)	1.5:1 (34°)
	Extremely weak(highly weathered tuff, marl/mudstone/shale)	1:1 (45°)	1.5:1 (34°)	1.75:1 (30°)

④Rural road design guide（MET, 2008）(Kingdom of Morocco(モロッコ王国))の事例

モロッコの設備運輸省（Ministry of Equipment and Transport (MET)）の道路交通局で規定された基準（Rural road design guide,MET,2008）である。原文はフランス語であるが英訳している。切土法面勾配を規定するための土の分類であるが，粘着性の有無と流動性の大小並びに性状（岩塊混じり，空隙の多少など）で分類している（表 1.2.24）。

表 1.2.24　MET（2008）による土の分類（勾配表示は V:H）

Slope height (m)	Configuration of slope	Cut slope
H < 5-10	Loose cohesive	1V/2H
	Loose non-cohesive	1V/2.5H
	Low friction	2V/3H
H < 10	Rocky soils	1V/0.5H
	In case of cavities	3V/2H
	Unfavorable dip	1V/1H～　1V/1.5H

北部地域に分布する特殊土壌（マールなど）については後述する表 2.2.31 に示すように他の土とは区別しては別途に分標準切土勾配を定めている。

⑤Royal Government of Bhutan（ブータン）Guideline on use of Standard Work Items for Common Road Works（MoWHS , 2010）の事例

ブータンの公共事業住宅省（Ministry of Works & Human Settlement(MoWHS)）の道路局で規定された基準（MoWHS,2010）である。切土法面勾配を規定するための土の分類であるが，Ordinary Soil と Hard Soil の 2 種類の分類である（表 1. 2. 25）。

表 1.2.25 ブータン国での土の分類 （勾配表示はV:H）（MoWHS , 2010）

地盤分類	Primary National Highway（第 1 種国道） その他第 2 種国道，農道，地方道いずれも同じ
Ordinary Soil	1:1.0
Hard Soil	1:0.5
Soft Rock	1:0.25
Hard Rock	1:0.15

⑥THE UNITED REPUBLIC OF TANZANIA（タンザニア）（MoW,2011)の事例

タンザニアの建設省（Ministry of works(MoW)）の Road Geometrics Manual(MoW,2011）における特殊地質も考慮した土の分類である（表 1.2.26)。普通土壌とラテライトの 2 種しか挙げられていない。

表 1.2.26 タンザニア国での土の分類 （勾配表示はV:H)(MoW,2011)

Type of material	Slope(Vertical : Horizontal)
Hard Rock	1:1 to 4:1
Decomposed Rock and/Compact lateritic soils	1:2 to 1:1
Ordinary soils	1:2 to 1:1.5

⑦Tajikistan（タジキスタン）の事例

1986 年にソビエト連邦の「建設にかかる党の州委員会」により規定された基準（(SNIP 2.05.02-85）で，タジキスタンでタジク語に翻訳したものを同国の基準として現在も使われている（GNiP PT 32-02-2012, KMC,2012）（KMC:タジキスタン共和国建設・建築委員会のタジク語の略称, The Committee for Construction and Architecture under the Government of the Republic of Tajikistan ）。砂質土と粘性土をまとめて礫質土と区別し，砂丘砂と風成レスを別の分類としている（表 1.2.27）。この"GNiP"という略称は「都市計画（都市開発）規範および規則」という意味のロシア語の頭文字をとったものである。

表 1.2.27 タジキスタン国での土の分類 （勾配表示はV:H)(KMC,2012)

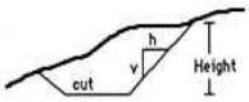
Soil	Height of slope (m)	The largest Steepness of slopes
Rock:		
Slightly weathering	Up to 16	1:0.2
Easily airy:		
Non-softening	Up to 16	1:0.5-1:1.5
Softenable	Up to 6	1:1
	More than 6 to 12	1:1.5
Large-clastic	Up to 12	1:1-1:1.5
Sandy, clayey, homogeneous, solid, semi-solid and turgid-like consistency	Up to 12	1:1.5
Sands of small dune	More than 2	1:1.4
	From 2 to 12	1:1.2
Loess	Up to 12	1:0.1-1:0.5
		1:0.5-1:1.5

⑧国連世界農業機関(FAO, 1998)の事例

Watershed Management Field Manual: Road Design and Construction in Sensitive Watersheds(FAO,1998）は国連世界農業機関（Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO)）による山地での道路設計のマニュアルである。この分類は米国農務省森林局（US Forest Service: USFS）の分類（USFA, 1973）を引用したものである。後述する IS システムに基づく土の分類であり，切土法面勾配が規定されている（表 1.2.28)。肉眼観察による土の属性に注目した分類で，地下水の有無も考えている。

表 1.2.28　FAO が採用している USFS による土の分類 （勾配表示はH:V)(FAO,1998)

Soil Type	Maximum Cut Slope Ratio (h:v)			
	Low groundwater (below bottom of excavation)		High groundwater (1) (Seepage from entire slope)	
	loose (2)	dense(3)	loose	dense
GW,GP	1.5:1	0.85:1	3:1	1.75:1
SW	1.6:1	1:1	3.2:1	2:1
GM, SP, SM	2:1	1.5:1	4:1	3:1



(1)Based On matena1 of saturated density approxlmately 19.6 kN/m^3 . Flatter slopes should be used for lower density material
and steeper slopes can be used for higher density material.
For every 5 % change in density, change the ratio by approximately 5%.
(2) Approximately 85% of maximum density.
(3) Approximately 100% of maximum density.

（注）表中の「GW, GP, SW, GM, SP, SM」については表 5.1.28 IS classification system の「Symbol」に示される記号と同じである。

＜IS Soil Classification System＞

インド土質工学分科委員会（the Soil Engineering Sectional Committee）により最終決定された草案がインド土木部門評議会（the Civil Engineering Division Council）により承認された後，1970 年にインド規格協会（the Indian Standards Institution）によって採択された分類法である。前述の米国の統一土質分類システム(USCS)がその汎用性を高めるために簡易化され，IS システムとして採用されたもので，現在，世界で広く使われている（表 1.2.29)。

表 1.2.29 IS classification system（Technical Handbook － Roads－, RDPR,2013）

Soil Group Description	Symbol	Unit Dry Weight, gm/ cm^3	CBR %
Well graded gravels and gravel sand mixture (fines< 5%)	GW	2.00-2.24	60-90
Poorly graded gravel and gravel sand mixture (fines < 5%)	GP	1.76-2.24	25-60
Silty gravel and gravel sand mixture (fines> 12%)	GM	2.08-2.22	20-80
clayey gravels and gravel sand silt mixtures (fines< 5%)	GC	1.92-2.24	20-80
Well graded sand and gravely(fines< 5%)	SW	1.76-2.08	20-60
Poorly graded sands and gravely sand (fines< 5%)	SP	1.59-1.92	10-30
Silty sand and sand-silt mixtures (fines> 12%)	SM	1.92-2.16	10-40
Clayey sands and sand-clay mixtures (fines> 12%)	SC	1.68-2.08	15-50
Inorganic silt, very fine rock floor	ML	1.60-2.00	5-20
clayey silt or fine sand, Inorganic clay, gravelly, sandy or silts	CL	1.60-2.00	5-15
Organic silt and silty clays	OL	1.44-1.60	3-8
Inorganic silt elastic and micaceous silts	MH	1.28-1.60	3-8
Inorganic fat clays	CH	1.44-1.76	3-5
Organic silt and clays	OH	1.28-1.68	2-4

First Alphabets	Second Alphabets
G: Gravel	W: Well graded
S: Sand	P: Poorly graded
M: Slit	L: Low plasticity
C: Clay	I: Intermediate plasticity
O: Organic soil	H: High plasticity

この IS システムは肉眼観察による土の属性に注目し，粒径と粒径分布・塑性状態の組み合わせによる分類で簡単でわかりやすく使いやい。後述するとおり，一部の国では標準切土法面勾配を判定するための土の分類に使われている例もある（表 1.2.28 など)。日本でも標準切土法面勾配を判定する目的ではないが，IS システムによる土質分類を利用した事例がある。表 1.2.30 は水資源機構（2024）の測量調査等共通仕様書の地質・土質調査編に掲載されている土質分類法の表であるが，グループ記号や代表的名称の内容に IS システムの土質分類の記述が利用されている。

表 1.2.30 IS システムに基づく土質分類の例（水資源機構, 2024）

<table>
<tr><th colspan="4">主要区分</th><th>グループ記号</th><th>代表的名称</th><th colspan="3">野外識別法</th></tr>
<tr><td>1</td><td colspan="3">2</td><td>3</td><td>4</td><td colspan="3">5</td></tr>
<tr><td rowspan="6">粗粒土
（0.075 mmフルイ目より大きいものを50%以上含むものとする）</td><td rowspan="3">れき
粗粒部分の1/2以上が4.75 mmフルイ目より大きい。</td><td rowspan="6">視察による分類の場合は1／4インチ（6ミリメートル）を4番フルイの寸法としてよい。</td><td>清浄なれき・粗粒土を全くもしくはほとんど含まない。</td><td>GW</td><td>粒度良好なれき，レキと砂の混合土，細粒土を全くもしくはほとんど含まない。</td><td colspan="3">粒径の範囲が広く，すべての中間粒径の者を相当量含む。</td></tr>
<tr><td></td><td>GP</td><td>粒度不良なれき，れきと砂の混合土，細粒土を全くもしくはほとんど含まない。</td><td colspan="3">ある１つの粒径のもの，またある範囲の粒径のものを多く含み，中間粒径のものを欠いている。</td></tr>
<tr><td>細粒土混じりレキ・細粒土を若干含む。</td><td>GM</td><td>シルト質れき，れき，砂および粘土の混合土。</td><td colspan="3">塑性のない細粒土あるいは塑性の低い細粒土（識別は下のＭＬを参照）</td></tr>
<tr><td rowspan="3">砂
粗粒部分の1/2以上が4.75 mmフルイ目より小さい。</td><td></td><td>GC</td><td>粘土質れき，れき，砂および粘土の混合土。</td><td colspan="3">塑性のある細粒土（識別は下のＣＬを参照</td></tr>
<tr><td>清浄な砂・細粒土を全くもしくはほとんど含まない。</td><td>SW</td><td>粘土良好な砂，れき質砂，細粒土を全くもしくはほとんど含まない。</td><td colspan="3">粒径の範囲が広く，すべての中間粒径のものを相当量含む。</td></tr>
<tr><td></td><td>SP</td><td>粒土不良な砂，れき質砂，細粒土を全くもしくはほとんど含まない。</td><td colspan="3">ある１つの粒径のもの，またある範囲の粒径のものを多く含み，中間粒径のものを欠いている。</td></tr>
<tr><td rowspan="8">細粒土
（0.075ミリメートルふるい目より小さいものを50%以上含むものとする）</td><td colspan="3" rowspan="4">細粒土混じり砂，細粒土を若干含む。</td><td>SM</td><td>シルト質砂，砂とシルトの混合土。</td><td colspan="3">塑性のない細粒土または塑性の低い細粒土（識別は下のＭＬを参照）</td></tr>
<tr><td>SC</td><td>粘土質砂，砂と粘土の混合土。</td><td colspan="3">塑性のある細粒土（識別は下のＣＬを参照</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="4">シルトおよび粘土
L.L＜50%</td><td rowspan="2"></td><td rowspan="2">0.425 mmフルイ目より小さい粒径のものに対する識別法</td></tr>
<tr><td>乾燥強度（破さい試験）</td><td>ダイレツタンシー（振動試験）</td><td>粘り強さ（ロール試験）</td></tr>
<tr><td>ML</td><td>無機質シルトおよび極微砂，岩粉シルト質または粘土質細砂，もしくは塑性僅少の粘土質シルト</td><td>無～僅少</td><td>早い～遅い</td><td>無</td></tr>
<tr><td>CL</td><td>塑性が低位から中位までの無機質粘土，砂利質粘土，シルト質粘土，やせた粘土</td><td>中位～大</td><td>遅い～非常に遅い</td><td>中位</td></tr>
<tr><td>OL</td><td>塑性が低位から中位までの無機質粘土，砂利質粘土，シルト質粘土，やせた粘土</td><td>僅少～中位</td><td>遅い</td><td>僅少</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="3">シルトおよび粘土
L.L＞50%</td><td>MH</td><td>無機質シルト，雲母質またはケイゾウ質細砂もしくはシルト質の土，弾力性の大きい土</td><td>僅少～中位</td><td>遅い～無</td><td>僅少～中位</td></tr>
<tr><td>CH</td><td>塑性の高い無機質粘土，こえた粘土</td><td>大～非常に大</td><td>無</td><td>強い</td></tr>
<tr><td>OH</td><td>塑性が中位から高位までの有機質粘土，有機質シルト</td><td>中位～大</td><td>中位～非常に遅い</td><td>僅少～中位</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="3">有機質土</td><td>Pt</td><td>泥炭およびその他有機質を多く含む土。</td><td colspan="3">色，臭い，スポンジ状の感触およびしばしばセン状組織であることから容易に識別できる。</td></tr>
</table>

（1）　７５㎜ ふるいに通過する。材料に対する分類である。
（2）　２種類にまたがる場合の分類：２種のグループの性質を持つ土はグループ記号を組み合わせて記す。

⑨Province of British Columbia ,Canada の事例

カナダのブリティッシュコロンビア州での森林，国土，天然資源開発および農村開発省（Ministry of Forests, Lands, Natural Resource Operations and Rural Development: MFLNRO）の林道設計マニュアル Engineering Manual Geometric Road Design(MFLNRO,2018）での土の分類である。切土高 6m未満の切土法面勾配を規定している（表 1.2.31）。肉眼観察に基づく分類である。

表 1.2.31　MFLNRO による土の分類　（勾配表示はH:V）(MFLNRO,2018）

Type of material	Cut Slopes	
	Examples of Material Types[a]	Suggested Cut Slope Angles[b] for Cut Bank Height ＜ 6 m[c]
Coarse grained Soils[d]	Road cuts in loose to compact SANDS or SANDS and GRAVELS (not cement and non-cohesive)	1½:1
Fine-grained Soils	Road cuts in loose SILTS, or soft cohesive soils such as SILTY CLAYS or CLAYS (not consolidated and not Cemented)	1½:1 for lower cuts to 2:1 for higher cut
	Road cuts in hard cohesive soils such as SILTY CLAYS or CLAYS (consolidated)	1:1 or flatter
Dense Glacial Till /Cemented Sands and Gravels	Road cuts in dense to very dense GLACIAL TILL (i.e.,basal till), or cemented SANDS or SANDS and GRAVELS	3/4:1 or flatter
Rock[e]	Road cuts in strong, good quality ROCK mass with no significant weaknesses	1/4:1 to vertical
	Road cuts in other ROCK types should be flatter to include any weaknesses from the effects of structural discontinuities in the rock mass, and other factors such as the strength of the rock material, and the spacing, aperture, roughness, filling, weathering, and orientation of discontinuities	1/4:1 to 1¼:1

Notes:

a　Not all material types in the soil groups are represented in the table.

b　For the design of roads located in domestic watersheds, on sensitive terrain, or in other areas where transport ofsediment or landslides may adversely affect resources, it may be necessary to use flatter cut and fill slope angles to reduce the hazard of erosion or failure of cut and fill slopes. During construction of roads, it may be necessary to build flatter slopes where the road prism exhibits signs of distress, such as, for example:

(1) cracks or scarps within original ground above the top of cut slopes, in the road surface, or within the fill slope on the downslope side of the road; and

(2) significant zones of ground water seepage such that localized failure of cut or fill slopes are expected. Alternatively, installation of retaining wall structures may be needed to reduce excavation, contain bank material, or prevent slope failure. The significance of observed seepage zones might dictate application of other special measures to reduce the likelihood of slope failure during construction and over the operating life of the road.

c　Consider the need to obtain advice from a Specialist for cut heights greater than 6 m, or where the ground slopes away from the edge of the excavation at a slope steeper than a ratio of 3 horizontal to 1 vertical. The advantages of steeper cuts may include: less area occupied by road; less excavated material; less sidecast; and shorter slope lengths exposed to erosion processes. The disadvantages ofsteeper cuts may include: increased difficulty to establish vegetation; increased chance ofslope ravelling, tension crack development and slope failure; and increased road maintenance costs. The disadvantages ofsteeper cut slopes can be reduced if high banks are avoided.

d　Erosion control may be particularly problematic for slopes composed ofsand, silty sands, or silts.Consider the need for erosion protection measures for cut slopes, fill slopes, and ditches, such as revegetation, soil bioengineering and biotechnical slope stabilization techniques, riprap, or other special slope treatments.

e　If potential problems are anticipated for rock slopes either during design, construction, maintenance, or deactivation, consult with a geotechnical engineer or other rock slope specialist. It may be necessary to address the need for special rock slope stabilization measures (e.g., rockfall catch ditch, wire mesh slope protection, shotcrete, rock bolts)

⑩米国農務省森林局(USFS)の事例

表1.2.32は米国農務省森林局（Department of Agriculture(USDA),Forest Service(USFS)）が発行している林道計画のマニュアルLow-Volume Roads Engineering:Best Management Practices Field Guide（Keller and Sherar, 2003)に掲載されている林道設計時の切土法面勾配を規定する土の分類である。肉眼観察に基づく分類で，地下水の有無も考えている。

表1.2.32　土質の違いによる安定勾配一般値　（勾配表示はH:V）（Keller and Sherar, 2003)

Table 11.1
COMMON STABLE SLOPE RATIOS
FOR VARYING SOIL/ROCK CONDITIONS

Soil/Rock Condition	Slope Ratio (Hor:Vert)
Most rock	¼:1 to ½:1
Very well cemented soils	¼:1 to ½:1
Most in-place soils	¾:1 to 1:1
Very fractured rock	1:1 to 1 ½:1
Loose coarse granular soils	1 ½:1
Heavy clay soils	2:1 to 3:1
Soft clay rich zones or wet seepage areas	2:1 to 3:1
Fills of most soils	1 ½:1 to 2:1
Fills of hard, angular rock	1 1/3:1
Low cuts and fills (<2-3 m. high)	2:1 or flatter (for revegetation)

（4）日本の岩の分類

日本では切土などの土工現場での岩区分においては，多種多様な岩の強さを包括的に評価するために使用機械（重機）の作業性を指標にして分類した名称が定着している。主として爆破による掘削が行われるものを硬岩，リッパによる掘削が行われるものを軟岩，ブルドーザの排土板で直接掘削できるようなものを土砂としている。この土工の作業性による区分については，施工機種の違い，オペレーターの能力の違い，岩種の違いによって境界は不明瞭であるものの，この分類法が岩の分類の目安として定着している。

リッパ掘削の作業性（リッパビリティ）の良否は地山の弾性波速度を一つの目安でとしている。掘削工法（掘削機械）の適用限界（図 5.1.11　道路土工要綱（日本道路協会，2009b））によればブルドーザの排土板による掘削の適用範囲の上限は地山弾性波速度 0.7～0.8km/s 程度であり，汎用性のある 32t 級ブルドーザのリッパ作業では弾性波速度が 0.7～2.0km/s 程度の地山が掘削可能となる。図 1.2.10 はそれぞれの作業機械の掘削可能な地山弾性波速度の範囲を示すものであり，必ずしも岩区分の範囲を示すものではないが，上述の作業性を指標にした分類名称に基づけば，土砂と軟岩の境界の地山弾性波速度は 0.7～0.8km/s 程度（図の青線）であり，軟岩と硬岩の境界の地山弾性波速度は 2.0km/s（図の赤線）程度と見做すことが出来る。

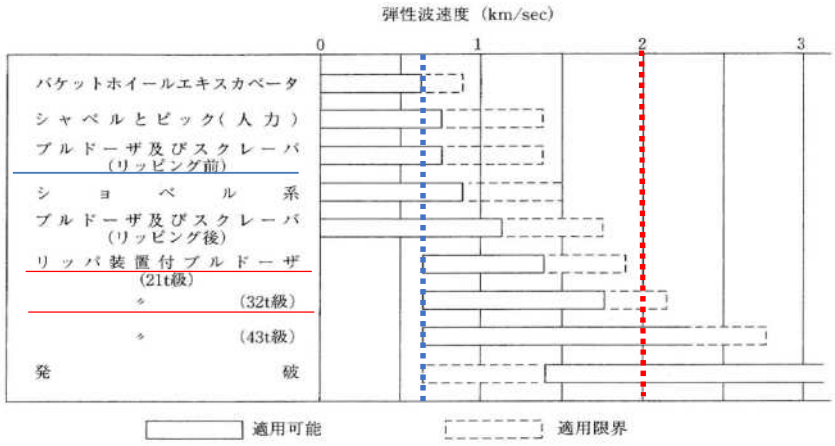


図 1.2.10 掘削工法の適用限界（道路土工要綱（日本道路協会，2009b））

また，道路土工要綱（平成 21 年 6 月版）では，土工における岩及び土の分類（表 1.2.33，赤枠）で硬岩，中硬岩，軟岩の摘要欄に分類の目安となる弾性波速度が示されている。これによると軟岩の下限値，すなわち軟岩と土砂の境界の弾性波速度は 700m/s 程度，中硬岩以上を硬岩とすれば，軟岩との境界の弾性波速度は 2,000~2,800m/s 程度となっている。

表 1.2.33　土工における岩及び土の分類（道路土工－土質調査指針（日本道路協会，1986））

名 称		説 明	摘 要	日本統一土質分類法による土の簡易分類との 対応
岩または石	硬　岩	きれつがまったくないか，少ないもの，密着の良いもの	弾性波速度 3,000m/sec 以上	
	中 硬 岩	風化のあまり進んでないもの（きれつ間隔 30～50cm 程度のもの）	弾性波速度 2,000～ 4,000m/sec	
	軟　岩	固結の程度の良い第４紀 層，風化の進んだ第３紀層 以前のもの，リッパ掘削で きるもの	弾性波速度 700～2,800m/sec	
	転 石 群	大小の転石が密集してお り，掘削が極めて困難なも の		
	岩塊・玉石	岩塊・玉石が混入して掘削 しにくく，バケットなどに 空げきのできやすいもの	玉石まじり土，岩塊破砕された岩 ごろごろした河床	
土	礫まじり土	礫の混入があって掘削時の 能率が低下するもの	礫の多い砂，礫の多い砂質土，礫の多い粘性土	礫 {G} 礫 質 土 (GP}
	砂	バケットなどに山盛り形状 になりにくいもの	海岸砂丘の砂 まさ土	砂 {S}
	普 通 土	掘削が容易で，バケットな どに山盛り形状にし易く空 げきの少ないもの	砂質土，まさ土 粒度分布の良い砂 条件の良いローム	砂 {S} 砂 質 土 {SF} シ ル ト (M}
	粘 性 土	バケットなどに付着し易く空げきの多い状態になり易 いもの，トラフィカビリティが問題となり易いもの	ローム 粘性土	シ ル ト {M} 粘 性 土 {C} 火山灰質粘性土{V} 有機質土{C}
	高 含 水 比 粘 性 土	バケットなどに付着し易く特にトラフォカビリティが悪いもの	条件の悪いローム 条件の悪い粘性土 火山灰質粘性土	シ ル ト {M} 粘 性 土 {O}
	（有機質土）			高 有 機 質 土 {Pt}

注）上表の説明は出現頻度の多いものについてであり，土は特にその状態によって大きく変化するので注意すること。

以上の考察を総合すると，重機での施工性と地山弾性波速度を用いた地山分類の目安としては表 1.2.34 のようになる。

表 1.2.34　重機での作業性と地山弾性波速度を用いた地山分類の目安
（土質工学会（1974），道路土工-土質調査指針（1986），道路土工要綱（2009）を整理）

地山分類	重機での施工性による判断基準 道路土工-土質調査指針（1986）	地山弾性波速度 道路土工要綱（2009）
土砂	21t 級ブルドーザの排土板による掘削作業が可能	700m/s 程度
軟岩	21t 級ブルドーザの排土板による掘削作業が困難 32t 級ブルドーザのリッパ作業が可能	2.0km/s 程度以下
硬岩	32t 級ブルドーザのリッパ作業が困難	2.0km/s 程度以上

（５）諸外国の岩の分類の事例（標準切土法面勾配決定のための岩の分類）

切土勾配を規定する岩盤分類をみると，一部に日本のように掘削の作業性を目安にしている事例はあるものの，ほとんどが岩種およびその風化程度によって分類している。また，日本の掘削の作業性から決まる軟岩，硬岩（表 1.2.22 など）は，諸外国での岩種等から決まる Soft rock，Hard rock とはイコールの関係ではないので注意を要する。

（ａ）掘削の作業性に基づく分類

①Indian Roads Congress(インド道路会議)（Hill Road Manual (IRC SP 48-1998) の事例

表 1.2.35 は日本と同様に掘削の作業性を目安にして岩の分類を行っている事例である。Ordinary/Soft Rock と Hard Rock の 2 種類しかない。

表 1.2.35 インド道路会議による岩の分類（ Hill Road Manual (IRC SP 48-1998) (IRC, 1998)

Categorie	Remarks	Slope (H:V)
Ordinary/Heavy Soil	This comprises of organic soil, clay, sand, moorum and stiff clay which can be excavated manually by pick axes and/or shovels or with dozers/excavators with normal efforts. Soil mixed with boulders is also deemed to come under this category.	1:1～1/2:1
Ordinary/Soft Rock	This comprises of soft varieties of rocks such as lime stone, sand stone, laterite, conglomerate or other disintegrated rocks, which can be excavated by crow bars and/or pick axes without blasting or with casual blasting.	1/4:1～1/8: : 1
Hard Rock	This covers any hard rock, excavation of which involves intensive drilling, and blasting. This can stand vertical or even overhanging cut depending on the type/mass and dip of rock.	80°～90°

（ｂ）岩種とその性状に基づく分類

①Indian Roads Congress(インド道路会議)の Rural Road Manual の事例

インド道路会議の地方道（Rural Roads）の Rural Road Manual(IRC SP 20-2002,IRC,2002)では，切土法面勾配を規定するための岩の分類がなされている（表 1.2.36)。これは岩種とその性状による分類である。

表 1.2.36 インド道路会議による岩の分類(IRC, 2002)

Condition	Slope (H:V)
Cutting in silty/sandy/gravelly soil	1:1 to 1/2:1
Cutting in disintegrated rock or conglomerate	1/2:1 to 1/4:1
Cutting in soft rock like shale	1/4:1 to 1/8:1
Cutting in medium rock like sandstone, phyllite	1/12:1 to 1/16:1
Cutting in hard rock like quartzite, granite	Near Vertical

②Royal Government of Bhutan(ブータン)の事例

表 1.2.37 はブータンの公共事業住宅省（Ministry of Works & Human Settlement(MoWHS)）の道路局で規定された基準（Guideline on use of Standard Work Items for Common Road Works(MoWHS , 2010)）に掲載された切土法面勾配を規定するための岩の分類である。Soft Rock と Hard Rock の 2 種類の分類である。これは岩種に基づく分類といえる。

表 1.2.37 ブータン国での岩の分類 （勾配表示はV:H）（MoWHS , 2010）

地盤分類	Primary National Highway（第 1 種国道） その他第 2 種国道，農道，地方道いずれも同じ
Ordinary Soil	1:1.0
Hard Soil	1:0.5
Soft Rock	1:0.25
Hard Rock	1:0.15

（ｃ）風化または固結の程度に基づく分類

①Tajikistan（タジキスタン）の事例

1986 年にソビエト連邦の「建設にかかる党の州委員会」により規定された基準（(SNIP 2.05.02-85)を，タジキスタンでタジク語に翻訳したものを同国の基準として現在も使われている（GNiP PT 32-02-2012, KMC,2012）（KMC:タジキスタン共和国建設・建築委員会のタジク語の略称, The Committee for Construction and Architecture under the Government of the Republic of Tajikistan ）。切土法面勾配と切土高を規定するための岩の分類である（表 5.1.37）。これは風化・固結の程度に基づく分類である。この"GNiP"という略称は「都市計画（都市開発）規範および規則」という意味のロシア語の頭文字をとったものである。

表 5.1.37 タジキスタン国での岩の分類 （勾配表示はV:H）(KMC,2012）

Soil	Height of slope (m)	The largest Steepness of slopes
Rock: Slightly weathering Easily airy: Non-softening Softenable	 Up to 16 Up to 16 Up to 6 More than 6 to 12	 1:0.2 1:0.5-1:1.5 1:1 1:1.5
Large-clastic	Up to 12	1:1-1:1.5
Sandy, clayey, homogeneous, solid, semi-solid and turgid-like consistency	Up to 12	1:1.5
Sands of small dune	More than 2 From 2 to 12	1:1.4 1:1.2
Loess	Up to 12	1:0.1-1:0.5 1:0.5-1:1.5

②FEDERAL DEMOCRATIC REPUBLIC OF ETHIOPIA（エチオピア）の事例

表 1.2.39 は 2013 年に国際援助により新たに規定された道路設計基準（Geotechnical Design Manual (ERA,2013a)）である。土砂と岩盤のそれぞれについて分類されている。切土法面勾配および切土高を規定するため，岩種によるほか，風化，固結，破砕・亀裂の程度による岩の分類がなされている。

表 1.2.39 エチオピア国での岩の分類 （勾配表示はH:V）(ERA,2013a)

Type of Material	Cut-slope height			Remark
	<10m	10-15m	15-20m	
Fractured and slightly to moderately weathered basalt	0.25:1	0.75:1	1.00:1	Remove hanging blocks before cutting. This minimizes the formation of overhangs
Fractured and weathered basalt in blocks, cobbles and gravels of all sizes in a matrix of silt or clay	1.00:1	1.25:1	1.50:1	
Weathered tuff, volcanic breccias or agglomerate	1.00:1	1.25:1	1.50:1	
Fractured, slightly weathered, thickly bedded limestone with intercalations	0.25:1	0.50:1	1.00:1	Apply controlled excavation; benches and drainage are needed at different heights.
Slightly weathered and fractured mudstone and marl	1.00:1	1.25:1	1.50:1	Remove weathered and unconsolidated portion at low angles. Drainage is important to keep the slope dry. Reinforcement works and erosion controlling measures may be needed.
Slightly weathered, poorly cemented sandstone, with poorly defined stratification	0.25:1	0.50:1	1.00:1	Controlled or trim blasting is recommended so as not to damage the rock behind the cut face.
Weathered, highly friable shale and jointed mudstone	1.00:1	1.50:1	2.00:1	Shale has a characteristic of being deformed when wet. Hence, drainage systems are needed to keep the slope dry. Benches may also be required.

For discontinuity-controlled slopes, each will need to be assessed on a case by case basis.

なお，同国の道路設計標準図集（Standard Detailed Drawings for Roadworks（ER, 2013b））には標準切土勾配として表 1.2.40 が掲載されている。同表の Back/Cut slope の値が該当する。同表における岩盤の分類は風化や固結の程度による分類であるが，道路の切土工の実務ではこの切土勾配が一般的に利用されている。

表 1.2.40　Standard Detailed Drawings for Roadworks(ERA, 2013b)の岩の分類（勾配表示はH:V）

SLOPE RATIO TABLE		
MARERIAL TYPE	"Depth of Cut /Ht of Fill (H)" [m]	BACK / CUT SLOPE
DECOMPOSED ROCK	0 － 1	3:1
	1 － 2	2:1
	2 －10	3:2
	＞10	BENCHED SLOPE
WEATHERED ROCK	0 － 2	1:2
	＞2	1:3
ROCK	0 － 2	1:2
	＞2	1:4
BLACK COTTON SOIL	0 － 2	1:3
	＞2	2:1
COLLUVIAL DEPOSIT	0 － 3	1:1
	3 － 6	5:1
	6 －10	5:1
	＞10	BENCHED SLOPE

③イギリスによる途上国支援のための岩盤分類の事例

UK（イギリス）が途上国向け（おそらく北アフリカ周辺国向け）の支援のために作成した地方道路の建設ガイドライン（A Guide on the Application of Pavement Design Method for Low Volume Rural Roads(ReCAP,2020)）には標準切土勾配として表 1.2.41 が掲載されている。原典の欄外にエチオピアの ERA(2017)の表を一部変更したものと記載されており，エチオピアの標準切土勾配を規定するための岩の分類を基本としている。風化の程度に基づく分類である。

表 1.2.41　ReCAP (2020)による岩の分類（勾配表示はH:V，括弧内は傾斜角）

Material strength and type		Cut slope height (m)		
		< 5	5 - 10	10 - 15
Soil	Coarse-grained ferruginous residual soil	1:1 (45°)	1.5:1 (34°)	NA
	Fine-grained ferruginous residual soil	1.5:1 (34°)	2:1 (27°)	NA
	Dense-medium dense (such as sands)	1:1 (45°)	1.25:1 (39°)	
	Medium dense-loose (such as silts and sandy silts)	1.25:1 (39°)	1.5:1 (34°)	
	Loose (such as silts)	1.5:1 (34°)	1.75:1 (30°)	2:1 (27°)
	Soft to stiff (such as silty clays or clayey silts)	1.5:1 (34°)	2:1 (27°)	
	Expansive clays	2:1 (27°)	NA	NA
Rock	Strong (such as slightty weathered basalt, well-cemented sandstone or limestone)	0.2:1 (79°)	0.25:1 (76°)	0.3:1 (73°)
	Weak (weathered basalt, poorly cemented sandstone and volcanic ash, weathered limestone and marl, pyroclastic rocks	0.5:1 (63°)	0.7:1 (55°)	0.8:1 (51°)
	Very weak (slightly weathered tuff, mildly weathered mudstone or marl)	1:1 (45°)	1.25:1 (39°)	1.5:1 (34°)
	Extremely weak(highly weathered tuff, marl/mudstone/shale)	1:1 (45°)	1.5:1 (34°)	1.75:1 (30°)

④THE UNITED REPUBLIC OF TANZANIA（タンザニア）の事例

表 1.2.42 はタンザニアの建設省（Ministry of works(MoW)）の道路設計マニュアル（Road Geometrics Manual(MoW,2011)）における岩の分類で，風化や固結の程度に基づいて分類している。

表 1.2.42 タンザニア国での岩の分類 （勾配表示はV:H)(MoW,2011)

Type of material	Slope(Vertical : Horizontal)
Hard Rock	1:1 to 4:1
Decomposed Rock and/Compact lateritic soils	1:2 to 1:1
Ordinary soils	1:2 to 1:1.5

⑤国連世界農業機関(FAO, 1998）の事例

表 1.2.43 は国連世界農業機関（FAO）による山地での道路設計のマニュアル(Watershed Management Field Manual Road Design and Construction in Sensitive Watersheds(FAO,1998))における岩の分類である。この分類は米国農務省森林局（US Forest Service: USFS）の分類（USFS,1973）を引用したものである。岩種や固結の程度による岩の分類で，切土法面勾配が規定されている。

表 1.2.43 FAO が採用している USFS による山岳道路設計時の岩の分類 （勾配表示はH:V)(FAO,1998)

Rock type	Maximum Cut Slope Ratio	
	Massive	Fractured
Igneous (granite, trap, basalt,and volcanic tuff)	0.25.1	0.50:1
Sedimentary (massivesandstone and limestone;	0.25:1	0.50:1
interbedded sandstone, shale,and limestone;	0.50:1	0.75:1
massive claystone and siltstone)	0.75:1	1:1
Metamorphic (gneiss, schist,and marble	0.25:1	0.50:1
slate);	0.50:1	0.75:1
(serpentine)	Special investigation	

⑥Province of British Columbia ,Canada の事例

表 1.2.44 はカナダのブリティッシュコロンビア州での森林，国土，天然資源開発および農村開発省（Ministry of Forests, Lands, Natural Resource Operations and Rural Development: MFLNRO）の林道設計マニュアル Engineering Manual Geometric Road Design(MFLNRO,2018）での岩の分類である。切土高 6m未満の切土法面勾配を規定する分類で，破砕・亀裂の程度に基づく分類である。

表 1.2.44　MFLNRO による岩の分類 （勾配表示はH:V)(MFLNRO,2018）

Type of material	Cut Slope	
	Examples of Material Types	Suggested Cut Slope Angles for Cut Bank Height < 6 m
Rock	Road cuts in strong, good quality ROCK mass with no significant weaknesses	1/4:1 to vertical
	Road cuts in other ROCK types should be flatter to include any weaknesses from the effects of structural discontinuities in the rock mass, and other factors such as the strength of the rock material, and the spacing, aperture, roughness, filling, weathering, and orientation of discontinuities	1/4:1 to 1¼:1

⑦米国農務省森林局(USFS)の事例

表1.2.45は米国農務省森林局（Department of Agriculture(USDA),Forest Service(USFS)）が発行している林道計画のマニュアルLow-Volume Roads Engineering (Best Management Practices Field Guide（Keller and Sherar, 2003)に掲載されている林道設計時の切土法面勾配を規定する岩の分類である。破砕・亀裂の程度に基づく分類である。

表 1.2.45　岩質の違いによる安定勾配一般値 （勾配表示はH:V）（Keller and Sherar, 2003)

Table 11.1
COMMON STABLE SLOPE RATIOS
FOR VARYING SOIL/ROCK CONDITIONS

Soil/Rock Condition	Slope Ratio (Hor:Vert)
Most rock	¼:1 to ½:1
Very well cemented soils	¼:1 to ½:1
Most in-place soils	¾:1 to 1:1
Very fractured rock	1:1 to 1 ½:1
Loose coarse granular soils	1 ½:1
Heavy clay soils	2:1 to 3:1
Soft clay rich zones or wet seepage areas	2:1 to 3:1
Fills of most soils	1 ½:1 to 2:1
Fills of hard, angular rock	11/3:1
Low cuts and fills (<2-3 m. high)	2:1 or flatter (for revegetation)

（６）各国の標準切土法面勾配決定における土砂・岩盤分類の指標の比較

これまで取り上げた各国の標準切土法面勾配決定における土砂・岩盤分類の指標（分類が何に基づいているか）について整理する。

土砂斜面については，

①施工の作業性

②土の肉眼観察：粒径・粘性の違い，締まり度合い（密実か密実でないか）

③特殊土壌か通常土壌か

④地下水の有無

の４項目で整理できる。

岩盤斜面については，

①施工の作業性

②風化や固結の程度：強風化か弱風化か，固結した岩盤か固結度の弱い岩盤か

③破砕・亀裂の程度：亀裂の間隔による細粒状や塊状，粘土を挟在するか否か

④岩種

の４項目で整理できる。

整理した結果を表 1.2.46 に示す。

表 1.2.46 各国の標準切土法面勾配における土砂･岩盤分類の指標

切土勾配決定のための土質・岩盤分類の指標	土砂斜面				岩盤斜面				
	施工の作業性	肉眼観察（粒径・	特殊土壌	地下水の有無	施工の作業性	風化や固結の程度	破砕・亀裂の程度	岩種（大区分）	岩種（詳細区分）
日本	○	○	○		○				
Indian Roads Congress　Hill Road Manual	○	○	○		○				○
Indian Roads Congress　Rural Road Manual		○							○
Royal Government of Bhutan		○						○	
Tajikistan		○	○			○			
The United Republic of　Tanzania		○	○			○		○	
Federal　Democatic Republic of Ethiopia		○	○			○	○		○
Canada		○					○		
USA		○		○			○		
THE UNITED NATIONS		○		○			○		○

土砂斜面での土質分類は各国とも肉眼観察に主眼を置いた分類である。日本やインドではこれを補完するために施工の作業性を加えている。日本のように施工の作業性を分類の指標とするのはむしろまれである。

特殊土壌（その国に独特に分布する土壌で，日本ではまさ土やシラス等が該当する）については，日本では別途に分類してそれぞれに応じた切土法面勾配を設定しているが，海外では特殊土壌も土の分類の一種として標準切土法面勾配の表に記載しており，特別扱いをしていない。

いる。これは降水量が多いという日本の気象条件と地下水の有無を指標にしている国では，地下水がある場合は切土法面勾配をより緩くしている。日本では勾配を緩くするのではなく，横ボーリング等を配置して地下水を排除する方向で対応して，用地の制約を受けやすいという日本の社会的事情を反映しているもの（地下水が多いからと言って無闇に勾配を緩く出来ない等）と考えられる。

岩盤斜面での分類指標は，岩種を詳細に区分しているもの，岩種の分類を大分類で留めているもの，風化や固結の程度に主眼を置くもの，破砕・亀裂の程度に主眼を置くもの，あるいはそれらの組み合わせを指標にしているなど多様である。ある指標がどの地域で多いなどの地域的な偏りや傾向は特に認められない。ただし，日本のように，弾性波速度と連動している施工の作業性を分類の指標とする国はなく，日本の岩の分類指標は特異である。出現する岩盤が限定的である諸外国と違い，日本の場合は出現する岩盤が多種であることに加え，それぞれの岩盤の風化，破砕の程度も多様であるため，切土施工時の現場の判断で柔軟に切土勾配を決める必要がある。そのために施工機械（重機）での作業性で切土勾配を判断できる地山分類をせざるをえないという事情がある。

（7）新しい標準切土法面勾配を設定するための地山分類方法についての方針

対象国の実情を勘案し，以下のような 2 つの方針に基づいて地山分類を設定する。

① 対象国の地山が成因や地質年代等で安定度や施工性が明確になっていて，既存の地山分類で問題が発生していない場合は，当該国の地山分類を採用する。

② 対象国で標準切土法面勾配が設定されておらず新しく設定する場合，もしくは標準切土法面勾配は設定されているが対象国の地山地質が安定的でないなどの理由により，地山分類で運用上の問題が発生している場合は，日本の標準切土法面勾配を規定している施工性による地山分類方法を提案する。

すなわち，土砂斜面では，特殊土壌が分布する場合を除き，当該国の土砂について肉眼観察による判定（粒径・粘性，締まり度合い）を視点とする分類を基本とするが，それを補完するため施工の作業性による分類方法を加えるものである。一方，岩盤斜面では。当該国で出現する岩盤とその風化・破砕の程度を確認しながらも，日本のように施工の作業性を分類の視点とする分類方法（表 1.2.47）を提案するものである。

表 1.2.47　重機での作業性と地山弾性波速度を用いた地山分類の目安(表 1.2.34 再掲)

（土質工学会（1974），道路土工-土質調査指針（1986），道路土工要綱（2009）を整理）

地山分類	重機での施工性による判断基準 道路土工-土質調査指針（1986）	地山弾性波速度 道路土工要綱（2009）
土砂	21t 級ブルドーザの排土板による掘削作業が可能	700m/s 程度
軟岩	21t 級ブルドーザの排土板による掘削作業が困難 32t 級ブルドーザのリッパ作業が可能	2.0km/s 程度以下
硬岩	32t 級ブルドーザのリッパ作業が困難	2.0km/s 程度以上

＜引用文献＞

日本道路協会（1956）：道路土工指針，道路工法業書第 10 集（昭和 31 年）
日本道路協会（1967）：道路土工指針，（昭和 42 年）
日本道路協会（1972）：のり面工と斜面安定工指針（昭和 47 年）
日本道路協会（1977a）：道路土工指針，（昭和 52 年）
日本道路協会（1977b）：道路土工-土質調査指針（昭和 52 年）
日本道路協会（1979）：道路土工－のり面工・斜面安定工指針（昭和 54 年）
日本道路協会（1986）：道路土工-土質調査指針（昭和 61 年）
日本道路協会（2009a）：道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成 21 年）
日本道路協会（2009b）：道路土工要綱（平成 21 年）
土質工学会（1973）：土質分類法ならびに分類結果表示法(JSF-C-1)
土質工学会（1974）：岩の工学的性質と設計・施工への応用，p.361-378.
土質工学会（1990）：地盤材料の工学的分類法(JSF T 01-90)
地盤工学会（2000）：地盤材料の工学的分類方法（日本統一分類法）(JGS 0051-2000)
地盤工学会（2020）：地盤材料の工学的分類方法(JGS 0051-2020)
安達徑治（1984）：掘削施工性からみた岩分類－特に土砂，軟岩，硬岩の 3 区分について，応用地質特別号「岩盤分類」，pp.119-131.

藤川利雄(1950)：土木工事歩掛，材料算出法，附・基準施工法上巻（昭和 25 年 12 月），鉄道図書局
谷口三郎(1955):土木施工法（昭和 30 年 3 月），風間書房
日本道路公団（1961）：名神高速道路設計要領：（S36，8）
地質調査総合センター（2025）：日本列島の地質と構造，（https://www.gsj.jp/geology/geology-japan/geology-japan/index.html, 2025 年 4 月 10 日参照)
日本地すべり学会（2002）：Landslides in Japan(The Sixth Revision)
国土交通省（2011）：土木工事共通仕様書（2011 年 3 月）
農林水産省（2025）：6 土壌診断の方法,
（https://www.maff.go.jp/j/seisan/kankyo/hozen_type/h_sehi_kizyun/pdf/ktuti6.pdf, 2025 年 4 月 10 日参照）
水資源機構(2024)：測量調査等共通仕様書　第２編　地質・土質調査編（令和 6 年 4 月）（https://www.water.go.jp/honsya/honsya/keiyaku/techinfo/pdf/gyoumu1504_1507teisei_02.pdf, 2025 年 4 月 10 日参照）
PRA (1939): *Textural Classification of Soil*, U.S. Public Roads Administration (PRA)
AASHTO (2018): AASHTO classification system of Soil (U.S.A), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)
ASTM (1948): The Unified Soil Classification System (USCS), ASTM D2487
IRC (1998): Hill Road Manual, Indian Roads Congress (IRC), (IRC SP 48-1998) , India
IRC (2002): Rural Road Manual, Indian Roads Congress (IRC), (IRC SP: 20 - 2002), India
RDPR (2013): Technical Handbook- roads, Rural Development & Panchayat Raj Department of India (RDPR), India, (https://www.tnrd.tn.gov.in/buildings_design/Roads_Bridges.pdf, 2024 年 2 月 5 日参照)
ERA (2013a): Geotechnical Design Manual, Ethiopian Roads Authority (ERA), Ethopia
ERA (2013b): Standard Detailed Drawings for Roadworks, Ethiopian Roads Authority (ERA), Ethopia
ERA (2017): Design of Low Volume Roads, Ethiopian Road Authority (ERA), Ethopia
ReCAP (2020): A Guide on the Application of Pavement Design Method for Low Volume Rural Roads, Research for Community Access Partnership (ReCAP), UK, (https://www.research4cap.org/wp-content/uploads/ral/Roltetal-TRL-2020-RuralRoadNote01PavementDesignMethodsLVRR-ReCAP-GEN2166B-200710.pdf , 2025 年 4 月 10 日参照)
MET (2008): Rural road design guide (in French: Guide de conception des routes rurales), Ministry of Equipment and Transport (MET), Kingdom of Morocco
MoWHS (2010): Guideline on use of Standard Work Items for Common Road Works, Survey and Design Division, Department of Road, Ministry of Works & Human Settlement (MoWHS), Bhutan
MoW (2011): Road Geometric Design Manual, Ministry of works (MoW), Tanzania
KMC (2012): Automobile Roads/Highways (GNiP PT 32-02-2012), Road Design Standards in Tajikistan, Tajikistan
FAO (1998): Watershed Management Field Manual - Road Design and Construction in Sensitive Watersheds, FAO Conservation Guide 13/5, Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO)
MFLNRO (2018): Engineering Manual Geometric Road Design, Ministry of Forests, Lands, Natural Resource Operations and Rural Development (MFLNRO), Canada

Keller, G. and Sherar, J. (2003): Low-Volume Roads Engineering -Best Management Practices Field Guide, The U.S. Department of Agriculture (USDA), Forest Service, U.S.A., (https://www.resolutionmineeis.us/sites/default/files/references/keller-sherar-2003.pdf,2025 年 4 月 10 日参照)

USFS (1973): *Transportation Engineering Handbook*, Slope design guide. Handbook No. 7709.11., USDA, Forest Service (USFS), U.S.A...

