〔関連資料〕

# 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説
# 設計「農道」技術書改定（案）

農村振興局

農林水産省

# 技　術　書　目　次


第１章　総　論 …… 1

1.1　農道の変遷 …… 1
1.2　技術書の目的 …… 2
1.3　設計の基本 …… 2
1.4　農道の構成 …… 4
1.4.1　路体 …… 4
1.4.2　法面 …… 4
1.4.3　路床 …… 4
1.4.4　舗装 …… 5
1.4.5　排水工 …… 5
1.4.6　主要構造物 …… 5
1.4.7　附帯構造物 …… 5
1.4.8　交通安全施設 …… 5
1.4.9　交通管理施設 …… 5
1.5　農道設計の標準的な手順 …… 5
1.6　環境との調和や景観に配慮した設計に関する基本的な考え方 …… 7
1.6.1　設計に当たっての検討事項 …… 7
1.6.2　農道の緑地帯によるネットワーク …… 7
1.6.3　農道におけるミティゲーション５原則適用の考え方 …… 7
1.6.4　景観との調和への配慮 …… 9
1.7　性能規定化導入の基本的な考え方 …… 10
1.7.1　性能規定化の目的 …… 10
1.7.2　要求性能 …… 11
1.7.3　重要度区分 …… 13
1.7.4　照査手法 …… 13
1.7.5　コンクリート構造物の限界状態設計手法 …… 14

第２章　調　査 …… 17

2.1　調査計画 …… 17
2.1.1　一般事項 …… 17
2.1.2　調査の段階 …… 18
2.2　調査の項目 …… 19
2.2.1　地形調査 …… 19
2.2.2　地質・土質調査 …… 20
2.2.3　気象・水文調査 …… 62
2.2.4　環境調査 …… 63
2.2.5　沿線調査 …… 64
2.2.6　工事施工条件に関する調査 …… 68

第３章　基本設計 …… 70

3.1　計画交通量 …… 70
3.1.1　計画農業交通量 …… 70
3.1.2　計画一般交通量 …… 71
3.2　設計自動車荷重及び歩道等に負載する荷重 …… 71
3.3　道路の区分 …… 72
3.4　横断面 …… 72
3.4.1　幅　員 …… 72
3.4.2　施設帯 …… 80
3.4.3　待避所及び駐車帯 …… 80
3.4.4　歩道、自転車道及び自転車歩行者道 …… 82
3.4.5　建築限界 …… 84
3.4.6　路面高 …… 85
3.5　設計速度 …… 85
3.6　線　形 …… 88
3.6.1　線形計画の基本的な考え方 …… 88
3.6.2　平面線形 …… 91
3.6.3　横断勾配 …… 98
3.6.4　縦断線形 …… 99
3.7　交　差 …… 103
3.7.1　一般事項 …… 103
3.7.2　平面交差 …… 103
3.7.3　右折車線 …… 105
3.7.4　導流路 …… 106
3.7.5　隅切り …… 109
3.7.6　横断歩道 …… 112
3.7.7　立体交差 …… 113
3.7.8　鉄道等との交差 …… 114
3.8　線形設計例 …… 116
3.8.1　基本条件 …… 116
3.8.2　線形計算 …… 117

第４章　基礎地盤の設計 …… 123

4.1　一般事項 …… 123
4.2　基礎地盤の条件 …… 123
4.3　特に注意の必要な基礎地盤 …… 124
4.4　軟弱地盤対策 …… 127
4.4.1　一般事項 …… 127
4.4.2　沈下に関する検討 …… 128
4.4.3　基礎地盤の液状化 …… 131
4.4.4　軟弱地盤対策工 …… 133

第５章　盛土工の設計 …… 137

5.1　一般事項 …… 137
5.1.1　盛土工 …… 137
5.1.2　盛土法面の構造 …… 137
5.1.3　盛土材料 …… 139
5.1.4　盛土の設計に用いる荷重 …… 149
5.1.5　土質定数 …… 151
5.1.6　盛土の安定性の基本的な考え方 …… 153
5.2　盛土の安定性の照査 …… 156
5.2.1　常時・降雨の作用に対する盛土の安定解析 …… 156
5.2.2　地震動の作用に対する盛土の安定解析 …… 159
5.3　他の構造物との取付部の構造 …… 162
5.4　補強盛土・軽量盛土 …… 166
5.5　性能設計 …… 173
5.5.1　性能設計の基本 …… 173
5.5.2　想定する作用 …… 174
5.5.3　盛土の要求性能 …… 174
5.5.4　盛土の性能の照査 …… 176
5.5.5　盛土の限界状態 …… 176
5.5.6　照査方法 …… 177

第 6 章　切土工及び法面保護工の設計 …… 179

6.1　切土工 …… 179
6.2　切土部の調査 …… 179
6.3　切土法面の設計 …… 179
6.3.1　切土法面の設計の基本的考え方 …… 179
6.3.2　切土法面の勾配 …… 179
6.3.3　切土法面形状 …… 191
6.3.4　切土法面の小段 …… 192
6.3.5　切土法面の安定計算 …… 193
6.4　法面保護工 …… 194
6.4.1　法面保護工の種類と目的 …… 194
6.4.2　法面保護工の選定 …… 196
6.4.3　法面緑化工 …… 203
6.4.4　構造物工 …… 221
6.5　斜面崩壊対策 …… 232
6.5.1　斜面崩壊対策の対象とする現象と基本的考え方 …… 232
6.5.2　斜面崩壊対策工 …… 232
6.6　落石対策 …… 235
6.6.1　落石対策の基本的考え方 …… 235
6.6.2　落石調査 …… 236
6.6.3　落石の運動 …… 238
6.6.4　落石対策工の設計 …… 241
6.7　地すべり対策 …… 245
6.7.1　地すべり対策の基本的考え方 …… 245
6.7.2　地すべり対策工の種類 …… 246
6.7.3　地すべり対策工法 …… 247

第 7 章　路床及び舗装の設計 …… 256

7.1　一般事項 …… 256
7.1.1　農道の舗装工種 …… 256
7.2　目標の設定 …… 257
7.2.1　舗装の設計期間 …… 258
7.2.2　計画大型車交通量 …… 259
7.2.3　舗装の性能指標 …… 260
7.3　路面設計 …… 263
7.4　構造設計 …… 265
7.4.1　疲労破壊抵抗性に着目した構造設計 …… 265
7.4.2　透水性能に着目した構造設計 …… 266
7.4.3　信頼性を考慮した構造設計 …… 268
7.4.4　補修の構造設計 …… 270
7.5　路床の設計 …… 272
7.5.1　一般事項 …… 272
7.5.2　CBR 値の求め方 …… 272
7.5.3　設計 CBR の算出法 …… 274
7.5.4　CBR の計算例 …… 276
7.5.5　軟弱路床に対する改良工法 …… 278
7.5.6　路床が岩盤の場合 …… 280
7.6　アスファルト舗装の構造設計 …… 282
7.6.1　一般事項 …… 282
7.6.2　設計の手順 …… 282
7.6.3　構造設計条件 …… 284
7.6.4　舗装厚の設計 …… 285
7.6.5　舗装構成の決定 …… 287
7.6.6　舗装厚の設計例 …… 291
7.6.7　表層及び基層 …… 292
7.6.8　上層路盤 …… 293
7.6.9　下層路盤 …… 296
7.6.10　プライムコート …… 298
7.6.11　特殊箇所の舗装 …… 299
7.7　コンクリート舗装の設計 …… 305
7.7.1　コンクリート舗装 …… 305
7.7.2　特殊舗装 …… 312
7.8　再生舗装 …… 314
7.9　土砂系舗装 …… 316
7.9.1　土砂道 …… 316
7.9.2　砂利道 …… 317
7.9.3　防塵処理 …… 317
7.10　緑のネットワークを考慮した舗装 …… 318
7.11　路肩の舗装 …… 319
7.11.1　一般事項 …… 319
7.11.2　路肩の構造 …… 319
7.12　歩道・自転車道等の舗装 …… 324
7.12.1　一般事項 …… 324
7.12.2　舗装の性能指標と目標値の例 …… 324
7.12.3　舗装工法と材料の検討 …… 327
7.12.4　景観に配慮した歩道舗装のデザイン …… 331
7.13　性能の確認 …… 332
7.13.1　確認方法及び確認の主体等 …… 332
7.13.2　性能指標の値の確認による方法 …… 332

第 8 章　排水施設の設計 …… 335

8.1　概　説 …… 335
8.1.1　基本的事項 …… 335
8.1.2　排水工の種類 …… 336
8.2　表面排水 …… 336
8.2.1　一般事項 …… 336
8.2.2　雨水流出量の計算方法 …… 337
8.3　構　造 …… 351
8.3.1　側　溝 …… 351
8.3.2　道路横断暗渠（カルバート）工 …… 355
8.4　地下排水 …… 357
8.4.1　一般事項 …… 357
8.4.2　排水量の算出 …… 357
8.4.3　地下排水溝の構造 …… 362
8.4.4　地下排水工の材料 …… 364
8.5　法面排水 …… 365
8.5.1　一般事項 …… 365
8.5.2　法面の湧水 …… 366
8.5.3　法面排水溝の構造 …… 366
8.6　凍上防止対策 …… 371
8.6.1　一般事項 …… 371
8.6.2　凍上抑制層の材料 …… 371
8.6.3　凍上防止対策及び工法 …… 372
8.6.4　凍結深さ …… 372
8.7　構造物の排水 …… 376
8.7.1　一般事項 …… 376
8.7.2　構造物の排水の種類 …… 376
8.8　水路兼用農道 …… 376
8.9　環境との調和や景観に配慮した排水施設の留意事項 …… 387

第 9 章　主要構造物の設計 …… 402

9.1　橋　梁 …… 402
9.1.1　基本設計 …… 402
9.1.2　橋梁計画における景観上の留意事項 …… 407
9.1.3　設計条件 …… 410
9.1.4　上部工の設計 …… 427
9.1.5　下部工の設計 …… 431
9.1.6　基礎工の設計 …… 433
9.2　トンネル …… 435
9.2.1　適用の範囲 …… 435
9.2.2　基本設計 …… 435
9.2.3　内空断面 …… 441
9.2.4　地山分類 …… 447
9.2.5　支保工の設計 …… 454
9.2.6　防水工・排水工 …… 463
9.2.7　坑口の設計 …… 467
9.2.8　トンネル内舗装 …… 482
9.2.9　その他の施設 …… 483
9.2.10　掘削方式 …… 485
9.2.11　掘削工法 …… 488

第 10 章　附帯構造物の設計 …… 490

10.1　擁　壁 …… 490
10.1.1　一般事項 …… 490
10.1.2　適用範囲 …… 490
10.1.3　設計計画 …… 490
10.1.4　擁壁の分類 …… 491
10.1.5　構造形式の選定 …… 494
10.1.6　擁壁設計の流れ …… 495
10.1.7　性能設計 …… 496
10.1.8　設計諸定数の設定 …… 500
10.1.9　材　料 …… 503
10.1.10　荷重の種類と組合せ …… 509
10.1.11　安定計算 …… 530
10.1.12　部材の設計 …… 537
10.1.13　基礎の設計 …… 544
10.1.14　附帯工の設計 …… 550
10.1.15　各種コンクリート擁壁の設計方法 …… 556
10.1.16　補強土壁 …… 572
10.1.17　その他の特殊な擁壁 …… 592
10.1.18　環境との調和や景観に配慮した擁壁設計の留意事項 …… 605
10.2　暗渠（カルバート） …… 611
10.2.1　一般事項 …… 611
10.2.2　暗渠（カルバート）の種類と適用 …… 611
10.2.3　カルバートの変状・損傷の主な発生形態 …… 617
10.2.4　基礎形式 …… 621
10.2.5　動物の移動のための道路横断工 …… 624
10.3　緑地帯 …… 626
10.3.1　緑地帯 …… 626

第 11 章　交通安全施設の設計 …… 629

11.1　農道の安全対策 …… 629
11.1.1　一般事項 …… 629
11.1.2　道路形状別の安全対策 …… 630
11.1.3　交通量の増大に伴う安全対策 …… 639
11.1.4　農道の維持管理における安全対策 …… 639
11.2　防護柵 …… 640
11.2.1　防護柵の定義 …… 640
11.2.2　車両用防護柵の設置区間 …… 640
11.2.3　車両用防護柵の設置方法 …… 641
11.2.4　車両用防護柵の種別 …… 642
11.2.5　種別の適用 …… 645
11.2.6　歩行者自転車用柵の設置区間 …… 646
11.2.7　歩行者自転車用柵の種別 …… 646
11.2.8　歩行者自転車用柵の設置方法 …… 647
11.2.9　橋梁用防護柵 …… 648
11.2.10　耐雪型車両用防護柵 …… 650
11.2.11　環境との調和や景観に配慮した防護柵の留意事項 …… 654
11.2.12　車道との分離施設のデザイン …… 656
11.3　照明施設 …… 658
11.3.1　一般 …… 658
11.3.2　連続照明 …… 658
11.3.3　局部照明 …… 659
11.3.4　トンネル照明 …… 663
11.3.5　環境との調和や景観に配慮した道路照明の留意事項 …… 665
11.4　道路反射鏡 …… 668
11.4.1　設置場所 …… 668
11.4.2　形式等の選定 …… 669
11.4.3　設置方法 …… 670
11.5　視線誘導標 …… 673
11.5.1　設置場所 …… 673
11.5.2　設置間隔 …… 673
11.5.3　設置位置及び設置高さ …… 674
11.5.4　設置角度 …… 675
11.6　立体横断施設 …… 675
11.6.1　形式及び構造 …… 675
11.6.2　設置上の留意点 …… 675
11.7　防雪施設等 …… 675
11.7.1　防雪施設 …… 676
11.7.2　排雪施設（流雪溝） …… 677
11.7.3　融雪施設 …… 677

第 12 章　交通管理施設の設計 …… 678

12.1　道路標識 …… 678
12.1.1　種類と設置者の区分 …… 678
12.1.2　道路標識の設置 …… 679
12.1.3　環境との調和や景観に配慮した道路標識の留意事項 …… 681
12.2　マーキング …… 684
12.3　交通信号機 …… 685
12.4　ライフライン収容施設 …… 685

第 13 章　道路施工上の留意事項 …… 686

13.1　施工計画 …… 686
13.1.1　工程計画 …… 686
13.1.2　資材計画 …… 686
13.1.3　機械計画 …… 687

13.2 施　工 …… 689
13.2.1 準備工 …… 689
13.2.2 土　工 …… 689
13.2.3 排水工 …… 696
13.2.4 路床工 …… 699
13.2.5 下層路盤工 …… 702
13.2.6 上層路盤工 …… 704
13.2.7 プライムコート …… 706
13.2.8 加熱アスファルト混合物の施工 …… 707
13.2.9 コンクリート版の施工 …… 712
13.2.10 土砂系舗装の施工 …… 718
13.2.11 情報化施工技術 …… 718
13.3 施工管理 …… 719
13.3.1 工程管理 …… 719
13.3.2 品質管理 …… 719
13.3.3 出来形管理 …… 720
13.3.4 安全管理 …… 720

**第 14 章　保全管理** …… 721

14.1 保全管理の必要性 …… 721
14.2 保全管理の基本的事項 …… 721
14.3 農道の構造に応じた保全管理 …… 723
14.4 保全管理の手順 …… 723
14.4.1 点検計画の策定 …… 723
14.4.2 点検診断結果の評価 …… 726
14.4.3 保全対策計画の策定 …… 727
14.4.4 対策工事の実施・監視 …… 731
14.4.5 管理情報の記録 …… 731
14.5 災害対応の留意点と保全管理のフィードバック …… 732
14.5.1 災害対応の留意点 …… 732
14.5.2 保全管理のフィードバック …… 732

# 第１章　総　　論

関連条項〔基準 1～4、6、運用 1、2-1～2-2、3、4、6〕

## 1.1　農道の変遷

我が国の農道の生い立ちは、農業の歴史とともにある。日本の農業は、古代期の律令時代における小平野の開発、荘園形成による谷間、山麓の開発等、小規模な水田開発を経て、戦国期以降、土木技術の発達と強大な権力機構の成立により大規模な水田開発が行われ、江戸期享保の頃までの間に日本の農業集落の大半が形成された。

近代に入り、明治 32（1899）年に制定された「耕地整理法」において、初めて法制上の農道が誕生した。その後、昭和 24（1949）年に制定された土地改良法は、耕地整理法に規定された諸種の旧制度を農地改革後の新体制に切り替える画期的制度であり、それまで進められてきた種々の事業は全て個別に区分された。その結果、それまでの耕地整理の一環としてのみ行われてきた農道事業が団体営土地改良事業の一部として単独で実施できるようになった。

農道の果たすべき役割は、戦後、特に昭和 30 年代以降大きく変化した。昭和 36（1961）年に制定された農業基本法は、所得格差の拡大や兼業化の進展等の社会情勢を背景として、農業生産の選択的拡大と労働生産性の向上による自立農家の育成を目指すものであった。これにより、農村の機械化が叫ばれ、そのための区画整理や農道の整備等の農地条件の整備が不可欠な要件となった。

さらに、昭和 40 年代には労働生産性の向上と併せて農産物の流通条件の整備が強く要請されるようになった。すなわち、この時代に入ると、農道は従来の耕作道や集落とほ場を結ぶ連絡道的なもののみならず、流通路としての機能を併せ持つ広域的なものが要求されるようになってきた。

昭和 40（1965）年に、いわゆる農免農道（農林漁業用揮発油税財源身替農道整備事業）が創設され、さらに昭和 45（1970）年に広域的な営農団地育成を図るため、広域農道（広域営農団地農道整備事業）が制度化された。

このほか、昭和 46（1971）年から従来団体営事業に限定されていた一般農道整備事業が都道府県営事業としても行えるようになるとともに、昭和 47（1972）年から樹園地を主体とした農用地において、農道網の一体的な整備を行うための樹園地農道網整備事業及び農業の近代化や農産物流通の合理化を図るための基幹農道舗装事業が制度化された。

その後、昭和 52（1977）年に農道整備事業の整理統合が行われ、４事業（広域農道、一般農道、団体営農道、農免農道）に再編された。これによって、今日の農道整備事業の骨格がほぼできあがり、農道事業の飛躍的な発展へとつながることとなった。平成元（1989）年には用地・駐車場の整備、平成３（1991）年に「うるおい施設」の整備を追加するとともに、平成７（1995）年にはライフライン収容施設の整備を追加、平成９（1997）年には、農道と一体的に整備する生態系の保全、調和を目的とした生態系保全施設整備を追加、中山間活性型ふれあい支援農道整備事業の創設、平成 10（1998）年には、団体営農道を基盤整備促進事業に組み込むとともに、既設農道の適正な機能保全を図るため、防災安全等の危機管理対策事業や、路面の改良等の農道機能強化対策事業を実施する農道環境整備事業を創設、平成 11（1999）年には農産物等の物流の効率化を図るため、既設の広域農道と連絡し、インターチェンジその他の物流拠点へのアクセスを改善する農道の整備を追加する等、各種事業施設制度の創設・拡充が順次図られている。



また、平成 13（2001）年に土地改良法が一部改正され「環境との調和への配慮」が土地改良事業実施の際に求められることや、農村の都市化、混住化等に対応し、地域や目的に応じた農道の設計が求められている。

近年では農業農村整備事業に対して、生産コスト削減のための農地の大区画化、高収益作物を中心とした営農体系への転換、スマート農業の実装等を推進する、「生産基盤の強化による農業の成長産業化」が必要となっているほか、「多様な人が住み続けられる農村の振興」や自然災害の頻発化・激甚化が進む中でインフラの強靭性や持続性を強化する「農業・農村の強靭化」が求められている。農道整備事業に関しては、これらの社会的なニーズを反映して、強靭化・高度化を図る農村地域防災減災事業や農村整備事業、地域農業をきめ細やかに支える中山間地域農業農村総合整備、農山漁村地域整備交付金、農山漁村振興交付金等の事業が実施されている。

このような変遷を経て、農道整備事業が農村地域社会に対し果たすべき役割はますます大きくなっており、農業農村整備事業の一環として農業の成長産業化や持続的な農村の振興を支えるため、より一層の役割が期待されている。

## 1.2　技術書の目的

この技術書は、国営土地改良事業の実施に当たり、農道の設計・施工において遵守すべき規定の「基準書」で一律に定められない事項、地域の特性や個別の地形、地質条件及び現場条件等によって選択性のある事項、一般的な技術解説、標準的な事例及びその他参考となる事項等の具体的な内容について解説する。

したがって、個々の設計・施工に当たっては、現地の諸条件を的確に反映し、その目的、位置、規模と社会条件及び施工条件等の実情に即し、かつ、環境との調和や景観に配慮しつつ適切な運用を図り、きめ細かな設計・施工を行う必要がある。

## 1.3　設計の基本

農道の設計に当たっては、適切な調査を実施して、利用形態、地形、地質、気象条件及び施工条件等を考慮し、農道として必要な機能と安定性、耐久性、経済性及び利用における安全性が確保できる施設とすることを基本とするとともに、社会・生活環境の改善が図られるよう、周辺の自然環境との調和や景観にも配慮して行わなければならない。さらに、経済性の検討の際には、ライフサイクルコストを考慮することを原則とする。

また、設計諸元、図面、設計上の技術的課題及び留意事項等の一連の情報を分かりやすく記録・整理して、施設管理者等へ確実に引き継ぐことが重要である。

農道は、その主たる機能や配置によって、次のように分類して取り扱う。

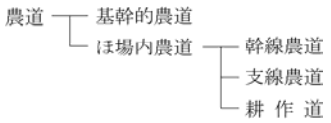



図-1.3.1　農道の分類

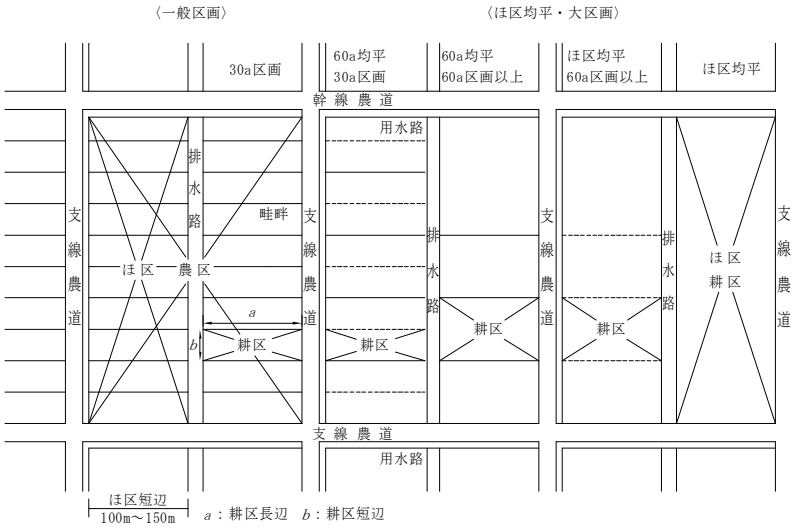



図-1.3.2　農道のイメージ図

(1)基幹的農道

農業生産活動、農産物流通等の農業用の利用を主体とし、併せて農村の社会生活活動にも利用される農道であり、農村地域の基幹的な農道である。例えば、数集落ないし数市町村にまたがる農業地域内を連絡する農道、これらの農業地域と国道、都道府県道等を連絡する農道であり、農業用資材の搬入、農産物の輸送、集落間又は農村と都市との社会生活上の交通に利用される。

(2)ほ場内農道

ほ場への通作、営農資材の搬入、ほ場からの農産物の搬出等の農業生産活動に主に利用される農道であり、次のように分類される。

ｱ 幹線農道

集落とほ場区域、ほ場区域間相互、一般道路や基幹的農道とほ場区域、ほ場区域と生産・加工・流通施設等を結ぶ主要な農道

ｲ 支線農道

幹線農道から分岐し、ほ区又は耕区に連絡する農道

ｳ 耕作道

耕区の境界部又は耕区内に設けられる農道

［参　考］

ほ場整備と併せて導入されることが多い農道ターン方式の機能を有する農道は、登坂部を設けてほ場との段差をなくすことにより、ほ場外で農業機械が旋回できるものである。農道ターン方式は、ほ場の大区画化に伴い導入が検討される自動走行農機によるスマート農業、大型機械等による作業効率向上に有効な方式である。その導入に当たっては、本技術書によらず、土地改良事業計画設計基準・計画「ほ場整備（水田）」、「自動走行農機等に対応した農地整備の手引き」等を参照のこと。



## 1.4　農道の構成

農道は、路体、路床、舗装、法面、排水工、主要構造物、附帯構造物、交通安全施設及び交通管理施設等により構成される。

### 1.4.1　路体

路体とは、盛土における路床以下の部分をいい、路床、舗装等の上部を支持する役割を持つ部分である。（図-1.4.1）

### 1.4.2　法面

法面は、盛土又は切土によって形成される斜面の部分をいい、盛土法面と切土法面に分類される。（図-1.4.1、図-1.4.2）

### 1.4.3　路床

路床とは、舗装の下層面から深さ約１ｍの土の部分をいい、盛土部においては盛土仕上り面から、切土部においては掘削した面から下の約１ｍの厚さがこれに当たる。（図-1.4.1、図-1.4.2）

ただし、軟弱な路床を改良するため、路床の全部又は一部を良質な材料で置き換えた部分や、石灰やセメント等で安定処理を施した部分は路床に含まれる。

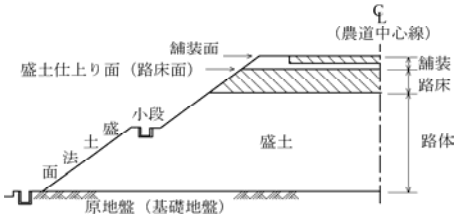



図-1.4.1　盛土部断面の名称

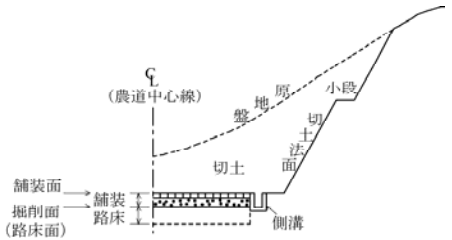



図-1.4.2　切土部断面の名称

### 1.4.4　舗装

舗装は、路面に加えられた交通荷重を安全に路床に分散・伝達する役割を持ち、通常は表層、基層、路盤からなり、路床の上に築造される。路盤は、一般に上層路盤と下層路盤に分類される。

### 1.4.5　排水工

排水工には、路面及び隣接部の表流水を処理する表面排水工、路盤・路床や隣接部の浸透水を処理する地下排水工、法面排水工等がある。なお、寒冷地では凍上防止対策を講じなければならない。

### 1.4.6　主要構造物

橋梁、トンネル等の主要な構造物である。

### 1.4.7　附帯構造物

擁壁、暗渠（カルバート）等の附帯的な構造物である。

### 1.4.8　交通安全施設

車両、歩行者等の安全かつ円滑な交通を図るための施設で、防護柵、照明施設、道路反射鏡、視線誘導標、歩道、自転車道、立体横断施設等がある。

### 1.4.9　交通管理施設

案内、警戒、規制、指示等を示すための道路標識、マーキング及び交通信号機等がある。

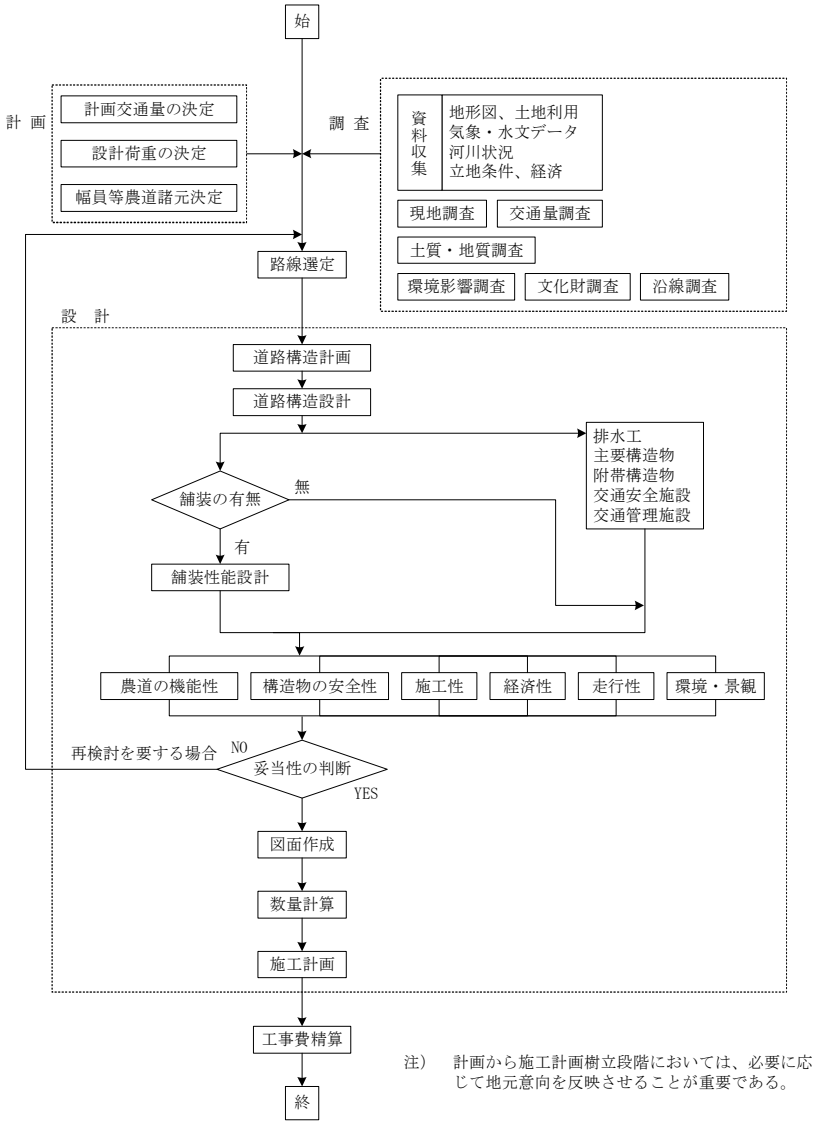
## 1.5　農道設計の標準的な手順

農道の設計は、地域の自然条件、社会条件、経済条件、施工条件等の外部からの制約条件を満足し、かつ安定性、耐久性、経済性、施工性を有するものとするため、複雑に関与する条件を効率的に検討し、合理的な作業計画・手順の下に実施しなければならない。

なお、農家を含む地域住民、予定管理者、有識者等の意見等を聴いた上で適用可能な数種の工法を選定し、これらを地域住民等に説明し、さらに意見を聴く等して、地域住民等の意向をできる限り設計に反映させることが重要である。

農道設計の標準的な作業の手順を、**図-1.5.1** に示す。






注）　計画から施工計画樹立段階においては、必要に応じて地元意向を反映させることが重要である。

**図-1.5.1**　設計の手順

## 1.6　環境との調和や景観に配慮した設計に関する基本的な考え方

農道整備に当たって、環境との調和や景観に配慮することとは、「農道本来の機能である農業生産・流通の合理化、近代化を前提に、地域の環境に調和し、農道の持つ多面的機能の保全・向上を図るための農道環境の整備」を指すものである。

このため、農道整備に当たっては、「地域の環境に調和する」「農道の多面的機能に対応する」「路線全体を通した一貫性を確保する」の三つの視点を念頭に置くことが重要である。

こうした三つの視点で整備を行うことにより、最終的に自然環境、生活環境、社会環境、歴史･文化環境、農業生産環境が織りなす景観に対しての配慮がなされることとなる。

なお、環境との調和や景観に配慮した農道の整備を検討する際の留意点は、以下のとおりである。

(1)路線全体の整備計画の中での環境配慮の位置付けを念頭におくこと

個々の施設の整備手法は、路線全体の整備方針に基づいて検討することが必要である。計画時に検討した路線全体の整備方針の中における個々の施設の位置付けを絶えず念頭におき、目標とする農道環境を実現できる整備手法を用いることが必要である。

(2)事例を参考に地域特性等を踏まえた手法を採用すること

望ましい整備手法は、周辺環境や地域特性等により異なることから、事例として紹介されている手法をそのまま採用するのではなく、建設コストにも十分留意しつつ地域特性等に応じた整備手法を用いることが必要である。

### 1.6.1　設計に当たっての検討事項

環境との調和や景観に配慮した農道は、①農道周辺の生物の生息・生育環境の保全、②道路としての基本条件の確保、③環境との調和に配慮した資材の活用、④その他の多面的機能（景観等）への配慮が行われている必要がある。

なお、環境との調和への配慮の具体的な検討に当たっては「環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の技術指針」、「環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の手引き（第２編）」等、景観への配慮の具体的な検討に当たっては「農業農村整備事業における景観配慮の技術指針」等を参照のこと。

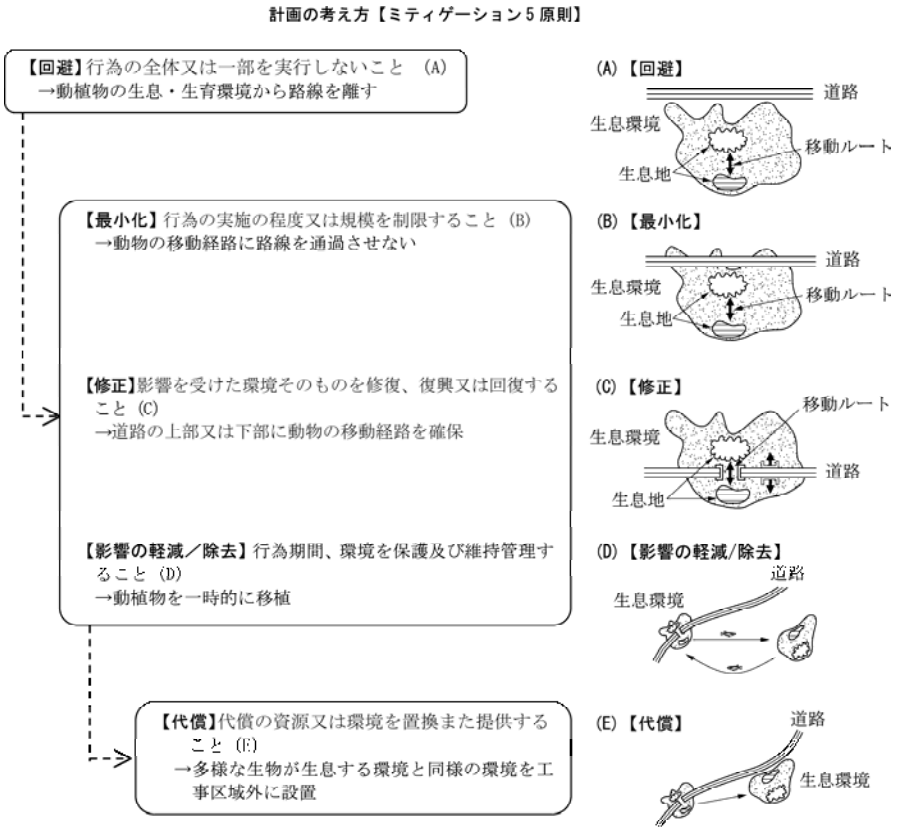
### 1.6.2　農道の緑地帯によるネットワーク

農道の法面の草地や樹木等により形成される緑地帯は、鳥類や昆虫類等の生息環境として利用されるとともに、野生生物の移動経路（エコロジカルコリドー）としての役割を有する。このため、農道の整備に当たっては、これらの緑地帯が有する役割の保全や創出を検討することが望ましい。

### 1.6.3　農道におけるミティゲーション５原則適用の考え方

農道の計画段階におけるミティゲーション５原則適用に当たっては、路線計画の段階においては「回避」としての代替路線を検討する。代替路線の設定が困難な場合には、最小化、修正、軽減・除去の可能性を検討する。代償は、他の措置を検討した上でなお生じる環境影響について行うものと考えられる。






注）ミティゲーション（mitigation）とは、事業が環境に与える影響を回避や軽減等の措置により緩和する措置をいう。米国国家環境政策法（NEPA）に基づき環境諮問委員会が作成した NEPA 施行規則においては、ミティゲーションとして、回避（avoidance）、最小化（minimization）、修正（rectifying）、軽減／除去（reduction／elimination）及び代償（compensation）が示されている。

図-1.6.1　計画の考え方【ミティゲーション５原則】

### 1.6.4　景観との調和への配慮

農道は、農地や集落の重要な景観構成要素となったり、地域の歴史・文化的な景観資源となる樹木や地蔵堂、道祖神等が配置されていたりすることも多い。

このため、景観との調和に配慮した設計に当たっては、地域住民や有識者等の意見を踏まえ、農道の機能性、安全性、施工性、維持管理等を考慮して総合的な検討を行い、決定することが望ましい。

景観配慮における基本原則としては、以下の「除去・遮蔽」、「修景・美化」、「保全」、「創造」の４つがあり、これらの基本原則を考慮して必要な景観への対応を検討する。

表-1.6.1　景観配慮における基本原則

| 基本原則 | 内容 |
|---|---|
| 除去・遮蔽 | 除去・遮蔽とは、景観の質を低下させる要因を取り除いたり隠したりすることであり、景観の質を維持するための配慮の一つである。景観の質の低下をもたらすと懸念される施設等、景観の質を低下させる負の要素に対して適用する景観配慮の基本的な対策である。<br>（例：農道沿いの景観の質を低下させる施設を植樹で遮蔽する等） |
| 修景・美化 | 修景・美化とは、周辺構造物の形、色彩、素材等を用いたり、植栽等の美化要素を加えたりすることで、新たな構造物の設置や既設構造物の改修の際に、周辺景観に違和感を与えないよう、なじませる対策である。<br>（例：法面への植栽により、法面を周辺景観になじませる等） |
| 保全 | 保全とは、長い年月をかけた営農活動を通じて形成されてきた農村文化を現す景観を守るため、営農活動によって形成された土地利用の形状や秩序に混乱をもたらす要素の侵入、介入を防ぎ、農村の文化的価値を維持していくための対策である。<br>（例：農道沿いの道祖神、シンボルツリーの保全等） |
| 創造 | 創造とは、新たに要素を付加することで、新たな空間調和を創出するものである。空間調和を実現していく上では高度な考え方で、除去・遮蔽、修景・美化、保全というプロセスを踏まえた上で、より高い景観の質を目指す場合に用いられる対策である。<br>（例：歩道に石畳やブロック等の舗装を用いて憩いの場を創造する等） |

また、農道を眺める視点場からの見え方や空間的・時間的な調和を確認しながら、規模・配置、形、色彩、肌理（きめ）、素材等の検討を行うとともに、当該農道だけではなく、周辺景観にも留意する。



## 1.7　性能規定化導入の基本的な考え方

我が国で適用される技術基準は、WTO 協定附属書１（貿易の技術的障害に関する協定）及び WTO 協定附属書４（政府調達に関する協定）に基づいて定められる必要がある。これらの協定によれば、関連する国際規格が存在するときは、当該国際規格が優先されるとともに、技術仕様については、「デザイン又は記述的に示された特性よりも性能に着目して定める」性能規定とすることが求められている。そのため、国内設計基準は従来の仕様規定型基準から性能規定型基準へ転換されてきている。

国内では、「基準の内容が技術革新に対して柔軟に対応できるよう、仕様規定となっている基準については原則としてこれを全て性能規定化するよう検討を行う（規制緩和推進3か年計画：平成 13 年３月 30 日閣議決定）」とする政府の方針を受け、平成 14 年 10 月には国際標準に対応した構造設計に係わる技術標準の策定・改定の基本的方向を示した「土木・建築にかかる設計の基本（国土交通省）」が策定されている。こうした背景から各種技術基準類の性能規定化が順次進められているところである。

このため、農業農村整備事業においても、今後、情報開示や説明責任の原則に従って進めていくためには、仕様規定型から性能規定化の理念に沿って進めていくことが有効であり、また国際規格との整合性を確保することが重要なことから、本基準においても、**「第７章　路床及び舗装の設計」**に示す舗装に関する性能規定化を前回改定時に導入し、その他の施設についての性能規定化を順次進めている。

### 1.7.1　性能規定化の目的

性能設計とは、「施設に要求する性能を明示し、その性能を設計供用期間にわたって施設が保持することを客観的に確認する」設計法であり、次のような社会的な役割が期待されている。

① 施設が保有する性能を社会的に説明・表示し、信頼感を与える役割
② 使用材料や構造方法の選択等の自由度を提供し、施設の生産性向上に貢献する役割
③ これまでと異なる革新的な技術を性能確保のために活用できるようにする役割
④ 建設資材の流通の国際化等技術のグローバル化に対応する役割

これらの役割は、説明責任を遂行し、多様な新しい技術を受け入れる柔軟性･自由度の確保に強く関係し、公共事業等におけるコスト構造改革といった課題にも大きな貢献が期待できる。

設計基準が性能規定化されれば、保有すべき施設の性能が明確になるとともに、それを定量的に満足させることにより、設計者の創意工夫を活かしたより低コストで高品質な施設や構造物が提案される可能性が高まる。

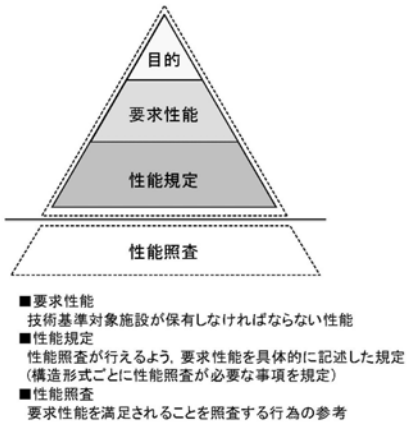



図-1.7.1　要求性能の階層化の例[20)]

このメリットを最大限に生かすために、施設の性能の概念を、「目的（施設の設置目的）」、「要求性能（目的を達成するために施設が保有すべき性能）」、「性能規定（要求性能が満たされるために必要な具体的規定）」、及び「性能照査（要求性能が満足されることを照査する行為）」の４つの階層に分類・整理されることが一般的である。このうち、目的、要求性能、及び性能規定については遵守すべき事項として定め、性能照査の方法は任意事項とされることが一般的である（**図-1.7.1** 参照）。

## 1.7.2　要求性能

### 1.7.2.1　農道の要求性能

要求性能とは、施設の目的を達成するために、当該施設（施設全体）が設計供用期間において保有すべき必要な性能のことであり、例えば、「この施設は、○○○のような力が作用したときに、○○○のような状態になる」のように表現される。

施設の要求性能は、以下に大別することができるが、このうち、第一義的な性能は、施設の損傷の程度に関連する安全性、復旧性、使用性であり、これらの性能は、通常、作用とのペアで考えられることとなる。一般に、作用（荷重）は永続作用を除いて、年超過確率に応じてその特性値の大きさが異なり、作用の大きさが異なると施設に生じる損傷の程度が異なる。年超過確率のある程度大きな変動作用や永続作用によって施設に大きな損傷が生じることは許容されないが、年超過確率の小さな偶発作用に対しても施設に一切損傷が生じないようにすることは経済的観点等から合理的ではない。そのため、許容される損傷の程度の関係は、安全性＞復旧性＞使用性となるように作用の年超過確率に応じて、損傷の程度、すなわち性能を設定することとなる。（**図-1.7.2** 参照）

(1) 施設ごとの構造的な応答に関する要求性能

構造的な応答に関する要求性能とは、作用に対して許容し得る損傷のレベルに応じて、安全性、復旧性、使用性に分類される。

ｱ 安全性

人命及び財産の安全等を確保できる性能のことであり、想定される作用に対してある程度の損傷が発生するものの、損傷の程度が施設にとって致命的とならず、人命の安全確保に重大な影響が生じない範囲にとどまる性能であり、平易にいえば、施設が壊れるかどうかということに関連するものである。

ｲ 復旧性

技術的に可能で経済的に妥当な範囲の修繕で継続的に使用できる性能のことであり、想定される作用に対して損傷の程度が、軽微な修復により短期間のうちに所要の機能が発揮できる範囲にとどまる性能をいう。

ｳ 使用性

使用上の不都合を生じずに使用できる性能のことであり、想定される作用に対して損傷が生じないか、あるいは損傷の程度が僅かな復旧により速やかに所要の機能が発揮できる範囲にとどまる性能である。施設の機能、あるいはそもそもの設置目的に直接的に関係する性能であるといえる。



(2) 施設に共通して原則的に付与されなければならない要求性能

原則的に付与される要求性能とは、施工性、維持管理性、社会・環境適合性等がある。

ｱ 施工性

妥当な工期で工事の安全を確保しながら施工できる性能をいう。

ｲ 維持管理性

維持管理のし易さや技術的に可能な範囲で経済的に補修・補強等の対策が取り得る性能をいう。

ｳ 社会・環境適合性

地球環境、地域環境、作業環境など景観や社会・環境との調和に対する適合性をいう。

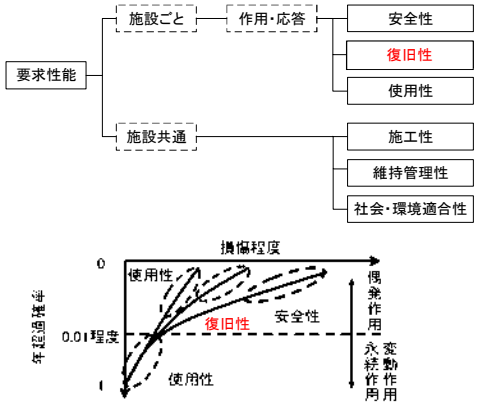



**図-1.7.2**　要求性能と作用の年超過確率との関係例 [20)]

### 1.7.2.2　要求性能の水準

農道の要求性能の水準は、1.7.2.1(1) ｱ 安全性、ｲ 復旧性、ｳ 使用性の観点から、次のとおりとする。

**表-1.7.1**　農道の要求性能の水準

| 要求性能 | 要求性能の水準 | 機　　能 |
|---|---|---|
| 健全性を損なわない | 想定する作用によって農道が健全である、又は、農道は損傷するが、当該道路土工構造物の存する区間の道路としての機能に支障を及ぼさない性能 | 安全性、復旧性、使用性全てを満たす（通常の維持管理程度の補修で施設の機能を確保できる） |
| 限定された損傷にとどめる | 想定する作用による農道の損傷が限定的なものにとどまり、当該農道の存する区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、速やかに回復できる性能 | 安全性及び復旧性を満たす（施設が応急復旧程度の作業により速やかに補修され、道路としての通行機能が回復できる） |
| 致命的な損傷を防止する | 想定する作用による農道の損傷が、当該農道の存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当該支障が致命的なものとならない性能 | 復旧性、使用性は満足できないが、安全性を満たす（施設には大きな変状が生じても、施設の崩壊等により、道路及び施設等に致命的な影響を与えない） |

### 1.7.3 重要度区分

農道の性能規定化による設計には、路床及び舗装のように設定した目標を満たす設計と、防災上設定する重要度区分に応じた要求性能を満たす設計がある。重要度区分の設定に当たっては、以下に挙げる(1)及び(2)への影響の大きさを総合的に判断する。

(1)被災による二次災害に与える影響

農道が崩壊することによる第三者への影響で、特に人命・財産やライフラインなどへの被害の程度を考慮する。

(2)被災による本来の機能に与える影響

次の①～③の事項をもとに、地域の生産活動への被害の程度を考慮する。

① 代替施設の有無

② 基幹施設としての重要度

③ 復旧の難易度

土地改良施設の重要度区分は、AA、A、B、C の４種類とし、その基本的な考え方は以下のとおりである。

AA 種 ：影響が極めて大きい施設

A 種 ：影響が大きい施設

B 種 ：影響がある施設

C 種 ：AA、A、B 種以外（影響が軽微な施設）

このうち、農道に適用する標準的な重要度区分を**表-1.7.2** に示すとおりに分類することを標準とする。

**表-1.7.2** 農道に適用する標準的な重要度区分 [21)]

| 農道 | 重要度区分 | | | | 技術書関連章 | 備 考 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | AA 種 | A 種 | B 種 | C 種 | | |
| 盛土 | | ○ | ○ | | 第 5 章 | |
| 農道橋 | ○ | ○ | ○ | | 第 9 章 | 小規模農道橋の耐震重要度区分は B 種 |
| 擁壁 | | ○ | ○ | ○ | 第 10 章 | |

### 1.7.4 照査手法

性能規定の照査手法は、性能規定から定まる要求性能の水準が満足されることを客観的に何らかの数値指標をもって確認することであるが、一般にはこの性能規定を照査すべき限界状態に置き換える「限界状態設計法」が用いられる。つまり、施設の挙動やその結果として生じる損傷等が、施設が要求する性能の状態を下回る限界状態を設定し、施設の設計供用期間中に想定される作用に対して、挙動や損傷状態がその限界状態を超えないことを確認する方法である。

その際、要求性能である安全性、復旧性、使用性に対して、施設や施設を構成する部材の役割、冗長性、破壊過程の状況などを勘案して、何らかの限界状態に結び付けることがなされる。

施設が構造物の場合、コンクリート標準示方書には、要求性能に応じて設定する限界状態に対して、安全係数（部分係数）、設計応答値及び設計限界値を用いて安全であることを照査する設計方法が示されており、1.7.5 にその手法の概要を記載する。

一方、道路土工各指針等では、許容応力度法等の従来の照査手法を「適合みなし規定」として位置付け、一定の条件の下での慣用的な設計方法・施工方法に従えば、所要の要求性能の水準を確保



するとみなせる考え方も示される。農道も道路のネットワークの一部を担うことからも、設計・施工・管理の水準、冗長性の確保を考慮し、本技術書の第 4 章、第 5 章、第 6 章、第 8 章、第 10 章、第 13 章は道路土工の各指針の記述に従っている。

### 1.7.5 コンクリート構造物の限界状態設計手法

コンクリート構造物の限界状態設計手法を以降に示す。

なお、本項は主に構造物を対象とするものであるが、コンクリート舗装は対象としていないため、舗装については「**第 7 章 路床及び舗装の設計**」によるものとする。

#### 1.7.5.1 限界状態の分類と定義

検証の対象とする限界状態としては、一般に、要求性能である安全性、復旧性、使用性に対して設定することとする。また、地震時の安全性と地震後の復旧性や使用性を総合的に考慮する場合にもそれに対応する適切な限界状態を設定するものとする。

(1)安全性

安全性には、一般に構造物の破壊・崩壊に対する限界状態を設定する。なお、これ以外の安全性の限界状態は、構造物の用途・機能に応じて別途設定する必要がある。これには、走行安全性・歩行安全性のように構造物の利用者側の安全に関する要求性能と、附帯設備の脱落、かぶりコンクリートのはく落等、構造物に起因した第三者への公衆災害等に対する要求性能等がある。

ｱ 構造物の耐荷力

破壊に関する構造物全体系としての性能は、構造物を構成する各部材の状態と密接な関係にある。構造物の破壊に関する安全性は、構造物が複数の部材により構成されている場合、一部の部材が破壊しても、構造物全体系として破壊しないことを照査すればよい。

構造物の耐荷力に関しては、一般に以下の限界状態を設定するのがよい。

断面破壊：設計供用期間中に生じる全ての作用に対して、構造物が耐荷能力を保持することができる性能を表す限界状態。

疲労破壊：設計供用期間中に生じる全ての変動作用の繰返しに対して、構造物が耐荷能力を保持することができる性能を表す限界状態。

ｲ 構造物の安定

設計供用期間中に生じる全ての作用に対して、構造物が変位、変形、メカニズムや基礎構造物の変形等により不安定とならないことを保持できる性能を表す限界状態。

(2)復旧性

復旧性には、構造物の修復性に関して、物理的特性に基づく限界状態を設定する。

(3)使用性

使用性には、構造物が正常に使用できるための性能として、使用上の快適性や構造物のそれ以外の用途・機能から定まる限界状態として、一般に以下の限界状態を設定する。なお、これらの限界状態の限界値は、構造物の用途・機能に応じて設定するものとする。

ｱ 外観

コンクリートのひび割れ、表面の汚れ等が、不安感や不快感を与えず、構造物の使用を妨げないようにするための限界状態。

ｲ 騒音・振動

構造物から生じる騒音や振動が、周辺環境に悪影響を及ぼさず、構造物の使用を妨げないようにするための限界状態。

ｳ 乗り心地・歩き心地

車両や歩行者が快適に走行及び歩行できる限界状態。

ｴ 水密性

水密性を要するコンクリート構造物が、漏水や透水、透湿により用途・機能を損なわないための限界状態。

ｵ 損傷

構造物に変動作用、環境作用等の原因による損傷が生じ、そのまま使用することが不適当な状態とならない限界状態。

参考に、コンクリート標準示方書（2022 年制定【設計編】）で規定した要求性能に対する限界状態、照査指標及び考慮する設計作用の関係を**表-1.7.3** に示す。

**表-1.7.3**　要求性能、限界状態、照査指標と設計作用の例 [21)]

| 要求性能 | 限界状態 | 照査指標 | 考慮する設計作用 |
|---|---|---|---|
| 安全性 | 断面破壊 | 力 | 全ての作用（最大値） |
| | 疲労破壊 | 応力度・力 | 繰返し作用 |
| | 変位変形・メカニズム | 変形・基礎構造による変形 | 全ての作用（最大値）・偶発作用 |
| 復旧性 | 修復性 | 力・変形等 | 偶発作用（地震の影響等） |
| 使用性 | 外観 | ひび割れ幅、応力度 | 比較的しばしば生じる大きさの作用 |
| | 騒音・振動 | 騒音・振動レベル | 比較的しばしば生じる大きさの作用 |
| | 車両走行の快適性等 | 変位・変形 | 比較的しばしば生じる大きさの作用 |
| | 水密性 | 構造体の透水量<br>ひび割れ幅 | 比較的しばしば生じる大きさの作用 |
| | 損傷（機能の維持） | 力・変形等 | 変動作用等 |

注）使用性における外観の応力度は、ひび割れ幅の照査を省略できる鉄筋応力度の制限値。

### 1.7.5.2　照査の方法

限界状態に対する照査は、材料及び作用の特性値並びに**表-1.7.5** の安全係数を用いて、性能の経時変化の影響を考慮し、設計供用期間終了時点の状態で、**式（1.7.1）**により行うこととする。

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leqq 1.0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（1.7.1）}$$

ここに、$S_d$：設計応答値

$R_d$：設計限界値

$\gamma_i$：構造物係数（**表-1.7.5** 参照）

**式（1.7.1）**は、性能の限界値 $R_d$ を下限値とする場合を示しており、$S_d$ が上限値を表すような場合には、不等号の向きや安全係数の考慮の方法が**式（1.7.1）**と異なる。

構造物の重要度に関する構造物係数 $\gamma_i$ の中には、対象とする構造物が限界状態に至った場合の社会的影響や、防災上の重要性、再建あるいは補修に要する費用等の経済的要因も含まれる。

断面破壊の限界状態に対して、安全性確保のために配慮されている内容とその取扱いをまとめると、**表-1.7.4** のようになる。



**表-1.7.4**　安全係数により配慮されている内容 [21)]

| | 配慮されている内容 | 取り扱う項目 |
|---|---|---|
| 断面耐力 | 1. 材料強度のばらつき<br>（1）材料実験データから判断できる部分<br>（2）材料実験データから判断できない部分（材料実験データの不足・偏り、品質管理の程度、供試体と構造物中との材料強度の差異、経時変化等による） | 特性値 $f_k$<br>材料係数 $\gamma_m$ |
| | 2. 限界状態に及ぼす影響の度合<br>3. 部材断面耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつき、部材の重要度、破壊性状 | 部材係数 $\gamma_b$ |
| 断面力 | 1. 作用のばらつき<br>（1）作用の統計的データから判断できる部分<br>（2）作用の統計的データから判断できない部分（作用の統計的データの不足・偏り、設計耐用期間中の作用の変化、作用の算定方法の不確実性等による） | 特性値 $F_k$<br>作用係数 $\gamma_f$ |
| | 2. 限界状態に及ぼす影響の度合<br>3. 断面力等の算定時の構造解析の不確実性 | 構造解析係数 $\gamma_a$ |
| 構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的経済的影響等 | | 構造物係数 $\gamma_i$ |

**表-1.7.5**　標準的な安全係数の値 [21)]

| 安全係数 / 要求性能（限界状態） | 材料係数 $\gamma_m$ コンクリート $\gamma_c$ | 材料係数 $\gamma_m$ 鋼材 $\gamma_s$ | 部材係数 $\gamma_b$ | 構造解析係数 $\gamma_a$ | 作用係数 $\gamma_f$ | 構造物係数 $\gamma_i$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 安全性（断面破壊） | 1.3 | 1.0 又は 1.05 | 1.1～1.3 | 1.0 | 1.0～1.2 | 1.0～1.2 |
| 安全性（疲労破壊） | 1.3 | 1.05 | 1.0～1.3 | 1.0 | 1.0 | 1.0～1.1 |
| 使用性 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

**引用・参考文献**


1）農林水産省構造改善局建設部：農業農村整備の全容（改訂第６版）（平成７年度）
2）農林水産省構造改善局開発課：農道整備事業便覧（平成３年度）
3）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・計画「農道」（令和６年３月）
4）農林水産省農村振興局：土地改良長期計画（令和３年３月）
5）農林水産省農村振興局：環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の技術指針（平成 27 年５月）
6）農林水産省農村振興局：農業農村整備事業における景観配慮の技術指針（平成 30 年５月）
7）農林水産省農村振興局：環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の手引き（第２編）（平成 15 年３月）
8）（一財）日本農業土木総合研究所：「水土の知を語る」VOL. 6（2003）
9）野中資博ほか：農業水利施設の設計施工とその性能照査における基本的論点、農業土木学会誌 72（３）、pp. 181～185（2004）
10）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・計画「ほ場整備（水田）」（平成 25 年４月）
11）農林水産省農村振興局：自動走行農機等に対応した農地整備の手引き（令和５年３月）
12）（公社）日本道路協会：道路土工－盛土工指針（平成 22 年４月）
13）（公社）日本道路協会：道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成 21 年６月）
14）（公社）日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針（平成 22 年８月）
15）（公社）日本道路協会：道路土工－擁壁工指針（平成 24 年７月）
16）（公社）日本道路協会：道路土工－カルバート工指針（平成 22 年３月）
17）国土交通省道路局：舗装点検要領（平成 28 年 10 月）
18）国土交通省道路局：道路橋定期点検要領（平成 31 年２月）
19）国土交通省道路局：道路トンネル定期点検要領（平成 31 年２月）
20）土木学会鋼構造委員会：土木鋼構造物の設計法に関する調査小委員会報告書（2008 年）
21）（公社）土木学会：2022 年制定コンクリート標準示方書【設計編】（令和５年３月）
22）（公社）日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説（平成 29 年３月）
23）（公社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年５月）

# 第２章　調　　査

関連条項〔基準 7、運用 7-1～7-7〕

## 2.1　調査計画

### 2.1.1　一般事項

調査は、農道建設に必要な立地条件を把握し、農道の線形、縦横断面、土工量、河川との横断箇所、橋梁、トンネル等各施設の設計、施工法の決定及び将来の管理に必要な基礎資料を得ることを目的に実施される。

また、調査は、計画、設計、施工、管理の各段階ごとに、農道の目的、規模、重要度等に応じて必要な内容、精度等適切に調査計画を立てて行う（**図-2.1.1** 参照）ものとし、その結果は、各段階ごとに系統だてて整理することが大切である。

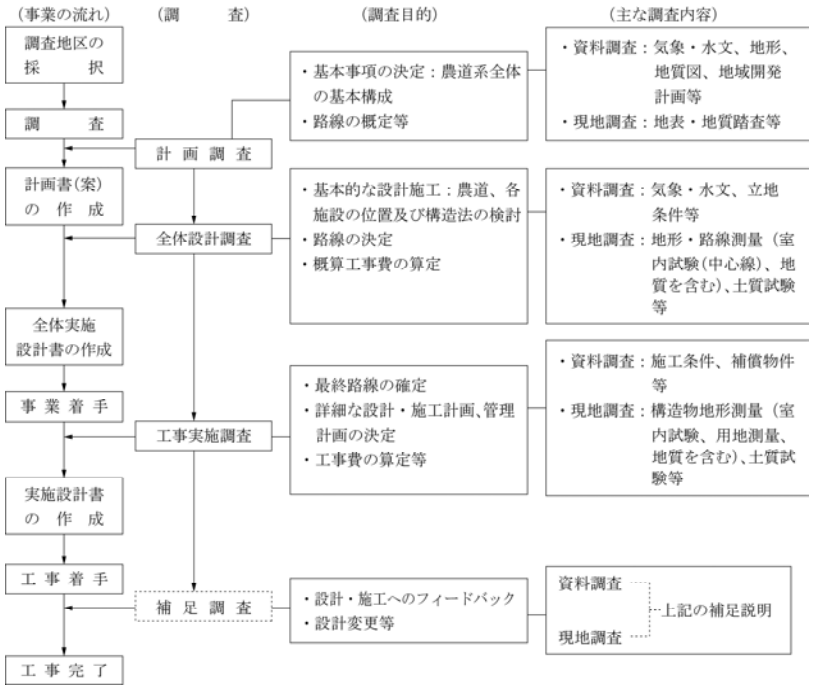



図-2.1.1　調査の手順



### 2.1.2　調査の段階

(1) 計画調査

計画調査は、気象・水文、地形、地質、立地条件等について、既存の資料等を広い角度から検討するとともに、現地踏査やその他必要な調査を併用して、農道の基本的計画を概定するためのものである。具体的には、計画調査により考えられる数種の候補路線の策定とその比較検討を行い、路線を２～３案に概定する。なお、計画路線上に、農業用パイプライン、上下水道管、通信機器、地中電線等、農道と管理者が異なる埋設物がある可能性があるため、計画段階で資料収集を行うものとする。

また、近年ではほ場の大区画化等に伴い自動走行農機を導入している事例があり、地域の実情に応じて、農業機械が道路を通行・横断することなく隣接耕区等へ移動することができる耕区間等移動通路を検討することが望ましい。この場合の基本的な考え方や留意点については、「自動走行農機等に対応した農地整備の手引き」等を参照のこと。

(2) 全体設計調査

全体設計調査は、全体実施設計等を行うための調査であって、計画調査で概定された路線の決定、基本的な設計・施工及び概算工事費等の検討を行うのに必要な資料を収集するため、測量、現地調査、土質試験等を行う。

通常、この段階で農道の最終的な計画が策定される。また、後に必要な事項について行われる工事実施調査や補足調査によって、これまでの計画の変更や追補を要する場合もあるが、少なくとも基本的な事項については、変更が生じないよう十分な調査を行う必要がある。

(3) 工事実施調査

工事実施調査は、工事の実施設計を行うための調査であって、基本的な設計に基づき、詳細な設計、工事費の算出及び施工計画の検討に当たっての必要な資料を収集するものである。

この調査は、全体設計調査結果に基づいて、更に質、量ともに精度を高めていくものである。すなわち、全体設計調査に基づいて検討された基本的な設計は、直ちに建設工事を行うには必ずしも十分な精度を有していないので、本調査はこの設計をできるだけ確実なものとするために実施する。この調査は、計画調査及び全体設計調査の結果を踏まえて合理的に調査を行い、「点」の資料を「線」に結び、さらに「面」的な資料に拡大するための調査と位置付けられるものである。

(4) 補足調査

補足調査は、施工を開始した結果、更に必要性が生じた事項について所要の資料を得るために行うものである。

調査は、実施設計の段階までに詳細な調査が行われ、その結果が設計及び施工計画に正確に反映されることが理想であるが、例えば、当初想定した地盤と大幅に異なる現場条件、あるいは不測の事態が生じた場合等、自然的又は社会的条件で農道の位置や構造を再検討せざるを得ない場合には、適宜、補足調査を行う。

## 2.2 調査の項目

農道建設に当たっては、必要と考えられる調査項目を設定し、適切な順序と方法に従い調査を行うものとする。

最低限必要な調査項目としては次の項目が挙げられる。しかし、現地の状況や設計しようとする農道の態様等によって、これ以外にも把握しておかなければならない事項が存在する場合には、適宜、調査項目を追加設定して、合理的かつ効率的に調査を行うものとする。

① 地形調査
② 地質・土質調査
③ 気象・水文調査
④ 環境調査
⑤ 沿線調査
⑥ 工事施工条件に関する調査

### 2.2.1 地形調査

概定した計画路線について、地上測量、現地調査等を行い、土工量、河川との横断箇所、橋梁長、トンネル長、道路や鉄道との交差箇所、線形、勾配等の概略を把握して農道建設に要する費用を算出し、経済性、安全性及び機能性について総合的に検討を行う。

計画、設計等の各段階に応じ作成する地形図、縦横断面図の種類、範囲は、一般に**表-2.2.1**に示すとおりである。

**表-2.2.1** 農道における地形調査等の標準

| 調査段階 | 計画調査 | 全体設計調査 | 工事実施調査 | 備考 |
|---|---|---|---|---|
| 測量方法 | 空中写真測量<br>（又は地上測量） | 地上地形測量<br>（縦・横断は地形図から展開） | 地上地形測量<br>（縦・横断測量等） | ＊地形図の縮尺と合わせ同一図面上に表すと便利である。 |
| 範囲 | 関係地域全体 | 片側 25～100m | | |
| 測点間隔 | | | 20.0m<br>（地形変化点プラス杭） | |
| 等高線間隔 | 1.0～2.0m | 1.0m | | |
| 縮尺 | 1/1,000～1/5,000 | 1/500～1/1,000 | （縦断測量）<br>＊横：1/500～1/1,000<br>縦：1/100～1/200<br>（横断測量）1/100 | |
| 記事 | 国土基本図、森林基本図等があれば、これを利用することができる。 | この調査は概定路線を決定し、農道の設計・施工・用地取得等のための資料を得るものであり、十分な精度をもつものでなければならない。 | 橋梁等構造物については、別途1/200～1/500の地形測量が必要となる。 | |



### 2.2.2 地質・土質調査

(1) 土工

ア 調査の目的

地質・土質調査は、計画路線について資料収集を行い、踏査、各種試験等により地質構造、土質、地下水等を把握する。

イ 調査項目と調査方法

地質及び土質は、農道の路線の位置、工種、構造物の形式、施工法等、設計、施工の基本を確定する重要な要素であるから、慎重かつ十分な調査を実施しなければならない。地質及び土質調査は、(ア)計画調査、(イ)全体設計調査、(ウ)工事実施調査、(エ)補足調査の各段階に応じて、路線決定、工種決定等の目的に沿って調査項目を整理し、調査法、試験方法等の調査計画を立て合理的に実施することが大切である。

各調査段階別の主な調査項目は**表-2.2.2**、地質・土質調査方法の目安を**表-2.2.3**に、また土質試験結果の利用方法は**表-2.2.4**に示す。

**表-2.2.2** 各調査段階別の主な調査項目

| 段階 | 計画調査 | | 全体設計調査 | 工事実施調査 | 補足調査 | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 既存資料調査 | 現地調査 | | | 施工中の調査 | 維持管理の調査 |
| 主な目的・手法 | 1. 路線の選定<br>2. 土質・地質の概要と問題点の把握 | | 1. 構造の決定<br>2. 線形の細部決定 | 1. 設計資料<br>2. 局部詳細設計資料<br>3. 施工計画資料<br>4. 施工管理資料 | 1. 追加補足資料<br>2. 施工管理資料<br>3. 災害復旧の資料 | 1. 点検<br>2. 技術資料の収集 |
| 区分 | 1. 既存資料の収集<br>2. 既存資料の読取 | 1. 現地調査<br>2. ボーリング等 | 1. 現地踏査<br>2. ボーリング等<br>3. 弾性波探査 | 1. 弾性波探査<br>2. ボーリング等<br>3. 物理探査<br>4. 特殊調査試験 | 3. ボーリング等<br>4. 物理探査 | 1. 現地踏査<br>2. ボーリング等<br>3. 追跡調査 |
| 切土地盤 | 1. 地すべり履歴の有無の判定<br>2. 既設法面の実態収集と判定<br>3. 土石流・落石履歴の有無の判定 | | 1. 概略の地質・土質とその機構把握<br>2. 法面安定等問題点の抽出 | 1. 縦横断方向の詳細な地層の分布及び土砂・岩の判別、問題地点の設計に必要な諸定数・情報の抽出 | 1. 崩壊法面の規模・形態・性状及び復旧対策のための諸情報の把握 | 1. 法面崩壊、落石の予知のための実態把握 |
| 土取場等 | 1. 土取の可能性と土質の概略<br>2. 運搬距離、経路等土取条件の概略 | | 1. 概略の土質・土量の把握<br>2. 湧水の有無 | 1. 地層の分布と土量<br>2. 掘削土砂の物理・力学的性質<br>3. 掘削の難易性 | 1. 土取数量の算定<br>2. 品質の均一性 | |
| 盛土地盤 | 1. 軟弱地盤の分布の規模の把握<br>2. 盛土施工が可能か否かの判定 | | 1. 軟弱地質の概略、安定・沈下の検討<br>2. 基礎地盤の均一性の判定 | 1. 軟弱地盤の詳細、安定・沈下の検討<br>2. 基礎地盤の均一性の判定<br>3. 試験盛土による判定 | 1. 軟弱地盤上の盛土施工中の安定性のチェック | 1. 沈下追跡調査（軟弱地盤・構造物取付部） |

(ア) 計画調査

a 資料調査

資料調査は、既存の資料の収集を行い、対象とする地域の概括的な把握を目的として行うものである。

資料調査では、全体設計調査以降の調査を有効、的確に進めるために、必要に応じて以下の資料を収集する。

① 地質図（(国研) 産業技術総合研究所地質調査総合センター
1/50,000、1/75,000、1/200,000 等）
② 地盤図（各都道府県、地方土木地質図編纂委員会　1/25,000 等）
③ 土性図（各都道府県農業試験場　1/200,000 等）
④ 土質調査記録
⑤ 工事の記録、管理記録
⑥ 井戸、地下水に関する記録
⑦ 災害に関する記録（(国研) 防災科学技術研究所　地すべり地形分布図
(https://www.j-shis.bosai.go.jp/map/) 等）
また、公開している地盤情報データベースの活用も検討する。
（一般財団法人 国土地盤情報センター（https://ngic.or.jp/ 等）

b 現地調査

現地調査は、資料調査によって把握した地域の概要を現地において確認するとともに必要に応じて試料の採取やサウンディングを行うものであり、今後の調査方法等を選定する上でも重要な調査である。

踏査に当たっては、特に次の事項を調査するように努める。

① 地形、地質の概観
② 露頭の地質及び土質
③ 不安定地形及び既往災害地
④ 表層堆積物
⑤ 法面の状況
⑥ 土地利用、植物の種類、繁茂の状況
⑦ 既存施設の状況
⑧ 湧水箇所、井戸の水位
⑨ 可燃性のガス
⑩ 土地の古老の言

(ｲ) 全体設計調査

この段階で実施する調査は、資料調査、現地調査によって得た地質、土質の概況をもとに、概定路線における地質、土質を総括的に明らかにするものである。

調査方法としては、農道の目的、工種、土質、規模、重要度に応じて以下のものから選定する。

① サウンディング（貫入試験等）
② オーガボーリングによる試料採取
③ 機械ボーリングによる試料採取及び標準貫入試験
④ 物理地下探査（弾性波探査、音波探査、電気探査、物理検層等）
⑤ 土の物理的性質及び力学的性質試験

(ｳ) 工事実施調査

全体設計調査によって路線の決定、工種とその配置が概定されると、調査対象別に精密な



調査を集中的に実施する。この結果は、工種とその配置の決定、基礎処理工法の設計・施工及び工事費算定のために使用する。その調査内容は目的によって相違するが、農道の種類・規模・地盤条件等に応じた調査項目、調査範囲、調査方法及び精度を決定する。

**表-2.2.3**　地質・土質調査方法の目安

| 調査内容区分 ＼ 調査の手法 | | 切土地盤 | | | | | | 土取場 | | 盛土地盤 | | | | | | | | 構造物 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 路床切取後の調査 | | 斜面安定の検討 | | | | 山裾部 | | | 丘陵平地部 | | 軟弱な平地部 | | | |
| | | 土・岩の硬軟の判定 | 土質調査 | 岩 | 土砂 | 岩 | 土砂 | 土の硬軟の判定 | 材料調査 | 崖錐 | 砂礫・砂質 | 粘土質 | 砂質 | 粘土質 | 砂質 | 粘土質・ピート等 | | (管・函渠・擁壁) 基礎 |
| 現地踏査 | | ◎ | ◎ | | ○ | ◎ | ◎ | ◎ | ◎ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | ○ |
| 物理探査 | 弾性波探査 | ◎ | ◎ | | ○ | ◎ | ◎ | ◎ | ◎ | ○ | ○ | ○ | | | | | | ○ |
| 物理検層 | 速度検層 | ◎ | ○ | ○ | | ○ | | | | ○ | | | | | | | | ○ |
| 原位置物理性 | 地下水位調査 | | | | | ○ | ○ | | | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | ○ |
| | 単位体積重量 | | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | ○ |
| 原位置力学試験 | スクリューウエイト貫入試験 | | | | | | | | | | | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | ○ |
| | 標準貫入 | ◎ | | | | | ○ | ◎ | ○ | ○ | ◎ | ◎ | ◎ | ◎ | ◎ | ○ | | ◎ |
| | オーガボーリング | ○ | ○ | | | | ○ | ○ | ○ | | | ○ | ○ | ○ | | ○ | | |
| | ベーン試験 | | | | ○ | | | | | | | | | | | ◎ | | |
| | たわみ量 | | | | ○ | | | | | | | | | | | | | ○ |
| | コアボーリング | ○ | ○ | | | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | ◎ |
| | 現場 CBR | | | | ○ | | | | ○ | | | | | | | | | |
| | 平板載荷 | | | | ○ | | ◎ | | | | | | | | | | | ○ |
| | ポータブルコーン | ○ | ○ | | ○ | | ○ | | ○ | | | ○ | ○ | ○ | ○ | ◎ | | ○ |
| 室内物理的性質試験 | 土の比重 | | ◎ | | ○ | | | | ◎ | | | | | | | | | |
| | 含水比 | | ◎ | | ○ | | | | ◎ | | | | | | | | | |
| | 粒度 | | ◎ | | ○ | | | | ◎ | | | | | | | | | |
| | コンシステンシー | | ◎ | | ○ | | | | ◎ | | | | | | | | | |
| 室内力学的性質試験 | 一面せん断 | | ○ | | | | ○ | | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | ○ | | ○ |
| | 締固め | | ◎ | | | | | | ◎ | | | | | | | | | |
| | CBR | | ◎ | | ◎ | | | | ◎ | | | | | | | | | |
| | 一軸圧縮 | | ○ | | | | ○ | | ○ | | | ○ | | | | | | |
| | 三軸圧縮 | | ○ | | | | ○ | | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | |
| | 圧密 | | ○ | | | | | | ○ | | | | ○ | | | | | |

注 1）一般に、調査内容に応じて何種類かの調査手法が対応する。調査の実施に当たっては、農道の規模、調査段階等に応じて適切な調査法、数量を決定する。
2）表中の◎は最適なもの、○は適しているものを示す。
3）現地踏査とは、専門家による地質学的踏査である。

**表-2.2.4　土質試験結果の利用方法**

| 種　類 | | 試験の名称 | 試験結果から求める値 | 試験結果の利用 | 試料の状態 | 試験法の規格 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 室内試験 | 物理的性質試験 | 土粒子の比重 | 土粒子の比重 | 土の基本的性質の計算（間隙比・飽和度等） | 乱した試料 | JIS A 1202 |
| | | 含水量 | 含水比 | 土の基本的性質の計算 | | JIS A 1203 |
| | | 粒度 | 粒径加積曲線<br>有効径<br>均等係数<br>曲率係数 | 粒度による土の判別分類 | | JIS A 1204 |
| | | 75μm 通過質量<br>コンシステンシー | 液性限界<br>塑性限界<br>塑性指数 | 75μm ふるい通過質量<br>コンシステンシーによる土の判別分類 | | 地盤工学会<br>JIS A 1205<br>JIS A 1206 |
| | 力学的性質試験 | 締固め | 含水比－乾燥密度曲線<br>最大乾燥密度<br>最適含水比 | 路床・路盤の施工方法の決定及び施工管理 | 乱した試料 | JIS A 1210 |
| | | CBR | CBR | 舗装厚の決定 | 乱した試料又は乱さない試料 | 舗装試験法便覧 |
| | | 一軸圧縮試験<br>三軸圧縮試験 | 一軸圧縮強度<br>せん断強度定数（$c$、$\phi$） | 安定計算<br>同上 | | JIS A 1216<br>地盤工学会 |
| | | 圧密試験 | 圧密諸係数 | 最終沈下量と沈下時間の計算 | 乱さない試料 | JIS A 1217 |
| 原位置試験 | 物理的性質試験 | 現場における土の単位体積重量 | 単位体積重量 | 施工管理 | | JIS A 1214 |
| | | 地下水位調査 | 地下水位、水量 | 排水、凍上の対策 | | |
| | 力学的性質試験 | ボーリング | 試料採取<br>柱状図 | 基盤地盤の検討 | | |
| | | CBR | CBR | 舗装厚の決定 | | JIS A 1211 |
| | | 平板載荷 | 地盤係数 | コンクリート舗装厚の決定、舗装構造の検討及び施工管理 | | JIS A 1215 |
| | | 簡易支持力測定器（キャスポル） | 衝撃加速度 | 支持力度算定及び路床の CBR 値の検討 | | 舗装調査・試験法便覧 |
| | | 小型 FWD | 地盤反力係数 | 土構造物の剛性評価、締固め管理値 | | 舗装調査・試験法便覧 |
| | | たわみ量 | たわみ量 | 施工管理及び舗装構造の検討 | | 簡易舗装要綱 |
| | | コーン貫入 | コーン指数 | トラフィカビリティの判定及び基礎地盤の検討 | | |
| | | 標準貫入 | $N$ 値 | 基礎地盤の検討 | | JIS A 1219 |
| | | スクリューウエイト貫入 | | 同上 | | JIS A 1221 |

注）土の分類は、日本統一分類法（(公社) 地盤工学会）により行うこととする。



(2) 舗装工

ｱ 調査の目的

舗装工における調査には、アスファルト舗装の路床土及び路盤材料（主として粒状の路盤材料）の支持力指数を決定するための試験があり、各種の舗装の厚さの決定、及び路盤材料の適否の判定に広く用いられる。

一般に、舗装厚の決定には、路床の設計 CBR（California Bearing Ratio）が、また各舗装の路盤材料の適否の判定には路盤材料の修正 CBR が用いられる。

ｲ CBR 試験

(ｱ) 一般事項

アスファルト舗装の路床土及び舗装に用いる粒状路盤材料について、大型車両の通行が予想されない小規模な舗装農道で、過去の実績等から設計 CBR や修正 CBR が正しく推定できる場合等を除いては、原則として CBR 試験を行って設計 CBR 及び修正 CBR を決定しなければならない。

なお、アスファルト舗装の厚さを決定する基礎となる路床土の CBR を設計 CBR という。また、粒状路盤材料の CBR を修正 CBR といい、その材料の支持力特性を表すために一般に用いられる。

CBR 試験は一種の貫入試験で、下端面が平たんな直径 5 cm の鋼製円筒形ピストンを 1 分間に 1 mm の速さで供試体中に貫入させ、その抵抗力を測定するものである。そして、この抵抗力と、ある一定の標準抵抗力（標準荷重という）との比を百分率で表した値が CBR である。試験方法は、JIS A 1211 に規定されているが、舗装厚決定のために行う CBR 試験には、供試体の作製方法について JIS の規定とはやや異なったものもあるので注意を要する。

なお、通常の場合、CBR はピストンが 2.5mm 貫入したときの値をとるが、このときの標準荷重は 13.4kN（標準荷重強度は 6.9MN/m$^2$）であり、次式で求められる。ただし、貫入量 5.0mm における CBR が 2.5mm のものより大きい場合には、改めて供試体を作製し試験を再度行う。しかし、再び同様の結果を得たときは 5.0mm のときの CBR をとる。

$$\mathrm{CBR}=\frac{\text{貫入量2.5mmのときの荷重(kN)}}{13.4\,(\mathrm{kN})}\times 100$$

$$=\frac{\text{貫入量2.5mmのときの荷重強度(MN/m}^2)}{6.9\,(\mathrm{MN/m^2})}\times 100$$

(ｲ) 設計 CBR の求め方

CBR 試験は、原則として 1 か所当たり 2 個ずつ行い、平均値をその地点の CBR とし、同一舗装厚区間の設計 CBR を計算する。試験個数はおおむね路線延長 200m に 1 か所の割合で行うが、土質の変化が大きい区間では密に、一様な区間で疎にすることができる。

なお、**図-2.2.1** に設計 CBR の求め方の手順を示す。

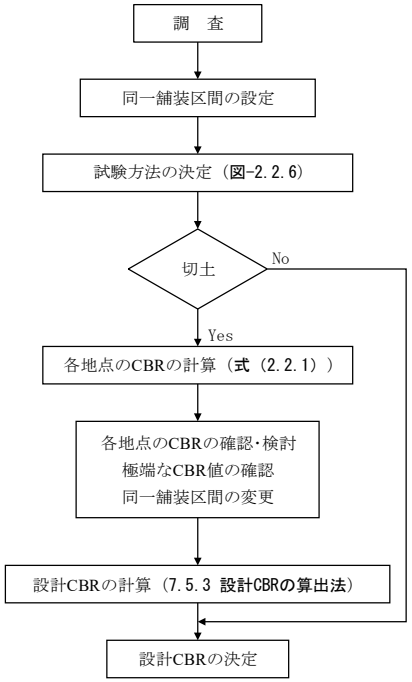



図-2.2.1　設計 CBR の求め方の手順



(ｳ)CBR 試験の種類

CBR 試験には、試料の作製方法や結果の利用方法等により、幾つかの方法が決められており、これらの方法をまとめると、図-2.2.2 のとおりである。

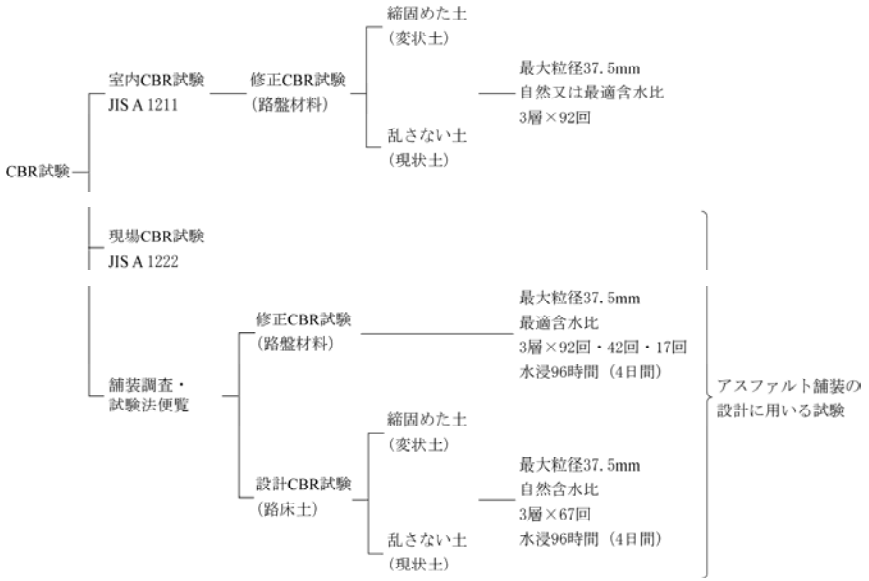



図-2.2.2　CBR 試験の種類

(ｴ)CBR 試験の方法

CBR 試験の種類は、室内試験の現状土試験と変状土試験及び現場 CBR 試験の３種類がある。現状土試験は乱さない試料、変状土試験は乱した試料を用いて行う試験である。

現場試験は、原位置で直接 CBR を測定するものである。

a 現状土試験

現状土試験は現場から乱さない試料を採取し、JIS A 1211 に規定する方法で行う。

乱さない試料を採取する方法には、カッタを付けたモールドを注意深く押し込む方法又はモールドを押し込むことのできない場合に土の組織を緩めないように周囲を掘り、モールドをかぶせる方法等がある。礫を含む場合や深い所から採土する場合には、特に注意深く行う必要がある。

b 変状土試験

変状土試験は、現場での自然含水比の試料を用いてモールドに３層に分けて入れ、各層 67 回ずつ突固めた後、４日間水浸後の CBR を求めるほかは JIS A 1211 の規定に準ずるものとする。

c 現場 CBR 試験

現場 CBR 試験は JIS A 1222 の規定に従って実施すればよいが、JIS に示された図-2.2.4 のような装置とすると、全高が 85～95cm になるので、トラック等の高さに合わせて取り付ける工夫が必要となる。

また、CBR が 10 程度までの路床土に対しては、容量 300kg の携帯用現場 CBR 試験機が利用できる。これは荷重として土のう、石塊等を利用するため、荷重車が要らず、道路のない所でも使用できる利点がある。

図-2.2.5 は、粘性土及び砂質土の室内 CBR と現場 CBR の値を比較したもので、およそ以下の関係が認められる。なお、室内 CBR と現場 CBR の値を比較した場合、一概にどちらのほうが大きく求められるとはいえない。

室内 CBR ≒（0.6～1.5）現場 CBR

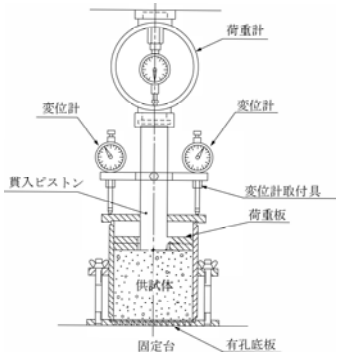



図-2.2.3　室内 CBR 試験装置 [10]

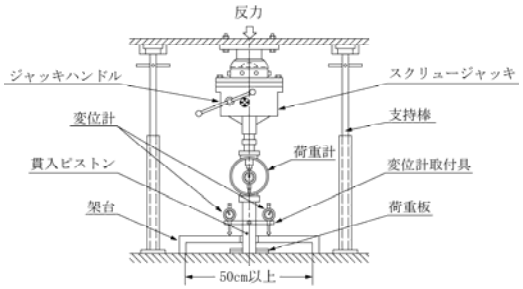



図-2.2.4　現場 CBR 試験装置 [11]

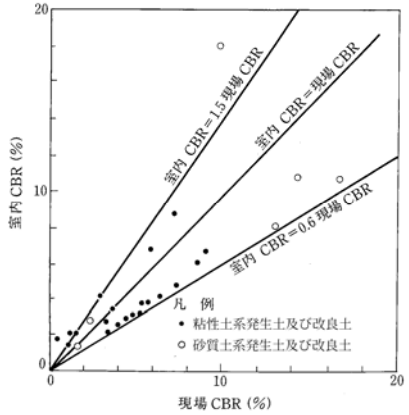



図-2.2.5　室内 CBR と現場 CBR の関係 [11]



(オ)CBR 試験の適用

CBR 設計法においては、舗装厚さは路床の設計 CBR に基づいて決定されるが、CBR 試験は、新設農道で路床構築以前に舗装設計する場合や既設砂利道を舗装する場合及び新設農道で路床構築後に舗装設計する場合等により、図-2.2.6 のとおり実施する。

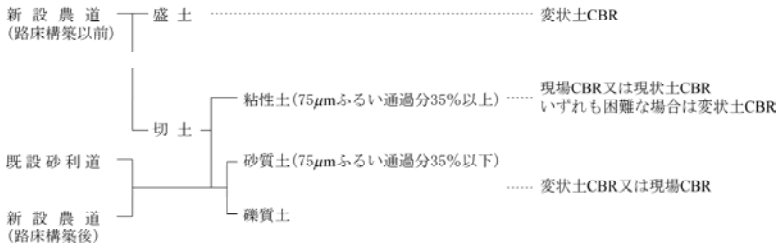



図-2.2.6　CBR 試験の適用 [14]

a 新設農道で路床構築以前に舗装設計する場合

(a)盛土部分：盛土部分の CBR は図-2.2.6 に示す試験方法により決定する。試料採取方法は、直接土取場に試掘坑を掘る方法、付近の露頭斜面で土質が同様と判断される土層から採取する方法、あるいはオーガによって採取する方法等がある。採取深さは地表面から 50cm 以上の地点からとし、採取量は 1 か所につき 10～15kg とする。採取した試料は含水量を変化させないようにビニル袋等に入れて試験室へ送る。試料は代表的なものを採取するように心がけるものとする。土取場の土質が一様でない場合は、各層の土を採取して混合するが、混合割合は施工後の路床に予想される割合とする。このような場合には、路床土の盛土終了後に現場 CBR 試験を行って、路床支持力を確認することが望ましい。

(b)切土部分：切土部分の CBR は、図-2.2.6 に示す試験方法により決定する。試料採取位置は計画路床付近とし、計画路床以下 1 m の間で土層に変化のある場合は土層ごとに実施する。

この場合、その地点の CBR は、式（2.2.1）により計算する。

$$CBR = \left( \frac{h_1 \cdot CBR_1^{1/3} + h_2 \cdot CBR_2^{1/3} \cdots\cdots + h_n \cdot CBR_n^{1/3}}{\Sigma h_i} \right)^3 \quad \cdots\cdots \text{式（2.2.1）}$$

$CBR_i$：各層の CBR

$\Sigma h_i$：100cm

$h_i$：各層の厚さ（cm）

$i$：1，2，……，$n$

実施に当たっては、貫入ピストンの直下に粗礫があると誤差が大きいので、これを避けるよう注意が必要である。

粗礫が多量に混じった土の場合等は変状土 CBR 試験によるが、含水比が高く、突固めによって軟弱化する土の場合等は実際の CBR と著しく異なることがあるので、これによって CBR を決定したときは、路床工終了後、あるいは路床面まで掘削された時点で、路床の現場 CBR 試験を行い、路床支持力を再確認することが望ましい。

b 既設砂利道を舗装する場合及び新設農道で路床構築後に舗装設計する場合

a の(b)に準じて実施する。ただし、試料採取位置又は現場試験位置は路床面下約 10～20cm とする。

(カ)各地点の CBR の決定

路床が深さ方向に異なる幾つかの層をなす場合には、各土層ごとに CBR 試験を行い、路床面から深さ 1 m までの間の平均 CBR を求め、その地点の CBR とする。

ただしこの場合、以下の事項を考慮しなければならない。

① 路床土の置換え若しくは盛土、又は路床土の安定処理を行った場合は、その施工厚から 20cm を減じたものを有効な路床改良の層として取り扱う。また、改良した層の下から厚さ 20cm の部分については、置換え又は盛土の場合は在来路床土と同じ CBR を、安定処理の場合は安定処理した層と在来路床土との平均値をその層の CBR として計算する。

なお、このときの路床改良した層の CBR の上限は 20 とする。

② 各地点での CBR の計算は、**式（2.2.1）**から求める。

③ 路床が深さ方向に幾つかの層をなしており、厚さが 20cm 未満の層がある場合には、これを上下いずれかの弱い層に含めて計算し、平均 CBR を求める。

④ 平均 CBR の計算は、通常、路床が上部ほど高い CBR を示している場合に適合することができる。路床の上部に弱い層がある場合は、舗装構造はこの影響を直接受けることになるので、平均 CBR を用いるのは危険である。このような場合は、弱い層の CBR を用いるか、又はその層を安定処理するか、あるいは良質な材料で置換えて設計する。

(キ)区間の CBR の計算

予備調査により分けられた同一舗装厚区間について、この区間の中にある CBR のうち、極端な値を除いて、区間の CBR を求める。

具体的な計算方法は、「**7.5.3　設計 CBR の算出法**」による。

(ク)修正 CBR の求め方

路盤材料の修正 CBR は舗装試験便覧の方法により求める。

a 試験方法

① JIS A 1210 に従い、突固め層数と回数は３層、92 回における試料の最適含水比を求める。

② 試料の約 50kg を最適含水比との差が１％以内になるように水を加えてよく混ぜ、密閉試料箱に入れて含水比の変化を防いでおく。水となじむのに時間がかかる試料では、そのまま 12 時間以上置いた後、試験に供する。

③ 試料をモールドに入れ、各層 92、42 及び 17 回の突固めによる供試体を３個ずつ作る。なお、突固めに先立って試料の含水比を測定し、最適含水比と１％以上の差がないことを確かめておく。

④ 各供試体は、乾燥密度を求めるとともに JIS A 1211 に従って４日間水浸後の CBR を



測定する。

⑤ 各々３個の平均値から求まる CBR－乾燥密度曲線と、①で求めた含水比－乾燥密度曲線とをそれぞれ縦軸に乾燥密度、横軸に含水比及び CBR をとって、**図-2.2.7** のように描く。図中に所要の締固め度に対応する乾燥密度で水平線を引き、CBR－乾燥密度曲線との交点を求める。この交点から横軸への垂線を下ろせば横軸との交点が路盤材料の修正 CBR となる。このように、修正 CBR は同一材料であっても所要の締固め度によって変化する値である。

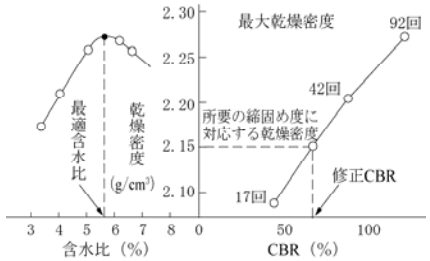



**図-2.2.7**　乾燥密度・含水比・CBR 関係図[14]

⑥ 試験に当たっては、骨材の最大寸法を 37.5mm とし、37.5mm 以上の骨材は取り除いて行う。

b 報告

① 最適含水比（%）　② 最大乾燥密度（g/cm³）

③ 締固め度（%）　④ 修正 CBR（%）

(ケ)CBR 試験の簡便法

通常の CBR 試験が困難な軟弱路床の場合、コーンペネトロメータを利用して CBR を求める方法が示されている。コーンペネトロメータを用いて CBR を判断する場合は、**図-2.2.8** に示すコーン指数 $q_c$ と CBR との関係から、次の相関式が利用されている。

a CBR 値からコーン指数 $q_c$ を推定する場合

CBR≦2 の場合　$q_c$(kN/m²)＝274CBR＋111　…… **式（2.2.2（a））**

2＜CBR＜10 の場合　$q_c$(kN/m²)＝132CBR＋529　…… **式（2.2.2（b））**

b コーン指数 $q_c$ から CBR 値を推定する場合

$q_c$≦660 の場合　CBR＝0.0036$q_c$－0.41　…… **式（2.2.2（c））**

660＜$q_c$＜1800 の場合　CBR＝0.0076$q_c$－4.00　…… **式（2.2.2（d））**

この相関式は、火山灰質粘性土の強度特性を把握するために、日本道路公団試験所が室内試験を行い、求められた CBR とコーン指数 $q_c$ の関係を取りまとめたものである。

したがって、自然状態の地盤に適用するには問題が残る可能性がある。しかし、CBR 値が２以下と小さい場合には、CBR 試験方法に問題があることや、コーンペネトロメータの測定で $q_c$ が小さい方に誤差が入りにくいことを勘案すれば、この関係式を用いても実用上問題にはならないと思われる。

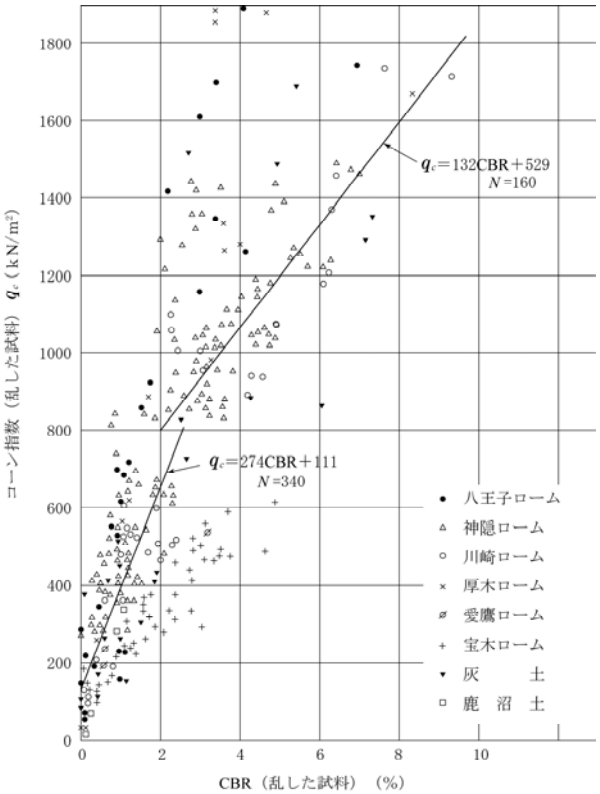



**図-2.2.8**　コーン指数 $q_c$ と CBR の関係（火山灰質粘性土）

ｳ 平板載荷試験

(ｱ)一般事項

コンクリート舗装の設計に当たり、小規模な舗装やあらかじめ試験を行うことが困難な場合のほかは、平板載荷試験を行って設計地盤係数を決定しなければならない。試験個数はおおむね路線延長 200m に 1 か所の割合で行うが、土質の変化が大きい区間では密に、一様な区間では疎にすることができる。盛土区間については、盛土区間延長おおむね 200m に 1 か所の割合で採取する。なお、平板載荷試験を行わない場合は、CBR 試験を行い、その結果に基づいて舗装を設計するものとする。



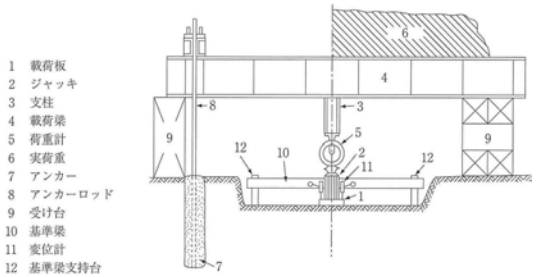



**図-2.2.9**　試験装置の構成例（屋外で試験を行う場合）[11)]

(ｲ)設計地盤係数の求め方

a 地盤係数：地盤係数は、平板載荷試験法(JIS A 1215－2001)により、直径 30～75cm の剛性円形平板に載荷し、この載荷板のある沈下量 $\delta$(mm)に相当する荷重強度 $p$(kN/m²)を沈下量 $\delta$(mm)で除した値 $K$ で表し、一般に載荷板の直径を付記する。例えば、載荷板の直径が 30cm であることを明らかにするため $K_{30}$ と表す。

$$K=\frac{p}{\delta}\ (\mathrm{MN/m^3})$$

$\delta$ は、コンクリート舗装道路では 1.25mm とする。

なお、地盤係数は一種の地盤支持力を表すものであるが、地盤の地耐力や限界支持力とは異なるものである。

b 設計地盤係数：路床面での地盤係数は路床土の性質が同一と認められる切土、盛土の各区間について、それぞれ３か所以上実測して、**式（2.2.3）**により求める。

$$\text{路床の設計地盤係数}(K'_{30})=\text{区間内の地盤係数の平均値}-\frac{1}{d_2}(\text{区間内の地盤係数の最大値}-\text{同最小値})$$

……**式（2.2.3）**

測定値の棄却検討等は、前述の設計 CBR の計算による。

(ｳ)設計地盤係数と設計 CBR

CBR を $K$ 値及び $K_{75}$ を $K_{30}$ に換算する方法についてはいろいろ示されているが、ここでは一般に用いられている次の内容を採用する。

a 設計地盤係数と設計 CBR との関連

CBR 試験において、路床土が多量の礫等を含んでおり、これを除いて試験をするのが現状に即さないときは、$K$ 値を参考にして CBR を推定することが一般に行われている。逆に、路床が未完成又は路床改良が必要なために平板載荷試験が実施できない場合は路床土の CBR 値から $K$ 値を推定することになっている。このような場合の $K$ 値と CBR 値との関連については、一般に図-2.2.10 に示す関係のものが適用されている。なお、CBR と $K_{75}$ の関係は、CBR12 以上の場合と路床が多層をなす場合には信頼性が薄いとされている。

b 載荷板の直径と測定値との関連

コンクリート版の設計には、通常、直径 75cm 載荷板による $K_{75}$ が用いられている。一方、直径 75cm 載荷板を用いた平板載荷試験は大きな反力荷重を必要とするので、直径 30cm の載荷板による試験で代行することができる。この場合の換算係数は、道路舗装におけるこれまでの測定実績から、**式**（2.2.4）による。

$$K_{75}=\frac{1}{2.2}K_{30} \qquad \cdots\cdots \text{式（2.2.4）}$$

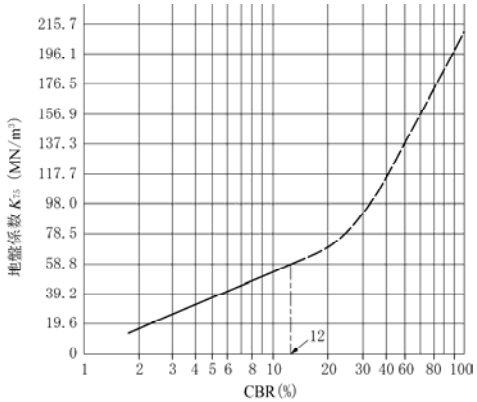



**図-2.2.10**　CBR と $K_{75}$ の関係[14]

エ 土質安定処理のための試験

(ｱ) 目的とその適用

土質安定処理工法には、石灰やセメント等の安定材を撹拌混合して土質を改良する工法と、地盤土中に薬液等の安定材を浸透注入する方法の二通りがある。

農道の土工で土質の改良対象は、①盛土材料が火山灰質粘性土のようなものを使用する場合に土質特性を改良する必要性が生じたとき、②軟弱地盤の深層の軟弱土を改良し、支持力やせん断力の増加が必要なとき、③浅い軟弱層で表層の軟弱土の土質を改良したいとき、④路床材の支持力を増加させる必要性が生じたとき等に適用される。安定材には石灰系とセメント系が使用されている。①の盛土材料の改良には主として石灰を混合し、材料の含水比を低下させるとともに強度増加を図っている。②、③に対しては生石灰の使用例もあるが、固結度の高いセメント系の安定材が多く使用されているようである。④の路床材に対しての安定材は、含水比の低下、塑性指数の低下を主に目的とする場合に石灰が使用され、より大きな強度増加を必要とするときはセメント系が使用されている。

施工方法は、厚さ１m 以内の浅層の土質と安定材を機械的に撹拌混合する工法と、深層の土質と安定材を撹拌混合あるいは浸透注入する工法等がある。



(ｲ) 試験方法

安定処理土の試験方法は、1983 年に（公社）地盤工学会基準が制定されているので、路床材を除いてこの規定に従って行う。

① 締固めを伴う試験：JSF 規格；T29-81T「締固めによる安定処理土の試験方法」の規定に従う。この試験は盛土材料の改良で、前記(ｱ)の①に適用される。

② 薬液の浸透注入による試験：JSF 規格；T30-81T「薬液の浸透注入による安定処理土の試験方法」の規定に従って行う。この試験は軟弱地盤の土質改良で、前記(ｱ)の②に適用される。

③ 締固めを伴わない試験：JSF 規格；T31「締固めを伴わない安定処理土の試験方法」の規定に従って行う。この試験は軟弱地盤の土質改良等、前記(ｱ)の③、④に適用される。

路床材の安定処理土の試験は、「舗装試験法便覧」の配合試験手順に従って行う。

(ｳ) 試験時の添加量及び試料重量の目安

a 添加量：試料土に対する添加材の割合は、乾燥重量比による表示を原則とし、必要に応じて体積比等、他の表示を併記する。添加量は一般的に、次のような範囲で試験されている。

(a) 盛土材（火山灰質高含水比粘性土）の改良

**表**-2.2.5 を参照する。

(b) 軟弱地盤土の改良

５～20%　セメントのスラリー、セメントモルタル、生石灰等。

(c) 路床材の改良

２～10%　セメント、石灰等。

**表**-2.2.5　土と石灰添加量との関係（日本石灰協会）

| 土の種類 | 石灰の種類 | 試験配合比 | 摘　　要 |
|---|---|---|---|
| 粘土あるいは粘土分の多い土 | 消石灰 | 5～15% | ・モンモリロナイト系粘土は効果大<br>・関東ロームの場合、15～20%は必要な場合あり |
| | 生石灰 | 3～15% | ・高含水比粘性土は生石灰が有効 |
| シルト質の土 | 消石灰 | 5～10% | ・粘土分が適当量含まれると有効 |

注）試験配合比は、粒径５mm以下の土の乾燥重量に対する百分率である。

b 試料重量

(a)「締固めによる安定処理土の試験方法」

「突固めによる土の締固め試験」を行った後に、CBR 試験あるいは一軸圧縮試験等を実施するので、それぞれの試験の標準的な試料重量を目安とする。添加量の段階に応じて試料重量を増加させる必要がある。

(b)「薬液の浸透注入による安定処理土の試験方法」及び「締固めを伴わない安定処理土の試験方法」

薬液の浸透注入の試験は一軸圧縮試験を実施する。したがって、試料重量は添加量の各段階ごとに一軸圧縮試験の供試体の２倍程度が目安となる。

(c) 路床材の安定処理土の試験

添加量各段階ごとに 15cm モールド供試体と試料重量の目安とする。

オ その他の試験

支持力係数を現地調査により求める場合は、道路の平板載荷試験（JIS A 1215）によることを原則とするが、簡易支持力測定器及び小型 FWD（舗装調査・試験法便覧 S043-2，S043-3 参照）による調査から求めた値を用いてもよい。なお、簡易支持力測定器は、比較的大きな礫を多く含む材料の支持力係数を求めるのには適していないため、注意する必要がある。

(3) 法面・斜面

ア 一般事項

法面工、斜面安定工は、豪雨、地震等の自然災害から道路、通行車両等を建設時から供用時の長期間にわたり保護しなければならず、また供用後の維持管理の容易さも必要である。さらに、近年は周囲の環境との調和も重要な評価項目となっている。

法面・斜面の調査は、路線選定の段階で行う予備調査、詳細設計に必要な情報を得るための本調査、あるいは完成後における法面・斜面の形状の調査に大別される。

イ 調査の目的

道路の効用が長期間にわたって発揮されるためには、道路の計画、設計の段階から法面・斜面崩壊等の災害が起こらない、維持管理しやすい路線を計画する必要がある。

したがって、法面・斜面安定のための調査は、道路の計画・設計・施工・完成時・災害時等の各段階ごとに適した調査を行う必要がある。

(ア) 予備調査

計画路線付近で法面・斜面の崩壊や地すべり等を生じるおそれのある地域の分布を既存資料調査、現地踏査によって見出し、その大略の危険度を判定する。

その結果、崩壊多発地域、土石流多発地域、現状で既に変状を生じている地すべりあるいはすべり出す可能性の大きい地すべりが認められた場合は、できるだけこれを避けるような路線の選定を行うことが望ましいので、この点を考慮して調査計画を立てる。

(イ) 本調査

計画路線上及びその周辺に分布する法面・斜面に対し、現地調査、ボーリングや弾性波探査等による地質・土質調査及びひずみ計、傾斜計等の計器による計測調査を実施し、崩壊機構の推定とその安全度の検討を行うとともに、調査結果に基づいた適切な対策工の設計を行うことを目的としている。

ウ 調査方法と調査目的

(ア) 予備調査

予備調査は、数本の比較路線を含む路線計画のための調査であり、その調査範囲は広く、調査方法は既存資料の収集・利用及び現地踏査に限られることが多い。

計画路線がほぼ確定した段階では、計画路線沿いに資料の再検討及び再度現地踏査を実施し、更に詳細に調査をして、計画路線沿いの斜面の安定、地すべり、崩壊の可能性と予想される規模、更に道路に対する影響等について検討する。



**表-2.2.6** 予備調査時における主要着眼点 [2)]

| 区分 | 調査の着眼点＼調査方法 | 既存資料の利用 | | | | | | | | | 現地踏査 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 地形図 | 地質図 | 空中写真 | 地質調査報告書・土質 | 工事記録 | 災害記録 | 土地条件図 | 土地利用図 | 地すべり分布図 | | |
| 大地形 | 崩壊跡地 | ◎ | | ◎ | | △ | △ | ◎ | | | ◎ | 地形図の縮尺、製作年月日によっては、新しいものはわからない場合がある。 |
| | 地すべり地 | ◎ | | ◎ | | △ | △ | ◎ | | ○ | ◎ | |
| | 土石流跡地 | ◎ | | ◎ | | | △ | | | | ◎ | |
| | 線状模様（リニアメント） | ○ | ○ | ◎ | | | | | | | ○ | |
| | 傾斜変換線 | ◎ | | ◎ | | | | | | | ○ | |
| | 崖錐 | ◎ | △ | ◎ | | △ | | | | | ◎ | |
| | 小起伏面 | ◎ | | ◎ | | | | | | | ◎ | |
| | 河川攻撃斜面 | ◎ | | ◎ | | | | | | | ◎ | |
| | 非対称山地 | ◎ | | ◎ | | | | | | | ◎ | |
| 微地形 | わずかな沢状の凹み | ○ | | ○ | | | | | | | ◎ | |
| | 斜面途中の平たん面 | ○ | | ◎ | | | | | | | ◎ | |
| | 段落ち、亀裂のある斜面 | △ | | ○ | | | | | | | ○ | 現地踏査時にここまで調査するのは難しいことが多い。しかし、崩壊・地すべりにつながるおそれがあるので十分調査する必要がある。 |
| | 沼・池・湿地帯の有無と配列 | ◎ | | ◎ | | | | | | | ◎ | |
| | 斜面上部及び斜面内に不安定土塊のある場合 | △ | | ○ | | | | | | | ○ | 同上 |
| 土質 | 概略の土質構成 | | | | ◎ | ◎ | ◎ | | | | ◎ | |
| | 問題のある土質・土層構成の把握 | | | | ○ | ○ | ○ | | | | ○ | 現地踏査時には露頭の状況から判断するので、深部の性状については不明。 |
| | 概略の土性（含盛土材料） | | | | ◎ | ◎ | ◎ | | | | ◎ | |
| | 問題のある土性の把握（含盛土材料） | | | | ○ | ○ | ○ | | | | ○ | 同上 |
| 地質 | 概略の岩質・地質構成 | | ◎ | | ◎ | ◎ | ◎ | | | ○ | ◎ | |
| | 問題のある岩質・地質構成の把握 | | ○ | | ○ | ○ | ○ | | | | ○ | 花崗岩、蛇紋岩、片岩類、粘板岩、凝灰質及び泥岩、変質を受けた岩等であるが、現地踏査時に露頭の状況から判断するので深部の状況についての精度は落ちる。 |
| | 概略の地質構造 | | ◎ | △ | ◎ | ◎ | ◎ | | | ○ | ◎ | |
| | 問題のある地質構造の把握 | | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | | | | ○ | 流れ盤、断層、しゅう曲、弱層がある場合等であるが、現地踏査時に露頭の状況から判断するので、深部についての精度は落ちる。 |
| 植生 | 植生区分 | ◎ | | ◎ | | | △ | | ◎ | | ◎ | 広葉樹・針葉樹・竹林・果樹園・桑畑等の植生の区分。 |
| | 植生の疎密度 | | | ◎ | | | △ | | ◎ | | ◎ | |
| | 周囲の植生との相違箇所 | | | ◎ | | | △ | | ◎ | | ◎ | |
| | 伐採跡地及び山火事跡地 | | | ◎ | | | △ | | ◎ | | ◎ | |
| 水文状況 | 湧水箇所 | | | | △ | ○ | ○ | | | | ○ | |
| | 透水層の位置 | | | | △ | ○ | ○ | | | | ◎ | |
| | 地表水の状況 | △ | | ◎ | △ | △ | △ | | | | ◎ | |
| | 地下水位の状況 | | | | △ | △ | △ | | | | △ | |
| 土地利用の現況 | | ○ | | ◎ | | | | | ◎ | | ○ | |

注）予備調査時の精度として、◎よくわかるもの、○ある程度わかるもの、△場合によりわかるもの。

(イ) 本調査

本調査は、詳細設計に必要な土質・地質の資料を得ることを目的として実施されるものである。ここでは、法長が長い場合、法高が高い場合及び予備設計によって問題があると認められる箇所の調査法について述べる。

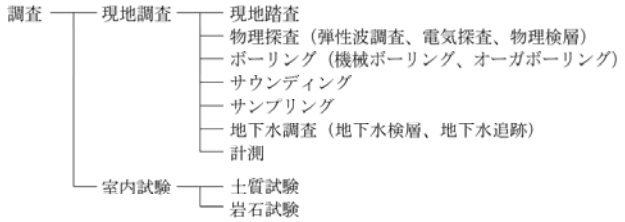



図-2.2.11　調査方法の分類 [2)]

a 切土部

調査地点の選定は、一般に予備調査の結果、特に問題と思われる箇所、長大切土箇所に重点が置かれる。この段階の調査は、現地踏査及び物理探査、ボーリング等を主とした地質・土質の精密な調査が主体となる。

b 盛土部

盛土の調査は、基礎地盤の調査、盛土材料の調査、現況の地形、水理条件の調査に大別される。

盛土の基礎地盤は盛土及びそれに附帯する構造物の重量を支持し、有害な沈下が盛土道路完成後に生じないようにする。

盛土材料の調査は、必要とする土量が確保できる土取場の調査が最も大切である。また、盛土で埋められる谷部及び盛土と近接する山の地形と水理条件を十分に調査することが必要である。

盛土部の調査の詳細は「5.1.3　**盛土材料**」を参照のこと。

c 排水工の調査

排水工には、切土・盛土等の土構造物の安定性や良好な路床・路盤を確保するための排水工、及び施工の円滑化を図るための排水工がある。

調査に当たっては、気象状況、地形と地表水の関係、隣接地区での既工事の実績等を入念に調べる必要がある。



表-2.2.7　排水工のための調査 [2)]

| | 調　査　項　目 | 調　査　目　的 |
|---|---|---|
| 1 | 気　象 | 流出量の算定<br>排水計画<br>凍上対策<br>除雪、融雪対策 |
| 2 | 地形及び地表面の被覆状況 | 流出量の算定<br>地下浸透流の予測 |
| 3 | 土質・地質構造と地下水等 | 排水計画<br>地下排水工の決定<br>法面排水工の決定<br>凍上対策 |
| 4 | 同一排水系統に含まれる地域にある既設排水施設の断面と状況及び排水系統 | 流出量の決定<br>新設排水系統の計画 |

実際の調査に当たっては、特に以下の点に注意する必要がある。

① 表流水が局部的に集中して流れるような箇所
② 地山からの湧水や浸透水の多い箇所
③ 地下水の状況
④ 後背地が集水地形である箇所
⑤ 集めた水を排除する流水の状況

d 落石の調査

予備調査により、対策の検討を要すると判断される場合は、その計画と設計、施工のための調査を実施する必要がある。

落石対策調査の目的と手法は、次のとおりである。

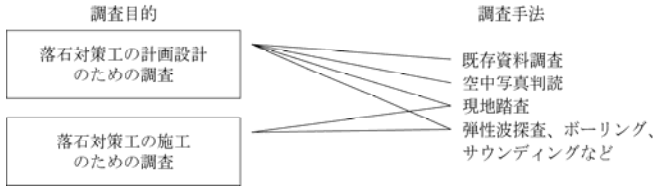



図-2.2.12　落石対策調査の目的と手法

特に注意が必要な落石の調査

① 急勾配で横断形状が凸型の斜面
② 道路に近接した急勾配の沢状斜面及び切土法面の上部に続く長大な斜面
③ 注意が必要な岩種・岩質の斜面
④ 過去に落石等の斜面災害の履歴のある場所
⑤ 局部的な形状の経時変化が認められる斜面

落石調査の手順等については「6.6.2　**落石調査**」を参照のこと。

(4) 擁壁

ア 一般事項

一般に、擁壁・暗渠（カルバート）等の構造物は、地形条件、社会条件、環境条件等による理由から土工のみでは目的物が構築できない場所に用いられる。したがって、これらの構造物の調査に当たっては、その目的にあった調査計画を立てなければならず、それには全体的な道路計画と併せて機能性、施工性、経済性等を考慮する必要がある。

イ 調査の目的

擁壁は一般的に地形・地盤性状、環境条件、地域的条件、施工条件等により土工の法面や自然斜面において、土だけで安定が保ち得ない箇所、擁壁を用いた方が合理的な設計となる箇所、用地幅が確保できない箇所等に土留め構造物として設けるものであるから、擁壁に作用する外力に関する調査とその反力を受ける基礎地盤部の性状把握が主目的である。

なお、特に湧水量の多い、長い斜面の切土部に設ける擁壁や、下部に軟弱な土層がある高盛土の法止めに設ける擁壁の場合については、全体すべりに関する検討がなされるので、特に土のせん断強さの調査が不可欠となる。

ウ 調査方法と調査項目

調査は合理的かつ経済的な計画、設計、施工、維持管理を行うために必要な資料を得ることを目的とするものである。

本節では、擁壁の設計に必要な調査事項及び調査結果の利用法について述べる。

構造物の基盤となる地盤は複雑多岐であり、単に土質調査のみでなく、広く地形、地質までを考えての調査計画を立てなければならない。

(ｱ) 資料収集

調査予定地域の近くで行われた地質調査、ボーリング等の既存資料を収集、検討して概略の地層構成を把握し、土質調査を行う際の参考資料とする。次に周辺構造物の調査を行い、その基礎形式や変状の有無等を調べることにより、地層、地盤の支持力及び基礎構造形式に関するある程度の検討が可能となる。また同時に施工記録を調べることにより、施工方法、施工時期、使用材料の検討を行うことができる。

(ｲ) 調査

擁壁を設計する場合には、踏査及び既存の資料を検討することにより、構造物設置箇所の地形、地質を把握、構造物の形状寸法と基礎形式の概要を定める。この想定された形式に応じて調査計画を立て、必要な土質調査を行わなければならない。

この場合の土質調査の項目としては、

① 外力（土圧）の計算に必要な設計定数を求める調査
② 基礎の支持力計算に必要な設計定数を求める調査
③ 安定の検討に必要な設計定数を求める調査
④ 圧密沈下の検討に必要な設計定数を求める調査
⑤ 耐震設計のための調査

がある。

調査すべき深さは、支持力、すべり、沈下等に影響する範囲について行わなければならない。一般に、擁壁は、背面盛土や躯体自重により基礎地盤に生じるすべり破壊は、基礎底面からその背面盛土高の 1.5 倍以内の深さに生じるといわれている。また、接地圧による沈下



の影響は、一般に盛土高の 1.5～３倍以内であるが、この範囲を超えても圧密沈下を起こす可能性のある軟弱層が存在すれば、その層全体について沈下に関する諸性質を調べる必要がある。

直接基礎の支持力の推定に用いる $N$ 値は、図-2.2.13 に示したせん断定数を求める範囲までの平均値を用いる。この場合、地盤にかなりの厚さの砂層があり、$N \geqq 20$ 程度であれば支持層と考えてもよいが、$N < 20$ のときには土質調査結果等を総合的に検討し支持力を決定しなければならない。粘性土の場合は、$N$ 値が 10～15 程度以上、あるいは一軸圧縮強度 $q_u$ ＞9.8～19.8kN/m$^2$ {98kPa～196kPa} の地盤は支持層と考えてよい。

得られたデータは土質柱状図に整理するとともに、チェックし、設計に用いる定数を決める。

なお、土質調査で実施する試験を大きく分類すると、土の判別分類のための土質試験、土の力学的性質を求めるための土質試験及び現場試験の三つに分けられる。

土の判別分類のための試験は、いわゆる土の物理的性質の試験が主なもので、粒度試験、液性限界、塑性限界試験等がこれに属し、基礎地盤及び材料としての土を試験によって分類して概略の土の性質の目安を得るための試験である。

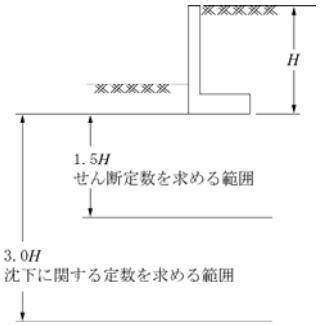



図-2.2.13　調査すべき深さ

土の力学的性質を求めるための試験は、具体的な設計計算に用いる土の定数を求める目的で行われ、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験等の土の強度試験や圧密試験等がこれに含まれる。

現場試験には、$N$ 値を求めるための標準貫入試験、地盤反力係数（$K$ 値）を求めるための平板載荷試験、土の単位体積重量試験等があり、設計計算に必要な諸定数を提供する。

**表-2.2.8** に、構造物の一般的な土質調査の試験項目と求める諸定数を示す。なお、これらの構造物でも、大規模なものや特殊な構造を必要とするものについては、ここに示した試験以外のものも適宜追加して検討を加え、適切な設計定数を決定するものとする。

表-2.2.8　土質調査と設計諸定数

| 構造物 | 土質調査[1] 外力の計算 | | 基礎支持力の計算 | | 安定性の計算 | | 圧密沈下の検討 | | 原位置試験[2] 基礎支持力の計算、安定性の検討 | | 調査頻度[3] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 設計定数 | 土質試験名 | 設計定数 | 土質試験名 | 設計定数 | 土質試験名 | 設計定数 | 土質試験名 | 設計定数 | 土質試験名 | |
| 擁壁 | 単位体積重量 $\gamma$<br>せん断定数 $c$、$\phi$<br>土圧係数 $K_A$、$K_P$ | 単位体積重量試験<br>三軸圧縮試験<br>一軸圧縮試験<br>等<br>土の判別分類のための土質試験<br>（土の分類を利用して推定） | せん断定数 $c$、$\phi$<br>許容支持力度 $q_a$ | 三軸圧縮試験<br>一軸圧縮試験<br>標準貫入試験（N値より推定）等<br>土の判別分類のための土質試験<br>（土の分類を利用して推定） | せん断定数 $c$、$\phi$<br>粘着力 $c$<br>単位体積重量 $\gamma$ | 三軸圧縮試験<br>一軸圧縮試験等<br>単位体積重量試験 | 圧縮指数 $C_c$<br>圧密定数 $C_v$、$C_r$、$m_v$<br>圧密降伏加重 $P_Y$<br>$e$～log$P$ 曲線<br>変形係数 $E_{50}$<br>ポアソン比 $\nu$ | 一軸圧縮試験<br>三軸圧縮試験 | 横方向地盤反力係数<br>地盤の支持力 $q_d$<br>透水係数 $k$<br>間隙水圧 $U_w$ | 横方向 $K$ 値測定試験（杭基礎の場合）（一軸圧縮又は三軸圧縮試験、標準貫入試験による推定も可）<br>平板載荷試験（直接基盤の場合）<br>現場透水試験<br>間隙水圧試験 | 擁壁延長 40～50mごとに1か所程度 |
| 補強土壁 | 盛土材料<br>単位体積重量 $\gamma$<br>せん断定数 $c$、$\phi$<br>pH | 単位体積重量試験<br>三軸圧縮試験<br>一軸圧縮試験<br>土の判別分類のための土質試験<br>pH試験 | | | せん断定数 $c$、$\phi$<br>粘着力 $c$<br>単位体積重量 $\gamma$ | 三軸圧縮試験<br>一軸圧縮試験等<br>単位体積重量試験 | 圧縮指数 $C_c$<br>圧密定数 $C_v$、$C_r$、$m_v$<br>圧密降伏加重 $P_Y$<br>$e$～log$P$ 曲線<br>変形係数 $E_{50}$<br>ポアソン比 $\nu$ | 自然含水比試験<br>液性限界試験<br>圧密試験<br>一軸圧縮試験<br>三軸圧縮試験 | | | 補強土壁延長 40～50mごとに1か所程度 |

注 1)　これらの土質試験は主にボーリングによる不撹乱試料のサンプリングによって行われるが、地形地質が特に複雑な場合には土層の強度に関する成層状態を確認するためボーリング孔の中間位置でサウンディングを実施することもある。
2)　地下水位、地表高（標高）の測定は、いずれの構造物も実施すること。
3)　調査はできる限り段階的に進めることが望ましく、その結果、地形地質等に特に変化がある場合には、それぞれの中間位置でも実施する。
4)　せん断定数（$c$、$\phi$）を求めるための試験方法については、現地の土の種類、含水比、排水条件、施工条件により選定する。
5)　耐震設計に関わる調査等については、「土地改良施設　耐震設計の手引き」によることとする。



(5)暗渠（カルバート）

ｱ 調査の目的

暗渠（カルバート）は道路や水路等の機能を確保するために、主に盛土と一体的に設けられる地中構造物であるから、カルバートの外力算定の基礎となる盛土の形状、盛土材料の土質性状、基礎地盤の支持力の分布調査及び圧密に関する資料の収集が主目的である。

特に軟弱地盤や高盛土の箇所については入念に調査を行う必要がある。

ｲ 調査・計画一般

(ｱ)一般事項

一般に暗渠（カルバート）は、道路の下を横断する道路、水路等の空間を確保するため盛土あるいは原地盤内に設けられる構造物をいう。したがって、その計画に当たっては、まず暗渠（カルバート）が必要になる理由を明確にし、その目的に十分対応できる計画を立てなければならない。また、暗渠（カルバート）の設計に当たっては、道路の計画あるいは設計の中で暗渠（カルバート）を単に構造物として考えるのではなく道路の一部分であると考え、道路の設計・施工に適し、かつ経済的に有利であるものを計画しなくてはならない。

暗渠（カルバート）を合理的かつ経済的に計画、設計、施工を行うためには、地形、地質、土質、周辺構造物、施工条件等について調査を行い、必要な資料を得なくてはならない。

(ｲ)調査・計画の手順

調査・計画の一般的な手順としては、まず暗渠（カルバート）が必要になる理由を明確にし、設置目的をはっきりさせる。次に調査予定区域の近くで行われた地質調査、ボーリング等の既存資料を収集、検討して概略の地層構成を把握し、土質調査を行う際の参考資料とする。また、周辺構造物の調査を行い、その基礎形式や変状の有無等を調べることにより、地層、地盤の支持力及び基礎構造形式に関するある程度の検討が可能となる。同時にその施工記録を調べることにより、施工方法、施工時期、使用材料の検討を行うことができる。

これら既存資料の検討と併せて、次の事項について調査・検討を行い、更に詳細な資料を得た上で、それらを総合的に勘案し、暗渠（カルバート）の計画を進めるとよい。

① 必要内空断面
② 土かぶり
③ 平面形状
④ 縦断勾配
⑤ 地形及び地質
⑥ 施工条件

なお、一般的な暗渠（カルバート）の調査・計画手順を図示すると、図-2.2.14 のようになる。

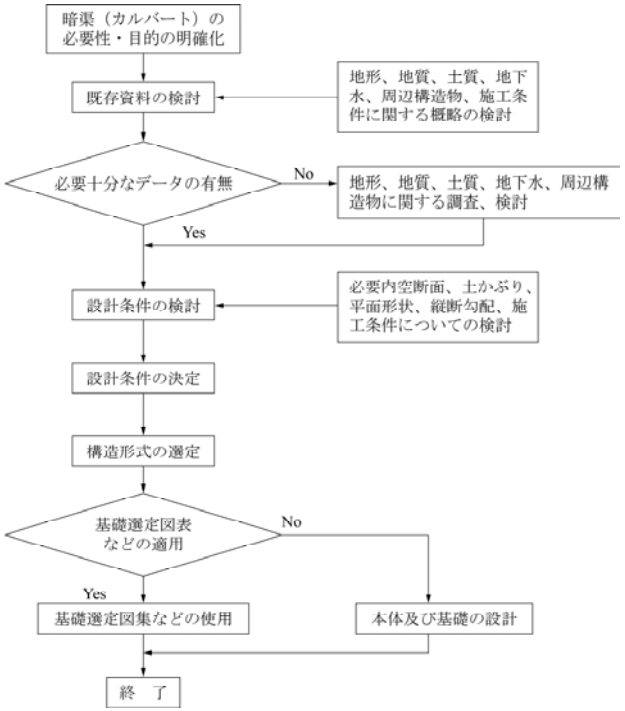



図-2.2.14　暗渠（カルバート）の調査・計画・設計手順

ｳ 調査・検討事項

(ｱ) 地形・地質

暗渠（カルバート）の設置位置における地形・地質については、暗渠（カルバート）の設計土圧、基礎形式に影響する次の項目の検討が必要である。

① 基礎地盤の支持力
② 土圧に影響する範囲の土の性質
③ 地層の性状及び傾斜
④ 地盤変位量
⑤ 地下水の有無、伏流水の系統、方向、水量等

(ｲ) 土質調査

暗渠（カルバート）の設計及び施工に当たり、形状寸法、基礎形式を検討するため、設計・施工の各段階に応じた調査計画に基づき、必要な土質調査を行わなければならない。

この場合の土質調査の項目は、次のとおりである。

a 外力（土圧）の計算に必要な設計定数を求める調査

設計に用いる土の単位体積重量を求める調査である。



b 基礎支持力の計算に必要な設計定数を求める調査

地盤が軟弱な場合の基礎形式の検討及び門形カルバート、ボックスカルバートの設計に必要な定数を求めるための調査である。

c 圧密沈下の検討に必要な設計定数を求める調査

地盤が軟弱な場合の圧密沈下を検討するための調査である。

なお、調査すべき深さは、支持力、沈下等に影響する範囲について行うものとするが、支持層下に圧密沈下を生じる地層がないと予想される場合には、一般に支持層となる良質な地盤が連続して存在していることが確認されればよい。

得られたデータは、土質柱状図に整理するとともにばらつきをチェックし、設計に用いる定数を決める。

また、土質調査で実施する試験を大きく分類すると、土の判別分類のための土質試験、土の力学的性質を求めるための土質試験及び現場試験の三つに分けられる。

土の判別分類のための試験は、いわゆる土の物理的性質の試験が主なもので、粒度試験、液性・塑性限界試験等がこれに属し、基礎地盤及び材料としての土を試験によって分類して概略の土の性質を把握するための試験である。

土の力学的性質を求めるための試験は、具体的な設計計算に用いる土の定数を求める目的で行われ、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験等の土の強度試験や圧密試験等がこれに含まれる。

現場試験には、$N$ 値を求めるための標準貫入試験、地盤の支持力を求めるための平板載荷試験、土の湿潤密度試験等があり、設計計算に必要な諸定数を提供する。

**表-2.2.9** に、一般的な土質調査の試験項目を示すが、特殊な構造及び施工に際しては、必要に応じて他の試験項目も適宜追加して検討を加えるものとする。

なお、調査位置については、現地の状況に応じて適切な位置を選定するものとする。

**表-2.2.9**　土質調査の種類[4)]

| 試験の項目 / 調査の項目 | ボーリング | サンプリング | サウンディング | | | 物理試験 | | | 力学試験 | | | | | 原位置試験 | | | 得られる定数 | 調査頻度 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 標準貫入試験 | 静的コーン貫入試験 | スクリューウエイト貫入試験 | 土粒子の密度試験 | 含水比試験 | 粒度試験 | 土の締固め試験 | 液性・塑性限界試験 | 一軸圧縮試験 | 三軸圧縮試験 | 圧密試験 | 土の湿潤密度試験 | 平板載荷試験 | 横方向$K$値測定 | | |
| 土圧の計算及び土質特性の確認 | | | | | | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | ◎ | | | $\gamma$、$c$、$\phi$、$w$、$w_L$、$w_P$ | 両端で各1か所程度 |
| 基礎地盤支持力の計算 | ◎ | ◎ | ◎ | △ | △ | ○ | | | | | ◎ | ◎ | | | ◎ | ○ | $c$、$\phi$、$q_u$、$N$値 | |
| 圧密沈下の計算 | ◎ | ◎ | | △ | △ | ○ | ◎ | | | ◎ | | | ◎ | | | | $C_c$、$C_v$、$m_v$ | |
| 試料の種類 | | | | | | 乱した | 乱した | 乱した | 乱した・粘性土 | 乱した・粘性土 | 粘性土 | | 粘性土 | | | | | |

注）◎：特に有効な調査方法　○：有効な調査方法　△：場合によっては用いられる調査方法

(6) 橋梁

ア 一般事項

農道橋の設計、施工に当たって、基礎資料を得るための調査項目は構造の規模又は重要度において異なるが、一般には次のような調査が特に必要となる。

① 設計、施工の基本となる地形、地質、地盤調査

② 河川改修計画、河川状況等近辺状況調査

③ 施工のための立地条件及びその他騒音、振動の影響等環境条件調査

なお、これらの調査に当たっては、既存資料又は近接構造物の状況等を十分把握の上、更に必要とされる詳細な調査を行うものとする。

イ 調査項目

(ｱ) 地形調査

この調査は、農道橋の規模（橋長、幅員）及び架橋位置等を決定するために行う基礎的な調査で、一般的には次のような内容について行う。

① 平面測量の実施（架橋位置を中心にして、上下流各 100m、$S$＝1：500 程度）

② 縦断測量（最深河床）

③ 横断測量（護岸位置）



(ｲ) 地質調査

地質調査は、市販されている地質図等に基づき、その概要を把握して下部工の位置の選定、構造形式選定、支持層の推定等既存資料により架橋地点の地盤の総括的状況を知るために行うものと、直接現地踏査や電気探査、地震探査等で詳細な資料を得るための現地調査がある。

(ｳ) 地盤調査

地盤調査は架橋地点の基礎地盤の性質について、その構成、支持力、地下水位等の資料収集、試験等により調査するものである。

その調査すべき内容は、

① 地盤を構成する各土層の深さ、厚さ、土性

② 土層のせん断強度（支持力）、圧縮性、透水性

③ 地下水位の位置

であり、橋梁の構造設計と工法検討等に必要な地盤の工学的数値を得ることを目的としている。したがって、この調査では、構造物の規模等に応じてボーリング、標準貫入試験、サウンディング、試掘、杭打試験等の本格的調査が必要となる。

(ｴ) 河川状況調査

河川状況調査は、現状及び将来（改修計画を含めて）の河川勾配や河川横断形状、堤防の断面形状、近接の河川工作物、流量、流速、高水位、低水位等について行うものである。

特に橋梁の設置に伴う河床変動、治水、利水への影響等に留意して調査する必要がある。

(ｵ) その他、調査

a 気象調査

気象調査は、温度変化、風荷重、雪荷重の決定や、施工時期及び工法の選定を目的とし、温度、風速、積雪、天候等について行うものである。

b 地震調査

地震調査は、設計震度の決定を目的とし、地震記録や震害記録等について行うものである。

c 施工条件調査

施工条件調査は、工事用道路使用可能条件、交差物による制約条件等について行うものであり、次のような内容について検討する。

① 工事用地

② 工事用資材の運搬方法

③ 架設構造物の施工方法

④ 騒音、振動等第三者に与える影響

d 橋梁添架物調査

橋梁添架物調査は、農業水利施設、上下水道、電気、ガス等添架物の有無と設計重量の決定を目的とする。

e 腐食調査

腐食調査は、使用材料の選定や、錆代、防錆方法の決定等を目的とし、既設構造物の腐食状況等について行うものである。

橋梁工の一般的調査項目を、以下の**表-2.2.10**、**表-2.2.11** に示す。

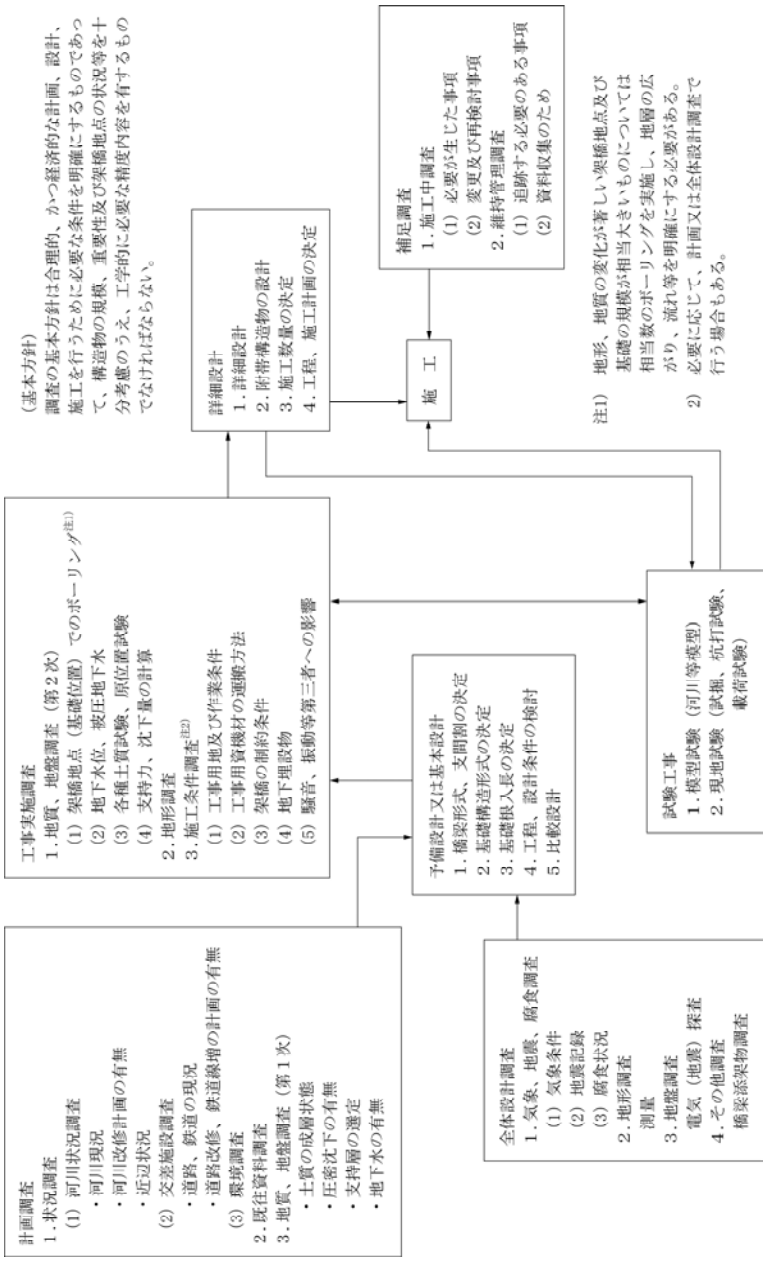



図-2.2.15　調査のフローチャート



表-2.2.10　土質調査一覧表

| | 調査名称 | 調査から求められる事項 | 適応土質 地盤 | 結果の利用 | 参考事項（規格、その他参考となること） |
|---|---|---|---|---|---|
| 物理探査 | 電気探査 | 比抵抗：$\rho$<br>見かけの比抵抗：$\rho_{aci}$ | 地盤～岩盤 | 土層構成・地盤の帯水状態の推定 | 地盤調査の方法と解説第３編第５章 |
| | 弾性波探査 | P波速度：$V_p$<br>S波速度：$V_s$、ヤング率：$E$、剛性率：$G$、ポアソン比：$\nu$、体積弾性率：$K$、速度分布 | 地盤～岩盤 | 地盤の硬軟の判定<br>動的定数の把握 | 地盤調査の方法と解説第３編第４章第９章 |
| ボーリング | オーガ式ボーリング | 土層構成<br>地下水位の位置 | 礫を除く土 | 土層構成の確認<br>撹乱試料の採取 | 乱した試料を簡単に採取できる<br>可能深度は一般に５ｍで深さ３ｍくらいの調査に適す<br>地盤調査の方法と解説第４編第４章 |
| | ロータリボーリング | 土層・岩盤構成<br>透水層、被圧地下水の位置 | 地盤～岩盤 | サンプリングや孔内原位置試験に用いる層構成の確認 | 岩盤はコアボーリングによる<br>地盤調査の方法と解説第４編第３章 |
| サウンディング | ポータブルコーン貫入試験 | 静的コーン貫入抵抗：$q_c$ | 軟らかい地盤 | 土層の硬軟、締まり具合、土層構成等の推定 | JGS 1431<br>地盤調査の方法と解説第６編第５章 |
| | 簡易動的コーン貫入試験 | 動的コーン貫入抵抗：$N_d$ | 全ての地盤 | 地盤の強さを推定<br>$N$値の推定 | JGS 1433<br>地盤調査の方法と解説第６編第３章 |
| | 標準貫入試験 | $N$値 | 全ての地盤 | 土層の硬軟、締まり具合、土層構成等の判定、支持力の推定 | JIS A 1219<br>地盤調査の方法と解説第６編第２章 |
| | スクリューウエイト貫入試験 | 荷重の大きさ：$W_{sw}$<br>半回転数：$N_{sw}$ | 中位の硬さの粘性土、砂質土 | 土層の硬軟、締まり具合の推定 | JIS A 1221<br>地盤調査の方法と解説第６編第４章 |
| | 現位置ベーンせん断試験 | 原位置におけるせん断強さ：$\gamma_f$ | 特に軟弱な粘土 | 安定解析や支持力の計算、鋭敏比の推定 | JGS 1411<br>地盤調査の方法と解説第６編第８章 |
| サンプリング | 固定式ピストン式シンウォールサンプラーによる土資料の採取 | 乱さない試料の採取 | 粘性土 | 室内土質試験の結果から基礎の沈下、支持力、安定解析 | JGS 1221<br>地盤調査の方法と解説第５編第４章 |
| | 多重管サンプラーによる土試料の採取 | 乱さない試料の採取 | 砂質土 | 室内土質試験の結果から密度、透水係数、締まり具合、動的力学特性等の把握 | JGS 1222<br>地盤調査の方法と解説第５編第５章 |
| 地下水調査 | 単孔を利用した透水試験 | 自然地下水位<br>透水係数：$k$ | シルト層～砂質土層 | 湧水量や地下水位低下量を求める、排水用井戸の設計、薬注効果の判定 | JGS 1314<br>地盤調査の方法と解説第７編第３章 |
| | 揚水試験 | 自然地下水位<br>貯留係数：$S$<br>透水量係数：$T$ | 砂質土層～礫含土層 | 帯水層の透水性、貯留性、湧水性の算定、排水用井戸の設計 | JGS 1315<br>地盤調査の方法と解説第７編第３章 |
| | 不飽和地盤の透気試験 | 土中ガス透過度：$k_a$<br>噴発の有無<br>酸欠空気の有無 | 全ての地盤 | ケーソン沈設、圧気シールド等圧気工法の設計 | JGS 1951<br>地盤調査の方法と解説第11編第10章 |
| 載荷試験 | 平板載荷試験 | 地盤反力係数：$k_v$<br>極限支持力：$Q_u$<br>地盤の変形係数：$E_n$ | 地盤～軟岩 | 基礎地盤の許容支持力と沈下量 | JGS 1521<br>地盤調査の方法と解説第８編第３章 |
| | 孔内水平載荷試験 | 地盤の変形係数：$E_n$<br>地盤の反力係数：$K_n$ | 地盤～軟岩 | 基礎の沈下、横方向の変形解析、支持力の推定 | JGS 1531<br>地盤調査の方法と解説第８編第２章 |
| | 杭の載荷試験 | 杭の鉛直支持力<br>鉛直ばね定数：$k_v$ | 全ての地盤 | 杭の鉛直設計支持力とばね定数の推定 | JGS 1811、1812、1813、1814<br>杭の鉛直載荷試験方法・同解説 |
| 動的載荷試験 | 簡易支持力測定器（キャスポル） | 衝撃加速度：Ia | 砂質土地盤、粘性土地盤 | 地盤の許容支持力度の推定、路床のCBR値の確認 | 舗装調査・試験法便覧　S043-2<br>簡易支持力測定器による試験方法 |
| | 小型FWD | 地盤反力係数：$K_{P.FWD}$ | 全ての地盤 | 地盤の剛性評価、CBR値の推定、一軸圧縮強度の推定 | 舗装調査・試験法便覧　S043-3<br>FWD及び小型FWD運用の手引き |
| 環境計測 | 砂置換法による土の密度試験 | 湿潤密度：$P_t$<br>含水比：$w$<br>乾燥密度：$P_d$ | 粒径53mm以下の地盤 | 土の基本的性質の計算<br>締まり具合の判定 | JIS A 1214<br>地盤調査の方法と解説第９編第２章 |
| | 突き砂による土の密度試験 | 湿潤密度：$P_t$<br>含水比：$w$<br>乾燥密度：$P_d$ | 粒径150mm以下の地盤 | 土の基本的性質の計算<br>締まり具合の判定 | JGS 1611<br>地盤調査の方法と解説第９編第３章 |
| | 土中土圧と間隙水圧の測定 | 全垂直応力：$\sigma_v$<br>全水平応力：$\sigma_H$<br>動的土圧<br>間隙水圧 | 全ての地盤 | 土圧係数を求める。上構造物の応力状態を知り、安全性の確認<br>圧密の進行を計算、全応力から有効応力を知る解析、地下水位の推定 | 地盤調査の方法と解説第10編第６章 |
| | 地表面の変位測定 | 地表面及び地中における鉛直・水平変位、すべり面の位置 | 全ての地盤 | 沈下の予測、盛土、掘削工事の管理、斜面崩壊発生時刻の予知 | 地盤調査の方法と解説10編第２章 |

（土質調査実習書・（公社）地盤工学会）

注）JIS：日本産業規格　JGS：（公社）地盤工学会基準　地盤調査の方法と解説

表-2.2.11　土質試験法

| 試験の名称 | 試験から求める値 | 試料の状態 | 結果の利用 | 規　格 |
|---|---|---|---|---|
| A. 土の物理的性質試験 | | | | |
| 土粒子の密度試験 | 土粒子の比重：$G_s$ | 乱した試料 | 土の基本的性質（間隙比・飽和度）の計算 | JIS A 1202<br>JGS 0111 |
| 土の含水比試験 | 含水比：$w$ | 含水量が変化していない試料 | 土の基本的性質の計算 | JIS A 1203<br>JGS 0121 |
| 土の粒度試験 | 粒径加積曲線<br>有効径：$D_{10}$<br>均等係数：$U_c$<br>曲率係数：$U_c'$ | 乱した試料 | 粒度による土の分類材料としての土の規定 | JIS A 1204<br>JGS 0131 |
| 土の液性限界試験<br>塑性限界試験<br>収縮定数試験 | 液性限界：$w_l$<br>流動指数：$I_f$<br>塑性限界：$w_p$<br>塑性指数：$I_p$<br>コンシステンシー指数：$I_c$<br>収縮限界：$w_s$<br>収縮比：$R$<br>体積変化：$C$ | 乱した試料 | コンシステンシーによる土の分類<br>土の工学的性質の推定<br>土工における適性及び凍上性の判定 | JIS A 1205<br>JGS 0141<br>JIS A 1209<br>JGS 0145 |
| 団粒分析試験<br>水中ふるい分け法 | 団粒百分率（粒度） | 乱さない試料 | 土質安定処理の効果の判定<br>作物の成育適地の判定 | |
| 密度試験 | 湿潤密度：$\rho_t$<br>乾燥密度：$\rho_d$ | 乱した試料<br>乱さない試料 | 土の基本的性質の計算<br>地盤の締固め度の判定 | JIS A 1225<br>JGS 0191 |
| B. 土の化学的性質試験 | | | | |
| 土懸濁液pH試験 | pH<br>pH（KCl） | できるだけ原位置土 | 腐食性の判定<br>安定処理材の選定 | JGS 0211 |
| 強熱減量試験 | 強熱減量：$L_i$ | 空気乾燥試料 | 有機物含有量50％以上の有機物の判定<br>泥炭の有機物含有量の判定 | JIS A 1226<br>JGS 0221 |
| C. 土の力学的性質試験 | | | | |
| 透水試験<br>定水位透水試験<br>変水位透水試験 | 飽和土の透水係数：$k_r$ | 飽和状態の土 | 浸透・透水性に関係する設計、計算 | JIS A 1218<br>JGS 0311 |
| 土の圧密試験 | 間隙比－荷重曲線<br>体積圧縮係数：$m_v$<br>圧縮指数：$C_c$<br>圧密降伏応力：$p_c$<br>時間－圧密度曲線<br>密度係数：$c_v$<br>一次圧密比：$r$ | 乱さない試料 | 粘性土層の沈下量の計算<br>粘性土層の沈下速さの計算 | JIS A 1217<br>JGS 0411 |
| 一面せん断試験 | 定まった面のせん断抵抗<br>せん断抵抗角：$\phi_d$<br>粘着力：$c_d$ | 乱さない試料<br>乱した試料 | 基礎、斜面、擁壁等の安定計算 | JGS 0560<br>JGS 0561 |
| 有機物含有量試験（重クロム酸法） | 有機物含有量 | 空気乾燥試料 | 土質改良の基礎知識泥炭を除く有機物含有量50％以下の判定 | JGS T 231 |
| 土の一軸圧縮試験 | 一軸圧縮強さ：$q_u$<br>粘着力：$c_u$<br>鋭敏比：$S_t$<br>応力－ひずみ関係 | 乱さない試料<br>乱した試料<br>（粘性土） | 同上 | JIS A 1216 |
| 土の三軸圧縮試験 | 側圧に応ずる圧縮強さ<br>せん断抵抗角：$\phi_u$、$\phi_{cu}$、$\phi_d$<br>粘着力：$c_u$、$c_{cu}$、$c_d$<br>応力－ひずみ関係 | 乱さない試料<br>乱した試料 | 同上 | JGS 0520～0527<br>JGS 0530<br>JGS 0541～0542 |
| 突固めによる土の締固め試験 | 含水比－乾燥密度曲線<br>最大乾燥密度：$\rho_{dmax}$<br>最適含水比：$w_{opt}$<br>相対密度：$D_r$ | 乱した試料<br>砂質土 | 路盤及び盛土の施工方法の決定、施工の管理 | JIS A 1210 |
| CBR試験 | CBR<br>設計CBR<br>修正CBR | 原位置土<br>乱さない試料<br>乱した試料 | たわみ性舗装厚の設計<br>路盤の設計 | JIS A 1211 |

注）JIS：日本産業規格　JGS：（公社）地盤工学会基準　ASTM：米国材料規格　BS：British Standards



(7) トンネル

ア 一般事項

トンネルの建設に当たっては、安全で合理的な計画、設計、施工及び維持管理の基礎資料を得るため、トンネルの規模に応じて、建設の段階ごとに、系統的に地形、地質、環境等に関する調査を実施するものとする。

トンネル建設のための調査は、トンネル建設箇所に特有の地表及び地山内の諸条件を事前に把握する目的で行うものであり、トンネルの計画・設計及び施工に欠かすことのできないものである。調査の実施に当たっては、トンネルの規模、地形・地質の特性、建設の段階等に応じて、その目的・内容及び時期を定め、所要の資料を入手するように努める。

イ 調査の種類

トンネルの調査は、一般に事業実施段階ごとに次の４段階に分類できる。[注)]

① 計画調査・・・・・・・・・ 主に路線選定を目的に行う調査

② 基本設計調査・・・・・ 計画調査段階で概定された路線の決定を行い、トンネルの基本設計を行う。通常この段階で、測量、現地調査、地質調査が行われる。

③ 実施設計調査・・・・・ 実施設計段階において設計精度の向上を目的に、必要に応じた調査を基本設計調査から追加するものである。

④ 施工中の調査・・・・・ 施工中に生じる問題点の予測及び確認、設計変更、安全管理、補償及び今後の施工のための資料を得るために行う。

また、トンネルの調査はその対象により一般に次のように分類できる。

① 地山条件調査・・・・・ 地形調査、地質調査（物理探査、ボーリング調査、岩石試験等）、水文調査

② 気象条件調査・・・・・ 気象調査

③ 立地条件調査・・・・・ 環境調査、施工条件調査、関連法令等に関する調査

これらの調査を、トンネルの計画・設計及び施工の段階で必要に応じて実施し、周辺の地形、地山の物理的・力学的性質、地下水の状況、気象、自然環境、社会環境、施工条件等の諸条件についての資料を得ていく。

また、これらの調査結果が、後に行う調査あるいは施工時の坑内観察結果等と相違する場合は、速やかにこれを見直すとともに、その原因を十分検討し、対策を講じることが必要である。