2. 標準切土法面勾配の国際的な違い

2.1 課題

日本の標準切土法面勾配は，日本の過去の経験から決定されたものである。日本と諸外国では歴史的背景や気象条件，地質条件等が違っているため，日本の標準値をそのまま流用することができない。

また，日本の標準切土法面勾配では，軟岩の勾配が 1:0.5~1:1.2 と広く，その中のどの勾配を採用するかの判断方法が明確ではない。

2.2 解説

2.2.1 日本における歴史的背景

現在の日本の標準切土法面勾配は過去の道路建設や鉄道建設などに関連した数々の経験を元に改良されてきた。ここでその歴史的背景を振り返る。

（1）道路分野における標準切土法面勾配の変遷

昭和 20（1945）年以前（太平洋戦争終結以前）は，大部分が人力掘削であり，小規模な法面が多かった時代である。この時代の法面勾配の基準は明確ではなく，道路では，明治 19 年（1886 年）に内務省から出された道路築造標準にて，切土法面勾配は地質に合わせて決定するとされている。

内務省訓令第十三號
　第一章　築造計畫
　　（略）
　第二十六條　堀割傾斜面ノ勾配ハ其地質二從テ適宜二之ヲ定ムヘシ
（以下略）

実際に施工された切土法面では，大正 11 年に着工された国道 31 号（横浜付近）の改修工事では勾配 1：0.5，阪神国道改修工事や東海道改修工事では勾配 1：0.5～1：1.0 を標準としているなど，現在の軟岩の標準値とほぼ変わらない勾配となっている。

昭和 20～30 年（1945～1955）では，アメリカ製の重機が導入されるようになった一方で旧式の人力施工も行われていた時代である。鉄道事業でこのころに施工された切土法面の勾配は，表 2.2.1 に示す標準勾配表で 1：0.3～1：1.5 の範囲にあり平均で 1：1.0 である（昭和 27～28 年（1952～1953）の事例）。現在の標準値とほぼ変わらない勾配となっているが，硬岩の勾配は 1:0.0～1:0.3 となっており，現在よりも急勾配が採用されている。

一方，内務省の土木技術者であった谷口三郎(1955)は著書「土木施工法」の中で表 2.2.2　の土工法面勾配表を示している。この表では経験にもとづいた昭和 20 年(1945)以前に比べて緩い勾配となっている。しかし，ここでも硬岩の勾配は 1:0.1～1:0.3 となっており，現在よりも急勾配が採用されている。

表2.2.1 切取法面標準勾配表(鉄道分野)

土 質	ノリ面コウ配
土　砂	1：1　～1：1.5
硬　土	1：0.8～1：1
粘　土	1：0.8～1：1
軟　岩	1：0.3～1：1.5
硬　岩	0～1:0.3
床　堀	1：1.5

出典:藤川利雄(1950):土木工事歩掛，材料算出法，
附・基準施工法上巻(昭和 25 年 12 月)，鉄道図書局

表2.2.2 土工法面勾配表(道路分野)

種　別	盛　土	切　土
砂利，レキ，石セツ		
陸　上	1.0（高 7m まで）1.5（高 8m 以上）	1.0（堅密）　1.2（粗軟）
水　中	1.2～1.5	1.2～1.5
砂		
荒　砂	1.0（乾）　1.8（飽和）	1.0（乾）　1.7（飽和）
細　砂	1.5（〃）　2.5（〃）	1.5（〃）　2.5（〃）
微細砂	1.8（〃）　3.0（〃）	1.8（〃）　3.0（〃）
真土及び砂混じり土		
堅　密	1.0（高 5mまで）	0.3～1.0（高 10m まで）
	1.2～2.0（高 6m 以上）	1.0～1.5（10m以上）
軟　弱	1.2（〃）　1.5～2.5（〃）	1.0～1.5(〃)　1.5～2.0（〃）
水　中	2.0～3.3	1.8～2.5
粘　土		
硬	1.0（乾）　3.5（飽和）	1.0（乾）　2.0（湿）
軟	1.5（〃）　5.0（〃）	1.5（〃）　2.5（〃）
軟岩（凝灰岩，ケツ岩，セン緑岩，流紋岩，石英粗面岩等）		
割目多く軟らかきもの，又は風化せるもの		1.0～1.5
割目少なく硬きもの		0.3～0.7
砂岩，石灰岩，風化花コウ岩		
軟らかきもの		0.8～1.0
硬きもの		0.5～0.7
硬岩（花コウ岩，石英粗面岩）		
堅硬にして割れ目なきもの		0.1～0.3

出典:谷口三郎(1955):土木施工法(昭和 30 年 3 月)，風間書房

昭和 31 年（1956）に「道路土工指針」(初版)（日本道路協会,1956）が出版された。この指針により道路を中心に切土法面勾配の概略の標準値が示された(表 2.2.3)。ここでの岩の地質分類は表 2.2.2 と同じであるが，切土勾配は若干異なる。

表2.2.3 昭和31年版道路土工指針(日本道路協会,1956)の標準切土法面勾配

地　質	ノリ面コウ配（割）	地　質	ノリ面コウ配（割）
粗　砂	1.5	軟岩（凝灰岩，ケツ岩，セン緑	
細　砂	1.5	岩，ジャ紋岩等）	
堅くしまった砂利	1.0	割目多く軟らかいものまたは	0.8～1.2
堅くしまっていない砂利	1.2	風化したもの	
堅くしまった土		割目少く堅いもの	0.3～0.6
高さ 5m まで	0.8～1.0	砂岩,石灰岩,風化花コウ岩	
高さ 5m 以上	1.0～1.5	やゝ軟らかいもの	0.5～1.0
堅くしまっていない土		堅いもの	0.3～0.6
高さ 5m まで	1.0～1.5	硬岩（花コウ岩，石英粗面岩）	
高さ 5m 以上	1.5～2.0	堅硬で割目少いもの	0.1～0.3

昭和 30 年～40 年は高速道路建設，宅地造成，ダム建設，新幹線建設など各分野で大規模な土工事が行われ，技術の進歩により長大切土法面工事が実施されるようになった時代である。

名神高速道路建設では「道路土工指針」を目安に「名神高速道路設計要領（日本道路公団，1961)」が作成され，新しい標準法面勾配が採用された（表 2.2.4)。

表2.2.4 名神高速道路の標準法面勾配(切土)

地山の土質	状 態	切土高(m)	勾配
花崗岩・石英斑岩	良好なもの	－	1:0.2
	風化したもの又は割れ目多いもの	－	1:0.6
砂岩	良好なもの	－	1:0.3
	風化したもの又は割れ目多いもの	－	1:0.8
粘板岩。頁岩	良好なもの	－	1:0.8
	風化したもの	－	1:1.2
砂利又は岩塊混じり砂質土	密実なもの又は粒度のよいもの	10 以下	1:1.1
		10～15	1:1.2
	密実なもの又は粒度の悪いもの	10 以下	1:1.2
		10～15	1:1.5
砂質土	密実なもの	5 以下	1:1.0
		5～10	1:1.2
	密実でないもの	5 以下	1:1.2
		5～10	1:1.5

出典：名神高速道路設計要領：日本道路公団（1961）

その後の東名・中央高速道路では，名神高速道路に比べて山岳部の建設が多いため，切土・盛土の高さが高くなり，地形的制約や用地費の関係から比較的急な法面勾配が採用されるようになった。そのため，東名・中央道の建設が進むにつれて，各地で法面崩壊が多発した

そこで，道路公団試験所（町田市）では，各地の崩壊法面の実態を調査し，その地質や土質的要因の分析が行われ，切土法面勾配の標準値が再検討された。これは昭和 42 年度発行の道路土工指針（日本道路協会,1967）に反映された（表 2.2.5)。

表2.2.5 昭和42年版道路土工指針(日本道路協会,1967)の標準切土法面勾配

地山の土質及び地質		切土高	コウ配
硬岩			0.3～0.8
軟岩			0.5～1.2
砂			1.5～
砂質土	締まっているもの	5m以下	0.8～1.0
		5～10m	1.0～1.2
	ゆるいもの	5m以下	1.0～1.2
		5～10m	1.2～1.5
レキ質土 岩塊または玉石まじりの砂質土	締まっているもの，または粒度分布の良いもの	10m以下	0.8～1.0
		10～15m	1.0～1.2
	締まっていないもの，または粒度分布の悪いもの	10m以下	1.0～1.2
		10～15m	1.2～1.5
粘土，砂質土		10m以下	0.8～1.2
岩塊または玉石まじりの粘質土，粘土		5m以下	1.0～1.2
		5～10m	1.2～1.5

岩盤斜面に着目すると昭和 42 年発行の道路土工指針（日本道路協会,1967）の標準値は昭和 31 年版（日本道路協会,1956）よりも緩い勾配に改定されている。また，昭和 31 年版は岩盤を 5 種類に区分しているが，昭和 42 年版では 2 種類の区分に集約されている。なお，ここで岩盤の定義が変更されていることに注意する必要がある。その後，道路土工は何回か改定されたが，標準切土法面勾配については変更されることなく現行の平成 21 年版（表 2.2.6）（日本道路協会,2009a）に引き継がれ，現在に至っている。

表2.2.6　平成21年版　道路土工　切土工・斜面安定工指針（日本道路協会,2009a）での標準切土法面勾配

地山の土質及び地質		切土高	勾配
硬　岩※		－	1：0.3～1：0.8
軟　岩※		－	1：0.5～1：1.2
砂	密実でない粒度分布の悪いもの	－	1：1.5～
砂質土	密実なもの	5m 以下	1：0.8～1：1.0
		5～10m	1：1.0～1：1.2
	密実でないもの	5m 以下	1：1.0～1：1.2
		5～10m	1：1.2～1：1.5
砂利または岩塊混じり砂質土	密実なもの，または粒度分布のよいもの	10m 以下	1：0.8～1：1.0
		10～15m	1：1.0～1：1.2
	密実でないもの，または粒度分布の悪いもの	10m 以下	1：1.0～1：1.2
		10～15m	1：1.2～1：1.5
粘性土		10m 以下	1：0.8～1：1.2
岩塊または玉石混じりの粘性土		5m 以下	1：1.0～1：1.2
		5～10m	1：1.2～1：1.5

結局，現行の標準切土法面勾配（表5.2.6）は昭和42年（約60年前）に採用された標準値を変更することなくそのまま継続していることになる。このため，現在までに運用上の様々な問題が生じてきてきた。例えば，①岩盤の分類が「硬岩」，「軟岩」の二種しかなく，昭和31年版のような岩の性状による詳細な区分がないこと，②「軟岩」の標準値が1:0.5～1:1.2とレンジが幅広く，現場で判断迷う場合が多いこと，③土砂の「密実なもの」，「密実でないもの」の区別が曖昧であることなどである。これらは今後，検討を要する事項であり，対応方針の案については後述する。

（２）道路分野以外における標準切土法面勾配の変遷

①　各分野での標準切土法面勾配の比較

日本では，これまで道路切土以外でも鉄道・宅地造成・ダム等で大規模な切土が行われている。そして法面崩壊を引き起こした問題を踏まえて，各機関において設計の指針・要領が整備されている。表 2.2.7 は奥園（1976）が各機関において制定されている法面勾配の標準を類似した土質・岩質別に整理・比較したものである。（切土ノリ面 第 4 章 ノリ面の設計，土質基礎工学ライブラリー 12，土質工学会(奥園誠之,1976)より引用）

表2.2.7各分野での標準切土法面勾配の比較（奥園，1976）

岩質・土質		切土高	道路土工 指針，他	国鉄土構造物設計施工指針	道路技術 基準	河川砂防 技術基準	改正労働安全衛生規則解説	横浜市宅地造成工事設計施工基準
岩盤	硬岩		1:0.3～0.8 (0.5)	1:0.3～0.8 (0.5)	1:0.1～0.3 (0.2)		0～5 m 垂直 → 75° (約 0.3)	
	中硬岩		1:0.5～1.2 (0.8)	1:0.8～1.0 (0.9)	硬↕軟 1:0.3～0.6 1:0.5～1.0 (0.6)			0～5 m 80° → 60°
	軟岩			1:0.8～1.2 (1.0)	硬↕軟 1:0.3～0.6 1:0.8～1.2 (0.7)			0～5 m 50° → 40°
堅土締まった土砂・普通土	レキまじり土	0～5～10 m	1:0.8～1.0 1.0～1.2 (1.0)	1:1.0 ～ 1:1.5 (1:1.3)	1:1.0		0～2 垂直 → 75° 2～5 m 60° → (約 0.5)	0～5 m 45° → 30°
	砂・砂質土	0～5～10 m	1:0.8～1.0 1.0～1.2 (1.0)		1:0.8～1.0 ↓ 1.0～1.5 (1.1)	1:1.0 (1.0)		
	粘土・粘質土	0～5～10 m	1:0.8～1.0 1.0～1.2 (1.0)					
締まっていない土砂・くずれやすい土砂	レキまじり土	0～5～10 m	1:1.0～1.2 1.2～1.5 (1.2)		1:1.2 (1.2)			0～5 m 45° → 30°
	砂・砂質土	0～5～10 m	1:1.0～1.2 1.2～1.5 (1.2)	1:1.5 ～1.8 (1.6)	1:1.5 (1.5)	1:1.5 (1.5)		
	粘土・粘質土	0～5～10 m	1:1.0～1.2 1.2～1.5 (1.2)	1:1.5 ～1.0 (1.6)	1:1.0～1.5 ↓ 1.5～2.0 (1.5)			
	粘質土岩塊まじり	0～5～10 m	1:1.0～1.2 1.2～1.5 (1.2)					

（注）（ ）内数字は平均的コウ配

各分野の標準切土法面勾配は，道路土工指針の標準切土法面勾配と同等もしくは類似した値となっている。

②　宅地造成等規制法（1961 年）における標準切土法面勾配

1961年に施工された宅地造成等規制法の擁壁の設置に関する技術的基準（第6条）には，擁壁の設置を必要としない切土法面勾配として表2.2.8の標準値が掲載されている。

表2.2.8 擁壁の設置を要しない切土勾配（宅地造成等規制法施工令 別表第一に加筆）

（出典：宅地造成等工事技術指針2020年改訂（千葉市, 2020））

法高 / 法面の土質	① H＞5m（がけの上端から垂直距離）	② H≦5m（※）（がけの上端からの垂直距離）
軟岩（風化の著しいものを除く。）	６０度（約１：０．６）以下	８０度（約１：０．２）以下
風化の著しい岩	４０度（約１：１．２）以下	５０度（約１：０．９）以下
砂利, まさ土, 関東ロ ーム, 硬質粘土，その他これらに類するもの	３５度（約１：１．５）以下	４５度（約１：１．０）以下

※ ②において，Hが５ｍを超える場合は，がけの上端から下方に垂直距離５．０ｍを超える部分に擁壁の設置が必要となる。

道路土工指針（日本道路協会,1967）の切土勾配（表 2.2.5）に比べ，急な勾配まで許容されている。現在もこの標準値が利用されている。

③ 労働安全衛生規則（1972 年）における標準切土法面勾配

労働安全衛生規則（1972）には既に岩石採取のための掘削と手掘り掘削の場合の掘削面の勾配の基準として表 2.2.9 に示す勾配が示されている。規則では勾配の単位は度で示されているが，表 2.2.9 には V:H 表示を追加した。現在もこの標準値が利用されている。

表 2.2.9 掘削面の勾配の基準（労働安全衛生規則(1972), 一部加筆）

地山の種類	掘削面の高さ（m）	掘削面の勾配（度）	掘削面の勾配（V:H）	
崩壊または落下の原因となる亀裂がない岩盤	20m未満	90	―	岩石採取
	20m以上	75	約 1:0.27	
崩壊または落下の原因となる亀裂がある岩盤	５m未満	90	―	岩石採取
	５m以上	60	約 1:0.58	
岩盤または固い粘土からなる地山	５m未満	90	―	手掘り
	５m以上	75	約 1:0.27	
破等により崩壊しやすい状態の地山	―	45	1:1.0	手掘り
	２m未満	―		
砂（高さ５m以上は不可）	５m未満	35	約 1:1.43	手掘り
その他の地山	２m未満	90	―	手掘り
	２m以上５m未満	75	約 1:0.27	
	５m以上	60	約 1:0.58	

道路土工指針（日本道路協会,1967）の切土勾配（表 2.2.5）に比べ，わずかであるが急な勾配まで許容されている。

④ 鉄道分野の標準切土法面勾配の基準（JR東日本, 2018）

「のり面防護工・斜面安定工に関する参考資料（ＪＲ東日本,2018）」には表 2.2.10 の標準切土法面勾配が示され，これより勾配が緩い場合は特に安定性の検討は必要としないとされている。

表 2.2.10 鉄道関係の標準切土法面勾配（JR東日本,2018）

土 質 ・ 岩 質			法面勾配 (1:　)	参考強度	備考
一般土	軟 質 土 崩れやすい主砂	軟らかい細粒土	1.5 以上	N 値≦6	ただしP（粒度配合の悪い砂)は，特殊土の山砂に準ずる
		緩い砂粒土 緩い礫粒土	1.5-1.8	N 値≦20 N 値≦30	
	中 硬 質 土 やや締まった秒	中位の硬さの細粒土 中位に締まった砂粒土 中位に締まつた礫粒土	1.2～1.5	6< N 値≦8 20<N 値≦40 30<N 値≦50	
	硬質土 締まった土砂	硬い細粒上 締まった砂粒土 締まった礫粒土	1,0～1.2	N 値>8 N 値>40 N 値>50	
特殊土	火山灰質粘性土	軟賀 硬質 灰土	1.2 以上 1.0～1,5 1.0 以上	N 値<3 N 値≧3	閣東ローム，岩手ローム等
	ま さ 上		1.0～ 1.5		
	や ま 砂		1.5～ 2.0		
	じらす	軟質しらす 中硬質しらす 硬質しらす	1.0～1.4 0.7～1.0 0.5～0.7	指標硬度 20～25mm* 指標硬度 25～30mm* 指標硬度 30～33mm*	
岩石	脆 弱 岩		0.8～1.2		軟岩のうち，固結度の良好な凝灰岩等は，硬岩としてよい
	軟 岩		0.5～1.0		
	硬 岩		0.3～0.8		

道路土工指針（日本道路協会,2009a）の標準値（表 2.2.6）に比べ，岩盤斜面では同等の勾配であるが，土砂斜面では緩い勾配となっている。ただし，以下の条件に該当しない場合で，かつ法面に変状がない場合は道路土工指針の標準値（表 2.2.6）までは急勾配としても安定と考えることができるとされている。

・崩壊土砂や強風化斜面の場合
・砂質土など，特に浸食に弱い土質の場合
・泥岩，凝灰岩等風化の進行が早い地山の場合
・湧水が多い場合

⑤ 建設省河川砂防技術基準（案)(建設省,1997) における標準切土法面勾配

表 2.2.11 に示すように 1997 年版の計画編の急傾斜地崩壊対策施設計画では既に道路土工指針（日本道路協会,1967）の標準値（表 2.2.5）と同じ値が採用されている。現在も同じ標準値が利用されているが，土砂の状態を示す表現は道路土工指針の表現に合わせて変更されている。

表 2.2.11 切土高および勾配(建設省河川砂防技術基準(案)(建設省,1997))

地山の土質および地質		切土高	勾配（割）
硬岩 軟岩 砂			0.3～0.8 0.5～1.2 1.5～
砂質土	締まっているもの	5m以下 5～10m	0.8～1.0 1.0～1.2
	ゆるいもの	5m以下 5～10m	1.0～1.2 1.2～1.5
礫質土，岩塊または玉石混じり砂質土	締まっているものまたは粒度分布のよいもの	10m以下 10～15m	0.8～1.0 1.0～1.2
	締まっていないものまたは粒度分布の悪いもの	10m以下 10～15m	1.0～1.2 1.2～1.5
粘質土，粘土		10m以下	0.8～1.2
岩塊または玉石混じりの粘質土，粘土		5m以下 5～10m	1.0～1.2 1.2～1.5

注）１．切土がこの表の切土高を超えるとき，または，この表に定めのないときは別に安全度を確かめ，安全を確認しておかなければならない。
２．上表は風化が著しい場合あるいは侵食の恐れがある場合は，これらに対して適切な保護をした場合に摘要できるものとする。
３．シラスの場合は別途検討売る必要があるものとする。

⑥ 急傾斜地崩壊防止工事技術指針(全国治水砂防協会,1982)における標準切土法面勾配

初版の 1982 年版の急傾斜地崩壊防止工事技術指針（全国治水砂防協会,1982）では既に道路土工指針（日本道路協会,1967）の標準切土法面勾配（表 2.2.5）を引用した標準値が提示されている（表 5.2.12)。

表 2.2.12 地山の土質に対する標準法面勾配(全国治水砂防協会,1982)

地山の土質および地質		切土高	勾配（割）
硬　岩 軟　岩 砂　ＳＰ，ＳＷ			0.3～0.8 0.5～1.2 1.5～
砂質土 ＳＭ，ＳＣ	密実なもの	5m以下 5～10m	0.8～1.0 1.0～1.2
	密実でないもの	5m以下 5～10m	1.0～1.2 1.2～1.5
砂利または岩塊混じり砂質土 ＧＷ，ＧＭ，ＧＣ，ＧＰ	密実なものまたは粒度分布のよいもの	10m以下 10～15m	0.8～1.0 1.0～1.2
	密実でないものまたは粒度分布の悪いもの	10m以下 10～15m	1.0～1.2 1.2～1.5
粘質土および粘土 ＭＬ，ＭＨ，ＯＬ，ＯＨ，ＣＬ，ＣＨ		10m以下	0.8～1.2
岩塊または玉石混じりの粘質土		5m以下 5～10m	1.0～1.2 1.2～1.5

注）　記号（例えばＳＭ）は統一分類法による。

1982 年版（全国治水砂防協会,1982）ではさらに岩盤斜面における法面勾配として表 2.2.13 の標準値が掲載されているが，2007 年の改訂版（全国治水砂防協会,2007）ではこの表は削除されている。

表 2.2.13 岩盤区分と法面勾配（急傾斜地崩壊防止工事技術指針（全国治水砂防協会,1982））

区 分		判 定 基 準	岩 盤 状 況	推定弾性波速度 (km/sec)
A		3 分より急で 7m 以上可(15m まで)。	岩質は非常に堅硬で全く風化しない。	5,0 以上
B		3～5 分で 7m まで可。 侵食防止のため法面処理の要あり。	岩質は非常に堅硬かつ新鮮なもので,一部に割目が発達する部分もあるが,割目は大部分が新鮮である。	3.0～5.0
C	h	5～ 8 分で 7m まで可。 侵食防止のため法面処理の要あり。	岩質はかなり新鮮堅硬であるが,割目沿いに風化変質が認められる。一般に割目が発達し,その面で割れやすい。	2.0～4.0
	m	8 分～1 割で 7m まで可。 侵食防止のため法面処理の要あり。	岩質はわずかに風化変質している。割目が発達し,粘土を狭在する。	1.0～3.0
	l	3 分～1 割 2 分で 5m まで可 c 侵食防止のため法面処理の要あり。	風化作用を受け,一部は粘土化している。岩片は全般に軟質で,一部には硬い岩片を残す。	0.5～2.5
D		1 割 2 分以上で 5m まで可。 侵食防止のため法面処理の要あり。	完全に風化し,土壌化している。 硬い岩片をほとんど残さない。	0.3～1,0

表2.2.13の「区分」欄では岩盤区分を細分化して岩盤の状況と推定弾性波速度から６つ（A，B，Ch，Cm，Cl，D）に区分している。この区分はおおむねダムの岩級区分（表5.2.14）と類似している。

道路土工指針（日本道路協会,1967）の標準値（表 2.2.5）に比べ，岩盤区分が細分化されているが，切土勾配の範囲は道路土工指針とほぼ同じである。

表 2.2.14 ダム基礎岩盤分類基準（田中治雄(1964):土木技術者のための地質学入門）

名称	特　　徴
A	きわめて新鮮なもので造岩鉱物および粒子は風化，変質を受けていない．亀裂，節理はよく密着し，それらの面に沿って風化の跡はみられないもの． ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す．
B	岩質堅硬で開口した（たとえ 1mm でも）亀裂あるいは節理はなく，よく密着している．ただし造岩鉱物および粒子は部分的に多少風化，変質がみられる． ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す．
C_H	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが岩質は比較的堅硬である． 一般に褐鉄鉱などに汚染せられ，節理あるいは亀裂の間の粘着力はわずかに減少しており，ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し，剥脱面には粘土質物質の薄層が残留することがある． ハンマーによって打診すれば少し濁った音を出す．
C_M	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており，岩質も多少軟らかくなっている． 節理あるいは亀裂の間の粘着力は多少減少しておりハンマーの普通程度の打撃によって，割れ目に沿って岩塊が剥脱し，剥脱面には粘土質物質の層が残留することがある． ハンマーによって打診すれば多少濁った音を出す．
C_L	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて軟質化しており岩質の軟らかくなっている． 節理あるいは亀裂の間の粘着力は減少しており，ハンマーの軽打によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し，剥脱面には粘土質物質が残留する． ハンマーによって打診すれば濁った音を出す．
D	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて著しく軟質化しており岩質も著しく軟らかい． 節理あるいは亀裂の間の粘着力はほとんどなく，ハンマーによってわずかな打撃を与えるだけでくずれ落ちる．剥脱面には粘土質物質が残留する． ハンマーによって打診すれば著しく濁った音を出す．

注１）田中（1964）土木技術者のための地質学入門（山海堂）に基づいています．明らかに間違いと思われる表記は訂正しました．

注 2）この分類は文章のみ示されていて定性的ですが，経験的には適用しやすいものです．要素としては風化程度，岩の硬さ，割れ目の状態を主としています．割れ目間隔は具体的に書かれていませんが割れやすさの中で考慮していると考えられます

2. 2. 2 理論的な解説

（１）日本の気象条件や地質条件等

図 2.2.1 は，気象庁が公表している日本の年平均降水量の分布図である。日本全体の平均年降水量は 1800mm 程度であるが，地域毎に大きな偏りがある。例えば，鹿児島県屋久島の 4652mm に対して北海道網走では 844mm となって約 5 倍の差があるほか，高知県高知の 2652mm，宮城県石巻の 1091mm など，地域による差が大きいことがわかる。また，近年は豪雨時に 3 日間で 1000mm を超える降水量なども多発している。

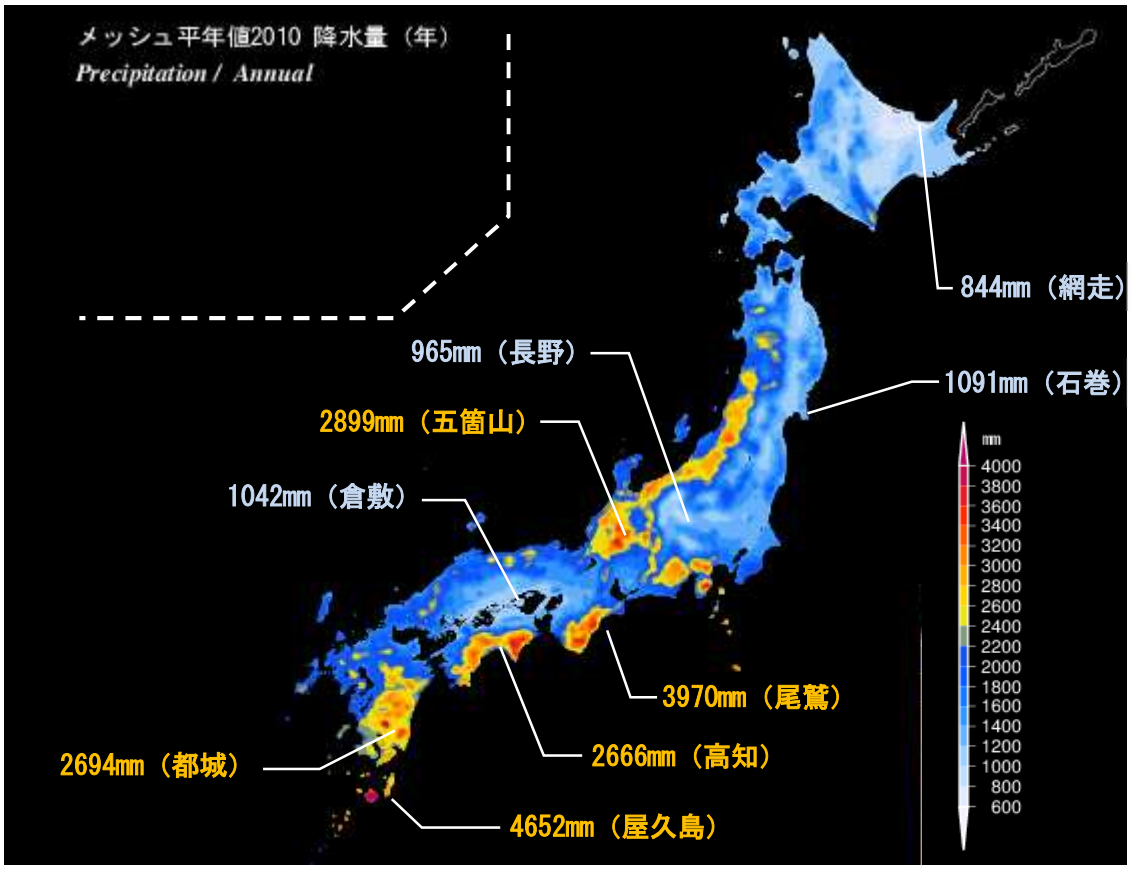


図 2.2.1　日本の年平均降水量分布図（メッシュ平年値 2010　降水量（年））

（気象庁(2014):https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/view/atlas.html の年降水量の図を編集）

図 2.2.2 に示すように日本周辺では，海洋プレートが，大陸プレートの方へ 1 年あたり数 cm の速度で動いており，大陸プレートの下に沈み込んでいる。このため，日本周辺では，複数のプレートによって複雑な力がかかっており，世界でも有数の地震多発地帯となっている。日本及びその周辺では，世界で起こっている地震の 1/10 程度の地震が発生している（図 2.2.2，表 2.2.15）。また，火山活動も活発で，断層や活断層も全国各地に多く存在している(図 2.2.3)。さらに，図 2.2.4 の地質分布図に示すとおり，日本の地質は地質年代も様々で，分布が複雑である。火山岩地域も多く，大きな断層が全国的に確認されている。

このことが切土勾配の標準値の範囲の広い要因の 1 つになっている。よって，対象国における標準切土勾配を検討する場合は日本との気象等の違いを考慮する必要がある。

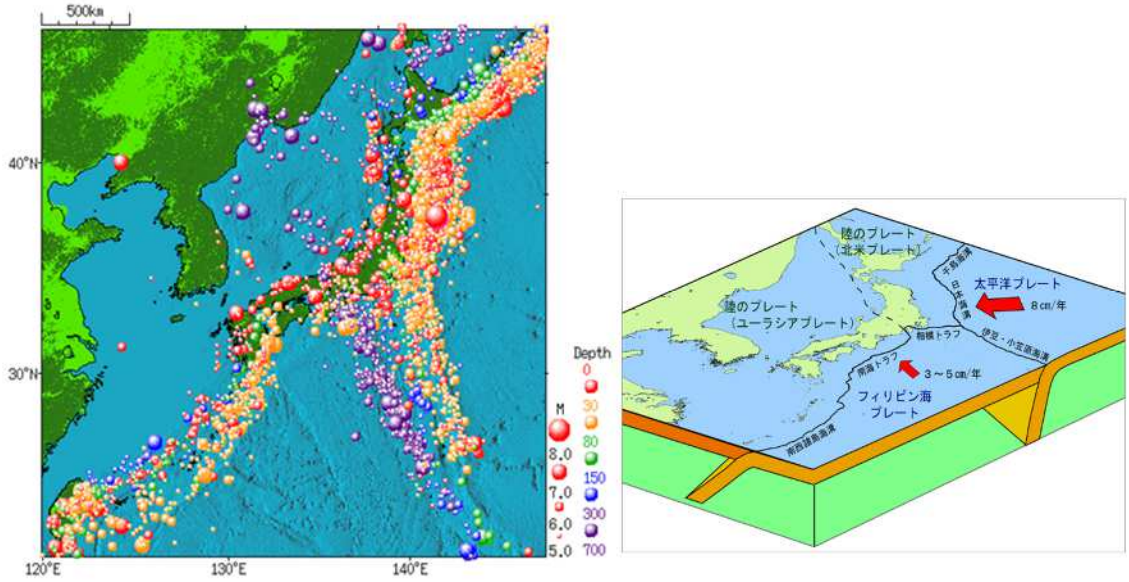


図 2.2.2　1960 年から 2011 年にかけての日本付近で発生した地震の分布図と日本付近のプレートの模式図

（気象庁（2019）:https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/jishin/about_eq.html）

表 2.2.15　日本及びその周辺の地震回数と世界の地震回数（1年間の平均）

（気象庁(2021):https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/faq/faq7.html のデータより作成）

	日本及びその周辺の地震回数（１年間の平均）	世界の地震回数（１年間の平均）	世界の地震回数における日本及びその周辺の地震回数の割合
M8.0 以上	0.2（10 年に 2 回）	1	20%
M7.0 － 7.9	3	17	18%
M6.0 － 6.9	17	134	13%
M5.0 － 5.9	140	1,319	11%
M4.0 － 4.9	約 900	13,000	7%
M3.0 － 3.9	約 3,800	130,000	3%

※1　日本及びその周辺の地震回数：2001 年～2010 年の気象庁の震源データ

※2　世界の地震回数：USGS（アメリカ地質調査所）による 1900 年以降のデータ

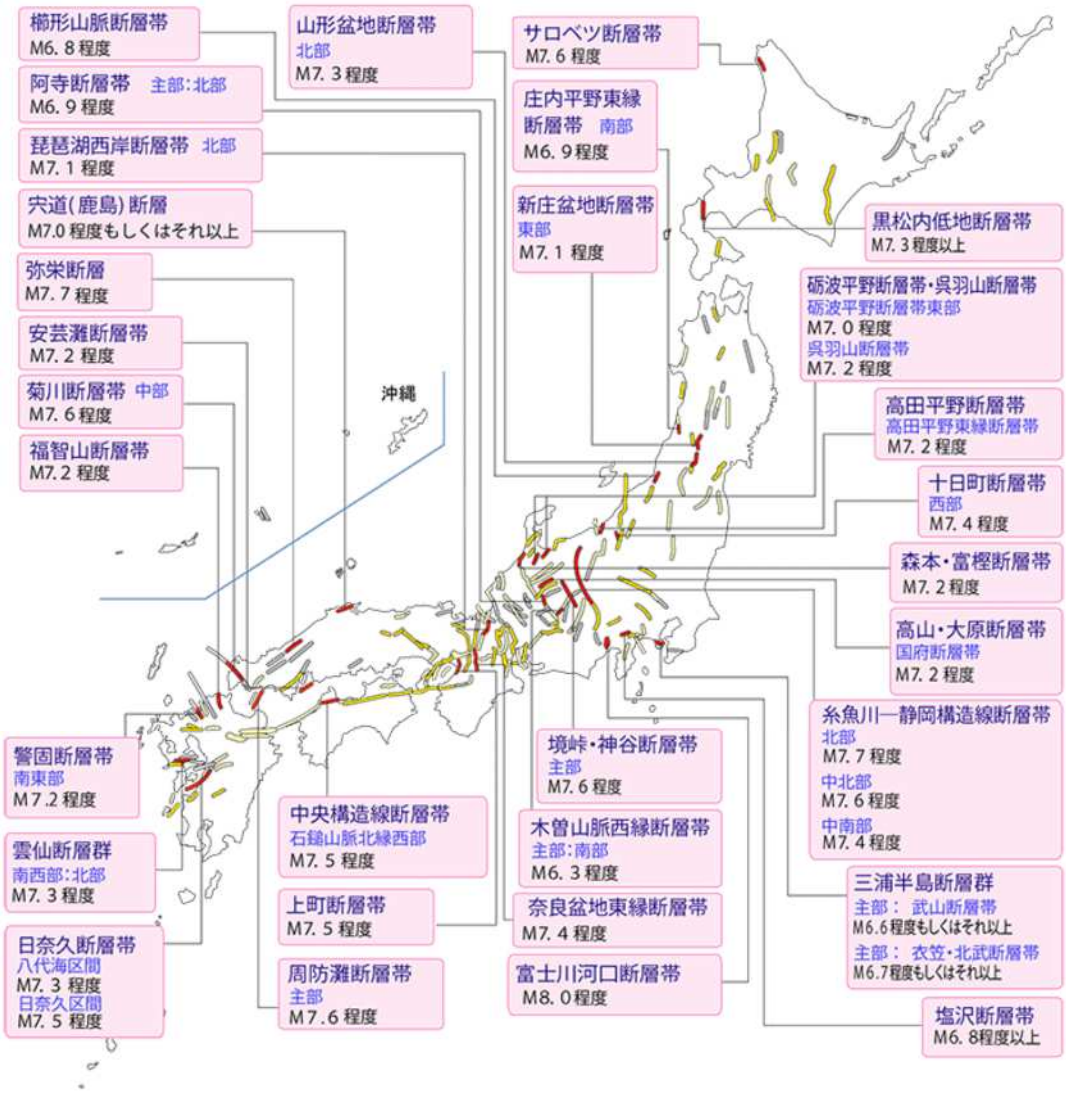


図 2.2.3　地震を引き起こした活断層の分布(国土交通省, 2006)

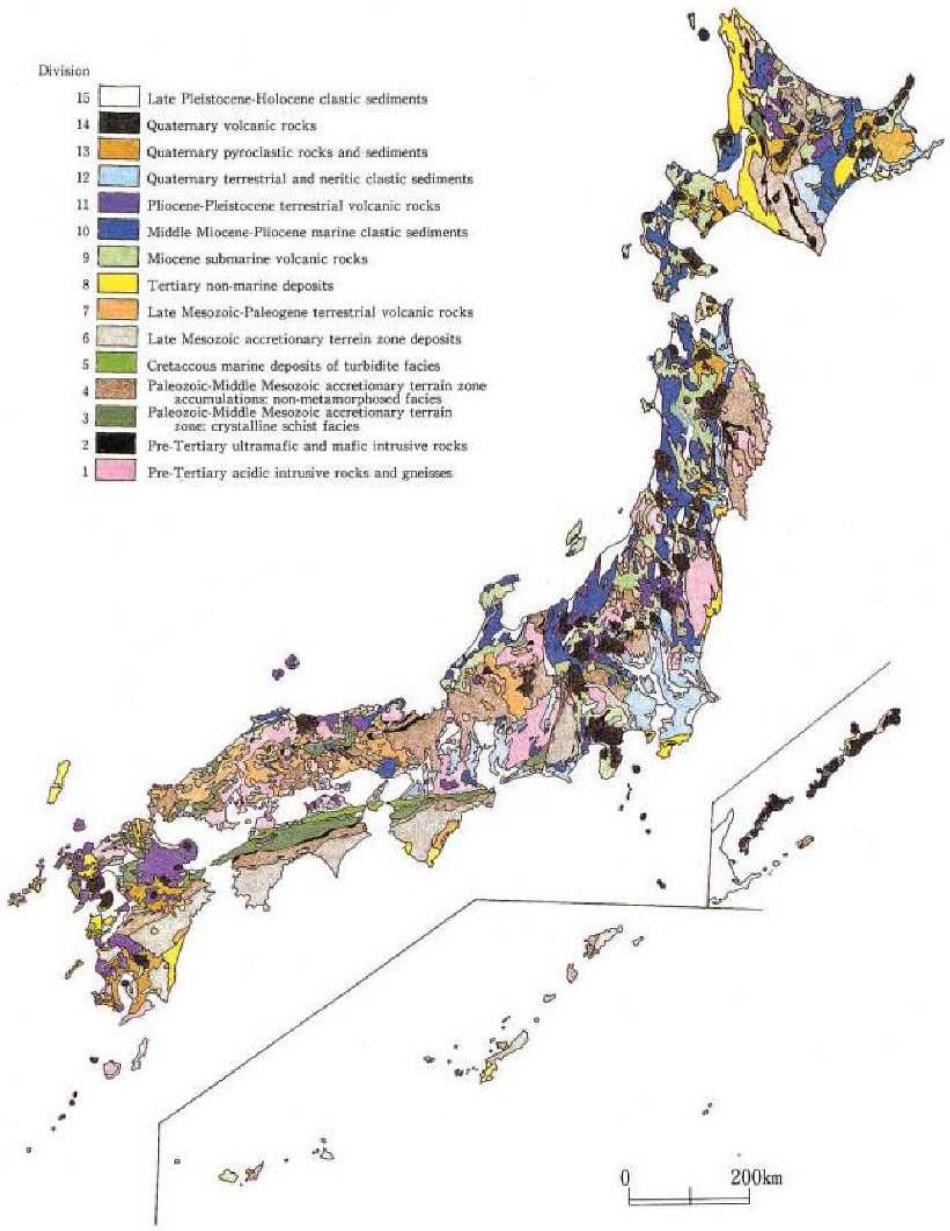


図 2.2.4　日本の地質分布

(Landslides in Japan(The Sixth Revision), 日本地すべり学会, 2002)(図 1.2.4 再掲)

（２）標準切土法面勾配に関連する過去の研究内容

昭和 31 年発行の道路土工指針(日本道路協会，1956)に採用された標準値は経験的に求められたものであり，理論的な裏付けはなかったと言える。道路公団試験所（町田市）は，東名・中央道の建設が進むにつれて，各地で法面崩壊が多発するようになったことを受けて，崩壊法面の実態を調査し，その地質や土質的要因の分析を行って（図 2.2.5～図 2.2.9），切土法面勾配の標準値の妥当性を検討した。その成果をつぎに示す。

（ａ）吸水量増加率と切土安定勾配の関係（道路建設中もしくは建設直後の法面）

奥園（1972a）は吸水量増加率と切土安定勾配の関係について以下のように述べている。

吸水膨潤しやすい岩は，強制乾燥，強制湿潤を繰返すと次第に亀裂がはいり，脆弱化しやすい性質を持っている。そこで室内試験における繰返しの回数を追うごとに強制湿潤状態の吸水量が直線的に増加することに着目し，まず，その勾配，つまり繰返し回数1 回あたりの吸水量の平均増加率を計算し，それをもって吸水膨張しやすいか否かの判定の基準とする。

つぎに，吸水膨潤しそうな岩よりなる法面において実際に施工した法勾配と同地点から採取したサンプルの吸水量増加率との関係を図2.2.5 に示すと，図中の○で囲んだものは，その勾配で工事中に崩壊を起こした法面で，図の右下側（吸水膨潤しやすい岩または土を急勾配で切土した場合）に分布している。一方，○のつかない健全な法面は逆に左側に分布している。

両者の境界を図中の実線で示すと，この線よりゆるい勾配，すなわち上側で切土すれば吸水膨潤し強度低下を起こしても崩壊に至らない揚合が多いと考えてよい，と述べている。ただし，たとえば湧水の少ない箇所のように条件のよい法面では，実線より下側でも十分安定を保っている場合もあるが，地下水の状況が把握しにくい設計段階には，やはり危険領域と考えておいた方が無難と思われる，とも述べている。（奥園誠之(1972a)：切土ノリ面の崩壊とノリコウ配，土と基礎20-2）

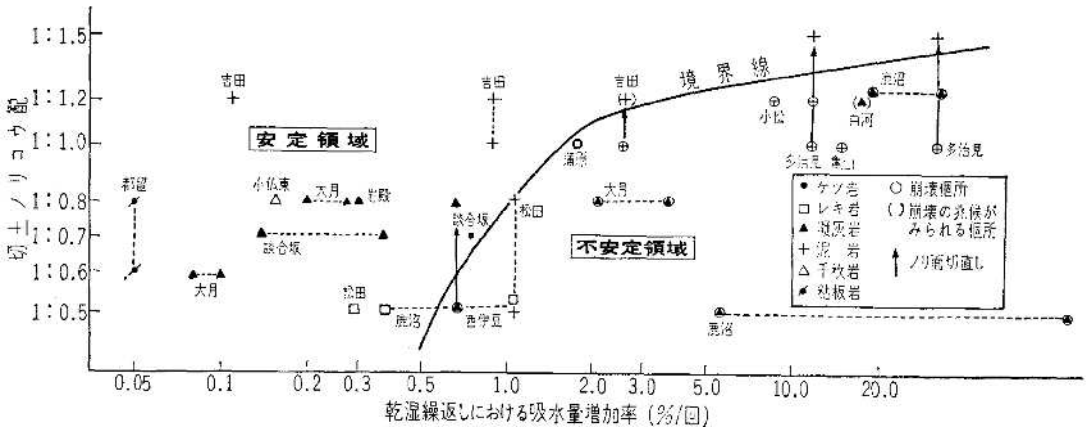


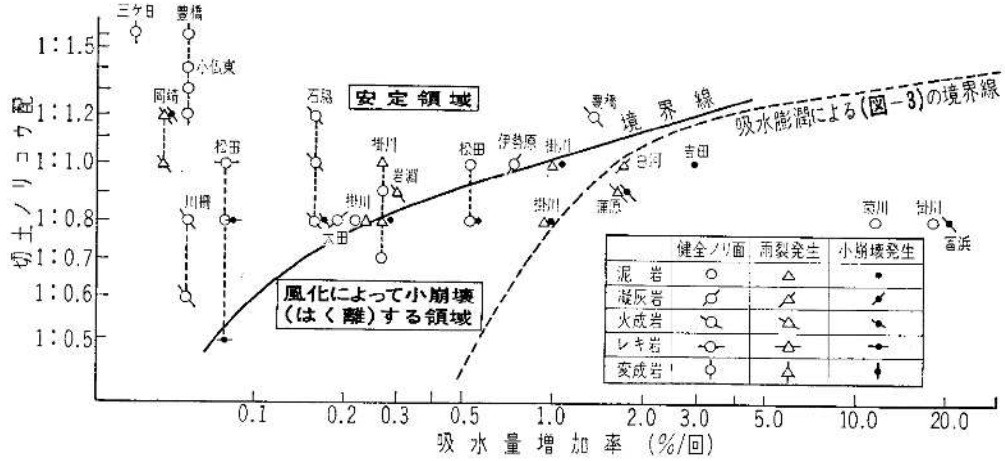
図 2.2.5　吸水量増加率と切土法勾配から得られる安定領域と不安定領域の境界（奥園,1972a）

（ｂ）吸水量増加率と切土安定勾配の関係（道路建設後4年経過した法面）

奥園（1972a）は道路建設後4年経過した法面において，吸水量増加率と切土安定勾配の関係について以下のように述べている。

図2.2.6は東名，中央道の切土後約4年経過した植生の法面において，その法勾配と同地点から採取した新鮮なサンプルの吸水量増加率との関係を示したものである。

図中の・印は風化によって現在小規模なはく離が発生しつつある法面であり，図2.2.5 と同様右下側に分布している。ただし境界線は図2.2.5に示された吸水膨潤の場合の境界線（図2.2.6では破線で示している） に比べて左寄りに存在していることがわかる。つまり，図2.2.6で両方の線に囲まれた部分は，工事中は安定しているが時間経過とともに崩壊しやすくなる領域と考えられ，なんらかの風化防止対策（たとえば法枠工など） が必要と思われる領域であろう，と述べている。（奥園誠之(1972a)：切土ノリ面の崩壊とノリコウ配，土と基礎20-2）



（図中の“図－3”とは図 2.2.5 を指す）

図 2.2.6 吸水量増加率と切土法勾配から得られる安定領域と不安定領域の境界（奥園,1972a）

（ｃ）地山の割れ目の多少と切土安定勾配の関係

奥園（1972a）は地山の割れ目の多少と切土安定勾配の関係について以下のように述べている。

地山の中の割れ目が多いか少ないかを巨視的に，しかも定量的に把握する方法は従来からいろいろ提案されているが，ここではトンネルなどで使用されている亀裂係数（C_r） による表示法を採用した。これは地山の弾性波（P 波）速度（V_2）とその地点から採取した代表的な無亀裂サンプルの弾性波速度（V_1） を測定することによって次式で求められる。

$$C_r = 1 - \left(\frac{V_2}{V_1}\right)^2$$

つまり，地山に亀裂がなければ $V_1 \fallingdotseq V_2$ となり,亀裂係数 $C \fallingdotseq 0$ となるし，割れ目が多ければ $V_1 > V_2$ となり C_r は1に近くなる。

図2.2.7 はこのようにして測定した亀裂係数と， その地点で実際に施工した法勾配との関係を示したものである。図中の○ で囲んだものはその勾配で崩壊を起こしたものであり，図の右下側（割れ目の多い岩盤を急勾配で切土した場合） に分布していることがわかる。一方，健全な法面はおもに図中の左上側に分布しており，両者の分布の境界は概略，同図の実線で示される。すなわち，この線よりゆるい勾配（上側） で切土すれば法面は安定するものと思われる，と述べている。（奥園誠之（1972a）：切土ノリ面の崩壊とノリコウ配，土と基礎20-2）

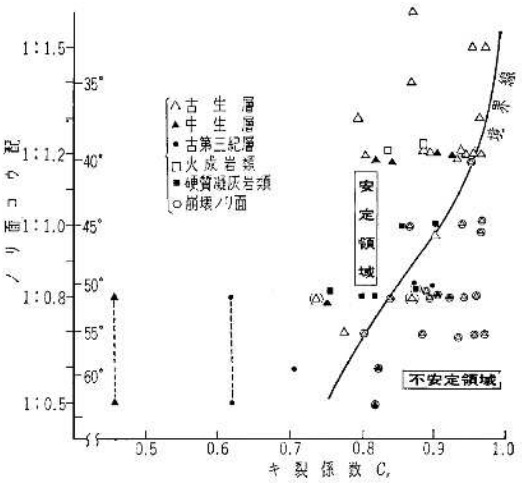


図 2.2.7　地山の割れ目の量と切土のり勾配から得られる安定領域と不安定領域の境界（奥園,1972a）

（ｄ）地山の割れ目，不連続面の傾斜角と切土安定勾配との関係

奥園（1972a）は地山の割れ目，不連続面の傾斜角と切土安定勾配の関係について以下のように述べている。

崩壊のすべりの方向は，必ずしも道路の横断方向には起こらず，むしろ割れ目の傾斜の方向（走向に直角方向）に起こることが多いため，法勾配の検討も割れ目傾斜方向の見かけの傾斜角に修正して行なう必要がある。この場合，次の要領で検討すると便利である。

まず割れ目の走向α_1と法面の走向（法尻線の方向と考えてよい）α_2 を計測し， 両者のなす角θを求める。（$\alpha_1 \sim \alpha_2 = \theta$ ただし$90° > \theta \geqq 0°$）

つぎに法面の真の（道路横断方向の）傾斜角βを求め次式より割れ目の走向に直角方向における法面の見かけの傾斜角β' を求める。

$$\tan\beta' = \tan\beta \times \cos\theta$$

図2.2.8左は上式のβをパラメーターとしてβ'とθ との関係を示したものである。ある法面勾配βの安定を検討する揚合，図5.2.8左から求められる見かけの法勾配β'と割れ目傾斜角γとの関係を図2.2.8右にプロットし，その位置が図2.2.8の実線（$\beta'=\gamma$線）より下側，すなわち$\beta' \leqq \gamma$に位置していれば一応その法面は安定していると判定してよいと考えられる，と述べている。

試みにこの種の崩壊を起こした法面のβ'とγとの関係を図5.2.8右に×印でプロットすると，すべて$\beta' > \gamma$ の範囲（実線より上側）に位置しており，一方安定勾配に切直した復旧法面は図中○印で示すとおり$\beta' < \gamma$となっていることがわかる，としている。（奥園誠之（1972a）：切土ノリ面の崩壊とノリコウ配，土と基礎20-2）

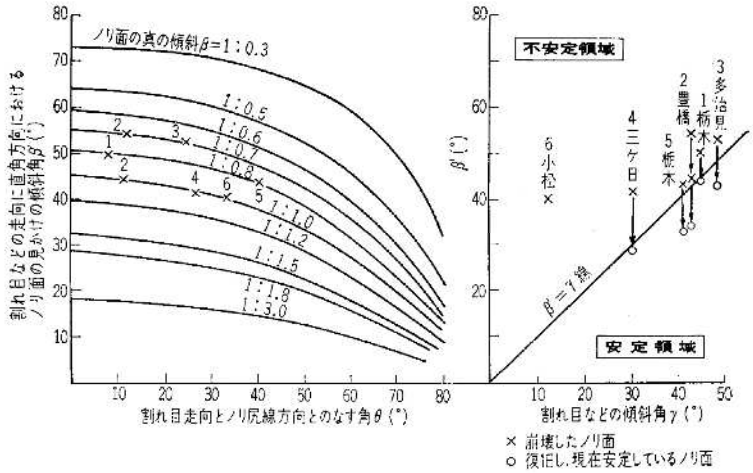


図 2.2.8　流れ盤地点の割れ目,不連続面傾斜角と切土法勾配から得られる安定領域と不安定領域の境界（奥園,1972a）

（ｅ）地山弾性波速度と切土安定勾配との関係

奥園（1972b）は地山の地山弾性波速度と切土安定勾配の関係について以下のように述べている。

図 2.2.9 は東名・中央高速道路切土地点で測定した弾性波速度とその地点で実際に施工した法勾配との関係を示したものである。図中の○で囲んだものはその勾配で崩壊を起こしたものであり，同図の左下側（速度の低い岩盤を急な勾配で切土した場合）に分布していることがわかる。一方，健全な法面は主として図の右上側に分布しており，両者の境界は概略，同図の破線で示され，この線より上側，つまり緩い法勾配を採用することが望ましい，と述べている。（奥園誠之（1972b）：切盛土計画における土質工学上の問題点と対策，土と基礎 20-11）

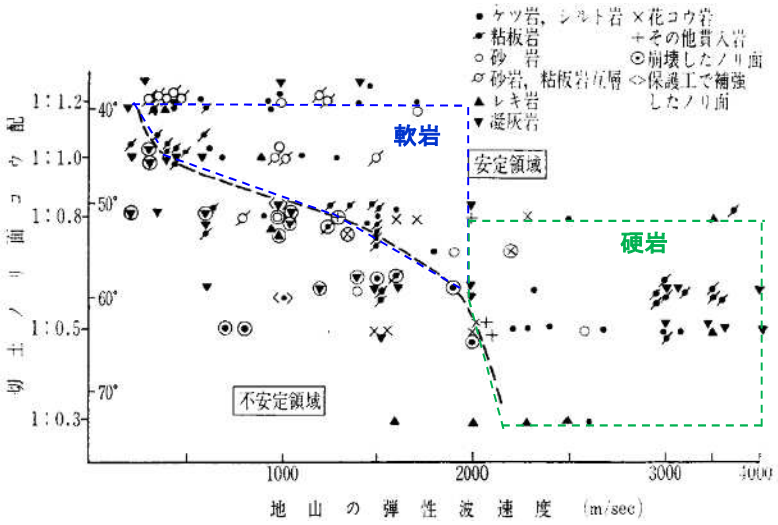


図 2.2.9　地山の弾性波速度と切土法勾配から得られる安定領域と不安定領域の境界（奥園,1972b）

図2.2.9において，図5.1.11，表5.1.28，表5.1.29に基づき弾性波速度2,000ｍ/ｓを軟岩と硬岩の境界とすると，切土勾配の安定領域は軟岩では1:0.5～1:1.2（図2.2.9の青破線），硬岩では1:0.3～1:0.8（図2.2.9の緑破線）となっている。現在採用されている硬岩，軟岩それぞれの標準切土法面勾

配と同じ値になっており，矛盾しない結果となっている。

（ｆ）総括

①切土安定勾配

以上の奥園（1972a,1972b）での検討内容から，切土法面の岩種と劣化の度合い（吸水量増加率や割れ目の量，地山弾性波速度）から切土法面勾配の安定領域と不安定領域の区分が可能であることが示された。これらの研究内容から，地山の岩盤分類を施工性の難易により硬岩，軟岩の2種に区分した現行の切土法面勾配は概ね安定領域に入っていると考えられる。このことから，前述の表5.2.6に示す現在の標準切土法面勾配の妥当性が裏付けられている。

②諸外国で新たに切土安定勾配を検討する場合

（ａ）から（ｅ）の分析事例のように，対象国でも切土工の事例に基づいて，地山特性と切土安定勾配について同様の分析を行えば，その国の標準勾配の妥当性を客観的に評価する指標となり，標準切土法面勾配の検討に役立つものと考える。

（３）岩盤区分の細分化の試み

道路土工指針（日本道路協会，2009a）の標準切土法面勾配（表 2.2.6）では岩盤斜面が「硬岩」と「軟岩」の 2 つに区分され，それぞれの法面勾配の範囲を「硬岩」では 1:0.3～1:0.8，「軟岩」では 1:0.5～1:1.2 とし，土砂斜面の各区分の法面勾配の範囲に比べ広くなっている。さらに，図 2.2.9 のグラフでは，軟岩の場合は安定領域と不安定領域の境界線が弾性波速度によって変化しているため，切土勾配の範囲は 1:0.5～1:1.2 であっても弾性波速度によっては不安定となることもあるが，硬岩の場合は安定領域と不安定領域の境界線が弾性波速度に依存しないため，切土勾配 1:0.3～1:0.8 の範囲では全て安定となる。したがって，少なくとも「軟岩」についてはさらに区分を細分化し，それぞれの区分に標準切土法面勾配を設定した方が安全側に立つことが出来ると考えられる。

前述の表 2.2.13 では岩盤の状況と推定弾性波速度から岩の区分を細分化しており，本稿でも弾性波速度から岩盤区分を細分化することを検討する。

表 2.2.14 のダムの岩級区分と「硬岩」，「軟岩」の岩盤区分の関係は弾性波速度等を介して多く検討されている。表 2.2.16（小笠原洋(2019)：応用地質 Q&A 中国四国版，日本応用地質学会中国四国支，より抜粋）は小笠原（2019）がまとめた岩級区分に関する総括表である。ただし，小笠原（2019）この対比は目安であることに注意する必要がある，と述べている。

表 2.2.16 技術図書などをもとに作成した土軟硬および岩級区分総括表（小笠原（2019））

岩級区分		土軟硬区分*1	風化状態 *1	硬さ（固結度） *1	亀裂間隔 *1	亀裂の状態 *1	地山の弾性波速度 m/sec *1	シュミットロックハンマー反発度*2	岩石の一軸圧縮強度 N/mm² *2
D	D_L	土砂	―	―	―	―	―	15 以下	―
	D_M								
	D_H	軟岩Ⅰ	相当進み多少変色	軽い打撃で容易に割れる	5～10cm	離れやすい	700～2800		30～70
C	C_L								
	C_M	軟岩Ⅱ	風化が目に沿って相当進んでいるもの	軽い打撃で離しうる程度	10～30cm	層面を楽に離しうる		15～27	70～100
	C_H	中硬岩	あまり進んでいない	特に緻密でなくても相当の硬さを有する	30～50cm	―	2000～4000	27～36	100～130
B		硬岩～	全く変化していない	良好な石材を取り得る	1m 内外	相当密着している	3000 以上	36 以上	130 以上
A			けい岩や角岩など石英に富質で最も最ももの	新鮮な状態	―	亀裂なく密着			

＊１：国土交通省中国地方整備局（2017）：土木工事設計マニュアルより（表－２）
＊２：日本応用地質学会復興「応用地質」『特別号　岩盤分類』より（表－７，表－８）
（注意）表中の表現，値は目安なので現場ごとに弾力的に運用することが必要。

国土交通省北陸地整では表 2.2.17 に示すように標準切土法面勾配に岩級区分に中硬岩と風化岩の区分が追加されて，それぞれの切土勾配の標準値が記載されている。

表 2.2.17「軟岩」・「硬岩」を細分化した事例（国土交通省北陸地整：設計要領（道路編）2020 年）
（設計要領　道路編（国土交通省，2020）に一部加筆）

地山分類		切土高	土工指針 勾配（V:H）	勾配の標準値（V:H）
硬　岩		―	1：0.3～1：0.8	硬岩　1：0.3 中硬岩　1：0.5
軟　岩		―	1：0.5～1：1.2	軟岩　1：0.5～1：0.7 風化岩　1：0.7～1：1.2
砂	密実でない粒度分布の悪いもの	―	1：1.5～	1：1.8
砂質土	密実なもの	5m 以下	1：0.8～1：1.0	1：1.0
		5～10m	1：1.0～1：1.2	
	密実でないもの	5m 以下	1：1.0～1：1.2	1：1.2
		5～10m	1：1.2～1：1.5	
砂利または岩塊混じり砂質土	密実なもの，または粒度分布のよいもの	10m 以下	1：0.8～1：1.0	1：1.0
		10～15m	1：1.0～1：1.2	
	密実でないもの，または粒度分布の悪いもの	10m 以下	1：1.0～1：1.2	1：1.2
		10～15m	1：1.2～1：1.5	
粘性土		10m 以下	1：0.8～1：1.2	1：1.2
岩塊または玉石混じりの粘性土		5m 以下	1：1.0～1：1.2	1：1.2
		5～10m	1：1.2～1：1.5	

（注）　１．シルトは粘性土に入れる。上表以外の土質は別途考慮する。
　　２．土工指針：道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版）

あくまでも目安であるが，表 2.2.15 のダムの地質区分の岩盤状況から判断すれば，「硬岩」は岩級区分の A，B，C_H 級岩盤の 3 区分に相当し，「軟岩」は C_M，C_L，D 級岩盤に相当することになる。この岩級区分と表 2.2.16 及び表 2.2.17 から「硬岩」，「軟岩」の区分を細分化した場合の切土法面勾配を検討した。その結果を表 2.2.18 に示す。ここでの切土法面勾配は弾性波速度に基づき図 2.2.9 から判断した。

表 2.2.18「硬岩」,「軟岩」の区分を細分化した場合の切土法面勾配に関する参考資料

岩盤区分		岩級区分	表 2.2.13 からの切土法面勾配(*)	弾性波速度（Km/sec）	図 2.2.9，表 2.2.19 からの切土法面勾配	現行（道路土工指針）
硬岩	硬岩	A	～1:0.3（高さ 15m まで）	5.0 以上	1:0.3	1:0.3～1:0.8
		B	1:0.3～1:0.5（高さ 7ｍまで）	3.5~5.0	1:0.3	
	中硬岩	C_H	1:0.5～1:0.8（高さ 7ｍまで）	2.0~4.0	1:0.5	
軟岩	軟岩Ⅱ	C_M	1:0.8～1:1.0（高さ 7ｍまで）	1.0～3.0	1:0.5～1:0.9	1:0.5～1:1.2
	軟岩Ⅰ	C_L	1:0.8～1:1.2（高さ 5ｍまで）	0.5～2.5	1:0.5～1:1.0	
		D	1:1.2～　　（高さ 5ｍまで）	0.3～1.0	1:0.9～1:1.2	

表 2.2.18 は参考資料であり，「硬岩」と「軟岩」の区分の細分化については今後も検討していく必要があると考える。

2. 2. 3 諸外国の標準切土法面勾配の事例

諸外国の事例を（１）～（５）に示す。

（１）掘削の作業性に基づく地山分類での標準切土法面勾配

(a)Indian Roads Congress(インド道路会議)（Hill Road Manual (IRC SP 48-1998)の標準切土法面勾配

表 2.2.19 はインドの高速道路会議（Indian Road Congress）の Hill Road Manual（IRC SP 48-1998）(IRC,1998)の標準切土法面である。地盤分類は土砂を 1 区分とし，岩盤を 2 区分としている。

表 2.2.19 インド道路会議による標準切土法面勾配(Hill Road Manual (IRC SP 48-1998),IRC,1998)

Categorie	Remarks	Slope (H：V)
Ordinary/Heavy Soil	This comprises of organic soil, clay, sand, moorum and stiff clay which can be excavated manually by pick axes and/or shovels or with dozers/excavators with normal efforts. Soil mixed with boulders is also deemed to come under this category.	1：1～1/2：1
Ordinary/Soft Rock	This comprises of soft varieties of rocks such as lime stone, sand stone, laterite, conglomerate or other disintegrated rocks, which can be excavated by crow bars and/or pick axes without blasting or with casual blasting.	1/4：1～1/8：1
Hard Rock	This covers any hard rock, excavation of which involves intensive drilling, and blasting. This can stand vertical or even overhanging cut depending on the type/mass and dip of rock.	80°～90°

ここでは切土高についての規定はない。地盤分類は岩種と掘削の作業性を基準に分類されて，日本の基準に比べ切土勾配が急勾配である。これは，インドでは急峻な山岳地帯に道路を建設する場合があることから，安全な切土法面勾配を確保することが難しいことが反映されている可能性も考えられる。

（２）岩種に基づく地山分類での標準切土法面勾配

(a)Indian Roads Congress(インド道路会議) の Rural Road Manual の標準切土法面勾配

表 2.2.20 は同じくインド道路会議での地方道（Rural Roads）の Rural Road Manual(IRC SP 20-2002,IRC,2002)における標準切土法面勾配である。日本より急勾配の傾向がある。

表 2.2.20 インド道路会議による標準切土法面勾配(IRC, 2002))

Condition	Slope (H:V)
Cutting in silty/sandy/gravelly soil	1:1 to 1/2:1
Cutting in disintegrated rock or conglomerate	1/2:1 to 1/4:1
Cutting in soft rock like shale	1/4:1 to 1/8:1
Cutting in medium rock like sandstone, phyllite	1/12:1 to 1/16:1
Cutting in hard rock like quartzite, granite	Near Vertical

(b) Royal Government of Bhutan（ブータン）の標準切土法面勾配

図 2.2.10 はブータンの公共事業住宅省（Ministry of Works & Human Settlement(MoWHS)）の道路局で規定された基準（Guideline on use of Standard Work Items for Common Road Works(MoWHS,2010)）に掲載為れた標準図面で，道路斜面の標準切土法面勾配が記載されている。ブータン国では 4 種類の道路規格があるが，切土法面勾配はいずれの道路規格においても同一である。勾配は 4 種類の地山分類ごとに決められているが，分類された地山の定義についての記載はなく，模式断面図上（図 2.2.10）に示されているのみである。表 2.2.21 は記述を表形式にまとめたものであるが，全体的に日本より急勾配の傾向がある。

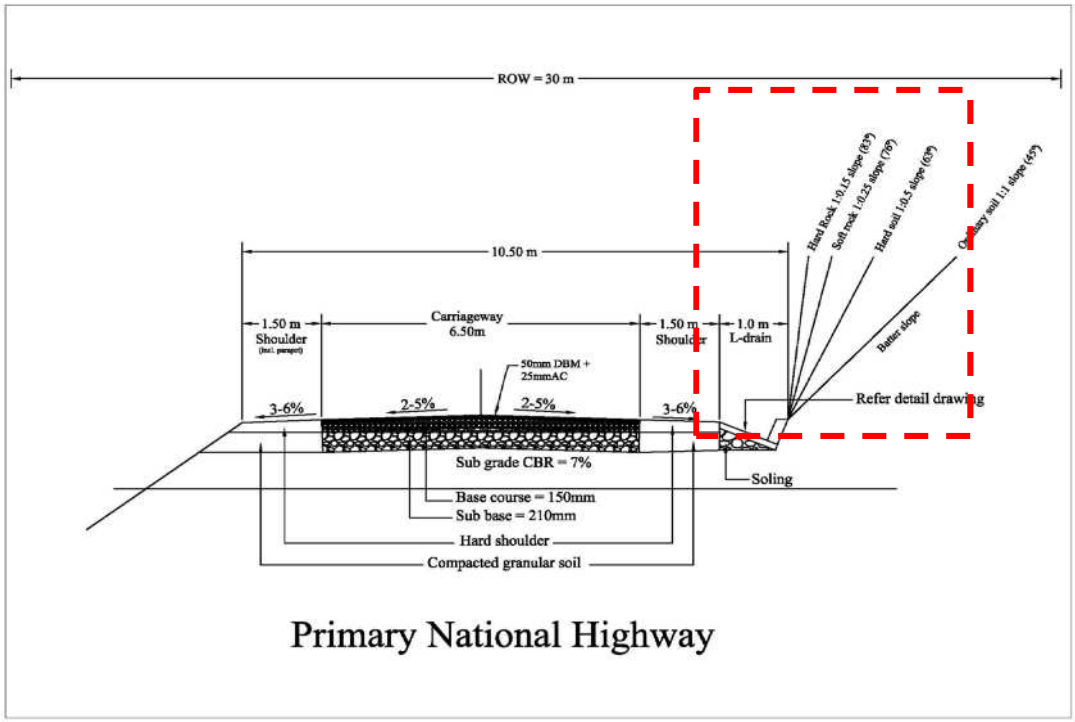


図 2.2.10 ブータン国での標準切土法面勾配模式図（MoWHS , 2010）

表 2.2.21 ブータン国での標準切土法面勾配 （勾配表示はV:H）（MoWHS , 2010）

地盤分類	Primary National Highway（第 1 種国道） その他第 2 種国道，農道，地方道いずれも同じ
Ordinary Soil	1:1.0
Hard Soil	1:0.5
Soft Rock	1:0.25
Hard Rock	1:0.15

（３）風化や固結の程度に基づく地山分類での標準切土法面勾配

(a)Tajikistan(タジキスタン)の事例

1986 年にソビエト連邦の「建設にかかる党の州委員会」により規定された基準（SNIP 2.05.02-85）を，タジキスタンでタジク語に翻訳したものを同国の基準として現在も使われている（GNiP PT 32-02-2012, KMC,2012）（KMC:タジキスタン共和国建設・建築委員会のタジク語の略称, The Committee for Construction and Architecture under the Government of the Republic of Tajikistan ）。地盤毎の切土勾配及び切土高が規定されている（表 2.2.22）。この"GNiP"という略称は「都市計画（都市開発）規範および規則」という意味のロシア語の頭文字をとったものである。

表 2.2.22 タジキスタン国での標準切土法面勾配 （勾配表示はV:H)(KMC,2012)

Soil	Height of slope (m)	The largest Steepness of slopes
Rock:		
Slightly weathering	Up to 16	1:0.2
Easily airy:		
Non-softening	Up to 16	1:0.5-1:1.5
Softenable	Up to 6	1:1
	More than 6 to 12	1:1.5
Large-clastic	Up to 12	1:1-1:1.5
Sandy, clayey, homogeneous, solid, semi-solid and turgid-like consistency	Up to 12	1:1.5
Sands of small dune	More than 2	1:1.4
	From 2 to 12	1:1.2
Loess	Up to 12	1:0.1-1:0.5 1:0.5-1:1.5

Notes: 1. Above the slope is the steepness of slopes in the arid zone, below the line - outside the arid zone.
2. Vertical slopes are allowed in rocky weakly weathered soils.
3. In areas with vegetation-bound sands, the greatest steepness is allowed at a slope height of up to 12 m to take 1: 2.
4. The height of the slope of the recess is determined by the difference in the marks of the upper and lower slope of the slope. In the presence of slanting when using this table, a downward slope is taken into account.

＜Notes＞1. この表はアンダーラインの部分を除いて乾燥地帯での勾配である。
2. .弱風化の岩質斜面では垂直の法面が可能である。
3. 生根が発達した砂地帯では，高さ 12m までは1:2の勾配が可能である。
4. 小段(recess)の高さは斜面上部と下部の地質の違いによって決定される。この表によって斜面の傾斜を決める場合には下部側の斜面状況を考慮する。

切土の地盤分類は，岩盤であれば風化の度合いや風化のしやすさを基にしており，土砂の場合は砕屑状か均質か，あるいは特殊土壌（Loess）かを指標として分類されている。切土勾配は日本より急勾配のものと緩勾配のものがある。

(b)THE UNITED REPUBLIC OF TANZANIA(タンザニア)の事例

表 2.2.23 にタンザニアの建設省（Ministry of works(MoW)）の基準書（Road Geometric Design Manual(MoW,2011)）における標準切土法面勾配を示す。これは岩盤の固結度や特殊地質を考慮した切土推奨最大勾配である。切土勾配は日本より緩勾配の傾向がある。

表 2.2.23 タンザニア国での標準切土法面勾配 （勾配表示はV:H)(MoW,2011)

Type of material	Slope(Vertical : Horizontal)
Hard Rock	1:1 to 4:1
Decomposed Rock and/Compact lateritic soils	1:2 to 1:1
Ordinary soils	1:2 to 1:1.5

(c)FEDERAL DEMOCRATIC REPUBLIC OF ETHIOPIA（エチオピア)の事例

標準切土法面勾配は 2013 年に国際援助により新たに規定された道路設計基準（Geotechnical Design Manual (ERA,2013a)）に，土砂と岩盤のそれぞれに分けて記載されている。表 2.2.24 は土砂に対する標準切土法面勾配である。切土高毎に勾配が規定されている。

表 2.2.24 エチオピア国での標準切土法面勾配(土砂）（勾配表示はH:V)(ERA,2013a)

Type of Material	Cut slope total height (m)			Remark
	3 - 6	6 - 10	10 - 15	
Residual clay soils	1:1	1:1	2:1	Consider benching when the slope height is above 6m.Vegetation cover is higthly recommended
Heavy, plastic clay soils	1.5:1	2:1	—	Keeping the slope dry is extremely important.
Granular soils with some clays	1.5:1	2:1	—	Keep a constant slope. Appropriate drainage and vegetation is necessary.
Dense transported soils (sub-angular cobbles, gravels and sands in a fine matrix)	0.75:1	1.5:1	2:1	Reduce the upper portion to 1:1.0 to limit gully formation or widening.
Loose to medium dense transported soils (boulders, sub-angular cobbles and gravels in a fine matrix), or talus.	1:1	1.5:1	2:1	Cover the slope with grass and other suitable plants and keep the slope dry.

Note: Slope angles are indicative and require site-specific assessment.

土砂の切土勾配は日本より緩い傾向がある。これは，小段を設けない単一法面や複数勾配連続法面を許容していることと，法面保護工を前提としていないことが主要因である可能性がある。

また，上記の表は一般的な地山分類による規定であるが，これ以外のエチオピアに分布する特殊地盤 (Black cotton soil 等) について，別項目で切土を行う上での注意点を取りまとめて記載されている。

＜Black cotton soil＞

Black cotton soil はインド，北米，アフリカ東部地域に広く分布する膨張性土の一種で，エチオピアでは高原地域を覆う玄武岩を起源とする黒色の風化土である。栄養分に富み綿花栽培が広く行われていたことから Black cotton soil と呼ばれている。水分を含むと膨張泥寧化し，乾燥すると収縮固結する

性質があるが，その差が著しいので建設材料として使えず，道路建設等では置換えが対策として用いられている。切土，盛土の標準法面勾配も通常の土砂に比べて緩くなっている。

表 2. 2. 25 は岩盤に対する標準切土法面勾配である。

表 2.2.25 エチオピア国での標準切土法面勾配（岩盤）（勾配表示はH：V）(ERA,2013a)

Type of Material	Cut-slope height (m)			Remark
	<10	10-15	15-20	
Fractured and slightly to moderately weathered basalt	0.25:1	0.75:1	1.00:1	Remove hanging blocks before cutting. This minimizes the formation of overhangs
Fractured and weathered basalt in blocks, cobbles and gravels of all sizes in a matrix of silt or clay	1.00:1	1.25:1	1.50:1	
Weathered tuff, volcanic breccias or agglomerate	1.00:1	1.25:1	1.50:1	
Fractured, slightly weathered, thickly bedded limestone with intercalations	0.25:1	0.50:1	1.00:1	Apply controlled excavation; benches and drainage are needed at different heights.
Slightly weathered and fractured mudstone and marl	1.00:1	1.25:1	1.50:1	Remove weathered and unconsolidated portion at low angles. Drainage is important to keep the slope dry. Reinforcement works and erosion controlling measures may be needed.
Slightly weathered, poorly cemented sandstone, with poorly defined stratification	0.25:1	0.50:1	1.00:1	Controlled or trim blasting is recommended so as not to damage the rock behind the cut face.
Weathered, highly friable shale and jointed mudstone	1.00:1	1.50:1	2.00:1	Shale has a characteristic of being deformed when wet. Hence, drainage systems are needed to keep the slope dry. Benches may also be required.

For discontinuity-controlled slopes, each will need to be assessed on a case by case basis.

岩盤については，岩種とそれぞれの風化や破砕の程度を基準にして地盤分類がされている。この表の説明書きに，「一般に，斜面の安定性に影響を与える地質条件が良好で，施工性に問題がなければ 1:0.25 でも良い。節理の方向と斜面の方向の関係で安定性が低下する可能性があり，その結果補助的な対策が必要になる場合がある。その場合経済的な視点から，勾配を 1:0.5 にすることも可能である」と記載されている。切土勾配の範囲は日本より広く，一つの地盤タイプに対する切土勾配が一つの値に限定されている。

なお，同国の道路設計標準図集（Standard Detailed Drawings for Roadworks,（ER, 2013b））には標準切土勾配として表 2.2.26 の BACK/CUT SLOPE 欄の値が掲載されている。表 2.2.26 と表 2.2.24，表 2.2.25 を比べると，地盤の分類指標は表 2.2.24 や表 2.2.25 の方が詳細である。また，勾配については表 2.2.26 の方が，土砂斜面では緩く，岩盤斜面では急である。実務では一般に表 2.2.26 が利用されている。

表 2.2.26　Standard Detailed Drawings for Roadworks(ERA, 2013b)に掲載された標準切土勾配

SLOPE RATIO TABLE		
MARERIAL TYPE	"Depth of Cut /Ht of Fill (H)" [m]	BACK / CUT SLOPE
EARTH/SOIL	0 － 1	3:1
	1 － 2	2:1
	2 －10	3:2
	＞10	BENCHED SLOPE
DECOMPOSED ROCK	0 － 1	3:1
	1 － 2	2:1
	2 －10	3:2
	＞10	BENCHED SLOPE
WEATHERED ROCK	0 － 2	1:2
	＞2	1:3
ROCK	0 － 2	1:2
	＞2	1:4
BLACK COTTON SOIL	0 － 2	1:3
	＞2	2:1
COLLUVIAL DEPOSIT	0 － 3	1:1
	3 － 6	5:1
	6 －10	5:1
	＞10	BENCHED SLOPE

＜Black cotton soil＞Black cotton soil はインド，北米，アフリカ東部地域に広く分布する膨張性土の一種で，エ

(d)イギリスによる途上国支援のための標準切土勾配の事例

UK（イギリス）が途上国向け（おそらく北アフリカ周辺国向け）の支援のために作成した地方道路の建設ガイドライン（A Guide on the Application of Pavement Design Method for Low Volume Rural Roads(ReCAP,2020)）には標準切土勾配として表 5.2.27 が掲載されている。原典の欄外にはエチオピアの ERA (2017)の表を一部変更したものと記載されており，エチオピアの標準切土勾配を基本としている。

表 2.2.27　ReCAP (2020)による標準切土勾配（勾配表示はH:V，括弧内は傾斜角）

Material strength and type		Cut slope height (m)		
		< 5	5 - 10	10 - 15
Soil	Coarse-grained ferruginous residual soil	1:1 (45°)	1.5:1 (34°)	NA
	Fine-grained ferruginous residual soil	1.5:1 (34°)	2:1 (27°)	NA
	Dense-medium dense (such as sands)	1:1 (45°)	1.25:1 (39°)	
	Medium dense-loose (such as silts and sandy silts)	1.25:1 (39°)	1.5:1 (34°)	
	Loose (such as silts)	1.5:1 (34°)	1.75:1 (30°)	2:1 (27°)
	Soft to stiff (such as silty clays or clayey silts)	1.5:1 (34°)	2:1 (27°)	
	Expansive clays	2:1 (27°)	NA	NA
Rock	Strong (such as slightty weathered basalt, well-cemented sandstone or limestone)	0.2:1 (79°)	0.25:1 (76°)	0.3:1 (73°)
	Weak (weathered basalt, poorly cemented sandstone and volcanic ash, weathered limestone and marl, pyroclastic rocks	0.5:1 (63°)	0.7:1 (55°)	0.8:1 (51°)
	Very weak (slightly weathered tuff, mildly weathered mudstone or marl)	1:1 (45°)	1.25:1 (39°)	1.5:1 (34°)
	Extremely weak(highly weathered tuff, marl/mudstone/shale)	1:1 (45°)	1.5:1 (34°)	1.75:1 (30°)

(e) Rural road design guide (MET, 2008) (Kingdom of Morocco(モロッコ王国)) の事例

モロッコの設備運輸省（Ministry of Equipment and Transport (MET)）の道路交通局で規定された基準（Rural road design guide,MET,2008）である（表 2.2.28）。原文はフランス語であるが英訳している。

表 2.2.28　MET(2008)による標準切土勾配（勾配表示は V:H）

Slope height (m)	Configuration of slope	Cut slope
H < 5-10	Loose cohesive	1V/2H
	Loose non-cohesive	1V/2.5H
	Low friction	2V/3H
H < 10	Rocky soils	1V/0.5H
	In case of cavities	3V/2H
	Unfavorable dip	1V/1H～　1V/1.5H

北部地域に分布する特殊土壌（マールなど）については表 2.2.29 に示すように他の土とは区別しては別途に分標準切土勾配を定めている。

表 2.2.29　For marl and clay cohesive soils in northern region (MET,2008)

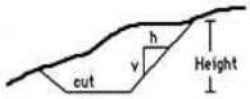
Height in m	Slope H:V
0–5	1:1
5–10	2:1
10–15	2.5:1
15–20	3:1

(f)国連世界農業機関(FAO)の事例

表 2.2.30 は国連世界農業機関（Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO)）による山地での道路設計のマニュアル（Watershed Management Field Manual Road Design and Construction in Sensitive Watersheds（FAO,1998））に掲載された標準切土法面勾配である。この分類は米国農務省森林局（US Forest Service: USFS）の分類（USFS,1973）を引用したものである。土砂は IS システム（表 1.2.29 参照）に基づく土の分類を用いて，切土法面勾配が規定されている。

表 2.2.30　FAO が採用している USFS の標準切土法面勾配（土砂）（勾配表示はH:V)(FAO,1998)

Soil Type	Maximum Cut Slope Ratio (h:v)			
	Low groundwater (below bottom of excavation)		High groundwater (1) (Seepage from entire slope)	
	loose (2)	dense(3)	loose	dense
GW,GP	1.5:1	0.85:1	3:1	1.75:1
SW	1.6:1	1:1	3.2:1	2:1
GM, SP, SM	2:1	1.5:1	4:1	3:1



(1)Based On matena1 of saturated density approxlmately 19.6 kN/m^3 . Flatter slopes should be used for lower density material
and steeper slopes can be used for higher density material.
For every 5 % change in density, change the ratio by approximately 5%.
(2) Approximately 85% of maximum density.
(3) Approximately 100% of maximum density.

（注1）表中，GW，GP の dense の欄は 1998 年版では 85：1 と表記されているが，1986 年版では .85:1 と表記されているため 0.85：1 に修正した。
（注2）表中の「GW，GP，SW，GM，SP，SM」については表 5.1.26 IS classification system の「Symbol」に示される記号と同じである。

表 2.2.30 では法面の地下水位が低い場合（切土下面より下）と高い場合（全体が浸潤）の最急勾配が示されている。地下水位が高い場合の切土法面勾配は低い場合に比べて，勾配が 1/2 程度として緩くするように示されている。全体的に切土勾配は日本よりやや緩い傾向がある。

表 2.2.31 は岩盤の場合の標準切土法面勾配である。岩盤法面は岩種による岩の分類を用いて，切土法面勾配が規定されている。

表 2.2.31　FAO が採用している USFS による標準切土法面勾配（岩盤）（勾配表示はH:V)(FAO,1998)

Rock type	Maximum Cut Slope Ratio	
	Massive	Fractured
Igneous (granite, trap, basalt,and volcanic tuff)	0.25.1	0.50:1
Sedimentary (massivesandstone and limestone;	0.25:1	0.50:1
interbedded sandstone, shale,and limestone;	0.50:1	0.75:1
massive claystone and siltstone)	0.75:1	1:1
Metamorphic (gneiss, schist,and marble	0.25:1	0.50:1
slate);	0.50:1	0.75:1
(serpentine)	Special investigation	

(g)Province of British Columbia ,Canada の事例

表 2.2.32 はカナダのブリティッシュコロンビア州での森林，国土，天然資源開発および農村開発省（Ministry of Forests, Lands, Natural Resource Operations and Rural Development: MFLNRO）の林道設計マニュアル（FLNRO Engineering Manual Geometric Road Design（MFLNRO ,2018)）での切土勾配推奨値である。これは切土高 6m未満の切土法面勾配を規定する分類である。全体的に日本よりやや急勾配の傾向がある。

表 2.2.32　MFLNRO による切土勾配推奨値（勾配表示はH:V)(MFLNRO,2018)

Type of material	Cut Slopes	
	Examples of Material Types[a]	Suggested Cut Slope Angles[b] for Cut Bank Height ＜ 6 m[c]
Coarse grained Soils[d]	Road cuts in loose to compact SANDS or SANDS and GRAVELS (not cement and non-cohesive)	1½:1
Fine-grained Soils	Road cuts in loose SILTS, or soft cohesive soils such as SILTY CLAYS or CLAYS (not consolidated and not Cemented)	1½:1 for lower cuts to 2:1 for higher cut
	Road cuts in hard cohesive soils such as SILTY CLAYS or CLAYS (consolidated)	1:1 or flatter
Dense Glacial Till /Cemented Sands and Gravels	Road cuts in dense to very dense GLACIAL TILL (i.e.,basal till), or cemented SANDS or SANDS and GRAVELS	3/4:1 or flatter
Rock[e]	Road cuts in strong, good quality ROCK mass with no significant weaknesses	1/4:1 to vertical
	Road cuts in other ROCK types should be flatter to include any weaknesses from the effects of structural discontinuities in the rock mass, and other factors such as the strength of the rock material, and the spacing, aperture, roughness, filling, weathering, and orientation of discontinuities	1/4:1 to 1¼:1

Notes:

a Not all material types in the soil groups are represented in the table.

b For the design of roads located in domestic watersheds, on sensitive terrain, or in other areas where transport ofsediment or landslides may adversely affect resources, it may be necessary to use flatter cut and fill slope angles to reduce the hazard of erosion or failure of cut and fill slopes. During construction of roads, it may be necessary to build flatter slopes where the road prism exhibits signs of distress, such as, for example:
(1) cracks or scarps within original ground above the top of cut slopes, in the road surface, or within the fill slope on the downslope side of the road; and
(2) significant zones of ground water seepage such that localized failure of cut or fill slopes are expected. Alternatively, installation of retaining wall structures may be needed to reduce excavation, contain bank material, or prevent slope failure. The significance of observed seepage zones might dictate application of other special measures to reduce the likelihood of slope failure during construction and over the operating life of the road.

c Consider the need to obtain advice from a Specialist for cut heights greater than 6 m, or where the ground slopes away from the edge of the excavation at a slope steeper than a ratio of 3 horizontal to 1 vertical. The advantages of steeper cuts may include: less area occupied by road; less excavated material; less sidecast; and shorter slope lengths exposed to erosion processes. The disadvantages ofsteeper cuts may include: increased difficulty to establish vegetation; increased chance ofslope ravelling, tension crack development and slope failure; and increased road maintenance costs. The disadvantages ofsteeper cut slopes can be reduced if high banks are avoided.

d　Erosion control may be particularly problematic for slopes composed ofsand, silty sands, or silts.Consider the need for erosion protection measures for cut slopes, fill slopes, and ditches, such as revegetation, soil bioengineering and biotechnical slope stabilization techniques, riprap, or other special slope treatments.

e　If potential problems are anticipated for rock slopes either during design, construction, maintenance, or deactivation, consult with a geotechnical engineer or other rock slope specialist. It may be necessary to address the need for special rock slope stabilization measures (e.g., rockfall catch ditch, wire mesh slope protection, shotcrete, rock bolts)

(h)米国農務省森林局(USFS)の事例

表2.2.33はアメリカの農業省森林局(Department of Agriculture(USDA),Forest Service(USFS))での林道設計マニュアル（Low-Volume Roads Engineering (Best Management Practices Field Guide) （Keller and Sherar, 2003)）での切土法面勾配を規定する表である。日本の場合と同程度かやや緩い傾向がある。

表 2.2.33　岩質の違いによる安定勾配一般値 （勾配表示はH:V）（Keller and Sherar, 2003)

Table 11.1
COMMON STABLE SLOPE RATIOS
FOR VARYING SOIL/ROCK CONDITIONS

Soil/Rock Condition	Slope Ratio (Hor:Vert)
Most rock	¼:1 to ½:1
Very well cemented soils	¼:1 to ½:1
Most in-place soils	¾:1 to 1:1
Very fractured rock	1:1 to 1 ½:1
Loose coarse granular soils	1 ½:1
Heavy clay soils	2:1 to 3:1
Soft clay rich zones or wet seepage areas	2:1 to 3:1
Fills of most soils	1 ½:1 to 2:1
Fills of hard, angular rock	1 1/3:1
Low cuts and fills (<2-3 m. high)	2:1 or flatter (for revegetation)

（４）その他の標準切土勾配

(a)JICA の報告書

JICA の報告書には日本の標準切土法面勾配の表（表 2.2.6）をそのまま英訳した表が掲載されている場合がある（表 5.2.34）。Hard rock や Soft rock の解説もなく，日本の気象条件や地質条件の違いに関する解説もない事例が多く，不適切な掲載事例であると言える。

表 2.2.34　JICA の報告書にみられる標準切土法面勾配

Soil classification		Cutting Height (m)	Slope Gradient (V:H)
Hard rock			l:0.3～ 1:0.8
Soft rock			1:0.5～ 1:1.2
Sand	Not dense(loose) ,poorly graded		1:1.5～
Sandy soll	Dense, or well graded	Less than 5m	1:0.8～ 1:1.0
		5～ 10m	1:1.0～ 1:1.2
	Not dense(loose)	Less than 5m	1:1.0～ 1:1.2
		5～ 10m	1:1.2～ 1:1.5
Sandy soil mixed with gravel or rock mass	Dense, well graded	Less than 10 m	1:0.8～ 1:1,0
		10～ 15m	1:1.0～ 1:1.2
	Not dense(loose),or pooly graded	Less than 10 m	1:1.0～ 1:1.2
		10～ 15m	1:1.2～ 1:1.5
Cohesive soil		Less than 10 m	1:0.8～ 1:1.2
Cohesive soil mixed with rock masses or cobble stones		Less than 5 m	1:1.0～ 1:1.2
		5～ 10m	1:1.2～ 1:1.5

Note: Recommended standard gradient is only indicative and detailed assessment and design of cut slopes should be carried out by an engineer. Silt is to be classified as cohesive soil.