各事業実施段階における一般的な調査内容を、表-2.2.12 に示す。

**表-2.2.12**　事業実施の段階と必要な調査[12)]

| 事業実施の段階と作業概要 | | | 対応する必要な調査 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 区分 | 時　期 | 作業内容 | 区分 | 目　的 | 内　容 | 範　囲 | 着眼点 |
| 構想・計画段階 | 比較路線の検討からトンネル位置の決定まで | 路線の線形、トンネルの位置、延長、概略の構造、施工法、施工計画、建設費及びこれらの比較検討を行う。 | 路線選定のための調査 | 地形・地質、その他環境等の条件に適合した路線の選定と概略の構造、施工法、施設計画等を検討するために必要な資料及び次の段階の調査立案の基礎資料を得ること。 | 既往資料の収集・検討、５万分の１～２千分の１地形図の作成、地形・地質調査、環境調査、その他一般に概略的な調査 | 比較路線を含む広範囲 | トンネルの建設上大きな支障となる地形・地質・環境・施工条件及びその他の支障物件<br><br>地形・地質・環境等の諸条件の概略の把握、及び問題の抽出 |
| 基本・実施設計段階 | トンネル位置の決定後、工事着工まで | トンネルの詳細な構造、施工法、施設計画、施工計画、環境保全対策及び建設費を定める。 | 設計・施工計画のための調査 | 地形・地質、その他環境等の条件に適合した実施設計・施工計画の作成及び積算等に必要な基礎資料を得ること。 | 千分の１～５百分の１地形図の作成、地形・地質調査、環境調査、その他精密な地質調査、具体的な周辺対策を考慮した調査及び工事関係諸施設等のための調査等 | トンネル建設関連箇所及びそれらの周辺地 | 地形・地質、環境等の全般的な諸条件、特に坑口付近の斜面の安定、破砕帯等の弱層部や土かぶりの小さい箇所等の地山条件、地下水の状況、作業坑等の施工場所の条件 |
| 施工段階 | 施工中 | 施工を実施するとともに、支保構造等の現設計、施工法、環境保全対策等の妥当性及び設計変更の必要性を検討する。 | 施工中の調査 | 施工中に生ずる問題点の予測及び確認、施工管理、補償のための資料を得ること。 | 地質調査、環境調査、測量、計測等地質調査は坑内における調査が主、トンネル周辺の環境調査は、工事による影響及び対策の効果判定が主 | トンネル内及び施工により影響を受けるおそれがある範囲 | 切羽の自立性、湧水の状況、当初設計条件と異なる地質等の状況、トンネルの内空変位や地表変位の状況、工事中の環境保全 |

注）施工後の調査は管理項目として、本調査段階に含まれていない。

ｳ 調査の流れ

調査は、まず、トンネル計画線付近の地形・地質の概要を知り、判明した問題点を順次明らかにするように調査の焦点を絞っていく。したがって、各段階における調査は、その目的を十分理解した上で、調査の範囲・方法を定め実施する必要があり、逐次、精度が高まるように事業実施段階に応じて必要な調査を適宜追加していくのが一般的である。

建設の段階に応じ、調査の段階的手順及び、地形・地質調査の流れを図-2.2.16、図-2.2.17に示す。



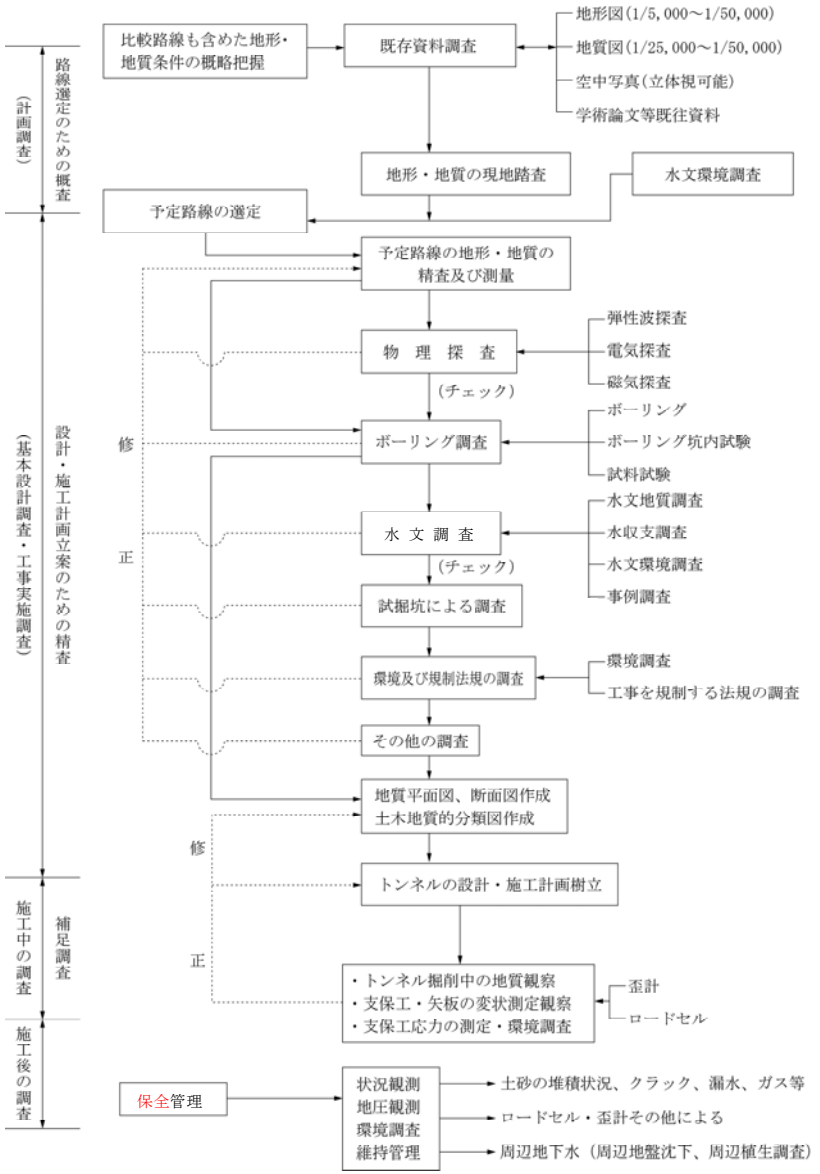



図-2.2.16　調査の階段的手順[12)]

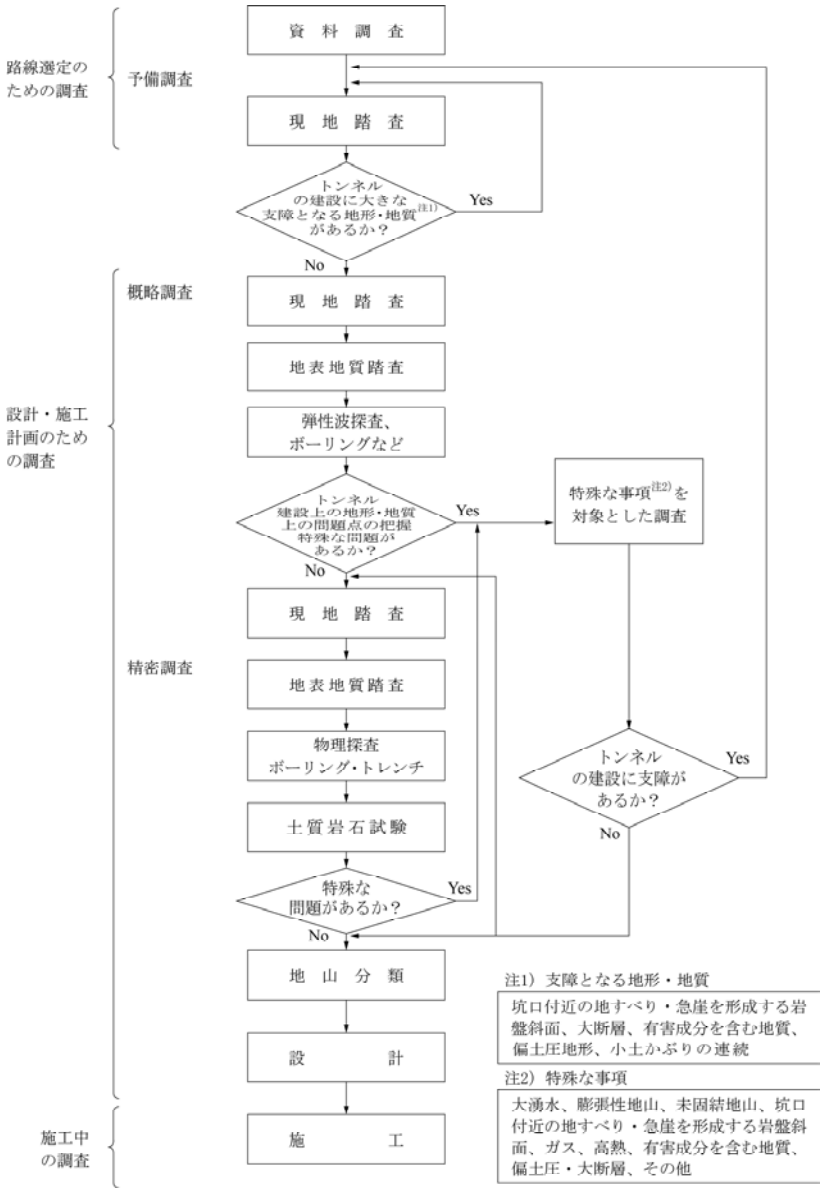



図-2.2.17　地形・地質調査の流れ [9)]



エ 調査項目及び内容

各事業段階における調査項目及び調査内容については、土地改良事業計画設計基準・設計「水路トンネル」技術書（以下「設計基準「水路トンネル」」という。）の「第２章　調査」において詳細に記述されている。道路トンネルにおいても調査項目、調査方法及び基本的な考え方等は同じであるため、本技術書では設計基準「水路トンネル」に記述のない気象調査及び、豊浜トンネルの大規模な岩盤の崩落事故にみられるような岩盤が露頭した法面・斜面の調査以外は、設計基準「水路トンネル」に準ずるものとする。

なお、道路トンネルにおける地山分類の主な指標としては、弾性波速度、コアの状態（RQD等）、地山強度比等がある。したがって、一般的には、弾性波探査、ボーリング調査、岩石試験等がよく行われている。

地形・地質調査の段階と調査方法を**表-2.2.13**に、岩石等の試料を使う各種試験を**表-2.2.14**に示す。

**表-2.2.13**　地形・地質調査の段階と調査方法 [9)]

| 調査の段階 | | 資料調査 | 空中写真判読 | 現地調査 | 地表地質踏査 | 弾性波探査 | 電気探査 | 電磁探査 | 放射能探査 | ボーリング | 孔内検層・試験 | | | | 点載荷試験 | 室内土質岩石試験 | 坑内弾性波反射法 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | 標準貫入試験 | 物理検層 | 孔内載荷試験 | 孔内湧水圧試験 | | | |
| 予備調査 | 硬岩 | ◎ | ◎ | ◎ | | | | | | | | | | | | | |
| | 軟岩・土砂 | ◎ | ◎ | ◎ | | | | | | | | | | | | | |
| 概略調査 | 硬岩 | ○ | ○ | ◎ | ◎ | ◎ | ○ | △ | △ | ○ | | | | | | △ | |
| | 軟岩・土砂 | ○ | ○ | ◎ | ◎ | ◎ | ○ | △ | | ○ | ○ | △ | ○ | | | ○ | |
| 精密調査 | 硬岩 | | | ◎ | ◎ | ◎ | ○ | | | ◎ | | △ | △ | △ | △ | △ | |
| | 軟岩・土砂 | | | ◎ | ◎ | ○ | ○ | | | ◎ | ◎ | ○ | ○ | △ | | ◎ | |
| 施工中の調査 | 硬岩 | | | | | ○ | △ | | | ○ | | △ | | △ | ○ | △ | △ |
| | 軟岩・土砂 | | | | | △ | △ | | | ○ | | △ | △ | △ | | ◎ | △ |

注）◎：一般に実施する調査　○：よく実施する調査　△：必要に応じて実施する調査

**表-2.2.14**　岩石等の試料を使う各種試験 [12)]

| | 試験の名称 | 試験から求める値等 | 規格（JIS） | 通常のトンネル：弾性波探査との対比による地山評価 | 機械掘削トンネル | 対策を必要とするトンネル：湧水による崩壊が考えられる：未固結層の透水性 | 湧水による崩壊が考えられる：流砂現象の有無 | 湧水による崩壊が考えられる：帯水層の区分 | 膨張性地質が考えられる場合 | 可燃性ガスの有無 | 酸欠の有無 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 物理的性質試験 | 土粒子の比重 | 比重・間隙比・飽和度 | A 1202 | ○ | | ○ | ◎ | ○ | ○ | | |
| | 含水層 | 含水比 | A 1203 | ○ | | ○ | ○ | ○ | ○ | | |
| | 粒度 | 粒径加積曲線 | A 1204 | | | ○ | ◎ | | ◎ | | |
| | 単位体積重量 | 単位体積重量 | A 1202 | ◎ | | ○ | ○ | | ◎ | | |
| | 室内透水試験 | 透水係数 | A 1218 | | | ◎ | ○ | ○ | | | |
| | 超音波試験 | 動弾性係数 | A 1127 | ◎ | ○ | | | | | | |
| 化学的性質試験 | 浸水崩壊度試験 | 吸水膨張率 | | | | | | | ◎ | | |
| | 吸水膨張率試験 | 〃 | | | | | | | ○ | | |
| | 化学分析試験 | 鉱物組成 | | | ○ | | | | ○ | ○ | ○ |
| | X線試験 | 〃 | | | ○ | | | | ◎ | | |
| | ガス分析試験 | 岩石中の気体物質・化学分析 | | | | | | | | ◎ | ○ |
| 力学的性質試験 | 一軸圧縮試験 | 一軸圧縮強度 | M 0302 | ◎ | ◎ | | | | ◎ | | |
| | 一軸引張試験 | 一軸引張強度 | M 0303 | | | | | | ○ | | |
| | 曲げ試験 | 曲げ引張強度 | | | ○ | | | | | | |
| | 三軸圧縮試験 | 三軸圧縮強度 | | ○ | ○ | | | | ○ | | |
| | 直接せん断試験 | せん断強度 | | | ○ | | | | ○ | | |
| | 硬さ試験 | すりへり硬さ | | | ◎ | | | | | | |
| | 破砕試験 | 砕けやすさ | | | ○ | | | | | | |
| | 衝撃試験 | 岩石の強さ | | | ◎ | | | | | | |
| その他 | 水質試験 | | K 0101 | | | | | ◎ | | | ○ |

注）◎：特に有効な試験法　○：行うのが望ましい試験法

オ 気象調査

気象条件は、道路建設時のみならず供用後の維持管理にも大きな影響をもたらすため、トンネルの路線選定・坑口部の設計及び設備計画において特に重要な事項となるため、気象に関する資料の収集、現地調査、観測を適宜行わなければならない。

線形計画をたてる際には、路面の凍結・つららによる障害・霧による視程障害・外野輝度等に注意する必要がある。また、坑口位置の決定及びその構造設計では、坑口付近の出水・突風・吹きだまり・雪崩等に対する走行の安全性及び構造の安定性を検討する必要がある。また、環境対策では、坑口付近の風向・風速が排ガスの坑口拡散に影響を及ぼす。このような点に留意し、必要に応じて標記の各項目について調査し、気象条件を明らかにしておくことが大切である。



気象調査の主な調査項目は、次のとおりである。

① 降雨、降雪
② 気温、湿度、水温、地中温度
③ 風向、風速
④ 霧
⑤ 雪崩、吹きだまり、出水

カ 斜面上の岩盤調査

岩盤が露頭した法面・斜面（特に高さ 15m 以上）にトンネル坑口部を計画する場合、岩盤の状況について十分な調査を行う必要がある。岩盤崩壊の発生予測は現在の技術レベルをもってしてもいまだ困難であるが、以下の項目は過去の事例から岩盤崩壊との関連が高いと考えられるものであるため、専門家の参画も得ながら現地調査・点検評価を行うことが望ましい。

(ｱ) 開口亀裂の規模

岩石崩壊の前兆現象は引張り亀裂（縦亀裂）の規模と関連が高い。しかし、一般には斜面に見られる亀裂が引張り亀裂か、単なる開口亀裂であるかの判断は難しい。したがって、安全側に立ち、開口亀裂は全て点検する。

(ｲ) 連続した水平亀裂の目の方向

連続性のよい水平系の亀裂があった場合は、亀裂より上部の岩盤がずれて変位している可能性があるので点検する。特に亀裂が斜面の傾斜方向と同一の方向に傾斜した（流れ目方向）場合は、すべり破壊と関連が高いので留意すること。

(ｳ) 小崩壊・落石

小崩壊や落石は、岩石崩壊との関連が考えられるので、現時点だけでなく過去の分も含めて対象とすること。

(ｴ) 亀裂の状況

岩石崩壊の規模等に関連すると考えられる岩質及び亀裂等の状況を点検する。硬い岩盤は安全に見えるが、亀裂等が広い間隔で規則的に見られるものは比較的大きな岩石崩壊が起こる可能性がある。一方、軟らかい岩盤で亀裂等が不規則に入っているものは岩盤が小割りになり、小さな規模での岩石崩壊の可能性がある。

「硬い岩」　：ハンマの打撃で反発のあるもの、金属音のするもの
「軟らかい岩」　：ハンマの打撃で鈍い音のするもの又は剥がれるもの
「規則的な亀裂、不規則な亀裂」（図-2.2.18）

(ｵ) 岩相の組合せ

亀裂と同様に岩石崩壊の規模等に関連すると考えられる、崖面を構成する軟質部や硬質部の岩相の組合せについても点検する。崖面全体が軟質であるよりも、斜面の下部に軟質部をもち上部が硬質な崖面（図-2.2.19）では、オーバーハングが形成されやすく岩石崩壊との関連が考えられるので留意する。

(ｶ) 流れ盤・受け盤

亀裂等の傾斜が斜面の傾斜と一致している流れ盤斜面（図-2.2.20）で、ともに勾配の急

なものが岩石崩壊との関連が高いので留意する。

(ｷ)地形

斜面傾斜角（図-2.2.21）が急である場合、特にオーバーハング部（図-2.2.23）を有する場合は岩石崩壊の関連が考えられるので点検する。また、斜面の高さ（図-2.2.22）や斜面形についても併せて点検する。

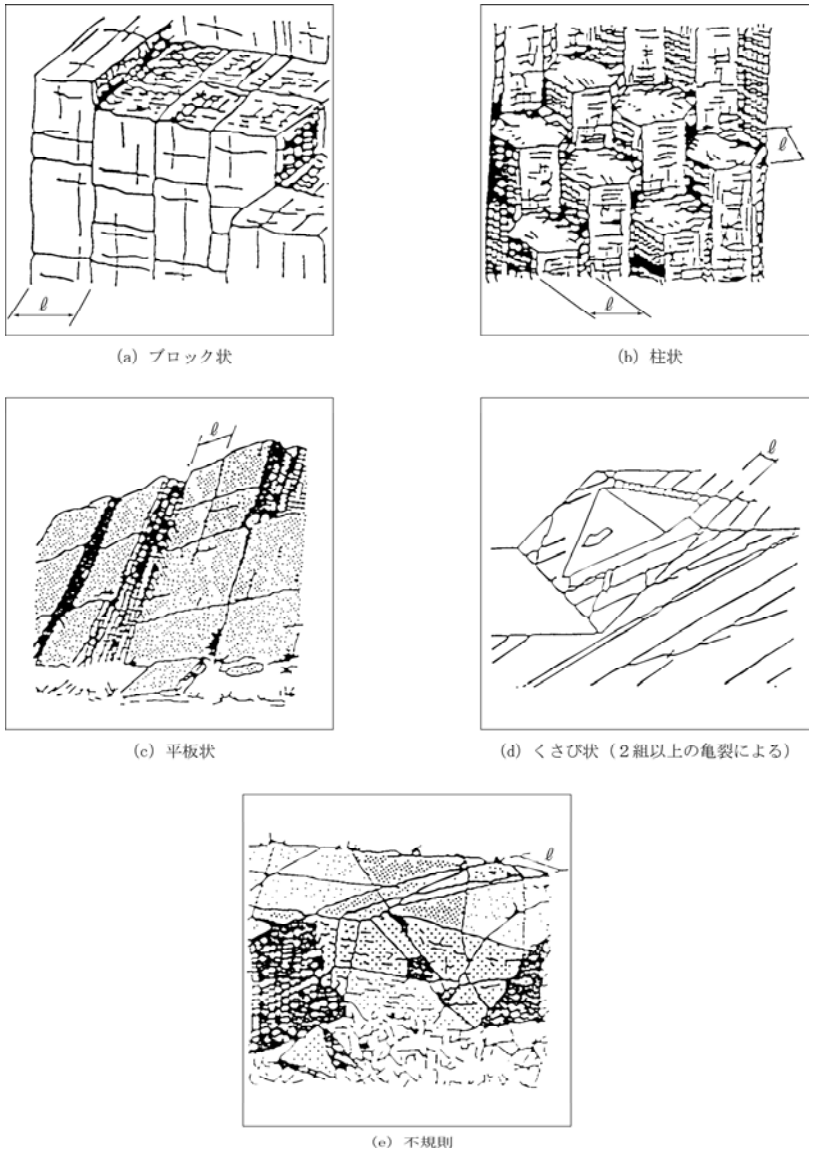
尾根部の斜面（図-2.2.24）では、側方部が拘束されていないため地山の緩みが進行する可能性があるので留意すること。

遷急線（崖の肩部、図-2.2.25）の明瞭性は落石や崩壊の発生に関連が考えられるので点検する。

(ｸ)地下水、降雨

岩盤の亀裂に浸透した水は凍結して氷くさびを形成し、体積膨張して亀裂を更に開口させたり、岩盤を細片化して風化破砕を促進したりする可能性があるので、凍結や氷柱の有無を確認する。凍結融解については冬季の最低気温を参考にすることができる。






(a) ブロック状　(b) 柱状

(c) 平板状　(d) くさび状（２組以上の亀裂による）

(e) 不規則

図-2.2.18　規則的な亀裂(a、b、c、d)と不規則な亀裂(e)の例
［ℓは亀裂の間隔を示す］

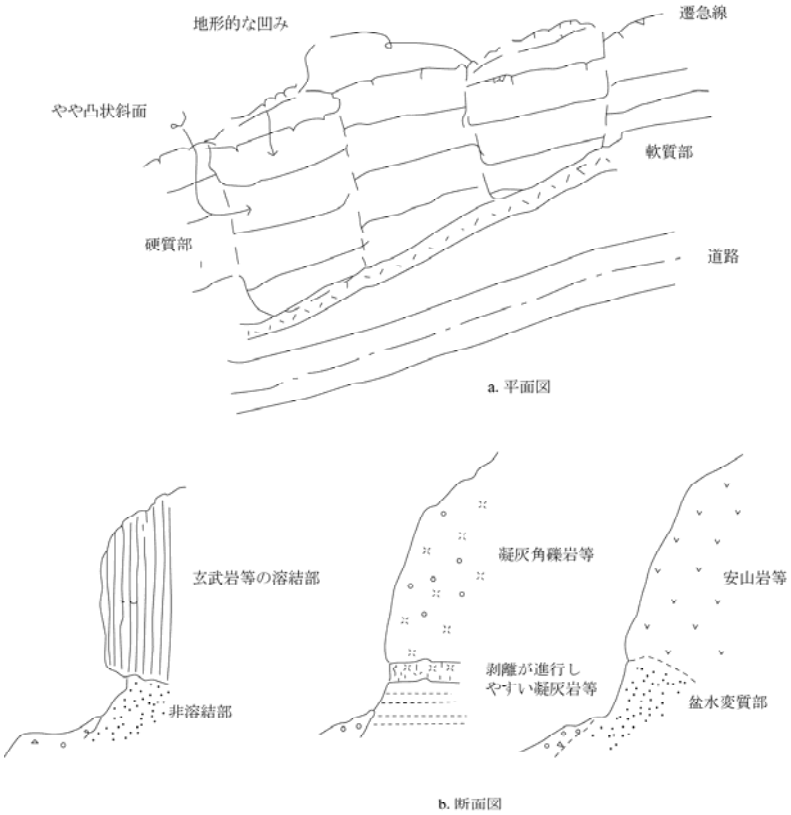



図-2.2.19　上部硬質、下部脆弱の例

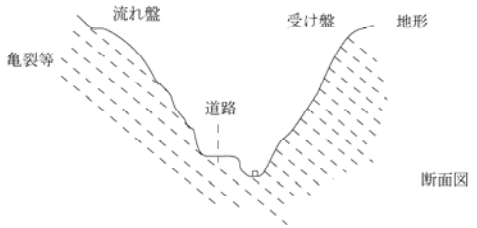



図-2.2.20　流れ盤、受け盤斜面



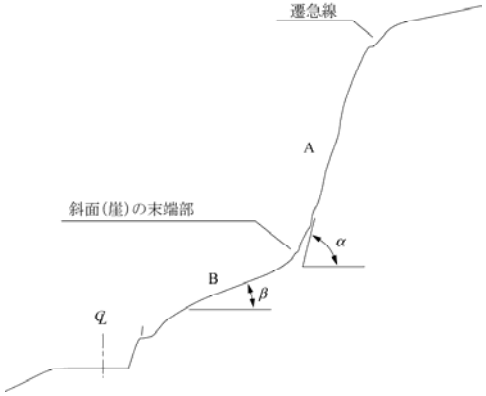



図-2.2.21　斜面傾斜角の説明

道路面、明かり巻き屋根面又は斜面（崖壁）末端部のいずれか上部にあるものから、斜面の遷急線までの平均傾斜$\alpha$を測定する。
緩傾斜となる斜面Bは、通常、土砂斜面であることが多く、また岩盤斜面であっても岩石崩壊としては斜面Aのほうが問題となるため、角度$\beta$は対象としない。

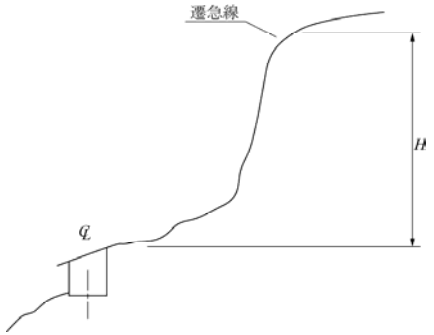



図-2.2.22　斜面高さの説明

トンネル明かり巻きあるいは落石覆工の屋根面から、斜面の遷急線までの高さを測定する。遷急線が不明瞭な場合には、斜面の高さは屋根面から稜線までの高さとする。

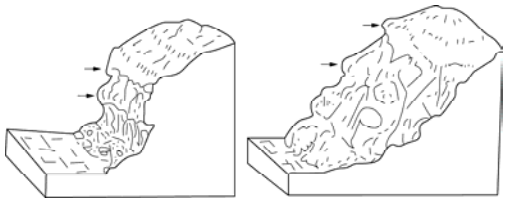


図-2.2.23　オーバーハング（矢印）

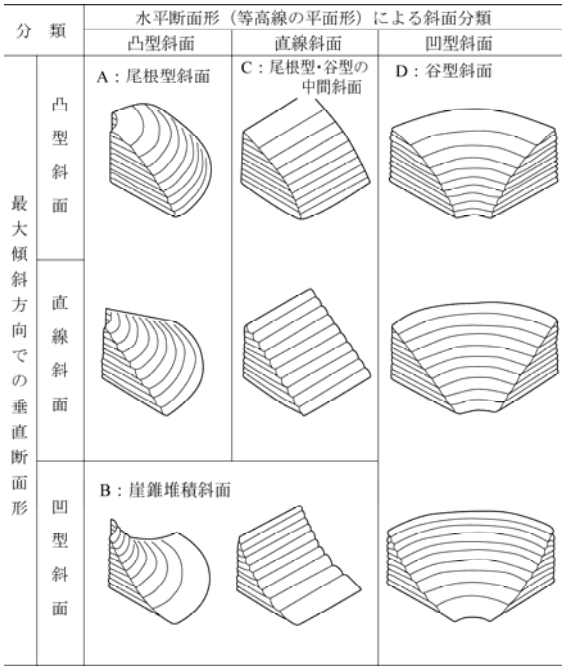



図-2.2.24　斜面型の分類

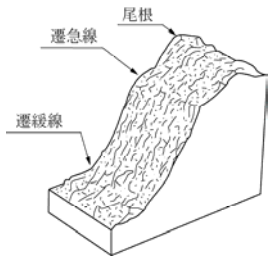



図-2.2.25　明瞭な遷急線



### 2.2.3　気象・水文調査

計画対象区域を代表する気象台又は観測所等の資料（原則として最近10か年以上）に基づき、農道の計画、設計及び施工のために直接及び間接に必要な気象及び水文条件を調査する。

(1)気象調査

気象関係では、道路の建設の段階における道路構造や施工法の検討及び工期の決定に必要な調査と、維持管理面や防災対策から必要な調査とがある。

ア 気温

気温は施工方法、品質管理、工期等適切な施工体制を定めるために重要な調査項目である。一般に月平均気温、最暖月平均気温と最寒月平均気温の年較差、地域により異なる気温型等を整理して、計画、設計の基礎資料とする。

イ 降雨

道路土工において必要な降雨関係の資料は、降雨強度と降雨日数である。降雨強度は時間雨量と連続雨量があり、時間雨量は排水工の資料となり、連続雨量は、道路本体及び法面の安定の検討に必要な資料となる。

ウ 降雪

降雪に関しては、日積雪量、降雪量累計、最大積雪深等が道路の幅員構成や道路附属施設の設計に利用される。工事の面では、施工方法、仮設備、工期等に積雪が影響する。

エ 風

風の調査は、年間を通しての主風向、風速等を調査し、築造される道路が周辺部にどのような影響を及ぼすかを検討する。工事中には表土が乾燥し砂塵が生じ現場周辺に被害を及ぼすことがあるので、防風、飛砂防止ネット等の使用についても考慮しておく必要がある。

オ 波

波については、その打上げ高さ、洗掘及び汀線移動が主なものである。したがって、この調査は、海と道路の位置関係の把握が重要であり、このため汀線距離、海浜、海底勾配の調査が必要となる。

(2)水文調査

水文調査は、計画路線と交差する河川及び渓流、人工水路等について調査する。

ア 排水工調査の一般事項

排水工には、盛土等の土構造物の安定性や良好な路床、路盤を確保するための排水工、施工の円滑化を図るための排水工及び交通の円滑化を図るための排水工がある。

一般に盛土等の土構造物の崩壊は表流水による法面の洗掘、侵食と、浸透水による法面のすべり等から進むものがある。土構造物の安全性確保のための排水工は、この両方を防止するために設けられるもので、十分な調査に基づき排水工が最も効果を発揮するように設計、施工することが大切である。また、地下水位の高い現地盤を掘削して道路を建設するような場合には、原地盤や隣接地から流入してくる水を遮断又は排除するために地下水溝を設けて地下水位を低下させ、路床、路盤を良好な状態に維持することが大切である。

また、路面排水工は雨水や融雪水を速やかに集水し排水することにより、円滑な交通を確保し、事故を未然に防ぐ機能を有している。

イ 表流水を対象とした調査

降雨又は降雪による表流水や近隣地域から道路内に流入する水等を対象とする表面排水工

の場合には、気象調査と流域状況を調べることが主な調査となる。

法面排水の場合は、法面を流下する表流水による法面の侵食、洗掘を防止することが目的となるので、土羽土に用いる材料のほかに法面工箇所及び周辺の地形、地表面の状況、土質、地下水の状況、既設排水路系統等についても十分調査する。特に、表流水の集まりやすい箇所、すなわち沢地形、凹地、陥没跡地、小崩壊跡地、長大な法面となる箇所及び盛土区間の急カーブ片勾配になるような箇所については入念な調査が必要である。

ｳ 浸透水を対象とした調査

浸透水を対象にした地下排水工は、道路の隣接地域あるいは路面から路床に浸透してくる水を遮断又は排除し、土構造物内の地下水位を低下させ、舗装や法面を良好に維持することを目的として行う。また、擁壁等の構造物の破壊防止や地すべり対策としても有効である。地下排水工の計画を立てるためには、道路構造に応じて地盤の地層構成、地下水の状況に関する入念な調査が必要である。

また、一般に地下水がしみ出す場合は、不透水層上に砂礫層や破砕帯がある等、地層構造に特徴があり、さらに地表の植物も周辺と異なっている場合が多いので、現地踏査においてはそれらの点に注意して、湧水のある地点や湿地帯の発見に努めるようにする。

本調査においては代表的な井戸、湧泉等による水質、水量の変化、主要河川や水路における流量観測、主要箇所のボーリングによる地質調査、電気探査、現場透水試験等を現地の状況に応じて行い、地盤の地層構成と地下水の状況等について詳細に検討を加える。特に崖錐堆積物、断層、破砕帯、硬軟互層等からなる斜面は、砂礫層や砂層等の透水性の高い地層が介在していることが多く、これが帯水層となり、浸透水や地下水を供給して法面崩壊等を誘発することになるので、地層構成、透水性、地下水の変動等について十分調査することが重要である。

### 2.2.4　環境調査

農道建設に伴う自然環境、生活環境、社会環境、歴史・文化環境、農業生産環境等の保全については、十分に配慮することが必要であるので、その環境に及ぼす影響について、関係法令を遵守して地域特性に応じた調査を行い、対策のための資料とするとともに地域住民等の意向を把握する。

また、計画時の調査において明らかになり、計画策定に反映され、かつ設計に反映すべき課題を明確にするため、事業対象地区沿線で必要な項目に絞った調査を行う。

なお、調査に関する詳細については、平成９年３月に取りまとめられた「環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の手引き（第２編）」を参考とする。

(1) 生活環境に関する調査

農道の路線選定に当たっては、集落及び各種公共施設の配置等について調査し、大気汚染、騒音、振動あるいは地域分断等による影響を検討し、その生活環境の保全を図る必要がある。

また、工事に伴う騒音、振動等については、調査を実施し、適切な設計、施工方法を検討する必要がある。

(2) 自然環境に関する調査

農道建設により、水質汚濁、地下水枯渇、地盤沈下等のおそれがある場合は、これらを未然に防止するため、地下水位、地下水の流れの状態、地盤の状態等を調査し、必要な対策を講ずる。

また、地形の変化や地下水の変化等が自然生態系に与える影響を調査し、その保全に努めるよう農道を構成する施設の配置、規模及び施工方法等について検討を行う。



なお、市町村が策定している「田園環境整備マスタープラン」及び景観法に基づき策定された「景観条令」等との整合についても検討を行う。

(3) 社会環境調査

農道を建設する周辺地域の学校教育施設、社会福祉施設、医療施設の配置について調査を行い、建設に伴う影響を検討し、社会環境の保全を図る必要がある。

また、地場産業及び観光・レクリエーション施設等のうち、計画時に整備課題として認識された項目について調査し、地域の社会環境に調和した適切な設計を検討する必要がある。

(4) 歴史・文化調査

農道の沿線に位置する史跡、文化財の内容、その由来、伝統的な行事・風習等が、計画時に整備課題として認識された項目について調査し、地域の歴史・文化環境に配慮した適切な設計を検討する必要がある。

特に、文化財保護法に基づく埋蔵文化財については、既存の埋蔵文化財調査の資料を収集し、その分布状況を事前に把握しておき、農道の計画段階から文化財包蔵地を極力避けるよう努めることとするが、やむを得ず通過しなければならない場合は、事前に関係機関と十分協議し調整する必要がある。また、文化財包蔵地が多く点在する地域では、常に地層や出土物に注意して施工しなければならない。なお、工事中に埋蔵文化財を発見した場合は、速やかに県や市町村の関係者と協議し、必要な措置を講じなければならない。

(5) 農業生産環境調査

農道建設により沿線の農作物に影響を及ぼすことが計画時に想定された場合において、営農状況や農作業の実態を調査し、農業の生産環境に配慮した適切な設計を検討する必要がある。

(6) 住民等意向調査

地域住民のニーズは多様化し、農業を取りまく状況も大きく変化している。また、農道に対するニーズも変化し、単なる営農用道路としてではなく、地域の多面的機能を併せ持つことも要求されている。したがって、地域住民への意向調査及びワークショップ等を実施して意向を把握し、地域住民の多様なニーズを十分考慮して、適切な設計を検討する必要がある。

### 2.2.5　沿線調査

沿線調査の目的は、沿線の資源や問題点を属地的に把握し、環境整備を行う上での資源の賦存や課題を明らかにすることにある。

農道整備における調査の段階としては、計画調査、全体設計調査、工事実施調査、施工開始後の補足調査がある。このため、農道整備における環境調査を行う場合には、まずその地域に適した環境に配慮すべき項目に関する方針を策定した上で、計画調査から補足調査までの各段階の精度に応じた調査を行い、調査の結果に基づき計画・設計を行うことが必要となってくる。

このうち、設計・施工段階においては、全体実施設計と実施設計及び施工に対応した各種の調査や対策がなされ、具体的な農道の設計と建設が行われる。この段階では設計に関わる各種項目を調査することから、周辺の環境調査を同時併行的に行い、環境に配慮すべき事項をより効果的なものにする必要がある。なお、検討可能な対策も多岐にわたるため、それぞれの対策の整合性についても考慮する必要がある。

(1) 調査対象範囲

農道整備の全体実施設計段階においては、調査計画で概定された路線を決定するため、農道の

建設が地域の環境に影響を及ぼすと予測される範囲について調査を行う。

なお、工事実施調査、あるいは補足調査はそれぞれその前段階において課題が明らかになった場合は、設計の熟度に応じて環境調査を実施し、各調査の情報を重ねて設計・施工等に反映していくことが望ましい。

(2)調査項目

調査は、以下の調査項目について行う。各調査においては縮尺が 1/2,500 程度の平面図に調査対象物の位置を記入し確認するほか、項目によっては実態調査を行い、整備による環境への影響を調査する。

ｱ 生活環境

① 大気汚染、騒音、振動等による影響

② 地域分断（生活圏、営農区）

③ 工事に伴う騒音、振動等による影響

ｲ 自然環境

(ｱ)植物（貴重な植物及び植物群落）

なお、貴重な植物及び植物群落とは、以下を指す。

a 貴重な植物

(a)学術上重要な種

固有種、隔離分布種、希産種、南限種、北限種等

(b)絶滅のおそれのある野生生物（絶滅のおそれのある野生動植物の種の保存に関する法律）

国内希少野生植物種、国際希少野生植物種、特定希少野生植物種、緊急指定種のうちの植物種（レッドデータブック掲載種）

(c)文化財保護法に基づく天然記念物（国、都道府県及び市町村の指定物件）

b 貴重な植物群落

① 自然環境保全基礎調査における特定植物群落

② 文化財保護法に基づく天然記念物（国、都道府県及び市町村の指定物件）

③ 自然植生又はそれに準ずる植物群落（環境省現存植生図等）

(ｲ)動物（貴重な動物）

なお、貴重な動物とは、以下を指す。

a 学術上重要な種

固有種、隔離分布種、希産種、南限種、北限種等

b 絶滅のおそれのある野生生物（絶滅のおそれのある野生動植物の種の保存に関する法律）

国内希少野生動物種、国際希少野生動物種、特定希少野生動物種、緊急指定種のうちの動物種（レッドデータブック掲載種）

c 文化財保護法に基づく天然記念物（国、都道府県及び市町村の指定物件）

d 自然環境保全基礎調査による貴重種

環境省が選定した絶滅のおそれのある種及び学術上重要な種、都道府県が選定した貴重種



(ｳ)自然景観資源（重要な自然景観資源）

(ｴ)地形（大規模な切土、盛土）、地質

(ｵ)景観（外部景観：遠望点から計画路線を眺めた時の景観）

ｳ 社会環境

① 学校教育施設、社会福祉施設、医療施設

② 地域の特産品、地場産業

③ 観光資源（観光・レクリエーション施設）

ｴ 歴史・文化環境

① 史跡・文化財（指定文化財、埋蔵文化財、登録文化財）

② 神社・仏閣・民俗文化

③ 鎮守の森、道祖神、道標、水利遺構

④ 伝統的建造物、町並み、生垣、屋敷林等

ｵ 農業生産環境

① 農道の沿線における農作物の栽培状況

② 農道利用時の農作業の形態予測

(3)調査の視点

農道環境整備に関する調査は、農村地域の環境保全・創出に深く関わるとともに、それぞれの調査の結果が、設計・施工に反映されることとなる。

このため、各調査がどのような視点で進められるかを理解した上で、調査を実施することが必要である。

各調査の視点は、以下のとおりである。

ｱ 生活環境調査

(ｱ)大気汚染、騒音、振動等の緩和

農道が集落付近を通過する場合、農道建設後、大気汚染、騒音、振動を生じることがあり、これらの調査を行い、調査結果に応じ路線選定に配慮することが必要である。また、やむを得ず通過する場合においては防止のために緑地帯の設置を行う等の対策を講じる。

(ｲ)地域分断に対する配慮

農道が集落付近を通過する場合、生活圏や耕作地が分断されることがある。このため、生活圏や営農区等について調査を行い、路線選定に配慮する。

(ｳ)工事段階における配慮

施工段階における生活環境へのマイナス影響を回避するため、工事用道路の路線や土取場、土捨場の位置等について調査を行い、決定することが必要である。

ｲ 自然環境調査

(ｱ)動物移動路の確保

計画路線が動物生息地を通過する際には、動物が通常利用している移動路をさえぎることにより、動物の生活圏を分断する可能性がある。このような地域では、供用後に動物と車の衝突事故が生じやすい。これを防ぐため、農道を横断することができる動物移動路を確保する対策が考えられる。

移動路の構造としては、アンダーパス方式による方策が考えられることから、移動路の設置を検討する際には、あらかじめ動物の行動調査を行うことにより、対象とする動物種や効

果的な設置場所等について明らかにしておく必要がある。

また、農道の両端に設置される側溝には、カメやサンショウウオ等の地上徘徊性の小動物が落下し、脱出できずに死ぬことがある。このため、落下した場合に自力で脱出できる構造を有した側溝が考案されているほか、蓋をかける等の対策を検討することが望ましい。

このように、動物移動路の施工に際しては、そこへ動物を誘導するための植栽や、敵から身を隠すための植栽等を施すことにより、動物の安全な利用を促す対策を考慮する必要がある。

(ｲ) 生息域の移転

計画地域において生息環境の保全を図ることが不可能な場合には、他の地域にその生息環境を移転する対策を考える。その際、移転先の自然環境の調査を確実に行い、周辺に新たな影響を及ぼさないよう配慮することが必要である。

(ｳ) 既存種等による植栽

農道整備に当たっては、地形の改変や植生の破壊を起こさない設計、工法をとることが望まれるが、やむを得ず法面等となった部分には、地域の生態系の変化を最小限に抑えるため、既存植生の構成種からなる地域の類似した植栽を行うことが望まれる。

このため、周辺の現存植生を調査することが必要である。

(ｴ) 林縁植生による植生の保全

自然状態においては、森林の林縁部には低木やツル植物、草木等からなるソデ・マント群落が生息して林内への強い光や風の進入を防いでいる。農道建設に伴う林縁部の伐開により林内の気象環境（気温、湿度、照度等）や土壌環境（土壌水分等）が変化し、植生の破壊が起こる。このため、既存植生が森林の場合には、伐開による影響が内部まで及ぶことを軽減するために林縁植生をつくることが望ましい。

具体的には、

a　農道建設によって将来林縁部となる場所で、あらかじめ樹木の伐採や刈払い等を段階的に行い、ソデ・マント群落を十分に育てておく。

b　林縁植生の生育が望めない場合には、林縁に既存種の植栽を行う。

といった方策が考えられる。このため、植生調査においては、植生の断面構造についても調査を行うことが必要である。

(ｵ) 工事段階における配慮

施工段階における自然環境へのマイナス影響を回避するため、工事に伴う濁水の適切な処理を行ったり、工事用道路や土取場、土捨場を事業後に緑化復元したりする等の配慮が必要である。

ｳ 社会環境調査

(ｱ) 学校教育施設、社会福祉施設、医療施設に対する配慮

農道が学校教育施設、社会福祉施設、医療施設付近を通過する場合、交通弱者の通行に対する配慮が必要であり、路線選定に反映させることが必要である。また、やむを得ず通過する場合においては交通安全施設を設置する等の安全対策を講じる。

(ｲ) 工事段階における配慮

施工段階における社会環境へのマイナス影響を回避するため、工事用道路の路線や土取場、土捨場の位置等について調査を行い、決定することが必要である。



(ｳ) 地域の特産品、地場産業、観光資源の利用

農道環境整備において、橋梁、交通標識あるいはポケットパーク等の施設を整備する場合には、地域の特産品、地場産業、観光資源をキャッチフレーズやモチーフ等に活用することにより、農道が地域に愛されるよう配慮することが必要である。

ｴ 歴史・文化環境調査

(ｱ) 史跡・文化財（指定文化財、埋蔵文化財、登録文化財）への配慮

調査結果により、路線選定に反映させるとともに、施工段階においても史跡・文化財へのマイナス影響もできるだけ回避されなければならない。このため、農道本体工はもちろん、工事用道路の路線や土取場、土捨場の位置についても調査を行い、決定することが必要である。

(ｲ) 歴史・文化施設の利用

調査により、神社・仏閣・民俗文化、鎮守の森、道祖神、道標、水利遺構、伝統的建造物、町並み、生垣、屋敷林等を把握し、歴史・文化環境に調和するよう配慮することが必要である。また、農道及び周辺地域において行われる行事・風習を把握し、これらに対して配慮することが必要である。

ｵ 農業生産環境調査

(ｱ) 地域の農業生産環境への配慮

農道は、他の道路と異なり農地を通過し、農作業に利用されることから、地域の農業生産環境を調査し、農作物への影響や農作業の安全性に不都合が生じないよう配慮することが必要である。

a　農道の沿線における農作物の栽培状況

農道建設により農業生産に影響を与えると予測される事象としては、次のものが挙げられる。

①　道路照明（病害虫被害、水稲の出穂遅延、電照栽培への影響等）
②　道路植栽（病害虫被害、日照量の減少等）
③　法面植栽（病害虫被害等）
④　切土、盛土に伴う微気候の変化（風・霧の発生等）
⑤　その他（融雪剤、耐候性鋼材を用いた橋梁からの錆が含まれる排水等）

b　農道利用時の農作業の形態の予測

農道建設により、農作業に影響を与えると予測される事象としては、次のものが挙げられる。

①　ほ場への進入
②　農作業帯の安全性
③　路肩管理

### 2.2.6　工事施工条件に関する調査

工事施工条件に関しては、近接構造物、埋設物及び危険物の有無を調査する必要がある。また、資材及び機材の搬入・搬出経路の状況、騒音・振動等の規制状況、施工時期、工程、使用機械、作業空間等の制約、施工中の仮排水の方法及び生態系等に及ぼす影響について調査しなければならない。

**引用・参考文献**


1）（公社）日本道路協会：道路土工－土質調査指針（昭和 61 年 11 月）
2）（公社）日本道路協会：道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成 21 年６月）
3）（公社）日本道路協会：道路土工－擁壁工指針（平成 24 年７月）
4）（公社）日本道路協会：道路土工－カルバート工指針（平成 22 年３月）
5）（公社）日本道路協会：道路土工－盛土工指針（平成 22 年４月）
6）（公社）日本道路協会：道路土工要綱（平成 21 年６月）
7）（公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）（平成 29 年 11 月）
8）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・計画「農道」（令和６年３月）
9）（公社）日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説（平成 15 年 11 月）
10）（公社）地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説（令和２年 12 月）
11）（公社）地盤工学会：地盤調査の方法と解説（平成 25 年３月）
12）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「水路トンネル」（平成 26 年７月）
13）農林水産省農村振興局：自動走行農機等に対応した農地整備の手引き（令和５年３月）
14）（公社）日本道路協会：舗装調査・試験法便覧（平成 31 年３月）




# 第３章　基本設計

関連条項〔基準８、運用 8-1～8-16〕

## 3.1　計画交通量

計画交通量は、将来目標時の交通量を表すもので、計画農業交通量と計画一般交通量からなる計画基礎諸元であり、交通量調査等を基礎として将来の交通形態及び交通量を予測し決定するものとする。なお詳細については、土地改良事業計画設計基準・計画「農道」を参照する。

### 3.1.1　計画農業交通量

計画農業交通量の算定は、農業交通量が最も多い月（ピーク月）で、かつ、最も農業交通量が多いと想定される区間（ピーク区間）について行い、このときの日平均交通量を計画農業交通量とする。

なお、計画農業交通量は、農産物等の輸送に係る交通量と農家等の営農に係る交通量に分けて算定するが、近年、経営規模の拡大等の営農形態の変化に伴い、大型運搬車両の通行が増える場合があるので、設計の際には地域の営農状況、今後の予定等に応じて検討することが望ましい。

(1)農産物等の輸送に係る交通量

農産物等の輸送に係る交通量は、次のとおり算定する。

① 農産物の輸送に係る交通量は、ライスセンター、選果場、集荷貯蔵庫、堆肥センター等の農業施設の配置、ほ場、市場、農家等の位置関係から、将来目標時における農産物等の流通及び輸送体系を明らかにする。

② ①で求めた輸送体系にピーク区間を設定して、この区間を経由する地区の農産物ごと（農産物品目が多種に及ぶ場合には類型品目による。）の作付面積（飼養頭羽数）、生産量（単位収量）、生産資材量、副産物量及び商品化量について、現況、計画別の年間総輸送量とピーク月での輸送量を計測し、ピーク月での日交通量として算定する。

(2)農家等の営農に係る交通量

農家等の営農に係る交通量は、将来目標時において、ピーク区間を経由して農家等とほ場の間を直接通作のために走行する交通量と、農家、農業法人、農業団体職員等の共同農作業、水路等の管理作業、農業施設の保守管理及び営農指導等のために走行する交通量とを合わせた交通量である。

通作のための交通量は、営農類型別通作手段、年間就業回数、戸当たり平均経営規模及び通作対象面積から日交通量として算定する。

通作以外の営農のための交通量は、営農活動別交通手段、年間必要回数等から日交通量として算定する。

(3)ピーク月及びピーク区間

ピーク月は、計画農業交通量が最も多い月とする場合が一般的である。しかし、周辺地域の社会経済条件によっては、必ずしも計画農業交通量のピーク月が計画交通量（計画農業交通量＋計画一般交通量）のピーク月と一致しないこともある。そのため、ピーク月の決定に当たっては、既存資料や関係者からの聞き取り等によって、年間を通じた計画交通量の推移について把握し、計画交通量が最大となる月をピーク月とする場合もある。

### 3.1.2　計画一般交通量

計画一般交通量の算定は、計画農業交通量を算定したピーク区間及びピーク月で行い、交通量調査結果に基づいて行う。交通量調査結果には、現況の推定流入交通量（一般交通量〔普通乗用車換算値〕）となっており、これを基に当該計画路線へ流入する一般交通量を推計する。

なお、推定流入交通量は、当該計画路線近傍の道路交通量センサスデータ等の既存の交通量調査結果からも推定できる。

## 3.2　設計自動車荷重及び歩道等に負載する荷重

橋梁及びその他の施設の設計に用いる設計自動車荷重及び歩道に負載する荷重は、従来の農道の種類ごとの荷重形態に替わり、車道幅員及び計画大型車交通量から適切に決定する。

設計自動車荷重の選定標準フロー図を、**図-3.2.1** に示す。

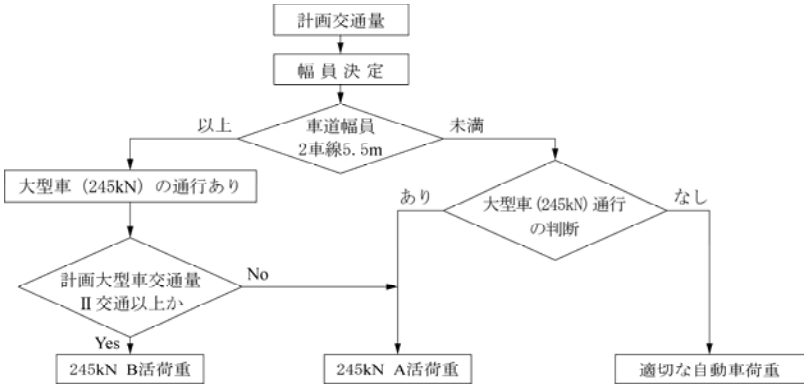



**図-3.2.1**　設計自動車荷重の選定標準フロー



## 3.3　道路の区分

道路構造令による道路の区分とは、道路の存する地域及び地形の状況、並びに計画交通量に応じ、同一の設計基準を用いるべき区間を、道路の構造基準という観点から分類した道路の種類である。

**表-3.3.1**　道路の種類[2)]

第３種の道路

| 道路の種類＼計画交通量（単位１日につき台）・道路の存する地域の地形 | | 20,000以上 | 4,000以上20,000未満 | 1,500以上4,000未満 | 500以上1,500未満 | 500未満 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 一般国道 | 平地部 | 第１級 | 第２級 | 第３級 | | |
| | 山地部 | 第２級 | 第３級 | 第４級 | | |
| 都道府県道 | 平地部 | 第２級 | | 第３級 | | |
| | 山地部 | 第３級 | | 第４級 | | |
| 市町村道 | 平地部 | 第２級 | | 第３級 | 第４級 | 第５級 |
| | 山地部 | 第３級 | | 第４級 | | 第５級 |

第４種の道路

| 道路の種類＼計画交通量（単位１日につき台） | 10,000以上 | 4,000以上10,000未満 | 500以上4,000未満 | 500未満 |
|---|---|---|---|---|
| 一般国道 | 第１級 | | 第２級 | |
| 都道府県道 | 第１級 | 第２級 | 第３級 | |
| 市町村道 | 第１級 | 第２級 | 第３級 | 第４級 |

第１種、第２種の道路は、高速自動車国道及び自動車専用道路である。

第３種の道路は、地方部に存する自動車専用道路以外の道路（一般道路）である。級別の区分は、第１級、第２級、第３級、第４級及び第５級の５種類としている。

第４種の道路は、都市部に存する道路である。すなわち街路に相当する道路である。級別の区分は、第１級、第２級、第３級、及び第４級の４種類としている。

なお、第３種第５級及び第４種第４級は、いわゆる低規格の１車線道路である。第３種第５級は地方部に存する低規格１車線道路を、第４種第４級は都市部に存する低規格１車線道路を対象としており、それぞれ将来とも交通量の大幅な増大が予想されない地方部の路線や都市内の区画街路に限定して適用することとしている。

## 3.4　横断面

### 3.4.1　幅　員

幅員は、農道の種類及び利用形態に応じて利便性、経済性及び事業効果の早期発現等を考慮し、地域住民の意向を踏まえ総合的に検討した上で、幅員を決定するものとする。また、近年は農業機械及び運搬車両の大型化や自動走行農機の導入により、農道に対する安全性や走行性が更に求められているため、大規模営農を考慮した検討を行うことが重要である。

(1) 車道

ｱ 車道幅員の決定方法

車道幅員の決定方法は、一般的には計画交通量によって決定する。

ただし、計画交通量が 500 台/日未満の農道や、将来の計画交通機種に相当数の大型農業機

械の導入計画が具体化されている農道で、かつ農業機械の運行ルートから当該配置計画路線のピーク区間での走行が他の車両の運行に支障をきたすおそれのある場合には、当該農道の目的、機能等に応じ計画交通機種によって所要の幅員を決定することができる。また、主として農耕用に利用される農道においては、農耕上の利用を主体として幅員を定めることができる。

イ 計画交通量による車道幅員の決定

車道幅員は、**表-3.4.1** の値を標準とする。

**表-3.4.1**　計画交通量と車道幅員との関係

| 計　画　交　通　量　（乗用車換算） | 車道幅員（一般）（m） | 車道幅員（特例）（m） |
|---|---|---|
| 4,000台/日以上 | 6.5 | 5.5 |
| 4,000台/日未満　1,500台/日以上 | 6.0 | 4.0 |
| 1,500台/日未満　500台/日以上 | 5.5 | 2.5 |
| 500台/日未満 | 5.0～2.5 | 2.0 |

注）特例とは、地形の状況、周辺地域の特性、経済性等の理由により必ずしも一般部と同一とすることが地域住民等の意向に合致しない区間において適用する場合で、この欄に掲げる値まで縮小することができる。

ウ 計画交通機種による車道幅員の決定

車道幅員は、当該農道の計画交通機種の車両幅員（**表-3.4.2** 参照）に、２車線の場合はすれ違い間隔（0.5m）及び車両の外側の余裕（0.6m、すなわち両側にそれぞれ 0.3m）を、１車線の場合は車両の外側の余裕（0.6m、すなわち両側におのおの 0.3m）を加えた幅員とする。なお、計画交通量 500 台/日未満の２車線の農道の場合は、すれ違い間隔を 0.3m に減ずることができる。

一般に直線部における車道幅員の標準値は、0.5m 単位に丸めた幅員とする。

計画交通機種により車道幅員を決定する場合の略図を、**図-3.4.1** に示す。

計画交通機種により車道幅員を決定する場合の車両幅員は、**表-3.4.2** を参考とする。

農作業機等を装着して走行する場合、車両幅員は農作業機を装着した状態での最大幅のことを指す。

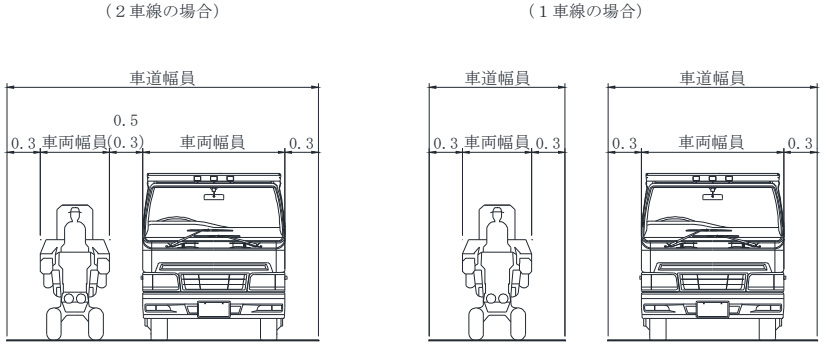



**図-3.4.1**　計画交通機種による車道幅員の決定方法



**表-3.4.2**　代表的な農業機械等の幅員と高さ

| 名　称 | 車両幅員（m） | 高さ（m） | 名　称 | 車両幅員（m） | 高さ（m） |
|---|---|---|---|---|---|
| 耕うん機（3.7kW（５Ps）未満） | 0.6 | | ボトムプラウ | 2.7 | 1.7 |
| 〃　（3.7kW（５Ps）以上） | 0.8 | | ディスクプラウ | 2.1 | 1.2 |
| 乗用トラクタ（22.1kW（30Ps）級未満） | 1.3 | 2.0 | チゼルプラウ | 3.6 | 1.7 |
| 〃　（22.1kW（30Ps）級） | 1.7 | 2.0 | ライムソワ（700ℓ級）（マウント） | 3.5 | |
| 〃　（36.8kW（50Ps）級） | 1.8 | 2.6 | ロールベーラ | 1.7 | 2.4 |
| 〃　（50kW（68Ps）級） | 2.6 | 2.7 | ファームワゴン（自走式、牽引式） | 2.0 | 2.5 |
| 〃　（80kW（109Ps）級） | 2.6 | 3.1 | スピードスプレヤ（400ℓ） | 0.9～1.1 | 2.0 |
| 自脱型コンバイン（２条） | 1.6 | 2.0 | 〃　（500～1,000ℓ） | 1.5 | 2.0 |
| 〃　（３、４条） | 1.7 | 2.0 | コーンハーベスタ（自走式、牽引式） | 2.4 | 3.7 |
| 〃　（５条） | 2.0 | 2.7 | フォレージハーベスタ（刃幅1.5m未満） | 2.6 | 3.4 |
| 〃　（６条） | 2.3 | 2.7 | 〃　（刃幅1.5m未満） | 3.3 | 5.6 |
| 普通コンバイン（58.8kW（80Ps）級） | 2.3 | 2.0 | ポテトハーベスタ（牽引式） | 3.0 | 3.0 |
| 〃　（88.3kW（120Ps）級） | 3.8 | 2.9 | 〃　（自走式） | 2.5 | 3.0 |
| 田植機（４条） | 1.6 | 1.5 | 水田用栽培管理ビークル | 2.0 | 1.8 |
| 〃　（５条） | 1.9 | 1.5 | 汎用いも類収穫機 | 2.2 | 2.8 |
| 〃　（６条） | 2.2 | 1.6 | 風筒式防除機（歩行型） | 1.0 | |
| 〃　（８条） | 2.2 | 1.7 | 果樹用管理ビークル | 0.9 | |
| 〃　（10条） | 3.4 | 2.6 | 小型クローラ運搬機 | 0.6 | 1.0 |
| トレーラ（牽引式） | 1.9 | 1.3 | 高速耕うんロータリ及び高速代かき機 | 2.6～4.1 | 1.5 |
| シードドリル（マウント） | 3.0 | | 高精度水稲湛水直播機 | 2.0～2.6 | 1.6 |
| 鎮圧ローラ（牽引式） | 2.0～3.0 | | 高精度水田用除草機 | 2.0～2.6 | 1.7 |
| マニュアスプレッダ（自走式、牽引式） | 1.6～3.3 | 2.8 | 山間地域対応自脱コンバイン | 1.3 | 1.3 |
| ディスクハロー（マウント） | 2.3 | | 野菜全自動移植機 | 1.7 | 1.9 |
| 軽自動車（軽トラック） | 1.5 | 2.0 | キャベツ収穫機 | 1.5 | 1.8 |
| 乗用車 | 1.7 | 2.0 | ごぼう収穫機 | 2.2 | 2.3 |
| 大型トラック（58.8kN 以上） | 2.5 | 3.8 | だいこん収穫機 | 2.2 | 1.9 |
| 小型トラック（19.6kN） | 1.7 | 2.8 | ねぎ収穫機 | 1.4 | 1.5 |
| 自転車 | 1.0 | | 簡易草地更新機 | 2.5 | 1.3 |
| | | | 細断型ロールベーラ | 0.8 | 1.0 |

出典：土地改良事業計画設計基準・計画「ほ場整備（畑）」（平成19年４月：令和２年７月一部改正）を一部修正

注）農業機械等の幅員が2.5mを超える機種により車道の幅員を決定する場合は、車両制限令により幅2.5mを超える車両が規制を受けることとなるため、一般交通の用に供する（道路交通法の適用を受ける）農道においては、幅員の決定根拠として使用しないものとする。

エ 環境に配慮した車道幅員の狭小化の検討

地形条件によっては、車道幅員を狭小化することにより、道路敷、法面等の改変範囲が小さくなり、生物の生息・生育環境への影響を最小限にすることが可能となる。このため、特例の適用等により、区間によっては幅員を狭くすることを検討する。

オ 自動走行農機に対応した幅員の検討

近年は大型の自動走行農機の開発が進められており、将来導入が想定される地域においては、**表-3.4.2** によらず導入機種の幅員も考慮して決定することが望ましい。なお、詳細は、「自動走行農機等に対応した農地整備の手引き」等関連する技術書を参照する。

(2)路肩

ア 路肩の幅員

路肩の幅員は、**表-3.4.3** を標準とする。

なお、計画交通量 500 台/日未満のほ場内農道（支線農道、耕作道）においては、**表-3.4.3** の幅員を減ずることができる。この場合には、路端部の構造について十分に検討を行う必要がある。

なお、大型農業機械の通行が想定される場合や交通安全上好ましくない場合は、特例値の 0.25m を使用しないことを基本とし、周辺条件等を十分に考慮して決定するものとする。

**表-3.4.3**　路肩の幅員　（単位：m）

| 車道幅員 | 歩道等を設けない場合 | | | | | | 歩道等を設ける場合 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 一般部 | | 橋梁部 | | トンネル部 | | 一般部 | | 橋梁部 | | トンネル部 | |
| | 標準 | 特例 | 標準 | 特例 | 標準 | 特例 | 標準 | 特例 | 標準 | 特例 | 標準 | 特例 |
| 6.5 | 1.00 | 0.50 | 0.75 | 0.50 | 0.50 | — | 0.50 | 0 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | 0.25 |
| 6.0 | 0.75 | 0.50 | 0.75 | 0.50 | 0.50 | — | 0.50 | 0 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | 0.25 |
| 5.5 | 0.75 | 0.50 | 0.75 | 0.50 | 0.50 | — | 0.50 | 0 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | 0.25 |
| 5.0以下 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | 0 | 0.50 | 0.25 | 0.50 | 0.25 |

注 1）特例とは、地形の状況、周辺地域の特性、経済性等の理由により必ずしも標準値とすることが地域住民等の意向に合致しない区間において適用する場合で、この欄に掲げる値まで縮小することができる。
2）歩道等とは、歩道、自転車道及び自転車歩行者道のことをいう。
3）橋梁部とは、延長 50m 以上の橋梁又は高架の道路をいう。
4）1）の条件下においても、大型農業機械の通行が想定される場合や交通安全上好ましくない場合は、特例値の 0.25m を使用しないことを基本とする。
5）歩道等を設ける場合の一般部の特例値０m については、区画線の設置を考慮し 0.25m を確保することが望ましい。

イ 路肩の構造

路肩（保護路肩を除く。）は、その機能上、車両の荷重に耐え得るように、また歩行者及び自転車が場合により路肩を容易に通行できるように舗装することが望ましい。

路肩は、原則として車道面と同じ高さとするが、トンネル又は高架の農道では、建築限界との関係からその一部を一段高い構造として、地覆を兼ねる場合がある。

なお、特に盛土部においては、路面水の集水を路肩で行うために、路肩端に縁石等を設けることが望ましい。

また、積雪地域で除雪を計画している農道においては、次式で算定した路肩幅員まで広げることができる。

除雪農道の路肩幅員＝交通確保幅＋除雪余裕幅＋堆雪余裕幅－車道幅員

交通確保幅：除雪時に最低限交通を確保する必要がある幅

除雪余裕幅：高速除雪車によって側方に寄せられた雪を一時的に堆積するために必要な幅

堆雪余裕幅：除雪により一時的に堆積した雪を、更にその外側に堆積させるための幅



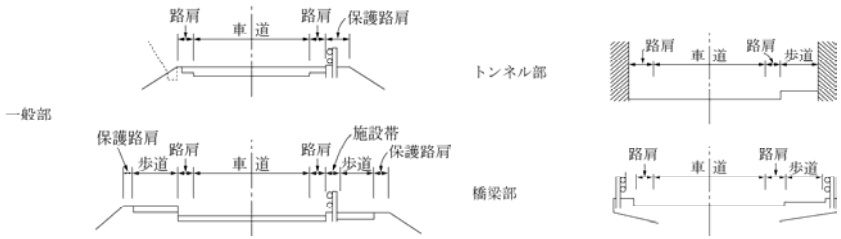



**図-3.4.2**　幅員構成の例

(3)保護路肩

保護路肩は、農道の最外側にあって、舗装構造及び路体を保護するためのものであり、建築限界内には含まれない。保護路肩には、路上施設のためのスペースとして設けるものと、歩道等に接続して路端に設けるものの２種類がある（**図-3.4.3** 参照）。

なお、保護路肩の幅員は、0.5m を標準とし、「(2) ア 路肩の幅員」には、保護路肩の幅員は含まれない。

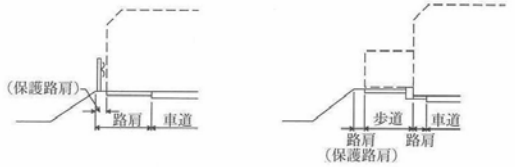



**図-3.4.3**　保護路肩の構造 [2)]

(4)積雪地帯の幅員

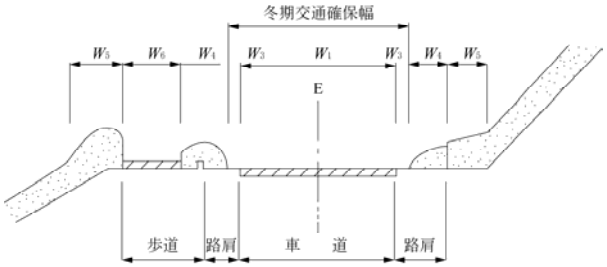
積雪地帯に存する基幹的農道・幹線農道の路肩、自転車歩行者道及び歩道の幅員は、除雪を勘案して定めるものとする。

① 積雪地域とは、２月の積雪の深さの最大値の累年平均（最近５か年以上の間における平均）が 50cm 以上の地域又はこれに準ずる地域のことをいう。

② 積雪地域においては、降積雪時の道路交通を確保するため、一般に機械による除雪作業が行われる。機械除雪作業には、積雪が通行車両により圧雪されたり乱されたりしないうちに取り除く「新雪除雪」、幅員の確保及び次の降雪に備えて雪を路外に排除する「拡幅除雪」、車両の快適な走行を図るため圧雪層を少なくし、路面の雪を平たんにしたり路側に排除したりする「路面整正」、路上又は路側の雪を運搬除去する「運搬排雪」等がある。

③ 機械除雪作業を勘案した積雪地域の道路の幅員構成の基本概念は**図-3.4.4** のようになる。

ここに、一次堆雪幅とは新雪除雪等によって側方に寄せられた雪を一時的に堆雪する部分であり、二次堆雪幅とは拡幅除雪等によって長期にわたって雪を堆雪しておくための部分である。




$W_1$：冬期車道
$W_3$：冬期路肩
} 冬期車道確保幅

$W_1$：一次堆雪幅
$W_2$：二次堆雪幅
$W_6$：冬期歩道

※中央分離帯の両側に設ける $W_2$：冬期側帯は、農道には適用がないため記載から省く。

**図-3.4.4**　積雪地域の道路の幅員構成 [2)]

**表-3.4.4**　堆雪幅の値（参考）[2)]

（1）一次堆雪幅　（単位：m）

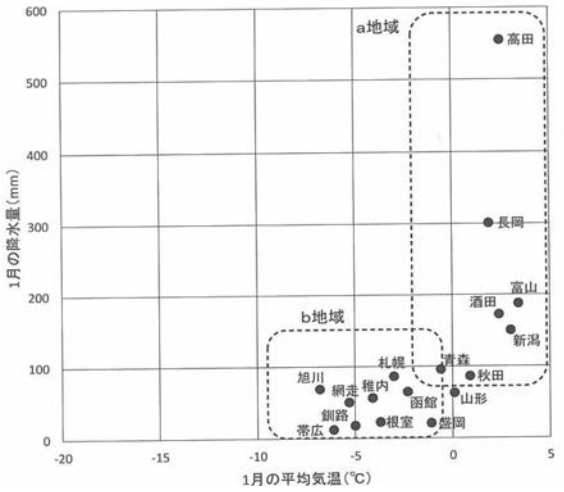
| 地域分類 ＼ 道路幅 | 車線数 | 第３種 第１級 | 第３種 第２級 | 第３種 第３級 | 第４種 第１級 | 第４種 第２級 | 第４種 第３級 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| a | 2 | － | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |
| b | 2 | － | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |

（2）二次堆雪幅　（単位：m）

| 地域分類 ＼ 道路幅 | 車線数 | 第３種 第１級 | 第３種 第２級 | 第３種 第３級 | 第４種 第１級 | 第４種 第２級 | 第４種 第３級 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| a | 2 | － | 3.25 | 3.25 | 3.25 | 3.25 | 3.25 |
| b | 2 | － | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 | 2.75 |

注）地域分類のa、bは、**図-3.4.5**を参照のこと。






注 1）2019 年 1 月の気象データを使用
2）積雪地域は、1 月の平均気温が 0 ℃前後でかつ降水量（降雪量）が多い地域（a 地域）と平均気温がマイナス 5 ℃前後の寒冷地域で、かつ降水量が比較的少ない地域（b 地域）に大別される。前者はだいたい東北、北陸地方の積雪地域に相当し、後者は北海道地方に相当する。

**図-3.4.5**　積雪地域の降水量 [2)]

ｱ 一次堆雪幅

一次堆雪幅は、計画対象降雪深に応じ次式により算定される。この算定式は、北陸地方でも比較的雪の多い地方である長岡市内での除雪実験で求められた実験式である。

$$W_4 = \begin{cases} 1.543\sqrt{V_1} & \text{ただし、}\ V_1 \leqq 0.722\ \mathrm{m^3/m} \\ 0.909V_1 + 0.655 & V_1 > 0.722\ \mathrm{m^3/m} \end{cases}$$

$$V_1 = K_1 \cdot \frac{\rho_1}{\rho_2} \cdot h_1 \cdot W_a$$

ここに、$V_1$：一次堆雪量（$m^3/m$）
$K_1$：一次堆雪係数
$\rho_1$：新積雪の密度（$g/cm^3$）
$\rho_2$：一次堆雪の密度（$g/cm^3$）
$h_1$：計画対象降雪深（m）
$W_a$：一次堆雪対象除雪幅（$=W_1+W_3$）（m）
$W_1$：冬期車道、$W_3$：冬期路肩
※中央分離帯の両側に設ける $W_2$：冬期側帯は、農道に該当がなく一次堆雪対象除雪幅の式から除外する。

式中の、一次堆雪係数 $K_1$ は気温、風速等によって決まる定数であり、実験調査データの分析により次式が得られた。**表-3.4.5** の $K_1$ は、a、b 両地域の降雪等の平均的気象データから算出したものである。

$K_1 = 0.784 - 0.0256x_1 + 0.0204x_2$

ここに、$x_1$：積算気温（℃・day）… a 地域で－2.0、b 地域で－5.0

$x_2$：風程（m/s・day）　… a 地域で　2.0、b 地域で　5.0

**表-3.4.5**　係数の値[2)]

| | a 地域 | b 地域 |
|---|---|---|
| 一次堆雪係数　：$K_1$ | 0.88 | 1.01 |
| 新積雪の密度　：$\rho_1$（g/cm³） | 0.08 | 0.06 |
| 一次堆雪の密度：$\rho_2$（g/cm³） | 0.30 | 0.25 |

イ 二次堆雪幅

二次堆雪幅は、計画対象積雪深に応じ次式により算定される。この算定式は、長岡市内での除雪実験で求められた実験式である。

$$W_5 = \begin{cases} 2\sqrt{2.25 + V_2} - 3 & \text{ただし、} V_2 \leqq 10\text{m}^3/\text{m} \\ \dfrac{1}{3.5}(V_2 + 4) & V_2 > 10\text{m}^3/\text{m} \end{cases}$$

$$V_2 = K_2 \cdot \frac{\rho_3}{\rho_4} \cdot h_2 \cdot W_b$$

ここに、$V_2$：二次堆雪量（m³/m）

$K_2$：二次堆雪係数

$\rho_3$：自然積雪密度（g/cm³）

$\rho_4$：二次堆雪密度（g/cm³）

$h_2$：計画対象降雪深（m）

$W_b$：二次堆雪対象除雪幅（$= W_1 + W_3 + W_4 + W_6$）（m）

一次堆雪係数 $K_1$ が新積雪の一次堆雪への換算係数であるのに対し、二次堆雪係数 $K_2$ は自然積雪の二次堆雪への換算係数といえる。降雪は二次堆雪幅内にもあるので、$K_2$ の値は一般に１以上となる。長岡市における３年にわたる堆雪実験結果では 1.00～1.18 の値を示し、比較的多雪の年の値の平均は 1.15 であったので、これを a 地域の値とした。b 地域における $K_2$ は、$K_1$ の値と地域の気象条件とを考慮して 1.32 とした。

自然積雪の密度は既存のデータから表 3.4.6 のように決めたが、二次堆雪密度は a 地域の場合、上述の実験観測により 0.45 を採用したものである。b 地域については自然積雪密度の値と気象条件等から 0.40 とした。

**表-3.4.6**　係数の値[2)]

| | a 地域 | b 地域 |
|---|---|---|
| 二次堆雪係数：$K_2$ | 1.15 | 1.32 |
| 自然積雪密度：$\rho_3$（g/cm³） | 0.30 | 0.25 |
| 二次堆雪密度：$\rho_4$（g/cm³） | 0.45 | 0.40 |

近年、ロータリ除雪車の増加から二次堆雪幅を拡大する傾向にある。

**図-3.4.6** は、第３種及び第４種第３級の地域区分 b の堆雪幅を採用した例である。



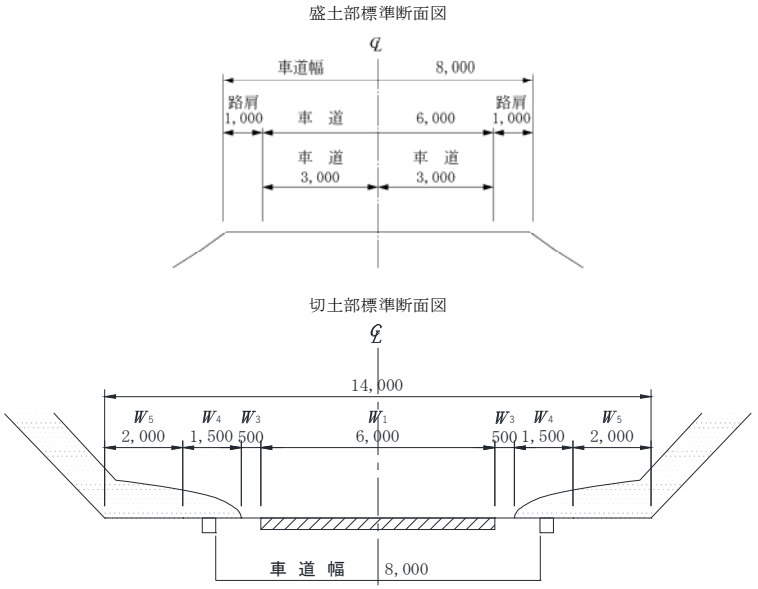



**図-3.4.6**　第３種及び第４種第３級の地域区分 b の堆雪幅を採用した例

### 3.4.2　施設帯

施設帯とは**図-3.4.2** に示すような、歩道等に路上施設を設ける場合に必要となる帯状の道路の部分をいう。また、農道における路上施設とは、主に歩行者の安全を確保するため自動車交通と分離する目的で設けられる防護柵や標識等の施設をいう。路上施設を設ける場合は、歩道等の必要幅員に施設帯として 0.5m を加える。

なお、路肩の保護、車の走行の安全性等から設ける防護柵部は保護路肩として取り扱う。

### 3.4.3　待避所及び駐車帯

(1)待避所

１車線の農道においては、一方通行の場合を除き、対向車とのすれ違いのため待避所を設ける。

ただし、農地内における待避所の設置は、農地のつぶれ、区画の不整形等の支障が生ずることがあるので、大型車両の交通がなく、交差点等で対向車とのすれ違いができ、かつ、交通に及ぼす支障が少ない場合には待避所を設けなくてもよい。

待避所の設置は、原則として次に定めるところによる。

① 待避所相互間の距離は 300m 程度とする。

② 待避所相互間の農道の大部分が待避所から見通すことができるものとする。

③ 待避所の長さは 10～20m 程度とし、その区間の車道幅員は５m 以上とする。

④ 待避所の前後には、車両の出入りを容易にするためすりつけ区間を設けるものとし、その区間の長さは拡幅量の２倍以上とすることが望ましい。

図-3.4.7 に待避所の標準を示す。

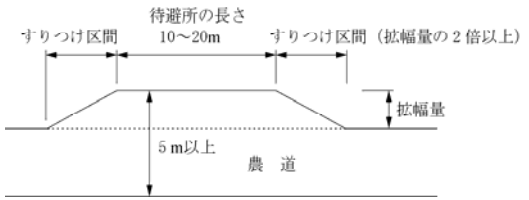



図-3.4.7　待避所の長さ、幅員

(2)駐車帯

農道において農業利用車両等の駐停車が多い区間で、車両の安全かつ円滑な通行が妨げられないよう駐車帯を設けることが必要になる。この場合、駐車帯は農道の機能、交通量、立地条件、沿道周辺の営農形態等を勘案し、原則として次に定めるところによる。

① 車道の左端寄りに設ける。

② 農道沿いに設ける。

③ 幅員は 2.5m とする。ただし、大型車両の交通量に占める割合が小さい場合には 1.5m まで縮小することができる。

④ 設置目的に沿って有効かつ安全に利用されるよう区画線、標識等により標示する。

農道の駐車帯は、本来の目的である駐停車の用に供するほかに、幅員を有効に利用することにより、農道を通行するトラクタ、コンバイン等の低速の農業機械と農産物や農業用資材を運搬する高速のトラック等との安全かつ円滑な通行を確保したり、近年では無人航空機（ドローン等）の離着陸場として活用されたりするなど、その効用は広範である。なお、無人航空機（ドローン等）の利用目的に応じて道路交通法や航空法等に基づく許可申請が必要となる場合がある。

しかし、駐車帯の設置は、用地面積が増加し農道建設費が高くなるので、路肩を駐停車として活用することを考慮し、その必要区間については、利用形態等からみた場合の公共性等も含めて十分検討する必要がある。

図-3.4.8 に、駐車帯の標準を示す。

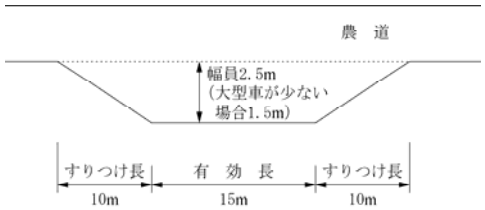



図-3.4.8　駐車帯の長さ、幅員



### 3.4.4　歩道、自転車道及び自転車歩行者道

歩行者、自転車及び自動車は、それぞれ交通形態、速度が異なるものであるため、それぞれが異なる交通空間を有することが望ましい。しかし、いずれかの交通量が少ない場合には、同一空間を利用することが現実的な対応と考えられる。

歩行者及び自転車と自動車の交通を分離するかどうかは、それぞれの交通量、速度差、沿道の状況等を総合的に考慮して判断しなければならない。

今日、建設される農道の多くは、単に収穫や防除、集出荷や通作等の農業目的のみに利用されるだけでなく、農村地域の一般生活道路としての性格を併せ有しており、特に集落や学校等の公共施設に隣接する等の現場条件、路線配置である場合には歩道等の設置を検討する必要がある。

さらに、高齢者、障害者等の移動等の円滑化の促進に関する法律（以下、「バリアフリー法」という）（最新改正年令和４年６月法律第 69 号）が平成 18 年に制定されており、農道においても構造及び設備を改善するための措置、移動等円滑化に関する国民の理解の増進及び協力の確保を図るための措置等を講ずることにより、高齢者、障害者等の移動上及び施設の利用上の利便性及び安全性の向上の促進を図る必要がある。参考文献として、「移動等円滑化促進方針・バリアフリー基本構想作成に関するガイドライン」（国土交通省総合政策局　令和３年２月）がある。

(1)歩道

歩行者が多い場合はもちろん、歩行者が少なくても、自動車交通量が非常に多い箇所や、学童・幼稚園児の通学・通園路となる箇所、人家連たん地区等で局部的に歩行者の多い箇所では、歩行者の安全と自動車の円滑な走行を図るため、歩道を設け、歩行者を分離することが望ましい。

歩道の有効幅員は、車椅子（占有幅 1.0 m）２台と歩行者（占有幅 0.75 m）２人のすれ違いが可能となるよう 2.0 m を標準とする。

歩道は車道部と物理的に縁石等の工作物又は植樹帯によって分離して設ける。

(2)自転車道

自動車及び自転車の交通量が多い道路、自転車の交通量又は自動車及び歩行者の交通量が多く、安全かつ円滑な交通を確保するために自転車の通行を分離する必要がある道路では、自転車道を設けることが望ましい。

自転車道の幅員は、自転車１台の占有幅 1.0 m を基準とし、自転車どうしのすれ違い、追い越しを考慮して 2.0m を標準とする。ただし、地形その他の特別な理由によりやむを得ない場合においては、1.5m まで縮小することができる。

(3)自転車歩行者道

自動車の交通量が多く、歩行者・自転車と自動車の通行空間を分離する必要がある道路では、自転車歩行者道を設けることが望ましい。

自転車歩行者道の幅員は、車椅子（占有幅 1.0 m）２台と自転車（占有幅 1.0 m）１台のすれ違いが可能となるよう 3.0 m を標準とする。なお、路上施設を設ける場合には、設ける施設の種類によって、0.5 m 以上の施設帯を設ける。

(4)歩道等の形状

歩道等は車道部と物理的に分離して設ける。分離の方法としては、縁石等の工作物を設ける方法、又は植樹帯を設置する方法があり、縁石を設置する場合には、その高さは、歩行者及び自転車の安全な走行を確保するとともに、沿道の状況に配慮し、車道等に対して 15cm 以上とし、交通安全上必要な場合や、橋又はトンネルの区間において当該構造物を保全するために必要な

場合には 25cm まで高くすることができる。

歩道等の構造には、セミフラット形式、フラット形式、マウントアップ形式がある。

ｱ セミフラット形式

歩道面を車道面より若干高くし、縁石を歩道面より高くした構造。バリアフリー法に基づく道路の構造に関する基準である「移動等円滑化のために必要な道路の構造に関する基準を定める省令」（平成 18 年国土交通省令第 116 号）では、セミフラット形式を基本構造としており、これを採用することを基本とする。

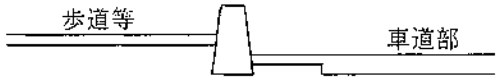



図-3.4.9　セミフラット形式

ｲ フラット形式

歩道面を車道面と同一高さとし、縁石を歩道面より高くした構造。車両乗入れ部での歩道等の段差や勾配の問題は生じないものの、視覚障害者は歩車道境界を確認しにくくなる。自動車の通行に対しては、歩行者等と自動車が同じ高さを通行しているため、安心感はやや低下してしまう。また、降雨時には車道路面上の排水が歩道等に流入するおそれもある。

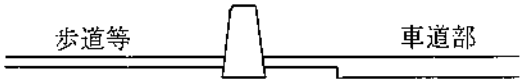



図-3.4.10　フラット形式

ｳ マウントアップ形式

歩道面及び縁石天端を車道面より高くした構造。トンネル内やバス停留所付近に設置する歩道等においては、安全性、維持管理性、利便性の観点から望ましい場合があるが、車椅子使用者や高齢者の通行が困難になることから、その他の箇所では避けることが望ましい。

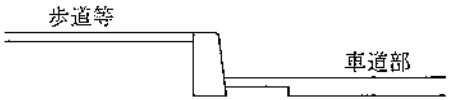



図-3.4.11　マウントアップ形式



### 3.4.5　建築限界

建築限界とは、農道上で車両や歩行者の交通の安全を確保するために、ある一定の幅、ある一定の高さの範囲内には障害となるような物を置いてはいけないという空間確保の限界である。

したがって、建築限界内には、橋脚や橋台はもとより、照明施設、防護柵、信号機、道路標識、並木、電柱等の諸施設を設けることはできない。幅員構成を決める場合には、各種の施設の設計計画についても十分検討しておく必要がある。

車道、歩道等の建築限界は道路構造令に準じ、**表-3.4.7**、**図-3.4.12**、**図-3.4.13** に示すところによる。ただし、路肩を設けない支線農道、耕作道においては、*a*、*e*、*b* の値を 0 とする。

**表-3.4.7**　建築限界

| 車道幅員（m） | *H*（m） | *a*（m） | *e*（m） | *b*（m） |
|---|---|---|---|---|
| 5.5以上 | 4.5 | 路肩幅員（ただし最大で1.0m） | 路肩幅員 | 0.7 |
| 5.0以下 | 4.0 | 〃 | 〃 | 0.2 |
| 5.0以下の特例 | 3.0 | 0 | 〃 | 0 |

注 1）5.0m 以下の特例とは、大型車の交通量が極めて少なく、かつ付近に大型車がう回できる道路がある場合をいう。
2）建築限界を 3.0m あるいは 4.0m とする場合は、道路標識を設置してクリアランスが低いこと、あるいは積荷の高い車に対するう回路を表示しなければならない。
3）*H*、*a*、*e*、*b* は、**図-3.4.12** に示すところによる。
4）*H* について将来舗装のオーバーレイが予想される場合、冬季積雪によるクリアランスの減少がある場合等は表の値以上に余裕をとることが望ましい。

建築限界の上限線は路面と平行にとるものとする。

また、両側線は、**図-3.4.14** に示すとおり、通常の横断勾配を有する区間では鉛直、片勾配を有する区間では路面に直角にとるものとする。

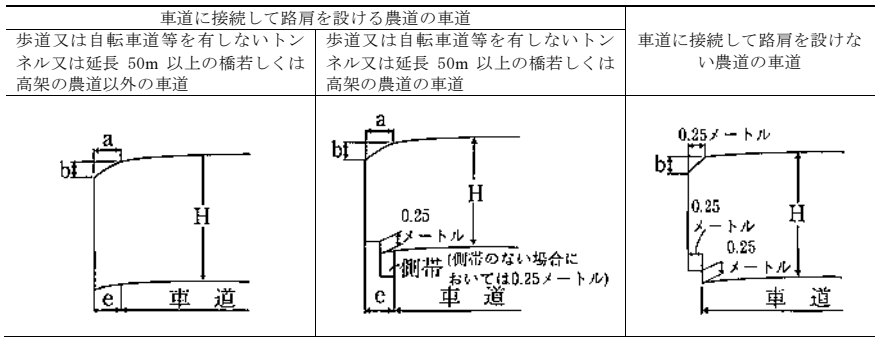



図-3.4.12　車道の建築限界

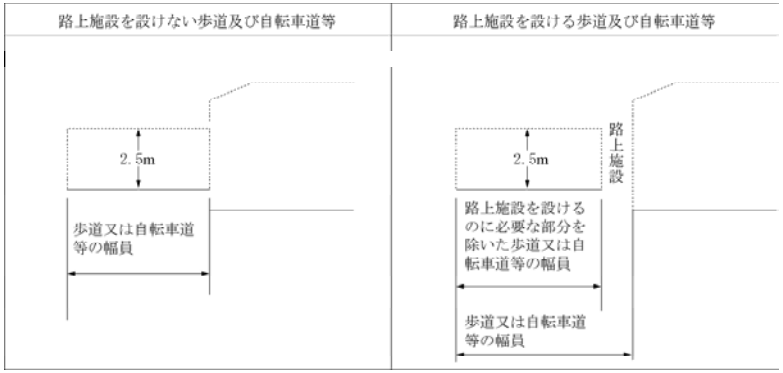



**図-3.4.13**　歩道及び自転車道等の建築限界

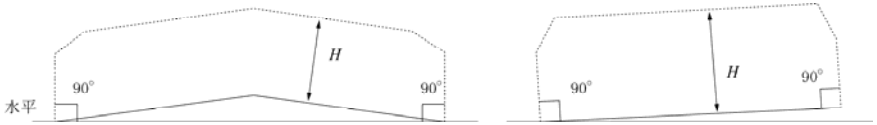



**図-3.4.14**　建築限界線のとり方 [2)]

### 3.4.6　路面高

路面高は、当該農道の線形、用地事情等によって左右されるが、農道の機能及び路盤等の保全を考慮の上、次に定めるところによる。ただし、軟弱地盤上に農道を設置する場合には、盛土の安定条件と長期沈下を考慮して路面高を決定することが必要である。

① 基幹的農道及び幹線農道等のように、直接ほ場への出入り機能を必要としない農道の場合は、路面高が近接する水面の最高水位から 50cm 程度以上となるようにすることが望ましい。

② 支線農道以下の農道のように、農業機械の出入りを考慮する場合には、路面高を水田地域では田面から 30cm 以上、畑地域では畑地となるべく同じ高さとすることが望ましい。

③ 農道ターン方式の機能を有する農道では、道路からほ場への農業機械の出入りの容易さ、安全性、水稲栽培に必要な水深や風通し、維持管理を考慮しつつも、低い方が望ましい。

## 3.5　設計速度

設計速度とは、自動車の走行に影響を及ぼす道路の物理的形状を設計し、これらを相互に関連付けるために定められた速度である。また、道路の設計要素の機能が十分に発揮されている条件の下で、平均的な運転者が道路のある区間で快適性を失わずに維持することのできる速度であり、道路の幾何構造を検討し、決定するための基本となる速度である。曲線半径、視距のような線形要素は設計速度と直接的な関係をもつ。

農道は、車両のほかに、歩行者や自転車の通行あるいは営農上の駐停車にも利用される。したがって、設計速度の決定に当たっては、農道の機能を考慮の上、必要に応じて歩道、駐車帯等の構造も併せて十分に検討し、それぞれの機能の発揮に支障がなく、かつ、安全な利用が図られるように



しなければならない。

設計速度決定に当たっての留意事項を、以下に示す。

(1)設計速度の上限値

基幹的農道、幹線農道など幅員が広く、一般交通量の多い農道を考慮し、設計速度は、50km/h を上限とする。この場合、接続する一般道路の規格も考慮し、同一とするのが交通上安全である。

(2)設計速度の下限値

設計速度の下限値は、畑、樹園地地域の支線農道、耕作道等で比較的幅員が狭く、一般交通量の少ない農道の場合や、地形、ほ場の区画形状、集落の配置状況等から、土工量の増大、路線延長の増加、用地取得の困難、宅地の移転等による事業費の増嵩が見込まれる農道の場合等を考慮し、20km/h とする。

(3)同一設計速度とすべき区間

設計速度は、交通安全上できる限り長区間にわたって同一とすることが望ましいが、地形、ほ場の区画形状、集落の位置状況等により同一にできないか、又は同一とすることによって著しく不経済となる場合には、この区間について連続的に１ランクずつ下げることができる。この場合でも同一速度区間をできる限り長くするようにする。

なお、参考として、主な農業機械の走行速度を、**表-3.5.1** に、車道幅員と設計速度の組合せの標準を、**表-3.5.2** に示す。

**表-3.5.1**　主な農業機械の走行速度

| 農業機械名 | 走行速度 (km/h) | 備　考 |
|---|---|---|
| 耕うん機　（3.7kW 未満） | 5～15 | 大型特殊自動車の最高速度はメーカーの自主規制により49km/h、道路交通法施行規則第２条で小型特殊自動車の最高速度は15km/hと定められている。 |
| 耕うん機　（3.7kW 以上） | 11～15 | |
| 乗用トラクタ　（22.1kW 未満） | 12～15 | |
| 〃　（22.1kW 以上） | 22～34 | |
| コンバイン | 2～ 8 | |

**表-3.5.2**　車道幅員と設計速度の組合せの標準

| 車道幅員（m） | 設計速度（一般）（km/h） | 設計速度（特例）（km/h） |
|---|---|---|
| 6.5 | 50 | 40 |
| 6.0 | 50、40 | 30 |
| 5.5 | 40 | 20 |
| 5.0～2.0 | 40、30、20 | 20 |

注）特例とは、地形の状況等の理由から一般部と同一とすることによって著しく不経済となる等、特別の理由によりやむを得ない場合をいう。

(4)環境に配慮した設計速度の低速化の検討

設計速度は、交通安全上できる限り長区間にわたって同一とすることが望ましいが、設計速度を下げることにより地形条件により即した曲線半径や縦断勾配の設定ができるため、道路敷及び法面等の改変範囲が小さくなり、生物の生息・生育環境への影響を最小限にすることが可能となる。このため、特例値を限度として、区間によっては設計速度を下げることも検討する。

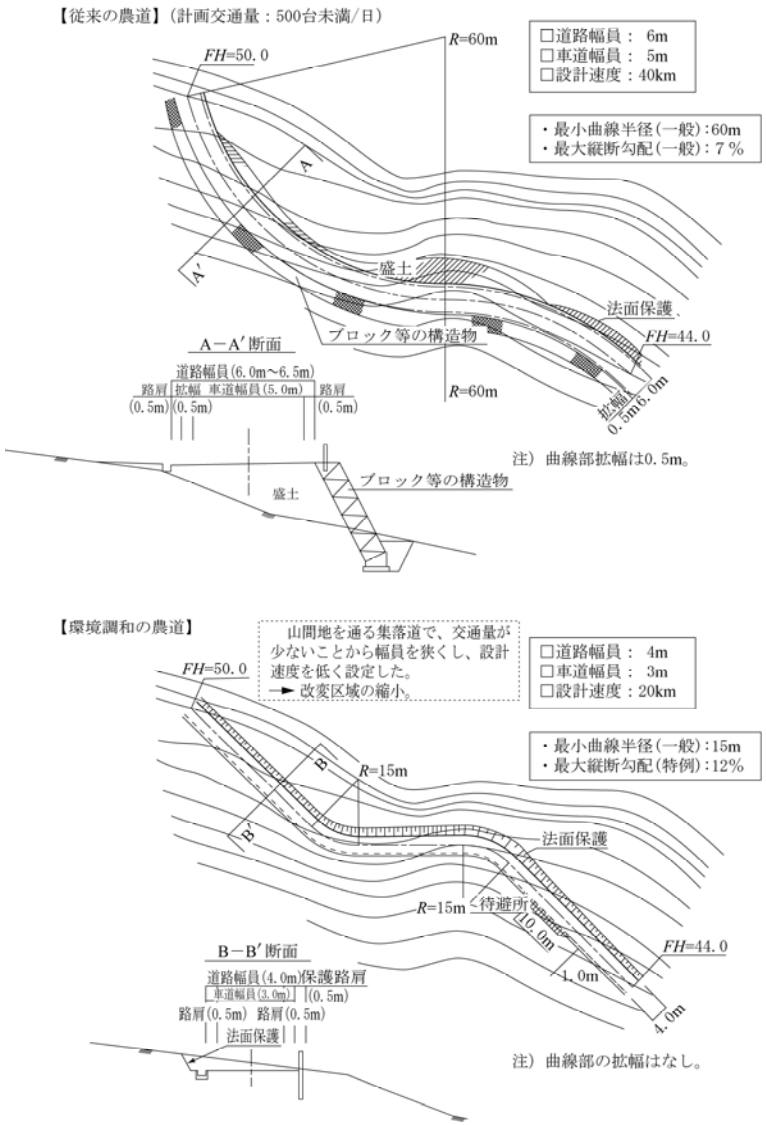



**図-3.5.1**　道路幅員と設計速度による改良区域の最小限化の例



## 3.6　線　形

### 3.6.1　線形計画の基本的な考え方

(1) 一般事項

道路線形は地形、地域の土地利用との調和を考慮するとともに、線形の連続性及び平面・縦断線形の調和を図り、交通の安全性、経済性、施工、維持管理、農業生産活動及び生活活動等を検討して決定するものとする。

線形とは道路の中心線が立体的に描く形状であり、このうち平面的にみた道路の中心線の形状を平面線形、縦断的にみた道路中心線の形状を縦断線形という。平面線形は、直線、円、緩和曲線等によって構成され、縦断線形は直線及び縦断曲線によって構成される。道路線形を構成しているこれらの要素を線形要素という。

なお、農道の基本路線の設定は計画時点で行われているが、実際の施工路線は、測量や用地確保等の具体的な現地条件によって最終的に一定の調整が必要となるのが通例である。

その際、農道周辺の土地利用条件、地域営農条件、生物の生息・生育条件、設計速度、路線による工事費や維持管理の難易性の違い、維持管理体制等を考慮しつつ、計画で定めた基本的考え方に基づき、線形計画を行う必要がある。

生物の生息・生育環境への影響を最小限にするためには、縦断勾配の工夫、橋梁、トンネル及び擁壁等の採用について、経済性及び農家を含む地域住民の意見を踏まえて検討する。

なお、農道により生物の生息・生育区域が分断される場合においては、農道の上部又は下部への連絡ルートの設置や代替の生息・生育地の確保等により、生物の生息・生育環境を保全することも検討する。

(2) 農道の種類別留意事項

ア 基幹的農道及び幹線農道の線形計画

① 地形及び土地利用との調和
② 線形の連続性
③ 平面線形、縦断線形及び横断構成との調和
④ 視距の確保
⑤ 施工性の検討
⑥ 建設費、維持管理費等の経済性からの検討
⑦ 交通の安全性、円滑性及び快適性
⑧ 地質、地形、地物等の制約条件

これら①～⑧の諸事項は、それぞれ相互に関連をもっており、それぞれに単独に切り離して検討していくことはできない。

道路線形を決定する技術的な要因には二つある。一つは、線形が自動車の運動力学的要求を満たして、その安全性、快適性が保証されているかどうかということであり、もう一つは視覚的・心理的にみて良好で、環境又は風景との調和がとれているかどうかということである。

線形設計では、この両者を見比べながら経済性の面でチェックを行う。

よりよい道路線形とするためには、平面・縦断線形を総合的に検討することが必要であり、平面線形と縦断線形とをそれぞれ個別に設計してはならない。

以下に考慮すべき事項について述べる。

(ｱ) 農道の線形と地形との調和

与えられた自然条件及び社会条件を調和させて、利用効率と安全性を高めるものとする。

自然の地形に沿った流れるようなスムーズな線形は、主として直線によって構成された切盛の多い道路よりも美観的に好ましく、道路建設による沿道の生活圏の分断を回避し、自然を保護するという点からも、また建設の際の施工、工費、維持管理の費用という点からも望ましい。

一方、小半径の曲線が連続するような道路線形は、ハンドルの操作量が増え、運転者の疲労につながる等の理由から推奨される線形とはいえない。

(ｲ) 線形の連続性

走行の安全を期するためには、走行速度の急変を要するような線形は原則として、避けなければならない。すなわち、道路線形の連続性を考慮することが必要となる。

原則として、長い直線部の終端に小さな曲線部を設けるようなことはすべきではないし、大きな半径の曲線部から小さな半径の曲線部に急激に変化するような線形も設けるべきではない。円曲線から直線に移行する場合には、曲線の半径が有限な値から無限大に急増するので、この間の線形の連続性を保つには両者を結ぶ緩和曲線を入れることが望ましい。緩和曲線には、一般にクロソイドが使用されている。クロソイドは、直線と円、円と円の間の曲率の急な変化をなくし、自動車の緩和走行をスムーズに行わせることを目的としている。

(ｳ) 農道の構造及び附属施設との関連

路側に切土のような法面がなく、植樹等もない場合には、運転者は曲率の程度を誤って認識し、その線形に沿って走行を調節することが困難になることがある。さらに、高盛土の区間で運転を誤ると、路外転落等重大な事故を起こす結果となる。この種の事故の防止のために、このような場所に曲線を設けるときは、大きな半径の曲線を挿入するとともに、視線誘導機能をもつ施設を設けることが望ましい。

(ｴ) 平面曲線相互の組合せ

同方向に屈曲する曲線の間に短い直線を入れることはブロークンバックカーブと呼ばれており、平面線形の場合は、直線部が両端の曲線と反対方向に曲がっているように見え、視覚的な滑らかさを欠くため、避けることが望ましい。

また、同方向に屈曲する複合曲線を設ける場合にも、十分な検討を行わなければならない。特に、半径の小さな曲線部では緩和曲線を介さずに円曲線どうしが接続する複合円の使用はできるだけ避けることが望ましい。やむを得ず複合円を設ける場合でも隣接する二つの曲線半径が大きく違わないようにすることが必要である。また、背向曲線等におけるクロソイドの大きさに対しても十分な検討が必要である。曲率変化が急激な背向曲線では、運転者は本来の車線に沿って走行することが困難になり、不規則で安全性の低い状況を現出させることになる。また、設計上、両円曲線の片勾配のすりつけ等が問題になる。したがって、背向する二つの曲線の間の距離は片勾配のすりつけに必要な長さがあればよいのではなく、適切な大きさのクロソイドを挿入して十分な緩和曲線の長さを確保することが望ましい。



(ｵ) 縦断線形の組合せ

同方向に曲がる二つの縦断曲線を、短い直線を介在して設けることは、平面線形と同様にブロークンバックカーブと呼ばれており、一般には避けた方がよい。

また、農道が起伏する丘陵地を横断するような場合、地形に合わせて上り、下りの縦断勾配が連続的に密に反復されることによって縦断的に凹部が隠され、凸部だけが連続的に見られるような、いわゆるジェットコースター式の縦断線形は原則として避けなければならない。このような線形は視覚的にも好ましいものではなく、隠れた凹部があるために事故の危険性も高い。

(ｶ) 交差点前後における線形

平面交差の前後では、平面曲線及び縦断線形ともに可能な限り緩やかなものとする。これは、交差点道路との見通しの確保、安全性の増大と交通量の処理能力のために必要である。

(ｷ) 平面線形と縦断線形の組合せ

a　平面線形と縦断線形を組み合わせる場合は、視覚的な検討をし、特に次の点に留意し調和のとれた線形としなければならない。

① 平面曲線と縦断曲線の位置を重ね合わせる。
② 平面曲線と縦断曲線との大きさの均衡を保つ。
③ 適当な合成勾配の得られる線形の組合せを選ぶ。

b　次のような組合せは避けることが望ましい。

① 急な平面曲線と急な縦断勾配を組み合わせた線形とすること。
② 下り勾配で直線の先に急な平面曲線を接続すること。
③ 凸形縦断曲線の頂部又は凹形縦断曲線の底部に急な平面曲線を入れること。
④ 凸形縦断曲線の頂部又は凹形縦断曲線の底部に背向曲線の変曲点を配すること。
⑤ 一つの平面曲線内又は一つの直線内で縦断線形が凹凸を繰り返すこと。
⑥ 平面線形が長い直線となる区間に凹形縦断曲線を入れること。

(ｸ) 地すべり地帯における線形

① 地すべり地を橋梁でまたぐ場合、橋台・橋脚の位置は極力地すべり地から離して設置する。この場合でも、山すそ部には設置しないことが望ましい。やむなく橋台・橋脚を地すべり地内に設置する場合は、地すべりの安定化を図るとともに橋台・橋脚の防護を図ることが必要である。

② 地すべり地内にトンネルの坑口を設置することは避けなければならない。

③ 路面排水等の流末を地すべり地内に設けてはならない。

④ 地すべり地上に盛土をして道路を通す場合は、あらかじめ地すべりを完全に防止しておくのは当然であるが、盛土基礎地盤に地下排水管等を設け、盛土の安定及び地すべり活動の誘発防止を図る必要がある。

⑤ 地すべり地を切土して道路を通す場合も、あらかじめ地すべりを完全に防止しておくことは当然であるが、この切土によるその上部土塊の新しい滑落防止を図らなければならない。この場合の滑落防止及び法面保護工はたわみ性のあるものを計画する必要がある。

⑥ 地すべり地を末端切土又は頭部盛土で道路を通す場合、切土量又は盛土荷重を軽減できるよう検討する必要がある。

イ 支線農道及び耕作道の線形計画

① 支線農道の線形は、ほ場に従属する面が多いことから、交通機種、使用頻度、つぶれ地、建設費、維持管理費、将来の拡幅の見込み等を考慮して経済的になるようにする。

② 計画交通機種の種類、大きさ、回転半径等を検討し、それに応じた線形とする。

③ 農業機械の調整、旋回等、ほ場の延長としても利用できるよう計画しなければならない。

④ 交差部には、隅切りを設け広めておくことも考慮する。ただし、ほ場整備において隅切りを設けると、耕区が整然と長方形にならないので必要最小限にとどめる。

⑤ 水田への進入路は各耕区に１か所を標準とし、支線農道脇の小用水路を越えて機械が耕地に自由に出入りできるような幅員、縦断勾配を設定する。

⑥ 畑、樹園地地域において、農道とほ場との連続性が断たれる場合は、進入路を設ける。

### 3.6.2　平面線形

(1) 一般事項

車道の屈曲部は曲線形とする。曲線形の決定に当たっては交通車両が安全で快適に走行できるように、曲線半径、曲線長、曲線部の拡幅、緩和区間、片勾配及び視距等を総合的に検討することが必要である。

なお、農道の基本的な平面計画は計画段階で決定しているが、設計段階で新たに重要な生物の生息・生育環境が明らかになった場合には、可能な限り回避することが望ましい。

(2) 曲線半径

中心線の曲線半径は当該道路の設計速度に応じ、**表-3.6.1** の最小曲線半径の一般の欄に掲げる値以上とする。ただし、地形の状況その他特別の理由により、やむを得ない箇所については、同表の最小曲線半径の特例の欄に掲げる値まで縮小することができる。

**表-3.6.1**　最小曲線半径[2)]

| 設計速度（km/h） | 最小曲線半径 | | 望ましい最小曲線半径 |
|---|---|---|---|
| | 一般（m） | 特例（m） | （m） |
| 50 | 100 | 80 | 150 |
| 40 | 60 | 50 | 100 |
| 30 | 30 | — | 65 |
| 20 | 15 | — | 30 |

注）特例とは、地形の状況、周辺地域の特性、経済性等の理由により必ずしも一般部と同一とすることが地域住民等の意向に合致しない箇所において適用する場合で、この欄に掲げる値まで縮小することができる。しかし、この値は片勾配として10%の値を適用することができる場合に限られる。

この場合、最小曲線半径に近い値を安易に用いるのではなく、地形上かなり余裕のある線形が設置できるときは、線形全体の調和や組合せが悪くならない限り余裕のある線形を計画することが望ましく、同表の望ましい最小曲線半径の値程度を最小値として計画する。

しかし、計画交通量が 500 台/日未満の農道で、地形の状況、周辺地域の特性、経済性等の理由により必ずしもこれらによることが地域住民等の意向に合致しない場合は、通行上の安全性を確保することを前提に農業機械等の最小回転半径を考慮し曲線半径を決定してもよい。

(3) 曲線長

計画交通量 500 台/日以上の農道は、**図-3.6.1** に示す車道の曲線部の中心線の長さ（当該曲線部に接する緩和区間が曲線形である場合においては、当該緩和区間の長さを加えた長さ）は、農



道の種類及び設計速度に応じ、**表-3.6.2** の曲線長以上とする。

計画交通量 500 台/日未満の農道においては、曲線長は**表-3.6.2** を参考とし、農道の立地条件に応じて考慮するものとする。

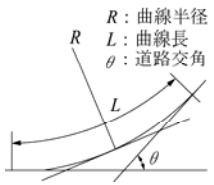



**図-3.6.1**　曲線長

**表-3.6.2**　曲線長[2)]

| 設計速度（km/h） | 曲線長（m） | | 備考 |
|---|---|---|---|
| | θ＜7° | θ≧7° 又は特例 | |
| 50 | 600/θ | 80 | θ：道路交角の値（度）。ただし、θが2°未満の場合は2°とする。 |
| 40 | 500/θ | 70 | |
| 30 | 350/θ | 50 | |
| 20 | 280/θ | 40 | |

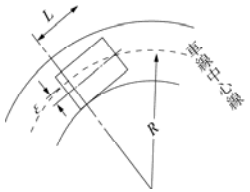
注）特例とは、地形の状況、周辺地域の特性、経済性等の理由により必ずしも一般部と同一とすることが地域住民等の意向に合致しない箇所において適用する場合で、農道の交角の値に関わらず、この欄に掲げる値まで縮小することができる。

(4) 曲線部の拡幅

車両が曲線部を走行する場合には、前輪と後輪とは異なった軌跡を描く（**図-3.6.2**）。したがって、車道中心線の曲線半径に応じ、１車線（車線区分のない農道については車道）につき、それぞれ**表-3.6.3** の拡幅量の欄に掲げる値を拡幅するものとする。計画交通量 500 台/日未満で設計速度の低いものにおいては、全幅員と交通機種を検討し、安全な通行に支障がないと考えられる場合には、拡幅を減ずるものとする。ただし、地形の状況、周辺地域の特性、経済性等の理由により必ずしもこれによることが地域住民等の意向に合致しない場合においてはこの限りでない。

なお、拡幅を行う場合は、緩和区間の有無に関わらず、すりつけを行う。

曲線部の拡幅は、原則として車線の内側に車線ごとに行う。なお、曲線半径 160m 以上の曲線部は拡幅しなくてもよい。




*R*：車線中心線の半径（車両前端中心の回転半径）
*ε*：拡幅量
*L*：車両の前面から後車輪軸までの距離

**図-3.6.2**　曲線部の軌跡（普通自動車の場合）

**表-3.6.3**　曲線部の拡幅量[2)]

| 曲線半径（m） | | １車線当たりの拡幅量（m） |
|---|---|---|
| 90以上 | 160未満 | 0.25 |
| 60 〃 | 90 〃 | 0.50 |
| 45 〃 | 60 〃 | 0.75 |
| 32 〃 | 45 〃 | 1.00 |
| 26 〃 | 32 〃 | 1.25 |
| 21 〃 | 26 〃 | 1.50 |
| 19 〃 | 21 〃 | 1.75 |
| 16 〃 | 19 〃 | 2.00 |
| 15 〃 | 16 〃 | 2.25 |

注）車道中心線の半径が 35m 以上の場合には、原則として車道中心線によって車線の拡幅量を求める。車道中心線の半径が 35m 未満の場合で特に車線数の多いときには、車道中心線によって求めた拡幅量がおのおのに必要な拡幅量と大きく異なる場合があるので、車線ごとに拡幅量を求める。

(5)緩和区間

緩和区間とは、直線部と曲線部の拡幅及び片勾配のすりつけを行う区間であり、当該農道において、計画交通量 500 台/日以上の屈曲部に設ける（**図-3.6.3** 参照）。ただし、地形の状況、周辺地域の特性、経済性等の理由により必ずしもこれによることが地域住民等の意向に合致しない場合においてはこの限りではない。

当該農道の設計速度に応じ、**表-3.6.4** に示す値以上とするが、農道の曲線半径が**表-3.6.5** に示す値以上のときは緩和区間を省略することができる。

緩和曲線にはレムニスケート、クロソイド、三次放物線等がある（**図-3.6.4** 参照）が、理論的に実際の緩和走行の軌跡に近似しているクロソイド曲線を用いるのが望ましい。

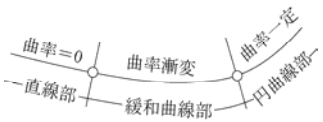



**図-3.6.3**　線形の三要素 [2)]

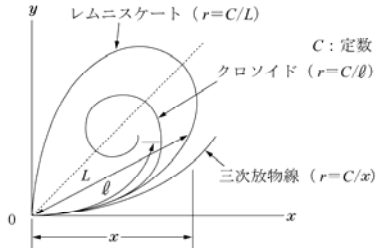



**図-3.6.4**　緩和曲線 [2)]

**表-3.6.4**　緩和区間の長さ [2)]

| 設計速度（km/h） | 緩和区間の長さ（m） |
|---|---|
| 50 | 40 |
| 40 | 35 |
| 30 | 25 |
| 20 | 20 |

**表-3.6.5**　緩和区間を設けなくてもよい場合 [2)]

| 設計速度（km/h） | 限界曲線半径（m） | 標準限界曲線半径（一般値）（m） |
|---|---|---|
| 50 | 350 | 700 |
| 40 | 250 | 500 |
| 30 | 130 | － |
| 20 | 60 | － |

(6)片勾配

計画交通量 500 台/日以上の農道の車道、及びこれらの車道に接続する路肩の曲線部には、当該農道の存する地域の積雪寒冷の度合いに応じ**表-3.6.6** に示す値以下で、当該曲線部の曲線半径の値及び設計速度に応じ**表-3.6.7** に示す値により片勾配を付すものとする。ただし、曲線半径が直線部の横断勾配及び設計速度に応じ、**表-3.6.8** に示す値以上である場合、又は、地形の状況、周辺地域の特性、経済性等の理由により必ずしもこれによることが地域住民等の意向に合致しない場合には片勾配を付さないことができる。

計画交通量 500 台/日未満の農道は、走行性よりも農地への容易な進入、農作業場所としての利用のしやすさ等が重視されるので、このような場所には片勾配はつけなくてよい。

なお、片勾配をつける場合、また片勾配の値を変化させる場合にはすりつけを行う。

また、自転車道を設置していない農道において、自転車の走行量が多い場合は、片勾配を最大６％とすることが望ましい。



**表-3.6.6**　曲線部の最大片勾配[2)]

| 農道の存する地域 | | 最大片勾配（%） |
|---|---|---|
| 積雪寒冷地域 | 積雪寒冷の度合いが甚だしい地域 | 6 |
| | その他の地域 | 8 |
| その他の地域 | | 10 |

**表-3.6.7**　設計速度及び曲線半径に応じた片勾配[2)]

| 設計速度（km/h） | 50 | 40 | 30 | 20 | 片勾配（%） |
|---|---|---|---|---|---|
| 曲線半径（m） | 80以上　100未満 | 50以上　65未満 | － | － | 10 |
| | 100　130 | 65　80 | － | － | 9 |
| | 130　160 | 80　100 | 30以上　40未満 | 15以上　20未満 | 8 |
| | 160　200 | 100　130 | 40　60 | 20　30 | 7 |
| | 200　240 | 130　160 | 60　80 | 30　40 | 6 |
| | 240　310 | 160　210 | 80　110 | 40　50 | 5 |
| | 310　410 | 210　280 | 110　150 | 50　70 | 4 |
| | 410　590 | 280　400 | 150　220 | 70　100 | 3 |
| | 590　1,300 | 400　800 | 220　500 | 100　200 | 2 |

**表-3.6.8**　片勾配を打切る最小曲線半径（m）[2)]

| 設計速度（km/h） | 最小曲線半径 | |
|---|---|---|
| | 直線部の横断勾配 1.5% | 2.0% |
| 50 | 1,000 | 1,300 |
| 40 | 600 | 800 |
| 30 | 350 | 500 |
| 20 | 150 | 200 |

注）横断勾配が上表以外の場合は別途検討を行う。

(7)拡幅及び片勾配のすりつけ

拡幅及び片勾配のすりつけは、原則として、緩和区間の全長で行う。緩和区間を設けない場合は、**表-3.6.4** に示す緩和区間の長さをすりつけ区間の長さとして、直線部 1/2、曲線部 1/2 の割合でのすりつけを標準とする。

片勾配のすりつけ割合は、**表-3.6.9** に示す値以下とするのが望ましい。

**表-3.6.9**　片勾配のすりつけの割合 [2)]

| 設計速度（km/h） | 片勾配のすりつけの割合 |
|---|---|
| 50 | 1/115 |
| 40 | 1/100 |
| 30 | 1/75 |
| 20 | 1/50 |

片勾配のすりつけに必要な長さは、次式で算定する。

$$Ls = \frac{B \cdot \Delta i}{q} \qquad \cdots\cdots \text{式（3.6.1）}$$

ここに、$Ls$：片勾配のすりつけ長（必要緩和曲線長）（m）

$B$：回転軸から車道端までの幅（m）

$\Delta i$：片勾配代数差の絶対値（m/m）

$q$：所定の片勾配すりつけ率（m/m）

片勾配をすりつける場合の回転軸は、車道の中心にとる方法と、端にとる方法があるが、**図-3.6.5** に示すように、車道の中心にとるのが一般的である。

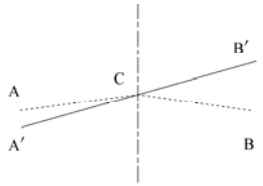



**図-3.6.5**　片勾配すりつけの回転軸

緩和区間を設けない場合の拡幅及び片勾配のすりつけ例を、**図-3.6.6**～**図-3.6.10** に示す。

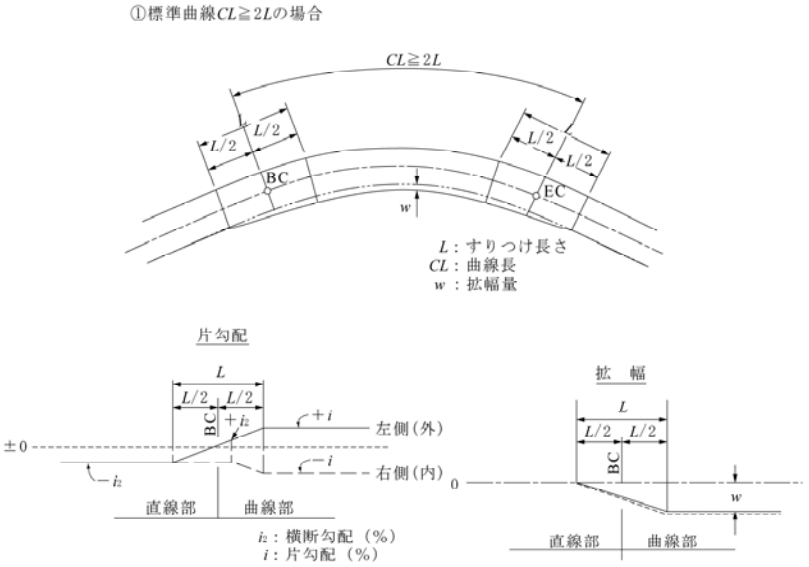



**図-3.6.6**　拡幅・片勾配すりつけタイプ①



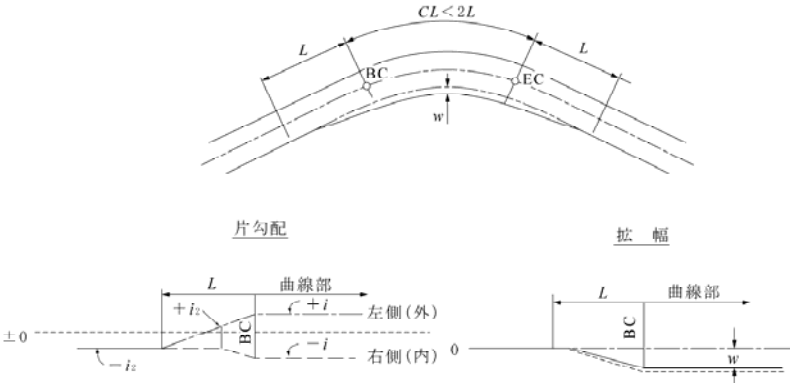



**図-3.6.7**　拡幅・片勾配すりつけタイプ②

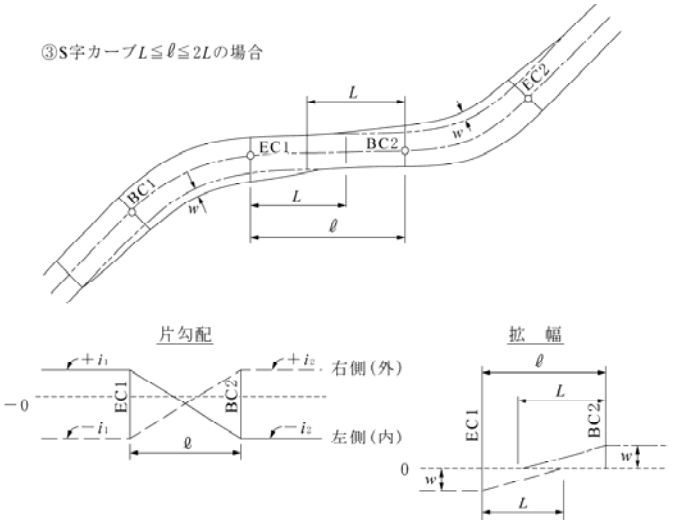



**図-3.6.8**　拡幅・片勾配すりつけタイプ③

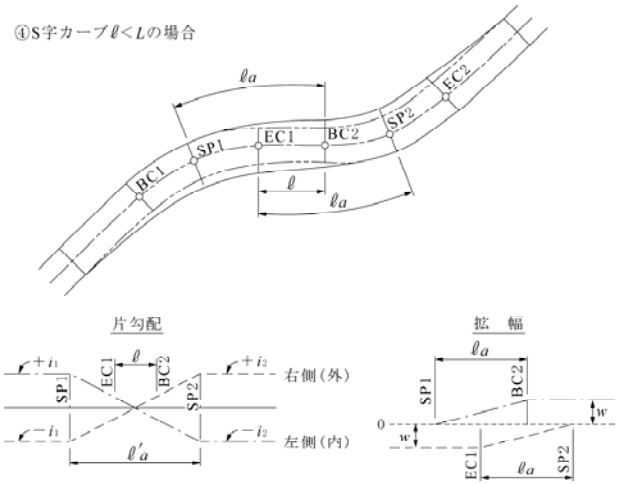



図-3.6.9　拡幅・片勾配すりつけタイプ④

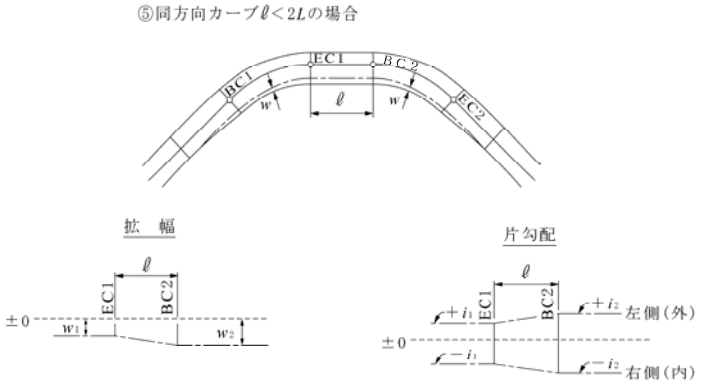



図-3.6.10　拡幅・片勾配すりつけタイプ⑤

(8) 視距

視距の確保は、農道の設計速度及び車線数に応じ**表-3.6.10**に掲げる値以上とする。

**表-3.6.10**　制動停止視距と最小追越視距

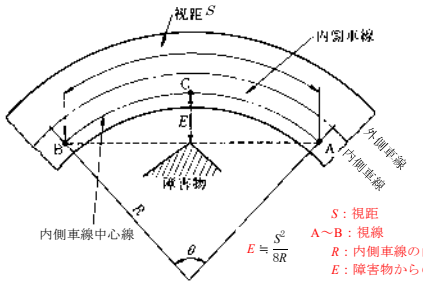
| 設計速度 (km/h) | 制動停止視距（m） | | 最小追越視距 (m) |
|---|---|---|---|
| | １車線の場合 | ２車線の場合 | |
| 50 | − | 55 | 200 |
| 40 | 80 | 40 | 150 |
| 30 | 60 | 30 | 100 |
| 20 | 40 | 20 | 70 |



１車線農道における制動停止視距は、すれ違う余裕がないため、２車線の２倍の長さが必要となる。しかし、計画交通量 500 台/日未満の農道の視距については、地形、ほ場の区画形状等の制約がある場合には、交通安全施設を考慮し、**表-3.6.10** に掲げる値以下にすることができる。

追越視距は、計画路線の全延長について考える必要はなく、視距の最小値は制動停止視距から決定される。

平面、縦断、追越各々の視距の確保については、**図-3.6.11～図-3.6.13** に示す。




注）半月形 ABC 中には視線をさえぎるものがあってはならない。

図-3.6.11　平面の視距の確保（制動停止視距）[2)]

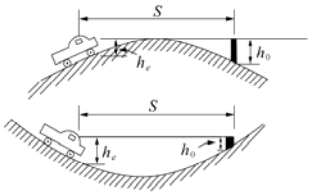



図-3.6.12　縦断の視距の確保（制動停止視距）[2)]

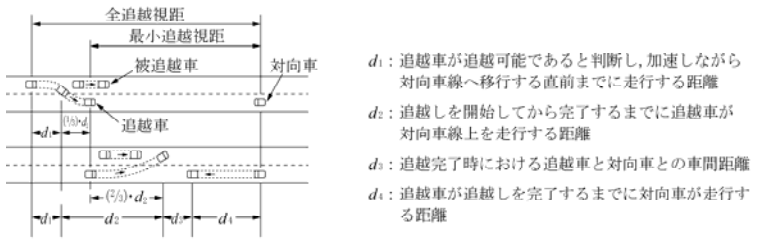



図-3.6.13　追越視距の確保[2)]

### 3.6.3　横断勾配

車道及び車道に接続する路肩、歩道、自転車道等には、路面上の排水に必要な横断勾配を設ける。

横断勾配の値を決定するには、交通車両、走行速度、気象、線形、縦断勾配、路面の種類等を考慮すべきであるが、一般的には**表-3.6.11** の値を標準とする。また、横断形状は原則として車道については、農道の中央を頂点として両側に向かって下り勾配とし、歩道等については農道の中心に向かって直線の下り勾配とする（ただし、側溝等の位置に留意する。）。

**表-3.6.11**　横断勾配

| 農道の種類 ＼ 路面の種類 | コンクリート舗装 アスファルト舗装 | 土砂系舗装 |
|---|---|---|
| 基幹的農道 | 1.5% | 3.0～5.0% |
| ほ場内農道 | 1.5% | 3.0～6.0% |
| 歩道又は自転車道等 | 2.0% | |

### 3.6.4　縦断線形

(1)一般事項

車道の縦断線形は、交通車両の走行速度の低下、登坂能力及び視距等を勘案の上、交通の混乱、安全性の低下が生じないように決定する。その際、縦断勾配、縦断曲線及び合成勾配を総合的に検討することが必要である。

登坂については、近年自動車の登坂性能が著しく向上し、乗用車では勾配の影響を受けることが少なくなったが、余剰馬力の少ないトラックでは、走行速度の低下が著しいことがある。また、トラクタ、コンバイン等の農業機械は、登坂能力は大きいが、低速のため通常交通に支障をきたす場合がある。高速車と低速車との速度差の増加に伴い、追越しが増加し、交通上の支障となるばかりか、事故の原因となることも考えられる。特に一般交通の比較的多い基幹的農道や幹線農道を農業機械が走行することは、縦断勾配に関係なく一般車両の交通の支障とならないとはいえないので、用地に余裕があれば車線を別々にすることも考慮する。

縦断勾配は、降坂時においては車両の物理的特性による影響よりも運転者の心理特性による影響が大きく、速度はむしろ低下するといわれている。この降坂時における勾配による速度低下の割合は、車両の制動能力によって大きな差が生ずる。このため、降坂の条件から基準を定めることは困難であるが、荷重の大きい農業機械においては、登坂よりむしろ降坂の場合に、安全上勾配を緩くすることが必要となり、地形、ほ場の区画、形状等を勘案してできるだけ緩勾配にするのが望ましい。

また、生物の生息・生育環境への影響に配慮し、農道構築による改変範囲を最小限とするためには、平面線形及び縦断勾配を工夫して切土や盛土を最小限に抑えることを検討する。

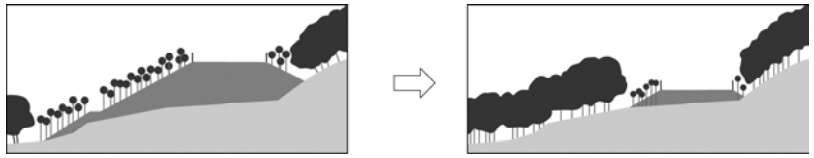


**図-3.6.14**　縦断勾配の工夫による改変範囲の縮小化の例

(2)縦断勾配

ア 基幹的農道

基幹的農道の縦断勾配は、当該農道の設計速度に応じ**表-3.6.12**に掲げる値以下とする。

ただし、地形の状況、その他特別の理由によりやむを得ない場合には同表に掲げる値に３％を加えた値以下とし、**表-3.6.13**に掲げる制限長を超えないものとする。

イ ほ場内農道

(ア)水田地域

幹線農道の縦断勾配は、一般の場合８％、特別の場合 12%を限度とする。ただし、８％以上の縦断勾配に対しては 100m を限度とする制限長を設け、これに接続して勾配 2.5%以内、長さ 30m 以上の区間を設ける必要がある。

耕区短辺に接する縦支線農道については、区画の配置、段差等に応じた縦断勾配を与え、農道から耕区への出入りを容易にしなければならない。この場合、各耕区への進入道路の構造と併せて検討することが必要である。



(イ)畑・樹園地地域

幹線農道の縦断勾配は、原則として 12%を上限とする。支線農道もこれに準ずるが、地形の状況、周辺地域の特性、経済性等の理由により必ずしもこれによることが地域住民等の意向に合致しない場合は、当該農道を通行する車両の種類、登坂能力、制動能力、路面の維持管理、営農形態、耕作地への出入り等を考慮して 12%以上の縦断勾配を決定することができる。この場合、平面曲線の半径ができるだけ大きい場合とし、すべり止め工や路外逸脱を防ぐ防護柵等の設置、急勾配を示す標識の設置を行うものとする。また、前後の路線の勾配や平面曲線の程度、通行する車両、交通量、耕作地への出入り等を考慮して、制限長は 100m 以内で、なるべく短いものとすることが望ましい。

進入路は地形上やむを得ない場合に設けるものとし、原則として農業機械の農道から畑や樹園地へは、任意の箇所で進入できるようにする。

**表-3.6.12**　最大縦断勾配[2)]

| 設計速度（km/h） | 最大縦断勾配（一般）（%） | 最大縦断勾配（特例）（%） |
|---|---|---|
| 50 | 6 | 9 |
| 40 | 7 | 10 |
| 30 | 8 | 11 |
| 20 | 9 | 12 |

**表-3.6.13**　縦断勾配の特例値を使用した場合の制限長[2)]

| 設計速度（km/h） | 縦断勾配（%） | 制限長（m） |
|---|---|---|
| 50 | 7 | 500 |
| | 8 | 400 |
| | 9 | 300 |
| 40 | 8 | 400 |
| | 9 | 300 |
| | 10 | 200 |
| 30 | 9 | － |
| | 10 | － |
| | 11 | － |
| 20 | 10 | － |
| | 11 | － |
| | 12 | － |

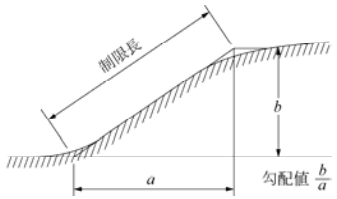



**図-3.6.15**　縦断勾配と制限長[2)]

(3) 縦断曲線

農道の縦断勾配の変移する箇所には、車両の走行時に受ける衝撃の緩和及び視距の確保のために設計速度及び縦断線形に応じた縦断曲線を挿入する。

ア 縦断曲線の半径

縦断曲線の半径は、**表-3.6.14** に掲げる値以上とする。

**表-3.6.14**　縦断曲線の最小半径

| 設計速度（km/h） | 縦断曲線の曲線形 | 縦断曲線の最小半径（m） | 同左望ましい値（m） |
|---|---|---|---|
| 50 | 凸曲線 | 800 | 1,200 |
| | 凹曲線 | 700 | 1,000 |
| 40 | 凸曲線 | 450 | 700 |
| | 凹曲線 | 450 | 700 |
| 30 | 凸曲線 | 250 | 400 |
| | 凹曲線 | 250 | 400 |
| 20 | 凸曲線 | 100 | 200 |
| | 凹曲線 | 100 | 200 |

イ 縦断曲線の長さ

縦断曲線の長さは、当該農道の設計速度に応じ、**表-3.6.15** に掲げる値以上とする。

**表-3.6.15**　縦断曲線の最小長さ [2)]

| 設計速度（km/h） | 縦断曲線の最小長さ（m） |
|---|---|
| 50 | 40 |
| 40 | 35 |
| 30 | 25 |
| 20 | 20 |

縦断屈曲部は曲線形の２次放物線とする。縦断曲線の概念図を、**図-3.6.16** に示す。

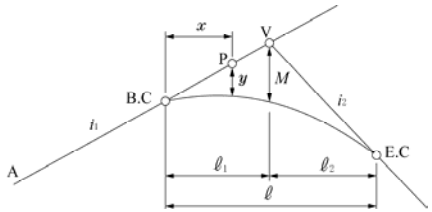



**図-3.6.16**　縦断曲線の概念図 [2)]

縦断曲線は、極めて扁平であるため、その長さは近似的に B.C～E.C 間の距離 に等しいものと見なす。

**図-3.6.15** において、

$$M=\frac{i_1-i_2}{800}\ell \qquad \cdots\cdots \text{式（3.6.2）}$$



したがって、任意の点 P における縦距 $y$ は、次のように計算される。

$$y=\frac{Mx^2}{\left(\frac{\ell}{2}\right)^2}=\frac{i_1-i_2}{200\ell}x^2 \qquad \cdots\cdots \text{式（3.6.3）}$$

ここに、$x$：B.C から任意点 P までの水平距離（m）

$y$：B.C より $x$ の距離にある任意点 P から曲線までの縦距（m）

$i_1$：B.C における縦断勾配（%）　　符号は昇り勾配を＋

$i_2$：E.C における縦断勾配（%）　　下り勾配をーとする。

$\ell$：縦断曲線長（m）

$M$：勾配の変移点 V から、縦断曲線の中点までの距離

縦断曲線は曲線長で示す方法と、放物線を円曲線で近似し、この曲線半径で示す方法がある。

$$\ell=\frac{R|i_1-i_2|}{100} \qquad \cdots\cdots \text{式（3.6.4）}$$

$$R=\frac{100\ell}{|i_1-i_2|} \qquad \cdots\cdots \text{式（3.6.5）}$$

ここに、$R$：縦断曲線の半径（m）

(4) 合成勾配

合成勾配とは、縦断勾配と片勾配又は横断勾配とを合成した勾配で、路面の最急勾配をいう。

基幹的農道、幹線農道の合成勾配は、**表-3.6.16** に示す値以下とする。ただし、支線農道、耕作道の合成勾配について、地形の状況、周辺地域の特性、経済性等の理由により必ずしもこれによることが地域住民等の意向に合致しない場合においてはこの限りではない。

また、積雪寒冷の度合いが甚だしい地域に存する農道においては８%以下とする。

**表-3.6.16**　合成勾配 [2)]

| 設計速度（km/h） | 合成勾配（%） | |
|---|---|---|
| | 一般 | 特例 |
| 50 | 11.5 | |
| 40 | | |
| 30 | | 12.5 |
| 20 | | |

合成勾配は、**式（3.6.6）**により求める。

$$S=\sqrt{i^2+j^2} \qquad \cdots\cdots \text{式（3.6.6）}$$

$S$：合成勾配（%）　$i$：横断勾配又は片勾配（%）　$j$：縦断勾配（%）

縦断勾配に特例値を用いた場合における片勾配又は横断勾配は、合成勾配の制限値を超えているため、排水に支障のない限りにおいてできるだけ緩やかであることが望ましいが、２～３%程度であれば特に問題はない。

**表-3.6.16** における特例は、構造令に準拠している。

## 3.7　交　差

### 3.7.1　一般事項

道路の交差点には、道路と鉄道との交差と道路相互に交差する場合とがあり、この交差の形態は、平面交差と立体交差に大別される。

当該農道の交差を平面交差とするか立体交差とするかは、交差する道路相互の交通量の組合せが信号交差点の交通容量から算定して、信号によって処理できる範囲を超えるか否かにより判断すればよいが、立体交差とする場合は、単にその箇所のみでなく、路線全体に与える影響について十分配慮する必要がある。

### 3.7.2　平面交差

平面交差の計画は、道路網における交差点の役割、関連する他の平面交差及び単路部の諸条件とのバランス並びに必要な空間機能を考慮して行わなければならない。

(1)交通制御と交通方法

農道が平面交差する道路には、農道及び一般道路がある。一般道路と交差する場合は、その構造について道路管理者及び都道府県公安委員会（以下「公安委員会」という。）と調整・協議し、道路構造令に準拠することとなる。農道相互の場合は、互いに交差する農道の交通量及び交差点付近の見通しの状況を考慮し、信号制御による方法、一時停止制御による方法又は交通制御をしない方法のいずれによるかを検討する。

ほ場内農道は、交通量が少なく交差点付近の見通しの良好な場合が多いこと、幹線農道と支線農道の交差点は主道路、従道路がはっきりしていること等から、一般には交通制御を考慮しなくてよい。その他農道との交差点については、交通制御しない方法のほかに、信号による制御か交通量の少ない側を一時停止制御する方法を考慮する。ただし、これらの設置運用は、公安委員会の所掌に係るものであるから、事前に調整することが必要である。

交差点における右左折時の車両の交通方法として、車道全幅使用、車道の左側使用等の方法が想定されるが、交差する農道の種類、交通機種及び交通制御の方法を考慮して定める。

(2)設計速度

交差点付近の直進車の設計速度は、主流交通に対しては原則としてその道路の単路部の設計速度と同一とする。ただし、交通状況や沿道状況によっては、付加的幅員構成要素を欠いたままで高い設計速度を維持するよりは、設計速度を落としても必要な要素を備えることによるメリットが大きいときに限ってやむを得ない場合の方法として、10～20km/h を下まわった設計速度を用いることができる。

(3)平面交差点の形状及び間隔

平面交差の形状、枝数、交差角、間隔等平面交差の基本的形態を規定するような要素は計画段階で決まり、この形態が当該交差の安全性、円滑性等に決定的な影響を及ぼす。

計画段階における欠陥は、設計又は改良の段階で根本的に修正することは難しいので、交通処理能力の低下や交通事故の発生を招かないように、以下に述べる原則的事項に十分配慮する必要がある。

(4)枝数、交差角及び形状

農道は、原則として、同一箇所において同一平面で５枝以上交差させてはならない。農道どう



し又は他の道路と互いに交差する交通流は、原則として、直角又はそれに近い角度で交差するように計画しなければならない。原則として、主流交通が右左折になるような変則交差や、くい違い交差、折れ脚交差等の変則交差は避ける。交差点における主流交通は、できるだけ直線に近い線形とし、かつ主流交通の側に２枝以上の脚が交差しないようにする。原則として、交差角は直角に近いものとする。

直角又はそれに近い角度の平面交差では、交差する車道を横断する距離が短く、交差部分の面積も小さい。また、見通しの面からも好ましい。したがって、交差角は 75° 以上とすべきである。しかし、特にやむを得ない場合には 60° 以上とすることができる。

(5)交差点の間隔

交差点の間隔は、交通処理の必要性からできるだけ大きくとることが望ましいが、交差点の設置密度は、農道網形態、土地利用状況からある程度定まってくるものである。

例えば、ほ場内農道は、その性格及び機能から交差点の密度が高くならざるを得ないであろうが、基幹的農道については、農産物流等の交通特性等を考慮して妥当な設置密度とする。

(6)交差点の視認距離

車両が平面交差点を安全かつ容易に通過し得るためには、単路部と同様の視距を確保しなければならない。また、原則として同時に交差点の相当手前の距離から、交差点、信号、道路標識（警戒標識、規制標識等）等が明確に視認できなければならない。

信号制御交差点における信号の視認距離及び一時停止制御交差点における一時停止標識の視認距離は、原則として当該農道の設計速度により**表-3.7.1** に示す数値以上とする。また、これらの視認距離がどうしても確保できない場合には、警戒標識でこれを補うことを考慮する。なお、交通制御されない交差点については、視認距離として**表-3.6.10** の制動停止視距を確保する。

**表-3.7.1**　交差点の視認距離 [2)]

| 設計速度（km/h） | | 20 | 30 | 40 | 50 |
|---|---|---|---|---|---|
| 最小視認距離（m） | 一時停止制御 | 20 | 35 | 55 | 80 |
| | 信号制御 | 60 | 100 | 140 | 190 |

注）最小視認距離：運転者が標識又は信号を視認して停止するまでの最小距離

(7)曲線半径

交差点取付部における車道中心線の曲線半径は、当該道路の交差点の制御方法、設計速度に応じ、原則として**表-3.7.2** に掲げる値以上とする。

**表-3.7.2**　最小曲線半径 [2)]

| 最小曲線半径(m) ＼ 設計速度（km/h） | 信号交差点及び一時停止制御交差点の主道路 | | 一時停止制御交差点の従道路 |
|---|---|---|---|
| | 標準値 | 特例値 | |
| 50 | 100 | 80 | 40 |
| 40 | 60 | 50 | 30 |
| 30 | 30 | － | 15 |
| 20 | 15 | － | 15 |

(8) 縦断線形

交差点の取付部及び交差点前後の相当区間の縦断勾配は 2.5%以下の緩勾配とする。また、凸形縦断曲線の頂部又は凹形縦断曲線の底部付近に交差点を設けないようにすることが望ましい。

**表-3.7.3　交差点付近の緩勾配区間長の最小値** [2)]

| 道路の区分 | | 最小区間長（m） |
|---|---|---|
| 第３種 | 第４種 | |
| 第１級、第２級 | 第１級 | 40 |
| 第３級 | 第２級 | 35 |
| 第４級 | 第３級 | 15 |
| 第５級 | － | 10 |
| － | 第４級 | 6 |

## 3.7.3　右折車線

(1) 本線シフト

直線区間において本線シフトを行う場合の区間長は、**表-3.7.4** の計算式によって求められる値と最小値を比較して、いずれか大きい方の値を標準とする。

**表-3.7.4　本線シフトの区間長**[2)]　（単位：m）

| 設計速度$V$（km/h） ＼ 地域区分 | 地方部 | | 都市部 | |
|---|---|---|---|---|
| | 計算式 | 最小値 | 計算式 | 最小値 |
| 50 | $\frac{V\cdot\Delta W}{3}$ | 40 | $\frac{V\cdot\Delta W}{3}$ | 35 |
| 40 | | 35 | | 30 |
| 30 | | 30 | | 25 |
| 20 | | 25 | | 20 |

注）$V$：設計速度（km/h）　$\Delta W$：本線の横方向シフト量（m）

(2) 右折車線の幅員と車線長

右折付加車線の幅員は 3.0m を標準（3.25、3.00 又は 2.75m）とし、右折車線の長さは、原則として、設計速度とそこに滞留する車両の数に応じて決めるものとする。

右折車線長は、テーパー長と滞留に必要な長さとから構成される。

$$L=\ell_d+\ell_s \quad \cdots\cdots \text{式（3.7.1）}$$

$L$：右折車線長（m）
$\ell_d$：テーパー長（m）
$\ell_s$：滞留長（m）

このうちテーパー長（$\ell_d$）は減速のために必要な長さ（$\ell_b$）又は右折車線へのシフトに必要な長さ（$\ell_c$）のいずれの値をも下まわってはならない。

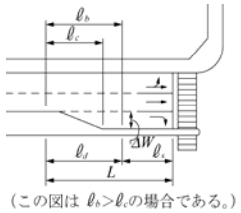
平面交差部における減速のために必要な最小長（$\ell_b$）は、**表-3.7.5** のとおりである。この値は、交差点で右折する車両が右折車線の手前であらかじめ設計速度の値から 10～20km/h 下回った速度にまで減速して右折車線に進行することを想定して算出したものである。

一方、直線車線から右折車線にシフトするために必要な最小長（$\ell_c$）は、次式で与えられる。

$$\ell_c=\frac{V\cdot\Delta W}{6} \quad \cdots\cdots \text{式（3.7.2）}$$

$V$：設計速度（km/h）
$\Delta W$：横方向のシフト量（m）（付加車線の幅員と考えてよい）





（この図は $\ell_b>\ell_c$の場合である。）

**図-3.7.1　右折車線長** [2)]

**表-3.7.5　減速のために必要な最小長（$\ell_b$）** [2)]　（単位：m）

| 設計速度（km/h） ＼ 区分 | 地方部の主道路 | 地方部の従道路及び都市部の道路 |
|---|---|---|
| 50 | 30 | 20 |
| 40 | 20 | 15 |
| 30 | 10 | 10 |
| 20 | 10 | 10 |

したがって、$\ell_d$ は、**表-3.7.5** の $\ell_b$ 又は**式（3.7.2）**による $\ell_c$ のいずれか大きい方の値としなければならない。

$$\ell_d=\max(\ell_b,\ \ell_c)$$

右折車が滞留するために必要な長さ（$\ell_s$）は、次式によって求められる。

$$\ell_s=\zeta\times N\times S \quad \cdots\cdots \text{式（3.7.3）}$$

$\zeta$：右折付加車線長係数
$N$：１サイクル当たりの平均右折車数（台）
$S$：平均車頭間隔（m）

右折車線係数は、原則として**表-3.7.6** を用いる。ただし、地形状況や沿道状況等によりやむを得ない場合には 1.5 を用いることができる。なお、平均右折台数が、中間値の場合は、比例配分により算出する。

**表-3.7.6　右折付加車線長係数$\zeta$の値**[2)]

| 平均右折台数（台/サイクル） | 2以下 | 3 | 5 | 8 | 10以上 |
|---|---|---|---|---|---|
| 右折付加車線長係数$\zeta$ | 2.2 | 2.0 | 1.8 | 1.6 | 1.5 |

$S$ は乗用車の場合は６m、大型車の場合は 12m として大型車混入率により補正することを原則とする。大型車混入率が不明の場合は、$S$ は７m とすることができる。

信号で制御されない平面交差では交通量の変動を考慮にいれ、$\ell_s$ を次式によって求める。

$$\ell_s=2\times M\times S \quad \cdots\cdots \text{式（3.7.4）}$$

$M$：１分間当たりの平均右折車数（台）

右折車が滞留するために必要な長さ $\ell_s$ は、計算によって求める値以上とし、最低でも 30m の長さを確保することが望ましい。

## 3.7.4　導流路

導流路の設計に当たっては、想定される車両の速度と、その他の各種条件を十分考慮しなければならず、導流路の配置は、交通流、交通規制方法、歩行者等を考慮して、交通に支障のないようにしなければならない。幅員は、設計車両、曲線半径、導流路の転向角に応じて定めるものとする。

交差点の大きさを小さくするためにも、規則正しく交通流を導くためにも、導流路はできるだけ

集約させるのがよい。導流路の幅を広くとり過ぎると交通量が多い場合、交通流が乱れる。したがって、導流路幅は適正にし、用地に余裕があるからといってむやみに導流路を設けること、また不必要に幅員を大きくすることは、厳に避けることが必要である。

(1)導流路の曲線半径

地方部の左折導流路については、用地の制約がない場合は、本線の設計速度に準じた設計速度を用いて曲線半径を決める。また、導流路が独立し、左折路となる場合には、片勾配を付ける。

また、右折導流路（**図-3.7.2**）については、一時停止をして、速度が非常に小さい状態で曲がることを考えて、交差角が 90° に近いときには、15～30m 程度の外側半径をとればよい。このとき、内側の曲線は、約５m 位手前から始まるので、接線長を内側より外側の方に５m 位長くとるようにする。

都市部の道路で、隅切り長があらかじめ決まっている場合は、歩道等の幅員を確保しようとすると、おのずから可能な最大の隅角半径が決まる（**図-3.7.3**）。

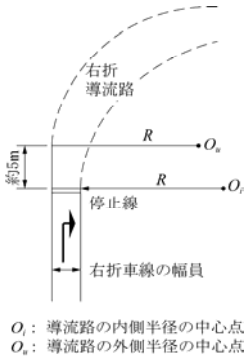



**図-3.7.2**　右折導流路の設計 [2)]

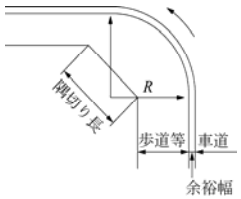



**図-3.7.3**　隅角半径と隅切り長 [2)]

(2) 導流路の幅員

導流路の幅員は、それぞれの設計車両と曲線半径に応じて**表-3.7.7** に掲げる値を標準とする。

**表-3.7.7**　導流路幅員[2)]　（単位：m）

| 導流路の外側半径 ＼ 設計車両 | セミトレーラ連結車（第１種、第２種、第３種第１級、第４種第１級） | 普通自動車（その他の道路） |
|---|---|---|
| 13以上　14未満 | 8.5 | 5.5 |
| 14　15 | 8.0 | |
| 15　16 | 7.5 | 5.0 |
| 16　17 | 7.0 | |
| 17　19 | 6.5 | |
| 19　21 | 6.0 | 4.5 |
| 21　25 | 5.5 | |
| 25　30 | 5.0 | 4.0 |
| 30　40 | 4.5 | |
| 40　60 | 4.0 | 3.5 |
| 60 | 3.5 | |



(3)導流路の設計法

導流路の設計に円曲線を用いる場合の手順は、次のとおりである（**図-3.7.4**）。

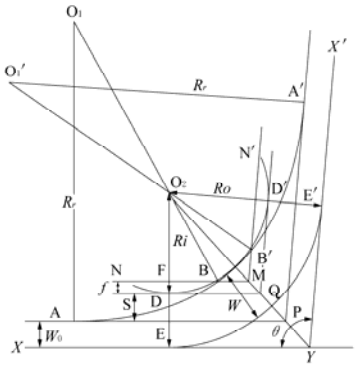



**図-3.7.4**　導流路の設計 [2)]

ア 外側の円（$R_o$）を決める。

イ 外側の円により**表-3.7.7** から幅員（$W$）を決める。

ウ **表-3.7.7** から内側円（$R_i$）の大きさが決まる。

エ $R_o$ と $R_i$ の同心円を描く。

オ $R_i$ に接して $\overline{AP}$、$\overline{A'P}$ に平行線で $\overline{DQ}$、$\overline{D'Q}$ をひく。

カ $R_i$ の $n$ 倍の緩和円 $R_r$（$=nR_i$）を決める。一般に $n$ は３又は４程度がよい。

キ $f=\dfrac{S}{n-1}$ により $f$ を求め、$\overline{DQ}$、$\overline{D'Q}$ に平行で、かつ $f$ だけ離れた直線 $\overline{NM}$、$\overline{N'M}$ をひき、円（$R_i$）との交点をそれぞれ、B、B′とする。

ク $\overline{AE}=\overline{A'E'}=(n-1)\overline{BF}$ となるように、A、A′を決める。

ケ A、A′、B、B′がそれぞれ緩和円（$R_r$）の接点である。

これらの点を計算で求めるには次式を使う。

$$\overline{EP}=(R_i+S)\cot\frac{\theta}{2}$$

$$\overline{AE}=\sqrt{2(R_r-R_i)\,S-S^2}$$

$$\overline{FB}=\frac{1}{n-1}\cdot\overline{AE}$$

$$\overline{EF}=S+f=S+\frac{1}{n-1}=\frac{n\cdot S}{n-1}$$

(4)導流路幅員が広い場合の処理方法

セミトレーラ連結車を設計車両として、比較的小さい半径の導流路を設けると導流路の幅員が大きくなって、小型車が２～３台併進し交通の混乱を招いたり、大型車と二輪車の接触等の事故を誘発したりするおそれがある。