（５）日本と諸外国の標準切土勾配の比較（土砂斜面）

土砂斜面について各国の事例を一覧図にして比較した図を図 2.2.11 に示す。図中の網掛けの部分は日本の標準切土法面勾配の範囲を示している。

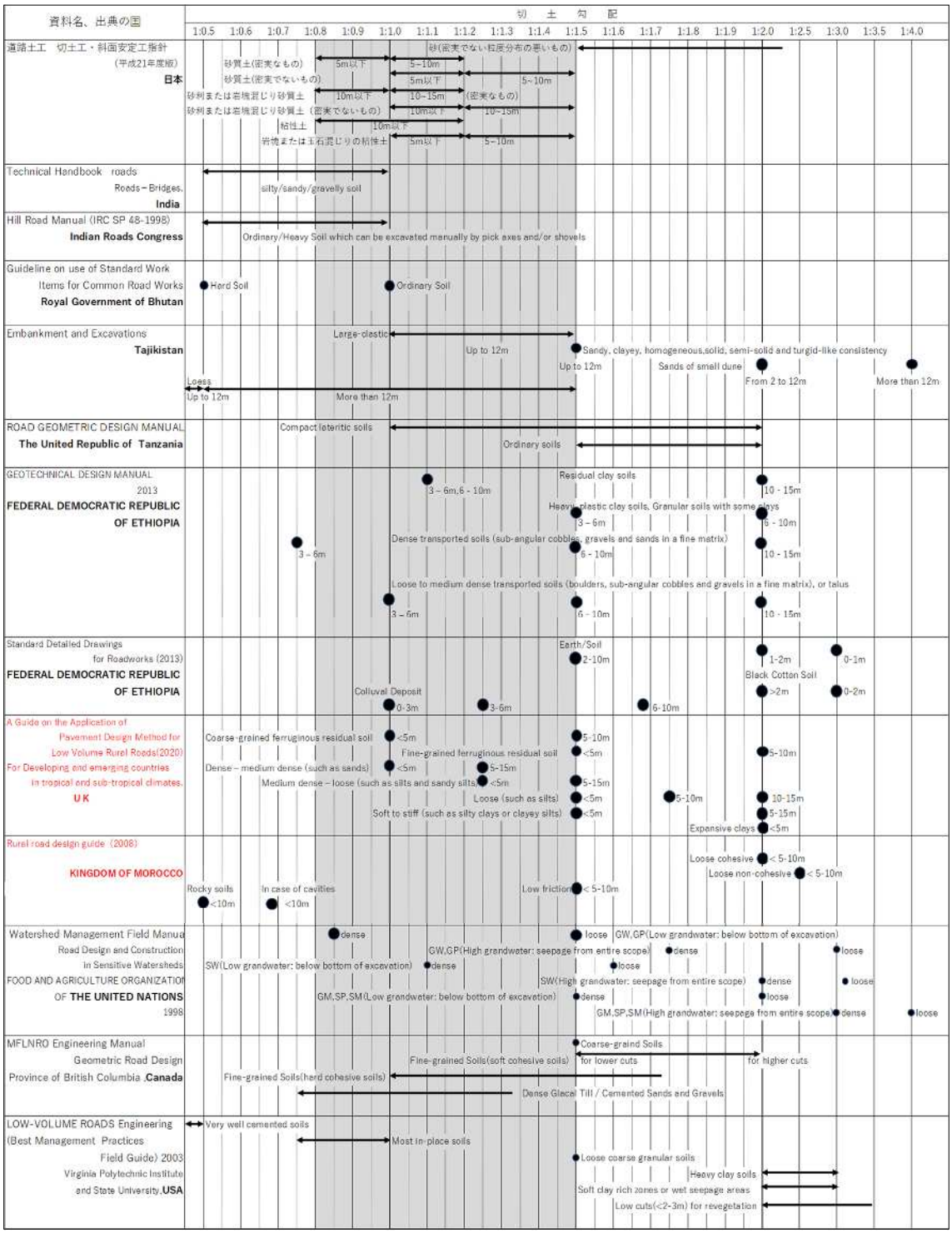


図 2.2.11　日本と諸外国の標準切土勾配の比較図（土砂斜面）

日本に比べインドやブータンの南アジア地域はやや急勾配の傾向があるのに対し，中央アジア地域（タジキスタン）やカナダ，U.S.A.の北米地域は範囲が広くばらつきが大きい。アフリカ地域はやや緩勾配の傾向がある。

（６）日本と諸外国の標準切土勾配の比較（岩盤斜面）

岩盤斜面について各国の事例を一覧図にして比較した図を図 2.2.12 に示す。図中の網掛けの部分は日本の標準切土法面勾配の範囲を示している。

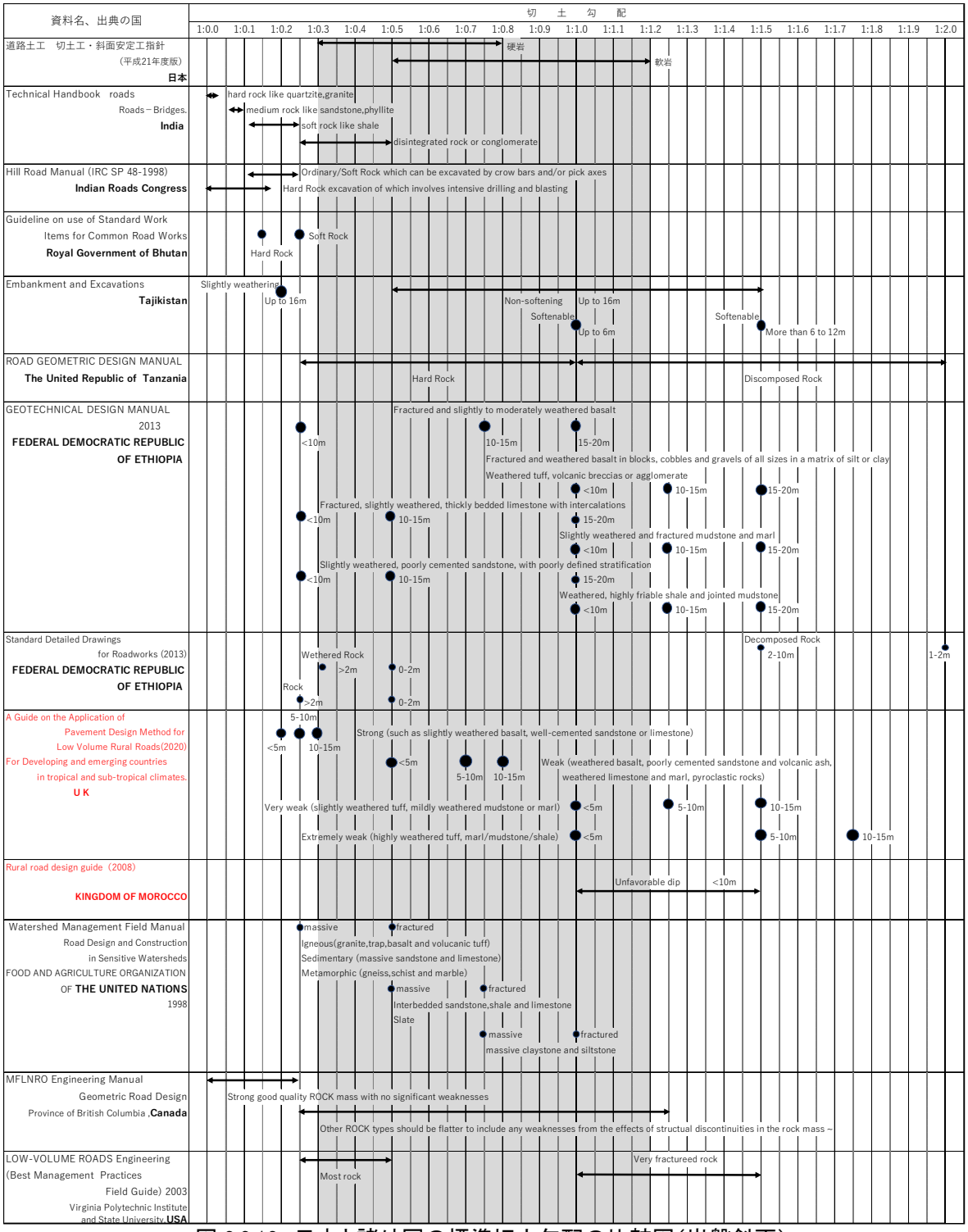


図 2.2.12　日本と諸外国の標準切土勾配の比較図（岩盤斜面）

日本に比べインドやブータンの南アジア地域はやや急勾配の傾向があるのに対し，中央アジア地域（タジキスタン）やカナダ，U.S.A.の北米地域，アフリカ地域は範囲が広くばらつきが大きい。

2. 2. 4 海外事業において対象国の標準切土法面勾配を設定する場合の全体的な方針

対象国の実情を勘案し，以下のような 2 つの方針に基づいて標準切土法面勾配を設定する。

①対象国の地山が成因や地質年代等で安定度や施工性が明確になっていて，既存の標準切土法面勾配で問題が発生していない場合は，当該国の標準切土法面勾配を採用する。

②対象国で標準切土法面勾配が設定されておらず新しく設定する場合，もしくは標準切土法面勾配は設定されているが対象国の地山地質が安定的でないなどの理由で，運用上の問題が発生している場合は，日本の施工性による地山分類とそれに対応する標準切土法面勾配を設定する手法を基本として提案する。

その際，当該国の崩壊事例・非崩壊事例並びに地域性（日本の標準切土法面勾配に比べ，南アジア地域はやや急勾配の傾向があり，中央アジア地域や北米地域は範囲が広くばらつきが大きく，アフリカ地域はやや緩勾配の傾向がある）を勘案して標準切土法面勾配を設定することを提案する。そのためには，崩壊事例・非崩壊事例の検討を積極的に行うことが望ましい。これは，例えば図 2.2.13 のような地山の弾性波速度と軟岩・硬岩の種別に基づく切土法面勾配の安定領域と不安定領域の分析を行うことにより，より良い標準切土法面勾配の設定が可能になるためである。

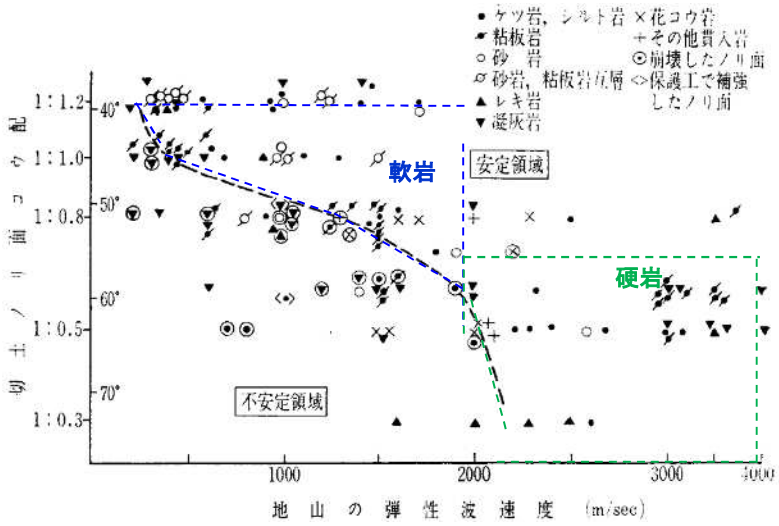


図 2.2.13　地山の弾性波速度と切土法勾配から得られる安定領域と不安定領域の境界（図 2.2.9 再掲）

＜引用文献＞

谷口三郎(1955)：土木施工法（昭和 30 年 3 月），風間書房

藤川利雄(1950)：土木工事歩掛，材料算出法，附・基準施工法上巻（昭和 25 年 12 月），鉄道図書局

天野淨行・浜崎智洋・大窪克己(2006)：高速道路における切土構造物の変化・変遷，土と基礎 584 号,Vol.54，No.9

奥園誠之(1972a)：切土ノリ面の崩壊とノリコウ配，土と基礎 168 号，Vol.20，No.2

奥園誠之(1972b)：切盛土工計画における土質工学上の問題点とその対策，土と基礎 177 号，Vol.20，No.11，

奥園誠之(1976)：切土ノリ面　第 4 章ノリ面の設計，土質基礎工学ライブラリー12,土質工学会

奥園誠之(2006)：斜面防災技術の歴史と今後の展望，土と基礎 585 号，Vol.54，No.10
千葉市（2020）：宅地造成等工事技術指針（2020 年改訂）
土質工学会編(1976)：切土ノリ面，土質基礎工学ライブラリー12,
日本道路公団(2006):設計要領第一集　土工編
日本道路協会（1956）：道路土工指針，道路工法業書第 10 集（昭和 31 年）
日本道路協会（1967）：道路土工指針，（昭和 42 年）
日本道路協会（2009a）：道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成 21 年）
日本道路協会（2009b）：道路土工要綱（平成 21 年）
ＪＲ東日本(2018)：のり面防護工・斜面安定工に関する参考資料
建設省（1997）：建設省河川砂防技術基準（案）(1997 年版)
全国治水砂防協会(1982):斜面崩壊防止工事の設計と実例
全国治水砂防協会(2007):新・斜面崩壊防止工事の設計と実例
田中治雄(1964)：土木技術者のための地質学入門，山海堂
小笠原洋(2019)：表-10　技術図書などをもとに作成した土硬軟および岩級区分統括表,応用地質 Q&A 中国四国版（令和元年 5 月），日本応用地質学会中国四国支部, pp.1-59.
国土交通省（2006）:国土交通白書（平成 17 年度）,（https://www.mlit.go.jp/hakusyo/mlit/h17/index.html, 2024 年 1 月 15 日参照）
国土交通省(2017)：土木工事設計マニュアル，中国地方整備局
国土交通省(2020)：設計要領−道路編, 北陸地方整備局
気象庁（2014）：メッシュ平年値図－降雨量,
（https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/view/atlas.html，2014 年 8 月 3 日参照）
気象庁（2019）：地震発生のしくみ（https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/jishin/jishin/about_eq.html, 2019 年 4 月 10 日参照）
気象庁（2021）：地震について（https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/faq/faq7.html，2021 年 4 月 10 日参照）
PRA (1939): Textural Classification of Soil, U.S. Public Roads Administration (PRA)
AASHTO (2018): AASHTO classification system of Soil (U.S.A), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)
ASTM (1948): The Unified Soil Classification System (USCS), ASTM D2487
IRC (1998): *Hill Road Manual*, Indian Roads Congress (IRC), (IRC SP 48-1998), India, (https://law.resource.org/pub/in/bis/irc/irc.gov.in.sp.048.1998.pdf, Accessed 15 Jan. 2024)
IRC (2002): *Rural Road Manual*, Indian Roads Congress (IRC), (IRC SP : 20 - 2002), India
RDPR (2013): *Technical Handbook- roads*, Rural Development & Panchayat Raj Department of India(RDPR), India, (https://www.tnrd.tn.gov.in/buildings_design/Roads_Bridges.pdf, 2024 年 2 月 5 日参照)
ERA (2013a): *Geotechnical Design Manual*, Ethiopian Roads Authority （ ERA ） , Ethopia, (http://www.era.gov.et/en_US/web/guest/design-manual, Accessed 15 Jan. 2024)
ERA (2013b): *Standard Detailed Drawings for Roadworks*, Ethiopian Roads Authority（ERA）, Ethopia, (http://www.era.gov.et/en_US/web/guest/design-manual, Accessed 15 Jan. 2024)
ERA (2017): *Design of Low Volume Roads*, Ethiopian Road Authority (ERA), Ethopia

ReCAP (2020): *A Guide on the Application of Pavement Design Method for Low Volume Rural Roads*, Research for Community Access Partnership(ReCAP), UK, (https://www.research4cap.org/wp-content/uploads/ral/Roltetal-TRL-2020-RuralRoadNote01PavementDesignMethodsLVRR-ReCAP-GEN2166B-200710.pdf , 2025 年 4 月 10 日参照)

MET (2008): *Rural road design guide* (in French: Guide de conception des routes rurales), Ministry of Equipment and Transport (MET), Kingdom of Morocco

MoWHS (2010): *Guideline on use of Standard Work Items for Common Road Works*, Survey and Design Division, Department of Road, Ministry of Works & Human Settlement(MoWHS), Bhutan, (https://www.mowhs.gov.bt/wp-content/uploads/2015/06/Drawing.pdf, Accessed 15 Jan. 2024)

MoW (2011): *Road Geometric Manual*, Ministry of works(MoW), Tanzania

KMC (2012): *Automobile Roads/Highways* (GNiP PT 32-02-2012), Road Design Standards in Tajikistan, Tajikistan

FAO (1998): *Watershed Management Field Manual - Road Design and Construction in Sensitive Watersheds*, FAO Conservation Guide 13/5, Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO), (https://www.fao.org/sustainable-forest-management/toolbox/tools/tool-detail/en/c/263573/, Accessed 15 Jan. 2024)

MFLNRO (2018): *Engineering Manual Geometric Road Design*, Ministry of Forests, Lands, Natural Resource Operations and Rural Development(MFLNRO), Canada, (https://www2.gov.bc.ca/gov/content/industry/natural-resource-use/resource-roads/engineering-publications-permits/engineering-manual, Accessed 15 Jan. 2024)

Keller, G. and Sherar, J. (2003): *Low-Volume Roads Engineering -Best Management Practices Field Guide*, The U.S. Department of Agriculture (USDA), Forest Service, U.S.A. (https://www.resolutionmineeis.us/sites/default/files/references/keller-sherar-2003.pdf,2025 年 4 月 10 日参照)

USFS (1973): *Transportation Engineering Handbook*, Slope design guide. Handbook No. 7709.11., USDA, Forest Service(USFS), U.S.A..

3. 特殊な地質に対する標準切土法面勾配の違い

3.1 課題

日本における標準切土法面勾配は，一般的な土質・地質に対するものと特殊な地質に対するもので分かれている。海外ではその国に存在する特殊な地質に対する標準切土法面勾配が設定されていない可能性がある。

3.2 解説

海外にも斜面防災上で問題となる特殊な地質が存在するが，必ずしもその特殊な地質に対する標準切土法面勾配が設定されているとは限らない。

日本においては，特殊な地質として，まさ土（花崗岩），しらす，蛇紋岩で別途標準法面勾配が設定されている。以下に日本における事例を示す。

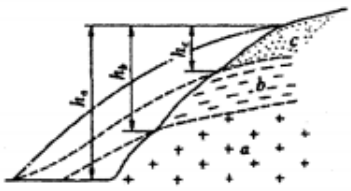
（1）まさ土（花崗岩）における標準切土法面勾配

表 3.2.1 にまさ土の標準切土法面勾配を示す。ここでは，花崗岩の風化状態で岩盤区分し，それぞれに法高と勾配を設定している。

表 3.2.1 まさ土に対する標準切土法面勾配（土質工学会，1979,日本道路協会，2009）

岩盤区分	岩盤の状況						のり高(m)と勾配				
	従来の岩区分		風化状況		ボーリングコア状況	地山での弾性波速度(P)波	0 10 20 30 50				
まさ状風化岩	D	D_L D_H	土砂状岩	まさ	砂状	km/s 0.4～1.1	1.0 ～ 1.2	1.2 ～ 1.5	1.5 ～ 1.8		
風化花崗岩	C	C_L	極軟岩	まさに近くなった岩で，割目の少ないものおよび割目が密集した岩	砂状 ～ 細片状	1.1～1.5	0.6 ～ 0.8	0.8 ～ 1.0	1.0 ～ 1.2	1.2 ～ 1.5	
弱風化花崗岩		C_M	軟岩	岩芯まで黄褐色に変質した岩．節理が発達する．	角れき状 ～ 短棒状	1.5～2.3	0.4 ～ 0.6	0.6 ～ 0.8	0.8 ～ 1.0	1.0 ～ 1.2	1.2 ～ 1.5
未風化花崗岩		C_H	硬岩	大部分が新鮮な岩塊からなり，塊状に節理が発達する．	棒状	2.3以上	0.3 ～ 0.4	0.4 ～ 0.6		0.6 ～ 0.8	
	B										
	A										

のり高と岩区分



岩区分 a に対するのり高：h_a
岩区分 b に対するのり高：h_b
岩区分 c に対するのり高：h_c

（２）しらすにおける標準切土法面勾配

表 3.2.2 にしらすの標準切土法面勾配を示す。ここでは，しらすを硬さ（指標硬度）と湧水の有無で区分し，それぞれに切土勾配と法面保護工の種類を設定している。

表 3.2.2 しらすにおける標準切土法面勾配(案)（日本道路協会，2009）

分類		しらす					その他		
		極軟質しらす	軟質しらす	中硬質しらす[注1]		硬質しらす	溶結凝灰岩	軽石層	火山灰質有機質土及び火山灰質粘性土
指標硬度（mm）		20 以下	20～25	25～30		30～33	33 以上	—	—
				植生工が容易	植生工が困難				
湧水がない場合	勾配（割）	1.0～1.5	0.8～1.2	0.8～1.0	0.5～0.8	0.5～0.8	0.5 以下	1.0～1.5	1.0～1.5
	のり面保護工	のり枠，植生工，のり枠栗石張り，のり枠ブロック空張り，コンクリート張り	のり枠，植生工，植生マット，張芝	のり枠，植生工，植生マット，張芝	モルタル吹付け	モルタル吹付け	無処理	のり枠，栗石張り，のり枠ブロック張り，コンクリート張り	張芝，植生マット，種子吹付け
湧水がある場合	勾配（割）	1.0～1.5	1.0～1.2	1.0～1.2	1.0 程度	1.0 程度	0.5 程度	1.0～1.5	1.0～1.5
	のり面保護工	のり枠，栗石張り，ブロック空張り，コンクリート張り	のり枠，栗石張り，ブロック空張り，コンクリート張り	のり枠，植生工，植生穴工，植生マット，張芝	のり枠，栗石張り，ブロック空張り，コンクリート張り	のり枠，栗石張り，ブロック空張り，コンクリート張り	無処理	のり枠，栗石張り，ブロック空張り，コンクリート張り	張芝，植生マット，種子吹付け
排水処理の必要[注2]		あり	あり	あり	あり	あり	なし	あり	あり

注１）しらすは水に浸食されやすく，のり面の保護が極めて重要である。指標硬度が 27 mm以下を植生工が容易，27 mm以上を植生工が困難なものと判断し，中硬質しらすを対象としてこの判別よりのり面保護工を設計するものとする。

注２）のり高（垂直高）が 10mを超える場合は，地質条件を考慮して約７ｍごとに幅 1.5～2.0mの小段を設ける。また，後背地からの表面水をのり面に流さないようにのり肩の排水溝を完備するとともに，のり面に対して浸食されないように十分な排水施設を設けるものとする。

(3)蛇紋岩における標準切土法面勾配

表 3.2.3 に蛇紋岩の岩質区分の評価基準を示す。ここでは，蛇紋岩を塊状と片状に大別した上でそれぞれの亀裂間隔もしくは岩の見掛け区分を行っている。その区分に応じた法高と勾配の関係を図 3.2.1 で示している。

表 3.2.3　蛇紋岩類の岩質区分(NEXCO,2006，日本道路協会，2009)

あまり片理が発達してないもの（塊状）				片理が発達しているもの（片状）			
区分	き裂間隔	岩の見掛け	ハンマーの打撃	区分	き裂間隔	岩の見掛け	ハンマーの打撃
1	50～10 cm	カンラン石は全て蛇紋石に変化しているが，まだカンラン石等の組織構造を残し，色は暗褐色が多い。	普通程度の打撃によって，割れ目に沿って割れる。打診によって濁んだ音。時に少し濁った音を出す。	1	50～10 cm	片理面間隔は粗で片理面は密着してはがれずらい。	普通程度の打撃で割れる。割れ方は片理面にあまり関係なく，塊状に割れることが多い。
2	10～2 き裂開口	原組織はほとんど認められない。色は脱色して帯褐色であることが多い。	普通程度の打撃で割れる。打診によって濁った音を出す。	2	10～2		
M3			容易に小片になって割れる。	S3	10～2	片理面間隔は 3 mm～30 mmではがれやすい。	容易に小片になって割れる。
M4		風化または破砕によって，礫状部と基質部にわかれる。基質粒度は，砂～粘土サイズになっている。	容易に崩れ，一部ハンマー先端がつきささる。岩はもろく指先で容易にこわれる。	S4		片理面は非常に薄く，1 mm～5 mm程度粘土質で，水を含むと軟弱になる。	容易に崩れ，一部ハンマー先端がつきささる。岩はもろく指先で容易にこわれる。
5	ほとんど砂分の入らない軟質粘土			5	ほとんど砂分の入らない軟質粘土		
6	ラテライト質土壌			6	ラテライト質土壌		

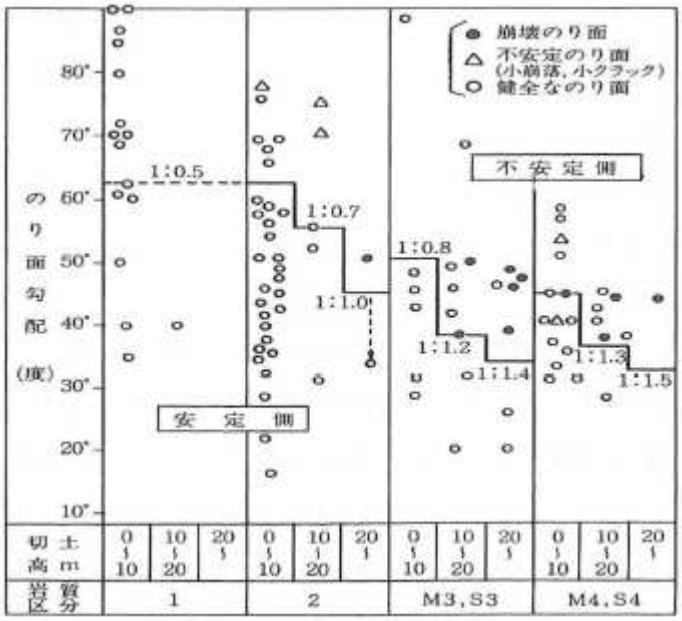


図 3.2.1　蛇紋岩の標準切土法面勾配(NEXCO,2006，日本道路協会，2009)

（4）日本の特殊土の特徴

日本においては，まさ土（強風化花崗岩），しらす，蛇紋岩などは特殊な地質に分類され，別途，切土標準法面勾配が設定されている。

まさ土は通常の土と異なり深度毎に風化度が徐々に変化する特徴を持ち，風化度によって適切な切土法面勾配が異なる。通常の砂質土の法高の上限は 10m であるが，まさ土は強風化状態であっても30m 程度の高い法高が可能で，まさ土に近くなった風化花崗岩では直高 50m 程度も許容されている。かつ法高によって標準切土法面勾配が大きく変化する特徴を持っている。

しらすや蛇紋岩でも同様に別途，標準切土法面勾配が設定されているが，その理由は一般的な標準切土法面勾配が適用できない事例が多いためである。日本において特殊土とされているまさ土，しらす，蛇紋岩について，それが特殊土とされている理由を以下に示す。

まさ土（強風化花崗岩），しらす，蛇紋岩に対して標準切土法面勾配が適用できない特殊な地質に分類されている理由は以下と考えられる。

表 3.2.4　日本における特殊な地質とその特徴

	標準切土法面勾配が適用できない特殊な地質に分類されている理由
まさ土（強風化花崗岩）	・　風化の程度に応じて風化岩から砂質土，粘性土と様々な性質を示す。それぞれの風化段階で性質が異なるため，風化の程度によって標準切土法面勾配をかえる必要がある。 ・　強風化を被りまさ状となった花崗岩は表面水による侵食を受けやすく土砂流失が起きやすい。
しらす	・　南九州一帯における第四紀の火山活動に起因する火砕流堆積物の非ないし弱溶結部およびその二次堆積物を指す。 ・　溶結の程度や堆積環境によって工学的性質が異なる。 ・　特に「硬さ」によって工学的性質が異なることから，地山のしらすの硬度により標準切土法面勾配を変える必要がある。 ・　特に水の侵食に弱いため，湧水の有無で，標準切土法面勾配を変える必要がある，排水処理が必要である。
蛇紋岩	・　切土による応力開放，その後の乾燥湿潤の繰り返しや凍結融解の繰り返し作用等により法面表層から次第に土砂化しやすいため，風化がすすんでも崩壊しない安定勾配を確保しておく必要がある。 ・　割れ目が発達しやすく，割れ目に沿って粘土化し，風化が進行する。

上記で整理した理由を要約すると，以下のような条件の場合は，特殊な地質に区分され，別途標準切土法面勾配を定める必要があると考えられる。

・　風化状況により，様々な地山の状態を呈す（風化岩～砂質土，粘性土）。
・　各種条件によって風化のしやすさなどの性質が異なる。
・　環境変化により風化の進行が速い。
・　水の侵食に対する安定性が低い。

日本で特殊な地質が選定された理由を理解し，当該国でも同様に切土時に問題となる特殊な地質が

存在するかを調べる。もし，対象地域に特殊な地質が存在する場合は，その地質の性質を考慮した安定度評価に基づいて切土法面勾配を決める必要がある。

（５）海外の特殊地質

海外にもさまざまな特殊地質が存在するが，それに対する標準切土法面勾配の設定事例を表 3.2.5 に示す。

表 3.2.5　特殊地質の標準切土法面勾配の設定事例

地盤分類		切土高 (m)	勾配 (V:H)	国
英語名	和名			
Loess	黄土	<12	1:1.0 ～ 1:1.5	タジキスタン(KMC, 2012)（ソビエト連邦）
		>12	1:1.5	
Laterite	ラテライト	規定はない	1:0.25 ～ 1:0.125*2	インド(IRC, 1998)
Moorum	ムーラム*1	規定はない	1:1.0 ～ 1:0.5*3	
Marl	マール（泥灰岩）*4	<10	1:1.0	エチオピア(ERA, 2013)
		10 - 15	1:1.25	
		15 - 20	1:1.5	
Red clay (Residual soil)	褐色粘土（残留土）*5	記載なし	1:1.0	
Compact lateritic soils	ラテライト*6	記載なし	1:1.0 ～ 1:2.0	タンザニア(MoW, 2011)

*1: Moorum/Murrum とは熱帯系の褐色土(red soil)で，建設に一般的用いられる材料である。ラテライトとは異なる。

*2: ラテライトは，Oridinary/Soft rock と同じカテゴリーに分類される

*3: ムーラムは Ordinary/Heavy soil と同じカテゴリーに分類される。

*4: 節理の多い弱風化泥岩と同じ基準が適用されている。

*5: ここで示された基準は，実際の工事事例を示しており参考値という位置付けである。

*6: ラテライトの内，密実なものは Ordinary soils ではなく強風化岩と同じ扱いである。

＜引用文献＞

土質工学会（1979）：風化花崗岩とまさ土の工学的性質とその応用，土質基礎工学ライブラリー 16,316p.

日本道路協会（2009）：道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成 21 年）

NEXCO(2006)：設計要領第 1 集

KMC (2012): *Automobile Roads/Highways* (GNiP PT 32-02-2012), Road Design Standards in Tajikistan.

IRC (1998): *Hill Road Manual*, Indian Roads Congress (IRC).

ERA (2013): *Geotechnical Design Manual*, Ethiopian Roads Authority (ERA).

MoW (2011): *Road Geometric Design Manual*, Ministry of Works (MoW).

4. 途上国での切土後の法面保護についての必要性の認識の違い

4.1 課題

一般に標準切土法面勾配は，切土斜面の地表排水対策と最小限の侵食防止対策を講じることを前提として設定されている。しかし，諸外国では，土砂や強風化岩の切土法面であっても無処理で放置されることが多く，法面保護工のみならず法面排水工なども設置されないことが多い。このため，法面の崩壊や不安定化が著しく，法面の安定化が大きな課題となっている。また，最低限の法面保護工や排水対策の必要性が理解されていないことも課題である。

4.2 解説

降雨が極端に少ない国や地域においては土砂や強風化岩であっても法面保護工や排水工等が不要な場合がある。しかし，ある程度の降雨量がある場合はこれらが必要となる。切りっぱなしの状態の法面では，表層の侵食や風化の進行により時間の経過とともに不安定度が増し，崩壊などの現象に発展しやすい。つまり，侵食などの法面の小さな現象を放置することで，より大きな斜面災害に発展する危険性が高くなり，対策費用の高騰や道路の交通規制の長期化などを招く。よって，このような法面の不安定化を防止するために地表水対策や法面保護工により法面を保護しなければならない。

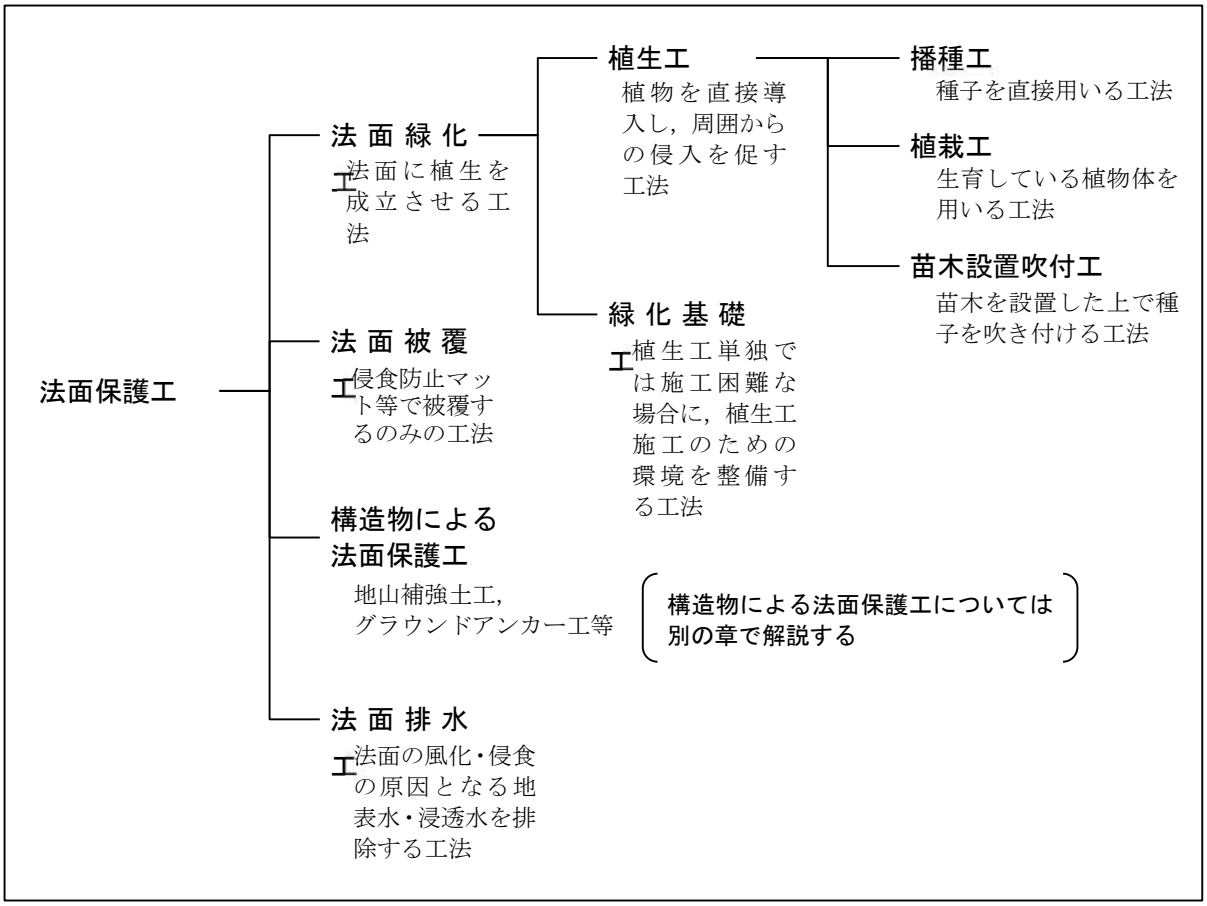


図 4.2.1　切土工において必要となる法面保護工と地表水対策の種類

図に法面保護工の種類を示す。この中で切土工において最低限必要となる法面保護工として法面緑化工や法面被覆工および法面排水工がある。これらの法面保護工の機能等については「」の項で説明する。構造物による法面保護工は別の章で説明する。

法面緑化工と法面被覆工は法面を植生やマット等で覆うことにより，地表流の抑制や土粒子の緊縛等によって表面の侵食が抑制され，寒冷地では凍結融解による崩壊を抑制できる。樹木などの侵入による表層崩壊の防止機構も発揮できるなど，いろいろな斜面安定化効果が期待できる。また，排水工は法面の侵食や崩壊の原因となる雨水を早急に地外に排出するために有効である。

4.2.1 対応

法面保護工の必要性と重要性を理解してもらう必要がある。

法面保護工は，対象国によって導入可能な資材が異なるので，現地で導入可能な方法を検討する。例えば,対象国に適した法面保護の方法として現地で容易に調達可能な木材等を利用するもの(筋工,柵工，伏工など）の採用や，排水路用のU字溝部材の現地製造などの対応が必要となる。水路は練石積の手作り水路が一般的な国もあるが，練り石積みの水路は容易にひび割れて漏水し，水路の機能を維持できないので，水路の部材ひとつを見ても創意工夫が必要である。

実際に切土法面保護工を導入する場合の対応を以下に示す。

①当該国の対象地域で，気象条件，地質条件，周辺での崩壊事例等を確認し，法面保護工の必要性を検討する。

②法面保護工の必要性がある場合，保護工の規模，工種を検討する（図 4.2.4)。

③当該国の担当者に保護工の必要性と工種，規模，当該国での他地域での施工事例を説明する。

④当該国での施工事例が無い場合，日本での施工事例，施工方法等を説明する。

⑤施工機械が準備出来ない場合，代替工法を検討する。

⑥工事材料の入手が出来ない場合，代替材料を検討する（図 4.2.3，図 4.2.4)。

⑥工事材料の入手が出来ない場合，代替材料を検討する（図 4.2.3，図 4.2.4)。



図 4.2.2 風化の進んだ基岩切土法面の保護対策(段切と緑化，法面脚部に側溝を設けている)



図 4.2.3 コンクリート擁壁の代替としての石積擁壁(ネパール国)



図 4.2.45　コンクリート擁壁の代替としての
蛇籠擁壁と横ボーリング
（ネパール国）

Ⅴ　集水井工の設計に関する課題と解説

1. 日本特有の対策技術

1.1 課題

井筒と集排水ボーリングを組み合わせた大口径の集水井工は日本で開発された再滑動型地すべりの対策工であり，海外での知名度は高くない。その効果と有用性を当該国の担当者に理解してもらう必要がある。

専用の鋼材や井筒資材は日本で製造されており，同様の資材を海外で調達するのは容易でない。また，井内から集水孔や排水孔を施工するボーリングマシンも，狭い井筒内で作業可能な小型の機械として日本で開発されたものである。このため海外で集水井工を施工する場合は，これらの資材や機械を日本から調達する必要がある。

1.2 解説

1.2.1 日本における歴史的背景

集水井工は地表からの集水ボーリング（横ボーリング工）では集水できない深い深度に存在する地下水を排除する対策工として，大口径の井筒と井筒内からの集排水ボーリングを組み合わせて，1955年に日本で開発されたものである。最初の鉄筋コンクリート製（RC）の集水井は昭和 30 年（1955年）に新潟県栃ヶ原地すべりで初めて建設された。この RC 集水井工は満州で日本人が開発した満州井戸（井筒内から集水ボーリングを施工して集水効果を高めた井戸）や駐留軍の CIE 図書館にあったラジアルウエル（radial well）の資料等を元に新潟県の技師が開発した工法とされている。

新潟県 (2024) の資料には「CIA 図書館」と記載されているが，戦後に駐留軍の民間情報教育局 (Civil Information and Education Section，略称は CIE）が民主主義の啓蒙を目的に日本各地に設置（23 箇所）した図書館は「CIE 図書館」（SCAP CIE Information Center）と呼ばれていた。新潟市の CIE 図書館は 1948 年頃に設置されている。駐留軍が撤退した後の 1952 年 5 月にはアメリカ文化センター（ACC）と改名された。

日本で最初の集水井で集めた水はポンプで汲み上げて利用されていた（新潟県，2024)。ラジアルウエル（Radial well）とは図 1.2.1 に示すような，直径 4～6m の鉄筋コンクリート製の井戸の壁から帯水層に，10～20m の集水管を水平放射状に突き出して，集水面積を大幅に拡大する井戸である。図 1.2.2 は日本で最初に施工された集水井の構造図である。これを見ると，日本の最初の集水井は地すべり地にラジアルウエルそのものを設置したもので，新規に開発された対策工ではなかった。RC セグメントを用いた集水井は最初の集水井開発から約 15 年経過した 1970 年頃に新潟県で開発された（中村，2008)。

ライナープレート製の集水井工は土木研究所新潟試験所と川崎製鉄（現 JFE スチール（株))の共同研究として開発され（谷口，1989)，1960～1961 年の間に新潟県の猿供養寺地すべり地で初めて試験施工された（布施・八木，1974，中村，2008）以来，地すべり地での地下水排除工の主要な工法として採用されて，再滑動型地すべりの活動を鎮静化させる工法として信頼を得ている。

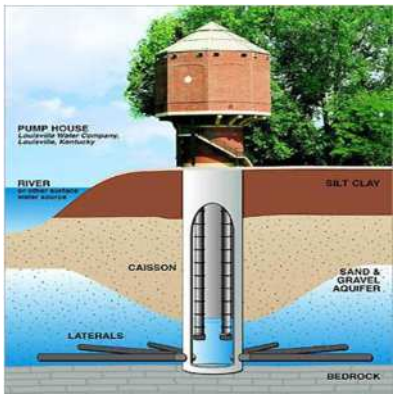


図 1.2.1 ラジアルウエルの例（Trade India,2024）

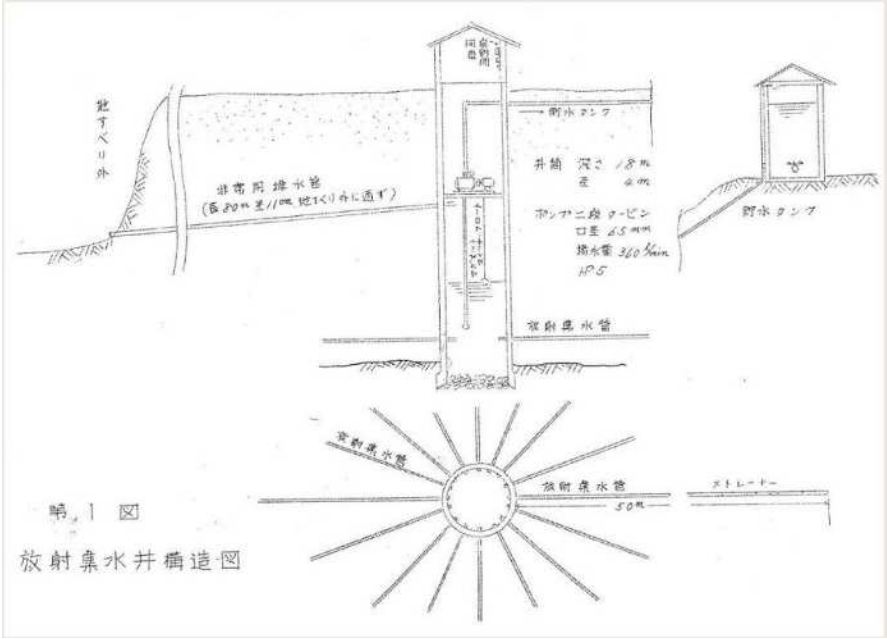


図 1.2.2 日本で最初の集水井の構造図（新潟県，2024）

＜引用文献＞

新潟県(2024):栃ヶ原地すべり集水井,
https://www.pref.niigata.lg.jp/uploaded/attachment/228546.pdf, Accessed 24 May 2024.

Trade India (2024): Radial well, https://www.tradeindia.com/products/radial-well-6019655.html, Accessed 24 May 2024.

中村浩之（2008）：地すべり防止技術の変遷と新潟県の地すべり対策，冊子「新潟県の地すべり災害と対策の歴史」，pp.5-8.

谷口敏雄（1989）：地すべりの道を拓く，pp.209.

布施弘・八木良征（1974）：放射集水井工の開発の歴史と施工例について，地すべり，Vol.11, No.2, pp.15-20.