左折が主交通流であって多車線の導流路を意識的に設ける場合を除き、このような広幅員の導流路は、通常乗用車が通行し得る幅員を中央に残して両側にゼブラ標示を行う等により、交通流の適正化を図る必要がある（**図-3.7.5**）。

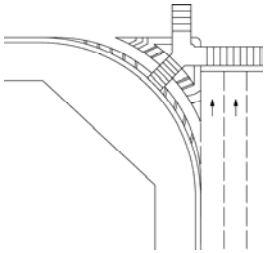


**図-3.7.5**　広幅員の導流路[2)]

### 3.7.5　隅切り

道路が同一平面で交差又は接続する場合においては、自動車、歩行者、自転車等の安全かつ円滑な通行を確保するとともに快適な道路空間を形成するため、隅切りを設ける必要がある。

(1)隅切り長

隅切り長は道路の交差角、歩道等の幅員、設計車両、通行方法により変わる車両の円滑な通行のために必要な値を基準として、歩行者、自転車のたまり空間、見通し、道路緑化のためのスペース等、交差点ごとに検討を行って決めることが望ましい。

交差角が直角に近いときの隅切りの一辺の長さは**表-3.7.8** に示す値を標準とし、交差角が90°より小さい場合や大きい場合、その他特別の場合に当たっては、周囲の状況等を勘案して曲線を挿入することも考慮する。

**表-3.7.8**　隅切りの一辺の長さ（m）

| 交差する農道の車道幅員（m） | | *a* | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 3 | 4 | 5 |
| *b* | 3 | 2.0 | 1.5 | 1.0 |
| | 4 | 1.5 | 1.0 | 0.5 |
| | 5 | 1.0 | 0.5 | 0 |

注）*a*、*b*は、**図-3.7.6**に示すところによる。

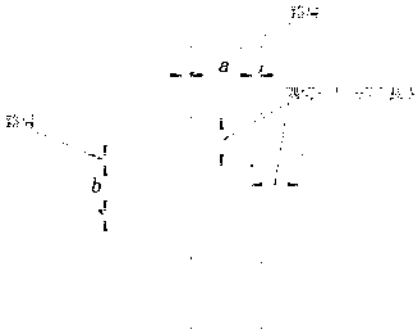



**図-3.7.6**　隅切り図(1)



なお、近年の農業機械の大型化に伴い上記の隅切り長では小さいと判断される場合は、対象となる農業機械に合わせた隅切り長を個別に検討することとする。以下に、「草地開発整備事業計画設計基準」の例を示す。

**表-3.7.9**　隅切りの長さ（例）[4)]

| 広い道路の車道幅員　*A*（m） | 5.0 | 4.5 | 4.0 | 3.5 | 3.0 |
|---|---|---|---|---|---|
| 隅切り長さ（m） | 2.5 | 3.0 | 3.5 | 4.0 | 4.5 |

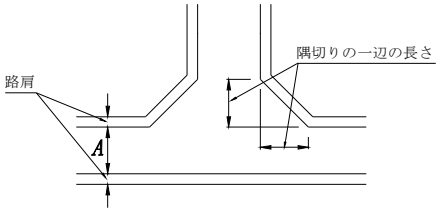



**図-3.7.7**　隅切り図(2)[4)]

第４種の道路の交差点における一般的な標準値を**表-3.7.10** に示しておく。第３種の道路であっても集落が形成されているような地域においてはこの値を参考としてもよい。

**表-3.7.10**　隅切り長の標準値[2)]　（単位：m）

| 級　別 | 第１級 | 第２級 | 第３級 | 第４級 |
|---|---|---|---|---|
| 第１級 | 12 | 10 | 5 | 3 |
| 第２級 | | 10 | 5 | 3 |
| 第３級 | | | 5 | 3 |
| 第４級 | | | | 3 |

(2)隅切りの設計方法

車両の円滑な通行のために必要な隅切りの大きさは、一般的には次のようにして求めるとよい。

まず、**表-3.7.11** から対象とする平面交差における左折車の設計車両と通行方法を求め、その走行に必要な導流路の設計を前記「**3.7.4　導流路**」の方法により行い、導流路の内側の曲線ABB′A′を、次いで弧 ABB′A′に対し最小 0.5m 程度の余裕があるように歩道縁石前面の巻込み線（弧 aa′）を描く（**図-3.7.8**）。

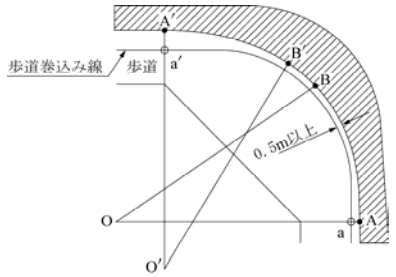



**図-3.7.8**　車両の占有幅と歩道縁石の巻込み[7)]

**表-3.7.11**　交差点における右左折車の通行方法 [2)]

| 条件 | | 道路種別 | 第1種 | 第３種 | | | | | 第４種 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | １級 | ２級 | ３級 | ４級 | ５級 | １級 | ２級 | ３級 | ４級 |
| 一時停止制御の場合 | 流入部 | | S4* | S4* | T4 | T4 | T4 | T1 | S4* | T4 | T4 | T1 |
| | 流出部 | 主道路 | S4* | S4* | T4 | T3 | T2 | T1 | S4* | T3 | T2 | T1 |
| | | 従道路 | | | T3 | T3 | T2 | T1 | | T2 | T2 | T1 |
| 信号制御の場合 | 流入部 | | | S4* | T4 | T4 | T4 | T1 | S4* | T4 | T4 | T1 |
| | 流出部 | | | S3* | T3 | T2 | T2 | T1 | S3* | T2 | T2 | T1 |

注 1）S：セミトレーラ連結車　T：普通自動車
2）S 又は T のあとに記されている 1～4 の数字は、次に示す通行方法を表す。
1. 車道全幅を使用する。
2. 車道の中央から左側を使用する。対向車線は使用しない。
3. 屈折車線又は最右車線（右折時）若しくは最左車線（左折時）及びそれに接する他の 1 車線を使用する。ただし、対向車線は使用しない。
4. 屈折車線又は最右車線（右折時）若しくは最左車線（左折時）のみ使用する。
また、＊印は主道路と従道路で設計車両が異なる場合においては、従道路の設計車両を用いることを示す。

この歩道巻込み線に対し、**図-3.7.9** に示すように、歩道幅員の広い側の巻込みから始まり点 A から官民境界線に直交する線 AB を引く。その交点 B と官民境界線を延長した交点 O′との距離 O′B に等しく O′B′をとった点 B′と B を結び必要な隅切りを決める。

$\theta$＝∠AOA′＝∠BO′B′、歩道等の幅員をそれぞれ $W_1$、$W_2$（$W_1 \geqq W_2$）、歩道縁石の巻込み半径（隅角半径）を $R$ とすると（$\overline{PA}=\overline{PA'}=R$）、

$$OA=\frac{R}{\tan\frac{\theta}{2}}$$

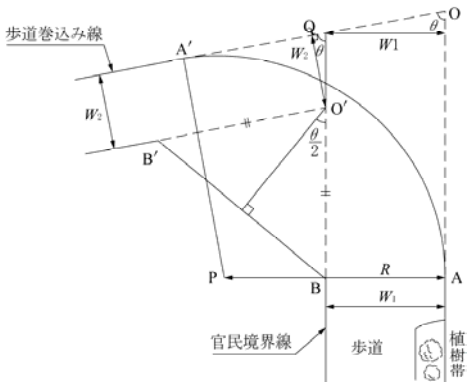



**図-3.7.9**　歩道縁石の巻込みと隅切り [7)]



一方、

$$\overline{OA}=\overline{O'B}+\frac{W_2}{\sin\theta}+\frac{W_1}{\tan\theta}$$

よって

$$\overline{O'B}=\frac{R}{\tan\frac{\theta}{2}}-\frac{W_1}{\tan\theta}-\frac{W_2}{\sin\theta}$$

隅切り長 BB′は、OB′＝O′B′から

$$\overline{BB'}=2\overline{O'B}\sin\frac{\theta}{2}=2\sin\frac{\theta}{2}\left(\frac{R}{\tan\frac{\theta}{2}}-\frac{W_1}{\tan\theta}-\frac{W_2}{\sin\theta}\right)$$

なお、対象とする道路の存する地域、沿道の土地利用状況、道路網の配置等によっては、必ずしもこれによることが適切でない場合もあり、これらの特性を十分に勘案し、場合によっては、BO′≒B′O′としたり、$W_1$ 又は $W_2$ のうち植樹帯の部分を縮小したりしてもよい。

### 3.7.6　横断歩道

(1) 横断歩道計画の原則

① 可能な限り、歩行者の自然な流れに合致させることが必要である。
② 横断歩道はできるだけ車道に直角に設置する。
③ 横断歩道はできるだけ交差点の中心部に寄せる。
④ 横断歩道は運転者から視認しやすい位置に設ける。
⑤ 横断歩道の長さは 15m 以下とすることが望ましい。
⑥ 横断歩道の幅員は、当該平面交差の実情に応じて設定すべきである。原則として、幹線道路相互の交差では 4 m、それ以外の道路相互の交差では 3 m を最小とし、必要に応じて 1 m 単位で広くする。

(2) 横断歩道の設置

① 取付部の歩道等との位置関係では、歩道等の延長線上に横断歩道を設けることが望ましいが、取付部の歩車道境界の延長線から最低 1 m を後退させて横断歩道を設置する。特に、左折車と横断歩行者との交錯が起こりやすい幹線道路相互の平面交差では、横断歩道を取付部の歩車道境界の延長線上から、３～4 m 程度後退させることが望ましい。
② 歩道等巻込み部には、車止め等を設けるか、スペースが許せば低い植栽等を行い、隣接する横断歩道間で生じやすい歩行者の信号無視横断や大型自動車の左折時における巻き込みを防止するとともに道路の景観を向上させるような配慮をすべきである。
③ 中央帯がある道路では、分離帯の先端の位置は右折車の走行に支障がないよう、右折導流路を計算してその位置を決める。
また、横断歩道の位置は、分離帯先端から１～２m 後退させて設けることが望ましい。

(3) 停止線

停止線は、車両のいかなる部分もその線を越えて停止してはならないことを示す表示であり、信号交差点の流入部、横断歩道の手前及び一時停止交差点の非優先道路の流入部には必ず設置する。

停止線の位置における一般的留意点は、以下のとおりである。

① 停止線は、原則として車道中心線に直角に設置する。

② 横断歩道がある場合は、最小１ｍの位置に設置する。

③ 交差道路側の走行車両を十分な見通し距離をもって視認できる位置に設置する。

④ 交差道路側の右左折車の走行に支障を与えない位置に設置する。

⑤ 交差点での二輪車の巻き込み事故防止のために、二段停止線を設置することができる。二つの停止線の間隔は、二輪車１台分のスペースとし２～５ｍ程度とする。

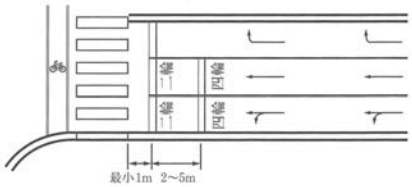



図-3.7.10　二段停止線の設置例 [2)]

### 3.7.7　立体交差

立体交差は、交差する交通相互の影響をなくし、あるいは小さくすることにより、より円滑な交通を確保するために設けられる施設であるから、その計画・設計に当たっては、立体交差の種類に応じて、単に構造上の要素のみならず、対象とする道路の交通量及び交通容量、道路の規格、機能、隣接交差点との間隔、計画地点周辺の地形等の沿道条件や土地利用状況、環境条件等地域特有のさまざまな要素について総合的に検討を行う必要がある。

交差点立体交差の計画に当たっては、交通制御の方式、交通量と交通容量の関係、対象とする交差点を立体交差化した場合の隣接交差点への影響等を考慮し、全体として効果ある立体交差化ができるか否かを判断するとともに、立体交差区間における沿道地域へのアプローチ上の制約等の利害得失も考慮しなければならない。

また、構造型式すなわちオーバーパス、アンダーパスのいずれの構造形式を採用するかについては、経済的見地に加えて地形、地質、工事施工の難易、周囲の景観との調和といった沿道の土地利用の状況や環境保全上の視点からも検討し、選択することが重要である。



### 3.7.8　鉄道等との交差

農道が鉄道と交差する場合、その交差部の構造は、両者の輸送機能及び交通の安全が十分保たれるようにする。

(1)鉄道等との平面交差

① 農道と鉄道とは立体交差化することが望ましいが、次のような場合には平面交差としてもよい。

・当該農道の交通量又は当該鉄道の運転回数が著しく少ない場合
・地形上、立体交差することが著しく困難な場合
・立体交差することによって、鉄道又は農道の効用が著しく阻害される場合
・当該交差点が一時的である場合
・立体交差化の工事に要する費用が著しく不経済となる場合

② 平面交差とする場合は、次の条件を満たすものとする。

・交差角は 45° 以上とする。
・踏切道の両側からそれぞれ 30m までの区間は、踏切道を含めて直線とし、その区間の車道の縦断勾配は 2.5%以下とする。ただし、自動車の交通量が極めて少ない箇所又は地形の状況その他特別の理由によりやむを得ない箇所については、この限りではない。
・見通し区間の長さ（線路の最縁端軌道の中心線と車道の中心線との交点から、軌道の外方車道の中心線上５ｍの地点における 1.2m の高さにおいて見通すことができる軌道の中心線上当該交点からの長さをいう。）は、踏切道における鉄道等の車両の最高速度に応じ、**表-3.7.12** に掲げる値以上とする。ただし、踏切遮断機その他の保安設備が設置される箇所、又は自動車の交通量及び鉄道等の運転回数が極めて少ない箇所については、この限りではない。
・踏切道の幅員は少なくとも前後の農道幅員と同一にしなければならない。また、踏切道の交通量が多い場合には必ず歩道を設ける必要がある。

表-3.7.12　踏切における見通し区間長 [2)]

| 踏切道における鉄道等の車両の最高速度（km/h） | | 見通し区間長（m） |
|---|---|---|
| | 50未満 | 110 |
| 50以上 | 70 | 160 |
| 70 | 80 | 200 |
| 80 | 90 | 230 |
| 90 | 100 | 260 |
| 100 | 110 | 300 |
| 110 | | 350 |

(2)鉄道等との立体交差

立体交差は、双方の平面線形、縦断線形のよい地点で行うのが望ましい。また、立体交差の設計に際しては、建築限界、視距、排水、防護施設、沿道の利用等に注意しなければならない。

道路と鉄道の立体交差においては、各々に規定される建築限界を侵すことのないようにすることに加え、工事中の余裕、補修のための余裕、除雪のための余裕等を十分にとっておくことが必要である。特に農道がアンダーパスになる場合の農道の高さとしては、将来とも所定の建築限界が確保できるよう、舗装のオーバーレイ等を考慮の上、必要なクリアランスを設定するとよい。

鉄道の建築限界は、各鉄道事業者により、それぞれの車両限界、電気的離隔等に基づき定められている。

立体交差部でオーバーパスにしろ、アンダーパスにしろ、農道に縦断曲線又は平面曲線を入れる場合には、十分な視距が確保できるよう注意しなければならない。

農道がアンダーパスするために、交差部で農道の縦断曲線が凹型になっているような場合は、特に冠水しないような構造とすることが必要であることはもちろんであるが、凹型になっていなくても、オーバーパスする鉄道等からの排水が路面等に集中的に落ちてこないような排水施設を考慮する必要がある。

［参　考］

① 「踏切道の立体交差化，構造の改良及び保安設備の整備に関する省令」（平成 13 年４月国土交通省・国土交通省令第八十六号）では、平成 17 年度末における１日当たりの踏切交通遮断量（当該踏切道における自動車（二輪のものを除く）の１日当たりの交通量に踏切遮断時間を乗じた値をいう）が 10,000 台/時以上となると認められるもの（例外規定あり）については、立体交差化を実施すべきであるとしている。

② 鉄道との交差を計画するに当たっては、前述した構造のほか、工事の施工方法、費用負担に関する事項について鉄道事業者と協議する必要があるが、このほかにも必要に応じて踏切道が近接して数箇所ある場合の踏切道の統廃合・設置・施設の維持管理及びこれらの場合の費用負担等について、鉄道事業者と十分に協議調整し、両者の輸送機能及び交通の安全が十分保たれるようにしなければならない。



## 3.8　線形設計例

地形の状況等から、路線及び計画高が既に決定しているものと仮定した線形計算の計算例を、以下に示す。

### 3.8.1　基本条件

① 設計速度：30km/h

② 幅員構成：２車線　全幅 6.5m

③ 線形細目：

| | |
|---|---|
| 最小曲線半径 | 30m（望ましい値 65m） |
| 最小曲線長 | 50m |
| 曲線部の拡幅量 | **表-3.6.3**（3.6.2(4)）による。 |
| 緩和区間 | 設けない。 |
| 片勾配 | **表-3.6.7**（3.6.2(6)）による。 |
| 最大片勾配 | 10% |
| 最大縦断勾配 | ８% |
| 縦断曲線最小半径 | 250m |
| 縦断曲線長 | 25m |
| 最大合成勾配 | 11.5% |

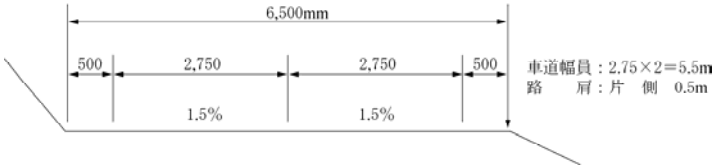



**図-3.8.1**　幅員構成

### 3.8.2　線形計算

路線及び計画高は、**図-3.8.2** 及び**図-3.8.3** に示すように、既に決定済みとする。

① 曲線部諸元　　：**表-3.8.1** に諸元表を示す。
② 拡幅・片勾配のすりつけ　：**表-3.8.2～表-3.8.5** に計算表を示す。
③ 縦断曲線表　　：**表-3.8.6** に計算表を示す。
④ 合成勾配表　　：**表-3.8.7** に計算表を示す。

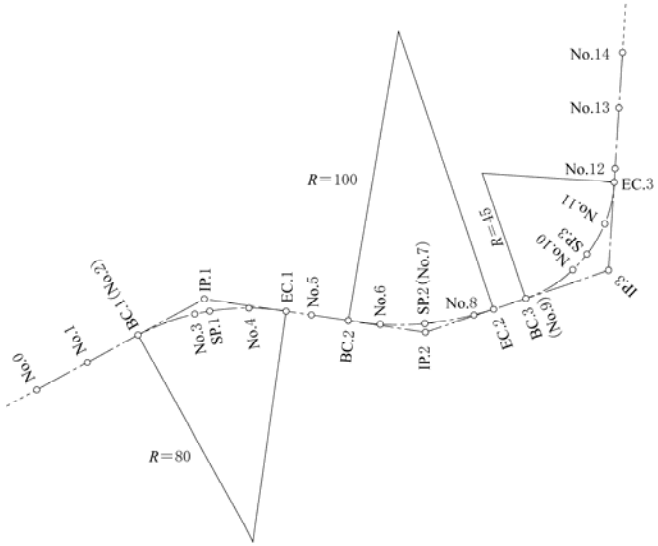



**図-3.8.2**　線形計画図



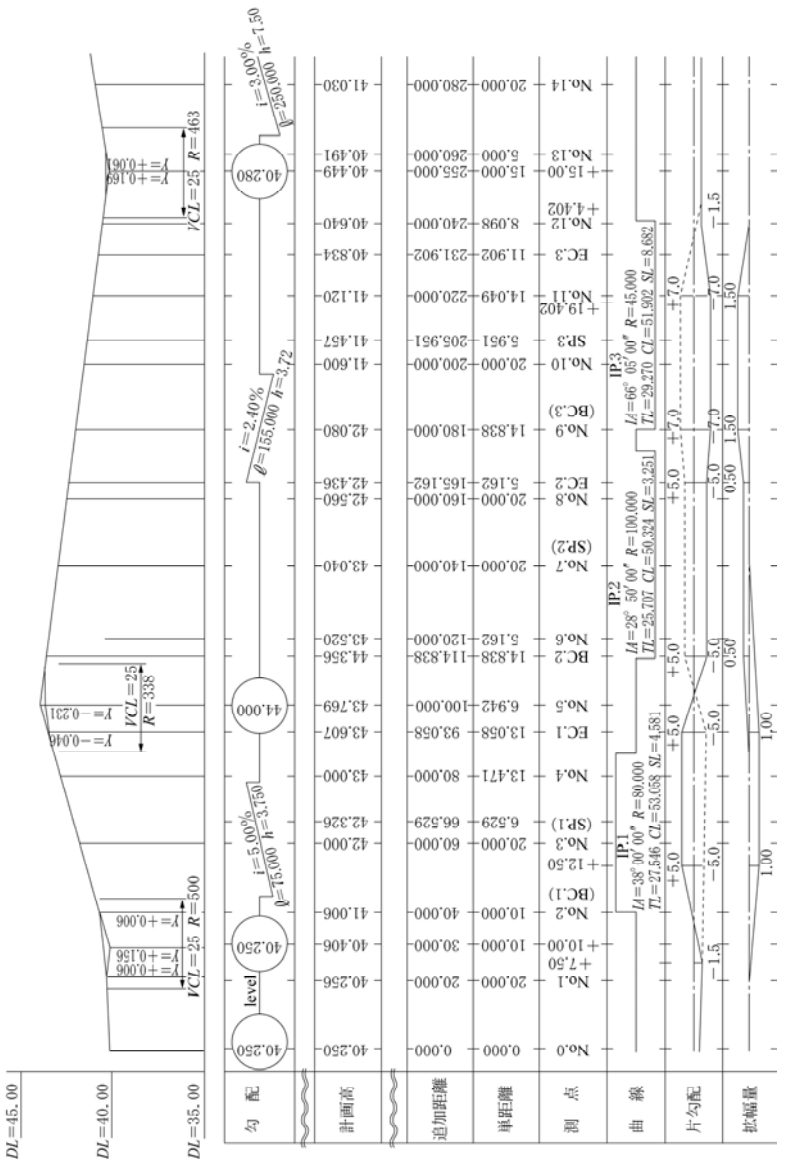



**図-3.8.3**　線形計画図

**表-3.8.1　曲線諸元表**

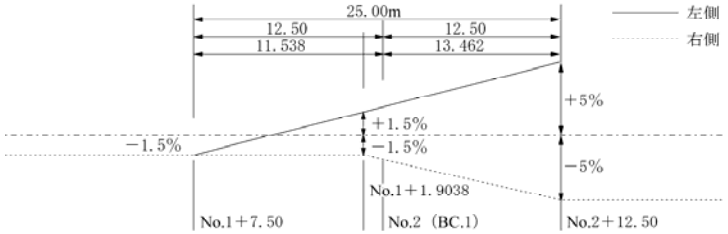
| IP | 交角 $IA$(°) | 曲線半径 $R$(m) | 測点 BC | 測点 SP | 測点 EC | 諸元 曲線長 $CL$(m) | 諸元 接線長 $TL$(m) | 諸元 外割長 $SL$(m) | 拡幅量 $w$(m) | 片勾配 $i$(%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 38° 00′ 00″ | 80.000 | No.2 | No.3+6.529 | No.4+13.058 | 53.058 | 27.546 | 4.610 | 1.00 | 5 |
| 2 | 28° 50′ 00″ | 100.000 | No.5+14.838 | No.7 | No.8+5.162 | 50.324 | 25.707 | 3.251 | 0.50 | 5 |
| 3 | 66° 05′ 00″ | 45.000 | No.9 | No.10+5.951 | No.11+11.902 | 51.902 | 29.270 | 8.682 | 1.50 | 7 |

**表-3.8.2　拡幅・片勾配すりつけ計算表（IP.1）標準曲線の場合**

| | | |
|---|---|---|
| 曲線半径 | $R$=80m | $\alpha=w/L$=1.0/25.0=0.040 |
| 曲線長 | $CL$=53.058m | $\beta$（左）$=\Delta i/L$=6.5/25.0=0.260 |
| 拡幅量 | $w$=0.50m×2=1.00m | $\beta$（右）$=\Delta i/L$=3.5/13.462=0.260 |
| 片勾配 | $i$=5% | 回転軸から車道端までの幅　$B$=2.75m |
| 片勾配代数値差の絶対値 | $\Delta i$=6.5% | すりつけ長　$L$=25.0m |

片勾配すりつけ割合　$q=\dfrac{B\cdot\Delta i}{100L}=\dfrac{2.75\times6.5}{100\times25}=\dfrac{1}{140}<\dfrac{1}{75}$　OK（**表-3.6.9**参照）

片勾配図




| 測点 | 単距離 (m) | 追加距離 $L$（m） | 拡幅量（m） $w=0.0400L$ | 片勾配（%） 左側 $-1.5+0.260L$ | 片勾配（%） 右側 |
|---|---|---|---|---|---|
| No.1+ 7.50 | 0 | 0 | 0 | −1.5 | −1.5 |
| No.1+19.038 | 11.538 | 11.538 | 0.462 | +1.50 | −1.5 |
| No.2（BC.1） | 0.962 | 12.500 | 0.50 | +1.75 | −1.5 |
| No.2+12.50 | 10.714 | 25.000 | 1.00 | +5.0 | −5.0 |

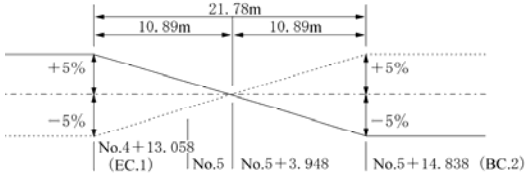


**表-3.8.3　拡幅・片勾配すりつけ計算表（IP.1～2）S字曲線の場合**

| | | |
|---|---|---|
| 曲線半径 | $R$=80　100m | $\alpha$（右）$=w/L$=1.00/(21.78+25.162)=0.0213 |
| 曲線長 | $CL$=53.058　50.324m | $\beta$（左）$=\Delta i/L$=10/21.78=0.459 |
| 拡幅量 | $w$=0.50m×2=1.00m　0.25m×2=0.50m | $\beta$（右）$=\Delta i/L$=10/21.78=0.459 |
| 片勾配 | $i$=5、−5% | 回転軸から車道端までの幅　$B$=2.75m |
| 片勾配代数値 | $\Delta i$=10% | すりつけ長　$L$=21.78m（片勾配） |

片勾配すりつけ率　$q=\dfrac{B\cdot\Delta i}{100L}=\dfrac{2.75\times7}{100\times21.78}=\dfrac{1}{113}<\dfrac{1}{75}$　OK

片勾配図



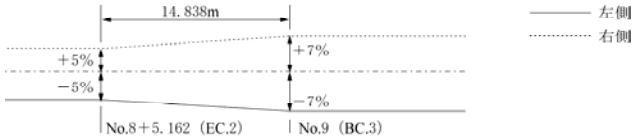

| 測点 | 単距離 (m) | 追加距離 $L$（m） 左側 | 追加距離 $L$（m） 片勾配 | 追加距離 $L$（m） 右側 | 拡幅量（m） 左側 $0.0104L$ | 拡幅量（m） 右側 $1.00-0.0213L$ | 片勾配（%） 左側 $5-0.459L$ | 片勾配（%） 右側 $-5+0.459L$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| No.3+6.529（SP.1） | | 0 | | | 0 | 1.00 | +5.0 | −5.0 |
| No.4 | 13.471 | 13.471 | | | 0.139 | 1.00 | +5.0 | −5.0 |
| No.4+13.058(EC.1) | 13.058 | 26.529 | 0 | 0 | 0.275 | 1.00 | +5.0 | −5.0 |
| No.5 | 6.942 | 36.471 | 6.942 | 6.942 | 0.377 | 0.851 | +1.81 | −1.81 |
| No.5+14.838(BC.1) | 14.838 | 48.309 | 21.780 | 21.780 | 0.50 | 0.534 | −5.0 | +5.0 |
| No.6 | 5.162 | | | 26.942 | 0.50 | 0.423 | −5.0 | +5.0 |
| No.7（SP.2） | 20.000 | | | 46.942 | 0.50 | 0 | −5.0 | +5.0 |

**表-3.8.4　拡幅・片勾配すりつけ計算表（IP.2～3）同方向曲線の場合**

| | | |
|---|---|---|
| 曲線半径 | $R$=100　45m | $\alpha=\Delta w/L$=(1.50−0.50)/14.838=0.0674 |
| 曲線長 | $CL$=50.324　51.902m | $\beta$（左）$=\Delta i/L$=2/14.838=0.1348 |
| 拡幅量 | $w$=0.25m×2=0.50m　0.75m×2=1.50m | $\beta$（右）$=\Delta i/L$=2/14.838=0.1348 |
| 片勾配 | $i$=5、7% | 回転軸から車道端までの幅　$B$=2.75m |
| 片勾配代数値 | $\Delta i$=2% | すりつけ長　$L$=14.838m |

片勾配すりつけ率　$q=\dfrac{B\cdot\Delta i}{100L}=\dfrac{2.75\times2}{100\times14.838}=\dfrac{1}{270}<\dfrac{1}{75}$　OK

片勾配図

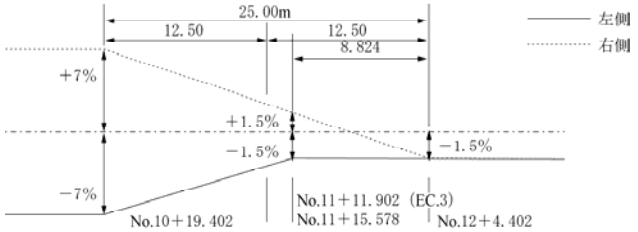



| 測点 | 単距離 (m) | 追加距離 $L$（m） | 拡幅量（m） $w=0.25+0.0337L$ | 片勾配（%） 左側 $-5+0.0674L$ | 片勾配（%） 右側 $5+0.0674L$ |
|---|---|---|---|---|---|
| No.8+5.162(EC.2) | 0 | 0 | 0.50 | −5.0 | +5.0 |
| No.9（BC.3） | 14.838 | 14.838 | 1.50 | −7.0 | +7.0 |

**表-3.8.5**　拡幅・片勾配すりつけ計算表（IP.3）標準曲線の場合

| | | | |
|---|---|---|---|
| 曲線半径 | $R$＝45m | $\alpha=w/L$＝1.50/25.0＝0.0600 | |
| 曲線長 | $CL$＝1.902m | $\beta$（左）＝$\Delta i/L$＝5.5/16.176＝0.340 | |
| 拡幅量 | $w$＝0.75m×2＝1.50m | $\beta$（右）＝$\Delta i/L$＝8.5/25.0＝0.340 | |
| 片勾配 | $i$＝7% | 回転軸から車道端までの幅　$B$＝2.75m | |
| 片勾配代数値 | $\Delta i$＝8.5% | すりつけ長　$L$＝25.0m | |
| 片勾配すりつけ率 | $q=\frac{B\cdot\Delta i}{100L}=\frac{2.75\times8.5}{100}=\frac{1}{107}<\frac{1}{75}$　OK | | |

勾配図




| 測点 | 単距離 (m) | 追加距離 $L$（m） | 拡幅量（m） $w=1.50-0.0600L$ | 片勾配（%） 左側　$-7+0.340L$ | 右側　$7-0.340L$ |
|---|---|---|---|---|---|
| No.10＋19.402 | 0 | 0 | 1.50 | −7.0 | +7.0 |
| No.11＋11.902(EC.3) | 12.500 | 12.500 | 0.750 | −2.75 | +2.75 |
| No.11＋15.578 | 3.676 | 16.176 | 0.529 | −1.5 | +1.5 |
| No.12＋4.402 | 8.824 | 25.000 | 0 | −1.5 | −1.5 |

**表-3.8.6**　縦断曲線計算表

| 屈曲測点 | 縦断勾配 $I_1$(%) | 縦断勾配 $I_2$(%) | 縦断勾配 $I$（%） | 曲線長 $L$(m) | 曲線半径 $R$(m) | 計算 測点 | 計算 $x$(m) | 計算 $y$(m) | 摘要 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| No.1 ＋10.00 | 0 | 5.00 | 5.00 | 25 | 500 OK | No.0＋17.50 | 0 | 0 | |
| | | | | | | No.1 | 2.500 | 0.006 | |
| | | | | | | No.1＋10.00 | 12.500 | 0.156 | |
| | | | | | | No.2 | 2.500 | 0.006 | |
| | | | | | | No.2＋2.50 | 0 | 0 | $I=\lvert I_1-I_2\rvert$ |
| No.5 | 5.00 | −2.40 | 7.40 | 25 | 338 OK | No.4＋7.50 | 0 | 0 | |
| | | | | | | No.4＋13.058 | 5.558 | 0.046 | $R=100L/I$ |
| | | | | | | No.5 | 12.500 | 0.231 | |
| | | | | | | No.5＋12.50 | 0 | 0 | $y=Ix^2/200L$ |
| No.12 ＋15.00 | −2.40 | 3.00 | 5.40 | 25 | 463 OK | No.12＋2.50 | 0 | 0 | |
| | | | | | | No.12＋15.50 | 12.500 | 0.169 | |
| | | | | | | No.13 | 7.500 | 0.061 | |
| | | | | | | No.13＋7.50 | 0 | 0 | |



**表-3.8.7**　合成勾配計算表

| 地点 | 横断勾配 片勾配 $i$（%） | 縦断勾配 $j$（%） | 合成勾配 $S$（%） $=\sqrt{i^2+j^2}$ | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| IP.1 | 5.00 | 5.00 | 7.07 | OK |
| IP.2 | 5.00 | 2.40 | 5.55 | OK |
| IP.3 | 7.00 | 2.40 | 7.40 | OK |

**引用・参考文献**


1）道路構造令　昭和45年政令第320号（昭和45年10月）
2）（公社）日本道路協会：道路構造令の解説と運用（令和３年３月）
3）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・計画「農道」（令和６年３月）
4）農林水産省畜産局：草地開発整備事業計画設計基準（令和３年６月）
5）（公社）日本環境整備センター：せせらぎ　No.８（平成７年10月）
6）農林水産省農村振興局：環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の手引き（第２編）（平成15年３月）
7）平面交差の計画と設計　基礎編（平成30年11月）
8）踏切道の立体交差化，構造の改良及び保安設備の整備に関する省令　国土交通省令第86号（平成13年４月）
9）土地改良事業計画設計基準・計画「ほ場整備（畑）」（令和２年７月）

# 第４章　基礎地盤の設計

関連条項〔基準 10、運用 10〕

## 4.1　一般事項

基礎地盤は、舗装部と一体となって車両を安全かつ円滑に走行させるため、異常な不同沈下、変形、崩壊等が生じないように十分な支持力と安定性をもつように設計する。

## 4.2　基礎地盤の条件

農道の基礎地盤は、交通に支障をきたさないために、盛土、舗装、車両荷重に対して十分な支持力を有し、すべり破壊に対して安定し、異常な沈下・変形等が生じてはならない。軟らかい粘性土や泥炭の地盤（以下「軟弱地盤」という。）以外の場合には、通常の農道の盛土に対しては、支持力不足や路面に悪影響を及ぼす破壊や沈下を起こすことはほとんどない。なお、このような地盤での沈下は、主として盛土等の荷重による弾性的な圧密沈下であり、その絶対量は小さく、かつ短時間で終了する。したがって、普通の地盤以上の基礎地盤の場合には、これらの検討を省略することができる。

しかし、軟弱地盤の場合には、支持力、すべり破壊、沈下（即時沈下、圧密沈下）等について検討し、必要に応じてその対策を講じる必要がある。

軟弱地盤の判断は、**表-4.2.1**、**表-4.2.2** を目安とする。

さらに、支持力の低い砂質飽和地盤では、地震により液状化し、支持力を失うこともあるので検討する必要がある。しかし、この場合、耐震設計を行うか否かは、当該農道の重要性、経済性を含めた広い観点からの検討を要する。

また、基礎地盤が路床として使用される場合の設計は、「**第７章　路床及び舗装の設計**」に示す。

**表-4.2.1**　細粒土の自然含水比による区分

| 自然含水比（%） | 一軸圧縮強さ（kN/m²） | 適　用　土 | 盛土の安定及び沈下 |
|---|---|---|---|
| 40以下 | 60以下 | 深い位置にある圧密の進んだ沖積粘土、乾いた表土、洪積粘土（火山灰土を除く） | 沈下、安定について、ほとんど問題がない。 |
| 40～70 | 60～40 | 一般の沖積粘土 | 沈下について検討を要する。盛土高が高くなると安定性が問題となる。 |
| 70～100 | 40以下 | 比較的浅い位置にある沖積粘土（有機物を混入している場合が多い） | 沈下対策が問題となる。安定についても注意を要する。 |
| 100～300 | 40以下 | 有機物の多い沖積粘土 | 安全対策には十分な検討が必要。全沈下量、残留沈下量とも大。 |
| 300以上 | 30以下 | 有機質土 | 安全対策には十分な検討が必要。全沈下量、残留沈下量とも極めて大。 |

注）一次堆積の火山灰土（関東ローム）は、自然含水比が 100%前後であるが、一軸圧縮強度は 60kN/m² 以上あり、沈下安定については、ほとんど問題はない。しかし、二次堆積の火山灰土については本表に従う。



**表-4.2.2**　$N$ 値及びコーン指数による軟弱地盤の判定（非砂質地盤の場合）

| 標準貫入試験 $N$ | コーン指数 $q_c$（kN/m²） | 判　定 |
|---|---|---|
| 4以上 | 400以上 | 安定についてはだいたい問題はない。 |
| 2～4 | 200～400 | 一般にすべり破壊のおそれはない。軟弱層が厚い場合には沈下について一応の調査を要する。 |
| 0～2 | 0～200 | すべり破壊と沈下に対し、十分な調査が必要である。 |

注）一軸圧縮強度 $q_u$ から判断する場合には、$q_c \fallingdotseq 5q_u$ と仮定する。

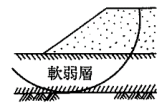
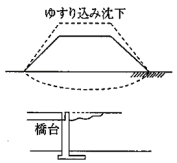
## 4.3　特に注意の必要な基礎地盤

不安定な基礎地盤上に盛土する場合、土質調査等により事前に十分な検討を行うとともに、施工段階においても掘削時に現場を十分調査し、基礎地盤の状況を把握することが重要である。軟弱層のある箇所、地山からの湧水のある箇所、地盤が傾斜している箇所、地すべり地の盛土、液状化のおそれのある軟弱な沖積砂質土層については、盛土の変状・崩壊につながるおそれがあるため、基礎地盤の調査を特に慎重に実施しなければならない。

(1) 軟弱層のある箇所

水田、湿地では表層に軟弱層が存在していることが多く、これらの箇所においては、「**4.4　軟弱地盤対策**」を参照すること。

**表-4.3.1**　軟弱層のある箇所における変状・崩壊の例 [17)]

| | 解説 | 模式図 |
|---|---|---|
| ① | 軟弱地盤上に盛土する場合、地盤の強度が小さいと地盤を通る円弧すべりが発生することがある。また、供用開始後の時間の経過とともに、軟弱層の圧密・変形により、想定を上回る沈下・変形を生じることがある。特に切り盛り境部や構造物取付部で路面の段差の原因となることがある。 |  |
| ② | 地震時の盛土自体や基礎地盤のゆすり込み沈下により、橋台やカルバート等の横断構造物の取付部や、切り盛り境部で段差を生じることがある。 |  |

(2) 地山からの湧水がある箇所

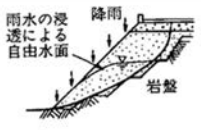
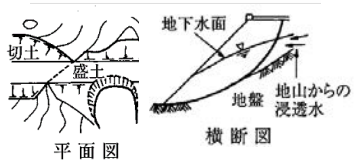
盛土等の土工構造物の崩壊は、地下水、降雨、融雪水等の浸透水及び湧水が原因となって生じる場合が多い。これらの崩壊を防止し盛土の安定を図るための基本的対策は、原地盤における湧水処理である。したがって、傾斜地盤上の盛土、谷間を埋める盛土、片切り片盛り、切り盛り境部では、降雨後に現地調査を実施する等、湧水の実態について十分な調査が必要である。

湧水対策としては地下排水工が行われるが、地下排水工の計画を立てるためには、道路構造に応じて地盤の地層構成、地下水の状況に関する入念な調査が必要である。例えば、ため池の近傍で季節的に昇降する池の水位を反映して、地下水位も変動することがある。このような場合には、年間を通して地下水位の状況を調べるため、地下水位の観測井戸を設置することが必要になる場合もある。

したがって、地下水の調査に当たっては、広い範囲にわたる踏査を実施し、透水層、不透水層、湧水箇所等を調査し、平面図等に図示しておく必要がある(**図-4.3.1** 参照)。

また、地山からの湧水は、施工中に初めて確認されることが多いので、施工中の観察や降雨後の観察が大切である。

**表-4.3.2**　地山からの湧水がある箇所における変状・崩壊の例 [17)]

| | 解説 | 模式図 |
|---|---|---|
| ① | 横断方向に急勾配で傾斜した地盤上に盛土した場合、雨水の浸透により地盤と盛土との境界面に沿って崩壊が生じることがある。 |  |
| ② | 周辺からの地下水の供給が豊富な地形条件に盛土した場合、間隙水圧の作用によって盛土が崩壊することがある。<br>a）縦断、横断方向における切り盛り境部付近の盛土<br>b）沢部を横断する盛土 |  |
| ③ | 地山からの湧水等により盛土内の地下水位が高い状態で地震を受けると、盛土内の間隙水圧が上昇し大規模な流動的な崩壊を起こることがある。<br>盛土法面端部が軟弱な堆積土に支持されている場合や、地山表面に堆積土が残されている場合に生じやすい。 |  |

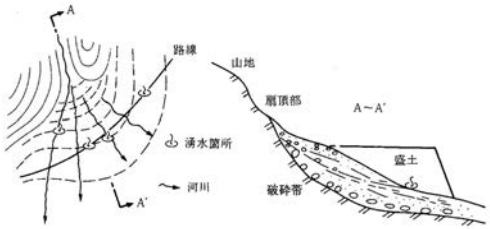



**図-4.3.1**　湧水箇所の確認 [17)]

(3)地盤が傾斜している箇所

傾斜地盤上の盛土崩壊事例の中には、不安定な基礎地盤であることに気付かず、高盛土を実施し崩壊してしまう例がある。

地盤が傾斜している箇所における変状・崩壊の例は**表-4.3.2** の①を参考とし、(2)と同様に湧水対策として地下排水工を設ける必要がある。なお、基礎地盤が傾斜し、表層部に高含水比の軟弱層が堆積している場合には、**図-4.3.2** に示すような表層部の軟弱層の除去や、地盤改良等の対策を考慮するものとする。



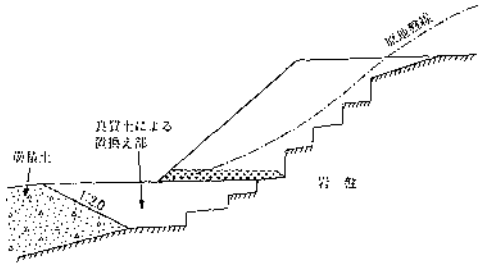



**図-4.3.2**　良質土による置換え [17)]

また、深く地山を掘削して段切りを行う地山の勾配は、原則として１：0.5～１：４（鉛直：水平）の範囲とする。段切りの最小幅は１m、最小高さは 0.5m とする。(**図-4.3.3**(a)参照)。

さらに、傾斜した地山に薄く腹付けされた盛土は、締固め不足や段切り幅が不足し、降雨及び地震時に崩壊した例が多い。地山の斜面の安定度が確保された場合、**図-4.3.3**(b)に示すように、切土部を多くして、できれば切土底面部を水平面として仕上げ、その上に盛土を行うことにより長期的に安定な腹付け盛土ができる。

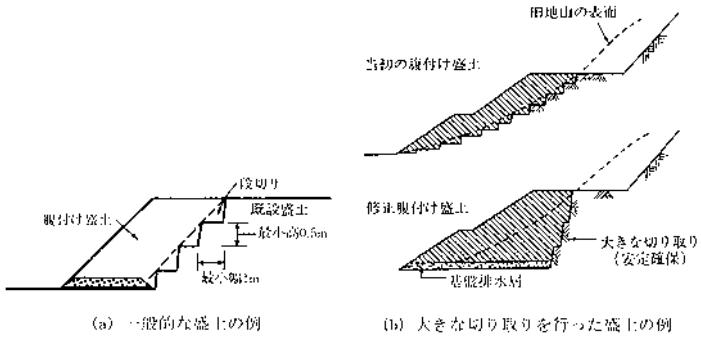



**図-4.3.3**　腹付け盛土 [17)]

(4)地すべり地

地すべり頭部に盛土を行うことは非常に危険であり、対策に要する費用も膨大になるため、十分な調査が必要である。例えば、**表-4.3.3** に示す例では、盛土荷重により滑動力を増加させ、地すべりを誘発するおそれが高い。

地すべりは、ある程度特殊な地質と地形の所に多く発生することから、地質・地形の類似した地域では、ほぼ同じ形の地すべりが起こりやすい。したがって、その地域の地質・地形に関する文献、近隣地域での地すべり発生記録や、地域住民からの聞き取り等を基に調査を実施するとよい。

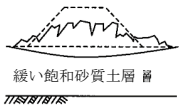
表-4.3.3　地すべり地における変状・崩壊の例[17)]

| | 解説 | 模式図 |
|---|---|---|
| ① | 崖錐又は地すべりの頭部の部分に盛土した場合、地すべりを助長することになり大きな崩壊を引き起こすことがある。 |  |
| ② | 盛土の基礎地盤が崖錐又は地すべり地のように不安定な場合には、地震時に基礎地盤とともに崩壊することがある。 | |

(5)液状化のおそれのある軟弱な沖積砂質土層

平地部の盛土の被害は、軟弱な沖積砂質土層が液状化することにより生じるものが多い。したがって、平地部盛土では必要に応じて基礎地盤の沖積砂質土層の液状化に対する強さを求めるための土質試験調査(標準貫入試験及び粒度試験)等を行う。

表-4.3.4　液状化のおそれのある軟弱な沖積砂質土層における変状・崩壊の例[17)]

| | 解説 | 模式図 |
|---|---|---|
| ① | 緩い飽和砂質土地盤上の盛土では、地震時に基礎地盤の液状化により大規模な崩壊を起こすことがある。 |  |

## 4.4　軟弱地盤対策

### 4.4.1　一般事項

軟弱地盤上に農道を建設する場合には、盛土等の安定性が欠けたり、あるいは沈下したりすることにより、農道自体が大きい被害を受けるだけでなく、沿道地域に対してまで被害を及ぼすことがある。そのため、軟弱地盤での調査、設計、施工及び維持については、一般の地盤よりも一層入念な配慮が必要である。

このような、軟弱地盤上に構造物が造られる場合には、地盤の支持力、変形、液状化等が問題になると考えられるので、それらに対応した基礎形式を選定したり、地盤改良を実施したりする等の対策を必要に応じて講じる。

なお、軟弱地盤上に大規模な盛土を行う場合は、沈下やすべり破壊のおそれがあるので、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、圧密試験等の室内試験を行って、十分に安全性を確かめなければならない。

また、農道は、縦断方向に地盤の土質や層厚が変化するので、不同沈下が生じないように、また軟弱地盤とそうでない地盤の境界付近、傾斜軟弱地盤、構造物に接する盛土については、十分注意して対策を検討する必要がある。



### 4.4.2　沈下に関する検討

一次元圧密を受ける粘土層の最終沈下量及び沈下速度については、次の方法を用いて検討する。

① 地質構造（軟弱な不透水層の厚さ、透水層の位置等）、土の性質や状態（粒度、コンシステンシー、含水比、単位体積重量、間隙比、飽和度等）及び地下水位等を調査する。ボーリング、サウンディング、土質試験等から沈下計算を行うための軟弱地盤層の厚さ、下部の境界条件（不透水層か否か）を求め、層区分を行う。層区分は排水層となる砂層の有無、間隙比、含水比、密度等の土の性質により総合的に検討した上で行う。

② 各圧密層ごとの代表的な乱さない試料を採取して圧密試験を行い、沈下計算に必要な間隙比（$e$）～荷重強度（$P$）曲線、圧密係数 $C_V$ 等の諸係数を求める。

③ 粘土層中に現在生じている有効応力 $P_1$ を算定する。次に粘土層に築造されている盛土によって粘土層中に生じる有効応力 $P_2$ を求める。圧密試験から求められた間隙比（$e$）～荷重強度（$p$）曲線から、荷重強度が $P_1$ から（$P_1+P_2$）に増加したために粘土層中に生じる間隙比の変化（$e_0-e$）が求められ、この（$e_0-e$）と圧密される粘土層の初めの厚さ $H$ から最終圧密沈下量 $S$ が計算できる。最終圧密沈下量 $S$ は、**式（4.4.1）**により求める。

層区分された圧密層ごとに、**式（4.4.1）**から最終圧密沈下量を求めた後、合計してその地盤の全圧密沈下量とする。

$$S=\frac{e_0-e}{1+e_0}\cdot H \qquad \cdots\cdots \text{式（4.4.1）}$$

$S$：最終圧密沈下量（cm）
$e_0$：盛土構造前の間隙比
$e$：盛土構造後の最終間隙比
$H$：圧密された土層の厚さ（cm）

**図-4.4.1** に、$e$-log $p$ 曲線の例を示す。

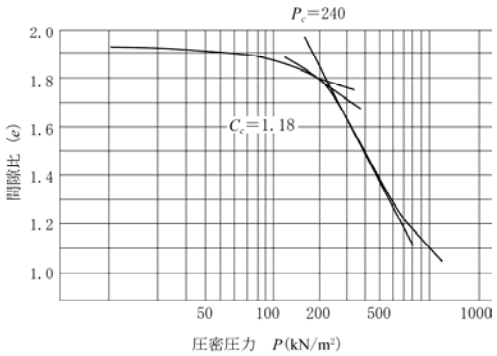



**図-4.4.1**　$e$-log $p$ 曲線

なお、正規圧密粘土からなる軟弱地盤層の場合で、区分された圧密層ごとに圧縮指数 $C_c$ 又は体積圧縮係数 $m_v$ が求められている場合には、それぞれ、**式**（4.4.2）、（4.4.3）によって、圧密層ごとの圧密沈下量を求めることもできる。

$$S=\frac{C_c}{1+e_0}\cdot H\cdot\log\frac{P_1+P_2}{P_1} \quad \cdots\cdots \text{式（4.4.2）}$$

$$S=m_v\cdot H\cdot P_2 \quad \cdots\cdots \text{式（4.4.3）}$$

$C_c$：$e$−$\log p$ 曲線の直線部分の傾き

$m_v$：$m_v$～$\overline{P}$（$P$ の平均値）のグラフから $\overline{P}=(P_1+P_2)/2$ に対応する $m_v$

［参　考］盛土荷重増加による地盤内の垂直応力の増加 $P_2$ を求める方法

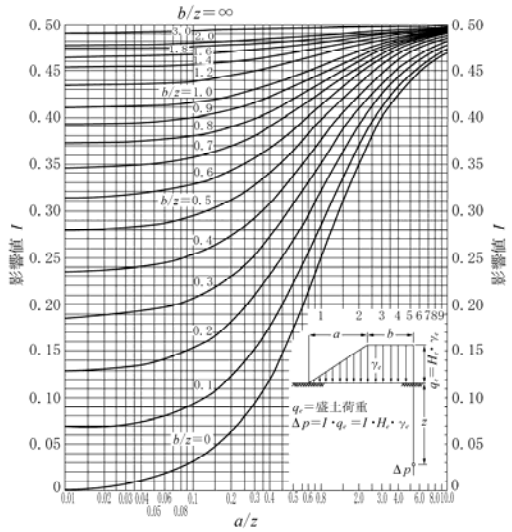
盛土を台形帯状荷重とみなし、**図**−4.4.2 を用いて影響値 $I$ を求め、**式**（参−4.4.1）により計算する。

$$P_2=I\cdot q_e=I\cdot H_e\cdot\gamma_e \quad \cdots\cdots \text{式（参−4.4.1）}$$

$q_e$：盛土荷重（kN/m²）

$H_e$：盛土高（m）

$\gamma_e$：盛土の単位体積重量（kN/m³）




**図**−4.4.2　台形荷重による鉛直地中応力影響値 [18)]

④ 圧密理論に基づいて圧密速度を計算する。比較的一様で、載荷面が広い場合には、テルツァギー（Terzaghi）の一次元圧密理論により、圧密試験から求めた諸係数を用いて計算する。基礎理論式は、**式**（4.4.4）のとおりである。

$$\frac{\partial u}{\partial t}=C_v\frac{\partial u^2}{\partial t^2} \quad \cdots\cdots \text{式（4.4.4）}$$



$z$：任意の位置（cm）

$u$：過剰間隙水圧（kN/cm²）

$t$：任意の時間（s）

$C_v$：圧密係数（cm²/s）

上式を実際問題に適用するには、過剰間隙水圧 $u$ についての初期条件と境界条件を与えて解き、任意の時間 $t$ における $z$ なる位置の過剰間隙水圧 $u$ を計算し、圧密度 $U$（ただし、$U=(1-u/P)\times100$（%））を求める。粘土層中の初期過剰間隙水圧 $u_i$ の分布と、それに対応した時間係数 $T_v$ と圧密度 $U$ の関係を、**図**−4.4.3 に示す。

なお、時間係数 $T_v$ は、**式**（4.4.5）で定義される。

$$T_v=\frac{C_v\cdot t}{h^2} \quad \cdots\cdots \text{式（4.4.5）}$$

$T_v$：時間係数

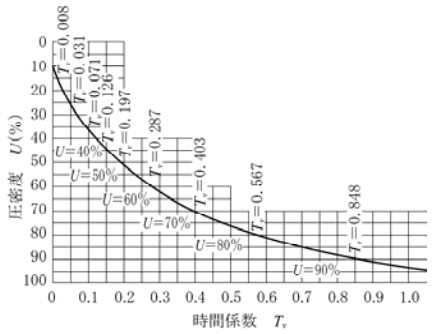
$C_v$：圧密係数（cm²/s）

$h$：最大排水距離で両面排水の場合は圧密される土層の厚さ（$H$）の半分で、片面排水の場合は土層の厚さに等しい。（cm）

ある圧密度 $U$ に達するのに要する実際の時間 $t$ は、

$$t=\frac{h^2\cdot T_v}{C_v}$$

として求められる。ほかに二・三次元圧密理論等もあるので、現地条件に適した解析法を選定することが望ましい。




**図**−4.4.3　$U$ と $T_v$ の関係（$\Delta u_0$＝一定）[18)]

⑤ 盛土による側方地盤の変動が考えられるときは、周辺諸施設に被害を及ぼさないよう対処する。

⑥ 即時沈下量の検討は、次による。

軟弱地盤に盛土した場合、地盤の等体積せん断によって形状のみ変えることによる沈下が起こる場合があり、これを即時沈下と呼ぶが、盛土完了後はほとんど増加しない。この沈下

量に対しては、工事完了時に余盛りを行う。即時沈下量 $S_i$ は**式（4.4.6）**で計算できる。

$$S_i = \frac{H_e \cdot \gamma_e}{E_{50}} = N_i \quad \cdots\cdots \text{式（4.4.6）}$$

$H_e$：盛土高（m）

$\gamma_e$：盛土の密度（kN/m³）

$E_{50}$：軟弱地盤層の平均変形係数（kN/m²）

$N_i$：沈下量（m）で載荷幅 $B_m$ 及び軟弱地盤厚 $H$ から、**図-4.4.4** を用いて求める。

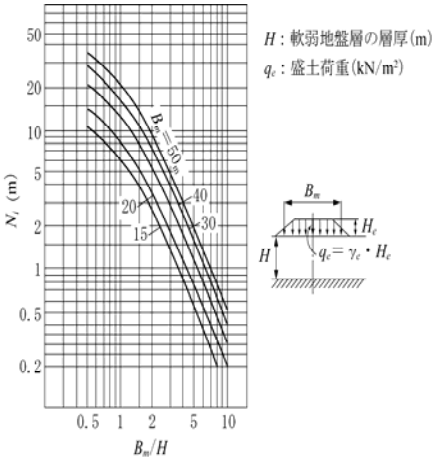



図-4.4.4　沈下量 $N_i$

### 4.4.3　基礎地盤の液状化

液状化とは、緩い飽和砂質土地盤が、地震力によって過剰間隙水圧を発生し、支持力を失うような現象である。農道の路線選定において河道付近、砂丘間低地等の地盤では、必要に応じて詳細な検討を実施し、適切な対策を講じる必要がある。

(1)液状化の判定を行う必要がある土層

「道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）」では、沖積層の土層で次の①～③の条件全てに該当する場合には、地震時に農道に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、液状化の判定を行わなければならないとされている。

① 地下水位が地表面から 10m 以内にあり、かつ、地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層

② 細粒分含有率 FC が 35%以下の土層又は FC が 35%を超えても塑性指数 IP が 15 以下の土層

③ 50%粒径 $D_{50}$ が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 $D_{10}$ が 1 mm 以下である土層



(2)液状化の判定方法

液状化判定として、現在用いられている地盤の液状化判定法には、以下に示す３種類がある。設計レベルや構造物の規模・重要性に応じて、いずれかの方法で検討する必要がある。

① 一般の土質調査・試験結果を基にした簡易な判定法

② $F_L$ 値や室内液状化試験結果を用いて、静的又は動的解析を行う詳細な判定法

③ 模型振動台実験や原位置液状化試験を行う判定法

これらの中で、設計時によく用いられている判定法は①及び②である。特に、①は簡易に液状化判定ができ、精度もかなり高く、さらに必要な調査も標準貫入試験等のごく一般的なもので済むため、多くの基準類に取り入れられている。

①の中でも主な方法として、「$F_L$ 値法」について紹介する。また、ほかにも粒度による判定及び等価 N 値と等価加速度による判定を行う「粒度と N 値による方法」や、$F_L$ 値を深さ方向に重み付けして積分した値である「液状化指数（$P_L$ 値）によって判定する方法」もある。

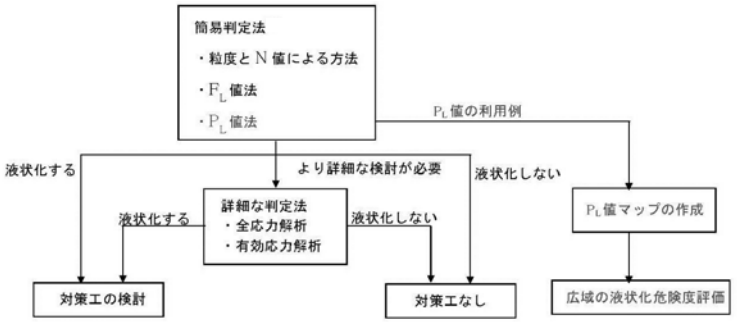



図-4.4.5　液状化判定フロー図 [20)]

$F_L$ 値法は、まず地盤内のある深さの液状化強度比（せん断応力で表した液状化強度と有効拘束圧の比）$R$ を、N 値や粒径等から求める。次に、その土に地震時に加わる繰返しせん断応力比 L を地表最大加速度等から推定して、両者の比をとって液状化に対する抵抗率（又は安全率とも呼ぶ。）$F_L$ を次式で求める。

$$F_L = \frac{R}{L} = \frac{R_{max}}{L_{max}} \quad \cdots\cdots \text{式（4.4.7）}$$

ここに、 $R$、$R_{max}$：液状化強度比

$L$、$L_{max}$：繰返しせん断応力比

算定の結果、$F_L \leqq 1$ であれば液状化の可能性が高く、$F_L > 1$ であれば可能性が低いと判断する。なお、ここで max と記す場合には、地震荷重の下での液状化強度比と繰返しせん断応力比を、記さない場合には一様振幅荷重の下での意味を表している。**図-4.4.6** に、$F_L$ 値法の基本的なフロー図を示すが、詳細については土地改良事業設計指針「耐震設計」を参照すること。

また、地震時せん断応力比を求めるための設計水平震度の算出に用いる設計水平震度の標準値を**表-4.4.1**に示す。なお、**表-4.4.1**は液状化判定を行う際に用いる値であり、震度法による設計を行う際の設計水平震度とは異なることに留意する。

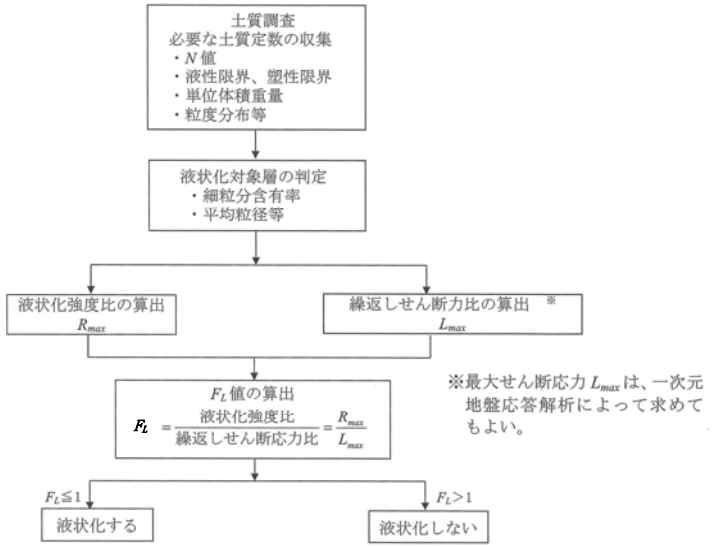



**図-4.4.6**　$F_L$ 値法による液状化判定法[20)]

**表-4.4.1**　液状化判定を行う際に用いる設計水平震度の標準値[18)]

| 地盤種別 | レベル１地震動 | レベル２地震動（タイプⅠ） | レベル２地震動（タイプⅡ） |
|---|---|---|---|
| Ⅰ種地盤 | 0.12 | 0.30 | 0.80 |
| Ⅱ種地盤 | 0.15 | 0.35 | 0.70 |
| Ⅲ種地盤 | 0.18 | 0.40 | 0.60 |

### 4.4.4　軟弱地盤対策工

(1)対策工の目的と効果

軟弱地盤対策工の目的は、沈下対策、安定対策等に区分され、その対策の効果は**表-4.4.2**のように分けられる。



**表-4.4.2**　軟弱地盤対策工の目的と効果

| 対策工の目的 | 対策工の効果 |
|---|---|
| 沈下対策 | 圧密沈下の促進：地盤の沈下を促進して、有害な残留沈下量を少なくする。 |
| | 全沈下量の減少：地盤の沈下そのものを少なくする。 |
| 安定対策 | せん断変形の抑制：盛土によって周辺の地盤が膨れ上がったり、側方移動したりすることを抑制する。 |
| | 強度低下の抑制：地盤の強度が盛土等の荷重によって低下することを抑制し、安定を図る。 |
| | 強度増加の促進：地盤の強度を増加させることによって、安定を図る。 |
| | すべり抵抗の増加：盛土形状を変えたり、地盤の一部を置き換えたりすることによって、すべり抵抗を増加し、安定を図る。 |
| 地震時対策 | 液状化の防止：液状化を防ぎ、地震時の安定を図る。 |

(2)軟弱地盤対策工の選定

軟弱地盤を処理するために採用される主な工法を、**表-4.4.3**に示す。

対策工の種類によって、得られる効果が異なることは当然であるが、対策工の効果は一般に単一ということはなく、主目的とする効果とそれに付随した二次的効果を併せもつことが多い。

したがって、対策工の選定に当たっては、対策工を必要とする理由や目的を十分に検討した上で、地盤性状、道路構造、施工条件、周辺に及ぼす影響等の諸条件を考慮し、最も目的に適合し、しかも経済的な対策工を選ぶ必要がある。

対策工法の詳細については、「道路土工－軟弱地盤対策工指針」を参考とする。

**表-4.4.3　軟弱地盤対策工の種類と効果**[18)]

| 原理 | 代表的な対策工法 | | 効果 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 沈下 | | 安定 | | | 変形 | | 液状化 | | | | | | | | | | トラフィカビリティ確保 |
| | | | | | | | | | | 液状化の発生を防止する効果 | | | | | | | | 液状化の発生は許すが施設の被害を軽減する対策 | | |
| | | | | | | | | | | 砂地盤の性質改良 | | | | | | | | | | |
| | | | 圧密沈下の促進による供用後の沈下量の低減 | 全沈下量の低減 | 圧密による強度増加 | すべり抵抗の増加 | すべり滑動力の軽減 | 応力の遮断 | 応力の軽減 | 密度増大 | 固結 | 粒度の改良 | 飽和度の低下 | 有効応力の増大 | 過剰間隙水圧の消散 | せん断変形の抑制 | | | |
| 圧密・排水 | 表層排水工法 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | ○ |
| | サンドマット工法 | | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | ○ |
| | 緩速載荷工法 | | | | ○ | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 盛土載荷重工法 | | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | | | | | |
| | バーチカルドレーン工法 | サンドドレーン工法 | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | プレファブリケイティッドバーチカルドレーン工法 | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 真空圧密工法 | | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 地下水位低下工法 | | ○ | | ○ | | | | | | | | ○ | ○ | | | | | | |
| 締固め | 振動締固め工法 | サンドコンパクションパイル工法 | ○ | ○ | ○ | ○ | | | ○ | ○ | | | | | | | | | | |
| | | 振動棒工法 | | ○* | | | | | | ○ | | | | | | | | | | |
| | | バイブロフローテーション工法 | | ○* | | | | | | ○ | | | | | | | | | | |
| | | バイブロタンパ工法 | | ○* | | | | | | ○ | | | | | | | | | | |
| | | 重錘落下締固め工法 | | ○* | | | | | | ○ | | | | | | | | | | |
| | 静的締固め工法 | 静的締固め砂杭工法 | ○ | ○ | ○ | ○ | | | ○ | ○ | | | | | | | | | | |
| | | 静的圧入締固め工法 | | | | | | | | ○ | | | | | | | | | | |
| 固結 | 表層混合処理工法 | | | ○ | | ○ | | ○ | | | ○ | | | | | | | | | ○ |
| | 深層混合処理工法 | 深層混合処理工法（機械撹拌工法） | | ○ | | ○ | | ○ | ○ | | ○ | | | | | ○ | ○ | | | |
| | | 高圧噴射撹拌工法 | | ○ | | ○ | | ○ | ○ | | ○ | | | | | ○ | ○ | | | |
| | 石灰パイル工法 | | | ○ | | ○ | | | | ○ | ○ | | | | | | | | | |
| | 薬液注入工法 | | | ○ | | ○ | | | | | ○ | | | | | | | | | |
| | 凍結工法 | | | | | ○ | | | | | | | | | | | | | | |
| 掘削置換 | 掘削置換工法 | | | ○ | | ○ | | ○ | | | | ○ | | | | | | | | |
| 間隙水圧消散 | 間隙水圧消散工法 | | | | | | | | | | | | | | ○ | | | | | |
| 荷重軽減 | 軽量盛土工法 | 発泡スチロールブロック工法 | | ○ | | | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | |
| | | 気泡混合軽量土工法 | | ○ | | | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | |
| | | 発泡ビーズ混合軽量土工法 | | ○ | | | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | |
| | カルバート工法 | | | ○ | | | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | |
| 盛土の補強 | 盛土補強工法 | | | | | ○ | | | | | | | | | | | | ○ | | |
| 構造物による対策 | 押え盛土工法 | | | | | ○ | | | | | | | | | | | | ○ | | |
| | 地中連続壁工法 | | | | | | | | | | | | | | | ○ | | | | |
| | 矢板工法 | | | | | ○ | | ○ | | | | | | | ○** | | | ○ | | |
| | 杭工法 | | | ○ | | ○ | | | ○ | | | | | | | | | ○ | | |
| 補強材の敷設 | 補強材の敷設工法 | | | | | ○ | | | | | | | | | | | | | | ○ |

*）砂地盤について有効
**）排水機能付きの場合



**引用・参考文献**


1）（公社）地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説（令和２年 12 月）
2）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」（平成 15 年４月）
3）安田進、吉田望、安達健司、規矩大義、五瀬伸吾、増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法、土木学会論文集、No. 638/Ⅲ-49、pp. 71-89、1999.
4）東日本高速道路（株）・中日本高速道路（株）・西日本高速道路（株）：設計要領 第一集 土工保全編・土工建設編（令和２年７月）
5）（独）土木研究所：建設発生土利用技術マニュアル（第３版）、2004.
6）（一財）土木研究センター：発生土利用促進のための改良工法マニュアル、1997.
7）（独）土木研究所：流動化処理土利用技術マニュアル、1997.
8）（独）土木研究所：建設汚泥再生利用技術マニュアル、2008.
9）（公財）日本産業廃棄物処理振興センター：建設廃棄物処理指針、1999.
10）（独）土木研究所監修、（一財）土木研究センター編：建設工事で遭遇する廃棄物混じり土対応マニュアル、2009.
11）松尾修、杉田秀樹、佐々木哲也：新潟県中越地震の被害から見た道路盛土の耐震技術の課題、土木技術資料、Vol. 47、No. 12、pp. 36-39、2005.
12）竹下春見：新編道路工学、金原出版、1961.
13）（公社）地盤工学会：盛土の調査・設計から施工まで（第一回改訂版）（平成 22 年７月）
14）（一財）土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル（第２回改訂版）（平成 25 年 12 月）
15）（公社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年５月）
16）（公社）日本道路協会：道路橋示方書（Ⅴ耐震設計編）・同解説（平成 29 年 11 月）
17）（公社）日本道路協会：道路土工－盛土工指針（平成 22 年４月）
18）（公社）日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針（平成 24 年８月）
19）（公社）日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説（平成 29 年３月）
20）農林水産省農村振興局：土地改良事業設計指針「耐震設計」（平成 27 年５月）
21）農林水産省農村振興局：自動走行農機等に対応した農地整備の手引き（令和５年３月）

# 第5章　盛土工の設計

関連条項〔基準11、運用11〕

## 5.1　一般事項

### 5.1.1　盛土工

盛土工の設計においては、すべり破壊、表層崩壊及び侵食に対する安定性について検討を行う。盛土部がすべり破壊に対して安定するように、法面勾配を設計する。

### 5.1.2　盛土法面の構造

盛土法面は十分な強度を保持するとともに、盛土完了後の降雨等の外的要因に対し、法面保護工等により耐久性を確保する構造としなければならない。また、排水工、維持管理等のため小段を適切に設けなければならない。

(1)盛土法面勾配の標準

盛土法面勾配は、既往の数多くの施工実績や経験に基づき、**表-5.1.1** に示す値を標準とする。**表-5.1.1** に示す標準法面勾配とは、基礎地盤の支持力が十分にあり基礎地盤からの地下水の流入、あるいは浸水のおそれがなく水平薄層に敷均し・転圧された盛土で、必要に応じて侵食の対策（土羽工、植生工、簡易な法枠、ブロック張工等による保護工）を施した法面の安定性確保に必要な標準勾配を示したものである。

したがって、**表-5.1.1** より緩い勾配で樹林化を行う場合や、法面勾配を緩やかにして建設発生土を処理する場合等を妨げるものではない。

**表-5.1.1**　盛土材料及び盛土高に対する標準法面勾配の目安[16)]

| 盛土材料 | 盛土高（m） | 勾　　配 | 摘　　要 |
|---|---|---|---|
| 粒度の良い砂(S)、礫及び細粒分混じり礫(G) | 5m以下 | 1：1.5～1：1.8 | 基礎地盤の支持力が十分にあり、浸水の影響がなく、締固め管理基準値を満足する盛土に適用する。<br>（　）の統一分類は代表的なものを参考に示したものである。<br>標準法面勾配の範囲外の場合は安定計算を行う。 |
| | 5～15m | 1：1.8～1：2.0 | |
| 粒度の悪い砂(SG) | 10m以下 | 1：1.8～1：2.0 | |
| 岩塊（ずりを含む） | 10m以下 | 1：1.5～1：1.8 | |
| | 10～20m | 1：1.8～1：2.0 | |
| 砂質土(SF)、硬い粘質土、硬い粘土（洪積層の硬い粘質土、粘土、関東ローム等） | 5m以下 | 1：1.5～1：1.8 | |
| | 5～10m | 1：1.8～1：2.0 | |
| 火山灰質粘性土(V) | 5m以下 | 1：1.8～1：2.0 | |

注）盛土高は、法肩と法尻の高低差をいう（**図-5.1.7** 参照）。

一般に、低い盛土での法面勾配は、盛土材料に問題がなければ、1：1.5 での良好な施工で、大きな崩壊を起こすことはまずないと考えてよい。しかし、1：1.5 では法面の締固めが不十分となりやすく、それが原因となって表面付近のはだ落ちや侵食が起こる危険性がある。そのため、標準法面勾配では、機械転圧が可能なように 1：1.8 を必要に応じて適用できるように定めている。

また、河川や海岸等の堤防と共用されるときは、その機能を考えて法面勾配を定め、洗掘防止



にも十分配慮しなければならない。

なお、法面を急勾配とする場合には、盛土の安定性の照査を行うとともに、侵食等の防止のため法面保護工について十分な検討が必要である。また、法面の急勾配化のために補強盛土や軽量盛土を採用する場合には「**5.4　補強盛土・軽量盛土**」に従うものとする。

**図-5.1.1** に標準法面勾配を適用した場合の盛土断面の仕様の例を示す。同図は砕石等の土質材料を基盤排水層として用いた場合の例である。ただし、岩砕盛土等の盛土材料の透水性が高い場合や平地部の両盛土で基礎地盤の地下水位が深い場合には、排水対策を省略してもよい。

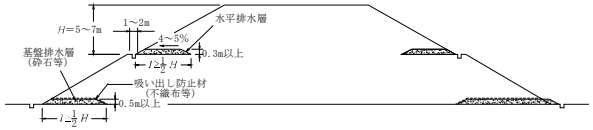



**図-5.1.1**　標準法面勾配を適用した場合の盛土例[16)]

(2)法面形態と盛土構造

盛土構造は現場ごとの条件（地盤条件、材料、気象等）、盛土の安定性、施工性等を配慮した合理的な設計をするものとし、法面は少なくとも小段と小段にはさまれた部分を単一勾配とするのがよい。

また、2種類以上の材料による高い盛土では、各土質に応じた標準法面勾配を小段ごとに適用するものとする。

(3)小段

法面では、法肩から垂直距離5～7m 程度下がるごとに幅1～2m 程度の小段を設ける必要がある。小段の勾配は**図-5.1.2** のように5～10%程度付けることを標準とする。小段を設置する目的は次のとおりである。

① 施工中及び施工後の降雨による法面の侵食防止のために、法面を流下する水の流速を抑えるとともに、小段に排水溝を設けてこれを排除

② 土工構造物は当初設計に修正補足を加えつつ構築せざるを得ないものであり、小段はそのための余裕（構造物による法面保護工の基礎を設ける場所等）の確保

③ 点検のための通路としての役割、補修・補強対策（構築後の災害復旧、部分的な法面の補強等）用の足場等の役割

狭い谷を横断して盛土を構築する場合は、最大盛土高（ほぼ谷の中央部）を基準とせず、平均高を基準に小段の設置高さを設定すればよい。

盛土内に水平排水層を設ける場合、そこからの湧水を処理するため、小段と水平排水層の位置関係を考慮して設計する。（**図-5.1.1** 参照）。

小段は利点と欠点を持ち合わせているため、小段を設置する場合は点検・補修の難易、法面勾配、盛土高、法面を構成する土質、経済性等の諸条件を考慮して決定すべきである。

具体的な利点、欠点は「**6.3.4　切土法面の小段**」に示す。

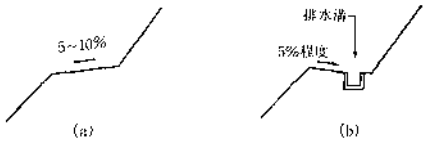



図-5.1.2　小段の横断勾配 [16)]

なお、近年では法面の草刈りに無線遠隔操作草刈機を導入している事例が見られ、導入する場合は機械の能力に応じた法面の形状や勾配を検討することが望ましい。検討に当たっての基本的な考え方や留意点については、「自動走行農機等に対応した農地整備の手引き」等を参照のこと。

(4)法面の保護

法面の保護にかかる記載については「**6.4　法面保護工**」を参照すること。

### 5.1.3　盛土材料

(1)盛土材料の調査

盛土材料の調査に当たっては、盛土材料の土質特性、施工時期、気象条件等の特性を考慮し、土層分布の確認、試料の採取及び土質試験を実施する。

調査方法は主として、切土箇所の調査に併せ、ボーリング等により土層分布の確認、試料の採取、土質試験等を実施する。

締固め試験、CBR 試験等の力学特性の把握を目的とした土質試験では、大量の試料が必要となる。このため、試料の採取に当たっては、**表-5.1.2** を参照の上、目標とした土層から必要とする量の試料が確実に得られる採取方法を選択するとともに、土工計画に沿った土質試験を実施しなければならない。

盛土材料を取得するための土取り場の調査も切土箇所の調査に準じて行うものとし、予定する土取り場の土の盛土材料としての適性、運搬経路の状態や経済性等の検討が必要である。

表-5.1.2　試料の採取方法 [16)]

| 採取方法 | 可能深度 | 対象とする試験項目 | 摘　　要 |
|---|---|---|---|
| オーガボーリング | 一般には5m<br>ただし、粘性土、砂質土等で礫の混入が少ないもの | 物理試験<br>乱した試料の力学試験 | 試料採取のためには、ボーリングより有利である。<br>試料採取量（粘性土の場合）<br>φ15cm　約25kg/m<br>φ25cm　約45kg/m |
| 土取り場、切取箇所、崩落箇所等の露頭採取 | ― | 物理試験<br>乱した試料、乱さない試料の力学試験 | 表面付近は含水比、粒度等が変化しているため50cm程度掘削して試料を採取する。自然含水比については他の調査法で確認する必要がある。また、土層の均一性に注意が必要である。 |
| ボーリング | ― | 同上 | 切土部のボーリング調査時に併せて実施する。 |



(2)盛土材料の把握

盛土材料として望ましい条件として次の項目が挙げられる。

① 盛土の安定のために締固め乾燥密度やせん断強さが大きいこと
② 締め固めやすいこと
③ 盛土の安定に支障を及ぼすような膨脹あるいは収縮のないこと
④ 材料の物理的性質を変える有機物を含まないこと
⑤ 施工中に間隙水圧が発生しにくいこと
⑥ トラフィカビリティが確保しやすいこと
⑦ 重金属等の有害な物質を溶出しないこと

通常、ほとんどの土質材料は盛土材料として使用できるが、高有機質土(腐食土等)、ベントナイト、変質の著しい岩、風化の進んだ蛇紋岩、温泉余土、凍土等は、盛土完成後の圧縮性・膨脹性が大きいため、そのまま盛土材料として使用せず土質改良等の対策を検討する。

高盛土や地震による影響を検討する場合等、盛土材料のせん断強さ等の強度定数が必要な場合には、三軸圧縮試験等を実施するものとする。

なお、**表-5.1.3** に示す項目は標準的な項目を示したものであり、盛土材料の特性に応じた適切な試験を実施しなければならない。

**表-5.1.3**　盛土材料の検討事項と適用すべき土質試験法[16)]

| 調査項目 ＼ 調査方法 | 土質試験 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 土の含水比試験方法 ($w_n$) | 土の液性限界・塑性限界試験方法 ($w_L$) ($w_P$) | 土粒子の密度試験方法 ($\rho_s$) | 土の粒度試験方法 | 突固めによる土の締固め試験方法 | 締め固めた土のコーン指数試験方法 ($q_c$) | CBR試験方法（締め固めた土のCBR試験） | 土の一軸圧縮試験方法 ($q_u$) | 土の非圧密・非排水（UU）三軸圧縮試験方法 | 土の圧密・非排水（CU）三軸圧縮試験方法 | 土の圧密・非排水（$\overline{CU}$）三軸圧縮試験方法 | 土の圧密・排水（CD）三軸圧縮試験方法 | 土の圧密試験方法 | 凍上性判定のための土の凍上試験方法 | 突き固めたセメント安定処理土混合物の凍結融解試験方法 | 土壌の汚染に係る環境基準について 環境省告示第46号 | 岩のスレーキング率試験方法 | 岩の破砕率試験方法 |
| 土層の連続性と土質分類 | ◎ | ◎ | | ◎ | | | | | | | | | | | | | | | |
| 盛土法面の安定　粘土、粘性土 | △ | △ | | △ | △ | | △ | △ 1) | △ 1) | △ 1) | △ 1) | | ○ 1) | | | | | ○ 4) | ○ 4) |
| 盛土法面の安定　細砂、砂質土等 | △ | △ | | △ | △ | | | | | | | △ 1) | | | | | | | |
| 盛土自体の圧縮 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | ○ 1) | | | | | | |
| 施工機械のトラフィカビリティ | ○ | ○ | | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | |
| 路床裏込材としての使用可否　盛土材料に関する試験 | ◎ | ◎ | ◎ | ◎ | ◎ | | ○ | | | | | | | | | | | | |
| 路床裏込材としての使用可否　風化・細粒化に対する長期安定性 | ○ | ○ | ○ | ○ 2) | ○ | | ○ | | | | | | | | | | | ○ | ○ |
| 路床裏込材としての使用可否　安定処理試験 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | ○ | ○ | | | | | | | △ | ◎ | | | |
| 路床裏込材としての使用可否　凍上・凍結融解に対する安定性 | △ | △ | | △ | | | △ | △ | | | | | | △ 3) | △ 3) | | | | |
| 締固め管理の基準・方法 | ◎ | | ◎ | ◎ | ◎ | | | | | | | | | | | | | | |

凡例　◎：基本的に実施する試験　○盛土材料に応じて実施する試験　△：設計条件等に応じて実施する試験

1) 試験はモールド内で突き固めた試料について行う。
2) 突固め後の粒度試験を行う。
3) 特殊な装置を必要とする。
4) 泥岩等スレーキングに対する耐久性

### (3)盛土材料の選定

盛土に用いる材料としては、前述の「(2)盛土材料の把握」に示すとおりであり、粒度配合の良い礫質土や砂質土がこれに当たる。

盛土材料として適する土質であるかどうかの概略の判定は、土質分類に基づき**表-5.1.4** を目安に行うことができる。盛土材料の選定に当たっては、室内締固め試験、コーン指数試験や試験施工等によりその特性を確認の上、適切に選定する必要がある。この際、敷均し層厚、施工性、品質の確保の観点等を考慮して材料の最大粒径に注意する必要がある。





**表-5.1.4**　盛土材料としての土質特性の一般的評価の目安[16)]

| 分　類 | 路体材料 | 路床材料・裏込め材料 | 備　考 |
|---|---|---|---|
| 岩塊・玉石 | △ | × | 破砕の程度によって使用区分を考える。 |
| 礫{G} | ○ | ○ | |
| 礫質土{GF} | ○ | △ | 有機質、火山灰質の細粒土を含む（GO、GV 等）材料の場合：△ |
| 砂{S} | ○ | ○ | 粒径が均質な場合には降雨の作用により法面崩壊・侵食を受けやすいため、法面付近に用いる場合：△ |
| 砂質土{SF} | ○ | ○ | 有機質、火山灰質の細粒土を含む（GO、GV 等）材料の場合：△ |
| シルト{M} | △ | △ | |
| 粘性土{C} | △ | △ | |
| 火山灰質粘性土{V} | △ | △ | |
| 有機質土{O} | △ | × | |
| 高有機質土{Pt} | △ | × | |

凡例　○：ほぼ問題ないもの　△：注意して用いるか、何らかの処理を必要とするもの　×：用いられないもの

### (4)現地発生土の有効利用

環境保全の観点から、盛土の構築に当たっては建設発生土を有効利用することが望ましい。建設発生土は、**表-5.1.5** に示されるようにその性状やコーン指数により分類される。盛土材料として適する土質であるかどうかの判定に当たっては、**表-5.1.6** に示す道路盛土等の適用用途標準を目安にするとよい。現状の発生土の土質区分基準では、利用用途に対して○や△の場合は、含水比低下、粒度調整、機能付加・補強、安定処理等の土質改良を行うことにより利用することができる。

盛土の設計に当たっては、**図-5.1.3** や以下に示すような処理方法及び用途について検討を行い、発生土の有効利用及び適正処理に努める必要がある。

① 安定や沈下等が問題となる材料は、障害が生じにくい法面表層部・緑地等へ使用する。
② 高含水比の材料は、なるべく薄く敷き均した後、十分な放置期間をとり、ばっ気乾燥を行い使用するか、処理材を混合調整し使用する。
③ 安定が懸念される材料は、盛土法面勾配の変更、ジオテキスタイル補強盛土やサンドイッチ工法の適用、排水処理等の対策を講じる、あるいはセメントや石灰による安定処理を行う。
④ 支持力や施工性が確保できない材料は、現場内で発生する他の材料と混合する、あるいはセメントや石灰による安定処理を行う。
⑤ 有効な表土は、可能な限り仮置きを行い、土羽土として有効利用する。
⑥ 透水性の良い砂質土や礫質土は、排水材料への使用を図る。
⑦ 岩塊や礫質土は、排水処理と安定性向上のため法尻への使用を図る。

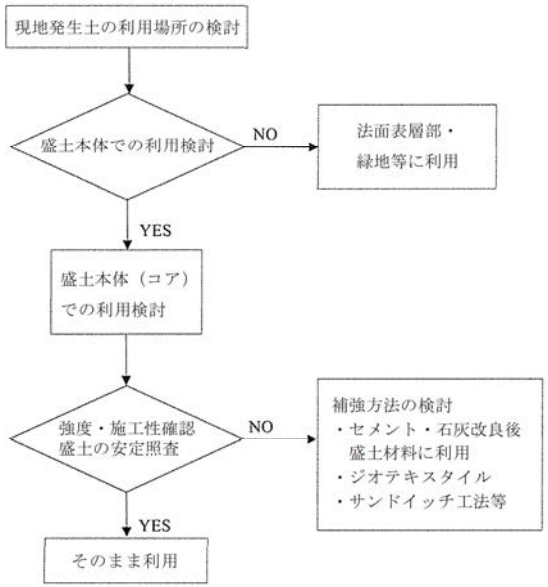



図-5.1.3　現場発生土の利用方法 [16)]



表-5.1.5　土質区分基準 [16)]

| 区　分（国土交通省令）注1) | 細区分 注2)、3)、4) | コーン指数 $q_c$ 注5) (kN/m²) | 土質材料の工学的分類 注6)、7) 大分類 | 土質材料の工学的分類 注6)、7) 中分類 土質{記号} | 備　考 含水比（地山）$w_n$(%) | 備　考 掘削方法 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 第１種建設発生土 砂、礫及びこれらに準ずるもの | 第１種 | ― | 礫質土 | 礫{G}、砂礫{GS} | ― | ※排水に考慮するが、降水、浸出地下水等により含水比が増加すると予想される場合は、１ランク下の区分とする。<br>※水中掘削等による場合は、２ランク下の区分とする。 |
| | | | 砂質土 | 砂{S}、礫質砂{SG} | ― | |
| | 第１種改良土 注8) | | 人工材料 | 改良土{I} | ― | |
| 第２種建設発生土 砂質土、礫質土及びこれらに準ずるもの | 第２a 種 | 800 以上 | 礫質土 | 細粒分まじり礫{GF} | ― | |
| | 第２b 種 | | 砂質土 | 細粒分まじり砂{SF} | ― | |
| | 第２種改良土 | | 人工材料 | 改良土{I} | ― | |
| 第３種建設発生土 通常の施工性が確保される粘性土及びこれに準ずるもの | 第３a 種 | 400 以上 | 砂質土 | 細粒分まじり砂{SF} | ― | |
| | 第３b 種 | | 粘性土 | シルト{M}、粘土{C} | 40%程度以下 | |
| | | | 火山灰質粘性土 | 火山灰質粘性土{V} | ― | |
| | 第３種改良土 | | 人工材料 | 改良土{I} | ― | |
| 第４種建設発生土 粘性土及びこれに準ずるもの（第３種建設発生土を除く） | 第４a 種 | 200 以上 | 砂質土 | 細粒分まじり砂{SF} | ― | |
| | 第４b 種 | | 粘性土 | シルト{M}、粘土{C} | 40～80%程度 | |
| | | | 火山灰質粘性土 | 火山灰質粘性土{V} | ― | |
| | | | 有機質土 | 有機質土{O} | 40～80%程度 | |
| | 第４種改良土 | | 人工材料 | 改良土{I} | ― | |
| 泥土 注1)、9) | 泥土 a | 200 未満 | 砂質土 | 細粒分まじり砂{SF} | ― | |
| | 泥土 b | | 粘性土 | シルト{M}、粘土{C} | 80%程度以上 | |
| | | | 火山灰質粘性土 | 火山灰質粘性土{V} | ― | |
| | | | 有機質土 | 有機質土{O} | 80%程度以上 | |
| | 泥土 c | | 高有機質土 | 高有機質土{Pt} | ― | |

注 1）国土交通省令（建設業に属する事業を行う者の再生資源の利用に関する判断の基準となるべき事項を定める省令　平成 13 年３月 29 日　国交令 59 号、建設業に属する事業を行う者の指定副産物に係る再生資源の利用の促進に関する判断の基準となるべき事項を定める省令　平成 13 年３月 29 日　国交令 60 号）においては区分として第１種～第４種建設発生土が規定されている。

注 2）この土質区分基準は工学的判断に基づく基準であり、発生土が産業廃棄物であるか否かを決めるものではない。

注 3）表中の第１種～第４種改良土は、土（泥土を含む）にセメントや石灰を混合し化学的安定処理したものである。例えば第３種改良土は、第４種建設発生土又は泥土を安定処理し、コーン指数 400kN/m² 以上の性状に改良したものである。

注 4）含水比低下、粒度調整等の物理的な処理や高分子系や無機材料による水分の土中への固定を主目的とした改良材による土質改良を行った場合には、改良土に分類されないため、処理後の性状に応じて改良土以外の細区分に分類する。

注 5）所定の方法でモールドに締め固めた試料に対し、コーンペネトロメータで測定したコーン指数

注 6）計画段階（掘削前）において発生土の区分を行う必要があり、コーン指数を求めるために必要な試料を得られない場合には、土質材料の工学的分類体系（(公社) 地盤工学会）と備考欄の含水比（地山）、掘削方法から概略の区分を選定し、掘削後所定の方法でコーン指数を測定して発生土の区分を決定する。

注 7）土質材料の工学的分類体系における最大粒径は 75mm と定められているが、それ以上の粒径を含むものについても本基準を参照して区分し、適切に利用する。

注 8）砂及び礫と同等の品質が確保できているもの

注 9）・港湾、河川のしゅんせつに伴って生じる土砂その他これに類するものは廃棄物処理法の対象となる廃棄物ではない。（廃棄物の処理及び清掃に関する法律の施行について　昭和 46 年 10 月 16 日　環整 43　厚生省通知）
・地山の掘削により生じる掘削物は土砂であり、土砂は廃棄物処理法の対象外である。（建設工事等から生じる廃棄物の適正処理について　平成 13 年６月１日　環廃産 276　環境省通知）
・建設汚泥に該当するものについては、廃棄物処理法に定められた手続により利用が可能となる。

〔出典：(独) 土木研究所　建設発生土利用技術マニュアル（第３版）2004〕

**表-5.1.6**　道路盛土等の適用用途標準 [16)]

| 区分＼適用途 | | | 工作物の埋戻し | | 土木構造物の裏込め | | 道路用盛土 路床 | | 道路用盛土 路体 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 評価 | 留意事項 | 評価 | 留意事項 | 評価 | 留意事項 | 評価 | 留意事項 |
| 第1種 建設発生土（砂、礫及びこれらに準ずるもの） | 第1種 | 礫質土 砂質土 | ◎ | 最大粒径注意 粒度分布注意 | ◎ | 最大粒径注意 粒度分布注意 | ◎ | 最大粒径注意 粒度分布注意 | ◎ | 最大粒径注意 粒度分布注意 |
| | 第1種 改良土 | 改良土 | ◎ | 最大粒径注意 | ◎ | 最大粒径注意 | ◎ | 最大粒径注意 | ◎ | 最大粒径注意 |
| 第2種 建設発生土（砂質土、礫質土及びこれらに準ずるもの） | 第2a種 | 礫質土 | ◎ | 最大粒径注意 細粒分含有率注意 | ◎ | 最大粒径注意 細粒分含有率注意 | ◎ | 最大粒径注意 | ◎ | 最大粒径注意 |
| | 第2b種 | 砂質土 | ◎ | 細粒分含有率注意 | ◎ | 細粒分含有率注意 | ◎ | | ◎ | |
| | 第2種改良土 | 改良土 | ◎ | | ◎ | | ◎ | | ◎ | |
| 第3種 建設発生土（通常の施工性が確保される粘性土及びこれらに準ずるもの） | 第3a種 | 砂質土 | ○ | | ○ | | ○ | | ◎ | 施工機械の選定注意 |
| | 第3b種 | 粘性土 火山灰質粘性土 | ○ | | ○ | | ○ | | ◎ | 施工機械の選定注意 |
| | 第3種 改良土 | 改良土 | ○ | | ○ | | ○ | | ◎ | 施工機械の選定注意 |
| 第4種 建設発生土（粘性土及びこれらに準ずるもの） | 第4a種 | 砂質土 | ○ | | ○ | | ○ | | ○ | |
| | 第4b種 | 粘性土 火山灰質粘性土 有機質土 | △ | | △ | | △ | | ○ | |
| | 第4種 改良土 | 改良土 | △ | | △ | | △ | | ○ | |
| 泥土 | 泥土a | 砂質土 | △ | | △ | | △ | | ○ | |
| | 泥土b | 粘性土 火山灰質粘性土 有機質土 | △ | | △ | | △ | | △ | |
| | 泥土c | 高有機質土 | × | | × | | × | | △ | |

◎：そのままで使用が可能なもの。留意事項に使用時の注意事項を示している。
○：適切な土質改良（含水比低下、粒度調整、付加機能・補強、安定処理等）を行えば使用が可能なもの
△：評価が○のものと比較して、土質改良にコスト及び時間がより必要なもの
×：良質土との混合等を行わない限り土質改良を行っても使用が不適なもの

土質改良の定義
含水比低下：水切り、天日乾燥、水位低下掘削等を用いて、含水比の低下を図ることにより利用可能となるもの
粒度調整：利用場所や目的によっては細粒分あるいは粗留分の付加やふるい選別を行うことで利用可能となるもの
機能付加・補強：固化材、水や軽量材等を混合することにより発生土に流動性、軽量性等の付加価値を付けることや、補強材等による発生土の補強を行うことにより利用可能となるもの
安定処理等：セメントや石灰による化学的安定処理や高分子系の無機材料による水分の土中への固定を主目的とした改良材による土質改良を行うことにより利用可能となるもの

留意事項
最大粒径注意：利用用途先の材料の最大粒径、又は1層の仕上がり厚さが規定されているもの
細粒分含有率注意：利用用途先の細粒分含有率が規定されているもの
粒度分布注意：液状化や土粒子の流出等の点で問題があり、利用場所や目的によっては粒度分布に注意を要するもの
施工機械の選定注意：過転圧等の点で問題があるため、締固め等の施工機械の接地圧に注意を要するもの

〔出典：(独) 土木研究所　建設発生土利用技術マニュアル（第3版）2004〕



ア 利用における注意事項

ローム等の高含水比粘性土は、機械施工によってこね返されると軟弱化し、強度が低下し圧縮性も高くなる。しかし、盛土路体部においては、高含水比粘性土についても、適切な排水層やジオテキスタイル等を用いた施工法あるいは安定処理を施すことによって、ほとんどの場合、構造的に安定性を満足させることが可能になるため、特に不良なものを除いて盛土材料として不適当とみなすケースは少ない。

次に、岩や転石、玉石層等の掘削によって得られる破砕岩、あるいは岩塊玉石等の多く混じった土砂は、敷均しや締固め作業が難しく取り扱いにくい材料であるが、盛土としてできあがった場合には安定性が高いことが特徴として挙げられる。したがって、これらの材料は小割りすることによって路盤材料として利用することが可能である。また、盛土材料として利用する場合には、大塊は盛土の下部等に埋めて使用するとともに岩塊の隙間は細粒土等で埋め（**図-5.1.5** 参照）、路床部分では岩塊の大きさを制限して使用することにより、安定性の高い良好な材料として利用することができる。

新第三紀層の泥岩、頁岩、風化した蛇紋岩、圧砕岩、風化結晶片岩、変質した安山岩（特にかなり温泉余土化したもの）等の脆弱岩は膨潤性を示すことが多い。これらの岩石は、乾湿の繰返しによって細片化するスレーキング現象を示し、盛土完了後に大きな圧縮沈下を起こすことがある。また、盛土材料のスレーキングが要因となって地震時に崩壊したと考えられる事例もある。そのため、これらの材料を盛土材料として用いる場合には、施工に当たって材料ができるだけ小粒径となるような掘削方法を検討し、薄層にまき出してタンピングローラ、大型振動ローラ等で転圧破砕することが望ましい。また、乾燥・湿潤作用の繰返しにより細粒化が促進されるため、降雨対策、地震対策の観点からも盛土内の排水処理を十分に行う必要がある。

ベントナイト、酸性白土、多量の腐植物を含んだ土等は、そのままでは盛土材料に使用してはならない。ただし、これらの材料を使用せず新たに購入土を求めるかあるいは何らかの処理（例えば安定処理等）をして盛土材料に利用するかについては、盛土に必要な強度特性、土量の均衡、近傍の土取り場有無、建設発生土受入地の制約、環境への影響、経済性等を総合的に検討して決定する必要がある。

また、盛土工事以外のシールド工事、地中連続壁工事、場所打ち杭等から発生する建設汚泥については、産業廃棄物に該当するが、安定処理、脱水等の適切な改良により盛土工事で有効利用することが可能である。

なお、建設発生土の利用に当たっては、章末の引用・参考文献 5)～10) により利用用途に応じた強度等の適切な品質管理を行う必要がある。また、廃棄物混じり土についても適切に分別等を行い有効利用することが望まれる。

イ 安定処理

**図-5.1.3** に示したように、強度・施工性及び盛土の安定性が懸念される材料を盛土本体で利用するために、セメントや石灰による安定処理を行うことがある。安定処理を行う場合の配合設計の指標、基準値は、適用する部位や安定処理の目的により異なる。安定処理を行う場合の配合設計の考え方を**表-5.1.7** に目安として示す。ここで、現場における固化材の添加量の決定に当たっては、改良目的に応じて、設計強度を補正し改良目標強度を設定する、あるいは固化材添加量を補正する。

表-5.1.7　安定処理を行う場合の配合設計の考え方の例[16)]

| | 必要性、目的 | 配合設計の指標 | 設計強度 | 施工管理の指標 |
|---|---|---|---|---|
| 路　体 | トラフィカビリティの改善 | コーン指数 | $q_c$＞400kN/m$^2$ | 締固め度 |
| | 安定性の確保 | せん断強さ | 盛土の安定性に必要となる強度 | 締固め度<br>一軸圧縮強さ |
| 路　床 | 材料規定を満足しない場合<br>強度不足 | CBR | 路床、舗装厚設計時のCBR | 締固め度<br>一軸圧縮強さ |
| 構造物裏込め | 材料規定を満足しない場合<br>圧縮沈下の低減 | 一軸圧縮強さ | 許容沈下量から得られる一軸圧縮強さ | 締固め度<br>一軸圧縮強さ |

盛土の安定性確保を目的とする場合には、配合試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験等の室内土質試験、安定性検討を行った上で、盛土の安定性に必要な強度を確保するように安定処理土の設計強度を設定する。この際、室内土質試験に用いる供試体の密度、養生条件については、施工条件、環境条件に応じて設定する。養生条件について、一般的には、セメント系の固化材では空気中３日、水浸し４日、石灰系の固化材では空気中６日、水浸し４日とすることができる。なお、固化材を混合した後、所定期間放置し、ときほぐして施工を行うことが想定される場合には、その影響を考慮する必要がある。

(5)特に注意の必要な盛土材料

盛土の安定が問題となる土、トラフィカビリティが問題となる土、降雨により侵食を受ける土等については、盛土の変状・崩壊につながるおそれがあるため、盛土材料の検討について慎重に実施しなければならない。

ｱ 粘性土が主体となる土

粘性土のせん断強さは他の材料に比べて弱く、粘性土が主体の高盛土を構築する場合は、盛土の安定性の照査を行う必要がある。

含水比が高い粘性土(特に液性指数 $I_L$＞0.8)等では、急速に施工を行うと盛土内に間隙水圧が発生し、盛土の安定性が問題となる場合が多い。

これらの材料のせん断強さを検討するに当たっては、こね返しによる強度低下を考慮して三軸圧縮試験等のせん断試験を実施する必要がある。

ｲ 高含水比の粘土、粘性土、砂質シルト等

高含水比の粘土、粘性土、砂質シルト等を取り扱う工事では、施工機械の走行に耐え得る土の能力（トラフィカビリティ）が必要である。これらの材料は、こね返しによって強度が大きく低下し、施工機械のトラフィカビリティが得られず、降雨等により水を含むと自然には排水しづらい性質を持っている。特に雨期や気温の低い時期は、著しい難工事となることが多い。したがって、土工の円滑な作業を行うためには、材料のトラフィカビリティに応じた機種を選定するのがよい。

トラフィカビリティの判断を行うためには、こね返しによる強度低下特性を把握する必要がある。トラフィカビリティは、「締め固めた土のコーン貫入試験（JGS 0716)」により判断することが一般的である。

また、粘性土(特に火山灰質粘性土)の盛土では、こね返して強度低下を生じても、放置乾燥



することで強度がある程度回復するものもある。

土の施工性を判断するための重要な項目は、自然含水比、液性限界、塑性限界である。これらの測定は、土質試験の中でも容易に行うことができる試験なので実施する。また、大量に取り扱う工事では、現地踏査での聞き取り、施工事例の収集等を土質試験と併せて行うことが有用である。

ｳ 砂又は砂質系の材料

まさ土、山砂、シラス等の砂又は砂質系の材料は、一般に粘着性に乏しいため、施工中又は施工後に降雨、集中豪雨、春先の融雪水により法面の侵食や法面の崩壊を生じることがある。

調査に当たっては、自然含水比と最適含水比に注目するとともに、含水比の変化により強度が著しく変化する材料であるかどうか確認を行っておくとよい。また、細粒分(75 μmふるい通過分)が比較的多い（10～15%以上）ものは、一度入った水が抜けにくく、豪雨、融雪時に盛土が侵食を受けたり崩壊を起こしたりしやすいため、降雨災害等が起こりやすい地域については特に注意が必要である。

ｴ 風化の速い土（脆弱岩）

新第三紀層の泥岩、頁岩、凝灰岩、風化した蛇紋岩、圧砕岩、風化結晶片岩、変質した安山岩（特にかなり温泉余土化したもの）には、スレーキングや破砕の著しい現象を生じる脆弱岩がある。

脆弱岩は掘削時に硬く（硬岩・軟岩)、塊状で産出し、盛土材料としてこれを使用した場合、施工中にほとんどが細粒化してしまうものから、施工中には塊状であるが時間の経過とともに徐々に細粒化するものまである。特に後者に属するものは、盛土完成後に長期間にわたる圧縮沈下を引き起こしたり、地震時に被害を受けたりすることがある。

これらの材料を盛土材料として用いる場合には、岩のスレーキング試験、岩の破砕試験を実施して、スレーキング性の材料であるかどうかを確認するとよい。スレーキング性の材料と判断される場合には、掘削時において盛土材料が小粒径となるような施工方法、及び薄層で敷き均した後に破砕転圧する等の空隙を少なくする施工方法を検討することが望ましい。

ｵ 敷均しの困難な土（岩塊・転石・玉石）

岩塊材料は、道路掘削やトンネル掘削に伴って発生する硬いしっかりした硬岩材料(ｴ 風化の速い土（脆弱岩）とは異なる。)をいい、土石流跡地や扇状地等においては、転石や玉石等、一般の土砂と比較して粒径の大きい材料が産出する場合がよくある。これらの材料を盛土材料として用いる場合には、露頭調査や施工事例の収集を行い、最大粒径や粒度分布の把握を行っておくことが望ましい。また、岩塊盛土の上層に粒度分布の異なる材料を施工する場合には、降雨等によりその材料が岩塊の空隙に落ち込み不同沈下を生じるおそれがある。このような場合には、**図-5.1.4** に示すような粒度調整中間層を設ける必要がある。調査に当たっては、この中間層に使用する材料調査も併せて行っておくとよい。

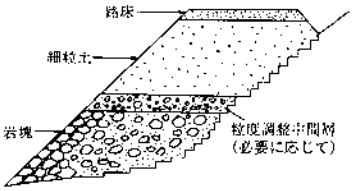



図-5.1.4　透水性の良い材料（例えば岩塊）の有効利用の例[16)]

ｶ 凍上の被害が生じやすい土

凍上被害の生じやすい土質の種類、具体的な凍上対策を考える上で必要な凍結深さの求め方、及び各種の凍上対策のための調査については、「8.6　**凍上防止対策**」の記述を参考とする。

### 5.1.4　盛土の設計に用いる荷重

(1)考慮すべき荷重

盛土の設計に当たっては、盛土の設置地点の諸条件、形式等によって以下に示す荷重より適宜選定する。また、寒冷地では凍上の影響も考慮する。凍上に関する事項については、「道路土工要綱　第3章　凍上対策」によるものとする。

なお、荷重の作用方法は、想定する範囲内で盛土に最も不利となるよう作用させるものとする。

ｱ 自重（死荷重）

単位体積重量については一般的には、**表-5.1.8** に示す値を用いてよい。なお、シラス等の材料で明らかに軽い材料や軽量盛土材料等を使用する場合又は急勾配盛土で安定性の照査を必要とする場合には、締固め試験を実施し、適切な締固め程度に応じた単位体積重量を使用する。

なお、舗装部を含めた盛土の自重は、盛土材料の湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ に盛土体積(舗装部を含む)を乗じて算出することができる。



表-5.1.8　土の単位体積重量(kN/m³)[16)]

| 地　盤 | 土　質 | 緩いもの | 密なもの |
|---|---|---|---|
| 自然地盤 | 砂及び砂礫 | 18 | 20 |
| | 砂質土 | 17 | 19 |
| | 粘性土 | 14 | 18 |
| 盛　土 | 砂及び砂礫 | 20 | |
| | 砂質土 | 19 | |
| | 粘性土(ただし、$\omega_L$＜50%) | 18 | |

注）地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表から 9kN/m³ を差し引いた値とすることができる。
また、プレロードの場合は転圧が不足することがあるため締固め程度に応じて適宜割り引く。

ｲ 載荷重（活荷重）

載荷重は、自動車の交通状況や施工状況を考慮して適切に設定するものとする。

盛土の設計に当たっては、「10.1.10　**荷重の種類と組合せ**」による。

ｳ 降雨の影響

降雨の影響として、表面水や地山からの浸透水を考慮するものとし、そのときの降雨強度は地域の降雨特性、盛土の特性、照査項目等を考慮して適切に定めるものとする。排水対策は「8.4　**地下排水**」、「8.5　**法面排水**」、法面の保護にかかる内容については「6.4　**法面保護工**」を参照すること。

ｴ 地震の影響

地震の影響として、盛土の地震応答に起因する慣性力、液状化の影響を考慮する。

(ｱ)慣性力

慣性力による盛土の地震時の変形や破壊は、一般に水平方向が支配的であるため、鉛直方向の慣性力の影響は考慮しなくてよい。静的照査法により照査する場合の慣性力は、質量に設計水平震度を乗じた水平力とし、設計水平震度の値については、地震動レベル、構造形式、構造物の立地条件に応じて適切に設定する。円弧すべり面を仮定した震度法による安定解析に用いる設計水平震度については、「5.2.2　**地震動の作用に対する盛土の安定解析**」に示している。

(ｲ)液状化の影響

液状化地盤上の盛土では、支持地盤の変形が盛土の変形に影響する。このため、地震時に液状化が生じる可能性がある場合は、液状化が生じると判定される土層の土質定数を低減させる等、液状化の影響を適切に考慮する必要がある。

ｵ その他

水辺に接した盛土や地下水位が高い場合には水圧・浮力を考慮する。

(2)荷重の組合せ

盛土の設計は、同時に作用する可能性が高い荷重の組合せのうち、盛土に最も不利となる条件を考慮して行わなければならない。

**表-5.1.9** に一般的な荷重の組合せの例を示す。

表-5.1.9　荷重の組合せの例[16)]

| 想定する作用 | | 考慮する荷重 |
|---|---|---|
| 常時の作用 | 施工時 | 自重(＋載荷重)[注1)] |
| | 供用時 | 自重(＋載荷重)[注1)] |
| 降雨の作用[注2)] | 供用時 | 自重＋降雨の影響 |
| 地震動の作用 | レベル１地震動 | 自重＋地震の影響 |
| | レベル２地震動 | 自重＋地震の影響 |

注1)（　）内のものは盛土への影響や施工条件等を踏まえて必要に応じて考慮する。
注2）降雨の作用に対してはこのほかに排水工の設計も行う。

### 5.1.5　土質定数

盛土の基礎地盤及び盛土材料は多様であり、現地条件により大きく異なり、また大きく変化する。このため、設計に用いる土質定数は、地盤調査結果及び土質試験結果に基づき設定することを原則とする。

(1)常時、降雨時に用いる土質定数

常時、降雨時に用いるせん断強さは、降雨等により盛土内に水が浸透する可能性を考慮して、一般的には飽和状態の値を用いる。また、強度定数は拘束圧に大きく依存するため、対象としている盛土に応じて適切な拘束圧の下で試験を行うのが望ましい。なお、土のせん断強さ特性は諸条件により多様に変化する。したがって、土質試験を計画し、適用するに当たっては、「地盤材料試験の方法と解説」を参照するとともに、既往の調査検討事例を参考にすることが望ましい。

(2)地震時に用いる土質定数

地震時に用いるせん断強さは、「**5.2.1　常時・降雨の作用に対する盛土の安定性の照査**」に示す円弧すべり面を仮定した安定計算法、ニューマーク法等により地震動の作用に対する安定性の照査を行う場合において、盛土材料のせん断試験を行って求める。この際、砂質土や礫質土等の圧密時やせん断中の排水が良好である粗粒土の場合には、圧密排水条件で試験を実施し、地震時等の短時間では排水が困難な粘性土等の細粒土の場合には、圧密非排水条件で試験を実施する。なお、盛土内の完全排水が期待できない場合には盛土の底部が飽和状態となることを想定しなければならないが、適切な材料を選択する又は十分に締め固めることにより、地震動の作用により容易に強度低下をさせないことが設計の基本であり、かつ、上記の照査法の適用条件である。

なお、十分な締固めを行った盛土材料においては、せん断強さが増加し、地震時の残留変位量を低減させる効果がある。一般に、良質な材料を十分に締め固めることにより、締固め土の増加に伴いピーク強度は急激に増加する傾向があることがわかっている。このため、ニューマーク法の適用に当たっては、十分な締固めを行うことを前提として、一旦ピーク強度を示した後、すべりが発生することにより土の強度が軟化し残留強度まで低下する影響を考慮することができる。

(3)経験的な土質定数の利用

高さ 20m 程度以下の盛土において、予備設計段階等で土質試験を行うことが困難な場合は、締固め基準を満足することを前提として、経験的に推定した**表-5.1.10** の値を用いてもよい。ただし、詳細な設計を行う段階で必要に応じて土質試験を実施し、設計時に用いる土質定数の確認を行うのがよい。なお、擁壁工等では、降雨時に裏込め土に地山等の地下水が浸水した際は、**表-5.1.10** の数値（特に粘着力）は過大になるおそれがあり、粘着力は見込んでいない。このため、適用に当たっては留意する必要がある。



表-5.1.10　設計時に用いる土質定数の仮定値[16)]

| 種類 | | 状態 | | 単位体積重量 ($kN/m^3$) | せん断抵抗角 (°) | 粘着力 ($kN/m^2$) | 地盤工学会基準[注2)] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 盛土 | 礫及び礫まじり砂 | 締め固めたもの | | 20 | 40 | 0 | {G} |
| | 砂 | 締め固めたもの | 粒径幅の広いもの | 20 | 35 | 0 | {S} |
| | | | 分級されたもの | 19 | 30 | 0 | |
| | 砂質土 | 締め固めたもの | | 19 | 25 | 30 以下 | {SF} |
| | 粘性土 | 締め固めたもの | | 18 | 15 | 50 以下 | {M}、{C} |
| | 関東ローム | 締め固めたもの | | 14 | 20 | 10 以下 | {V} |
| 自然地盤 | 礫 | 密実なもの又は粒径幅の広いもの | | 20 | 40 | 0 | {G} |
| | | 密実でないもの又は分級されたもの | | 18 | 35 | 0 | |
| | 礫まじり砂 | 密実なもの | | 21 | 40 | 0 | {G} |
| | | 密実でないもの | | 19 | 35 | 0 | |
| | 砂 | 密実なもの又は粒径幅の広いもの | | 20 | 35 | 0 | {S} |
| | | 密実でないもの又は分級されたもの | | 18 | 30 | 0 | |
| | 砂質土 | 密実なもの | | 19 | 30 | 30 以下 | {SF} |
| | | 密実でないもの | | 17 | 25 | 0 | |
| | 粘性土 | 固いもの（指で強く押し多少へこむ）[注1)] | | 18 | 25 | 50 以下 | {M}、{C} |
| | | やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）[注1)] | | 17 | 20 | 30 以下 | |
| | | 軟らかいもの（指が容易に貫入）[注1)] | | 16 | 15 | 15 以下 | |
| | 粘土及びシルト | 固いもの（指で強く押し多少へこむ）[注1)] | | 17 | 20 | 50 以下 | {M}、{C} |
| | | やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）[注1)] | | 16 | 15 | 30 以下 | |
| | | 軟らかいもの（指が容易に貫入）[注1)] | | 14 | 10 | 15 以下 | |
| | 関東ローム | | | 14 | 5($\phi_u$) | 30 以下 | {V} |

注1）N 値の目安は次のとおりである。　固いもの（N＝8～15）、やや軟らかいもの（N＝4～8）、軟らかいもの（N＝2～4）
注2）（公社）地盤工学会基準の記号は、おおよその目安である。

**表-5.1.10** の使用に当たっては、次の点に注意するものとする。

①地下水位以下にある土の有効単位体積重量は、それぞれ表中の値から飽和土の場合は 10kN/m³、不飽和土の場合は 9 kN/m³を差し引いた値とする。

②土の単位体積重量を決定する場合は、次の点に注意するものとする。

・砕石は、礫と同じ値とする。

・トンネルずりや岩塊等では、粒径や間隙比により値が異なるので既往の実績や現場試験により決定する。

・礫まじり砂質土や礫まじり粘性土は、礫の混合割合及び状態により適宜定める。

③せん断抵抗角及び粘着力の値は、飽和条件の下で得られた概略的な値である。

④砕石、トンネルずり、岩塊等のせん断抵抗角及び粘着力は、礫の値を用いてよい。

⑤粒径幅の広い土とは、様々な粒径の土粒子を適当な割合で含んだ土で、締固めが行いやすいものをいう。分級された土とは、ある狭い範囲に粒径のそろった土で、密な締固めが行いにくいものをいう。

⑥（公社）地盤工学会基準の記号は、おおよその目安である。

なお、本表の値は、適切に締め固められた土について、上記③に述べたように飽和条件の下で得られた試験結果から残留強度相当のせん断強度をいくぶん安全側に設定したものである。このため、地震動の作用に対する検討を本表の数値を用いて行うと安定性を過小評価する可能性があるため、詳細な設計を行う段階で土質試験を実施し、設計時に用いる土質定数の確認を行うのがよい。

### 5.1.6　盛土の安定性の基本的な考え方

盛土の設計に当たっては、想定する作用に対し、盛土及び基礎地盤が安定であること、変位が許容変位以下であることを照査することを原則とする。ただし、既往の経験・実績や近隣あるいは類似土質条件の盛土の施工実績、災害事例等から要求性能を満足するとみなせる仕様については、その適用範囲においてはこれを活用し、実績を大きく超える場合や、既往の事例から想定する各作用により変状・被害が想定されるような条件の場合においては、工学的計算を適用するよう配慮するのが望ましい。

このため、ここでは盛土の安定性検討のフローチャートの例を**図-5.1.5**に示し、設計の手順と照査方法の選択の考え方を述べる。

**図-5.1.5**において、盛土本体の設計を、既往の経験・実績に基づく仕様（標準法面勾配）の適用、あるいは工学的計算による盛土の安定性の照査のいずれで行うかは、基礎地盤や盛土の条件等による。

盛土及び盛土周辺地盤の条件が**表-5.1.11**に示すいずれかに該当する場合には、常時の作用に対して、さらには必要に応じて降雨の作用及び地震動の作用に対する安定性の照査を行い、盛土構造（盛土材料の使用区分等）、地下排水工、法面勾配及び保護工、締固め管理基準値を検討するとともに、必要に応じて地盤対策を検討する。また、**表-5.1.11**に示す条件のいずれにも該当しない、あるいは該当しても対策等によりその不安定要因（条件）に対処できる場合には、標準法面勾配を適用することができる。



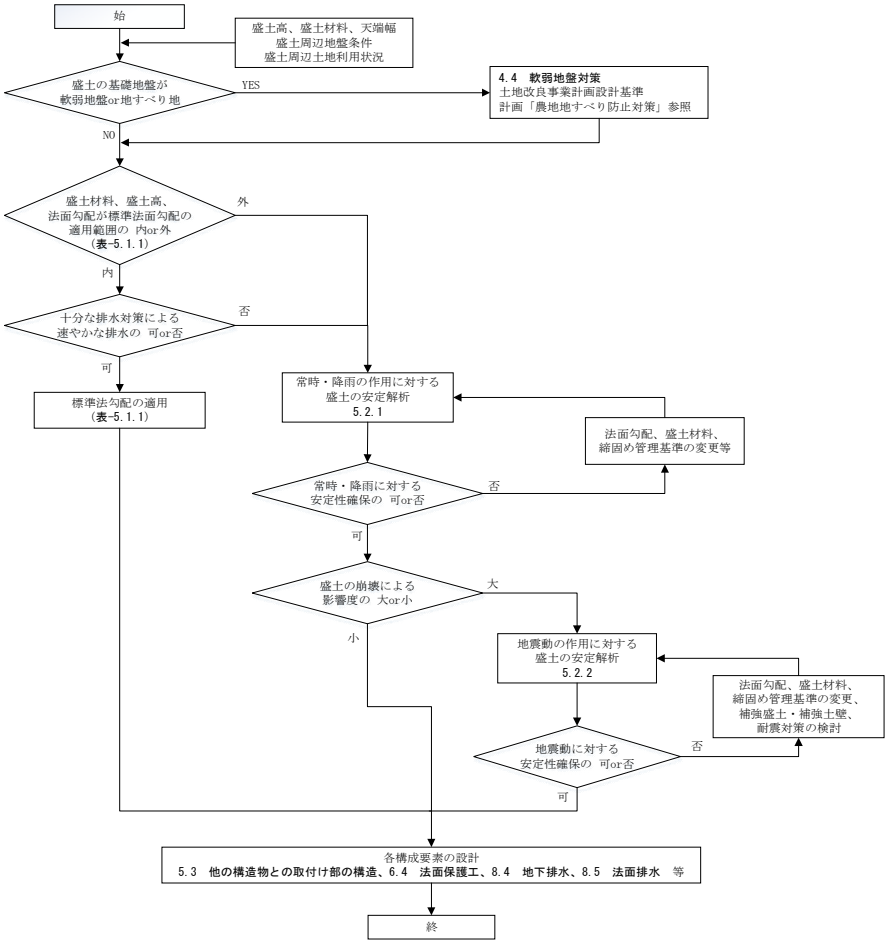



**図-5.1.5**　盛土の安定性照査のフローチャートの例[16)]

表-5.1.11　盛土の安定性の照査を行う盛土の条件[16)]

| 条件 | | 判断基準 | 備考 |
|---|---|---|---|
| 盛土自体の条件 | 盛土高さ・勾配 | 盛土高・法面勾配が**表-5.1.1**に示す標準値を超える場合 | |
| | 盛土材料 | 盛土材料が泥土等の**表-5.1.1**に該当しないような特殊土からなる場合 | |
| 盛土周辺の地盤条件 | 基礎地盤 | 盛土の基礎地盤が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合 | 「**第4章　基礎地盤の設計**」を参照する。<br>土地改良事業計画設計基準・計画「農地地すべり防止対策」を参照する。 |
| | 湧水 | 降雨や浸透水の作用を受けやすい場合 | ただし、「**第8章　排水施設の設計**」に従い、排水対策を十分に行い、**表-5.1.1**に示す標準法面勾配の範囲内であれば安定性の検討を省略することができる。 |
| | 水際の盛土 | 盛土法面が常時及び洪水時等に冠水したり、法尻付近が侵食されたりするおそれがある場合 | |

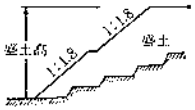



図-5.1.6　盛土高の定義[16)]



## 5.2　盛土の安定性の照査

### 5.2.1　常時・降雨の作用に対する盛土の安定解析

(1)基本的な考え方

**表-5.1.11**に示したように、標準法面勾配等の既往の経験・実績に基づく仕様の適用範囲を超える盛土については、常時の作用に対する安定性の照査を行い、降雨時に盛土が崩壊することが多い箇所の盛土(地下水位の高い箇所に構築した盛土、傾斜地盤上の盛土、谷間を埋める盛土、片切り片盛り、切り盛り境部)については降雨の作用に対する安定性の照査を行うことを原則とする。**表-5.1.1**に示した盛土材料及び盛土高に対する標準的な法面勾配をその適用範囲において用いる場合には、規定に従って入念に締め固め、十分な排水施設を設置することを前提に、常時・降雨の作用に対する照査を省略することができる。

(2)照査の方法

施工時、供用時に自重、載荷重等の組合せに対する盛土の安定性を照査する。このため、照査に当たっては、盛土材料、盛土の基礎地盤の土質、湧水、地形等の条件を十分に考慮する必要がある。ただし、盛土自体の沈下については、圧縮性の低い材料を用い、締固め管理基準値を満足すれば、盛土自体の変形、沈下の照査を省略することができる。路床については、均一で十分な支持力を確保するために、舗装設計で仮定した強度を確保する必要がある。

ｱ 照査指標及び許容値

すべりに対する安定に関する照査指標としては、円弧すべり安全率を用いてよい。許容値は、地盤条件、施工中の動態観測の有無に応じて適切に設定する必要がある。「(ｲ)安定計算式」に示す方法を用いる場合については、長期間経過後（供用時）における許容安全率は1.2を目安とする。また、盛土材料として含水比の高い細粒土を用いる場合や、軟弱地盤上の盛土で詳細な土質試験を行い適切な動態観測による情報化施工を適用する場合には、常時の安定性の照査を行う場合の盛土施工直後の安全率1.1とすることができる。

ｲ 安定計算式

安定計算は、一般に、**図-5.2.1**に示すような円弧すべり面を仮定した分割法を用いて行ってよい。この方法はすべり面上の土塊を幾つかの分割片に分割し、各分割片で発揮されるすべり面上のせん断力と抵抗力を求め、それぞれ累計し、その比率によって安全率を求めるもので、計算式は以下に示すとおりである（修正フェレニウス法）。なお、盛土の構造、構成によっては、円弧すべり面の代わりに直線を含む複合すべり面を仮定する。

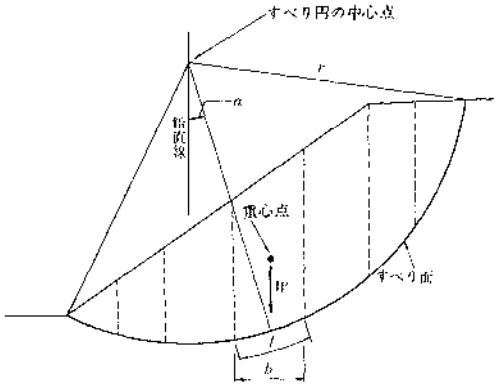



図-5.2.1　円弧すべり面を用いた常時のすべりに対する安定計算法[16)]

$$F_s = \frac{\Sigma\{c\cdot\ell + (W - u\cdot b)\cos\alpha\cdot\tan\phi\}}{\Sigma(W\cdot\sin\alpha)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（5.2.1）}$$

ここに、

$F_s$　：安全率
$c$　：土の粘着力（kN/m$^2$）
$\phi$　：土のせん断抵抗角（°）
$\ell$　：分割片で切られたすべり面の長さ（m）
$W$　：分割片の全重量（kN/m）、載荷重を含む。
$u$　：間隙水圧（kN/m$^2$）
$b$　：分割片の幅（m）
$\alpha$　：分割片で切られたすべり面の中点とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角（°）

一般に載荷重は、**表-5.1.1** に示す盛土の標準法面勾配を用いる場合、安定計算に対しての影響は少ないため考慮する必要はない。

しかし、以下のような盛土については、交通荷重や施工時の荷重を載荷重として考慮して安定計算を実施することが望ましい。

① 急勾配盛土工法、補強土壁工法
② 軟弱地盤上の低盛土（２～３m 以下の盛土）

また、降雨の作用により法面及び地山から浸透する水の影響を考慮して、便宜性・経験的に円弧すべり面を仮定した安定計算により照査することができる。ただし、盛土や原地盤の構造、構成によっては、円弧すべり面の代わりに直線を含む複合すべり面を仮定する。

**図-5.2.2** において円弧 AC をすべり面とし、図示のような浸透流があるものとすると、このときの安全率は常時の作用に対する安定性の照査と同じく**式**（5.2.1）で与えられる。**式**（5.2.1）から、降雨により土の単位体積重量が増加したり（$W$ の増加）、地中の間隙水圧 $u$ が上昇したりすると、法面のすべり安全率 $F_s$ が低下する。この場合、間隙水圧としては通常の



地下水による間隙水圧と降雨等の浸透流による間隙水圧を含む全水圧を用いる。盛土斜面の長期安定検討に当たっては、この間隙水圧の決定が最も重要である。この間隙水圧は、盛土の土質・形状、排水層の配置、原地盤の状態等を勘案して浸透流解析や図解法等によって推定をすることが望ましい。

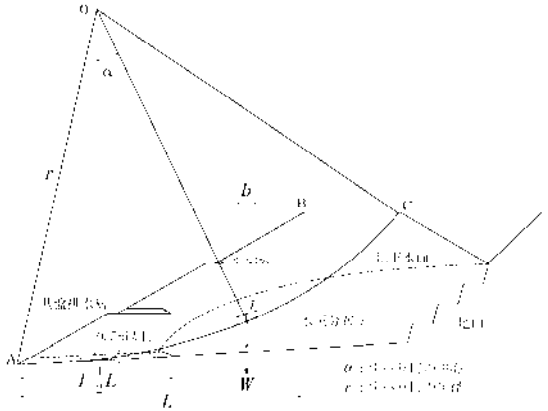



図-5.2.2　浸透流のある盛土の安定解析[16)]

ただし、地山の境界条件、盛土の浸透特性等の不確定な面が大きいため、実務上は「**8.4.4 地下排水施設の材料**」に示す排水材料、厚さの基盤排水層を設置することを前提に、**図-5.2.3** に示すような地山からの浸透流を仮定した簡便法で行う。また、雨水の浸透によって発生する間隙水圧は盛土の構成によってはかなり大きな値となることがあるので、必要に応じて法面からの浸透水も考慮する。ただし、法面保護工を設置し、かつ、表面排水施設及び各小段に水平排水層を設置した場合には、法面からの浸透水を考慮しなくてもよい。

このような計算によって法面の安定性の照査を行い、安定を確保するのに必要な地下水位の低下量や、基盤排水層の長さ等を検討しなければならない。

しかし、粘着力の小さい材料では**式**（5.2.1）が適用されるような全般破壊よりもむしろ、**図-5.2.4** に示すように法尻付近ではまず一次的な崩壊を生じ、これが原因となって二次的なすべりを誘発することが多い。

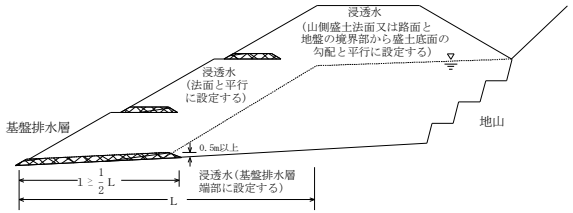



図-5.2.3　地山から浸透流の簡易設定法[16)]

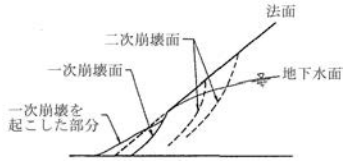



**図-5.2.4**　盛土法面の一次と二次崩壊[16)]

このため、上記安定検討を行った場合にも、その結果に関わらず、盛土法尻には法尻から法肩までの水平距離の 1/2 程度以上の長さの基盤排水層を設置し、また必要に応じてふとんかご・じゃかご工を設置することが望ましい。これらの地下排水工については、事前調査や施工時の観察等によりその配置計画や規模を設定するが、地山からの湧水及びその可能性については特に慎重に配慮し、地形・地質的にその可能性があり得ると考えられる場合には、余裕を持った地下排水工の配置、規模とすることが望ましい。

### 5.2.2　地震動の作用に対する盛土の安定解析

(1) 基本的な考え方

地震動の作用に対する盛土の安定性の照査に当たっては、十分な排水処理と入念な締固めを前提にレベル１地震動に対する照査を行えば、レベル２地震動に対する照査を省略することができる。これは、盛土は既往の経験・実績から一般に復旧性に優れていること、基礎地盤の処理、排水処理、十分な締固め等の入念な施工が行われていれば、被害は限定的であることを考慮したものである。ただし、極めて重大な二次的被害のおそれのある盛土については、レベル２地震動に対する照査を行うことが望ましい。

地震動の作用に対する盛土の安定性の照査手法には、土質・地質調査、試験も含めて多くの仮定や不確定要素を含んでおり、数値解析等の結果のみで判断するのではなく、数値解析等はあくまでも検討の一手段として取り扱い、周辺の道路等における類似盛土の条件（土質、盛土高等）、施工実績や災害事例等の調査も含めた総合的な検討を行う必要がある。

(2) 照査の方法

ｱ 照査指標と許容値

地震動の作用に対する盛土の安定性の照査手法については、従来種々の動的照査法や静的照査法が提案されている。しかしながら、盛土の地震時挙動を精緻に推定することはいまだ困難であり、ここでは、実務への適用性を考慮して比較的よく用いられる解析手法を示す。

(ｱ) レベル１地震動に対する照査

**表-5.2.1** に示したレベル１地震動に対する設計水平震度に対して、円弧すべり面を仮定した安定解析法によって算定した地震時安全率の値が 1.0 以上であれば、盛土の変形量は十分に小さいと考えられるため、レベル１地震動に対して安全であるとみなすことができる。

(ｲ) レベル２地震動に対する照査

レベル２地震動に対する設計水平震度に対して、円弧すべり面を仮定した安定解析法によって算定した地震時安全率の値が 1.0 以上であれば、盛土の変形量は限定的なものにとどまると考えられる。なお、変形量を求める場合には、別途残留変形解析を行う必要がある。この場合については、算定した盛土の変形量が、設定した変形量の許容値を下回ることを確認する。



ｲ 照査手法

地震動の作用に対する盛土の安定性の照査手法は、構造物の変形を直接的に求めることができる残留変形解析手法と構造物の地震時安定性を安全率等により照査する震度法による安定解析手法に大別される。残留変形解析手法は直接的に構造物の残留変形を求めることができるのに対し、震度法による安定解析手法は構造物の安定性の有無を照査するものであり、直接的に構造物の残留変形を評価するものではない。ただし、解析手法の種類によっては、これまでの被災事例等の分析により安全率に基づき経験的に盛土の変形性能や被災程度等を評価している手法もある。

残留変形解析手法には、構造物の地震時挙動を動力学的に解析する動的照査法と、地震の影響を静力学的に解析する静的照査法に大別される。動的照査法には、ニューマークのすべりブロック法や、動的弾塑性有限要素解析等がある。ニューマーク法は、入力パラメータの設定が円弧すべり法と同等であるが、比較的簡便に地震時の盛土の残留変位を求めることができる。動的弾塑性有限要素解析は、地震時の現象を詳細にモデル化したもので、詳細な地盤調査とそれに基づく入力データの設定と高度な技術的判断を必要とする。一方、静的照査法には、地震動による繰返し荷重による地盤の残留変形を見かけ上の剛性の低下によるものとしてモデル化して、静的な自重変形解析を実施する静的自重変形解析法等がある。

解析手法の選定に際しては、設計地震動の設定、構造物の地震時挙動、想定される被害形態、各々の解析手法のパラメータの設定方法、解析手法の適用限界、必要とされる精度等を考慮して、適切な手法を選定する必要がある。

ここでは、一般的な震度法によるものを記載する。残留変形解析手法については、道路土工等の関連技術書を参考とすること。盛土が主として慣性力で崩壊すると考えられる場合には、修正フェレニウス法に震度法を適用した**式（5.2.2）**を用いて安全率を算出することができる。本式では常時の強度を用いるが、地震動が作用すると水で飽和した土は、非排水条件での繰返し載荷の影響により地盤の強度が低下する場合もある。このため、土の強度低下が著しくない、十分な締固めがなされた山地部の盛土や粘性土の卓越した平地部盛土が一般的な適用範囲であり、液状化が生じる可能性のある地盤上の盛土等、地震動の作用による土の強度低下が著しい場合には適用できない。

$$F_s = \frac{\Sigma\{c\cdot\ell + [(W - u\cdot b)\cos\alpha - k_h\cdot W\cdot\sin\alpha]\tan\phi\}}{\Sigma\left(W\cdot\sin\alpha + \frac{h}{r}\cdot k_h\cdot W\right)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（5.2.2）}$$

ここに、

$F_s$ ：安全率
$c$ ：土の粘着力（kN/m$^2$）
$\phi$ ：土のせん断抵抗角（度）
$\ell$ ：分割片で切られたすべり面の長さ（m）
$W$ ：分割片の全重量（kN/m）
$u$ ：間隙水圧（kN/m$^2$）

$b$　：分割片の幅（m）
$\alpha$　：各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角（度）
$k_h$　：**式（5.2.3）**で定められる設計水平震度
$h$　：各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離（m）
$r$　：すべり円弧の半径（m）

設計水平震度 kh は、次式により算出することができる。ここに、地域別補正係数の値及び耐震設計上の地盤種別の算出方法については、「道路土工要綱」巻末資料 資料-1 によるものとする。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} \quad \cdots\cdots \text{式（5.2.3）}$$

$k_{h0}$　：設計水平震度の標準値（**表-5.2.1 参照**）
$c_z$　：地域別補正係数（**表-10.1.20** 参照）

**表-5.2.1** に示す設計水平震度の標準値は、円弧すべり面を仮定した安定計算に用いることを想定して、既往地震における盛土の被害・無被害事例の逆解析結果に基づいて設定したものである。このため、上記以外の照査法により照査を行う場合には、**表-5.2.1** の値を用いてはならない。なお、円弧すべり面を仮定した安定計算に用いるレベル２地震動の設計水平震度は、地震動タイプによらず一律に与えることとした。これは、既往地震の逆解析に用いたデータが限られているため、考慮すべき設計水平震度に地震動タイプによる有意な差が見られなかったためである。**表-5.2.1** の設定根拠については、「道路土工－盛土工指針　付録 2. 地震動の作用に対する照査に関する参考資料」を参照すること。

**表-5.2.1**　設計水平震度の標準値（$k_{h0}$）[16)]

| | 地盤種別 | | |
|---|---|---|---|
| | Ⅰ種 | Ⅱ種 | Ⅲ種 |
| レベル１地震動 | 0.08 | 0.10 | 0.12 |
| レベル２地震動 | 0.16 | 0.20 | 0.24 |

なお、レベル２地震動に対する照査に適用する場合には、すべり円弧の設定に際して、法面表層付近のすべりは無視し、図-5.2.5 のように車道を横切る（法肩から４m 程度以上）円弧を設定するのがよい。



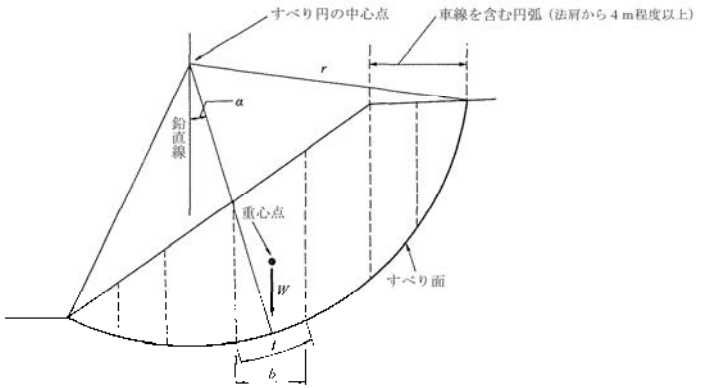



**図-5.2.5**　レベル２地震動に対するすべり面の設定 [16)]

## 5.3　他の構造物との取付部の構造

盛土と切土や他の構造物との取付部には、通行機能に影響する道路供用開始後の段差等の発生を抑制するため、良質の材料を用い、適切な処理を施すものとする。

盛土と橋台、カルバート等の構造物との取付部、あるいは切り盛り境部、片切り片盛り部では、道路供用開始後に不同沈下による段差が生じやすく、そのため舗装の平たん性が損なわれがちである。このような変状の発生を抑制するために、これらの構造物等との取付部については盛土材料、締固め、排水、すり付けの処理等に特段の配慮をする必要がある。

(1)構造物取付部の盛土

ｱ 構造物取付部の段差対策

構造物取付部の段差の発生は、軟弱な基礎地盤上に構築された盛土部分に多く見られるが、段差の原因としては、基礎地盤の沈下、盛土自体の圧縮沈下、構造物背面の盛土荷重による構造物の変位等が挙げられる。

盛土と構造物との取付部の段差を抑制する対策としては、以下に示す方法がある。

① 裏込め材料として、締固めが容易で、非圧縮性、透水性があり、かつ、水の侵入によっても強度の低下が少ないような安定した材料を選ぶ。

② 構造物裏込め付近は、施工中、施工後において、水が集まりやすく、これに伴う沈下や崩壊も多い。したがって、施工中の排水勾配の確保、地下排水溝の設置等の十分な排水対策を講じる。

③ 盛土と構造物との取付部に踏掛版を設ける。

④ 軟弱地盤上の取付部では特に沈下が大きくなりがちであるので、プレロード等の必要な処理を行って、道路供用開始後の基礎地盤の沈下をできるだけ少なくする。

ｲ 裏込め及び埋戻しの材料

構造物の裏込め部、あるいは切土における構造物の埋戻し部には、良質の材料を使用しなければならない。

構造物の裏込め部や埋戻し部に用いる材料は以下の性質を有するものがよい。

① 供用開始後に構造物との間に段差が生じないような圧縮性の小さい材料
② 雨水等の浸透による土圧増加が生じないような透水性の良い材料

このため、裏込め部及び埋戻しの材料には粒度分布の良い粗粒度を用いることが望ましい。また、裏込め部に粗粒土を用いた方が地震による沈下の被害が少ないことも報告されており、地震対策上の観点からも望ましい。

**表-5.3.1** は、裏込め及び埋戻しに最適と考えられる材料の粒度を示したものである。この表では最大粒径、細粒分（粒径 75μm 以下）含有率、さらに、細粒分含有率が 25%以下であっても圧縮性、透水性の観点から粘土分含有量を低く抑えるために、塑性指数の範囲を設定している。なお、このような良質材料を大量に使用することが工事費の面等から困難な場合には、大型の締固め機械を使用して十分な締固めが可能ならば、特にこのような良質材料に限ることなく入手できる盛土材料のうちから粒度分布の良い材料を使用してもよい。

**表-5.3.1**　裏込め及び埋戻しに適する材料 [16)]

| 項　　目 | 範　　囲 |
|---|---|
| 最大粒径 | 100mm 以下 |
| 4,750μm（No.4）ふるい通過質量百分率 | 25～100% |
| 75μm（No.200）ふるい通過質量百分率 | 0～25% |
| 塑性指数（425μm ふるい通過分について） | 10 以下 |

ｳ 裏込め及び埋戻しの構造

**図-5.3.1** にボックスカルバートの裏込め構造の例を、**図-5.3.2** に橋台の裏込め構造の例を示す。裏込め部は盛土に先行して施工するのが望ましい。これは、確実な締固め施工ができる施工スペースを確保でき、かつ、施工時の排水処理が行いやすいためである。

裏込め及び埋戻し部には雨水が集中しやすいので、排水施設を設ける（**図-5.3.3** 参照）。排水施設として構造物壁面に沿って裏込め排水工を設け、これに水抜き孔を接続し、集水したものを盛土外に導く。構造物壁面に沿って設置する裏込め排水工の材料としては、栗石等の自然材料のほかに土木用合成繊維で作られた透水性材料やポーラスコンクリートパイプ等がある。

湧水量が多い場所や地下水位が浅い場所に構造物を設置する場合は、**図-5.3.4** に示すように、地下排水溝に加え透水性の高い砂利、切込み砕石等を用いた基盤排水層を設置するのがよい。

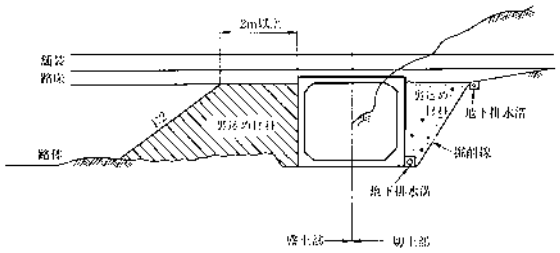



**図-5.3.1**　ボックスカルバートの裏込め構造の例 [16)]



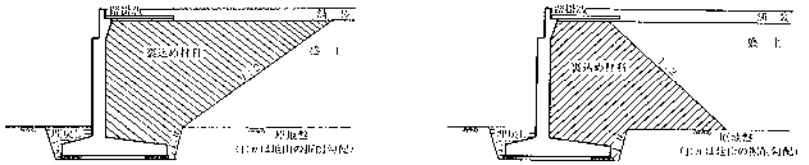



**図-5.3.2**　橋台の裏込め構造の例 [16)]

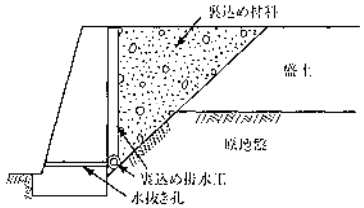



**図-5.3.3**　構造物裏込めの排水 [16)]

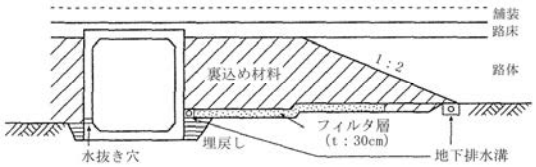



**図-5.3.4**　湧水量が多い場合の排水工の例 [16)]

(2)踏掛版

踏掛版は、**図-5.3.5** に示すように、盛土と橋台等の構造物との取付部に鉄筋コンクリート版を掛け、その境界に生じる段差の影響を緩和するものである。

これは車両の走行性の低下を防ぎ橋梁等の構造物本体への衝撃を緩和し、補修・補強対策費の低減にも寄与する。また、特に、地震により段差が生じることが多いため、踏掛版は地震対策として効果的である。

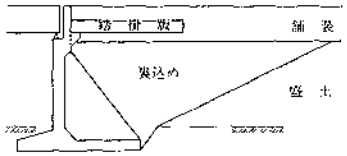



**図-5.3.5**　踏掛版の例 [16)]

このように、補修・補強対策費の低減、地震後の通行機能を確保する観点から、盛土と橋台との取付部には、踏掛版を設置することが望ましい。また、盛土と土かぶりの薄いボックスカルバートとの取付部についても、踏掛版を設置する場合がある。

ただし、踏掛版を設置した場合には、維持管理段階で、踏掛版の下に生じる空洞の発見及び処置に留意する必要がある。したがって、特に以下のような場合には、道路の性格や効果、維持管理の容易性、経済性を考慮した上で、踏掛版の設置の可否を慎重に検討する必要がある。

① 地盤が良好で盛土高さ（構造物底面から路面まで）が６m 未満で良質な裏込め材料が使用されるような場合

② ボックスカルバートで土かぶりが厚く、不同沈下の影響が土かぶり部である程度吸収されるような場合

③ 軟弱地盤上に設けられた構造物で地盤の残留沈下が大きく、かつ、長期にわたるため、踏掛版の設置効果が十分に果たされないおそれのある場合

踏掛版の長さは、一般に５～８m 程度である。踏掛版の長さを決定する要因は多数あり、一般に次のように考えられている。

① 設計速度の高い道路ほど長いものが必要である。

② 以下に示すような沈下量が大きい盛土ほど長いものが必要である。

・軟弱地盤上の盛土

・盛土高の高い盛土

・中抜き又は盛りこぼし型橋台に接続する盛土

③ 交通量が多い道路あるいは段差の補修作業が困難な箇所には長いものを設置し補修回数を少なくする。

**表-5.3.2** に橋台接続部における踏掛版の設置長さの基準の例を示す。

**表-5.3.2**　橋台接続部における踏掛版設置長さ（例）[16)]

| 橋台の形式 | 地盤の種類 | 普通地盤 | | 軟弱地盤 |
|---|---|---|---|---|
| | 裏込め材の種類 ＼ 盛土高 | 切込砂利、硬岩等締固めによって細粒化しないもの | 左記以外の材料 | 全ての条件 |
| 下記以外の形式 | 6m 未満 | 設置しない | 5 | 8 |
| | 6m 以上 12m 未満 | 5 | 5 | 8 |
| | 12m 以上 | 5 | 5 | 8 |
| 中抜き盛りこぼし | 6m 未満 | 5 | 5 | 8 |
| | 6m 以上 | 5 | 5 | 8 |

注）盛土高とは、フーチングの下面から舗装面までの高さとする。
　　数字は踏掛版の長さ（単位：m）。



(3)片切り片盛り部、切り盛り境部

片切り片盛り部や、切り盛り境部では、完成後に沈下や段差が生じる場合がある。このため、**図-5.3.6** のようなすり付けを行い、地下排水溝、基盤排水層を設置する必要がある。すり付け勾配は１：４を標準とし、排水溝は法肩、法尻の両方に設置する。切り盛り境部の縦断方向の構造については、**図-5.3.7** のようにすり付け区間を設けて、路床の支持力の不連続を避けるようにする。

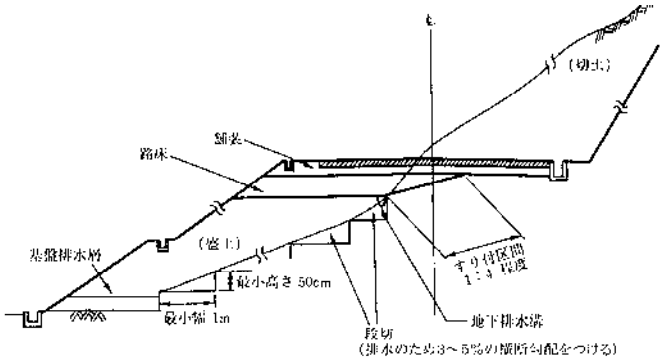
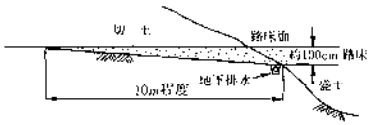
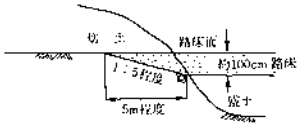


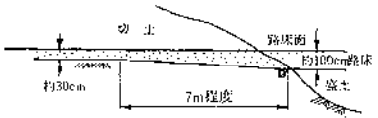

**図-5.3.6**　片切り片盛り部のすり付けの例 [16)]




(a) 切土部路床に置換えのないとき




(c) 原地盤が岩ですり付け区間を長くとることが不経済となる場合




(b) 切土部路床に置換えのあるとき

**図-5.3.7**　切り盛り境部のすり付けの例 [16)]

## 5.4　補強盛土・軽量盛土

(1)補強盛土・軽量盛土の適用

補強盛土・軽量盛土には以下のような特徴があり、現場の条件に応じて補強盛土・軽量盛土の適用を検討する。

① 法面を急勾配とすることが可能であるため、中山間地等の地形上・用地の制約等から急勾配盛土とする必要がある場合、擁壁と並んで有効な手法である。

② 土質材料の強度不足を補い、耐震性を高めることができる。
③ 軽量盛土は、軟弱地盤対策としても有効である。
④ **図-5.4.1** に示すように、切土構造を盛土構造にすることにより、切土量が低減でき、環境保全にも有効となる。

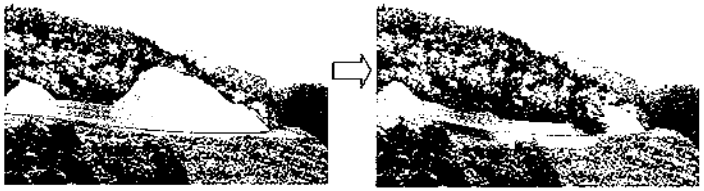


**図-5.4.1**　補強盛土・軽量盛土の山地部の道路への適用による切土量低減のイメージ[16)]

一方で、通常の盛土と比較して変状や損傷が生じた場合の復旧性に劣るものもあり、適用に当たっては変状や損傷が生じた場合の修復方法等について検討しておく必要がある。

補強盛土・軽量盛土を適用する場合、「**5.1　一般事項**」～「**5.3　他の構造物との取付部の構造**」に述べられている事項を踏まえた上で、**図-5.4.2** に示すようなフローを目安に構造を選定する。擁壁形式を用いる場合、詳細については「**10.1　擁壁**」によるものとする。

補強盛土・軽量盛土に用いられる材料、技術について、現時点における代表的なものとその特徴、設計の考え方等を以下に示す。施工時の留意点については「道路土工－盛土工指針」が参考となる。

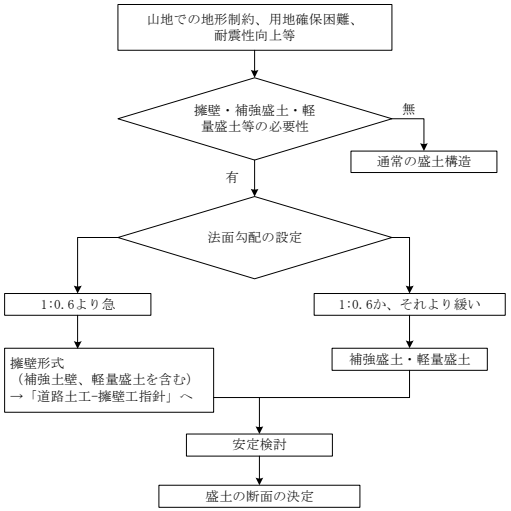



**図-5.4.2**　急勾配化のための構造選定フロー[16)]



(2) 補強盛土の特徴と設計の考え方

ここでは、安定した盛土を構築するための補強材を用いた補強盛土の概要について述べる。なお、法面勾配がかなりきつく（法面勾配 1：0.6 以上）なる場合には便宜上補強土壁に分類され、その設計の考え方については、「**10.1.16　補強土壁**」又は、「道路土工－擁壁工指針」ほか関連技術書を参照されたい。

ｱ 概要と特徴

補強土は、ジオテキスタイル（織布、不織布、ジオグリッド、ジオネット等の総称）や鋼材（帯鋼や鉄筋）等の補強材を盛土中に敷設して、急勾配化、法面の安定性の向上、耐震性の向上を図るものがある。また、既設の盛土の急勾配化、安定化のためにアンカー構造を埋め込むものもある。補強盛土への適用方法としては、以下のような種類がある。

① 浅いすべり破壊や表面侵食の防止
・法面付近の転圧補助
・侵食を受けやすい土（細砂、まさ土、シラス等）からなる盛土の表面侵食の防止
・砂質土等のようにある程度の透水性をもち、しかも飽和度の上昇による強度低下の著しい材料を用いた盛土の表層すべりの防止
② 深いすべり破壊の防止
・高含水比粘性土による盛土の施工中の過剰間隙水圧の消散
・地山からの浸透水の影響を受けやすい盛土（傾斜地盤上の盛土、谷間を埋める盛土、片切り片盛り、切り盛り境部の盛土等）の排水と補強
③ 安定した高盛土の構築
④ 安定した急勾配盛土の構築
⑤ 重要盛土構造物の安定性の向上

ｲ 適用上の留意点

補強盛土の適用上の留意点を列挙すると次のとおりである。

① 沢部等の地山からの浸透水のおそれがある場合は、十分な排水工を設置した上で本工法を適用する必要がある。
② 補強材は、各種試験により特性を明らかにし、十分な強度、耐久性を有するものを用いなければならない。
③ 安全性、耐震性を高めることが可能である一方で、万一変状や損傷が生じた場合の補修が通常の盛土と比較して一般に困難であるため、十分な安全性、耐久性を持った構造とする必要がある。
④ 補強盛土の基礎地盤にすべりを生じやすい弱層や、既設の盛土等がある場合には、基礎地盤を通るすべりに対する安定の検討を行う必要がある。
⑤ 盛土材料としては、通常の盛土で使用されているほとんどの材料が使用できると考えてよいが、粘性土の含有が多い材料では、安定処理や排水機能をもつジオテキスタイルとの共用等を検討する。また、pH が 4 程度以下の強酸性土や pH が 12 程度以上の強アルカリ性の土や石灰安定処理土等では、補強材（ジオテキスタイル等）の種類によってはその耐久性に影響を及ぼす場合があるので、使用に当たっては化学的な耐久性試験を行う等、慎重な配慮を要する。このほか、岩砕や礫混じりの土では、施工中に補強材が損傷を受けるおそれがあるので、試験施工や破壊試験等による検討が必要である。

⑥ 補強盛土であっても、補強材の材質、配置のほかに、盛土材料、補強領域の排水、締固めが安定性に大きく影響するため、これらの事項について十分に配慮する必要がある。

ｳ 設計の考え方

(ｱ)浅いすべり破壊や表面侵食の防止

盛土の法面付近では締固めが不十分となりやすく、それが原因となって降雨時等に表層すべりや表面侵食が起こることがある。このため、通常の盛土では重機による転圧が行えるよう法面勾配を1：1.8程度まで緩くするが、ジオテキスタイルを利用することにより、比較的勾配のきつい盛土においても機械転圧を行うことが可能になる。転圧補助材としてジオテキスタイルを利用するときの標準的な方法としては、引張強度が2kN/m程度以上のジオテキスタイルを敷設間隔30cm程度、敷設長2m程度で配置するのがよい。

また、侵食を受けやすい土（細砂、まさ土、シラス等）で構築される盛土では、侵食のおそれの少ない細粒土等による土羽土を設けることが望ましいが、ジオテキスタイルを利用して盛土の侵食抵抗を高めることも可能である。侵食防止用ジオテキスタイルとしては、引張強度2kN/m程度以上のものを敷設間隔30cm程度、敷設長1m以上で配置することが望ましい。

(ｲ)排水補強材としての設計

排水性を有するジオテキスタイルを利用して、高含水比粘性土による盛土の施工中の過剰間隙水圧の消散を図り、圧密による土の強度増加を促進することによって盛土を補強する方法である。この場合は、試験や実績等により十分な排水機能を有することを確認したジオテキスタイルを使用する必要がある。また、ジオテキスタイルの引張補強効果と排水効果を併せて期待することもある。



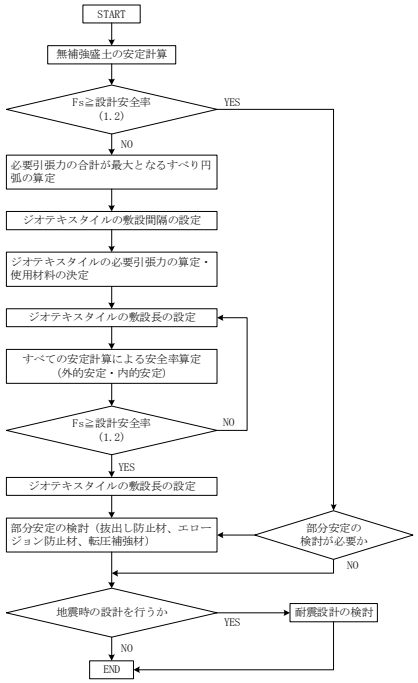



**図-5.4.3**　ジオテキスタイルによる補強盛土の一般的な設計手順[16)]

(ｳ)引張補強材としての設計

ここでは、ジオテキスタイルを引張補強材として用いた場合の基本的な考え方を示す。一般的な設計の手順を整理すると**図-5.4.3**のようになる。まず、**「5.2 盛土の安定性の照査」**に従い無補強盛土の安定計算を行い、安全率が所定の値を満足しない場合には、ジオテキスタイルによる補強を検討する。

補強盛土の設計に当たっては、補強盛土の破壊モードとして次の三つを考慮し、それぞれの破壊モードに対して安定が確保されるようにジオテキスタイルの必要引張強さ、敷設間隔、敷設長を決定する（**図-5.4.4**参照）。

① 補強領域内部を通るすべり破壊に対する検討（同図（a）、(b)）
② 補強領域の外側を通るすべり破壊に対する検討（同図（c））
③ ジオテキスタイルで挟まれた土塊の抜け出し、侵食等の検討（同図(d)）

①の補強領域内部を通るすべり破壊に対する検討は、補強材の張力を考慮した次式のいずれかを用いる。

$$F_s = \frac{M_R + r\Sigma T_i}{M_D} \quad \cdots\cdots \text{式（5.4.1）}$$

$$F_s = \frac{M_R + r\Sigma \left(T_i \cdot \cos\theta + T_i \cdot \sin\theta \cdot \tan\phi\right)}{M_D} \quad \cdots\cdots \text{式（5.4.2）}$$

ここに

$F_s$　：安全率

$M_R$　：無補強時の土塊の抵抗モーメント（kN/m・m）

$$M_R = r\Sigma\left[c \cdot \ell + \{(W - u \cdot b)\cos\alpha - k_h \cdot W \cdot \sin\alpha\}\tan\phi\right]$$

$M_D$　：無補強時の土塊の滑動モーメント（kN/m・m）

$$M_D = r\Sigma\left(W \cdot \sin\alpha + \frac{h}{r} \cdot k_h \cdot W\right)$$

$\theta$　：ジオテキスタイルとすべり線の交点とすべり線中心を結ぶ直線が鉛直線となす角度（度）

$T_i$　：各ジオテキスタイルの引張力（kN/m）

$c$　：土の粘着力（kN/m$^2$）

$\phi$　：土のせん断抵抗角（度）

$\ell$　：分割片で切られたすべり面の長さ（m）

$W$　：分割片の全重量（kN/m）

$u$　：間隙水圧（kN/m$^2$）

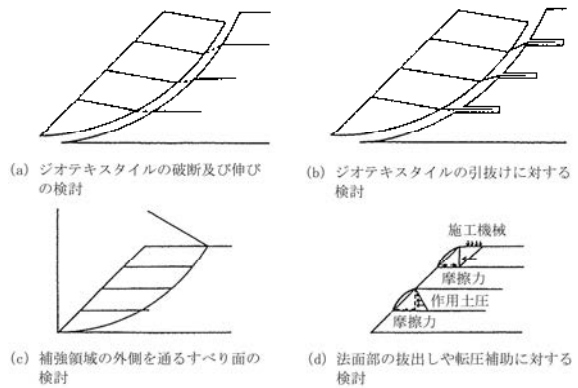
$b$　：分割片の幅（m）

$\alpha$　：各分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角（度）

$k_h$　：設計水平震度（小数点以下２桁に丸める）式（5.2.3）参照

$h$　：各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離（m）

$r$　：すべり円弧の半径（m）




(a) ジオテキスタイルの破断及び伸びの検討　(b) ジオテキスタイルの引抜けに対する検討

(c) 補強領域の外側を通るすべり面の検討　(d) 法面部の抜出しや転圧補助に対する検討

**図-5.4.4**　ジオテキスタイルによる引張補強を行う際に検討すべき破壊モード[14)]

各ジオテキスタイルの引張力としては、ジオテキスタイルの発揮可能な引張強さを用い、ジオテキスタイルの許容引張強さとジオテキスタイルの引抜き抵抗力の小さい方をとる。



また、地震動の作用に対する安定性の照査及び用いる設計水平震度の大きさと許容安全率については、「**5.2.2　地震動の作用に対する盛土の安定解析**」に準じてよい。

ジオテキスタイルの許容引張強さは、ジオテキスタイルの基準強度や力学的特性を考慮して、荷重の組合せに応じて、適切な安全度が確保できるように設定しなければならない。したがって、ジオテキスタイルの設計引張強さは、単に引張試験による最大引張強さを用いるのではなく、ジオテキスタイルのひずみレベルやクリープ限度強さを考慮したものとする。すなわち、クリープ変形によってジオテキスタイルの伸びが大きくなりすぎたり、あるいは破断したりしないように、クリープ試験によって、耐用年数内に生じるジオテキスタイルのひずみが許容値内に収まるようなクリープ限度強さを考慮して設計引張強さを決定する。この場合、ジオテキスタイルの耐用年数としては、おおむね 100 年程度を目安とする。さらに、施工中にジオテキスタイルが損傷を受ける可能性がある場合やジオテキスタイルを接合して使用する場合、あるいは強酸性、強アルカリ性の土壌条件、地熱地帯等の熱の影響を受ける条件、水の作用を繰り返し受ける条件等で使用する場合は、これらの環境下におけるジオテキスタイルの引張強さやクリープ限度強さの低下を調べ、必要な材料安全率を見込まなければならない。

(3)軽量盛土の特徴と設計の考え方

盛土自体を軽量化し、地盤に加わる負荷や隣接する構造物に作用する土圧を軽減しようという盛土構造である。

軽量盛土は、基礎地盤の種類によらず適用でき、盛土自体の荷重を低減するため、沈下量の低減、すべり安定性の向上、側方流動の抑制及び材料によっては遮水等の幅広い効果を有するものである。その他の対策工法との併用も困難ではなく、これによって、地盤改良や構造物断面が低減できる。

現在我が国で使用されている軽量盛土材料の種類をまとめると、**表-5.4.1** のとおりである。なお、軽量盛土は擁壁にも利用されることが多いため、設計等留意事項については、「**10.1　擁壁**」を参照する。

表-5.4.1　代表的な軽量盛土工法[16)]

| 軽量盛土材料の種類 | 単位体積重量（kN/m³） | 特徴 | 備考 |
|---|---|---|---|
| 発泡スチロールブロック | 0.12～0.3 | 超軽量性、合成樹脂発泡体 | ・標準的寸法は２m×１m×0.5m<br>・一軸圧縮試験による５%圧縮ひずみ時の圧縮応力で定義して、単位体積重量に応じて70～180kN/m²程度の圧縮強さがある。 |
| 気泡混合軽量土 | 5～12程度 | 密度調整可、流動性、自硬性、発生土利用可 | ・流動性があり施工が容易<br>・泥土等の低品質な土を含む様々な発生土の使用も可能 |
| 発泡ウレタン | 0.3～0.4 | 形状対応性、自硬性 | ・圧縮強度：120kN/m²以上<br>・使用温度範囲：-70℃～80℃で耐薬品性に優れている。 |
| 発泡ビーズ混合軽量土 | 7程度以上 | 密度調整可、土に近い締固め・変形特性、発生土利用可 | ・通常の土に近い変形追随性があり、透水性も調整が可能<br>・水と固化剤を加えてスラリー状にするタイプもある。 |
| 水砕スラグ等 | 10～15程度 | 粒状性、自硬性 | ・材料の環境安全性を土壌環境基準等で確認し、地下水位より上部に使用する必要がある。 |
| 火山灰土 | 12～15 | 天然材料（シラス等） | ・地域性があるので、入手が可能な地域か確認が必要<br>・材料の環境安全性を土壌環境基準等で確認し、地下水位より上部に使用する必要がある。 |

## 5.5　性能設計

盛土の設計に当たっては、前項までの標準法面勾配を適用するほか、後述する性能設計に基づき行うことも可能である。なお、「5.1　一般事項」～「5.4　補強盛土・軽量盛土」に従って設計するとともに、適切に施工、品質管理、維持管理が行われる場合には、後述する性能を満足するとみなしてよいこととしている。なお、本項目は基本事項のみ記載しているため、詳細は関連する技術図書を参考とする。

### 5.5.1　性能設計の基本

使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の容易さ、環境との調和、経済性を考慮し、原則として、想定する作用に対して要求性能を設定し、それを満足することを照査するものである。

また、これらは論理的な妥当性を有する方法や実験等による検証がなされた手法、これまでの経験・実績から妥当とみなせる手法等、適切な知見に基づいて行うものとする。

(1)要求性能と照査

盛土の設計に当たっては、原則として、使用目的との適合性、構造物の安全性について、**「5.5.2 想定する作用」**に示す想定する作用に対して安全性、復旧性、使用性の観点から要求性能を設定し、盛土がそれらの要求性能を満足することを照査する。また、表面排水施設については、想定する降雨の下で安全性、使用性の観点から要求性能を設定することを基本とする。



(2)設計手法

地盤や盛土材料の性状は一般的に複雑で、地盤の挙動や対策の効果を調査・設計段階で確実に把握し、工事中若しくは工事後の土工構造物の挙動又は周辺への影響を正確に予測することは困難であることが多い。このため、土工構造物の設計に当たっては、これまでの経験技術が重視されており、豪雨、地震等についても、特別な異常時を除いて考慮されているものとみなすことができる。また、法面保護工、地下排水施設や構造物取付部の設計等、現在の技術では定量的な照査の対象として取り扱うのが適当でなく、経験・実績に基づく仕様により設計するのが適当であるものが少なくない。

以上のことから、これまでの経験・実績から要求性能を満足するとみなせる仕様(材料・施工方法等)については、その適用範囲においてはこれを活用し、実績を大きく超える場合や、既往の事例から変状・被害が想定されるような条件の盛土について工学的計算を適用するよう配慮するのが望ましい。盛土の安定性の照査の詳細は**「5.2 盛土の安定性の照査」**に述べるが、**図-5.1.6**の検討フローを参照しつつ、適切な設計手法を用いるのがよい。また、基礎地盤の処理、盛土材料の選定、法面の構造、法面保護工や地下排水工、構造物取付部等は、**「4.3 特に注意の必要な基礎地盤」「5.1 一般事項」「5.3 他の構造物との取付部の構造」**に述べた経験・実績に基づく仕様を参考に設計するのがよい。

さらに、盛土の設計に当たっては、類似土質条件の地点の施工実績・災害事例等を十分に調査し、総合的な立場により決定することが大切である。この際、盛土の安全性等には、盛土の設置箇所の地形・地質、基礎地盤の性状、盛土材料の特性、表面水及び地下排水、湧水等の排水処理が大きく影響するため、設計に当たってはこれらの項目について十分配慮する必要がある。

### 5.5.2　想定する作用

盛土の設計に当たって想定する作用には、常時の作用、降雨の作用、地震動の作用及びその他の作用がある。その他の作用については、盛土の設置条件によって、凍上、水圧、浸透水や洗掘の作用等を考慮する必要がある。

### 5.5.3　盛土の要求性能

(1)盛土に必要とされる性能

本技術書では、想定する作用に対して、使用目的との適合性、構造物の安全性について、安全性、復旧性、使用性の観点から要求性能を設定することを基本としている。各要求性能については、「1.7.2.1　**農道の要求性能**」を参照のこと。

(2)盛土の要求性能の水準

盛土の「1.7.2.2　**要求性能の水準**」に対応する要求性能の水準は、**表-5.5.1**を基本とする。

表-5.5.1　盛土の要求性能の水準

| 性　能 | 盛土の要求性能 | 要求性能の水準 | 機　能 |
|---|---|---|---|
| 健全性を<br>損なわない | 損傷しても道路としての機能に支障を及ぼさない<br>（道路としての通行機能に支障がない） | 想定する作用によって盛土が健全である、又は盛土は損傷するが当該盛土の存する区間の道路としての機能に支障をおよぼさない性能 | 安全性、復旧性、使用性全てを満たす<br>（通常の維持管理程度の補修で盛土の機能を確保できる） |
| 限定された<br>損傷にとどめる | 損傷が限定的で道路の機能の一部に支障を及ぼすが、速やかに回復できる<br>（一次通行規制を行うが、簡易な復旧により通行機能を回復する） | 想定する作用による盛土の損傷が限定的なものにとどまり、当該盛土の存する区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、速やかに回復できる性能 | 安全性及び復旧性を満たす<br>（盛土の機能が応急復旧程度の作業により速やかに回復できる） |
| 致命的な<br>損傷を防止する | 損傷が道路の機能に支障を及ぼすが、致命的なものとはならない<br>（全面通行止めは行うが復旧工事により通行機能が回復する） | 想定する作用による盛土の損傷が当該盛土の存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当該支障が致命的なものとはならない性能 | 復旧性、使用性は満足できないが、安全性を満たす<br>（盛土には大きな変状が生じても、盛土の崩壊等により隣接する施設等に致命的な影響を与えない） |

(3)盛土の重要度

重要度区分は、盛土が損傷した場合の道路の交通機能への影響と、隣接する施設に及ぼす影響の重要性を総合的に勘案して決定するものとする。

盛土が損傷した場合の道路の交通機能への影響は、必ずしも道路の規格による区分を指すものではなく、迂回路の有無や緊急輸送路であるか否か等、万一損傷した場合の道路ネットワークとしての機能に与える影響の大きさを考慮して判断することが望ましい。

盛土の「1.7.3　**重要度区分**」に対応する標準的な重要度は、**表-5.5.2** を基本とした。

表-5.5.2　盛土の標準的な重要度区分

| 重要度区分 | 重要度の指標 |
|---|---|
| A 種 | 影響が大きい施設<br>（基幹的農道及び幹線農道のうち、地域の防災計画上の位置付けや利用状況等に鑑みて、特に重要な道路の盛土又は損傷すると隣接する施設に著しい影響を与える盛土） |
| B 種 | 影響がある施設<br>（上記以外の盛土） |

(4)盛土の要求性能

盛土の設計で考慮する要求性能は、「**5.5.2　想定する作用**」に示した想定する作用と上記(3)に示した盛土の重要度に応じて、上記(2)に示す性能の水準から適切に選定する。一般的には、盛土の要求性能は**表-5.5.3** を基本とするのがよい。



表-5.5.3　盛土の重要度に応じた要求性能[16)]

| 想定する作用＼重要度区分 | | A 種 | B 種 |
|---|---|---|---|
| 常時の作用 | | 損傷しても道路としての機能に支障を及ぼさない<br>（道路としての通行機能に支障がない） | |
| 降雨の作用 | | 損傷しても道路としての機能に支障を及ぼさない<br>（道路としての通行機能に支障がない） | |
| 地震動の作用 | レベル 1<br>地震動 | 損傷しても道路としての機能に支障を及ぼさない（道路としての通行機能に支障がない） | 損傷が限定的で道路の機能の一部に支障を及ぼすが、速やかに回復できる（一次通行規制を行うが、簡易な復旧により通行機能を回復） |
| | レベル 2<br>地震動 | 損傷が限定的で道路の機能の一部に支障を及ぼすが、速やかに回復できる（一次通行規制を行うが、簡易な復旧により通行機能を回復） | 損傷が道路の機能に支障を及ぼすが、致命的なものとはならない（全面通行止めは行うが復旧工事により通行機能が回復） |

注）5.1～5.4 に準じた設計であれば、**表-5.5.3** の要求性能は満たすものとする。

### 5.5.4　盛土の性能の照査

盛土の設計に当たっては、原則として要求性能に応じて限界状態を設定し、想定する作用に対する盛土の状態が限界状態を超えないことを照査するものとし、設計に当たっては、前提とする盛土の要求性能を実現できる施工、品質管理、維持管理の条件を定めなければならない。

「5.1　**一般事項**」～「5.4　**補強盛土・軽量盛土**」に従って設計し、適切に施工、品質管理、維持管理を行えば、上記を行ったとみなすことができる。

### 5.5.5　盛土の限界状態

盛土の構成要素ごとの要求性能に応じた限界状態の考え方及び照査項目を例示すると、**表-5.5.4** のとおりである。

なお、各限界状態に対応した変形量の許容値は道路及び盛土の特性によって異なるため、盛土の形式、想定される被災パターンと修復の難易、立地条件と周辺への影響、道路の社会的役割等を総合的に勘案して定めるのがよい。

**表-5.5.4**　盛土の要求性能に対する限界状態と照査項目[18)]

| 盛土の要求性能 | 盛土の限界状態 | 構成要素 | 構成要素の限界状態 | 照査項目 | 照査手法 |
|---|---|---|---|---|---|
| 損傷しても道路としての機能に支障を及ぼさない（道路としての通行機能に支障がない） | 盛土が健全である、又は盛土は損傷するが当該盛土の存する区間の道路としての機能に支障を及ぼさない限界の状態（道路の安全性、復旧性、使用性を全て満足する観点から、盛土に軽微な亀裂や段差が生じた場合でも、平常時においての点検と補修、また地震時等においての緊急点検及び緊急措置により、道路としての機能を確保できる限界の状態） | 基礎地盤 | 基礎地盤の力学特性に大きな変化が生じず、盛土、路面から要求される変位にとどまる限界の状態 | 変形 | 変形照査 |
| | | | | 安定 | 安定照査 |
| | | 盛土 | 盛土の力学特性に大きな変化が生じず、かつ、路面から要求される変位にとどまる限界の状態 | 変形 | 変形照査 |
| | | | | 安定 | 安定照査 |
| 損傷が限定的で道路の機能の一部に支障を及ぼすが、速やかに回復できる（一次通行規制を行うが、簡易な復旧により通行機能を回復する） | 盛土の損傷が限定的なものにとどまり、当該盛土の存する区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、速やかに回復できる限界の状態（道路の安全性及び復旧性を満足する観点から、盛土に損傷が生じて通行止め等の措置を要する場合でも、応急復旧等により道路の機能を回復できる限界の状態） | 基礎地盤 | 復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態 | 変形 | 変形照査 |
| | | 盛土 | 損傷の修復を容易に行い得る限界の状態 | 変形 | 変形照査 |
| 損傷が道路の機能に支障を及ぼすが、致命的なものとはならない（全面通行止めは行うが復旧工事により通行機能が回復する） | 盛土の損傷が、当該盛土の存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当該支障が致命的なものとならない限界の状態（盛土の大規模な崩壊によって道路自体が失われたり、隣接する施設等への甚大な影響が生じたりするのを防止できる限界の状態） | 基礎地盤 | 隣接する施設等へ甚大な影響を与えるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態 | 変形 | 変形照査 |
| | | 盛土 | 隣接する施設等へ甚大な影響を与えるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態 | 変形 | 変形照査 |

### 5.5.6　照査方法

照査は、盛土の形式、想定する作用、限界状態に応じて適切な方法に基づいて行うものとする。

盛土を含む構造物一般の性能照査方法を**表-5.5.5**に示す。



**表-5.5.5**　盛土を含む構造物一般の性能照査方法

| 照査方法 | 具体的手法 | 照査指標・許容値 |
|---|---|---|
| 論理的な妥当性を有する方法や実験等による検証がなされた解析手法等 | 照査の対象となる項目（変形量等）を論理的な妥当性を有する方法や実験等による検証がなされた適切な手法等で照査する。 | ・照査指標としては、安全率、沈下量、側方変位量等があり、照査指標の種類は照査項目（安定、沈下、変形の照査、地震動の作用に対する照査）や照査方法によって適切に定める。<br>・限界状態に応じた許容値の設定は、構造条件、施工条件、日常点検、異常時の緊急点検と緊急復旧体制を含めた維持管理の容易さ等を考慮して定める。 |
| 既往の経験・実績から妥当とみなせる解析手法 | 既往の経験・実績からほぼ適切な結果を与えると見なせる解析手法等で照査する。 | ・既往の経験・実績から妥当な結果を与えるとみなせる解析手法、及び既往の経験・実績から要求性能を満足するとみなせる仕様の適用範囲については、「**5.2　盛土の安定性の照査**」～「**5.4　補強盛土・軽量盛土**」に示す。 |
| 既往の経験・実績から要求性能を満足すると見なせる仕様（標準法面勾配等）の適用 | 既往の経験・実績に基づいて要求性能を満足すると見なせる構造仕様を所定の適用範囲の下で適用する。 | |

注）既往の経験・実績から要求性能を満足すると見なせる仕様は、定量的な照査という行為を必要としないが、ここでは便宜上同列に扱う。

**引用・参考文献**


1）（公社）地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説（令和２年 12 月）
2）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」（平成 15 年４月）
3）安田進、吉田望、安達健司、規矩大義、五瀬伸吾、増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法、（公社）土木学会論文集、No. 638/Ⅲ－49、pp. 71－89、1999.
4）東日本高速道路（株）・中日本高速道路（株）・西日本高速道路（株）：設計要領 第一集 土工保全編・土工建設編（令和２年７月）
5）（独）土木研究所：建設発生土利用技術マニュアル（第３版）、2004.
6）（一財）土木研究センター：発生土利用促進のための改良工法マニュアル、1997.
7）（独）土木研究所：流動化処理土利用技術マニュアル、1997.
8）（独）土木研究所：建設汚泥再生利用技術マニュアル、2008.
9）（公財）日本産業廃棄物処理振興センター：建設廃棄物処理指針、1999.
10）（独）土木研究所監修、（一財）土木研究センター編：建設工事で遭遇する廃棄物混じり土対応マニュアル、2009.
11）松尾修、杉田秀樹、佐々木哲也：新潟県中越地震の被害から見た道路盛土の耐震技術の課題、土木技術資料、Vol. 47、No. 12、pp. 36－39、2005.
12）竹下春見：新編道路工学、金原出版（昭和 38 年１月）
13）（公社）地盤工学会：盛土の調査・設計から施工まで（第一回改訂版）（平成 22 年７月）
14）（一財）土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル（第２回改訂版）（平成 25 年 12 月）
15）（公社）日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年５月）
16）（公社）日本道路協会：道路土工－盛土工指針（平成 22 年４月）
17）（公社）日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針（平成 22 年８月）
18）（公社）日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説（平成 29 年３月）
19）農林水産省農村振興局：土地改良事業設計指針「耐震設計」（平成 27 年５月）
20）農林水産省農村振興局：自動走行農機等に対応した農地整備の手引き（令和５年３月）

# 第 6 章　切土工及び法面保護工の設計

関連条項〔基準 11、運用 11〕

## 6.1　切土工

切土工は、交通に障害が発生しないよう道路を維持し、切土法面が安定するように法面保護工と併せて行う。さらに、切土法面に続く自然斜面の安定を図る必要がある場合には、斜面安定工を実施する。切土工は、地山の不均質性から過去の技術的経験や現場における技術者の判断によるところが大きいので、調査、設計・施工、維持管理の各段階において現場状況を判断し、適切に対応していかなければならない。

## 6.2　切土部の調査

切土部の詳細調査は、切土法面の詳細設計に必要な現場の地質・土質状況等の情報を得るために実施する。調査に当たっては、「**第 2 章　調査**」に従い工事の規模及びその他予備調査結果から得られた内容を踏まえて適切な調査計画を立てて実施する。特に、予備調査の結果から問題の所在が明らかとなった土工箇所については、より詳細な調査を実施する。

なお、調査結果は、切土工及び法面保護工の設計や施工に反映させるように整理し、維持管理等においても参照・利用できるように長期間保管する。

## 6.3　切土法面の設計

### 6.3.1　切土法面の設計の基本的考え方

切土法面の設計に当たっては、土質調査、周辺の地形・地質条件、過去の災害履歴及び同種法面の実態等の調査、技術的経験等に基づき総合的な検討を行う。また、施工中に明らかになった条件についても絶えず考慮を加え、より合理的な設計・施工が行われるよう処置していくことを心がける。

### 6.3.2　切土法面の勾配

一般的な場合においては、**表-6.3.1** に示す標準法面勾配を参考として調査結果、用地条件等を総合的に判断して法面勾配を決定することができる。

ただし、**表-6.3.1** に示す標準法面勾配は、次の条件に該当する場合は適用できないことがあるので、必要に応じて法面勾配の変更及び法面保護工、法面排水工等による対策を講じる。

- 地すべり地の場合
- 崖錐、堆積土、強風化斜面の場合
- 砂質土等、特に侵食に弱い土質の場合
- 泥岩、凝灰岩、蛇紋岩等の風化が速い岩の場合
- 割れ目の多い岩の場合
- 割れ目が流れ盤となる場合
- 地下水が多い場合

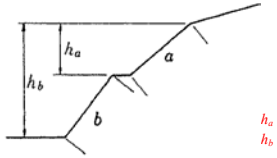


- 積雪・寒冷地域の場合
- 地震の被害を受けやすい地盤の場合
- 長大法面となる場合（切土高が**表-6.3.1** に示す高さを超える場合）

**表-6.3.1**　切土に対する標準法面勾配 [2)]

| 地山の土質 | | 切土高（m） | 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 |
| 砂利又は岩塊混じり砂質土 | 密実なもの、又は粒度分布の良いもの | 10m以下 | 1：0.8～1：1.0 |
| | | 10～15m | 1：1.0～1：1.2 |
| | 密実でないもの、又は粒程度の分布の悪いもの | 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 |
| 岩塊又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 |

注 1）上表の標準勾配は地盤条件、切土条件等により適用できない場合があるので本文を参照すること。
2）土質構成等により単一勾配としないときの切土高及び勾配の考え方は下図のようにする。




・勾配は小段を含めない。
・勾配に対する切土高は当該切土法面から上部の全切土高とする。

$h_a$：$a$ 法面に対する切土高
$h_b$：$b$ 法面に対する切土高

③シルトは粘性土に入れる。
④上表以外の土質は別途考慮する。
⑤法面緑化工を計画する場合には**表-6.4.5** も考慮する。

次に示す条件の場合、法面勾配の検討に当たっては、注意が必要である。

(1)地すべり地の場合

地すべり地の場合は、調査の結果を基に、**表-6.7.1** を参考に対応策を検討する。やむを得ず、切土による改変の検討が必要な場合は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 計画 「農地地すべり防止対策」を参考にした安定計算によって行い、必要に応じて適切な対策を講じる。詳細は「**6.7　地すべり対策**」を参照されたい。

(2)崖錐、崩積土、強風化斜面の場合

崖錐、泥流堆積地、土石流堆積地、崩壊跡地、強風化斜面等の土砂は、自然のままでも降雨時の水の飽和による強度低下と過剰間隙水圧の発生、地震等により、極めて不安定となり、さらには崩壊に至るものもある。調査の結果、**表-6.3.2** Ⓑ①、Ⓒ①のような崩壊が予想される場合には、次のような検討、対策が必要である。また、このような崩積土、強風化斜面の切土法面勾配の検討に当たっては、「道路土工－切土工・斜面安定工指針　付録 2.高速道路における切土法面勾配の実態」を参照のこと。

ア Ⓑ①（**表-6.3.2** 参照）のような崩壊が予想される場合

**図-6.3.1** のように、基盤部分を比較的急勾配（必要に応じてブロック等で保護）としてでも基岩線付近に広いステップを設け、上からの崩壊土砂がステップ（平場）にとどまりやすくする。崩積土や強風化層部分の切土法面勾配は可能な限り緩くする。

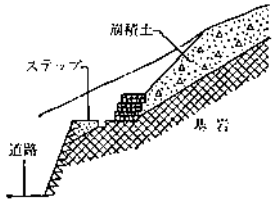



**図-6.3.1**　崩壊対策模式図 [2)]

イ Ⓒ①（**表-6.3.2** 参照）のような崩壊が予想される場合

この場合の対策は大規模な排土（小段を含む法面勾配 1：1.5～2.0 又はそれより緩い。）を行うか、十分な地下排水工を行うか、あるいは抑止工（杭工等）を行うことになる。いずれも工事費を大きく左右する工法であり、設計に当たっては十分な検討が必要である。

この場合の検討は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 計画 「農地地すべり防止対策」を参考にした安定計算を主体とする。安定計算は現場の状態によって計算条件が異なり、すべり面の位置の推定やそのせん断強さの決定は結果を大きく左右することになる。したがって、計算に入る前に、計算条件の検討を十分に行っておく必要がある。



**表-6.3.2**　切土法面の崩壊及び斜面崩壊の発生形態（その１）[2)]

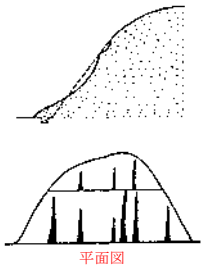
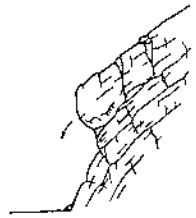
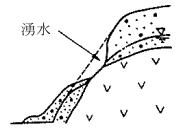
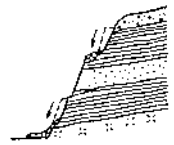
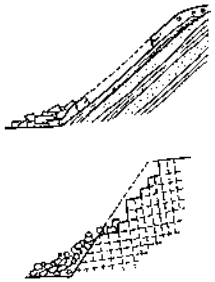
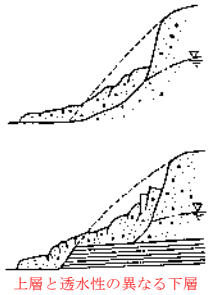
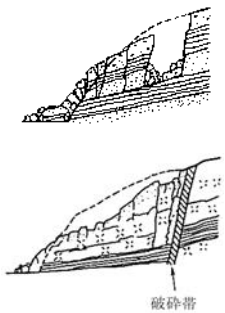
| 分　類 | 解　説 | 模式図 | 代表地質 | 備　考 |
|---|---|---|---|---|
| Ⓐ侵食、崩落 | ①乾湿、凍結、雨食等により表面がはく離、あるいはガリー（掘れ溝）ができる。放置すると深い崩壊に移行することがある。 | （平面図）  | 火山灰土、まさ土、細砂、凝灰岩（新第三紀）、風化した粘板岩、表土 | 切り放しの法面か、活着度の悪い植生工において発生することが多い。 |
| | ②斜面上のオーバーハング状を呈する部分が崩落する。 |  | シラス、段丘砂礫層、崩積土、火山砕屑物 | 特に斜面で発生しやすいが、切土法面の下部斜面が抜け落ちた場合等にも発生する。 |
| | ③亀裂や節理に富んだ岩が崩落する。 |  | 中・古生層、火成岩 | 同上。個々に分かれて発生する小規模のものは落石に分類され、大規模なものは岩盤に分類される。 |
| Ⓑ表層崩壊 | ①表土が滑落する。時には下層の強風化岩層を含んで滑落する。湧水が誘因となることが多い。 |  | 砂質土、粘性土、崩積土、花崗岩、凝灰岩、泥岩、粘板岩、安山岩等の強風化層 | |
| | ②岩の表層が風化等に伴って滑落する。 |  | 泥岩、凝灰岩、輝緑岩、風化した粘板岩、片岩等 | 切土法面では急速に風化が進むため、特に注意を要する。 |

**表-6.3.2**　切土法面の崩壊及び斜面崩壊の発生形態（その２）[2)]

| 分　類 | 解　説 | 模式図 | 代表地質 | 備　考 |
|---|---|---|---|---|
| | ③流れ盤構造や、岩盤中の割れ目（節理、小断層、薄層）に沿って岩が滑落する。後者の場合、くさび状の崩壊も多い。 |  | 流れ盤構造を有する岩（互層、結晶片岩、粘板岩等）、層理、片理、節理等の発達した岩（粘板岩、結晶片岩、蛇紋岩、花崗岩、流紋岩、安山岩、チャート、石英斑岩等） | |
| Ⓒ大規模崩壊・すべり性崩壊 | ①軟弱で固結度の低い地層からなる斜面や地質構造的に不安定要因をもつ斜面が地下水位の上昇に伴って大規模に滑落する。 |  | 砂層、シラス、岩盤や旧すべり面上に崖錐層、崩積土、砂礫、火山灰土等が厚く堆積している場合 | 地下水が多い場合特にこの型の崩壊が多い。土質や地形条件により大規模な崩壊となる場合がある。 |
| | ②流れ盤や断層・破砕帯等の地質構造を有する岩体が大規模に滑落する。岩盤崩壊の一つのタイプである。 |  | 流れ盤構造を有する岩（互層、結晶片岩、粘板岩等）、中古生代の堆積岩。花崗岩、石英斑岩等火成岩でも発生する。 | |
| | ③受け盤の斜面や割れ目の発達した岩の斜面が前方へ転倒する。岩盤崩壊の一つのタイプである。 |  | 中・古生層、第三紀層、火成岩、蛇紋岩 | 小規模のものは表層崩壊に分類される。 |



(3)砂質土等、特に侵食に弱い土質の場合

まさ、シラス、山砂、段丘礫層等は表流水による侵食に弱く、土砂流失が起きることが多い。

シラス等の砂質土は特に侵食に弱いので、法面安定の検討においては、斜面としての力学的安定性のみならず、表流水・雨滴等の水の侵食に対する安定性も考慮しなければならない。したがって、排水等に関し次のように配慮すべきである。

① 法肩、法尻排水を十分行う。

② 法肩付近からの水の浸透をできるだけ防ぐ。

③ 法尻には用地を余分にとって、万一崩壊しても路面に直接影響を与えないようにする。

ここで、**表-6.3.3**、**表-6.3.4** にシラス、まさの適正法面勾配を検討した事例を示す。なお、侵食対策は本来法面勾配よりも「**6.4.2　法面保護工の選定**」で述べる法面保護工や排水工で対処すべきものである。

**表-6.3.3**　地山シラスの判断分類に基づく切土工の設計施工指針[2)]

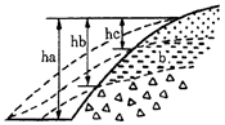
| 分　類 | | シラス | | | | | その他 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 極軟質シラス | 軟質シラス | 中硬質シラス[注1)] | | 硬質シラス | 溶結凝灰岩 | 軽石層 | 火山灰質有機質土及び火山灰質粘性土 |
| 指標硬度（mm） | | 20以下 | 20～25 | 25～30 植生工が容易 | 25～30 植生工が困難 | 30～33 | 33以上 | － | － |
| 湧水がない場合 | 勾配（割） | 1.0～1.5 | 0.8～1.2 | 0.8～1.0 | 0.5～0.8 | 0.5～0.8 | 0.5以下 | 1.0～1.5 | 1.0～1.5 |
| | 法面保護工 | 法枠、植生工、法枠栗石張り、法枠ブロック空張り、コンクリート張り | 法枠、植生工、植生マット、張芝 | 法枠、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 | 法枠、栗石張り、法枠ブロック張り、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 |
| | 法面保護工 | 法枠、栗石張り、ブロック空張り、コンクリート張り | 法枠、栗石張り、ブロック空張り、コンクリート張り | 法枠、植生工、植生穴工、植生マット、張芝 | 法枠、栗石張り、ブロック空張り、コンクリート張り | 法枠、栗石張り、ブロック空張り、コンクリート張り | 無処理 | 法枠、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）シラスは水に侵食されやすく、法面の保護が極めて重要である。指標硬度が27mm以下を植生工が容易、27mm以上を植生工が困難なものと判断し、中硬質シラスを対象としてこの判別から法面保護工を設計するものとする。

注2）法高（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、後背地からの表流水を法面に流さないように法肩の排水溝を完備するとともに、法面に対して侵食されないように十分な排水施設を設けるものとする。

**表-6.3.4**　まさ土に対する標準法面勾配 [2)]

| 岩盤区分 | 地盤の状況 | | | | | | 法高と勾配（m） | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 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 | $D_L$ | 土砂軟岩 | まさ | 砂状 | km/s 0.4～1.1 | 1.0～1.2 | 1.2～1.5 | 1.5～1.8 | | |
| | | $D_H$ | | | | | | | | | |
| 風化花崗岩 | C | $C_L$ | 極軟岩 | まさに近くなった岩で、割目の少ないもの及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。 | 砂状～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 | | 0.4～0.6 | |
| | B | | | | | | | | | | |
| | A | | | | | | | | | | |




法高と岩区分
岩区分 a に対する法高：ha
岩区分 b に対する法高：hb
岩区分 c に対する法高：hc

(4) 泥岩、凝灰岩、蛇紋岩等の風化が速い岩の場合

第三紀の泥岩、頁岩、固結度の低い凝灰岩等の軟岩、蛇紋岩、温泉余土等の変質岩は、①もともとせん断強さが小さいため、②切土による応力解放、その後の乾燥湿潤や凍結融解の繰返し作用等の環境要因の影響を受け急速に風化するため、崩壊が発生することが多い。

①のケースにおいては、もともと硬岩であった岩石の風化のように、地山は地表面より深くなればなるほど硬くなるということは期待しにくい場合もあり、**表-6.3.2** の©①のような深く広い範囲に及ぶ崩壊が発生することがある。このような崩壊が予想される場合は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　計画 「農地地すべり防止対策」に従い、安定解析を実施して対策を講じる。

②のケースにおいては、法面表面から次第に土砂化するため、**表-6.3.2** のⒶ①、③のような崩壊が発生することが多い。

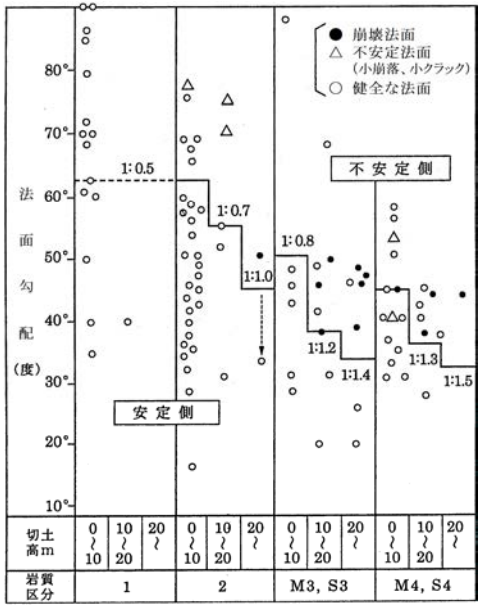
この種の崩壊は、たとえ掘削時には硬く安定した法面でも切土後時間経過とともに土砂化して、道路開通後に起こることが多く、道路管理者にとって最も注意しなければならない現象の一つである。このため、設計時点から次のいずれかの配慮が必要である。

・ 将来、風化が進んでも崩壊しないための安定勾配を確保しておく。又は崩壊しても被害を最小限にとどめるためのステップ及び用地を設けておく。

・ 風化をできるだけ抑制するために密閉型の保護工を用いる。

なお、適正法面勾配を決定する場合の参考資料としては、「道路土工－切土工・斜面安定工指針　付録 2. 高速道路における切土法面勾配の実態」や「切土法面の調査・設計から施工まで」（(公社) 地盤工学会）等がある。第三紀の泥岩の場合で条件の良いものは平均勾配（法肩と法尻を結ぶ線の勾配）で 1：0.8～1.0、比較的悪いものは 1：1.2 の勾配が多く採用されている。蛇紋岩の場合、条件の良いものと悪いものとに差があるため、10m 以上の法面では**図-6.3.2** に示すように 1：0.5～1.2 の間の広い範囲での勾配が採用されている。






| あまり片理が発達していないもの（塊状） | | | | 片理が発達しているもの（片状） | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 区分 | 亀裂間隔 | 岩の見掛け | ハンマの打撃 | 区分 | 亀裂間隔 | 岩の見掛け | ハンマの打撃 |
| 1 | 50～10cm | 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。打診によって澄んだ音、時に少し濁った音を出す。 | 1 | 50～10cm | 片理面間隔は粗で、片理面は密着してはがれにくい。 | 普通程度の打撃で割れる。割れ目は片理面にあまり関係なく、塊状に割れることが多い。 |
| 2 | 10～2cm 亀裂開口 | 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。打診によって澄んだ音、濁った音を出す。 | 2 | 10～2cm | | |
| M3 | | | 容易に小片になって割れる。 | S3 | 10～2cm | 片理面間隔は3mm～30mmで、はがれやすい。 | 容易に小片になって割れる。 |
| M4 | | 風化又は破砕によって、礫状部と基質にわかれる。基質粒度は、砂～粘土サイズになっている。 | 容易に崩れ、一部ハンマの先端がつきささる。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、1～5mm程度粘土質で、水を含むと軟弱になる。 | 容易に崩れ、一部ハンマの先端がつきささる。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-6.3.2**　蛇紋岩類の岩質区分と実績法面勾配 [18)]

(5)割れ目の多い岩の場合

地質的構造運動による破砕によって生じる断層や節理、溶岩の冷却時の収縮によってできた柱状・板状節理等岩盤には多くの割れ目が発達しており、**表-6.3.2** のⒷ③、Ⓒ②のような崩壊が多い。法面勾配は、割れ目の発達度合、割れ目の面の粗滑と緩み具合、挟在物の性質、面の方向と面どうしの交角及び切土法面の方向との関係を考慮して決定する。弾性波探査結果や亀裂係数から法面勾配を検討する場合は「道路土工－切土工・斜面安定工指針　付録 2. 高速道路における切土法面勾配の実態」を参考とし、同時に周辺の既設法面の実績と比較し総合的に判断する。

(6)割れ目が流れ盤となる場合

割れ目が流れ盤となる場合に、切土は**表-6.3.2** のⒷ③、Ⓒ②に示すような崩壊を生じやすい。

流れ盤の切土法面の安定性は**図-6.3.3** に示すような法面・割れ目の勾配と方向によって影響を受けるので、これらを考慮して法面勾配を決定する。

法面の勾配は、原則として**図-6.3.3**(a)のように割れ目の見かけの傾斜角（$\alpha'$）と同じかそれより緩い勾配とすることが望ましい。

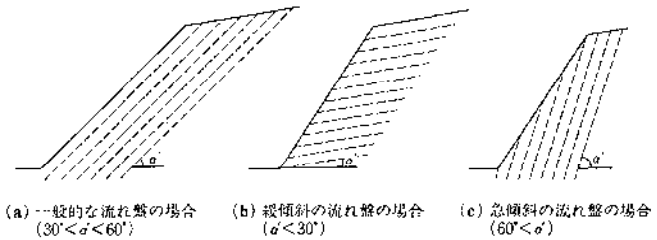



**図-6.3.3**　流れ盤における割れ目と法面の関係 [2)]

ここで $\alpha'$ は次のようにして求められる値である（**図-6.3.4** 参照）。

$$\tan\alpha' = \cos\theta \cdot \tan\alpha \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (式\ 6.3.1)$$

ここに　$\theta$　：割れ目の走向と法面走向の交角（$\theta = 0° \sim 90°$）

$\alpha$　：割れ目の走向に直角方向の傾斜角、つまり割れ目の真の傾斜角

$\alpha'$　：法面と直交する断面における割れ目の見掛け傾斜角

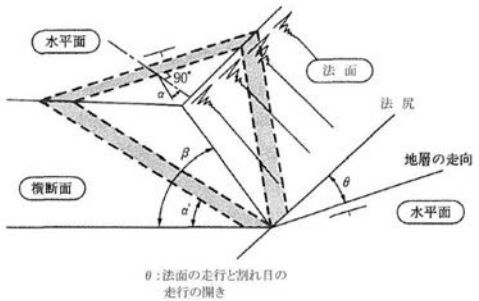



**図-6.3.4**　割れ目傾斜と法面傾斜との関係 [2)]



しかし、**図-6.3.3**(b)のように $\alpha'$ が 30° 以下となるような緩い傾斜の流れ盤の場合は必ずしも 1：1.8 より緩勾配でなければ不安定というわけではなく、他の要因（例えば割れ目の発達程度等）によって法面勾配を決定することができる。一方、逆に $\alpha'$ が 60° を超えるような急傾斜の流れ盤の場合は、たとえ 1：0.6 の勾配でも必ずしも安定とはいえないことが多い（**図-6.3.3**(c)参照）。一般に流れ盤の場合、全直高 10m 以上の法面では 1：0.8 より急な勾配は採用しない方が望ましい。なお、割れ目等の傾斜角から適正法面勾配を決定する場合の参考資料としては、「切土法面の調査・設計から施工まで」（(公社) 地盤工学会）がある。

(7)地下水が多い場合

法面の崩壊の大部分は直接、間接に地下水が影響していることが多い。したがって、地質条件を問わず湧水が多い地点や地下水位の高い地点を切土する場合、その法面は不安定な要素をもっており、法面勾配もそれだけ緩くする必要がある。

しかし、地下水の多少を評価する方法が難しいこと、及び評価できたとしても法面勾配に結びつく資料がないことから、現在のところ安定計算の場合に間隙水圧（地下水位から推定）を考慮する程度にとどめられている。しかしながら、地下水は無視できない要因であることを考えると、このような地下水の多い地域の切土は法面勾配の検討に先立って、まず排水工の検討を行う必要がある。排水工については、「**8.4　地下排水**」、「**8.5　法面排水**」、「**6.7.3　地すべり対策工法**」を参照されたい。

(8)積雪・寒冷地域の場合

豪雪地帯では、融雪時の雪崩と融雪水による法面崩壊が問題となる。また、寒冷地域で崩積土砂、風化岩、軟岩、割れ目の多い岩では、凍結融解による表層はく離や落石が問題となる。

ｱ 雪崩

一般に雪崩の発生しやすい斜面勾配は 1：1.0 前後といわれている。しかし、長大な切土法面勾配は 1：0.8～1.2 が最も多く、雪崩対策のために法面勾配を緩くすることは特殊な場合を除いてほとんど行われていない。この場合、法面中腹に小段を設ける、小段幅を広くとる、雪崩防護柵を設置する等の対処をするのが普通である。

ｲ 融雪時の崩壊

融雪時における表流水の流量は豪雨時の流量に劣らない。しかもこの場合、地山はほぼ飽和していることが多く、特に、飽和すると強度が低下するシルト分の多い土砂（崩積土、火山泥流、火山灰土、山砂等）における切土法面は標準より緩い勾配で設計するか、表面排水・地下排水を十分検討しておく必要がある。

ｳ 凍結融解によるはく離・落石

凍結融解によって起こる表層はく離や落石のために法面勾配をわざわざ緩くすることは一般に少なく、「**6.4　法面保護工**」で述べる法面保護工で対処される。しかし、あらかじめ法面勾配を緩くしておけば、保護工にも負担がかからず維持管理上も有利である。北海道等の積雪寒冷地では、法面を緩くして植生工にすることにより、すべり力を小さくさせるとともに、法面の雪崩の緩和や凍結融解を防ぐ効果を期待した事例もある。

(9)地震の被害を受けやすい地盤の場合

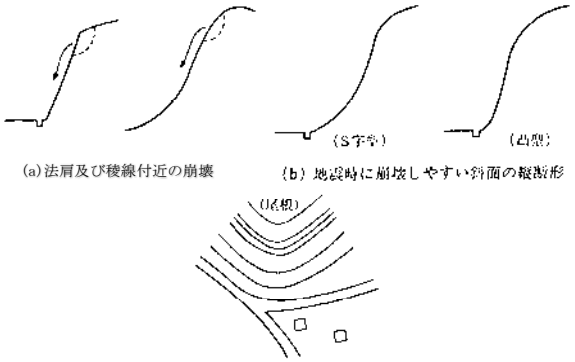
地震時に被害を受けやすい切土法面及び斜面の特徴が、過去の地震時の崩壊事例の収集・分析の結果から以下のように判明している。

① 地震時に発生した斜面災害では落石の発生件数が大きな比重を占める。尾根型地形で、かつ、亀裂の多い岩盤法面・斜面やオーバーハング部が崩壊しやすい。また、山腹斜面上の浮石・転石が移動する例も多い。落石の規模は、小さいものから岩盤崩壊まで広範囲にわたる傾向にある。

② 表層部の風化土層の崩壊や表層崩壊等が発生しやすい。ただし、その規模は崩壊深が小さく、崩壊面積も小さいことが多い。

③ 地震時の崩壊は法肩等の遷急線を含むものや稜線近くから発生するものが多い。特に、切土法面や台地辺縁部の斜面等上部に遷急線を持つ法面・斜面では、崩壊範囲が遷急線を挟んでいる場合が多い。また、その中でも、遷急線や法肩での勾配変化の大きな法面・斜面が、特に崩壊しやすい傾向にある（**図-6.3.5**(a)参照）。

④ 横断方向に突出部を有する法面・斜面や勾配が 45° 以上の急勾配の法面・斜面が崩壊しやすい（**図-6.3.5**(b)参照）。また、平面形についても同様に尾根型地形が崩壊しやすい（**図-6.3.5**(c)参照）。




(a)法肩及び稜線付近の崩壊　(b) 地震時に崩壊しやすい斜面の縦断形

(c) 地震時に崩壊しやすい斜面の平面形

**図-6.3.5**　地震時に崩壊しやすい斜面の形状[2)]

⑤ 斜面の下端から崩壊土砂の先端までの距離を崩土の到達距離とし、斜面の下端から崩壊地の上端までの高低差を崩壊高とすると、崩土の到達距離と崩壊高の比は、降雨による崩壊より地震による崩壊の方が小さい傾向がある。

⑥ 大規模崩壊・地すべり性崩壊は、落石及び表層はく離・表層崩壊と比較して発生件数はかなり少ないが、旧谷地形の埋設部に発生することがある。その場合は、昭和 59 年の長野県西部地震の例のように激甚な被害をもたらす。

地震時の切土法面・斜面の崩壊の予測を行う場合は、上記のような崩壊斜面の特性から斜面の崩壊要因を抽出して作成した、点数制による崩壊危険度判定手法が提案されているので参照されたい。

斜面・切土法面の地震対策について考える場合、地震対策工を独立なものとして考えるのではなく、地震以外の原因によって生じる崩壊、地すべりに対する対策と一体として考えているのが現状である。これは降雨に対する対策がある程度地震対策にもなると考えられるためである。



(10)長大法面となる場合

長大法面は万一崩壊した場合大災害となる。また、切土が進行してからの変更（切直し）は経済的にも施工性からも不利な面が多いため、事前に路線の小シフトで切土の改変量を減らすことや、余裕のある設計を行うことが望ましい。したがって、詳細な調査と十分な設計検討を行い、行き届いた安全管理体制の下に施工しなければならない。

長大法面では、それぞれの条件に応じた法面勾配を決定するが、この条件を検討する場合、次のような点に注意を要する。

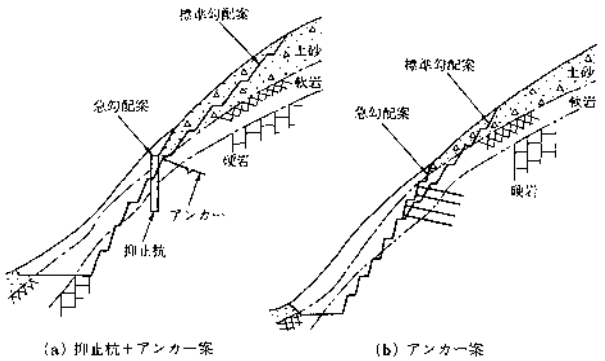
① 膨張性岩や風化の速い岩の場合は、切土後の応力開放による二次的強度低下や急速な風化による脆弱化を考慮した法面勾配を確保しておく必要がある。

② 山の鞍部を切土する場合、鞍部は断層破砕帯となっていることが多い。この場合、一般の地山のように深く切土しても必ずしも硬い岩が現れるとは限らない。ボーリングや弾性波探査の結果、破砕帯が存在し、深部まで岩質が脆弱な場合、その破砕の度合や方向に応じて法面勾配を検討する必要がある。

③ 受け盤斜面は安定性が高いと考えられているが、急傾斜受け盤で地層の走向が路線と平行に近い場合、掘削高さが高くなると転倒崩壊（トップリング）が発生することがあるので、法面下部の勾配や形状に注意が必要である。

④ **図-6.3.6** のような急傾斜地の切土の場合、まず地山を土砂、軟岩、硬岩に区分し、それに応じた勾配で切土するのが一般的である。しかし、斜面が急傾斜のため**図-6.3.6** の標準勾配案のようにスライスカット（薄い切土）が斜面上部まで達し、思わぬ長大法面が出現することになる。景観や用地等の条件から、法面の面積を狭くした場合には図の急勾配案のような抑止工法、あるいはそれに準じた構造物によって保護した急勾配の法面とすることが考えられる。この場合、抑止工上部の自然斜面が安定していることが条件となる。また、抑止工にかかる外力や根入れ地盤の支持力を決定する場合、十分な検討を行う必要がある。

⑤ 長大切土法面の小段は、「**6.3.4　切土法面の小段**」を参照。




(a) 抑止杭＋アンカー案　(b) アンカー案

**図-6.3.6**　急傾斜地の切土[2)]

(11)その他の場合

上記のほか、用地等からの制約がある場合、万一崩壊すると隣接物に重大な損害を与える場合、復旧に長期間を要し道路機能を著しく阻害する場合に、また法面の維持管理面からも法面勾配を検討する必要がある。

なお、近年では法面の草刈りに無線遠隔操作草刈機を導入している事例が見られ、導入する場合は機械の能力に応じた法面の形状や勾配を検討することが望ましい。検討に当たっての基本的な考え方や留意点については、「自動走行農機等に対応した農地整備の手引き」等を参照のこと。

### 6.3.3　切土法面形状

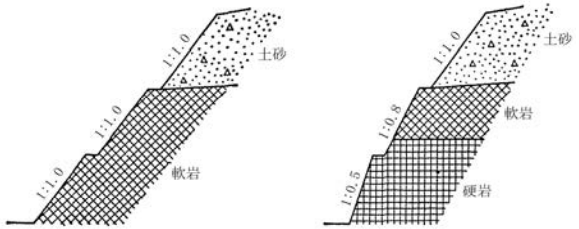
切土法面の形状には一般に次のようなものがあり、地質・土質が深さ方向、縦横断方向ともにほぼ等しい場合には一般に①を採用する。

① 単一勾配の法面

② 勾配を土質及び岩質により変化させた法面

地質、土質が異なっても、最も緩い勾配を必要とする土質に合わせれば、**図-6.3.7**(a)のように単一法面勾配としてもよい。

通常の場合、地山は地表面から深くなるほど硬くなり、法面勾配はそれに応じて急にしても安定なものである。この場合②を採用することになるが、勾配の変換点には小段を設けるのが一般的であり、安定性、施工性の面からも得策である（「**6.3.4　切土法面の小段**」参照）。切土法肩付近は、植生も定着しにくく、また一般に緩い土砂、風化岩が分布しているため侵食も受けやすく崩壊しやすい。そこで、法肩の崩壊を極力防止するとともに景観をよくする目的でラウンディングが行われる（**図-6.3.8** 参照）。同様のことは小段の肩についても考えられるが、小段の幅員確保の面から困難な場合が多い。




(a) 単一勾配法面の例　　(b) 土質・岩質により勾配を変化させた法面の例

**図-6.3.7**　地山状態と法面形状の説明図 [2)]



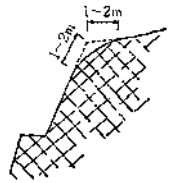



**図-6.3.8**　法肩のラウンディングの概念図 [2)]

### 6.3.4　切土法面の小段

小段は、法面排水と維持管理時の点検作業を考慮して設けるものであるが、以下の利点と欠点を持ち合わせているため、小段を設置する場合は点検・補修の難易、法面勾配、切土高、法面を構成する土質、経済性等の諸条件を考慮して決定すべきである。

① 利点

- 連続した長大法面の下部では表流水の流量・流速が増加し、洗掘力が大きくなる。そこで法面の途中にほぼ水平な小段をつけることによって流速を低下させることができ、また小段に排水溝を設けて、水を法面の外へ排水させれば法面下部に表流水が集中することを防ぐこともできる。
- 点検用の通路及び補修のための足場として便利である。

② 欠点

- 表流水が小段面から切土法面内に浸透しやすくなり、法面の安定を低下させる。
- シラス、まさ、その他侵食に弱い土質からなる場合小段に水が集まり、その下部の法面に水が集中して流れ、ガリー侵食（掘れ溝）を急速に早めることがある。

(1)小段の勾配

小段の横断勾配は、**図-6.3.9** のように５～10%程度つけるのが普通である。

ただし、**図-6.3.9**(a)、(b)は小段に排水施設を設置しない場合で、維持管理上の問題の少ない小規模な法面で用いられる。

一方、法面のはく離が多いと推定される場合や小段の肩が侵食を受けやすい場合は、**図-6.3.9**(c)、(d)のような逆勾配とする。なお、**図-6.3.9**(c)の小段の表面はできる限りコンクリートで覆うほうが望ましい。この場合、流水の処理には「**8.5　法面排水**」に述べる注意が必要である。

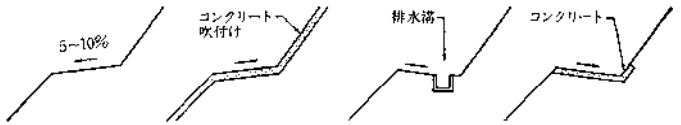



**図-6.3.9**　小段の横断勾配 [2)]

(2) 小段の位置及び幅

切土法面では、土質・岩質・法面の規模に応じて、高さ５～10m ごとに１～２m の幅の小段を設けるのがよい。ただし、切土高が低い場合には、小段を設けることにより逆に排水上の弱点をつくることが考えられるので、硬岩、シラス、まさ等では小段を設けない例もある。なお、落石防護柵等を設ける場合や長大法面の場合は小段幅を広くとることが望ましい。

小段の位置は同一土質からなる法面では、機械的に等間隔とすることができるが、土質が異なる場合には湧水を考慮して**図-6.3.10** のように土砂と岩、透水層と不透水層との境界等になるべく合わせて設置することが望ましい。

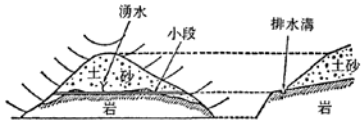



**図-6.3.10**　小段の位置 [2)]

(3) 長大法面の小段

長大法面の場合、小段を高さ 20～30m ごとに広くし（幅３～４m 程度）管理段階における点検、補修用のステップとすることが望ましい。これは、落石やはく離した土砂を留める役目として効果的である。また、管理用のはしご、階段等も当初から考慮することが望ましい。

### 6.3.5　切土法面の安定計算

安定計算を行う場合は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 計画 「農地地すべり防止対策」に従う。

切土法面の設計のための安定計算は、一般に地すべり地や崩壊跡地等における切土を除いて行わないが、施工中あるいは工事完了後に変状の生じた法面の復旧対策工の設計の検討に用いることがある。この場合、対象箇所の横断図を用い、不安定箇所のすべり面を推定し、すべりに対する安定計算を行う。

なお、法面勾配の設計に際し、安定解析が必要なケースについては、「**6.3.2　切土法面の勾配**」を参照されたい。



## 6.4　法面保護工

### 6.4.1　法面保護工の種類と目的

法面保護工は法面緑化工と構造物工に大きく分けられ、さらに法面緑化工は、植生工と、植生工の施工を補助するための構造物を設置する緑化基礎工に分けられる。法面保護工の主な工種と目的を**表-6.4.1** に示す。これらの詳細については、「**6.4.3　法面緑化工**」及び「**6.4.4　構造物工**」を参照されたい。

法面緑化工は、法面に植物を繁茂させることによって、雨水による侵食の防止、地表面の温度変化の緩和、寒冷地の土砂法面での凍上による法面崩壊の抑制を図るものである。さらに、周辺の自然環境と調和のとれた植生を成立させることで自然環境の保全を図ることや、植物による修景を目的として行うものである。また、植物による $CO_2$ の吸収・固定が地球温暖化対策としての効果も期待できる。

法面緑化工には、植物を法面に導入する植生工と、植物の生育を補助する金網や法枠等の緑化基礎工がある。植生工による法面の崩壊防止に関しては、植物の根系は比較的表層にとどまるため、深い場所のすべりを直接防止する効果はない。また、高架や橋梁のような構造物の下等の光や雨水の供給が少ない場所や、土壌の乏しい岩盤法面あるいは強酸性土壌の法面等では、適切な植物の選定及び植生基礎盤の造成（強酸性対策等）を行わなければ植物の生育は困難である。さらに、植生工は法面が安定していることが前提条件であり、侵食や表層崩壊が起こりやすい土質や法面勾配、湧水等の不安定な要素が認められる場合には、緑化基礎工や排水工の併用を検討するか、構造物のみによる法面保護工を適用する必要がある。

表-6.4.1　法面保護工の主な工種と目的[2)]

| 分類 | 工種 | | 目的 |
|---|---|---|---|
| 法面緑化工（植生工） | 播種工 | 種子散布工<br>客土吹付工<br>植生基材吹付工（厚層基材吹付工）<br>植生シート工<br>植生マット工 | 侵食防止、凍上崩落抑制、植生による早期全面被覆 |
| | | 植生筋工 | 盛土で植生を筋状に成立させることによる侵食防止、植物の侵入・定着の促進 |
| | | 植生土のう工<br>植生基材注入工 | 植生基盤の設置による植物の早期生育<br>厚い生育基盤の長期間安定を確保 |
| | 植栽工 | 張芝工 | 芝の全面貼り付けによる侵食防止、凍上崩落抑制、早期全面被覆 |
| | | 筋芝工 | 盛土で芝の筋状張り付けによる侵食防止、植物の侵入・定着の促進 |
| | | 植栽工 | 樹木や草花による良好な景観の形成 |
| | 苗木設置吹付工 | | 早期全面被覆と樹木等の生育による良好な景観の形成 |
| 構造物工 | 金網張工<br>繊維ネット張工 | | 生育基盤の保持や流下水による法面表層部のはく落の防止 |
| | 柵工<br>じゃかご工 | | 法面表層部の侵食や湧水による土砂流出の抑制 |
| | プレキャスト枠工 | | 中詰の保持と侵食防止 |
| | モルタル・コンクリート吹付工<br>石張工<br>ブロック張工 | | 風化・侵食、表流水の浸透防止 |
| | コンクリート張工<br>吹付枠工<br>現場打ちコンクリート枠工 | | 法面表層部の崩落防止、多少の土圧を受けるおそれのある箇所の土留め、岩盤はく落防止 |
| | 石積、ブロック積擁壁工<br>かご工<br>井桁組擁壁工<br>コンクリート擁壁工<br>連続長繊維補強土工 | | ある程度の土圧に対抗して崩壊を防止 |
| | 地山補強土工<br>グラウンドアンカー工<br>杭工 | | すべり土塊の滑動力に対抗して崩壊を防止 |

注）構造物工を植生工の施工を補助する目的で用いる場合は緑化基礎工と定義される。緑化基礎工は植生工が単独で施工できない場合に用いるもので、植生工と緑化基礎工の組合せの例に関しては**表-6.4.3**を参照されたい。

構造物工には、法面の風化や侵食あるいは表層崩壊の防止を目的としたもの、さらには深層部に至る崩壊の防止を目的としたもの等があり、一部の構造物工は植生工のための基盤の安定を図ることを目的に、緑化基礎工として用いられることもある。（**表-6.4.3**参照）。

構造物工のうち、擁壁工、地山補強土工、杭工、グラウンドアンカー工等は、ある程度の土圧やすべり土塊の滑動に対する抑止力を有するが、これらを除く他の法面保護工は、始めから土圧や滑動力が働くような不安定な箇所に設置するものではない。したがって、将来の状況変化によって土圧や滑動力が生じた場合には、別途対策を講ずることが必要である。また、構造物工の中には、適用を誤ると後になって構造物自体が変形して支障を生じやすいものがあるので注意する。



また、法面に湧水がある場合は、法面の洗掘を防止して安定を図るため、法面保護工に加えて法面排水工を併用する必要がある。さらに、法面が侵食を受けやすい土砂からなる場合や、長大法面のように降雨時に流下する水が下部で相当な量になるような場合には、表流水による侵食を防ぐための排水溝を法肩や小段に設けて流下水を処理しなければならない。

### 6.4.2　法面保護工の選定

(1)基本的な考え方

法面保護工の選定に当たっては、法面の長期的な安定確保を第一に考え、自然環境の保全、修景についても考慮する。法面の岩質、土質、土壌硬度、pH 等の地質・土質条件、湧水や集水の状況、気温や降水量等の立地条件や植生等の周辺環境について把握し、法面の規模や法面勾配等を考慮するとともに、経済性、施工性、施工後の維持管理のことまで考慮して選定する。

一般的な選定の目安としては、適用する法面勾配が安定勾配よりかなり緩い場合には、岩質・土質に適合した植生工を選定する。安定勾配を確保できる場合でも、例えば土砂法面で湧水が懸念される場合や、侵食しやすい法面等には、簡易な法枠工等の緑化基礎工と植生工の組合せによる法面保護工を必要に応じて選定する。安定勾配より急な法面勾配を採用する場合には、土圧やすべり土塊の滑動力に対抗できる擁壁工、地山補強土工、杭工、グラウンドアンカー工等の抑止力が期待できる構造物工を選定した上で可能ならば植生工の併用を検討する。なお、ここでいう安定勾配とは、盛土・切土法面の標準法面勾配の平均値を一つの目安としている。

(2)選定に当たっての注意事項

法面保護工の選定に当たって注意すべき事項を列挙すると次のとおりである。

ｱ 植物の生育に適した法面勾配

目標とする植物群落の形態や植物の導入方法にもよるが、法面勾配が軟岩や粘性土で 1:1.0～1.2、砂や砂質土で 1:1.5 より緩い場合は、一般には安定勾配とされ植生工のみで対応可能であるが、湧水や侵食が懸念される場合には簡易な法枠工や柵工との併用が必要である。安定勾配が確保できない場合や、表層の不安定化が懸念される場合には地山補強土工等との併用が必要になる。岩盤以外の法面で 1:0.8 より急な場合は、植生工と緑化基礎工の併用では法面の侵食や崩壊を防止することは困難であることが多いので、まず構造物工の適用を検討し、可能ならば植生工の併用について検討すべきである。

ｲ 砂質土等の侵食されやすい土砂からなる法面

切込み砕石、砂等からなる盛土法面は一般に植生による保護が困難であり、必要に応じ**図-6.4.1**のように法面を侵食に強い粘土{C}、細粒分まじり礫{GF}等で被覆する必要がある。このような被覆土を土羽土と呼んでいる。土羽土の厚さは一般に法面に垂直に 30cm（芝（地被植物）が生育するのに必要な最小厚さ）以上が必要とされているが、路体の施工機種で水平薄層転圧の可能な 2～3m が望ましい。なお、道路敷の表土を集積、仮置きして土羽土に使用することも行われている。

この場合、路体内の浸透水を容易に排水し得るような設計上の配置（例えば**図-6.4.1**）を行う。また、沿道との境界に背の低い重力式擁壁を腰留め擁壁として利用することもあるが、腰留め擁壁が浸透水の排水を阻害し盛土内の水位を上昇させないように、擁壁背面の排水には十分注意が必要である。

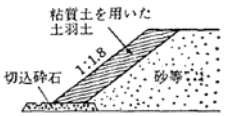



図-6.4.1　盛土法面の被覆及び排水

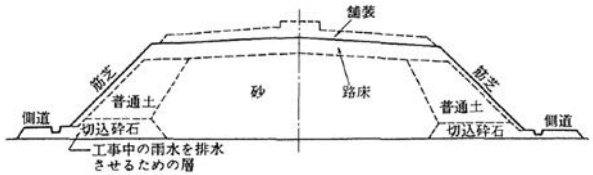



図-6.4.2　粒度配合の悪い砂による盛土の一例

また、粒度配合の悪い砂を盛土材料として用いる場合は、トラフィカビリティの確保が困難な場合もあるので、法面保護と運搬路を兼ねて図-6.4.2のような構造にすることもある。

これに対し、砂質土等の侵食されやすい切土法面では、一般に植生工のみを適用する場合が多い。しかし、湧水や表流水による侵食の防止が必要な場合には、法枠工や柵工等の緑化基礎工と植生工を併用する。湧水の処理はその程度に応じて、かご工、中詰めに栗石を用いた法枠工、柵工等を用いるが、地下排水溝を枝状に配置しておくと法面保護工の背面の侵食防止に効果的である。また、湧水の多少に関わらず法肩部及び各小段に排水施設を設けることが望ましい。

ｳ 湧水が多い法面

湧水が多い法面では、地下排水溝や水平排水孔等の地下排水施設を積極的に導入するとともに、法面保護工としては井桁組擁壁、ふとんかご、じゃかご、中詰めに栗石を用いた法枠等の開放型の保護工を適用するのがよい。

ｴ 小規模な落石のおそれのある岩盤法面

落石のおそれのある法面のうち、礫混じり土砂や風化した軟岩等では小規模な落石が発生するので、植生工と併用して浮石を押さえる落石防止網や、路面への落石を防止する落石防護柵を設置する。割れ目が多く、湧水のない軟岩の場合、自然景観とは馴染まないが、モルタル・コンクリート吹付工が適している。その施工に当たっては、背面に流下水が生じないようにする必要がある。亀裂の多い硬岩からなる法面のはく離型落石に対しては落石予防工で抑え、法面上部が急峻な場合は落石防護工も併せて行うことが望ましい。

ｵ 寒冷地域の法面

寒冷地域において、シルト分の多い土質の法面では、凍上や凍結融解作用によって植生がはく離したり滑落したりすることが多い。このようなおそれのある場合は、法面勾配をできるだけ緩くしたり、法面排水工を行ったりすることが望ましい。

ｶ 硬い土からなる法面

密実な砂質土（山中式土壌硬度計による土壌硬度が27mmを超えるもの）、硬い粘性土（土壌硬度が23mmを超えるもの）及び泥岩（土丹）のような硬い法面に対して植物を導入する場合は、導入植物に適した土壌養分を有する材料で安定した植生基盤を造成できる法面緑化工を採用する。



ｷ 土壌酸度が問題となる法面

法面の土壌のpHが当初から4以下である場合や、湖沼の底泥が隆起した古い地層等で、切土によって急に空気にさらされると短期間で極めて強い酸性に変わるような場所は、そのままでは植物の生育が困難である。そこで、植生工の基盤材にゼオライト、セメントや石灰等を混入して吸着や中和を図るか、さらに、法面の基岩に起因する強酸性水が植生基盤に滲出しないように排水対策やソイルセメント（半透水性）による遮水対策等を行った上で植生工を施工する必要がある。場合によっては植生工を行わずにブロック張工等の密閉型の構造物工を採用する。

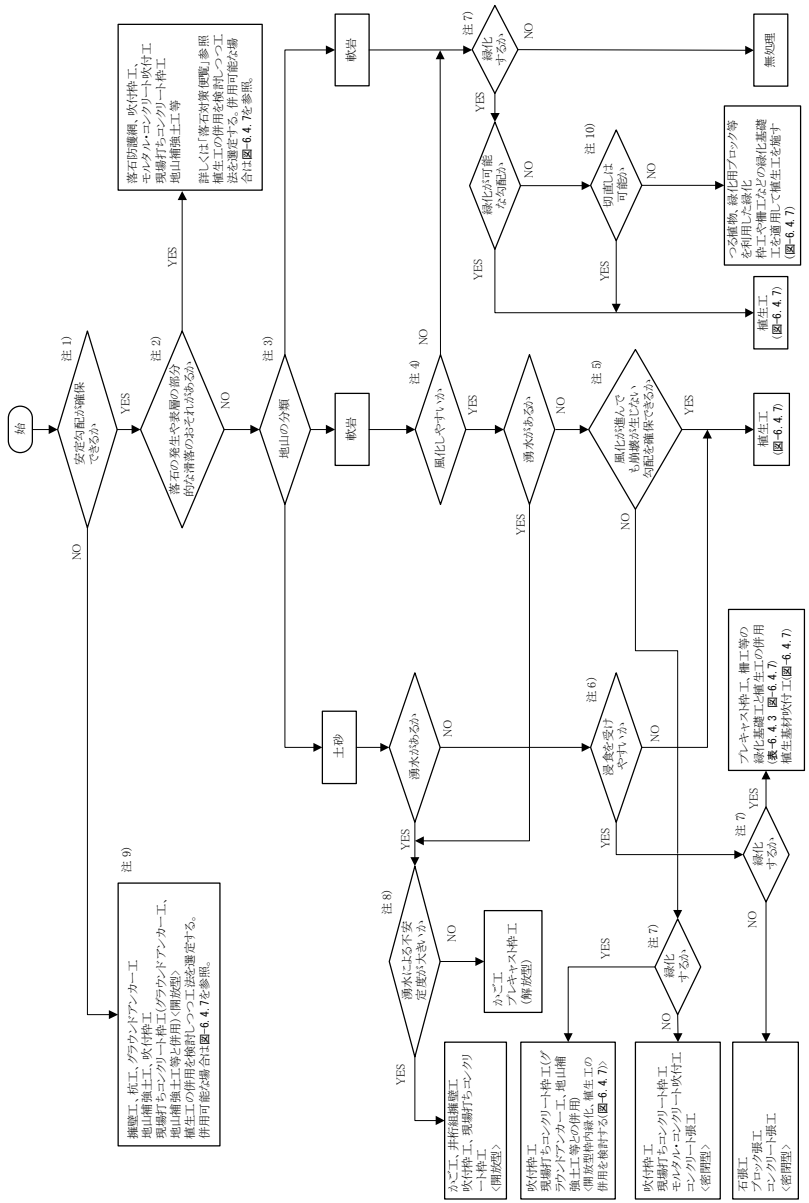
ｸ 土質や湧水の状況が一様でない法面

連続する一つの法面でも土質や湧水の状況が必ずしも一様でない場合が多いので、それぞれの条件に適合した工種を選定しなければならない。その際には、排水工等の地山の処理をした上で、景観に配慮してなるべく類似した工法を採用するのが望ましい。

(3)一般的な選定の考え方

法面保護工の選定に当たっては、以上述べてきたような基本的な考え方と注意事項に従うものとする。参考となる切土法面における法面保護工の選定フローを図-6.4.3、盛土法面における法面保護工の選定フローを図-6.4.4に示す。

また、崩壊形態別の法面保護工は、幾つか考えられるが、そのうちの一例を表-6.4.2に示す。




※：法面緑化工の施工可能性を法面勾配から判断する際には、表-6.4.5や表-6.4.8を参照すること。

図-6.4.3　切土法面における法面保護工の選定フロー[2)]
（図中の注の説明は次ページ参照）



注 1）地山の土質に応じた安定勾配としては、表-6.3.1 に示した地山の土質に対する標準法面勾配の平均値程度を目安とする。また、安定勾配が確保できない場合の対策として、可能な場合は切直しを行う。

注 2）落石のおそれの有無は「6.6　落石対策」及び「落石対策便覧」を参考にして判断する。

注 3）地山の分類は、「道路土工要綱共通編　1－4　地盤調査　9」）岩及び土砂の分類」に従うものとする。

注 4）第三紀の泥岩、頁岩、固結度の低い凝灰岩、蛇紋岩等は切土による除荷・応力解放、その後の乾燥湿潤の繰返しや凍結融解の繰返し作用等によって風化しやすい。

注 5）風化が進んでも崩壊が生じない勾配としては、密実でない土砂の標準法面勾配の平均値程度を目安とする。

注 6）シラス、まさ、山砂、段丘礫層等、主として砂質土からなる土砂は表流水による侵食には特に弱い。

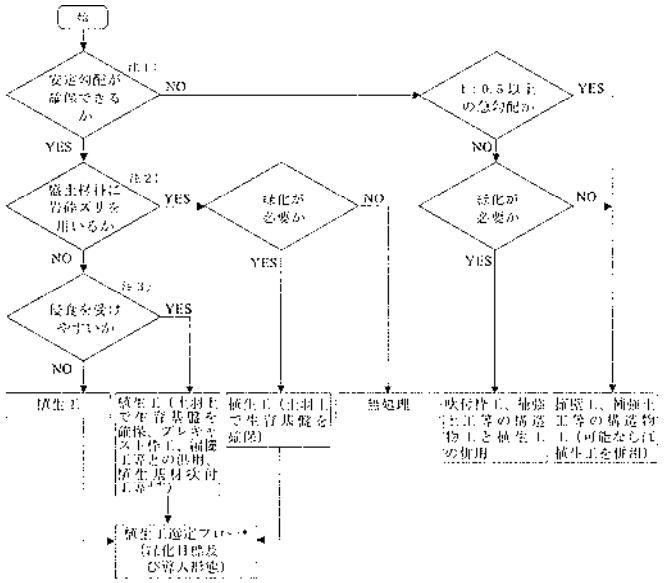
注 7）自然環境への影響緩和、周辺景観との調和、目標植生の永続性等を勘案して判断する。

注 8）主として安定度の大小によって判断し、安定度が特に低い場合にかご工、井桁組擁壁工、吹付枠工、現場打コンクリート枠工を用いる。

注 9）構造物工による保護工が施工された法面において、環境・景観対策上必要な場合には緑化工を施す。

注 10）ここでいう切直しとは、緑化のための切直しを意味する。

注 11）降雨等の侵食に耐える工法を選定する。




＊植生工選定フローは、「道路土工－切土工・斜面安定工指針」を参照する。

注 1）盛土法面の安定勾配としては、表-5.1.1 に示した盛土材料及び盛土高に対する標準法面勾配の平均値程度を目安とする。

注 2）ここでいう岩砕ズリとは主に風化による脆弱化が発生しにくいような堅固なものとし、それ以外は一般的な土質に準じる。

注 3）侵食を受けやすい盛土材料としては、砂や砂質土等が挙げられる。

注 4）降雨等の侵食に耐える工法を選択する。

図-6.4.4　盛土法面における法面保護工選定フロー

**表-6.4.2**　切土法面及び斜面崩壊の崩壊形態と工法対策の例（その１）[2)]

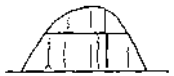
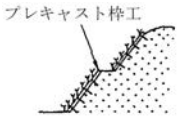
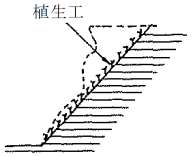
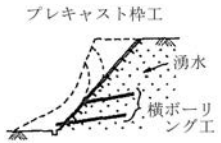
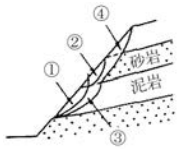
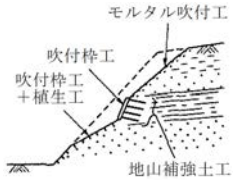
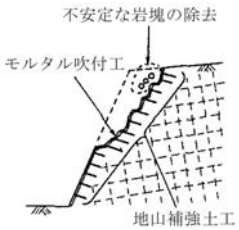
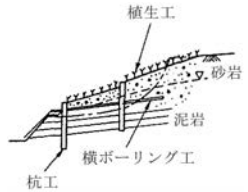
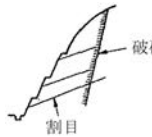
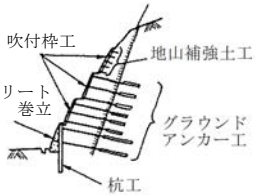
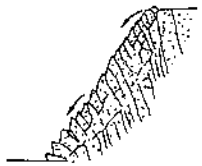
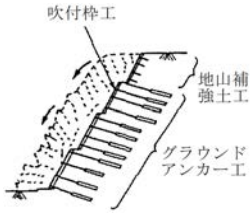
| 分　類 | 解　説 | 崩落形態 | 対策工法事例 |
|---|---|---|---|
| 侵食、崩落 | ①乾湿、凍結、降雨等により表面がはく離、あるいはガリー（掘れ溝）ができる。放置すると深い崩壊に移行することがある。 |  <br>表面水によるガリー侵食 |  <br>ネット張工＋植生工又は<br>プレキャスト枠工＋植生工 |
| | ②斜面上のオーバーハング状を呈する部分が崩落する。 |  |  <br>切直し＋植生工 |
| | ③亀裂や節理に富んだ岩が崩落する。 |  <br>浮石型落石 |  <br>モルタル吹付工（浮石除去）<br>＋地山補強土工 |
| 表層崩壊 | ①表土が滑落する時には下層の強風化岩層を含んで崩壊する。湧水が誘因となることが多い。 |  <br>湧水のパイピング<br>による崩壊 |  <br>切直し＋プレキャスト枠工<br>（栗石詰）＋横ボーリング工 |
| | ②岩の表層が風化等に伴って崩壊する。 |  <br>風化等の進行に伴う<br>表層崩壊 |  <br>勾配の異なる切土＋吹付枠工<br>＋地山補強土工＋植生工<br>＋モルタル吹付工 |



**表-6.4.2**　切土法面及び斜面崩壊の崩壊形態と工法対策の例（その２）[2)]

| 分　類 | 解　説 | 崩落形態 | 対策工法事例 |
|---|---|---|---|
| | ③流れ盤構造や、岩盤中の割れ目（節理、小断層、薄層）に沿って岩が崩壊する。後者の場合、くさび状の崩壊も多い。 |  <br>岩の割れ目に沿った崩壊 |  <br>モルタル吹付工＋地山補強土工 |
| 大規模崩壊・すべり性崩壊 | ①軟弱で固結度の低い地層からなる斜面や地質構造的に不安定要因をもつ斜面が地下水位の上昇に伴って大規模に崩壊する。 |  <br>透水性における<br>不連続面上すべり |  <br>切直し＋杭工・横ボーリング工<br>＋植生工 |
| | ②流れ盤や断層・破砕帯等の地質構造を有する岩体が大規模に崩壊する。 |  |  <br>杭工＋吹付杭工<br>＋グラウンドアンカー工<br>＋地山補強土工<br>＋コンクリート巻立 |
| | ③受け盤の斜面や割れ目の発達した岩の斜面が前方へ転倒・崩壊する。 |  <br>受け盤の転倒・崩壊<br>（Toppling） |  <br>吹付枠工＋地山補強土工<br>＋グラウンドアンカー工 |

## 6.4.3　法面緑化工

### 6.4.3.1　法面緑化工の目的と留意点

法面緑化工は、法面に植物を繁茂させて表層部を根で緊縛して表流水による侵食や風化を防止するとともに、地表面の温度変化を緩和する効果が期待できる法面保護工である。また、寒冷地の土砂法面では凍上による表層崩壊を抑制する効果が、ある程度は期待できる。さらに、周辺の自然環境と調和のとれた植生を成立させることによる自然環境の保全や、木本類による $CO_2$ の吸収・固定、好まれる植物を生育させることによる望ましい道路景観の形成が可能である。

法面の植生においては、在来種の保護、外来種による生態系の破壊に対して考慮することも必要である。また、法面緑化工は植物を扱う技術であり、目標とする効果が発揮されるまでには通常長期間を要する。加えて、施工後の降水量や気温の変動等によって成果に差が生じやすい。設計、施工及び成績の判定に際してはこれらのことに留意する必要がある。

### 6.4.3.2　法面緑化工の構成と調査

(1)法面緑化工の構成

法面緑化工は、植物を法面に導入する植生工と、植生工の施工が可能となるように構造物等で植物の良好な生育環境を整備する緑化基礎工で構成される（**図-6.4.5**）。

法面緑化工のうち植生工には、播種工と植栽工、それら二つの特徴を併せ持つ苗木設置吹付工等がある。最近では自然環境の保全に一層配慮した工法として森林表土利用工や自然侵入促進工が開発されており、これらについては「6.4.3.6　植生工におけるその他の技術の活用」で詳しく説明する。

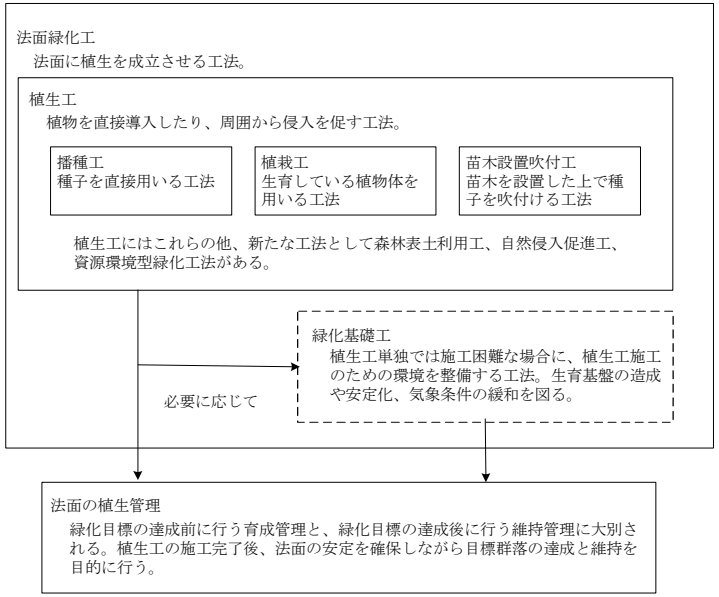



**図-6.4.5**　法面緑化工の構成 [2)]



ｱ 植生工の目的と前提条件

植生工は、法面全体を植物で被覆し、表流水による侵食防止や凍上による表層崩壊の緩和等を期待して行うものである。さらに、植生工はそれらの効果に加えて自然環境の保全や修景の効果を期待している。

植生工は植物を材料とすることから、生育基盤の状況、植物の適用範囲、施工方法、施工時期等の各種条件を満足させなければならず、そのためには、地域環境及び周辺植生の調査並びに切土造成時点での法面の調査が必要である。以下に、植生工の前提条件について示す。

① 法面の状態：植物の生育基盤が侵食・崩壊に対して安定していること。
② 植物の適用範囲：選定した植物が法面の地質、勾配等と気象条件に適合していること。
③ 植物材料の性質：植物材料が、施工対象地域の環境条件に適合していること。
④ 目標との適合：緑化の目標に適合した植物の種類が選定されていること。
⑤ 施工方法：植物が定着し十分繁茂するまで侵食を受けず、植生が永続して成立することができる工法であること。
⑥ 施工時期：植物が生育し、法面が侵食を受けない程度に成長することができる時期と期間が確保できること。

以上の前提条件が満たされない法面で植生工を必要とする場合には、緑化基礎工の併用や、永続的な植生の成立を可能にする植生管理方法の適用等を検討する。

ｲ 緑化基礎工の目的

緑化基礎工は、植生工を施工する場合に植生工単独では施工が困難な場合に採用する構造物工であり、ネットや吹付枠等を用いて植物の生育環境を整備するものである。緑化目標及び選定する植生工の種類や、法面勾配からその必要性や種類及び構造を検討する。

緑化基礎工の目的は次の三つに分けることができ、それぞれの目的や現場の状況に応じて各工法の組合せも考えて選定する。

(ｱ)生育基盤の安定化

生育基盤の侵食、崩壊を防止する。（ここでいう生育基盤とは、法面とその表面に造成する植生基盤の総称である）

(ｲ)生育基盤の改善

植物にとって好ましい生育基盤を造成する。

(ｳ)厳しい気象条件の緩和

風、雨、日照、温度等、植物の発芽、生育に支障を与える要因を緩和する。

緑化基礎工の主な種類と特徴、適用上の留意点及び併用する植生工の例を**表-6.4.3** に示す。

**表-6.4.3**　主な緑化基礎工の特徴と留意点及び併用する植生工の例[2)]

| 種　類 | | 特　徴 | 留意点 | 併用する植生工の例 |
|---|---|---|---|---|
| 法枠工 | 吹付枠工<br>現場打ちコンクリート枠工 | 法面の浅部で発生する崩壊に対し、形状、規模に対応できる構造とすることが可能である。<br>法面の凹凸に対応できる。 | 膨張性又は収縮性のある岩、あるいは、凍結深が深くなる土砂法面への適用時は十分に検討する必要がある。 | 植生土のう土、客土吹付工、植生基材吹付工（厚層基材吹付工） |
| | プレキャスト枠工 | 植物の生育基盤となる土砂や植生土のうを法面に固定保持することができる。 | 法面に発生する土圧には対応できないので、はらみ出し、凍上等を生じる場合は避ける。<br>勾配1：1.0よりも緩い法面で枠が洗掘等で沈下しない箇所に適用する。 | |
| 柵　工 | | 崩落土砂の部分固定や表流水勢の緩和あるいは落石、雪崩を緩和できる。 | 将来的な機能確保のため木本類の導入（播種工、植栽工）を併用することが望ましい。 | 植生シート工、植生マット工、植栽工、客土吹付工、植生基材吹付工（厚層基材吹付工） |
| ネット張工 | 金網張工 | 法表面の表流水、凍上等によるはく落防止及び生育基盤の保持、落石防止に効果がある。 | 網目が小さすぎたり、機能が長期間持続したりするものは、木本類の成長に支障となる場合もある。 | 客土吹付工、植生基材吹付工（厚層基材吹付工） |
| | 繊維ネット張工 | 法表面の表流水によるはく落防止や造成基盤の保持に効果がある。 | 剛性がないので、凍上や落石への対応が難しい。 | |
| 防風工 | | 網目の細かいネット張工やフェンス工等は、幼芽、稚樹の乾燥や風衝の緩和に効果がある。 | 風向、風力、効果の程度や範囲を見極める。 | |
| 連続長繊維補強土工 | | 連続長繊維を混入した補強土塊の抑止力による地山の安定と、厚い生育基盤の形成が可能である。 | 湧水や補強土背面の流下水の処理を目的として、排水材をあらかじめ設置する。 | 植生基材吹付工（厚層基材吹付工） |

(2)植生工の設計・施工のための調査

法面緑化工は植物を材料として取り扱うので、施工場所の立地条件が工事の成否に大きく影響する。このため、調査結果を法面緑化工の設計・施工に活用していく上での留意事項を**表-6.4.4**に示す。



**表-6.4.4**　調査結果の法面緑化工への活用[2)]

| 調査項目 | 調査結果活用上の留意事項 |
|---|---|
| 周辺環境と周辺植生の調査 | ・自然公園、風致地域、山林、原野：周辺の自然環境と調和する、野生動植物の生息・生育に悪影響を及ぼさない植物種を選定する。造成対象地が野生動物の移動経路として利用されている場合には、植生による連続性の確保についても検討する。<br>・都市、集落：沿道環境と調和する植物種を選定する。 |
| 表土、既存樹木の調査 | ・表土：利用可能性について現地調査により把握し、植生基材としての利用方法を検討する。また、採取後の仮置きの必要性を検討し、必要な場合には確保する。<br>・既存樹木：樹種や活力度、健全度（病虫害、腐朽等）を調査し、移植可能性や移植価値を検討する。また、移植に当たっての仮植が必要な場合には仮植地の検討を行う。 |
| 気象の調査 | ・降水：年間降水量及び施工時期の降雨条件に適応した植生工を選定する。年降水量1,000mm以下の場合は、基盤、植物及び施工時期等における具体的な乾燥対策を講じる。なお、1,200mm以下となる場合には、対策を検討することが望ましい。<br>・気温：最高気温が30℃以上となる時期の施工は避け、日平均気温10℃以上が２か月以上続くこと等を目安に施工時期を設定する。<br>・積雪：現地の特性に応じた植物と施工法を選定する。 |
| 植物材料の市場調査 | ・種子：施工時点で入手可能な種、数量等について調査を行い、植生工設計時の工法や配合等を検討する際の資料とする。<br>・苗木：施工時点で入手可能な種、数量、大きさ等について調査を行い、植生工設計時の工法や配植等を検討する際の資料とする。 |
| 造成時点の法面調査 | ・法面勾配については、**表-6.4.5**を参考に使用植物を選定し、切土の場合は1：1.0、盛土の場合は1：1.5より急勾配を目安に緑化基礎工との併用を検討する。<br>・土壌硬度については、**表-6.4.6**を参考に使用する植物と施工法を検討する。<br>・盛土の土壌透水性に関しては、最終減水能の値が36mm/h（0.01mm/sec）以下の場合、耕転及び土壌改良資材の混入や良質の客土を行った上で、使用する植物と施工法を検討する。<br>土壌酸度はpH４～８以外では吸着や中和処理、排水又は遮水対策の検討を行った上で、使用する植物との施工法を検討する。<br>・岩盤法面では、亀裂の間隔や間隙の大きさ等から、使用する植物を選定し、流亡しにくい植生基材の使用を検討する。<br>・地下水が集中する箇所や湧水がある箇所については、地表面あるいは地下排水溝を設置する。 |

**表-6.4.5**　法面勾配と目標とする[注1)]植物群落の目安[2)]

| 勾　配 | 植物の生育状態 |
|---|---|
| 1：1.4より緩勾配（35°未満） | 高木が優占する植物群落の成立が、1：1.7より緩勾配であれば可能であり、1：1.7～1.4では法面の土質や[注2)]周辺環境の状況によっては可能である。<br>周辺からの在来種の侵入が容易である。<br>植物の生育が良好で、植生被覆が完成すれば表面侵食はほとんどなくなる。 |
| 1：1.4～1.1（35～45°） | 中・低木が優占し、草本が下層を覆う植物群落の造成が可能である。 |
| 1：1～1：0.8（45～50°） | 低木や草本からなる群落高の低い植物群落の造成が可能である。 |
| 1：0.8より急（50°以上） | 法面の安定度が高い場合、又は構造物で安定を確保した場合にのみ植生工の適用が可能である。全面緑化の場合の限界勾配は、一般に1：0.5（60°）程度である。 |

注1）植物群落：森林や草原等の一定の相観（外形）と種類構成を持つ植物の集合体をいう。植生を区分する際の単位であり、本指針では緑化の目標を相観によって区分する草地型、低木林型といった群落タイプにより表している。

注2）強風が吹くようなことがないといった条件や、周辺植生からの高木種の種子散布の状況にもよる。

表-6.4.6　土壌硬度からみた植物の生育状態予測[2)]

| 土壌硬度 | 植物の生育状態 |
|---|---|
| 10mm 未満 | ・乾燥のため発芽不良になる。 |
| 粘性土 10～23mm<br>砂質土 10～27mm | ・根系の伸長は良好となる（草本類では肥沃な土である場合）。<br>・樹木の植栽に適する。 |
| 粘性土 23～30mm<br>砂質土 27～30mm | ・木本類の一部のものを除いて、根系の伸長が妨げられる。 |
| 30mm 以上 | ・根系の伸長はほとんど不可能である。 |
| 軟岩・硬岩 | ・岩に亀裂がある場合には、木本類の根系の伸長は可能である。 |

### 6.4.3.3　緑化目標の設定

法面緑化工の目的は、侵食や表層崩壊を防止するとともに、周辺環境との調和を図ることである。そのことを考慮して、緑化目標は法面緑化工の設計前に設定する。緑化目標は、草本類による全面被覆といった短期に達成される目標から、樹林の形成といった比較的長期を要する目標までである。どの時点でどのような植物群落の形成を目指すのかを法面勾配、周辺環境や気象条件、目標達成までの期間とその間に実施する植生管理の点を勘案して決定する。

緑化目標の群落型としては、群落の相観（外形）から高木林型、低木林型、草地型の３タイプが挙げられ、その他に造園修景が目的の特殊型が挙げられる。高木林型は、法面の周辺が樹林であり、法面勾配が緩い場合等に適している。盛土法面においては、法面形状の工夫により高木林型の形成が可能な場合が多い。低木林型は、周辺が樹林で法面勾配が急な場合や、沿岸部等、強風が頻繁に発生する場所に適している。草地型は、初期緑化目標として設定するほか、周辺が草地や農地、住宅地の場所に適している。特殊型は、法面においても修景空間を創り出すことが必要な場所で設定する（**表-6.4.7**）。

表-6.4.7　緑化目標の群落の例[2)]

| 緑化目標の群落型 | 特　徴 | 適用箇所の条件 |
|---|---|---|
| 高木林型 | 高木が優占する群落 | ・周辺が樹林地で、法面勾配が緩く、厚い土壌の形成が見込める場所<br>・自然公園内等 |
| 低木林型 | 低木が優占する群落 | ・周辺が樹林地で、急傾斜地等土壌が薄くしか形成されない場所<br>・沿岸部等強い風が頻繁に吹く場所<br>・周辺が農地等 |
| 草地型 | 草本が優占する群落 | ・周辺が草地<br>・周辺が農地<br>・周辺が住宅地等 |
| 特殊型 | 造園修景を目的とした植生 | ・都市部等の、法面においても修景空間を創り出すことが必要な場所 |



### 6.4.3.4　植生工の種類と特徴

植生工には使用する植物や、地形、地質、気象等に応じた工法があり、その選定を誤ると目的、目標が達せられないため、設計の時点でよく検討する必要がある。基本的には、使用植物の発芽条件と生育条件を満たす植生基盤が造成可能な工法を設定することとなるが、植生基盤の種類と造成する厚さは、使用植物の肥料要求度や種子の発芽特性、法面の土質や勾配によって決定される。また、吹付工を行う場合は、植物が定着するまでの期間、降雨等によって流亡しない基盤でなければならない。

各種植生工の概要を以下に示し、その種類と特徴を**表-6.4.8**に示す。

(1)播種工

播種工は、植物材料に種子を使用する工法であり、材料を専用の機械で法面に吹き付ける種子散布工、客土吹付工や植生基材吹付工（厚層基材吹付工）と、人力で種子の付いた繊維等を法面に貼り付ける植生シート工や植生マット工等がある。植物材料の観点からは、草本類のみを使用する場合と、草本類と木本類を混播する場合、木本類のみを使用する場合に区分できる。最近では、自然環境の保全と周辺景観との調和を目的として、在来種の利用や木本類の種子を混播することが多い。

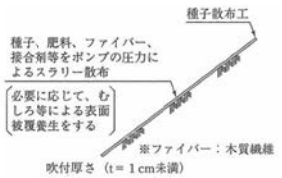
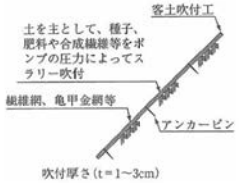
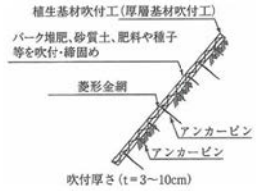
(2)植栽工

植栽工には芝等の草本類を用いるものと、木本類を用いるもの、その両方を用いるものがある。木本類を使用する場合は一般に苗木を使用する。急勾配法面の場合には、植生基盤の整備を要するので緑化基礎工を併用する。

(3)苗木設置吹付工

苗木設置吹付工は、植生基材吹付工と植栽工の組合せであり、植生基材吹付工の施工に先立ってあらかじめコンテナ（ポット）苗木を法面に固定し、その上から植生基材吹付工を施工する。植栽工が持つ樹木の早期成長による周辺環境との調和や修景効果と、播種工が持つ全面被覆による侵食防止効果の両方が期待できる。

表-6.4.8 植生工の種類と特徴（その１）[2)]

| 工種 | | 播種工 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 種子散布工 | 客土吹付工 | 植生基材吹付工（厚層基材吹付工） |
| 施工方法 | | 主にトラック搭載型のハイドロシーダーと呼ばれる吹付機械を使用して、多量の用水を加えた低粘度スラリー状の材料を厚さ１cm未満に散布する。 | 主にポンプを用いて高粘度スラリー状の材料を厚さ１～３cmに吹き付ける。 | ポンプ又はモルタルガンを用いて材料を厚さ３～10cmに吹き付ける。 |
| 材料 | 基材 | 木質繊維（ファイバー） | 現地発生土、砂質土、バーク堆肥、ピートモス等 | 現地発生土砂、砂質土、バーク堆肥、ピートモス等 |
| | 侵食防止材又は接合材 | 粘着材、被膜材、高分子系樹脂 | 高分子系樹脂、合成繊維等 | 高分子系樹脂、セメント、合成繊維等 |
| | 種子 | 草本類 | 草本類、木本類 | 草本類、木本類 |
| | 肥料 | 高度化成肥料 | 緩効性肥料（山型）[注1)]、PK化成肥料[注1)]<br>高度化成肥料（草本導入時） | 緩効性肥料（山型）[注1)]、PK化成肥料[注1)]<br>高度化成肥料（草本導入時） |
| 補助材料 | | むしろ、繊維網（積雪寒冷地で使用） | 繊維網、金網等 | 繊維網、金網、吹付枠、連続長繊維補強土工等 |
| 適用条件 | 耐降雨強度 | 10mm/hr程度 | 10mm/hr程度 | 10～100mm/hr程度（植生基材や接合材の種類と使用量により異なる。） |
| | 期間 | １～２か月程度（この期間は、導入した植物が発芽・生育するまでを想定している。） | １～２か月程度（この期間は、導入した植物が発芽・生育するまでを想定している。） | １年～10年程度（植生基材や接合材の種類と使用量により異なる。） |
| | 地質 | 土砂（土壌硬度23mm以下）で用いる。 | 同左、及び礫質土に用いる。 | 同左、及び岩等に用いる。 |
| | 勾配 | 1：1.0より緩勾配[注2)] | 1：0.8より緩勾配[注2)] | 1：0.5（木本類を用いる場合は1：0.6）より緩勾配[注2)] |
| 備考 | | ・主に盛土法面で用いる。<br>・一般には、材料に色粉を混入して、均一な散布の目安とする。<br>・除伐・追肥が必要な場合がある。<br>・緑化目標が草地型の場合では、定期的な草刈りが必要となる。<br>・乾燥対策として表面被覆養生が必要な場合では、むしろ張り等を併用することがある。 | ・吹付厚は、緑化目標や適用条件により設定する。<br>・緑化目標により、遷移を進めるための除伐や追肥等が必要となる場合がある。<br>・種子の代わりに森林表土を用いる表土利用工や、伐採木や抜根材等の建設副産物を有効利用することが可能である。 | ・吹付厚は、緑化目標や適用条件により設定する。<br>・緑化目標により、遷移を進めるための除伐や追肥等が必要となる場合がある。<br>・種子の代わりに森林表土を用いる表土利用工や、伐採木や抜根材等の建設副産物を有効利用することが可能である。 |
| 断面図の例 | |  |  |  |

注１）山型肥料とはN：P：Kの配合がN<P>Kとなっているもので、PK化成肥料はNがほとんどないものをいう。
注２）地質、気象、使用植物、侵食防止材等により適用範囲は多少の差異が生じる。





表-6.4.8 植生工の種類と特徴（その２）[2)]

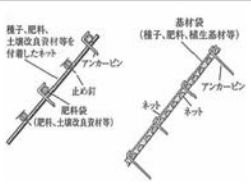
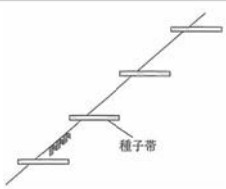
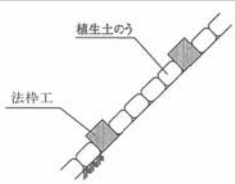
| 工種 | | 播種工 | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | 植生シート工 | 植生マット工 | 植生筋工 | 植生土のう工 |
| 施工方法 | | 全面に張り付け、目ぐし等で固定する。 | 法面全体に展開し、アンカーピン、止め釘等で固定する。 | 種子帯を土羽打ちを行いながら施工 | 植生土のう又は植生袋を固定する。 |
| 材料 | 形態 | 種子、肥料等を装着したシート状のもの | ・種子や肥料等を直接付けたネット（合成繊維、ヤシ繊維等）に間隔をもたせて肥料袋を装着させたもの。<br>・ネット（合成繊維、ヤシ繊維等）に種子、肥料、植生基材等を封入した基材袋を間隔をできるだけ空けずに装着した厚みのあるマット状のもの | 種子、肥料等を装着した繊維帯 | 繊維袋に土又は改良土、種子等を詰めたもの |
| | 植物 | 外来、在来草本類の種子 | 木本類の種子<br>外来、在来草本類の種子 | 外来、在来草本類の種子 | 木本類の種子<br>外来、在来草本類の種子 |
| | 肥料 | 化成肥料 | 化成肥料 | 化成肥料 | 堆肥、PK化成肥料、緩効性肥料 |
| 補助材料 | | 目ぐし、止め釘、播土又は目土 | 目ぐし、アンカーピン、止め釘 | | 目ぐし、アンカーピン |
| 併用工 | | | | | 溝切工、法枠工 |
| 耐侵食性 | | 高い | 高い | 低い | 高い |
| 適用条件 | 地質 | 粘性土（土壌硬度23mm以下）<br>砂質土（土壌硬度27mm以下） | 同左、及び硬質土砂、岩（植生基材入りのもの） | 粘性土（土壌硬度23mm以下）<br>砂質土（土壌硬度27mm以下） | 肥料分の少ない土砂、又は硬質土砂、岩 |
| | 勾配 | 1：1.5より緩勾配 | 1：0.8より緩勾配 | 1：1.5より緩勾配 | 1：0.8より緩勾配 |
| 備考 | | ・盛土に適用する。<br>・シートを法面に密着させる必要がある。<br>・肥料分の少ない土質では追肥管理を要する場合がある。 | ・マットを法面にできるだけ密着させる必要がある。 | ・小面積の盛土に適用する<br>・砂質土には不適する。 | ・勾配が1：0.8より急なところでは落下することがある。<br>・草木種子を使用する場合には保肥性の優れた土を用いる。 |
| 断面図の例 | |  |  |  |  |

表-6.4.8 植生工の種類と特徴（その３）[2)]

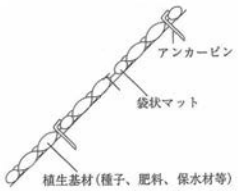
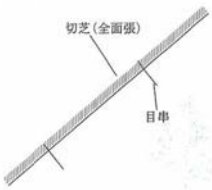
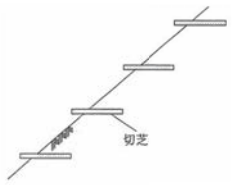
| 工種 | | 播種工 | 植栽工 | |
|---|---|---|---|---|
| | | 植生基材注入工 | 張芝工 | 筋芝工 |
| 施工方法 | | 布製の袋を法面全体に展開して法肩部をアンカーピンで固定し、植生基材を専用機械を用いて注入したのち、袋体が法面に密着するように全体をアンカーピンで固定する。 | 全面に張り付ける。 | 切芝を一定間隔で張り付ける。 |
| 材料 | 形態 | 種子、肥料、植生基材等を現場で注入した袋 | | |
| | 植物 | 木本類の種子<br>外来、在来草本類の種子 | 切芝（ノシバ）<br>ロール芝（外来草本、ノシバ） | 切芝（ノシバ） |
| | 肥料 | 緩効性肥料（山型）、PK 化成肥料<br>化成肥料（草本適用） | 化成肥料、緩効性肥料 | 化成肥料、緩効性肥料 |
| 補助材料 | | アンカーピン | 目ぐし、播土、目土 | |
| 併用工 | | | | |
| 耐侵食性 | | 高い | 比較的高い | 低い |
| 適用条件 | 地質 | 硬質土砂、礫質土、及び岩 | 粘性土（土壌硬度 23mm 以下）<br>砂質土（土壌硬度 27mm 以下） | 粘性土（土壌硬度 23mm 以下）<br>砂質土（土壌硬度 27mm 以下） |
| | 勾配 | 1：0.8 より緩勾配 | 1：1.0 より緩勾配 | 1：1.5 より緩勾配 |
| 備考 | | ・布製の袋に基材を注入した後、法面にできるだけ密着させる必要がある。<br>・客土注入工、客土注入マット工ともいう。 | ・小面積で造園的効果が必要である場合に使用する。 | ・小面積の盛土に適用する。<br>・砂質土には不適である。 |
| 断面図の例 | |  |  |  |





表-6.4.8 植生工の種類と特徴（その４）[2)]

| 工種 | | 植栽工 | | 苗木設置吹付工 |
|---|---|---|---|---|
| | | 樹木植栽工（植穴利用） | 樹木植栽工（編柵利用） | |
| 施工方法 | | 法面に植穴を掘削し、樹木を植える。必要に応じて土壌改良を施した土壌等で埋め戻す。 | 編柵を設けて客土して、樹木を植える。 | コンテナ（ポット）苗木を法面に固定し、その上から植生基材吹付工法を施工する。 |
| 材料 | 形態 | 盛土材が植物にとって不良な場合、表土利用や土壌改良資材（バーク堆肥、パーライト等）を混入する。 | 客土（表土利用や土壌改良資材の混入） | 人工土壌又は有機基材等（土、木質繊維、バーク堆肥、ピートモス等）、及び侵食防止材（高分子系樹脂、セメント、繊維資材等） |
| | 植物 | 成木、苗木 | 成木、苗木 | 苗木<br>草本種子 |
| | 肥料 | 緩効性の化成肥料 | 緩効性の化成肥料 | 緩効性の化成肥料 |
| 補助材料 | | 支柱、マルチング | 支柱、マルチング | 金網 |
| 併用工 | | 種子散布工 | 種子散布工 | |
| 耐侵食性 | | 低い（種子散布工の併用により向上） | 低い（種子散布工の併用により向上） | 高い |
| 適用条件 | 地質 | 粘性土（土壌硬度 23mm 以下）<br>砂質土（土壌硬度 27mm 以下） | 粘性土（土壌硬度 23mm 以下）<br>砂質土（土壌硬度 27mm 以下） | 粘性土（土壌硬度 23mm 以下）<br>砂質土（土壌硬度 27mm 以下） |
| | 勾配 | 1：1.5 より緩勾配 | 1：1.2 より緩勾配 | 1：0.8 より緩勾配 |
| 備考 | | ・法肩や法尻等の境界では、樹木の成長による交通視距の障害を防止するための維持管理が増大しないような配植とする。 | ・法肩や法尻等の境界では、樹木の成長による交通視距の障害を防止するための維持管理が増大しないような配植とする。 | ・法肩や法尻等の境界では、樹木の成長による交通視距の障害を防止するための維持管理が増大しないような配植をする。<br>・植生基材は苗木の根鉢が覆われるまで吹き付ける。<br>・乾燥や貧栄養状態に耐性のある樹種を中心に選定する。 |
| 断面図の例 | |  |  |  |

### 6.4.3.5　植生工の設計

(1) 工法の選定

法面の表面を安定化させ、目標とする植物群落を形成することが可能な工法を選定する。植生工の選定に当たっては、主構成種となる植物の発芽、生育性等、植物材料に関する特性を十分に理解し、地域の気象、法面の土質、法面勾配、施工時期等を考慮した上で工種を設定する。また、地域の気象、法面の土質、法面勾配、緑化目標等から緑化基礎工の必要性を検討し、緑化基礎工が必要な場合には、その種類及び構造を設定する。

ｱ 植生工の検討

(ｱ) 使用する植物の性質と形態

植物材料の選定に際しては、使用する植物の種類と形態（種子・切芝・苗木等）の検討が必要となる。植物の種類は、その性質を理解して緑化目標が達成可能な種類を選定する。

目標とする群落が草地型のときは、草本類のみを使用する。植物の形態としては種子、切芝等を用いる。

目標とする群落が低木林型、高木林型のときは、木本類を主に導入する場合と、草本類を主に導入してまず草地群落を形成し、周辺からの木本の侵入による遷移を期待する場合がある。樹種の性質は先駆性樹種と極相樹種に大別され、先駆樹種と呼ばれるものは一般に日照条件の良いところで初期成長が早く、土壌条件が劣悪な場所でも旺盛に生育可能なものが多い。一方、シイ類やカシ類等の極相樹種と呼ばれるものは一般に初期成長が遅く、肥沃で厚い土壌を好み、日照条件の悪い環境でも生育できるが、土壌環境が劣悪な場所では生育困難なものが多い。導入する際の形態は、種子・苗木等に分けられ、施工適期、導入方法等が異なる。

なお、木本類を用いる場合には、「道路土工－切土工・斜面安定工指針」を参考にする。

(ｲ) 植物材料に関する留意点

播種工に使用する種子については、地域の環境条件を考慮の上、地域に生育する在来植物を優先することが望ましい。なお、選定に当たっては、国が作成する「我が国の生態系等に被害を及ぼすおそれのある外来種リスト」に加え、地方自治体による地域ごとの侵略的外来種リストがあれば確認することを原則とする。

また、市場で在来種として流通しているものには外国産のものがみられるが、外国産在来種の使用は地域生態系の遺伝的攪乱を招く可能性が指摘されていることから、植物材料の入手の際には注意が必要である。また、自然環境の保全に一層配慮する上では、地域性種苗や、在来種の種子を含んだ森林表土、周辺から飛来する種子を使用するのがよい。これらを利用する工法については「**6.4.3.6　植生工におけるその他の技術の活用**」に記載している。在来種や地域性種苗を利用する際には、事前の調査項目に植物材料確保の可能性の項目を盛り込み、場合によっては造成工事の前の段階で材料の確保、保存等の必要な手段を講じる。また、発芽率等、施工時まで不確定な事項に関しては、施工段階で種子配合等の設計の変更を検討する。

(ｳ) 植生工の種類の検討

植物の発芽・生育は、温度、水分、光量、肥料分等の影響を大きく受けるほか、木本類と草本類とでも性質が大きく違う。そのため、施工対象地の立地条件を十分に検討した後、最適な工種を選定することが重要である。



(ｴ) ソデ・マント植栽

自然林は、道路建設等で伐開されると林内に大きな影響を受けることが多いので、伐開する場合には、自然林への被害を最小限に抑えるために、事前に段階的な伐開をすることにより林縁群落を育成したり、林縁に保護植栽を行ったりして保護する。

ソデ・マント植栽とは、道路に面する部分の植栽帯を保護するために、林縁部に人工的にソデ・マント群落をつくることである。

ソデ・マント植栽によって、樹林帯への風の吹き込みや日照りの入り込みを緩和することにより、既存樹林帯の乾害や風害を緩和することができる。植栽形式は、一般的に、周辺環境との調和を考慮して樹種を選定し、中木、低木の２層により形成する。

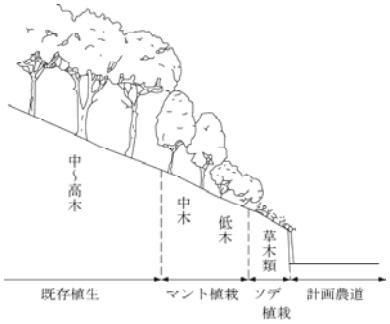
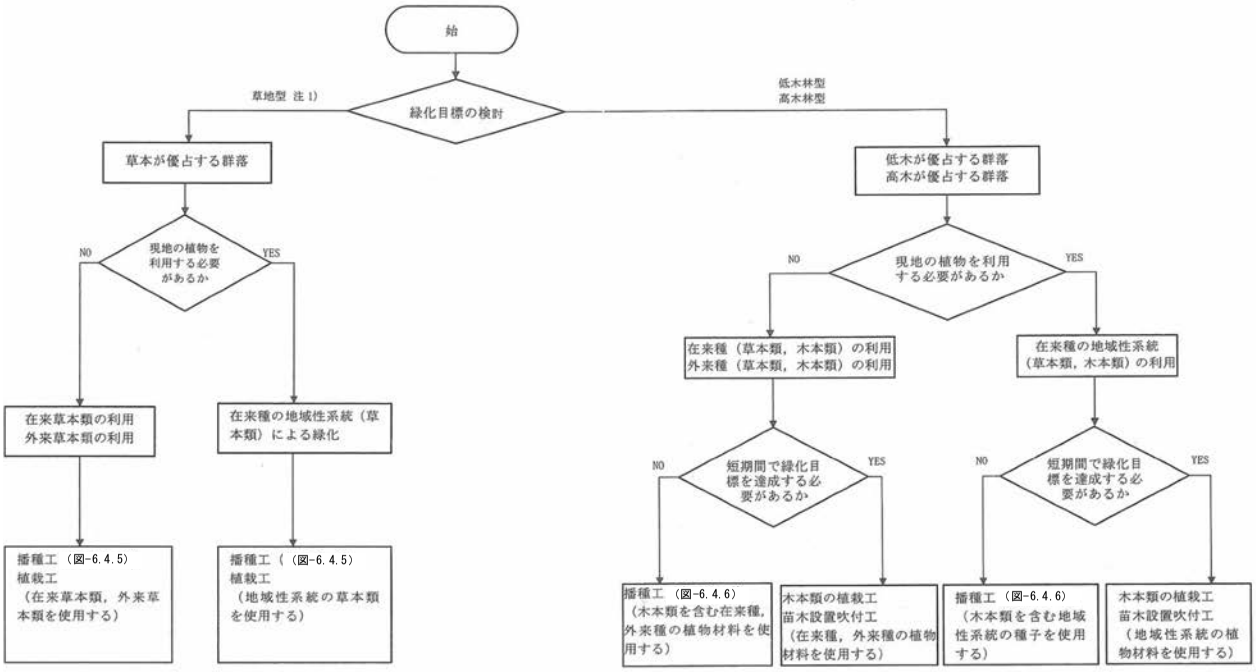



**図-6.4.6**　ソデ・マント植栽模式図

ｲ 緑化基礎工の検討

緑化基礎工は、目的や現場の状況に応じて**表-6.4.3** を参考に、上記で選定した植生工に適したものを選定する。その際、目標とする植物群落が成立した後も生育基盤を長期にわたり健全に保持できるものを選定するのが望ましい。

緑化目標及び植物材料を設定した上で植生工を選定する際のフローを**図-6.4.7** に示す。また、法面条件を基にした植生工の選定フローを**図-6.4.8**～**図-6.4.9** に示す。各工法の詳しい説明は**表-6.4.8** を参照されたい。必要に応じ、工法を組み合わせて施工することも検討する。その他、地域性系統を植物材料として使用する森林表土利用工や、再生資源を使用する資源循環型緑化工等に関しては「**6.4.3.6　植生工におけるその他の技術の活用**」を参照されたい。



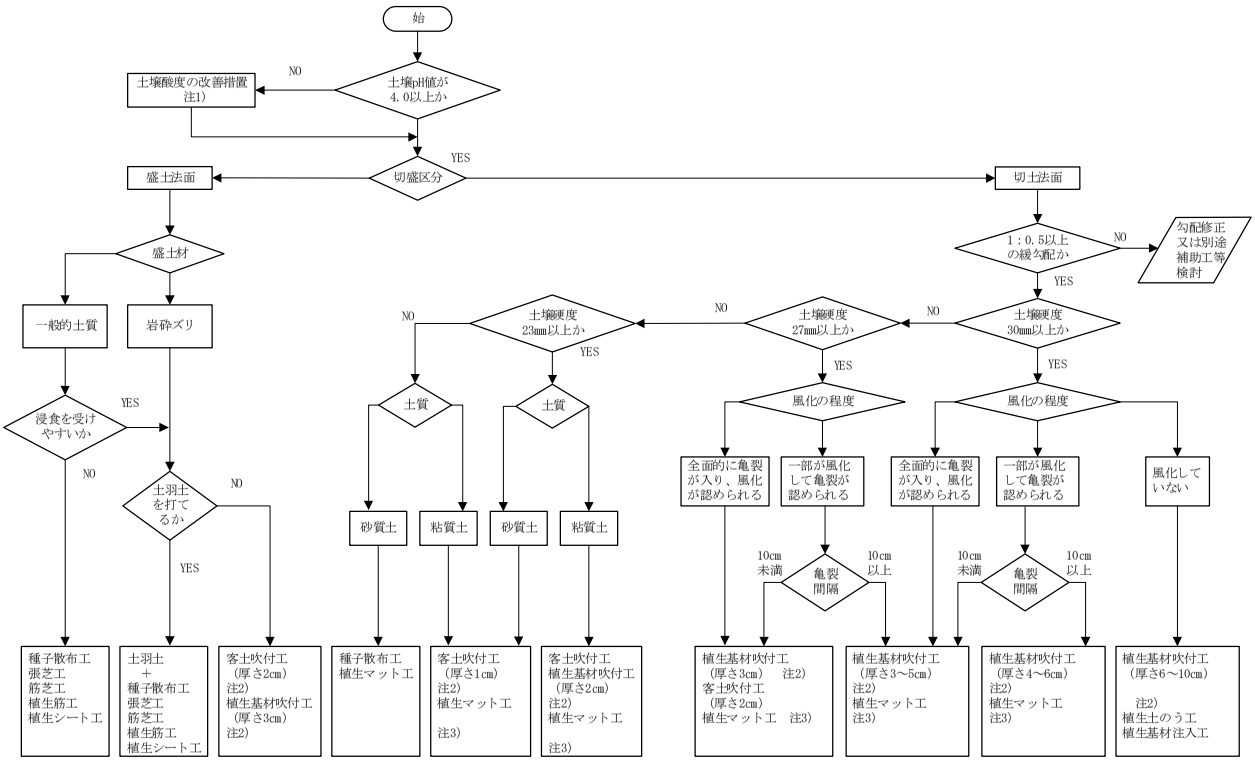

注 1）初期の目標を草本群落とし、長期間にかけて自然の遷移によって木本群落を形成する場合を含む。

図-6.4.7　植生工選定フロー（緑化目標及び植物材料からの選定）[2)]



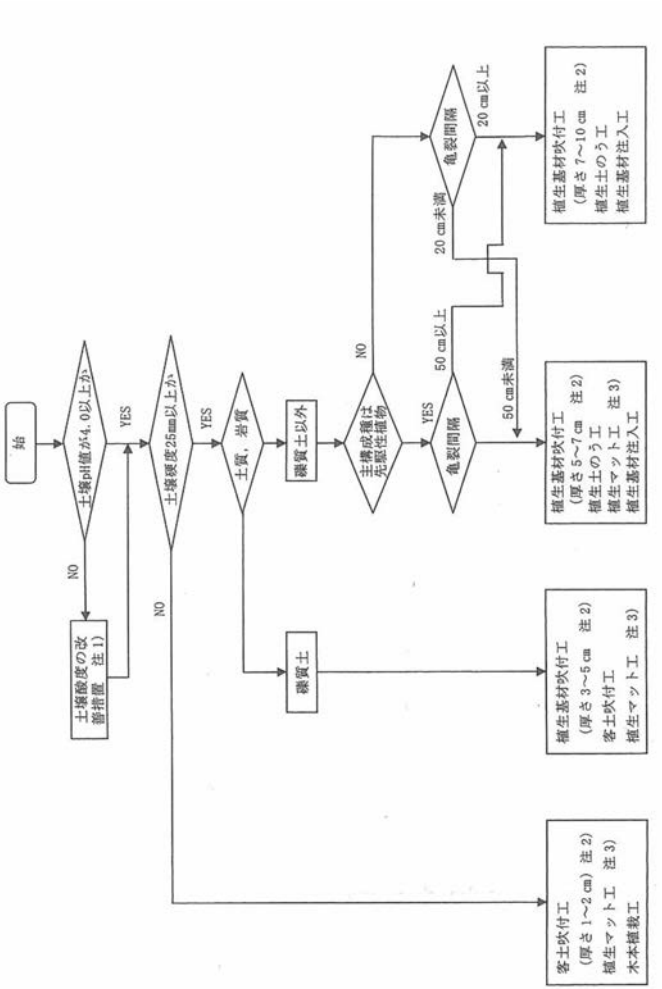







注 1）土壌酸度の改善措置が不可能な場合はブロック張工等の構造物工のみの適用を検討する。
注 2）吹付厚は緑化目標も考慮して決定する。
注 3）植生マットを適用する場合には、植生基材が封入されたもので、その機能が同条件での植生基材吹付工の吹付厚に対応した製品を使用する。

図-6.4.8　法面条件を基にした植生工の選定フロー（草本類播種工等）[2)]




注1）土壌酸度の改善措置が不可能な場合はブロック張工等の構造物工のみの適用を検討する。
注2）吹付厚は緑化目標も考慮して決定する。
注3）植生マットを適用する場合には、法面条件に対応した厚さの植生基材が封入されたもので、その機能が同条件で植生基材吹付工の吹付厚に対応した製品を使用する。

**図-6.4.9**　法面条件を基にした植生工の選定フロー（木本類播種工等）[2)]



(2)選定工法の設計

ｱ 播種工の設計

播種工の種子の配合は、使用植物の性状、施工の目的、地域条件等を加味した播種量によって、植生基盤の造成と草本類と木本類の混播の必要性を検討する。

具体的な設計方法は、「道路土工－切土工・斜面安定工指針」の記述等を参考とする。

ｲ 植栽工の設計

以下に、植栽工を行う場合の樹種選定、植栽方式、配植等について記述する。

(ｱ)樹種の選定

樹種植栽を行う目的は、他の植生工と同様に法面の侵食防止や表層崩壊の防止に加えて、自然環境や周辺景観との調和、地球温暖化の防止、野生生物の生息地の保全等である。法面条件に応じた計画的な配植を実施する必要があり、切土・盛土区分、法面勾配や土質等、立地条件と施工目的に応じて植栽する樹種を選定する。

(ｲ)植栽方式

植栽方式は、法面周辺環境を生活環境、農耕環境、自然環境等に分類して、法面の安定度、施工性、導入種の生育特性、経済性等を総合的に勘案して、成木を使用するのか苗木を使用するのかを検討する。

(ｳ)配植

法面条件が植栽可能な場合には、地球温暖化防止を始めとした地球規模の環境保全に寄与するために、樹林化を行うことが望ましい。ただし、経済活動や周辺地域に対する日照被害等の問題が懸念される場所においては、施工後の植生管理のことを考慮して低木を主体とした配植を選定することが望ましい。また、盛土法面の境界近くに植栽された高木は、剪定等の頻繁な植生管理作業が必要となるほか、道路が隣接する場合には交通視距や建築限界において障害となるため、十分に余裕を確保することが必要である。野生動物の生息が確認された場合には、身を覆い隠せる植生が連続するよう配植して、動物が移動しやすいように配慮することが望ましい（**図-6.4.10**）。

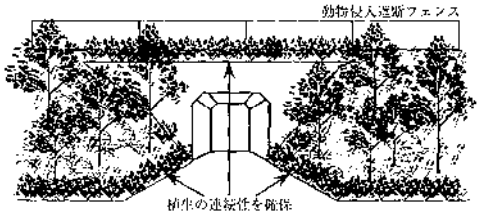



**図-6.4.10**　野生動物の移動経路を確保するための植栽[2)]

(ｴ)併用工

法面の安定度、施工性、導入する樹木の特性、経済性等を総合的に勘案して播種工の併用を検討する。

ｳ 肥料設計

植物によって必要とする養分は異なるので、使用する肥料成分を間違うと、目標とする植物群落が形成されないことが多い。一般に、木本類を主構成種とする植物群落を目標とする場合、混播した草本類の初期成長を抑制し、木本類を成長させるためには、N（窒素）分の少ない肥料がよく、比較的早い時期に草本類の繁茂を必要とする場合にはN（窒素）＞P（リン酸）＞K（カリウム）の成分比を有する肥料がよい。

草本類の播種を行う場合で、植生基材が長期間安定しない工法では速効性の高度化成肥料がよいが、流亡しにくく、肥料成分を含む植生基材吹付工等では緩効性肥料の方がよい。

それぞれの施肥量については、肥料の成分含有量や流亡性、速効性等にもよるが、一般には植生基材1 $m^3$に対して2～4 kg吹付厚3 cm未満の場合は1 $m^2$当たり50～100g程度に設定する。

ｴ 生育基盤を形成する材料

植生工に使用する材料は、それぞれの使用目的を十分理解した上で、植物の発芽、生育に有害な物質を含まないもので、品質が保証されているものを使用する。なお、各々の材料の品質については、「道路土工－切土工・斜面安定工指針」を参考とすること。

ｵ 法面の維持管理における点検箇所に対する配慮

法面の定期的な点検箇所が設定されている場合には、点検時に通行の障害とならないように、通路や階段、はしごの設置箇所に防草シートを設置する等、植物の繁茂を調節する配慮を植生工の設計時点で行う。

### 6.4.3.6　植生工におけるその他の技術の活用

植生工は、前述した技術以外に施工場所に存在する植物材料を利用する工法として、現地の森林表土中の植物体を利用する森林表土利用工と、法面に自然に飛来する種子を積極的に利用する自然侵入促進工等が開発されている。その他、現場で発生する伐採木や、下水汚泥を主体として高温発酵させた発酵下水汚泥コンポスト等を植生基材として活用する資源循環型緑化工がある。これらの工法は、主に客土吹付工や植生基材吹付工の材料として利用するものである。また、植穴の掘削が困難な法面において植生土のう工と植栽工の組合せにより効率よく苗木植栽を行う袋客土工等の施工法がある。

これらの技術は、自然環境の保全、環境負荷の低減、資源循環を実現する上で重要性が増しているが、採用に当たっては、法面保護機能や、発芽・生育特性等に関する従来の施工法との相違を十分認識しておく必要がある。

これらの工法については、以下に紹介するが、詳細は「道路土工－切土工・斜面安定工指針」を参照する。

ｱ 森林表土利用工

森林表土利用工とは、森林表土中の種子や根等の植物体を表土ごと採取し植物材料として利用する工法の総称である。この工法の特徴は、施工地域に存在する植物を利用できることであり、施工場所又はその近隣の森林で採取した表土を用いる。地域生態系に対する遺伝的攪乱を引き起こさない等の利点がある反面、現時点では、外来種を用いる手法と比べて耐侵食性が低い、初期の被覆速度が遅い、生育する植物の予測が付きにくい等の技術的課題が存在する。また、施工後1、2年目のうちはセイタカアワダチソウ等の外来種が繁茂する可能性があり、



一般に望まれない種が生育する可能性もある。施工後に生育する植物が正確に予測しにくいため、施工後に望まない植物が繁茂する等の状態が生じた場合には、植生管理において検討する。

ｲ 自然侵入促進工

自然侵入促進工は、周辺植生から法面に飛来する種子等で緑化する工法である。周辺から飛来する種子で緑化することから、緑化の速度が著しく遅い、初期に成立する植物群落を予測しにくい等の特徴がある。施工例としては、肥料袋を付けたネットを設置する方法、種子を混入しない植生基材を吹き付ける方法等がある。

ｳ 資源循環型緑化工

資源循環型緑化工とは、現地や周辺地域等で発生した廃棄物等を循環資源として加工し、法面緑化工の主材料として活用する緑化工の総称である。したがって、正確にいえば将来のバーク堆肥等を主材料とした植生基材吹付工や客土吹付工等も資源循環型緑化工に含まれるものである。

近年、資源循環型緑化工では、現場で発生する伐採木等の建設副産物を利用する方法や、下水汚泥を主体として高温発酵させた発酵下水汚泥コンポストや貝殻粉砕物等を利用する方法が開発されている。

ｴ 植生土のうを利用する植栽工

この工法は、植栽用に高機能化した土のうを法面に設置し、苗木の生育基盤として利用するものであり、植穴を掘削して苗木を導入することが困難な法面において効率よく苗木植栽を行う工法である。そのため、従来は植栽が困難であった場所でも、容易に施工できる点に特徴がある。この工法には、以下に示す袋客土工やユニット苗工等の手法がある。植生土のうを利用する植栽工の成績判定の目安は植栽工に準ずるが、山採り苗や支給苗の場合には再施工の対象とするか否かは十分に検討する必要がある。ただし、この工法の採用には、播種工等により、法面の風化、侵食に対する耐性を確保することが前提となる。

(ｱ) 袋客土工

袋客土工は培土を充填した袋に苗木を植え付けて植栽箇所に設置する手法である。

植生土のうに苗木を植え付けて法面に設置する袋客土工では、植生土のうの客土充填と苗木植え付け作業は現地で行う。苗木は市販のコンテナ苗、山採り苗のいずれも使用が可能である。

(ｲ) ユニット苗工

ユニット苗工は、培土を充填した袋で育成した苗（ユニット苗）を、法面等の植栽地に釘又はアンカーピン等で固定する手法である。ユニット苗は、袋・培土・苗が一体（ユニット）化しており、このユニットを植栽箇所に固定するだけでよく、培土を袋に詰めたり、苗を植え込んだりする手間が不要である。

### 6.4.4　構造物工

#### 6.4.4.1　構造物工の目的と工種選定

構造物工による法面保護は、法面の侵食や風化及び表層の滑落や崩壊を防止する等、法面の永続的な安定を図ることを目的とし、無処理では安定を確保できない法面のうち、次のような法面に用いる。

① 法面緑化工が不適な法面

② 法面緑化工だけでは侵食等に対して長期安定が確保できないと考えられる法面

③ 表層の滑落、崩壊、落石等の不安定化が発生するおそれがある法面

切土によって出現した法面は、時間経過とともに応力解放による緩み、風化、侵食、浸透水の影響等により不安定化するため、迅速かつ確実に安定化させることが重要である。構造物工は、標準法面勾配を確保できず、植生による法面保護のみでは対応できない場合に道路走行車両の安全かつ円滑な交通を確保し、法面の永続的な安定を図ることを目的に実施する。

構造物工は、風化、侵食、岩盤はく離、表層崩壊等の発生を除去又は軽減する目的や、岩塊・土塊の崩落・崩壊の防止及び安定を図る目的で実施するもので、安定を図る場合では、法面勾配を一部急にして、地山の改変量を減少させることに使用することもある。工種の選定に当たっては、切土部の調査により明らかになった地山条件や切土条件を考慮して、「**6.4.2　法面保護工の選定**」により、不安定要因に対応する機能を有する工種や、法面での適用箇所等を考慮して適切な工種を選定しなければならない。

また、構造物工は、周辺の環境・景観との連続性及び構造物自体の安定性を確保するとともに、圧迫感を軽減することが必要で、植生工と併用して周辺と調和させたり、質感等に配慮したりすることが望ましい。緑化基礎工として構造物を検討する場合があるが、詳細については「**6.4.3.5　植生工の設計**」を参照されたい。

#### 6.4.4.2　構造物工の設計

構造物工は、法面の侵食、表層滑落、崩壊、落石の安定対策として用いられるが、設計に当たり、発生予測規模、範囲や環境への影響の大きさ等の調査結果を反映する必要がある。風化、侵食、岩盤はく離、表層崩壊等の発生を除去又は軽減する目的で構造物工を設計する場合は、一般に経験的手法によって使用材料、形状寸法や必要な品質等を決定する場合が多い。また、岩塊、土塊の崩落、崩壊の防止及び安定を図る目的で設計する場合には、調査結果に基づいた崩壊の深さや荷重等を設定し、その荷重に対抗できるように構造物の使用材料、形状寸法、構造物断面や必要な品質等を設計するのが一般である。

また、法面の崩壊には表流水や地下水等の作用が原因となることが極めて多く、法面に湧水がある場合や、法面に流下水が集まる場合等は、法面排水工の併用が必要である。

以下に**表-6.4.1**で示す主な構造物工の設計の考え方について示す。なお、施工に当たっての留意点は、「道路土工－切土工・斜面安定工指針」等関連図書を参照する。

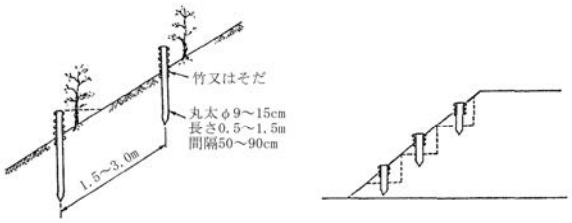
(1)柵工

柵工は、植物が十分に生育するまでの間、法面表面の土砂流失を防ぐために用いられることが多く、生育基盤を保持する目的でも用いられるほか、緑化基礎工としての機能がある。法面に金属杭や木杭等を打ち込み、これにそだ、竹又はプラスチック製のネット等を組み込んで施工する（**図-6.4.11** (a)参照）。最近では、金属やプラスチック製のネットであらかじめ製品化された柵



を設置する方法や、杭に風倒木や間伐材を利用する方法が用いられている。木杭の場合の長さは50～150cm、径は9～15cm、間隔は50～90cm程度、柵の間隔は1.5～3.0m程度が一般的に用いられている。杭の角度は鉛直又は法面に対しての垂線と鉛直線との中間角までがよい。また、木杭は将来腐朽が考えられるのでその機能は永続的ではない。よって、周辺条件により木本類による植生遷移が進みにくい箇所には、播種、苗木植付け等により木本類を導入し、樹木の根系のもつ土壌緊縛効果により、法面保護の機能の永続性を確保する必要がある。

なお、盛土に柵工を設置する場合は、**図-6.4.11** (b)に示すように規定の断面まで十分締め固めた後、盛土下部から段切りを行いながら施工し、柵を設置した後は土羽土を埋め戻し、ランマ等で十分締め固める。




(a) 柵の一部を表面に出す場合　　(b) 段切による柵工の設置

**図-6.4.11　柵　工**[2)]

(2)プレキャスト枠工

プレキャスト枠工は、降雨等による侵食の防止や緑化基礎工としての機能がある。また、最近では大型のプレキャスト枠も開発され、グラウンドアンカー工等の支承構造物として使用されるものもある。

プレキャスト枠工は、一般に侵食されやすい切土・盛土法面や標準法面勾配でも状況により植生が適さない箇所、あるいは植生を行っても表面が崩壊するおそれのある場合に用いられ、1：1.0より緩やかな勾配の法面に適用される。

枠内処理は、一般に客土工＋種子散布工や植生土のう工が用いられ、湧水が多い場合には石張り工等が用いられている。

プレキャスト枠工には、プラスチック製、鉄製、コンクリートブロック製等があるが、耐久性等の観点からコンクリートブロック製が多く用いられている。なお、寒冷地域等で凍上による法枠の浮き上がりが懸念される場合には、プレキャスト枠を使用しないことが望ましい。

コンクリートブロック枠工では、枠の交点部分にはすべり止めのため、長さ50～100cm程度のアンカーバー等を設置し（**図-6.4.12**参照）、枠内は良質土で埋め戻し、植生で保護することが望ましい。

勾配が1：1.2より急な切土法面において、かなりの湧水がある場合、枠内が土砂詰めで良質土が得られない場合、植生では流出するおそれのある場合等には、枠内に石張りやコンクリートブロック張り等を行う。景観を重視する場合は、栗石等の間隙に肥沃土を充填したり、客土吹付工や植生基材吹付工を併用したりして緑化を図ることもできる。

詳しくは「のり枠工の設計・施工指針（改訂版）」を参照されたい。

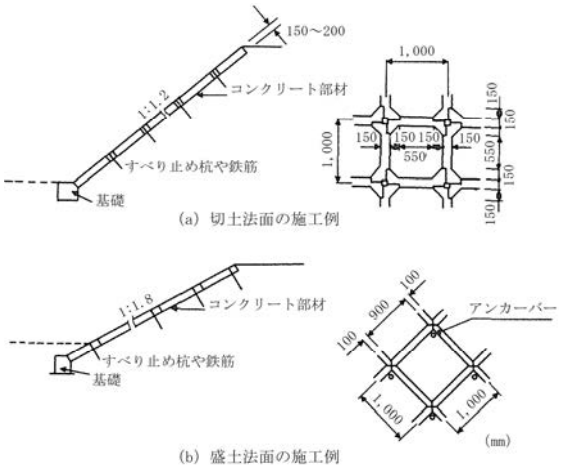



図-6.4.12　コンクリートブロック枠工の例[2)]

(3)吹付枠工

吹付枠工には、岩盤はく離防止、表層崩壊防止のほか、緑化基礎工としての機能がある。また、グラウンドアンカー工の支承構造物として使用される場合もある。

吹付枠工は亀裂の多い岩盤法面や、早期に保護する必要のある法面に多く用いられ、標準的な機能は現場打ちコンクリート枠工と同様であるが、これらと比較して施工性がよく、凹凸のある法面でも施工でき、法面状況に応じて各種形状の枠の選定が可能である。

吹付枠工は、出来形が矩形や欠円形、型枠が金網や簡易な金属型枠等、幾つかの形状や施工法（**図-6.4.13**、**図-6.4.14** 参照）がある上、部材寸法を変えることも可能である。

また、グラウンドアンカー工や地山補強土工との併用等により、多様な現地条件に適合できるが、各々の特徴及び他工種との経済性、施工性、機能等を比較検討して決定する必要がある。

吹付けの配合は、施工性や耐久性等の性能を満足する範囲で、圧縮強度が設計基準強度で18N/mm$^2$以上となるように、水セメント比をできるだけ小さくすることを原則とする。最近は、コンクリートと比較してリバウンドロスが少なく、はね返った材料が新たに吹き付けられた材料に巻き込まれるおそれがない、配筋材と型枠材との隙間でジャンカが生じにくい等、品質管理の観点からモルタルでの施工が多い。

詳しくは、「吹付けコンクリート指針(案)[のり面編]」((公社) 土木学会)、「のり枠工の設計・施工指針（改訂版)」を参照されたい。



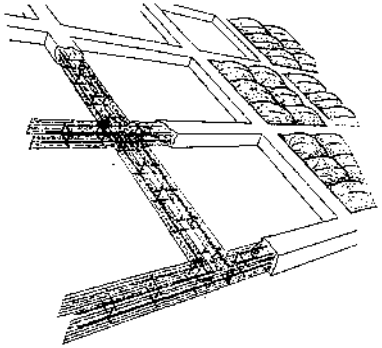


図-6.4.13　矩形の吹付枠工の例[2)]

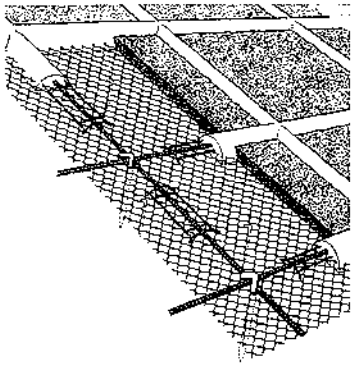


図-6.4.14　欠円形の吹付枠工の例[2)]

(4)現場打ちコンクリート枠工

現場打ちコンクリート枠工は、主に岩盤はく離防止、表層崩壊防止のほか、緑化基礎工としての機能がある。また、グラウンドアンカー工の支承構造物として使用される場合もある。

現場打ちコンクリート枠工は、湧水を伴う風化岩や長大法面等で、法面の長期にわたる安定が危惧される箇所、あるいはコンクリートブロック枠工等では崩落のおそれがある箇所に用いる。また、節理、亀裂等のある岩盤でコンクリート吹付工等では浮石を止めることができない場合にも、支保工的な機能を期待して適用されることがある。

枠は鉄筋コンクリートの現場打ちとし、枠内は状況に応じて石張り、ブロック張り、コンクリート張り、モルタル吹付けあるいは植生等により保護する。

現場打ちコンクリート枠工は、コンクリートブロック枠工に比べ鉄筋が連続した梁構造となっているため、曲げに対しても強い。標準的な形状寸法としては、部材断面は 0.3m×0.3m～0.6m×0.6m 程度の矩形で、部材間隔は部材編の５～10 倍の範囲のものが多く、格子状に用いられている（**図-6.4.15** 参照)。

法面の状況に応じて、枠の交点部分にはすべり止めのアンカーバーを設置する。特に、寒冷地域において部材の断面寸法が 0.3m×0.3m 程度以下の法枠を使用する場合には、凍上による法枠の浮き上がりが懸念されることもあるので、既往の施工例等を参考に適用性を検討することが必要である。

また、枠には対象地の地質によって、法面を掘り込んで設置する方法と、法面上に設置する方法とがある。

詳しくは「のり枠工の設計・施工指針（改訂版）」を参照されたい。

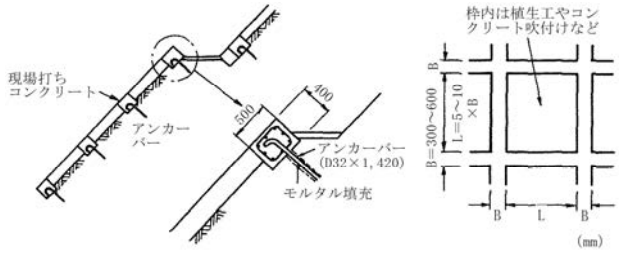



図-6.4.15　現場打ちコンクリート枠工の例 [2)]

(5)擁壁工

擁壁工は、切土や盛土等の土工計画で用地の制限や地形等の制約により、標準的な法面勾配では安定を確保できない場合等に検討され、作用する土圧に抵抗する機能を有している。

主に土圧が作用するおそれのある箇所や、多量の湧水や流下水による法面・斜面の崩壊のおそれがある箇所等で使用され、様々な現場条件に対応した多用な構造形式がある。

詳細については、「10.1　擁壁」を参照されたい。

擁壁工の環境・景観への対応は、擁壁の一部にポケット状の植栽地を設けて、そこにつる植物を植栽する方法等があるが、地山からの水分・養分の供給が期待できず、導入した植物が衰退し裸地化する等の危険性が高いため、検討に当たり植生基盤の厚さや導入植物の選定に十分注意する必要がある。最近では、連続長繊維補強土擁壁を採用して表面を全面緑化する方法や、法面緑化を考慮したブロック（図-6.4.16 参照）もあるが、水分や養分の供給等の面で維持管理に注意を要する。

なお、井桁組擁壁では、井桁の横桁の間隙に客土し、そこに植栽することで修景緑化が可能である。この場合、草本類のみでは桁の部材を遮蔽することは困難であるので、低木程度の木本類を導入することが望ましい。

ただし、井桁は法面からの排水を図ることを目的とした構造であるため、客土や植栽によってその機能が損なわれないよう配慮する必要がある。



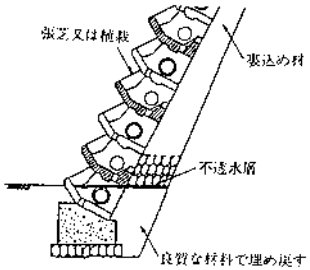



図-6.4.16　緑化ブロックの例 [2)]

(6)連続長繊維補強土工

連続長繊維補強土工は、軽微な土圧に対抗する吹付枠工や擁壁工の代替として、吹付けによる連続長繊維を混入した補強土と、その表面を植生基材吹付工等で全面緑化することにより、自然の改変を最小限にとどめることが可能であるほか、緑化基礎工としての機能がある。施工例を、図-6.4.17 に示す。また、後述するグラウンドアンカー工や地山補強土工との併用で地山の安定を図り、表面を全面緑化することにより景観性向上を図ることもできる。切土法面から自然斜面まで、様々な現場条件に適用可能な環境配慮型の補強土吹付工法である。

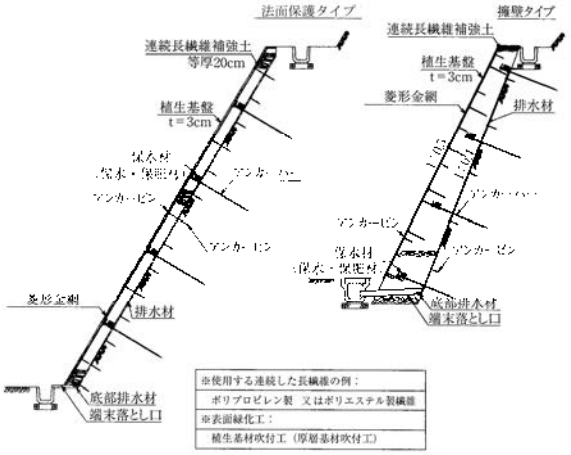



図-6.4.17　連続長繊維補強土工の例 [2)]

(7)杭工

杭工は、比較的大きな抑止力を有する工法で、法面・斜面のすべり崩壊の抑止機能を有しているため、基礎が強固で移動土塊に対し十分対抗できるような地点で施工することが望ましい。

法面・斜面上部の土塊に対しては、杭の抑止効果の及ぶ範囲に限界があり、杭を二段以上に設置したり、あるいは他の工法との併用を考慮したりする必要がある。

ただし、傾斜が急な法面や斜面では杭背面（谷側）の受動抵抗が十分には期待できないことがあるので注意を要する。

詳細については、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　計画「農地地すべり防止対策」を参照されたい。

(8)グラウンドアンカー工

グラウンドアンカー工は、法面・斜面において岩盤に節理、亀裂等があり、崩落又は崩壊するおそれがある場合、比較的締った土砂の法面や斜面で崩壊のおそれがある場合等に抑止力を付与する目的で用いられる。また、グラウンドアンカー工は仮設土留め壁の支保工として用いられることもある。

グラウンドアンカー工は、現場打ちコンクリート枠工、吹付枠工、コンクリート張工、擁壁工等の他の工法と組み合わせて使用される（**図-6.4.18** 参照）。最近では独立大型受圧板を使用する場合もある。

グラウンドアンカー工は一般に**図-6.4.18** に示すように、アンカー体、引張り部及びアンカー頭部から構成される。

なお、設計に当たっては、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　計画「農地地すべり防止対策」等関連図書を参考にするとよい。

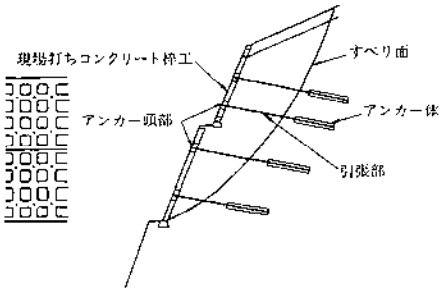



**図-6.4.18**　グラウンドアンカー工の例（現場打ちコンクリート枠工との組合せの例）[2)]

(9)地山補強土工

地山補強土工は、地山に挿入された補強材によって法面や斜面全体の安定度を高め、比較的小規模な崩壊防止、急勾配法面の補強対策、構造物掘削等の仮設法面の補強対策等で用いられる。地山補強土工は、**図-6.4.19** に示すように、鉄筋等の補強材を地山に挿入し、切土による自然の改変を最小限にとどめ、地山を急勾配で切土する場合や構造物を設置する際の仮設への適用等、多様な条件下で様々な工法と組み合わせて用いられている。