1.2.2 理論的な解説

集水井工は，①地すべり地内に複数存在する地下水帯を貫く形で設置されることから，井筒自体による地下水位低下効果が期待できること，②井筒内から集水ボーリングを打設することで，すべり面が深い場合でも効率的に地下水を集水できることなど，深層地下水の排除工として最適の工法である。

日本における集水井工の施工基数の推移を図 4.1.1 に示す。このデータはメーカー３社のデータを集計したものである（斜面防災対策技術協会, 2016）。2000 年頃をピークに近年は施工基数が減少してきているが，2012 年までの累計では，ライナープレート製が約 8,700 基，コンクリート製が約 2,300 基，合計約 11,000 基である。

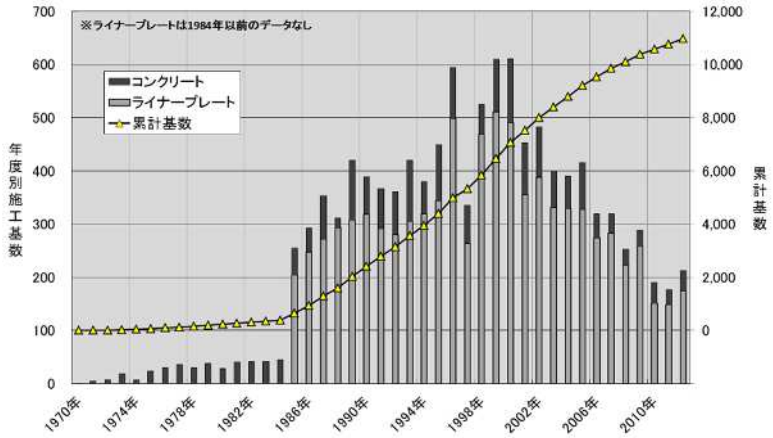


図 4.1.1 日本における集水井工の施工基数の推移（斜面防災対策技術協会, 2016）

集水井工は日本の地すべり対策事業における 60 年以上の実績があり，現在でも主要な地すべり対策工として数多く施工されている。その実績が本工法の有用性を示している。ただし，集水井そのものは日本独自の対策工ではない。イタリアでは少なくとも 1990 年頃から再滑動型地すべりの対策として直径 1～2m 程度の小口径の集水井（ポッチ・ドレナンティ，pozza derenati）が使われている。この集水井は透水性のある井筒を数 m の間隔で連続的に配置し，井筒底部を排水パイプで連結する構造である。鉄筋コンクリート製の大口径のポッチ・ドレナンティも存在する。

＜引用文献＞

斜面防災対策技術協会（2016）：斜面対策工維持管理実施要領

2. 鋼製集水井工の異なる設計仕様

2.1 課題

主流である鋼製集水井工では同一製品に対して２つの設計仕様（国土交通省仕様と林野庁仕様）が存在し，対象とする地すべり地の所管官庁によって仕様が分かれている。両者で集水井工の構造や使用する部材，構造設計の方法が異なる。また，林野庁仕様ではライナープレートと補強リングの組み合わせを基本としているのに対し，国土交通省仕様ではそのほかにバーチカルスティフナやラテラルストラットの採用を前提としている。しかし，バーチカルスティフナ等の構造計算は実施されていない。ライナープレートと補強リングの設計方法や土圧の算定方法も両者で異なる。

2.2 解説

2.2.1 日本における歴史的背景

鉄筋コンクリート製の集水井が昭和 30 年（1955 年）に初めて施工され，ライナープレート製の集水井工が昭和 36 年（1961 年）頃に初めて施工されたが，昭和 33 年（1958 年）に初版が制定された建設省河川砂防技術基準の地すべり対策工の地下水処理工の項で記載されている地下集水井は「木製井戸，有孔コンクリート井戸，有孔鉄管」の３種類であり，鉄筋コンクリート製やライナープレート製の大口径の井戸に関する記述は無い。建設省河川砂防技術基準の設計編は昭和 60 年（1985 年）に分冊化された最初の改訂版（建設省，1985）が公開された。その中には集水井工の項目を設けて，鋼製集水井の深さや構造等について記述されているが，構造計算については井筒の座屈に関する式のみが掲載されている。バーチカルスティフナとラテラルストラットについては「**必要に応じて補強のために用いる**」と明記されている。その理由として「**土圧は主働土圧と見なすものとし，計算上は地すべり土圧は考慮しないものとする。しかし実際には，地すべりの挙動は複雑であるので，必要に応じて補強のために用いる**」と説明されている。しかし，その構造計算の方法や設計外力の考え方に関する説明は，その後の改訂版でも記述されていない。「地すべり防止技術指針及び同解説（土木研究所，2008）」においても「**集水井の変形が予想される場合は，ラテラルストラットとバーチカルスティフナーを用いて集水井を補強する**」と明記されている。

この設計編（建設省，1985）の 5 年前に発表された土木研究所資料「地すべり地における集水井の構造設計」（建設省土木研究所，1980）では鋼製集水井と鉄筋コンクリート集水井の両方について詳細な構造計算の方法が示されている。この中でバーチカルスティフナーの構造計算例も示されている。しかし，この構造計算式は実務では使われていない。地すべり運動に伴う予測不能な土圧に対して井戸が変形するときバーチカルスティフナーやラテラルストラットがあれば強くなるという補強の意味で，当初から鋼材メーカーが取り入れてきた。1961 年頃に施工された最初の鋼製集水井でもバーチカルスティフナ等が利用されていた。ラテラルストラットは井戸が楕円に変形するのを抑えるためであり，バーチカルスティフナーは井戸全体が一体化する時の補強である。

治山技術基準の初版（日本治山治水協会，1971）には集水井工に関する記載はない。治山技術基準が昭和 62 年（1987 年）の改定版で治山技術基準－地すべり防止編が分冊化された。その「第 4 章　地すべり防止工事の設計」にはライナープレートと補強リングを用いた集水井工の設計方法が詳述されているが，バーチカルスティフナとラテラルストラットの記載はない。しかし，昭和 60 年頃までは林務の地すべり地でもバーチカルスティフナが使われていた。鋼製集水井の設計・施工技術は鋼材メー

カの主導であったため，導入当初は２つの仕様が同一仕様であった。排水効果を重視してすべり面以深まで掘削ことが多かった林野庁仕様では地すべり滑動によるすべり面付近でのライナープレートの変形がバーチカルスティフナーによって他の深度にも影響する事例が複数確認されたことから昭和60年頃からバーチカルスティフナーは採用されなくなった。構造計算において考慮されないこともこの２つの部材を採用しない理由になった。

治山分野では，原則的に底部をすべり面以深に設置することで集水井工の効果を高めることを重視している。若干の地すべり変動が生じるとすべり面位置のライナープレートに横ずれせん断の変形が発生することもあるが，すべり面上下の井筒は健全に保持されることが多い。排水ボーリングも機能しているので集水井工の排水機能は維持される。バーチカルスティフナーを設置すると地すべり変動に伴う井筒の破損がバーチカルスティフナーを通じて全深度の井筒に影響し，大きな破損に繋がるため，治山分野ではバーチカルスティフナーを採用していない。

公共施設である集水井工が地すべりにより破損することを極力避けるという河川砂防技術基準の考え方と地すべり対策としての効果を最大限に発揮させることに主眼を置いた治山技術基準の考え方の違いが現れたものである。

2.2.2 理論的な解説

(1)2つの仕様の主な違い

論理的な説明は次項以降に記載しているが，日本の２つの仕様の主な違いをまとめると以下のようになる。

表 4.1.1 日本での 2 つの設計仕様の主な違い(鋼製集水井)

仕様区分	国土交通省仕様	林野庁仕様
基本的な考え方	公共施設としての集水井工の破損を最小とする考え。 →不完全貫入井を標準とする。	地すべり対策工として最大の効果を期待できる構造。 →完全貫入井を標準とする。
井筒の構造 （RC 製の場合は同じ仕様）	●より剛な構造として地すべり運動に伴う土圧などの外力への対応を強化。 ●ライナープレートと補強リングのほかに，バーチカルスティフナーやラテラルストラットの採用を前提としている。	●集水井工に抑止機能は期待できないとして，地すべりによる変形が集水井工の集排水機能を低下させない構造。 ●ライナープレートと補強リングのみの構造なのですべり面付近で井筒がずれるだけで集水機能や排水機能は維持される。
設計手法の違い （RC 製の場合は土圧式のみ仕様が異なる）	●土圧式： 日本のケーソン基礎設計時の常時側圧として想定される経験的土圧式（粘土地盤相当）。 ●井筒の楕円化変形量 δ_0： 集水井半径 r の 1%（1.75cm）と仮定 →結果として同一土圧に対しては林野庁仕様よりも薄い鋼材（ライナープレート，補強リング）で良いことになる。	●土圧式： 地盤の強度定数を考慮したランキン土圧式，またはテルツアギー土圧式。 ●井筒の楕円化変形量 δ_0： 集水井施工時の余掘り量として 4～10cm と仮定。
構造設計の考え方の違い	外力としての土圧を，実際の地盤条件とは無関係に最悪の地盤（粘土地盤）を仮定して大きめの土圧（外力）を与えている。構造設計では楕円変形量を小さい値に設定することで断面力が小さくなり，ライナープレートや補強リングに必要な断面性能が小さくなるように設計している。	外力としての土圧は，地盤条件を考慮して土質定数（γ，c，φ）に対応した値を算出している。構造設計では楕円変形量の最大値を余掘り相当分として大きめに与えることで断面力が大きくなり，ライナープレートや補強リングに必要な断面性能が大きくなるように設計している。

※完全貫入井＝制限床であるすべり面を貫く井戸，不完全貫入井＝制限床であるすべり面に達しない井戸

この違いを更に要約すると以下の 4 つになる。

①標準的な構造が完全貫入井か不完全貫入井か

②土圧式
③井筒の楕円化変形量 δ の与え方（鋼製のみ）
④構造部材にバーチカルスティフナーやラテラルストラットを採用するか否か（鋼製のみ）

（2）バーチカルスティフナーやラテラルストラットの役割と弊害

バーチカルスティフナーやラテラルストラットは井筒の耐力を増加させるために設置されるが，それを設計するための外力が何か，どのようにそれを構造計算に取り入れるかは明確にされていない。実際には，設計計算をしない状態でそれらが導入されている。

土木研究所資料（建設省土木研究所，1980）には集水井のバーチカルスティフナーの設計事例が紹介されている。それはシャフト杭のように不動層まで掘削・設置された集水井に 100tf/基（1000kN/基）の地すべり推力をすべり面に作用させた時の挙動をくさび杭的手法で解析したものである。集水井 1 基当たり 1000kN の地すべり推力は，例えば，集水井を地すべりの横断方向に 50m 間隔で設置した場合で抑止力 P＝20kN/m 相当となる。平均すべり面勾配を 20°，地すべりの長さ 100m×深さ 15m の場合，P＝20kN/m の抑止力は地すべりの安全率を 0.2%程度，安全率にして 0.002 相当を上昇させるだけとなる。この**試算結果は集水井のバーチカルスティフナーで地すべり推力に対抗することは不可能であることを，結果的に示していることになる**。

地すべり変動に伴う土圧に耐えるためにバーチカルスティフナーやラテラルストラットを設けるのであれば，地すべり変動に伴う土圧を算定して設計外力として与える必要がある。その場合，以下のような問題点がある。

①バーチカルスティフナーは集水井内に垂直に配置され補強リングに固定されているため，バーチカルスティフナーが受けた外力は補強リングの構造計算にも影響する。
②集水井工が採用される地すべりは，地上からの横ボーリング工では効率的に地下水が排除できないほどに，すべり面深度が深い場合が多く，地すべり推力は巨大となる。地すべり推力の一部の力を受け持つとしても，それに耐えるバーチカルスティフナーと補強リングは相当強固な構造とする必要がある。しかし，そのような強固な構造は実用的で無く，逆に，バーチカルスティフナーで全深度の補強リングが連結しているため，地すべり変動によって集水井の一部に発生した変形が全深度に影響し，全深度の鋼材が変形・破損する可能性が高くなる。
③バーチカルスティフナーはそれが設置された位置では土圧に対する井筒の耐力を増加させるが，設置されていない位置では効果は無く，４本程度の設置では井筒全体への効果も限定的である。

ラテラルストラットは補強リングとの機能の違いが不明確で，かつ，補強リングのように水平方向の全方向への補強効果は無く，軸方向のみの補強効果となる。ラテラルストラットはそれが設置された深度ではその軸力方向の座屈の耐力を増加させるが，それ以外の深度では寄与しない。これも井筒全体への効果は限定的である。

一方，林野庁や各都道府県の林務所管の地すべりでは，バーチカルスティフナーやラテラルストラットを設置しない設計・施工が 1980 年代から継続している。林野庁仕様の集水井の大半がすべり面以深まで設置する完全貫入井であり，地すべり変動の影響を強く受けているのにも関わらず，バーチカルスティフナー等を使用しないことによる大きな問題は発生していない。

また，バーチカルスティフナーやラテラルストラットを設けることで材料費や施工費用が増加するが，構造計算を必要としない構造部材によって施工費用が増大する事の合理性が問題となる。

＜引用文献＞

建設省（1958）：建設省河川砂防技術基準（案），山海堂
建設省（1976）：建設省河川砂防技術基準（案）調査編・計画編，山海堂
建設省（1985）：建設省河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ，山海堂
建設省（1997）：改定新版　建設省河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ，山海堂
日本治山治水協会（1987）：治山技術基準解説（地すべり防止編）
日本治山治水協会（2013）：治山技術基準解説（地すべり防止編）
土木研究所（2008）：地すべり防止技術指針及び同解説
中村浩之・白石吉信（1980）：地すべり地における集水井の構造設計，土木研究所資料，第 1618 号
日本治山治水協会（1971）：治山技術基準解説
日本治山治水協会（1987）：治山技術基準解説（地すべり防止編）

3. 2つの仕様による掘削深さの違い

3.1 課題

日本の２つの仕様（国土交通省仕様，林野庁仕様）のどちらも，停止中の地すべりではすべり面より下の基盤岩に２～３m程度貫入させることを前提としており，移動中の場合はすべり面より上に底部を設ける原則は一致している。一般的な再滑動型地すべりは若干の地すべり活動が観測されている場合や移動と停止を繰り返す場合が多く，このような地すべりに対して，国土交通省仕様では原則通りに貫通させないことが一般的で，林野庁仕様では貫通させることが一般的である。このように国土交通省仕様と林野庁資料では掘削深さに違いがある。林野庁仕様は地すべり活動による井筒の変形をある程度許容していることになる。

3.2 解説

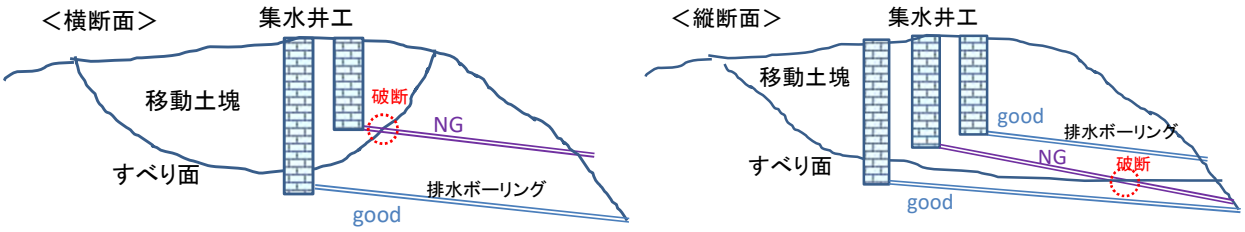
3.2.1 日本における歴史的背景

集水井の深さに関する記述は，集水井工の設計方法が最初に掲載された国土交通省仕様の河川砂防技術基準（建設省，1985）の記述も林野庁仕様の治山技術基準－地すべり防止編の初版である日本治山治水協会（1987）の記述も現在と同様の記述である。公共施設である集水井工が地すべりにより破損することを極力避けるという国土交通省仕様の考え方と地すべり対策としての効果を最大限に発揮させることに主眼を置いた林野庁仕様の考え方の違いが実務での仕様の違いに現れている。

3.2.2 理論的な解説

集水井は井筒をすべり面以深まで設けることにより完全貫入井となる。すべり面上下の地下水帯や移動層中にある全ての地下水帯を貫くことができるので，その位置での各地下水帯の圧力水頭をほぼゼロにすることができ，集水機能が十分に発揮される。また，排水ボーリングを全長において不動層中に配置することができ，排水ボーリングの被災リスクを小さくすることができる。鋼製集水井工の場合，地すべり活動により井筒がすべり面深度で横ずれせん断で破壊されても集水・排水機能はほとんど影響を受けない。一方，底部を移動層中に配置すると不完全貫入井となり井筒本体での集水機能が低下する。また，排水ボーリングを全長にわたって移動層中に配置することになるが，移動層は地すべり活動に伴って変形し，段差亀裂や開口亀裂等も発生することから，排水ボーリングが被災するリスクが高まる。このように地すべり対策としての効果を最大限に発揮させることに注目すれば，すべり面以深に底部を設ける方法が優れている。しかし，鋼製集水井工にバーチカルスティフナーを併用する場合やRC集水井工の場合に井筒をすべり面以深に設けると地すべり変動に伴う井筒の変形・破損が増大する可能性がある。

地すべり活動が活発で，地すべり活動により井筒が大きく破損する可能性がある場合は，底部を移動層に設定する（不完全貫入井）仕様が良い。その場合は，排水ボーリングが移動層中に設置されることになるので，移動層の変形や移動層内の亀裂の発生により排水ボーリングが破損しないような配置の配慮が必要である。排水ボーリングがすべり面を貫通するように設計すると破断が発生し，集水した地下水をすべり面に供給することになるので避けるべきであるが，すべり面と交差しない配置が困難な場合も多い。



a）横断面上での関係　　b）縦断面上での関係

図 1.2.1 排水ボーリングとすべり面との関係の良否

＜引用文献＞

建設省（1985）：建設省河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ，山海堂
日本治山治水協会（1987）：治山技術基準解説（地すべり防止編）

4. 鋼製集水井の異なる設計手法の存在

4. 1 課題

国土交通省仕様と林野庁仕様の設計手法において以下の違いがある。
○土圧式が異なり，どちらの仕様でも海外では利用されていない日本独特の土圧式が利用されている。
○鋼製集水井工の設計方法が部分的に異なる。

4. 2 解説

4. 2. 1 日本における歴史的背景

（1）土圧計算式の歴史的背景

昭和 47 年(1972 年)から改訂作業が進められた建設省河川砂防技術基準であるが，設計編は昭和 60 年（1985 年）に分冊化された最初の改訂版が公開された。この改訂版では土圧分布として，式 5.2.1 に示すアーチアクションを考慮したテルツァギーの式と土圧分布（図 5.2.1）のみが掲載され，集水井の設計において，「井筒外周面に作用する最大土圧は周囲の土のアーチアクションを考慮して次式（テルツァギーの式）により求める」と断定されていた。ここには他の土圧式が選択可能であることは記載されておらず，設計に用いる土圧式が 1 つに限定されていた。その土圧式を以下に示す（原典は重力単位表記であるが，SI 単位表記に変更した）。

$$P_t = \left\{ \frac{12(3m-2)}{H_0^3} H^2 + \frac{6(3-4m)}{H_0^2} H \right\} P$$

$$P_{tmax} = \frac{3(3-4m)^2 P}{4(2-3m)H_0}$$

$$H = \frac{3-4m}{4(2-3m)} H_0$$

・・・5.2.1

ここに，P：ランキン土圧の合力（kN/m）
P_t：深度 H における水平土圧（kN/m^2）
H_0：集水井の深さ（m）

H：地表から P_t の作用点までの距離（m）

p_{tmax}：最大土圧（kN/m^2）

m：土圧合力 P の作用点の集水井の深さ H に対する比（m≒0.55）

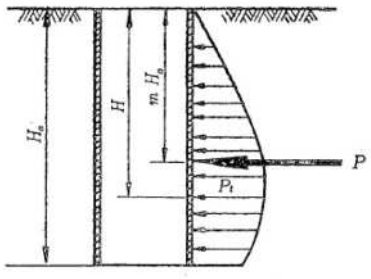


図 5.2.1　1985 年発行の建設省河川砂防技術基準に採用された土圧分布

昭和 55 年（1980 年）に発行された土木研究所資料「地すべり地における集水井の構造設計」（土木研究所，1980）には式 5.2.1 の引用文献として「建設省河川砂防技術基準　設計編」と記載されているが，1980 年時点では引用文献の設計編（建設省，1985）はまだ出版されていない。よって，この引用文献は改訂作業中の非公開資料である。日本で公開された時系列で判断すると中村・白石（1980）がアーチアクションを考慮したテルツァギーの式の原典となる。

平成 9 年（1997 年）に改訂した建設省河川砂防基準―設計編ではテルツァギーの土圧式もあるとしながら，「一般には，土圧は深さ 15m 程度以上では増加しないものとし，静止土圧の三角分布とする次式が多く用いられている。」として，現在も利用されている以下の式と図 5.2.2 の土圧分布が採用された。この出典は明記されていない。

$$P_h = k\gamma h \quad (h < 15\mathrm{m})$$
$$P_h = 15k\gamma \quad (h \geqq 15\mathrm{m})$$

・・・5.2.2

ここに，P_h：土圧強度(kN/m^2)

k：静止土圧係数(砂質土，粘性土にかかわらず 0.5 とする)

γ：土層の単位体積重量(kN/m^3)

h：地表からの深度（m）

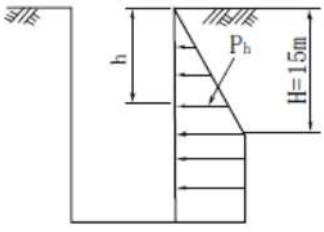


図 5.2.2　1997 年発行の建設省河川砂防技術基準に採用された土圧分布

道路橋示方書－下部構造編（日本道路協会，1980）ではケーソン基礎の側壁の竣工後の常時荷重として静止土圧を採用しており，そこには「静止土圧係数としては砂質土，粘性土の区別なく 0.5 を用いるものとし，静止土圧強度の分布としては，深さ 15m まで三角分布とし，それより深い箇所では

15m の深さにおける土圧強度と同じであると考える。また，静止土圧には粘着力の影響は無視する。」と記述されている。この記述はその後の平成 6 年（1994 年）版や平成 29 年（2017 年）版にも記載があり，長年慣用されてきた。国土交通省が平成 9 年（1997 年）に採用した土圧算定方法（図 5.2.2）はこの静止土圧の考え方に準拠したものと考えられる。建材メーカーが製作した平成 3 年（1991 年）版のライナープレート集水井設計・施工マニュアル（鋼材倶楽部，1991）には集水井の設計に利用する土圧として既に図 5.2.2 の土圧分布が掲載されている。

治山技術基準の初版（日本治山治水協会，1971）には集水井工に関する記載はない。治山技術基準解説－地すべり編の初版である日本治山治水協会（1987）には，深さ 20m 未満ではランキン土圧式を採用するとし，深さ 20m 以上の場合の土圧式として，図 5.2.1 及び式 5.2.1 と同じアーチアクションを考慮したテルツァギーの式が掲載されている。また，多層構造の地盤の土圧式も掲載されている。平成 25 年（2013 年）の改訂版（日本治山治水協会，2013）でもその３種類の土圧式が掲載されているが，林務所管の地すべり事業では多層構造の地盤の土圧式を利用することが多い。

(2)偏土圧の歴史的背景

建設省河川砂防技術基準　設計編（建設省，1985）には偏土圧に関する記述はない。平成 9 年（1997 年）に改訂した建設省河川砂防基準―設計編（建設省，1997）では「偏土圧が予想される場合にはそれを考慮した設計を行うものとする」と記載されている。しかし，偏土圧に関する記載の直後に，井筒部材の板厚を決定するための円環座屈の式が指定されている。この円環座屈の式は井筒に均等土圧が作用する場合の式であり，偏土圧を考慮できない。平成 3 年（1991 年）版のライナープレート集水井設計・施工マニュアル（鋼材倶楽部，1991）では均等土圧に偏土圧を加算して，円環座屈の式で井筒の板厚を検討する方法が掲載されている。この円環座屈の式の使用法は間違っているが，建設省（1997）の記述はこれに基づいていると考えられる。

土木研究所資料「地すべり地における集水井の構造設計」（土木研究所，1980）には地すべり地内に設置する集水井で，すべり面以浅までの深度の集水井について，４方向からの偏土圧が作用する場合の計算式が掲載されている。４方向からの土圧を偏土圧と定義することはできないが，ルゲート・ライナー協会発行のライナープレート設計・施工マニュアル（2009）では地すべり縦断方向の２方向からの偏土圧によって井筒が変形し，その変形に応じた土圧が地すべりの横断方向から作用するという仮定となっている。

コルゲート・ライナー協会発行のライナープレート設計・施工マニュアル（2009）では地すべり地内やその近傍に設置する集水井で偏土圧が想定される場合は経験的に 100～200kN/m^2 程度の偏土圧を集水井の深さ方向の全長にわたり作用するものと仮定するとされている。しかし，鋼製集水井の設計においては偏土圧を考慮した構造計算式は使われない傾向にある。また，福島県の土木設計マニュアル－砂防編（福島県，2015）では，地すべり活動ブロック内等では偏土圧を考慮すると明記されている。また，鉄筋コンクリート集水井　設計・施工マニュアル（北陸建設弘済会，2010）にも 100kN/m^2 の偏土圧を考慮することが明記されている。

(3)構造計算方法の歴史的背景

昭和 30 年（1955 年）に日本で最初に設置された集水井は上述のように取水井戸として海外で利用されていたラジアルウエル（radial well）を地すべり地に設置したもので，構造計算はラジアルウエル

に準拠していたと考えられる。鋼製集水井の設計方法は，共同開発者である川崎製鉄が主導して開発された（川崎製鉄，1973,1974）。RC 製集水井の設計方法は，RC セグメント方式の集水井を開発した北日本ブロック工業が主導して開発された（北日本ブロック工業，1975）。

昭和 55 年（1980 年）に発行された土木研究所資料「地すべり地における集水井の構造設計」（建設省土木研究所，1980）において集水井の構造設計の方法が提案されており，鋼構造集水井と鉄筋コンクリート集水井の構造設計の方法が示されている。この中の鋼構造集水井の構造設計の主要部分は「Ⅲ－２　均等土圧が作用する場合の設計」，「Ⅲ－３　地すべり土塊内力を考慮した場合の設計（Ⅰ）集水井がすべり面を切らない場合」，「Ⅲ－４　地すべり土塊内力を考慮した場合の設計（Ⅱ）集水井がすべり面を切る場合」の３つに区分しされているが，地すべり土塊内を想定した２つの構造設計手法は現在では利用されていない。「Ⅲ－２　均等土圧が作用する場合の設計」で紹介された構造設計手法が，現在の国土交通省仕様や林野庁仕様の構造計算の基本部分である，限界座屈荷重と許容座屈荷重の式，最大曲げモーメントの算出式などが記述されている。また，国土交通省仕様で採用されている楕円化変形量を半径 r の１％とする考え方も示されている。しかし，軸力や曲げモーメントをライナープレートと補強リングで分配する方法などの具体的な方法の記述は無い。

ライナープレート製の集水井の構造計算の方法は治山技術基準解説－地すべり編（日本治山治水協会,1987）に詳細に記述されている。構造計算の基本的な部分は土木研究所資料（1980）と同じであるが，楕円変位量 δ の考え方は掘削時の余掘り量を基準とする内容である。また，軸力や曲げモーメントをライナープレートと補強リングで分配する考え方も詳細に説明されている。その内容は，その後２回の改訂を経た同基準書の最新版（2013 年版）まで継続して掲載されている。一方，建設省河川砂防技術基準－設計編の初版から最新版（1997）までと地すべり防止技術指針及び解説（土木研究所，2008）には，ライナープレート製の井筒の構造計算の方法に関する詳細な記述が無い。楕円変形量を半径 r の 1%とすることも国土交通省系の技術基準書類（技術指針等を含む）のどこにも記載はないが，慣例としてこの方法が利用され続けている。

4.2.2 土圧の考え方に関する理論的な解説

（１）ランキン土圧やクーロン土圧，テルツァギー式の問題点

（ａ）ランキン土圧やクーロン土圧の問題点

ランキン土圧（Rankine,1857）やクーロン土圧(Coulomb,1773)は日本や海外においてよく知られている土圧式である。鉛直の壁面に作用する水平土圧に限定した場合，ランキン土圧式はクーロン土圧式における壁面の摩擦角 δ を δ＝0°とした場合と一致する。これらの土圧式は未固結の土の圧力に関する式であり，且つ，比較的浅い深度の土圧に関する理論である。集水井工は一般的な深度で 20～50m 程度，最大で 100m を超える深度のものもあるが，これらの土圧式はこのような大深度の土圧に対応した土圧式ではない。よって，これらの土圧式を用いると深部では実際より大きめの土圧を算出する可能性がある。

Terzaghi(1943)や Terzaghi&Peck（1948）はランキン土圧（Rankine,1857）と実測値を比較し，鉛直の壁面に作用する土圧には周辺土の鉛直方向のアーチアクションが作用することと，それにより壁面の下端では土圧が減少し，ランキン土圧との差が大きくなることを示している。よって，ランキン土圧式で算出される土圧が深部では実測値より大きくなる。対象地盤の地質も深部では風化岩が主体となることが多いことから，更に実態との差が拡大すると考えられる。また，Terzaghi(1943)は壁面の変位

のパターンによって，壁面に作用する土圧の分布形が異なり，ランキン土圧のように三角形分布となるためには壁面の上端が掘削側に傾倒する変位が生じる必要があるとしている。鉛直方向のアーチアクションは壁面が均等に水平変位する場合や壁面の下端が掘削側に張り出す変位の場合に発生するとしている。

一方，多層構造の地盤にランキン式を適用すると，粘着力 c の効果により中間層や深部においても負の土圧が算出されることがある。また，逆に深部において過大な土圧を算出する危険性もある。例えば，地層の区分方法や各地層のせん断強度パラメータの設定が不適切だと，30m 以深などの深部でも巨大な主働土圧が算出されることがある。直径 3～5m 程度の縦孔で深度 30m 以上にわたって，直線のすべり線を有する主働破壊が発生することは考えられない。深い深度での土圧の算出結果が巨大になった場合は，地層区分と各地層のせん断強度パラメータを見直す必要がある。

また，ランキン土圧やクーロン土圧は土に対する土圧理論であるため，岩盤には適用できない。岩組織が明確な弱風化岩にも適用できないことを理解して利用する必要がある。

（b）日本の技術書におけるテルツァギー式の問題点

集水井に作用する土圧としてこの式が最初に紹介されたのは土木研究所資料（土木研究所，1980）である。当時は国土交通省仕様でもこの式が利用されていた。しかし，この式は原典とされる Terzaghi のどの文献にも記載が無い。Terzaghi(1943)や Terzagi&Peck(1948)では図 5.2.3(c)や図 5.2.4 のように鉛直方向のアーチアクションが存在するとの説明はあるものの，その土圧分布式は掲載されていない。

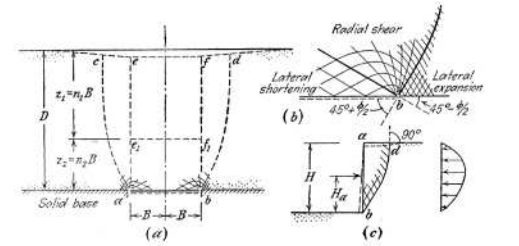


FIG. 17. Failure in cohesionless sand preceded by arching. (a) Failure caused by downward movement of a long narrow section of the base of a layer of sand; (b) enlarged detail of diagram (a); (c) shear failure in sand due to yield of lateral support by tilting about its upper edge.

図 5.2.3　Terzagi(1943)での Arching の説明

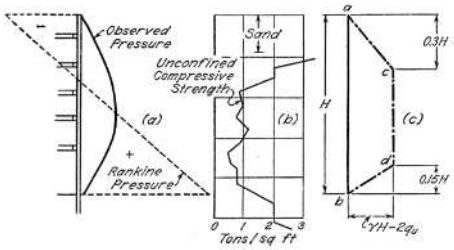


FIG. 150. (a) Results of measurement of lateral earth pressure against bracing of open cut in medium clay in Chicago; (b) variation in unconfined compressive strength of clay adjacent to cut; (c) fictitious distribution of pressure used as a basis for design of struts in open cuts in soft and medium clay.

図 5.2.4　Terzagi&Peck(1948)での Arching の説明図

日本や海外で発行されている土質力学に関する技術本にも土木研究所資料（土木研究所，1980）の式と一致する Terzaghi の arching 理論式は掲載されていない。海外の文献を見ると，例えば，Evans(1984MS)は修士論文「an examination of arching in granular soils」として，Tien(1996)は「a Literature study of the arching effect」として，それぞれ当時発表されていた色々な arching 理論を比較しているが，Terzaghi に関する arching 理論は図 5.2.5 のような分布であり，土木研究所資料に掲載された図 5.2.1 の分布形とは異なる。

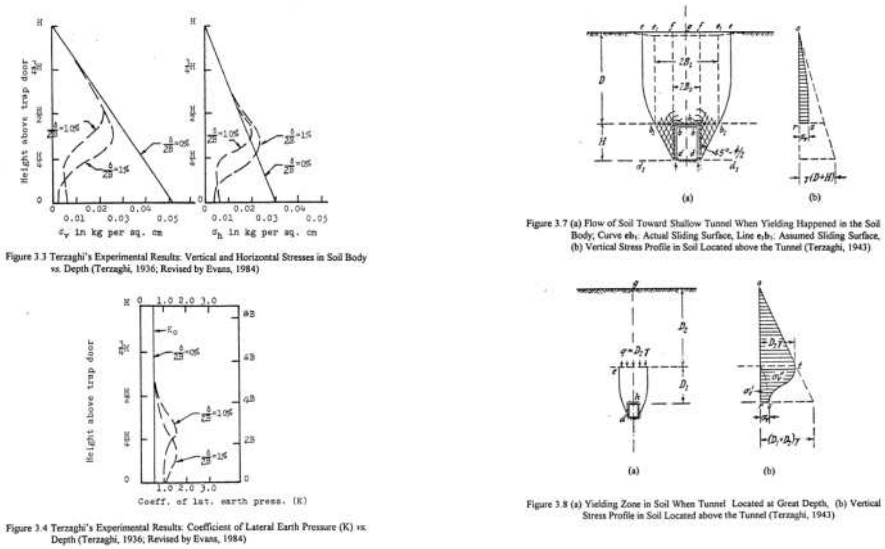


Figure 3.3 Terzaghi's Experimental Results: Vertical and Horizontal Stresses in Soil Body vs. Depth (Terzaghi, 1936; Revised by Evans, 1984)

Figure 3.4 Terzaghi's Experimental Results: Coefficient of Lateral Earth Pressure (K) vs. Depth (Terzaghi, 1936; Revised by Evans, 1984)

Figure 3.7 (a) Flow of Soil Toward Shallow Tunnel When Yielding Happened in the Soil Body, Curve eb_1: Actual Sliding Surface, Line e_1b_1: Assumed Sliding Surface, (b) Vertical Stress Profile in Soil Located above the Tunnel (Terzaghi, 1943)

Figure 3.8 (a) Yielding Zone in Soil When Tunnel Located at Great Depth, (b) Vertical Stress Profile in Soil Located above the Tunnel (Terzaghi, 1943)

図 5.2.5　Evans(1983MS)や Tien(1996MS)で紹介されている Terzaghi(1936B, 1943)の Arching の説明図

図 5.2.6 に示すように, Khosravi et al.(2018)はいろいろな arching の理論式を比較している。Pipatpongsa et al. (2014)も同様の比較を行っているが，どちらも Terzaghi の理論式は取り扱っていない。

Benmebarek(2013)は円環状の穴に作用する土圧理論を比較しており，Terzaghi の理論式も比較対象としている。ここでは Terzaghi(1943)に明記された式を用いているがその式は図 5.2.3(c)のような壁面の土圧に対応した式ではなく，図 5.2.3(a)のように砂地盤の一部が沈下する時の境界面に作用する土圧の式であり，土木研究所資料に掲載された式 5.2.1 とは異なる。

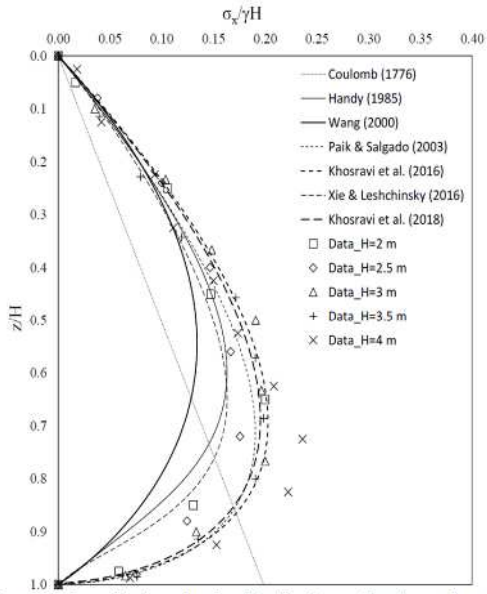


Fig. 23. Theoretical predictions for the distributions of horizontal active stress compared with full-scale measurements (Data from Tsagareli [45]).

図 5.2.6　Khosravi et al.(2018)で比較されている Arching 理論

土木研究所資料（土木研究所，1980）では土圧式の誘導過程の説明もあり，深度 h での土圧分布 p(h)が「$p(h)=a\cdot h^2+b\cdot h$」の関数に従うとして式が誘導され，係数 a が負の値となっている。この関数は「土圧分布が，深さ h に正比例し，深さ h の２乗（h^2）に負の比例をする」事を示しているが，Terzaghi(1943)

ではそのような理論の説明は無い。土木研究所資の式 5.2.1 は Terzaghi(1943)の arching 理論の考え方や土圧分布の形状を元に，日本の当時の建設省の研究者が独自に誘導した式であると考えられる。よって，ここでは土木研究所資料の式 5.2.1 を Terzaghi－土研式と表現する。

この式は Terzaghi の土圧理論の本質的な意味は無視して，土圧合力がランキン土圧の合力と一致することと，土圧の分布形状のみを元に幾何学的に導いた土圧式であり論理的裏付けに乏しい。また，Terzaghi(1936A,1636B,1943)は砂地盤に関する arching 理論の考え方を示しており，土木研究所資料の式が取り扱う粘性土には本来対応していない。

一方，山口（1969）は Terzaghi(1936)が示した砂地盤での土圧の考え方を元に Terzaghi 理論に沿って土圧算出式を誘導している。Terzaghi(1936, 1943)は擁壁の変形の違いによって作用する土圧分布も変化するとしており，山口（1969）はそれを図 5.2.8 のように整理している。

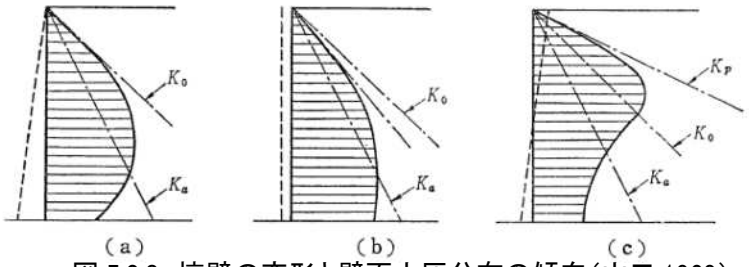


図 5.2.8　擁壁の変形と壁面土圧分布の傾向（山口,1969）

この内, 山口（1969）は図 5.2.8(a)のように擁壁の上端を中心とした回転が生じる場合の Terzaghi(1936)の土圧理論を元に以下の仮定条件で式を誘導している。

①土圧のすべり線を直線とする。

②全水平土圧の合力がランキン土圧の合力と等しいとする。

Terzaghi－山口の式を以下に示す。

$$p_z = \frac{\gamma H K_a}{\xi}\left\{1 - \exp\xi\left(\frac{z_1}{H} - 1\right)\right\}\left(1 + \frac{z_1}{H}\xi\right)$$

$$z_1 = H - z$$

$$m = \frac{1}{3} - \frac{2\exp(-\xi) - \xi^2 + 2\xi - 2}{\xi^3} \qquad \cdots 5.2.3$$

ここに，P_z：深さ z における水平土圧(kN/m^2)

γ：土の単位体積重量（kN/m^3）

H：集水井の深さ（m）

K_a：ランキンの主働土圧係数=tan^2（45° － ϕ/2）

ξ：合力の作用位置に関する係数（山口の原典では変数 c と表している）

z：地上からの深さ（m）（山口の原典では掘削下端からの高さを z としている）

z_1：掘削下端からの高さ（m）（山口の原典ではこれを変数 z で表している）

m：土圧合力 P の作用点の集水井の深さ H に対する比（山口の原典では掘削下端からの高さの比として n_a を採用している。m=1－n_a）

合力の位置に関する変数 ξ（原典図中の c）を変化させた場合の土圧分布を図 5.2.9 に示す。

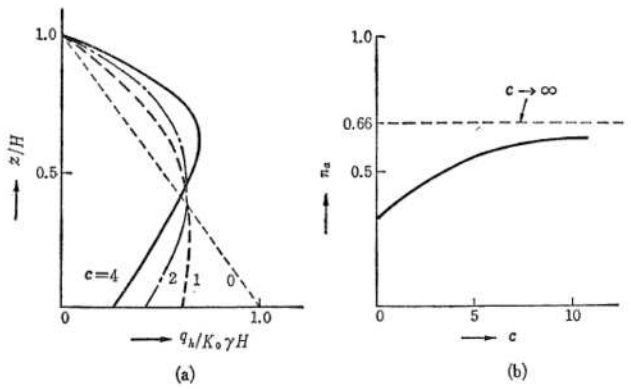


図 5.2.9　変数ξ（原典図中の c）の変化と壁面土圧分布の関係（山口,1969）

Terzaghi(1943)では擁壁の上端を中心とした回転が生じる場合の土圧のすべり線は直線では無く，曲線となることを論じているが，それに対応する具体的な土圧の算定式は提示されていない。

（ｃ）アーチ効果を考慮したその他の土圧式

Paik&Salgado (2003)や. Khosravi et al.(2016)はアーチ効果を考慮した土圧式を提案しているが，いずれも壁面抵抗角δが発生することを前提とした土圧式であり，壁面抵抗角δがゼロの場合は土圧を算出できない。ラーナープレート製の集水井の場合，井筒と孔壁の間に余掘り部分の空洞が存在することから壁面抵抗角δをゼロとした土圧式が必要となる。

一方，集水井は円環柱であり，円環部の水平面でのアーチ効果が発生する。このような円筒状の掘削面と平板的な掘削面では土圧分布が異なるが，ランキン土圧やクーロン土圧では円筒状の掘削面の土圧を算出することができない。円筒状の掘削面に作用する土圧の式としては Berezantzev(1958)の以下の公式が世界的に有名である。

$$p_a = \gamma r_0 \frac{\tan\left(\frac{\pi}{2}-\frac{\phi}{2}\right)}{\eta-1}\left(1-\frac{1}{R_B^{\eta-1}}\right)+q_0\frac{1}{R_b^{\eta}}\tan^2\left(\frac{\pi}{2}-\frac{\phi}{2}\right)-c\left[1-\frac{1}{R_b^{\eta}}\tan^2\left(\frac{\pi}{2}-\frac{\phi}{2}\right)\right]\cot\phi$$

$$\eta = 2\tan\phi\tan\left(\frac{\pi}{2}-\frac{\phi}{2}\right)$$

$$R_b = 1+\frac{z}{r_0}\tan\left(\frac{\pi}{2}-\frac{\phi}{2}\right) \qquad \cdots 5.2.4$$

ここに，p_a：深度 z における土圧（kN/m^2）

γ：土の単位体積重量（kN/m^3）

r_0：円筒の半径（m）

q_0：上載荷重（kN/m^2）

φ：土の内部摩擦角（°）

c：土の粘着力（kN/m^2）

この公式については申潤植（1989）が集水井に作用する土圧としてテルツァギー式との比較計算結

果を示しているが，ϕ＝30°，c=0，q_0＝0 の条件での最大値の比較で，Berezantzev 式の土圧はテルツァギー土研式の 6 分の 1 程度となる。この他，最近では Cheng, *et al.*(2008), Benmebarek, *et al.*(2013), Meftah, *et al.*(2018)などが数値解析結果や実験結果などと比較した検証結果を示している。

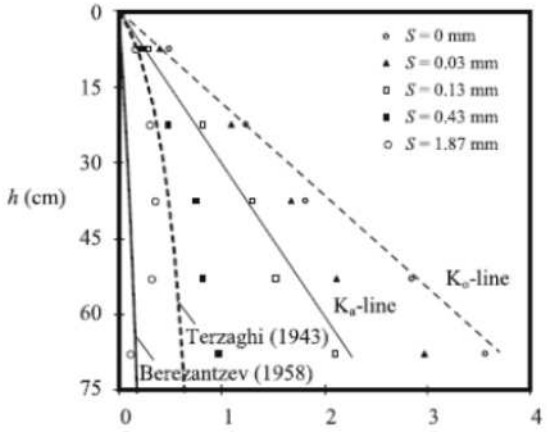


図 5.2.10　Benmebarek et al.(2013)で比較されている Arching 理論
（X 軸は土圧 P をシャフトの半径 B と単位体積重量γで割った無次元値：P/(B･γ)）

図 5.2.11 に 3 つの土圧式による土圧の試算結果を示す。土圧式の違いによる土圧の最大値 p_{max} の違いは 10～50%程度である。

a）case1(c=5kPa，φ＝20°)　b）case2(c=5kPa，φ＝25°)　c）case3(c=5kPa，φ＝30°)

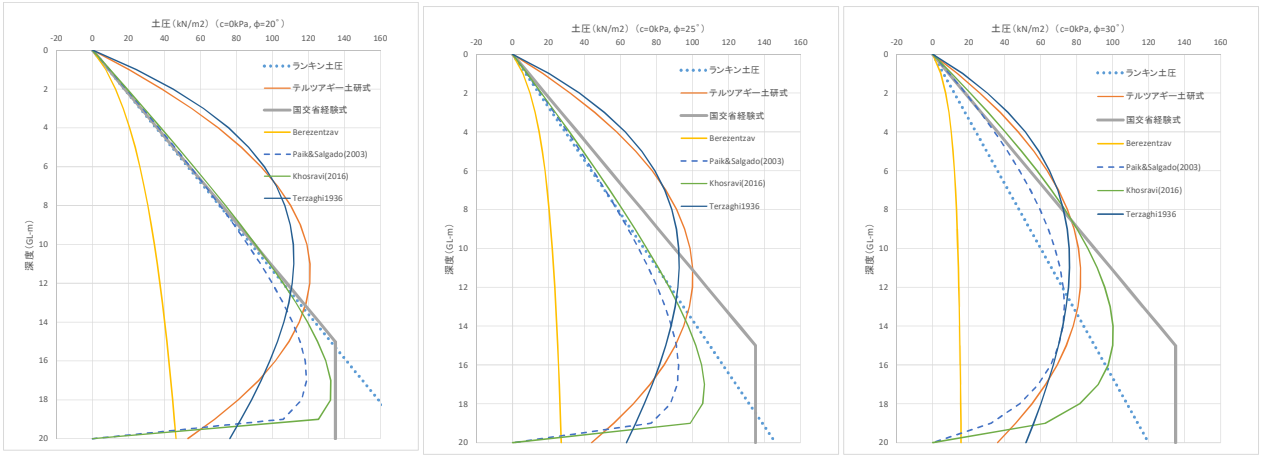


図 5.2.11　各種土圧計算式での試算例

（２）経験的土圧式

図 5.2.12 は建築基礎部の山留工などに作用する土圧の算定方法を示したものである。これを元に旧道路公団でいろいろな地点の土圧を調べた結果を図 5.2.13～図 5.2.15 に示す。

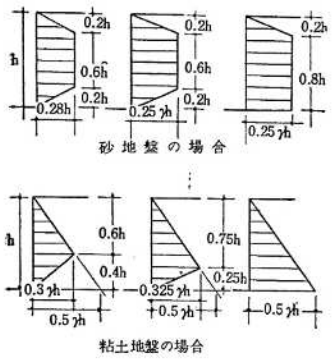


図 5.2.12　建築学会基準土圧算定法（藤森ほか,1974）

測　定　例	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
根切り深さh_0m	5.0	6.5	8.5	10.0	12.5	12.5	15.8	16.5	20.0
算定深さ　hm	5.0	6.5	6.0	10.0	12.5	12.5	15.8	16.5	20.0
単体重量 γt/m³	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
γ h　t/m³	7.5	9.75	9.0	15.0	18.75	18.75	23.70	24.8	30.0
推定土圧Pa t/m³	2.8～3.6	3.0～3.5	3.0	4.0～5.0	5.0～6.0	8.0	8.5	9.0	10.0
土圧係数　k	0.37～0.48	0.31～0.36	0.33	0.27～0.33	0.27～0.32	0.42	0.36	0.36	0.33
分　布　形	ⓐ	ⓑ		ⓒ			ⓓ		

図 5.2.13　軟弱シルトの土圧分布（藤森ほか,1974）

測　定　例	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
根切り深さh_0m	5.85	8.7	8.0	11.6	15.0	14.8	17.9	20.0
算定深さ　hm	5.85	8.7	8.0	11.6	13.0	13.0	17.9	20.0
単体重量 γt/m³	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.7	1.7
γ h　t/m³	9.40	13.9	12.8	18.6	20.8	20.8	30.5	34.0
推定土圧Pa t/m³	2.0～2.5	5.5～5.0	8.0	5.7～7.0	7.0	5.5～7.0	6.0～9.0	6.5～10.0
土圧係数　k	0.21～0.27	0.40～0.36	0.59	0.31～0.38	0.34	0.26～0.34	0.20～0.295	0.19～0.29
分　布　形								

図 5.2.14　ゆるいシルト～砂の土圧分布（藤森ほか,1974）

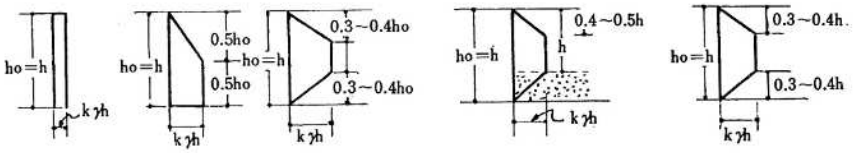
測　定　例	①	②	③	④	⑤	⑥
根切り深さh_cm	6.4	9.8	13.3	12.1	15.3	17.6
算定深さ　hm	6.4	9.8	13.3	10.0	10.0	17.6
単体重量 γt/m³	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
; h　t/m³	11.5	17.6	24.0	18.0	18.0	31.7
推定土圧Pa t/m²	1.0	2.0	3.0	1.5	1.5	3.5
土圧係数　k	0.09	0.115	0.125	0.085	0.085	0.11
分　布　形						

図 5.2.15　締まった砂の土圧分布（藤森ほか,1974）

これらの経験式は掘削深度 h に対する比率で土圧分布形が変化する深度を決定し，対象地盤の地質に応じて土圧係数や分布形を変えている。これらは海外の文献で提案されている経験式とほぼ同様の経験式である。図 5.2.4 に示したように Terzagi&Peck(1948)も同様の経験式を提案している。

国土交通省が平成 9 年に採用した土圧算定方法（図 5.2.2）は海外の文献も含めてこれと全く同じ土圧分布を紹介している文献は確認できていないことから，日本独自の経験式である可能性もある。ケーソン基礎に関する道路橋示方書のこの基準は主働土圧よりも大きな静止土圧を採用し，実際の地盤が風化岩などであったその地盤条件に関係なく，同じ土圧係数を採用している。つまり，実際の地盤の土圧より大きな土圧となるようになっている。地盤も砂質土，粘性土などの土を対象としており，地すべり地に多い風化岩は想定していない。ケーソン基礎は大型で剛性の大きい鉄筋コンクリート杭であり，通常，竣工後の土圧によって破損する事は無いため安全側を見て大きな土圧を外力として想定していると考えられる。