補強材を地山に挿入するタイプの地山補強土工には、極限つり合い法、擬似擁壁工、２ウェッジ法等の設計法や施工方法等の違いにより種々の工法が提案されているが、ここでは施工実績が多い高速道路の斜面安定で用いられている極限つり合い法による工法の一つを参考に示す。

なお、設計に当たっては、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　計画「農地地すべり防止対策」等関連図書を参考とする。

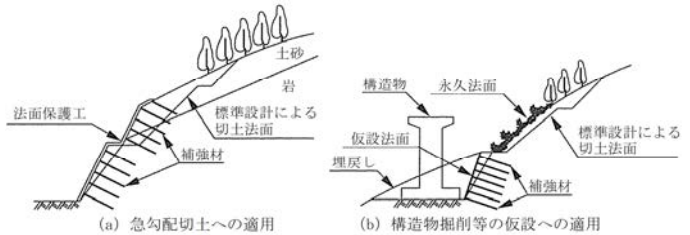



**図-6.4.19**　地山補強工の例（鉄筋挿入工の適用例）

(10)かご工

かご工は、機能、形状や設置方法等により、以下に示すじゃかご工、ふとんかご工、かごマット工に区分される。

じゃかご工は、多量の湧水や表流水による法表面の侵食及び凍上を防止する機能があり、主として法面表層部の湧水処理、表面排水、凍上防止等に用いられる。

ふとんかご工は、じゃかごの機能と土圧に抵抗する機能を有しており、湧水箇所や地すべり地帯における崩壊後の復旧対策工等に用いられ、法面工というよりはむしろ土留め用として使用される場合が多い。

かごマット工は、ドレーンかごや特殊ふとんかごとも呼称され、景観性向上や法面・斜面の表層安定対策として用いられる。柔軟性に富んだ金網を連続した一体構造として金網内に小径の砕石を詰めることで、湧水と凍結融解作用が顕著な法面・斜面全体に用いられる場合が多い。

かご工では、湧水の多い場合に集めた水を速やかに排水できるように留意するとともに、法面・斜面からの流出土砂によってかごが目詰まりを起こすおそれのある場合には、周囲を砂利等で保護する。

かご工の一般形状例を**図-6.4.20** に示す。

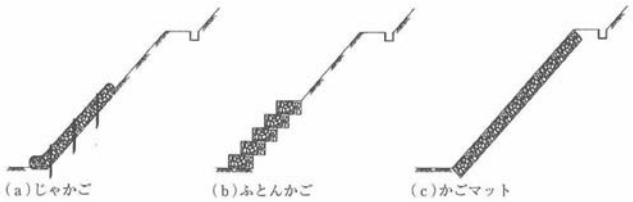



**図-6.4.20**　かご工の一般形状例 [2)]

かご工における環境・景観への対応は、主要材料が自然石であり大規模な施工も少ないため、修景緑化を行わなくても違和感を生じることは少ない。

緑化する場合は、局所的に客土を行い樹木やツル植物等を植栽する方法が考えられるが、排水の促進を目的としているため、植栽に際しては客土や植栽が排水の障害とならないよう注意が必要である。

(11)モルタル・コンクリート吹付工

モルタル・コンクリート吹付工は、岩盤の風化防止、雨水等の地山への浸透による侵食や崩壊の発生防止・緩和、小規模な落石防止等の機能がある。

モルタル・コンクリート吹付工は、風化しやすい岩盤、風化してはく離又は崩壊するおそれのある岩盤、切土した直後は堅固でも、表面からの浸透水により不安定になりやすい土質等に用いられる。

吹付厚は、法面の地質状況や凍結深等の立地条件を考慮して決定するが、一般にモルタル吹付工の場合は８～10cm、コンクリート吹付工の場合は 10～20cm を標準とする。ただし、繊維補強材の混合により補強された吹付工の吹付厚はこの限りではないが、使用に当たっては適用条件や施工条件等の十分な検討が必要である。なお、寒冷地域等気象条件の厳しい地域におけるモルタル吹付工の吹付厚は 10cm 以上必要である。

吹付配合は、過去の実績や経済性等を考慮して決定するが、一般にセメントの使用量は 360～420kg/m$^3$ の範囲、水セメント比は 45～60％の範囲が多い。モルタルやコンクリートの圧縮強度については、一般に 15N/mm$^2$ 以上を目安にする。

なお、吹付用の細骨材に関しては、細粒分が多すぎると所要強度を得るための使用セメントが多くなるので、細粒分を多く含まない良質な細骨材（粗粒率 2.5～3.1 程度）を用いて耐久性を確保することが重要である。

施工後の湧水の処理は難しいので、湧水が懸念される場合は極力開放型の工法を用い、モルタル吹付工等の密閉型の工法は避けることが望ましいが、やむを得ない場合は、吸出し防止材や暗渠排水管等を使用した湧水処理、又は水平排水孔や地下排水溝等の適切な排水工を設計する必要がある。

吹付けに先立ち、法面の浮石、ほこり、泥等を人力又は水・空気圧により清掃した後、一般に菱形金網を法面に張り付けて凹凸に沿いアンカーピンで固定するが、凹凸の少ない場合には溶接金網を用いることもある。(**図-6.4.21** 参照)。アンカーピンの数は１m$^2$ に１～２本を標準とする。勾配が急で吹付厚が厚い場合、法面の凹凸が著しい場合等は、必要に応じてアンカーピンやアンカーバーの本数を増やすことが望ましい。

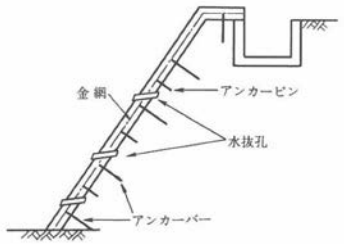



**図-6.4.21**　モルタル・コンクリート吹付工の例[2)]



吹付面には原則として水抜き孔を設置する。水抜き孔は、標準として直径 40～50mm 程度で２～４m$^2$ に１個以上の割合で設置する。法肩の処理は地山まで完全に巻き込むように吹き付ける。また、施工面積が広く平滑な場合には、10～20m に１か所の割合を目安として伸縮目地を設けることが望ましい。また、吹付厚が 15cm 以上でずり落ちが懸念される場合には、必要に応じて金網の下に鉄筋を配置する等、適切な対応が望ましい。

(12)石張工、ブロック張工

石張工、ブロック張工（コンクリート版張工を含む。）には、法面の風化、侵食等の防止機能があり、1：1.0 以下の緩勾配で粘着力のない土砂、泥岩等の軟岩、崩れやすい粘性土等の法面に用いる。また、法面勾配を標準より急にする必要がある場合や、オーバーブリッジの埋戻し部、盛りこぼし橋台の前面の保護等にも用いられる。

使用する石材、ブロックの控長は法面勾配と使用目的に応じて定める。(標準値は**表-6.4.9 を**参照)

石張工、ブロック張工は、直高は５m 以内、法長は７m 以内で、できる限り緩勾配で用いることが望ましい。特に、雑石張りを行う場合は、勾配は１：1.5 より緩やかにし、直高５m 程度までが好ましい。

平版ブロック張工は、法長が短く勾配の緩やかな箇所に用いる。

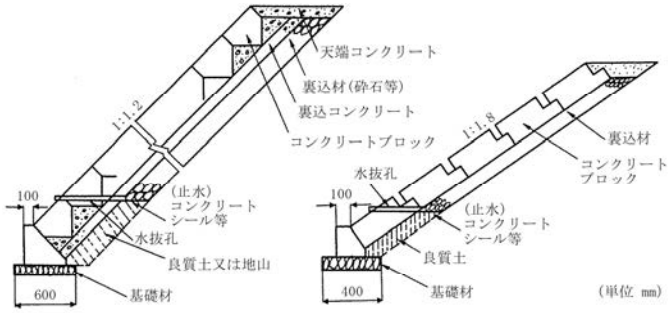
コンクリート版張工は、ずり落ちや浮き上がり防止のため、枠工を併用することが多く、枠間隔は４～６m 程度が多い。

**表-6.4.9**　法面勾配と控長[2)]　（単位：cm）

| 箇所／種別 ＼ 法面勾配[注1)] | 一般の法面保護 | | | 特殊箇所の法面保護（オーバーブリッジの埋戻し、盛りこぼし、橋台前面等） | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 石張り | ブロック張り | コンクリート版張り | 石張り | ブロック張り | コンクリート版張り |
| 1.0～1.2 | 35～25[注1)] | 35 | 20 以下 | 35 | 35 | 20 以下 |
| 1.2～1.5 | 35～25[注2)] | 35 | 20 以下 | － | 35 | 20 以下 |
| 1.5～1.8 | 25 以下 | 12 以下 | 20 以下 | － | 18 以下 | 20 以下 |

注１）勾配が１：1.5 より急な場合は直高５m 以下の法面に適用する。
注２）石張りの控長 25cm は玉石を用い、直高３m 以下の法面に適用する。

湧水や浸透水のある場合には、背面の排水を良好にするため、栗石又は切込砕石を用いて裏込めをしなければならない。その場合の裏込めの厚さは 20cm 程度とする。水抜孔は直径 50mm 程度で、標準的には２～４m$^2$ に１個の割合で設け、湧水の多い箇所には数を増やす（**図-6.4.22** 参照)。十分な排水処理（暗渠排水や防止マット等）を施した後に、石張りを行うべきで、これを怠ったため崩壊した例が多く見られる。




(a) 切土法面における例　　(b) 盛土法面における例

図-6.4.22　コンクリートブロック張工の例[2)]

(13) コンクリート張工

コンクリート張工には、法面表層部の崩壊防止、土砂の抜け落ちのおそれのある箇所の土留め、岩盤はく落防止機能がある。

コンクリート張工は、コンクリート擁壁工とモルタル・コンクリート吹付工との中間に位置付けられ、原則として土圧等の作用しない箇所に用いる。長大法面、急勾配法面では、金網又は鉄筋を入れるとともに、すべり止めのアンカーピン又はアンカーバーを付けることが望ましい。

一般に、1：1.0 程度の勾配の法面には無筋コンクリート、1：0.5 程度の法面には鉄筋コンクリート張工や H 型鋼等で補強したコンクリート張工、等圧とした場合は 20～80cm が多く用いられている。コンクリート張工は、最小 20cm 程度の厚さが必要である。すべり止めのアンカーピン又はアンカーバーは 1 ～ 2 $m^2$ に 1 本の割合で設置し、打ち込み深さはコンクリート厚さの 1.5～2.0 倍が多く施工されているが、地質状態により崩壊や抜け落ち等を防止する等、目的に応じて適宜に長さを決定することが重要である。

アンカーピン、アンカーバーの長さは、地質状況や凍結の有無等を勘案して決定される。地質が良好な場合や凍結がない場合は、短尺のものが使用される。一般に、アンカーピンは 15～40cm、アンカーバーは 30～150cm 程度のものが使用されていることが多い（**図-6.4.23** 参照）。

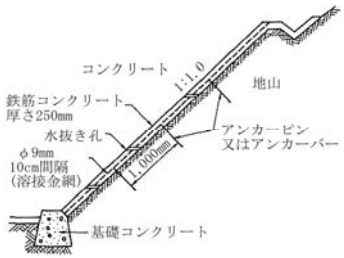



図-6.4.23　コンクリート張工の例[2)]



## 6.5　斜面崩壊対策

### 6.5.1　斜面崩壊対策の対象とする現象と基本的考え方

斜面崩壊対策で対象とする現象は、斜面表層部の土砂が崩壊する形態とし、以下に示す①～③に基本的考え方を示す。

① 調査により崩壊のおそれのある斜面において、想定される規模や発生の可能性、被災の程度を考慮して、斜面崩壊対策を実施する。なお、基岩から崩壊するような深い斜面崩壊が予想される場合は、切土工で対処するか、地すべり対策に準じる対策を行うこととなるので、「6.3 切土法面の設計、6.4 法面保護工」や土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 計画「農地地すべり防止対策」を参照することとし、構成材料が岩であるような斜面の表層部の崩壊は「**6.6　落石対策**」を参照のこと。

② 多数の崩壊危険地に全ての対策工を設置するまではかなりの期間が必要であるため、緊急度の高い箇所を優先的に実施し、段階的に対策を行うことで安全度を向上させることを基本とする。この場合、未対策の箇所や、崩壊の危険が小さいと判断された箇所からの崩壊が発生する可能性もあるため、豪雨時には通行規制等の手段を活用する。

③ 大規模な自然斜面、特に法面の背後斜面に発生した崩壊の場合、崩壊の発生位置と道路との間の比高差が大きく、崩土の運動エネルギーが大きくなる。よって、対策工の規模や設計外力が非常に大きくなり、対策工のみでは対処し得ない場合も多い。この場合には通行規制等により対処することが必要となる。対策工の位置・範囲や規模又は設計外力は、十分な調査により推定された崩壊範囲や規模をもとに決定しなければならない。

### 6.5.2　斜面崩壊対策工

斜面における崩壊対策工は予防工と防護工に大別される。

予防工とは崩壊発生源に行う対策で、斜面の風化・侵食を抑制したり崩壊発生を抑止したりする工法である。予防工の種類は法面保護工の工種に準じる（**表-6.4.1** 参照）。防護工は崩壊により発生した崩土の運動を停止させたり、その方向を変化させたりして道路や通行車両を防護する工法である。防護工には、待ち受け擁壁工と土砂覆工がある。

なお、待ち受け擁壁工では、擁壁天端に落石防護柵を併設する場合が多い。

#### 6.5.2.1　予防工

予防工の工種と選定は「**6.4　法面保護工**」に準じるが、谷止工等を用いることもある。切土を行う場合は、切土工の標準勾配「**6.3　切土法面の設計**」に準じて決定することとする。ただし、斜面の整形は最小限しかできない場合が多いので、切土による安定勾配の確保は困難な場合が多い。

石積・ブロック積擁壁工、コンクリート擁壁工やふとんかご工等は斜面末端のみでなく、山腹斜面中の表土の不安定部を押さえる山腹土留工として設けられることがある（**図-6.5.1** 参照）。また、擁壁工や小規模なえん堤を谷地形部分の不安定土砂を押さえるための谷止工として設けることがある。

なお、予防工の計画・設計に当たっては、予想される崩壊の発生位置・範囲、崩壊深さ等を十分な調査により推定し、それをもとに予防工の施工範囲・配置や必要抑止力等を決定することが重要である。




図-6.5.1　擁壁を山腹土留工として用いる例[2)]

### 6.5.2.2　防護工

(1)防護工の基本的考え方

擁壁背面に十分な空き容量を確保できる場所があるときは待ち受け擁壁工を用いる。しかし、想定崩壊土量が大きい又は想定崩壊位置が高く崩土の衝撃力が大きい場合や、道路山側の斜面勾配が急で崩土のポケット容量がとれない場合は、土砂覆工を用いることがある。

待ち受け擁壁工は崩土の運動を道路際で停止させる工法で、擁壁背面に空き容量（ポケット）を設けてそこに崩土を堆積させるものである。よって道路山側に平地があるか、道路際の斜面勾配が緩い等、擁壁背面に十分な空き容量を確保できる場所である必要がある。

過去の崩壊データから、崩壊規模は斜面の高さや崩壊幅と関係があり、崩壊土量の推定は、現地調査の結果のほか、急傾斜地崩壊対策の各基準及び指針等に従うものとする。想定される崩壊規模に応じて工法の選択を行うが、崩壊規模が小さいと想定される場合には、落石防護壁や落石防護フェンス等の落石対策工によって崩壊土と落石対策を兼用することも考慮する。

(2)設計外力

小規模な斜面、又は道路山側に平地が十分にある場合は、堆積土砂の土圧のみを外力として考慮し設計する。

防護工について設計荷重の考え方は以下の二通りがある。

① 崩壊が小規模で、かつ、発生位置と道路面の比高が小さいが、道路山側に平地があって崩土の運動速度が小さくなると予想される箇所は、堆積土砂の土圧のみを考慮する。

② 崩壊が大規模なとき、又は崩壊発生位置と道路面との比高が大きいときは、堆積土砂の土圧及び崩土の衝撃力を考慮することが望ましい。

大規模な斜面では必要に応じて崩土の衝撃力を考慮し設計する場合があるが、崩土の衝撃力に関しては、急傾斜地崩壊対策の各基準及び指針等に参考となる記述がある。

(3)待ち受け擁壁工

待ち受け擁壁は、以下の項目を考慮し、設計を行う。

① 堆積土砂の土圧に対する安定性

② 崩土の衝撃力に対する安定性

③ 崩壊土量に対する空きポケットの大きさ

斜面が小規模な箇所又は道路山側に平地が十分にある堆積土砂の土圧のみを考慮する箇所では、待ち受け擁壁背面に堆積した崩土の土圧を外力として擁壁の安定計算を行う。土圧の算定方法については「10.1　擁壁」を参考とする。土圧の算定のためには、崩土の堆積形状を設定する必要がある。つまり、擁壁背面が満砂している状態の擁壁天端における土砂の堆積勾配を設定することが必要となる。常時の堆積勾配は現地の表土層の土質によって決定するものとするが、20～30°程度としている場合が多い（図-6.5.2）。



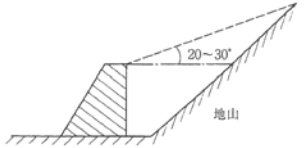



図-6.5.2　崩壊土砂堆積時の崩土の堆積形状[2)]

通常の維持管理により堆積土砂が速やかに除去できる場合には、設計において崩土の堆積は考慮しなくてよい。

なお、堆積土砂量は基本的には想定崩壊土量と等しいとする。

崩土の衝撃力を考慮する場合は、崩土の衝撃力の算定、崩壊土量の推定、安定計算等、急傾斜地崩壊対策で用いられる文献（「崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待ち受け擁壁の設計計算事例」等）に参考となる記述がある。一般に崩土の衝撃力は非常に大きいので、擁壁も大規模なものとなることが多い。また、崩土の衝撃力に対抗するために、擁壁にグラウンドアンカー工を併用することがある。

また、擁壁の空き容量は原則として、堆積土圧による設計と同様に、想定崩壊土砂量と同等とし、崩土が擁壁をオーバーフローすることのないようにする。

(4)土砂覆工

設計方法は落石防護工としてのロックシェッドの方法に準じる。なお、崩土の衝撃力を考慮する場合は落石の衝撃力に代えて崩土の衝撃力を考慮して設計を行うが、一般に崩土の衝撃力は落石のそれに比べて非常に大きい場合が多く、崩土の衝撃力に対抗する構造物としての土砂覆工の採用には慎重を要する。

堆積土砂の土圧を考慮する場合、通常のロックシェッドにおける堆積土圧の考え方に準じて設計する。よって、この場合の考え方は「落石対策便覧」のロックシェッドの堆積土の荷重の算定方法に従うものとする。

また、スノーシェッドのように土砂覆工の屋根又は独立した流路に上部斜面と同程度の勾配をつけて崩土の衝撃力をほとんど受けないような状態で流下させる方法もある。この場合崩土の堆積が生じないような勾配であることを確認する必要がある（図-6.5.3）。

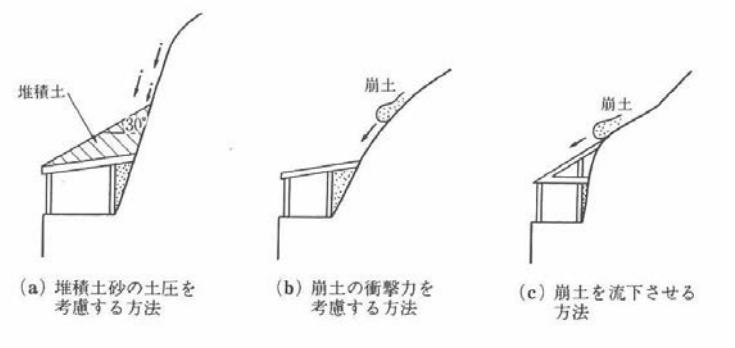



図-6.5.3　土砂覆工の設計の考え方[2)]

## 6.6　落石対策

### 6.6.1　落石対策の基本的考え方

(1)一般事項

落石対策は、農道利用者及び農道を落石等による災害から守ることを目的とする。

落石対策工には、落石の発生が予測される斜面内の浮石や転石を除去する、あるいは斜面に固定する落石予防工と、斜面から落下してくる落石を斜面の途中、道路際あるいは道路上に設置した施設で防護する落石防護工とがある。

落石対策を計画するに当たっては、落石の発生の予測が難しいことに加え、万が一の落石の発生に備えて全ての道路を落石予防工や落石防護工だけで防御することは困難であり、用地条件等により、道路管理者側で対応できない場合もある。このため、落石対策工によって落石による災害を完全に防止し得ない場合もあることに留意する必要がある。

したがって、落石対策の基本的な考え方としては、路線の性格や予想される落石の規模、落石の発生確率、被災の頻度やその状況等を考慮して、落石予防工や落石防護工を実施して落石による災害を最小限におさえるよう努めるとともに、通行規制等の手段も活用し、道路交通の安全確保に努めることが重要である。

(2)落石の発生形態

落石の発生形態を大まかに分類すると、以下の３種類に分けられる。



① 抜落ち（転石）型落石

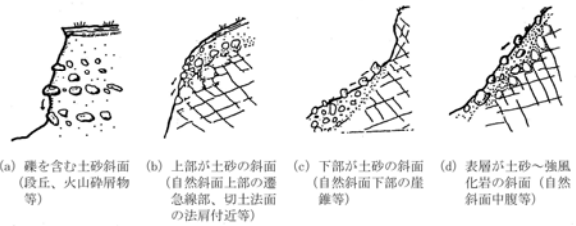



図-6.6.1　抜落ち（転石）型落石の発生形態[9)]

② はく離（浮石）型落石

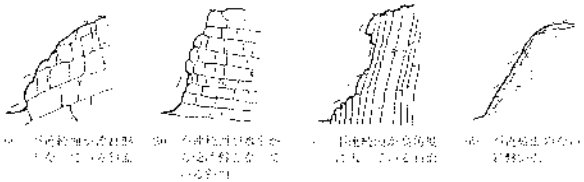


図-6.6.2　はく離（浮石）型落石の発生形態[9)]

③ その他



図-6.6.3　その他の落石発生形態[9)]

### 6.6.2　落石調査

(1)調査の目的と手順

落石調査は大きく概査、精査、維持管理点検調査に分けられる。

ｱ 概査

斜面や法面の落石に関する安定度を斜面単位で大まかに判定し、精査あるいは緊急な対策の必要性を判断する。

ｲ 精査

概査や維持管理点検調査によって精査が必要と判断された斜面や法面の特徴、特に浮石や転石の分布状況や不安定度、落石経路、斜面の不安定化機構等を明らかにし、対策の要否の判断、対策工の選定ないしは設計・施工のための基礎資料を得る。

ｳ 維持管理点検調査

既に対策が実施された路線についての斜面防護施設の健全性評価と地山を含めた斜面や法

面全体の劣化や不安定化を定期的に調査・比較し、災害の発生を未然に防ぐ。

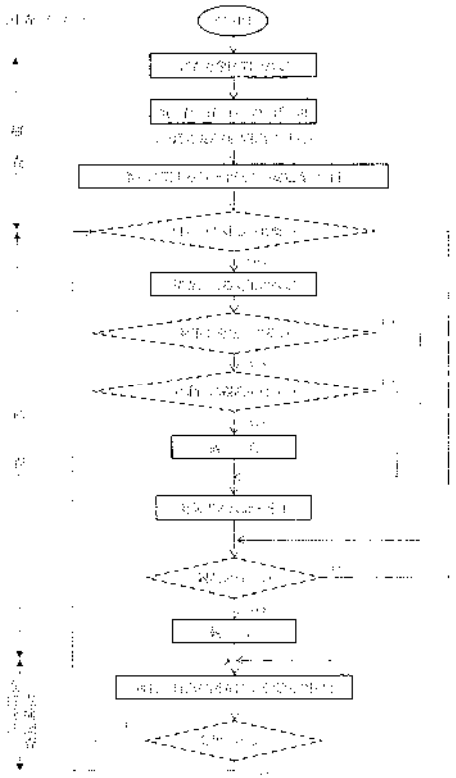


図-6.6.4　落石調査の概略フロー[9)]

(2)詳細地表踏査

精査が必要となった斜面に対しては、詳細地表踏査を実施して、個々の転石や浮石の情報を調査し、大きな転石や浮石（おおむね50cm以上を目安とする）については、番号を付けて図-6.6.5に示す安定度の判定を行い、落石の運動形態や停止状態の推定、対策工法の選定及び設計条件の基礎資料とする。



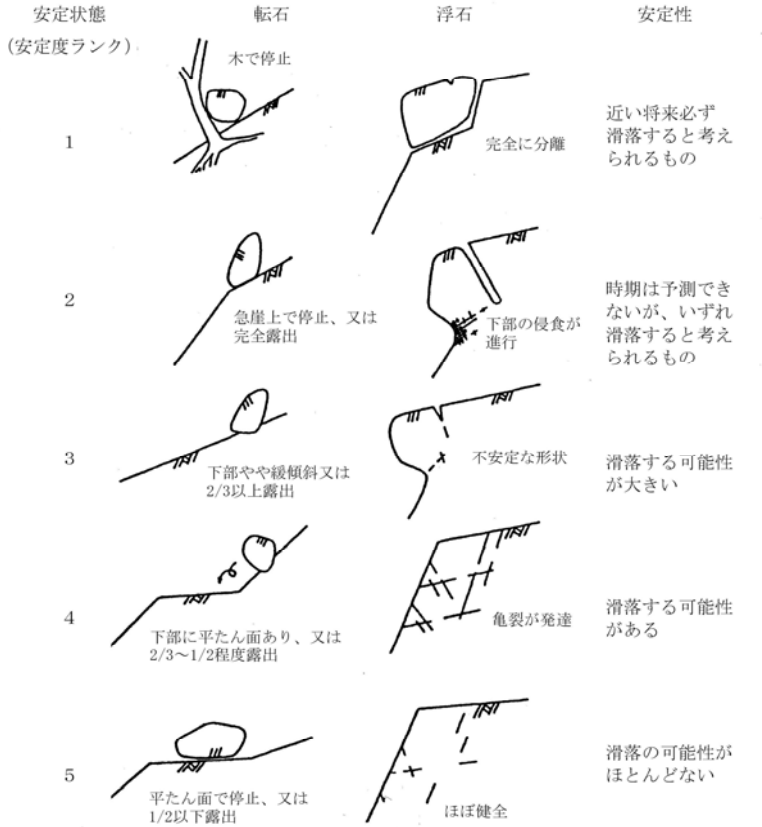



図-6.6.5　現地観察による安定度判定の一例[9)]

### 6.6.3　落石の運動

(1)落石の落下速度

斜面を下方に移動する落石の速度は、飛跳運動のときに最も大きな値となる。

図-6.6.6に示すように、既往の実験結果によれば、斜面が長大となって落下高さが40mを超えると、落石速度は一定値(終端速度)に達する傾向のあることがわかっている。

(2)落石の飛翔量

落石防護施設の設計外力の作用位置としては、図-6.6.7に示す軌跡の高さとして最大跳躍量hをとればよいこととなる。

既往の実験結果によれば､最大跳躍量hは一般的な斜面形状の場合には落石の形状によらず、ほとんど２m以下であるが、各種の資料から落石の跳躍量には、次のような特性がある。

① 落下高さが大きくなると跳躍量が大きくなる。
② 凹凸の少ない斜面では跳躍量が２ｍを超えることは少ないが、斜面上の局部的な突起のある場合や、凹凸の多い斜面では、跳躍量は２ｍ以上になることがあり、落下高さの大きい場合には４～５ｍに達することもある。

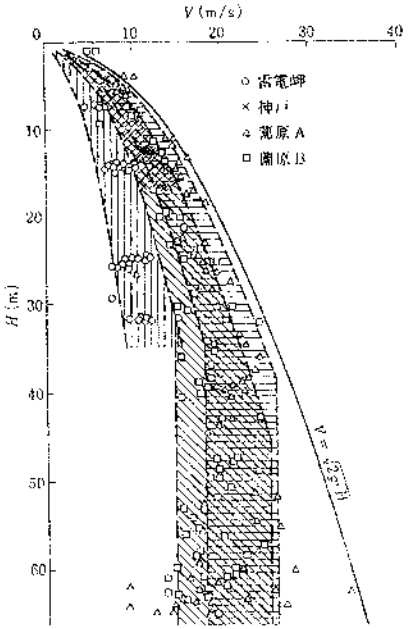



図-6.6.6　落石速度の分布[9)]

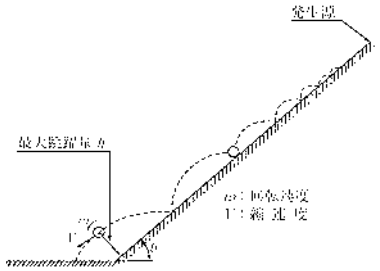



図-6.6.7　落の軌跡の模式図[9)]

(3)落石の運動エネルギー

落石防護工をエネルギー計算によって設計する場合には、落石の運動エネルギーを計算しなければならない。落石の運動エネルギーは、落石の経路を詳しく追跡計算して推定することもできるが、一般的には、実験によって裏付けされた落石の速度の推定式から運動エネルギーを推定することの方がより簡易であるといえる。

落石速度は等価摩擦係数$\mu$を用いて次式のように表される。

$$V=\sqrt{2g\left(1-\frac{\mu}{\tan\theta}\right)H} \qquad \cdots\cdots \text{式（6.6.1）}$$

各地で行われた実験から得られた等価摩擦係数 $\mu$ の値と斜面の種類との関係を整理したものが図-6.6.8であり、設計に用いる等価摩擦係数$\mu$の値を整理したものが 表-6.6.1である。



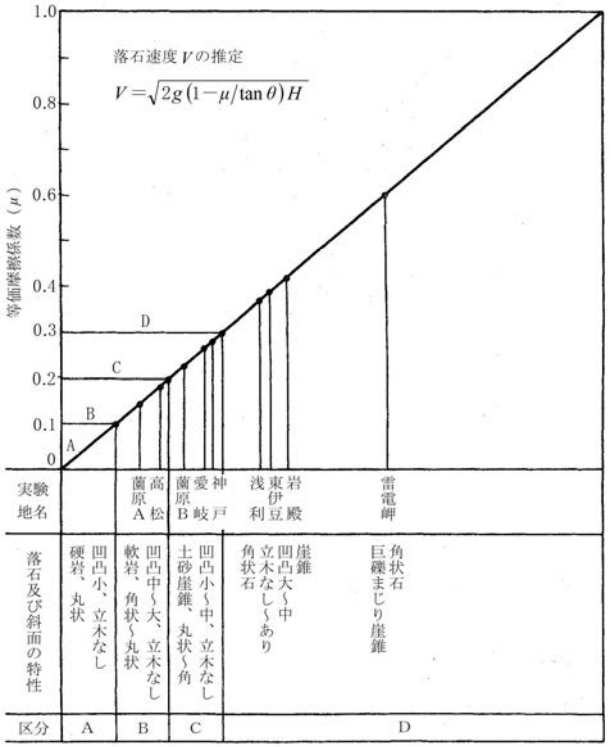



図-6.6.8　斜面の種類と等価摩擦係数[9)]

表-6.6.1　斜面の種類と等価摩擦係数$\mu$の値[9)]

| 区分 | 落石及び斜面の特性 | 設計に用いる$\mu$ | 実験から得られる$\mu$の範囲 |
|---|---|---|---|
| A | 硬岩、丸状：凹凸小、立木なし | 0.05 | 0～0.1 |
| B | 軟岩、丸状～角状：凹凸中～大、立木なし | 0.15 | 0.11～0.2 |
| C | 土砂・崖錐、丸状～角状：凹凸小～中、立木なし | 0.25 | 0.21～0.3 |
| D | 崖錐・巨礫まじり崖錐、角状：凹凸中～大、立木なし～あり | 0.35 | 0.31～ |

一方、落石の全運動エネルギーは、線速度エネルギーと回転エネルギーの和で表される。

$$E = E_v + E_r \quad \cdots\cdots \text{式（6.6.2）}$$

ここに

$E$ ：落石の全運動エネルギー

$E_v$ ：落石の線速度エネルギー $\left(=\frac{1}{2}mV^2\right)$

$E_r$ ：落石の回転エネルギー $\left(=\frac{1}{2}I\omega^2\right)$

$m$ ：落石の質量

$I$ ：落石の慣性モーメント

$\omega$ ：落石の回転角速度（rad/s）

既往の実験結果によれば、回転エネルギー$E_r$は線速度エネルギー$E_v$の 40%程度まで達する場合もあるが、大半は回転エネルギー$E_r$は線速度エネルギー$E_v$の 10%程度であるとみることができる。

このように、回転エネルギーが線速度エネルギーのある割合であるとし、**式（6.6.1）**を**式（6.6.2）**に代入することによって、落石の全運動エネルギーは次式によって求めることができる。

$$E=(1+\beta)\left(1-\frac{\mu}{\tan\theta}\right)m\cdot g\cdot H \quad \cdots\cdots \text{式（6.6.3）}$$

ここに、

$$(1+\beta)\left(1-\frac{\mu}{\tan\theta}\right)\leqq 1.0$$

$E$ ：落石の全運動エネルギー

$\beta$ ：回転エネルギー係数（0.1 としてよい。）

$\mu$ ：等価摩擦係数（**表-6.6.1** 参照。）

$\theta$ ：斜面勾配

$m$ ：落石の質量

$g$ ：重力加速度

$H$ ：落石の落下高さ

### 6.6.4　落石対策工の設計

(1)落石予防工の種類

落石予防工は、落石の発生が予測される斜面内の落石予備物質(浮石、転石)を対象に次の効果を期待して実施する発生源対策である。

① 地表水、凍結融解、温度変化、乾湿の繰返し、風力等による侵食・風化の進行を防止する。

② 個々の落石予備物質を固定する。

③ 落石予備物質を除去する。

④ 落石予備物質群を全体的に原位置で直接的に抑止する。

⑤ 斜面崩壊に伴う落石を防止する。

これらの効果を単独又は複合したものとして各種予防工を示したものが、**図-6.6.9** である。



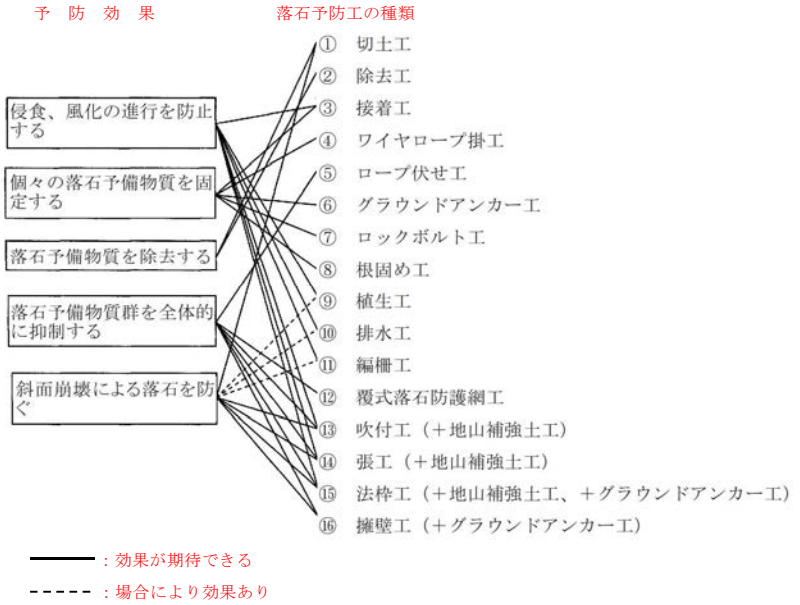



**図-6.6.9**　落石予防工の種類と効果[9)]

(2)落石防護工の種類

落石防護工は、斜面から落下してくる落石を防護するための施設を斜面の途中、道路際あるいは道路上に設置する待ち受け対策工である。

落石防護施設は、設置する位置によって次のように分類される。

① 発生源から道路等に至る中間地帯（斜面の途中）に設けるもの：落石防護柵、落石防護擁壁等

② 道路際（斜面下部）に設けるもの：ポケット式落石防護網、落石防護柵、落石防護棚、落石防護擁壁、ロックシェッド、落石防護土堤等

(3)落石対策工の選定

落石対策工の選定に際して最も基本的なことは、対象斜面のどこからどのような形態・規模の落石が発生し、それがどのような運動形態で落下するかを的確に想定し、それに対してどこでどのような止め方をするか、あるいはどのような方法で無害に道路を通過させるかを決めることである。

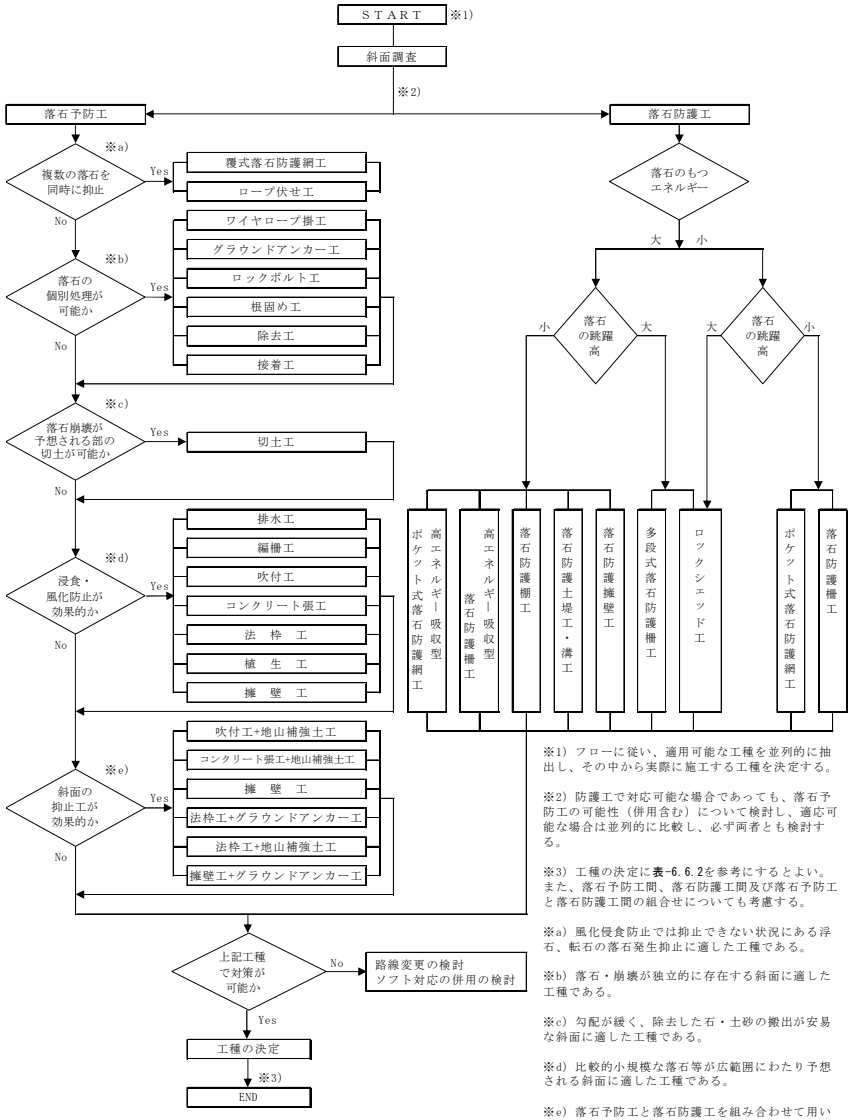
対策工の選定に当たっては、施工箇所の地盤等の設計・施工条件を把握しておくことが必要である。また、道路構造、交通状況、経済性、景観、周辺環境への影響等を考慮する必要がある。

発生源対策を行う落石予防工及び発生した落石の対策を行う落石防護工の効果と落石対策工の工種の関係を整理したものを**表-6.6.2** に示し、工種選定のためのフローチャートを**図-6.6.10** に示す。各工法の具体例については、「落石対策便覧」の掲載図を参考にすること。

**表-6.6.2　各種落石対策施設の特徴** [9)]

| 分類 | 工種 | 落石対策工の効果：風化侵食防止 | 発生防止 | 方向変更 | エネルギー吸収 | 衝撃抵抗 | 耐久性 | 負担 | 施工の難易 | 信頼性 | 経済性 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 凡例 | ◎ | | 非常に良い | | | | 非常に良い | 大 | 容易 | 非常に良い | 安い |
| | ○ | | 良い | | | | 良い | 中 | やや容易 | 良い | 場合による |
| | △ | | 場所により良い | | | | 落石で破損 | 小 | むずかしい | 場合により良い | 高い |
| 落石予防工 | 切土工 | | ◎ | | | | ◎ | ○ | △ | ◎ | ○ |
| | 除去工 | | ◎ | | | | ○ | ○ | △ | ○ | ○ |
| | 接着工 | ○ | ○ | | | | △ | ○ | ◎ | △ | △ |
| | ワイヤロープ掛工 | | ◎ | | | | ○ | ○ | △ | ○ | ◎ |
| | ロープ伏せ工 | | ◎ | | | | ○ | ○ | △ | ○ | ◎ |
| | グラウンドアンカー工 | | ◎ | | | | ○ | ◎ | ○ | ◎ | ○ |
| | ロックボルト工 | | ◎ | | | | ○ | ◎ | ○ | ◎ | ○ |
| | 根固め工 | | ◎ | | | | ◎ | ○ | ○ | ◎ | ○ |
| | 植生工 | ○ | ○ | | | | ○ | ◎ | ◎ | △ | ◎ |
| | 排水工 | ◎ | | | | | ○ | ○ | ○ | ○ | ◎ |
| | 編柵工 | ○ | ○ | △ | | | ○ | ○ | ◎ | △ | ◎ |
| | 覆式落石防護網工 | | ◎ | ○ | ○ | | ○ | ○ | ◎ | ○ | ◎ |
| | 吹付工 | ◎ | ○ | | | | ○ | ○ | ◎ | ○ | ◎ |
| | 張工 | ◎ | ◎ | | | | ◎ | ◎ | ○ | ○ | ◎ |
| | 法枠工 | ◎ | ◎ | | | | ◎ | ◎ | ◎ | ◎ | ○ |
| | 擁壁工 | ◎ | ◎ | △ | | | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | ○ |
| | 吹付工＋地山補強土工 | ◎ | ◎ | | | | ○ | ○ | ○ | ◎ | ◎ |
| | コンクリート張工＋地山補強土工 | ◎ | ◎ | | | | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | ○ |
| | 法枠工＋地山補強土工 | ◎ | ◎ | | | | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | ◎ |
| | 法枠工＋グラウンドアンカー工 | ◎ | ◎ | | | | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | ○ |
| | 擁壁工＋グラウンドアンカー工 | ◎ | ◎ | | | | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | △ |
| 落石防護工 | ポケット式落石防護網工 | | | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ◎ | ○ | ◎ |
| | 落石防護柵工 | | | ◎ | ○ | △ | ○ | ○ | ◎ | ○ | ◎ |
| | 多段式落石防護柵工 | | △ | ◎ | ◎ | | ○ | ○ | ◎ | ○ | ◎ |
| | 落石防護棚工 | | | ◎ | ◎ | ◎ | ◎ | ◎ | ○ | ○ | ○ |
| | 落石防護擁壁工 | | | ◎ | ○ | △ | ◎ | ○ | ◎ | ○ | ◎ |
| | ロックシェッド工 | | | ◎ | ◎ | ◎ | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | ○ |
| | 落石防護土堤工・溝工 | | | ◎ | ○ | △ | ◎ | ○ | ◎ | ○ | ○ |






※1）フローに従い、適用可能な工種を並列的に抽出し、その中から実際に施工する工種を決定する。

※2）防護工で対応可能な場合であっても、落石予防工の可能性（併用含む）について検討し、適応可能な場合は並列的に比較し、必ず両者とも検討する。

※3）工種の決定に**表-6.6.2**を参考にするとよい。また、落石予防工間、落石防護工間及び落石予防工と落石防護工間の組合せについても考慮する。

※a）風化侵食防止では抑止できない状況にある浮石、転石の落石発生抑止に適した工種である。

※b）落石・崩壊が独立的に存在する斜面に適した工種である。

※c）勾配が緩く、除去した石・土砂の搬出が安易な斜面に適した工種である。

※d）比較的小規模な落石等が広範囲にわたり予想される斜面に適した工種である。

※e）落石予防工と落石防護工を組み合わせて用いることにより比較的大規模な落石・崩壊が広範囲にわたり予想される斜面に適応可能な工種である。

**図-6.6.10　落石対策工のフローチャート** [9)]

### (4)落石対策工の設計

落石対策工及び具体的な施設は、「落石対策便覧」に従って設計を行うものとする。

## 6.7　地すべり対策

本項では農道の諸条件から、やむを得ず地すべり地域に農道を建設する場合の基本的な考え方及び地すべり対策工法について記述する。なお、地すべり対策の具体的な調査・設計方法については、土地改良事業計画設計基準　計画「農地地すべり防止対策」によるものとする。

### 6.7.1　地すべり対策の基本的考え方

農道の設計における地すべり対策は、以下に従って適切に対応していかなければならない。

① 計画路線の選定に際しては、地すべりの発生するおそれのある地域を避けることを基本とする。

② やむを得ずこれらの地域に道路を建設しなければならない場合は、必要な調査を行って適切な地すべり対策を行う。

(1)基本的な考え方

路線沿い地すべりの危険度については、**表-6.7.1** に基づいて分析し、対策計画を立てるものとする。なお、供用後に地すべり活動が活発化した場合には、通行規制等ソフト対策の実施が不可欠である。

**表-6.7.1**　危険度と判定基準[36)]

| 危険度 | 判　定　基　準 |
|---|---|
| 大 | ① 現在活動中か、若しくは明瞭な徴候の見られるブロック、及び明瞭な徴候はないが、部分的な崩壊や変状が見られ、地すべり地形が明瞭なブロック（地すべり被害から見た重要度の小さいブロックを除く）<br>② 地すべり地形はやや不明瞭であるが、小崩壊、部分的変状や地すべりの履歴があって地形的にも不安定要素があり、地すべり被害から見た重要度が大きいブロック |
| 中 | ③ 現在活動中か、若しくは明瞭な徴候の見られるブロック、及び地すべり地形が明瞭で部分的な崩落や変状が見られ、地すべり履歴があるブロックのうち重要度が小さいブロック<br>④ 地すべり地形はやや不明瞭であるが、部分的な崩落があり、地すべりの履歴もある重要度が中程度のブロック<br>⑤ 地すべりの徴候はないが、地すべり地形が明瞭で地すべりの履歴もあり、重要度が中ないし大のブロック |
| 小 | ⑥ 部分的な破壊等は見られるが、地すべり地形はやや不明瞭なブロックで、地すべりの履歴もなく、重要度の小さいブロック<br>⑦ 地すべりの徴候はなく、地すべり地形は明瞭であるが重要度が中ないし小のブロック<br>⑧ 地すべりの徴候はなく、地すべり地形もやや不明瞭なブロックのうち、重要度が中ないし大のブロック<br>⑨ 地すべり地形が不明瞭なブロック（危険小ないしは安定な斜面であるが、地形の改変等を行うときには危険度の判定が必要） |

(2)地すべり地を通過する場合の留意点

地すべり地をやむを得ず通過する道路の設計に際しては、地すべり運動を誘発させないように配慮し、地すべり運動による道路構造物の被害防止に注意を払わなければならない。

そのための主な注意事項について以下に示す。

① 地すべり対策を効果的に実施し、地すべりの影響を軽減するために、小シフトの対応を検討する。

② 地すべり地を切土する場合は、この切土により上部土塊が崩壊や落石の発生源とならないように法面の対策を行う。



③ 地すべり地内のトンネル坑口の設置は、基本的に避けなければならない。やむを得ず、設置せざるを得ない場合は、地すべりの安定化及び坑口の防護が必要である。また、地すべり土塊の下を通過するトンネルについては可能な限りすべり面から離れた位置（既往の事例調査によると少なくともトンネルの下幅の２倍以上又は 20m 以上のうち小さい方）に計画する必要がある。

④ 地すべり地に橋梁を設置する場合、橋台・橋脚の位置はなるべく地すべりブロックから離して設置する。やむを得ず橋台・橋脚を地すべり地内に設置する場合は、地すべりの安定化を図るとともに橋台・橋脚の防護が必要である。

⑤ 切土、盛土により、斜面環境を改変する場合には、自然環境や景観に与える影響を考慮して対策工を検討する。

### 6.7.2　地すべり対策工の種類

地すべり対策工には大別して抑制工と抑止工がある。抑制工とは地形、地下水状態等の自然条件を変化させて地すべり活動を停止又は緩和させる工法である。抑止工とは構造物を設けることによって構造物のもつ抑止力により、地すべりの一部又は全部を停止させるものである。

地すべり対策工は必ずしも１種類とは限らず、多くの場合数種を組み合わせた工法を採用している。**表-6.7.2** に地すべり対策工の分類を、**表-6.7.3** に地すべりの形態と対策工法の対比を示す。

**表-6.7.2**　地すべり対策工の分類[2)]

| | | |
|---|---|---|
| 抑制工 | 地表水排除工（水路工、浸透防止工） | (A) |
| | 地下水排除工　浅層地下水排除工（暗渠工、明暗渠工、横ボーリング工） | (B) |
| | 深層地下水排除工（集水井工、排水トンネル工、横ボーリング工） | (C) |
| | 地下水遮断工（薬液注入工、地下遮水壁工） | (D) |
| | 排　土　工 | (E) |
| | 押え盛土工 | (F) |
| | 河川構造物（堰堤工、床固め工、水制工、護岸工） | (G) |
| 抑止工 | 杭工　杭工（鋼管杭工等） | (H) |
| | シャフト工（深礎工等） | (I) |
| | グラウンドアンカー工 | (J) |

**表-6.7.3**　地すべりの型と対策工法の対比の一例[2)]

| 主な原因 | | 地すべりの型 | 対策工法 A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 自然誘因 | 降雨・融雪浸透<br>地下水の増加<br>河川の侵食 | 岩盤地すべり | ○ | △ | ◎ | △ | ◎ | ○ | ○ | ◎ | ◎ | ○ | ◎最もよく用いられる工法<br>○しばしば用いられる工法<br>△場合により用いられる工法 |
| | | 風化岩地すべり | ◎ | △ | ◎ | △ | ◎ | ○ | ○ | ◎ | ◎ | ○ | |
| | | 崩積土地すべり | ◎ | ○ | ◎ | △ | ○ | ◎ | ◎ | ○ | ○ | △ | |
| | | 粘質土地すべり | ◎ | ◎ | ○ | ○ | △ | ◎ | ◎ | △ | △ | △ | |
| 人為的誘因 | 切土工 | 岩盤地すべり | △ | △ | ○ | △ | ◎ | ◎ | ○ | ○ | ○ | ◎ | |
| | | 風化岩地すべり | △ | △ | ○ | △ | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | ○ | ◎ | |
| | | 崩積土地すべり | ○ | ○ | ○ | △ | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | ○ | ○ | |
| | | 粘質土地すべり | ◎ | ◎ | ○ | △ | △ | ◎ | ○ | △ | △ | △ | |
| | 盛土工 | 崩積土地すべり | △ | △ | ○ | △ | △ | ◎ | ○ | ◎ | ○ | ◎ | |
| | | 粘質土地すべり | △ | △ | △ | △ | △ | ◎ | ○ | ○ | △ | △ | |

### 6.7.3　地すべり対策工法

地すべり対策工は、その機能が十分に発揮されるよう設計、施工を行うものとし、地すべり地域内に設ける構造物は、ある程度の地盤変動があってもその機能を維持できる柔軟なものとする。

(1) 抑制工

ア 地表水排除工

(ア) 水路工

地域内の降水を速やかに集めて地域外に排除するためには地形図をもとにして集・排水路を組み合わせた水路網を整備することが必要である（**図-6.7.1**、**図-6.7.2** 参照）。

a 承水路工

降水、表流水を集めるために、主として斜面を横切って作られるもので比較的幅を広くとり、水深は浅いものでよい。材料は石張り、鉄筋コンクリート製のヒューム管、コルゲート管等であるが、剛性の大きいものを用いるときは、各管の長さを短くして、簡易な杭で支持するものとする。

b 排水路工

排水路は集めた水をできるだけ早く完全に地域外に排除するためのもので、比較的急勾配とするが断面は流出量計算（「**8.2　表面排水**」参照）を行って決定しなければならない。水路には 20～30m 間隔にすべり止めの床止工を設け、特に地盤が軟弱な場合は木杭等で固定する。排水路には U 型溝、鉄筋コンクリート製のヒューム管、コルゲート管等がある。

(イ) 浸透防止工

浸透防止工は、地すべりの地表全体を対象として実施することは困難なので、特に透水しやすい亀裂部や、地表水が多量にあり地下水の補給源となる沼地・水路等を対象とする。地表に亀裂が発生した場合は亀裂内に粘土やセメントを詰めたり、ビニル布等で被覆したりし、沼地・水路等で漏水がある場合はこれらの底部を不透水性の材料で被覆する。例えば、沼地の場合は底張り、薬液注入工を実施し、水路の場合はコンクリートやコルゲート管による水路に改修するものとする。

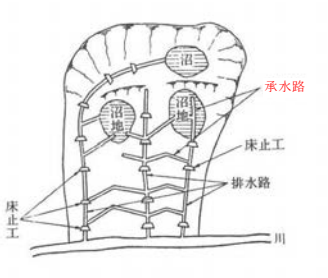



**図-6.7.1**　地表承・排水路網の概念図 [2)]

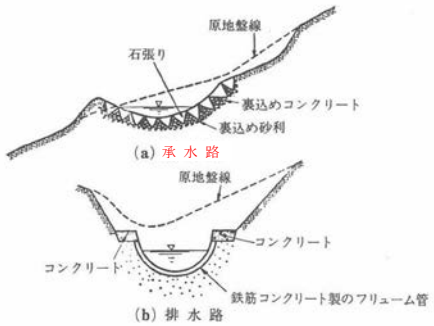



**図-6.7.2**　承・排水路の例 [2)]



イ 浅層地下水排除工

(ア) 暗渠工及び明暗渠工

地表から地下３m 付近までに分布する浅層地下水の排除に最も適する工法で、特に透水係数の小さい土層中の土粒子間隙に存在する地下水の排除に用いる。その１本の長さは 20m 程度とし、これを超えるときは途中に集水桝を設け、ここからは地表に設けた水路又は管渠を通して流下させる。

a 集水渠

暗渠内の地下水を集めるために計画するもので、その構造は所定の深さに掘削した溝の中に多孔質コンクリート管、じゃかご等を敷設し、底部に漏水防止のためビニル布やアスファルト板を敷き、さらに上面や側面には目詰まりを起こさせないためのそだや砕石等によるフィルタを設けたものである。集水量が特に多い場合には有孔の管渠を用いることもある。集水渠の長さが余り長いとせっかく集めた水が再浸透したり目詰まりを起こしたりするので、普通は 20～30m ごとに集水桝やマンホールを設けて地表水路や排水渠に接続する。

b 排水渠

排水渠は無孔のヒューム管、コルゲート管等で作られ、床止め等のところで排水路に接続する。

c 明暗渠

浅層地下水は地表水と同様に地形に左右されて地表の凹部や谷部に集まりやすいので、暗渠網は地表排水路網と一致することが多い。**図-6.7.3**、**図-6.7.4** は暗渠と明暗渠の組合せを示したものである。

d 大規模な暗渠

帯水層が地表面下３～５m にある場合は排水のため暗渠の規模も大きく掘削土量も非常に大きくなる。このような大規模暗渠は、地すべりの原因となっている土塊内の水の流れを排除するとともに、地すべり地域外からの浅層地下水の遮断も目的とするので、地すべり斜面上部の境界付近に計画するとよい。斜面の下部で設置する場合は、施工に伴う掘削が地すべり土塊の安定を損なって運動を活発化させることもあるので注意を要する。

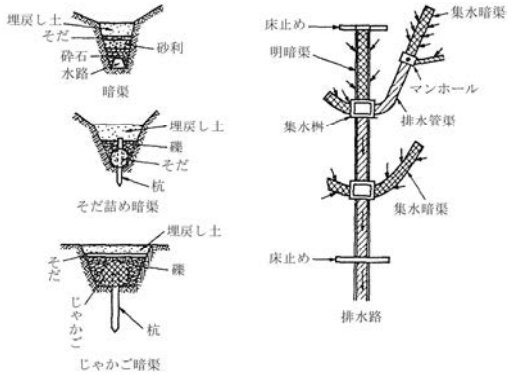



**図-6.7.3**　暗渠の例と排水暗渠網の例 [2)]

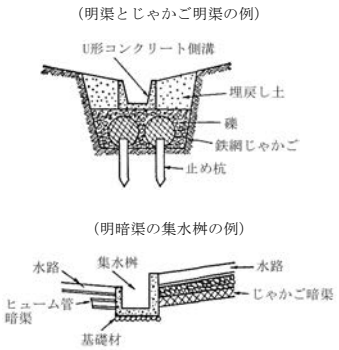



**図-6.7.4**　明暗渠及び集水桝の例 [2)]

(ｲ)横ボーリング工

浅層地下水排除を目的とする場合は、約５° の上向きに 20～50m の長さで削孔するのが一般的である。

横ボーリングによる排水工は孔径 66mm 以上で掘削して、掘削後内部の湧水箇所付近にストレーナの付いた保孔管を挿入する。なお、孔口保護については「(ｳ)深層地下水排除工」を参照されたい。

ｳ 深層地下水排除工

(ｱ)横ボーリング工

横ボーリングは、地下水検層によって判明した帯水層又は地下深部のすべり面を切って、さらに 10m 程度余掘りするものとする（**図-6.7.5** 参照）。孔口の位置はなるべく安定な地盤に設け、１か所から放射状に施工し(**図-6.7.6** 参照)、孔口はコンクリート壁又はじゃかごを用いて孔口周辺の法面が洗掘されないように保護する（**図-6.7.7** 参照)。横ボーリングはすべり面を切るように行い、運動方向と直角方向では原則として５～10m 間隔に、50～80m 程度の長さを施工するのが普通である。これによる地下水の低下高（計算低下高として設計に用いる。）は３m と考えてよい（**図-6.7.8** 参照)。

ただし、必要に応じて地下水位観測を実施し、水位低下が不十分な場合は、追加施工を検討する。




**図-6.7.5**　横ボーリングの余掘り図の例 [2)]

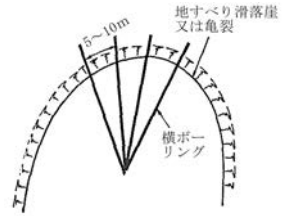



**図-6.7.6**　横ボーリング配置図の例 [2)]

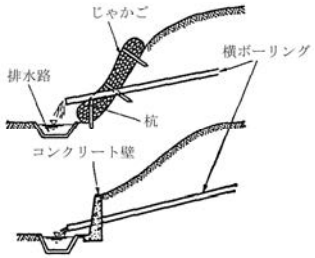



**図-6.7.7**　横ボーリング工の孔口保護の例 [2)]

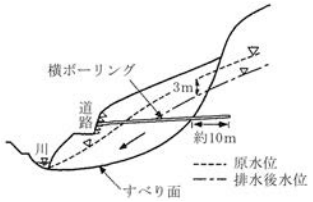



**図-6.7.8**　横ボーリング後の地下水位低下の考え方の例 [2)]

掘削孔径は 66mm 以上とし掘進終了後、帯水箇所（帯水層）にストレーナを付けた硬質塩化ビニル製か鋼製の保孔管を挿入する。ストレーナの目詰まりを防ぐためストレーナ部分にポリエチレンの網状管を二重管状に付けることもある。



ボーリングの延長が長くなると礫混り土砂層や不均質な地層で孔曲りを生じるおそれがあるので、帯水層へ的確に到達させるには細心の注意と慎重な掘削が必要である。このためにはできるだけ孔曲り測定器を使用して、ボーリング先端位置を確認しておくとよい。

透水性の低い地盤から集水を行う場合は、保孔管全長にわたってストレーナを付ける場合もある。ストレーナの大きさ、配置を決めるに当たり目詰まりを起こさせないような配慮をする必要がある。大きい孔をあければ目詰まりの心配がない代わりに管周辺の土砂の流れ出しによって崩壊に至る危険があり、孔径を小さくすれば目詰まりを起こしやすい。これを防ぐため細長くスリットをあける方法もある。

(ｲ)集水井工

集水井は地盤の比較的良好な地点に設置し直径 3.5～4.0m とする。集水ボーリングにより集められた地下水は、排水ボーリング孔（長さ 100m 程度）又は排水トンネルにより自然排水させる。

集水井の深さは、原則として活動中の地すべり地域内では底部をすべり面より２m 以上浅くし、休眠中の地すべり地域内及び地すべり地域外では、すべり面を切って２～３m 貫入させ、底部はコンクリート張りとする。後者の場合、排水ボーリング孔は、基盤中に設置するが、特に休眠中の地すべり地内に設置する場合は、地すべりが活動しても破損することがないように留意する必要がある。集水ボーリング工は長さ 50m を標準とし、すべり面を切るよう集水井の中から放射状に先端部の間隔が５～10m となるよう計画する。ボーリングは帯水層ごとに数段計画するのが普通である（**図-6.7.9**、**図-6.7.10** 参照)。本数は地質・地下水調査結果によって検討し、施工中の集水状況や地下水の変化状況に応じて変更する。工事完成後地すべり運動によって変形又は破損するおそれのある集水井は、礫、ずり、玉石等で埋め戻しておく。ただし、この場合はボーリング孔の洗浄等の管理ができなくなるので注意を要する。

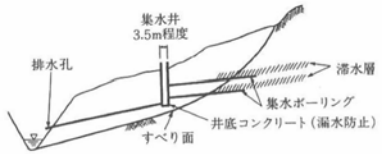



**図-6.7.9**　集水井の設置（滑動中の地すべり）の例 [2)]

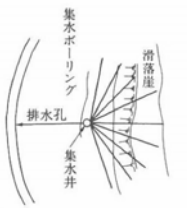



**図-6.7.10**　集水井による地下水排除工の例 [2)]

なお、集水井は横方向に 40～50m 程度の間隔で設けるが、これによる地下水の計画低下高は５ｍとすることができる。また、地質条件が類似する近隣地すべり地域等の地下水位低下量の実績がある場合は、それを考慮することが望ましい。

集水井は鉄筋コンクリート又はライナープレート（耐錆メッキしたものが望ましい）で作られる。施設の設計に当たっては、施設完成後の維持管理についても考慮する必要があり、また、完成後の危険防止のため丈夫な蓋（鉄鋼等）等の附帯施設を設置する。

集水井からの排水は、井戸の底から斜面下方をねらって排水ボーリングを掘削し、集水した地下水を自然流下させる。普通は長い横ボーリング工が用いられるが、井戸の中では大型ボーリングマシンを利用できず、長尺のボーリングを行う場合は孔曲りの可能性が大きいので早目に修正の対策を講じておく必要がある。排水ボーリングの保孔管には 75～100mm の鋼製や塩化ビニル製の管を用いることが多い。

排水孔の延長が 100m を越し、掘削が困難な場合はトンネルによる排水路の設置が行われる。トンネルは掘削可能な最小径（高さ２ｍ程度）のものでよく、井戸に達すれば排水管を敷設して、直ちに埋め戻す。なお、土質が軟弱でトンネル掘削が困難な場合は、70～80m 離れた位置に中継井戸を設けてボーリングで連結し排水するとよい。

なお、応急的あるいは一時的にポンプの汲み上げによる排水を行う場合もある。

ｴ 地下水遮断工

本工法の採用に当たっては、遮水壁完成時に生じる背後の貯水によって背後斜面に地すべりが発生しないかどうか確認しておく必要がある。また、排水工事はできるだけ早く実施して、貯水現象が長く継続しないようにしなければならない。

地下水遮断工を施工するに当たっては、施工予定地の上部斜面に潜在性地すべりのないことを地質調査、地表変動計測調査等によって十分確認し、地下水遮断による貯水によって地すべりを引き起こさないよう留意しなければならない。次に岩盤の等高線から地下水の集まりやすい位置を知り、地下水追跡、地下水検層によって帯水層の位置を確認して遮水壁の位置、高さ等を決定する。遮水壁は、地盤に注入剤をグラウトして設ける方法と、帯水層まで開削して壁体を作る方法があるが、３ｍ を超えて開削することは困難であるから多くの場合グラウト工が用いられる。

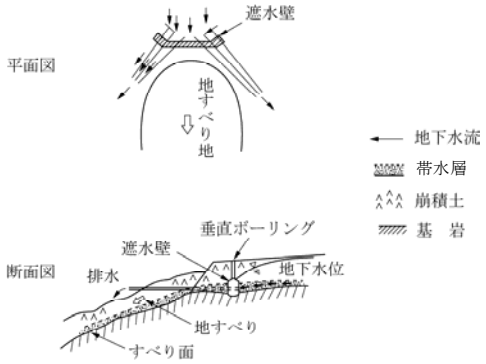



図-6.7.11　地下水遮断工の例



ｵ 排土工

排土工は最も確実な効果が期待できる工法の一つで、一般に抑制工又は地下水排除工等と組み合わせた抑制工の一部としてよく用いられる。

(ｱ)排土方法

a 排土の位置

特別な場合を除き排土は地すべりの頭部に重点がおかれ、末端部での排土は行わない。末端部が極度に軟弱化している場合はこれを切り取ることもあるが、この場合も頭部排土を行ってから下部を切るようにして全体のバランスを考慮しながら排土しなければならない。

b 地すべりの形と排土の効果

複数の地すべりブロックから構成される場合、その中間部又は下部の地すべりブロックで排土することは上部のブロックに悪影響を与えるので施工してはならない。また、排土量が大きいと、基盤に緩みが生じ初生的な地すべりの発生する原因となる可能性があるので、注意を要する。すべり面の形状が円弧に近い場合や頭部の地すべり土塊の厚さが下部に比べて非常に大きい場合は排土の効果も大きい。

c 排土後の法面勾配

排土は地すべり頭部に重点がおかれ、緩傾斜部分の勾配は１：2.0～1：4.0 の緩やかな勾配とするが、滑落崖（地すべり上部の境界）付近では比較的急勾配となり、地形的には台地状となる。しかし、急勾配の部分にあっても地山の自然勾配に等しいか、又は切土の標準法勾配を考慮して１：1.0～1：1.5 程度とすることが望ましい。

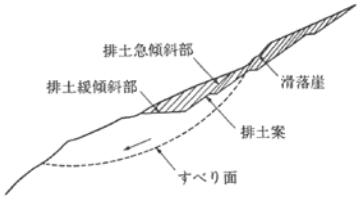



図-6.7.12　排土工概念図 [2)]

d 施工上の注意

排土は斜面の安定を損なわないよう上部から下部に向かって行うのを原則とする。施工時期は乾期を選び、降雨時の作業は避けるべきである。

(ｲ)排土後の法面処理

排土後の法面は一般に透水性が高く、降雨によって軟弱化し崩壊しやすくなるので排土後の地形に応じ、集・排水路網を整備して水はけを良くし植生工等の法面保護工を施工するのが望ましい。

(ｳ)排土の処理

排土の有効利用法としては、地すべり末端部の押え盛土や他の地区の盛土材料として転用することが多い。しかし、風化が進んでいる地すべり土塊の中には、粘質土が多く盛土材

料としては不適当な場合がある。そのような場合には排土の利用に細心の注意が必要であり、不適当な場合には事前に発生土受入地を用意する必要がある。

ｶ 押え盛土工

押え盛土工を行う場合は、箇所の選定を慎重に行うとともに、盛土高の限度を基礎地盤の強度試験によって検討しておくことが必要である。地すべりの下部が河川に面しているときは、下流側に砂防堰堤を設けるとその背後の堆砂が押え盛土と同様の効果をもたらす。

また、小規模な地すべりの防止や大規模な地すべり末端部での二次的な崩壊を防止するために擁壁工が用いられる。地すべり地では地盤の変動がかなり大きく、湧水等も多いので井桁組擁壁（枠擁壁）が多く用いられる。

その他じゃかご、ふとんかご等も末端の押えに利用されている。なお、擁壁を施工する際は、基礎の掘削、地すべり斜面末端部の切土を行うことになり、これが地すべりを誘発するおそれがあるので、掘削を計画する場合は地すべりの安定が保てることを確認する必要がある。

ｷ 河川構造物

流水の侵食による河床の低下や河岸（渓岸）侵食が斜面の安定を損ねて崩壊の原因となることは多い。特に、河岸の崩壊が連鎖的に大規模な地すべりを誘発する場合もあるので、河川沿いに農道を計画する際は十分注意しなければならない。このような箇所では、床固め、護岸、水制等によって河床、河岸の侵食を防止する必要があり、場合によっては流路の付け替えを検討すべきである。

(2) 抑止工

ｱ 杭工及びシャフト工

杭工は、基盤が強固で移動土塊に対して十分対抗できるような地点で施工することが望ましい。しかし、地すべりの運動が激しく、１日１mm を超すような地すべり地内では計画した杭の全部が一度に施工されない限り、杭の働きは個別的なものとなって効果が期待できないので、このような箇所では適切な工法とはいえない。

杭には鋼管杭、鉄筋コンクリート杭、H 形鋼杭等があるが、施工法としては挿入杭がよく用いられる。鋼管の挿入杭は大口径ボーリング孔に鋼管を挿入し、コンクリートで中詰めし、管と孔壁の間隙にグラウトして施工する。地盤が硬い転石を含む地層（安山岩混じりの集塊岩や段丘礫層等）の場合には、大口径ボーリングは非常に困難で、このような場合には、ダウンザホールハンマ等の手法を用いるか、又は径 2.5～6.5m のライナープレート、鋼製、RC セグメント等を用いて井戸を基盤まで掘り、鉄筋コンクリートを打設するシャフト工の方がよい。シャフト工を施工する際は、集水井工と同じく狭い場所で掘削、ずり出しを行うことになり落石等に十分注意することが必要である。



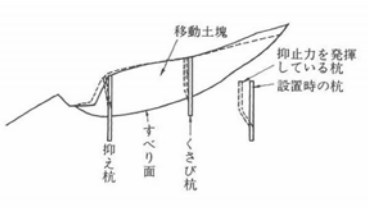



図-6.7.13　杭工の種類 [2)]

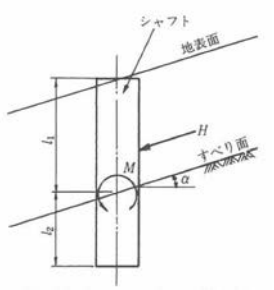



図-6.7.14　シャフト工の概念図 [2)]

ｲ グラウンドアンカー工

地すべり対策におけるグラウンドアンカー工は、鋼材等の引張り強さを利用して地すべりが滑動しようとするのを引き止める機能及び締め付け効果を期待して設計される。一般に規模が小～中の岩盤すべりあるいは風化岩すべりに用いられ、杭やシャフト工と併用し、擁壁、枠工、独立受圧板等により抑止力を地盤に伝達するものとして用いられる。

グラウンドアンカー工を検討する場合は、杭、枠工、独立受圧板等も同時に検討する必要がある。

この場合、一般に地すべりの場合は杭工と同じように地すべり土塊が動き始めてアンカー力を発揮するものであるが、杭工と異なる点は初期にある程度のプレストレスをかけることにより、鋼材等の伸び（地すべりによる変形量）の少ない段階で抑止効果を上げられる点である。

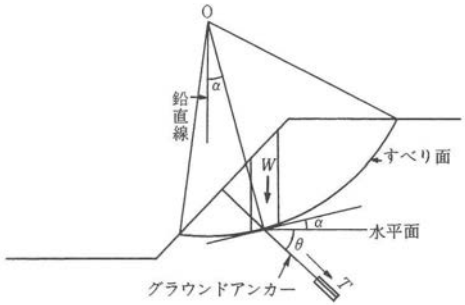



図-6.7.15　グラウンドアンカー工の例 [2)]

**引用・参考文献**


1）（公社）日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説（平成 29 年 3 月）
2）（公社）日本道路協会：道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版）（平成 21 年 6 月）
3）農林水産省農村振興局：土地改良事業設計指針「耐震設計」（平成 27 年 5 月）
4）（一社）農業土木事業協会：法面保護工　設計・施工の手引き（平成 2 年 9 月）
5）（公社）日本道路協会：道路緑化技術基準・同解説（平成 28 年 3 月）
6）（一社）全国特定法面保護協会：のり枠工の設計・施工指針（改訂版）（平成 18 年 11 月）
7）（公社）地盤工学会：地盤工学ハンドブック（平成 11 年 3 月）
8）（公社）地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（平成 24 年 5 月）
9）（公社）日本道路協会：落石対策便覧(改訂版)（平成 29 年 12 月）
10）フリーフレーム協会：フリーフレーム工法　設計・施工の手引き　改訂版（平成 15 年 3 月）
11）フリーフレーム協会：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（令和 2 年 7 月）
12）（公社）日本道路協会：道路土工－土質調査指針（昭和 61 年 11 月）
13）農林水産省農村振興局：環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の手引き（第 2 編）（平成 15 年 3 月）
14）九州地方建設局：しらす地帯の河川・道路土工指針（案）、1978.
15）土質工学会：土質工学会しらす基準化委員会案、土と基礎、Vol. 29、No. 4 、p. 48、1981.
16）土質工学会：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、1979.
17）土質工学会：切土法面、土質基礎工学ライブラリー12、第 4 章、1981.
18）東日本高速道路（株）・中日本高速道路（株）・西日本高速道路（株）：設計要領 第 1 集 土工保全編・土工建設編（令和 2 年 7 月）
19）（公社）日本道路協会：道路震災対策便覧（震前対策編）、2006.
20）鈴木輝之・上野邦行・林啓二：裏込め砂利による小型Ｕ－トラフの凍上破壊対策、土木学会論文集 No. 439/Ⅲ－17、pp. 89～96、1991. 12
21）建設省河川局砂防部傾斜地保全課・建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室：がけ崩れ対策の実態、(独)土木研究所資料、第 3651 号、pp. 81-84、1999.
22）建設省河川局砂防部傾斜地保全課・建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室：がけ崩れ対策の実態、(独)土木研究所資料、第 3651 号、p. 75、1999.
23）全国地すべりがけ崩れ対策協議会：崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待ち受け擁壁の設計計算事例、2004.
24）(公財)高速道路調査会：トンネル坑口周辺の地すべり・崩壊対策に関する研究報告書、p. 337、1981.
25）理工図書：地すべりの解説と防止対策　藤原明敏（昭和 54 年 6 月）.
26）藤澤和範ら：光ファイバーセンサーを活用した地すべりモニタリングシステム、第 47 回日本地すべり学会研究発表会、(公社)日本地すべり学会、pp. 349-352、2008.
27）（公社）地盤工学会：地盤調査の方法と解説（平成 25 年 4 月）
28）(公財)高速道路調査会：地すべり地形の安定度評価に関する研究報告書、p. 171、1985.
29）(公社)日本河川協会：建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編Ⅱ、p. 61、山海堂、1997.
30）(一社)斜面防災対策技術協会：地すべり鋼管杭設計要領、2003.
31）砂防・地すべり対策工事設計事例編集委員会編：最新技術基準に基づく砂防・地すべり設計事例、(一財）砂防・地すべり技術センター、山海堂、1987.
32）(公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編、Ⅳ下部構造編）、2006.
33）(一社)日本アンカー協会：グラウンドアンカー施工のための手引書、2003.
34）東日本高速道路（株）・中日本高速道路（株）・西日本高速道路（株）：植生のり面施工管理要領（平成 28 年 8 月）
35）農林水産省農村振興局：自動走行農機等に対応した農地整備の手引き（令和 5 年 3 月）
36）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　計画「農地地すべり防止対策」（令和 4 年 5 月）




# 第 7 章　路床及び舗装の設計

関連条項〔基準 12～13、運用 12、13-1～13-6〕

## 7.1　一般事項

農道の舗装目的は、構造上は路面に加えられた荷重を安全に路床に分散、伝達することにあるが、利用上からみると一般道路が路面を平滑にして自動車交通の走行性、快適性をよくすることを目的としているのに対し、農道においてはこれらのみならず、農産物輸送時の荷傷み防止、砂塵、飛散砂利による農産物、農地、農業施設等の被害防止等営農阻害の原因を除去する目的も大きい。

このため、舗装工種の選定に当たっては、農道の種類、利用形態、地形条件等を勘案し、交通の安全性、快適性、経済性、施工性及び維持管理を検討し、それぞれの工種の特性を十分考慮して適切に選定する。さらに、経済性の検討の際には、ライフサイクルコストを考慮することを原則とする。また、設計諸元、図面、設計・施工上の技術的課題及び留意事項等の一連の情報を分かりやすく記録・整理して、施設管理者等へ確実に引き継ぐことが重要である。

平成 15 年 7 月の道路構造令の第三次改正（現行法は平成 31 年 4 月の第四次改正）に伴い、舗装についても機能の多様化や環境負荷の低減への要請、基準類の性能規定化への移行等の流れを踏まえて、環境負荷の少ない舗装の導入と舗装構造の性能規定化を図ることとなった。農道においても舗装の設計方法、施工方法を限定せず、所要の性能を実現できる技術に関し幅広く検討を行い採用できる性能規定を平成 17 年 3 月版の本技術書から導入している。

なお、以下に記述する路床及び舗装の設計については、本技術書のほか、「舗装の構造に関する技術基準・同解説」、「舗装設計施工指針」、「舗装設計便覧」、「舗装施工便覧」に準拠するものとする。

### 7.1.1　農道の舗装工種

農道の舗装工種は実用上、①アスファルト舗装、②コンクリート舗装、③土砂系舗装等に分けられるが、所要の性能を有するものであれば、新技術等の導入についても可能である。なお、ライフサイクルコストを比較するとコンクリート舗装の方がアスファルト舗装よりも優位になる場合もあることから、長期的なライフサイクルコストの比較やメリット・デメリットを総合的に勘案し、舗装工種を決定することを基本とする。

また、舗装工種（アスファルト又はコンクリート）の使用区分を農道の縦断勾配で決める場合は、原則 12%を目安とするが、施工機械の能力によっては 12%以上でもアスファルト舗装が可能な場合がある。このような場合は、すべり止め工、表流水の処理及び路外逸脱防止工、急勾配を示す標識等の設置についても検討することが必要である。

表-7.1.1　舗装の一般的特徴

| 舗装工種 | 構成 | 特徴 | |
|---|---|---|---|
| | | 優位性 | 劣位性 |
| アスファルト舗装 | アスファルト舗装とは、骨材を瀝青材料で結合して造った表層を持つ舗装をいい、一般に表層、基層及び路盤からなる。 | ・たわみ性が大きく、変形に対して比較的順応しやすい。<br>・施工時間の短縮、安価な単価、施工直後の供用など維持修繕が容易である。 | ・耐熱性や耐摩耗性が低く、寿命が短い。<br>・施工及び材料運搬時の温度管理に慎重を要する。 |
| コンクリート舗装 | コンクリート版を表層とする舗装をいい、一般に表層及び路盤から構成される。 | ・耐久性、耐摩耗性、耐熱性が高い。<br>・表面が白色系なので夜間などでの視認性が良い。 | ・配筋や養生を要し、施工に時間と費用を要する。<br>・剛性が高いため騒音と振動が発生する。 |
| 土砂系舗装 | 路床の上に砂利、砕石等で層（路盤）を造り、その表面を路面として用いるものをいう。 | ・交通量の少ない支線道路、耕作道で実施されている例が多い。 | ・耐久性が低い。 |

注）一般にいう防塵処理や表面処理は土砂系舗装に含める。

## 7.2　目標の設定

計画における目標の設定は、舗装の設計期間、計画大型車交通量、舗装の性能指標及び性能指標の値を設定することであり、設計、施工の基本的な目標となる。

目標を設定するための調査項目は、**表-7.2.1** を参考に、設定する目標と路線の重要度に応じて選択する。調査は、既存資料や観測データの利用、聞き取り、実測、観察等の方法により行う。

このうち、特に重要な調査は大型車交通量（台/日・方向）と農道の機能分類であり、前者は計画大型車交通量の区分の設定に反映し、さらに計画大型車交通量の区分は疲労破壊輪数及び塑性変形輪数等の設定に用いる。また、後者は塑性変形輪数等及び浸透水量等の設定に用いる。

表-7.2.1　目標設定のための調査項目の例 [1)]

| 調査分類 | 調査区分 | 調査項目 | 設定目標 | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 舗装の設計期間 | 計画大型車交通量 | 舗装の性能指標 | |
| | | | | | | 具体的な性能指標の例 |
| 農道の状況 | 気象 | 気温 | | | ○ | 塑性変形輪数 |
| | | 降水量、降雪量 | | | ○ | 浸透水量、すり減り量 |
| | 農道の区分 | 農道の機能分類 注1) | ○ | ○ | ○ | 塑性変形輪数、浸透水量 |
| | | 縦・横断勾配 | | | ○ | すべり抵抗値 |
| 交通の状況 | 交通量 | 総交通量・大型車交通量 | ○ | ○ | ○ | 疲労破壊輪数、塑性変形輪数 |
| | | 輪荷重・49kN 換算輪数 | | | | |
| | | 設計速度、渋滞長、トリップ長等 | | | ○ | 平たん性、すべり抵抗値 |
| | 交通主体 | 自動車、自転車、歩行者 | ○ | | ○ | 注2) |
| 沿道の状況 | 沿道 | 居住状況、周辺地域の利用状況 | ○ | | ○ | 騒音値、振動レベルなど |

注1）農道の機能分類：基幹農道、幹線農道、支線農道、耕作道
注2）歩道及び自動車道における目標の設定に反映する。詳細は、「7.12.2　**舗装の性能指標と目標値の例**」を参照する。



### 7.2.1　舗装の設計期間

(1)舗装の設計期間の意義

舗装の設計期間は、交通による繰返し荷重に対する舗装構造全体の耐荷力を設定するための期間であり、舗装に疲労破壊によるひび割れが生じるまでの期間として設定される。設計期間の設定に当たっては、地域特性及び管理形態等によって設計期間を一律に規定することなく、地域住民等の意向等地域の実情に応じ、施工後の管理・更新を含めたライフサイクルコストの観点から、最適な設計期間を設定できる。

ただし、ここでいう舗装の設計期間とは、舗装構造の設計期間であり、塑性変形抵抗、平たん、浸水、すべり、騒音等の路面の性能を設定するための期間とは別のものである。これは、現在、性能低下と期間の相関関係がほぼ明らかになっているものが舗装構造に関する性能だけであり、路面の性能低下と期間との相関が明らかになっていないためである。つまり、今後、これらの知見が得られた場合においては、別途、路面の設計期間を設定する必要が生じることとなる。

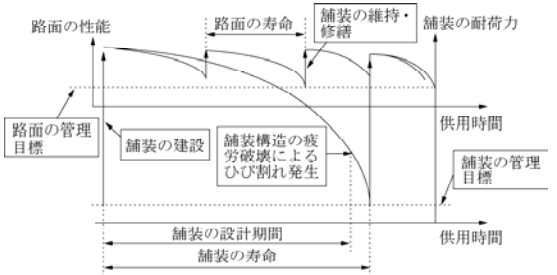



図-7.2.1　性能の低下と維持・修繕の関係 [2)]

(2)設定上の留意点

舗装の設計期間の設定に当たっては、次のような点に留意する。

① 舗装の設計期間は、地域特性及び管理形態等を総合的に勘案し、地域住民の意見を踏まえて適宜設定できるものであり、状況に応じて期間を長く設定しても短く設定してもよい。

② 舗装の設計期間は、農道交通や沿道環境に及ぼす舗装工事の影響、施工後の管理・更新を含めたライフサイクルコスト、利用できる舗装技術等を総合的に勘案して設定する。なお、舗装又は路面の耐久性を高める技術には、**表-7.2.2** のようなものがある。

表-7.2.2　舗装又は路面の耐久性向上技術

| 区分 | 耐久性向上技術 |
|---|---|
| 舗装構造の強化 | 路床構築による路床の支持力向上 |
| | 路盤の安定処理による路盤の支持力向上 |
| | ホワイトベースの採用による舗装構造の強化（例：コンポジット舗装） |
| 表層・基層の強化 | 粘性や骨材把握力の高いバインダの使用による耐流動性や耐摩耗性の向上（例：改質アスファルト混合物） |
| 予防的維持 | 各種表面処理による路面の保護、強化 |
| ソフト面での対応 | 初期わだち掘れを抑制するための交通開放温度の低減 |
| | 維持、修繕の早期実施による破損進行の抑制 |

③ 舗装工事が交通に及ぼす影響の大きな場合（トンネル内舗装や交通量の多い基幹的農道等）には、設計期間を長くとることが好ましい。

④ 将来とも交通量の大幅な増大が予想されず、舗装工事による交通への影響も大きくない場合には、設計期間を短く設定し、舗装の状態と交通量の動向を見ながら管理する方法も考えられる。

## 7.2.2　計画大型車交通量

(1)計画大型車交通量の意義

舗装厚の設計に用いる計画大型車交通量は、計画農業大型車交通量と計画一般大型車交通量のそれぞれについて、１日当たり交通量を算出し、その合計台数に応じて**表-7.2.3** のとおり交通量を区分することを原則とする。なお、１日当たり交通量の算出は、単車線の場合は１日当たり２方向の合計台数、２車線の場合は１日当たり１方向の通過台数とする。ただし、現地の特殊な事情によって、計画交通量が大幅に変動する事態が予測される場合には、その環境条件を考慮して交通区分を検討する。

大型車に分類される農業用車両及び一般車両は、普通貨物車（ナンバープレート頭番号１）、バス（同頭番号２）、特種（殊）自動車（同頭番号８、９、０）をいう。

**表-7.2.3**　交通量の区分

| 交通量の区分 | 計画大型車交通量（台/日・方向） | |
|---|---|---|
| I-1 交通 | 1 以上 | 15 未満 |
| I-2 交通 | 15 以上 | 40 未満 |
| II 交通 | 40 以上 | 100 未満 |
| III 交通 | 100 以上 | 250 未満 |
| IV 交通 | 250 以上 | 1000 未満 |

注）単車線の場合は１日当たりの２方向の合計通過台数

ア 計画農業大型車交通量

計画農業大型車交通量は、計画農業交通のうち、大型車の１年間の延台数を 365 日で除して得た日平均交通量を車線数で除した値とする。

$$\text{計画農業大型車交通量（台/日・方向）} = \frac{\text{計画農業交通の大型車　の1年間の延台数}}{365} \div \text{車線数}$$

イ 計画一般大型車交通量

計画一般大型車交通量は、舗装の設計期間における大型車交通量の延台数の日平均交通量とし、その算定方法は、一般交通における日平均交通量の現況の一般大型車交通量と将来目標時（舗装の設計期間経過直後）の一般大型車交通量とを加算した台数を２で除して得た交通量を、同一方向車線数で除した値とする。

$$\text{計画一般大型車交通量（台/日・方向）} = \frac{\text{現況の一般 大型車 交通量} + \text{将来目標時の一般 大型車 交通量}}{2} \div \text{同一方向車線数}$$

(2)設定上の留意点

① 計画大型車交通量は、農道の計画交通量、自動車の重量、舗装の設計期間等を考慮して定める。



② 舗装の設計期間内での予期せぬ疲労破壊が大きな影響を与える農道や、路床支持力が農道延長方向で大きく変動すると予想される農道等においては、信頼性を考慮した係数を計画大型車交通量に乗ずる等の措置をとる。この考え方の適用については、次の(3)で説明する。

(3)信頼性の適用

舗装が設定された設計期間を通して、破壊しない確からしさを設計された舗装の信頼性といい、その場合の破壊しない確率を信頼度という。75%の信頼度とは、疲労破壊を起こすまでの期間のうち、設計期間を上回るものが全体の 75%ということである。実際の交通量が予測された交通量を上回る場合、地象や気象の条件が想定したものより厳しい場合、あるいは材料や施工の変動が大きな場合等には、この破壊しない確率が下がることがある。設計に用いる値や将来予測に伴うリスクを勘案しながら設計する方法として信頼性設計がある。信頼性を設計に適用する考え方を整理し、**図-7.2.2** として示す。

参考までに AASHTO（American Association of State Highway and Transportation Officials、米国州政府道路交通運輸担当官協会）の道路舗装に関する技術基準である AASHTO Guide for Design of Pavement Structures（1986 年版）における信頼性と交通量の関係を**表-7.2.4** に示す。

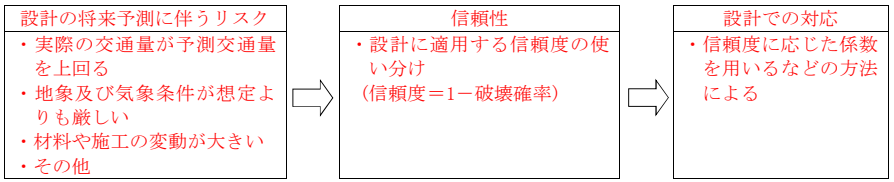



**図-7.2.2**　信頼性適用の考え方 [2)]

**表-7.2.4**　信頼度と交通量換算 [3)]

| 信頼度 | 50% | 75% | 90% |
|---|---|---|---|
| 意　味 | 疲労破壊を起こすまでの期間が設計期間を上回るものが全体の 50% | 疲労破壊を起こすまでの期間が設計期間を上回るものが全体の 75% | 疲労破壊を起こすまでの期間が設計期間を上回るものが全体の 90% |
| 交通量換算 | 1 倍 | 2 倍 | 4 倍 |
| 疲労破壊までの期間（参考） | 設計条件のとおりであれば設計期間を通して疲労破壊を生じない舗装 | 設計条件に若干の変動があっても設計期間を通して疲労破壊を生じない舗装及び設計条件のとおりであれば設計期間を若干超過しても疲労破壊を生じない舗装 | 設計条件に大幅な変動があっても設計期間を通して疲労破壊を生じない舗装及び設計条件のとおりであれば設計期間を大幅に超過しても疲労破壊を生じない舗装 |

## 7.2.3　舗装の性能指標

(1)舗装の性能指標の意義

舗装の性能指標は、農道利用者や沿道住民によって要求される様々な機能に応えるために性能ごとに設定する指標をいう。この性能指標を定めることにより、設計、施工の目標が明らかとなる。

要求される路面の機能や路面への具体的なニーズと、舗装の性能指標の関係例を整理し、**図-7.2.3** に示す。




**図-7.2.3**　車道及び側帯の舗装における性能指標の例



(2)設定上の留意点

① 舗装の性能指標は、原則として車道及び側帯の舗装の新設、改築及び大規模な修繕に適用するものであるが、基準書でも例外規定を設けており、一律に適用することは望ましくない。

② 舗装の性能指標及びその値は、農道の存する地域の地質及び気象の状況、交通の状況、沿道の土地利用状況等を勘案して、舗装が置かれている状況ごとに任意に設定する。

③ 舗装の性能指標の値は施工直後の値とするが、施工直後の値だけでは性能の確認が不十分である場合には、必要に応じ供用後一定期間を経た時点での値を設定する。

④ 舗装の性能指標の設定が必要な場合には、疲労破壊輪数、塑性変形輪数及び平たん性は必須の性能指標であるので、路肩部を除き必ず設定する。

⑤ 雨水を農道の路面下に円滑に浸透させることができる構造とする場合には、浸透水量が性能指標となる。

⑥ すべり抵抗値、すり減り量、騒音値等の性能指標は、それぞれ必要に応じて設定する。

(3)舗装の性能指標の値

① 疲労破壊輪数は、**表-7.2.5** に示す値以上で設定する。ただし、舗装の設計期間が 10 年以外の場合は、表に示される疲労破壊輪数に当該設計期間の 10 年に対する割合を乗じた値以上とする。ただし、橋、トンネルその他これらに類する構造の農道の舗装には適用しない。

**表-7.2.5**　疲労破壊輪数の基準値[2)]

| 計画大型車交通量（台/日・方向） | 疲労破壊輪数（回/10 年） |
|---|---|
| 1 以上　15 未満 | 1,500 |
| 15 以上　40 未満 | 7,000 |
| 40 以上　100 未満 | 30,000 |
| 100 以上　250 未満 | 150,000 |
| 250 以上　1,000 未満 | 1,000,000 |

注）単車線の場合は１日当たりの２方向の合計通過台数

② 車道舗装の表層における施工直後の塑性変形輪数は、500 回/mm 以上で設定する。ただし、積雪寒冷地に存する農道、近い将来に路上工事が予定されている農道、その他特別な理由によりやむを得ない場合においては、この基準値によらないことができる。

③ 車道の舗装路面の施工直後の平たん性は、2.4mm 以下で設定する。

④ 排水性舗装、透水性舗装等雨水を路面下に浸透させることができる舗装構造とする場合、施工直後の浸透水量は、300mℓ/15s 以上で設定する。ただし、②のただし書きと同じ場合においては、この基準値によらないことができる。

⑤ すべり抵抗値、すり減り量、騒音値等の値は、舗装の目的、用途等を勘案した上、実測例等を参考に定める。

## 7.3　路面設計

路面設計とは、設定された路面の性能指標の値を満足するよう車線数、地域特性等の路面条件を考慮して、路面を形成する層（一般に表層）の材料、工法及び層厚までを決定する一連の行為をいう。路面設計は新設、改築及び大規模修繕ばかりでなく、当然、補修時にあっても行うが、使用する材料が路面性能に大きく影響するので、設定した性能指標の値が設計期間にわたって得られるように材料選定を行う必要がある。

路面設計に関する舗装の性能と設計のアウトプットの関係を**表-7.3.1**に示す。

**表-7.3.1**　路面設計に関する舗装の性能と設計のアウトプット[2)]

| 舗装設計の区分 | 舗装の性能の例 | | 設計のアウトプット[注)] |
|---|---|---|---|
| 路面設計 | 路面（表層）の性能 | 塑性変形抵抗性<br>平たん性<br>透水性、排水性<br>騒音低減<br>すべり抵抗性など | ①表層の使用材料<br>②表層の厚さ<br>(③基層の使用材料)<br>(④基層の厚さ)<br>(⑤施工方法) |

注）「設計のアウトプット」欄の（　）内の事項は、必要に応じて設計に組み入れる項目

路面の設計に当たっては、次の点に留意する。

① 路面設計では、路面を形成する材料及び工法を決定する。設定された路面の性能指標の値を満足する材料及び適用する工法には多種多様なものがあるので、それぞれに応じた設計を行うことが重要である。求める路面性能やその他の特質に対応した材料、規格、配合については、例えば**表-7.3.2**、「舗装設計施工指針」、「舗装設計便覧」、「舗装施工便覧」を参考に路面設計を行う。また、過去の類似した舗装の設計条件において使用した材料、舗装構成、供用履歴等の資料を活用するとよい。

② 路面の性能に舗装構造が関連する場合には、舗装各層の構成についても検討する。アスファルト舗装の場合には、基層や瀝青安定処理路盤の塑性変形に起因するわだち掘れ、排水性舗装における不透水層、透水性舗装における舗装各層の透水性能等に関する検討を行う。一方、コンクリート舗装のように、表層を設けずにコンクリート版表面が路面としての機能を果たす場合には、コンクリート版表面の処理法等を検討する。

③ 路面の性能指標によっては必要に応じて供用後一定期間を経た時点における性能指標の値を設定することがあり、これを満足するよう路面を形成する材料の特性や定数等を決定する。次いで、これを満足する材料、層厚、工法の候補を挙げ、経済性等を考慮して最適のものを選定する。路面を形成する材料の特性や定数等を定めることが困難な場合は、過去の事例等を参考に、路面の性能指標の値を満足すると予測される材料や工法を直接選定する。

④ 設定された路面の性能指標が、防塵あるいは防水性能（シール層を形成し、表流水が路床に進入するのを防止する。）で、大型車の通行がほとんどない農道では、瀝青路面処理を表層として用いることがある。



**表-7.3.2**　路面（表層）を構成する材料と主に期待できる性能の例

| 材料分類 | 材料・工法等 | 期待できる性能 |
|---|---|---|
| アスファルト系材料 | 半たわみ性舗装 | 塑性変形抵抗性、明色性、着色性 |
| アスファルト系材料（混合物型） | 連続粒度、ギャップ粒度混合物 | 平たん性、すべり抵抗性 |
| | 開粒度混合物 | すべり抵抗性 |
| | 常温混合物 | 平たん性、すべり抵抗性 |
| | ポーラスアスファルト混合物 | 透水性、排水性、騒音低減 |
| | ポーラスアスファルト混合物＋保水材 | 路面温度低減 |
| | Ｆ付混合物<br>ＳＭＡ（砕石マスチックアスファルト） | 摩耗抵抗性 |
| アスファルト系材料（表面処理型） | フォグシール | 予防的維持 |
| | チップシール<br>マイクロサーフェシング | すべり抵抗性、予防的維持 |
| | 薄層舗装 | 平たん性、すべり抵抗性、予防的維持 |
| セメント系材料 | 舗装用コンクリート、繊維補強コンクリート | 塑性変形抵抗性、摩耗抵抗性、明色性 |
| | プレキャスト版 | 塑性変形抵抗性、明色性 |
| | ポーラスコンクリート | 透水性、排水性、騒音低減、すべり抵抗性、路面温度低減、視認性 |
| 樹脂系材料（混合物型） | 透水性樹脂モルタル | 透水性、排水性、騒音低減、骨材飛散抵抗性、着色性、明色性 |
| | ゴム、樹脂系薄層舗装 | 騒音低減、衝撃吸収性 |
| | 石油樹脂系結合材料<br>樹脂混合物・モルタル | 明色性、着色性 |
| 樹脂系材料（表面処理型） | ニート工法 | すべり抵抗性、明色性、着色性 |
| | 排水性トップコート工法 | 骨材飛散抵抗性、明色性、着色性 |
| | 遮熱材料の塗布、充填 | 路面温度低減 |
| 木質系材料 | ウッドチップ、樹皮<br>木塊ブロック | 透水性、衝撃吸収性 |
| 土系材料 | クレー、ローム、ダスト<br>混合土、人工土、<br>芝生 | 透水性、衝撃吸収性、路面温度低減 |
| ブロック、タイル系材料 | インターロッキングブロック<br>石器質タイル、磁器質タイル<br>レンガ<br>天然石ブロック | 明色性、意匠性 |

## 7.4　構造設計

構造設計とは、設定した構造設計条件に従って所定の性能指標の値を満足するように、舗装各層の材料と厚さを決定するものである。設定された性能指標の値を満足するものであれば、使用材料及び設計方法の選定は自由である。なお、アスファルト舗装において下層の保護を目的とした表面処理層やコンクリート舗装の表層については、その材質、厚さ等を勘案して、舗装の構造計算に取り入れるかどうかを判断する。

なお、求める構造性能に対応した材料、規格、配合については、「舗装設計施工指針」、「舗装設計便覧」、「舗装施工便覧」を参考に構造設計を行う。

構造設計に関する舗装の性能と設計のアウトプットの関係を**表-7.4.1**に示す。

**表-7.4.1**　構造設計に関する舗装の性能と設計のアウトプット[2)]

| 舗装設計の区分 | 舗装の性能の例 | | 設計のアウトプット[注)] |
|---|---|---|---|
| 構造設計 | 舗装構造の性能 | 疲労破壊抵抗性<br>透水性<br>その他 | 舗装構成<br>①舗装を構成する層の数<br>②基層各層の材料<br>③各層の厚さ<br>(④コンクリート版の補強) |

注)「設計のアウトプット」欄の（　）内の事項は、必要に応じて設計に組み入れる項目

今後は、その他多種多様な性能に対応した構造設計も求められると考えられるが、ここでは、必須の性能指標である疲労破壊輪数（疲労破壊抵抗性）を満足する設計方法とともに、車道透水性舗装のような透水性能に着目した設計方法についても述べる。また、設計に用いる値の将来予測に伴うリスク等に対応するための、信頼性の考え方を導入した設計方法の概要についても示す。

### 7.4.1　疲労破壊抵抗性に着目した構造設計

疲労破壊抵抗性に着目した構造設計方法には経験に基づく設計方法及び理論的設計方法がある。ここでは、経験に基づく設計方法として、「舗装の構造に関する技術基準」において別表１として示された $T_A$ 法、別表２として示された方法、さらに、理論的設計方法についても記述する。

(1)経験に基づく設計方法

ｱ アスファルト舗装の構造設計方法

アスファルト舗装の構造設計は、「舗装の構造に関する技術基準」の別表１で示された $T_A$ 法による。$T_A$ 法とは、路床の設計 CBR と設計交通量に応じて目標とする $T_A$（等値換算厚）を下回らないように舗装の各層の厚さを決定する手法である。

$T_A$ 法に基づいて設計されたアスファルト舗装は、過去の実績から所要の疲労破壊輪数を有しているとみなすことができる。$T_A$ 法による構造設計方法は、「**7.6　アスファルト舗装の構造設計**」に示す。

また、「**7.6　アスファルト舗装の構造設計**」に示した舗装以外に $T_A$ 法を適用できる各種の舗装の設計方法としては、① 排水性舗装の構造設計、② フルデプスアスファルト舗装の構造設計等があるが、農道として計画されるケースが少ないため、その詳細については「舗装設計施工指針」に準拠するものとする。



ｲ コンクリート舗装の構造設計方法

コンクリート舗装の構造設計は、「舗装の構造に関する技術基準」の別表２で示された方法による。同技術基準の別表２に基づいて設計されたコンクリート舗装は、過去の実績から所要の疲労破壊輪数を有しているとみなすことができる。別表２による構造設計方法は「**7.7　コンクリート舗装の設計**」に示す。また、「**7.7　コンクリート舗装の設計**」に示した舗装以外に別表２を適用できる舗装にはコンポジット舗装がある。コンポジット舗装の設計方法を以下に示す。

(ｱ)コンポジット舗装の構造設計

a 構造設計の基本的事項

コンポジット舗装は、表層にアスファルト混合物を用い、下層にコンクリート系の材料を用いた舗装で、構造設計は設定された疲労破壊輪数を満足するように行う。

b 構造設計

表層にアスファルト混合物を、その下層にコンクリート系の版を用いることから、下層以下の構造設計に必要な設計条件はコンクリート舗装の構造設計に準じてよいが、表層にアスファルト混合物を用いることから、温度応力等が一般的なコンクリート舗装と異なることを配慮して設計する。

その他の構造設計に必要な条件は、「舗装設計施工指針」に準じて行う。なお、コンクリート系の版として半たわみ性混合物を用いる場合は、温度応力についての配慮は一般に行う必要はない。

(2)理論的設計方法

理論的設計方法は、幾つかの手法が提案されている。アスファルト舗装の場合には、舗装を多層構造として扱い、弾性理論を適用した構造解析によって構造を決定する方法があり、コンクリート舗装の場合には、輪荷重応力式、温度応力式及びコンクリート版の疲労曲線等に基づいて行う方法がある。いずれの方法によって設計した場合も、所要の疲労破壊輪数を有することを確認しなければならない。

これらの理論解析に基づく設計方法は、「舗装設計施工指針」を参照して行う。

### 7.4.2　透水性能に着目した構造設計

(1)構造設計の基本的事項

透水性舗装は、降雨を表層、基層、路盤を通して、構築路床、路床（原地盤）に浸透させることができるような舗装構造としたものである。

設計に当たっては、舗装内における雨水の貯留量、降雨条件に応じた表面溢流量の算定、交通に耐える舗装の構造設計と排水施設の設計を併せて行う。

透水性舗装の構造設計は、「舗装設計施工指針」を参考にして行う。

(2)構造設計

透水性舗装には、開粒度アスファルト混合物を用いたものやポーラスコンクリートを用いたものなどがあるが、以下には開粒度アスファルト混合物を用いた $T_A$ 法による透水性舗装の一般的な設計例を示す。構造設計の手順を、**図-7.4.1**に示す。

この舗装は、これまで計画大型車交通量が比較的少ない農道に適用されてきたが、今後は地下水の涵養等環境対策を重視する必要がある場合に採用が増加すると考えられる。計画大型車交

通量が多い場合の適用では、雨水を路床まで浸透させることから、交通の繰り返しによる構造的耐久性、路床、路盤の含水量変化に伴う支持力変動の検討等が必要である。

ｱ 舗装断面の仮設定

舗装断面は、設計 CBR と計画大型車交通量から求められた $T_A$ を満たすように仮設定する。

① 表層及び基層用の開粒度アスファルト混合物には、耐久性確保のため、ポリマー改質アスファルト等を用いるとよい。

② 表層及び基層に使用する開粒度アスファルト混合物の等値換算係数は 1.0 とする。

③ 路盤は透水性能の高い透水性瀝青安定処理路盤材料又はクラッシャラン等を用いる。

④ 構築路床又は路床（原地盤）の上に一般にフィルタ層を 10～15cm 設ける。フィルタ層は構造設計の計算に含めない。

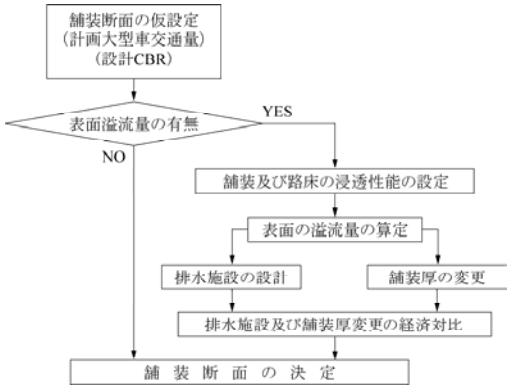



**図-7.4.1**　開粒度アスファルト混合物を用いた透水性舗装の構造設計の手順 [2)]

ｲ 舗装及び路床の透水性能の設定

舗装各層及び路床の透水係数の設定は実測に基づいて行う。なお、参考までに**表-7.4.2** に透水係数の測定例を示した。

**表-7.4.2**　透水係数の測定例 [2)]

| 材　　料 | 透水係数（cm/s） | 備　　考 |
|---|---|---|
| ポーラスアスファルト混合物 | $1\times10^{-2}$ 以上 | 空隙率 15%以上 |
| 開粒度アスファルト混合物 | $1\times10^{-2}$ 以上 | 空隙率 12%以上 |
| 透水性瀝青安定処理路盤材料 | $1\times10^{-2}$ 以上 | 空隙率 12%以上 |
| クラッシャラン | $3\times10^{-3}$～$4\times10^{-2}$ | 骨材間隙率 6～18% |
| 粒度調整砕石 | $2\times10^{-6}$～$6\times10^{-2}$ | 骨材間隙率 3～15% |
| 礫 | $1\times10^{-1}$ 以上 | |
| 砂 | $1\times10^{-1}$～$1\times10^{-3}$ | |
| 砂質土 | $1\times10^{-3}$～$1\times10^{-5}$ | |
| 粘質土 | $1\times10^{-5}$～$1\times10^{-7}$ | |
| 粘土 | $1\times10^{-7}$ 以下 | |



ｳ 表面溢流量の算定と舗装断面の再検討

設計において対象とする降雨を舗装表面から溢流させない舗装厚は、**式（7.4.1）**により算定し、必要であれば舗装断面を再検討する。

$$H=(0.1i-3,600q)\frac{100t}{60V} \quad \cdots\cdots \text{式（7.4.1）}$$

$H$ ：舗装厚（cm）
$V$ ：舗装の平均空隙率（%）
$q$ ：路床の平均浸透速度（cm/s）
$i$ ：降雨強度（mm/h）。河川及び下水等の設計で用いられている降雨強度を目安として一般に用いる。
$t$ ：降雨継続時間（min）

ｴ 排水施設の設計

(ｱ) 排水処理

舗装断面の検討に併せて浸透性集水桝、浸透式トレンチ、浸透井等の施設を必要に応じて設ける等、総合的に検討する。

(ｲ) 縦横断勾配

路面の横断勾配は 1.5 又は 2.0%を標準とする。縦断勾配は施工限界等から 8%～12%程度以下とする。

(ｳ) その他

透水性舗装は、土砂等により透水性能が著しく低下するので、舗装周辺部からの土砂等の流入を極力少なくするように処置することが重要である。

## 7.4.3　信頼性を考慮した構造設計

経験に基づく設計方法及び理論的設計方法のいずれにあっても、設計条件を満足する舗装断面は、計画大型車交通量、路床の支持力等の設計入力の将来予測に伴うリスク等に対応する必要がある。

設計に適用する信頼性には、疲労破壊輪数や計画大型車交通量に係数を乗じる方法、地盤、材料の強度等に係数を乗じる方法等が考えられ、その使い分けが必要となる。

ここでは、疲労破壊輪数に信頼度に応じた係数を適用する場合の、構造設計方法の例を以下に示す。すなわち、信頼度 90%相当の舗装断面が、従来基準で規定していた舗装断面に相当することを踏まえ、従来のサービスレベルや舗装厚（舗装構造）を考慮し、新設農道においては、信頼度 90%相当の舗装設計を標準とするが、地域の実情等から従前よりサービスレベルを低くできる農道においては、信頼度 75%又は 50%等に応じた係数を用いて舗装断面を決定することができる。したがって、同じ交通量でも設定された信頼度が異なると舗装断面に差が生じることになる。

(1) $T_A$ 法による構造設計の信頼度

$T_A$ 法による構造設計の信頼度は、所要の疲労破壊輪数を有するとみなされたものであり、実態調査結果によるものである。すなわち、設計期間 10 年として設計されたアスファルト舗装の耐用年数が 10 年を超えていることが明らかとなったので、$T_A$ 法により設計されたアスファルト舗装は所要の疲労破壊輪数を有すると認めたものである。

また、このときの各舗装の耐用年数が 10 年以上である確率はおおむね 90%であり、結果的に信頼度 90%を満足する舗装が設計されていたことになる。

(2) 舗装厚さの設計

舗装厚さの設計に当たっては、路床の設計 CBR と疲労破壊輪数に応じて定まる必要等値換算厚 $T_A$ を下回らないように舗装の各層の厚さを決定する。

(1) で述べた調査結果を反映させた $T_A$ の計算式は**式**（7.4.2）～**式**（7.4.4）に示すとおりである。また、従来の $T_A$ の計算式は信頼度 90%に対応しており、信頼度 90%以下の $T_A$ についてもこれらの式で求めることができる。

$T_A = 3.84\ N^{0.16} / \mathrm{CBR}^{0.3}$　信頼度 90%相当　…… **式**（7.4.2）

$T_A = 3.43\ N^{0.16} / \mathrm{CBR}^{0.3}$　信頼度 75%相当　…… **式**（7.4.3）

$T_A = 3.07\ N^{0.16} / \mathrm{CBR}^{0.3}$　信頼度 50%相当　…… **式**（7.4.4）

ここで　$T_A$：必要等値換算厚

$N$：疲労破壊輪数

CBR：路床の設計 CBR

なお、**式**（7.4.4）に $4N$ を代入して算定される $T_A$ の値は、**式**（7.4.2）に $N$ を代入して算定される $T_A$ の値に等しい。

$T_A$ による構造設計方法に信頼度として交通量換算を導入した場合の $T_A$ の計算例をまとめると**表**-7.4.3 に示すとおりとなる。

**表**-7.4.3　信頼度を考慮した $T_A$ の計算例

| 信頼度 | $T_A$ の計算式 | （参考）交通量換算 | 備　　考 |
|---|---|---|---|
| 90% | $T_A = 3.84N^{0.16}/\mathrm{CBR}^{0.3}$ | ×4 相当 | |
| 75% | $T_A = 3.43N^{0.16}/\mathrm{CBR}^{0.3}$ | ×2 相当 | － |
| 50% | $T_A = 3.07N^{0.16}/\mathrm{CBR}^{0.3}$ | ×1 相当 | － |

(3) 信頼度に応じた舗装断面選定の考え方

信頼度に応じた舗装断面選定の考え方を**表**-7.4.4 に示す。なお、表中の数字は、参考までに CBR＝4 の場合の $T_A$ を示した。

従来の標準断面に**表**-7.4.4 に示す信頼度の考え方を導入することにより、農道の種別等に応じて多段階に舗装構造を選択することができるようになり、より合理的な舗装整備の計画を立てることができるようになる。

**表**-7.4.4　信頼度を導入したアスファルト舗装の設計

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 必要 $T_A$ | 信頼度 90% | 9 | 12 | 14 | 18 | 24 |
| | 信頼度 75% | 8 | 10 | 12 | 16 | 21 |
| | 信頼度 50% | 7 | 9 | 11 | 14 | 19 |
| 疲労破壊輪数（回/10 年） | | 1,500 | 7,000 | 30,000 | 150,000 | 1,000,000 |
| 計画大型車交通量（台/日・方向） | | 1≦T＜15 | 15≦T＜40 | 40≦T＜100 | 100≦T＜250 | 250≦T＜1,000 |



## 7.4.4　補修の構造設計

補修時の舗装構造（補修断面）の設計は $T_A$ 法に準じて、設計交通量、設計 CBR、既設舗装の残存等値換算厚（$T_{A0}$）を把握して行う方法のほか、ベンケルマンビームや FWD による既設舗装のたわみ測定結果を利用する方法等がある。以下には、残存等値換算厚（$T_{A0}$）を利用した補修断面の設計方法を示す。

(1) 補修工法

補修時に舗装断面の設計が必要となる場合には、補修の構造設計を行う。その際に対象となる工法には以下のものが挙げられる。

① 打換え工法
② 局部打換え工法
③ 路上再生路盤工法
④ 表層・基層打換え工法
⑤ オーバーレイ工法

(2) 補修時の設計条件

補修時の路面設計及び構造設計の条件は、「舗装設計施工指針　3.4 設計条件」に従って設定する。なお、構造破損が著しく早く発生した箇所では過大な交通荷重の影響が考えられるので、車両重量を測定し、輪荷重による疲労破壊輪数を設定した方がよい場合がある。

(3) 設計 CBR

設計 CBR の設定に当たっては、既存の資料や路床の支持力を推定する方法を利用する。ただし、路面のたわみが特に大きい場合や広範囲に及ぶ全層打換えの場合は、開削調査や非破壊調査等により設計 CBR を求めることが望ましい。

(4) 残存等値換算厚（$T_{A0}$）

$T_{A0}$ は舗装の破損状況に応じて在来の舗装の強度を表層・基層用加熱アスファルト混合物の等値換算厚で評価したものである。$T_{A0}$ の計算に用いる換算係数は**表**-7.4.4 に示すとおりであり、「舗装の構造に関する技術基準」の別表 1 に示されている $T_A$ 法と同様に、この換算係数を各層の厚さに乗じてその合計により求める。

オーバーレイ工法の場合は、既設舗装全厚の $T_{A0}$ を求める。打換え工法、表層・基層打換え工法、局部打換え工法、路上再生路盤工法の場合は、打換えずに残す部分の $T_{A0}$ を求める。

(5) 補修断面の決定

$T_A$ 法を用いて補修断面の等値換算厚（$T_A$）を求め、**式**（7.4.5）により補修に必要な等値換算厚（$t$）を求める。

補修に必要な等値換算厚　$t(\mathrm{cm}) = T_A - T_{A0}$　…… **式**（7.4.5）

したがって、加熱アスファルト混合物を用いたオーバーレイ工法、表層・基層打換え工法の場合は $t$ の値がそのまま設計厚となる。

表-7.4.5　$T_{A0}$ の計算に用いる換算係数 [2)]

| 層 | 既設舗装の構成材料 | 各層の状態 | 係　数 | 摘　要 |
|---|---|---|---|---|
| 表層・基層 | 加熱アスファルト混合物 | 破損の状態が軽度で中度の状態に進行するおそれのある場合 | 0.9 | 破損の状態が軽度に近い場合を最大値、重度に近い場合を最小値に考え、中間は破損の状況に応じて係数を定める |
| | | 破損の状態が中度で重度の状態に進行するおそれのある場合 | 0.85～0.6 | |
| | | 破損の状態が重度の場合 | 0.5 | |
| 上層路盤 | 加熱遷青安定処理 | | 0.8 ～0.4 | 新設時と同等と認められるものを最大値にとり、破損の状況に応じて係数を定める |
| | セメント・遷青安定処理 | | 0.65～0.35 | |
| | セメント安定処理 | | 0.55～0.3 | |
| | 石灰安定処理 | | 0.45～0.25 | |
| | 水硬性粒度調整スラグ | | 0.55～0.3 | |
| | 粒度調整砕石 | | 0.35～0.2 | |
| 下層路盤 | 切込砂利及び切込砕石 | | 0.25～0.15 | |
| | セメント安定処理及び石灰安定処理 | | 0.25～0.15 | |
| セメントコンクリート版 | | 破損の状態が軽度又は中度の場合 | 0.9 | |
| | | 破損の状態が重度の場合 | 0.85～0.5 | |

注）舗装破損の状態の判断
軽度：ほぼ完全な供用性能を有しており、当面の補修は不要であるもの。
（おおむねひび割れ率が 15%以下のもの）
中度：ほぼ完全な供用性能を有しているが、局部的・機能的な補修が必要なもの。
（おおむねひび割れ率が 15～35%のもの）
重度：オーバーレイあるいはそれ以上の大規模な補修が必要であるもの。
（おおむねひび割れ率が 35%以上のもの）

(6) 設計上の留意点

① オーバーレイ厚は、沿道条件等から 15cm を上限とするのが一般的である。

② 路上路盤再生工法における断面設計の詳細については、「舗装再生便覧」を参照する。



## 7.5　路床の設計

### 7.5.1　一般事項

路床は路盤の下の部分で、盛土区間では盛土仕上り面から、切土区間では掘削した面から下の約 1 m の部分がこれに当たる。アスファルト舗装やコンクリート舗装では、舗装厚さを決定する基礎になる部分である。なお、軟弱な路床を改良するために、路床の一部又は全てを良質な材料で置換えた層、石灰やセメント等で安定処理した層、あるいは寒冷地に設けられる凍上抑制層等は路床に含まれる。

路床土の良否は、その上部に設ける舗装の厚さに大きな影響を与える。このため、その土質の判定に当たっては十分な検討が必要であり、一般に物理的性質（含水量、粒度、比重、コンシステンシー等）及び力学的性質（CBR、地盤係数等）を明らかにするための土質試験を行う。その結果や施工事例等の資料を参考にして、路床土としての適否や路床改良方法を決定する。

### 7.5.2　CBR 値の求め方

① 盛土路床の場合には、土取場の露出面から 50cm 以上深い位置の、路床土となる土を乱した状態で採取して CBR 試験を行う。

切土部においては、路床面下 50cm 以上深い所から乱した状態で土を採取するが、路床面下 1 m 位の間で土質が変化している場合には、この各層の土を採取して CBR 試験を行う。

② CBR 試験用の試料の採取は、おおむね路線延長 200m に 1 か所の割合で行うが、調査区間が比較的短い場合や、路床土がほぼ同一とみなされる場合であっても、農道延長上に 3 か所以上とすることが望ましい。

また、試料の採取は雨期や凍結融解期や干ばつ期を避け、寒冷地域では融解期が終了したと思われる時期（通常 5 ～ 6 月）に行うのが望ましい。

③ 切土路床等で、CBR 試験で乱されるために極端に CBR 値が小さくなることが経験的にわかっている路床土で、しかも路床土をほとんど乱すことなく施工できる場合は、乱さない試料の CBR を用いてもよい。乱さない試料は路床面から 50cm 以上深い所から採取し、含水比を変化させないようにして試験室に送る。

④ 路床に多量の礫等が含まれていて、これらを除いて試験することが現場を代表しない場合等には、平板載荷試験による $K$ 値や試験等を参考にして CBR 値を推定する。

⑤ $T_A$ 法により舗装厚を決定するための設計 CBR は、図-7.5.1 に示す手順によって決定する。

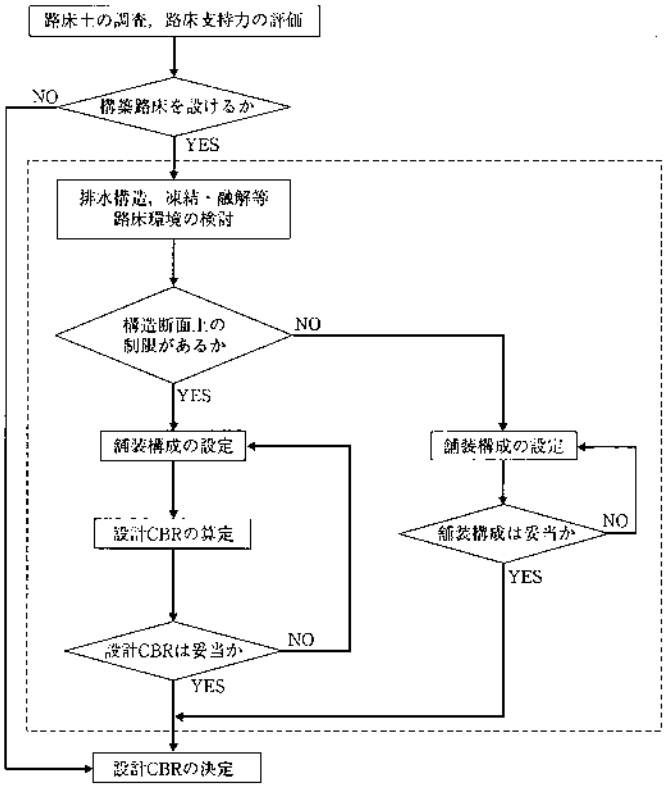



図-7.5.1　路床の設計手順[1)]



### 7.5.3　設計 CBR の算出法

予備調査及び CBR 試験の結果から、区間の CBR 及び設計 CBR を以下のようにして定める。

① 路床が深さ方向に異なる幾つかの層をなしている場合には、その地点の CBR は路床面以下 1 m までの各層の CBR を用いて、次式によって求まる値（$CBR_m$）とする。

$$CBR_m = \left( \frac{h_1 \times CBR_1^{1/3} + h_2 \times CBR_2^{1/3} + \cdots + h_n \times CBR_n^{1/3}}{100} \right)^3 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（7.5.1）}$$

ここに、$CBR_m$：$m$ 地点の CBR

$CBR_1$、$CBR_2$……$CBR_n$：$m$ 地点の各層の CBR

$h_1$、$h_2$ ……$h_n$：$m$ 地点の各層の厚さ（cm）

$h_1 + h_2 + \cdots\cdots + h_n = 100$

② 均一な舗装厚で施工する区間を決定し、この区間の中にある $CBR_m$ のうち、極端な値を除いて、次式により区間の CBR を求める。

区間の CBR＝各地点の CBR の平均値－各地点の CBR の標準偏差（$\sigma_{n-1}$）

③ 設計 CBR は、区間の CBR から**表-7.5.1** により求める。

**表-7.5.1**　区間のCBRと設計CBRの関係[1)]

| 区間の CBR | 設計 CBR |
|---|---|
| (2 以上　3 未満) | (2) |
| 3 以上　4 未満 | 3 |
| 4 以上　6 未満 | 4 |
| 6 以上　8 未満 | 6 |
| 8 以上　12 未満 | 8 |
| 12 以上　20 未満 | 12 |
| 20 以上 | 20 |

注）（　）は、修繕工事等で既存の路床の設計 CBR が 2 であるものの、路床を改良することが困難な場合に適用する。

上記の各項について、以下に解説する。

① 路床が深さ方向に幾つかの層をなしており、厚さ 20cm 未満の層がある場合は、CBR の小さい方の層に含めて計算し、$CBR_m$ を求める。

② CBR が 3 未満の路床を改良する場合の改良厚さは、一般的な作業のできる路床での安定処理の場合は 30～100cm の間で、十分な締固め作業ができないような非常に軟弱な路床での安定処理や置換工法による場合は 50～100cm の間で設定する。

③ CBR が 3 未満の路床を改良した場合、その施工厚から 20cm 減じたものを有効な路床改良の層として扱う。そして、改良した層の下から 20cm の層は、安定処理の場合は安定処理した層の CBR と従来路床土の CBR との平均値をその層の CBR とし、置換えの場合は従来路床土と同じ CBR として計算を行う。

なお、CBR が 3 以上の路床を改良する場合は、このような低減を行わなくてよい。

④ 改良した層の CBR の上限は 20 とする。自然地盤の層については、CBR の上限は設けない。

⑤ 置換材料の CBR は、本来、設計 CBR を求める際の CBR 試験によって評価を行うべきであるが、良質な盛土材料や砕石等の粒状材料を使用する場合、その材料の修正 CBR によって評価することができる。この場合、施工基盤となる路床部分の状態によって作業性が左右されることから、修正 CBR を求めるための所要の締固め度は、使用する箇所で実際に管理できるものでなければならない。

なお、修正 CBR が 20 を超える場合は、20 として評価する。

⑥ $CBR_m$ の計算は、通常、路床が上部ほど高い CBR を示している場合に適用することができる。路床の上部と下部を比べ極端に弱い層がある場合には、舗装構造はこの影響を受けることになるので、$CBR_m$ を用いてはならない。このような場合には、全層が弱い層でできていると考えるか又はその層を安定処理するか、良質な材料で置換えて計算を行う。

⑦ 舗装構造を短区間で変えることは、施工が繁雑となるので好ましくない。舗装構造は少なくとも 200m の区間は変えないように設計することが望ましい。

⑧ 区間の CBR の計算は、以下の例を参照のこと。

（例）ある区間で 7 地点の $CBR_m$ を求めたら、4.8、3.9、4.6、5.9、4.8、7.0、3.3 であった。これらの平均値は 4.9、標準偏差の推定値は 1.3 であるから、この区間の CBR は、4.9－1.3＝3.6 となる。

⑨ 路床の土質が同一の区間で、極端な値が得られた地点では試験法等に誤りがなかったかどうかを確認した上で、極端な値として棄却する必要があるか、あるいは局所的に改良する必要があるか又はその付近の舗装厚を変える必要があるか等を判断しなければならない。

⑩ 上記で、極端な値を棄却できるかどうかの判断には、**表-7.5.2** を利用して、以下に示す計算例を参照のこと。

**表-7.5.2**　棄却判定に用いる $\gamma(n, 0.05)$ の値 [1)]

| $n$ | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\gamma(n, 0.05)$ | 0.941 | 0.765 | 0.642 | 0.560 | 0.507 | 0.468 |
| $n$ | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
| $\gamma(n, 0.05)$ | 0.437 | 0.412 | 0.392 | 0.376 | 0.361 | 0.349 |
| $n$ | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 |
| $\gamma(n, 0.05)$ | 0.338 | 0.329 | 0.320 | 0.313 | 0.306 | 0.300 |

**〔計算例１〕**最大値が極端に大きい場合の検定

路床土がほぼ一様な区間内の 6 地点で得られた $CBR_m$ を、小さい方から $X_1$，$X_2$，……の順に並べると次のようであった。この場合の $n$ は 6 である。

（4.4，4.8，5.2，5.5，6.2，12.2）

$$\gamma=\frac{X_n-X_{n-1}}{X_n-X_1}=\frac{12.2-6.2}{12.2-4.4}=0.769>0.560=\gamma(6, 0.05)$$

よって、12.2 は棄却し、

区間の CBR＝棄却後の各地点の CBR の平均値－棄却後の各地点の CBR の標準偏差
＝5.2－0.7＝4.5

となる。



**〔計算例２〕**最小値が極端に小さい場合の検定

５個の測定値を小さい方から $X_1$，$X_2$，……の順に並べると、次のようであった。この場合の $n$ は５である。

（2.4，4.3，4.7，4.8，5.2）

$$\gamma=\frac{X_2-X_1}{X_n-X_1}=\frac{4.3-2.4}{5.2-2.4}=0.678>0.642=\gamma(5, 0.05)$$

よって、2.4 は棄却し、

区間の CBR＝棄却後の各地点の CBR の平均値－棄却後の各地点の CBR の標準偏差
＝4.8－0.4＝4.4

となる。

## 7.5.4　CBR の計算例

以下に、計算例を示す。

**〔計算例 1〕**層厚が 20cm 未満の層がある場合

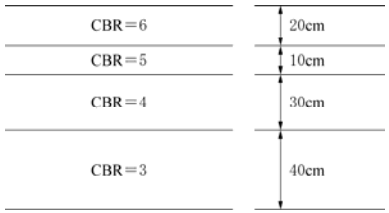



**図-7.5.2**　層厚の例示

層厚が 20cm 未満の第２層目をどのように扱うかの事例であるが、このような場合は、第２層と第３層を合わせて厚さ 40cm と考え、弱い層の CBR の値を用い、CBR４で計算する。

**式**（7.5.1）から、

$$CBR_m=\left\{\frac{20\times6^{1/3}+(10+30)\times4^{1/3}+40\times3^{1/3}}{100}\right\}^3=4.0$$

**〔計算例 2〕**軟弱路床の CBR の計算例

(1)置換工法による場合

在来路床の CBR が 1.5 の場所を、CBR10 の材料で 1 m 置換え（又は盛土）を行ったときの路床の設計 CBR は次のようになる。

置換え層の下の層から 20cm は地盤と同じ CBR1.5 を用い、残りの 80cm は CBR10 を用いて平均 CBR を求め、その地点の設計 CBR とする。

$$CBR_m=\left(\frac{80\times10^{1/3}+20\times1.5^{1/3}}{100}\right)^3=7.4$$

したがって、この地点の設計 CBR は６となる。

以上の計算例を図-7.5.3により求めることができる。在来路床土CBR1.5、置換土CBR10の交点を図から見出す。その交点が合成CBRのどのような範囲に位置しているかを見出す。処理厚1mの場合、その交点の位置は（$H$＝100，$m$＝8）と（$H$＝100，$m$＝6）との範囲にあり、設計CBR（＝$m$）は6となる。

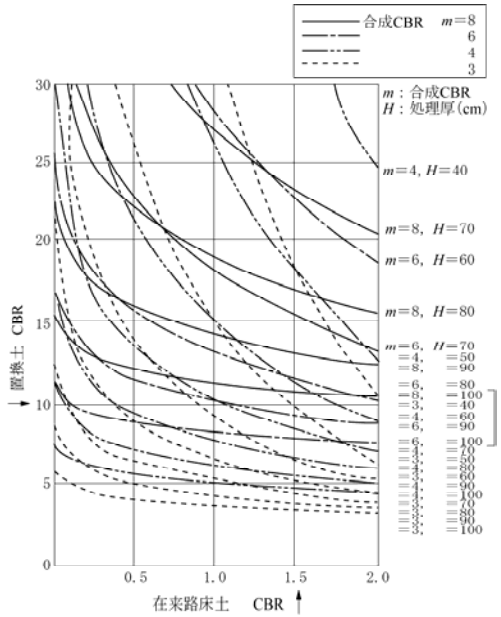



図-7.5.3　軟弱土における置換土（盛土）の処理厚別合成CBR

(2)安定処理工法による場合

在来路床のCBRが1.5のところで、石灰（又はセメント）による安定処理を50cmの深さまで行う場合、安定処理した層のCBRが20以上であった。この場合の設計CBRは、安定処理した層のうち30cmはCBR20とし、安定処理した層の下から20cmについては、在来路床と安定処理した層のCBRの値の平均値（20＋1.5）/2を用い、残りの50cmは在来路床のCBR1.5を用いてCBRを求める。

$$CBR_m=\left\{\frac{30\times20^{1/3}+20\times\left(\frac{20+1.5}{2}\right)^{1/3}+50\times1.5^{1/3}}{100}\right\}^3=6.1$$

したがって、この地点の設計CBRは6となる。

同様に、以上の計算例を図-7.5.4により求めることができる。在来路床土のCBR1.5、安定処理土CBR20（20以上）の交点を図から求める。処理厚50cmの場合、交点の位置は、（$H$＝50，$m$＝6）と（$H$＝50，$m$＝8）との範囲にあり、設計CBR（＝$m$）は6となる。



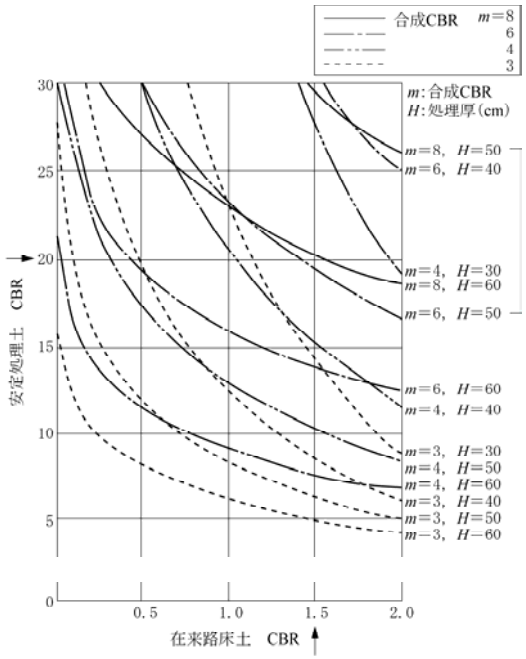



図-7.5.4　軟弱土における安定処理厚別合成CBR

### 7.5.5　軟弱路床に対する改良工法

(1)良質土による盛土工法

地下水位が高く、路床土が軟弱な場合には、CBRが3以上の材料を約1m盛り上げて新しい路床を造り、その上に舗装を設けるのが一般的である。ただし、ほ場内農道等において、高盛土が農耕に支障をきたすおそれのある場合等で、CBRが3以上になるような材料で盛土高を設計した場合は、その盛土高さを減ずることができる。

このような盛土工法の場合、盛土下部20cmの部分は在来路床土のCBRをとって設計する。

施工は、次の点を注意して行う。

① 地下水位が高い場合や、湧水のあるときは、水位を下げるとともに排水処理する必要がある。

② 盛土材料は、水浸による支持力の変化が生じ難い良質なものを選定する。

③ 搬入した盛土材料は、入口部からブルドーザ等で、一層の仕上り厚さが20cm程度になるように軟弱な路床面へまき出す。軟弱な路床土が盛土材料の表面に上がってくる場合や、また運搬車や施工機械のトラフィカビリティが確保できない場合には、別途、排水処理を検討する。

軟弱な路床土で、盛土材料が路床に侵入するのを防止し、また盛土荷重を均等に路床に伝えるために、フレキシブルなネットやシートを敷き均し、その上に盛土する方法、盛土材料として発泡スチロールのような軽量盛土材料を使用する方法もある。

(2) 置換工法

置換工法は、切土部分で軟弱な路床土が現れた場合に、路床土に当たる部分を約1m 掘削して、CBR が3以上の良質土で置換える工法である。なお、置換工法においても、「(1)　良質土による盛土工法」と同様に、設計 CBR が3以上になるような材料で設計した場合はその置換厚さを減ずることができる。この場合の下部 20cm の CBR の取扱いは盛土工法と同様とする。

施工は、次の点に留意して行う。

① 軟弱な路床土を所定の深さに掘削し、掘削面以下の層を乱さないように行う。

② 置換部分の締固めが不十分だと、将来沈下が生じ、舗装の早期破損の原因となるので、入念に締め固める。

③ 路床の土質条件等によって締固めが十分にできない場合には、上層路盤か基層上で一時的に交通開放を行い、沈下を待った後、舗装を完成する方法もある。

(3) 安定処理工法

安定処理工法は、軟弱な路床土の表面に、セメント、石灰等の安定材を散布し、路床土と安定材とを混合し、路床土の支持力の改善を図る工法で、設計 CBR が3以上になるように設計する。

混合の方式には、湿地ブルドーザに混合・撹拌可能なアタッチメントを装着したものや、軟弱土専用のスタビライザ、ミキシングホーク等の施工機械による混合がある。

この場合、安定処理した層のうち下から厚さ 20cm に当たる部分は、安定処理した層の CBR と在来路床土の試料による CBR の平均値をとって設計する。

安定材の選定は、一般に砂質土に対してはセメント、粘性土に対しては石灰が効果がある。石灰には消石灰と生石灰の2種類があり、路床土が高含水比の場合は生石灰の方が効果が大きい。

その他の工法として、エコセメントによる地盤改良工法がある。エコセメントは、都市ゴミ焼却灰や下水汚泥等を原料として製造されるセメントで、固化材（地盤改良材）として利用され、製造技術の確立と利用技術の開発が進められている。

(4) サンドイッチ工法

サンドイッチ工法は軟弱な路床上に砂層を置き、その上に貧配合コンクリート又はセメント安定処理の拘束層を設け、この上に交通量に応じた舗装を行う工法であるが、設計 CBR や等値換算厚 $T_A$ を用いた設計方法が適用できないので、過去の実施例や弾性計算等の方法を参考にして断面を決定する。

この工法の利点としては、次のようなことが考えられる。

① 舗装の下部に剛性の高い拘束層を置くことによって支持力が高められ、舗装の総厚を減少させることができる。

② 拘束層の上部に置かれる材料の転圧効果を増す。

③ 軟弱な路床土の路盤への侵入が完全に防止できる。

④ 路床土及び路盤のひずみが小さくなり、したがって耐久性が増す。

施工は、次の点に注意して行う。

① 砂層は 15cm 程度敷き均し、軽く転圧して、表面を平らに均す。

② 砂層の上に貧配合コンクリート又はセメント安定処理材料を 15～20cm の厚さに敷き均す。貧配合コンクリートのセメント量は 220kg/m$^3$ 程度とする。セメント安定処理は一軸圧縮強さ 2.9～4.9MPa を目標にセメント量を決定すればよい。



③ 貧配合コンクリート又はセメント安定処理層の上に、下層路盤材料、上層路盤材料の順で敷き均し、それぞれ十分に転圧して締め固める。

(5) ステージコンストラクション

交通上やむを得ない場合を除き、一度に表層まで完成させず、まず路盤まで施工し、その後状況を判断して段階的に完成させていく方法である。

ステージコンストラクションとは段階的施工法であり、その方法は舗装構造により若干その考え方を異にするが、一般的に農道舗装の設計においては次のような方法が採用されている。

① 農道舗装は、それぞれの路線で設計期間を設定してその舗装厚を設計するが、第一段階では上層路盤までを施工（瀝青安定処理を行ったもの）し、その後一定期間内に第二段階として表層のアスファルト舗装を行う方法（**図-7.5.5** 参照）。

② 水田地帯等の軟弱な路床に設置される農道は、盛土工法や置換工法等で路床改良を行って舗装をする。この場合、第一段階で下層路盤までを砕石材料等で施工し路面整形を行い、工事用車両等の限定された範囲での交通開放を行って圧密沈下等の促進を図り、その後これらの状況を判断して順次段階的に施工していく。

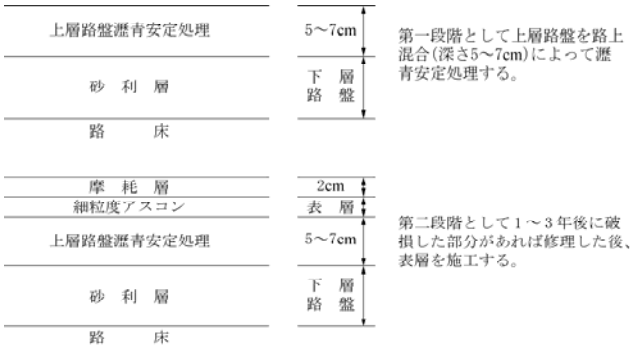



**図-7.5.5**　ステージコンストラクションの施工例

これらの方法は路床及び路盤状況が複雑で、その明確な把握が困難な場合や、軟弱路盤のように経年変化等に伴いその性状が変化するものに対して、一定の期間の交通開放を行い、その状態によって目的とする舗装構造を決定し、段階的に施工していくものであり、経費面から、また舗装構造の安全設計という面からも期間的な制約が許されるならば有利になることが多い。

### 7.5.6　路床が岩盤の場合

路床面下約1m 以内に岩盤がある場合、舗装の設計に当たっては岩盤の位置及び性状を把握し、構造設計を適切に行うことが必要である。

アスファルト舗装の場合、剛構造の路床にすると、たわみ性の減少等によってクラックが発生するため緩衝材を使用する。また、コンクリート舗装の場合には、支持力を均一なものにすることが重要であり、路床が岩盤の場合の取扱いは次の区分による。

① 局部的（延長おおむね 50m 未満）な箇所は前後の路盤厚と同一とする。

② 寒冷地でけつ岩、風化岩等、凍上のおそれがあるものは岩盤として取り扱わない。
③ 岩盤が連続する場合（延長おおむね 50m 以上）の取扱いは次のとおりとする。
良質な岩である場合は、その面を路床面とすることができる。岩の掘削による不陸が残るため、そのくぼみに地下水や雨水が帯水しないよう、厚さ 10cm 以上の貧配合コンクリート等で不陸を整正したのち、路盤、表・基層などを設ける（**図-7.5.6** 参照）。

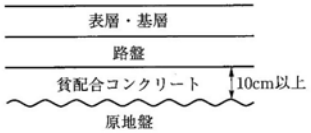



**図-7.5.6**　現地盤が良質な岩である場合の舗装構成例 [1)]

この場合、設計 CBR は 20 として設計することとし、舗装構造は「**7.6　アスファルト舗装の構造設計**」、「**7.7　コンクリート舗装の設計**」によるものとする。
なお、Ⅰ-1 及びⅠ-2 交通の場合は、最小路盤 10cm で粒度調整砕石等を敷設する方法もある。
また、岩盤上の路床土が 50cm 未満の場合は、路床土を調査し、置換え工法、安定処理工法等で CBR を 20 以上に改良することが望ましい（**図-7.5.7** 参照）。

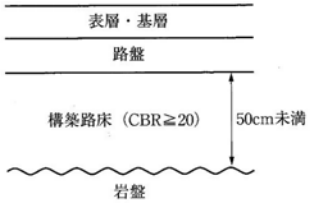



**図-7.5.7**　路床土を改良した場合の舗装構成例 [1)]



## 7.6　アスファルト舗装の構造設計

### 7.6.1　一般事項

構造設計では交通条件、路床条件、気象条件、材料条件及び経済性を考慮して、各層が力学的にバランスのとれた構造を決定する。
**図-7.6.1** のとおり、経験に基づく設計方法と理論的設計方法があるが、本章では経験に基づく設計方法として、信頼度を考慮した $T_A$ 法による設計について記述する。
$T_A$ 法は、路床の支持力と計画大型車交通量から必要とされる等値換算厚を求め、この等値換算厚を下回らないように舗装構成を決定する方法である。
なお、理論的設計方法については、「舗装設計便覧」に準拠するものとする。

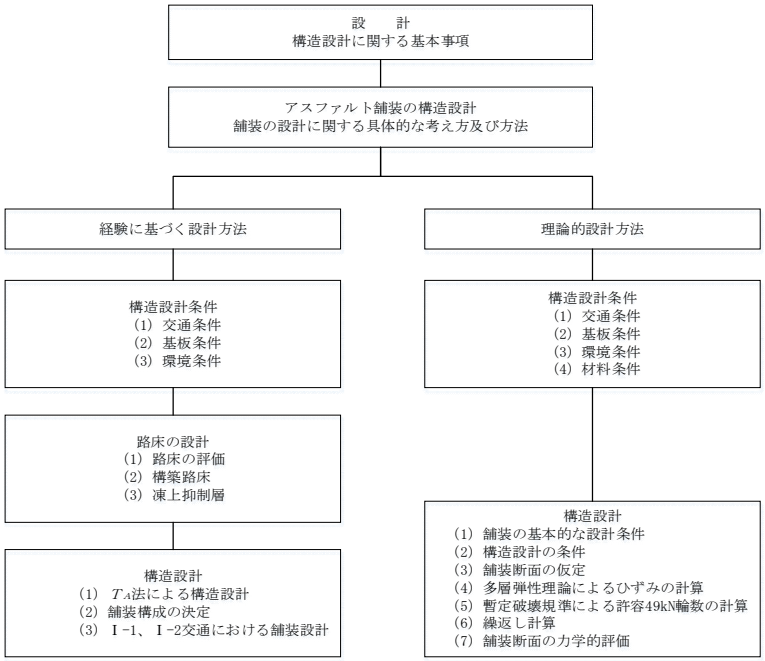



**図-7.6.1**　アスファルト舗装の構造設計の具体的な考え方

### 7.6.2　設計の手順

舗装断面は、路床の支持力と計画大型車交通量に基づいて設計する。
なお、寒冷地においては、凍結深さについても考慮する。標準的な設計手順を**図-7.6.2** に示す。

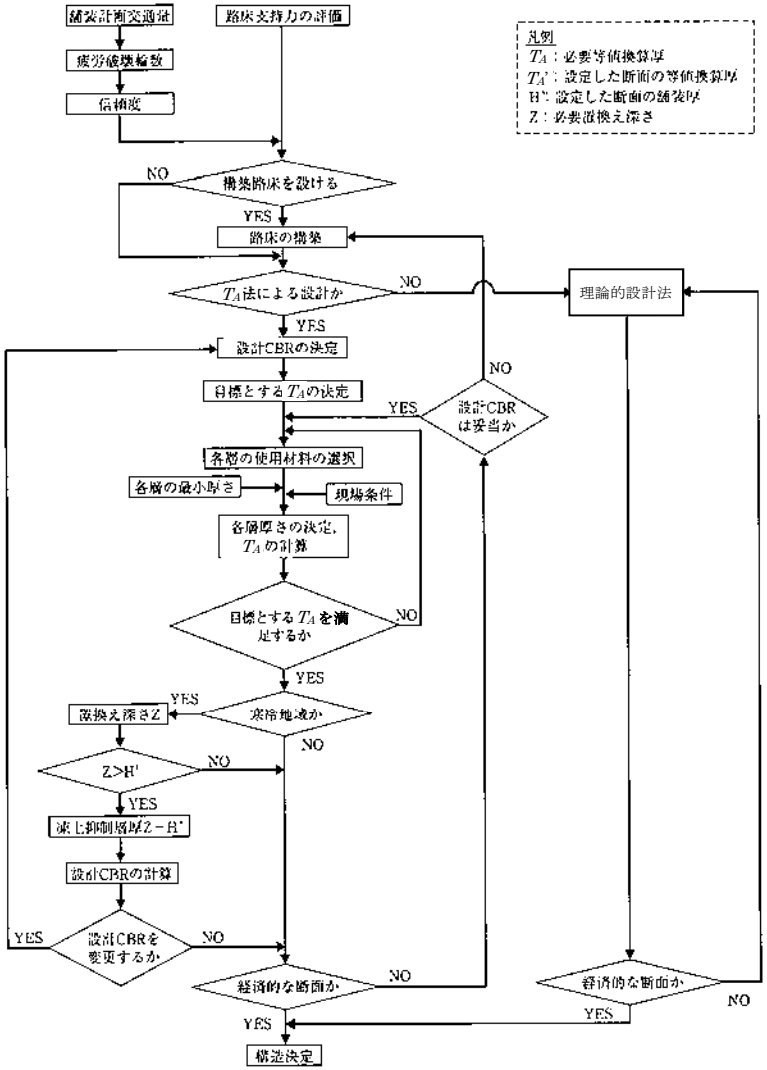



図-7.6.2　$T_A$法による構造設計の具体的な手順[1)]



### 7.6.3　構造設計条件

構造設計に当たっては、舗装構造の設計期間とともに要求される構造的な耐久性に対する性能指標の値及び信頼度の値等を適切に設定する。

構造設計に当たっては、交通条件、基盤条件、環境条件等の設計条件を適切に設定する。

(1)交通条件

ｱ アスファルト舗装の構造設計に必要な交通条件は計画大型車交通量であり、これによって構造設計に必要とされる設計期間に応じた疲労破壊輪数が設定される。

ｲ $T_A$法においては交通条件として、設定された疲労破壊輪数が舗装の相対的な強度を表す等値換算厚（$T_A$：舗装各層を表層及び基層用加熱アスファルト混合物で設計したときの必要厚さ）を決定する直接の条件となる。計画大型車交通量の決定に当たっては、将来の交通量の変動を考慮する必要がある。

ｳ 計画大型車交通量とは、設計期間内の平均的な１日１方向当たり（ただし、単車線の場合は１日当たりの２方向の合計通過台数）の大型車交通量のことであり、信頼性を考慮した構造設計を行う場合は、疲労破壊輪数に係数を乗じること等を考慮する。

ｴ 疲労破壊輪数は、舗装路面に 49kN の輪荷重を繰り返し加えた場合に、舗装に疲労破壊によるひび割れが生じるまでに要する回数で、舗装を構成する各層の厚さ及び材質が同一である区間ごとに定めるものである。

ｵ 累積 49kN 換算輪数で示される疲労破壊輪数の算定方法は次のとおりである。

(ｱ)疲労破壊輪数は、基本的に計画大型車交通量に応じて**表-7.6.1** に示す値以上とする。

**表-7.6.1　計画大型車交通量と疲労破壊輪数**[2)]

| 計画大型車交通量（台/日・方向） | 疲労破壊輪数（回/10 年） |
|---|---|
| 1 以上　15 未満 | 1,500 |
| 15 以上　40 未満 | 7,000 |
| 40 以上　100 未満 | 30,000 |
| 100 以上　250 未満 | 150,000 |
| 250 以上　1,000 未満 | 1,000,000 |

注）単車線の場合は１日当たりの２方向の合計通過台数

舗装の設計期間が 10 年以外である場合の疲労破壊輪数は、**表-7.6.1** に示す数値に設計期間の 10 年に対する割合を乗じて求める。例えば、設計期間が 20 年の場合、20 年の 10 年に対する割合、すなわち 2 を、**表-7.6.1** の値に乗じる。

(ｲ)設計期間における交通量及びその輪荷重が設定されている場合、またそれらを正確に予測することができる農道においては、**表-7.6.1** によらずに、その交通量及び輪荷重に基づく載荷輪数以上を疲労破壊輪数とする。この場合の疲労破壊輪数の求め方は、次のとおりである。

a 測定した走行車両の各輪荷重を**式**（7.6.1）を用いて標準荷重 49kN に換算して、1 日 1 方向当たりの 49kN 換算輪数（$N_{49}$）を求める。

b 設計期間 $n$ 年における累積 49kN 換算輪数（$N$）は、**式**（7.6.2）で求める。

$$N_{49}=\sum_{j=1}^{m}\left\{\left(\frac{P_j}{49}\right)^4\times N_j\right\} \quad \cdots\cdots \text{式（7.6.1）}$$

$$N=\sum_{i=1}^{n}\left(N_{49}\times 365\times a_i\right) \quad \cdots\cdots \text{式（7.6.2）}$$

ここに、：1 日 1 方向当たりの 49kN 換算輪数

$P_j$：$j$ 番目の輪荷重の範囲における輪荷重の代表値

$m$：輪荷重の範囲の数、$j=1\sim m$

$N_j$：$P_j$ の通過数

$N$：設計期間の累積 49kN 換算輪数、必要疲労破壊輪数

$n$：設計期間

$a_i$：$N_{49}$ に対する $i$ 年後の輪荷重通過数の伸び率、$i=1\sim n$

(2) 基盤条件

$T_A$ 法の場合、基盤条件としては、構築路床、路床（原地盤）（環境条件によっては凍上抑制層を含む。）の支持力が挙げられる。これら路床の支持力は交通条件とともに舗装の所要の等値換算厚（$T_A$）を決定する直接の条件であり、構造設計上、欠かすことのできない条件である。

$T_A$ を用いて構造設計を行う場合の路床の支持力の評価は、設計 CBR により行う。路床の支持力は、同一の舗装断面としたい区間の中においても変動することがあるため、調査に当たってはその変動を十分把握できるよう配慮する。

なお、CBR の調査及び試験については、「2.2.2　**地質・土質調査**」の記述に従う。

(3) 環境条件

環境条件には気温、凍結深さ、降雨量等がある。これらのうち、特に気温は構造設計上、凍結深さを算定するための第一の条件であり、さらに、材料の選択においても重交通路線における耐流動対策、あるいは積雪寒冷地域における耐摩耗対策等を検討する場合にも必要な条件である。

## 7.6.4　舗装厚の設計

舗装厚は交通量の区分と設計 CBR により決定する。本章では信頼度を考慮した設計として、**式**（7.4.2）～**式**（7.4.4）に対応した路床の設計 CBR と $T_A$ の関係を**表**-7.6.2 に示す。

なお、これらの表に対応する舗装断面の一例を**表**-7.6.7 に示す。

大型車交通を許さない場合の舗装厚の決定方法は、管理用車両等を考慮した歩道等の舗装設計を参考とすることができる。



**表**-7.6.2　アスファルト舗装の必要等値換算厚（設計期間 10 年の例）

(a) 信頼度 50%、$T_A=3.07N^{0.16}/\mathrm{CBR}^{0.3}$　　ここで、$T_A$：必要等値換算厚
$N$：疲労破壊輪数
CBR：路床の設計 CBR