一般的な経験的土圧式は土質に応じた土圧係数を採用しているが，国土交通省仕様で採用した方法は土圧係数が一定（0.5）で地質に関係なく一定の土圧値となる。崩積土を主体とした地すべりでも風化岩を主体とした地すべりでも同じ土圧となるということであり，論理的な矛盾を含む。

（3）偏土圧の考慮について

国土交通省仕様では鋼製集水井の設計において偏土圧が予想される場合はそれを考慮することが記載されているが，実際には 2 方向または 4 方向の偏土圧を考慮した構造計算式は利用されていない。林野庁仕様でも鋼製集水井では偏土圧を考慮しない。一方，RC 製集水井は構造計算において偏土圧が必須条件となっており，偏土圧を考慮しない構造計算式は提案されていない。

4.2.3 鋼製集水井工の設計計算に関する理論的な解説

地すべり防止技術指針（土木研究所,2008）等の国土交通省関連の技術指針類等に，鋼製集水井工の設計計算について記述されている内容は補強リングを用いない場合の許容座屈荷重の算定式のみであり，応力算定方法やライナープレートと補強リングの軸力等の分担方法など，具体的な設計手法については記載されていない。地すべり防止技術指針（土木研究所,2008）等に記載されている許容座屈荷重の式は，薄肉円環であっても巨大な均等圧力に耐えることを示す式であり，この式で井筒材料

の板厚などの仕様が決定されることはない。鋼製集水井は建設省と鋼材メーカの協力により開発された経緯があり，詳細な構造計算の方法は開発当時から鋼材メーカに依存していたと考えられる。鋼材メーカで創るコルゲート・ライナー協会（2000）が発行しているライナープレート設計・施工マニュアルに集水井の構造計算の詳細が記載されているが，当初からこれに近い方法が採用されていたと考えられる。よって，構造計算の方法は国土交通省仕様も林野庁仕様も全く同じである。国土交通省仕様と林野庁仕様の設計計算の違いは，井筒の最大曲げモーメントを算出するときの楕円変形量の与え方のみである。式 5.2.5 は井筒の楕円変形量に応じて断面力（最大曲げモーメント M_{max}）を求める構造算式である。この式の原典は Timoshenko and Gere(1961)が示した円環の座屈に関連する式である。

$$M_{max} = \frac{PU_0R}{1-\frac{P}{P_{cr}}} \qquad \cdots 5.2.5$$

ここに，M_{max}:深さ方向 1 m 当たりの最大曲げモーメント(kN･m/m)

P:深さ方向 1 m 当たりの土圧(kN/m^2)

R：集水井の半径(m)

U_0：楕円変形量(m)

P_{cr}:深さ方向 1 m 当たりの座屈限界土圧（=3EI/R^3）(kN/m^2)

EI:深さ方向 1m 当たりのライナープレートと補強リングの合成曲げ剛性(kN･m^2/m)

日本の林野庁基準である治山技術基準解説－地すべり防止編（日本治山治水協会,1987,2013）では楕円変形量の設定根拠として施工時の余掘り分のクリアランス（図 5.2.16 参照）見込むとしている。つまり，土圧を受けた時の最大変形量として施工時の余掘り分を考慮していることになる。

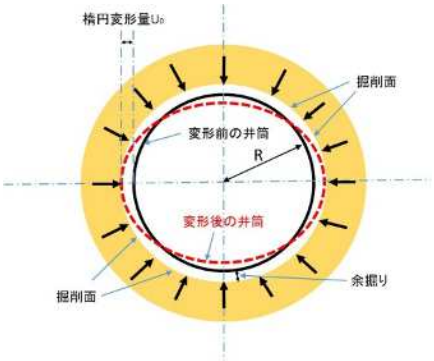


図 5.2.16　林野庁基準での井筒の楕円変形量の考え方

国土交通省仕様では「集水井半径 r の 1%」を楕円変形量としているが公的な技術指針類にはこの記述が無い。この根拠は土木研究所資料（土木研究所，1980）の記載である。土木研究所資料（土木研究所，1980）では３つの設置条件での設計方法を示しているが，その１つの設置条件での試算例でこの値が採用されている。そこでは「直径 3.5m 以上の集水井では種々の原因で多少楕円化した円環が均等土圧（q）を受けて座屈することも考えられる。このときプレートに発生する最大曲げモーメントを次式により算出する。」と前提条件を説明した上で「円環の破壊ひずみを直径の 20%と考えるが，安全率をみてここでは許容ひずみを直径の１％とした。したがって，δ_0=0.01r」と記述されている。この文章で気づくことは半径の 1%という数値が試算時の仮設定値であり，その妥当性が検証されていないことである。更に，「安全側をみて」という表現にも問題がある。後半の文章をわかり

やすく表現すると「破壊ひずみは直径の 20%だが，破壊しないように 20 倍の安全率を考慮して，許容ひずみを直径の１％と設定し，この許容ひずみを超えないように設計する。」となる。つまり，「ひずみが 20%となる鋼材では無く，もっと曲げ剛性の強い鋼材を使ってひずみを１％以内にしなさい」という主旨であると考えられる。しかし，当該の式は楕円変形量から最大曲げモーメントを算出する式で，かつ，最大曲げモーメントと楕円変形量が正比例する式である。その式で算出される最大曲げモーメントから応力を求めて，それを許容する鋼材を選定することから，実際にはひずみ 20%と設定するよりもひずみ 1%と設定した方が，小さな鋼材で良いこととなる。土木研究所資料（土木研究所，1980）のこの論理でいくと，100 倍の安全率を考慮して許容ひずみを 0.2%にすると更に小さな鋼材で充分となる。当該の最大曲げモーメント算出式は治山技術基準解説－地すべり防止編（日本治山治水協会,1987,2013）などで採用している式と同じ式であるが，この式の本質的な意味は，容易に楕円変形する円環（ライナープレート）に対して，発生する可能性のある楕円変形量の最大値を何らかの方法で求めて，その楕円変形量に対して発生する最大曲げモーメントを算出するための式である。つまり，土木研究所資料（土木研究所，1980）の考え方は楕円変形量の可能性に関する検討が無く，破壊ひずみ 20%を元に設計ひずみを 1%にしたことの意味が十分に理解されていない。

林野庁仕様では楕円化変形量δを施工時の余掘りを考慮して 4～10cm の範囲で設定している。標準的には 5cm を採用する事例が多い。一方，国土交通省仕様では半径 1.75m の一般的な集水井においては楕円化変形量δが 1.75cm となり，林野庁仕様の一般的な値である 5cm と比較すると 2.8 倍小さい。よって，鋼材に発生する最大曲げモーメントの算出値は，国土交通省仕様が林野庁仕様より 2.8 倍小さな値となり，林野庁仕様より薄いライナープレートで許容応力度を満足することになる。必要な補強リング間隔も国土交通省仕様の方が広くなり，必要数量が減る。

通常の施工で集水井の余掘りを 1.75cm 程度に小さくすることは，ライナープレートと補強リングの接続構造や固定用ボルトの配置等を考慮すると物理的に難しい。

式 5.2.5 を提案した Timoshenko&Gere(1961)では，楕円変形量が半径の 10%,5%,2.5%,1%の４パターンについて応力の比較を実施している。土木研究所資料（土木研究所，1980）の 1%はその最小値であり，林野庁仕様の 5cm は半径の 3%となり，Timoshenko&Gere(1961)の想定の中に含まれる大きさである。

＜引用文献＞

藤森謙一・内田襄（1974）：新しい土留工法，近代図書，pp.60-61.
建設省河川局（1958）：建設省河川砂防技術基準（案），山海堂
建設省河川局（1976）：建設省河川砂防技術基準（案）調査編・計画編，山海堂
建設省河川局（1985）：建設省河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ，山海堂
建設省河川局（1997）：改定新版　建設省河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ，山海堂
中村浩之・白石吉信（1980）：地すべり地における集水井の構造設計，土木研究所資料，第 1618 号
中安米蔵（1960）：建設省河川砂防技術基準（案）について，土木学会誌，Vol. 44，No. 5，pp. 31-32.
日本治山治水協会（1971）：治山技術基準解説
日本治山治水協会（1987）：治山技術基準解説（地すべり防止編）
日本治山治水協会（2013）：治山技術基準解説（地すべり防止編）
土木研究所（2008）：地すべり防止技術指針及び同解説

日本道路協会（1980）：道路橋示方書（下部構造編）・同解説，丸善
日本道路協会（1994）：道路橋示方書（下部構造編）・同解説，丸善
日本道路協会（2012）：道路橋示方書（下部構造編）・同解説，丸善
日本道路協会（2017）：道路橋示方書（下部構造編）・同解説，丸善
地盤工学会（1997）：コルゲートメタルカルバートマニュアル
鋼材倶楽部(1991)： ライナープレート集水井設計・施工マニュアル
コルゲート・ライナー技術協会(2000)： ライナープレート設計・施工マニュアル
コルゲート・ライナー技術協会(2009)： ライナープレート設計・施工マニュアル
福島県（2015）：土木設計マニュアルー砂防編
Coulomb, C. A. (1773): Sur une application des regles de maximis & minimis a quelques problemes de statique, relatifs a I'architecture. Memoires de Mathematique & de Physique, presentes a I' Academie. Royale des Sciences par divers Savans, & Ius dans ses Assemblees 7: 343–382.
Rankine (1857): On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Vol. 147.
Berezantzev, V.G. (1958): Earth pressure on cylindrical retaining walls, Proc. Brussel Conf. on Earth Pressure Problem, Ⅱ, PP.21-27.
Evans, C. H.(1983MS): An examination of arching in granular soils, Massachusetts Institute of Technology, Dept. of Civil Engineering, 1984
Terzaghi, K.(1936a): Distribution of the lateral pressure of sand on the timbering of cuts, Proc. Intern. Conf. Soil Mechanics, Cambridge, Mass., Vol.1, pp.211-215.
Terzaghi, K.(1936b): Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door, Proceedings. First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Massachusetts, pp. 307-311.
Terzaghi, K. (1943): *Theoretical soil mechanics*, Wiley, New York
Terzaghi, K., R.B. Peck, (1948): *Soil mechanics in engineering practice*, New York, John Wiley and Sons, 566 pp.
Timoshenko, S.P., Gere, J.M. (1961): Theory of elastic stability, Second Edition, McGraw-Hill Book Co. Inc., pp.294-297.
Cheng, Y. M., Au, S. K., Hu, Y.Y. and Wei, W.B. (2008): Active pressure for circular cut with Berezantzev's and Prater's theories, numerical modeling and field measurements, Soils and foundations, vol.48, No.5, Japanese geotechnical society, pp.621-631.
Benmebarek, S., Meftah, A., Benmebarek, N. (2013): Numerical study of the earth pressure distribution on cylindrical shafts, International Symposium on Innovative Technologies in Engineering and Science, Sakarya University Congress and Culture center, pp.446-454.
Meftah, N., Benmebarek, N., Benmebarek, S. (2018): Numerical study of the active earth pressure distribution on cylindrical shafts using 2D finite difference code, Journal of Applied Engineering Science & Technology, Vol.4, No.2 pp.123-128.
Paik, K.H. and Salgade, R. (2003): Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects, Geotechnique, 53(7), 643-53.

Khosravi, M. H., Pipatpongsa, T., and Takemura, J. (2016): Theoretical analysis of earth pressure against rigid retaining walls under translation mode. Soils and Foundations, 56(4), 664-75.

Khosravi, M. H., Bahaaddini, M., Kargar, A. R. and Pipatpongsa, T. (2018): Soil arching retaining walls under active translation mode: review and new insights, *International journal pf mining and geo-engineering*, pp.131-140.

Pipatpongsa, T., Khosravi, M. H., and Takemura, J. (2014): Physical model of a rigid retaining wall under translation mode and its variation of arch action in backfill material with interface friction. The 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics, Perth, Australia, pp.923-929.

山口柏樹（1969）：土質力学（講義と演習），技報堂，pp.244-247.

申潤植（1989）：地すべり工学ー理論と実践，山海堂

北陸建設弘済会（2010）：鉄筋コンクリート集水井　設計・施工マニュアル，69p.

川崎製鉄（1973）：ライナープレート立坑標準設計資料

川崎製鉄（1974）：ライナープレート集水井設計資料

5. RC 製集水井の構造計算式の課題

5.1 課題

日本で利用されている RC 製集水井の構造計算式は一般的な構造力学で妥当性の検証ができない式となっており，曲げモーメントや軸力などの断面力の最大値の算出式も存在しない。更に，構造計算の主な外力として採用している偏土圧の設定方法は，その設定方法を提案している原典と荷重の発現条件が異なり，日本での大深度円形立坑に関する他の技術指針等で採用されている偏土圧の設定方法とも異なる。

5.2 解説

5.2.1 日本における歴史的背景

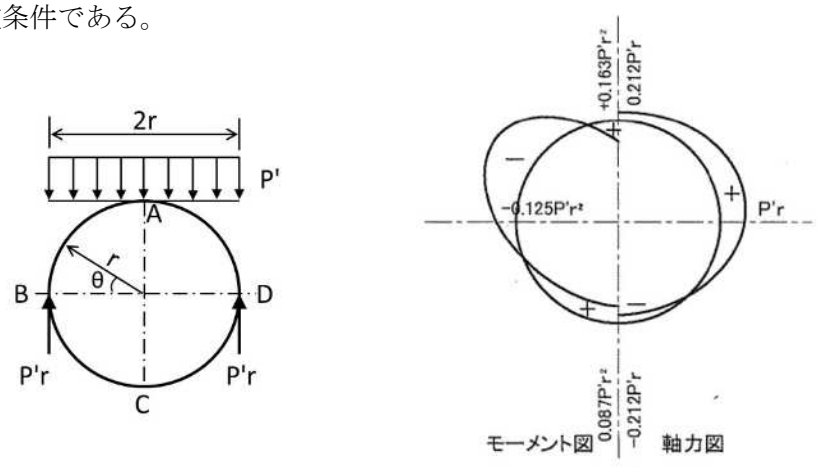
日本で最初の集水井は米国のラジアルウエル（radial well）をそのまま地すべり対策として採用し，1955 年に施工されたものである（新潟県，2024)。RC セグメントを用いた集水井は 1970 年頃に新潟県で開発された（中村，2008)。RC 製集水井の構造計算に関して確認できた最古の文献は土木研究所資料（土木研究所，1980）である。中村・白石（1980）は鋼製集水井と RC 製集水井の両方について，以下の３つの設置条件での集水井の構造計算式を示している（本稿ではこの３つの設置条件をＡ，Ｂ，Ｃで区別する)。

a)地すべり地外に設置された集水井（設置条件Ａ）

b)活動中の地すべり地内に設置された集水井（１）－集水井がすべり面を切らない場合（設置条件Ｂ）

c)活動中の地すべり地内に設置された集水井（２）－集水井がすべり面を切る場合（設置条件Ｃ）

現在利用されている構造計算式は設置条件 A の構造計算式と一致する。中村・白石（1980）の設置条件 B や設置条件 C の構造計算式は実務では定着しなかった。中村・白石（1980）は RC 製集水井に関する引用文献として北日本ブロック工業（1975）や日本道路協会（1970）を上げている。北日本ブロック工業（1975）は文献名として「組立式集水井設計計算書」と記載されており，RC 製集水井の設計計算書であると推測される。その設計計算書で採用されていた構造計算式が中村・白石（1980）の設置条件 A の式で，現在も利用されていると推察する。図 5.2.1 は現在利用されている構造計算式とその荷重条件である。



(a)井筒に作用する荷重の条件　　(b)井筒に発生する断面力の分布

図 5.2.1　井筒に作用する偏土圧と断面力の分布（北陸建設弘済会，2010）

この構造計算式の出典は中村・白石(1980)に引用文献として記載された「道路橋下部構造設計指針ーケーソン基礎の設計編（日本道路協会，1970)」である。日本道路協会(1970)は「5.2.2 水平方向の応力計算」の項目の「解説」の中で様々なケーソン形状に対する応力計算式を示している。円形断面についても１方向から偏荷重を受ける場合の断面力の式が掲載されている。しかし，ここでも各点（A,B,C,D）の４点における曲げモーメントと軸力の数式のみが示されている。内部角 θ の関数としての構造計算式はなく，式の誘導過程の説明もないため，曲げモーメントや軸力の最大値の算出方法は不明である。具体的には，内部角 θ ＝40°程度に現れる曲げモーメントの最大値や内部角 θ ＝15°程度に現れる軸力の最大値の算出式が存在しない。日本道路協会(1970)に掲載されていた構造計算式はその後の改訂版（日本道路協会,1980,1994,1996）にも記載されているが，2000 年代以降の改定版（日本道路協会,2012,2017）では削除されている。

現在の RC 製集水井の主要な設計マニュアルは「鉄筋コンクリート集水井　設計・施工マニュアル（北陸建設弘済会，2010)」である。北陸建設弘済会（2010）では RC 製集水井の構造計算の主な外力として採用している偏土圧を井筒の外周全体に作用する静止土圧の 2 分の 1 の値としている。その偏土圧 P'が図 5.2.2 に示すように井筒の全深度に作用すると仮定している。静止土圧の 2 分の 1 とする偏土圧の原典は日本道路協会(1970)である。

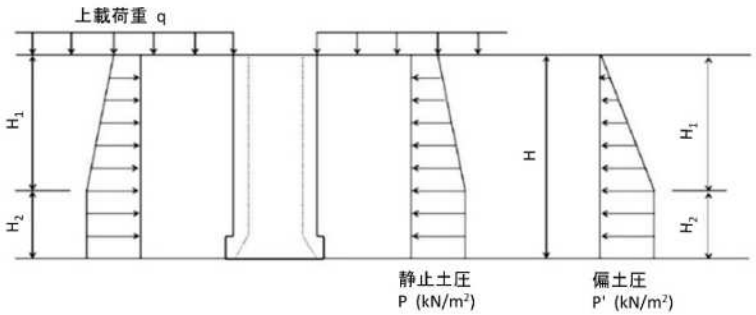


図 5.2.2　設計土圧作用図（北陸建設弘済会，2010）

日本道路協会(1970)の「5.2.2 水平方向の応力計算」の項目の「解説」では１方向の偏荷重が発生する要因として，ケーソンが沈下作業中に偏心を生じた状態において「ケーソンには非常に大きな局部的な荷重が作用するといわれている」とし，その「局部的な荷重」として主働土圧（土圧係数 0.5 以上）の 1/2 を１方向の偏荷重として作用させると記載されている。つまり，図 5.2.1(a)の偏荷重はケーソンの一部に局部的に作用する荷重で，B 点と D 点の仮想支持点は偏荷重を受けていないケーソン部分での杭の軸方向の耐力による支持であると思われる。ケーソン基礎は図－４のような水平面での構造計算のほかに，杭構造としての構造計算も実施されるため，杭としての曲げ耐力も十分に確保されている。日本道路協会(1970)は北陸建設弘済会（2010）が想定しているような井筒の全深度に作用する偏土圧を想定していないことになる。また，RC 製集水井を逆巻施工した深度では沈下作業に伴う偏荷重は発生しない。

5. 2. 2 RC 製集水井工の構造計算に関する理論的な解説

（1）現在の構造計算式の不具合について

図 5.2.1(b)を見ると A 点の軸力が 0.212 Pr と表示され，有限の値となっている。しかし，図 5.2.1(a)の荷重条件では横方向の外力が何もないことから，構造力学的には A 点の軸力は常にゼロと

なる。更に図 5.2.1(a)の B 点の曲げモーメントを M_0 とすると，B-A-D 間の曲げモーメント M_θ は一般的な構造力学により式(1)で表される。

$$M_\theta = M_0 + P'r(r - r\cos\theta) - \frac{1}{2}P'(r - r\cos\theta)(r - r\cos\theta)$$

$$= M_0 + P'r^2(1 - \cos\theta) - \frac{1}{2}P'r^2(1 - \cos\theta)^2$$

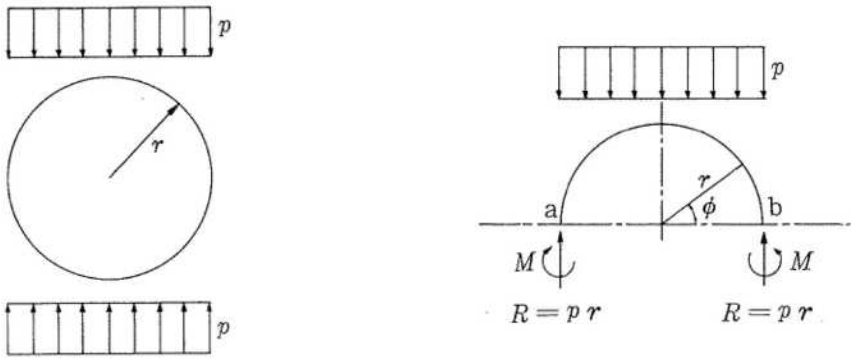
$$= M_0 + \frac{1}{2}P'r^2(1 - \cos^2\theta)$$

$$= M_0 + \frac{1}{2}P'r^2\sin^2\theta \qquad \cdots(1)$$

図 5.2.1(b)ではＢ点の曲げモーメント M_0 が M_0=-0.125$P'r^2$ となっているので，これを式(1)に代入し，Ａ点（θ=90°）の曲げモーメント M_{90} を求めると M_{90}=0.375$P'r^2$ となる。この値は図 5.2.1(b)のＡ点の値と異なる。このように図 5.2.1(b)の断面力分布は一般的な構造力学では説明ができない。また，図 5.2.1(b)の断面力が正しいと仮定した場合，B 点よりも曲げモーメントが最大となる $\theta \fallingdotseq 40°$ の位置についても照査対象とすべきであるが，この位置の断面力の算定式は不明である。

（2）現実的な構造計算式

最近のケーソン基礎の設計計算例（日本圧気技術協会,2019）を見ると 1 方向の偏心荷重に関する応力計算は厚肉円環として外側と内側の両方の引張応力が検討されており，図 5.2.1 のような薄肉円環の応力計算は実施されていない。しかし，厚肉円環の構造計算式は複雑であり，これまでと同様に薄肉円環の構造計算式が現実的である。中村・白石（1980）は偏土圧を受ける井筒（薄肉円環）の構造計算式として図 5.2.3 の荷重条件に対する式を提案している。図 5.2.3 のように井筒の全深度に偏土圧が作用する場合はその反力として反対側からの偏土圧も発生する。



(a)井筒に作用する偏土圧　　(b)偏土圧を受ける井筒の断面力算定条件

図 5.2.3　地すべり移動方向に偏土圧を受ける井筒の荷重条件（中村・白石，1980）

図 5.2.3 の荷重条件の場合の曲げモーメント M_ϕ の算定式は式(2)のようになる（中村・白石，1980）。

$$M_\phi = \frac{pr^2}{2}\left(\sin^2\phi - \frac{1}{2}\right) \qquad \cdots(2)$$

式（2）を RC 製集水井の構造計算に適用する方法が最も現実的な対応策である。式（2）を採用すると現在の構造計算式よりも若干大きな断面力が算出され，同じ偏土圧に対しては鉄筋量が若干増加する。従来の鉄筋量で問題が発生していないのであれば，偏土圧の値を見直して，現在よりも小さな値とする方法が考えられる。

(3)偏土圧について

地すべり推力は一般に巨大であることから RC 製集水井の井筒でその推力に耐えることはできない。よって，地すべり推力とは関係のない通常の土圧に対する偏土圧を考慮する必要がある。北陸建設弘済会（2010）では通常の静止土圧に地上の上載荷重分（10kN/m^2）を加味して静止土圧 140kN/m^2 と仮定した上で偏土圧をその 1/2 よりも大きな 100 kN/m^2（静止土圧の 71%）としている。榎田（2026）の試算によると従来の構造計算式を使うと引張鉄筋と圧縮鉄筋の必要鉄筋本数は共に 5 本となるが，新しい構造計算式（式 2）を適用すると両者 7 本の鉄筋が必要となる。しかし，上載荷重を無視した静止土圧 135kN/m^2 の 1/2 として 68kN/m^2 の偏土圧を採用すると新しい構造計算式を利用しても引張鉄筋と圧縮鉄筋の必要鉄筋本数は共に 4 本で良いこととなる。

既往の構造計算式で求めた鉄筋本数で大きな問題が発生していないのであれば，偏土圧の設定値を見直したうえで新しい構造計算式を採用するという方法が良いと考える。

各種トンネルなどに併設される大深度円形立坑の設計においても全方向からの均等側圧に加えて 2 方向からの偏側圧が考慮されている。表 5.2.1 は大深度円形立坑の設計に関連する技術指針等に記載されている土圧の考え方である。偏側圧として通常の側圧の 5～20%を考慮している。岩波（2003MS）は大深度円形立坑の既往の設計事例の分析において代表的な設計例の 7 事例（内径 14～76m）を示しているが，常時土圧の 20%を偏圧としている事例が多いことを示している。静止土圧 135kN/m^2 の 20%として 27kN/m^2 の偏土圧を採用すると新しい構造計算式を利用しても引張鉄筋と圧縮鉄筋の必要鉄筋本数は共に 1 本で良いこととなる。

表 5.2.1 大深度円形立坑に関する土圧の基準値の例

基準類	大深度土留め設計・施工指針（先端建設技術センター，1994）	地中送電線用深部立坑，洞道の調査・設計・施工指針（日本トンネル協会，1982）	電力施設地下構造物の設計と施工（電力土木技術協会，1986）
土圧	静止土圧を採用する。 ＜砂質土＞ K0=1-sinφ （Jaky の経験式） ＜粘性土＞ 1)　N≧8：K0=0.5 2)8＞N≧4：K0=0.6 3)4＞N≧2：K0=0.7 4)2＞N　：K0=0.8	静止土圧に近い値を採用する。 1)N＜50 の砂礫または N＜10 の粘性土：K0=0.5 2)N≧50 の砂礫：K0=0.3 3)N≧10 の粘性土・泥岩・固結シルト・土丹：P=100～200kN/m2（深度に関係無く一定値）	静止土圧を採用する。 1)一般に，K0=0.5 2)砂質土：K0=0.4～0.6 3)粘性土：K0=0.5～1.0
偏圧	円形立坑の設計では一般に静止土圧の 10～20%程度を考慮する。	円形立坑では，側圧の 5～10%程度を考慮する。	燃料地下貯槽では静止土圧の 10～20%程度を考慮する。

＜引用文献＞

中村浩之・白石吉信（1980）：地すべり地における集水井の構造設計，土木研究所資料，第 1618 号
日本道路協会（1970）：道路橋下部構造設計指針－ケーソン基礎の設計編，pp.50-75.
日本道路協会（1980）：道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説，pp.224-246.
日本道路協会（1994）：道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説，pp.252-259.
日本道路協会（1996）：道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説，pp.298-307.
日本道路協会（2012）：道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説，pp.348-355.
日本道路協会（2017）：道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）・同解説，pp.351-360.
日本治山治水協会（2024）：治山技術基準解説（地すべり防止編），pp.76-79.
日本治山治水協会（2013）：治山技術基準解説（地すべり防止編），pp.246-249.
日本治山治水協会（1987）：治山技術基準解説（地すべり防止編），pp.246-249.
北日本ブロック工業（1975）：組立式集水井設計計算書
新潟県（2024）：栃ヶ原地すべり集水井，7p.（https://www.pref.niigata.lg.jp/uploaded/attachment/228546.pdf，2024 年 5 月 24 日参照）
中村浩之（2008）：地すべり防止技術の変遷と新潟県の地すべり対策，冊子「新潟県の地すべり災害と対策の歴史」，pp.5-8.
北陸建設弘済会（2010）：鉄筋コンクリート集水井　設計・施工マニュアル，71p.
日本圧気技術協会（2019）：平成 29 年道路橋示方書に基づくケーソン基礎の設計計算例，85p,（http://www.pneumatic.gr.jp/wpset/wp-content/uploads/2019/07/190722bridgecalc.pdf ，2024 年 11 月 13 日参照）
岩波基（2003MS）：施工時偏側圧が作用する大深度円形立坑の設計法に関する研究，早稲田大学博士学位論文，pp.1-30.
電力土木技術協会(1986)：電力施設地下構造物の設計と施工，pp.573-593.
日本トンネル技術協会(1982)：地中送電用深部立坑，洞道の調査・設計・施工・計測指針，pp.65-123.
先端建設技術センター（1994）：大深度土留め設計・施工指針（案），pp.33-42.
榎田充哉（2025）：日本の斜面対策技術の国際化の課題（３）－日本の集水井の構造計算に関する課題と対応，日本地すべり学会誌，Vol.62,No.4,pp.34-41.
榎田充哉(2026)：RC 製集水井の構造計算方法の改善提案，日本地すべり学会誌(2025/5/13 受理済み)

Ⅵ　法枠工の設計に関する課題と解説

1. 日本特有の対策技術

1.1 課題

法枠工は，国内では構造物による法面保護工の代表的な工法であって，法面の風化・浸食防止，小規模崩壊防止を目的として切土法面，盛土法面や崩壊斜面に設置されている。法枠工の中でも吹付法枠工が特に採用されている。吹付法枠工は，海外の吹付技術を斜面防災技術に応用して，格子状の枠材に吹き付ける法枠技術として 1970 年代前半（昭和 40 年代後半）に開発された日本独自の斜面対策技術である。近年は，海外への技術普及を目的としての施工実績もあるが，台湾・香港等の一部の国を除いて，斜面対策技術として認識されていない国が多い。そのため海外で採用するには，吹付法枠工の優位性を示し，海外で一般的に採用されている吹付工とこの吹付法枠工の相違点を整理して説明しなければならない等の課題がある。

1.2 解説

1.2.1 法枠工の歴史

地山の風化・浸食防止効果を向上させる法面保護工には，モルタル・コンクリート吹付工（以下，モルタル吹付工と記す）がある。このモルタル・コンクリートの吹付技術は欧米から導入され，昭和 30 年代後半からトンネルと斜面対策の吹付工として採用された。一方斜面対策工として現場打ち法枠工が開発され昭和 30 年代後半から採用されていたが，急勾配斜面での型枠設置，鉄筋配置及びコンクリート注入などの作業性が困難であった。昭和 40 年代に吹付法枠工が開発され，その特性が斜面対策工として優れていたことから，広く普及し現在に至っている。それぞれの歴史を以下に紹介する。

（1）モルタル吹付工の歴史

モルタルまたはコンクリートをエアで施工面に吹き付ける工法（「Gunite」または「Shotcrete」と呼ばれる技術）は，1910 年代に，欧米で開発された。最初は，鉱山における坑道の覆工材料として用いられたが，機械の発展に伴い，施工能力が向上し，さらに急結剤など混和剤等の材料開発によって，導水渠・貯水槽，NATM の仮覆工等に適用分野が大きく拡がった。

現在吹付コンクリート機械は，斜面の吹付用とトンネルの覆工・支保材としての吹付用に大別されるが，昭和 40 年以前は，アメリカ製のニュークリーターやスーパークリーター，スイス製のアリバ BS-12 やアリバ 300 などの乾式吹付機が，斜面及びトンネルの吹付に利用されていた（日本建設機械施工協会，2019）。その後高揚程に対応しなければならない斜面用吹付機と，そうでないトンネル用に分かれて進化して行った。

田沢（1988）や相川（2015）によると，モルタル吹付工は，昭和 30 年代後半から，岩盤斜面・法面の表面保護工として適用されはじめ，昭和 40～50 年には多くの斜面・法面の表面保護工として施工されたようである。このことから，斜面・法面用の乾式吹付機は昭和 35 年頃（1960 年頃）に日本に導入されたものと思われる。昭和 40 年代になると法面用として湿式工法の吹付機 S-4 型が日本で開発された（日本建設機械施工協会，2019）。昭和 42 年（1967 年）に改訂された道路土工指針にもモルタル・コンクリート吹付工が紹介されている。ちなみにトンネル分野では，昭和 30 年代後半か

ら始まった，青函トンネルの試掘坑において取り入れられ，その後鉄道トンネルの漏水防止工，小規模な法面保護に使用された。

一方，建築の世界では昭和 6 年頃に建築の外壁用として白セメント吹付機が日本で開発され，この時代には既に色モルタル吹付工も使用されている（小俣，2015）。昭和 31 年 11 月に発行された道路土工指針の初版（日本道路協会，1956）に掲載されていたモルタル吹付工は，この技術を応用したものと考えられる。したがって白セメント等を用いたモルタル吹付工は，昭和 20 年代後半には，斜面対策工として施工されていたものと推測される。

当時のモルタル吹付工は，斜面を面的に吹き付ける平吹き工が主体であり，斜面の岩石風化防止や雨水浸透防止の役目程度しか持たなかった。そのため配合指定のみで，強度指定はなかったようである。しかし昭和 43 年（1968 年）の飛騨川バス転落事故によって，モルタル吹付工が道路整備事業に数多く採用されるようになると共に，吹付品質向上を図る日本独自の施工技術として「湿式吹付方式」の開発が進められ，法面の風化・浸食防止として広く採用されるに至った。

しかし，モルタル吹付工は，無筋とすることが多いため，乾燥収縮でひび割れが発生し，寒冷地では凍結融解による浮き上がりや剥離，滑落が発生するなど耐久性の面で問題点が指摘された。そこでモルタル吹付工の問題点を解決し，凍結融解による被害を防止するために，国道 17 号沿い，国道 18 号碓氷バイパスや国道 120 号金精峠等の寒冷地において，格子状に D10mm 鉄筋を配置して吹付厚 200mm で吹き付ける方法が 1970 年頃に採用された。また同時期に農林水産省の那須野ケ原整備事務所深山ダムにおいて同様に施工された。しかし地震時において，剥離崩壊の発生もあり，適用できる条件が制約されるようになった。

近年は法面に一律に吹き付けることから，景観上の問題があり，以前に比較して採用頻度は減っている。

（２）現場打ち法枠工の歴史

現場打ち法枠工は，対象斜面に木製等の型枠・配筋を施した後，コンクリートを打設・養生して，格子状の枠を設置する構造であるが，いつ頃から採用されるようになったか明確な資料は見当たらない。昭和 31 年 11 月に発行された道路土工指針の初版（日本道路協会，1956）には，現場打ち法枠工に関する記述はない。

しかし，昭和 42 年発行の道路土工指針（日本道路協会,1967）に「ノリわく工」が下記のような内容で掲載されている。ここでの「ノリわく工」は場所打ち法枠工とプレキャスト枠工を指している。よって，現場打ち法枠工は，昭和 30 年(1950 年)代後半から法面保護工の一つして採用されていたと推定される。

以下は，日本道路協会(1967)に記載されている現場打ち法枠に関する記述内容である。

＜道路土工指針（日本道路協会, 1967）の記述内容＞

・ワキ水のある風化岩や雨水の浸食によりノリ面の表層が崩壊しやすい場所に用いる。

・わく内の保護は主として植物によるものとするが，ワキ水その他植物に不適当な場合には，栗石張り，玉石張り，コンクリートブロック張りを用いるとよい。

・わくの，交点部分にはクイを設置する場合もある。

・わくは現場打ちもしくはプレキャスト鉄筋コンクリート製品とする。

昭和 47 年（1972 年）に，道路土工指針の副指針として発行された「のり面工と斜面安定工指針（日本道路協会，1972)」には，「場所打ちコンクリートわく工」が記載されている。そこでは，モルタル吹付工やコンクリートブロックわく工の目的を「風化，浸食の防止」に限定し，場所打ちコンクリートわく工については，のり表層部の崩落防止や岩盤剥落防止の目的が明記されている。その本文に記載された内容を以下に紹介する。

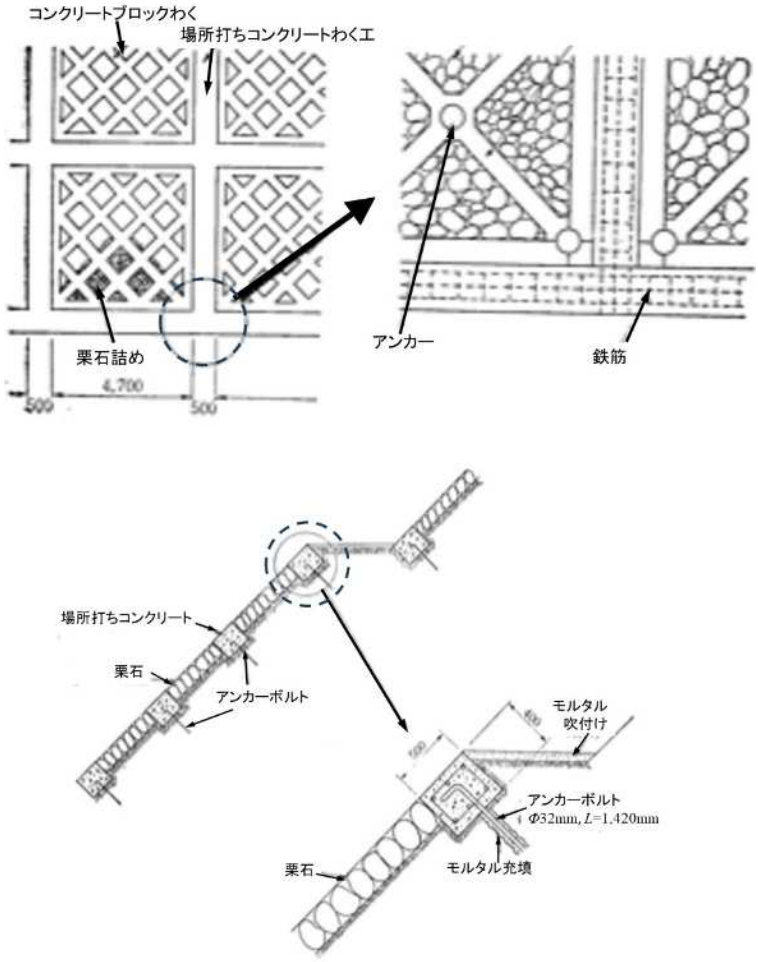


図 1.2.1 現場打ちコンクリートわく工の説明図（単位：mm)（日本道路協会，1972）

＜道路土工指針（日本道路協会，1972)の記述内容（図 1.2.1)＞

・わき水をともなう風化岩や長大法面などで，法面の長期にわたる安定が若干疑問と思われる場所，あるいはコンクリートブロックわく工などでは崩落の恐れがある場合に用いる。

・わくは鉄筋コンクリートの現場打ちとし，わく内は状況に応じて練石張り，ブロック張り，雑石張り，コンクリート張り，モルタル吹き付けあるいは植生などにより保護する

・法面の状況に応じて，わくの，交点部分にはすべり止めのくいまたは PC 鋼材などによるアンカーを設置する

・わくは，法面にくいこませる方法と，法面上に設置する方法がある。

昭和 42 年（1967 年）発行の道路土工指針の内容と比較して，法枠工が斜面内の風化浸食防止及び小規模な崩壊防止を目的として使用される記述があり，吹付工との差別化が図られていたことが推定される。

場所打ち法枠工は，斜面に鉄筋コンクリート構造を，わく状に設置することから，強度・耐久性の面では吹付工より優れている。しかし，急勾配や高所の条件では，型枠設置やコンクリート打設作業等の面で，施工困難などの課題がある。

（３）吹付法枠工の歴史

モルタル吹付工や現場打ち法枠工の前述の問題点を解決すべく，様々な取り組みが行われた。その中で昭和 40 年代前半（1960 年代後半）に，日本道路公団（現 NEXCO）では，東名高速道路や中央高速道路の構築中の不安定な切土法面において，吹付法枠工の前進の工法が採用された。この工法は，地山を縦に 50cm 幅で掘削し，配筋をして地中梁を構築した後に，地山表面に溶接金網（格子に組んだ鉄筋）を設置して，吹付厚 100mm でモルタルを吹き付ける工法(図 1.2.2)である。

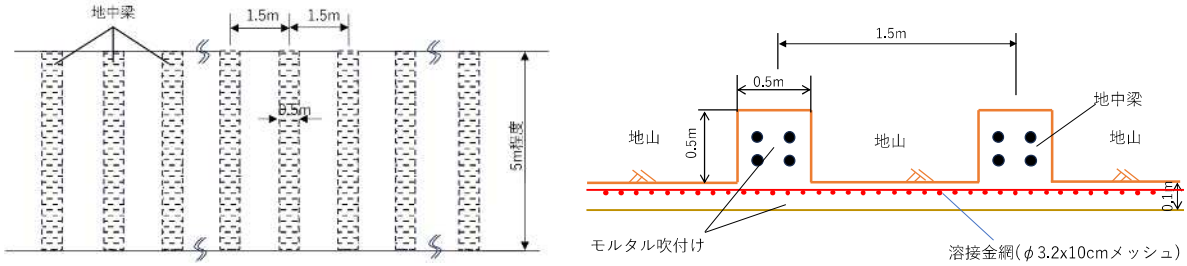


図 1.2.2 地中梁を併用したモルタル吹付工（中央自動車道の例）
（「長岡信玄（2022）：フリーフレーム工法協会本部技術講習会配布資料,2022.2」に，長岡氏ヒアリング内容をもとに加筆）

当初開発されたこの工法は，切土法面における堀割り状の掘削が困難なことから，法面地山に直接型枠を設置してモルタルを吹き付ける工法が，日本道路公団（現 NEXCO）で検討された。その中で，吹付時のリバウンドが，型枠内に大量に入り，除去できずに蓄積して良質なモルタルができないこと，凸凹や曲面のある法面では，柔軟な型枠が必要となることなどがわかり，施工方法や型枠の問題が明らかになった。

このような背景をもとに，昭和 40 年代後半（1970 年代前半）に，ユニット式の格子状金網型枠に吹き付ける日本独自の吹付法枠工が開発され，深山ダムで試験施工（図 5.3）された。それを踏まえて昭和 50 年（1975 年）に，日本道路公団が所管する「日光―宇都宮有料道路」今市インターの法面で約 100m^2 が施工された(長岡,2022)。



（ａ）施工状況　　（ｂ）完成した状況

図 1.2.3　日本初の吹付法枠工試験施工（深山ダム）（写真提供：岡部株式会社）

昭和 50 年代には，エキスパンドメタル，ワイヤロープ，段ボール等による型枠を用いた吹付法枠工が開発されているが，現在は図 1.2.4 に示すような金網の型枠が主流である。

吹付法枠工は，前述した現場打ち法枠工と比較して，型枠部材が軽量で施工性が良いことや，高所で急勾配な斜面でも対応可能であること，さらに高性能な施工機械が国内で次々に開発され，より高強度で高品質の法枠を造成できることから，日本国内では，標準的に使用されるようになった。

表 1.2.1 吹付法枠工の基準に関する変遷

発行元	1970	1980		1990		2000		2010	2020
	S50年代		S60年代	H年代		H10年代		H20年代	R年代
フリーフレーム協会	S51(1976) 協会設立	S58年(1982) 設計施工指針 発行		H5(1993) 設計施工の手引き発行		H15(2003) 改訂版			R2(2020) 全訂新版性能照査型限界状態設計例発行
日本道路協会			S61(1986) 道路土工 のり面工・斜面安定工指針に紹介			H11(1999) 道路土工 のり面工・斜面安定工指針			
全国特定法面保護協会			S62(1987) のり枠工の設計施工指針 発行	H1(1989) 改訂	H7(1995) 改訂		H18(2006) 改訂（性能設計導入）	H23(2011) 改訂（技能認定記載）	

表 1.2.1 に吹付法枠工の基準に関する変遷を示す。

昭和 58 年（1983 年）に，吹付法枠工の普及・技術の向上を目的に設立されたフリーフレーム協会（1983）から「フリーフレーム工法　設計・施工指針」が発行された。その後平成 7 年(1995 年)，平成 15 年（2003 年）に「改訂版フリーフレーム工法　設計施工の手引き（フリーフレーム協会，1983）」が発行され，さらに令和 2 年(2020 年)に「全訂新版フリーフレーム工法性能照査型による限界状態設計例（フリーフレーム協会，2020）」が発行されている。昭和 61 年（1986 年）11 月改定の「道路土工　のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会,1986）」に吹付法枠工が掲載された。ここでは工法の概要のみが説明されており，具体的な吹き付けの配合，施工時の留意点などについては記載がない。平成 11 年（1999 年）3 月改定の「道路土工　のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会,1999）」には，吹付のフロー値 120mm を目安として，設計基準強度を 15N/mm^2 以上とするように記載されている。

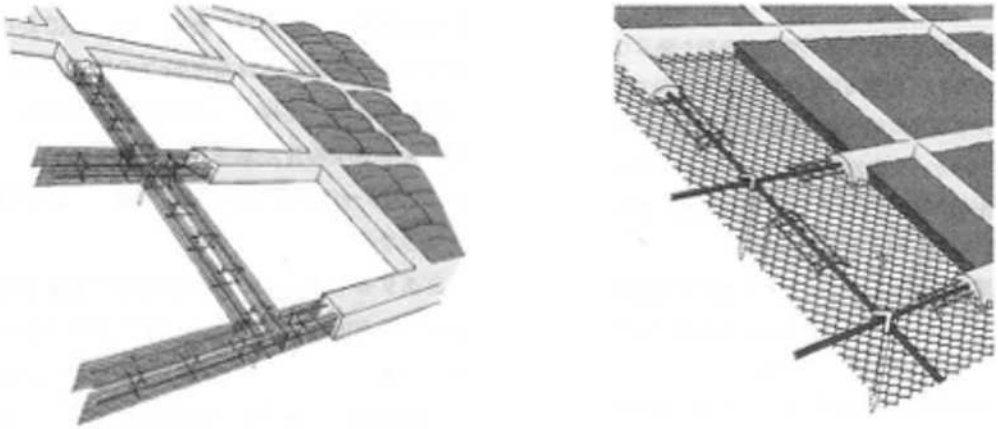
道路土工指針よりやや遅れて昭和 62 年(1987 年)3 月に，全国特定法面保護協会から「のり枠工の設計・施工指針」が発行され，法枠工全般にわたって，法枠工の種類や工法選定，設計法，施工法について整理されている。なお平成元年(1989 年)3 月に一部修正版が発行されており，そこでは吹付法枠工の適用条件として，以下のように記述されている。

＜のり枠工の設計・施工指針（全国特定法面保護協会, 1989）の記述内容＞

吹付枠工は，法面の表面浸食の防止や法面表層部の薄い小崩壊防止などを目的として用いられる。特に長大法面や風化しやすい軟岩あるいは節理や亀裂の多い硬岩からなる切土法面などで，整形の困難な凹凸の多い場合や早急に保護する必要のある場合，あるいはモルタル吹付工では長期的な安定に不安がある場合に用いる。法面勾配が 1:0.8 より緩やかな勾配に適用することが望ましい。完成後の沈下等が問題となる盛土法面には用いないのが原則である。

また土圧が作用する場合や法面勾配が 1:1.0 より急な箇所に設置する場合は，吹付法枠工の縦枠の設計として，法肩からの崩壊防止を目的としたもの，法中間からの崩壊の防止を目的としたものがあると記載され，その設計例が示されている。さらに施工にあたっては，吹付のフロー値 120mm を目安とし，設計基準強度を 12N/mm^2 以上とするように記載されている。

平成 7 年(1995 年)10 月改訂版(全国特定法面保護協会,1995)では，設計基準強度を 15N/mm^2 以上とするように記載され，圧送距離を原則 100m（高さ 45m）以内としている。吹付時のフロー値の記述がなくなっている。平成 18 年(2006 年)11 月改訂版(全国特定法面保護協会,2006)では，性能設計が取り入れており，設計基準強度を 18N/mm^2 以上とするように記載されている。品質管理の観点からノズルマン技能を確認する必要性に関する記述された。平成 25 年(2013 年)10 月改訂版(全国特定法面保護協会,2013)ではノズルマン技能認定証を有する技能者が吹付作業を行うことが望ましいとされ，さらに維持管理に関する変状調査手法，施工時の安全管理の内容が充実された。



(a) 矩形型枠タイプ　　(b) 半円型枠タイプ

図 1.2.4 吹付法枠工における金網型枠の例（日本道路協会,2009）

1.2.2 理論的な解説

表 1.2.2 は，モルタル吹付工と法枠工，さらに法枠工の中の現場打ち法枠工と吹付法枠工を比較した表であり，それぞれの違いや特徴について説明する。

（1）モルタル吹付工と法枠工との比較

モルタル吹付工と法枠工（現場打ち法枠工，吹付法枠工）との比較を表 1.2.2 に示す。

表 1.2.2 モルタル吹付工と法枠工(現場打ち法枠工･吹付法枠工)の比較

項目		モルタル吹付工	法枠工	
			現場打ち法枠工	吹付法枠工
機能	斜面の風化･浸食防止	◎	○～△ 枠内の処理方法によって効果が異なる	
	小落石の防止	◎	◎	
	緑化基盤工	×	◎	
	小規模な崩壊防止	×	◎	
特徴	耐久性	○	◎	
	耐震性	－	◎	
	景観･環境調和（緑化性）	× 全面吹付のため緑化不能	○ 枠内緑化	
	基盤変状確認性	× 全面吹付のため確認不可	○ 枠内の処理方法によって効果が異なる	
	施工性	◎	× 急勾配，凹凸箇所，高所での型枠設置・配筋及びコンクリート打設困難	○
	品質管理容易性	○ リバウンドにより品質低下の懸念	△ ・コンクリートの品質管理は容易 ・地山とコンクリート枠一体化が困難 ・海外では，主鉄筋等の配筋等が構造細目を満足しない事例がある	○ リバウンドにより品質低下の懸念
	材料調達性	◎	◎	△ 日本からの輸入
	施工機械調達性	◎ 最近は海外でも一般的な湿式吹付機を所有する会社が増えている	◎	○ 最近は海外でも一般的な湿式吹付機を所有する会社が増えている
	湧水箇所の対応	× 湧水地点や湧水量が多い場合は不適	△ 湧水対策等と組み合わせて対応	
	寒冷地で凍結融解箇所の対応	× 凍結融解が問題となる箇所では使用しない	△ 積算寒度等で規制がある場合は注意を要す	

◎：最適，○：適，△：注意を要する，×：不適，―：該当しない

海外では，斜面の風化・浸食防止や小落石の防止を目的として，モルタル吹付工が，多く採用されている。日本においても，モルタル吹付工は，同様の用途で採用されているが，景観や環境への配慮ができないこと，地震や劣化によって崩落しやすい（図 1.2.5，図 1.2.6）ということから，採用される機会が少なくなった。さらに地表水や湧水が多い斜面では適用できないことや，寒冷地の凍結融解の影響が大きい地域では適用できないこと等の問題がある。

一方法枠工は，モルタル吹付工と比較して，高耐力で耐久性も高く，風化・浸食防止や小落石の防止目的のほかに，緑化基盤工としての利用（図 1.2.7）や，小規模な崩壊防止としての機能も期待できる。さらに枠内に排水性の高い栗石等を設置して排水工等の湧水対策等と組み合わせて対応することが可能である。



図 1.2.5 地震による吹付工被災事例



図 1.2.6 老朽化した吹付工被災事例例



(a)施工直後状況(2006.10.24)



(b)施工後 13 年後状況(2019.11.24)

図 1.2.7 吹付法枠工施工箇所の植生回復状況（2004 年中越地震）

（２）現場打ち法枠工と吹付法枠工の対比と特徴

表 1.2.2 の中の場所打ち法枠工と吹付法枠工の違いを説明する。

現場打ち法枠工は，地山とコンクリート枠との一体性が困難，急勾配箇所や高所での型枠設置，コンクリート打設などが困難という問題があった。吹付法枠工は，図 1.2.4 に示す金網型枠を斜面に設置し配筋を施した後，モルタルを吹き付けることで法枠構造を構築する工法であり，下記特長が評価されて，現在日本では吹付法枠工が主流になっている。

・急勾配斜面や，高所・凹凸斜面での施工性が高いこと
・地山と枠の一体化が計れること
・湿式吹付方式の活用によるモルタル品質管理が容易性であること
・現場打ち法枠工とのコンクリートの品質の差が縮まったこと

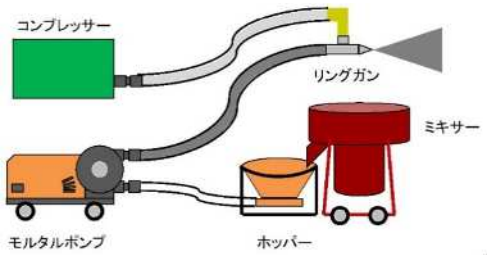
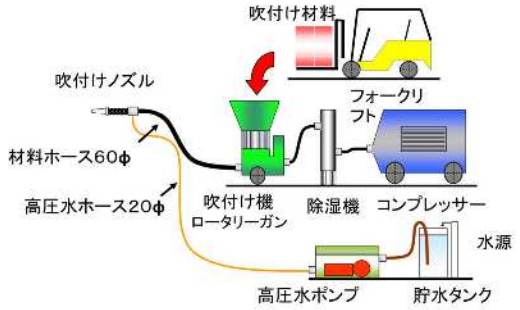
しかし海外で，吹付法枠工を採用する場合は，型枠などの材料のほかに，湿式吹付方式の施工機器やプラント類などを，日本から調達しなければならない場合がある。

（３）乾式吹付方式と湿式吹付方式の比較

表 1.2.3 に乾式吹付方式と湿式吹付方式の比較を示す。湿式吹付方式は，リバウンド量が少なく，配合管理が容易なことから，乾式吹付方式と比較して，より高強度で高品質の法枠を造成できる。日本国内では，標準的に使用されている吹付方式である。

また湿式吹付方式の弱点であった圧送距離も，最近（2023 年時点）では，ホース及び圧送ポンプの改良により水平換算距離 400m まで対応できるものも開発され，高低差の大きい斜面でも，湿式吹付方式が適用できるようになった。日本でも複数の吹付機があるが，海外で使用されている吹付機とは性能が異なる。

表 1.2.3 湿式吹付方式と乾式吹付方式の比較（2023 年時点での比較）

	湿式吹付方式	乾式吹付方式
概念図		
概要	水を含めた各材料を，あらかじめ混合したものを吹き付ける方式。	あらかじめ砂，セメントなどをドライミックスしておき，その材料を吹付機により圧送しノズル位置で水を混合して吹き付ける方式
配合管理	現場プラントで混合するため品質管理が容易。	別系統で送られた材料をノズル先端で混合するために，品質管理がノズルマン技量に影響される。
圧送距離	水平 100m・垂直 45m 以内が標準的であるが，最近はホース及び圧送ポンプの改良により水平換算 400m，垂直 130m 以内で対応できるもの※1も開発されている。	水平 300m 以下，垂直 150m 以下※2
施工能力	0.5～1.0m³/h 程度	1.0～1.5m³/h 程度
吹付厚さ	最大 30mm 程度	最大 150mm 程度
リバウンド	少ない	一般的に多い
施工後の掃除	圧送ホース内の材料を全て排出した後，ホース内の水洗いが必要。	圧送ホース内の材料は圧縮空気で瞬時に排出可能。水洗い不要。

（「日本コンクリート工学会（2015）：乾式吹付け工法における施工性と品質の評価手法研究委員会報告書,pp.2 表 1-1-1」に加筆）
※1：SLP ショット工法，株式会社シンテック（http://www.symtec.co.jp）
※2：「下枝（2019）：ポリマーセメントモルタル乾式吹付工法を用いた補修・耐震補強技術」

＜引用文献＞

日本建設機械施工協会（2019）：コンクリート機械の変遷，建設機械施工， Vol.71, No.11, pp.127-134.
田沢雄二郎（1988）：吹付けコンクリート工法，粉体工学会誌, Vol.25, No.3, pp.168-174.
湯地輝(2014MS)：材料と機器の適合性を考慮した乾式吹付けコンクリートの品質監理手法に関する基礎的研究，博士論文（未発表），鹿児島大学, 121p.
相川淑紀（2015）：モルタル・コンクリート吹付工の老朽化対策の現状，月間 積算資料公表価格版 2015 年 5 月号，特集：地域を支える「斜面防災対策」，（https://www.kensetsu-plaza.com/kiji/post/52665, 2024 年 1 月 15 日参照）.
小俣一夫（2015）：吹付けの歩んだ道－嚆矢となった先人たちの偉業と企業の軌跡，日本建築仕上材工業会会報，pp.1-18.
日本道路協会（1956）：道路土工指針，道路工法業書第 10 集（昭和 31 年）
日本道路協会（1967）：道路土工指針（昭和 42 年）
日本道路協会（1972）：のり面工と斜面安定工指針（昭和 47 年）
日本道路協会（1986）：道路土工　のり面工・斜面安定工指針（昭和 61 年）
日本道路協会（1999）：道路土工　のり面工・斜面安定工指針
日本道路協会（2009）：道路土工　切土工・斜面安定工指針（平成 21 年）
長岡信玄（2022）：フリーフレーム工法協会本部技術講習会配布資料（2022.2）
日本コンクリート工学会（2015）：乾式吹付け工法における施工性と品質の評価手法研究委員会報告書（2015 年 10 月 23 日），日本コンクリート工学会九州支部,pp.2-5.
下枝博之（2019）：ポリマーセメントモルタル乾式吹付工法を用いた補修・耐震補強技術，コンクリート構造物の補修・補強に関するフォーラム 2019（青森会場，2019 年 8 月 7 日）
フリーフレーム協会（1983）：フリーフレーム工法－設計・施工指針, 112P.
フリーフレーム協会（2003）：改訂版　フリーフレーム工法－設計・施工の手引き, 111P.
フリーフレーム協会（2020）：全訂新版フリーフレーム工法－性能照査型による限界状態設計例
全国特定法面保護協会（1987）：のり枠工の設計・施工指針（昭和 62 年 3 月）
全国特定法面保護協会（1989）：のり枠工の設計・施工指針（平成元年 3 月）
全国特定法面保護協会（1995）：のり枠工の設計・施工指針（平成 7 年 10 月）
全国特定法面保護協会(2006)：のり枠工の設計・施工指針（改訂版）（平成 18 年 11 月），85P.
全国特定法面保護協会(2007)：のり枠工の設計・施工指針（改訂版第２版）（平成 19 年 9 月）
全国特定法面保護協会(2013)：のり枠工の設計・施工指針（改訂版第３版）（平成 25 年），99P.

2. 簡略的な設計計算の論理的根拠の不足

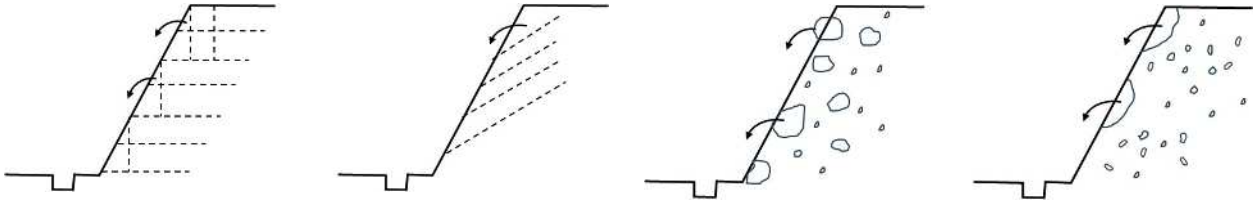
2.1 課題

斜面対策工として吹付法枠工単体で対応する場合は，深さ 1m 程度までの小規模な崩壊を対象とした簡易な設計法が提案されている。しかし，この簡易な設計法は，経験に基づいて整備されたものであり，地盤の物性や斜面崩壊抑止メカニズムを考慮した論理的なものでないことが，海外で採用するに当たっての課題である。

2.2 解説

2.2.1 日本における歴史的背景

昭和 40 年代末期の開発当初の吹付法枠工の構造仕様は，場所打ち法枠工の経験的な値を元に構築されたものであるが，昭和 58 年（1983 年）に発行された「フリーフレーム工法―設計・施工指針（フリーフレーム協会,1983)」では簡易な設計方法が示されている。法面保護工（抑制工）として使用する場合は，枠内の客土の重量に耐えられる設計法が記載されている。また法枠単体で抑止工として使用する場合は，風化岩や長大法面などで地山が脆弱化した法面における図 2.2.1 の崩壊形態（表層剥離型崩壊）を想定して，法肩から水平距離 1m の土塊が崩壊する事例の設計例（図 2.2.2）を紹介し，枠サイズ 200×200 以上必要であることが示されている。なおこの時期は，法枠工中央部における部分崩壊に対する設計法は示されていない。



(a)層理・節理に沿って生じる崩壊　　(b)落石や表層の崩壊

図 2.2.1 法枠工単体で対応している崩壊形態

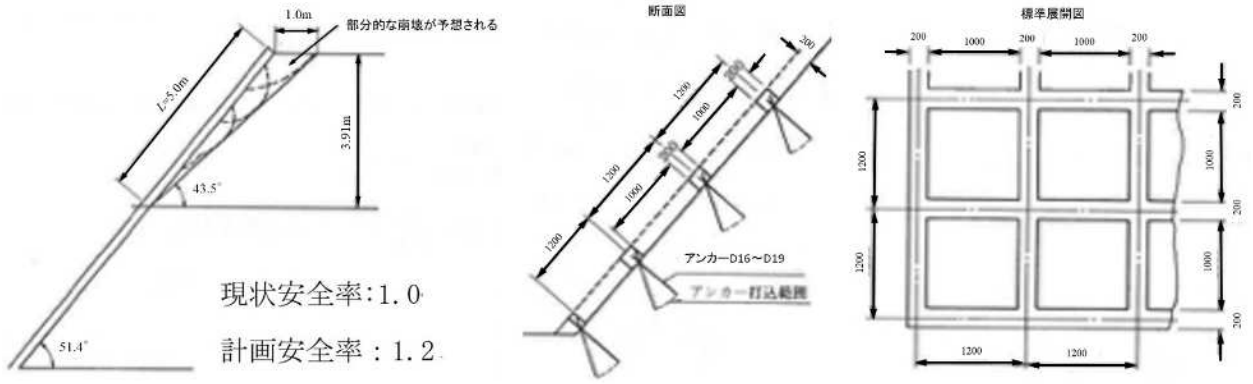


図 2.2.2 のり肩崩壊に対する設計事例(フリーフレーム協会,1983)

平成 15 年（2003 年）に発行された「改訂版フリーフレーム工法　設計・施工の手引き(フリーフレーム協会,2003)」では，のり肩が崩壊する形態と，法枠工中央部が部分的に崩壊する形態についての設計法が示された。平成 25 年（2013 年）に発行された「のり枠工の設計・施工指針（改訂版第 3

版）（全国特定法面保護協会,2013)」が性能照査型に移行されたことを受けて，令和 2 年（2020 年）7 月に全訂改訂された「フリーフレーム工法　性能照査型による限界状態設計例(フリーフレーム協会,2020)」では，抑制工としての設計方法が省略され，抑止工としての設計方法は，荷重係数を考慮した性能照査型の部材耐力照査を行う方法に改訂されている。

2. 2. 2 理論的な解説

（１）抑制工（浸食防止・植生基盤工等）としての設計方法

2020 年 7 月に全訂改訂された「フリーフレーム工法　性能照査型による限界状態設計例(フリーフレーム協会,2020)」では省略されているが，吹付法枠工の仕様を模索していた時代には，標準仕様を決めるための設計計算がなされ，その計算例が当時の設計・施工マニュアルに記載されていた。
吹付法枠工最初の設計マニュアル「フリーフレーム工法―設計・施工指針(フリーフレーム協会, 1983)」では，吹付法枠工を法面保護工として使用する場合として，枠内に客土工や土のう工等による材料が施された際の枠自体の耐力を照査する設計方法が提案されている。ここでは，枠内の客土の重量を外力として与えており，斜面の小崩壊の抑止に関する外力は考慮されていない。その設計方法を以下に紹介する。

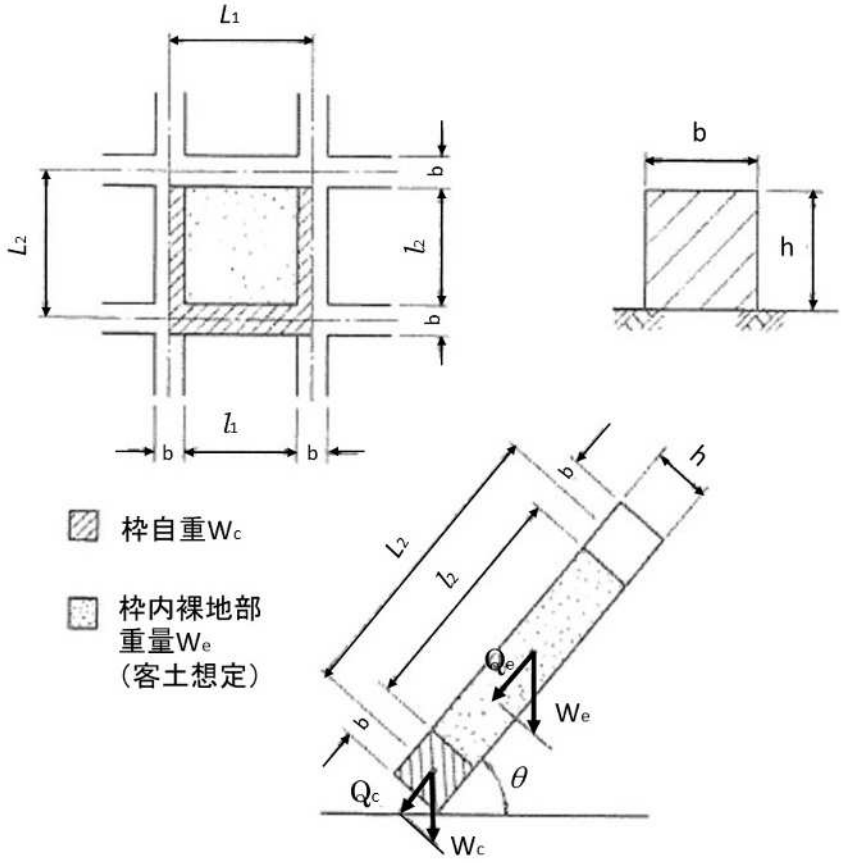


図 2.2.3 枠内の荷重の考え方（フリーフレーム協会, 1983）

（ｉ)枠の検討

(a)荷重 Wの算出

$$W = W_c + W_e$$

ここに，W_c：１スパン当たりの縦枠，横枠の重量（tf/スパン）

W_e：１スパンあたりの枠内裸地部客土重量（tf/スパン）
$W_c=(L_1+l_2)\times b\times h\times \gamma_c$
$W_e=l_1\times l_2\times h\times \gamma_e$
L_1,l_1,l_2,b,h：枠の大きさに関する変数（図 2.2.3 参照）
γ_c：モルタルまたはコンクリートの単位体積重量（鉄筋考慮）
γ_e：客土の単位体積重量（モルタルまたはコンクリートの場合γ_c'）

(b)横枠が受ける等分布荷重ωの算出

1 スパン当たりに作用する荷重 Q　(tf/スパン)は以下の式で算出する。(実際には，枠と地山が密着しているので，付着力を考慮すべきであるが，設計上は安全をみてこれを無視する)

$Q=W\cdot\sin\theta$　（tf/スパン）

ここに，θ ：枠の斜面角（図 2.2.3 参照）

荷重は当分布荷重として横枠が受ける等分布荷重 ω (tf/m)を算出すると，

$\omega=Q/L$

ここに，L：横枠のスパン長(m) （図 2.2.4 参照）

表 2.2.1 連続ばりが等分布荷重を受ける場合の曲げモーメント

正の最大スパン曲げモーメント		負の最大支点曲げモーメント			負の最大スパン曲げモーメント
端のスパン	中間のスパン	第1内部支点		その他の内部支点	
$\frac{\omega L^2}{10}$	$\frac{\omega L^2}{14}$	2 スパンの場合	$-\frac{\omega L^2}{8}$	$\frac{\omega L^2}{10}$	$-\frac{\left(\frac{2W_1}{3}-W_d\right)L^2}{24}$
		3 スパン以上の場合	$-\frac{\omega L^2}{9}$		

(c)枠が受ける曲げモーメント M の算出

曲げモーメントは表 2.2.1 より求める。

等分布荷重を受ける単純ばりと考えて検討する場合には，

$M=\omega L^2/8$　(tf・m)

等分布荷重を受ける連続ばりと考えて検討する場合には，

$M=\omega L^2/10$　(tf・m)

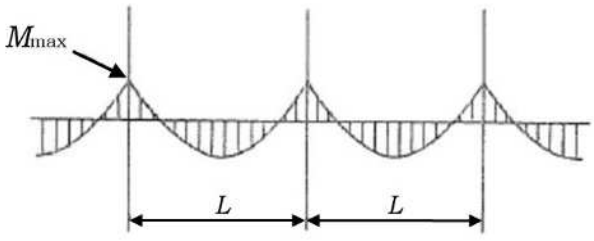


図 2.2.4 連続バリの曲げモーメント分布（フリーフレーム協会，1983）

(d)必要鉄筋量 A_s (m^2)の算出

$$A_s' = \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot \frac{7}{8} \cdot d}$$

ここに，d：主鉄筋の有効高さ(m)

$A'_s \leqq A_s$ となるような A_s を使用する。

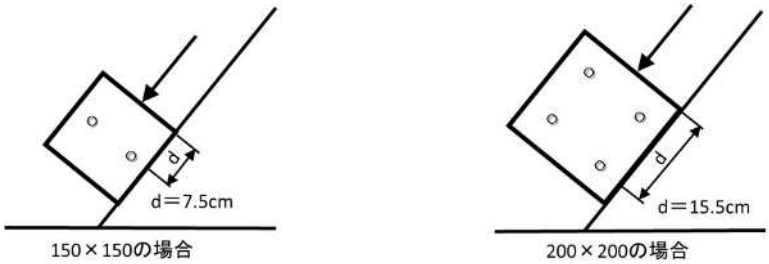


図 2.2.5 枠内部の鉄筋配置例(左：枠断面 150x150 の場合，右：枠断面 200x200 の場合)（フリーフレーム協会，1983）

(e)応力の検討（σ_s：鉄筋，σ_c：モルタルまたはコンクリート）

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d}, \qquad \sigma_c = \frac{\sigma_s}{m}$$

鉄筋比 $p = A_s/(b \cdot d)$ より j，m を算出する。

$\sigma_s \leqq \sigma_{sa}$，$\sigma_c \leqq \sigma_{ca}$ として応力の検討をする。

「フリーフレーム工法　―設計・施工指針(フリーフレーム協会,1983)」には，枠内裸地部を緑化する場合の，横枠及び縦枠のスパンの内寸法を，斜面勾配を基準として図 5.13 のように指定している。この値は，「フリーフレーム工法　性能照査型による限界状態設計例(フリーフレーム協会,2020)」には記載されていないので，目安の一つとして参考にされたい。

	L1	L2
ⓐ	L1≦1800	L2≦1500
ⓑ	L1≦1800	L2≦1000
ⓒ	L1≦1800	L2≦1000
ⓓ	L1≦1800	L2≦ 600

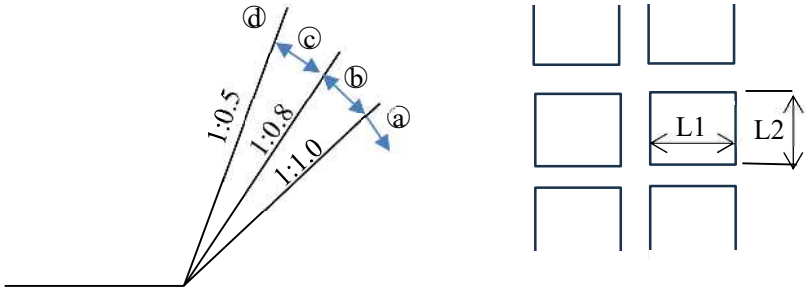


図 2.2.6 斜面勾配を基準とした枠寸法目安

（２）抑止工（小崩壊防止等）としての設計方法

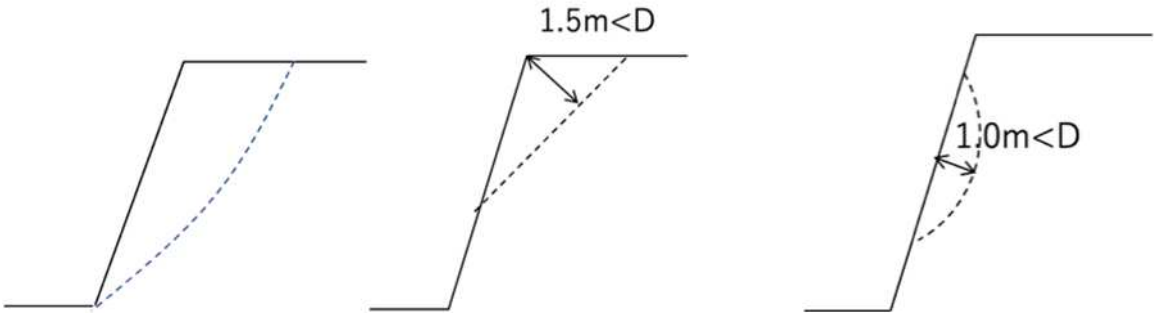
表 2.2.2，表 2.2.3 に，小崩壊に対応した簡易的設計方法を示す。

法枠工は元々，風化防止工・植生基盤工としての対策工であったものが，抑止工として用いられるようになったために，このような簡易的設計方法が，後付けで整備されたものである。

一方で，現在の設計計算手法は，土質定数を設定せずに計算できるため，詳細調査等を必要とせず，設計が迅速である。また，これまでの実績において，地震時を含めて十分に崩壊防止効果を発揮していることから，本工法の有効性が実証されている（国総研,2011）。

なお法枠工単体では，下記の崩壊形態には対応できないので注意を要する。

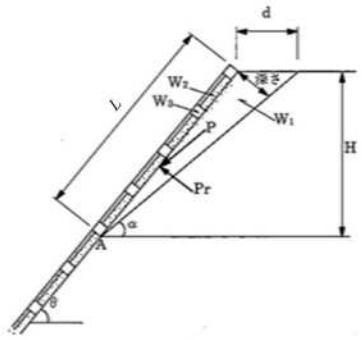
・のり肩からのり尻に及ぶような崩壊(図 2.2.7(a))
・のり肩からの崩壊に対して深さ D が 1.5m を超えるような崩壊(図 2.2.7(b))
・法枠中間からの崩壊に対して深さ D が 1.0m を超えるような崩壊(図 2.2.7(c))

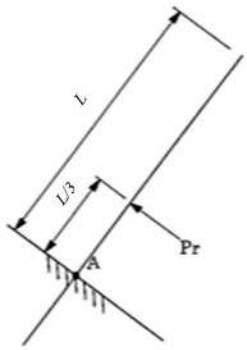


(a)全体崩壊　　(b)深さ 1.5m 超える法肩崩壊　　(c)深さ 1m 超える中間部崩壊

図 2.2.7 法枠工単体で対応できない崩壊形態

表 2.2.2　吹付法枠工の簡易的設計計算方法―のり肩からの崩壊―

<table>
<tr><td>ケース</td><td colspan="2">のり肩からの崩壊</td></tr>
<tr><td>荷重設定</td><td colspan="2">想定されるすべり土塊，中詰材，縦枠と横枠の自重とする。</td></tr>
<tr><td>作用荷重</td><td colspan="2">(1)考慮する荷重Ｐは荷重のすべり面方向の分力に，増加させる安全率⊿F_sを乗じたものとする。
(2)縦枠に作用する荷重 P_rは，P の法枠と直交する方向の分力とする。その作用位置は土塊の長さ l の 1/3 とする。
(3)設計荷重 P_dは，P_rに荷重係数を乗じたものとする。</td></tr>
<tr><td>枠断面の検討</td><td colspan="2">縦枠の一部を片持ちばりとし，縦枠とすべり線との交点を固定点として，縦枠に生じる曲げモーメントに対する縦枠部材の安定性を照査する。</td></tr>
<tr><td rowspan="2">荷重
モデル</td><td rowspan="2">

荷重モデル


荷重の作用位置と支持条件</td><td>解説</td><td>左図「荷重モデル」において，縦枠に作用する荷重は，すべり力 P の縦枠に鉛直に作用する荷重 P_r である。
ここで，
$(W\cdot\cos\alpha\cdot\tan\phi+c\cdot l+P)/W\cdot\sin\alpha \geqq F_s$
$(W\cdot\cos\alpha\cdot\tan\phi+c\cdot l)/W\cdot\sin\alpha=1.0$ とすると
$1.0+P/W\sin\alpha=1.0+\Delta F_s$
$\therefore\ P=\Delta F_s\cdot W\cdot\sin\alpha$
$Pr=P\cdot\sin(\theta-\alpha)$
W：すべり重量（すべり土塊重量，中詰材重量，法枠重量
α：すべり面傾斜角
θ：法面傾斜角
ϕ：すべり土塊の内部摩擦角
c：すべり土塊の粘着力
l：すべり面長さ

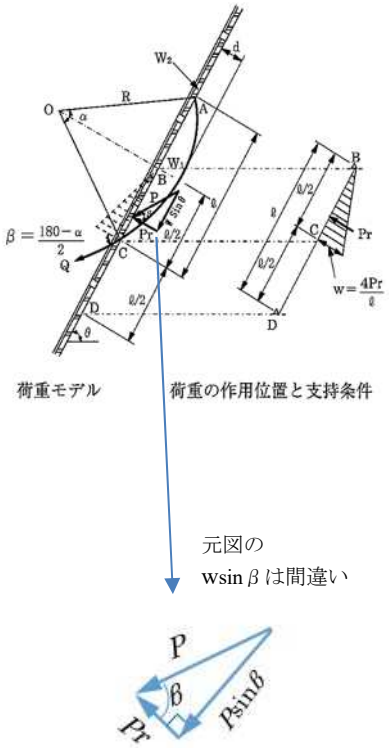
縦枠の耐力照査で用いる設計荷重 Pd は，
$P_d=\gamma_f\cdot P_r$
なお
γ_f：荷重係数（終極限界状態での荷重係数 1.2）

左図「荷重の作用位置と支持条件」において，すべり荷重の作用する位置は，法枠が崩壊しない地盤と一体化している箇所（A 点）から 1/3 の位置として，A 点を固定端とする片持ち梁構造として，法枠に生じる曲げモーメントを算出する。
$M_{max}=P_d\cdot l/3$

求めた曲げモーメント M_{max} より，縦枠内部の鉄筋の引張り応力度及びモルタルの圧縮応力が許容応力度内にあることを照査する。</td></tr>
<tr><td>課題</td><td>1)現状の斜面の安全率を 1.0 と仮定して，必要抑止力（縦枠に作用する荷重）P_rを算出している。
海外では現状の斜面の安全率を 1.0 と仮定して安定解析を行うことは一般的でないので，1.0 とする意義の説明必要である。またすべり土塊の c，ϕ の影響が考慮されていない
2)すべり力の縦枠の軸方向成分が考慮されていない
3) 縦枠とすべり面との交点を固定端とするために必要な交点より下の縦枠長が明確でない
4)横枠の効果が不明確である</td></tr>
</table>

（全国特定法面保護協会(2013)の p.38～p.42 をとりまとめた）

表 2.2.3 吹付法枠工の簡易的設計計算方法―法枠中間からの崩壊―

<table>
<tr><th>ケース</th><th colspan="3">法枠中間からの崩壊</th></tr>
<tr><td>荷重設定</td><td colspan="3">想定されるすべり土塊，中詰材の自重とする。</td></tr>
<tr><td>作用荷重</td><td colspan="3">(1)考慮する荷重 P は荷重のすべり面方向の分力に，増加させる安全率⊿Fs を乗じたものとする。
(2)縦枠に作用する荷重 P_r は，P の法枠と直交する方向の分力とする。
(3)設計荷重 P_d は，P_r に荷重係数を乗じたものとする。</td></tr>
<tr><td>枠断面の検討</td><td colspan="3">縦枠の一部を単純ばりとし，作用分力をスパン中央で最大，交点でゼロとなる三角形分布荷重に置換えて検討する。</td></tr>
<tr><td>荷重モデル</td><td>

実際の P と Pr の関係図</td><td>解説</td><td>深さ d が 1.0m より小さい円弧状のすべりが発生するものとし，この土塊すべり力合力 P は以下より算出する。

$P=\Delta F_s \cdot \Sigma W_i \cdot \sin\alpha_i$
であるが，安全側を考慮して
$P=\Delta F_s \cdot W \cdot \sin\theta$
$=(0.2\sim0.5)\cdot W\cdot\sin\theta$
より算出する。

この土塊すべり力合力は，円弧が法面と交差する位置（左図 c 点）での接線方向（左図 OC に直角方向）に作用する。
この土塊すべり合力の縦枠に鉛直に作用する荷重 Pr が，縦枠スパン長に三角形分布（三角形分布の最大値 w がスパン中央に作用する）で作用すると考え，法枠に生じる曲げモーメントを算出する。

$P_r=P\cdot\cos((180-\alpha)/2)$
$w=4\cdot P_r/l$
$P_d=\gamma_f\cdot Pr$
$M_{max}=(4\cdot P_d\cdot l)/(9\cdot\sqrt{6})$
ここに，γ_f：荷重係数（＝1.2）

縦枠内部の鉄筋の引張り応力度及びモルタルの圧縮応力が許容応力度内にあることを照査する。</td></tr>
<tr><td></td><td></td><td>課題</td><td>1)円弧すべり力の合力をまとめて $W\sin\theta$ で評価しており，円弧すべりを適正に評価していない
2)のり肩からの崩壊の場合に考慮していた枠重量が設計荷重として考慮されていない
3)P と Pr の関係を示す分力図の縦軸方向の力が間違っている。（拡大図参照）
4)円弧状崩壊の中点である B 点を単純梁（B-D 間）の支点（回転のみを許すヒンジ支点）と仮定している
5)滑動力の斜面方向成分への対応が不明確である
6)横枠の設計方法が示されていない</td></tr>
</table>

（全国特定法面保護協会(2013)の p.38～p.42 をとりまとめた）

表 2.2.2，表 2.2.3 による数多くの試算結果及び過去の経験を踏まえて，アンカー工などの抑止工を使用しない吹付法枠工の仕様の目安を表 2.2.4 のようにしている。

表 2.2.4 アンカー工等の抑止工を併用しない吹付法枠工仕様の目安（フリーフレーム協会,2003 を参考に作成）

枠サイズ(mm) (b ×h)	枠間隔(m) （縦枠×横枠）
200×200 ～ 300×300	1.2×1.2 ～ 2.0×2.0

＜引用文献＞

フリーフレーム協会（1983）：フリーフレーム工法－設計・施工指針, 112P.
フリーフレーム協会（2003）：改訂版　フリーフレーム工法－設計・施工の手引き, 111P.
フリーフレーム協会（2020）：全訂新版フリーフレーム工法性能照査型による限界状態設計例
全国特定法面保護協会（1987）：のり枠工の設計・施工指針（昭和 62 年 3 月）
全国特定法面保護協会（1989）：のり枠工の設計・施工指針（平成元年 3 月）
全国特定法面保護協会（1995）：のり枠工の設計・施工指針（平成 7 年 10 月）
全国特定法面保護協会(2006)：のり枠工の設計・施工指針（改訂版）（平成 18 年 11 月），85P.
全国特定法面保護協会(2007)：のり枠工の設計・施工指針（改訂版第２版）（平成 19 年 9 月）
全国特定法面保護協会(2013)：のり枠工の設計・施工指針（改訂版第３版）（平成 25 年），99P.
国総研（2011）：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震－土木施設災害調査速報, 国総研資料, No.646，pp.481

3. 吹付法枠工の崩壊事例

3. 1　東日本大震災時の吹付法枠工の損傷事例

（国道 45 号：岩手県野田村十府ヶ浦）

国総研(2011)が実施した東日本大震災における斜面の被災状況調査によると，吹付法枠工が施工された斜面の多くでは被害が見られなかった。その中で数少ない特殊な被災例を示す。図 3.1.1～図 3.1.4 は，東日本大震災時の津波による単純吹付法枠工の被災事例である。

図 3.1.1 のように吹付法枠全体としては安定しているように見える。しかし図 3.1.2 に示すように局所的に法枠が損傷し，枠内部の吹付モルタルが金網ごと流出している。２段目の横枠が部分的に前にせり出ているが，枠全体が上部から滑落したような形跡はない。図 3.1.3 は，法枠下部の縦枠の損傷状態である。２段目の横枠が前に出たことにより縦枠が折れ曲がっている。図 3.1.4 は図 3.1.2 の右側の赤丸 n 地点の枠交点の破損状況である。交点の左側の横枠が前面に出ている。これらの損傷は津波による背面土砂の流出と津波自体の流体力によるものと推定される。このように，吹付法枠工が開発された当時には考えられなかった外力（津波による外力と洗掘）に対する安定性評価も課題である。



図 3.1.1　吹付法枠工の被災箇所（全景）
（国総研, 2011）



図 3.1.2　法枠の損傷箇所（国総研, 2011）
（内部の吹付モルタルは，一部残ったがほとんどの部分で金網ごと流亡した）



図 3.1.3　法枠下部の損傷（国総研, 2011）
（金網型枠内のモルタルも破砕）



図 3.1.4　法枠下部の損傷（国総研, 2011）
（金網型枠内のモルタルも破砕）

3. 2 H16 年(2004 年)中越地震時における吹付法枠の崩壊事例

図 3.1.5 は，2004 年中越地震で確認された単純吹付法枠工の被災事例である。法枠工を施した斜面全体が崩壊によって，そのまま移動した形態である。



図 3.1.5　法枠工の被災事例－1（62 地点：東京電機大学安田教授提供）

図 3.1.6 は，法枠端部が崩壊し(a)，その崩壊土砂が法枠を載せたまま滑動した状況(b)である。図 3.1.6(c)は，(b)の矢印から見た状況であって，法崩壊の末端部分に分離した法枠の破断面が残っている。



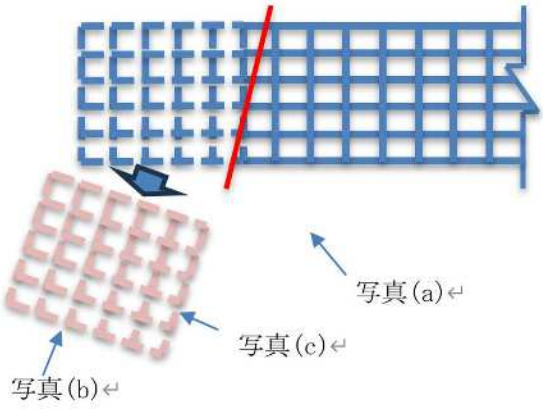
（a）法枠工端部が崩壊しあ事例



（b）崩壊した法枠工端部の正面（（a）矢印方向）



（c）（b）の矢印方向から見た状況



（d）地すべりに伴う法枠工端部崩壊・移動イメージ

図 3.1.6　法枠工の被災事例－2

図 3.1.7 は，単純吹付法枠工の施工中に被災した事例である。法面上部と基礎部の吹付が，終了し，その中間部の型枠材が設置された部分で崩壊が発生した。図 3.1.8 は古い単純吹付法枠の上部斜面が地震によって崩壊した事例である。なお写真に写る足場等の仮設は，地震発生前に法枠のメンテナンスのために設置されたものである。法枠自体には変状がないことから，吹付法枠の地震時の安定性を確認できる。



図 3.1.7　法枠工被災事例（50 地点：04.1.28）



図 3.1.8　法枠工被災事例（50 地点：04.1.28）

このように鉄筋挿入工等の抑止工を使用しない単純吹付法枠工は，地山の崩壊に伴って被災した事例はあるものの，地震に対しても一応の法面保護効果が確認されている。

これらのことから，施工中の単純法枠工は地震にも弱く十分な法面保護効果を発揮しないが，完成した単純法枠工は耐震性や法面保護効果が高いことが確認された。

3. 3 基盤の風化と背面洗掘に伴う吹付法枠の損傷

（長野県中井侍地区）

図 3.1.9～図 3.1.12 は，法枠背後の基盤が風化して洗掘が発生している状況である。図 3.1.9 に吹付法枠全景を示す。施工時の地盤は弱風化岩で亀裂も少なく比較的新鮮な状態であったが，図 3.1.10，図 3.1.11 では枠内に石積みをしたように亀裂が多くなっており，風化が進んだことがわかる。このまま放置しておくと図 3.1.12 のように洗掘範囲が拡大し枠材が損傷する可能性がある。早急な補修・補強が望まれる。（写真：廣田清治氏提供）



図 3.1.9　基盤風化に伴う吹付法枠の変状（全景）



図 3.1.10　縦枠背後の空洞及び背後地盤の状況



図 3.1.11　背後地盤の状況



図 3.1.12　交点部分背後の空洞

（写真：廣田清治氏提供）

＜引用文献＞

国総研（2011）：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震－土木施設災害調査速報，国総研資料 No.646，pp.481

Ⅶ　アンカー工の設計に関する課題と解説

1. 日本で多用される必要抑止力算出方法の力学的な厳密性の欠如

1.1 課題

日本ではアンカー工の必要抑止力を算出する際の引止効果を安定解析式の分母項とする方法と分子項とする方法の両方が用いられている。引止効果を分子に加算する方法は力学的な厳密性に欠けるが,”安全側の設計”という観点から日本での主流となっている。海外では”安全側の設計”を”過大設計(Overdesign)”と同様の意味に理解する可能性がある。一方，欧米の設計ソフトでは引止効果を分母項としており，締付効果を考慮しない設計ソフトや日本とは異なる新しい方法でアンカー効果を評価する設計ソフトも存在する。

1.2 解説

1.2.1 日本における歴史的背景

1930 年頃にヨーロッパで開発されたアースアンカー工法は，仮設山留のタイバックアンカーとして普及し，その後，建築基礎構造物用，地下鉄工事の仮設壁用などの用途に多用された（土質工学会，1976)。1957 年から 1960 年頃に日本に導入されたアースアンカー工は，まず岩盤アンカーとして採用され，鉄塔や橋梁の基礎の補強などへの用途が拡大した。仮設山留工として使用されて普及が本格的となり，1960 年代後半に斜面安定対策に適用されるようになった（山田，2008)。図 1.2.1 は Hobst&Zajic(1983)が Anchoring in rock and soil の著書の中で示したアンカー力のすべり面での分力の考え方を示した図である。日本でもこれと同じアンカー分力の考え方が導入された。

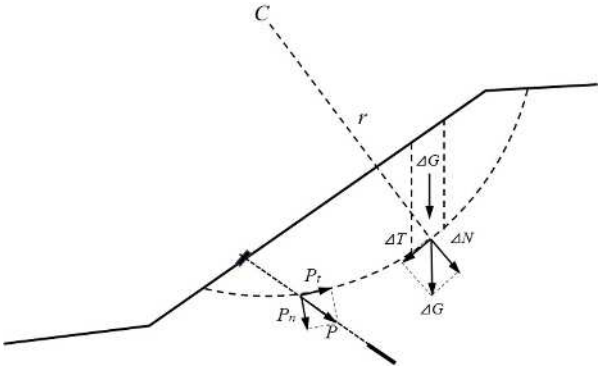


図 1.2.1 Hobst&Zajic(1983)でのアンカー分力の考え方

昭和 50 年代に地すべり抑止工が「地すべりの抵抗力を増加させる工法」か「地すべりの滑動力を低下させる工法」か，という議論が実務者や研究者の中でなされた。前者の“抵抗力を増加させる工法”という概念論はそれ以前から採用されており，安定解析式の分子項に抑止工効果を加算する方法がその当時すでに主流となっていた。後者を提案していた実務者や研究者は数学的（力学的）に正しい方法として後者を提案したが，概念論を優先する方法が現在広く利用されている。現在の斜面防災関係の技術基準書で前者の式を掲載している基準書と後者の式を掲載している基準書が存在するのはそれぞれの流れを受けたものである。

土質工学会（1976）から発行された「アースアンカー工法－付・土質工学会アースアンカー設計・

施工基準)」には，実施例として東北高速道路で実施された法枠工併用アンカー工の事例が掲載されているが，ここではアンカー工の締付効果も引止効果も分子項に加算する安定解析式が採用されている。道路土工指針にアンカー工が登場するのは 1972 年版の「のり面工と斜面安定工指針（日本道路協会,1972)」からであるが，地すべり対策工としての記載は無く，法面保護工としての機能等の紹介のみで安定解析式の記載は無い。アンカー工の設計方法が詳述されたのは 1986 年版の「道路土工指針のり面工・斜面安定工指針（日本道路協会,1986)」からである。そこには周面摩擦抵抗の標準値の記載もある。日本道路協会（1986）では引止効果と締付効果の両方を分子項に加算する式が掲載されている。2009 年版の「道路土工－切土工・斜面安定工指針，日本道路協会（2009)」では急傾斜地崩壊対策の場合，1986 年版と同じ記述であるが，地すべり対策として用いるアンカーの場合は引止効果を分母から減算する式も採用して良いと明記された。

建設省河川砂防技術基準は昭和 47(1972)年から改訂作業が進められたが，計画編は昭和 51（1976）年に分冊化された最初の改訂版（建設省，1976）が公開された。この改訂版の「第 13 章地すべり防止施設計画」の冒頭の「1.1 地すべり防止工法」の分類図には抑止工としてアンカー工が記載されているが，「第４節抑止工の計画」の中にはアンカー工に関する項目はない。「第 14 章　急傾斜地崩壊対策施設計画」にはアンカー工に関する記述は何もない。設計編は昭和 60（1985）年に分冊化された最初の改訂版（建設省，1985）が公開されたが，「第４章　地すべり防止施設の設計」や「第 5 章　急傾斜地崩壊防止施設の設計」の中にアンカー工の設計に関する項目はない。設計編の平成 9 年の改定版では「第４章　地すべり防止施設の設計」でアンカー工の設計方法が詳述され，周面摩擦抵抗の標準値の記載もある。「第 5 章　急傾斜地崩壊防止施設の設計」にもアンカー工設計の節はあるが，設計方法については地盤工学会発行の「グラウンドアンカーの設計・施工基準」を参考とすることのみが記載され，具体的な設計方法に関する記述はない。