信頼度 50%

| 計画大型車交通量（台/日・方向） ＼ 設計 CBR | (2) | 3 | 4 | 6 | 8 | 12 | 20 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| I-1 交通　：　1≦T＜15 | 9 | 8 | 7 | 6 | 6 | 5 | 5 |
| I-2 交通　：　15≦T＜40 | 11 | 10 | 9 | 8 | 7 | 7 | 6 |
| II 交通　：　40≦T＜100 | 13 | 12 | 11 | 10 | 9 | 8 | 7 |
| III 交通　：　100≦T＜250 | 17 | 15 | 14 | 13 | 12 | 10 | 9 |
| IV 交通　：　250≦T＜1000 | 23 | 21 | 19 | 17 | 16 | 14 | 12 |

(b) 信頼度 75%、$T_A=3.43N^{0.16}/\mathrm{CBR}^{0.3}$　　ここで、$T_A$：必要等値換算厚
$N$：疲労破壊輪数
CBR：路床の設計 CBR

信頼度 75%

| 計画大型車交通量（台/日・方向） ＼ 設計 CBR | (2) | 3 | 4 | 6 | 8 | 12 | 20 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| I-1 交通　：　1≦T＜15 | 9 | 8 | 8 | 7 | 6 | 6 | 5 |
| I-2 交通　：　15≦T＜40 | 12 | 11 | 10 | 9 | 8 | 7 | 6 |
| II 交通　：　40≦T＜100 | 15 | 13 | 12 | 11 | 10 | 9 | 8 |
| III 交通　：　100≦T＜250 | 19 | 17 | 16 | 14 | 13 | 11 | 10 |
| IV 交通　：　250≦T＜1000 | 26 | 23 | 21 | 19 | 17 | 15 | 13 |

(c) 信頼度 90%、$T_A=3.84N^{0.16}/\mathrm{CBR}^{0.3}$　　ここで、$T_A$：必要等値換算厚
$N$：疲労破壊輪数
CBR：路床の設計 CBR

信頼度 90%

| 計画大型車交通量（台/日・方向） ＼ 設計 CBR | (2) | 3 | 4 | 6 | 8 | 12 | 20 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| I-1 交通　：　1≦T＜15 | 11 | 9 | 9 | 8 | 7 | 6 | 6 |
| I-2 交通　：　15≦T＜40 | 13 | 12 | 11 | 10 | 9 | 8 | 7 |
| II 交通　：　40≦T＜100 | 17 | 15 | 14 | 12 | 11 | 10 | 9 |
| III 交通　：　100≦T＜250 | 21 | 19 | 18 | 16 | 14 | 13 | 11 |
| IV 交通　：　250≦T＜1000 | 29 | 26 | 24 | 21 | 19 | 17 | 15 |

注 1）（ ）は、修繕工事等で既存路床の設計 CBR が 2 であるものの、路床を改良することが困難な場合に適用する。
2）$T_A$ とは、舗装の各層を全て表層基層用加熱アスファルト混合物で施す場合に必要な厚さをいい、各層の材料を加熱アスファルト混合物に換算したときの厚さの合計に相当する。
3）設計 CBR が 4 とは、4 以上 6 未満を示す。
4）設計 CBR が 20 とは、20 以上を示し、路床が岩盤の場合にも適用できる。
5）$T_A$ が 11 未満となる場合（網掛け部）、粒度調整砕石等一般材料では最小厚さを満足しない場合があるので使用材料及び工法の選定に注意する必要がある。
6）大型車の通行がない場合の舗装厚は、**表**-7.6.3 の値を用いる。

表-7.6.3　大型車の通行がない場合の舗装厚

| 設計 CBR | 表層厚 (cm) | 路　盤　厚（cm） | |
|---|---|---|---|
| | | 上層路盤（粒調砕石） | 下層路盤（切込み砕石） |
| (2) | 3 | (7) | (14) |
| 3 | | 6 | 10 |
| 4 以上 | | 15 | |

注）（ ）は、修繕工事等で既存路床の設計 CBR が 2 であるものの、路床を改良することが困難な場合に適用する。

### 7.6.5　舗装構成の決定

舗装の構成は、$T_A'$と $H'$を計算し、**表-7.6.2** アスファルト舗装の必要等値換算厚（設計期間 10 年の例）、**表-7.6.4** の規定を満足し、力学的釣合い、施工性及び経済性を検討して決定する。

なお、$T_A'$及び $H'$は次式により求める。

$$T_A' = a_1 \cdot T_1 + a_2 \cdot T_2 + \cdots\cdots + a_n \cdot T_n \quad \cdots\cdots \text{式（7.6.3）}$$

$$H' = T_1 + T_2 + \cdots\cdots + T_n \quad \cdots\cdots \text{式（7.6.4）}$$

$a_1$，$a_2$ $\cdots\cdots$ $a_n$ ：**表-7.6.5** に示す等値換算係数

$T_1$，$T_2$ $\cdots\cdots$ $T_n$ ：構成各層の厚さ

表-7.6.4　表層＋基層の最小厚さ

| 計画大型車交通量 (台/日・方向) | 表層＋基層の最小厚さ (cm) |
|---|---|
| I-1 交通、I-2 交通 | 4 |
| II 交通、III 交通 | 5 |
| IV 交通 | 10(5) |

注）（ ）内は、上層路盤に瀝青安定処理を用いる場合の最小厚さを示す。



表-7.6.5　等値換算係数 1) 2)

| 使用位置 | 工　法・材　料 | 摘　　要 | 等値換算係数 $a$(一般材) | 等値換算係数 $a$(再生材) |
|---|---|---|---|---|
| 表層、基層 | 加熱アスファルト混合物 | ストレートアスファルトを使用､混合物の性状は「舗装設計施工指針」による | 1.00 | 1.00 |
| 上層路盤 | 瀝青安定処理 | 加熱混合：安定度 3.43kN 以上 | 0.80 | 0.80 |
| | | 常温混合：〃　2.45kN 以上 | 0.55 | — |
| | セメント・瀝青安定処理 | 一軸圧縮強さ 1.5～2.9MPa<br>一次変位量 5～30（1/100cm）<br>残留強度率 65%以上 | 0.65 | 0.65 |
| | セメント安定処理 | 一軸圧縮強さ（7 日）2.9MPa | 0.55 | 0.55 |
| | 石灰安定処理 | 一軸圧縮強さ（10 日）0.98MPa | 0.45 | 0.45 |
| | 粒度調整砕石、粒度調整鉄鋼スラグ | 修正 CBR　80 以上 | 0.35 | 0.35 |
| | 水硬性粒度調整鉄鋼スラグ | 修正 CBR　80 以上<br>一軸圧縮強さ（14 日）1.2MPa | 0.55 | — |
| | クラッシャラン 1) | 修正 CBR　30 以上 | 0.25 | 0.25 |
| | | 修正 CBR　20 以上 30 未満 | 0.20 | 0.20 |
| 下層路盤 | クラッシャラン、鉄鋼スラグ、砂等 | 修正 CBR　30 以上 | 0.25 | 0.25 |
| | | 修正 CBR　20 以上 30 未満 | 0.20 | 0.20 |
| | セメント安定処理 | 一軸圧縮強さ（7日）0.98MPa | 0.25 | 0.25 |
| | 石灰安定処理 | 一軸圧縮強さ（10 日）0.7MPa | 0.25 | 0.25 |

注）一軸圧縮強さ（ ）は養生日数を示す。

1) クラッシャランは I-1 交通の経験に基づき、上・下層路盤を同一材料で設計する場合に限り、上層路盤に切込み砕石工法を用いる際の数値を示す。

**表-7.6.5** における注意点は、次のとおりである。

① 上層路盤の最小厚さは、**表-7.6.6** のとおりとする。

表-7.6.6　上層路盤の最小厚さ

| 工　　種 | 上層路盤の最小厚さ (cm) | 備　　考 |
|---|---|---|
| 粒度調整工法 | 10（5） | （ ）は、I-1、I-2 交通 |
| 切込み砕石（クラッシャラン）工法 注) | 10 | I-1 交通注) |
| セメント安定処理工法 | 15（12） | （ ）は、I-1、I-2 交通 |
| 石灰安定処理工法 | 10 | |
| 瀝青安定処理工法 | 5 | |

注）上層路盤に切込み砕石工法を用いるのは、I-1 交通の経験に基づき、上・下層路盤を同一材料で設計する場合に限る。

・上層路盤に用いるセメント安定処理層の最小厚は、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ交通では 15cm が望ましい。
・Ⅰ-1、Ⅰ-2 交通の上層路盤の厚さは、各工法・材料ごとに次の値を標準とする。

常温混合式アスファルト安定処理：７～12cm
加熱混合式アスファルト安定処理：５～６cm
セメント安定処理：12～20cm
石灰安定処理：10～20cm
粒度調整：５～15cm
切込み砕石：10～12cm

② **表-7.6.5** に示す工法、材料以外の等値換算係数は、十分な経験によって得られたものでなければならない。

③ 上層路盤厚と下層路盤厚の比率は、構成する材料等で比較検討の上決定する。なお、比率の範囲は１：2～1：1 程度とする。また、下層路盤層及びⅡ交通以上の上層路盤層の最小厚さは路盤材の最大粒径の３倍かつ 10cm とする。

**表-7.6.5** に示す等値換算係数は、各工法、材料の１cm 厚が、表層・基層用加熱アスファルト混合物の何 cm に相当するかを示す値である。したがって、**式**（7.6.3）の $a_n \cdot T_n$ は $n$ 番目の層を表層・基層用加熱アスファルト混合物に換算した厚さとなる。

粒度調整砕石を例にとると、同材料の１cm 厚は表層・基層用加熱アスファルト混合物の 0.35cm に相当し、20cm 厚の粒度調整砕石は、0.35×20＝7cm、すなわち表層・基層用加熱アスファルト混合物の７cm 厚に相当することになる。

舗装断面の一般的な構成例を、**図-7.6.3** に示す。

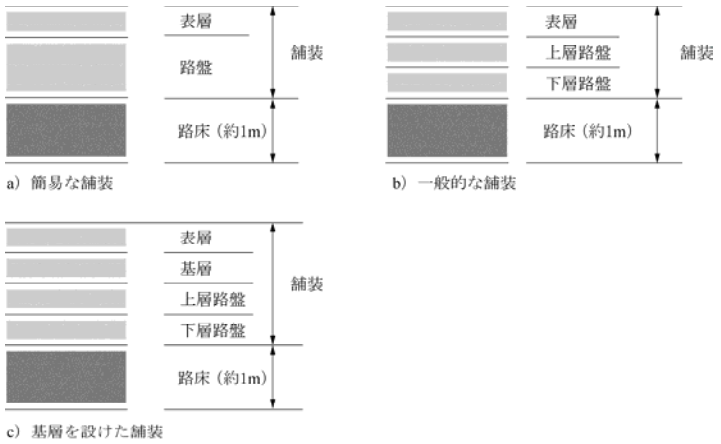



**図-7.6.3**　アスファルト舗装断面の構成例



舗装構成を決定する際の条件は、次のとおりである。

① 表層基層の厚さは、**表-7.6.4** に示す最小厚を用いる。
② 上層路盤の厚さは、**表-7.6.6** に示す最小厚を用いる。
③ 上層路盤厚と下層路盤厚の比率を、1：2～1：1（上層厚≦下層厚）とする。
④ Ⅰ-１、Ⅰ-2 交通の場合、路盤厚が 15cm 以下になるときは、路盤を同一の材料で設計する。なお、路盤の構成が上層路盤のみの場合でも、路盤厚さは 10cm 以上とする。
⑤ 等値換算厚 $T_A$ を満足すること。
⑥ 舗装の合計厚が薄く、かつ上層路盤厚が薄い舗装構成が一般的に経済的である。

**〔舗装構成例〕**

上層路盤の工法の違いによる舗装構成を以下に示す条件により計算した結果、路盤厚の組合せから数通りの構成が想定される。その中で最も望ましい舗装構成を示すと、**表-7.6.7** のとおりである。

（条件）
交通区分　　Ⅰ-2 交通
路床土の CBR　　4
信頼度　　90％
必要等値換算厚 $T_A$　　11cm（**表-7.6.2**(c)参照）

**表-7.6.7**　舗装断面の一例（設計期間 10 年、信頼度 90％の例）

| 材料 | | 等値換算係数 | Case 1 | Case 2 | Case 3 | Case 4 | Case 5 | Case 6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 表・基層 | 加熱アスファルト混合物 | 1.00 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 |
| 上層路盤 | 瀝青安定処理 | 0.80 | 5 | | | | | |
| | セメント・瀝青安定処理 | 0.65 | | 5 | | | | |
| | セメント安定処理 | 0.55 | | | 6 | | | |
| | 石灰安定処理 | 0.45 | | | | 8 | | |
| | 粒度調整砕石、粒度調整鉄鋼スラグ | 0.35 | | | | | 10 | |
| | 水硬性粒度調整鉄鋼スラグ | 0.55 | | | | | | 6 |
| 下層路盤 | クラッシャラン、鉄鋼スラグ、砂等 | 0.25 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| | セメント安定処理 | 0.25 | | | | | | |
| | 石灰安定処理 | 0.25 | | | | | | |
| $T_A'$ cm | | | 11.8 | 11.0 | 11.1 | 11.4 | 11.3 | 11.1 |
| 合計厚さ cm | | | 24 | 24 | 25 | 27 | 29 | 25 |

### 7.6.6　舗装厚の設計例

舗装を構成する各層の材料及び工法の選定に当たっては、以下の点に注意する。

① 各層の最小厚は、表層・基層は**表-7.6.4**及び上層路盤は**表-7.6.6**による。また、下層路盤の最小厚は10cmとする。

② 一層の仕上り厚さは、最大で上層路盤15cm、下層路盤20cmとする。

③ 各層の厚さは、cm単位で検討する。

④ 上層路盤と下層路盤との比は、路盤厚（等値換算係数を掛ける前の厚さ）で1：2～1：1を目安とする。

**〔在来砂利層を路床とするか又は下層路盤とするかの判断方法〕**

既設砂利層が下層路盤としての条件（修正CBR、425μmふるい通過分の*PI*、最大粒径）を具備している場合は、通常路床として取り扱うよりも路盤として取り扱う方が経済的となることが多い。

また、路盤としての条件を満足していない場合でも、補足材を追加し粒度調整や*PI*の改良を行うことにより、路盤としての条件を満足させることができる場合もあるので検討する必要がある。

**〔計算例〕**

交通区分：Ⅱ、　路床土のCBR：3（砂利層を除いた部分）、　既設砂利層厚：20cm、修正CBR30、CBR20　粒度調整砕石：修正CBR80　切込み砕石：修正CBR30

① 路床とする場合

既設砂利層が20cm以上あるので一つの層として取り扱い、多層にわたる計算**式**（7.5.1）から、CBRは以下のようになる。

$$\frac{20\times 20^{1/3}+80\times 3^{1/3}}{100}=4.9\fallingdotseq 4$$

| | | |
|---|---|---|
| 表　　層 | 5cm | 新設 |
| 上層路盤 | 15cm | 新設 |
| 下層路盤 | 15cm | 新設 |
| 既設砂利層 | 20cm | 設計CBR4（路床として利用） |

② 下層路盤とする場合

目標とする　$T_A=15$

表層5cm、下層路盤20cmとすると、上層路盤厚$X$は、

$5\times 1.0+0.35X+20\times 0.25=15$

$X=14.3\fallingdotseq 15$

| | | |
|---|---|---|
| 表　　層 | 5cm | 新設 |
| 上層路盤 | 15cm | 新設 |
| 下層路盤 | 20cm | 既設砂利層（路盤として利用） |
| 設計CBR3 | | |

∴ ①と②から、この計算例では路盤として利用した方が経済的である。



### 7.6.7　表層及び基層

(1)表層・基層

表層及び基層の工法としては、一般に加熱混合式、常温混合式及び浸透式がある。各工法の概要、特性は**表-7.6.8**に示すとおりであるが、これらの工法のうちどれを採用するかは、交通量の多少、気象条件や工事規模、施工現場の状況、施工時期等を総合的に検討し、目的に適した最も経済的な工法を選定しなければならないが、原則として加熱混合式を用いる。

**表-7.6.8**　表層及び基層に使用される工法

| 工　　法 | 工　法　の　概　要 | 特　　性 |
|---|---|---|
| 加熱混合式 | 加熱骨材と加熱溶融したストレートアスファルトの混合物を敷き均し、ローラで締め固めて仕上げる工法である。 | 安定性、耐久性及び施工性に優れ、最も広く用いられている。加熱混合設備の設置を必要とする場合は、小規模な工事では工事費が高くなる。 |
| 常温混合式 | 骨材と瀝青材料を常温又はそれに近い温度で混合した混合物を敷き均し、ローラで締め固めて仕上げる工法である。 | 加熱混合式に比べて、安定性、水密性が若干劣る。特に骨材の水分管理を十分行わないと、混合物の品質にばらつきが生じるおそれがある。施工が手軽で小規模工事に用いられる。 |
| 浸　透　式 | 骨材を敷き均し、締め固め、瀝青材料を散布浸透させる作業を繰返し行い、所定厚に仕上げる工法である。 | 常温混合式に比べ若干平たん性・耐久性等が劣り、施工がやや繁雑で熟練を要する。小規模工事に用いられる。 |

(2)摩耗層

表層は、一般に交通作用による強いせん断力等に十分耐えるように配合設計されているが、積雪地帯でのタイヤチェーン、農業用車両の特殊タイヤ等により摩耗が著しいと思われる場合には、摩耗層を表層上に置く必要がある。また、別途に層を設けず、表層の一部を摩耗層と考えて設計することもある。摩耗層の厚さは交通車両等を考慮して1～2cm程度とする。なお、摩耗層は舗装厚には含めない。

一般に摩耗層は、表層と同時に耐摩耗性の混合物で施工する。耐摩耗性の混合物としては、一般に摩耗層用混合物が用いられる。

(3)すべり止め工

必要に応じて、曲線部、急勾配部及び交差点の手前等にすべり止め用混合物を用いて舗装する。

すべり止め用混合物としては、一般に硬質砂岩、硬質けい岩、安山岩及びシリカサンド等の稜角に富んだ強い骨材を、ストレートアスファルト、改質アスファルト、特殊アスファルト乳剤等の結合材で混合したものが用いられる。

(4)老化対策

一般にアスファルト舗装では、交通荷重による繰返しによって、老化がある程度抑制されているが、空港等では、滑走路に限らず誘導路においても、車輪の通過軌跡がほとんど一定幅内に集中するので、それ以外の大部分は車輪が載らず、車輪が通る部分に比べて非常に早く老化現象を起こしている。このようなことから、交通量の少ないI-1交通においては、アスファルト量を多めにした混合物を用いたり、アスファルト系特殊乳剤を用いたシールコートを施工したりして、老化対策を検討するのが望ましい。

なお、混合物中のアスファルトが、舗設後長期間交通に供され、気象作用を受けて変質することを老化と呼び、アスファルトプラントでの混合作業によって、アスファルトの性質が変化する硬化や劣化と区別している。

### 7.6.8　上層路盤

上層路盤の築造工法には、粒度調整工法、セメント安定処理工法、石灰安定処理工法、瀝青安定処理工法、切込み砕石工法及びセメント・瀝青安定処理工法がある（**表-7.6.9** 参照）。上層路盤材の品質規格を**表-7.6.10** に示す。

**表-7.6.9**　上層路盤に使用される工法

| 工法の種類 | 工法の概要 | 特　　性 |
|---|---|---|
| 粒度調整工法 | 粒度が路盤材料として不適当な場合に、不足する粒径の材料を補足して適当な粒度の材料を作り、これを締め固めて路盤を築造する工法である。 | 敷均し、締固めが容易で機械化施工に適する。 |
| セメント安定処理工法 | セメントを路盤材料に混合して締め固める工法である。<br>安定処理土をソイルセメントという。 | 乾燥、湿潤、凍結、融解等の気象作用に対する抵抗性の強い路盤となる。施工、交通条件により、ひび割れが発生することがあるため、設計施工に注意が必要である。 |
| 石灰安定処理工法 | 石灰を路盤材料に混合して締め固め、路盤を強化する工法である。 | セメント安定処理に適さない細粒土でもよいが、安定効果は遅効性である。<br>ひび割れの発生が少ない。一般にプラント混合が多い。 |
| 瀝青安定処理工法 | 所要の骨材あるいは、在来砂利層に補足材料を加えてこれら瀝青材料を混合、締め固めて強い路盤を築造する工法である。 | 材料の選択範囲が広くなったり、舗装厚を減少することができたりして、経済的な場合がある。また、早期に交通開放が可能である。スタビライザ等を用いる路上混合とプラント混合があり、機械化施工が可能である。 |
| 切込み砕石（クラッシャラン）工法 | 砕石やスラグをクラッシャで割り放したままのものを用いて、路盤を仕上げる工法である。 | |

注）上層路盤としての切込砕石工法は、Ⅰ-1 交通のみに使用できる。

**表-7.6.10**　上層路盤材の品質規格

| 工　　法 | | 規　　格 |
|---|---|---|
| 粒度調整 | | 修正 CBR80 以上、*PI*4 以下 |
| 粒度調整鉄鋼スラグ | | 修正 CBR80 以上 |
| 水硬性粒度調整鉄鋼スラグ | | 修正 CBR80 以上<br>一軸圧縮強さ（14 日）1.2MPa 以上 |
| セメント安定処理 | | 一軸圧縮強さ（7 日）2.9MPa |
| 石灰安定処理 | | 一軸圧縮強さ（10 日）0.98MPa |
| 瀝青安定処理 | 加熱混合 | 安定度 3.43kN 以上<br>フロー値 10～40（1/100cm）<br>空隙率 3～12% |
| | 常温混合 | 安定度 2.45kN 以上<br>フロー値 10～40（1/100cm）<br>空隙率 3～12% |
| セメント・瀝青安定処理 | | 一軸圧縮強さ 1.5～2.9MPa<br>一次変位量 5～30（1/100cm）<br>残留安定度 65%以上 |

注）瀝青安定処理において、骨材事情等からフロー値 10～40（1/100cm）の確保が困難な場合、Ⅱ(L)、Ⅲ(A)、Ⅳ(B)交通においては、フロー値の上限を 50（1/100cm）としてもよい。



上層路盤材の選定上の留意点は、以下のとおりである。

① 上層路盤材は、ほとんどが中央混合方式等により調整されるものであるので、事前にその地域における供給状況を確認しておく。

② 安定処理に用いる骨材は、**表-7.6.11** に示す品質を満たしていることが望ましい。以下に選定上の要点を示す。

・**表-7.6.11** に示す品質は、経済的な安定材添加量の範囲で所定の強度が得られる目安を示したものであり、この品質から外れる骨材であっても、効果的に安定処理が行える場合には使用してもよい。

・骨材の最大粒径は 40mm 以下で、かつ一層仕上り厚の 1/2 以下が望ましい。また、混合や締固め等の施工性を考慮した場合、ある程度の粗骨材を含む連続粒度のものが望ましい。

・骨材の粒度分布がなめらかなほど施工性に優れ、細粒分が少ないほど所要の安定材添加量は少なくてすむ。

・上層路盤の石灰安定処理は、これに適した骨材が少なく採用もまれであるが、*PI* の大きな地域産材料等の活用を図る場合に用いる。

**表-7.6.11**　安定処理に用いる骨材の望ましい品質（上層路盤の場合）

| ふるい目 ＼ 工法 | | セメント安定処理 | 石灰安定処理 | 瀝青安定処理 | セメント・瀝青安定処理 |
|---|---|---|---|---|---|
| 通過質量百分率（%） | 53mm | 100 | | | |
| | 37.5mm | 95～100 | | | |
| | 19mm | 50～100 | | | |
| | 2.36mm | 20～60 | | | |
| | 75μm | 0～15 | 2～20 | 0～10 | 0～15 |
| 修正 CBR（%） | | 20 以上 | 20 以上 | —— | 20 以上 |
| *PI* | | 9 以下 | 6～18 | 9 以下 | 9 以下 |

注）*PI* は、425μm ふるい通過分の値。

(1)粒度調整工法

良好な粒度になるように、数種の材料を混合・合成して敷き均し、締め固める工法をいう。

粒度を調整した材料の修正 CBR は 80（Ⅰ-1 交通では 60）以上で、425μm ふるい通過分の *PI* は 4 以下でなければならない。

混合物の 75μm ふるい通過分が 10%以下の場合でも、水を含んだ場合、軟弱化することがあるので、75μm ふるい通過量は、締固めができる範囲で極力少ないことが望ましい。

粒度調整鉄鋼スラグ及び水硬性粒度調整鉄鋼スラグを使用するときは、事前にその品質を十分確認しておく。

(2)セメント安定処理工法

① セメント安定処理工法は、クラッシャラン又は地域産材料に必要に応じて補足材を加えたものを骨材とし、これにセメントを添加して処理する工法であり、強度を増す一方、含水比の変化による強度の低下を防ぎ耐久性を向上させる特徴がある。

② 上層路盤に用いるセメント安定処理路盤は、一般に中央混合方式で製造するが、路上混合方式によって製造することもある。

③ セメントは普通ポルトランドセメント、高炉セメント等のいずれを使用してもよい。ひび割れの発生を抑制する目的でフライアッシュ等をセメントと併用することもある。

④ 骨材は、クラッシャラン又は地域産材料に必要に応じて砕石、砂利、鉄鋼スラグ、砂等の補足材を加えて合成したもので、多量の軟石やシルト、粘土の塊を含まず、425μm ふるい通過分の *PI* が 9 以下のものを使用する。

⑤ 所要セメント量は一軸圧縮強さ $q_u$＝2.9MPa、I-1 交通では $q_u$＝2.5MPa に相当するセメント量である。

(3) 石灰安定処理工法

石灰安定処理工法は、良質な現地材料がある場合に、これに石灰を添加して処理する工法をいう。この工法は、*PI* の大きい現地材料を活用する場合に採用する。必要石灰量は、一軸圧縮強さ $q_u$＝0.98MPa、I-1 交通では $q_u$＝0.7MPa に相当する石灰量である。

(4) 瀝青安定処理工法

瀝青安定処理工法は、単粒度砕石、砂等を適当な比率で配合したもの若しくはクラッシャラン又は地域産材料に必要に応じて砕石、砂利、鉄鋼スラグ、砂等の補足材を加えたものを骨材とし、これに瀝青材料を添加して処理する工法である。瀝青材料としては、舗装用石油アスファルトのほかにアスファルト乳剤等を用いることもあるが、ここでは最も一般的な舗装用石油アスファルトを用いて、アスファルトプラントにおいて加熱混合方式により処理する工法について述べる。なお、瀝青材料に舗装用石油アスファルトを用い、加熱混合したものを特に加熱アスファルト安定処理という。

① この工法による仕上りは平たん性がよく、たわみ性や耐久性にも富む。

② この工法には、一層の仕上り厚を 10cm 以下で行う工法と、それを超えた厚さで仕上げる工法とがある。後者を、特にシックリフト工法と呼び、大規模工事や急速施工の工事等で用いることがある。

③ 舗装用石油アスファルトは、通常、針入度 60～80 又は 80～100 のものを用いる。

④ 骨材は、著しく吸水率の大きい砕石や軟石、シルト、粘土等を含まないものを使用する。また、粒度分布がなめらかなほど施工性に優れ、粒度範囲内で細粒分が少ないほど必要なアスファルト量は少なくてすむ。

⑤ 地域産材料の有効利用の観点から、やむを得ず吸水率の大きな骨材や多量の細砂等を利用するときは、水分が抜けないおそれもあるので、プラントで試験練りを行い適否を検討するとよい。

(5) セメント・瀝青安定処理工法

① セメント・瀝青安定処理工法は、舗装発生材、地域産材料又はこれらに補足材を加えたものを骨材とし、これにセメント及び瀝青材料を添加して処理し、適度な剛性と変形に対する追従性をもたせた工法である。

② セメントは、セメント安定処理と同様のものを用いる。瀝青材料は、ノニオン系の石油アスファルト乳剤（MN-1）を用いる。また、舗装用石油アスファルトを混合しやすいように発泡させたフォームドアスファルトを用いることもある。

③ 骨材は、多量の軟石やシルト、粘土の塊を含まないものを使用する



(6) 切込み砕石（クラッシャラン）工法

① 切込み砕石工法は、砕石やスラグをクラッシャで割ったままのものを用いて、路盤を仕上げる工法である。この工法は、I-1 交通の場合に用いる。

② 切込み砕石工法に用いる材料は最大粒径 40、30 及び 20mm のものであり、その標準粒度は**表-7.6.12** に示す粒度範囲で、修正 CBR が 60 以上、425μm ふるい通過分の *PI* は 4 以下でなければならない。

切込み砕石工法に用いる材料は、最大粒径が大きい場合は、運搬、敷均しの際に、大・小粒径の骨材が分離しやすいので、できれば最大粒径 30mm 以下にすることが望ましい。

**表-7.6.12**　切込み砕石の望ましい粒度範囲 [2)]

| ふるい目（mm） ＼ 粒径の範囲（mm） | | 40～0 | 30～0 | 20～0 |
|---|---|---|---|---|
| ふるい通過質量百分率（%） | 53 | 100 | | |
| | 37.5 | 95～100 | 100 | |
| | 31.5 | —— | 95～100 | |
| | 26.5 | —— | —— | 100 |
| | 19 | 50～80 | 55～85 | 95～100 |
| | 13.2 | —— | —— | 60～90 |
| | 4.75 | 15～40 | 15～45 | 20～50 |
| | 2.36 | 5～25 | 5～30 | 10～35 |

注 1）75μm ふるい通過質量については規定していないが、10%程度のものがよく締め固められる。
2）最大粒径の大きい骨材は、運搬、敷均しの際に大、小粒径の骨材が分離しやすいので、できれば最大粒径 30mm 以下にすることが望ましい。

③ 材料の敷均し、転圧及び仕上げは粒度調整工法に準じて行う。

骨材の分離が著しく、落着かない箇所は、新しい材料で入換え、転圧して仕上げることが望ましい。なお、細粒分が少なく落着きの悪い場合は、スクリーニングス等を散布し転圧するが、これらが層をなさないように少しずつ一様に散布しながら転圧して仕上げる。

## 7.6.9　下層路盤

下層路盤の築造工法には、粒状路盤工法、セメント安定処理工法及び石灰安定処理工法がある。下層路盤材の品質規格を、**表-7.6.13** に示す。

**表-7.6.13**　下層路盤材料の品質規格

| 項　　目 | I-1、I-2、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ交通 |
|---|---|
| 修正 CBR | 20 以上 |
| 425μm ふるい通過分の *PI* | 6 以下 |
| 望ましい最大粒径 | 50mm 以下 |

下層路盤材の選定上の留意点は、以下のとおりである。

① 下層路盤材は、一般に施工現場近くで経済的に入手できるものを選択する。

入手した路盤材の修正 CBR や *PI* が下層路盤材の品質規格に入らない場合は、補足材やセメント、石灰等を添加し、規格を満足するようにして活用を図るとよい。再生路盤材も同様にして有効利用を図るとよい。その使用に当たっては、「プラント再生舗装技術指針」((公社) 日本道路協会) を参照する。

② 現地発生材が比較的良質である場合には、補足材を加えるか、セメント又は石灰等を添加して路上混合方式による安定処理を行うと効果的なことが多い。

粒径の大きな下層路盤材は施工管理が難しいので、最大粒径は 50mm 以下とすることが望ましいが、やむを得ないときは一層仕上り厚の 1/2 以下で 100mm まで許容することができる。

安定処理に用いる骨材の望ましい品質を**表-7.6.14** に示す。この品質は、経済的な安定材添加量の範囲で所定の強度が得られる目安を示したものであり、この品質を外れる骨材であっても効果的に安定処理が行える場合には使用してもよい。この場合でも、**表-7.6.14** に示す値を満足していることが望ましい。

**表-7.6.14**　下層路盤材料に用いる安定処理材料の品質

| 工　　法 | 一軸圧縮強さ | 修正 CBR | *PI*<br>(425μm ふるい通過分) |
|---|---|---|---|
| セメント安定処理 | (7日) 0.98MPa | 10 以上 | 9 以下 |
| 石灰安定処理 | (10日) 0.7 MPa | 10 以上 | 6～18 |

(1) 粒状路盤工法

① 粒状路盤工法は、クラッシャラン、クラッシャラン鉄鋼スラグ、砂利あるいは砂等を用いる工法である。

なお、スラグ系材料は地域によっては入手が困難な場合があるので、採用に当たっては留意する。

② 修正 CBR が 30 未満の路盤材を使用する場合には、特に締固めに留意する。砂等の締固めを適切に行うためには、その上にクラッシャラン等をおいて同時に締め固めてもよい。

(2) セメント安定処理工法

① 下層路盤のセメント安定処理工法は、現地発生材、地域産材料又はこれらに補足材を加えたものを骨材とし、これにセメントを添加して処理する工法である。

② 下層路盤に用いるセメント安定処理路盤材は、中央混合方式により製造することもあるが、一般には路上混合方式によって製造する。

③ この工法は、セメントの添加により処理した層の強度を高めるとともに、路盤の不透水性を増し、乾燥、湿潤、凍結等の気象作用に対して耐久性を向上させる等の特徴がある。

④ セメントはポルトランドセメント、高炉セメント等のいずれを用いてもよい。骨材の *PI* がやや大きい場合には、セメント系安定材（固化材）を用いた方が効果的な場合もある。

⑤ 骨材の粒度範囲は特に規定しないが、混合や締固め等の施工性を考慮した場合、ある程度の粗骨材を含む連続した粒度が望ましい。また、*PI* についても、経済的なセメント量の範囲で所定の強度を得るためには、**表-7.6.14** の品質を満たすものが望ましい。



⑥ 骨材の粒度が著しく不良な場合や *PI* が大きい場合には、セメント量が多くなり不経済になることがあるので、他の工法も併せて検討するとよい。

(3) 石灰安定処理工法

① 下層路盤の石灰安定処理工法は、現地発生材、地域産材料又はこれらに補足材を加えたものを骨材とし、これに石灰を添加して処理する工法である。

② 石灰安定処理路盤材の製造方式については、上記(2)セメント安定処理工法の②に準ずる。

③ この工法は、骨材中の粘土鉱物と石灰との化学反応によって安定させるものであり、強度の発現はセメント安定処理に比べて遅いが、長期的には耐久性、安全性が期待できる。

④ 石灰は一般に消石灰を用いるが、含水比が高い場合には生石灰を用いることもある。また、石灰に適した骨材であっても *PI* が大きい場合等には、石灰系安定材（固化材）を用いた方が効果的な場合もある。

⑤ 対象とする骨材の粒度、*PI* については、上記(2)⑤、⑥に準ずる。

## 7.6.10　プライムコート

プライムコートは粒状材料による路盤等の防水性を高め、その上に舗設するアスファルト混合物層とのなじみをよくするために、路盤上に散布する瀝青材料である。また、コンクリート舗装において、粒状路盤、セメント安定処理路盤等の上層路盤の養生と防水性を高めるために散布することもある。

プライムコートの施工は、路盤を仕上げた後、速やかに行う。プライムコートに用いる瀝青材料は、一般にアスファルト乳剤（PK-3）である。プライマーは路盤の種類、路盤面の状態、施工時期等により適当なものを選ばなければならない。一般に、路面がち密な場合には浸透性のよいもの、寒冷時には揮発性のよいものが望ましい。

① 瀝青材料の使用量は 24 時間の浸透量が基準となるので、試験散布によって種類や散布量を決めるのがよい。一般に、1～2ℓ/m$^2$ が標準である。

② 瀝青材料は、必要があれば加熱し適当な粘度にして、ディストリビュータ又はハンドスプレヤで一様に散布する。通常、瀝青材料の散布粒度は、動粘度 50～200cst（セイボルトフロール秒 20～100）の範囲が必要である。

③ プライムコートを施工した後、瀝青材料が十分浸透し、水がなくなるまで養生してからアスファルト混合物を舗設する。

④ プライムコートを施工してからやむを得ず交通を通す場合は、車輪への付着を防ぐために粗目砂等を散布する。交通により瀝青材料がはく離した場合は速やかに再度プライムコートを施工しなければならない。なお、散布した粗目砂の浮いているものは、上層を舗設する前に掃きとらなければならない。

注 1) 瀝青材料が路盤に浸透せず厚い被膜を作ると、基層又は表層との間に層ができ、ブリージングを起こしたり、層の間でずれ、上層にひび割れを起こしたりすることがあるので注意する。
2) 上層路盤に瀝青安定処理を用いた場合は、タックコートを行う。

### 7.6.11　特殊箇所の舗装

(1) 橋面舗装

ｱ 橋面舗装の注意点

橋面舗装の設計に当たって特に注意すべき点を挙げると、次のとおりである。

(ｱ) 設計上の注意点

① 舗装は橋梁床版に対して付着となじみがよく、繰返し曲げ応力の作用にも十分耐え得ること。

② 鋼床版や PC 床版等では、雨水等の浸透が橋体の耐久性を著しく弱めるので、防水性について十分に考慮すること。また、耐流動性も十分配慮する必要がある。

③ 床版のように剛性の大きい版の上に置かれた混合物は流動しやすいので、床版上の舗装は特に耐流動性に優れていることが必要である。

(ｲ) 施工上の注意点

① コンクリート床版等の表面の不陸や鋼床版のリベットヘッド等のため、舗装厚が不均一になりやすいので、レベリング層を兼ねた基層を設ける等を考慮すること。

② 床版の継目部の平たん性が悪いと、交通荷重により大きな衝撃力を受け、早期にひび割れが生ずることがあるので十分注意する。

③ 鋼床版上では、リブ及び縦桁上に縦継目を設けない。

④ 舗装を２層に分けて行う場合は、上下層の縦継目及び横継目の位置を適当な間隔でずらす。

ｲ 橋面舗装の種類

橋面舗装としては、加熱アスファルト混合物、グースアスファルト混合物による舗装が一般に用いられ、その他、改質アスファルトや特殊結合材料を使った混合物による舗装が用いられることもある。

舗装は、一般に床版の不陸の影響を考慮して二層仕上げとすることが望ましく、その厚さは６～８cm が標準である。表層は３～４cm で施工される場合が多く、基層は床版の不陸やボルト等の影響を考慮して表層より厚く施工することがある。

ただし、ほ場内道路の場合は、橋面舗装は一層（舗装厚４cm）でもよい。

また、コンクリート舗装でもよい。

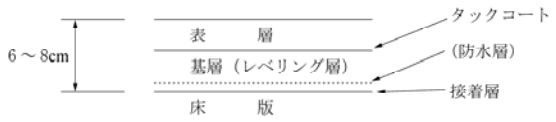



図-7.6.4　橋面舗装の標準的な断面

表層には密粒度アスファルト混合物、密粒度ギャップアスファルト混合物、細粒度アスファルト混合物等を用い、基層にはコンクリート床版の場合、粗粒度アスファルト混合物、密粒度アスファルト混合物等を、鋼床版の場合には一般にグースアスファルト混合物を用いることが多い。

舗装の種類は、交通条件や地域特性等を十分に把握して選定する。特に交通条件の過酷な場合には、耐流動性や耐摩耗性を持つ混合物を選定し、目的に合わせて熱可塑性樹脂入りアスファルト等の改質アスファルトを使用するとよい。この場合、温度管理等に十分注意して施工しなければならない。



ｳ 接着層

接着層は、床版と防水層又は舗装とを付着させ一体化させるように設ける層で、コンクリート床版では、一般のアスファルト乳剤のほかに、用途に応じてゴム入りアスファルト乳剤や接着力を高めた溶剤型のゴムアスファルト系接着剤、ゴム系接着剤等を用い、鋼床版では溶剤型のゴムアスファルト系接着剤を用いる。

コンクリート床版では 0.4～0.5ℓ/m² 程度、鋼床版では 0.3～0.4ℓ/m² 程度塗布又は散布する。

ｴ 防水層

コンクリート床版上の防水層には、シート系防水層、塗膜系防水層、舗装系防水層の３種類がある。防水層を設けた場合、防水層上に浸入した雨水等によって舗装が損傷を受けないように、排水施設を十分に設けなければならない。なお、排水構造、防水層の詳細については「道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料」を参照する。

鋼床版上に設ける防水層とは、鋼床版の腐食を防止するために設ける遮水層のことである。一般に、グースアスファルト混合物を基層に用いる場合には、防水層は設けない。

ｵ タックコート

タックコートは舗装の表層と基層の接着性を高めるために設ける層で、アスファルト乳剤やゴム入りアスファルト乳剤を 0.4ℓ/m² 程度散布するとよい。

グースアスファルト混合物を基層に用いる場合の使用量は、0.3ℓ/m² 程度が好ましい。

散布量が多すぎると、養生時間が長くなるだけでなく、将来乳剤中の過剰なアスファルトが混合物の安定性に影響を与えることもあるので注意する。

ｶ 目地

目地は、舗装と構造物との接触部から雨水等の浸入を防止し、舗装及び床版を保護するために設ける。

舗装が加熱アスファルト混合物の場合には、構造物との接着面にあらかじめすき間を作り、注入目地材を充填するか、加熱アスファルト混合物で容易に溶着するタイプの成型目地材を前もって設置しておく。

グースアスファルト混合物は高温で流し込むため、温度低下によって体積が収縮し構造物との接触面にすき間ができやすいので、成型目地材をあらかじめこの部分に設けておく。

ｷ 橋梁の歩道部分の舗装

① 加熱アスファルト混合物による舗装：歩道部分がコンクリート床版上の場合は、加熱アスファルト混合物による舗装を行う。歩道部分が鋼床版上の場合には、その防水性を考慮してグースアスファルトによる舗装を行う場合が多い。加熱アスファルト混合物を使用する場合は防水層も設置することが望ましい。

② 各種ブロックによる舗装：橋梁の歩道部分は一般に転圧しにくいので、各種のブロックによる舗装をすることがある。

③ 特殊結合材料による舗装：鋼床版の歩道部分において、舗装面を着色する場合や、すべり止め効果等特殊な性能が要求される場合では、ビニル系樹脂（アクリル樹脂等）、熱硬化

性樹脂（エポキシ樹脂、ウレタン樹脂）等の特殊結合材料を用いて、直接鋼床版面に薄く舗装するものがある。

(2) 特別な対策

ｱ 耐流動対策

大型車交通量の多い農道では、路面にわだち掘れが生じやすいので、特に耐流動性について十分に考慮した混合物を表層、基層に使用する。

耐流動舗装用の瀝青材料には、次の条件を満たすものであることが必要である

① 舗装表面が夏期の日中に到達する最高温度（約60℃）において、流動抵抗性ができるだけ大であること。

② 混合及び舗設が著しく困難でないこと。

③ 低温時においても、舗装用瀝青材料としての性質を十分に有すること。

ｲ すべり止め対策

急坂路、曲線部、視距が不足する箇所、鉄道等の近接区間、交通事故の多発箇所、坂路中の交差点で歩行者の多い横断歩道の前等には、すべり止め対策を講じることがある。

舗装路面のすべりやすさは、主として骨材とタイヤ間のすべり抵抗に左右されるので、使用骨材には十分注意する必要がある。すべり抵抗を高める工法としては、混合物自体のすべり抵抗性を高める工法、路面に硬質骨材を散布・接着させる工法、舗装路面に溝を切削し、排水を高める工法等がある。

(ｱ) 混合物自体のすべり抵抗性を高める工法

骨材の全部又は一部に硬質骨材を使用し、瀝青材料として骨材を把握する力の大きい改質アスファルトを用いる工法である。また、敷均し直後の混合物表面に硬質骨材を散布した後、転圧する工法もある。この際も他の骨材は硬質砂岩等、すべり抵抗性を十分考慮した骨材を使用する。

(ｲ) 路面に硬質骨材を散布、接着させる工法

敷均し直後の混合物表面に硬質骨材を散布した後転圧する工法、あるいは結合材として樹脂系材料を使用し接着させる工法がある。

骨材としては、粒径が3.5～1.0mmの範囲内のものを使用する。

樹脂系の結合材にはエポキシ樹脂等を使用する。エポキシ樹脂は、路面に対する接着力が強く、硬化時間が6時間以内で、硬化後の性状として十分な引張強さと伸び率を有するものを選ぶ。

施工は、一般に乾燥した路面を清掃した後、エポキシ樹脂を1.5kg/m$^2$を標準として塗布し、その上に骨材を7kg/m$^2$を標準として散布するが、気温が5℃以下の場合は施工してはならない。エポキシ樹脂の硬化を確認した後、固着しない骨材を除去し交通に開放する。なお、アスファルト舗装施工直後に施工するとはく離することがあるので、交通開放後3週間以降の施工が望ましい。

(ｳ) 舗装路面に溝を切削し、排水を高める工法

舗装路面に道路延長方向あるいは横断方向に溝を切削し、排水を良くすることにより、ハイドロプレーニング現象の発生を防ぎ、路面のすべり抵抗性を高める工法で、グルーピング工法と呼ばれる。一般に幅6～9mm、深さ4～6mmの溝を40～60mm間隔で用いることが多い。



切削には多数のダイヤモンドカッタを装着した専用の切削機械を用いる。

ｳ 耐摩耗対策

積雪寒冷地域や路面の凍結のおそれのある箇所では、チェーン等による路面の摩耗が激しい。したがって、積雪寒冷地域では、摩耗に対して十分に耐え得る混合物を表層に使用することが重要である。

その他の混合物としては、グースアスファルト混合物、ロールドアスファルト混合物が用いられる。

ｴ 凍上抑制層

寒冷地における舗装は、路床土の凍結融解の影響により破損することがあるので、その対策が必要である。すなわち、凍結融解の影響が大きければ、冬期は凍上により路面のひび割れや平たん性の悪化を招く一方、春先には融解により路床土の支持力が低下し、舗装の破損を招くことになる。したがって、寒冷地域の舗装では、このような破損を防ぐため、必要な深さまで路床を凍上の生じにくい材料、例えば砂利や砂のような均一な粒状材料で置き換える必要がある。この部分を凍上抑制層と呼び、路床の一部と考えるとともに$T_A$の計算には含めない。

(3) 特殊舗装

ｱ グースアスファルト舗装

グースアスファルト混合物は、ストレートアスファルトに精製トリニダッドアスファルト、又は熱可塑性樹脂等の改質材を混合したアスファルトと、粗骨材、細骨材及びフィラーを配合してプラントで混合した後、流し込み施工が可能な作業性（流動性）と安定性が得られるように、クッカの中で高温で撹拌・混合したものが一般的である。舗装の施工に当たっては、専用のフィニッシャ等を用いる。

この工法による舗装は、不透水性で防水効果が大きく、たわみに対する追従性が高いことから、鋼床版舗装等の橋面舗装に用いられることが多い。グースアスファルト混合物は無空隙であるため、その品質は使用する瀝青材料の影響を受けやすいので、夏期高温時に施工する場合には、流動抵抗性が大きくなるように使用瀝青材料の選択には十分注意しなければならない。

ｲ ロールドアスファルト舗装

ロールドアスファルト舗装は、細砂、フィラー、アスファルトからなるアスファルトモルタル中に、比較的単粒度の粗骨材を一定量混入した不連続粒度の混合物による舗装である。混合物の構成は、アスファルトモルタルが基本となり、粗骨材の混入割合は舗装の厚さによって決定される。

粗骨材が40%以下の混合物の場合には、アスファルトをプレコートした砕石をチッピングして安定性を高めるとともに、すべり抵抗性を確保する。

ロールドアスファルト舗装は、すべり抵抗性、耐久性、水密性、耐摩耗性に優れており、さらに明色化も可能なので、積雪寒冷地域や山岳地域の農道に使用される。

ｳ 半たわみ性舗装

半たわみ性舗装は、アスファルト舗装のたわみ性と、コンクリート舗装の剛性及び耐久性を複合的に活用しようとするものである。空隙の大きな配合のアスファルト舗装を施工後、その空隙にセメントを主体とする浸透用セメントミルクを浸透させる工法であり、対象とする層の全層に浸透させる全浸透タイプと、表面からの一部の厚さだけに浸透させる半浸透タイプがある。半たわみ性舗装は、耐油、耐流動性に富み、かつ浸透用セメントミルクが表面を覆っ

ているため白色に近い明色舗装となるので、交差点付近及びトンネル内等に適用される。反面、すべりやすくなる欠点があるが、これに対しては舗装面のケレン等によって対処できる。

エ 透水性舗装

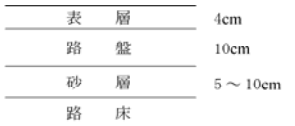
主として降雨時の路面排水を良好にし、歩道における歩きやすさの向上を図ることを目的として、1×10−2cm/s 程度の高い透水係数をもつアスファルト混合物で舗装を行うことがある。この種の舗装では、街路樹の保護育成のため、雨水の地下への還元も期待できる。このような舗装を透水性舗装という。透水性舗装の排水機能は、空隙内での貯留、路床への浸透、縦横断方向への流下等に依存するため、適用に当たっては、次のような点に注意する必要がある。

① 透水性舗装に用いるアスファルト混合物は、空隙率が大きく細粒分が少ないので、材料の選択、配合及び施工において十分注意する必要がある。

② 縦断勾配の大きな急坂路に適用すると、坂の下部において路盤材料、砂等の噴出がみられることがあるので、適用箇所の選択に注意する。

③ 供用開始後、ごみ、土砂等で間隙が目詰まりして透水能力が低下するおそれがあるため、定期的維持管理が必要である。周辺の土砂が流入するような箇所での舗装には適さない。

歩道用透水性舗装の標準的な断面を、図−7.6.5 に示す。




図−7.6.5　歩道用透水性舗装の標準的断面

オ 着色舗装

着色舗装は、路面を赤、緑、黄等に着色した舗装で、次のような目的で用いられる。

① 農道の機能向上、車線明示又は道路の分岐点、路肩等を明示する。

② 交通安全対策上、横断歩道、事故多発地点、トンネル内等を明示する。

③ 美観上、歩道、橋面等を明示する。

カ 明色舗装

明色舗装とは、通常のアスファルト舗装の表層部分に、光線反射率の大きな白色の骨材を使用することによって路面の輝度を上げた舗装である。そのため、夜間の路面照明効果が向上する。あるいは通常のアスファルト舗装と明確に対比できる等の効果とともに、路面が白色のため夏期においても路面温度が上がりにくいことから耐流動性効果が期待できる。これらの特長を活用して、交差点、農道の分岐点、路肩及び側帯部、トンネル内あるいは橋面等に用いられる。

キ フォームドアスファルト舗装

フォームドアスファルト舗装は、加熱アスファルト混合物を製造する際、加熱したアスファルトを泡状にしてミキサ中に噴射して製造した混合物を使用して施工する舗装である。加熱アスファルトを泡状にする方法はいろいろあるが、一般に水蒸気又は水をアスファルトに圧入する方法が用いられる。



ク 排水性舗装

排水性舗装は路面から雨水を速やかに排水することを目的として、排水性舗装用アスファルト混合物を表層又は表層・基層に用い、路盤以下へ水が浸透しない構造とする。

排水性舗装用のアスファルト混合物は、安全性、耐久性に関して各種耐久性試験によって十分確認したものとする。

排水性舗装の舗装構成は、表層又は表層・基層に排水性舗装用アスファルト混合物を使用し、下の層が不透水層で、雨水等が舗装内部に滞留しない構成とする。

## 7.7　コンクリート舗装の設計

コンクリート舗装については、図-7.7.1のように経験に基づく設計方法と理論的方法があり、本章では経験に基づく設計方法のうち、計画大型車交通量40台/日・方向未満及び大型車の通行がない場合について記述する。従来、コンクリート舗装の設計期間は20年が適用されており、当該設計方法を用いる場合にはこの設計期間が原則となる。理論的設計方法による場合は、「舗装設計便覧」に準拠するものとし、その場合には任意の設計期間に対応し、信頼性の考え方の導入も図ることができる。

### 7.7.1　コンクリート舗装

経験に基づく設計方法によるコンクリート舗装の構造設計の大まかな手順は、基盤条件である路床の設計支持力係数あるいは設計 CBR をもとにして路盤面における所要の支持力係数が得られるように路盤の厚さを設定し、さらに計画大型車交通量及び使用する舗装用コンクリートの設計基準曲げ強度に応じてコンクリート版の厚さを設定する。

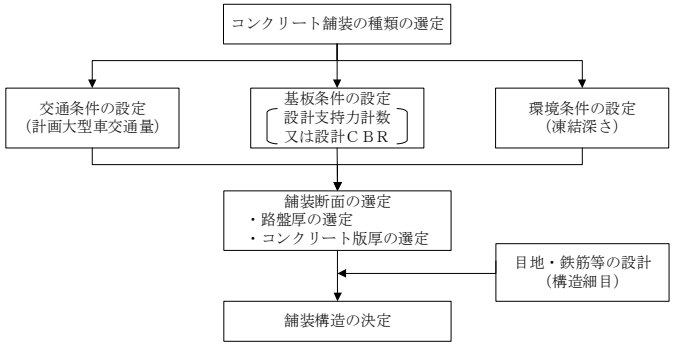



図-7.7.1　コンクリート舗装の構造設計の手順[1)]

(1)路床

路床は、平板載荷試験の測定結果から求まる設計支持力係数、又はCBR試験の結果から求まる設計CBRによって評価を行い、設計に用いる基盤条件とする。設計支持力係数及び設計CBRの算出方法を以下に示す。

ただし、急傾斜部等平板載荷試験を行うことが困難な場合や、工事規模が小さい場合等のやむを得ない場合は、表-7.7.1によって適宜判断してもよい。

ｱ 支持力係数

設計支持力係数は、ほぼ同一材料の路床区間において3か所以上の平板載荷試験（一般には直径30cmの載荷板を用いる。）による実測値に基づき次式により求める。

設計支持力係数＝各地点の支持力係数の平均値－各地点の支持力係数の標準偏差（$\sigma_{n-1}$）

ｲ 設計CBR

設計CBRの求め方は、「7.5.3　**設計CBRの算出法**」を参照とする。



表-7.7.1　土の種類と設計CBR

| 土の種類 | 設計CBR |
|---|---|
| シルト、粘土分が多く、しかも含水比の高い土（含水比の高い火山灰質粘質土、粘土等） | 2以下 |
| シルト、粘土分が多くても含水比の比較的低い土（含水比の余り高くない火山灰質の粘質土、粘土等） | 2～ 3 |
| 砂質土、粘質土 | 2～ 4 |
| 含水比の低い砂質土、粘質土 | 4～10 |
| 礫、礫質土 | 4～10 |
| 砂質分布のよい砂 | 8～20 |

(2)路盤

路盤厚の設計は、路床の設計支持力係数あるいは設計CBRをもとにして行い、路盤が厚くなる場合には一般に下層路盤と上層路盤とに分ける。なお、寒冷地域等において凍上抑制層が必要となる場合には、これを路床の一部に含めるものとし、当該層の厚さが20cm以上では、通常、設計支持力係数あるいは設計CBRの見直しが必要となる。

以下には、一般的に用いられる路盤材料の種類、及び設計支持力係数あるいは設計CBRによる路盤厚の設計方法等を示す。

ｱ 路盤材料の種類

下層路盤及び上層路盤に一般的に使用される路盤材料の種類と適用方法の例を**表-7.7.2**に示す。

ｲ 設計支持力係数による路盤厚の設計方法

路床の設計支持力係数をもとにして路盤厚を求めるには、路盤面における支持力係数が**表-7.7.3**の値となるように、**図-7.7.2**の設計曲線を用いて行う。なお、計算された路盤厚は5cmごとに切り上げて設計厚とし、15cm未満の場合は15cmを設計厚とする。

表-7.7.2　一般的な路盤材料の種類と適用例[1)]

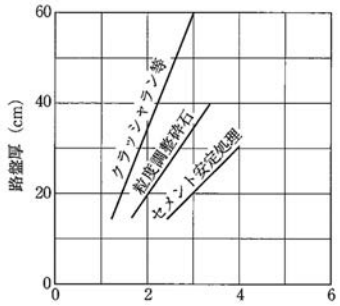
| 材料 | | 下層路盤として用いる場合 | 1層として用いるか、又は上層路盤として用いる場合 |
|---|---|---|---|
| 粒状材料 | クラッシャラン | ◎ | 注2）参照 |
| | 切込砂利 | | |
| | 砂 | | |
| | スラグ等 | | |
| | 粒度調整砕石 | － | ◎ |
| | 粒度調整鉄鋼スラグ | － | ◎ |
| | 水硬性粒度調整鉄鋼スラグ | | |
| 路盤材料安定処理 | セメント安定処理 | ○ | ◎ |
| | 石灰安定処理 | ○ | 注3）参照 |
| | 瀝青安定処理 | － | ○ |
| 密粒度アスファルト混合物（13） | | － | ◎（アスファルト中間層） |

注1）◎は通常用いる材料である。○は比較的使用例の少ない材料である。なお、アスファルト中間層は、路盤の耐水性や耐久性を改善するなどの目的で使用される。
2）修正CBRが80以上、0.4mmふるい通過分のPI（塑性指数）が4以下の場合には用いてよい。
3）上層路盤の一部としてアスファルト中間層を設ける場合には用いてもよい。
4）粒度調整砕石、セメント安定処理路盤材料、石灰安定処理路盤材料及び瀝青安定処理路盤材料の混合方式には、路上混合方式及びプラント混合方式がある。

表−7. 7. 3　コンクリート舗装の種類と農道における路盤の所要支持力係数 [1)]

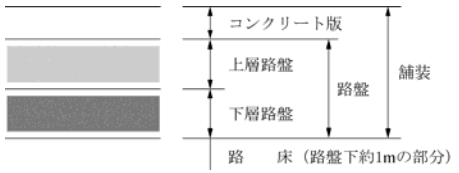
| 項目 | 路盤面における所要支持力係数（$K_{30}$） | |
|---|---|---|
| 交通量区分 | 大型車通行なし | Ⅰ−1 交通、Ⅰ−2 交通 |
| 計画大型車交通量 ／ 舗装種類 | 0 | 1≦T＜40 台/日・方向 |
| 普通コンクリート舗装<br>連続鉄筋コンクリート舗装 | 98MPa/m 以上 | 150MPa/m 以上 |
| 転圧コンクリート舗装 | ― | 200MPa/m 以上 |

注 1）支持力係数の測定方法は、舗装試験法便覧「1−4−2 平板載荷試験方法」による。
　2）支持力係数 $K_{30}$ は直径 30cm の載荷板を用いた値である。
　3）直径 75cm の載荷板で測定した支持力係数 $K_{75}$ から $K_{30}$ への換算には、$K_{75}=K_{30}/2.2$ の式を用いる。




図−7. 7. 2　路盤厚の設計曲線（直径 30cm の載荷板による場合）[1)]

コンクリート舗装構成の代表的な例を、図−7. 7. 3 に示す。




図−7. 7. 3　コンクリート舗装の構成と各層の名称

ｳ 平板載荷試験による路盤厚の設計例

地盤係数によって路盤の厚さを求めるには、路盤面での地盤係数（$K_{30}$）が、大型車交通なしでは、98MPa/m 以上、Ⅰ−1、Ⅰ−2 交通では 150MPa/m 以上となるように路盤厚を設計する。設計した路盤厚で試験路盤を作成し、平板載荷試験を行って、地盤係数が計画値以上であることを確認することが望ましい。

路盤の厚さの設計は、目標とする路盤面の地盤係数（$K_{30}$）と路床の設計地盤係数（$K'_{30}$）との比（$K_{30}/K'_{30}$）を求め、図−7. 7. 4 を利用して決定する。



図−7. 7. 4 の使用方法は、次のように行えばよい。この場合、計算された路盤厚は 5 cm ごとに切り上げて設計厚とする。

例 1：路盤構成を 1 層とする場合

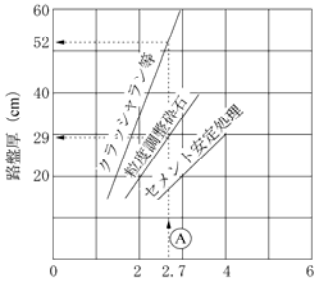
路床の地盤係数を 6 か所で測ったところ、96、121、113、89、66 及び 87MPa/m であった。交通量の区分から路盤の地盤係数を、$K_{30}$＝200MPa/m としたい。

路床の設計支持力係数 $K'_{30}$ ≒ 75（MPa/m）

$$\frac{\text{路盤の支持力係数}}{\text{路床の設計支持力係数}}=\frac{K_{30}}{K'_{30}}=\frac{200}{75}\fallingdotseq 2.7$$

このときの路盤構成をクラッシャラン単層（1 層）とする場合、図−7. 7. 4 の $K_{30}/K'_{30}$＝2. 7 の点Ⓐからの垂線とクラッシャランの線との交点 52cm が求まるため、路盤厚を 5 cm ごとに切り上げ、設計厚は 55cm となる。

また、路盤構成を粒度調整砕石単層（1 層）とする場合、図−7. 7. 4 の $K_{30}/K'_{30}$＝2. 7 の点Ⓐからの垂線と粒度調整砕石の線との交点 29cm が求まるため、同様に路盤厚を 5 cm ごとに切り上げ、設計厚は 30cm とする。



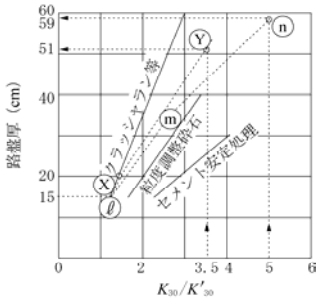

図−7. 7. 4　路盤厚と $K_{30}/K'_{30}$ との関係（直径 30cm の載荷板を用いる場合）[1)]

例 2：路盤構成を 2 層とする場合

路床の設計地盤係数が 57MPa/m である。同様に交通量の区分から $K_{30}$＝200MPa/m である。下層路盤をクラッシャラン路盤で 20cm 厚にするとすれば、$K_{30}$ を 200MPa/m とするためには、上層路盤として粒度調整砕石路盤はどれだけの厚さが必要であるか。

$$\frac{K_{30}}{K'_{30}}=\frac{200}{57}\fallingdotseq 3.5$$

であるから、図−7. 7. 5 による縦軸 20cm から水平線を引きクラッシャランの線と交わらせる。この点Ⓧから粒度調整砕石の線に平行線を引き、$K_{30}/K'_{30}$＝3. 5 からの垂線と交わった点Ⓨが求める路盤厚であり、51cm となる。




**図−7. 7. 5**　下層路盤と上層路盤を造る場合の設計例（路盤構成を２層とする場合）[1)]

上層路盤厚＋下層路盤厚＝51cm・・・・・２層合計必要厚
下層路盤厚＝20cm・・・・・・・・・・・・与条件
上層路盤厚＝51－20＝31cm → 35cm・・・上層路盤の設計厚

となり、粒度調整砕石路盤の厚さは 35cm となる。このように２層で設計する場合には、下層の厚さを仮定して上層を求める手順を踏むとよい。なお、計算された路盤厚が 15cm 未満となった場合には、15cm を設計厚とする。

**例 3**：舗装構成を３層とする場合

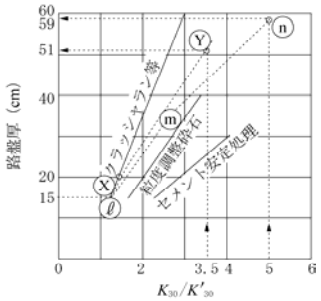
路床の設計地盤係数が 40MPa/m である。同様に交通量の区分から $K_{30}$＝200MPa/m である。クラッシャラン、粒度調整砕石、セメント安定処理路盤材料を用いて３層とし、クラッシャラン路盤の厚さは 15cm、粒度調整砕石路盤の厚さを 20cm とすれば、セメント安定処理路盤はどれだけの厚さが必要であるか。

$$\frac{K_{30}}{K'_{30}} = \frac{200}{40} = 5$$

まず、**図−7. 7. 6** の縦軸 15cm から水平線を引き、クラッシャランの線との交点をⓛとする。

ⓛから粒度調整砕石の線に平行線を引き、20cm の厚さに相当する点をⓜとする。次に、ⓜからセメント安定処理の線に平行線を引き $K_{30}/K'_{30}$＝5 からの垂線との交点をⓝとする。






**図−7. 7. 6**　下層路盤と上層路盤を造る場合の設計例（路盤構成を３層とする場合）[1)]

ⓝから水平線を引き、縦軸と交わった点 59cm が求める路盤厚である。したがって、セメント安定処理路盤の厚さは、59－20－15＝24cm → 25cm となる。なお、計算された路盤厚が 15cm 未満となった場合には、15cm を設計厚とする。

また、アスファルト中間層を用いる場合には、アスファルト中間層 4 cm に相当する厚さとして、通常、粒度調整砕石路盤の場合には 10cm、セメント安定処理路盤の場合には 5 cm の厚さを低減することができる。ただし、この場合でも、低減後の厚さが 15cm 未満となる場合には、15cm の路盤の上にアスファルト中間層を設けることが望ましい。

注 1）路床の地盤係数は、通常、路床仕上げ面で測定するものとする。ただし、路床の含水量の変化が大きい箇所では、その季節的な変動が少ないと思われる面まで掘り下げて測定する。
2）実際に造られた路盤の地盤係数が 150MN/m$^3$ 以上の場合には、通常は設計を変える必要はない。150MN/m$^3$ を下回る場合には、安定処理等の手段で設計を変更する。
3）路盤を２層以上で設計する場合は、下層の厚さを仮定して上層を求める手順を踏むとよい。なお、計算された路盤厚が 15cm 未満の場合は 15cm を設計厚とする。
4）セメント安定処理路盤の最小厚は 15cm とする。
5）試験路盤は現場の状況に応じて代表的な箇所を測定して行うものとする。なお、石灰安定処理路盤、水硬性粒度調整鉄鋼スラグ路盤等の厚さを設計する場合の養生日数は、石灰安定処理路盤で 10 日、水硬性粒度調整スラグ路盤で 14 日を標準とする。
6）路床の設計地盤係数が路盤の地盤係数以上になる場合は、路床上部 15cm の材料の品質を試験し、上層路盤の品質規格に合わない場合には、15cm 厚の路盤を置くとよい。

ｴ CBR による路盤厚の設計

路床の CBR に基づき路盤厚を設計する場合は、まず、路床の設計 CBR を求め、その設計 CBR に応じて**表−7. 7. 4** の値を路盤厚とする。

また、大型車交通を許さない場合の路盤厚は、15cm とすることができる。ただし、路床の設計 CBR は４以上を目標とした場合である。

**表−7. 7. 4**　設計 CBR と路盤厚の関係 [1)]

| 路床の設計CBR ＼ 交通量の区分 | (2) | 3 | 4 | 6 | 8 | 12以上 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| I−1、I−2交通の路盤厚（cm） | (50) | 35 | 25 | 20 | 15 | 15 |

注 1）上表に示す路盤厚は、粒度調整砕石を用いた場合である。なお、下層路盤と上層路盤に分ける場合は、**図−7. 7. 4** に示す方法を参照のこと。
2）路床が、深さ方向に土質の異なる幾つかの層をなしている場合の設計 CBR は、路床面から深さ 1 m までの平均 CBR を用いる。
3）（　）は、修繕工事等で既存路床の設計 CBR が２であるものの、路床を改良することが困難な場合に適用する。
4）CBR 3 以下については水兼農道の値を参考にする。

オ 下層路盤

下層路盤には、修正 CBR が 20 以上で 425μm ふるい通過分の *PI* が６以下の粒状材料を用いる。また、その最大粒径は 50mm 以下とすることが望ましい。

注 1）試験路盤により支持力が確認できる場合や過去の実例で経験的に耐久性が確認されている場合は、425μm ふるい通過分の *PI* を 10 以下としてもよい。また、この場合で 425μm ふるい通過量が 10%以下の材料では *PI* が 15 のものまで用いることができる。
2）室内試験における密度と現場における密度が大きく相違する材料（粒度曲線が上に凸なもの等）については、現場密度をもととして適当な締固め度を決定し、その締固め度における CBR を修正 CBR とする。
3）修正 CBR や *PI* が規定に合格しない材料や、自然含水比が著しく高くてそのままでは最適含水比が得られない材料であっても、少量のセメントや石灰等で安定処理することによって所要の品質のものが得られる場合には用いることができる。下層路盤に用いるセメント安定処理路盤材料の配合は、６日養生、１日水浸後の一軸圧縮強度が 0.98MPa、石灰安定処理路盤材料の場合は、９日養生、１日水浸後の一軸圧縮強度が 0.5MPa となるようにする。
4）最大粒径はやむを得ない場合、１層仕上げ厚の 1/2 以内で、かつ 100mm まで許容できる。

カ 上層路盤

上層路盤には、粒度調整砕石、粒度調整スラグ、水硬性粒度調整スラグ、セメント安定処理路盤材料及び瀝青安定処理路盤材料等を用いる。

セメント安定処理添加材料には、普通ポルトランドセメント、高炉セメント、フライアッシュセメント及びシリカセメントのいずれかを用い、その配合は６日養生、１日水浸後の一軸圧縮強さが 2.0MPa になるように決定する。

上層路盤に粒度調整砕石及び粒度調整スラグ等の粒状材料を使用する場合には、最大粒径を 40mm 以下とし、修正 CBR は 80 以上、425μm ふるい通過分の *PI* は４以下でなければならない。

注 1）修正 CBR や *PI* が規定に合格しない材料であっても試験路盤により支持力が確認できる場合は、修正 CBR が 45 以上、425μm ふるい通過分の *PI* が６以下の材料でも用いることができる。また、この場合で 425μm ふるい通過量が 10%以下の材料では *PI* が 10 まで用いることができる。
2）セメント安定処理路盤に用いる材料は、粒度がよく *PI* の低い材料を安定処理するのが一般に経済的である。

キ 路盤面

瀝青安定処理路盤以外の路盤面は、アスファルト乳剤等でプライムコートを施さなければならない。

プライムコート散布量は施工時期により異なるが、一般に粒状材料路盤の場合１～２ℓ/m² 程度、またセメント安定処理路盤の場合は 0.5～1.0ℓ/m² とする。

注 1）プライムコート後、作業を容易にするため薄く砂をまくことがある。この場合、２kg/m² 程度をむらなく散布する。
2）粒状材料路盤の路盤面に砕石ダストを用いて目つぶしをすることがあるが、この場合には *PI* の高い砕石ダストを用いないように注意する。
3）瀝青安定処理路盤の場合、石粉等を表面に散布して付着を軽減させるとよい。石粉の場合には水との混合比を１：１にして３ℓ/m² 程度が標準である。

(3)コンクリート版の設計

ア コンクリート版厚

コンクリート版厚及びコンクリート強度は、**表-7.7.5** のとおりとする。

**表-7.7.5　コンクリート版厚及びコンクリート強度**

| 交通量区分 | コンクリート版厚（cm） | 設計基準曲げ強度（MPa） |
|---|---|---|
| 大型車なし | 12 | 4.4 |
| I-1、I-2交通 | 15 | 4.4 |



交通量の区分が I-2 交通以下の大型車交通の少ない農道のコンクリート舗装については、鉄網、縁部補強鉄筋、ダウエルバー、タイバーを省略することを標準とする。

コンクリート版の表面は、スリップ防止のためホウキ目仕上げを施工する。

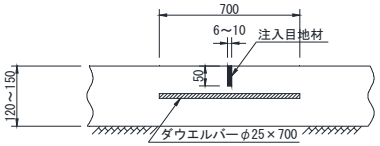



図-7.7.7　横収縮目地の構造例（単位：mm）[1)]
（舗装時に挿入するダミー目地の場合）

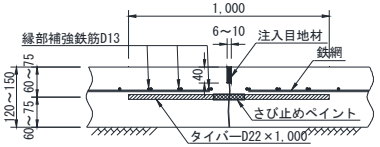



図-7.7.8　ダミー目地とする縦目地の構造例（単位：mm）[1)]

イ 目地

横膨張目地は、コンクリート版の構造物等への影響や温度上昇によるブローアップ等を防ぐために設けるものであり、横膨張目地の間隔は、**表-7.7.6** の値を参考にして、橋梁、横断構造物の位置、収縮目地の間隔及び１日の舗装延長等をもとにして決める。

**表-7.7.6　横膨張目地間隔の標準値**

| 施工時期 / 版厚（cm） | 冬 | 夏 |
|---|---|---|
| 12、15 | 60～120m | 120～240m |

注 1）冬とは、おおむね 12 月～３月、夏とはおおむね４月～11 月をいう。
2）膨張目地間隔を理論的に厳密に決定することはできない。**表-7.7.6** の値を採用すれば、横膨張目地幅を 25mm 程度にできるという経験に基づいている。

横収縮目地間隔は、鉄網の設置を省略することから５m を標準とする。

縦目地は通常、車線を区分する位置に設けられるため１車線の農道においては、縦目地は設けないものとする。

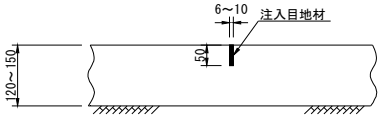



図-7.7.9　横収縮目地の構造例（単位：mm）[1)]

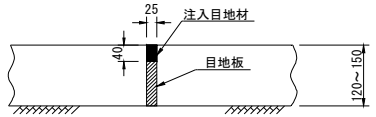



図-7.7.10　横目地の構造例（単位：mm）[1)]

## 7.7.2　特殊舗装

(1)連続鉄筋コンクリート舗装

連続鉄筋コンクリート舗装は、コンクリート版の横目地を全て省いたもので、このため生じるコンクリート版の横ひび割れを縦方向鉄筋で分散させるものである。個々のひび割れ幅は狭く、鉄筋とひび割れ面での骨材のかみ合わせとにより連続性が保たれる。

(2)プレストレストコンクリート舗装

プレストレストコンクリート舗装は、コンクリート版にあらかじめプレストレストを導入することによって、版厚を増さずに構造的に強い版とするものである。

また、横目地を少なくすることができる。

(3)ホワイトベース

ホワイトベースは、アスファルト舗装の基層として用いられるコンクリート版で、その施工方法は、通常のコンクリート舗装版と同様の施工方法となる。

ホワイトベースと通常コンクリート版との相違点は、以下のとおりである。

① 交通車両によるすり減りやすべりの問題がない。

② 気象作用の影響を受ける度合いが小さい。

③ 交通車両による衝撃が小さい。

(4)真空コンクリート工法

真空コンクリート工法は養生方法の一種である。

表面仕上げ直後のコンクリート面に真空マットを置き、真空ポンプによりマット内の圧力を下げ、コンクリート中の余分な水分を吸い出すとともに、大気圧を利用してコンクリートを締め固める工法である。

(5)サンドイッチ版

サンドイッチ版とは、軟弱な路床上のアスファルト舗装に用いるサンドイッチ工法のうちのコンクリート層のことをいい、路床上に砂やクラッシャランを敷き均し、その上に単位セメント量が 220kg 程度のコンクリートを厚さ 15～20cm に舗装するコンクリート版である。

(6)スリップフォーム工法

敷均し、締固め及び平たん仕上げ等の機能を１台で兼ね備え、型枠を設置しないでコンクリート版を連続して舗設できる機械をスリップフォームベースといい、これを使用したコンクリート版の舗設がスリップフォーム工法である。

(7)鋼繊維補強コンクリート舗装

鋼繊維補強コンクリート舗装は、長さ 30mm、断面積 0.5mm$^2$ 程度の鋼繊維を、容積比で１～２％程度コンクリートに均一に混入して、曲げ強度やひび割れ抵抗性を高めたコンクリートを用いた舗装である。

(8)転圧コンクリート工法

通常のコンクリート舗装に用いられるコンクリートよりも著しく単位水量を減らした硬練りのコンクリートを、アスファルトフィニッシャ等で路盤上に敷き均し、振動ローラ・タイヤローラ等を使って転圧、締固めを行い、コンクリート版とする舗装である。

転圧コンクリート舗装はコンクリート舗装専用の特殊な機械を用いることなく、アスファルト舗装用の舗設機械を用いて施工できることやコンクリートの配合の違い等から、これまでのセメントコンクリート舗装に比べ、施工速度が速い、版厚を自由に変えられ、必ずしも型枠を必要としない、早期に交通開放ができる等の特長のほか、一般的にアスファルト舗装に比べて耐久性に優れているというセメントコンクリート舗装本来の特長も併せもっている。



## 7.8　再生舗装

わが国の道路舗装は、道路整備に対する各方面の努力の結果、飛躍的に延伸されたが、経済活動の活発化がもたらした自動車交通量の増大、車両の大型化、重量化に伴って、路面の損傷も著しくなり、舗装の効率的な維持修繕の必要性が高まっている。

このような情勢の下で、維持修繕工事に際して発生する舗装廃材が産業廃棄物に指定されており、その処分に当たっては種々の制約があるため、廃材の適正処理及び資源の有効利用という観点からも舗装廃材の再生利用方法の研究や技術開発が各方面で進められてきた。

舗装廃材の再生利用方法は、混合所において再生材を製造する方法と、破損の進んだ既設舗装を路上において表層や路盤として再生する方法がある。

再生舗装の詳細な設計に当たっては、「舗装再生便覧」によるものとする。

再生利用の現状を分類すると、以下のようになる。

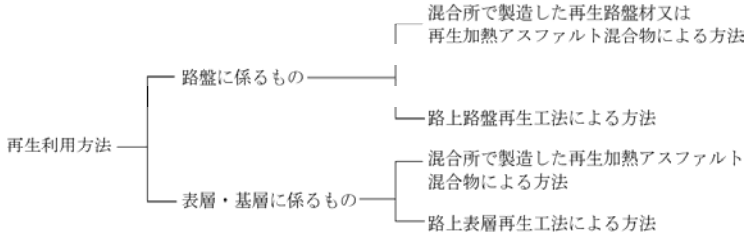



図-7.8.1　再生材の利用方法

再生利用工法は、**表-7.8.1** のように分類される。

**表-7.8.1**　再生利用工法の分類

| 対象とする舗装発生材 | 再生する場所 | 再生材を適用する舗装構成層 | 再　生　工　法 |
|---|---|---|---|
| アスファルトコンクリート発生材、セメントコンクリート発生材、路盤発生材 | プラント（定置式） | 下層路盤<br>上層路盤 | プラント再生舗装工法 |
| | 現　位　置 | | 路上路盤再生工法 |
| アスファルトコンクリート発生材 | プラント（定置式） | 基　層<br>表　層 | プラント再生舗装工法 |
| | 現　位　置 | | 路上表層再生工法 |

(1)プラント再生舗装工法

本工法は、舗装の補修工事で発生する材料等を再生して道路舗装に利用する工法のうち、適切に処理することができる定置式の混合所を使用して基層・表層用アスファルト混合物あるいは路盤材として再生利用を図るプラント再生舗装工法である。

(2)路上再生路盤工法

路上再生路盤工法は、路上において既設アスファルト混合物を原位置で破砕し、同時にこれをセメントやアスファルト乳剤等の路上再生路盤用添加材料と既設粒状路盤材料等とともに混合し、締め固めて安定処理した路盤を新たに造るものである。

本工法は、舗装廃材をほとんど発生させることなく、既設舗装をそのまま有効利用できることから舗装廃材の再生利用方法の一つである。

(3)路上表層再生工法

路上表層再生工法は、維持修繕が必要となった既設アスファルト舗装を対象に、路上において、表層の加熱、かきほぐしを行い、これに必要に応じて新規アスファルト混合物や再生用添加材料を加えて混合した上で、敷き均し、締め固めて、再生した表層を造るもので、路面性状の回復と既設表層の品質改善を一体的に行い得ることを特徴とした工法である。

本工法は、舗装廃材をほとんど発生させることなく既設表層混合物をそのまま有効利用できることから、舗装廃材の再生利用方法の一つでもある。



## 7.9　土砂系舗装

土砂系舗装とは、路床の上に、砂利、砕石、砂、粘土等で層（路盤）を造り、その表面を路面として用いるものをいい、他の工種に比べて経済的であることから交通量の少ない支線農道、耕作道では実施されている例が多い。

断面の構成は、**図-7.9.1**のとおりであるが、場合によっては路面をアスファルト乳剤等で防塵処理することがある。




**図-7.9.1**　土砂系舗装の構成と各層の名称

### 7.9.1　土砂道

(1)一般事項

土砂道は天然土壌だけで造り、他の材料で路面舗装を行わない道路である。土砂道は築造が簡単で維持修繕が容易であるが、路面の破損が多く、水分を含む場合は泥ねい化する性質があり、凍上作用を受ける度合いが大であるから、その排水には十分注意する必要がある。

(2)材料

土砂道の材料としての土は、粗粒分が多く、結合材としての粘土を適量に含むものが望ましい。

シルト及び粘土の含有量が多いと、降雨により泥ねい化するので、土砂道では細粒分（75μm以下）の含有量35%以上の土を使用してはならない。

また、腐植土は混入しないこととし、雲母は３%以上含まないことが望ましい。人工的に、土に砂あるいは粘土を加えて使用する場合は、**表-7.9.1**に示す配合を標準とする。

**表-7.9.1**　砂・粘土混合物の配合標準（%）

| 種　　類 | 理　想　比 | 適当な比の範囲 |
|---|---|---|
| 粘　土 | 7.5 | 5～10 |
| シルト | 15.0 | 10～20 |
| 砂（粒径 75μm～425μm） | 25.0 | 10～40 |
| 砂（粒径425μm～2.36mm） | 52.5 | 45～60 |

(3)構造

表面排水のための横断勾配は他の農道より急にし、３～６%とする。縦断勾配は最小勾配を0.5%とするが、４%を超えないようにする。

土砂道の横断面の形状は排水上から放物線形が最も望ましい。

路面の乾燥は排水によるほかに、毎日数時間は日光を受ける路線を選定することが望ましい。

### 7.9.2　砂利道

(1)構造

砂利道の路盤の厚さは一般的には 10～20cm 程度（**表-7.9.2** 参照）であり、横断勾配は３～６％とする。

ただし、路床の支持力が小さい場合や、泥ねい状態、凍上等が考えられる場合は路盤厚を大きくとる必要があり、路床のなじみ具合や車の走行性、現場条件等を判断して決定することが望ましい。

この場合、多量の砂利又は砕石を一時に敷き均すと車が走行しにくいので何回かに分けて敷き均すのが効果的である。

**表-7.9.2**　砂利道の路盤厚

| 路床の設計CBR | 2 | 3 | 4 | 6 | 8 | 12以上 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 路盤厚（cm） | 20 | 20 | 15 | 15 | 15 | 10 |

注）路盤材料はクラッシャラン C-40 又は C-30 を標準とする。

(2)材料

砂利道に用いる材料は、清浄、強硬、耐久性のあるもので適当な粒度をもつ砂利又は砕石に適量の結合材としての粘土、ローム又は石粉を含んだものが望ましい。

結合材の配合割合は、**表-7.9.3** を標準とする。

**表-7.9.3**　結合材の配合割合の標準

| 種　類 | 配　合　割　合 |
|---|---|
| 粘　土 | 使用砂利又は砕石容積の15～20% |
| ローム | 〃　25～30% |
| 石　粉 | 〃　30～40% |

### 7.9.3　防塵処理

(1)瀝青材料による防塵処理

瀝青材料による防塵処理は、タール類、カットバックアスファルト、アスファルト乳剤を用いた散布法が一般的で、まず路面を清掃し、浮いた砂利や土砂を取除いて瀝青材料を散布する。第１回目は１～２ℓ/m² 程度散布し、十分吸収されるのを待って第２回目に 0.5ℓ/m² 程度を散布する。瀝青材料が浸透しにくいときには、スカリファイア等で路面をかき起こし転圧してから散布する。また、路面が乾燥しているときは適度に散水する。なお、十分に養生時間が確保できない場合等は、砂 0.005m³/m² 程度を散布するとともに、タール類は雨水等で流されやすいため注意を要する。

(2)リグニン類による防塵処理

リグニン類は、パルプ工業の副産物である亜硫酸パルプ廃液中に含まれ、これを路面に散布すると、廃液中のリグニン塩が土粒子間に浸透し、水分を失って粘着力を増し、防塵効果を現す。しかし、施工中の降雨によりリグニンが溶解流出するので、種々の添加剤を加えて耐水性を増した各種材料が作られている。施工は散水車、ディストリビュータ、スプレヤ等により、まず浸透性の強い材料を下層用として３～５kg/m² を数回に分けて散布し、完全に浸透するのを待って表層用を２～2.5kg/m² 程度を散布して仕上げる。リグニン類による防塵処理では月に１～２回の追加散布が必要である。



(3)塩類による防塵処理

塩類による防塵処理には、塩化カルシウム、塩化マグネシウム、塩化ナトリウム等が用いられる。一般には、価格、持続性等の点から塩化カルシウムが多く使われる。これらの材料は、凍上防止に有効であるが持続性が短く、10～15 日程度しか有効でないため、永久施設には適しない。施工は、まず 0.5～0.8kg/m² 程度散布し、ほこりが立ち始めたときに 0.2～0.3kg/m² を追加散布する。散布溶液は 10～15%が標準である。

## 7.10　緑のネットワークを考慮した舗装

農道沿いの緑地は、緑の帯として地域の生態系保全にとって重要な位置付けにある。ほ場内の支線農道等については、緑の帯としての機能を考慮し、全面舗装ではなく、わだち部分のみを舗装する手法も海外で見られる。



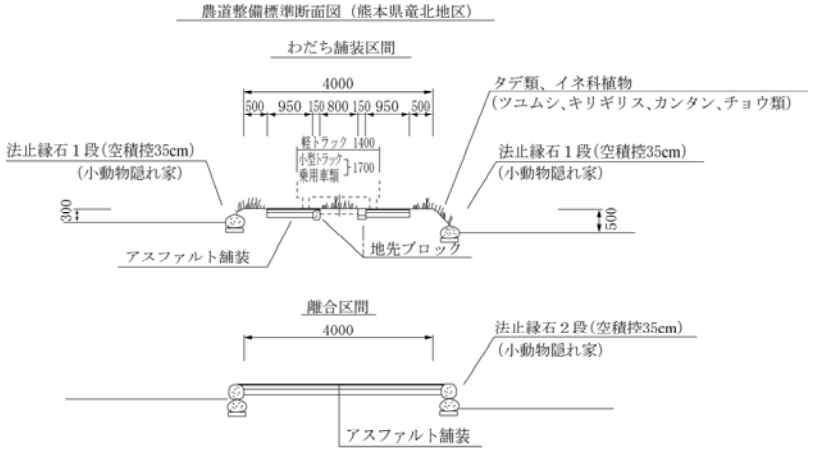



**図-7.10.1**　緑のネットワークを考慮した舗装例（写真：ドイツ、図：熊本県）

## 7.11　路肩の舗装

### 7.11.1　一般事項

路肩は主として道路の保護として設けるもので、その舗装道路は、車道の舗装より簡単な構造でよいが、路肩の車道に接続する部分のうち、幅 25cm までは車道と同じ構造にすることが望ましい。

### 7.11.2　路肩の構造

路肩の舗装において、特にアスファルト舗装は舗設時の転圧が困難で、また舗設後の密度増加が期待できないので、老化を防止するため空隙率の小さい密粒度又は細粒度アスファルト混合物を使用するか、あるいは表面にシールコートを施し、不透水層を設けるものとする。

標準路肩舗装構造を、図-7.11.1～図-7.11.11 に示す。

路盤余裕幅 $b$ は、以下のように考える。

① $T_1+T_2+T_3$＜表層幅＋5cm の場合

$b$＝表層幅＋5cm（上層路盤幅）

② 表層幅＋5cm ≦ $T_1+T_2+T_3$ ≦ 路肩幅の場合

$b=T_1+T_2+T_3$

③ $T_1+T_2+T_3$ ＞ 路肩幅の場合

$b$＝路肩幅

ここで、$T_1$：表層厚（cm）

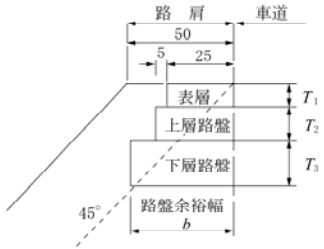
$T_2$：上層路盤厚（cm）

$T_3$：下層路盤厚（cm）

(1) 盛土部

ｱ 防護柵等を設置しない場合

(ｱ) 路肩幅 50cm の場合（一層）



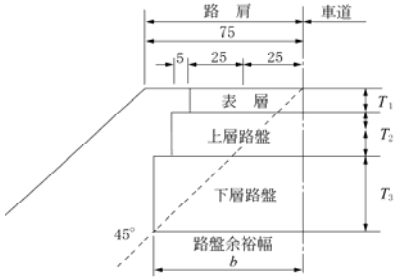

30≦$b$≦50

注）　路肩幅25cmまでの舗装構造は車道と同じとするが、表層の密度は落としてもよい。

図-7.11.1　路肩の舗装構造



(ｲ) 路肩幅 75cm の場合（一層）

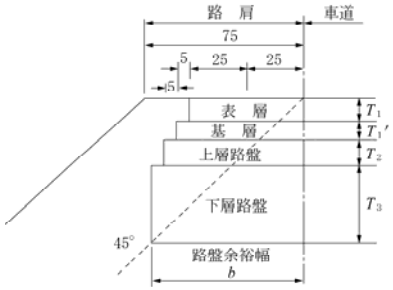



55≦$b$≦75

注）　路肩幅50cmまでの舗装構造は車道と同じとするが、表層の密度は落としてもよい。

図-7.11.2　路肩の舗装構造

(ｳ) 路肩幅 75cm の場合（二層）




60≦$b$≦75

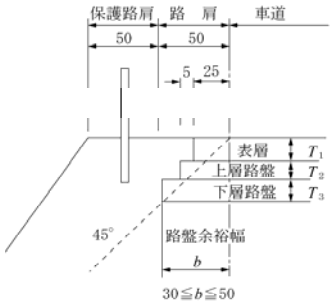
注）　路肩幅50cmまでは車道構造とし、25cmを越え50cmまでの表層＋基層の密度は落としてもよい。

図-7.11.3　路肩の舗装構造

(イ) 防護柵を設置する場合

(ア) 施設帯等がない場合

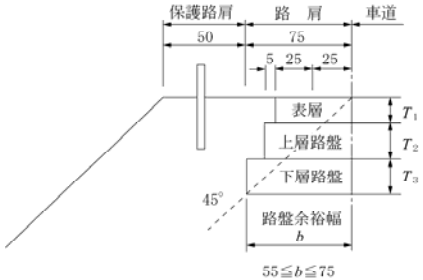
a 路肩幅 50cm の場合（一層）




注）　路肩幅25cmまでの舗装構造は車道と同じとするが、表層の密度は落としてもよい。

図-7.11.4　路肩の舗装構造

b 路肩幅 75cm の場合（一層）

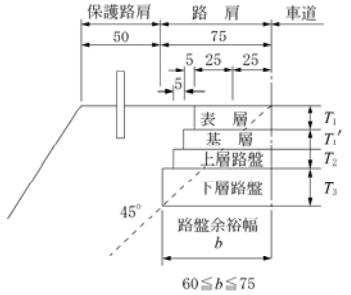



注）　路肩幅50cmまでの舗装構造は車道と同じとするが、表層の密度は落としてもよい。

図-7.11.5　路肩の舗装構造



c 路肩幅 75cm の場合（二層）

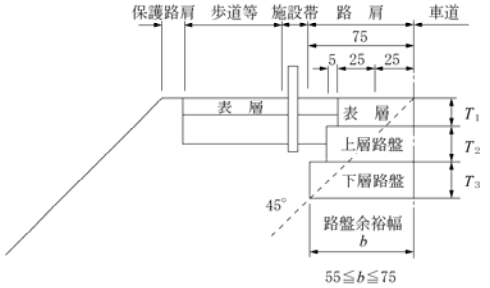



注）　路肩幅50cmまでは車道構造とし、25cmを越え50cmまでの表層＋基層の密度は落としてもよい。

図-7.11.6　路肩の舗装構造

(イ) 施設帯がある場合

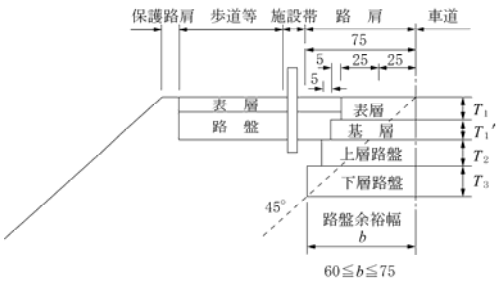
a 路肩幅 75cm の場合（一層）




注）　路肩幅50cmまでの舗装構造は車道と同じとするが、表層の密度は落としてもよい。

図-7.11.7　路肩の舗装構造

b 路肩幅 75cm の場合（二層）

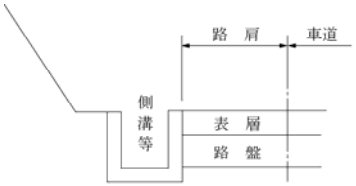



注）　路肩幅50cmまでは車道構造とし、25cmを越え50cmまでの表層＋基層の密度は落としてもよい。

図-7.11.8　路肩の舗装構造

(2) 切土部

ア 施設帯等がない場合




注）　路肩の舗装構造は車道と同じとするが、表層の密度は落としてもよい。

図-7.11.9　路肩の舗装構造

イ 施設帯がある場合で、路肩幅 50cm 以上 100cm 以下の場合

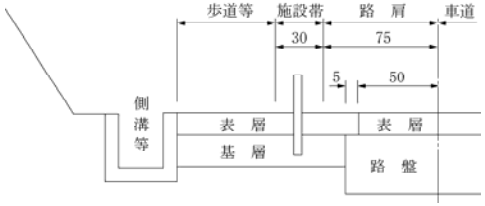



図-7.11.10　路肩の舗装構造



(3) 構造物

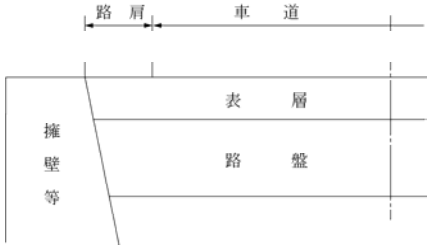



図-7.11.11　路肩の舗装構造

## 7.12　歩道・自転車道等の舗装

### 7.12.1　一般事項

歩道、歩行者専用道路、自転車専用道路、自転車歩行者専用道路、公園内の道路及び広場等の歩行者及び自転車、車いす等の通行に供する道路を歩道及び自転車道等と呼ぶ。歩道及び自転車道等における舗装の役割は、歩行者及び自転車、車いすの通行に対して安全、円滑、快適な歩行性、走行性を確保するとともに、環境の保全と改善に配慮し、親しみや潤い等、生活環境へのアメニティを与えることである。

歩道には、高齢者、視覚障害者、車いす利用者等にとっても快適で安全に通行できるように幅員を十分にとり、段差や勾配を解消する等、バリアフリーであるとともに、ユニバーサルデザインに配慮したものであることが要求される。特に、高齢者や身体障害者等が公共交通機関を利用して移動する駅周辺等では、安全性に十分に留意する必要がある。

歩道及び自転車道等の舗装の性能には、基本的にすべり抵抗性及び平たん性が求められるが、これらのほかにも要求される性能として、透水性、景観・周辺環境との調和、街路樹の保護育成・総合治水等があり、舗装の利用状況に応じて必要な性能を付加することが肝要である。

また、歩道がなく歩行者が路肩を通行する場合には、路肩にも歩道が備えるべき性能指標の適用を検討する等の配慮が必要である。

### 7.12.2　舗装の性能指標と目標値の例

歩道及び自転車道等の路面及び舗装の性能には、すべり抵抗性、段差、衝撃吸収性、透水性、路面温度低減等がある。以下に、各性能指標と目標値の例を示す。

これらの性能指標には、まだ実績が少なく目標値が示されていないものもあるが、各道路管理者は、当該路線の状況を踏まえ関連する図書等を参考にして適切に設定する。また、新たに舗装性能評価法が示された場合は、それを参考にする。なお、段差及び勾配については、「歩道における安全かつ円滑な通行の確保について」（平成 11 年 9 月 10 日付け建設省都市局長、道路局長通達）やバリアフリー法の趣旨を踏まえ、**表-7.12.1** を参考に基準値を満たすように目標値を定める。

表-7.12.1　路面の段差と勾配の基準値の例 2)

| 歩車道境界部の段差 (mm) | 勾配 | |
|---|---|---|
| | 縦断勾配 | 横断勾配 |
| 20 | 5％以下 注1) | 2％以下 注2) |

注 1）本表は通達に基づき作成した。
2）沿道の状況等によりやむを得ない場合には、8％以下とする。
3）バリアフリー法に基づき整備する場合は、1％以下とするが、やむを得ない場合は2％以下とする。また、縦断勾配を設ける箇所には横断勾配は設けない。

(1)すべり抵抗性

すべり抵抗性の性能指標は、すべり抵抗値であり、振子式スキッド・レジスタンステスタやダイナミック・フリクション・テスタ（以下 DF テスタ）等により求める。湿潤路面で歩行者や自転車がすべりやすさを感じないすべり抵抗の目標値として、BPN（British Portable Number：英国式すべり抵抗値）で 40 以上を目標とすることがある。

(2)段差

段差には歩道巻込部や横断歩道部の歩車道境の段差、人孔等路面構造物との段差などがある。段差の性能指標は段差量であり、水糸を用いた方法などにより求める。歩車道境界部の段差を車いすが通行する場合は、段差がないことが理想であるが、視覚障害者には歩車道境界部が確認できるようにある程度の段差が必要であり、20mm を目標とする（**表-7.12.1** 参照）。また、その段差に接続する歩道等の部分は、車いす利用者が円滑に転回できる構造とする必要がある。

(3)衝撃吸収性

衝撃吸収性は弾力性で評価することが多くその性能指標は、ゴルフボールや鋼球を落下させその反発高さを求める方法、重錘に加速度計を取り付けて計る方法、人体の足首や膝関節に直接加速度計を取り付けて衝撃を測定する手法等がある。ゴルフボールや鋼球を落下させその反発高さを求める方法は、「舗装試験法便覧別冊（弾力性試験方法）」を参照する。

(4)透水性

透水性の性能指標は、浸透水量であり、現場透水量試験により求める。透水性能を設定した場合は、施工直後における浸透水量で 300mℓ/15sec 以上を目標とする。歩行者に支障をきたすような水たまりが生じないようにするには、降雨時に雨量と水たまり状況を調査するのも一つの方法である。

(5)路面温度低減

路面温度低減の性能指標は、路面温度低減値である。路面温度を低減する技術には、保水性、遮熱性等があり、以下にそれぞれの性能指標と性能評価法の例を示す。

ｱ 保水性

保水性の性能指標には、路面温度低減値、保水量、蒸発水量等がある。路面温度低減値は、施工位置で路面温度を測定し近傍の排水性舗装又は密粒度舗装との温度差を求める方法、及び室内で供試体に熱照射し表面温度を測定して温度差を求める方法がある。保水量、蒸発水量は、現場で採取した供試体により、保水時と乾燥時の質量差で求める方法がある。

ｲ 遮熱性

遮熱性の性能指標には、路面温度低減値がある。路面温度低減値は、保水性舗装と同様に、施工位置で路面温度を測定し近傍の排水性舗装又は密粒度舗装との温度差を求める方法、及び室内で供試体の表面温度を測定して温度差から求める方法がある。



(6)勾配

勾配には縦断勾配と横断勾配がある。歩道や自転車道等の路面の勾配は、勾配計等を用いて測定する。車いすの利用者を考慮すると勾配は緩やかな方がよく、**表-7.12.1** に示す勾配を満足するように目標値を設定する。この表は、前述した通達や関係法令に基づくものである。なお、透水性舗装の場合は、表に示す値よりも更に勾配を緩くすることが可能となる。

(7)総合的な歩きやすさ

歩きやすさの主な要因は、弾力性、足触り、すべりにくさ等であり、表層材料の選択に当たっては、総合的な歩行及び走行しやすさを評価する必要がある。

総合的な評価は、アンケートによる調査法が一般的で有効な方法である。これは多くの被験者に実際に各種の路面の上を歩いてもらい、統計的な手法を用いて歩きやすさを評価するものである。

### 7.12.3　舗装工法と材料の検討

舗装工法及び材料は、要求される性能に見合ったものを選定する。**表-7.12.2** は、歩道及び自転車道等に用いられる一般的な舗装の分類であるが、この表に示すもの以外にも多くの種類が開発・実用化されている。

特に歩道及び自転車道等の舗装には、地域特性やアメニティ等からの要請が多いことから、従来の技術にとらわれることなく、必要に応じて新しい技術を積極的に導入することが肝要である。各工法の概要を以下に示すが、詳細については「舗装設計便覧」が参考となる。

**表-7.12.2**　歩道及び自転車道等の舗装の種類 [2)]

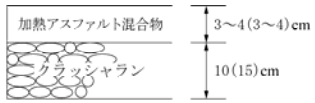
| 塗　装　工　法 | 表　層　の　種　類 | 表層の主な使用材料 |
|---|---|---|
| アスファルト系混合物系 | 加熱アスファルト舗装 | アスファルト混合物（密粒、細粒） |
| | 着色加熱アスファルト舗装 | ストレートアスファルト、顔料、着色骨材 |
| | 半たわみ性舗装 | 顔料、特殊セメントミルク |
| | 透水性舗装 | （着色）開粒度アスファルト混合物 |
| | 保水性舗装 | 保水材 |
| | 遮熱性舗装 | 遮熱性材料 |
| 樹脂系混合物 | 着色加熱アスファルト舗装 | 石油樹脂、着色骨材、顔料 |
| | 合成樹脂混合物舗装 | エポキシ等の樹脂、自然石、球状セラミックス |
| コンクリート系 | コンクリート舗装 | コンクリート、透水性コンクリート |
| ブロック系 | セメントコンクリート平板舗装 | （着色）セメントコンクリート平板 |
| | インターロッキングブロック舗装 | インターロッキングブロック |
| | アスファルトブロック舗装 | アスファルトブロック |
| | レンガ舗装 | レンガ、レンガブロック、ゴムレンガ |
| | 天然石舗装 | 天然石ブロック |
| 二層構造系 | タイル舗装 | 石器質タイル、磁器質タイル |
| | 天然石舗装 | 小舗石、鉄平石、大谷石 |
| その他 | 常温塗布式舗装 | エポキシ塗材、アクリル塗材 |
| | 自然色舗装 | 樹脂系結合材料、クレー、ダスト、山砂 |
| | 木質系舗装 | 木レンガ、ウッドチップ、エポキシ等樹脂 |
| | 型枠式カラー舗装 | コンクリート、顔料、アクリル樹脂、天然骨材 |
| | 弾力性舗装 | ゴム、樹脂 |
| | スラリーシール舗装 | 着色スラリーシール混合物 |



(1)アスファルト混合物系による舗装

ア　一般的な舗装

一般的な舗装構成は、路床の上に粒状材料を使った厚さ 10cm 程度の路盤を設け、その上に加熱アスファルト混合物による厚さ３～４cm の表層を設ける。なお、４トン程度の管理用車両や荷重の限定された一般車両が走行する箇所では路盤の厚さを 15cm 程度とするが、これらの箇所における路盤の厚さは、他の舗装工法においても同様である。




注1)　石油樹脂（脱色バインダ）を用いた加熱混合物による特殊結合混合物舗装もある。
2)　（　）は最大積載量４t程度の車両の利用を想定する。

**図-7.12.1**　加熱アスファルト混合物による舗装断面

イ　透水性舗装

透水性舗装の利点として、①街路樹の保護育成、②すべり抵抗性の維持と歩行性及び走行性の確保、③雨水を地中に還元あるいは一時貯留でき雨水流出量の低減が可能、④排水施設への負担軽減等があることから都市内では透水性舗装とする場合が多い。

舗装構成は、**図-7.12.2** に示すとおりである。

なお、予想される強い降雨に対しても、雨水を舗装体で貯留し、路床へ浸透排水することを考慮する場合は、「**7.4.2　透水性能に着目した構造設計**」に準じるとよい。使用する透水性舗装用の開粒度アスファルト混合物は、厳しい環境条件にさらされるのではく離防止対策等を十分に行うことも重要である。

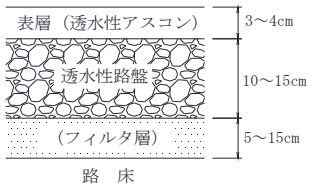



**図-7.12.2** 透水性舗装の構成例（歩道）

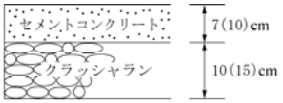
(2)樹脂系混合物による舗装

樹脂系混合物を用いた舗装には、樹脂系結合材料と顔料等により着色した混合物を表層に用い、景観に配慮した着色舗装として適用することがある。また、橋梁部において、アクリル樹脂やウレタン樹脂、エポキシ樹脂等を用いた混合物を鋼床版上に直接施すこともある。

(3)コンクリート系による舗装

コンクリート版を用いた舗装では、一般に版厚を７cm 程度（管理用車両や限定された一般車両が通行する場合には 10cm 程度）とし、路盤上にはアスファルト乳剤を散布するか、路盤紙を敷く。収縮目地間隔は、幅員が１m 未満の場合は３m、１m 以上の場合は５m を標準とし、打込

み目地かカッタ目地とする。膨張目地は、幅員の変化点、切下げ部に設け、コンクリート版の全断面に目地板を用いた突合せ目地構造とする。




注1）（　）は最大積載量4t程度の車両の利用を想定する。

図-7.12.3　セメントコンクリートによる舗装断面

(4)ブロック系による舗装

ｱ コンクリート平板による舗装

コンクリート平板舗装は、路盤の上にクッション用砂（空練りモルタルとする場合もある。）層を設け、その上にコンクリート平板を設けて表層とするものである。本舗装の特長としては、耐油性、明色性、簡易な舗装構造及び補修の容易性等があり、占用企業者による掘り返しがある場合にも適している。

コンクリート平板には、色彩やテクスチャ（質感、素材感）の選択が行えるように、着色コンクリート平板、洗い出しコンクリート平板、擬石コンクリート平板等がある。

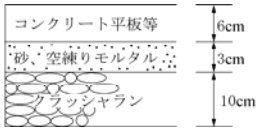



図-7.12.4　コンクリート平板による舗装断面

ｲ インターロッキングブロックによる舗装

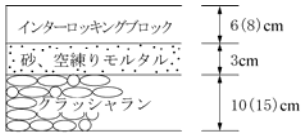
インターロッキングブロック舗装は、路盤の上に、クッション用砂（空練りモルタルとする場合もある。）層を設け、その上にインターロッキングブロックを設けて表層とするものである。ブロックの目地部にはブロック相互のかみ合わせを良好にするために目地砂を用いる。

インターロッキングブロックには多種多様な形状、寸法、色調のものがあり、組合せで多くのパターンをつくれる材料である。対象とする空間に適合した舗装面をブロックの組合せで景観や周辺環境と調和の取れた舗装として構築できることが特長である。

路盤材料は、最大粒径 40mm 以下のクラッシャランを用い、通常厚さ 10cm としている。クッション層は、路盤及び舗装面の凸凹の整正と、ブロックを安定させるために用いる。クッション層用の砂は、シルト、粘土分の少ない粗砂又は砕砂を用い、厚さ３cm としている。

インターロッキングブロックの厚さは、歩道、自転車道、広場等では６cm、車両を乗入れる場合は８cm が使用されている。このほかには、視覚障害者誘導用、植生用の特殊機能ブロック等がある。



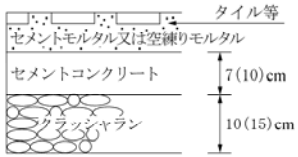



注1）（　）は最大積載量４t程度の車両の利用を想定する。

図-7.12.5　インターロッキングブロックによる舗装断面

(5)二層構造系による舗装

この舗装は、基層にコンクリート版やアスファルト混合物層を設け、その上にタイル、天然石等をモルタルで貼り付けるものである。したがって、表層はモルタルで一体となる構造のため、基層にコンクリート版を使用する場合は、温度による膨張収縮の動きが直接タイルなどに伝わることから、目地の位置を合わせ、弾力性のあるシール材を注入しておく。




注1）（　）は最大積載量4t程度の車両の利用を想定する。

図-7.12.6　二層構造による舗装断面

(6)その他の舗装

前述の舗装以外にも要求される機能に応じて多くの舗装がある。

常温塗布式舗装は、樹脂系結合材料を用いた常温混合物による着色舗装を、アスファルト混合又はコンクリート版による表層上に、厚さ 0.5～1.0cm 程度で施工するものである。樹脂系結合材料として、エポキシ樹脂やアクリル樹脂等が用いられ、着色が比較的自由に行える。また、硅砂の混入や表層材が固まる前に骨材を散布することによって表面の粗さやきめを得ることができる。

また、路面に張り付けた薄い型枠に常温のカラー材料を塗り込み、硬化を待って型枠を撤去する現場打ちの型枠式カラー舗装、クレー・ダスト・まさ土等による自然色舗装、木質系材料で木のブロックによる木塊舗装、木のチップによるウッドチップ舗装等がある。また、型枠式カラー舗装には、路面に張り付けた薄い型枠に常温のカラー材料を塗り込み、硬化を待って型枠を撤去する型枠式タイル舗装とコンクリートの表面仕上げとして、型枠を押し付けて模様をつける現場打ちの型押しコンクリート舗装がある。さらに、衝撃を吸収し、歩行性を向上させた弾力性舗装や特殊なアスファルト乳剤を使用した常温混合物を流し込んで施工するスラリーシール舗装等もある。

### 7.12.4　景観に配慮した歩道舗装のデザイン

農道の歩道は、その農道周辺地域の土地利用状況によっては、多様な利用を想定したデザインや、使用材に配慮した歩道が望まれる場合がある。

舗装の補修に関しては舗装材の種類によって異なるため、計画段階でその性質を把握し検討する必要がある。農道の舗装は長時間の維持補修を前提にして設計され、維持補修のための工法が簡易なほど望ましく、補修後の美観も良好であることが望まれる。

(1)歩道舗装のデザイン

歩道舗装を計画するために検討する内容は、使用材料、色彩、平面デザイン（配列パターン）である。機能面での条件は、歩道部への車両の乗入れの有無、自転車・車いすの利用頻度、沿道施設等を把握する必要があり、これらが舗装の構造や使用材を決定する要因となる。

また、社会面での条件としては、観光資源、歴史・文化的資材、地域の農道計画、まちづくりの構想等があり、素材、色彩、平面デザインを検討する要素となる場合もある。

(2)歩道舗装の使用材料

使用材料は、現場施工の舗装とブロック舗装に分かれる。歩行者の利用が主となる場合、そのデザインや施工法からブロック舗装が多用されることが多い。また、主たる利用がサイクリングとして位置付けられる場合は、走行のなめらかさが優先され、アスファルト舗装等の現場施工の舗装の使用が多く見られる。車いすの利用を考慮する必要があるときは、ブロック舗装の目地幅に注意し使用材料を検討する必要がある。

(3)歩道舗装の平面デザインと色彩

歩道舗装のデザインは、農道空間の性格によって左右される。色彩は、農道空間の背景色となるような色調に抑えることを原則とする。

(4)サインブロック、シンボルプレート

歩道舗装の検討の際に、盲人用点字ブロックや、公共施設の位置関係を示したサインプレート等の必要性も検討する。ただし、サインプレートや方位板、シンボルプレート等は、周辺との調和に留意して設置する必要がある。

(5)インターロッキングブロック舗装の目地

目地詰めは、ブロックの離脱防止と路面の美観及び排水の点から重要である。インターロッキングブロック舗装では、ブロック間のかみ合わせ効果と目地からの透水性効果をねらって、ブロックの隙間に砂目地をはき込むという処理をしている。歩道舗装としては9 mm以下の目地が望ましいとされている。

(6)車道と異なる舗装による分離

車道と歩道を異なる色や材質で舗装することにより、歩車道分離を明示することが考えられる。この形式では、農業用車両の進入は自由であるが、安全性の面で問題がある。また、舗装については、農業用車両の進入や農作業での汚れを配慮したものとすることが必要である。



## 7.13　性能の確認

### 7.13.1　確認方法及び確認の主体等

性能の確認方法には、性能指標の値を直接計測又は間接計測によって確認する方法と、既に性能が確認されている舗装の仕様を出来形・品質の検査によって性能を確認する方法とがある。

前者は舗装の性能指標の値を具体的に設計図書に定めている場合に適用し、後者は完成時の舗装の出来形・品質が設計で定められている場合に適用することが原則となる。しかし、発注形態によっては２通りの確認方法を併用するケースもある。

性能の確認・検査は、舗装の性能指標の値及び出来形・品質を客観的に評価して行うものである。したがって、工事の種別、規模に関わらず発注者が主体となって公正に実施する。性能の確認・検査の項目、方法、時期、及び合格判定値は、設計図書等の契約図書に必ず明記する。

### 7.13.2　性能指標の値の確認による方法

性能指標及びその測定方法が設計図書に定められている場合は、発注者が定めた合格判定値により合否の判定を行う。

性能指標の値を確認する方法には、現地の舗装による場合と供試体による場合があり、それぞれ直接計測と間接計測による方法がある。性能指標の値の確認に当たっては、できるだけ現地の舗装において直接計測による方法が望ましい。間接計測により性能の確認を行う場合は、性能指標と関連付けられる指標の値を測定し、その結果に基づき現地の舗装の性能指標を数値化して確認する。

舗装の性能指標には、必須の指標である疲労破壊輪数、塑性変形輪数、平たん性、雨水浸透に関する指標である浸透水量、及び必要に応じ定める指標として、騒音値、すべり抵抗値などがある。

性能指標の値の確認方法の詳細は、「舗装性能評価法 －必須及び主要な性能指標の評価法編－」を参照する。これ以外の方法で確認できるか否かの判断は、道路管理者が行う。また、新たに舗装性能評価法が示された場合は、それを参考にする。

なお、疲労破壊輪数、塑性変形輪数の評価法に関しては、普通道路に対する評価法を示す。

(1)疲労破壊輪数

現地のアスファルト舗装の疲労破壊輪数をFWDのたわみから間接的に求める方法がある。測定方法は、「舗装性能評価法（疲労破壊輪数を求めるためのFWDによるたわみ測定方法）」により行うもので、対象とする舗装のFWDによる載荷点直下のたわみを直接測定し、荷重と温度補正したたわみ量から疲労破壊輪数の推定式を用いて疲労破壊輪数を算出する。この方法は、$T_4$法によって舗装構造の評価が困難な舗装に適用する。

その他の疲労破壊輪数の確認方法には、例えば海外では現地の路面において促進載荷装置を用いた繰返し載荷試験が行われる例もあるが、我が国ではまだ一般化していない。

なお、設計の照査で妥当性が確認された舗装の場合には、出来形・品質の確認により、所要の疲労破壊輪数を有しているとみなすことができる。

(2)塑性変形輪数

塑性変形輪数の確認は、「舗装性能評価法（塑性変形輪数を求めるためのホイールトラッキング試験機による動的安定度測定方法）」により行う。測定方法は、現地の舗装の締固め度に対応する動的安定度を求め、その値を塑性変形輪数とするものである。これはアスファルト舗装における性能指標であり、塑性変形によるわだち掘れが発生しないコンクリート舗装には適用されない。

(3) 平たん性

平たん性の確認は、「舗装性能評価法（平たん性を求めるための３ｍプロフィルメータによる測定方法）」又はこれと同等の平たん性を算定できる路面性状測定車による測定方法で得られた縦断凹凸の標準偏差(mm)により行う。

(4) 浸透水量

雨水を路面下に円滑に浸透させることを目的とした透水性舗装、排水性舗装の浸透水量の確認は、「舗装性能評価法（浸透水量を求めるための現場透水量試験器による透水量測定方法）」により行う。

(5) 必要に応じ定める性能指標

ｱ 騒音値

騒音低減を目的として低騒音舗装を施工したとき、その性能指標である騒音値を評価する方法として、公的に認定された舗装路面騒音測定車による方法がある。

舗装路面騒音測定車は、測定対象路線を一定速度で特殊タイヤに 2.45kN の負荷をかけながら接触走行させ、特殊タイヤでの等価騒音レベル（$L_{Aeq}$）を測定するものである。測定速度は、法定速度等を参考に定める。測定方法は、「舗装性能評価法（騒音値を求めるための舗装路面騒音測定車によるタイヤ/路面騒音測定方法）」により行う。

ｲ すべり抵抗値

すべり抵抗値の測定は、（国研）国土技術政策総合研究所が所有するすべり抵抗測定車又は当該車両との相関が確認されているすべり抵抗測定車により行う方法がある。すべり抵抗測定車以外の方法としては、ダイナミック・フリクション・テスタ（以下「DF テスタ」という。）あるいは振子式スキッド・レジスタンステスタによる方法がある。

すべり抵抗測定車及び DF テスタによる測定方法は、「舗装性能評価法（すべり抵抗値を求めるためのすべり抵抗測定車によるすべり摩擦係数測定方法、DF テスタの動的摩擦係数によるすべり抵抗値測定方法）」による。また、振子式スキッド・レジスタンステスタによる測定方法は、「舗装調査・試験法便覧」による。

(6) その他の性能指標の値

舗装の必須の性能指標及び騒音値、すべり抵抗値などの性能指標以外にも、舗装に対するさまざまな要求性能があり、それに対応する性能指標の設定が必要である。

例えば、都市部の車道、歩道においては、夏季の路面温度の上昇を抑制する目的として、保水性舗装、遮熱性舗装等の路面温度上昇抑制舗装が適用される。

これらの舗装は、歩行者の通行にも快適性をもたらす効果が期待される。性能の確認は、現地の近傍の密粒度舗装などとの路面の温度差等により行われる。

その他の舗装の要求性能として、トンネル内等における路面の明るさ向上、排水性舗装の低温期における車両走行時の衝撃等による骨材飛散抑制及びステアリングによる交差点部の骨材飛散抑制、積雪寒冷地域における路面の凍結抑制、タイヤチェーンによる摩耗抑制、都市部における集中豪雨の河川への流出抑制、沿道の振動低減などがある。

これらの要求性能に対する性能指標とその値は、交通条件、沿道条件、気象条件及び当該要求性能に関連する図書等を参考にして、道路管理者が適切に設定する。また、新たに舗装性能評価法が示された場合には、それを参考とする。



**引用・参考文献**


1）（公社）日本道路協会：舗装設計便覧（平成 18 年２月）
2）（公社）日本道路協会：舗装設計施工指針（平成 18 年２月）
3）（公社）日本道路協会：舗装の構造に関する技術基準・同解説（平成 13 年９月）
4）（公社）日本道路協会：舗装調査・試験法便覧（平成 31 年３月）
5）（公社）日本道路協会：舗装再生便覧（平成 22 年 12 月）
6）（公社）日本道路協会：転圧コンクリート舗装技術指針（案）（平成２年 11 月）
7）（公社）日本道路協会：道路橋床版防水層便覧（平成 19 年４月）
8）農林水産省農村振興局：環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の手引き（第２編）（平成 15 年３月）
9）（公社）日本道路協会：舗装性能評価法 －必須及び主要な性能指標の評価法編－（平成 25 年４月）
10）全国道路・街路交通情勢調査（平成 27 年）
11）（公社）日本道路協会：道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料（平成６年１月）
12）（公社）日本道路協会：舗装施工便覧（平成 18 年２月）

# 第 8 章　排水施設の設計

関連条項〔基準 14、運用 14〕

## 8.1　概　説

### 8.1.1　基本的事項

排水は、農道を建設・維持管理する上で重要要素の一つであり、農道の計画・設計・施工・維持管理の各段階において、現地の自然条件、地形条件等を十分に把握し、適切に対応しなければならない。

一般に農道の構築材料は、水の浸入によってその強度が低下する。このため、農道の破壊は水が原因となって起こることが多い。また、路面が湛水することによって、交通の機能及び安全性の低下を引き起こす。したがって、排水施設は非常に重要なものである。

なお、排水施設の設置に伴い、下流域に存在する湿地や沢が水枯れしないように集水域を大きく変更しないことや、小動物が脱出可能な排水施設等、環境への影響についても十分検討する必要がある。また、設計諸元、図面、設計・施工上の技術的課題及び留意事項等の一連の情報を分かりやすく記録・整理して、施設管理者等へ確実に引き継ぐことが重要である。

農道の排水を考える場合には、一般に次のような事態を考慮して、表面排水、地下排水、法面排水、構造物の排水について検討することが必要である（**図-8.1.1** 参照）。また、経済性の検討の際には、ライフサイクルコストを考慮することを原則とする。

① 路面の排水の遅滞による交通の停滞やスリップ事故
② 路面あるいは隣接部から浸入する表流水の農道内部への浸透による農道の破壊
③ 農道に隣接する地帯から浸透してくる水及び地下水面から上昇してくる水による、農道の劣化及び破壊
④ 法面の侵食、崩壊
⑤ 橋梁、トンネル、擁壁等構造物の機能低下及び破壊
⑥ 寒冷地における凍上による路床支持力の低下及び農道の破壊

なお、排水の計画に際しては、流末処理についても十分配慮しなければならない。

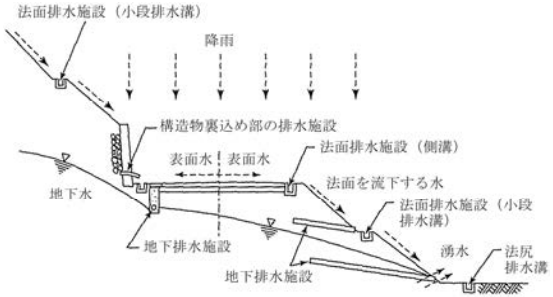



図-8.1.1　排水の構成 [2)]



### 8.1.2　排水工の種類

排水工の種類は、次のとおりである。

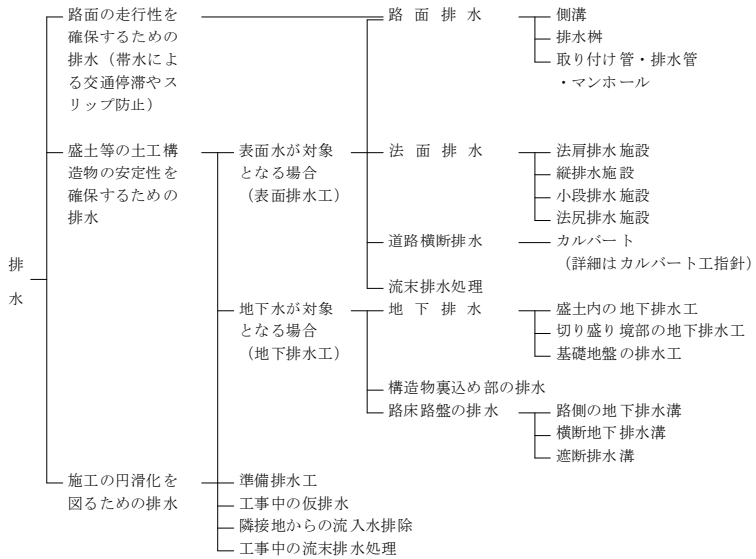



図-8.1.2　排水工の種類 [2)]

## 8.2　表面排水

### 8.2.1　一般事項

表面排水工は、路面、法面、及び近隣地域から農道内に流入する降雨や融雪水を農道外に速やかに排除して、農道構造物の安全性を確保し、通行車両の走行に対し支障とならないように設計しなければならない。

表面排水の集水範囲は、原則として次の点を考慮して決定する。

① 農道用地内に降った雨水等は、原則として表面排水工により排水する。
② 農道用地外に降った雨水等は、地形上やむを得ない場合を除き、原則として表面排水工には流入させないものとする。ただし、傾斜地のほ場内農道については、流域排水と農道用地排水を共通に処理した方が合理的かつ経済的になることがあるため、その場合には、傾斜地の流域を含めて集水範囲として計画してもよい。

農地保全の観点から、必要であれば農道と排水路を兼用する構造とした水路兼用農道も考慮する。また、水田地域のほ場内農道については、ほ場の排水も含めた施設とする場合が多いので、横断勾配を設け路面に雨水が停滞しないようにする。

なお、この場合の舗装構造は一般の農道に準じたものとするが、排水路としての利用を考慮して特に安全対策に留意する必要がある。

### 8.2.2　雨水流出量の計算方法

排水施設の能力を定めるためには、その排水施設で処理しなければならない流量、主として雨水流出量を知る必要がある。雨水流出量の算定は、原則として、合理式（ラショナル式）を用いて計算するのが望ましい。また、接続される水路網の計算方法も確認し整合が図れるように計画するのがよい。

なお、雨水流出量計算の考え方については、「道路土工要綱」（平成21年）を参照している。

(1)計算手順

雨水流出量の算定手順を**図-8.2.1**に示す。ただし、実際上は**図-8.2.1**の繰返し部はチェック程度にとどめ、流達時間を１～２回仮定して行う。具体的には、まず流達時間の項を参照して流達時間を仮定する。この段階では流量が求められていないので、流下時間の算定はできないことから、流達時間は仮定値とならざるを得ない。次に、この時間に対応する降雨強度を決定する。この降雨強度から流出量の計画値が求められる。この流出量に対応する流達時間を再び求め、先に仮定した流達時間に近い値となるかどうかを検証する。流達時間の差が大であれば再度仮定値を与えて計算を繰り返す。

一般には、仮定値が計算値より小であれば試算を打ち切ってよいが、その目安は仮定値と計算値の差が仮定値の２割以内程度とすることが望ましい。

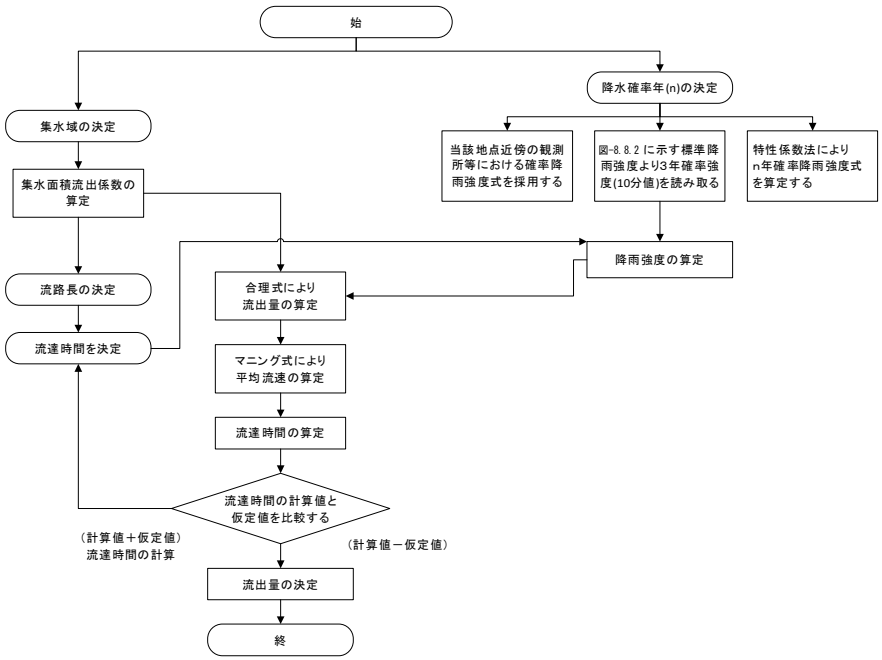



**図-8.2.1**　雨水流出量の算定手順[2)]



(2)流出量の計算式

従来、排水施設は過去の降雨による流出量等を参考として、経験的に定めてきたものが多いが、雨水流出量の算定は、合理式（ラショナル式）を用いて計算するのが望ましい。

合理式は、集水区域最遠点からの雨水が計画地点に流達した場合に、最大流出量になると仮定している。そのため、流達時間の把握が重要であるが、流達時間はもちろん、流出係数も降雨強度によって変化する。

また、合理式における流出係数には、浸透、蒸発等に関係するもののほか、集水区域の特性や、側溝等の排水施設での雨水の停滞の要素も全て含まれているので、その適用に当たっては、将来の土地利用形態等を十分配慮して決定する。

$$Q=\frac{1}{3.6}C\cdot I\cdot A \qquad \cdots\cdots \text{式（8.2.1）}$$

ここで、$Q$：流出流量（$m^3/s$）
$C$：流出係数
$I$：流達時間内降雨強度（mm/h）
A：集積面積（$km^2$）

(3)降雨確率年の定め方

降雨強度算定のための確率年を決定しなければならない。この確率年は、交通の確保と構造物の安全を目標とするものであり、表面排水については**表-8.2.1**を参考にして決めるとよい。

特に、横断排水路の場合には、沿道の家屋、田畑への湛水による被害を考慮して、適切な確率年を選ぶ。

**表-8.2.1**　計画交通量の区分による排水施設別採用降雨確率年の標準[2)]

| 計画交通量（台/日） | 降雨確率年 ① | 降雨確率年 ② |
|---|---|---|
| 4,000以上 | 3 | 10 |
| 4,000未満 1,500以上 | | 7 |
| 1,500未満 500以上 | | |
| 500未満 | | 5 |

注）①は、路面や小規模な法面等、一般の道路排水施設に適用する。
②は、長大な自然斜面から流出する水を排除する道路横断排水施設等、重要な排水施設に適用する。

(4)降雨強度

合理式による雨水流出量の算定においては、降雨が集水区域の最遠点から流下してくるまでの時間、すなわち流達時間$t$（min）に対応した降雨強度$I$（mm/h）を求める。そのためには、次の３方式を採用する。

① 近傍観測所の確率降雨強度式の適用
② 標準降雨強度図の利用
③ 特性係数法の適用

側溝のような路面排水施設の設計には、②の方法を用いるものとする。

道路を横断する暗渠（カルバート）の通水断面を決定するといった重要な排水施設の設計に当

たっては、上記①の方法によるものとし、近傍における雨量観測所の降雨量の資料が得られない場合には、上記③の方法によるものとする。

ｱ 近傍観測所の確率降雨強度式の適用

合理式における確率降雨強度式には、タルボット（Talbot）式、シャーマン（Sherman）式、久野・石黒式、一般式（Cleveland）があり、それぞれ降雨継続時間の長短により異なった降雨強度の特徴を示す。

ここでは、道路の排水施設の流量算定で一般に使用されているタルボット式を紹介する。

$$I = \frac{a}{t + b} \quad \cdots\cdots \text{式（8.2.2）}$$

ここに、$I$　：降雨強度（mm/h）

$a$、$b$：対象とする地域によって異なる定数

$t$　：降雨継続時間（min）

降雨継続時間は、「(7)流達時間」の項で求められる流達時間である。

$t$が 10 分以下となる場合には、時間決定の精度、経済性等から$t$=10 分として計算する。

この式を作成するには、任意の継続時間に対する降雨量の資料を必要とする。道路排水を計画する地点の近傍の雨量観測所の資料を入手し、その生起確率を評価して作成することとなるが、既に市町村等の下水道部局では降雨強度式が作成されている場合が多いので、これらの資料を活用することができる。なお、下水道部局では、通常５年から 10 年の確率が採用されていることが多いので、確率年が異なれば、資料の見直しを必要とする。

一般に短時間、特に 60 分以下の降雨強度の資料は得にくい場合が多いので、既往の調査結果等を活用することが望ましい。

ｲ 標準降雨強度図の利用

路面排水等の流達時間が極めて短く、かつ、街渠桝のように数多くの設計をしなければならない場合には、**図-8.2.2** に示す標準降雨強度を用いることができる。

これは、３年確率 10 分間降雨強度全国図として作成されたものである。すなわち、全国約 150 地点における気象官署の 1961～2008 年の 48 年間の降雨資料から３年確率 10 分間雨量強度を求め、また、全国約 1,300 地点における AMeDAS 観測所の 1976～2008 年の降雨資料から、後述の「③特性係数法の適用」の方法で求めた３年確率 10 分降雨強度の分布を参照しつつ、原則として都道府県ごとの代表的な降雨強度を設定し、全国マップとしたものである。この図に示す値を用いる場合には次の点に注意しなければならない。すなわち、この図を作成するに当たって用いられた基礎データは都市部を中心としたものであり、山岳部等の地形的な要因による降雨量増加を考慮に入れなければならない場合は、２～４割の割増しをする必要がある。



**標準降雨強度図**

**（1961-2008 年気象官署データに基づく３年確率 10 分間降雨強度）**

| 区分 | 地方 | 降雨強度 [mm/h] |
|---|---|---|
| 1 | 北海道 | 60 |
| 2 | 青森 | 70 |
| 3 | 秋田，岩手，山形，宮城<br>新潟，福島，長野・山梨の盆地 | 80 |
| 4 | 茨城，長野，山梨，富山，<br>石川，福井，滋賀，京都，<br>大阪，兵庫，島根，鳥取，<br>岡山，広島，山口，香川，<br>愛媛，徳島（吉野川以北） | 90 |
| 5 | 静岡，愛知，岐阜，三重（志摩以北）奈良（紀の川以北），大分，<br>小笠原諸島 | 100 |
| 6 | 栃木，群馬，埼玉，東京，<br>千葉，神奈川，福岡，<br>熊本，宮崎 | 110 |
| 7 | 三重（志摩以南），<br>奈良（紀の川以南），<br>和歌山，徳島（吉野川以南），高知，<br>佐賀，長崎，鹿児島，伊豆諸島 | 120 |
| 8 | 沖縄 | 130 |

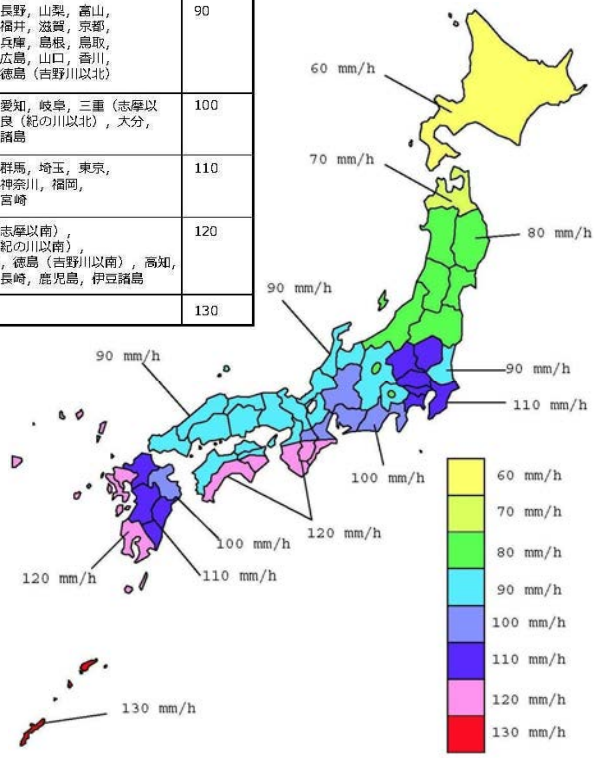



**図-8.2.2**　路面排水施設等に用いる標準降雨強度（10 分値）[2)]

ｳ 特性係数法の適用

降雨強度式を簡単に求める方法として、岩井・石黒によって提案された特性係数法がある。この方法は、降雨資料のうち 60 分雨量と 10 分雨量のみを使用して確率降雨強度式を求めるものであり、従来行われてきた確率計算法とほとんど変わらない精度であることが知られている。

特性係数法によって**式**（8.2.2）の形の確率降雨強度式を求める場合の特性係数式は、**式**（8.2.3）のようになる。

$$I_n = R_n \cdot \beta_n = R_n \cdot \frac{a'}{t+b} \quad \cdots\cdots \text{式（8.2.3）}$$

ここで、　$I_n$ ：n 年確率の降雨強度（mm/h）
$R_n$ ：n 年確率 60 分降雨強度（mm/h）
$\beta_n$ ：n 年確率特性係数
$t$ ：降雨継続時間（min）
$a'$、$b$ ：定数

$a'$、$b$ の各定数は、$t$＝60 分で $\beta_n$＝1 という条件での 60 分雨量と 10 分雨量とから算出される $\beta_n^{10}$ を用いて、**式**（8.2.4）のように求められる。

$$\left.\begin{aligned} a' &= b + 60 \\ b &= \frac{60 - 10 \cdot \beta_n^{10}}{\beta_n^{10} - 1} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots \text{式（8.2.4）}$$

ここに、$\beta_n^{10}$ ：10 分間 n 年確率特性係数

$\beta_n^{10}$ は、$n$ 年確率における 60 分と 10 分との降雨強度比であり、以下のように算出する。

$$\beta_n^{10} = I_n^{10} / I_n^{60} \quad \cdots\cdots \text{式（8.2.5）}$$

$I_n^{10}$（mm/h）と $I_n^{60}$（mm/h）については、観測資料から確率分布形を決定した後に、統計的に求める必要がある。

上述した特性係数法では、確率年 $n$ に応じて異なる $\beta_n^{10}$ を用いなければならないが、10 分間 $n$ 年確率特性係数 $\beta_n^{10}$ は確率年 $n$ に余り影響を受けないことを利用して、確率年に関して平均化された 10 分間特性係数 $\beta^{10}$ を用いる簡略化した方法もある。すなわち、地域特性のみを示す係数として捉えるものである。以下ではこの方法により設計降雨強度 $I_n$ を求める手順を述べる。

① 降雨の継続時間は雨水の流達時間 $t$(min)に等しくとる。
　降雨継続時間 $t$(min)は、「(7)流達時間」の項で求められる流達時間に等しくとる。
② 降雨の地域特性を示す 10 分間特性係数 $\beta^{10}$ を**図-8.2.3** により求める。
③ $n$ 年確率設計降雨強度 $I_n$ を次式によって求める。

$$I_n = R_n \cdot \beta \quad \text{(mm/h)} \quad \cdots\cdots \text{式（8.2.6）}$$

ここに、$n$ 年確率 60 分降雨強度 $R_n$ は章末に示す**【資料-1】～【資料-4】**により求め、また $\beta$ は降雨の継続時間 $t$ と降雨の地域 10 分間特性係数 $\beta^{10}$ によって決まる補正係数で、**式**（8.2.7）により求める。



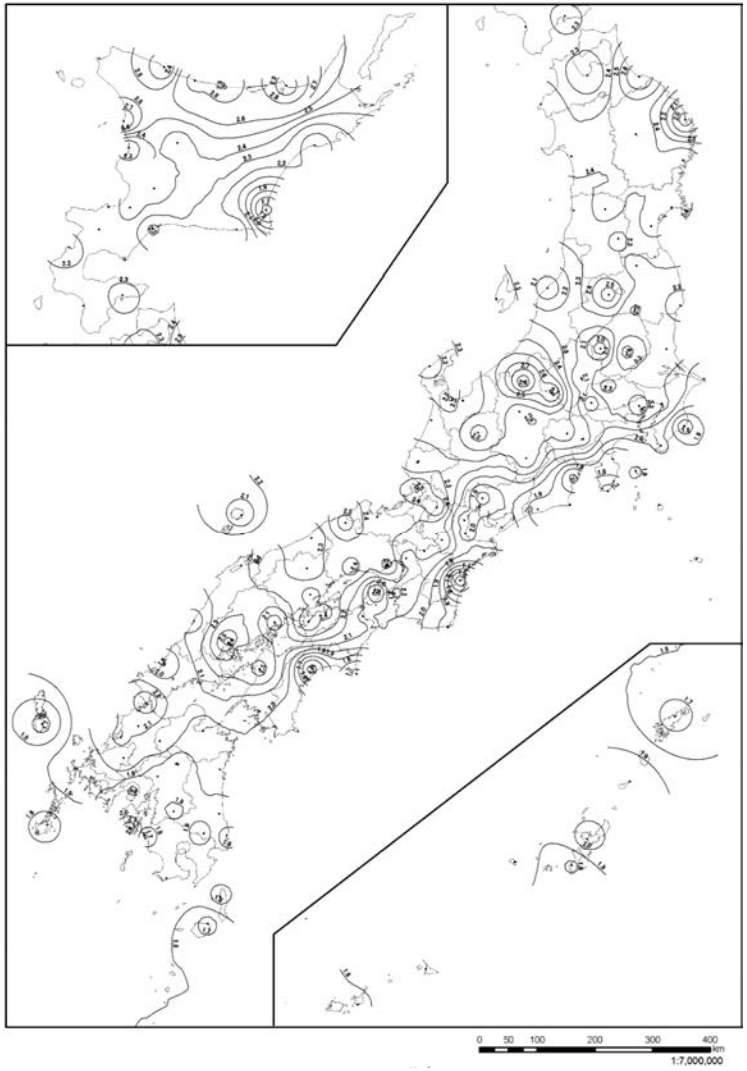



**図-8.2.3**　降雨の地域特性を示す係数 $\beta^{10}$ 図 [2)]

$$\beta \begin{cases} = \beta^{10} & (\text{降雨継続時間} = \text{流達時間} : t \leqq 10\text{min}) \\ = \dfrac{60+b}{t+b} & (\text{降雨継続時間} = \text{流達時間} : t > 10\text{min}) \end{cases} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（8.2.7）}$$

$$b = \frac{60 - 10\beta^{10}}{\beta^{10} - 1}$$

ここに、**図-8.2.3** に示す 10 分間特性係数 $\beta^{10}$ は、全国 150 か所の気象官署における 48 年間（1961～2008 年）の降雨資料から、確率年３、５、７、10、20、30 年に対応する 10 分間降雨強度と 60 分間降雨強度の比を求め、それらの平均値をとって図示したものである。また、$n$ 年確率 60 分降雨強度 $R_n$ は、全国約 1,300 地点のアメダス観測地点における 33 年間（1976～2008 年）の降雨資料から、確率年３、５、７、10、20、30 年に対応する値をそれぞれ求め図示されており、これらのうち、**表-8.2.1** において排水施設の計画に必要な確率年３、５、７、10 年の図が章末に示す**【資料-1】**～**【資料-4】**である。

なお、**【資料-1】**～**【資料-4】**の全国確率時間降雨強度（$R_n$）の出典は(公社)日本道路協会のホームページ「道路土工要綱の排水関連の図」にあるので、参考にされたい。

**〔計算例〕**

京都府北部（舞鶴）を例にとり、$\beta_n^{10} = \beta^{10}$ と簡略化した場合の特性係数法による降雨強度を**式**（8.2.6）を用いて算定する。この際、降雨確率年を７年とし、降雨継続時間 $t$ は 10 分超とする。

７年確率 60 分雨量強度 $R_7$ を章末**【資料-3】資図-3.3** から、降雨の地域特性を示す 10 分間特性係数 $\beta^{10}$ を**図-8.2.3** から読み取ると、

$R_7 = 50\text{mm}$

$\beta^{10} = 2.3$

よって、**式**（8.2.7）により、７年確率設計降雨強度式の補正係数 $\beta$ と常数 $b$ は以下となる。

$$\beta = \frac{60+b}{t+b} = \frac{60+28.5}{t+28.5} = \frac{88.5}{t+88.5}$$

$$b = \frac{60 - 10 \cdot \beta_n^{10}}{\beta_n^{10} - 1} = \frac{60 - 10 \cdot 2.3}{2.3 - 1} = 28.5$$　ただし、（降雨継続時間＝流達時間 $t$＞10min）

以上から、降雨強度は**式**（8.2.6）により以下となる。

$$I_7 = R_7 \cdot \beta = 50 \times \frac{88.5}{t+28.5} = \frac{4,425}{t+28.5} \quad (\text{mm/h})$$

(5) 集水面積

集水面積は、地形図を用い地表面の種類別（流出係数別）に求める。地形図は、1/5,000 程度が適当であるが、やむを得ない場合は 1/10,000～1/50,000 によって求めるものとする。

(6) 流出係数

流出係数は、降雨及び地域の特性等に応じて異なるが、本技術書では、路面排水施設等の降雨確率年の低い排水施設に対して**表-8.2.2**(a)、(b)を、また暗渠（カルバート）のように降雨確率



年の比較的高い排水施設に対して**表-8.2.3** を用いる。

ただし、**表-8.2.2**(a)、(b)は、下水道施設の設計に用いられているものであり、路面、法面に対しては 0.7～1.0 程度の値が用いられている例が多い。

土地利用が単純でない場合には、その構成面積比率 $P_i$ による加重平均値を用いる。

$$C = \Sigma(P_i \cdot C_i) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（8.2.8）}$$

ここに、$C$ ：流出係数の加重平均値

$P_i$ ：流出係数区分ごとの構成面積比率で流出量を求める流域全体を 1.0 とする。

$C_i$ ：$P_i$ が該当する流出係数

**表-8.2.2**(a)　地表面の工種別流出係数 [2)]

| 地表面の種類 | | 流出係数 |
|---|---|---|
| 路面 | 舗装 | 0.70～0.95 |
| | 砂利道 | 0.30～0.70 |
| 路肩、法面等 | 細粒土 | 0.40～0.65 |
| | 粗粒土 | 0.10～0.30 |
| | 硬岩 | 0.70～0.85 |
| | 軟岩 | 0.50～0.75 |
| 砂質土の芝生 | 勾配　0～2% | 0.05～0.10 |
| | 〃　2～7% | 0.10～0.15 |
| | 〃　7%以上 | 0.15～0.20 |
| 粘性土の芝生 | 勾配　0～2% | 0.13～0.17 |
| | 〃　2～7% | 0.18～0.22 |
| | 〃　7%以上 | 0.25～0.35 |
| 屋根 | | 0.75～0.95 |
| 閑地 | | 0.20～0.40 |
| 芝、樹林の多い公園 | | 0.10～0.25 |
| 勾配の緩い山地 | | 0.20～0.40 |
| 勾配の急な山地 | | 0.40～0.60 |
| 田、水面 | | 0.70～0.80 |
| 畑 | | 0.10～0.30 |

**表-8.2.2**(b)　用途地域別平均流出係数 [2)]

| | |
|---|---|
| 敷地内に間地が非常に少ない商業地域及び類似の住宅地域 | 0.80 |
| 浸透面の屋外作業場等の間地を若干もつ工場地域及び若干庭がある住宅地域 | 0.65 |
| 住宅公団団地等の中層住宅団地及び一戸建て住宅の多い地域 | 0.50 |
| 庭園を多く持つ高級住宅地域及び畑地等が割合残っている郊外地域 | 0.35 |

**表-8.2.3**　流出係数 [2)]

| | | | |
|---|---|---|---|
| 路面及び法面 | 0.70～1.0 | 市街 | 0.60～0.90 |
| 急峻な山地 | 0.75～0.90 | 森林地帯 | 0.20～0.40 |
| 緩い山地 | 0.70～0.80 | 山地河川流域 | 0.75～0.85 |
| 起伏ある土地及び樹林 | 0.50～0.75 | 平地小河川流域 | 0.45～0.75 |
| 平たんな耕地 | 0.45～0.60 | 半分以上平地の大河川流域 | 0.50～0.75 |
| 湛水した水田 | 0.70～0.80 | | |

(7) 流達時間

ｱ 流達時間

流達時間（$t$）は、集水区域の最遠点から排水施設に達するまでの時間（流入時間 $t_1$）と、管渠等を流れて計画地点に達するまでの時間（流下時間 $t_2$）に分けられる。

路面排水の場合　$t=t_1$　……式（8.2.9）

排水管・暗渠（カルバート）の場合　$t=t_1+t_2$　……式（8.2.10）

として設計を行う。

流達時間は、流入時間と流下時間を分けて算出することを基本とする。

なお、流入・流下を問わず算定できる角屋・福島式、流入時間の算出としてルチハ式があるが、ここでは近年市道等で多く用いられている手法を紹介する。

(ｱ) 流入時間（$t_1$）

a 経験値

流入時間は、地表の状況、勾配、集水区域の大きさ、形状その他多くの要素に左右される。しかし、一般には過去の経験から斜面長に応じて、以下の値をとって十分といえる。

山地　15～30 分

切土面　3～5 分

都市域　5 分

水路の最上流端部より上流の面積が　2.0km$^2$ 未満の場合　0.3（h）

〃　2.0km$^2$ 以上の場合　0.5（h）

b Kerby 式

$$t_1=1.445\left(\frac{N\cdot L}{\sqrt{S}}\right)^{0.467}$$　……式（8.2.11）

$t_1$：流入時間（min）

$L$：集水区域最遠点からの流下長（m）　ただし、$L\leqq 370$m

$S$：上記集水区域の勾配

$N$：Kerby の粗度係数で、表-8.2.4 に示す値である。

表-8.2.4　Kerby の粗度係数[2)]

| 工　種 | 粗度係数 $N$ |
|---|---|
| アスファルト、コンクリート面 | 0.013 |
| なめらかな不浸透面 | 0.02 |
| なめらかな締固め土面 | 0.10 |
| 底密な芝地面、耕地 | 0.20 |
| 芝地牧草地 | 0.40 |
| 落葉樹林 | 0.60 |
| 針葉樹林 | 0.80 |



(ｲ) 流下時間（$t_2$）

流下時間は、雨水流出量を求めようとする地点で、そこより上流の側溝、管渠等の最長延長をそれらの平均流速で除したもので近似される。平均流速は一般にマニング式で求める。

a マニング式

$$v=\frac{1}{n}\cdot R^{2/3}\cdot i^{1/2}$$　……式（8.2.12）

$v$：平均流速（m/s）

$R$：径深（m）$=A/P$〔$A$：通水断面積（m$^2$）、$P$：潤辺長（m）〕

$i$：水路勾配

$n$：粗度係数（表-8.2.5）

流下時間 $t_2$（s）は、

$$t_2=L/v$$　……式（8.2.13）

として求める。ただし、$L$ は流路長（m）を示す。

都市部においては、平均流速は、側溝で 0.5～1.0m/s、また小口径管の排水管では 0.6～1.0m/s、大口径管では 0.8～2.0m/s が目安とされている。

表-8.2.5　粗度係数 $n$ の値

① ライニング、擁壁水路、トンネル、暗渠、サイホン又は水管橋

| 水路の材料と状態 | | 粗度係数 最小値 | 標準値 | 最大値 |
|---|---|---|---|---|
| コンクリート | （現場打ちフルーム、暗渠等） | 0.012 | 0.015 | 0.016 |
| 〃 | （吹付け） | 0.016 | 0.019 | 0.023 |
| 〃 | （既製フルーム、管等） | 0.012 | 0.014 | 0.016 |
| 〃 | （鉄筋コンクリート管） | 0.011 | 0.013 | 0.014 |
| コンクリートブロック積 | | 0.014 | 0.016 | 0.017 |
| セメント | （モルタル） | 0.011 | 0.013 | 0.015 |
| 鋼 | （ロックバー及び溶接） | 0.010 | 0.012 | 0.014 |
| 〃 | （リベット） | 0.013 | 0.016 | 0.017 |
| 平滑な鋼表面 | （塗装なし） | 0.011 | 0.012 | 0.014 |
| 平滑な鋼表面及び管 | （塗装） | 0.012 | 0.013 | 0.017 |
| 波形表面 | （鋼板） | 0.021 | 0.025 | 0.030 |
| 鋳　鉄 | （塗装なし） | 0.011 | 0.014 | 0.016 |
| 鋳鉄板及び管 | （塗装） | 0.010 | 0.013 | 0.014 |
| 塩化ビニル管 | | | 0.012 | |
| 強化プラスチック管 | | | 0.012 | |
| 陶　管 | | 0.011 | 0.014 | 0.017 |
| アースライニング | | | 0.025 | |
| アスファルト | （滑面） | | 0.014 | |
| 〃 | （粗面） | | 0.017 | |
| 石　工 | （粗石練積） | 0.017 | 0.025 | 0.030 |
| 〃 | （〃　空積） | 0.023 | 0.032 | 0.035 |
| 全断面無ライニングの岩トンネル | | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| 底面だけコンクリートを打った無ライニングの岩トンネル | | 0.020 | 0.025 | 0.030 |
| 草生被覆 | （芝張り） | 0.030 | 0.040 | 0.050 |

② 掘削又はしゅんせつ水路

| 水路の材料と状態 | 粗度係数 | | |
|---|---|---|---|
| | 最小値 | 標準値 | 最大値 |
| 土、直線で一様な場合 | | | |
| 1. 雑草なし（完成直後） | 0.016 | 0.018 | 0.020 |
| 2. 〃　（野ざらし後） | 0.018 | 0.022 | 0.025 |
| 3. 砂利　（雑草なし） | 0.022 | 0.025 | 0.030 |
| 4. 短い草はあるが雑草は少ない | 0.022 | 0.027 | 0.033 |
| 土、わん曲し一様でない場合 | | | |
| 1. 植物被覆なし | 0.023 | 0.025 | 0.030 |
| 2. 若干の雑草 | 0.025 | 0.030 | 0.033 |
| 3. 雑草又は水草密生深い | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| 4. 底面は土で側面は粗石 | 0.028 | 0.030 | 0.035 |
| 5. 底面は石で側面は雑草 | 0.025 | 0.035 | 0.040 |
| 6. 底面は玉石で側面雑草なし | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| ドラグライン掘削又はしゅんせつ | | | |
| 1. 植物被覆なし | 0.025 | 0.028 | 0.033 |
| 2. 岸にかん木少々 | 0.030 | 0.050 | 0.060 |
| 岩掘削 | | | |
| 1. 平滑で一様 | 0.025 | 0.035 | 0.040 |
| 2. 不規則 | 0.035 | 0.040 | 0.050 |