後の平成９年に改訂された，建設省河川砂防技術基準　設計編では改訂に関する説明書に“抑止工の効果は力学的には分母から引く方法が正しいが，安全側をみて分子に加算する方法を採用した”という主旨の説明がなされていた。日本では力学的な正しさより慣例や安全側設計の考え方が重視された。引止効果を安定解析式の分子項とすると必要抑止力が 10～20%程度大きくなる。これを持って「安全側の設計」という考え方となっている。

上述の Hobst&Zajic(1983)は引止効果を安定解析式の分母から減算し，締付効果を分子に加算する力学的に正しい方法を採用している。

1.2.2 理論的な解説

（1）力学的な厳密性に欠ける日本の必要抑止力算定方法

締付効果はすべり面に対するアンカー力の法線成分がすべり面の有効土圧を上昇させせん断抵抗を増加させるものであり，常に安定解析式の分子項となる。

一方，引止効果はアンカー力の接線成分によって直接的に地すべりを抑止するものであり，力学的には安定解析式の分母項の成分とすることが正しい。机や壁などの全ての固体は圧縮強さやせん断強さを持っているが，その圧縮強さやせん断強さはその固体の性質を表す固有値（スカラー）であり顕在化していない。つまり，通常はその圧縮強さやせん断強さと同じ大きさの力はその固体のどこにも発生していない。それが発生するとその固体は破壊されて存在しないことになる。同様に，極限平衡法では安定解析式の分子項のせん断強さは潜在するスカラーであり，滑動していない斜面のすべり面

にはその値と同じ大きさの力は発生していない。すべり面のせん断強さを安全率 F で割った値が力（せん断力）となることは極限平衡法の基本定理である。力学法則に従えば，せん断強さ（スカラー）と力（ベクトル）を直接加算出来ない。

日本では安定解析式の分子項を「せん断抵抗力」や「すべり面に沿って発揮される抵抗力」などと表現する専門書もあるが，すべり面で発揮される「せん断抵抗力」や「抵抗力」は作用反作用の法則により「せん断力」と常に同じ大きさで方向が逆向きになる。よって，すべり面で発揮される抵抗力とすべり面のせん断強さとは別の物理量である。これは力学の基本法則であり極限平衡法の基本原理でもあるが，そのことを理解していない技術者や研究者が安定解析式の分子項を「せん断抵抗力」などと表現している。

（2）必要抑止力の算定方法が日本と異なる欧米の設計ソフト

近年，欧米ではすべり面が直線形となる岩盤斜面の安定解析式で締付効果を考慮する事例があるものの，斜面の円弧すべりへの適用では締付効果を考慮しない方法が主流となっている。米国の著名な設計ソフトである SLOPE/W はアンカー工と鉄筋挿入工（soil nailing）の設計に対応しているが，その技術マニュアルではアンカー力などをすべり面における打設方向の集中荷重（図 1.2.2 の赤矢印）として分子項から減算する引止効果のみを説明している。SLOPE/W はいろいろな安定解析式に対応しているが，ここで推奨されている汎用極限平衡法（general limit equilibrium formulation）ではすべり面の法線力 N がアンカーの集中荷重によって間接的に変化することから間接的に締付効果が考慮されていることになる。この方法は Hobst&Zajic(1983)のような古典的なアンカー分力の考え方を汎用極限平衡法に拡大したものであり，基本的な考え方は同じである。

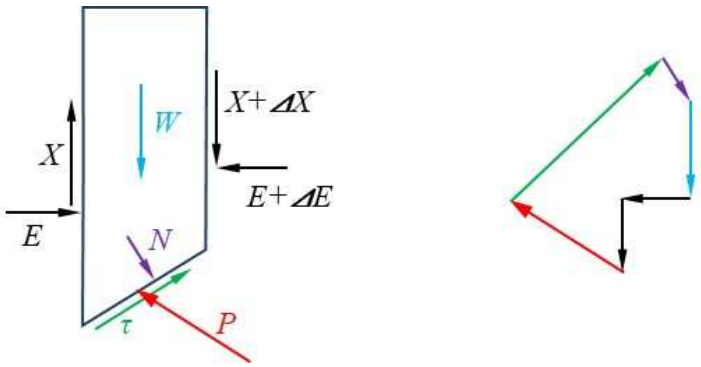


図 1.2.2 SLOPE/W での細片に作用するアンケー力（赤矢印）の取扱い

一方，イタリアの GeoStru 社の設計ソフト SLOPE では図 1.2.3 に示すように，すべり面に作用するアンカー力の水平成分 R_j をアンカーの抑止力と考え，その水平成分をすべり面接線方向に方向補正した力を引止効果として分子項から減算する方法を採用している。この方向補正はアンカー力の水平成分 R_j をすべり面傾斜角 α の方向余弦（$\cos\alpha$）で割る $R_j/\cos\alpha$ という独自の方法を採用している。この抑止力の計算方法は地すべり抑止杭と同じ考え方であり力学的な根拠があることを榎田（2023）が説明している。この方法であればすべり面傾斜角が急傾斜となった場合も引止効果が増大し，十分に発揮されるというメリットがある。この方法に古典的な方法による締付効果を加えるとアンカー力の一部を 2 重に計上することになるので不適切である。

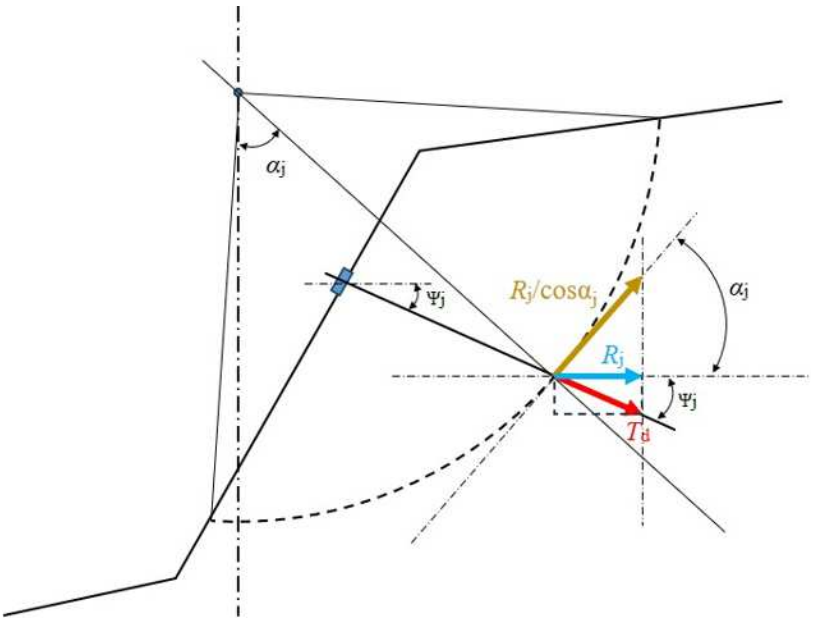


図 1.2.3　GeoStru 社の設計ソフトにおけるアンカー力の水平成分 R_j と抑止力 $R_j/\cos\alpha_j$

（3）海外の学術文献等における取扱い

海外の学術文献等を見ると引止効果を分母項から減算する方法が主流である。日本での主流と同様に締付効果と引止効果の両方を安定解析式の分子項に加算している文献は中国の研究者の文献に多い（榎田，2023）。それらの文献ではアンカー工や soil nail の効果を以下のような式で算出して分子項に加算している。この数式表現は日本での数式表現と同じであり，この式の中で「強度（スカラー）＋力（ベクトル）」という力学法則違反が生じている。

$$T(\sin\beta \cdot \tan\phi + \cos\beta)$$

ここに，T:アンカー力等，β :アンカー打設方向とすべり面とのなす角，ϕ :すべり面の内部摩擦角

中国での研究成果に力学的な厳密性に欠ける研究成果が圧倒的に多いのは，中国の研究者が日本で主流となっている設計技術を参考にした結果であると推測される。

＜引用文献＞

Hobst, L., J. Zajic, J. (1983): Anchoring in rock and soil, Development in geotechnical engineering 33

Hossain, M. (2011): Stability analysis of anchored rock slopes against plane failure subjected to surcharge and seismic loads, Edith Cowan University

GEO-SLOPE (2015): Stability modeling with SLOPE/W.

GeoStru (2021): Slope stability analysis, https://www.geostru.eu/blog/2016/06/13/slope-stability-analysis/ Accessed 18 Jun 2021.

Junlan Zhao, Huarui Wu (2014): Study on the Slope Bolt Support Design Based on GIS, The Open Civil Engineering Journal, 2014, 8, 458-462

Rui Zhang, Jie Zhao, Guixuan Wang (2016): Stability Analysis of Anchored Soil Slope Based on Finite Element Limit Equilibrium Method, Mathematical Problems in Engineering Volume 2016, Hindawi Publishing

Corporation
土質工学会（1976）：アース・アンカー工法ー付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準，pp. 137.
山田浩（2008）：グラウンドアンカー工法技術の進歩とその歴史（その１）ー構造と施工技術，斜面防災技術，Vol.35, No.2, pp.42-53.
日本道路協会（1972）：のり面工と斜面安定工指針
日本道路協会（1986）：のり面工と斜面安定工指針
日本道路協会（2009）：道路土工ー切土工・斜面安定工指針，521p.
榎田充哉（2023）：日本の斜面対策技術の国際化の課題（１）ー抑止力算定方法の海外との違い，日本地すべり学会誌，Vol.60, No.1, pp.26-32.

2. 日本で設計条件として採用されている各種規定値の適用性

2.1 課題

日本では周面摩擦抵抗τの標準値が地盤の種類毎に決められているが，地質条件が異なる海外の当該国での標準値をどのように設定するかが課題となる。
同様に供用年数２年を閾値としてアンカーを分類する方法や極限引抜き力に対する安全率 fs の設定値，テンドンの許容付着応力度の基準値，自由長の最低値，アンカー体長の長さの規定も日本独自の値であり，当該国での既存基準との整合性が求められる。

2.2 解説

2.2.1 日本における歴史的背景

(1)周面摩擦抵抗 τ

地盤工学会の前身である土質工学会が 1976 年に発行した図書「アースアンカー工法（土質工学会，1976)」には周面摩擦抵抗の標準値の一覧表が掲載されている(表 2.2.1)。これは当時のアースアンカー協会がそれまでの加圧型アンカーに関する現地試験結果を基に取りまとめた値である。1990 年にはグラウンドアンカー設計施工基準（土質工学会，1990）が発行されたがこの一覧表はそのまま引き継がれた。現在の一覧表(表 2.2.3)はそれを SI 単位標記したものである。これらのどの技術書にも表 2.2.1 に記載されている硬岩と軟岩，及び風化岩の区分方法に関する記載は無い。

表 2.2.1 アンカーの周面摩擦抵抗の標準値（土質工学会,1976）

地盤の種類			摩擦抵抗(kg/cm^2)
岩盤	硬岩 軟岩 風化岩 土丹		15～25 10～15 6～10 6～12
砂レキ	N 値	10 20 30 40 50	1.0～2.0 1.7～2.5 2.5～3.5 3.5～4.5 4.5～7.0
砂	N 値	10 20 30 40 50	1.0～1.4 1.8～2.2 2.3～2.7 2.9～3.5 3.0～4.0
粘性土			1.0c （c は粘着力）

一方，昭和 60 年版河川砂防技術基準－設計編（建設省，1985）に掲載されている地すべり防止施設や急傾斜地崩壊防止施設の抑止工にアンカー工は無い。平成 9 年の改訂新版河川砂防技術基準－設計編（建設省,1997）から地すべり防止施設や急傾斜地崩壊防止施設の抑止工としてアンカー工が紹介されている。その時点では土質工学会のグラウンドアンカー工設計施工基準，同解説がアンカーに関する主要な技術図書となっており，土質工学会の周面摩擦抵抗の一覧表が採用されたが，従来の重力単位のみでなく SI 単位標記も併記された。現在一般的に利用されている周面摩擦抵抗は地盤工学会（2000）のグラウンドアンカー工設計施工基準，同解説に掲載されている値である（表 2.2.2)。

表 2.2.2 アンカーの周面摩擦抵抗の標準値（地盤工学会,2000）

地盤の種類			摩擦抵抗(MN/m^2)
岩盤	硬岩		1.5～2.5
	軟岩		1.0～1.5
	風化岩		0.6～1.0
	土丹		0.6～1.2
砂礫	N 値	10	0.1～0.2
		20	0.17～0.25
		30	0.25～0.35
		40	0.35～0.45
		50	0.45～0.7
砂	N 値	10	0.1～0.14
		20	0.18～0.22
		30	0.23～0.27
		40	0.29～0.35
		50	0.3～0.4
粘性土			1.0c （c は粘着力）

日本の標準値の特徴は，岩よりも未固結の土に対する区分が詳細となっていることである。「アースアンカー工法（土質工学会，1976）」の設計の章でも仮設構造物での利用に関する解説が多く，当時のアースアンカー工が対象とする主な定着地盤が土であったことが分かる。また，当時の土質工学会が「土」を主な研究対象とする学会であったことも要因である。表 2.2.2 に記載されている「土丹」は英語に直訳できない日本特有の地盤名称で，現在も残っている。

(2)アンカーの供用年数に関する分類

1976 年発行の「アースアンカー工法（土質工学会)）の時代から 2000 年発行の「グラウンドアンカー工設計施工基準，同解説（地盤工学会)」までは表 2.2.3 に示すように仮設アンカー（供用 2 年以内）と永久アンカー（供用 2 年以上）という 2 分類であった。これは FIP（Federation Internationale de la Precontrainte：国際プレストレスコンクリート協会）が発行したアンカーに関する基準（Design and construction of prestressed ground anchorage）の初版（1973 年版）に記載された仮設アンカーと永久アンカーの定義を 1976 年発行の「アースアンカー工法」にそのまま引用したものである。

表 2.2.3 2000 年頃までのアンカーの分類(土質工学会，1976)

区分	内容
仮設アンカー（供用 2 年以内）	仮設構造物に用いるアンカー
永久アンカー（供用 2 年以上）	永久構造物に用いるアンカー

アンカーの防食構造は徐々に向上しているが，未だに防食構造に課題が残るアンカーも多い。また，荷重管理を含めてメンテナンスフリーのアンカーは存在しないことから“永久アンカー”という表現が問題視された。2012 年版のグラウンドアンカー工設計施工基準，同解説（地盤工学会,2012）の改定時に永久アンカーという表現が廃止され表 2.2.4 に示すようなランク A,B の区分に変更された。

表 2.2.4 供用期間と対象構造物の条件によるアンカーの分類(日本の分類)(地盤工学,2012)

供用期間 / 構造物の種類	２年未満	２年以上
一般構造物	ランク B	ランク A
特殊な条件下にある構造物	ランク A	

(3)周面摩擦抵抗に関する安全率

土質工学会 (1976) は表 2.2.5 に示すようにアンカー体の周面摩擦に関する安全率を検討する上で参考にした海外での設定事例を紹介している。

表 2.2.5 アンカーの安全率に関する 1976 年頃の世界の基準値(土質工学会，1976)

（出典での表タイトル：安全率に関する提案一覧（7 th International Cpnference of S.M.F.E))

提案者	安全率	注　記	
西ドイツのアース・アンカー規定草案	1.5	設計荷重を主働土圧で計算した場合	安全率はいずれもアンカーに実際に与えられた最大荷重に対して
	1.33	設計荷重を静止土圧で計算した場合	
Descoeuders（スイス）	1.5	実際にアンカーに加えられた最大荷重に対して仮設永久アンカーとも	
Maeste（フランス）	2.0	永久アンカー	
	1.5	仮設用アンカー	
Jorge（フランス）	1.5	クリープが始まる荷重に対して	
Criveli（スイス）	1.5	クーロン土圧により計算された仮設アンカーについて	

注：SMFE: Soil Mechanics & Foundation Engineering

土質工学会 (1976) は当時の土質工学会に設置された「アースアンカーの基準作成のための委員会」

において表 2.2.6 に示す安全率が推奨されたことが紹介されている。

表 2.2.6 1976 年当時のアースアンカーの基準作成のための委員会の推奨値

区分	安全率 fs
仮設アンカー	1.5
永久アンカー	2.5

その上で土質工学会（1976）では表 2.2.7 の安全率を推奨している。

表 2.2.7 土質工学会(1976)が推奨した安全率

区分		安全率 fs
仮設アンカー		1.5
永久アンカー	一時的荷重(短期荷重)のみを受けるアンカー	2.0
	常時の荷重（長期荷重）を受けるアンカー	3.0

表 2.2.8 に示すように 1990 年版のグラウンドアンカー工設計施工基準，同解説（地盤工学会,1990）では永久アンカーの安全率に 1976 年当時のアースアンカーの基準作成のための委員会の推奨値が採用され，地震時の安全率が追加された。その後，2012 年版のアンカー分類の見直しが行われたが，安全率は継続されている。

表 2.2.8 極限引抜き力に対する安全率 *f*s（地盤工学会，1990）

アンカーの分類		安全率 *f*s
仮設アンカー		1.5
永久アンカー	常時	2.5
	地震時	1.5～2.0

表 2.2.9 極限引抜き力に対する安全率 *f*s（地盤工学会，2012）

アンカーの分類		安全率 *f*s
ランク B		1.5
ランク A	常時	2.5
	地震時	1.5～2.0

(4)テンドンとグラウトの許容付着応力度

1976 年発行のアースアンカー工法（土質工学会)では PC 鋼より線とグラウトの許容付着応力度のデータが乏しいとして参考値として当時の建築学会の鉄筋の付着強度の値を紹介している。

表 2.2.10 土質工学会(1976)で紹介されていた付着強度の参考値

a) 建築学会

	長 期 (kg/cm²)	短 期 (kg/cm²)
丸　鋼	0.06×F_e　かつ 13.5 以下	長期に対する値の 1.5 倍
異形鉄筋	0.1×F_e　かつ（13.5＋0.04×F_e）以下	

b)土木学会

	σ_{28}=120～140 kg/cm²	σ_{28}=140～160 kg/cm²	σ_{28}=160～180 kg/cm²	σ_{28}=180～200 kg/cm²	σ_{28}=200～240 kg/cm²	σ_{28}=240 以上 kg/cm²
丸　鋼	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	8.0
異形鉄筋	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	16.0

1990 年版のグラウンドアンカー工設計施工基準，同解説（土質工学会,1990）では土木学会コンクリート示方書を参考にしたと説明しながらオリジナルの基準値として表 2.2.11 の値を示している。

表 2.2.11 グラウトとテンドンの許容付着応力度 (kgf/m²)(土質工学会,1990)

分類	グラウトの設計基準強度 / 引張材の種類	150	180	240	300	400以上
仮設	PC鋼線 PC鋼棒 PC鋼より線 多重 PC 鋼より線	8	10	12	13.5	15
	異形 PC 鋼棒	12	14	16	18	20
永久	PC鋼線 PC鋼棒 PC鋼より線 多重 PC 鋼より線		－	8	9	10
	異形 PC 鋼棒			16	18	20

地盤工学会(2000)は SI 単位表現に変更されたものの値そのものは継承された。2012 年版のグラウンドアンカー工設計施工基準，同解説（地盤工学会,2012）でアンカー分類の見直しが行われ表 2.2.12 に示すように現在利用されている基準値となった。ここではグラウトの基準強度 15M/m² に対応した値が削除されている。

表 2.2.12 グラウトとテンドンの許容付着応力度 (MN/m²)(地盤工学会,2012)

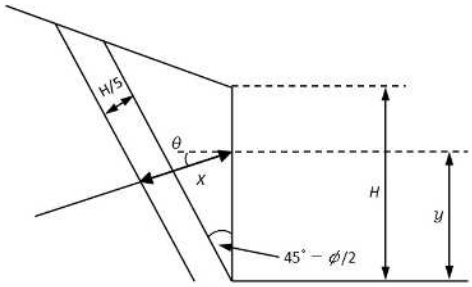
分類	グラウトの設計基準強度 / 引張材の種類	18	24	30	40以上
ランク B	PC鋼線 PC鋼棒 PC鋼より線 多重 PC 鋼より線	1.0	1.2	1.35	1.5
	異形 PC 鋼棒	1.4	1.6	1.8	2.0
ランク A	PC鋼線 PC鋼棒 PC鋼より線 多重 PC 鋼より線	－	0.8	0.9	1.0
	異形 PC 鋼棒		1.6	1.8	2.0

(5)自由長の最低値制限

土質工学会(1976)にはアンカーの自由長の制限に関する記述はない。改訂された土質工学会(1990)には「原則として，4m とする。」と明記された。表 2.2.13 は土質工学会（1990）で紹介されていた海外基準におけるアンカーの自由長の規定事例である。これらを参照しながら，緊張力管理の容易さなども考慮して土質工学会の委員会の中で日本独自の基準が定められた。

表 2.2.13 土質工学会(1990)に紹介されていた海外でのアンカー自由長の基準値

海外基準	自由長の長さ	
U.S. Dapartment of Transportation Federal Highway Administration	岩盤，土砂	すべり面一から 5ft 以上長くする。(1.5m 以上)
	擁壁	すべり面の位置から最大擁壁高の 1/5 を加えた長さ（解説図 7.1）
	（考え方） 1)地盤とテンドン部分がプレストレスにより圧縮しないこと。 2)すべり線の付近が十分な安全率をもち受働域にならないこと。	



$$\text{最小自由長(X)} = \frac{y \cdot \sin\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}{\sin\left(45^\circ + \theta + \frac{\phi}{2}\right)} + \frac{H}{5\sin\left(45^\circ + \theta + \frac{\phi}{2}\right)}$$

解説図 2.1 最小自由長の検討例(U.S. Dapartment of Transportation Federal Highway Administration)

(6)アンカー体長の下限値と上限値

土質工学会（1976）にはアンカー体長の制限に関する記述はない。改訂された土質工学会（1990）には「原則として，3m 以上，10m 以下とする。」と明記された。表 2.2.14 は土質工学会（1990）で紹介されていた海外基準におけるアンカーの定着長の規定事例である。これらを参照しながら土質工学会の委員会の中で日本独自の基準が定められた。

表 2.2.14 土質工学会(1990)に紹介されていた海外での定着長の基準値

海外基準	定着長の長さ
1. BSI (DD81) FLP	アンカー体定着長――3m 以上 10m 以下 1)定着体の長さは，掘削方法，土質状況，荷重，グラウト圧力により決定される。 2)砂地盤より粘性地盤のほうがアンカー体定着長を長くする。
2. PTI	アンカー体定着長――4.6m 以上 1)岩盤の破壊付着応力は，岩盤のせん断強度，地盤特性，削孔方法，削孔径，グラウト強度により決定される。 2)土砂の破壊付着応力は，削孔方法，土質の条件，圧密条件，削孔径，グラウト強度により決定される。 3)砂地盤より粘性地盤のほうがアンカー体定着長を長くする。

2.2.2 理論的な解説

（１）周面摩擦抵抗 τ

周面摩擦抵抗については，詳細設計時や施工前にアンカー基本調査試験（引抜き試験）により求めることが必須となるので最終的には標準値は採用されないが，それまでの概略設計時には標準値が必要となる。日本の標準値はおもに平地の土を対象とした値となっており，自然斜面で定着地盤の対象となる岩盤や風化岩については硬岩，軟岩，風化岩などの大まかな区分となっている。

一方，表 2.2.15 は山田（2009）が調べた資料で，アメリカの PTI（Post Tensioning Institute，ポストテンショニング協会）が出しているアンカー工に関する基準（Recommendation for Prestressed Rock and Soil anchor）に記載されているアンカーの極限周面摩擦抵抗である。ここでは風化泥灰岩（Weathered Marl）を 0.15 ～ 0.25MN/m^2, 軟質頁岩が 0.2 ～0.8MN/m^2, 風化砂岩を 0.7 ～ 0.8MN/m^2 とするなど，岩の種類や状態を細分化して値を定めている。特に風化泥灰岩では地盤工学会基準の風化岩の 1/4 程度の周面摩擦抵抗としている。対象の区分名称が”ROCK”となっていることからこの PTI の基準はロックアンカーが対象であると思われる。

表 2.2.15 アメリカ基準（PTI）でのアンカーの極限周面摩擦抵抗（山田，2009）

ROCK	AVERAGE ULTIMATE BOND STRESS-ROCK/GROUT	
	Mpa	PSI
Granite & Basalt	1.7 – 3.1	250 – 450
Dolomite Limestone	1.4 - 2.1	200 – 300
Soft Limestone	1.0 – 1.4	150 – 200
Slates & Hard Shales	0.8 – 1.4	120 – 200
Soft Shales	0.2 – 0.8	30 – 120
Sandstones	0.8 – 1.7	120 -250
Weathered Sadstones	0.7 – 0.8	100 – 120
Chalk	0.2 – 1.1	30 – 155
Weathered Marl	0.15 – 0.25	25 – 35
Concrete	1.4 – 2.8	200 - 400

アンカー工は，欧米も日本も地盤掘削時の山留などの仮設アンカーとして発展してきた。その仮設アンカーにおいて対象となる地盤が，日本では堆積土となることが多く，安定した大陸である欧米では岩盤となることが多い。この事がアンカーの周面摩擦抵抗における地質分類の違いに現れている可能性がある。

諸外国での周面摩擦抵抗（bond, 正確には"付着応力度”）とその安全率 fs の設定事例を表 2.2.16～表 2.2.18 に示す。岩種の区分には風化度に関する記述が含まれている。この中には岩種によって安全率を変えている事例もある。これによるとアンカーの極限周面摩擦抵抗は，岩の種類による違いが明確であり，硬岩，軟岩，風化岩という分類では違いを表現できないことがわかる。特に泥質系の岩では，地盤工学会基準と比較して極限周面摩擦抵抗の値は小さい傾向にある。国によって地盤の評価条件は異なるものの，表 2.2.16～表 2.2.18 を見る限りにおいては，泥質系の岩のアンカーの極限周面摩擦抵抗の目安値については，地盤工学会基準より小さく見るべきと考えられる(山田，2009)。

表 2.2.16 アンカーの周面摩擦抵抗(Bond)と安全率の海外事例－1（Originally published in Littlejohn & Bruce (1977)，オリジナルに合わせて山田(2009)を修正）

岩種	許容付着応力度 (MN/m^2)	付着強度 (MN/m^2)	安全率	備考
火成岩				
中硬玄武岩		5.73	3.0～4.0	インド, Rao (1964)
風化花こう岩		1.50～2.50		日本, 鈴木他 (1972)
玄武岩	1.21～1.38	3.86	2.8～3.2	イギリス, Wycliffe-Jones (1974)
花こう岩	1.38～1.55	4.83	3.1～3.5	イギリス, Wycliffe-Jones (1974)
蛇紋岩	0.45～0.59	1.55	2.6～3.5	イギリス, Wycliffe-Jones (1974)
花こう岩＆玄武岩		1.72～3.1	1.5～2.5	イギリス, Wycliffe-Jones (1974)
変成岩				
マンハッタン片岩	0.70	2.8	4.0	USA, White (1973)
粘板岩＆硬質頁岩		0.83～1.38	1.5～2.5	USA, PCI (1974)
石灰質堆積岩				
石灰岩	1.00	2.83	2.8	スイス, Losinger (1966)
チョーク(グレードⅠ～Ⅲ)		0.22～1.07	1.5～2.0	イギリス, Littelejohn (1970)
第三紀石灰岩	0.83～0.97	2.76	2.9～3.3	イギリス, Wycliffe-Jones (1974)
チョーク石灰岩	0.86～1.00	2.76	2.8～3.2	イギリス, Wycliffe-Jones (1974)
軟質石灰岩		1.03～1.52	1.5～2.5	USA, PCI (1974)
ドロマイト質石灰岩		1.38～2.07	1.5～2.5	USA, PCI (1974)
砂質堆積岩				
硬質粗粒砂岩	2.45		1.75	カナダ, Coates (1970)
風化砂岩		0.69～0.85	3.0	ニュージーランド, Irwin (1971)
固結砂岩		.0.69	2.0～2.5	ニュージーランド, Irwin (1971)
プンター砂岩	0.40		3.0	イギリス, Littelejohn (1970)
プンター砂岩(q_u>2Mn/m^2)	0.60		3.0	イギリス, Littelejohn (1970)
硬質細粒砂岩	0.69～0.83	2.24	2.7～3.3	イギリス, Wycliffe-Jones (1974)
砂岩		0.83～1.73	1.5～2.5	USA, PCI (1974)
粘土質堆積岩				
ガイバー泥灰岩		0.17～.025		イギリス, Littelejohn (1970)
軟質頁岩		0.35		カナダ, Golder Brawner (1973)
軟質砂岩・頁岩	0.10～0.14	0.37		イギリス, Wycliffe-Jones (1974)
軟質頁岩	0.10～0.14	0.21～0.83		USA, PCI (1974)
軟岩	0.35～0.70			
中硬岩	0.70～1.05			オーストリア, Koch (1972)
硬岩	1.05～1.40			
火成岩・変成岩類	1.05		2.0	オーストリア, CA35 (1972)
	0.98			フランス, Fargeot (1972)
	0.50			スイス, Walther (1969)
	0.70			スイス, Comte (1965)
各種岩種		1.20～2.50		スイス, Comte (1971)
	0.70		3.0	イタリア, Mascardi (1973)
	0.69	2.76	4.0	カナダ, Golder Brawner (1973)
	1.40	4.20	3.0	USA, White (1973)
コンクリート		1.38～2.76	1.5～2.5	USA, PCI (1974)

表 2.2.17 アンカーの周面摩擦抵抗(Bond)と安全率の海外事例－2（Originally published in Littlejohn & Bruce (1977)，オリジナルに合わせて山田(2009)を修正）

岩種	許容付着応力度 (MN/m^2)	試験時の付着応力度 (MN/m^2)	極限付着応力度 (MN/m^2)	安全率 Sm	極限安全率 Sf	備考
火成岩						
玄武岩	1.93					イギリス, Paker (1958)
玄武岩	1.10	3.60	6.37		3.3	USA, Eberhard & Veltop (1955)
凝灰岩	0.80					フランス, Camberfort(1966)
玄武岩	0.63	0.72				イギリス, Cementation(1962)
花こう岩	1.56	1.72				イギリス, Cementation(1962)
輝緑岩	1.56	1.72				イギリス, Cementation(1962)
キレツ性ケイ長岩	1.56	1.72				イギリス, Cementation(1962)
硬質輝緑岩	1.56	1.72				イギリス, Cementation(1962)
硬質花こう岩	1.56	1.72				イギリス, Cementation(1962)
玄武岩・凝灰岩	1.56	1.72				イギリス, Cementation(1962)
花崗閃緑岩	1.09					イギリス, Cementation(1962)
破砕玄武岩		1.01				USA, Saliman & Schaefer(1968)
風化花こう岩		1.24				USA, Saliman & Schaefer(1968)
自破砕溶岩		0.93				USA, Saliman & Schaefer(1968)
ボーフライト	0.32～0.57					スイス, Descoeudres(1969)
破壊閃緑岩	0.95					スイス, Descoeudres(1969)
花こう岩	0.63	0.81				カナダ, Barron et al (1971)
変成岩						
片岩	0.31					スイス, Birkenmajer (1953)
変成岩類	1.20					フィンランド, Maijala (1966)
風化破砕硅岩	1.56	1.72		1.1		イギリス, Cementation(1962)
緑色片岩	1.52	1.67		1.1		イギリス, Cementation(1962)
弱変成堆積物	1.10	1.23		1.1		イギリス, Cementation(1962)
粘板岩	0.43					イギリス, Cementation(1962)
粘板岩・変質グレイワッケ	1.57	1.73		1.7		イギリス, Cementation(1962)
花崗片麻岩	0.36～0.69					スウェーデン, Broms (1968)
褶曲硅岩	0.51					オーストラリア, Rawlings (1968)
風化・変成凝灰岩等						
グレイワッケ	0.34	0.29				ドイツ, Heifold & Schaefer (1969)
硅岩	0.93～1.20	1.02～1.32		1.1		イギリス, Gossch alk & Taylor (1969)
片麻岩	0.95					イタリア, Mantovani (1970)
絹雲母片岩	0.05					イタリア, Berardi (1972)
硅石／片岩	0.10					イタリア, Berardi (1972)
泥質・凝灰質片岩	0.63					イタリア, Berardi (1972)
頁岩	0.95	1.24		1.3		スイス, Moschler & Matt
高変成・堆積岩	0.83	1.08		1.3		USA, Buro (1972)
頁岩・グレイワッケ	1.08	1.40		1.3		ドイツ, Anom (1972)
各種変成・堆積岩			1.57			ドイツ, Abraham & Porzig (1973)
雲母片岩・黒雲母片麻岩	0.53	0.80		1.5		USA, Nicholson Anch Co. Ltd. (1973)
頁岩	0.63	0.90	1.80	1.5	3.0	イギリス, LittleJohn et al.(1974)
雲母片岩	1.74	2.16				USA, Feld & White (1974)
雲母片岩	0.52～0.74			1.24		USA, Feld & White (1974)
炭酸塩質堆積岩						
ローム質石灰岩		0.63				イタリア, Berardi (1972)
キレツ性石灰岩	1.08	1.19		1.1		イギリス, Cementation Co. Ltd. (1962)
石灰岩	0.60					スイス, Muller (1966)
低品質石灰岩	0.32					フランス, Hennequin et al. (1966)
塊状石灰岩	0.39～0.78					フランス, Hennequin et al. (1966)
カルスト性石灰岩	0.54					フランス, Hennequin et al. (1966)
第三紀石灰岩	1.00		2.83		2.8	スイス, Losinger Co. Ltd.(1966)
石灰岩			4.55～4.80			スイス, Rutter (1966)
石灰岩	0.03～0.07					イタリア, Berardi (1967)
石灰岩			0.27			USA, Saliman et al.(1968)
石灰岩	0.29					イタリア, Berardi (1969)
ドロマイト質石灰岩			1.80			カナダ, Brown (1970)
石灰岩	0.39～0.94					イタリア, Berardi (1972)
石灰岩	0.26					イタリア, Berardi (1972)
石灰岩	0.41					フランス, Soletanche Co. Ltd.(1968)

表 2.2.18 アンカーの周面摩擦抵抗(Bond)と安全率の海外事例－3（Originally published in Littlejohn & Bruce (1977)，オリジナルに合わせて山田(2009)を修正）

岩種	許容付着応力度 (MN/m^2)	試験時の付着応力度 (MN/m^2)	極限付着応力度 (MN/m^2)	安全率 Sm	極限安全率 Sf	備考
石灰岩	1.18	1.42		1.2		USA, Buro (1972)
チョーク			0.07			イギリス, Associated Tum Co. Ltd.(1973)
ドロマイト		1.66				カナダ, Golder Brawner (1973)
ドロマイト質シルト岩	0.43					USA, White (1973)
石灰岩	.0.37	0.55		1.5		イタリア, Mongilardi (1972)
砂質堆積岩						
砂岩	1.44	1.58		1.1		イギリス, Morris et al (1956)
硬質砂岩	1.42	1.56		1.1		イギリス, Cementation Co. Ltd. (1962)
ブンター砂岩	0.95	0.98		1.0		イギリス, Cementation Co. Ltd. (1962)
砂岩	0.76	0.84		1.1		イギリス, Cementation Co. Ltd. (1962)
砂岩	0.74					チェコ, Hobst (1968)
砂岩	0.31	0.40	1.73	1.3	5.6	UAS, Drossel (1970
砂岩	0.80					USA, Thompson (1970)
硬質砂岩	1.14					ドイツ, Brunner (1970)
砂岩	0.38					フランス, Soletanche (1968)
砂岩		0.95				オーストラリア, Williaws et al.(1972)
ブンター砂岩	0.60	1.20		2.0		イギリス, Littlejohn (1973)
砂岩	1.17					オーストラリア, Mcleod (1974)
粘土質堆積岩						
頁岩	0.62					カナダ, Jueraens (1965)
泥灰岩	0.10	0.28		0.3		イタリア, Berardi (1967)
頁岩	0.30		0.63		2.1	カナダ, Hanna et al.(1967)
強風化頁岩			0.39			USA, Saliman et al.(1968)
頁岩	0.13～0.24					USA, Koziakin (1970)
シルト岩	0.62					イギリス, Uni Anth Co. Ltd.(1972)
粘土質泥灰岩	0.14～0.24	0.21～0.26				ドイツ, Schwarz (1972)
頁岩	0.62			1.5		カナダ, McRosite (1973)
粘土岩	0.82					カナダ, Golder Brawner (1973)
泥岩	0.63	0.88		1.4		オーストラリア, Mcleod (1974)

表 2.2.16～表 2.2.18 に示した諸外国の事例は，岩種と風化／未風化，ソフトロック／ハードロックなどの指標を用いた地山分類である。諸外国での地質は国毎に地質年代も岩質も異なることから，岩種，地質年代，風化／未風化，ソフトロック／ハードロックなどを指標にした地山分類は汎用的に用いることができない。重機等での掘削の作業性等を元にした日本の地山分類（硬岩，軟岩，土砂）の区分は諸外国でも汎用的に利用可能である。日本の軟岩と風化岩の区分方法は曖昧であるが，日本の軟岩Ⅰを風化岩と判断するのが現実的である。

周面摩擦抵抗については最終的に基本試験で確認するという前提であれば，事前の予備設計における周面摩擦抵抗の標準値は，日本の標準値をベースに，上述したような諸外国での事例を参照して設定することが望ましい。

(2)アンカーの供用年数に関する分類

日本で採用されている供用年数に関する分類は前掲した表 2.2.2 の通りである。先述したように日本の分類は 1973 年当時の FIP（Federation Internationale de la Precontrainte：国際プレストレスコンクリート協会）の基準を元にしており，日本独自の分類ではない。当該国に独自の判断基準がある場合はそれを採用し，無い場合は日本の基準を採用することが望ましい。

（３）周面摩擦抵抗に関する安全率

日本で採用されている極限周面摩擦抵抗に関する安全率は前掲した表 2.2.7 の通りである。表 2.2.12～表 2.2.14 に示す海外事例とも大きく異なっている。前掲した表 2.2.3 は 1979 年以前の各国におけるアンカーの安全率の値であるが，これらを参考にした上で，当時の地盤工学会に設置されたアンカー設計に関する委員会の中で表 2.2.7 の常時の安全率が提案されている。活発な造山運動等により形成された不均質な地盤である日本では頻繁な斜面変動や地震災害が多いことから，諸外国より若干大きな安全率を設定したものと思われる。

(4)テンドンとグラウトの許容付着応力度

PC 鋼線の規格は国毎に異なる可能性があることから，用いる PC 鋼材に対する当該国の基準値があればそれを採用し，そのような基準がない場合は日本の基準値（表 2.2.10）をベースにすることが望ましい。

(5)自由長の最低値の制限

日本で採用されている自由長の最低値（4m）は 1990 年頃の欧米の採用値とアンカー力の緊張管理の経験から設定されたものであり，汎用的な値となっている。諸外国においても日本の制限値を標準値とすることが望ましい。

(6)アンカー体長の下限値と上限値

日本で採用されているアンカー体定着長（3～10m，但し，7m 以下が望ましい）は 1990 年頃の欧米の採用値とアンカー力の緊張管理の経験から設定されたものであり，汎用的な値となっている。諸外国においても日本の制限値を標準値とすることが望ましい。

＜引用文献＞

土質工学会（1976）：アースアンカー工法－付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準，236p.
土質工学会（1990）：グラウンドアンカー工設計施工基準，同解説，148P.
地盤工学会（2000）：グラウンドアンカー工設計施工基準，同解説, 219P.
地盤工学会（2012）：グラウンドアンカー工設計施工基準，同解説, 211P.
建設省（1985）：建設省河川砂防技術基準（案）同解説・設計編Ⅱ，山海堂
建設省（1997）：改訂新版建設省河川砂防技術基準（案）同解説・設計編Ⅱ，山海堂
日本アンカー協会（2013）：グラウンドアンカー設計施工マニュアル，263P.
山田浩（2008）：グラウンドアンカー工法技術の進歩とその歴史（その１）－構造と施工技術，斜面防災技術，Vol.35, No.2, pp.42-53.
山田浩（2009）：グラウンドアンカー工法技術の進歩とその歴史（その３）－基準の動向と今後の課題－,斜面防災技術，Vol.36, No.1, pp.18-26.
Littlejohn, G. S., Bruce, D. A. (1977): Rock anchors-state of the art, Foudation publications, pp.3-8.

3. 場所打ち受圧板の設計方法の不統一

3.1 課題

経済比較の結果，場所打ち受圧板が選定されることがあるが，日本における場所打ち受圧板の設計方法が統一されていない。

3.2 解説

3.2.1 日本における歴史的背景

アンカー工が斜面対策工として採用された 1990 年代は図 3.1.1 示すように，受圧板全体を縦方向及び横方向の梁と考えて設計を行っていた。

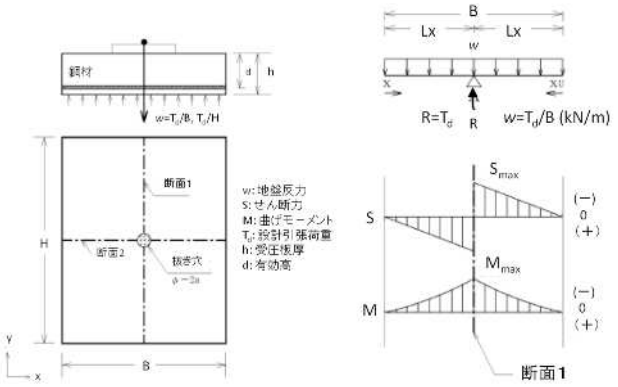
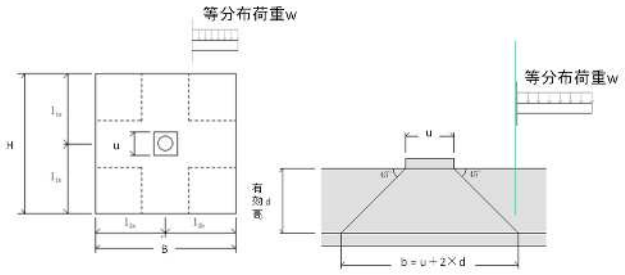


図 3.1.1　1990 年代の設計事例

一方，2000 年頃から市販のアンカー設計ソフトが使用されるようになり，一部の設計ソフトでは図 3.1.2 に示すように矩形の受圧板をクロス型受圧板と仮定して設計する方法が採用された。この市販ソフトでは曲げモーメントなどの照査位置を自由に設定できることから，設計者によって設計結果が異なるという問題が発生している。

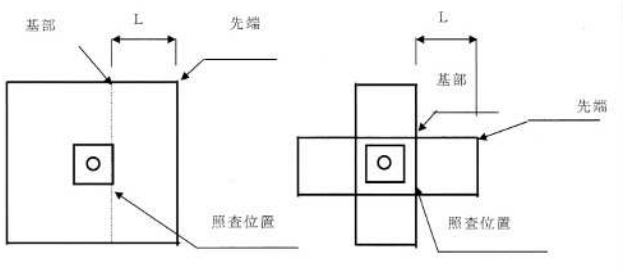


(a)平面　　(b)断面

図 3.1.2　市販ソフトでの設計事例

一方，独立受圧板でかつ工場製品を対象とした設計マニュアルとしてグラウンドアンカー受圧板設計・試験マニュアル（土木研究センター,2004）が発行された。そこには矩形の RC 受圧板の設計方法も掲載されている（図 3.1.3）。

これらの複数の設計方法が現在でも混在し，設計方法が統一されていない。



(a)矩形受圧板　　(b)クロス型受圧板

図 3.1.3　RC 受圧板の照査位置（土木研究センター,2004）

3. 2. 2 理論的な解説

RC 受圧板は工場製品であっても場所打ちであっても構造や機能は同じである。違いはコンクリートの強度や構造細目の精度のみである。よって，グラウンドアンカー受圧板設計・試験マニュアル（土木研究センター,2004）に掲載されている RC 受圧板の設計方法で統一することが望ましい。

図 3.1.1 に示した設計方法は，当時の業界内で標準的に利用されていた方法であり，公的な基準書や技術マニュアル等に掲載された手法ではない。この方法も技術的には大きな問題はないが，公的な技術マニュアルとして既に整備されている土木研究センター（2004）の方法に統一する方がより良いと考える。

＜引用文献＞

土木研究センター（2004）：グラウンドアンカー受圧板設計・試験マニュアル,pp.13-24.

榎田充哉 (2018) : アンカー工 RC 受圧板の設計方法の統一について，日本地すべり学会誌，Vo.55, No.3, pp.128-131.

4. 設計定数を得るための各種現地試験の実施環境の不整備

4.1 課題

日本では標準貫入試験やアンカー基本調査試験などの各種現地試験が実施され，それらの試験方法に関する技術図書も複数存在するが，開発途上国ではそれらの現地試験が一般的に実施されていない場合がある。

4.2 解説

4.2.1 日本における歴史的背景

土質工学会が 1976 年に発行したアンカー工の設計施工に関する日本最初の図書である「アースアンカー工法（土質工学会，1976)」には引抜き試験，引張試験，確認試験の方法が記載されている。これはドイツ標準化協会（DIN）が発行する仮設アンカーの基準書（DIN 4125-1972）に記載されている基本試験，適正試験，確認試験の内容を参考にして定めたものである。「アースアンカー工法（土質工学会，1976)」には参考資料として DIN 4125-1972 の日本語訳が掲載されている。

日本で実施されている標準貫入試験（JIS A 1219）は元々欧米で標準化されたものを日本に取り入れたものである。

4.2.2 理論的な解説

当該国において現地試験に関する技術図書が整備されていない場合は，その試験方法の説明もアンカー工の設計方法の解説書に加える必要がる。

アンカーに関する DIN 基準の最新の基準は DIN4125-1990（GROUND ANCHORAGES; DESIGN, CONSTRUCTION AND TESTING）として販売されている。この中に基本試験，適正試験，確認試験の方法が記載されているので，これを当該国で利用することも可能である。

標準貫入試験の海外の基準は ASTM D1586（米国)，BS EN ISO 22476-3（英国)，AS 1289.6.3.1（豪国）などがある。

Ⅷ　地山補強土工の設計に関する課題と解説（未成）

＜原稿未成のため不掲載＞

斜面対策技術国際化委員会　研究調査報告書－第2部

若手技術者に向けた斜面対策工設計技術の解説書
―海外展開の課題に関する歴史的な背景と理論的な解説―

2026 年 8 月 31 日　初版発行
2026 年 10 月 30 日　誤植修正版発行

発行：公益社団法人　日本地すべり学会
(C)JAPAN LANDSLIDE SOCIETY