③ 自然流路

| 水路の材料と状態 | 粗度係数 | | |
|---|---|---|---|
| | 最小値 | 標準値 | 最大値 |
| 平野の小流路 | | | |
| 1. 雑草なく、直線で満水位の場合、割れ目や淵がない | 0.025 | 0.030 | 0.033 |
| 2. 同上、ただし石や雑草が多い | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| 3. 雑草はないが蛇行し、若干の淵や浅瀬がある | 0.033 | 0.040 | 0.045 |
| 4. 同上、ただし若干の石、雑草がある | 0.035 | 0.045 | 0.050 |
| 5. 同上、ただし低水位で勾配や断面の変化が少ない | 0.040 | 0.048 | 0.055 |
| 6. 4. と同じであるが、更に石が多い | 0.045 | 0.050 | 0.060 |
| 7. 緩やかな流れの区間で雑草や深い淵がある | 0.050 | 0.070 | 0.080 |
| 8. 雑草の密生した区間、深い淵あるいは木立等が多い | 0.075 | 0.100 | 0.115 |
| 山地流路で水路内に植物なく河岸は普通急勾配で、河岸沿いの木やかん木は高水位で水につかる。 | | | |
| 1. 河床は玉石、砂利 | 0.030 | 0.040 | 0.050 |
| 2. 河床は大きな玉石 | 0.040 | 0.050 | 0.070 |
| 大流路 | | | |
| 1. 大玉石やかん木のない規則断面 | 0.025 | | 0.060 |
| 2. 不規則な粗い断面 | 0.035 | | 0.100 |



b クラーベン式〔参考〕

流路勾配による雨水流下速度は、**表-8.2.6** による。

**表-8.2.6**　流路勾配と雨水流下速度との関係

| $i$ | 1/100 以上 | 1/100～1/200 | 1/200 以下 |
|---|---|---|---|
| $W$ | 12.6km/h | 10.8km/h | 7.6km/h |

$$t_2 = \frac{L}{W} \quad \cdots\cdots \text{式 (8.2.14)}$$

$i$：流路勾配

$W$：雨水流下速度（km/h）

$L$：水路の最上流端からカルバート呑口までの流路長（km）

$t_2$：降雨流下時間（h）

c 概略値〔参考〕

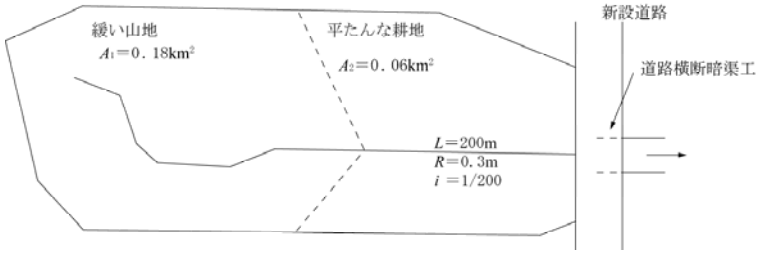
ほかに流達時間（$t$）を決める手段のないときは、**表-8.2.7** の値を概略値として用いてもよい。

**表-8.2.7**　流達時間の概略値

| | |
|---|---|
| 雨水桝 | 約 5 分 |
| 側溝及び集水管 | 10～20 分 |
| 排水管 | 約 30 分 |

〔計算例〕

**付図-8.2.1** に示すような流域を持つ道路横断暗渠工の設計流量を決定する。対象地域は兵庫県南部で、道路の設計交通量は1日 500 台未満とし、道路横断暗渠上流の平たんな耕地は1/200 勾配で径深 0.3m の現場打ちコンクリートの排水路を流下してくるものとする。




**付図-8.2.1**　流域模式図

(1) 流達時間

雨水が、流域最遠点から横断暗渠へ達するまでの時間を算出する。

ｱ 流入時間：$t_1$

平たんな耕地の排水路に流入する上流の緩い山地の流域は、$A_1=0.18\text{km}^2$ であり、比較的流域面積は小さいといえるため、流入時間は以下とする。

$t_1=15$ 分　〔山地の経験値 15～30 分の最小値〕

ｲ 流下時間：$t_2$

流下時間の対象となる平たんな耕地を流下する現場打ちコンクリートの排水路の平均流速は、マニング**式（8.2.12）**により以下となる。

$$v=\frac{1}{n}\cdot R^{2/3}\cdot i^{1/2}=\frac{1}{0.015}\cdot 0.3^{2/3}\cdot\left(\frac{1}{200}\right)^{1/2}=2.1$$

$v$：平均流速（m/sec）
$R$：径深（m）＝0.3m
$i$：水路勾配＝1/200
$n$：粗度係数＝0.015（**表-8.2.5** の標準値）

流下時間 $t_2$（sec）は、**式（8.2.12）**により以下となる。

$t_2=L/v=200/2.1=95\text{sec}$

$L$：排水路延長（m）＝200m

ｳ 流達時間：$t_1+t_2$

上記から、流達時間は以下となる。

$t_1+t_2=15\text{min}+95\text{sec}=995\text{sec}$（≒16.6min）



(2) 確率有効降雨強度式

**表-8.2.1** を参考にして、採用降雨確率年は5年とする。近傍観測所での確率降雨強度式がないため、特性係数法により、5年確率降雨強度式を算定する。

5年確率 60 分雨量強度 $R_5$ を章末**【資料-2】資図-2.3** から、降雨の地域特性を示す 10 分間特性係数を**図-8.2.3** から読み取ると、

$R_5=45\text{mm}$

$\beta^{10}=2.3$

よって、**式（8.2.7）**により、5年確率設計降雨強度式の補正係数 $\beta$ と常数 $b$ は以下となる。

$$\beta=\frac{60+b}{t+b}=\frac{60+28.5}{t+28.5}=\frac{88.5}{t+28.5}$$

$$b=\frac{60-10\cdot\beta_n^{10}}{\beta_n^{10}-1}=\frac{60-10\cdot 2.3}{2.3-1}=28.5$$　ただし、（降雨継続時間＝流達時間 $t>10\text{min}$）

以上から、降雨強度は**式（8.2.6）**の流達時間を 16.6min として以下となる。

$$I_5=R_5\cdot\beta=45\times\frac{88.5}{t+28.5}=\frac{4,425}{16.6+28.5}=98\ (\text{mm/h})$$

(3) 流出係数

流出係数は、**式（8.2.8）**及び**表-8.2.3** から面積加重平均により求める。

$$C=\Sigma\left(P_i\cdot C_i\right)=\frac{0.18}{0.18+0.06}\times 0.75+\frac{0.06}{0.18+0.06}\times 0.53\fallingdotseq 0.70$$

緩い山地　：流出係数 $C_1=0.75$・・・**表-8.2.3** の平均値
　　流域面積 $A_1=0.18\text{km}^2$
平たんな耕地：流出係数 $C_2=0.53$・・・**表-8.2.3** の平均値
　　流域面積 $A_2=0.06\text{km}^2$

(4) 流出量

流出量は、**式（8.2.1）**の合理式から求める。

$$Q=\frac{1}{3.6}C\cdot I\cdot A=\frac{1}{3.6}\times 0.70\times 98\times 0.24=4.57\text{m}^3/\text{s}$$

ここで、$Q$：流出流量（$\text{m}^3/\text{s}$）
$C$：流出係数＝0.70
$I$：流達時間内降雨強度（mm/h）＝98mm/h
$A$：集水面積（$\text{km}^2$）＝$A_1+A_2=0.18+0.06=0.24\text{km}^2$

以上から、道路横断暗渠工の設計流量は、$Q=4.57\text{m}^3/\text{sec}$ とする。

## 8.3　構　造

### 8.3.1　側　溝

路面排水工は、「8.2.2 雨水流出量の計算方法」で算定された雨水を側溝から流末まで流下させるものであり、適切な工種及び流下能力を有する排水工を選定して設計する。

(1)種類と構造

側溝には、芝張り側溝、石張り側溝、石積側溝、コンクリート側溝（L 形、U 形等）、アスファルト混合物を用いた側溝等がある（図-8.3.1～図-8.3.4 参照）。

排水性舗装に接続する側溝の場合には、不透水層上を流れる水を集水できるよう、側溝に水抜き穴を設ける必要がある。これが難しい場合は、導水管等を用いて街渠桝に誘導する必要がある。

ｱ 芝張り側溝、石張り側溝

側溝の底面の洗掘を防ぐために芝、玉石等を張って補強したもので、形状は図-8.3.1 に示すような曲面が多い。

ｲ 石積側溝、ブロック積側溝

図-8.3.2 に示すように側溝の側面を石積又はブロック積にしたもので、底は必要に応じて石張り又はコンクリート張りで保護する。

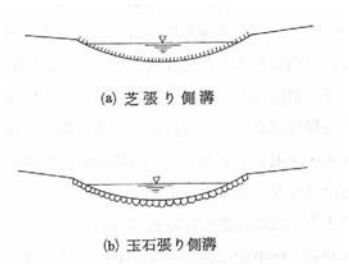



図-8.3.1　芝、玉石張り側溝 [2)]

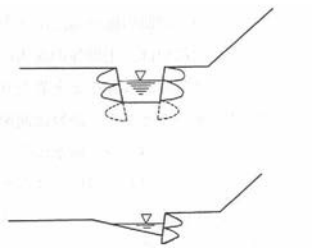


図-8.3.2　石積側溝 [2)]

ｳ コンクリート側溝

コンクリート側溝は我が国で最も広く用いられているもので、断面形状としては L 形、U 形、半円形、円形側溝等がある（図-8.3.3）。構造的には無筋コンクリート及び鉄筋コンクリート造りで、プレキャスト製品を用いたもの、プレキャスト製品と現場打ちコンクリートを組み合わせたもの、及び全体を現場打ちとしたものに区別される。また、街渠側溝として、L 形側溝と U 形側溝や L 形側溝と円形側溝等の様々な組合せがあり、これらについて経済性・施工性・維持管理等を総合的に評価し、最適な組合せを選定する必要がある。

(ｱ)L 形側溝

L 形側溝は、日本産業規格（JIS A 5372）や国土交通省制定土木構造物標準設計等に形状寸法が定められている。

なお、路肩側溝は、JIS A 5372 コンクリート境界ブロックの歩車道境界ブロック（プレキャスト製品）と側溝（エプロン部が場所打ちコンクリート）を兼ねた構造であり、歩道部がマウントアップ形式の場合とフラット形式の場合を標準化している。セミフラット形式とする場合は、ブロックを変更する必要がある。輪荷重が直接作用した場合は破損しやすいので、側溝の下は堅固な基礎とし、必要に応じてコンクリートによる基礎工を行う。また、プレキャスト製品を用いる場合においては、施工性の向上を目的として敷モルタルを用いることがある。



(ｲ)U 形側溝

U 形側溝には、日本産業規格（JIS A 5372）や国土交通省制定土木構造物標準設計等に形状寸法が定められている。なお、これらの側溝及び蓋の利用に当たっては、輪荷重が作用する場所に使用するもの、作用しない場所に使用するものに区分されているので、注意する必要がある。

また、U 形側溝には、事故防止や歩道等の有効利用を考え、市街地や交通量の多い道路では、蓋を取り付けるのが望ましい。

(ｳ)可変勾配側溝

可変勾配側溝は、底面のインバートコンクリート厚さを調整することにより、自由な勾配設定が可能であることが特徴であり、道路勾配では流末に流下させることが困難な箇所に用いる。

(ｴ)半円形側溝

半円形側溝は、JIS 製品（鉄筋コンクリートフリューム及び鉄筋コンクリートベンチフリューム：JIS A 5372）が使用されており、流量の小さい箇所及び大きな側圧の作用しない箇所に用いられる。

(ｵ)円形側溝

円形側溝は、前記の L 形と U 形の機能を合わせ持つように考えられた側溝である。この側溝は、スリットが連続するものや不連続のものがあるが、このスリットに鋼製の蓋を用いるものが一般的である。また、内空形状が円形のほかに矩形や楕円形のタイプ等があるため、経済性・排水性・維持管理等を総合的に判断し、最適な構造を決定する必要がある。

(ｶ)皿形側溝（ロールドガッタ）

コンクリート皿形側溝（ロールドガッタ）は水深が浅く通水断面が小さいので流量の小さい箇所に適しており、主に自動車専用道路の分離帯等の排水に用いられている。

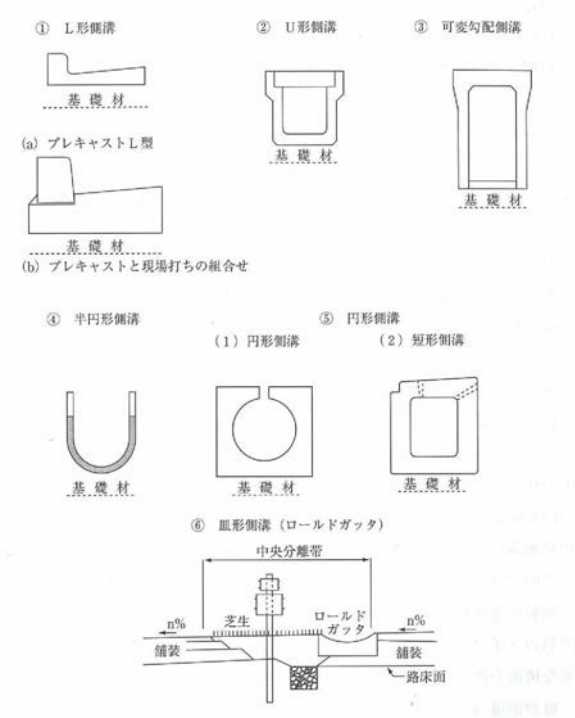



図-8.3.3　コンクリート側溝[2)]

ｴ アスファルト混合物を使った側溝

アスファルト混合物を使った側溝は、図-8.3.4 に示すものがある。一般に、アスファルトカーブは完成時に、皿形側溝は仮設時に用いられる。特にアスファルトカーブを盛土区間で用いる場合に、その末端が側溝や縦排水溝等に確実に接続されるよう留意することが大切である。



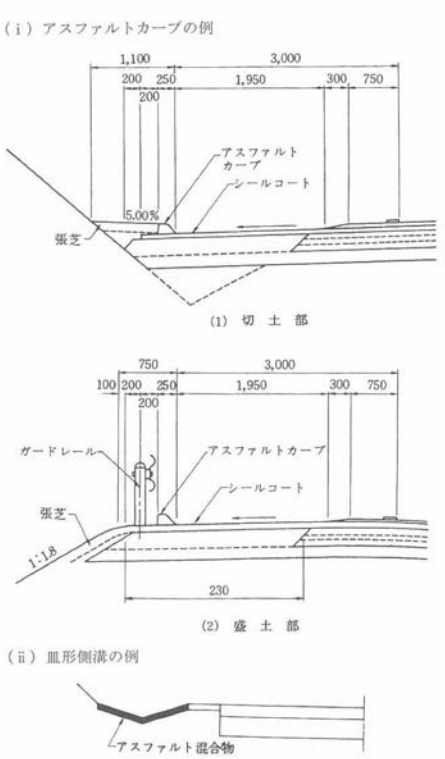



図-8.3.4　アスファルト混合物を使った側溝の例（単位：mm）[2)]

(2) 水理設計

側溝は、縦断勾配が緩い所では、土砂等が堆積しやすい。また、急勾配部においては、底面が洗掘されたり、勾配変化点や平面的に屈曲したりしている箇所で跳水が発生し、側溝の回りを洗掘する等の問題がある。したがって、側溝の縦断勾配や断面の決定には、これらを十分考慮する必要がある。

なお、跳水対策としては、側溝に蓋を設けたり、張芝や張石・コンクリート張り等で保護したりする方法がある。

通水断面は、流出量により決定するが、最小断面は維持管理を考慮し、幅 300mm 程度とする。

ｱ 通水能力

側溝の断面寸法は、流出量と側溝の通水能力とによって決定する。通水能力は、マニング(Manning)公式による。

$$Q = A \cdot v \quad \cdots\cdots \text{式（8.3.1）}$$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \cdots\cdots \text{式（8.3.2）}$$

ここに、$Q$：通水能力（$m^3/s$）
$A$：流積（$m^2$）
$n$：粗度係数（**表-8.2.5** 参照）
$R$：径深（m）
$I$：側溝勾配

ｲ 余裕高

断面決定に当たっては、**式**（8.3.1）の流積に対して、20%以上の余裕をみておく。鉄筋コンクリートU形の場合の余裕高は、**表-8.3.1** のとおりである。

**表-8.3.1　道路側溝工余裕高（$F_b$）**

| 鉄筋コンクリートU形　呼び名 | 幅（mm） | 高さ（mm） | 余裕高（mm） |
|---|---|---|---|
| U-300A | 300 | 240 | 60 |
| U-300B | 300 | 300 | 70 |
| U-300C | 300 | 360 | 80 |
| U-360A | 360 | 300 | 70 |
| U-360B | 360 | 360 | 80 |
| U-450 | 450 | 450 | 90 |
| U-600 | 600 | 600 | 120 |

## 8.3.2　道路横断暗渠（カルバート）工

(1)一般事項

農道下を横断して設置される水路用暗渠について説明する。

なお、設計の詳細については「**第10章　10.2　暗渠（カルバート）**」に記述している。

(2)暗渠の断面

水路用暗渠の断面積は、設計流量を安全に通水させるために、計算によって得られる数値に、20%以上の余裕を取って決定しなければならない。設計流量には、在来水路の計画流量を用いる場合が多いが、道路盛土を新しく設けたために、それまでの水の流れが変わったり、近隣の開発により流出係数や集水面積が一時的あるいは恒久的に変わったりする場合もあるので注意する。

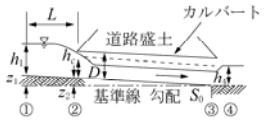
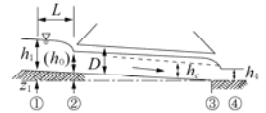
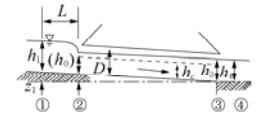
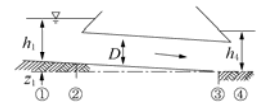
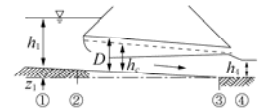
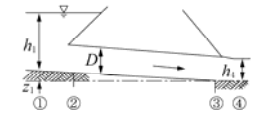
小口径暗渠の場合には、その計算上の流量が小さい場合でも、清掃その他保守等により、管内での人力作業が必要となる場合は、直径80cm以上とすることが望ましい。

また、水路用暗渠の場合には、土砂の堆積や侵食を防止するため、その高さ、勾配等は極力従来の水路と一致させる。

暗渠の流量は、流域面積、流速、流出口における水位、暗渠の長さ等によって変化する。これらの水理条件と、これに対する注意事項を一括して、**表-8.3.2** に示す。



**表-8.3.2　暗渠の水理条件と注意事項**[7)]

| タイプ | 水理条件 | 流れの形態 | 備　考 |
|---|---|---|---|
| 1 | 流入口で限界水深が発生<br>$D > (h_1 + z_1 - z_2)/1.5$<br>$h_4 < h_c$<br>$S_0 > S_c$ |  | 出口付近で跳水が生じることが考えられるので、洗掘防止策を講じなければならない。 |
| 2 | 流出口で限界水深が発生<br>$D > (h_1 + z_1 - z_2)/1.5$<br>$h_4 < h_c$<br>$S_0 < S_c$ |  | 出口での洗掘防止策を講じるのが望ましい。 |
| 3 | 全体を通して緩やかな流れ（常流）<br>$D > (h_1 + z_1 - z_2)/1.5$<br>$h_c < h_4 \leqq D$ |  | 計画として最も望ましい条件である。 |
| 4 | 全体を通して満流（流出口が水没）<br>$D < h_4$ |  | 異常事態としては起こる可能性があるが、計画としては用いてはならない。 |
| 5 | 流入口で射流<br>$h_4 \leqq D \leqq (h_1 + z_1 - z_2)/1.5$ |  | 異常事態としては起こる可能性があるが、計画としては用いてはならない。 |
| 6 | 全体を通して満流（流出口は自由放水）<br>$h_4 \leqq D \leqq (h_1 + z_1 - z_2)/1.5$ |  | 異常事態としては起こる可能性があるが、計画としては用いてはならない。 |

注）$D$：カルバート高、$h$：水深、$z$：河床高、$S$：河床勾配、$h_c$：限界水深、$S_c$：限界勾配

## 8.4　地下排水

### 8.4.1　一般事項

地下排水工は盛土及び路床・路盤内の地下水位を低下させるため、周辺地山からの湧水が盛土内に浸透しないよう排除するとともに、路面や法面からの浸透水を速やかに排除できるよう適切に設計しなければならない。

ほ場内道路は、通常地下水位が高い場合が多いので、地下水位に対する検討が必要である。

地下排水が良好でないと、路床・路盤の支持力が減少し、また路床土の細粒分が浸透水によって路盤内に移動したり、あるいは舗装の継目や側端部の亀裂から地表に流れ出たりして、農道の破壊の原因になるので、路床及び路盤の排水について十分配慮する必要がある。

また、地下排水は、擁壁、法面等の崩壊防止、地すべりの対策及び切土区間における周辺の地下水の変動対策上からも大切なことである。

地下排水を適切に行うためには、地下水及び地形、地質等の調査を十分に行うことはもちろん、切土や盛土等の工事によって地盤内の地下水の状態が変わることもあるので、工事中及び工事完了後の排水状況には十分注意を払い、必要に応じて適宜排水施設の追加及び改良をしなければならない。

地下排水のうち、主として路床の排水を目的とするものを路床排水、路盤の排水を目的とするものを路盤排水という。

① 路床排水は、一般に道路側溝の直下に溝を掘って有孔管を敷設し、砂、礫等の透水性の大きい材料で埋戻すか、場合によっては盲暗渠とすることもある。

② 路盤排水は、路床土の透水係数が小さく、路盤内に水が停滞するおそれのある場合等に必要とし、路床上に砂層又は横断盲暗渠を土質及び排水量の程度によって 10～20m 程度の間隔で設け、吐口は必ず路床排水に連結させる。

### 8.4.2　排水量の算出

地下排水工の計算は、一般的には実施せず、湧水等が予想される箇所に十分な排水能力を有した排水工を適切に配置することを基本とする。ただし、事前の調査により地下水位が確認され、法面の安定が懸念される場合は、必要に応じて地下水位を考慮した安定計算を実施し、地下排水工の規模を計画するものとする。

地下水の間隙水圧を考慮した法面の安定計算に関しては、「**第５章　5.2.1　常時・降雨の作用に対する盛土の安定解析**」、土地改良事業計画設計基準・計画「農地地すべり防止対策」によるものとする。

地下水位の低下量に関して、実際には複雑な条件の浸透流を計算により解くことは難しい。

したがって、法面の安定が懸念される場合は、切土部においては横ボーリング工や集水井工等の地下水排除工等により排水効果を確認しながら施工を実施するものとし、盛土部においては、**図-8.4.6** に示すような、基盤排水層や地下排水溝等の適切な配置を検討するものとする。

なお、地下水位の高い箇所や浸透流の多い箇所において、法面の安定が懸念される場合、及び駐車場等の広い面積の大きな排水施設では、調査資料に基づく検討を行って浸透量や地下水位低下量等の値の目安を得ておくことが望ましい。



(1)路床・路盤等の排水

路床・路盤等の排水施設は、路体若しくは地盤内の地下水位を低下させ、又は農道隣接地から路床等に浸透する水を遮断し、路床・路盤を良好に維持するような構造としなければならない。

路床・路盤等の排水施設の必要な箇所は、地下水位の高い湿潤な場所、隣接地から多量の浸透水が流入するおそれのある場所等である。

このほか、積雪地帯では、融雪水が長期にわたって隣接地から路体等に浸透し、路床、路盤等の強度を弱めることがある。また、排水を良好にすると同時に浸透水に対して安定性の高い路体、路床、路盤等を造ることが大切である。

以下に、地下排水溝（集水管あり）を用いた場合の排水量の簡易な計算法を示す。

① 不透水層の勾配が大きい場合：排水管を不透水層に接して設ける場合の排水管の単位長さ当たりの排水量は、**式**（8.4.1）によって求める。

$$q = k \cdot i \cdot H_0 \quad \cdots\cdots \text{式（8.4.1）}$$

$q$：単位長さ当たりの排水量（$cm^3 \cdot s \cdot cm$）

$i$：不透水層の勾配

$k$：透水係数（cm/s）

$H_0$：排水管埋設位置付近の地下水位低下量（cm）（**図-8.4.1** 参照）

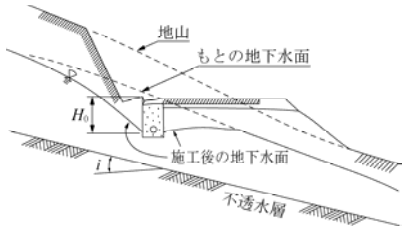



**図-8.4.1**　不透水層の勾配が大きい場合 [9)]

路床土、あるいは地盤の透水係数は試験によって求めるが、試験を行っていない場合は、**表-8.4.1** を参考にすればよい。

**表-8.4.1**　代表的な土の透水係数の概略値 [9)]

| 代表的な土 | 透水係数（cm/s） | 透　水　性 |
|---|---|---|
| 礫 | 0.1 以上 | 透水性が高い |
| 砂 | $0.1 \sim 1 \times 10^{-3}$ | 中位の透水性 |
| 砂質土 | $1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-5}$ | 透水性が低い |
| 粘質土 | $1 \times 10^{-5} \sim 1 \times 10^{-7}$ | 非常に透水性が低い |
| 粘　土 | $1 \times 10^{-7}$ 以下 | 不透水性 |

② 不透水層の勾配が緩やかな場合：**図-8.4.2** に示すように、水は排水溝の片側からのみの流入とすると、排水管の単位長さ当たりの排水量 $q$ は、**式**（8.4.2）によって求められる。

$$q = \frac{k\left(H^2 - h_0^2\right)}{2R} \quad \cdots\cdots \text{式（8.4.2）}$$

$H$：排水前の地下水位（cm）
$h_0$：排水管埋設位置の地下水位（cm）
$R$：排水によって地下水が影響を受ける水平距離（cm）

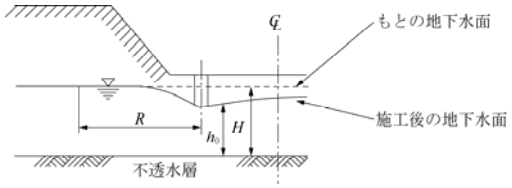



**図-8.4.2**　不透水層の勾配が緩やかな場合[9)]

$R$ は一般に、透水係数、水位低下量及び透水層の厚さや広がり等の地域的な条件の影響を受け、定まった値ではないが、近似的に**表-8.4.2** の値を用いて概略の計算を行ってもよい。

③ 不透水層が深い場合：**図-8.4.3** に示すように、不透水層が深い場合には、水は排水溝の片側のみから流れ込むものと考えると、排水管の単位長さ当たりの排水量は、**式**（8.4.3）から求める。

$$q=\frac{\pi\cdot k\cdot H_0}{2\ln\left(\frac{2R}{r}\right)}=\frac{\pi\cdot k\cdot H_0}{4.6\log\left(\frac{2R}{r}\right)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（8.4.3）}$$

$r$：排水溝の幅の 1/2（cm）

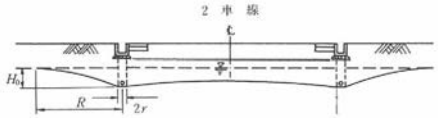



**図-8.4.3**　不透水層が深い場合[9)]

**表-8.4.2**　排水によって地下水が影響を受ける水平距離 $R$ の値[9)]

| | |
|---|---|
| 細粒砂 | 25～　500m |
| 中粒砂 | 100～　500m |
| 粗粒砂 | 500～1,000m |

注）水平距離 $R$ の値は、井戸の水位を２～３m 低下させたときの影響半径である。

④ 被圧地下水による浸透流のある場合：**図-8.4.4** に示すように、深部から浸透流を排水する場合には、地盤を含めた農道の断面図に流線網を描き、**式**（8.4.4）によって排水量を求める。



$$Q=kH_0=\left(\frac{N_f}{N_p}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（8.4.4）}$$

$Q$：単位長さ当たりの全排水量（$cm^3\cdot s^{-1}\cdot cm^{-1}$）
$H_0$：全水頭（cm）
$N_f$：流線にはさまれる流路の数
$N_p$：等ポテンシャル線にはさまれた帯状部の数

なお、**図-8.4.4** に示すように、農道の両側に２本の排水溝を設ける場合には、排水管１本の単位長さ当たりの排水量 $q$ は、**式**（8.4.4）で求める $Q$ を用いて、$q=1/2\cdot Q$ とすればよい。

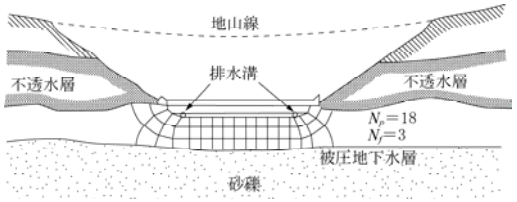



**図-8.4.4**　流線網の一例

(2)盛土内の排水

盛土内の排水については、盛土の安定性を確保するために、水平排水層や地下排水溝等の地下排水工を設け、浸透水、湧水等を盛土外に排出できるような構造としなければならない。

盛土崩壊の要因として、地下水、降雨、融雪水等の浸透による盛土内水位の上昇等がある。盛土内の水位を低下させるためには、地盤及び盛土内の排水処理が重要である。排水処理を設計するに当たっては、広範囲にわたる踏査、土質調査結果等により、透水層や不透水層の把握、及び断層破砕帯の存在等、原地盤の湧水の有無を把握し、湧水が盛土内に浸透しないよう、確実に盛土外に導くよう配慮しなければならない。しかし、湧水の有無や、地中の浸透水の動きを調査のみによって正確につかむことは難しいため、山地部の沢部を埋めた盛土では、流水や湧水の有無に関わらず、水平排水層、地下排水溝、基盤排水層等の地下排水工を設置する必要がある。

また、盛土の安定性が懸念されるような場合には、必要に応じて水平排水層や基盤排水層等を設置することで、盛土内水位を低下させるように配慮しなければならない。

盛土内の排水処理には、路体への浸透水の排水、施工中の降雨等に対する排水処理、高い含水比の材料で盛土を構築する場合における間隙水圧低下のための排水等がある。

ア 路体への浸透水の排水

地山から路体への浸透水は、地下排水溝や基盤排水層等により、路体内へ浸透させないように配慮するものとする。

降雨等による路体への浸透水は、できる限り早期に路体の外に排出するように配慮しなければならない。例えば、火山灰質粘性土、シラス、山砂等、水による盛土の安定性が懸念される盛土材料については、**図-8.4.5** に示すように水平排水層等により路体への浸透水を小段排水溝等に導き、速やかに路体外に排出する必要がある。

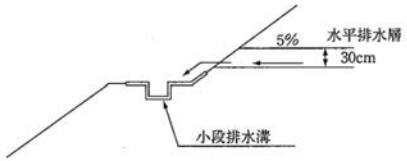



図-8.4.5　水平排水層端末部[9)]

ｲ 間隙水圧低下のための排水

沢部を埋めた盛土、片切り片盛りや、シラス、山砂等、雨水が浸透しやすく、しかもそれによって強度の低下が著しい土質材料や、高含水比の火山灰質粘性土によって高い盛土を構築せざるを得ない場合には、図-8.4.6 のように盛土法面内に水平排水層を設置し、盛土内の排水を図らなければならない。水平排水層の厚さ及び設置間隔は、盛土材料の圧密特性、盛土材料及び排水層の透水係数、施工速度等を考慮して決定する。

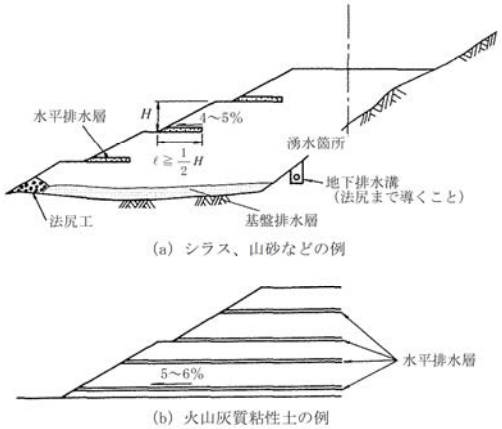



図-8.4.6　水平排水層の例[9)]

ｳ 基礎地盤の排水

基礎地盤の排水は、盛土の安定性を確保する上で重要であり、土質調査等の結果により、その性状、分布等を把握するとともに、適切な排水対策を講じなければならない。

基礎地盤からの湧水は、盛土内水位を上昇させ盛土を不安定にし、法面崩壊の原因となることもあるので注意しなければならない。一般的に、切土部と盛土部の境界は地下水位が高く、かつ地表面からの浸透水が集まるので湧水の量が多い。湧水の処理の例を図-8.4.7 に示す。

また、水田等で水位が高く、建設機械のトラフィカビリティが得られない場合や、基盤地盤の地下水が毛管水となって盛土内に浸入するおそれのある場合には、素掘り排水溝の設置やサンドマット（敷砂層）を設けて排水を図る。



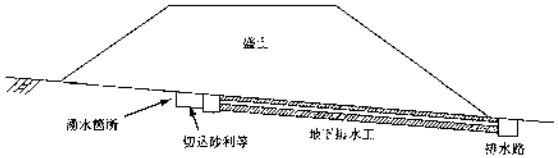



図-8.4.7　湧水処理の例[9)]

## 8.4.3　地下排水溝の構造

地下排水溝の設計に当たっては、地下水及び湧水を速やかに排出するよう適切に配置するものとする。

地下排水のために用いられる排水施設は、路側の地下排水溝、横断排水溝、遮断排水層等である。

(1)路側の地下排水溝

地下排水溝による排水は、路床及び路盤を対象に行われ、地下水の高い地域では数多く施工され、地中の排水には極めて有効である。

一般に平地部は、地下水面がほぼ平らな所では、図-8.4.8 に示すように農道の両側に設ける。しかし、傾斜地で地下水が一方からのみ流出してくるような箇所では、図-8.4.9 に示すように山側の路側にのみ設けることもある。

地下水の特に多い地域では、地下排水溝のみでは排水能力が不足するため、路床と路盤の境界、あるいは路床や路体内に水平の遮断排水層を設けて浸透流を地下排水溝に導く。(後述の(3)遮断排水層参照)

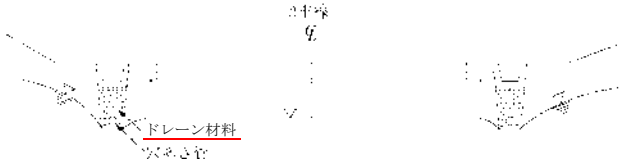



図-8.4.8　両側の路側に設けられた地下排水溝[9)]

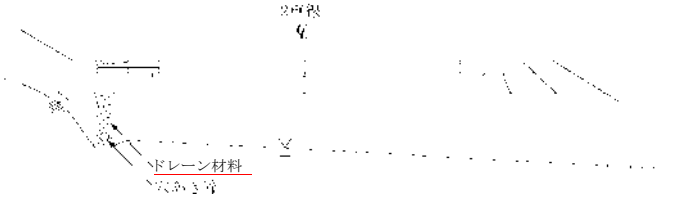



図-8.4.9　片側に設けられた地下排水溝[9)]

地下排水溝の深さは、1.5～3.0m 程度必要な場合が多いが、地形、土質、地下水位等の条件によって変わってくる。

地下排水溝の底部には、穴あき管を設置する場合が多く、穴あき管にはコンクリート管、塩ビ管、ポリエチレン管、鋼管等がある。

地下排水溝に埋設する管は、内径 20～30cm を標準とし、管の周囲を粒度分布のよいフィルタ材で保護しなければならない。地下排水溝の埋戻し材料には、透水性がよく、しかも、土の細粒分の流入を防ぐことのできるドレーン材を用いる。

また、地下排水溝の位置が側溝の下部であるときや、路肩等に当たるときは、地表水が直接地下排水溝のドレーン部に浸透するおそれがあるので、表面の 30cm 程度を比較的透水性の低い土で覆い、十分締め固める。

(2) 横断地下排水溝

横断地下排水溝は、道路延長方向の地下排水溝のみでは不十分な場合に横断方向にも設けるが、特に横断地下排水溝の必要となる箇所は、農道が切土部から盛土部へ変わる境界等である。地下水位の高い台地を切土すると、切土面から浸透水が流出し、それに接して造る盛土部へ水が流出することがあるので、このような場合には、**図-8.4.10** に示すような横断地下排水溝を設けるとよい。

また、路床部から浸入してくる水を除くために、遮断排水層と併用すると効果の大きいことがある。横断地下排水溝は路側の地下排水溝に接続するものとする。

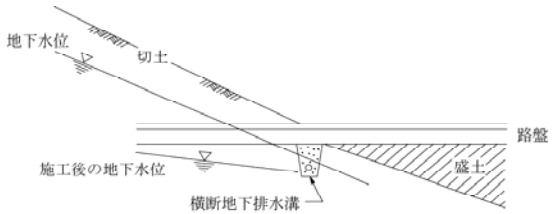



**図-8.4.10**　横断地下排水溝 [9)]

(3) 遮断排水層

路盤の排水性が十分でなく、しかも、路床が不透水性である場合や、地下水位が高く浸透水の多い場合に、遮断排水層が施工されることがある。一般に、路盤は透水性がよいと考えられているが、使用する材料によっては、透水係数が意外に小さく、排水が悪い場合も少なくない。このような場合、路盤の下に透水性の極めて高い粗目の砂利、砕石を敷き、いわゆる遮断排水層を設ける。その厚さは 30cm 程度以上が必要である。

なお、遮断排水層によって排水する場合で流量が多いときには、**図-8.4.11** に示すように、排水層内に集水管を配置すると効果的である。また、**図-8.4.4** に示したような浸透流のある場合には、排水層の排水能力を検討して、遮断排水層に十分な厚さを持たせなければならない。

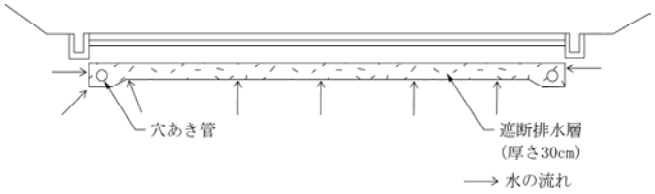



**図-8.4.11**　遮断排水層内に埋設した集水管 [9)]



## 8.4.4　地下排水工の材料

(1) ドレーン材料の選定

ア 土質材料

排水溝内に穴あき管等を設置して埋戻す場合、あるいは路床上に遮断排水層を設ける場合には、その機能を長く維持させるために、次のような条件に適合した材料を使用しなければならない。

このドレーン材料には、透水性が大きく、かつ粒度配合のよい天然の砂利、あるいは粒度調整をした砂利、砕石等を用いる。

ドレーン材料として必要な条件は、粒子自体の安定性が高く、風化したり溶解したりしないことと、粒度曲線が適切なことである。必要な粒度曲線は、路床土の粒度曲線及び穴あき管の大きさに関係をもつ。すなわち、ドレーン材料が路床から流入してくる微粒子によって詰まらない条件として、

$$\frac{D_{15}(\text{ドレーン材料})}{D_{85}(\text{路床土})} < 5$$

を満足しなければならない。ここに、$D_{15}$、$D_{85}$はそれぞれ、粒径加積曲線において通過質量百分率の 15%、85%に相当する粒径である。さらに、ドレーン材料が路床土に比較して十分な透水性があるための条件として、

$$\frac{D_{15}(\text{ドレーン材料})}{D_{15}(\text{路床土})} > 5$$

を満足しなければならない。

ドレーン材料の粒度は、穴あき管の場合には、次式のように穴の大きさによって定められる。

$$\frac{D_{85}(\text{ドレーン材料})}{D(\text{穴の径})} > 2$$

ドレーン材料の粒径加積曲線は、**図-8.4.12** に示すように、できるだけ路床土の粒径加積曲線に平行で、かつ、滑らかな曲線がよい。

路床土にかなり大きい礫を含むときは、粒径が 25mm 以上の粒子を除いた土について粒径加積曲線を作って、ドレーン材料の選定を行う。

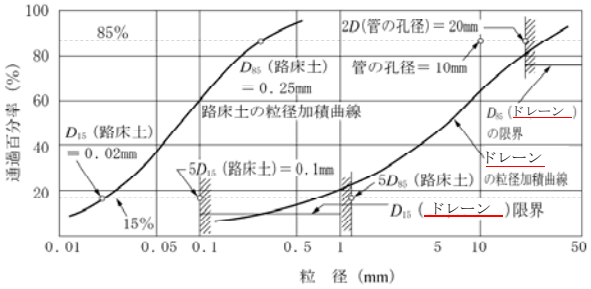



**図-8.4.12**　ドレーン材料の粒度曲線

ｲ 人工材料

人工材料としては、不織布やパイプ状あるいは板状のジオテキスタイルが使用されている。また、吸出し防止材あるいは目詰まり防止材と称される不織布等のジオテキスタイルは、砕石等の排水層の目詰まり防止のためにも使用される。人工材料の適用に当たっては、透水性が高く、長期的に目詰まりを生じず、材料の強度が高く、また化学的変異に対して安定な材料を選定するとともに、砕石等の土質材料を用いた場合と同等以上の透水性、排水能力を確保するよう設置しなければならない。

(2) 集水管の選定

排水溝の中に埋設する集水管として、遠心力鉄筋コンクリート管、合成樹脂管等を用いるものとし、外面が平滑な管の場合、孔の径は 1.2～2.0cm 標準とすることができる。集水管の内径は 15～30cm を標準とし、地下水位が著しく高い場合及び湧水の多い箇所においては、地下排水調査の結果によって断面を決定するのがよい。溝の中に埋設する管は、内径 30cm 以下の細いものが多く、しかもトレンチ型の埋設条件となるため、荷重条件が特殊な場合を除き、一般に用いられている有孔コンクリート管、コンクリート透水管、合成樹脂管等では強度の面での検討は通常必要ない。ただし、施工の際に埋設後に安易に重機を載荷させて破損することのないよう注意が必要である。

## 8.5　法面排水

### 8.5.1　一般事項

法面排水工は、表流水や浸透水により法面の崩壊を防止するのに十分な効果を発揮するように設計しなければならない。

水による法面の破壊は、大別すると、法面を流下する表流水による表面の侵食、洗掘と、浸透水が法面を構成する土のせん断強さを減じたり、間隙水圧を増大したりすることにより生ずる崩壊とに分けられる。

法面の排水工は、この両方を防止するのに十分な効果を発揮するよう設計しなければならない。また、十分な機能を持った排水施設が造られても、これを受け入れる流末の処理能力が十分保たれていない場合には、下流に被害を及ぼすことにもなるので、法面排水工は流末の排水能力のある施設に接続するようにしなければならない。

排水施設の設計に当たっては、事前に降雨、地表面の状況、土質、地下水の状況、既設排水路系統等を十分調査し、排水量を決定する。

実際の調査に当たっては、特に以下に示す点に注意する。

① 表流水が局部的に集中して流れる箇所
② 地山からの湧水や浸透水の多い箇所
③ 周囲の地下水の状況
④ 集めた水を排除する流末の状況



### 8.5.2　法面の湧水

法面の湧水は、法面を侵食するおそれがあるほか、場合によっては湧水の流出する地層に沿ってすべり面が形成され、法面崩壊の原因となることもあるので注意しなければならない。一般に、切土部と盛土部の境界は地下水位が高く、かつ地表面からの浸透水が集まるので湧水の量が多い。

**図-8.5.1** のように、切土法面の湧水は、地下水や地中に浸透した雨水が原因であり、盛土法面の湧水は、路面や地山から盛土部に浸透した水が原因となる。

法面からの湧水を排水する施設には、**図-8.5.2** に示したような、法面蛇かご、地下排水溝、水平排水層、水平排水孔等がある。

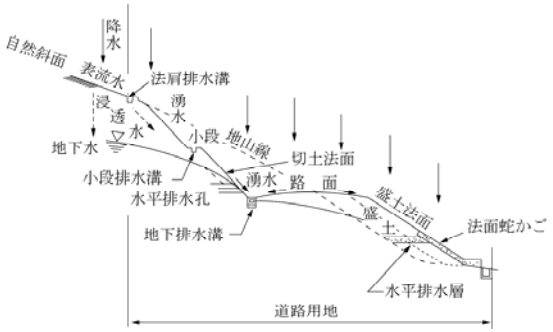
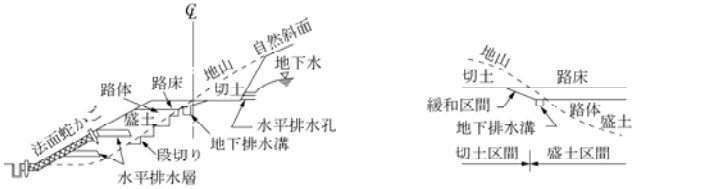



**図-8.5.1**　道路法面と排水施設 [2)]




(a) 片切り・片盛り部における例（横断面図）　(b) 切土・盛土接続部における例（横断面図）

**図-8.5.2**　法面からの湧水を排水する施設 [2)]

### 8.5.3　法面排水溝の構造

法面排水溝には、法肩排水溝、小段排水溝及び縦排水溝があるが、構造上は大差がなく、鉄筋コンクリートU形を用いる、又はソイルセメント若しくはコンクリートによりライニングを行う。

水路断面は、集水面積により決定されるが、法面排水溝の断面決定に当たっては、土砂等の堆積を考慮して20%程度の断面余裕を見込むとともに、特に、豪雨の際に多量に土砂の流出のおそれがある自然斜面では、更に十分な余裕をもたせる必要がある。

なお、維持管理の面から断面は 0.2×0.2m 以上とする。

法面排水施設の破壊は、主として水が排水溝内を流れず、その外側や底裏を流れて周囲の土を洗掘することによる。このため、表流水を受ける排水施設は、それを飲み込みやすくするため、地山

に十分食い込ませるとか、不透水性の材料で入念に埋戻しを行う等の配慮が必要である。

また、急流となるところでは、水が跳ね出さないように蓋を設けたり、少々の跳水があっても、排水溝の外側が洗掘されないように、張芝や張石等で保護したりする等の措置が必要である。

切土区間では、岩質や地質の走向等が法面の湧水に大きく影響するので、十分把握しておかなければならない。

(1)法肩排水溝

法肩排水溝は、隣接地域の雨水や湧水が法面に流入しないように法肩に設ける。法肩排水溝の種類は、法面の存在する地形、土質及び流量等により十分検討して決定する必要がある。法肩排水溝としては次のような種類があるが、一般に 30cm 程度の鉄筋コンクリート U 形が多く用いられている。

ア 素掘り排水溝

水量が少なく、他の水路に容易に導くことができる場合には、**図-8.5.3** に示すような素掘り排水溝とすることができる。

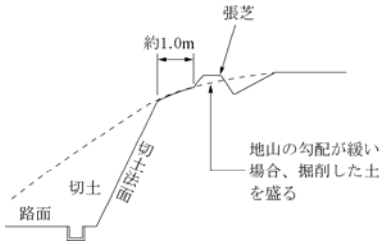



**図-8.5.3**　素掘り排水溝

イ ソイルセメント排水溝

水量は少ないが、水が地中に浸透してはならない場合には、**図-8.5.4** に示すようなソイルセメント又はコンクリートライニングとする。ソイルセメントの場合のセメント量は、土質により異なるが、乾燥重量比で５～10%程度であり、一般に、６%が多く用いられる。また、現地に砂質土がない場合には貧配合のコンクリートを使用した方がよい。




**図-8.5.4**　ソイルセメント排水溝



ウ 鉄筋コンクリートU形溝等

排水溝に集まる水量が多く、またその延長も長くなるような場合は、**図-8.5.5** に示すように、コンクリート二次製品の鉄筋コンクリート U 形溝や遠心力鉄筋コンクリート半円管等を使用する。集水面積、地表面の状態にもよるが、30cm 規格程度の二次製品を使用する場合が多い。通常、法肩排水溝は勾配も急であるのでかなりの排水能力を持つが、地山と排水溝が十分なじんでいないと、地表面を流下する雨水を飲みきれずに排水溝の裏面に沿って水が流れたり、排水溝を流れる水が速度を速め、勾配の変化点等に当たって水が跳ね、側面を洗掘したりする。したがって、排水溝の裏込めの施工を十分慎重に行う必要がある。

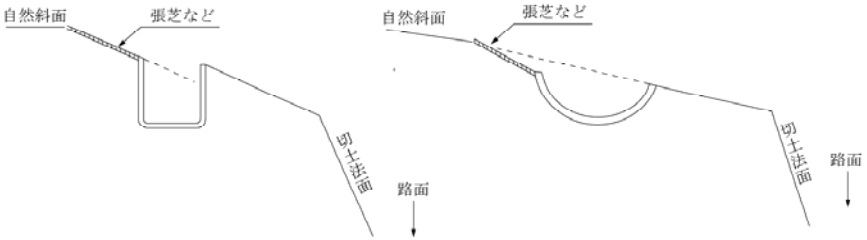



**図-8.5.5**　コンクリート二次製品による法肩排水施設

(2)小段排水溝

法面が長大になると、一般に５～10m の高さ間隔で 1.5m 幅程度の小段が設けられるが、これは、法面を流下する雨水による侵食防止に有効である。法面を流下する雨水は、できれば各小段ごとに処理し、法面に悪い影響を与えないようにしなければならない。小段の縦断勾配は、一般には農道縦断勾配に合わせても支障はないが、0.3～５%程度にしておくのが望ましい。

小段排水溝は、ソイルセメントや鉄筋コンクリート U 形溝等が用いられ、縦排水溝（シュート工）により排水される。

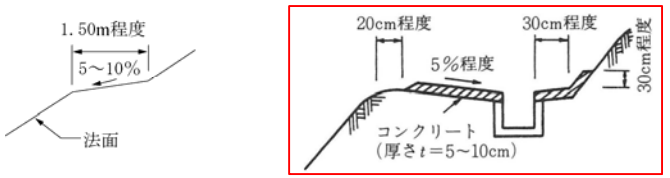



**図-8.5.6**　小段の横断勾配

ア ソイルセメント排水溝

小段に集まる水量が少ない場合は、特に排水溝を設けずに張芝等の植生を行う程度でよいが、水が地下に浸透してはならない場合は、ソイルセメント又は貧配合のコンクリート等を用いた排水溝を設けるものとする（**図-8.5.7** 参照）。




図-8.5.7　ソイルセメント排水溝

イ 鉄筋コンクリートU形溝

小段に集まる水量が多い場合は、鉄筋コンクリートU形溝等を使用し、水が排水溝の側面や裏面にまわらないように注意する。通常、24cm又は30cm規格程度のU形溝を使用する場合が多く、ソイルセメント等を打設して周辺を固める（図-8.5.6右図参照）。土砂等の流入のない所では、遠心力鉄筋コンクリート半円管が有利なこともある

(3) 縦排水溝

縦排水溝は、路肩側溝から盛土下の水路や、あるいは法肩排水溝や小段排水溝から路側水路に排水するため、法面に沿わせて設置するもので、鉄筋コンクリートU形、遠心力鉄筋コンクリート半円管、鉄筋コンクリート管、石張り水路等を使用する。

施工性、経済性、維持管理の容易さ等に優れた鉄筋コンクリートU形が最も多く使われているが、流速が大であり、排水溝内の僅かな障害物によっても跳水し、それにより排水溝の側面や裏面を洗掘し、法肩崩壊の原因となることもあるので施工には特に注意を要する。

また、切土によって在来の沢をつぶしたり、図-8.5.8のように、斜面の凹部を横断して切土したりする場合がある。このような所では、集中豪雨により、土石を含んだ鉄砲水が直接道路に流れ込むおそれがあるので、集水区域内の地形、地質、地覆状態等をよく調査して、コンクリート、石積、蛇かごにより堰を設置して、流下水の流勢を落とし、適当な水路まで導くようにすべきである。このような水路は、計算による排水断面の数倍ないし数十倍の断面をとり、流木等により排水溝が閉塞されないように、呑口部にスクリーンを設ける等、適切な対策を講じておく必要があるが、かえって呑口部の閉塞を助長することもあるので、注意しなければならない。

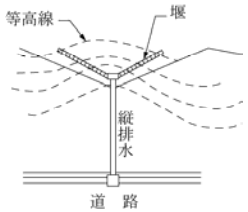



図-8.5.8　斜面凹部の排水施設

ア 鉄筋コンクリートU形溝等

鉄筋コンクリートU形あるいは遠心力鉄筋コンクリート半円管等は、法面の地表面に設置するので、施工しやすく、維持管理も容易である。

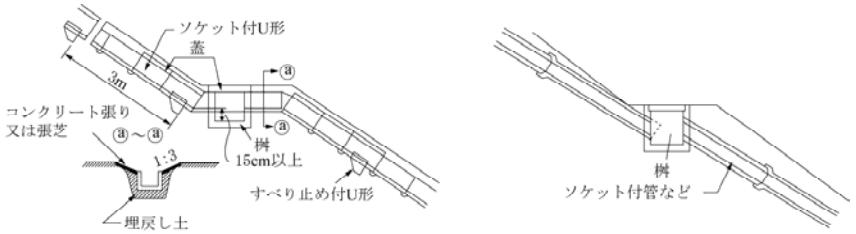
排水溝の断面決定は、流量計算によることは当然であるが、240×240、300×300のU形溝を使用する場合が多い。形状は、ソケット付が望ましく、原則として、3m間隔にすべり止め



付を用いるとよい。また、跳水等による側面の浸食を防止するため、図-8.5.9(a)に示すように、10cm程度掘り下げ、コンクリート張り又は張芝を施すのがよい。

さらに、縦排水溝が他の水路と合流する所や、勾配の変化する所、流れの方向が急に変わる所には桝を設け、桝には、深さ15cm以上の土砂だめを設け、水勢を減じさせる構造とし、必ず蓋を設ける。なお、勾配が1：1より急な所や、法尻から1～2mの区間、勾配の変化点等の縦排水溝は、水が跳ね出すおそれがあるので蓋付きにする。

小段桝の土砂清掃が困難なので、小段に桝を設けない場合もある。このような場合には、桝がないので流速も速く、跳水も激しいので、下流側排水溝の上部の蓋は堅牢にしておかなければならない。




(a) U形を使用した縦排水溝　　(b) 管を使用した縦排水施設

図-8.5.9　コンクリート二次製品による縦排水施設

イ 鉄筋コンクリート管等

法面勾配が急で延長が長い等の理由で、流量・流速や跳水が大きくなる場合には、縦排水施設として鉄筋コンクリート管等を使用する場合もある。このような暗渠構造は、U形溝等の開渠構造に比べ維持管理が容易でないので、適当な間隔に桝を設けなければならない。

なお、他の水路との合流点、勾配の変化点、流れ方向の変化点にも桝を設置する必要がある（図-8.5.9(b)参照）。

ウ その他の縦排水溝

その他の縦排水溝には、石張り及び植石コンクリート水路等がある。縦排水溝の流速は通常の場合、相当大きいので、流量の多い排水溝には路面の跳水による破壊防護措置を考慮して植石等を行えば、水勢を弱める効果もある。流量が少なく美観を考慮する必要のある所には、図-8.5.10のように、玉石張り排水溝を使用するのがよい。

場合によっては、水路の裏面に排水が廻らないよう上流側にコンクリート止水壁を設けて、水が水路の下側を流れることを防ぐことも必要である。

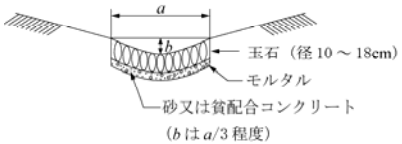



図-8.5.10　玉石張り排水溝の断面

## 8.6　凍上防止対策

### 8.6.1　一般事項

寒冷地においては、道路舗装やその他土工構造物等の凍上による被害の可能性について検討し、必要に応じて対策を行うものとする。

凍上の発生及び対策の検討に当たっては、調査により凍結深さを推定し、適切な対策工法を選定するものとする。

凍上とは、地盤中に霜柱が発生し、それが成長することによって地面が隆起する現象をいう。この凍上現象は、多くの要因によって支配されるものであるが、最も大きな要素として、寒冷気象によって引き起こされる地盤の温度低下と地盤深さ方向への温度勾配、凍上を起こしやすい土質、下層の部分から補給される十分な地中水等がある。

寒冷地における道路やそれに附帯する構造物の基礎等には、土の凍上作用のもたらす影響が極めて大きい。特に、道路の凍上現象は、北海道、東北地方や山岳地帯において最も重要な問題である。

凍結融解を受ける地域に舗装する場合は、その地域の凍結深さを求め、交通量と設計 CBR から得られる舗装厚さより凍結深さが大きい場合には、凍上を起こしにくい材料で、その差だけ路床を置換えるか、路盤を厚くする（ただし、路床土の置換えを行う場合、地下水位が置換え深さより低位にあることが必要である。）。

なお、積雪のある地域で除雪しない道路については、積雪が断熱効果を発揮するため、舗装の厚さ（$H$）が小さく、大型車の通行が予想されない道路において、おおむね 15cm 以上の積雪深のある期間が長い場合は、置換える必要はほとんどない。

### 8.6.2　凍上抑制層の材料

凍上抑制層の材料は、川砂、山砂、スラグ、切込み砂利、クラッシャラン等の材料で、ごみ、どろ、有機物等を含まないものでなければならない。

(1)粒度

材料の粒度は、ふるい目により 40mm 級と 80mm 級に分類され、ふるい通過質量百分率は**表-8.6.1** 値の範囲のものとする。

**表-8.6.1**　凍上抑制層用粗粒材料の粒度

| ふるいの呼び寸法 ＼ 粒度（mm） | ふるい通過質量百分率（%） | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 90 mm | 53 mm | 37.5 mm | 4.75 mm |
| 80 | 100 | 70～100 | － | 20～65 |
| 40 | － | 100 | 70～100 | 20～65 |

(2)凍上を起こしにくい材料の目安

① 砂：75μm ふるいを通過するものが全試料の 6 %以下となるもの

② 切込砂利：全試料について 75μm ふるいを通過する量が、4.75mm ふるいを通過する量に対して 9 %以下となるもの

③ 切込み砕石：全試料について 75μm ふるいを通過する量が、4.75mm ふるいを通過する量に対して 15%以下となるもの



④ 火山灰（火山礫含む）スラグ：凍上試験に合格したものでなければならない。ただし、凍上試験結果の判定が要注意のものは、75μm ふるい通過量が 20%以下で強熱減量が 4 %以下のもの

### 8.6.3　凍上防止対策及び工法

凍上対策の検討に当たっては、その地域の気象条件や地盤の特性について十分に検討を行い、凍結面への水の供給条件を勘案して、凍上のおそれがあるかどうかについて現場の試料を採取し、凍上試験を行う等の評価が必要である。

置換深さは、凍上対策上必要な置換深さが経験的にわかっている場合は、その値をそのまま採用し、わからない場合や凍結深さの大きい地方では実測や気温データから求めた理論最大凍結深さの 70%の値を置換深さとするが、路床の CBR と材料、凍上抑制層の材料、地下水位の条件によって、置換深さをこの値より浅くすることができる。

このようにして求めた置換深さと、凍結を考慮しないで求めた舗装厚を比較し、もし置換深さの方が大きい場合は、その差だけ凍上を起こしにくい材料を路盤の下に加える。この部分を凍上抑制層と呼び、通常、路床の一部と考える。

工法としては、置換工法が一般的であるが、ほかに薬剤等を添加混合して土の性質を変え、又は凍結温度を下げる方法、断熱層を設けて凍上性の土の温度低下を少なくする方法、遮水層を設けて降水及び地下水から凍上性の土を遮断する方法がある。

### 8.6.4　凍結深さ

凍上の検討に当たっては、凍結深さを推定し、凍上対策の必要性の判断及び対策工の選定と設計に活用する。

凍結深さは以下に示す適切な方法により推定するものとし、必要に応じて積雪による影響を考慮する。

凍結深さは主として、気温、土質、地中水の状態によって決まるが、気象条件や路面上の積雪状態によっても変わる。

凍結深さは、気温観測データを用いて推定することもできるが、特に重要な構造物の凍上対策には、凍結期の地中温度を測定して凍結深さを実測するのが望ましい。

凍結深さとは、「路面から地中温度の 0 ℃線までの深さ」であり、ここでいう路面とは、凍結前を基準にした路面とする。

(1)実測によって凍結深さを求める方法

実測によって、凍結深さを求める方法としては、①メチレンブルー凍結深度計を利用する方法、②地盤中の各層に測温抵抗体温度計や熱電対を埋設する方法、③調査孔を掘削して凍結期の地中の温度及び凍結の様相を観測する方法がある。

(2)計算によって凍結深さを求める方法

実測調査によらず、計算によって理論最大凍結深さを求める場合は、最寄りの気象データにより凍結指数 $F_{max}$ (℃・days) を求め、$F_{max}$ に対応する凍結深さを Aldrich による修正 Berggren 式を簡易化した式（8.6.1）により計算する。

$$D_{max}=C\sqrt{F_{max}} \quad \cdots\cdots \text{式（8.6.1）}$$

ここに、$D_{max}$：理論最大凍結深さ（cm）

$F_{max}$：設計に用いる凍結指数（℃・days）

$C$：凍結係数　　$C=\alpha\sqrt{\dfrac{172,800}{(L/\lambda)\,eff}}$

$\alpha$：平均気温、熱伝導率、融解潜熱等によって決まる補正係数

$L$：凍結潜熱（J/m$^3$）

$\lambda$：熱伝導率（W/m・K）

**図-8.6.1** に示すB曲線は、凍上を起こしにくい粗粒材料（乾燥密度 $\rho_d$=1.80g/cm$^3$、地盤の含水比 $W$=15%）からなる半無限地盤を地表面から冷却したときの凍結指数に対する凍結深さを計算したもので、これが理論最大凍結深さの推定に用いられている。したがって、より正確に行うには実際に用いられる粗粒材の乾燥密度と含水比等のデータから理論最大凍結深さを推定する必要がある。これに対し、A曲線は、凍上を起こしやすい細粒材料（$\rho_d$=1.20g/cm$^3$、$W$=50%）からなる地盤について B 曲線と同様に計算したもので、これは舗装の設計に直接利用されることはほとんどないが、埋設管の凍結しない位置等を概略的に判断するのに利用できる。これらA及びB曲線の凍結指数に対する凍結深さの計算値と、それを逆算して求めた凍結係数 $C$ を**表-8.6.2** に示した。

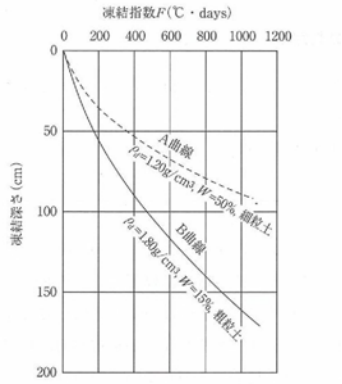



**図-8.6.1**　凍結指数と凍結深さの関係 [2)]

**表-8.6.2**　凍結指数と凍結深さ、定数 $C$ の関係 [2)]

| 材料名 | 乾燥密度 $\rho_d$(g/cm) | 含水比 $W$(%) | 凍結指数 $F$(℃/days) | 100 | 200 | 300 | 400 | 500 | 600 | 700 | 800 | 900 | 1000 | 1100 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| A曲線 | 1.20 | 50 | 凍結深さ $Z$(cm) | 25 | 37 | 45 | 53 | 61 | 67 | 74 | 79 | 84 | 89 | 93 |
| | | | $C=Z/\sqrt{F}$ | 2.5 | 2.6 | 2.6 | 2.7 | 2.7 | 2.7 | 2.8 | 2.8 | 2.8 | 2.8 | 2.8 |
| B曲線 | 1.80 | 15 | 凍結深さ $Z$(cm) | 37 | 58 | 76 | 91 | 105 | 117 | 130 | 141 | 150 | 161 | 171 |
| | | | $C=Z/\sqrt{F}$ | 3.7 | 4.1 | 4.4 | 4.6 | 4.7 | 4.8 | 4.9 | 5.0 | 5.0 | 5.1 | 5.2 |



(3)理論最大凍結深さ

理論最大凍結深さとは、凍上対策工法を検討する場合の基準となる凍結深さをいい、凍上を起こしにくい均一な粗粒材料からなる地盤の最近 n 年間（設計相当年で 10 年以上）のうち、最も寒さの厳しい年の最大の凍結深さをとることを原則とする。

ア 実測による場合

実測から理論最大凍結深さを求める場合には、実測した年の最大凍結深さから、**式**（8.6.2）を用いる。

$$D_{max}=D_e\sqrt{F_{max}/F_e} \quad \cdots\cdots \text{式（8.6.2）}$$

ここに、$D_{max}$：理論最大凍結深さ（cm）

$F_{max}$：現地の最近 n 年間（設計相当年で 10 年以上）の最大凍結指数（℃・days）

$F_e$：現地で調査した年の凍結指数（℃・days）

$D_e$：換算最大凍結深さ（cm）

換算最大凍結深さとは、現地で実測した凍結深さから、現地の地盤が全て凍上を起こしにくい均一な粒状材料であるとした場合に、換算した凍結深さをいう。

凍結深さ内に路床土のような凍上を起こしやすい土層があるときは、次に示す**式**（8.6.3）を用いて換算最大凍結深さを求めることができる。

$$D_e=D_c+1.8D_f \quad \cdots\cdots \text{式（8.6.3）}$$

ここに、$D_c$：実測した凍結深さ内の凍上を起こしにくい粒状材料からなる層の厚さ（cm）

$D_f$：実測した凍結深さ内の凍上を起こしやすい細粒材料からなる層の厚さ（cm）

概念図を**図-8.6.2** に示す。

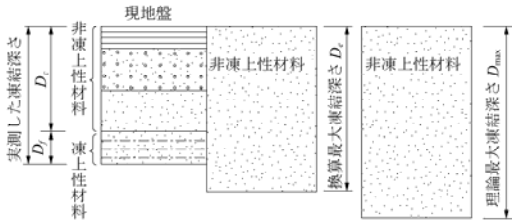



**図-8.6.2**　換算最大凍結深さと理論最大凍結深さ [2)]

凍結指数を求める場合、**表-8.6.3** のように日平均気温の累計値が最大となる日を最初として、日平均気温の累計値が最小となる日までの日平均気温を積算し、日平均気温積算値の±最大値を**表-8.6.3** のⒶ欄に記入する。凍結指数は、Ⓐ欄に記入した±最大値の絶対値を加え合わせたものとなる。以上のことを図示したものが、**図-8.6.3** である。

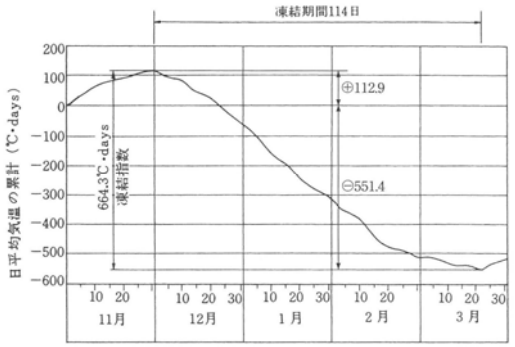



**図-8.6.3**　日平均気温から求めた凍結指数と凍結期間 [2)]

**表-8.6.3**　日平均気温から求めた凍結指数 [2)]

| 月 | 日 | 1 | 2 | 3 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | Ⓐ欄 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 11 | 日平均気温 | 8.7 | 4.1 | 3.7 | 1.5 | 6.0 | 8.8 | −0.7 | 0 | 1.2 | 6.0 | 1.3 | | |
| | 累　計 | 8.7 | 12.8 | 16.5 | 90.3 | 96.3 | 105.1 | 104.4 | 104.4 | 105.6 | 111.6 | 112.9 | | +最大 112.9 |
| 12 | 日平均気温 | −4.5 | −5.8 | −5.7 | −6.2 | −8.8 | −11.0 | −11.9 | −12.8 | −7.0 | −9.1 | −8.5 | −6.9 | |
| | 累　計 | 108.4 | 102.6 | 96.9 | −6.9 | −15.7 | −26.7 | −38.6 | −51.4 | −58.4 | −67.5 | −76.0 | −82.9 | |
| 1 | 日平均気温 | −5.7 | −6.7 | −9.2 | −6.1 | −9.1 | −8.1 | −4.2 | 0.4 | −5.2 | −6.2 | −11.2 | −11.9 | |
| | 累　計 | −88.6 | −95.3 | −104.5 | −285.0 | −294.1 | −302.2 | −306.4 | −306.0 | −311.2 | −317.4 | −328.6 | −340.5 | |
| 2 | 日平均気温 | −11.4 | −10.7 | −1.3 | 3.8 | −1.2 | −3.0 | −4.7 | −6.0 | −7.1 | | | | |
| | 累　計 | −351.9 | −362.6 | −363.9 | −498.6 | −499.8 | −502.8 | −507.5 | −513.5 | −520.6 | | | | |
| 3 | 日平均気温 | −4.2 | −1.2 | 2.7 | 0.8 | −0.2 | 0.3 | 3.9 | 5.7 | 2.6 | 1.4 | 5.0 | 5.0 | |
| | 累　計 | −524.8 | −526.0 | −523.3 | −550.2 | −550.4 | −550.1 | −546.2 | −540.5 | −537.9 | −536.5 | −531.5 | −526.5 | −最大 551.4 |

注）　凍結指数：112.9＋551.4＝664.3℃・days

イ 計算による場合

計算によって理論最大凍結深さを求めようとする場合は、凍結指数として最近10か年のその地域の最大凍結指数をとり、これに対応する凍結深さを**図-8.6.1** から読み取り、これを理論最大凍結深さとする。



## 8.7　構造物の排水

### 8.7.1　一般事項

構造物の排水工は、降雨、地下水等の影響に対して構造物の安定性を確保することや路面水の帯水を防止するため、適切に設計しなければならない。

構造物の施工中あるいは施工後において、降水、地下水等が構造物の背面にたまったり、構造物内へ漏れたりすると構造物の安全性が低下し、それが構造物の破損にもつながる場合もある。また、路面水の帯水は、車両の安全走行を害するだけでなく、水の飛散が周囲の環境を害し、美観上も好ましくない等、種々の弊害を生ずるため、水の処理については細心の注意を払う必要がある。

構造物の排水には、橋梁・高架構造の排水、トンネルの排水、地下道（カルバート）の排水、擁壁の背面の排水等が含まれる。

### 8.7.2　構造物の排水の種類

構造物の排水には、次のような種類がある。

① 橋梁・高架構造の排水
② トンネルの排水
③ 地下道（カルバート）の排水
④ 擁壁背面の排水

なお、詳細については「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編」、「道路トンネル技術基準（構造編）・同解説」、「道路土工要綱」、「道路土工－カルバート工指針」、「道路土工－擁壁工指針」を参照する。

## 8.8　水路兼用農道

(1) 一般事項

水路兼用農道は、現地の自然条件、地形条件等を十分に把握し、道路機能を損なうことなく排水を安全に流下させ、浸食等の被災を防止するよう、適切に設計しなければならない。

降雨時にほ場内農道に雨水が集中し、排水路となる場合又はそのおそれが想定される場合に、農道に排水路としての機能を持たせた一体の施設として整備し、侵食等の被災を防止する施設を水路兼用農道、略して水兼農道という。

降雨の度に道路に洪水が集中して流下し、路面や法尻を洗掘したり、谷側の法肩を越流してほ場に流入し、水路施設の損傷や耕作土の侵食流出を繰り返したりしているような傾斜地のほ場内道路で、道路側溝を整備すれば道路幅員が不足して道路機能に支障が生じる場合、現況の道路幅員内あるいは計画上可能な範囲での幅員を利用して水兼農道として整備すれば、道路機能を損なうことなく排水を安全に流下させることができる。すなわち、水兼農道とすることにより、基幹施設であるほ場や道水路の保全を図ることができる。

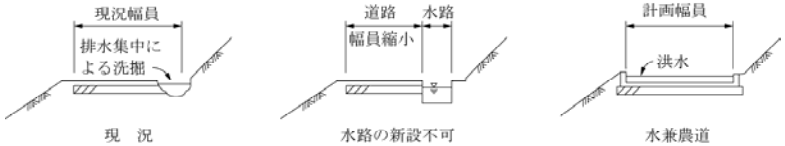



**図-8.8.1**　水兼農道の概念

(2) 規格及び構造

水兼農道の規格及び構造は、農道としての機能を主として計画する。幅員及び舗装工等は農道の規格により、また側壁高は排水路として洪水の通水能力を考慮して決定する。

ア 交通量区分

水兼農道は、傾斜地の比較的交通量の少ない道路に計画されるので、計画交通量は大型車交通量を考慮しない場合、及び大型車交通量が１日当たり 40 台未満（I-1、I-2 交通）の場合を対象とする。標準化に当たって、大型車交通量を考慮しないものと、交通量区分 I-1、I-2 とに区分する。

イ 幅員

水兼農道は、傾斜地のほ場内農道（支線農道、耕作道）に計画されるものであり、幅員は車道幅員と路肩幅員に区分せず、その農道の機能と対象交通機種を考慮して全幅を定める。幅員は、側壁を除いた内幅とする。水兼農道は、その性格上、用地幅の制約がある場合が多く、実施例は、おおむね全幅 2.5～4.0m の範囲であり、中でも 3.0m の事例が多い。したがって、ここでは、**図-8.8.2** に示すとおり、標準幅を全幅 3.0m とする。

ただし、幅員の決定においては、現況幅員と対象機種の通行に支障のない幅員の両者を十分に検討した上で、現場条件に適した幅員にしなければならない。




**図-8.8.2**　水兼農道の幅員

ウ 縦断勾配

縦断勾配は、原則として 12%を上限とする。地形の状況等によりやむを得ない場合は、当該農道を通行する車両の登坂能力、制動能力、路面の維持等を考慮して、適宜決定することができる。また、土砂が堆積しないように、0.3%以上の勾配とする。

エ 横断勾配

水兼農道は、路面それ自体が排水路としての機能を持つため、標準区間の横断勾配は水平を標準とする。曲線区間の横断勾配は、道路構造令に準じた片勾配を設け、表面排水を考えて、内側に向けた勾配をつける。ただし、常時、湧水等がある場合は、**図-8.8.3** 横断勾配の標準に示すとおり２%以下でつけるものとする。




**図-8.8.3**　横断勾配の標準

オ 路床

水兼農道の路床は、一般に農道に準じて設計する。路床は、一般の農道と同様に舗装及び路面上の荷重を支持するために、必要な支持力を有しなければならない。一般に水兼農道は軟弱



地盤を路床とする例は少ないが、十分な支持力を得られない場合には、良質土による置換工法、安定処理工法等の対策工により路床の改良を行うようにする。

カ 舗装

水兼農道の舗装厚さの設計に用いる計画交通量は、**表-8.8.1** により、I-2 交通以下を対象とする。大型車の交通量により、０型（大型車交通なし）、及びＩ型（40 台/日・方向未満）に区分する。舗装方法はおおむね勾配 12%未満をアスファルト舗装とし、勾配 12%以上はコンクリート舗装とする。

**表-8.8.1**　交通量区分による水兼農道の区分

| 水兼農道区分 | 交通量区分 | 大型車交通量（台/日・方向） |
|---|---|---|
| ０型 | —— | 考慮せず |
| Ｉ型 | I-1、I-2 | 40 未満 |

(ｱ) アスファルト舗装

水兼農道のアスファルト舗装の設計は、一般の農道と同様とする。

(ｲ) コンクリート舗装

水兼農道のコンクリート舗装の設計は、一般の農道と同様とする。

(3) 側壁

ア 側壁高

側壁高は、計画排水量を流下するのに必要な高さに余裕高を見込んで決定する。側壁高は 10～20cm の事例が多いが、車止めによる車両の安全確保を考慮して、**図-8.8.4** に示すとおり、最小高の標準値を 15cm とする。

また、洪水時の車両の走行等を考慮すると、極力過大な水深にならないようにし、側壁高は 20cm 以下が望ましい。

排水量の多い場合、あるいは常時湧水のある場合は、L 形、U 形の側溝を設けることもある。

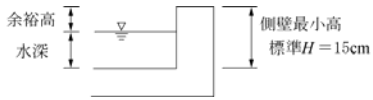



**図-8.8.4**　側壁高

イ 余裕高

水兼農道のような急勾配でかつ偏平な水路に与える余裕高については、決定的な設定方法は見出されていない。したがって、水兼農道の余裕高は、流量、流速及び流況等を加味して以下の射流開水路の経験値を参考にして決定する。よって、余裕高の計算式は、**式（8.8.1）**によるものとする。

$$F_b = C \cdot V \cdot h^{1/2} \quad \cdots\cdots \text{式（8.8.1）}$$

ここに、$F_b$：余裕高（m）

$V$：流速（m/s）

$h$：水深（m）

$C$：係数　　長方形水路；0.10　　台形水路；0.13

ただし、$F_b$、$h$ は、道路勾配の傾斜に垂直にとる。

ｳ わん曲部壁高

わん曲部は、片勾配をつけるか、あるいは壁高を高くして安全に流下させる構造とする。わん曲部の余裕高は考慮しない。

水面高の上昇については、射流水路をわん曲と考えて、**式**（8.8.2）によって検討する。

$$\left.\begin{aligned} h &= \frac{V_1^2}{g}\sin^2\left(\beta_0 \pm \frac{\theta_0}{2}\right) \\ \tan\theta &= \frac{b}{\left(r+\frac{b}{2}\right)\cdot\tan\beta_0} \\ \sin\beta_0 &= \frac{\sqrt{gh_1}}{V_1} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（8.8.2）}$$

ここに、$V_1$：直線部の流速（m/s）

$b$：道路内幅（m）

$r$：道路中心の曲線半径（m）

$h_1$：直線部の水深（m）

$g$：重力加速度（m/s²）

$\theta_0$、$\beta_0$：**図**-8.8.5 に示す。

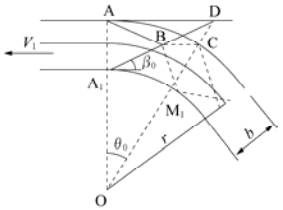



**図**-8.8.5　$\theta_0$、$\beta_0$ の説明

ｴ 側壁の構造

側壁は、コンクリート舗装の場合はコンクリート、アスファルト舗装の場合は細粒度アスファルトコンクリートを標準とする。コンクリートの場合は、無筋コンクリートを使用する。

細粒度アスファルトコンクリートの場合は、アスファルトカーブ（**図**-8.8.7）を使用する。

ブロック積の場合は、天端コンクリートの上に側壁コンクリートを打設する構造とする。谷側が重力式擁壁となる場合は、擁壁天端を路面から 15cm 高くして側壁を兼ねる構造とする。

標準側壁構造を、**図**-8.8.6～**図**-8.8.8 に示す。

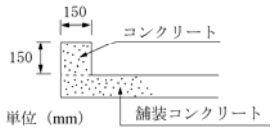



**図**-8.8.6　コンクリート側壁の標準寸法



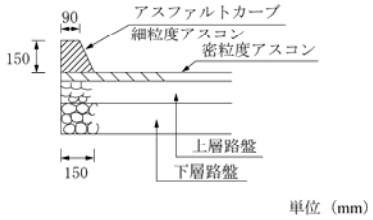



**図**-8.8.7　アスファルト側壁の標準寸法




**図**-8.8.8　側壁が重力式擁壁を兼ねる場合

ｵ 側壁の保護

切土部は側壁天端まで埋戻すが、転圧を十分に行わなければならない。小段の幅は、側壁の施工上必要な幅とするが、**図**-8.8.9 に示すように、$b$=30cm 程度を目安とする。また、この部分は、水みちができやすいので、縦断勾配、埋戻し土の土質等を考慮して、洗掘のおそれがある場合は、土のうや空洞ブロック等による止水壁を適宜設置することが望ましい。

盛土部は、舗装構造及び路体の保護のために幅 30cm 程度の保護路肩を設置することが望ましい。

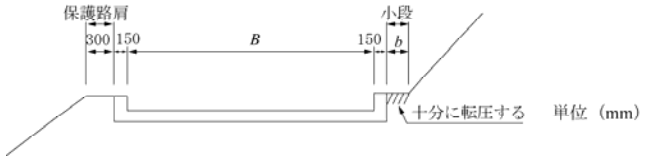
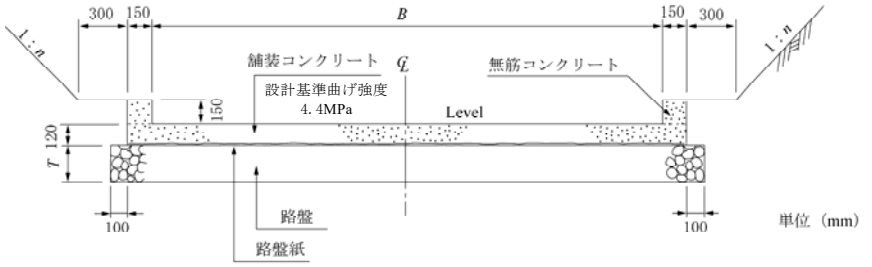



**図**-8.8.9　側壁の保護

(4)標準構造図

水兼農道の標準構造図を、**図-8.8.10**～**図-8.8.12** に示す。また、舗装厚及び路盤厚の標準を、**表-8.8.2** に示す。




注1)　路盤材に切込み砕石以外を使用する場合は、路盤厚は別途算定する。
2)　地耐力が確保される基礎地盤であれば、路盤は設けなくてもよい。

**図-8.8.10**　水兼農道標準構造図（大型車通行なし）

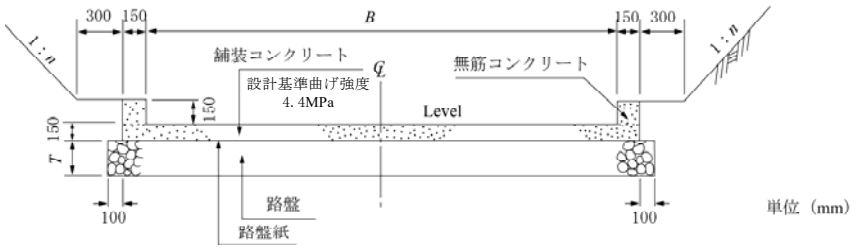



**図-8.8.11**　水兼農道標準構造図（I-1、I-2 交通）

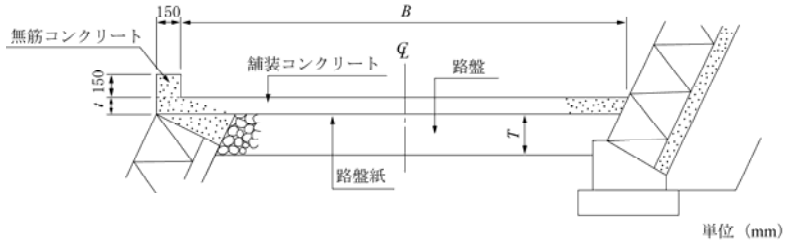



**図-8.8.12**　水兼農道標準構造図（コンクリートブロック積の場合）



**表-8.8.2**　舗装厚及び路盤厚の標準

| 区分　0型　（大型車なし） | | | I型（I-1、I-2 交通） | |
|---|---|---|---|---|
| 設計 CBR | 舗装コンクリート厚 $t$ (mm) | 路盤厚 $T$ (mm) | 舗装コンクリート厚 $t$ (mm) | 路盤厚 $T$ (mm) |
| 2 | 120 | 250 | 150 | 500 |
| 3 | 120 | 200 | 150 | 350 |
| 4 | 120 | 150 | 150 | 250 |
| 6 | 120 | 150 | 150 | 200 |
| 8 | 120 | 150 | 150 | 150 |
| 12 | 120 | 150 | 150 | 150 |
| 20 | 120 | 150 | 150 | 150 |

(5)附帯構造物

ア 待避所

水兼農道は、一車線道路を原則とするので、安全かつ円滑な通行を図るため、立地条件等を考慮して、必要に応じて待避所を設置する。

水兼農道における待避所の標準を、**図-8.8.13** に示す。

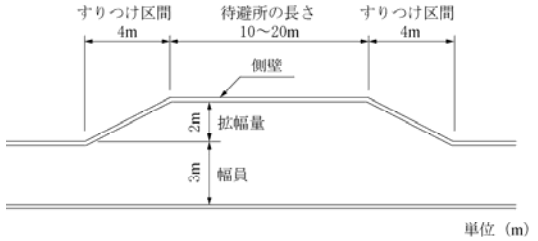



**図-8.8.13**　待避所の標準

イ 進入路

水兼農道は、排水の流入を考えて、路面高は一般にほ場面より低く計画されているが、路面より耕地面標高が低い箇所に進入路が設置される場合は、道路内の洪水がほ場へ逆流しないような構造に配慮しなければならない。また、進入路が洗掘されないように、コンクリート等で舗装をするのが望ましい。進入路の例を、**図-8.8.14** に示す。

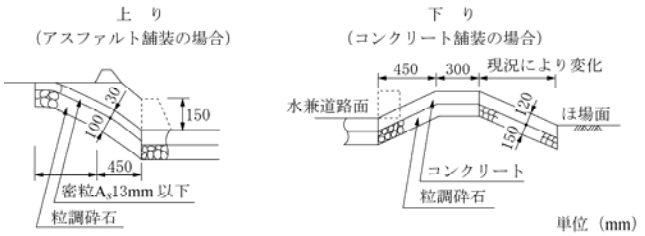



**図-8.8.14**　進入路の例

ｳ 交差点

水兼農道の交差点は、流水が円滑に合流する構造とし、必要に応じて側壁のかさ上げ、補助水路、隅切部の曲線挿入等を考慮する。

参考として、水兼農道交差点の概念図を、図-8.8.15 及び図-8.8.16 に示す。

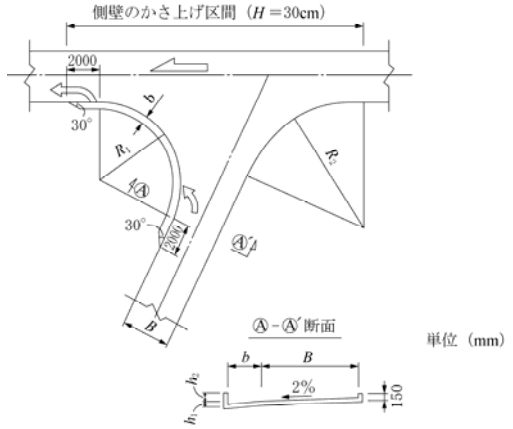



図-8.8.15　水兼農道と水兼農道の交差概念図

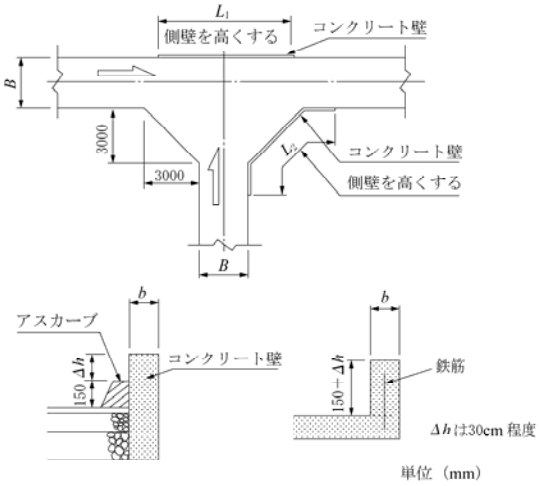



図-8.8.16　水兼農道と水兼農道の交差概念図



ｴ 排水処理

水兼農道が幹・支線道路と合流する箇所では、水兼農道内を流下した排水を完全に捕捉し、道路側溝等の排水路へ安全に排除しなければならない。また、縦断勾配の凹部や、道路外の排水が可能な場合では、現場条件を考慮して、適宜捕捉して排除する施設を設け、できるだけ排水の分散を図ることが望ましい。

幹・支線道路との合流点では、一般にグレーチング及び側水路によって捕捉する例が多い。

参考として、合流部及び途中の排水処理工の概念図を、図-8.8.17～図-8.8.20 に示す。

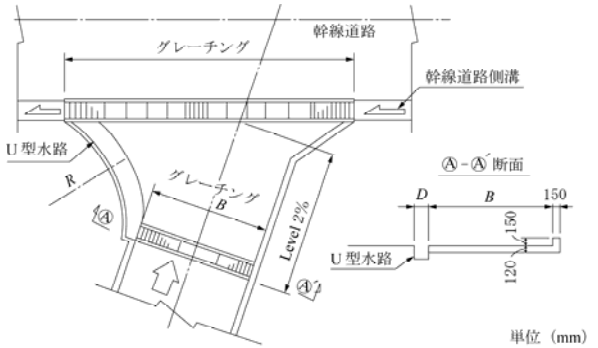



図-8.8.17　水兼農道の合流部概念図

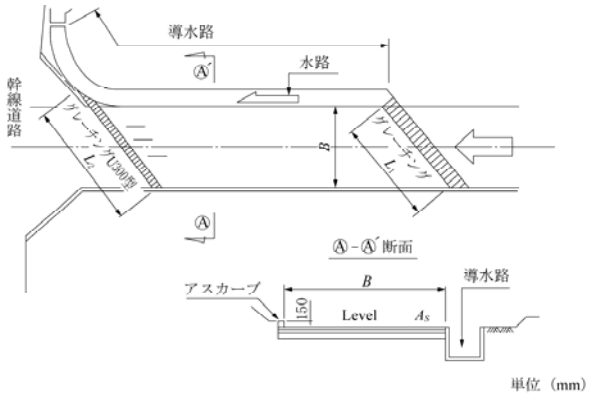



図-8.8.18　水兼農道の合流部概念図

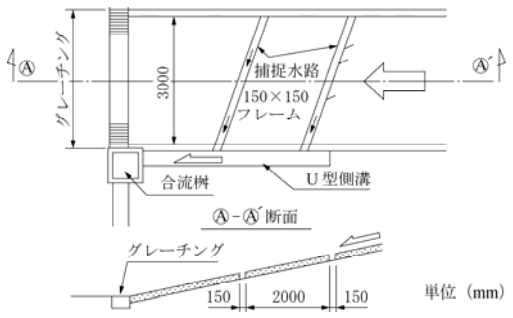



**図-8.8.19**　水兼農道の合流部概念図

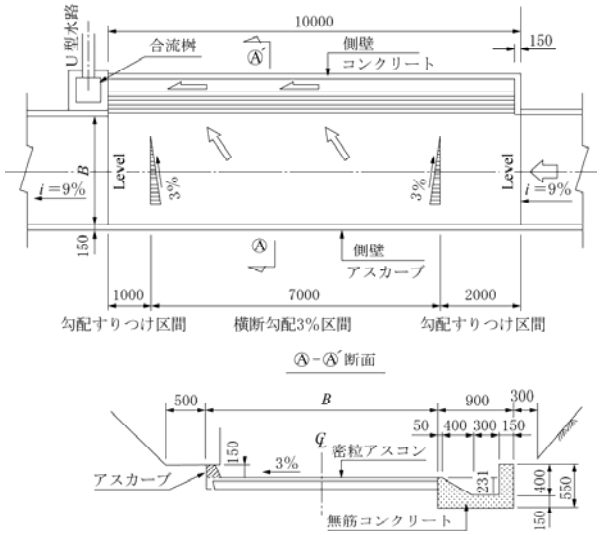



**図-8.8.20**　水兼農道の合流部概念図
（縦断勾配の途中に設置する例）



(6)水理計算

水兼農道は、排水路機能をもつ道路であり、その通水断面は、排水路と同様に水理計算によって決定する。

ｱ 計画排水量の規模

水兼農道の計画排水量の規模は、通常５～10年確率ピーク流出量を対象として計画する。

水兼農道が排水路及び集水路となる場合は10年確率ピーク流出量、承水路となる場合は５年確率ピーク流出量を基準排水量とする。ただし、シラス地帯では集水路、承水路ともに10年確率ピーク流出量とする。

ｲ 水理計算

(ｱ)適用公式

水兼農道の通水能力の検討は、**式**（8.8.3）に示すマニング公式によって計算する。

$$\left.\begin{aligned} Q &= A \cdot v \\ v &= \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（8.8.3）}$$

ここに、$Q$：通水量（$m^3/s$）
$A$：通水断面（$m^2$）
$I$：水兼農道縦断勾配
$v$：平均流速（m/s）
$n$：粗度係数

(ｲ)粗度係数

マニング公式の粗度係数は、**表-8.8.3**によるものとする。密粒度アスファルトでは、$n=0.014$、コンクリートでは、$n=0.015$が一般に使用されている。

**表-8.8.3**　粗度係数$n$値

| 水路の材料と状態 | 粗度係数 $n$ | | |
|---|---|---|---|
| | 最小値 | 標準値 | 最大値 |
| コンクリート（現場打ちフルーム、暗渠等） | 0.012 | 0.015 | 0.016 |
| 〃　（吹付け） | 0.016 | 0.019 | 0.023 |
| 〃　（既製フルーム、管等） | 0.012 | 0.014 | 0.016 |
| 〃　（鉄筋コンクリート管） | 0.011 | 0.013 | 0.014 |
| コンクリートブロック積 | 0.014 | 0.016 | 0.017 |
| セメント（モルタル） | 0.011 | 0.013 | 0.015 |
| アースライニング | | 0.025 | |
| アスファルト（滑面） | | 0.014 | |
| 〃　（粗面） | | 0.017 | |
| 石工（粗石練積） | 0.017 | 0.025 | 0.030 |
| 〃　（〃　空積） | 0.023 | 0.032 | 0.035 |

［参　考］

水兼農道では、すべり止めを目的として、コンクリート舗装面をホウキ目仕上げとすることが多いが、このときの粗度係数の値が明らかにされていない。

事例としては、$n=0.015$の採用例が多い。

## 8.9　環境との調和や景観に配慮した排水施設の留意事項

湿地を生息地とする両生類、魚類は、森林、湿原の乾燥化や河川の汚濁等が、生息条件に大きな影響を与える。このため、農道の建設に当たっては、湿原や湖沼、沢等を埋め立ててしまわないこと、及びその地域の水環境（水質、水量等）に悪影響を与えないことが必要である。特に重要なのは、農道の設置によって両生類の採餌場所と産卵場所が分断されないようにすることである。

なお、貴重種等が生息・生育している水田においても排水施設の集水範囲の変更による生息・生育環境への影響が考えられる場合は、同様の配慮を検討する。

また、山間部を通過する農道では、側溝に転落した両生類等の小動物（カエル、サンショウウオ、ネズミ等）がはい上がれず、側溝の中で死亡していることが多い。このため、側溝や桝の形態は、小動物がはい上がれるものを検討する。傾斜面は、図-8.9.1のとおり、小動物が脱出しやすいように角度は45°以下とし、また粗面とすることが望ましい。浸透性排水路・排水桝は、植生・地中生態の保全、地下水涵養の観点から有効な手法であるが、排水量や流末状況等の現場条件を考慮し、透水性能低下等の耐久性や経済性を検討した上で採用を検討する。

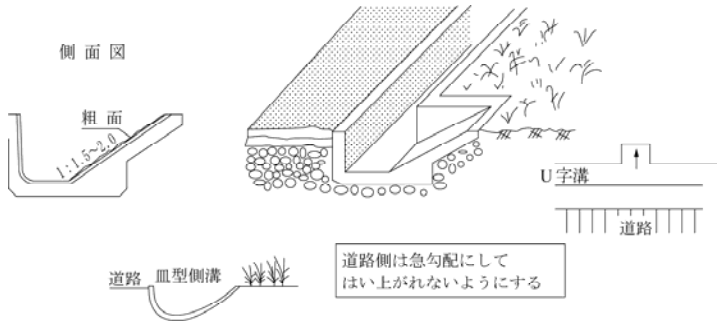



図-8.9.1　小動物に配慮した側溝の例（1）

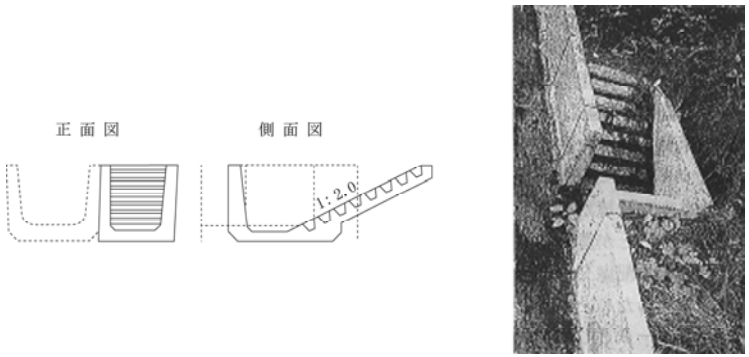



図-8.9.2　小動物に配慮した側溝の例（2）（沖縄県）



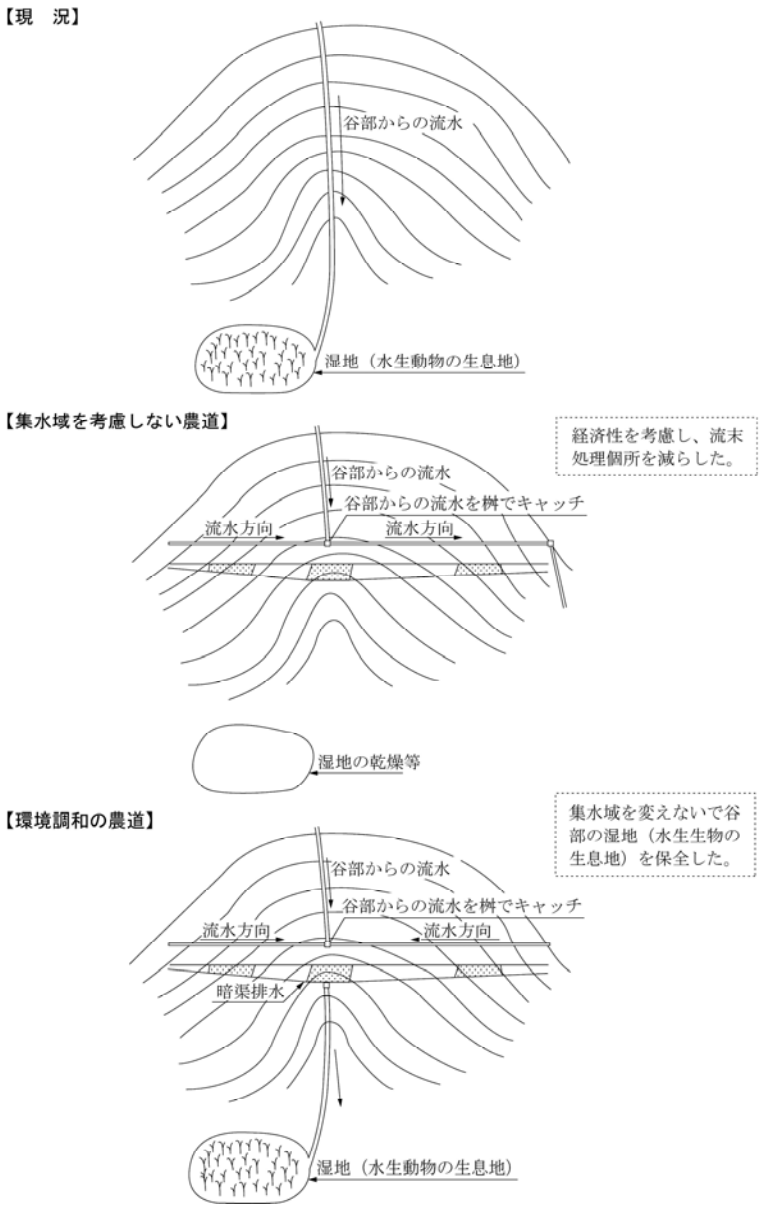


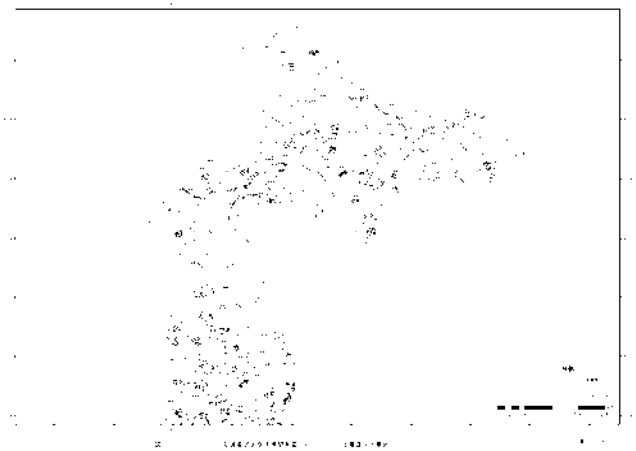

図-8.9.3　集水域を考慮した排水施設の例[4)]

**引用・参考文献**

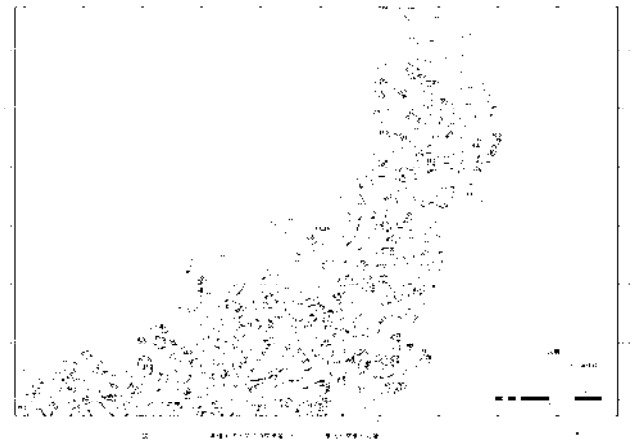

1）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・計画「農道」（令和６年３月）
2）（公社）日本道路協会：道路土工要綱（平成 21 年度版）（平成 21 年６月）
3）森北出版：応用水文統計学（昭和 45 年５月）
4）農林水産省農村振興局：環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の手引き（第２編）（平成 15 年３月）
5）（公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編（平成 29 年 11 月）
6）（公社）日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説（平成 15 年 11 月）
7）（公社）日本道路協会：道路土工－カルバート工指針（平成 21 年度版）（平成 22 年３月）
8）（公社）日本道路協会：道路土工－擁壁工指針（平成 24 年度版）（平成 24 年７月）
9）（公社）日本道路協会：道路土工－盛土工指針（平成 22 年度版）（平成 22 年４月）
10）（公社）日本道路協会：道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版）（平成 21 年６月）



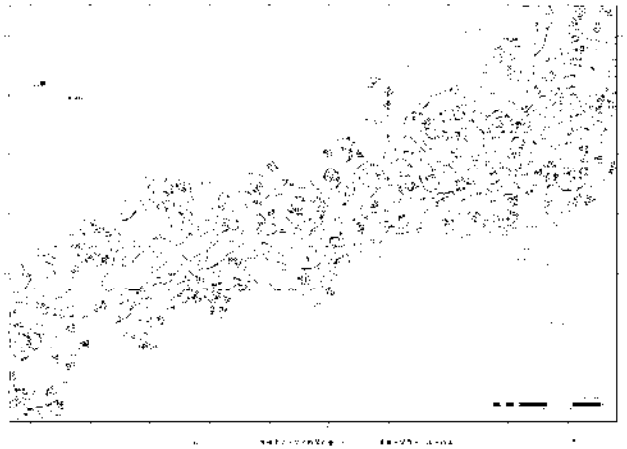

## 【資料-1】全国確率時間降雨強度　３年確率（$R_3$）図



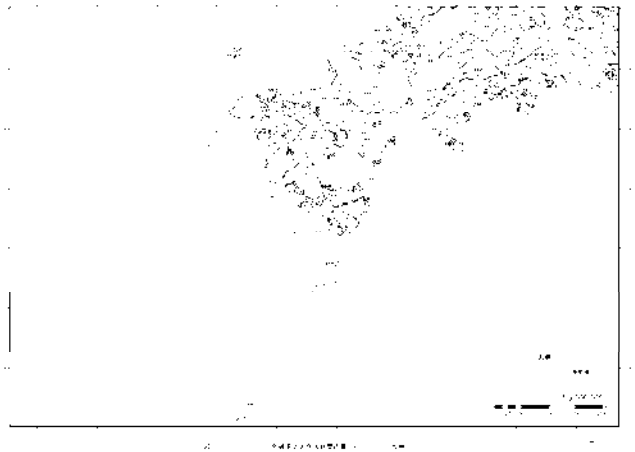
**資図-1.1**　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（北海道・北東北）
（３年確率 60 分間降雨強度）



**資図-1.2**　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（東北・関東・北陸）
（３年確率 60 分間降雨強度）

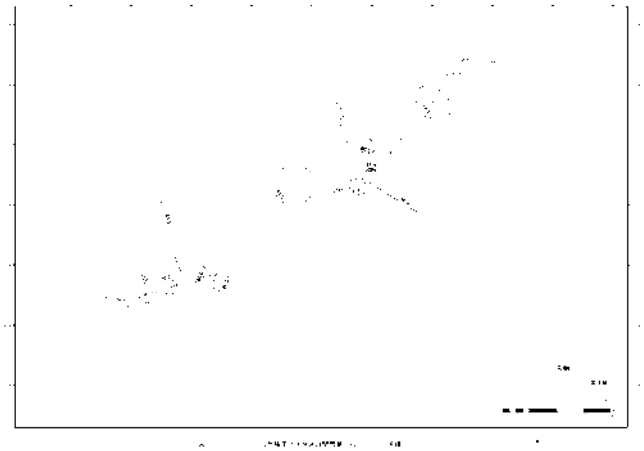


**資図-1.3**　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（東海・近畿・中国・四国）
（3年確率 60 分間降雨強度）



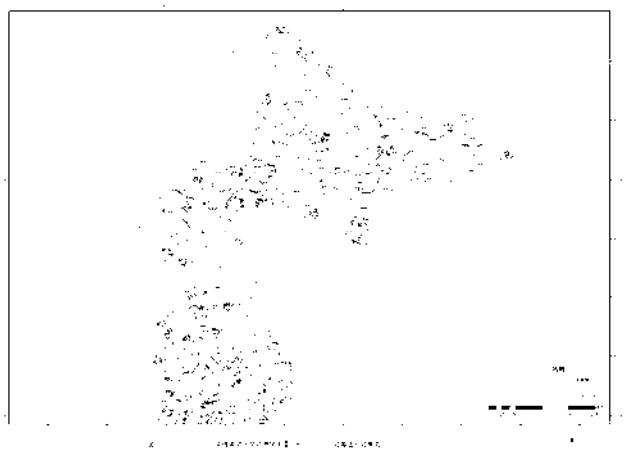
**資図-1.4**　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（九州）
（3年確率 60 分間降雨強度）



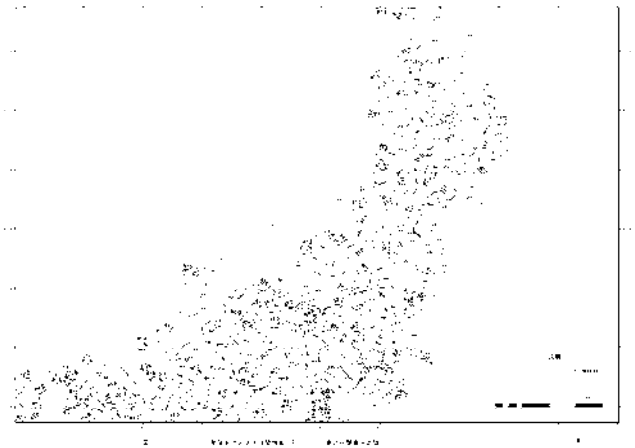


**資図-1.5**　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（沖縄）
（3年確率 60 分間降雨強度）

## 【資料-2】全国確率時間降雨強度　５年確率（$R_5$）図

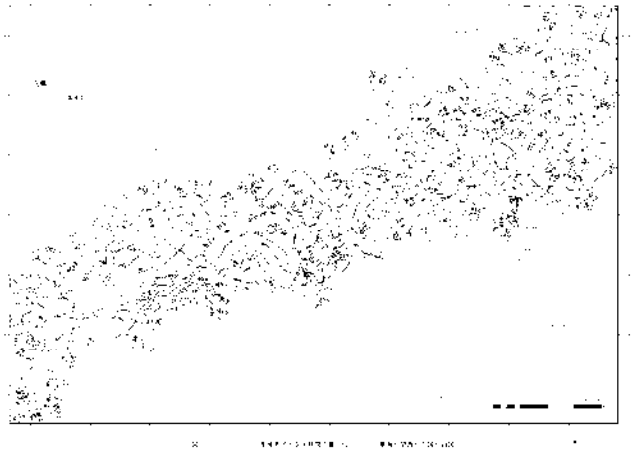


**資図-2.1**　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（北海道・北東北）
（５年確率 60 分間降雨強度）

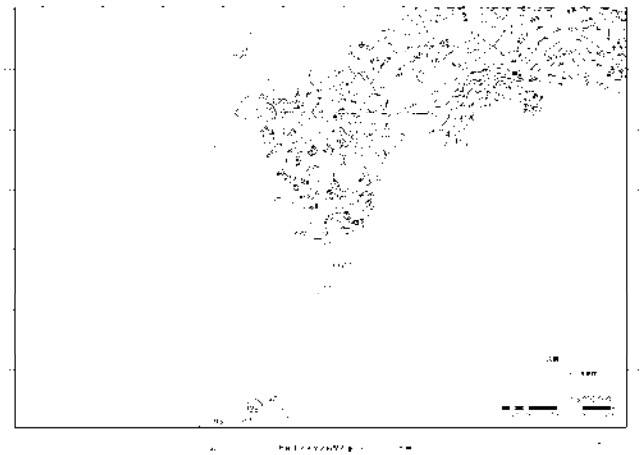


**資図-2.2**　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（東北・関東・北陸）
（５年確率 60 分間降雨強度）

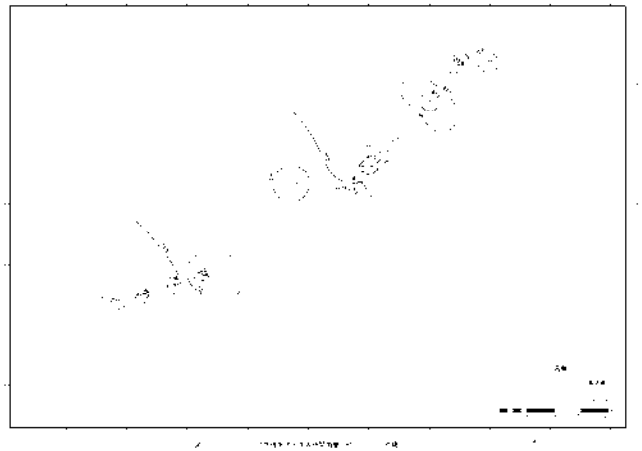




**資図-2.3**　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（東海・近畿・中国・四国）
（５年確率 60 分間降雨強度）



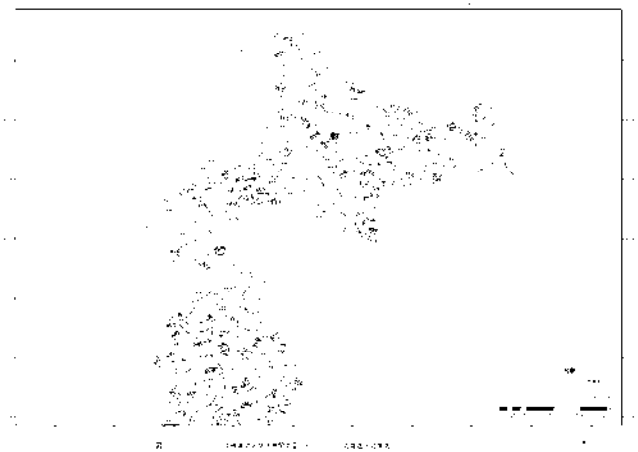
**資図-2.4**　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（九州）
（５年確率 60 分間降雨強度）



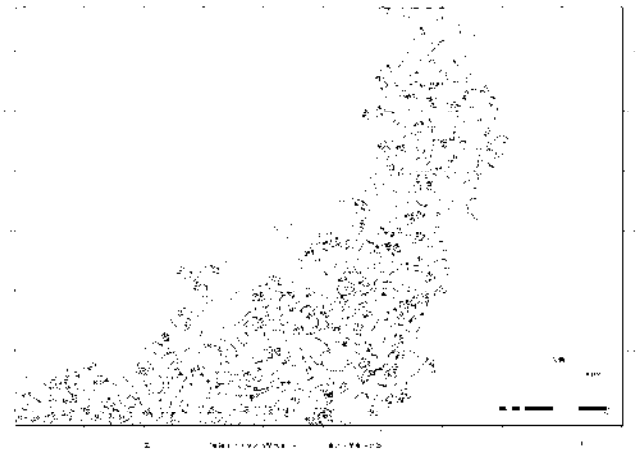
資図-2.5　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（沖縄）
（５年確率 60 分間降雨強度）



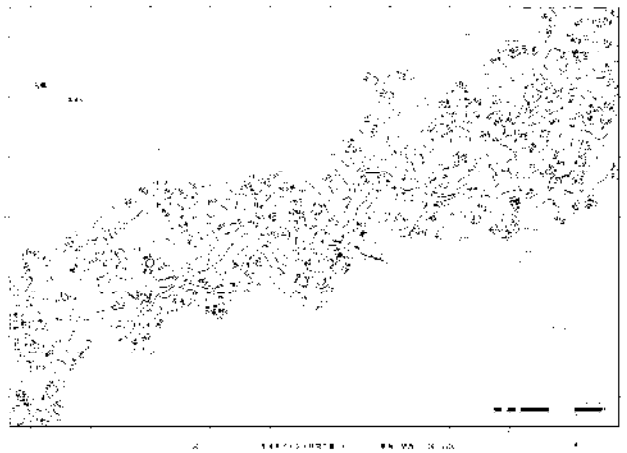
## 【資料-3】全国確率時間降雨強度　７年確率（$R_7$）図



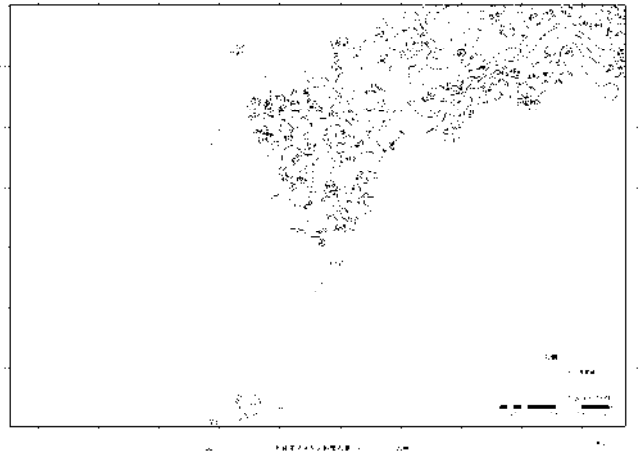
資図-3.1　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（北海道・北東北）
（７年確率 60 分間降雨強度）



資図-3.2　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（東北・関東・北陸）
（７年確率 60 分間降雨強度）

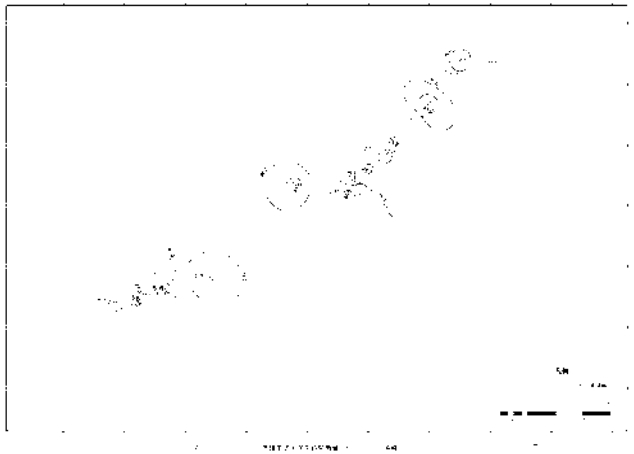


**資図-3.3**　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（東海・近畿・中国・四国）
（7年確率 60 分間降雨強度）



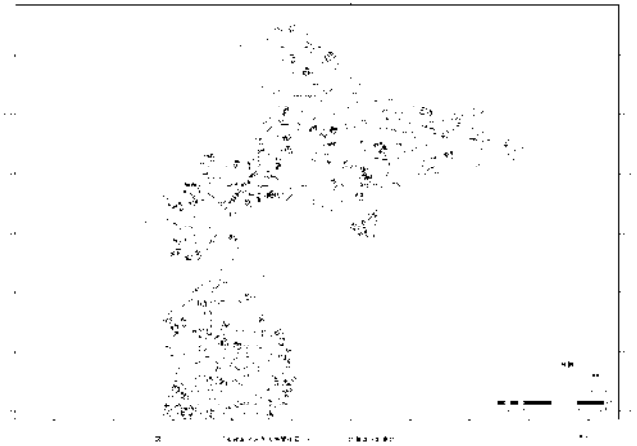
**資図-3.4**　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（九州）
（7年確率 60 分間降雨強度）



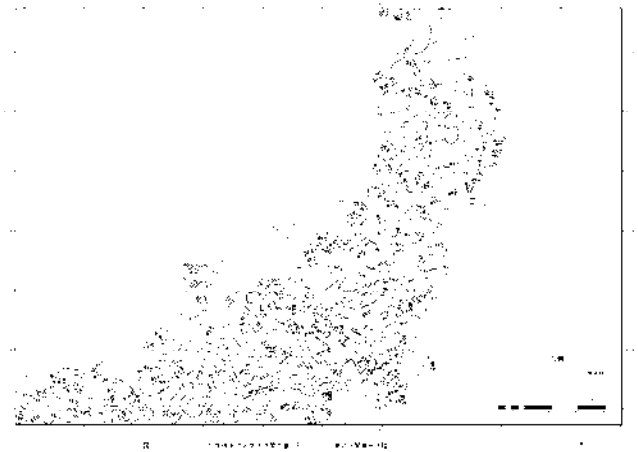


**資図-3.5**　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（沖縄）
（7年確率 60 分間降雨強度）

## 【資料-4】全国確率時間降雨強度　10 年確率（$R_{10}$）図

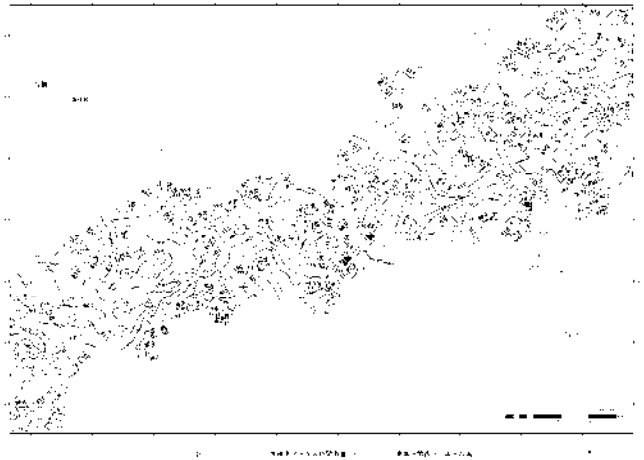


資図-4.1　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（北海道・北東北）
（10 年確率 60 分間降雨強度）

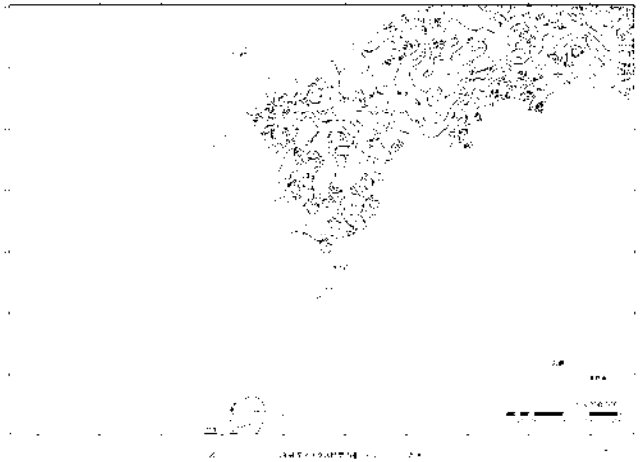


資図-4.2　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（東北・関東・北陸）
（10 年確率 60 分間降雨強度）

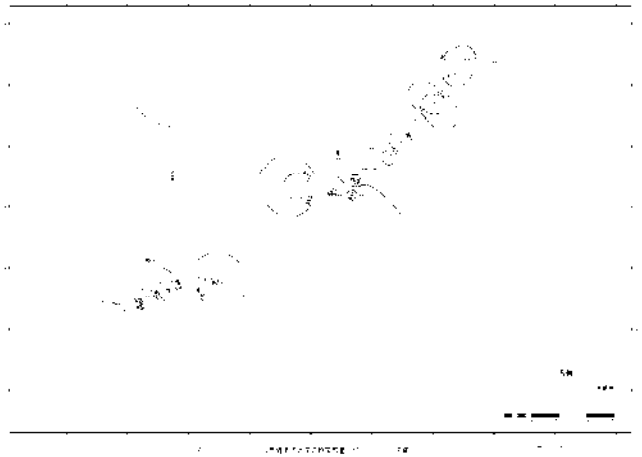




資図-4.3　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（東海・近畿・中国・四国）
（10 年確率 60 分間降雨強度）



資図-4.4　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（九州）
（10 年確率 60 分間降雨強度）



資図-4.5　全国確率時間降雨強度（$R_n$）図（沖縄）
（10 年確率 60 分間降雨強度）



# 第 9 章　主要構造物の設計

関連条項〔基準 15、運用 15-1～15-2〕

## 9.1　橋　梁

### 9.1.1　基本設計

(1)一般事項

農道橋は、農村地域において農業生産の近代化及び農産物流通の合理化、並びに農村の社会経済活動の基盤を担う農道の主要構造物で十分な強度と剛性をもち、かつ経済性に優れた構造物としなければならない。さらに、経済性の検討の際には、ライフサイクルコストを考慮することを原則とする。

橋梁設計においては、橋梁が河川を跨ぐ場合「河川管理施設等構造令」に基づき、河川管理者と協議を行い設計する必要がある。また、土地改良事業計画設計基準・計画「農道」のほか、「道路橋示方書」等を参考にして設計しなければならない。

① 構造物の使用目的を満たすこと。
② 安全、確実、かつ経済的に建設されること。
③ 維持補修が容易なこと。
④ 十分な耐久性を有すること。
⑤ 外観が周囲の景観に適合すること。
⑥ 必要に応じて十分な耐震性能を有すること。

また、設計諸元、図面、設計・施工上の技術的課題及び留意事項等の一連の情報を分かりやすく記録・整理して、施設管理者等へ確実に引き継ぐことが重要である。

(2)橋梁の構成と名称

橋梁の構造は、自動車や歩行者等の荷重を直接支持する上部構造と、その上部構造を支える下部構造に大別される。

上部構造には、床版、床組、主桁、横構、支承、その他附属設備（高欄、伸縮装置、防護柵、照明設備等）が含まれる。

下部構造は橋台、橋脚を総称したもので、ともに上部構造を支持するものである。なお、橋台、橋脚の下にあって地盤に接して荷重を支える部分を基礎と称している。

橋梁の構成と名称を模式図的に示すと、図-9.1.1 のとおりである。

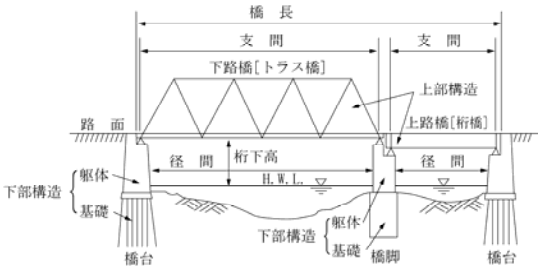



図-9.1.1　橋梁の構成と名称

(3) 位置の選定

農道橋の位置は、前後の路線との調和がとれ、河川等の被横断物への支障が少なく、かつ安全で経済的に架橋できる地点を選定する。

河川を横断する場合の位置は、河川の分岐点、合流点、屈曲部等を避けることが望ましい。

また、橋梁の構造、施工性からは、河道や河床が安定している箇所、直線部で改修済みの区間、地質が良好で水深の浅い箇所、川幅が比較的狭い箇所が望ましい。

道路、鉄道、谷等を横断する場合は、被横断物の利用、構造に支障のない位置を選定する。

しかし、農道の路線線形、工事費、河川管理上の制約条件等によって、その位置選定が左右される場合が多いので、十分検討しなければならない。

(4) 平面線形

橋梁は直橋とするのが構造、施工、河川管理等の上で望ましい。しかし、前後の農道の線形の連続性から斜橋とすることもやむを得ないこともあるが、この場合でもなるべく直角に近い角度とする。斜角が僅かならば、下部構造を工夫して橋桁の支承線を橋軸に直角とし直橋とし得る場合もある。斜角は 60° 以上とし、それ以下にしようとする場合には、特別な検討を必要とする。

曲線橋は、橋梁の構造、経済性の点で斜橋より更に不利であり、特別な場合を除いて採用しないものとする。やむを得ず農道の曲線部に入るときも直線桁を用い、床版のはね出しで処理できるような曲線半径とすることが望ましい。

(5) 縦断線形

縦断線形は、架橋地点の条件から定まる橋面高に合わせるとともに縦断線形の連続性を考慮し、その前後の取付け道路の縦断勾配と調和のとれた計画とする。

平地部では、河川を横断する橋梁の場合、桁下高は一般に河川の計画高水位に桁下余裕高を加えた値以上とすることが必要である。また、道路、鉄道等を横断する橋梁の場合は、被横断物の建築限界を確保した上に、主桁の全高（舗装面までを含む。）を加えた橋面高が、農道の縦断線形のコントロールポイントになることが多く、その場合は橋梁の中央部を頂点とする凸形の縦断曲線（勾配 1/100～1/200）を設定する。この場合、建築限界のほかに工事、補修、除雪、舗装のオーバーレイ等に対する余裕について十分検討しておく必要がある。

山岳部等の谷を横断する場合等、農道の縦断線形が凹形となるときは、橋梁全体の線形も農道に合わせて凹形にするのがよい。しかし、主桁自体に凹曲線をつけることは好ましくないので、路面の曲線は舗装で処理するのがよい。

片勾配区間では、農道の勾配に合わせて橋を架けることを原則とするが、その勾配は６～７％以下とする。

(6) 幅員構成

橋梁の幅員構成は、車道及び必要に応じて設けられる歩道、自転車道等の要素からなる。これらの幅員は、前後の道路幅員と同一とすることを原則とするが、農道の特殊性から、農業機械の通行、農作業等の利用に支障のないような計画としなければならない。

また、通勤、通学、日常生活にも利用されるので、歩行者、自転車の通行が多い場合は、特にこれらに対する安全性も考慮し、必要に応じて歩道、自転車道を設ける。

(7) 橋長及び径間長

河川に架けられる場合の橋長は、高水時の流水に障害がなく、また流水によって橋台が被害を



受けないように定める。径間長は河川管理上支障がなく、橋全体が最も経済的になるよう適切に定める。

道路や鉄道を横断する場合は、それらの建築限界を確保する橋下空間が得られるよう橋長及び径間長を定める。

ア 橋長

河川に架ける場合の橋長は、川幅によって定まるが、河川管理者と協議して、河川改修計画の有無についてはもちろん、将来の河川敷内計画等とも整合するように橋長を決定しなければならない。

イ 径間長

河川を横断する橋梁の場合、径間長は、洪水が流下する方向と直角の方向の距離で表し、河川管理の上から一定限の径間長とすることが必要である。その具体的な算出方法については、河川管理施設等構造令に規定されている。

道路、鉄道、谷等を横断する橋梁の場合、被横断物の建築限界や横断部の土地利用等を考慮して径間割りを行う。この場合、被横断物の増設拡幅計画があれば、これについても考慮しておかなければならない。また、橋台、橋脚及びこれらの基礎工が、道路、鉄道等の利用、構造に支障がなく、施工に当たっても安全かつ経済的にできるよう径間割りをすることが必要である。

(8) 計画高の決定

橋梁計画高は、河川の計画高水位に計画高水流量と対応した桁下余裕高を加えた標高以上とする。

ア 計画高水位

(ア) 計画高水流量が定められている場合

工事実施基本計画に従って計画高水流量が定められている場合又は定められることが明らかな場合はこれによる。

(イ) その他の場合

計画高水流量が定められていない場合は、各占用管理者が定める基準等を基に設定すること。

(9) 構造

ア 上部構造

上部構造の形式は、支間長に応じ、さらに現場立地条件により経済性、構造特性、施工性、維持管理等を検討し、環境との調和や美観をも考慮して選定する。

上部構造は、必要とされる橋長、径間長等の条件、地形、周囲の環境等を考慮し、支間長及び下部構造等との関係で、それぞれの特徴が生かされるような形式を選定する必要がある。

また、農村の社会生活環境の改善等のため、将来、上下水道管、ケーブル管等を橋梁に添架する必要のある場合もあるので、これらに対して十分調整しておくことが大切である。

イ 下部構造

下部構造の形式は、上部構造の形式、荷重、地形、河川状況、基礎地盤、施工条件等を考慮し、河川管理等に支障がなく、かつ、安全で経済的な形式を選定する。

下部構造すなわち橋台、橋脚及び基礎工の形式は、上部構造の形式、幅員、支間長、荷重等を考慮し、地形、河川状況、被横断物、基礎地盤等をよく調査して、その地点に最も適し、構

造的に安全でかつ経済的な形式としなければならない。架橋地点の立地条件によっては、下部構造の条件によって、上部構造の支間割りや支間長が制約されることもある。特に河川状況については、橋台や橋脚の設置によって流水への障害や洗掘、侵食等が生じないようにすることが河川管理上及び下部構造自体の安定上からも必要である。道路、鉄道等を横断する場合については、これらの利用に支障のないようにしなければならない。また、基礎地盤の状態は、下部構造の基礎形式や根入れ深さを決める上で極めて重要であり、地質資料調査、既存構造物の調査、地表及び露頭調査、さらに必要に応じ物理探査、ボーリング、貫入試験等を行い、その地盤の構成や支持力、洪水時の河床の移動範囲、被横断物の基礎構造等について十分な調査検討を行うことが必要である。

(ｱ) 橋台

橋台は、架橋地点の地形、地質状況等を考慮し、河川管理等に支障のない位置を選び、上部構造からの荷重とともに、背面からの土圧等の橋台自体に作用する荷重に対しても安全に支持できる形式とする。

また、橋台は上部構造を支えるとともに取付け道路の土留めの役割を果たす。したがって、背面からの土圧を躯体が安全に支えるとともに、背面盛土の保護のため翼壁又はそで擁壁を設けることが多い。

橋台の形式は、**表-9.1.1** を標準とする。

**表-9.1.1　形式別橋台高**

| 形　式 | 橋　台　高　(m)　5 | 10 | 15 |
|---|---|---|---|
| 重　力　式 | 3 ― 5 | | |
| 半　重　力　式 | ― 5 | | |
| 逆　T　式 | 5 ― | ― | ―15 |
| 控　え　壁　式 | | | 12 ―15 |

a 位置

橋台は、橋全体の配置、取付け道路との関係を考慮し、河川管理、被横断物の利用等に支障のないような位置を選ぶ。

橋台を河川堤防に設ける場合、川幅が 50m 未満の場合は橋台の前面が堤防の表法肩から前へ出ないようにし、川幅が 50m 以上の場合は計画高水位と堤防法面の交点より前へ出さないようにする。また、橋台の表側の面は、堤防の構造に著しい支障を及ぼさないために必要な措置を講ずる以外は、堤防法線と平行に設けなければならない。また、橋台の底面は堤防の地盤に定着させなければならない。

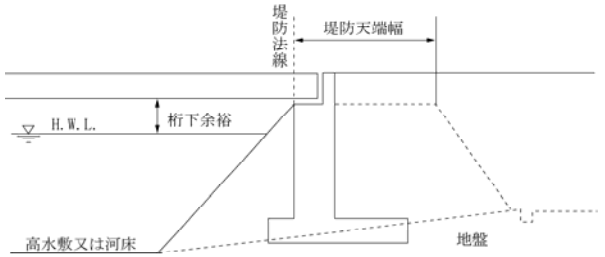


b 形状

橋台の根入れ深さは、**図-9.1.2 及び図-9.1.3** による。堤防天端幅は**表-9.1.2** による。

(a) 土砂の場合

〔堤防の場合〕

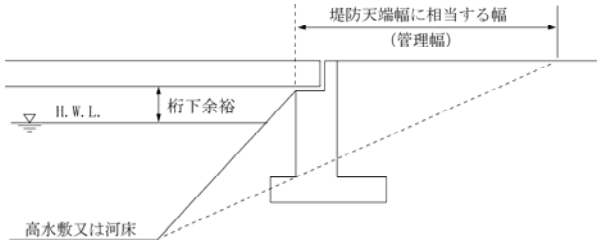



橋台の底版下面は、堤防の地盤高より下方に設定する。

参考：河川管理施設等構造令　第 61 条

**図-9.1.2　橋台の根入れ深さ(1)**

〔掘込河道の場合〕




橋台の底版下面は、堤防天端幅に相当する幅と河床とを結んだ線より下方に設定する。

参考：河川管理施設等構造令　第 61 条

**図-9.1.3　橋台の根入れ深さ(2)**

**表-9.1.2　堤防天端幅**

| 計画高水流量 ($m^3/s$) | | 堤防天端幅 (m) |
|---|---|---|
| | 500未満 | 3 |
| 500以上 | 2,000未満 | 4 |
| 2,000以上 | 5,000未満 | 5 |
| 5,000以上 | 10,000未満 | 6 |
| 10,000以上 | | 7 |

### 9.1.2　橋梁計画における景観上の留意事項

橋梁は、分断される二つの地区を結ぶ重要な構造物であり、地域の新たな骨格を形成する要素となり、その景観は、橋梁周辺の地域状況によっては、農村地域の有効な地域資源として活用される場合もある。ここでは、そのような地点で計画される橋梁における景観上の配慮事項を示すが、実際の計画に当たっては、橋梁本来の機能にも配慮して整備を行うことが必要である。

(1) 橋梁と周辺環境との関わり

ｱ 橋梁の位置付け（橋のテーマ設定）

橋梁の景観を考える場合には、路線全体の中での位置付けを考慮することが必要である。特に、1 路線に複数の橋梁がある場合には、路線としての統一性や個々の地点の景観等を踏まえ橋梁のデザインを検討することが必要である。

また、橋梁前後の路線において環境に配慮した整備を行っている場合には、これを踏まえたデザインを検討することも必要である。

ｲ 橋梁からの眺望

橋梁は、見通しのよい場所に位置することが多く、加えて橋梁の上は障害物がなく見晴らしに優れるため、橋面空間は周辺景観を楽しむ空間として利用することが考えられる。したがって、橋梁周辺の景観を調査しておくことが必要である。

ｳ 橋梁のデザインに影響を及ぼす地域特性

神社の参道、学校の通学路等、特定の目的の交通が多い場所では、入口としての性格も帯びてくる。特に古くからある橋梁や地域の伝統的な橋梁等が付近にある場合には、その素材やデザインを参考にすることが必要である。

このような独自性を反映させることは、農道の魅力を高めることにつながることから、橋梁周辺の自然環境要素、社会環境要素、歴史・文化環境要素を踏まえた計画とすることが必要である。

ｴ 橋詰とその周辺の景観

橋詰の景観を整備することは、橋の魅力を膨らませ、道の快適性を高め、より豊かな環境にすることにつながる。さらに、橋梁の計画を進める上では、橋と地域の関わりを確認、橋詰を含めた構造物周辺の景観整備の検討も必要である。

ｵ 橋梁と河川

橋梁下の河原がレクリエーションの場として利用されている場合には、河原から仰いだ橋の景観に留意することが必要である。

(2) 橋梁の景観

ｱ 橋梁の形態

橋のデザインは、見る位置により見え方が変わる。周辺環境との調和に配慮して、優れた景観を演出できる橋をデザインすることが重要である。

ｲ 橋梁の色彩

橋梁の色彩には、材料自体の色を生かす場合と材料の表面に塗装を行う場合がある。橋梁の色彩を考える場合、橋梁自体の色と背景の色との調和が重要である。背景となる環境には、様々な色が含まれていることから、その中で支配的な色（基調色）を選び出して、その色と橋梁の色の調和を検討することが望ましい。

背景の色との調和については、「強調」「融合」「中立」の三つの方法があり、橋の役割等を踏まえて検討することが重要である。

(ｱ) 強調

背景の基調色の対比の配色により、橋を目立たせ力強さを表す。

(ｲ) 融合

背景の色と類似、同等の配色により、橋を周囲に溶け込ませ目立たなくさせる。

(ｳ) 中立

低彩度の色を用いた配色で、背景の色を引き立たせる中立的な配色を行い、橋に気品を与える。

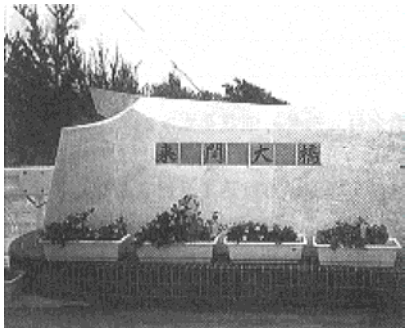
(3) 橋上の利用

高欄や照明等の人の目につきやすい附属物は、景観の演出には効果的な要素である。橋の位置付け、役割から、橋梁の整備テーマを導き計画的な意匠計画が必要である。ただし、橋梁本体の構造が魅力となるような橋梁では、親柱や高欄等が余り強調されないよう配慮する。

ｱ 親柱

親柱は、橋を象徴するものとして、地域のイメージを反映させた伝統的なデザイン、記念碑型のもの、造形作品を載せたもの等広く活用されている。

親柱のデザインは、橋本体とのバランスを考え、設定したデザイン基調に準じて意匠を検討する必要がある。




橋ができる以前、島民はサバニ（くり舟）で行き来していたことから、橋全体でサバニをイメージするために、サバニの先端部を親柱で表現した。また、表面は、島特産のトラバーチン（琉球石灰岩）で加工した。

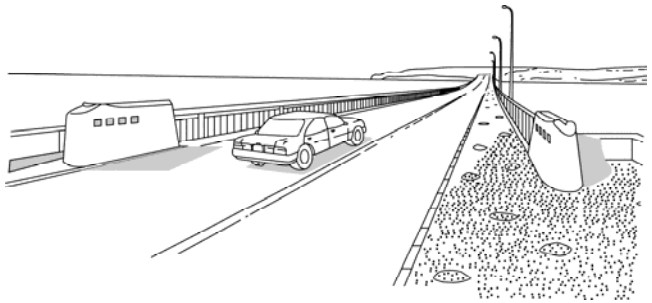


図-9.1.4　親柱のデザインの例（沖縄県下地町）

イ 高欄

高欄は、橋梁のイメージを演出するのに役立つ。しかし、この場合も橋梁本体への荷重の影響、また事故防止等の安全性の検討はもとより、歩行者が寄りかかる、つかまるといった物理的な心地よさ、耐久性、汚れにくさを検討し、その上で様々なデザインを検討する。金属系、樹脂系の材料の使用については、気象条件等から耐久性に特に配慮する。

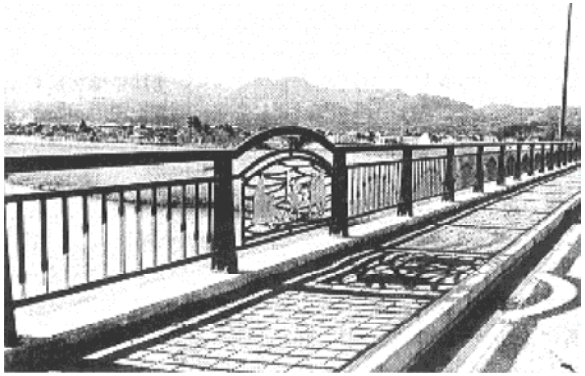


図-9.1.5　高欄のデザインの例（熊本県宇土北部地区）

ウ 歩道

橋梁における歩行者スペースは、車両交通との明確な分離が望ましい。このため、歩車道境界に柵を設けることが多いが、橋梁本体の構造により圧迫感のある場合は、一般的に歩車道境界ブロックによる段差で分離する場合が多い。また、快適な歩行空間を整備するため歩道の舗装に凝ったものが使われることもある。タイルはさまざまなものが揃っており、デザイン基調に準じて使用材、色彩等を検討する。また、石材にも表現力の豊かな国産、外国産の薄手のものが増え使用が可能である。ただし、安全な歩行空間の確保が前提であるから、タイルや石材もすべりにくいものを選定する必要がある。



高欄に地場産業として名高い「うちわ」や市章をかたどり、高欄とデザインを合わせた舗装を行っている。

図-9.1.6　歩道舗装のデザインの例（香川県丸亀市）



エ 照明

照明は橋梁の景観を演出する有効な要素である。修景型の街路照明、内照式親柱、内照式高欄、内照式車止め、橋梁本体のライトアップ等、手法は様々である。

しかし、農道では、夜間の利用が少ないことや維持管理を要することから、照明を設置する場合には、その必要性を十分に検討することが重要である。

オ その他

橋上のデザインとして、バルコニーや彫刻等を設置する場合がある。

また、維持管理を考慮して高欄に照明を配置する事例も近年多くなっている。

## 9.1.3　設計条件

(1)適用範囲

本節（9.1.3）以降は、以下に定義する小規模農道橋に適用するものとする。小規模農道橋は、耐震設計手法等、幾つかの詳細検討においては、重要度や経済性等から現況に見合った安全性と機能性を保有しておればよい。したがって、必ずしも道路橋示方書に準拠する必要はない。これは小規模農道橋に、一般道路橋と同じ重要度・社会的影響度から決定される耐震性能や機能を保持させることは費用対効果の面から極めて不合理なためである。また、従来、設計自動車荷重245kNとして設計していた農道であっても、大型車の交通がほとんどない場合においては、地域住民等の意向を踏まえた上で、通行上の安全性を確保することを前提に大型車の通行を規制する標識の設置や進入防止ブロック等を設置することにより小規模農道橋として設計することができるものとする。ただし、それ以外の農道橋の設計に当たっては、「道路橋示方書」等の橋梁関連技術書によらなければならない。

**〈小規模農道橋の定義〉**

①～④の全てに該当する農道橋を、小規模農道橋とする。

① 道路構造令に準拠しない“ほ場内農道”のうち、支線農道・耕作道においてほ場内の用排水路等に架かる農道橋で、万一地震による被害を被ったとしても、地域社会や上下流流域に大きな影響を及ぼすおそれがなく、速やかな撤去又は復旧が可能なもの

② 単径間、単純支間長24m以下及び橋台高６m程度以下のもの

③ 設計自動車荷重196kN以下、１車線及び車道幅員5.5m未満のもので、想定荷重を超える車両の通行規制標識や進入防止ブロック等を設置するもの

④ 農道橋は上部工と下部工が支承又は剛結により接続する施設であり、上部工は本節(3)(7)、「9.1.4(2)」に準拠して設計を行うものである。橋台等に床版のみを載せて渡せるようにしている施設は対象外である。

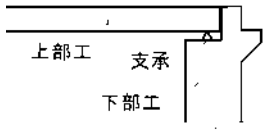



図-9.1.7　概要図
（支承による上部工と下部工との接続）

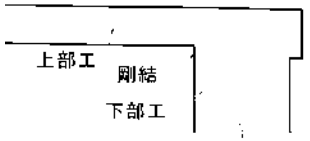



図-9.1.8　概要図
（剛結による上部工と下部工との接続）

(2)設計方法

基準書においては、橋梁上・下部工の部材設計は、「原則として限界状態設計法を適用して行うこととするが、これにより難い場合は、許容応力度法を適用して行うことも妨げないこととする。」としている。

ｱ 限界状態設計法・部分係数法

限界状態設計法及び部分係数法は平成 29 年版道路橋示方書から導入された設計法である。橋の耐荷性能の照査を体系的かつ合理的に行えるように、橋の限界状態、上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態、部材の限界状態が体系的に規定されており、構造物に求められる各々の限界状態の規定に対して、これを満足するよう設計する。なお、限界状態設計法・部分係数法の諸数値は道路橋示方書の規定によるものとする。

ｲ 許容応力度法

上部工及び下部工の部材設計に当たり、部分安全係数の選定に必要な現地データが十分入手できない等、限界状態設計法の適用が難しい場合には、許容応力度法によるものとする。

ｳ 小規模農道橋の重要度区分

小規模農道橋の重要度区分は**表-9.1.3** による。

**表-9.1.3　小規模農道橋（鉄筋コンクリート）の重要度区分**

| 重要度区分 | 内　　容 |
|---|---|
| B 種 | 小規模農道橋 |

ｴ 保持すべき耐震性能

小規模農道橋の耐震性能は、次のとおりである。

(ｱ)健全性を損なわない

地震によって施設としての健全性を損なわない性能

小規模農道橋は、レベル 1 地震動と施設の重要度の組合せに対して、次の耐震性能を保持することを基本とする。

a　レベル 1 地震動に対しては、重要度区分 B 種の施設について「健全性を損なわない」性能を保持する。

ｵ 地震動と重要度の組合せに対して目標とすべき耐震性能の水準

小規模農道橋の重要度区分及び地震動レベルと耐震性能の水準は**表-9.1.4** による。

**表-9.1.4　小規模農道橋の重要度区分及び地震動レベルと耐震性能**

| 重要度区分＼地震動レベル | | レベル 1 地震動 | レベル 2 地震動 |
|---|---|---|---|
| B 種 | 耐震性能 | 健全性を損なわない | 耐震性能を設定しない |
| | 耐震設計の実施の有無 | 耐震設計を行う | 耐震設計を行わない |

(3)荷重

ｱ 荷重の種類

橋梁を設計する場合に考えなければならない荷重の種類は、次のとおりである。ただし、これらの荷重全てが同時に作用すると考える必要はなく、架橋地点の諸条件や構造等を考慮して荷重の種類及びこれらの組合せを適宜選定すればよい。



設計に用いる荷重は、作用の仕方、載荷頻度、橋に与える影響等の観点から、主荷重、従荷重、特殊荷重の三つに区分される。

(ｱ)主荷重

橋の主要構造部を設計する場合において常に作用すると考えなければならない荷重である。

① 死荷重（D）　② 活荷重（L）　③ 衝撃の影響（I）　④ 土圧（E）

⑤ 水圧（HP）　⑥ 浮力又は揚圧力（U）　⑦ その他

その他の荷重にはコンクリートのクリープの影響や乾燥収縮の影響等があるが、影響が明らかな場合は別途考慮する。

(ｲ)従荷重

必ずしも常時、又はしばしば作用するとは限らないが、主荷重と組み合わせて考慮しなければならない荷重である。

① 地震の影響（EQ）　② その他

その他の荷重には風荷重及び温度変化の影響があるが、影響が明らかな場合は別途考慮する。

(ｳ)特殊荷重

橋種、構造形式、架橋地点の状況等によっては特に考慮しなければならない荷重で、この中には主荷重に属するものと従荷重に属するものとがある。

① 雪荷重（SW）（主荷重に相当）　② その他（従荷重に相当）

その他の荷重には施工時荷重及び制動荷重等があるが、本技術書で対象とする橋梁では、それらが及ぼす影響は少ないことから考慮しないものとした。

作用特性の分類の参考として、考慮すべき荷重について本技術書と平成 29 年版道路橋示方書との対比を**表-9.1.5** に示す。また、**表-9.1.6** に道路橋示方書における各作用の区分の観点について示す。

**表-9.1.5　作用特性の分類**

| 荷重 | 記号 | 本技術書 | | | | 平成 29 年版道路橋示方書 | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 主荷重 | 従荷重 | 特殊荷重 | 備考 | 永続作用 | 変動作用 | 偶発作用 |
| 死荷重 | D | ● | | | | ○ | | |
| 活荷重 | L | ● | | | | | ○ | |
| 衝撃の影響 | I | ● | | | | | ○ | |
| プレストレス力 | PS | その他 | | | | ○ | | |
| コンクリートのクリープの影響 | CR | その他 | | | | ○ | | |
| コンクリートの乾燥収縮の影響 | SH | その他 | | | | ○ | | |
| 土圧 | E | ● | | | | ○ | ○ | |
| 水圧 | HP | ● | | | | (○)※ | ○ | |
| 浮力又は揚圧力 | U | ● | | | | (○)※ | ○ | |
| 温度変化の影響 | TH | | その他 | | | | ○ | |
| 温度差の影響 | TF | | その他 | | | | ○ | |
| 雪加重 | SW | | | ● | 主荷重に相当 | | ○ | |
| 地盤変動の影響 | GD | | | | 考慮しない | ○ | | |
| 支点移動の影響 | SD | | | | 考慮しない | ○ | | |
| 遠心加重 | CF | | | | 考慮しない | | ○ | |
| 制動加重 | BK | | | 考慮しない | | | ○ | |
| 橋桁に作用する風荷重 | WS | | その他 | | | | ○ | |
| 活荷重に対する風荷重 | WL | | その他 | | | | ○ | |
| 波圧 | WP | | | | 考慮しない | | ○ | |
| 地震の影響 | EQ | | ● | | | | ○ | ○ |
| 衝突荷重 | CO | | その他 | | ガードレール等 | | | ○ |
| その他 | | | | | | | | |

○　：平成 29 年版道路橋示方書において、永続作用、変動作用、偶発作用のそれぞれに対して考慮すべき荷重
（※設計共用期間中の水位の変動幅や橋への荷重効果としての変動幅によっては、永続作用として扱うこともあり得る。）
●　：①荷重の種類において具体的に列挙されている荷重
その他：①荷重の種類において「その他」に含まれる荷重

**表-9.1.6　作用の区分の観点** [3)]

| 作用の区分 | 作用の頻度や特性 | 例 |
|---|---|---|
| 永続作用 | 常時又は高い頻度で生じ、時間的変動がある場合にもその変動幅は平均値に比較し小さい。 | 構造物の自重、プレストレス、環境作用等 |
| 変動作用 | しばしば発生し、その大きさの変動が平均値に比べて無視できず、かつ変化が偏りを有していない。 | 自動車、風、温度変化、雪、地震動等 |
| 偶発作用 | 極めて稀にしか発生せず、発生頻度などを統計的に考慮したり発生に関する予測をしたりすることが困難である作用。ただし、一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大となり得ることから社会的に無視できない。 | 衝突、最大級地震動等 |



### イ 死荷重（D）

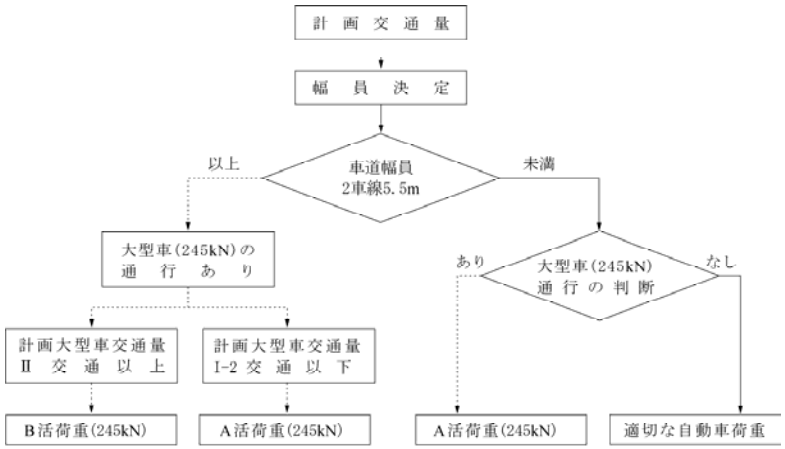
死荷重は、橋梁の自重及び添架物（水道管等）の重量である。単位重量は材料により異なるため、実重量が明らかな場合はそれを用いることを原則とするが、それが困難な場合は、標準的な数値として**表-9.1.7** に示す値を用いてもよい。

**表-9.1.7　材料の単位体積重量** [3)]　(kN/m³)

| 材　　料 | 単位体積重量 |
|---|---|
| 鋼、鋳鋼、鍛鋼 | 77.0 |
| 鋳鉄 | 71.0 |
| アルミニウム | 27.5 |
| 鉄筋コンクリート | 24.5 |
| 木材 | 8.0 |
| 無筋コンクリート | 23.0 |
| セメントモルタル | 21.0 |
| 舗装用アスファルト | 22.5 |
| 舗装用コンクリート | 23.0 |
| 遮青材（防水用） | 11.0 |
| プレストレスを導入するコンクリート（設計基準強度 60N/mm² 以下） | 24.5 |
| プレストレスを導入するコンクリート（設計基準強度 60N/mm² を超え 80N/mm² まで） | 25.0 |

### ウ 活荷重（L）

活荷重は、自動車荷重（T 荷重・L 荷重）、歩道等に負載する群集荷重とする。小規模農道橋においては、設計自動車荷重は 196kN 以下とし、農道の路線配置や線形、営農形態等から、現地の通行荷重に応じた適切な荷重形態を設定するものとする。このときの交通量の区分は**表-9.1.8** による。




注）実線は小規模農道橋、破線はそれ以外の橋梁を示す。

**図-9.1.9　設計自動車荷重選定フロー**

表-9.1.8　交通量の区分

| 交通量の区分 | 計画大型車交通量（台/日・方向） | |
|---|---|---|
| I-1 交通 | 1 以上 | 15 未満 |
| I-2 交通 | 15 以上 | 40 未満 |
| Ⅱ交通 | 40 以上 | 100 未満 |
| Ⅲ交通 | 100 以上 | 250 未満 |
| Ⅳ交通 | 250 以上 | 1,000 未満 |

注）単車線の場合は１日当たりの２方向の合計通過台数

活荷重は、T 荷重と L 荷重のいずれかのうち、構造物に不利な影響を与える方を載荷させるものとする。

(ｱ) 上部工を設計する場合

上部工の設計を行う場合 a、b について設計を行う必要がある。ただし、張出し床版が設置されていない上部工については b について設計を行う。

a 床版及び床組を設計する場合（T 荷重について）

L 荷重を採用する場合、その算出方法は次項 b による。

橋梁の車道部分には、表-9.1.9、図-9.1.10 に示すような T 荷重を、それぞれ設計荷重に応じて負載することとする。T 荷重は、部材に最大の応力が生じるように負載するが、１橋につき橋軸方向及び橋軸直角方向には原則として１台とする。

なお、T 荷重の橋軸直角方向の車輪中心負載位置は、図-9.1.11 のとおりである。また、歩道がある場合は、歩道部 5 kN/m$^2$ の等分布荷重を負載するものとする。

表-9.1.9　T 荷重

| 設計荷重 | 総荷重 $W$（kN） | 前輪荷重 0.1 $W$（kN） | 後輪荷重 0.4 $W$（kN） | 前輪輪帯幅 $b_1$（cm） | 後輪輪帯幅 $b_2$（cm） | 車輪接地長 $a$（cm） |
|---|---|---|---|---|---|---|
| T-20 | 196 | 19.6 | 78 | 12.5 | 50 | 20 |
| T-14 | 137 | 13.7 | 55 | 12.5 | 50 | 20 |
| T-10 | 98 | 10 | 39 | 12.5 | 50 | 20 |



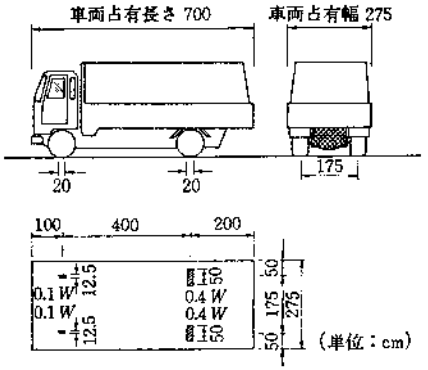



図-9.1.10　T 荷重

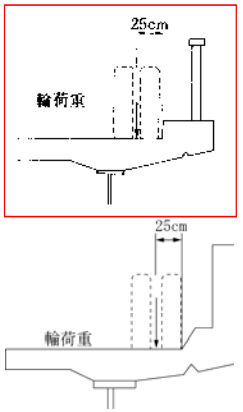



図-9.1.11　輪荷重の負載位置

b 主桁を設計する場合（L 荷重について）

主桁を設計する場合の活荷重は、以下のとおりとする。

車道部分には、１橋につき１個の線荷重と等分布荷重からなる、図-9.1.12 に示す L 荷重を負載する。L 荷重は、考えている点又は部材に最も不利な応力が生じるように橋の幅 2.75m（有効幅員 5.50m 未満の場合）までは線荷重 $P$ 及び等分布荷重 $p$ を、残りの部分にはそれらの各々1/2 を負載するものとする。

また、歩道がある場合は、歩道部に 3.5kN/m$^2$ の等分布荷重を負載するものとする。

L 荷重ごとの主載荷荷重、従載荷荷重は表-9.1.10 によるものとする。

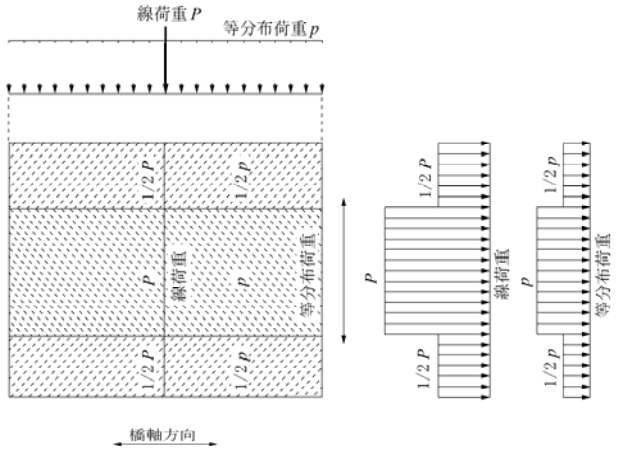



図-9.1.12　L 荷重

表-9.1.10　L 荷重

| 設計荷重 | 主載荷荷重（幅 2.75m） | | 従載荷荷重 |
|---|---|---|---|
| | 線荷重　$P$（kN/m） | 等分布荷重　$p$（kN/m$^2$） | |
| L-20 | 50 | 3.50 | 主載荷荷重の 50% |
| L-14 | 35 | 2.45 | |
| L-10 | 25 | 1.75 | |

(ｲ) 下部工を設計する場合

下部工を設計する場合の上部構造に負載する活荷重は、b に規定する主桁を設計する場合の活荷重とする。

支間長が短い場合（7 m 以下）には、T 荷重の影響の方が大きいことがあるので注意を要する。

下部構造背面の地表面に載荷する自動車荷重は、T 荷重を車両専有面積で除した等分布荷重として載荷するものとし、表-9.1.11 の値を標準とする。

表-9.1.11　自動車荷重（地表載荷荷重）

| 設計荷重 | 載荷荷重（kN/m$^2$） |
|---|---|
| L-20 | 10 |
| L-14 | 7 |
| L-10 | 5 |

ｴ 衝撃の影響（I）

活荷重の動的作用を衝撃と称し、この度合いは衝撃係数によって表される。上部構造では、T 荷重及び L 荷重に対しては衝撃の影響を考慮するものとし、一般的には表-9.1.12 により算定する。

歩道等の群集荷重は、その荷重の性質上、衝撃の影響を考慮しないものとする。

なお、下部構造の設計に用いる上部構造反力も衝撃の影響を考慮しないものとする。

表-9.1.12　衝撃係数[3)]

| 橋　種 | 衝撃係数　$i$ | 備　考 |
|---|---|---|
| 鉄筋コンクリート橋 | $i=\dfrac{20}{50+L}$ | T 荷重を使用する場合 |
| | $i=\dfrac{7}{20+L}$ | L 荷重を使用する場合 |
| プレストレストコンクリート橋 | $i=\dfrac{20}{50+L}$ | T 荷重を使用する場合 |
| | $i=\dfrac{10}{25+L}$ | L 荷重を使用する場合 |
| 鋼　橋 | $i=\dfrac{20}{50+L}$ | T 荷重、L 荷重共通 |

$L$：支間長（m）



ｵ 土圧（E）

土圧とは、一般に構造物の面に及ぼす圧力又は土中のある断面に作用している圧力をいい、水平方向と鉛直方向に分けて考える。

一般的には、クーロン、ランキン、テルツァギーの各土圧公式が用いられているが、本技術書における土圧計算は、クーロン土圧公式を使用するものとした。なお、翼壁に関しても同様とする。

(ｱ) 常時土圧

a 下部構造躯体部は可動壁として考え、それに働く土圧は、式（9.1.1）～式（9.1.4）により算出する。

(a) 砂質土の場合

$$P_A=K_A\cdot\gamma\cdot x+K_A\cdot q \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.1）}$$

$$P_P=K_P\cdot\gamma\cdot x+K_P\cdot q \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.2）}$$

(b) 粘性土の場合

$$P_A=K_A\cdot\gamma\cdot x-2\cdot c\cdot\sqrt{K_A}+K_A\cdot q \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.3）}$$

ただし、$P_A\geqq 0$

$$P_P=K_P\cdot\gamma\cdot x+2\cdot c\cdot\sqrt{K_P}+K_P\cdot q \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.4）}$$

$$K_A=\frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta+\delta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\theta+\delta)\cos(\theta-\alpha)}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.5）}$$

$$K_P=\frac{\cos^2(\phi+\theta)}{\cos^2\theta\cos(\theta+\delta)\left\{1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi-\delta)\sin(\phi+\alpha)}{\cos(\theta+\delta)\cos(\theta-\alpha)}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.6）}$$

なお、$\phi\pm\alpha<0$ の場合には、$\sin(\phi\pm\alpha)=0$ とする。

ここに、$\gamma$：土の単位体積重量（kN/m$^3$）

（「第 10 章　附帯構造物の設計　10.1.8　表-10.1.8」参照。）

$P_A$：深さ $x$ における主働土圧強度（kN/m$^2$）

$P_P$：深さ $x$ における受働土圧強度（kN/m$^2$）

$K_A$：クーロン土圧による主働土圧係数

$K_P$：クーロン土圧による受働土圧係数

$x$：土圧 $P_A$、$P_P$ が壁面に作用する深さ（m）

$c$：土の粘着力（kN/m$^2$）

$q$：地表載荷荷重（kN/m$^2$）

$\phi$：土のせん断抵抗角（°）

$\alpha$：地表面と水平面とのなす角（°）

$\theta$：壁背面と鉛直面とのなす角（°）

$\delta$：壁面摩擦角（°）

（「第 10 章　附帯構造物の設計　10.1.10　表-10.1.16」参照。）

ここで用いている角度は反時計回りを正とする。
なお、図-9.1.13 における N－N 断面は壁背面に垂直な面である。

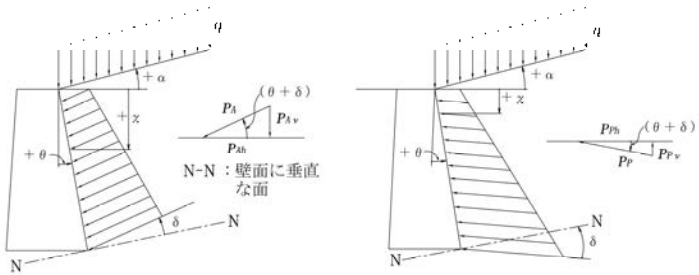



図-9.1.13　常時土圧 [3)]

(ｲ)地震時土圧

地震時土圧は、構造物の種類、土質条件、設計地震動のレベル、地盤の動的挙動等を考慮して、適切に設定するものとする。

なお、「土地改良事業設計指針「耐震設計」」によれば、背面土が良質な材料で密に締め固められた条件においては、レベル１地震動及びレベル２地震動のいずれに対しても適用可能な修正物部・岡部法を原則として用いるものとしているが、小規模農道橋については、より簡便な物部・岡部法を適用してもよい。

地震時土圧は分布荷重とし、荷重強度を式（9.1.7）及び式（9.1.8）により算出する。

a 主働土圧強度

$$P_{EA}=\gamma\cdot x\cdot K_{EA}+q'\cdot K_{EA} \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.7）}$$

(a)背面が土とコンクリートの場合
砂及び砂礫　$K_{EA}=0.21+0.90k_h$
砂質土　$K_{EA}=0.24+1.08k_h$
(b)背面が土と土の場合
砂及び砂礫　$K_{EA}=0.22+0.81k_h$
砂質土　$K_{EA}=0.26+0.97k_h$
……式（9.1.8）

ここに、$P_{EA}$：深さ $x$ における地震時主働土圧強度（kN/m²）
$K_{EA}$：地震時主働土圧係数で、式（9.1.13）により算出
$k_h$：地震時土圧の算出に用いる設計水平震度で、レベル１地震動に対しては、⑧地震の影響(b)に規定する地盤面の設計水平震度を用いる。
$\gamma$：土の単位体積重量（kN/m³）
（「第 10 章　附帯構造物の設計　10.1.8　表-10.1.8」参照。）
$x$：地震時土圧 $P_{EA}$ が壁面に作用する深さ（m）
$q'$：地震時の地表載荷荷重（kN/m²）
また、$q'$は地震時に確実に作用するもののみを考慮し、活荷重は含まない。



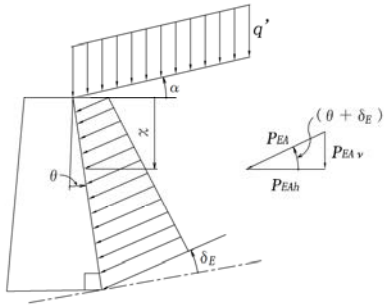



図-9.1.14　地震時土圧

ｶ 水圧（HP）

(ｱ)静水圧

静水圧は、式（9.1.9）により算出する。

ただし、地盤の状況によっては静水圧が三角形分布とならず、地中のある部分に働く水圧が理論水圧の値まで作用しないこともあるので、それが間隙水圧等の調査で明らかな場合は、その値まで低減することができる。

$$P_h=w_0\cdot h \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.9）}$$

ここに、$P_h$：水面からの深さ $h$ の静水圧（kN/m²）
$w_0$：水の単位体積重量（kN/m³）
$h$：水面からの深さ（m）

(ｲ)地震時動水圧

水に接する下部構造については、地震時動水圧を考慮しなければならない。震度法に用いる地震時動水圧の作用方向は、上部構造の慣性力の作用方向と一致させるものとする。

a 片面にのみ水が存在する壁状構造物に作用する地震時動水圧

片面にのみ水が存在する壁状構造物に作用する地震時動水圧及びその作用位置は、式（9.1.10）及び式（9.1.11）により算出するものとする（図-9.1.15 参照）。

$$P=\frac{7}{12}k_h\cdot w_0bh^2 \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.10）}$$

$$h_g=\frac{2}{5}h \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.11）}$$

ここに、$P$：構造物に作用する地震時動水圧（kN）
$k_h$：レベル１地震動に対する設計水平震度
$w_0$：水の単位体積重量（kN/m³）
$h$：水深（m）
$h_g$：地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離（m）
$b$：地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅（m）

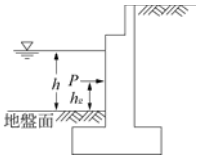



図-9.1.15　壁状構造物に作用する地震時動水圧

キ 浮力又は揚圧力（U）

浮力は鉛直上向きに作用するものとし、構造物に最も不利になるように載荷するものとする。例えば、安定計算のうち、転倒、滑動に対しては考慮し、支持力計算の場合には無視する方法が望ましい。

ク 地震の影響（EQ）

橋梁の設計に当たっては、地形・地質等の条件、構造特性、規模、重要度、立地条件等を考慮して耐震設計を行う。小規模農道橋の設計水平震度の算出は、震度法により行う。

(ア) 荷重

a 構造物自身に起因する慣性力

慣性力は、**式（9.1.12）**により求める。

$$F_d = \frac{k_h F}{k_{h\cdot unit}} \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.12）}$$

ここに、$F_d$：慣性力により生じる断面力（kN 又は kN・m）

$k_h$：設計水平震度

$F$：上部構造及び耐震設計上の基盤面より上方の下部構造の重量に$k_{h\cdot unit}$の水平震度を乗じることにより算出した水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合に生じる断面力（kN 又は kN・m）

$k_{h\cdot unit}$：断面力Fの算出の際の水平震度（=1.00）

b 慣性力の作用方向

慣性力の作用方向は、**図-9.1.16** に示すように、直橋の場合には、橋軸方向及び橋軸直角方向とする。また、斜橋等で土圧の水平成分の作用方向が橋軸方向と異なる場合は、土圧の水平成分の作用方向及びそれに直角方向に慣性力を作用させるものとする。なお、斜角が大きい斜橋（一般に 60° 以上）の場合には、計算の簡便さを考えて直橋とみなして橋軸方向及び橋軸直角方向の慣性力を求め、これをそれぞれ土圧の水平成分の作用方向及びこれに直角方向の慣性力とみなしてもよい。



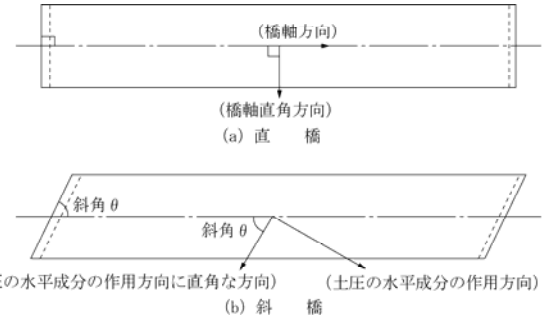



図-9.1.16　慣性力の作用方向

c 慣性力の作用位置

上部工による慣性力の作用位置は、橋軸方向の場合は支承底面とし、橋軸直角方向の場合は上部工の重心位置とする。 ただし、斜橋における慣性力の作用位置は、いずれの方向に対しても上部工の重心位置とする。

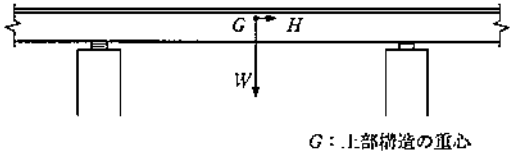



図-9.1.17　上部構造における慣性力の作用位置 [7]

(イ) 設計水平震度

a 設計水平震度

橋台の設計水平震度は、**式（9.1.13）**により算出する。ただし、**式（9.1.13）**による値が 0.10 を下回る場合には、レベル１地震動の設計水平震度を 0.10 とする。

$$k_h = c_z \cdot k_{h0} \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.13）}$$

ここに、$k_h$：レベル１地震動の設計水平震度（四捨五入により小数点以下２桁とする）

$k_{h0}$：レベル１地震動の設計水平震度の標準値で、**表-9.1.13** 参照。

$c_z$：次項に示す平成 29 年版道路橋示方書Ⅴ編 3.4 に規定するレベル１地震動の地域別補正係数

表-9.1.13　レベル１地震動の設計水平震度の標準値 $k_{h0}$[7)]

| 地盤種別 | 固有周期 $T$（s）に対する $k_{h0}$ の値 | | |
|---|---|---|---|
| Ⅰ種 | $T<0.10$<br>$k_{h0}=0.431\,T^{1/3}$<br>ただし、$k_{h0}\geqq 0.16$ | $0.10\leqq T\leqq 1.10$<br>$k_{h0}=0.20$ | $1.10<T$<br>$k_{h0}=0.213\,T^{-2/3}$ |
| Ⅱ種 | $T<0.20$<br>$k_{h0}=0.427\,T^{1/3}$<br>ただし、$k_{h0}\geqq 0.20$ | $0.20\leqq T\leqq 1.30$<br>$k_{h0}=0.25$ | $1.30<T$<br>$k_{h0}=0.298\,T^{-2/3}$ |
| Ⅲ種 | $T<0.34$<br>$k_{h0}=0.430\,T^{1/3}$<br>ただし、$k_{h0}\geqq 0.24$ | $0.34\leqq T\leqq 1.50$<br>$k_{h0}=0.30$ | $1.50<T$<br>$k_{h0}=0.393\,T^{-2/3}$ |

なお、地域別補正係数については「道路橋示方書」によるものとする。

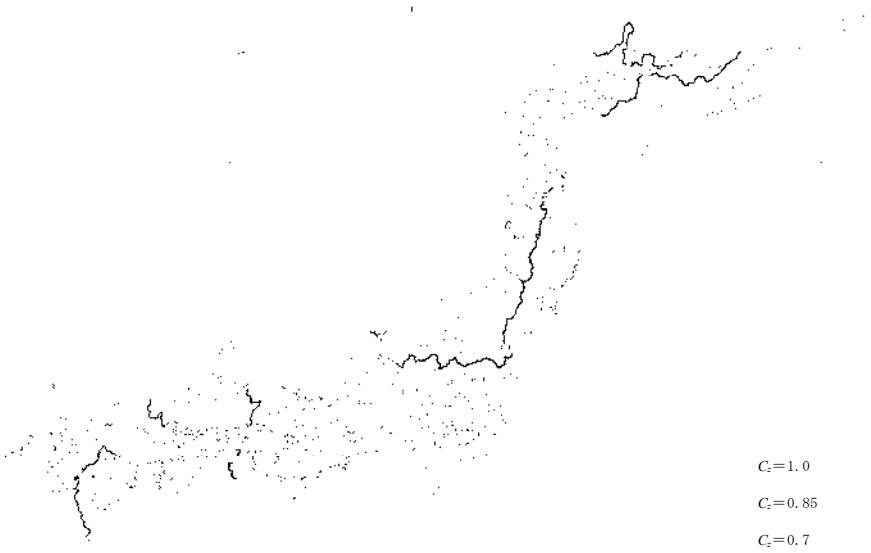



図-9.1.18　レベル１地震動の地域別補正係数の地域区分[7)]

(ｳ) 地盤の液状化

河川工作物としての橋梁設計においては河川管理者との協議の上、液状化の検討を行う。小規模農道橋における液状化の検討については、「道路橋示方書　７章地盤の液状化」のレベル１に関する内容によるものとする。



ｹ 雪荷重（SW）

雪荷重を考慮する必要のある地方においては、雪荷重の設定に当たって、架橋地点の積雪状態や設定の前提となる除雪等の維持管理の条件を適切に考慮しなければならない。

(ｱ)、(ｲ)による場合には、上記を満足するとみなすことができる。

(ｱ) 十分圧縮された雪の上を自由に車両が通行する場合

活荷重に加えて１ kN/m$^2$ を考慮する。

(ｲ) 積雪が特に多く自動車交通が積雪と同時に載荷されない場合

雪荷重として式（9.1.14）を考慮する。

$$SW=P\cdot Z_S \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.14）}$$

ここに、$P$：雪の平均単位体積重量（kN/m$^3$）
多雪地域においては一般に 3.5kN/m を見込めばよい。
$Z_S$：設計積雪深（m）で、通常の場合は架橋地点における再現期間 10 年に相当する年最大積雪深を考慮し、これに既往の記録や橋上での積雪状態を勘案し適切に定める。

(4) 荷重の組合せ

上部工及び下部工の設計に当たって考慮すべき荷重の組合せについては、限界状態設計法による場合には、想定する限界状態に応じて設定するものとする。また、許容応力度法による場合には、表-9.1.14 の荷重の組合せのうち、最も不利な組合せについて行う。

表-9.1.14　荷重の組合せ

| | 荷　重　の　組　合　せ |
|---|---|
| 上部構造 | 1. 主荷重＋主荷重に相当する特殊荷重<br>2. 活荷重及び衝撃以外の主荷重＋地震の影響 |
| 下部構造 | 1. 主荷重＋主荷重に相当する特殊荷重<br>2. 活荷重及び衝撃以外の主荷重＋地震の影響 |

なお、この表は同時に作用する可能性が強い荷重の組合せのうち、構造物及び各部材に不利な影響を与える組合せを示したものである。

(5) 許容応力度法を用いる場合の参考値

以下に小規模農道橋としての許容応力度法の設定について示す。なお、河川工作物等の場合は河川管理者と協議の上、許容応力度法の数値を設定すること。

ｱ 無筋コンクリート部材の許容応力度

(ｱ) 許容圧縮応力度

$$\sigma_{ca}=\frac{\sigma_{ck}}{4}=4.5\,\mathrm{N/mm^2} \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.15）}$$

ここに、$\sigma_{ck}$：コンクリートの設計基準強度（＝18N/mm$^2$）

(ｲ) 許容曲げ引張応力度

$$\sigma_{ta}=\frac{\sigma_{tk}}{7}=0.25\,\mathrm{N/mm^2} \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.16）}$$

ここに、$\sigma_{tk}$：コンクリートの設計基準引張強度（JIS A 1113 によって定める）

(ｳ) 許容支圧応力度

a 一般的載荷の場合

$$\sigma_{ba}=0.3\cdot\sigma_{ck}=5.4\mathrm{N/mm^2} \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.17）}$$

特に、橋座面を鉄筋で補強した場合には、$\sigma_{ba}$ を 6.9N/mm² まで高めてよい。

b 局部的載荷の場合

$$\sigma_{ba}=\left(0.25+0.05\frac{A_c}{A_b}\right)\cdot\sigma_{ck} \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.18）}$$

ただし、$\sigma_{ba}\leqq 11.7\mathrm{N/mm^2}$

ここに、$A_c$：コンクリート面の全面積（mm²）

$A_b$：支圧を受けるコンクリート面の面積（mm²）

ｲ 鉄筋コンクリート部材の許容応力度

(ｱ) コンクリートの許容応力度

a 許容圧縮応力度及び許容せん断応力度（表-9.1.15）

河川工作物等の場合は河川管理者と協議の上、各応力度を決定すること。

表-9.1.15　コンクリートの許容圧縮応力度及び許容せん断応力度　(N/mm²)

| 応力度の種類 ＼ コンクリートの設計基準強度（$\sigma_{ck}$） | | 21 | 24 |
|---|---|---|---|
| 圧縮応力度（$\sigma_{ca}$） | 曲げ圧縮応力度 | 8 | 9 |
| | 軸圧縮応力度 | 5.5 | 6.5 |
| せん断応力度（$\tau_a$） | コンクリートのみでせん断力を負担する場合（橋台） | 0.42 | 0.45 |

b 許容付着応力度（表-9.1.16）

表-9.1.16　コンクリートの許容付着応力度　(N/mm²)

| 鉄筋の種類 ＼ コンクリートの設計基準強度（$\sigma_{ck}$） | 21 | 24 |
|---|---|---|
| 普通丸鋼 | 0.75 | 0.8 |
| 異形棒鋼 | 1.5 | 1.6 |

c 許容支圧応力度

$$\sigma_{ba}\leqq\left(0.25+0.05\frac{A_c}{A_b}\right)\cdot\sigma_{ck} \quad \cdots\cdots \text{式（9.1.19）}$$

ただし、$\sigma_{ba}\leqq 0.5\sigma_{ck}=10.5\mathrm{N/mm^2}$

ここに、$\sigma_{ck}$：コンクリートの設計基準強度（21N/mm²）



(ｲ) 鉄筋の許容応力度（表-9.1.17）

表-9.1.17　鉄筋の許容応力度　(N/mm²)

| 応力度、部材の種類 ＼ 鉄筋の種類 | | | SD295 | SD345 注1) |
|---|---|---|---|---|
| 引張応力度 | 1）活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する場合（はり部材等） | | 100 | 100 |
| | 荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合 | 2）一般の部材 | 176 | 196 注2) |
| | | 3）水中又は地下水位以下に設ける部材 | 157 | 176 注2) |
| | 4）荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値 | | 176 | 196 |
| | 5）鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合の基本値 | | 176 | 196 |
| 6）圧縮応力度 | | | 176 | 196 |

注1）SD345 が適用できる構造物は次のような場合とする。
① 特に大規模で地震時が支配的となり、経済的で有利な場合
② 市場性により SD295 の入手が困難な場合
③ ひび割れ等に対する十分な検討を行う場合
④ 河川協議（道路協議）等による場合

注2）次の場合、常時の SD345 の許容引張応力度は SD295 と同一とする。
① 道路協議（河川協議）等による場合
② たわみ、ひび割れの検討を行わない場合

(6) 荷重の組合せによる許容応力度の割増し

従荷重及び従荷重に相当する特殊荷重を考慮する場合の許容応力度は、基準の許容応力度に表-9.1.18 の割増し係数を乗じた値とする。

表-9.1.18　許容応力度の割増し係数

| 荷重の組合せ | 割増し係数<br>鉄筋コンクリート構造<br>無筋コンクリート構造 |
|---|---|
| 1）主荷重＋主荷重に相当する特殊荷重 | 1.00 |
| 2）活荷重及び衝突以外の主荷重＋地震の影響 | 1.50 |

## 9.1.4　上部工の設計

(1) 上部工形式の選定

一般に小規模農道橋の上部工形式は、

① 鉄筋コンクリート床版橋

② 単純 H 型鋼桁橋

③ プレテンション方式 PC 単純橋

が採用されるが、橋長、支間長、下部工等の条件、地形、周囲の環境等を考慮し、総合的に選定する。

この場合、将来水道管等を橋梁に添架する計画の有無についても、十分調整しておく必要がある。

(2) 支承部構造

ｱ 支承選定の基本的な考え方

支承形式の選定に当たっては、平成 29 年版道路橋示方書Ⅰ10.1.1(1)の規定に従って、道路橋支承便覧に示される次のような観点を比較検討の上、総合的な観点から決定するのがよい。

① 上部構造の支持条件、上部構造から伝達される荷重の大きさとその作用方向

② 移動量と回転量

③ 移動方向と回転方向の関係

④ 橋全体を構成する上部構造形式や下部構造形式等の構造特性

⑤ 地盤条件

⑥ 周辺環境とそれが橋に及ぼす影響

⑦ 耐久性

⑧ 施工品質の確保

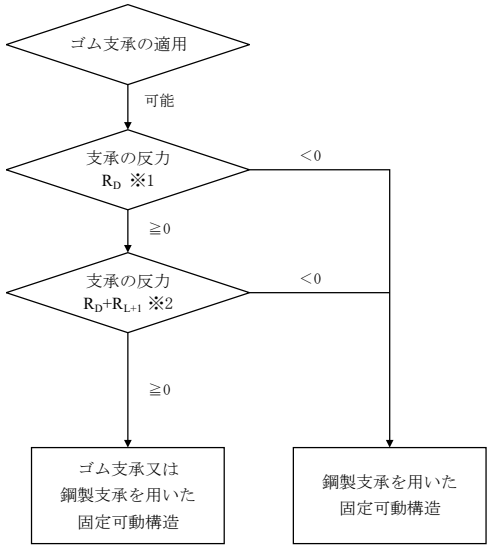
⑨ 維持管理の確実性及び容易さ

⑩ 供用中の補修や部材の更新及び支承部の取り替え易さ、被災時の点検や緊急対応等の損傷時の措置

⑪ 経済性

参考図として**図-9.1.19** に支承の形式選定フローを示す。






※1　$R_D$　：死荷重による支承反力
※2　$R_{L+1}$　：衝撃を含む死荷重による最小反力

**図-9.1.19**　支承の形式選定フロー

ｲ 橋座部及び落橋防止システム

(ｱ) 支承縁端と下部構造頂部縁端との距離 $S$

$$S \geqq 0.2+0.005L_2 \quad \cdots\cdots \text{式 (9.1.20)}$$

ここに、$S$：支承縁端距離（m）

$L_2$：支間長（m）

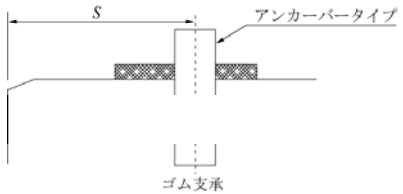



**図-9.1.20**　支承縁端距離

(ｲ) 桁端から下部構造頂部縁端までの桁端距離（桁かかり長）$S_E$

$S_E = 0.7 + 0.005L_2$ ····· 式（9.1.21）

ここに、$S_E$：必要桁かかり長の最小値(m)

$L_2$：支間長(m)

a 鉄筋コンクリート床版橋

$L_3 \leqq H/2$

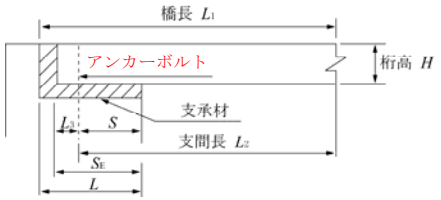



図-9.1.21　桁端から支承縁端までの距離(鉄筋コンクリート床版橋)

b PC スラブ橋及び PCT 桁橋

桁端部の支点からの張出し長 $L_3$ は、JIS 規格（JIS A 5313）に準じ、表-9.1.19 及び表-9.1.20 のとおりとする。（ゴム支承の場合）

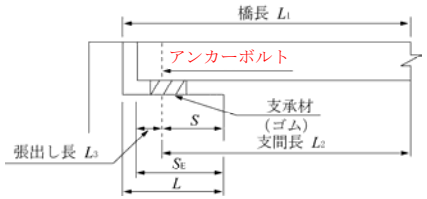



図-9.1.22　桁端から支承縁端までの距離(PC スラブ橋及び PCT 桁橋)

表-9.1.19　支間長と張出し長の関係(PCT 桁橋)

| 支間長　$L_2$ (m) | 張出し長　$L_3$ (m) |
|---|---|
| $L_2 \leqq 19$ | 0.30 |
| $19 < L_2$ | 0.35 |

表-9.1.20　支間長と張出し長の関係(PC スラブ橋)

| 支間長　$L_2$ (m) | 張出し長　$L_3$ (m) |
|---|---|
| $L_2 \leqq 7$ | 0.15 |
| $7 < L_2 \leqq 9$ | 0.20 |
| $7 < L_2 \leqq 14$ | 0.25 |
| $14 < L_2 \leqq 19$ | 0.30 |
| $19 < L_2$ | 0.35 |



(3) 伸縮装置

伸縮装置は、橋の温度変化、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、荷重等による桁端の変位に対して、車両が橋面を支障なく走行できるようにするための装置をいう。

現在使用されている伸縮装置にはいろいろな種類があり、その使用方針も確定していない。これは、伸縮装置が破損しやすく、したがって、いまだ試用の段階という製品もあり、最終的な完成品というものができていないことに起因する。選定に当たっては、十分な比較検討が必要である。

ｱ 型式の選定

伸縮装置は、次の点に留意して型式を選定することが望ましい。

① 桁の温度変化による伸縮に適合したもの
② 桁のたわみ変化等変位に適合したもの
③ 平たんで走行性のよい構造であること
④ 耐久性があること
⑤ 防水又は排水により支承部に水が入りにくいもの
⑥ 施工が容易で維持補修が容易なもの
⑦ 床版端部がよく補強されているもの

ｲ 伸縮量の算定（表-9.1.21 参照）

表-9.1.21　伸縮量　（単位：mm）

| 項目＼橋種 | | 鋼橋 上路橋 | 鋼橋 下路、鋼床版橋 | PC橋 | RC橋 |
|---|---|---|---|---|---|
| 温度変化 | | (−20〜＋40℃)<br>−10〜＋40℃ | (−20〜＋40℃)<br>−10〜＋50℃ | (−15〜＋35℃)<br>−5〜＋35℃ | (−15〜＋35℃)<br>−5〜＋35℃ |
| 伸縮量 | 温度変化 | (0.6×1.2ℓ)<br>0.5×1.2ℓ | (0.6×1.2ℓ)<br>0.6×1.2ℓ | (0.5ℓ)<br>0.4ℓ | (0.5ℓ)<br>0.4ℓ |
| | 乾燥収縮 | − | − | 0.1ℓ | 0.1ℓ |
| | クリープ | − | − | 0.2ℓ | − |
| | 基本伸縮量 | (0.72ℓ)<br>0.6ℓ | (0.72ℓ)<br>0.72ℓ | (0.8ℓ)<br>0.7ℓ | (0.6ℓ)<br>0.5ℓ |
| | 伸縮余裕量 | (0.14ℓ＋10)<br>0.12ℓ＋10 | (0.14ℓ＋10)<br>0.14ℓ＋10 | (0.16ℓ＋10)<br>0.14ℓ＋10 | (0.12ℓ＋10)<br>0.10ℓ＋10 |
| | 合計 | (0.86ℓ＋10)<br>0.72ℓ＋10 | (0.86ℓ＋10)<br>0.86ℓ＋10 | (0.96ℓ＋10)<br>0.84ℓ＋10 | (0.72ℓ＋10)<br>0.60ℓ＋10 |

注 1) 表中の（　）内は特に寒冷な地方に適用する。寒冷な地方とは、北海道地方又は北海道と同等以上の地方をいう。
2) 表中の $\ell$ は伸縮桁長(m)を示す。
3) 鋼桁の線膨張係数は、$1.2\times10^{-5}$、コンクリート桁の場合は、$1.0\times10^{-5}$とする。
4) 乾燥収縮は温度換算20℃とし、コンクリート打設後、伸縮装置設置までの材令は２～３か月と考えて、てい減係数は0.5とした。
5) 一般的なPC橋におけるクリープは、プレストレスによる軸応力度$\sigma_p$＝6.0kN/mm$^2$、コンクリートのヤング係数$E_c$＝30kN/mm$^2$、クリープ係数 $\phi$＝2とし、てい減係数はプレスト導入後２～３か月と考えて、$d$＝0.5とした。
6) 舗装及び活荷重による桁端の回転並びに施工誤差等による伸縮の変化量は、余裕量として見込むものとし、基本伸縮量の20%に一律10mmを加えたものとする。
7) 特に軟弱地盤上の構造物で水平移動が予測される場合は、その移動量を伸縮量として見込んでよい。

(4) 防護柵

ｱ 防護柵

橋梁用防護柵は、「第 11 章　交通安全施設　11.2.9　橋梁用防護柵」を参照のこと。

ｲ 地覆の構造

自動車の視線誘導のためや自動車が橋面外へ逸脱するのを防ぐために、橋の幅員方向の両側に地覆を設けるものとする。地覆構造は、図-9.1.23、表-9.1.22 によるものとする。

表-9.1.22　防護柵の形式と地覆寸法　（単位：mm）

| 区分 / 形式 | 地覆幅 | 地覆高さ |
|---|---|---|
| 橋梁用車両防護柵<br>高欄兼用車両防護柵 | 600≧$B$≧0.1×有効幅員<br>（$B$：地覆幅） | 250 |
| 高欄 | 400 | 100 |

注）根入れの浅い場合は、固定方法及び床版補強を十分検討して設計すること。
また、防護柵の必要のない橋梁の地覆は幅30cm、高さ20cmとする。

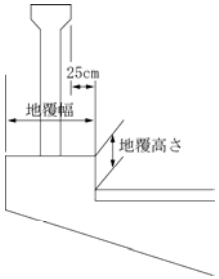



図-9.1.23　車道部地覆構造図

## 9.1.5　下部工の設計

(1) 下部工の形式

橋台は、上部構造を支えるとともに取付け道路の土留めの役割を果たすので、背面からの土圧を躯体が安全に支える形式を選定する必要がある。

また、背面盛土を保護するための壁（翼、そで）と併せて設けることが多いので、その取付けも十分検討しなければならない。

表-9.1.23 は、小規模な橋梁工に用いられる形式別による橋台高の一般的事例であり、施工性、経済性を考慮した比較検討を行った上で選定を行うのがよい。

表-9.1.23　形式別橋台高

| 形式 | 橋台高（m）5 | 10 | 15 |
|---|---|---|---|
| 重力式 | 3 ― 5 | | |
| 逆T式 | 5 ― | ― | ―15 |



(2) 下部工の設計

橋台の設計を許容応力度法による場合の設計手順等は、次による。

ｱ 設計手順

橋台は、図-9.1.24 及び図-9.1.25 の手順により設計を行う。




図-9.1.24　重力式橋台設計手順

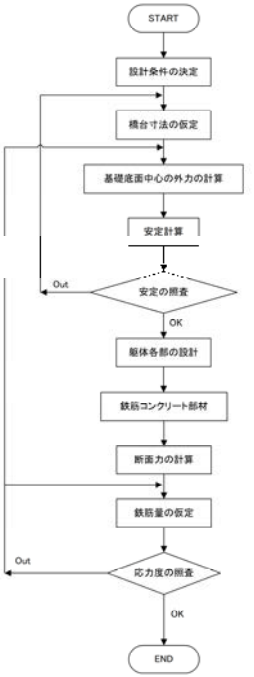



図-9.1.25　逆Ｔ式橋台の設計手順

ｲ 橋台の設計

(ｱ) 設計計算

① 土圧計算は、クーロン土圧を用い、擁壁工の設計に準じるが、地震時に作用する土圧には橋台の規模に関わらず、地震時土圧とする。

② 竪壁の部材設計においては、軸力を考慮する。

③ 鉄筋の段落しは行わない。

④ 設計水平震度の算出は、「道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編」におけるレベル１地震動の算出方法により行う。

⑤ 地盤支持力の検討においてⅠ種地盤の場合には、$c$＝10kN/m$^2$ の粘着力を考慮することができる。また、土質試験を行った場合は、土質試験値による。

⑥ 直接基礎において、擁壁工の設計に準じる。

(イ) 配筋細目

胸壁、竪壁、底版、翼壁の配力鉄筋は、荷重の分配や耐久性確保のために主鉄筋の外側に配筋する。

なお、最小鉄筋量は全て D13@250（$As$＝5cm$^2$/m）以上とする。

a 胸壁

胸壁の配力鉄筋は、鉛直方向鉄筋の 1/6 以上を配置する。

b 竪壁

竪壁の前面鉛直方向鉄筋は、背面鉛直方向鉄筋（主鉄筋）の 1/4 以上配筋する。

また、配力鉄筋として鉛直方向鉄筋（主鉄筋）の 1/6 以上の鉄筋量を配置する。

c 底版

前フーチングの上側鉄筋は、下側鉄筋（主鉄筋）の 1/4 以上を配置する。

後フーチングの下側鉄筋は、上側鉄筋（主鉄筋）の 1/4 以上を配置する。

配力鉄筋として直行する鉄筋の外側に 1/6 以上を配置する。

d 翼壁

外側鉄筋（圧縮側鉄筋）は、内側鉄筋（主鉄筋）の 1/4 以上を配置する。

## 9.1.6　基礎工の設計

基礎工は、橋台又は橋脚から伝えられる荷重を安全に支持するとともに耐久性を有する構造で有害な沈下等を生じないものとしなければならない。

工法は、荷重条件、立地条件等に対して最適な基礎構造を選定するが、確実に施工でき、さらには経済性等を考慮の上、総合的に検討しなければならない。

基礎工形式の選定は、**表-9.1.24** を参考に行うものとする。

小規模農道橋の直接基礎の設計において、許容応力度法を適用する場合、基礎地盤の支持力に対する検討は道路橋示方書（平成 24 年 3 月）に準じる。なお、Ⅰ種地盤の場合には、粘着力 $c$＝10kN/m$^2$ を考慮することができる。また、土質試験を行った場合は、土質試験値による。



**表-9.1.24**　基礎工形式選定表

| 選定条件＼基礎形式 | | | 直接基礎 | 杭基礎 | | | | | | | | | | | | | | | | 深礎基礎 | | ケーソン基礎 | | 鋼管矢板基礎（打込み工法） | 地中連続壁基礎 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 打込み杭工法 | | | 中掘り杭工法 | | | | | | | 鋼管ソイルセメント杭工法 | プレボーリング杭工法 | 場所打ち杭工法 | | | 回転杭工法 | | | | | | |
| | | | | PHC・SC杭 | 鋼管杭 | | PHC杭・SC杭 | | | 鋼管杭 | | | | | | オールケーシング工法 | リバース工法 | アースドリル工法 | | 組杭深礎 | 柱状体深礎 | ニューマチック | オープン | | |
| | | | | | 打撃工法 | バイブロハンマ工法 | 最終打撃方式 | 噴出攪拌方式 | コンクリート打設方式 | 最終打撃方式 | 噴出攪拌方式 | コンクリート打設方式 | | | | | | | | | | | | | |
| 地盤条件 | 支持層までの状態 | 表層近傍又は中間層にごく軟弱層がある | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | × | ○ | ○ | ○ | × | × | ○ | △ | ○ | ○ |
| | | 中間層にごく硬い層がある | △ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | × | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | △ | ○ |
| | | 中間層に礫がある　礫径　50mm 以下 | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | | 中間層に礫がある　礫径　50～100mm | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | ○ | ○ | △ | × | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | △ |
| | | 中間層に礫がある　礫径　100～500mm | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | △ | × | × | × | ○ | ○ | ○ | △ | × | △ |
| | | 液状化する地盤がある | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 支持層の状態　深度 | 5ｍ未満 | ○ | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | ○ | × | × | × | × | × |
| | | 5～15m | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | △ |
| | | 15～25m | × | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | | 25～40m | × | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | | 40～60m | × | △ | ○ | ○ | △ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | × | ○ | × | × | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | | 60m 以上 | × | × | △ | △ | × | × | × | × | × | × | △ | △ | △ | △ | × | ○ | × | × | × | △ | △ | △ |
| | 支持層の状態　土質 | 砂・砂礫（30≦N） | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | | 粘性土（20≦N） | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | × | ○ | △ | × | △ | △ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | △ | △ | ○ | ○ |
| | | 軟岩・土丹 | ○ | × | ○ | △ | ○ | △ | × | ○ | △ | × | △ | △ | ○ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | | 硬岩 | ○ | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | △ | △ | △ | × | ○ | ○ | △ | × | × | △ |
| | 傾斜が大きい、層面の凹凸が激しい等、支持層の位置が同一深度ではない可能性が高い | | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | × | ○ | ○ |
| | 地下水の状態 | 地下水位が地表面近い | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | △ | △ | ○ | △ | △ | ○ | ○ | ○ | △ |
| | | 湧水量が極めて多い | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | △ | △ | △ | △ | ○ | × | × | ○ | ○ | ○ | △ |
| | | 地表から 2ｍ以上の被圧地下水 | × | ○ | ○ | ○ | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | ○ | × | × | △ | △ | ○ | × |
| | | 地下水流速 3m/min 以上 | × | ○ | ○ | ○ | ○ | × | × | ○ | × | × | × | × | × | × | × | ○ | × | × | ○ | △ | ○ | × |
| 支持形式 | | 支持杭 | | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | |
| | | 摩擦杭 | | ○ | ○ | ○ | × | × | × | × | × | × | ○ | × | ○ | ○ | ○ | × | | | | | | | |
| 施工条件 | 水上施工 | 水深 5ｍ未満 | △ | ○ | ○ | ○ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | × | × | × | × | × | ○ | | | △ | △ | ○ | × |
| | | 水深 5ｍ以上 | × | △ | ○ | ○ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | × | × | × | × | × | ○ | | | △ | △ | ○ | × |
| | 作業空間が狭い | | ○ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | △ | ○ | ○ | △ | △ | × | △ |
| | 斜杭の施工 | | | ○ | ○ | ○ | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | × | ○ | × | | | | | | |
| | 有毒ガスの影響 | | | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | × | × | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 周辺環境 | 振動騒音対策 | ○ | × | × | △ | △ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | × | ○ |
| | | 隣接構造物に対する影響 | ○ | × | △ | △ | △ | ○ | ○ | △ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | △ | △ | △ | △ | △ | ○ |

○：適用性が高い　△：適用性がある　×適用性が低い

## 9.2　トンネル

### 9.2.1　適用の範囲

本技術書は、道路構造令に準じて計画された道路トンネルに適用する。それ以外のトンネル及びトンネルに関する一般事項については土地改良事業計画設計基準・設計「水路トンネル」（以下「設計基準「水路トンネル」」という。）を参照する。

トンネルを建設する工法には、岩盤等の地山を掘進してトンネルを建設する、いわゆる山岳トンネル工法のほか、開削トンネル工法、シールドトンネル工法等がある。農道に建設されるトンネルにおいては山岳トンネル工法が一般的であり、その事例も増加傾向にあるため、今回新たに技術書として追加した。

本技術書は、通常の山岳トンネル工法により建設する２車線道路トンネル（内空幅 8.5～12.5m 程度、内空断面積 40～80m$^2$ 程度）を主な対象とし、NATM 工法を標準工法として記述する。これ以上の大断面トンネルや非常駐車帯のための拡幅部及び小断面トンネル等の場合、基本的な考え方は共通する点があることから、使用する数値等については、本技術書の主旨をよく理解して、他の基準及び文献等を参考に、個々のトンネルの実情に即した適切な設計を行うものとする。

### 9.2.2　基本設計

(1)一般事項

トンネル計画に当たって行う調査・設計の主な流れは、**図-9.2.1** のとおりである。計画の初期段階では、既往資料の収集・分析等、広範囲にわたる調査をもとに主要な問題点の抽出・検討を行うことから始めるが、作業を進めるに従い、必要に応じて調査及び設計の精度を段階的に深め、計画をより具体的なものとして描いていく。しかし、トンネルにおいては特に各段階ごとの調査精度には限界があるため、検討の途中で予期し得ない大きな問題が生じることもあり、このような場合には積極的にそれ以前の段階に遡って再検討を行い、経済性を検討した上で、より合理的なトンネル計画に修正していくことが必要である。さらに、経済性の検討の際には、ライフサイクルコストを考慮することを原則とする。

また、設計諸元、図面、設計・施工上の技術的課題及び留意事項等の一連の情報を分かりやすく記録・整理して、施設管理者等へ確実に引き継ぐことが重要である。

(2)トンネル位置の選定

ｱ 路線選定

路線の選定においては、地形図及び各種の調査資料をもとに、考えられる幾つかの比較路線を選定し、これらについて各調査・設計段階に応じた技術的、経済的な検討を加え、さらには環境への影響は社会的条件等も考慮した検討を行い、最終的に１本の予定路線を決定する。

道路トンネルは、前後に接続する道路が一体となってその機能を果たすものであり、その検討に当たっては、トンネル単独で考えるのではなく路線全体の持つ役割を十分把握し、計画する路線周辺の地形・地質等の地山条件、土地・環境等の立地条件等を総合的に検討し、目的、用途に応じて安全で経済的に施工可能な路線の選定に努めるものとする。



① 土地利用の現状及び将来計画
② 他の道路との接続
③ 鉄道との関係
④ 河川の横断地点
⑤ 山地部の通過方法
⑥ 地質等の自然条件（地すべり地帯、急崖を形成する岩盤斜面、軟弱地盤、断層、気象条件等）
⑦ 自然環境、文化財等
⑧ トンネル工の排水、換気、施工性

ｲ トンネル位置の選定

予定路線に基づいてトンネル位置を選定するに当たっては、路線の性格、前後の線形のバランスを考慮してトンネルの規模を定め、その規模に応じて地形・地質による施工の難易性、道路及び交通の安全性、走行性等について、特に懸念される坑口付近の状況に留意しながら検討を行う必要がある。

積雪寒冷地においては、トンネル内の凍結・雪の吹込み・雪の持ち込み等が交通事故の誘因になるばかりでなく、除雪・凍結防止に多大の労力を強いられることになる。これは取付け道路においても同様であり、トンネルの標高の決定は凍結・除雪による交通への影響を勘案して慎重に行う必要がある。

このほか、トンネル出口が交差点・分合流部に近接していると、トンネル内で渋滞等が生じることがあるので、交通安全及びトンネル換気に対して検討する必要がある。また、集落に近い位置又は特に重要な自然環境を有する地域若しくはその近くにトンネルを計画する場合には、トンネルからの騒音・排気等が周辺の環境に及ぼす影響についても検討を行う必要がある。

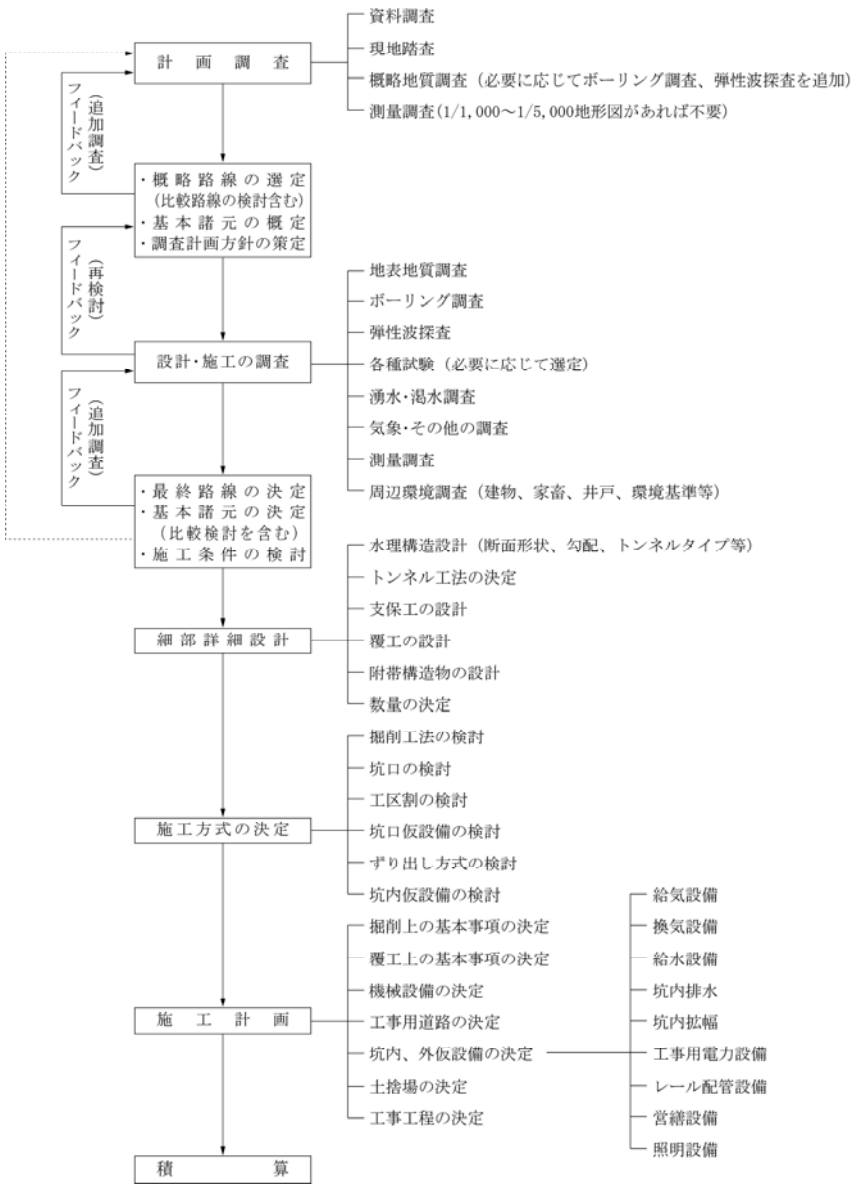



**図-9.2.1**　調査、設計作業の標準的な順序と項目



(3)坑口位置

坑口位置の選定には、坑口部が一般に地形・地質上不安定な箇所で気象等の影響を大きく受けるため、十分な配慮を行う必要がある。

大規模な地すべり地帯や急崖を形成する岩盤斜面下に坑口を設けると、施工時に地すべりや岩盤崩壊を誘発する可能性があるとともに、供用中においてもトンネルの安全管理・維持に問題が生じる可能性があるため、このような箇所でのトンネル坑口の選定は極力避けなければならない。やむを得ず地すべり地内にトンネルを計画する場合、トンネル坑外における押え盛土や抑止工等の地すべり防止対策工を先行施工した上での施工を行う必要がある。また、トンネル掘削に当たっては、地すべりの誘発要因とならないよう地山の緩みを極力生じさせないようにするとともに、施工中は地中変位、ひずみ等の計測装置を設けて常時監視等細心の注意を払い、地すべりの予知と防止に努める必要がある。また、万一に備えた応急的な対策工も併せて検討しておくことが重要である。

また、豊浜トンネルの大規模な岩盤の崩落事故にみられるように、岩盤が露出した法面・斜面が存在する箇所にトンネルの坑口を計画することは長期的に崩落の危険性を有し、その対策に莫大な費用がかかる等の問題がある。したがって、こういった箇所に坑口を計画することは、できるだけ避けるものとする。やむを得ず岩盤の露出地帯に坑口を計画する場合、現地の岩盤の状況について十分な調査を行い、将来ともに坑口部として安全であるかどうかの検討を行う必要がある。調査においての留意すべき事項は、「2.2.2　(7)トンネル」を参照とする。

トンネルの坑口部の計画は、地形や気象等の影響を大きく受けるが、地形とトンネル軸線とはおおむね**図-9.2.2**に示すような位置関係が考えられ、一般的な特長は次のとおりである。

なお、坑口部の施工の難易は、地形とトンネル軸線の位置関係によって大きく異なることに留意しておく必要がある。

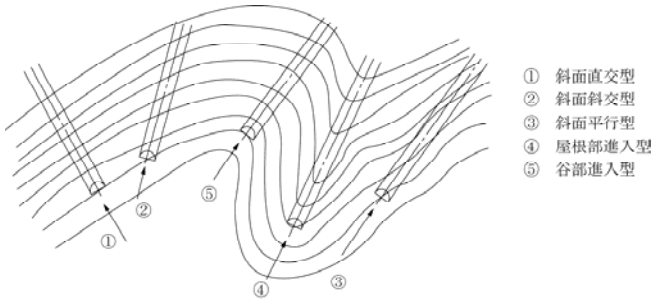



**図-9.2.2**　トンネル中心軸線と地形との関係[16)]

ア 斜面直交型

最も理想的なトンネル軸線と斜面の位置関係である。しかし、斜面中腹に坑口が計画される場合は工事用道路の確保や取付部の道路構造との関連等施工上の特別な配慮が必要となる。

イ 斜面斜交型

トンネル軸線が斜面に対し斜めに進入するため、非対称の切取斜面や坑門となる場合がある。また、流れ盤等の場合は偏土圧が作用することがある。このため、坑門形式や偏土圧に対する検討が必要であり、可能であれば避けるべきである。

ウ 斜面平行型

斜交が極端な場合で、長い区間にわたって谷側の土かぶりが極端に小さくなる場合があり、偏土圧に対し特別な配慮が必要となり極力避けるべきである。

エ 尾根部進入型

一般には安定している場合が多いが、ケルンバット（分離丘陵）の場合は背後に断層があることが多い。また、崖錐が侵食を受け凸型状に残っている場合もあるため、十分な地質調査を行い、地質状況を把握する必要がある。

オ 谷部進入型

一般に崖錐等の未固結堆積層が厚く分布し、地下水位が高い場合が多い。また、土石流、雪崩等の自然災害が発生しやすい位置関係である。地耐力不足によるトンネルの沈下や掘削による斜面の崩壊等が発生しやすい。

環境保全上、施工に伴う地表沈下に制約を受ける場合においては、対象構造物の設計条件を十分に把握し、これに適合した設計・施工を行う必要がある。

(4) トンネルの線形

道路トンネルは、道路施設としての一構造物であり、その線形は明かり部の構造規格に準ずる。しかし、トンネル内は閉塞された空間であり、走行性、安全性の面からもトンネル区間の線形は、明かり部よりも上位規格を用いた線形計画とすることが望ましい。

ア 平面線形

トンネルの平面線形は、前後の道路との接続が良好で、かつ、トンネルを含む相当区間がバランスのとれた線形でなければならず、地形・地質等の地山条件、施工性、走行性、安全性等を考慮して直線とするのが最も望ましい。曲線を設ける場合は、トンネル断面の拡幅を必要としない曲線半径以上とし、横断勾配と内空断面の関係、走行性、経済性等を総合的に検討してできるだけ大半径の曲線を用いることが望ましい。

また、トンネルの線形は、トンネル坑口付近の地形・地質及び前後の取付部の線形のほか、長大トンネルにおいては作業坑及び換気坑の位置等を総合的に考慮して計画を行うことはもちろん、坑口の位置、工事用設備の配置、工事用道路、工事用電力等、施工上の便宜も考慮することが重要である。

イ 縦断線形

トンネルの縦断勾配は、原則として一定勾配又は凸勾配を基本とし、その勾配は完成後の湧水、漏水及び洗浄水等の排水に支障をきたさない範囲で極力小さくすることが望ましいが、その決定に当たっては、施工中の湧水、ずり出し方式、完成後の走行性及び換気等を総合的に勘案して決める必要がある。

施工中の湧水を自然流下方式で排水する場合には、現場の不陸等のため、最小 0.3～0.5%の勾配の確保が必要となる。なお、トンネル完成後の排水としては、湧水・漏水及びトンネル維持用の洗浄水等があるが、一般に排水施設は粗度係数の良好なコンクリート等の材料が用いられるため、排水勾配としては通常 0.1～0.2%以上あれば十分である。また、ずり出しがレール方式の場合、「労働安全衛生規則、第 202 条の規定」の 50/1000（５%）以下を遵守するものとし、機関車の牽引率が低下し工費に大きく影響するため、１～２%以内とすることが望ましい。



一方、道路トンネルにおいて勾配を制限するもう一つの要素としては、自動車の排気ガスによる換気の問題がある。自動車の排気ガスの煤煙濃度は、３%付近を境に縦断勾配がきつくなると急増するため、機械換気を必要とするトンネルではできる限り小さな縦断勾配を採用する。やむを得ない場合でもトンネルの縦断勾配は３%程度以下を目標とするのが望ましい。

なお、機械換気を必要としない短いトンネルの場合には、３%に拘束されることなく、道路の線形上有利な勾配として差し支えない。

明かり部の地形的条件により、登坂車線の設置が必要となる場合には、トンネル坑口までその影響が及ばないような縦断線形を計画する必要がある。

トンネル内に縦断勾配の変化点を設ける場合は、視距の確保及び狭い空間での走行性を考慮して、できるだけ大半径の曲線を採用することが望ましい。

(5) トンネルに接続する明かり部の線形

自動車のトンネルへの進入をスムーズにするためには、運転者ができるだけ早くトンネルの存在を知り、十分な距離からトンネルの坑口が見通せるような線形とすることが重要である。

トンネル坑口に接近した取付部に、平面曲線が入る場合や縦断勾配の変化点がある場合には、トンネルの存在を早い時点で知ることが妨げられたり、トンネルと取付け道路部の線形が極端な不均衡になったりすることが多い。このような場合には、トンネル内にそれらを移した方が好結果を得ることもあるので、十分検討する必要がある。

また、トンネルの直前まで急な上り勾配がある場合は、自動車の速度が低下するため、トンネルに進入してから加速することになる。その結果、自動車の排気ガスの発生量が増加し、換気施設の増大を招くおそれがあるので注意する必要がある。

なお、トンネルに接続する取付け道路部の線形の決定に当たっては、坑口に近接してできる橋梁や盛土等の構造及び施工を考慮して無理のない設計とすることが必要である。

トンネルには取付け道路部より路肩幅員が縮小されている例があり、自動車がトンネルに出入りする際、なめらかに走行できるよう、トンネル坑口に接続する取付け道路には、設計速度に応じたテーパーを設け、この区間で路肩幅員差をすりつけるものとする。すりつけ区間のテーパーには、普通 1/25～1/50 の範囲のものを用いている。

すりつけは、縁石、ガードレール、マーキング等で行うのが一般的で、坑口付近の擁壁等の構造物は原則としてすりつけを行わない。なお、構造物等が近接することにより生じた坑口の空地は、諸設備の設置場所に利用する等トンネルの維持管理に有効である。

また、積雪寒冷地の坑口では除雪時の雪を坑内に持ち込まないようトンネル坑口手前に堆雪スペースを確保する必要がある。トンネル坑口手前の堆雪拡幅量はトンネル前面まで、手前の切土部と同一の幅員を確保することを原則とするが、トンネル内への雪の持ち込みや吹き込んだ雪の処理を考慮し、地形上、経済上許す範囲で、できるだけ広く確保することが望ましい。

### 9.2.3　内空断面

トンネルの内空断面の形状と寸法は、車両、歩行者、自転車等の安全に留意した上で、道路構造令に定める所要の建築限界及び換気等に必要な断面を包含し、トンネルの構造物としての安全性と経済性を考慮して定めなければならない。

したがって、内空断面は道路規格が決まれば主として歩行者・自転車用通路の必要性の有無、換気の必要性の有無、非常用設備等の諸機器の有無、内装の有無、及びこれらの防災設備の保守点検用の監視員通路の有無等により必要空間を車道空間に付加し、覆工等の施工上の誤差及び曲線部での施工誤差等を考慮して、その大きさと形を決定する。

トンネルの機能に直接関係しない占用物件を内空断面に収容する場合は、通常、路肩部の側壁と側溝との間、あるいは歩道等がある場合には歩道等の下に設け、車道下に設ける例は少ない。可燃性・爆発性あるいは毒性のある物質を輸送するための占用は、トンネルにおいては避けるべきである。

(1)建築限界

建築限界については、「**3.4.5　建築限界**」に示すとおりとする。

(2)監視員通路・歩道等

延長が長く交通量の多いトンネルでは、非常用施設として火気検知器・監視装置（ITV）、換気施設として煙霧透過率測定装置（VI 計）等、保守点検を定期的に行う必要がある。このため、これら機器の維持管理に従事する作業員の安全を確保するとともに、交通規制を行わずに作業ができるよう管理用の通路を設けることがある。これは監査歩廊又は監視員通路等と呼ばれるが、内空断面の決定に当たっては、あらかじめその必要性の有無、設定位置、大きさ等を決めておかなければならない。監査歩廊・監視員道路の建築限界は幅 0.75m、高さ 2.00m とし、またマウントアップは、監査歩廊で 0.25m、監視員通路で 1.0m とするのが一般的である。

**図-9.2.3** に監査歩廊の例を示す。

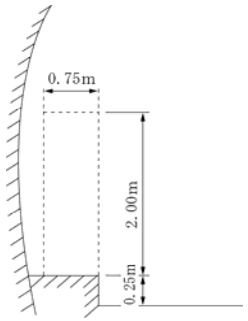



**図-9.2.3**　監査歩廊の例[27)]

同一断面内に歩道・自転車歩行者道を設置する場合には、「**3.4.4　歩道、自転車道及び自転車歩行者道**」に定められた幅員を確保するものとする。さらに、歩行者及び自転車の安全のために、車道との境界に防護柵を設置する等の対策をとることが望ましい。なお、歩道、自転車歩行者道の計画に当たっては、歩行者、自転車、自動車の交通量、トンネル延長、トンネル前後区間の沿



道状況等を総合的に考慮し、歩道等の設置(両側、片側)、幅員を判断しなければならない。

トンネル部においては、幅の広い歩道を設置すると大断面となり、大幅なコスト増となる場合があることから、歩行者交通量の少ない場合は、片側にのみ歩道を設置する、管理用通路のみとする等して必要最低限の幅員とする。

(3)内空の余裕

内空断面の余裕として、一般に以下のものを見込んでいる。

ア　トンネル内の舗装は全面改修が困難なため、通常オーバーレイを行うことが多い。したがって、建築限界の高さにこれらのための余裕を見込んでおく必要がある。この余裕としては 20cm 以上とることが望ましい。なお、路肩部の余裕としては 5 cm 程度とするのが一般的である。

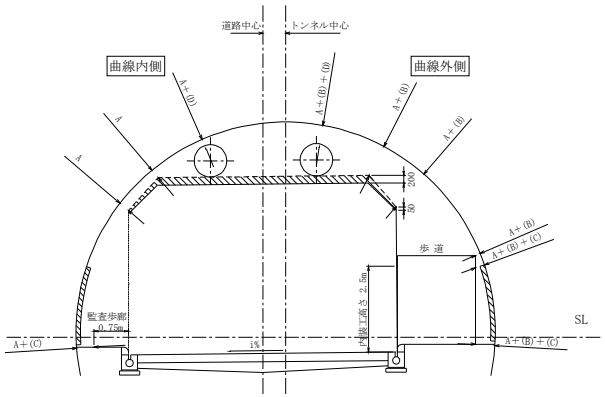
イ　トンネル覆工仕上り線は設計断面に対して、施工上ある程度の誤差が生じることはまぬがれない。このためには、あらかじめトンネル断面の所要空間とは別に、施工誤差の許容範囲を見込んで断面を決定する必要があり、通常、その許容誤差は覆工面の半径方向に 5 cm 程度を見込んでいる。

内装工の取り付け方式はタイル、パネル系とも直張り方式を標準とし、取り付け幅として 30mm の余裕を見込むことを標準とする。ただし、内装版の要否については検討を行う必要がある。

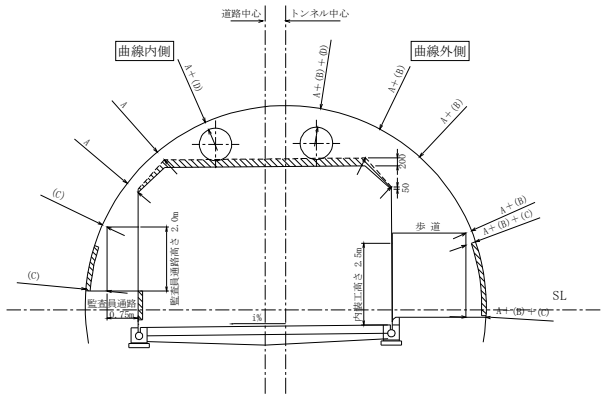
また、平面線形が曲線の場合、セントルの長さも考慮して内空断面が建築限界を侵さないよう余裕幅を検討する必要がある。

ウ　トンネルの内空断面は、ジェットファンや換気ダクト等の換気方式の種類によって変化するので注意しなければならない。

なお、機械換気を必要としないトンネルであっても将来換気設備が設置される可能性のある場合には、設置し得る余裕空間を見込むものとする。ジェットファンと壁面との離隔距離は 200mm を最小とする。




(a)監査歩廊の場合




(b)監視員通路の場合

舗装オーバーレイのための余裕　：　建築限界の高さに車道で200㎜、路肩幅で50㎜を見込む
施工誤差に対する余裕　A　：　車道、及び歩道、監査歩廊部に50㎜を見込む
平面曲線に起因する余裕　B　：　車道及び歩道部の曲線外側に必要量を見込む
内装工設置に伴う余裕　C　：　内装工を設置する場合には取り付け幅として30㎜を設置区分に応じた内装設置範囲に見込む
換気設備設置に伴う余裕　D　：　ジェットファンと壁面との隔離距離として最小200㎜を確保する
※（　）内は必要となる場合に見込むものを示す。
※その他、視距確保のための拡幅、占有物件設置による余裕を必要により見込むものとする。

図-9.2.4　内空余裕の考え方(参考)[27)]



(4)内空形状

トンネルの内空断面形状は安定性や経済性を考慮して、通常三心円(上半単心円)からなる馬てい形や、五心円(上半三心円)等の偏平断面を用いるが、地山条件が悪く土圧や水圧が大きいところでは、円形かそれに近い形状とする場合がある。このように内空断面形状は、所要の建築限界等と地山条件から合理的なものを選定する必要がある。内空断面形状の選定に当たっては、トンネルの安定性を考慮して極端に偏平な断面形状を避けるため、これまでの施工実績から内空縦横比(内空高さと内空幅の比)をおおむね0.57～0.60以上確保することが望ましい。

なお、「9.2.5　**支保工の設計**」に示すように、支保の規模を決定する上で便宜上、トンネル断面の大きさを、**表-9.2.1**に示すようスプリングライン上での内空幅と内空縦横比を指標として、通常断面、大断面、小断面の三つに区分することとする。このうち、小断面は、長大トンネルにおける避難通路や調査坑等で適用される。

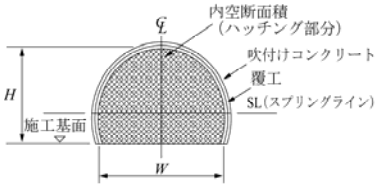
ア　上半断面及び内空縦横比

**表-9.2.1**に示す、通常断面の内空形状と内空縦横比の組合せを標準とする。

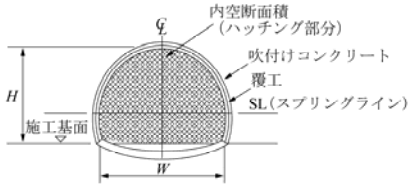
**表-9.2.1**　断面区分[27)]

| 区分 / 項目 | 通常断面 | 大断面 | 小断面 |
|---|---|---|---|
| 内空幅（m） | 8.5～12.5 | 12.5～14.0 | 3.0～5.0 |
| 内空形状 | 上半単心円断面 | 上半三心円断面 | 上半単心円<br>側壁部鉛直断面 |
| 内空縦横比 | 0.60以上 | 0.57以上 | 0.80以上 |
| 内空断面積（$m^2$）<br>（参考値） | 40～80程度 | 80～100程度 | 8～16程度 |

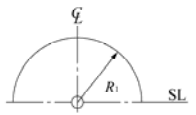
注1）内空幅とは、スプリングライン上での内空幅をいう（**付図-1、2**に示す$W$をさす。）。
2）内空縦横比（$H/W$）は**付図-1.2**に示す内空高さ（$H$）と内空幅（$W$）の比で表示した。
3）内空形状は上半（SLより上）を形成する円弧の数で**付図-3、4**に示すように、上半単心円（三心円）と上半三心円（五心円）とした。
4）内空断面積は断面形状（内空縦横比等）の影響を受けやすいため、この影響を受けない内空幅により断面を区分する。参考値として各断面のおおよその内空断面積を表に示した。なお、ここでいう内空断面積とは、インバート（盤下げ）を含まない覆工内側の全内空断面積をいい、換気計算に用いる車道内空（舗装面の上部）とは異なる。
5）大断面における非常駐車帯の内空断面の設定に当たっては、側壁部の形状を共有する形で拡大すると、極度に扁平になることも考えられるため、一般部の内空形状を相似拡大する案も含め、地山条件等に応じた検討が必要である。



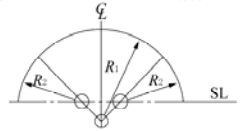

**付図-1**　インバートなしの場合




**付図-2**　インバートありの場合




**付図-3**　上半単心円




**付図-4**　上半三心円

イ 下半断面

① 下半半径については、上半半径の 1.0 倍、1.5 倍、2.0 倍を検討対象とし、経済性、トンネルの構造安定性等を比較の上、決定する。

② 覆工コンクリートの足付け位置は、拝み勾配、片勾配に関わらず、車道端部における左、又は右の最小路盤厚を確保した路盤の最下端を水平に結んだ位置とする。なお、S.L から足付け位置までの高さ(足付け高さ)は、50mm 単位に切り捨て丸めるものとし、トンネル全区間に対し変えないものとする。(**図-9.2.5** 参照)

なお、舗装厚により足付け位置が異なるため、断面検討の際には舗装厚を確定しておく必要がある。

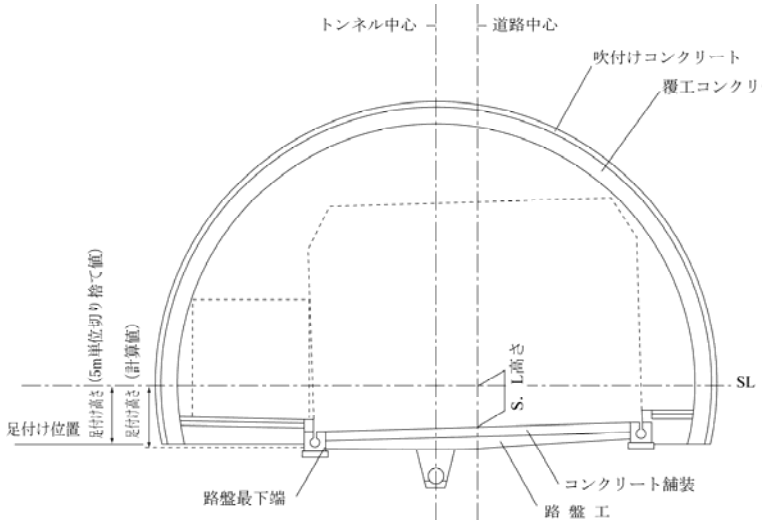



**図-9.2.5**　覆工コンクリートの足付け位置 [27)]



ウ インバート

① インバート半径は、中央排水工と側壁下端を通る円弧として設置する。ただし、路側排水工の設置に支障をきたす場合には、側壁下端に変えて路側排水工の端部を通る弧として設定する。

② インバートと側壁との接合円半径は 1.5m を標準とする。ただし、路側排水工の設置に支障をきたす場合や監査歩廊下等にトンネル設備配管を埋設するためのスペースが不足する場合には 1.0m とすることができる。

③ 脚部では、吹付けコンクリートと覆工の厚さの合計がインバート厚さとなるようにインバート厚さをすりつけるものとする。すりつけ形状については**図-9.2.6** を標準とするが、特に側圧による押し出し等が顕著な場合には吹付け、覆工からの応力伝達性等を考慮した形状とする。

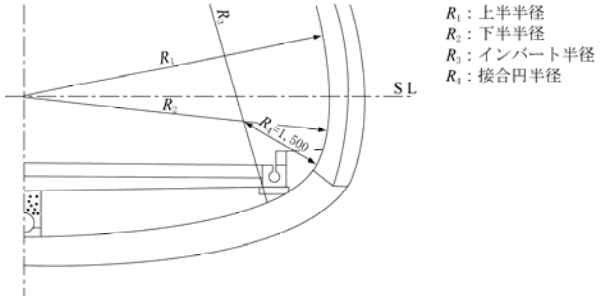



**図-9.2.6**　インバートの形状(標準) [27)]

エ その他

① トンネル内に曲線区間を有し、複数の横断勾配を有するトンネルにおいては、全ての横断勾配における建築限界を包含し得る断面の選定を標準とする。ただし、曲線区間が短い、あるいは曲率が小さく拡幅量が大きな場合には別途検討を行うものとする。

② 道路中心とトンネル中心の偏心量については、原則としてトンネル全線で変えないものとする。ただし、トンネル内に複数の横断勾配を有し、シフトさせることにより内空断面を小さくすることが可能な場合には施工性等を考慮した上でシフトすることができる。

③ 断面検討時のトライアル諸数値の丸め方は、**表-9.2.2** を標準とする。

**表-9.2.2**　トライアル諸数値の丸め値 [27)]

| 項　　目 | 丸め値 | 適　　用 |
|---|---|---|
| 上下半半径 | 1 cm | |
| インバート半径 | 1 cm | |
| SL 高さ | 1 cm | |
| 道路中心とトンネル中心の偏心量 | 1mm | |

### 9.2.4　地山分類

(1)一般事項

トンネルの設計・施工に当たっては、地質調査等の結果をもとに技術的判断を加えて地山分類を行うものとする。地山分類の結果は、トンネルの断面形状、支保構造、掘削方式、掘削工法、さらには、工事費、工期にも影響を与えるため、地山の性状を工学的に正しく評価することが大切である。

したがって、地山分類に当たっては、初生的性質を反映した新鮮な状態での強度と、その後の劣化の過程を表す劣化のしかたをもとに、岩盤を４つの岩石グループに区分する。すなわち新鮮な状態での強度により、一軸圧縮強度が 80N/mm$^2$ 以上の硬質岩(H)、20～80N/mm$^2$ の中硬質岩(M)、20N/mm$^2$ 未満の軟質岩(L)に区分し、劣化のしかたは節理面が支配的な不連続面となるようなものを塊状、層理面あるいは片理面が支配的な不連続面となるようなものを層状に区分する。そしてこれらを、トンネル掘削時の変位の生じ方と支保にかかる荷重の生じ方等をもとに**表-9.2.4** のように、硬質(H)塊状岩盤、中硬質(M)軟質(L)塊状岩盤、中硬質(M)層状岩盤、軟質(L)層状岩盤の４つのグループに区分した。ただし、これら岩の強度や劣化のしかたは、表中に示す岩種により特徴付けられることから、実務的には岩種により区分を行っている。

トンネル掘削の難易や土圧等の地山の挙動に関係する地山条件には、以下の事項がある。

① 岩石そのものの硬軟及び固結度
② 風化・変質の程度
③ 節理・層理・片理等の不連続面の間隔、幅、形状、充填物の状態
④ 褶曲、断層、破砕帯等の地質構造及びそれに起因する地山の応力状態
⑤ 土かぶり
⑥ 地下水の影響
⑦ 膨張性の有無



(2)地山分類

トンネルの設計・施工に当たっては、地山の工学的な諸性質が最も重要な要素であることから、これを十分に把握するように努めなければならない。地山の工学的諸性質は、生成時代、地質構造、風化・変質状況、不連続面の状態、地下水の影響等によって異なり、地山の諸性質を工学的に評価することは極めて難しいが、トンネルの設計・施工を効率的かつ合理的に行うためには、この地山物性を類型化して評価する必要がある。そのため、設計・施工と対応した地山評価基準、すなわち地山分類基準が必要となる。**表-9.2.3** に最近の施工実績の分析結果から得られた設計・施工に適用する地山分類表を示す。

これらに対する地山判定の指標は、「**第２章　調査**」から得ることを原則とし、弾性波速度(縦波速度)、地山の状態(岩質・水による影響、不連続面の間隔、不連続面の状態)、ボーリングコア(コアの状態、RQD)、トンネル掘削の状況とする。また、第三紀層等の軟岩地山や断層・破砕帯等、地山の強度と作用する荷重の比率が問題になり、トンネル掘削時の変位が大きくなる岩石に対しては、前記に加えて地山強度比を用いる。

地山等級分類に当たっては、連続的な指標として得られる弾性波速度区分による地質評価に偏ることなく、地表地質調査、ボーリング調査、及び各種の調査・試験の結果や類似地質の実績等を十分に分析し、土木工学的な要素を加味して総合的な判断に基づいて判定することが重要である。

なお、この判定において不明点、疑問等が生じた場合は、必要に応じて補足調査を実施するか、留意事項として整理しておくことが望ましい。

**表-9.2.3**　地山分類表[16)]

| 地山等級 | 岩石グループ | 代表岩石名 | 弾性波速度 $V_p$(km/s) 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 | 地山の状態 岩質、水による影響 | 地山の状態 不連続面の間隔 | 地山の状態 不連続面の状態 | コアの状態、RQD (%) | 地山強度比 | トンネル掘削の状況 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B | H塊状 | 花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス、中古生層砂岩、チャート | | ・新鮮で堅硬又は、多少の風化変質の傾向がある。<br>・水による劣化はない。 | ・節理の間隔は平均的に50cm程度。<br>・層理、片理の影響が認められるがトンネル掘削に対する影響は小さい。 | ・不連続面に凝脱や狭在粘土～粘狂砂～礫状を介す。<br>・不連続面はおおむね密着している。 | コアの形状は岩片状～短柱状～棒状を介す。<br>コアの長さがおおむね10cm～20cmであるが5cm以下のものがみられる。<br>RQDは70以上。 | ―― | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて非常に大きい。<br>不連続面の状態も良好でトンネル掘削による緩みはほとんど生じない。掘削断面から部分的に肌落ちする場合もある。<br>切羽は自立する。<br>掘削幅10 m程度のトンネルでは、掘削にともなう内空変位は10mm程度以下の微小な弾性変形にとどまる。 |
| | M塊状 | 安山岩、玄武岩、流紋岩、石英第三紀層砂岩 | | | | | | | |
| | L塊状 | 蛇紋岩、凝灰岩、凝灰角礫岩 | | | | | | | |
| | M層状 | 粘板岩、中古生層頁岩 | | | | | | | |
| | L層状 | 黒色片岩、緑色片岩 | | | | | | | |
| | | 第三紀層泥岩 | | | | | | | |
| C I | H塊状 | 花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス、チャート | | ・比較的新鮮で堅硬又は、多少の風化変質の傾向がある。<br>・節理度の比較的小さい岩盤。<br>・水による劣化はない。 | ・節理の間隔は平均的に30cm程度。<br>・層理、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。 | ・不連続面に凝脱や狭在粘土がごく一部みられる。<br>・不連続面は部分的に僅口している。5 mm以下のものもみられる。<br>・不連続面は概ね密着しているが僅口幅は小さい。 | コアの長さがおおむね5cm～20cmであるが5cm以下のものもみられる。<br>RQDは40～70。 | ―― | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きい。<br>不連続面の状態も比較的良好でトンネル掘削による緩みは部分的なものにとどまる。比較的すべりやすい不連続面に沿って、局部的に肌落ちする場合もある。切羽は自立する。<br>掘削幅10 m程度のトンネルでは、掘削にともなう内空変位は15～25mm程度以下の小さな弾性変位にとどまる。 |
| | M塊状 | 安山岩、玄武岩、流紋岩、石英第三紀層砂岩 | | | | | | 4以上 | |
| | L塊状 | 蛇紋岩、凝灰岩、凝灰角礫岩 | | | | | | | |
| | M層状 | 粘板岩、中古生層頁岩 | | | | | | | |
| | L層状 | 黒色片岩、緑色片岩 | | | | | | | |
| | | 第三紀層泥岩 | | | | | | | |
| C II | H塊状 | 花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス、チャート | | ・比較的新鮮で堅硬又は、多少の風化変質の傾向がある。<br>・風化・変質作用により岩質は多少軟化している。<br>・節理度の比較的小さい岩盤。<br>・水により劣化や緩みを部分的に生じる。 | ・節理の間隔は平均的に20cm程度。<br>・層理、片理が顕著でトンネル掘削に影響を与えるもの。 | ・不連続面に凝脱や薄い狭在粘土が部分的にみられる。<br>・不連続面の僅口しており、僅口幅も比較的大きくなる。<br>・幅の狭い小断層を挟むもの。 | コアの長さが10cm以下のものが多く、5cm以下の細片が多量に混入される状態のもの。<br>RQDは10～40。 | ―― | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べてあまり大きくはないが、おおむね弾性変形をとどめる程度である。<br>岩石の強度は大きくても不連続面の状態が悪く、掘削によりすべりやすい不連続面に沿って岩盤が落下しようとして緩みが大きくなる。切羽は自立する。<br>掘削にともなう内空変位は、岩石の強度が作用する荷重に比べてやや小さい場合には、掘削幅10 m程度のトンネルで弾性変位である30mm程度発生するが、2D覆工である程度収束する。 |
| | M塊状 | 安山岩、玄武岩、流紋岩、石英第三紀層砂岩 | | | | | | 4以上 | |
| | L塊状 | 蛇紋岩、凝灰岩、凝灰角礫岩 | | | | | | | |
| | M層状 | 粘板岩、中古生層頁岩 | | | | | | | |
| | L層状 | 黒色片岩、緑色片岩 | | | | | | | |
| | | 第三紀層泥岩 | | | | | | | |
| D I | H塊状 | 花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス、中古生層砂岩、チャート | | ・切羽は多少硬い部分もあるが、全体的に強い風化・変質をうけたもの。<br>・層理、片理が非常に顕著なもの。<br>・不連続面の間隔は平均的に10cm以下で、その多くは僅口している。<br>・不連続面の僅口も大きく開脱や粘土を挟むことが多い。<br>・小規模な断層を挟むもの。<br>・亀裂を多く含む二次岩、破砕など。<br>・水により劣化や緩みが著しい。 | | コアは細片状になる。時には、角礫混じり砂状をいは粘土状となるもの。<br>RQDは10程度以下。 | 4～2 | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて大きくはなく、弾性変形をとどめる。<br>岩石の強度は弾性変形をとどめるに足りるほど大きくても、不連続面の状態が非常に悪く、掘削により多くのすべりやすい不連続面に沿って地山の緩みが拡大する。切羽の自立が悪く、地山条件によってはリングカットや補助工法を必要とする。<br>掘削にともなう内空変位は、岩石の強度が作用する荷重に比べて小さい場合には、インバートで早期に閉合しないならば、掘削幅10 m程度のトンネルで30～60mm程度発生し、切羽が2D覆工でも収束しないことが多い。 |
| | M塊状 | 安山岩、玄武岩、流紋岩、石英第三紀層砂岩 | | | | | | | |
| | L塊状 | 蛇紋岩、凝灰岩、凝灰角礫岩 | | | | | | | |
| | M層状 | 粘板岩、中古生層頁岩 | | | | | | | |
| | L層状 | 黒色片岩、緑色片岩 | | | | | | | |
| | | 第三紀層泥岩 | | | | | | | |
| D II | H塊状 | 花崗岩、花崗閃緑岩、石英斑岩、ホルンフェルス、チャート | | ・切羽は多少硬い部分もあるが、全体的に強い風化・変質をうけたもの。<br>・層理、片理が非常に顕著なもの。<br>・不連続面の間隔は平均的に10cm以下で、その多くは僅口している。<br>・不連続面の僅口も大きく開脱や粘土を挟むことが多い。<br>・小規模な断層を挟むもの。<br>・亀裂を多く含む二次岩、破砕など。<br>・水により劣化や緩みが著しい。 | | コアは細片状になる。時には、角礫混じり砂状をいは粘土状となるもの。<br>RQDは10程度以下。 | 2～1 | 岩石の強度は、トンネル掘削によって作用する荷重に比べて小さく、弾性変形ととともに大きな塑性変形を生じる。<br>岩石の強度が小さいことに加えて、不連続面の状態も非常に悪く、掘削により多くのすべりやすい不連続面に沿って地山の緩みが拡大する。切羽の自立が悪く、地山条件によっては鏡吹きを必要とする。<br>掘削にともなう内空変位は、インバートで早期に閉合しないならば、掘削幅10 m程度のトンネルで60～200mm程度発生し、切羽が2D覆工でも収束しない。 |
| | M塊状 | 安山岩、玄武岩、流紋岩、石英第三紀層砂岩 | | | | | | | |
| | L塊状 | 蛇紋岩、凝灰岩、凝灰角礫岩 | | | | | | | |
| | M層状 | 粘板岩、中古生層頁岩 | | | | | | | |
| | L層状 | 黒色片岩、緑色片岩 | | | | | | | |
| | | 第三紀層泥岩 | | | | | | | |

注）本分類にあてはまらない地山または地山の良好なものを地山等級A、劣悪なものを地山等級Eとする。
2) H、M、Lの区分：岩石の物理的な強度状態での風化により、軸圧縮強度で次のように区分する。
H：$q_u \geq 80$N/mm²　M：20N/mm² ≦ $q_u$ ＜80N/mm²　L：$q_u$ ＜20N/mm²
3) 塊状、層状の区分　塊状：節理面が支配的な不連続面とならないもの。
層状：層理面から割れ方向が支配的な不連続面となるもの。
注4) 内空変位とは、トンネル施工中に地山に計測されるトンネル断面間隔の変化で、掘削以前に変化したものは含まない。
5) 緩みとは、比較よって肌落ちされた状態のものを不連続面に沿って引き下ろすことをいう。
肌落ちが切羽に与えようとするものをいう。
6) 岩石の強度とは、割れ目の影響を受けない岩石の強度のことをいう。



**表-9.2.3** の地山分類表は、原則として吹き付けコンクリート、ロックボルト、鋼アーチ支保工を主たる支保とする場合の当初設計段階及び施工中における地山分類に用いるものとするが、その適用に当たっては、次に示す事項について十分に留意しなければならない。

ア 地山等級Eは、特殊な地山条件下（大きな崖錐、大きな断層・破砕帯等の土圧が著しい地山状況）で、内空変位が200mm程度以上（掘削幅10m程度のトンネルでの目安）になるものに適用し、支保の設計に当たっては数値解析の結果や類似の地山条件での施工事例等を参考にする。また、本地山分類表にあてはまらないほど良好な地山については地山等級Aとし、工区に占める比率や地山状態により経済的な見地からトンネルごとに設計する。

イ 当初設計段階における地山分類は、地表地質踏査、ボーリング調査、地山試料試験等の調査結果及び弾性波探査を総合的に判断して行うものとする。特に、弾性波速度及び地山強度比は地山判定の一応の目安を与えるものであり、できるだけ地表地質踏査、ボーリング調査、地山試料試験等の調査結果を活用し、それらを補完する目的で使用するものとする。

**表-9.2.4**　岩石グループ[16)]

| | | 岩盤の初生的性質を反映した新鮮な状態での強度の区分 | | |
|---|---|---|---|---|
| | | H（硬質岩）<br>80N/mm²以上 | M（中硬質岩）<br>20～80N/mm²以上 | L（軟質岩）<br>20N/mm²以上 |
| 劣化のしかたによる区分 | 塊状岩盤 | はんれい岩、かんらん岩<br>閃緑岩<br>花崗閃緑岩<br>花崗岩<br>石英斑岩、輝緑岩<br>花崗斑岩<br>ホルンフェルス<br>中・古生層砂岩<br>石灰岩、チャート（珪岩）<br>片麻岩 | 安山岩<br>玄武岩、閃緑凝灰岩<br>石英安山岩<br>流紋岩<br>ひん岩<br>第三紀層砂岩、礫岩 | 蛇紋岩<br>凝灰岩<br>凝灰角礫岩 |
| | 層状岩盤 | | 粘板岩<br>中・古生層頁岩 | 千枚岩<br>黒色片岩、石墨片岩<br>緑色片岩<br>第三紀層泥岩 |

注）---------- は、主に地山の弾性波速度の違いによる分類を示し、分類されたグループは、**表-9.2.3**の代表岩種名欄のグループに対応する。

ｳ 施工中の地山分類は、工事着手後の切羽の観察・計測等によって直接的に掘削地山を評価することができる。この場合、まず、トンネル掘削による地山の挙動と変位の目安により地山を分類し、内空変位が 30mm 程度（掘削幅が 10m 程度のトンネルでの目安）以下で収まる場合には、切羽観察による岩質、水による影響、不連続面の状態、不連続面の間隔によって分類するものとする。また、内空変位量が 30mm を超え塑性変形を呈すると考えられる場合には、岩質、水による影響、不連続面の状態、不連続面の間隔に加え地山強度比も指標とし、さらに坑内計測結果も考慮して分類する。

ｴ 上下線を段階的に建設する場合で、既に建設されたトンネルが隣接するトンネルの設計においては、既設トンネルの施工時の観察・計測データを十分に活用する。すなわち、既設トンネルの地山等級や支保パターンだけでなく、掘削時の地山の挙動と変位の実績及び不連続面の状態、不連続面の間隔、地下水の影響等の記録によって地山を分類する。

ｵ 地山分類表の各指標の評価に当たっては、これら指標の持つ特性を理解し総合的に判断しなければならない。以下に各指標の持つ特性について示す。

(ｱ) 弾性波速度（km/s）

トンネルの調査においては、対象物が線状で長く、地中の深いところを通過し、ボーリング調査等のように直接地山を観察する手法がどうしても適用できない部分があるので、間接的手法として弾性波速度を用いて補足する必要がある。弾性波速度は、不連続面を反映した岩盤の力学的性状を、広い範囲にわたって比較的簡単に把握できるので便利であるが、あくまでも間接的手法であり、誤差もあることを認識しておく必要がある。弾性波速度を評価する場合は、次の点に注意する。

① 頁岩、粘板岩、片岩等で褶曲等による初期地圧が潜在する場合、あるいは微細な亀裂が多く施工時に緩みやすい場合には、実際の地山等級よりも事前の弾性波速度によるものが良好に評価されることがある。

② 弾性波速度及び地山強度比の値が各地山等級間の境界となるデータについては、地形的特性、地質状態等により工学的に判定する。

③ トンネル計画高より上部約 1.5D（D はトンネル掘削幅）の範囲が複数の速度層からなる場合は、弾性波速度分布図におけるトンネル計画高の速度層より上層（速度の遅い層）の速度を採用する方が望ましい。

④ 土かぶりの小さいところでは地質が比較的悪く、地質区分の変化も著しいことが多いため、測量誤差（航測図化図、実測図、弾性波探査測量図）や物理探査の解析誤差が地質区分の判定に大きな影響を与えるので、特に注意を払う必要がある。

⑤ 断層・破砕帯については、弾性波速度のみでなく、その方向・土かぶり・その他の判定基準も参考にして、補正を行う。

⑥ 施工中に坑内弾性波速度が得られた場合は、地山等級の確認を行い、必要があれば当初設計の変更を行う資料とする。

(ｲ) 地山の状態

トンネル掘削の対象となる地山、すなわち岩盤を評価するためには、岩盤が岩塊、岩片という要素が重なり合った不連続物体であり、岩片がある一定以上の強度を持つものであれば、その強度は不連続面の強度に支配されるということを良く理解しておく必要がある。一方、地山の状態が非常に悪くなれば、無数の不連続面の存在により逆に連続体的な挙動を示すようになり、トンネル掘削による挙動は不連続面を含む地山の強度が支配的となる。



a 岩質、水による影響

ここでいう岩質とは、新鮮な地質体が風化によって劣化した、現時点での岩盤を構成する岩片の状態のことである。事前調査においては、地表地質踏査、ボーリングコアから採取した試料の室内強度試験等により、できるだけ直接的、定量的な強度の把握に努める。施工中には、切羽から採取した岩片の一軸圧縮強度試験、点載荷試験等によって強度を判定し、ハンマの打撃等によって補足する。

地下水による地山の強度劣化は、トンネル構造と施工の難易に対して評価する必要がある。当初設計段階において、湧水が有ると予想される場合には地下水による強度劣化を想定して地山評価を行い、施工段階では、実際の湧水の量と強度劣化の度合いに応じて地山の評価を修正するものとする。

b 不連続面の間隔

不連続面の間隔とは、層理、片理、節理による規則性を持った割れ目の平均的間隔を言い、トンネル掘削によって切羽に明確な凹凸を生じさせ、岩塊として分離するような割れ目を評価する。事前調査においては、地表地質踏査、ボーリングコア観察等によってできるだけ直接的な観察により判断する。施工中は、切羽の詳細な観察により判定できる。

c 不連続面の状態

不連続面の状態は、不連続面がトンネルの挙動を支配する場合には、最も重要な地山判定項目となる。すなわち、岩盤のせん断強度は、不連続面の形状と不連続面に挟在する物質の種類によって決まる。したがって、不連続面の粗さ（形状及び表面のすべりやすさ）、粘土等の充填物を主とし、長さ（連続性）、幅（開き）、風化の状態を総合的に検討して、トンネル掘削の岩盤の挙動の観点から評価する。事前調査においては、地表地質踏査、ボーリングコア観察等によってできるだけ直接的な観察によって判断する必要がある。施工中は、切羽の詳細な観察により判定することができる。

(ｳ) ボーリングコア（コアの状態、RQD）

ボーリングコアの採取は、事前調査段階では、全ての岩種において直接地山を観察できる数少ない有用な指標になる。これらの観察結果は、主に地表地質踏査と合わせ、風化変質状況や岩片の強度、不連続面の状態、不連続面の間隔等の判定に使われる。RQD は、ボーリング外径 66mm のダブルコアチューブで採取されたコアについて評価することを基本とし、主に硬質岩（H）や中硬質岩（M）の亀裂の状況の評価に使用されるが、軟岩（L）でも亀裂状況の参考になる。

(ｴ) 地山強度比

地山強度比は、軟岩地山におけるトンネル掘削時の押出し性の判定指標として提案されたものである。地山分類表では、主に中硬質岩（M）の層状岩盤、軟質岩（L）の層状・塊状岩盤、あるいは風化変質した破砕帯や土砂地山における分類指標となる。

地山強度比は、次のように定義する。

$$地山強度比＝\frac{q_u}{\gamma_h}$$

$q_u$：地山の一軸圧縮強度(kN/m$^2$)

$\gamma$：地山の単位体積重量(kN/m$^3$)

$h$：土かぶり高さ(m)

なお、地山の一軸圧縮強度は、亀裂等の存在が無視できる地山においては試料の一軸圧縮強度を適用できるが、亀裂等の影響が大きい地山においては準岩盤強度 $q_u'$(kN/m$^2$)を用いる。

$$q_u'=\left(\frac{V_p}{U_p}\right)^2\times q_u$$

$V_p$：地山の弾性波速度(縦波、km/s)

$U_p$：試料の超音波伝播速度(縦波、km/s)

$q_u$：試料の一軸圧縮強度(kN/m$^2$)

一般的に $U_p \geqq V_p$ であるが、スレーキング性や土かぶり等の関係で $V_p > U_p$ となる場合は、$U_p = V_p$ として準岩盤強度を求める。

(オ) トンネル掘削の状況と変位の目安

トンネル掘削時の状況と変位の目安は**表-9.2.3**に示したとおりである。変位量の計測は、支保工施工後できるだけ早い時期に初期値を測定し、初期変位速度や変位量の評価に差が生じないようにする必要がある。なお、施工時の切羽観察による地山評価においては、切羽で観察される不連続面の走向・傾斜とトンネル軸の関係、地下水の湧水量、及び地下水による強度低下に対して必要に応じて地山の評価を修正するものとする。

(カ) 注意すべき岩石

以下に示す岩石については、一般的にトンネル施工に伴う問題が発生しやすく注意が必要であり、場合によっては**表-9.2.3**に示される地山等級を下げる必要がある。

① 蛇紋岩や蛇紋岩化を受けた岩石、泥岩・頁岩・凝灰岩、火山砕屑物等は水による劣化を生じやすいので十分注意を要する。

② 蛇紋岩は変質が極めて不規則であるので、物理探査やボーリング調査の結果だけでは地質の実態を把握できないことが多いので、施工段階に十分注意を要する。

③ 輝緑岩、角閃岩、かんらん岩・はんれい岩、輝緑凝灰岩、蛇紋岩化作用を受けやすいので蛇紋岩と同様の注意が必要である。

④ 蛇紋岩や変朽安山岩（プロピライト）、黒色片岩、泥岩、凝灰岩等で膨張性が明確に確かめられたならば、DⅡ又はEに等級を下げる。

⑤ 比較的岩片の硬い頁岩、粘板岩、片岩類は、薄板状にはく離する性質があり、切羽の自立性、緩み域の拡大、緩み荷重に注意を必要とする場合がある。



## 9.2.5　支保工の設計

(1) 一般事項

支保工は掘削したトンネルを安定に保つために設けられる構造物であり、施工を安全に能率よく行えるものであるとともに、トンネルの長期にわたる供用に対して、覆工と併せて構造上十分な信頼性を有するものが求められる。

支保工を構成する部材としては、吹付けコンクリート・ロックボルト・鋼製支保工が基本となるが、地質条件の悪い地山では覆工も支保工の役割を果たす場合がある。支保工は、それぞれの特徴を生かして、地山条件に最も適合するように単独又は組み合わせて用いるものである。

(2) 支保工の設計法

支保構造の設計法には、通常以下に示す三つの設計手段がある。現在用いられている地山の種類と判定基準及びトンネルの状態と設計手法の関係は、**表-9.2.5**、**表-9.2.6**のとおりである。したがって、農道トンネルでは、「地山分類に基づく設計手法（標準支保パターンの適用）」を標準設計手法とし、特殊地山ではその条件に応じて検討するものとする。

ア 地山分類に基づく設計手法（標準支保パターンの適用）

施工実績に基づく経験的判断を主とした地山等級分類と支保構造を類系化した標準支保パターン（支保構造）を用いる手法。現地の地質調査結果等に基づいて分類された地山等級に従ってそれぞれの標準支保パターンを設定し、施工中の観察・計測により不適当な場合は必要な修正を行う。一般に簡便で有効な設計方法として用いられている。

イ 類似既往設計を参考にした設計手法

既往の設計例のうちで地山条件や断面形状等の条件が類似していると判断される場合には、その設計例を参考にして支保パターンを設定する。この場合、既施工トンネルの地山条件、施工法等の設定条件や計測結果等の情報をできるだけ多く収集し、それらを分析、吟味し、既往の支保パターンに検討を加えて適切なパターンを新たに設定することが必要である。

ウ 理論解析に基づいた設計手法

異常な土圧や通常の変位量を超える変位が予想される等の特殊な地山条件の場合、また掘削断面が特殊な形状をしている場合等、類似例が少ない等の理由により支保パターンの設定が困難な場合がある。そのような場合、ア、イの方法のほかに、解析により支保パターンの設定が行われることがある。

解析の方法としては、有限要素法等を利用して地山及び構造物の応力状態を把握しようとする数値解析法と、断面形状を円形等の簡単な形にモデル化して、弾塑性理論等により応力状態を把握しようとする理論解析手法とがある。両者とも定量的に設計が行えるという点では有効な手法であるといえるが、地山の特性を示す物性値のとり方、初期地山応力の評価、支保部材のモデル化等解析上解決すべき問題が残っており、この方法の適用に当たっては慎重な検討が必要である。

トンネルの設計に用いられる解析手法の一覧表を、**表-9.2.7**に示す。

**表-9.2.5　地山の種類の判定基準** [21)]

| 地山の種類 | 岩　種 | 地山の評価基準 | 評価手法 |
|---|---|---|---|
| 硬岩<br>中硬岩 | 変成岩<br>深成岩<br>古生層<br>中生層<br>火山岩<br>脈岩 | ・変質して粘土化したものは、軟岩又は膨張性地山に準ずる。<br>・変質して土砂化したものは、土砂地山に準ずる。<br>・粘土を伴う幅広い断層破砕帯は膨張性地山に準ずる。 | 標準支保パターンの適用。 |
| 軟岩 | 第三紀層<br>（ただし、火山岩、深成岩を除く）<br>下部洪積層 | ・地山強度比が２以上のもの<br>・硬質粘土、シルトも含む。 | 標準支保パターンの適用。 |
| 膨張性地山 | 蛇紋岩<br>膨張性泥岩<br>温泉余土<br>粘土を伴う幅広い断層破砕帯<br>粘性土<br>地すべり地山 | ・地山強度比が２以下の粘性土、破砕岩<br>・地すべり地山を含む。 | 類似条件での設計手法又は解析手法の適用。 |
| 土砂地山 | 上部洪積層<br>未固結砂層、礫層を主とする沖積層<br>崖錐<br>砂質風化土 | ・主として砂質土、礫質土 | 標準支保パターンと類似条件での設計手法又は解析手法との併用。 |

**表-9.2.6　トンネルの状態と設計手法**

| トンネルの状態 | 標準パターンによる | 類似既往設計参考 | 解析的検討 |
|---|---|---|---|
| 標準断面で以下の特殊な地山を除く。 | | | |
| ・硬岩・中硬岩地山 | ○ | | |
| ・軟岩地山 | ○ | | △ |
| ・土砂地山 | ○* | △ | ○ |
| 標準断面で特殊な地山 | | | |
| ・膨張性地山等の著しい押出し性地山 | | ○ | |
| ・流動性地山 | | ○ | |
| ・偏圧地山 | | △ | ○ |
| ・土かぶり特に大 | | △ | ○ |
| 土かぶり特に小 | | △ | ○ |
| ・特殊断面（特殊な形状） | | △ | ○ |
| ・特殊条件（構造物近接、接合等） | | △ | ○ |

○：適、△：採用が適切な場合もある。最適ではないがこれによらざるを得ない。*：流動化等の特殊な状態の発生の境界条件が明示できる段階に至っていない。

注）（公社）土木学会：トンネルにおける調査・計測の評価と利用から引用（一部修正）、（昭和 62 年９月）



**表-9.2.7　解析手法の一覧表** [21)]

| 解析結果に基づく設計 | | | | |
|---|---|---|---|---|
| 1. 地山の変形量の算定結果に基づく設計 | 応力・変形論 | 許容内空変位 | ①　理論解析手法<br>・Kirshの解<br>・Kastnerの解<br>・Eggerの方法<br>・Einsteinの方法<br>・岡の方法<br>②　数値解析手法<br>・FEM<br>・BEM | 無限地山中の円孔における弾性解<br>無限地山中の円孔における完全弾塑性解<br>無限地山中の円孔におけるダイレイタンシー係数を用いる弾塑性解<br>無限地山中の円孔における弾性解と厚肉円筒理論の連成解<br>無限地山中の円孔におけるひずみ軟化を考慮した弾塑性解<br><br>連続体を有限個の未知量を含んだ要素の集合体に離散化近似して解く方法<br>支配方程式の積分定理を用いて境界上の積分方程式に変換し、境界上の要素に離散化近似して解く方法 |
| | | 許容ひずみ | ①　数値解析手法<br>・FEM<br>・BEM | |
| | | 地表面沈下 | ①　理論解析手法<br>・Jeffery<br>・Limanov<br>②　数値解析手法<br>・FEM<br>・BEM | 半無限弾性地山中の円孔における地山の変形を２極座標系の問題として解いている<br><br>半無限弾性地山中の円孔における直上地表面沈下量 |
| 2. 支保材の部材力と変形量の算定結果に基づく設計 | 応力・変形論 | 許容応力 | ①　理論解析手法<br>・Eggerの方法<br>・Einsteinの方法<br>②　数値解析手法<br>・FEM | |
| | | 許容変形 | ①　理論解析手法<br>②　数値解析手法<br>・FEM | |
| | 限界平衡論 | 地山の許容支持力 | ①　理論解析手法<br>・Rabcewicz－岡の方法<br>・Fedderの方法<br>・山本の方法<br>・Dudekの方法<br><br>・地山の許容支持力と脚部の応力との比較 | 無限地山中の地山せん断破壊時の力の釣り合いを考えた方法<br>すべり面上のc、φの低下を考慮したRabcewicz－岡の方法<br>土かぶりの浅い砂質地山の落し戸実験に基づくロックボルトの釣り合いを検討する方法<br>梁と緩み領域の釣り合い計算<br>トンネル脚部に作用する応力を算定し、地山の許容支持力との対比を行い、トンネル脚部が沈下するかどうかを検討する |
| 3. 地山応力の算定結果に基づく設計 | 応力・変形論 | 許容比弾性領域 | ①　理論解析手法<br>・Kastnerの解<br>・Eggerの方法<br>②　数値解析手法<br>・FEM<br>・BEM | |

注）　これらの方法は、トンネルの掘削によって生じる岩盤内の応力や変形、支保部材の応力や変形、あるいは塑性領域が得られるので、支保工やトンネル断面形状等の設計値の妥当性と実際の施工手順、施工状況に応じて事前に検討できる有効な手段もある。

地山の岩盤条件、断面形状、掘削工程等が単純な場合や概略検討の場合に、理論的解析手法が用いられる。条件が複雑な場合や、実際に近い形で検討する場合には数値解析的手法が用いられる。

これらの解析手法においては、

①　岩盤の応力－ひずみ関係
②　地山を構成する岩盤の力学諸定数
③　地山の初期応力状態
④　支保部材のモデル化
⑤　解析上の境界条件や手法の特異性

等の評価が少し異なっても、解析結果は大きく変わるので、その設定に当たっては、事前に十分検討しておく必要がある。

トンネル掘削そのものは、本来三次元的な問題であり、トンネル縦断方向の挙動、特に切羽の影響を考慮しなければならないが、入力値や手順の複雑さ、入力物性値の精度等の問題とともに、演算時間、計算コストの増加等の理由もあって、三次元解析は余り実用的ではない。したがって、設計レベルまで解析結果を反映させるためには、通常、平面ひずみ問題として扱うか又は切羽の進行を考慮した、擬似三次元的手法を行っているのが現状である。

また、解析上の精度をいくら向上させたとしても、実際の地山自体のもつ複雑な性状のため、解析的な検討によっても解明し得ない事態が施工中に生じることがある。そのため、施工時には、地山性状の観察、計測により、設計と施工の対応を図る必要がある。

以上述べたように、現段階での解析手法による結果は、岩盤挙動の定量的な把握に主体が置かれていて、設定上の目安に役立っている。したがって、設計への適用に当たっては、用いる手法の特性や精度、地山の挙動のモデル化や設計上の判断基準等を考慮し、得られた結果を適切に評価し、設計に反映する必要がある。

(3)標準支保パターン

トンネルは、他の構造物と比べて地形、地質等の地山条件に大きな影響を受ける。しかし、線状構造物であることから、設計段階において、計画トンネルの全延長にわたって高精度の地質調査を行うことは、調査の期間や経済性を考慮すると困難である。また、掘削に伴う土圧が地山条件に応じて複雑で概念的にしか解明できず、また支保構造部材の設計法も確立していないのが現状である。したがって、吹付けコンクリート・ロックボルト・鋼アーチ支保工・覆工等の支保構造を設計の段階で詳細にわたって決定するのは困難であり、標準的な設計を適用しているのが一般的である。

本技術書が対象としているトンネル規模の標準支保パターンを**表-9.2.8** に示す。この標準支保パターンは、あくまで標準的な構造を示すものであるから、現場の状況に即さない場合は、その状況に応じて、(2)項のｲ、ｳに示される手法等により適宜支保構造を変更する。また、施工に際しては、観察・計測結果から設計段階での支保構造が不適当と判断される場合は必要な修正を行う等柔軟に対処し、工事の安全性及び経済性を確保するよう努めることが重要である。

**表-9.2.8**　標準的支保パターン [16)]

（通常断面トンネル　内空幅 8.5～12.5m 程度）

| 地山等級 | 支保パターン | 標準1掘進長 (m) | ロックボルト 長さ (m) | ロックボルト 施工間隔 周方向 (m) | ロックボルト 施工間隔 延長方向 (m) | ロックボルト 施工範囲 | 鋼アーチ支保工 上半部種類 | 鋼アーチ支保工 下半部種類 | 鋼アーチ支保工 建込間隔 (m) | 吹付厚 (cm) | 覆工厚 アーチ・側壁 (cm) | 覆工厚 インバート (cm) | 変形余裕量 (cm) | 掘削工法 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B | B | 2.0 | 3.0 | 1.5 | 2.0 | 上半 120° | ― | ― | ― | 5 | 30 | 0 | 0 | 補助ベンチ付全断面工法又は上部半断面工法 |
| CⅠ | CⅠ | 1.5 | 3.0 | 1.5 | 1.5 | 上半 | ― | ― | ― | 10 | 30 | (40) | 0 | |
| CⅡ | CⅡ-a | 1.2 | 3.0 | 1.5 | 1.2 | 上・下半 | ― | ― | ― | 10 | 30 | (40) | 0 | |
| | CⅡ-b | | | | | | H-125 | ― | 1.2 | | | | | |
| DⅠ | DⅠ-a | 1.0 | 3.0 | 1.2 | 1.0 | 上・下半 | H-125 | H-125 | 1.0 | 15 | 30 | 45 | 0 | |
| | DⅠ-b | | 4.0 | | | | | | | | | | | |
| DⅡ | DⅡ | 1.0 以下 | 4.0 | 1.2 | 1.0 以下 | 上・下半 | H-150 | H-150 | 1.0以下 | 20 | 30 | 50 | 10 | |

注 1）支保パターンの a, b の区分は、地山等級が CⅡ、DⅠの場合は b を基本とし、トンネル掘削に伴う変位が小さく、切羽が安定すると予想される場合は a の適用を検討する。
2）インバートについて
① （　）内に示した地山等級範囲において、第三紀層泥岩、凝灰岩、蛇紋岩等の粘性土岩や風化結晶岩、温泉余土等の場合は（　）の厚さを有するインバートを設置する。
② 早期の断面閉合が必要な場合は、吹付けコンクリートでインバート閉合を行うものとするが、その厚さについては上・下半部の吹付厚さを参考にして個々に決定するものとする。また、吹付けコンクリートによるインバートはインバート厚さに含めることができるが、現場打ちコンクリートによるインバート部分の厚さがアーチ・側壁の覆工コンクリート厚さを下回ってはならない。
③ 地山等級が DⅠであっても、下半部に堅岩が現れる等岩の長期的支持力が十分であり、側圧による押し出し等もないと考えられる場合はインバートを省略できる。
3）金網について
① 地山等級が DⅠにおいては、一般に上半部に設置する。なお、DⅡにおいては、上・下半部に設置するのが通例である。
② 鋼繊維補強吹付けコンクリート(SFRC)等を用いる場合は、金網を省略できる。
4）変形余裕量について
地山等級が DⅡにおいては、上部半断面工法の場合は上半部に、補助ベンチ付全断面工法は掘削に時間差がないため上・下半部に変形余裕量として 10cm 程度見込んで設計するのが通例である。なお、変形余裕量は実際の施工中の計測により適宜変更していく必要がある。
5）本表に示さなかった地山等級 A, E については、地山条件に合わせて、それぞれ検討するものとする。
6）通常断面の適用範囲であっても、大断面との境界付近で上半三心円等の偏平な断面を採用する場合には、大断面の支保パターンの適用を検討する。



(4)吹付けコンクリート

吹付けコンクリートは掘削後の断面形状に容易に施工でき、直ちに地山に密着することから、地山の持つ支保能力の低下を防ぐ上で重要な支保工のひとつである。吹付けコンクリートの設計に当たっては、その使用目的、地山条件、施工性等を考慮し、支保部材として十分にその機能を発揮させることが重要である。

吹付けコンクリートの主な作用効果については以下のとおりであるが、詳細については、設計基準「水路トンネル」の「6.2.2　吹付けコンクリート」を参照する。

吹付けコンクリートの作用効果を**図-9.2.7** に示す。

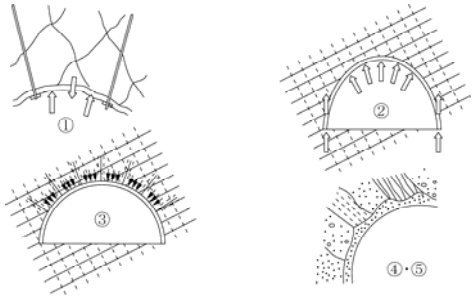



**図-9.2.7**　吹付けコンクリートの作用効果 [16)]

ｱ 岩盤との付着力、せん断抵抗による支保効果

吹付けコンクリートと岩盤との付着力により、吹付けコンクリートに作用する外力を地山に分散させ、またトンネル周辺の割れ目や亀裂にせん断抵抗を与え、キーブロックを保持して抜け落ちを防止し、グランドアーチをトンネル壁面近くに形成させる。

ｲ 内圧効果、リング閉合効果

比較的厚い吹付けコンクリートが連続した 1 個の部材として地山を支持することにより、地山の変形を拘束して地山に支保力(内圧)を与え、地山を三軸応力状態に近い状態に保持して、地山の応力解放を抑制する。また、早期にインバートを敷設して断面を仮閉合することにより、支保効果が更に発揮される。

ｳ 外力の配分効果

鋼アーチ支保工、あるいはロックボルトに土圧を伝達する部材として挙動する。

ｴ 弱層の補強効果

地山の凹みを埋め、弱層をまたいで接着することにより、応力集中を防ぎ弱層を補強する。

ｵ 被覆効果

掘削後、早期に壁面を覆するため、周辺地山の風化防止、止水、微粒子の流出防止等の効果がある。

このため、吹付けコンクリートは掘削直後に施工し、可能な限り早期に断面閉合することがこれらの効果を十分発揮させることになる。

吹付けコンクリートには乾式と湿式があるが、一般にはリバウンドが少なく作業環境のよい湿式が用いられている。

吹付けコンクリートの配合は、必要な強度、耐久性が得られ、水密性、付着性、施工性のよいコンクリートが得られるように定めなければならない。配合は施工機械や現場の材料によって変わるので、一般にコンクリートと同様に現場試験によって調整する必要がある。

地山条件が悪く吹付けコンクリートに引張強度やじん性等が求められる場合には、原則として吹付けコンクリートの補強として金網を使用する。すなわち、金網は吹付けコンクリートのせん断補強や付着力及びじん性の向上、施工時のはく落防止等の目的で使用される。

金網は、φ5×150×150mm 程度の溶接金網（JIS G 3551）が多く用いられており、金網の端部は相互に１目（150mm）以上にラップさせるようにする。

(5)ロックボルト

ロックボルトの主な効果は以下のとおりであるが、設計に当たっては、その使用目的、地山条件、作用効果、施工性等を考慮しなければならない。

ロックボルトの作用効果、定着方式、材料等の説明については、設計基準「水路トンネル」の「6.2.3　ロックボルト」に詳細が記述されているため本技術書では概要にとどめる。

概念的には**図-9.2.8** に示す効果が挙げられる。

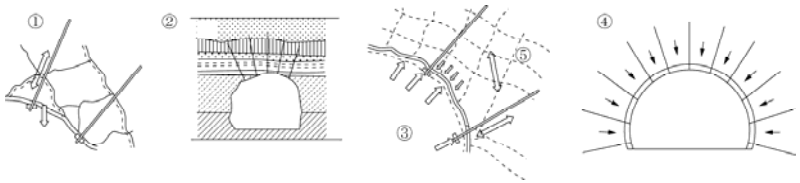



**図-9.2.8**　ロックボルトの作用効果 [16)]

ｱ 縫付け効果(吊上げ効果)

発破等で緩んでいない地山に固定し、落下を防止しようとするもので、最も単純な効果である。割れ目の発達した地山において、吹付けコンクリートと併用すると効果がある。

ｲ 梁形成効果

トンネル周辺の層を成している地山は、層理面で分離して重ね梁として挙動するが、ロックボルトによって層間を締め付けると、層理面でのせん断応力の伝達が可能となり、合成梁として挙動させる効果が生じる。

ｳ 内圧効果

ロックボルトの引張力に相当する内圧としてトンネル壁面に作用する。これにより、トンネル近傍の地山を三軸応力状態に保つことが可能となる。これは、圧縮試験時における拘束力の増大と同じような意味を持ち、地山の強度あるいは耐荷能力の低下を防ぐ作用をする。

ｴ アーチ形成効果

ロックボルトによる内圧効果のため、耐荷能力の高まったトンネル周辺の地山は、一様に変形することによって地山アーチを形成する。



ｵ 地山改良効果

地山内にロックボルトが挿入されていると、地山自身の有すせん断抵抗力が増大し、地山が降伏した場合でも残留強度が増す。このような現象は、ロックボルトにより地山強度特性が改善されたということになる。

ロックボルトの定着には定着材式と摩擦式がある。一般的には、広い範囲の地山に使用可能な定着材式が多く用いられているが、それぞれの定着方法の特長、適用範囲を理解し、個々の地質条件に合ったロックボルトの定着型式を選定する必要がある。

ロックボルトの素材は、異形棒鋼、ねじり棒鋼、全ねじ棒鋼が一般に使用されている。**表-9.2.9** に地山分類とロックボルトの一般的な耐力を示す。

**表-9.2.9**　ロックボルトの材質 [27)]

| 地山等級 | ロックボルト材質 |
|---|---|
| B、CⅠ | 異形棒鋼と同等以上（耐力117.7kN以上） |
| CⅡ、DⅠ、DⅡ | ねじり棒鋼と同等以上（耐力176.5kN以上） |

ロックボルトの配置については、地山の悪い箇所を局部的に補強するランダムボルティングもあるが、ここでは、標準支保パターンに基づく通常のシステムボルティングにおいてロックボルトを配置する場合の留意事項を示す。

① 吹付周長に対し周方向間隔に配置する。
② 配置は左右対称とする（フォアパイルは除く。）。
③ 周方向間隔は断面の途中で変えない。
④ 上半最下部のロックボルトは上半最下部から 50cm 程度離すものとする。
⑤ 配置に当たり同一トンネルであっても、上半頂部に配置するか、あるいは上半頂部を外すかは、支保パターンごとに使い分けることとなり、下半最下部のロックボルトについても 50cm 程度離すことが望ましい。
⑥ 経済性を考慮し、最適のロックボルト本数を選定すること。

(6)鋼アーチ支保工

鋼アーチ（鋼製）支保工の主な効果は以下のとおりであるが、設計に当たっては、その使用目的に応じて必要な強度を有し使用条件に適合するものとする。

鋼製支保工の形状は、掘削断面に適合し、作用荷重、その他の諸条件に対して有利で、かつ施工上の便宜を備えたものを選定する。

鋼アーチ支保工の使用目的、作用効果、材料等の説明については、設計基準「水路トンネル」の「6.2.4　鋼製支保工」に詳細が記述されているため、本技術書では概要にとどめる。

ｱ 鋼製支保工の効果

① 吹付けコンクリートが固まるまでの支保
② フォアポーリング等の支点
③ 落盤及び崩壊性地山の安全対策
④ ロックボルト及び吹付けコンクリートとの協調支保

ｲ 鋼製支保工の断面・材質

① 鋼製支保工は、作用荷重のほか、吹付けコンクリートの厚さ、断面規模、施工法等を考慮して適当な強度、剛性を有するものを選定する。断面形状は地山との空隙に吹付けコンクリートがよくまわりこみ、吹付けコンクリートと一体化しやすいものがよい。

② 鋼製支保工の鋼材には、大きな荷重により変形を生じてもぜい性破壊を生ぜず、かつ曲げや溶接等の加工の容易な材質が望まれる。

材質及び形状については、一般に H 形鋼の使用が多い。また、鋼製支保工の継手の位置及び構造は、掘削断面形状、施工法及び断面力の大きさと分布等を考慮して決定する。鋼アーチ支保工の材料及び規格の例を**表-9.2.10**、**表-9.2.11** に示す。

鋼製支保工には、吹付けコンクリートにより固定されるまでの間、転倒を防止するために適当なつなぎ材を設ける。

つなぎ材には、通常はさや管方式を用いているが、坑口部に施工する鋼アーチ支保工はトンネル軸方向の荷重を受けることがあるので、つなぎ材としてはタイロッド方式を標準とする。

**表-9.2.10**　鋼製支保工の諸元 [27)]

| 種類 | 呼　称　寸　法（mm） | 断面積 $A$（cm²） | 単位質量 $W$（kg/m） | 断面二次モーメント $Ix$（cm⁴） | 断面係数 $Zx$（cm³） | 冷間加工最小曲げ半径の目安（m） | 材料規格 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| H形鋼 | H-125×125×6.5×9 | 30.00 | 23.6 | 839 | 134 | 1.5 | SS400 |
| | H-150×150×7.0×10 | 39.65 | 31.1 | 1620 | 216 | 2.0 | |
| | H-200×200×8.0×12 | 63.53 | 49.9 | 4720 | 472 | 4.2 | |

**表-9.2.11**　鋼製支保工の使用材料 [27)]

| 掘削区分 ＼ 名称 | 通常断面（一般部） | | | 通常断面（坑口部） | | 大断面 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | CⅡ-b | DⅠ-b | DⅡ | 上部半断面工法 DⅢ-a（核残し） | 側壁導坑先進工法 DⅢ-b（核残し） | CⅡ | DⅠ |
| H 型 鋼（上半） | H-125×125×6.5×9 $n$=2 | H-125×125×6.5×9 $n$=2 | H-150×150×7×10 $n$=2 | H-200×200×8×12 $n$=2 | H-200×200×8×12 $n$=2 | H-150×150×7×10 $n$=2 | H-150×150×7×10 $n$=2 |
| 継 手 板（天端） | PL-155×180×9 $n$=2 | PL-155×180×9 $n$=2 | PL-180 × 180 ×9 $n$=2 | PL-230 × 230 ×16 $n$=2 | PL-230 × 230 ×16 $n$=2 | PL-180 × 180 ×9 $n$=2 | PL-180 × 180 ×9 $n$=2 |
| 継 手 板 | ――― | PL-155×180×9 $n$=4 | PL-180 × 180 ×9 $n$=4 | PL-230 × 230 ×16 $n$=4 | ――― | ――― | PL-180 × 180 ×9 $n$=4 |
| H 型 鋼（下半） | ――― | H-125 × 125 × 6.5×9 $n$=2 | H-150×150×7×10 $n$=2 | H-200×200×8×12 $n$=2 | ――― | ――― | H-150×150×7×10 $n$=2 |
| 底 板 | PL-180×230×16 $n$=2 | PL-230×230×16 $n$=2 | PL-250 × 250 ×16 $n$=2 | PL-300 × 300 ×19 $n$=2 | PL-230 × 230 ×16 $n$=2 | PL-180 × 180 ×16 $n$=2 | PL-250 × 250 ×16 $n$=2 |
| ボルト・ナット | φ20×70 $n$=2 | φ20×70 $n$=6 | φ20×70 $n$=6 | φ20×70 $n$=6 | φ20×70 $n$=2 | φ20×70 $n$=6 | φ20×70 $n$=6 |
| 継 ぎ 材 | φ16×1.35 $n$=6 | φ16×1.15 $n$=10 | φ16×1.15 $n$=10 | φ16×1.15 $n$=6 | φ16×1.15 $n$=10 | φ16×1.35 $n$=8 | φ16×1.15 $n$=12 |

注）断層帯等特殊な場所では、H-200及びMU-29を使用することができる。



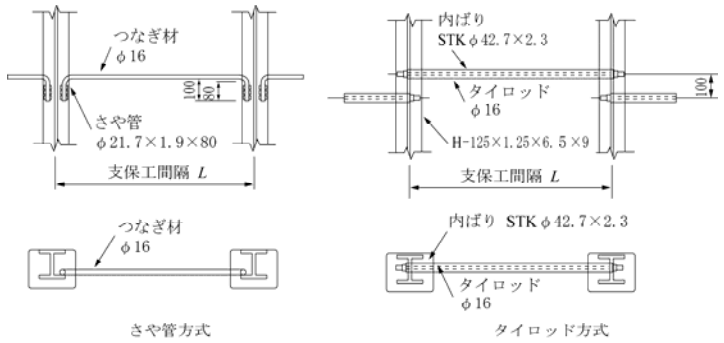



**図-9.2.9**　つなぎ材の例 [27)]

(7)覆工

覆工は、吹付けコンクリート等の他の支保工とともにトンネルの安定を確保する支保工構造の一部をなすとともに、内装としての役割等、トンネルの最終的な仕上げとしての役割も果たす。NATM トンネルでは、力学的に覆工を必要としない場合もあるが、予想が困難な諸問題に対する安全性の確保、内装、耐久性等を考慮して覆工を行うのが一般的である。

また、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保等が地山と一体となって支保するという NATM 工法の考えから巻厚を薄く施工されることが多いが、地山の変位が著しく、変位が継続する場合や、施工後の支保工の強度低下が生じる場合は覆工の剛性を向上することにより地山の安定化を図ることができる。

標準支保パターンでは、覆工コンクリートの設計巻厚は特別な場合を除き 30cm を標準としているが、地質が不良な場合、大きな曲げモーメントが作用する場合等はインバートを設けて閉合断面としている。力学的に覆工を必要とする場合は、現象が複雑であり、解析や計測の結果を参考として、総合的に予測が困難な要素を含めて検討し、解析手法としては、骨組み解析が用いられる場合が多い。

覆工に用いるコンクリートの配合は、所要の強度、耐久性及び良好な施工性が得られるよう定めなければならない。なお、覆工コンクリートの配合例を**表-9.2.12** に示す。

型枠には、移動式セントル（スライドセントル）と組立式セントル（バラセントル）があり、本技術書が対象としている２車線の道路トンネルではスライドセントルが一般的で、９～12m で打設している例が多い。

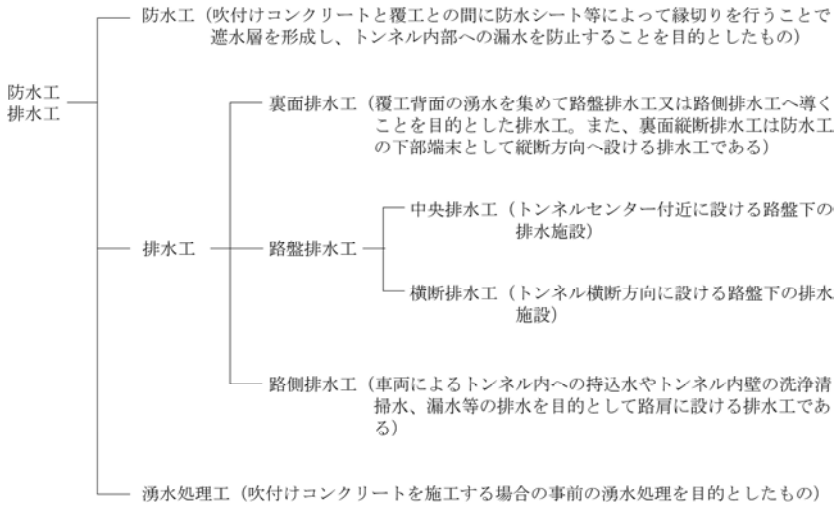
**表-9.2.12**　覆工コンクリートの配合 [27)]

| 区分 ＼ 種類 | 粗骨材の最大寸法 | スランプ | 単位セメント量 | 設計基準強度 |
|---|---|---|---|---|
| トンネル覆工 | 40mm | 15cm | 2.7kN/m³以上 | 18N/mm² |
| インバート | 40mm | 8cm | 2.3kN/m³以上 | 18N/mm² |

## 9.2.6　防水工・排水工

(1)一般事項

トンネル内に漏水が生じると、走行安全性の低下を招くほか、凍害による覆工の劣化、冬期のつらら、側氷の発生、照明・防災機器類の腐食等、トンネルの耐久性や維持管理の面からも問題となる。また、覆工により止水された湧水は外力として働き、覆工のクラック発生原因となるほか、トンネルとしての構造安定性を損なうおそれがある。以上のことから、トンネルの漏水を防ぎ、湧水を速やかにトンネル外に排出する目的で、適切な防水工・排水工を設計することが肝要である。なお、供用後の車両によるトンネル内への持込水、トンネル洗浄水、消火水等についても排水工を考慮しておく必要がある。防水工・排水工の区分を**図-9.2.10** に示す。



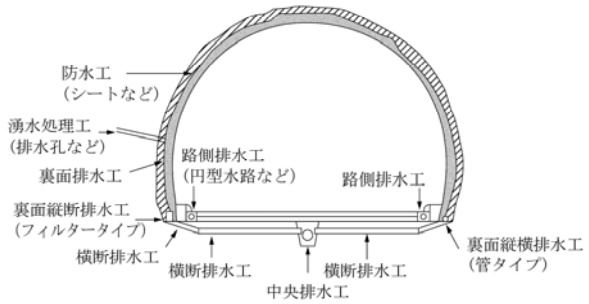




**図-9.2.10**　防水工・排水工の区分 [16)]



(2)防水工

吹付けコンクリート面と覆工との間には、漏水を防止するために防水工として遮水層を設ける。防水層は湧水が見られない箇所であっても、原則として明り巻き部を含む全区間に設けるものとする。

防水工の材料は耐久性及び施工性に富み、施工時等に破損しない強度のものを選定する必要がある。使用する材料は、現在道路トンネルではひび割れ防止も兼ねて、透水性緩衝材と防水シートの組み合わされたものが一般的に用いられている。

① 覆工コンクリートのひび割れ対策及び防水工に使用する材料は、透水性緩衝材と防水シートの組み合わされたものとし、吹付けコンクリートと覆工の間に上下半の全周に設置する。

② 防水工に使用する防水シートは、厚さ 0.8mm 以上のビニルシート等とし、**表-9.2.13** に示す規格に合格するものとする。また、透水緩衝材は厚さ３mm 以上とする。

**表-9.2.13**　防水シートの規格 [27)]

| 項　　目 | 試　験　法 | 規　　格 |
|---|---|---|
| 比　　重 | JIS K 6773　(20℃) | 0.95±0.05 |
| 引張強さ　(N/mm²) | 〃 | 15.7以上 |
| 伸　び　(%) | 〃 | 600 以上 |
| 引裂強さ　(N/mm²) | JIS K 6251　(20℃) | 4.9 以上 |

(3)排水工

トンネルの排水工は、トンネルの湧水及び路面水を、停滞を生ずることなく円滑に自然流下できる断面及び勾配を選定する。排水工の設計例を、**図-9.2.11** に示す。

ｱ 裏面排水工

裏面排水工は、排水パイプやフィルタマット等により路側排水工又は路盤下の中央排水工へ導くように設計する。また、コンクリート打設中にコンクリートが流入したり、破損したり、目詰まり等を起こさないような構造とする。

裏面排水工の設置区間は湧水の有無に関わらず、明り巻き部を含むトンネル全区間とする。

ｲ 路盤排水工

(ｱ)横断排水工

横断排水工の設置間隔は、一般に 30～50m で、湧水が多いと予想されるトンネルについては 30m 以下の間隔で計画するのがよい。設置区間は湧水の有無に関わらず、明り巻き部を含むトンネル全区間とする。

材料は、載荷重が大きい場合は有孔高密度ポリエチレン管（内面平滑タイプ）や有孔ヒューム管（Ⅱ種）を用い、歩道等は塩化ビニル管と使い分けている場合もある。孔径は、遊離石灰の沈着等による閉塞を考慮すると、最小でも 10～15cm 程度のものを布設することが望ましい。

(イ) 中央排水工

中央排水工は、地質調査結果等から想定される湧水状況等から完成後の湧水量を排水できる断面を基本とするが、維持管理等からも十分余裕のある断面が望ましく、一般に 30cm 程度以上の有孔高密度ポリエチレン管（内面平滑タイプ）や有孔ヒューム管（Ⅱ種）が使われている。

インバートのある区間は、原則としてインバート上部に設置するものとし、湧水が多い場合はインバート下部に仮排水工を併設している例もある。中央排水工の勾配は、路面の勾配に合わせることを原則とする。

ウ 路側排水工

路側排水工は一般に U 形溝や円形水路が使用されているが、トンネル延長が短い場合は L 型溝を用いる場合もある。なお、明かり部の縦断排水は流入させないことを原則とするが、やむを得ず流入させる場合は、明かり部の排水量も考慮して十分余裕のある断面とする必要がある。また、片勾配区間においても路側排水工はトンネル両側に設けるのを原則とする。

路側排水工は、二次製品の円型水路を標準とする。

路側排水工の集水桝間隔は、50m 程度を目安とし、路側排水工の仕様に応じた工法・材料を選定するものとする。



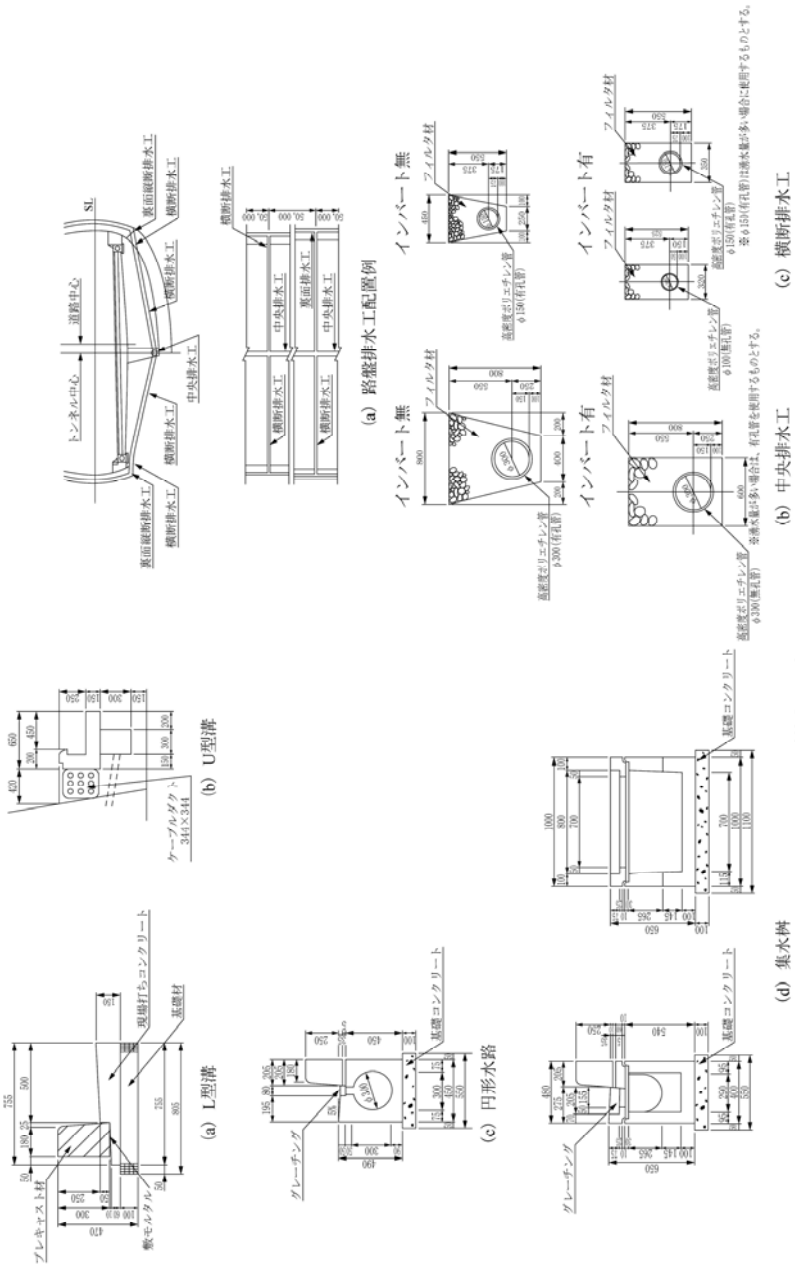



図-9.2.11　排水工の設計例[16)]

### 9.2.7　坑口の設計

(1)坑口部の設計

ア 一般事項

トンネルの坑口部は一般に土かぶりが小さく、地山がアーチ作用によって保持できない部分であり、通常、**図-9.2.12** に示すように、土かぶりが１～２$D$（$D$ は掘削幅）の範囲と考えられている。ただし、坑口部の範囲は、地形・地質・施工条件等によって異なり、地山条件が良好な堅岩の場合では土かぶりが小さくてもよいが、地山強度の小さい土砂地山等では大きな土かぶりが必要となる。したがって、個々のトンネルの地山条件を考慮してその範囲を決定することが大切である。

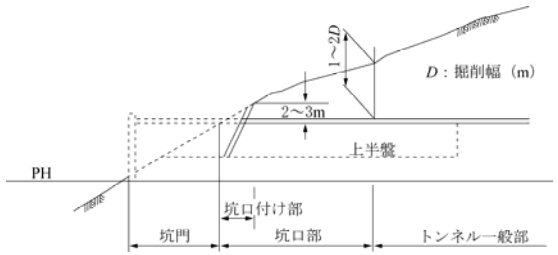



**図-9.2.12**　標準的な坑口部の範囲[16)]

イ 坑口部の施工時に予想される問題点

坑口部は地表面に接することから、斜面崩壊・地すべり・岩盤崩壊・偏土圧・地耐力不足・切羽崩壊・地表沈下等のような問題に遭遇することが多い。

このため、坑口部のトンネルの設計に当たっては、地形・地質、気象条件等を詳しく調査して、これらの問題がある場合には、予想される現象に応じて有効な対策工を検討する必要がある。

(ア)斜面崩壊、地すべり、岩盤崩壊

トンネル坑口部の施工が斜面崩壊・地すべりを誘発する要因としては、トンネル掘削による周辺地山の緩み、地すべり面脚部の切取り、地すべり面脚部のトンネル掘削等がある。

このようなトンネル坑口部の掘削等によって、斜面の安定が懸念される場合は、斜面安定対策工の設計が必要となる。この場合、対策工の検討では、トンネル掘削による周辺地山の強度の低下防止と、抑止力の向上を図ることが重要となるが、トンネル構造物を抵抗力としては見込まないものとする。

また、坑口部が急崖を形成する岩盤斜面に位置する場合には、坑口部に影響を及ぼすと予想される範囲について岩盤崩壊に関する調査を行い、必要な場合には対策事例を参考に適切な対策を施さなければならない。岩盤崩壊の対策工としては、崩壊が予測される箇所の岩盤を取り除く方法、斜面に固定する方法、崩壊物を安全な方向へ逃がす方法、待ち受け防護工を設置する方法等があり、地形・地質や自然環境等の条件を考慮した慎重な対応が必要である。



(イ)偏土圧

「**9.2.2　基本設計**　(3)坑口位置」に示した斜面とトンネルとの位置関係において、②斜面斜交型、③斜面平行型では、トンネル横断面に偏土圧が作用して、トンネルが安定化しない場合があり、保護切取りや押え盛土によって土圧のバランスをとる必要がある。急斜面部では、抱き擁壁と押え盛土等による対策をとる例が多い。**図-9.2.13** に抱き擁壁・押え盛土による安定対策工法の例を示す。

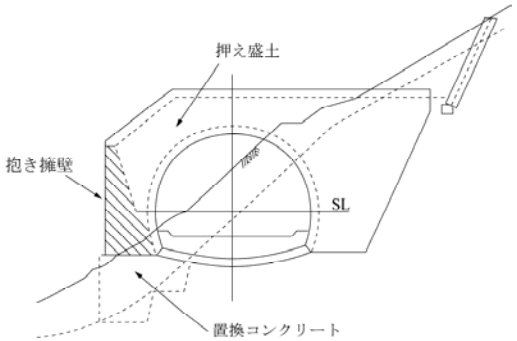



**図-9.2.13**　抱き擁壁・押え盛土の対策例[16)]

(ウ)地耐力不足

斜面安定のためにはトンネル坑口を切り込むことは不利であり、トンネル坑口を手前に出すことが多いが、この場合にはトンネルの基盤が表土や強風化層に入り地耐力不足による沈下や変状を起こすことが考えられるため、必要な地耐力が得られるように施工法も含めた設計を行う必要がある。

(エ)切羽崩壊

坑口部では、一般に地山の強度と固結度が低く、またグランドアーチによる保持が行われないことが多く、切羽崩壊を起こす例がある。十分な強度を有する支保構造を設計するとともに、安定度が悪い場合には先受け工、鏡ボルト・鏡吹付けコンクリート等の適切な対策工を採用する必要がある。

(オ)地表面沈下

坑口部の地表面に沈下の制限が必要な物件がある場合には、上記各項目の問題を起こさないように十分な対策を計画するとともに、必要に応じて垂直縫地工、パイプルーフ工、先受け工等の適切な対策工を採用する必要がある。

(カ)気象災害

坑口部は、土石流、異常出水、雪崩等を受けない位置に設計することが重要である。やむを得ず、このような位置に坑口を設ける場合には、災害時の影響を考慮して十分な対策を実施しておく必要がある。

坑口部施工時に予想される現象とその対策工をまとめると、**表-9.2.14** となる。

**表-9.2.14**　坑口部施工時に予想される現象と対策工法[16)]

| 対策工＼予想される現象 | 斜面崩壊 | 地すべり | 岩盤崩壊 | 偏土圧 | 地耐力不足 | 切羽崩壊 | 地表面沈下 | 湧水 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 垂直縫地工 | ◎ | ◎ | | ◎ | | ○ | ◎ | | 掘削前 |
| 法面吹付工 | ◎ | | | | | | | | 〃 |
| 法面補強ボルト | ◎ | | ○ | | | | | | 〃 |
| 押え盛土 | ○ | ◎ | | ◎ | | | | | 〃 |
| 抱き擁壁 | ○ | ◎ | | ◎ | | | | | 〃 |
| 抑止杭 | ○ | ◎ | | | | | | | 〃 |
| アンカー工 | ○ | ◎ | ○ | ○ | | | | | 〃 |
| パイプルーフ工 | ○ | | | ○ | | ○ | ◎ | | 〃 |
| 水抜き（坑外から） | ○ | ◎ | | | | ○ | | ○ | 〃 |
| 薬液注入工（地表から） | ○ | | | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 掘削前、掘削中 |
| 〃（坑内から） | | | | | ○ | ○ | ○ | ○ | 掘削中 |
| 先受工 | ○ | | | | | ◎ | ◎ | | 〃 |
| 鏡ボルト・鏡吹付けコンクリート | | | | | | ○ | ○ | | 〃 |
| 一時閉合（仮インバート） | | | | ◎ | ◎ | | ◎ | | 〃 |
| 側壁導坑 | | | | | ◎ | | ○ | | 〃 |

注）◎：有効な工法　○：場合により有効な工法

ウ 坑口部支保工

トンネル坑口部の支保構造は、一般部と比べて剛な支保構造とするのが一般的であり、**表-9.2.15** は内空幅 8.5～12.5m 程度の通常断面トンネルの支保構造の標準的な組合せの目安を示すものである。一般的には上部半断面工法を用いるが、地山が良好な場合には補助ベンチ付全断面工法を用いることもあり、反対に支持地盤の地耐力が小さい場合等には側壁導坑先進工法、切羽の自立性や地表面沈下等が問題となる場合には中壁分割工法等を用いる場合もある。坑口部では、個々のトンネルの地山条件や坑奥の一般部の施工法等を考慮した合理的な施工法を選定する必要がある。

側壁導坑の支保構造については、地山条件を考え個別に設計するものとする。参考として**図-9.2.14** に側壁導坑の例を示す。側壁導坑断面は、本坑上半支保工の支持高さと想定される作用荷重及び支持地盤の地耐力等から側壁コンクリートの所要な形状（側壁厚さ、底盤コンクリート幅・厚さ等）を決定し、これを包含する形状とする。

坑口部にはインバートを設置し、以下の理由により覆工とともに一般的に、単鉄筋で補強した構造とし、主筋として直径 19mm 以上（@20cm 程度）、配力筋として直径 16mm 以上（@30cm 程度）を考慮するものとする。なお、鉄筋による補強に代えて、鋼繊維補強コンクリート等を使用することもできる。

① 全土かぶり荷重が作用すると考えられ、荷重が大きく、かつ地盤反力も不均衡となるおそれがある。

② 温度変化、乾燥収縮等の影響が大きい。

③ 地震の影響を受けるおそれがある。

なお、土砂地山の区間が長い場合や長期にわたり偏土圧の影響を受けることが予想される場合、また地表に他の構造物が近接する場合等の特殊な条件で構造計算が必要と判断される



場合には、「9.2.5　(7)覆工」を参照し、構造設計を行う。

**表-9.2.15**　坑口部の標準的な支保構造の組合せ[16)]

（通常断面トンネル内空幅 8.5～12.5m 程度）

| 掘削工法 | | 1掘進長 (m) | ロックボルト（フォアポーリング） 長さ (m) | 施工間隔 周方向 (m) | 施工間隔 延長方向 (m) | 鋼アーチ支保工 上半部種類 | 鋼アーチ支保工 下半部種類 | 鋼アーチ支保工 建込間隔 (m) | 吹付厚 (cm) | 覆工厚 アーチ・側壁 (cm) | 覆工厚 インバート (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 上部半断面工法 補助ベンチ付全断面工法 | | 1.0 | 4.0 (3.0) | 1.2 (0.6) | 1.0 (1.0) | H-200 | H-200 | 1.0 | 25 | 35 | 50 |
| 側壁導坑先進工法 | 本坑 | 1.0 | 4.0 (3.0) | 1.2 (0.6) | 1.0 (1.0) | H-200 | ― | 1.0 以下 | 25 | 35 | 50 以上 |
| | 導坑 | 1.0 | 2.0 (2.0) | 1.0 (0.6) | 1.0 (1.0) | H-125 | | 1.0 | 10 | ― | ― |

（　）フォアポーリングを示す。

注 1）ロックボルトは側壁部付近に設置し、状況に応じてアーチへ打設範囲を拡大する。ただし、ロックボルトの長さは 4m を標準とする。

2）フォアポーリングは、天端 120° の範囲に切羽天端の安定化のため必要に応じて設置するものとし、その材質及び工法等の選定に当たっては、現地条件を考慮し決定するものとする。

3）金網は、上部半断面工法、補助ベンチ付全断面工法の場合は上・下半部に、側壁導坑先進工法の場合は上半部に設置するのを標準とする。なお、鋼繊維補強吹付けコンクリート(SFRC)等を用いる場合はこの限りではない。

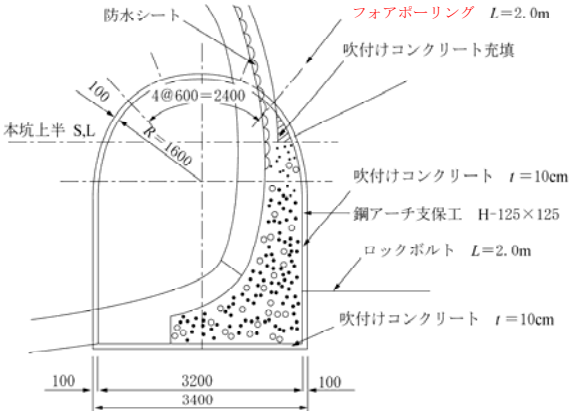



**図-9.2.14**　側壁導坑の設計例[16)]

ｴ 坑口付け部の設計

坑口付けとは、坑口部始点位置においてトンネル掘進を開始するために必要な作業で、通常斜面の切土を伴う。坑口付けの範囲は、この切付けた斜面と上半盤面（スプリングライン）と交差する位置を起点に、その前後の坑口付けに必要な明かり支保工を設置する区間をいう（**図-9.2.12** 参照）。

坑口付けに当たっては、一般に不安定な地山状態であることが多いため、坑口斜面の安定度、地耐力、トンネル軸線と斜面の関係、施工性等を十分に検討した上で適切な設計を行うものとする。

トンネル掘削が可能な最小必要土かぶりは地山性状によって異なるが、一般に覆工天端上から２～３ｍが確保されればよい。トンネル延長を短くしようとして、坑口部を山腹深く切り込むと、坑門背面の切取り斜面が大きくなり、斜面の崩壊や地すべり等を引き起こすおそれがある。特に地震時におけるトンネル災害は、坑口部の斜面崩壊によるもらい災害が多いことから必要以上に切取り斜面が大きくならないように留意する。

坑口付けの切取勾配は、坑口付け部の施工性を考慮すると急勾配とすることが望ましく、地山状況にもよるが、通常１：0.3～0.5 の勾配が多く、必要に応じて法面コンクリート吹付けやロックボルト等の法面補強を行い切土面の安定を図らなければならない。坑口付けの設計例を、**図-9.2.15**～**図-9.2.17** に示す。



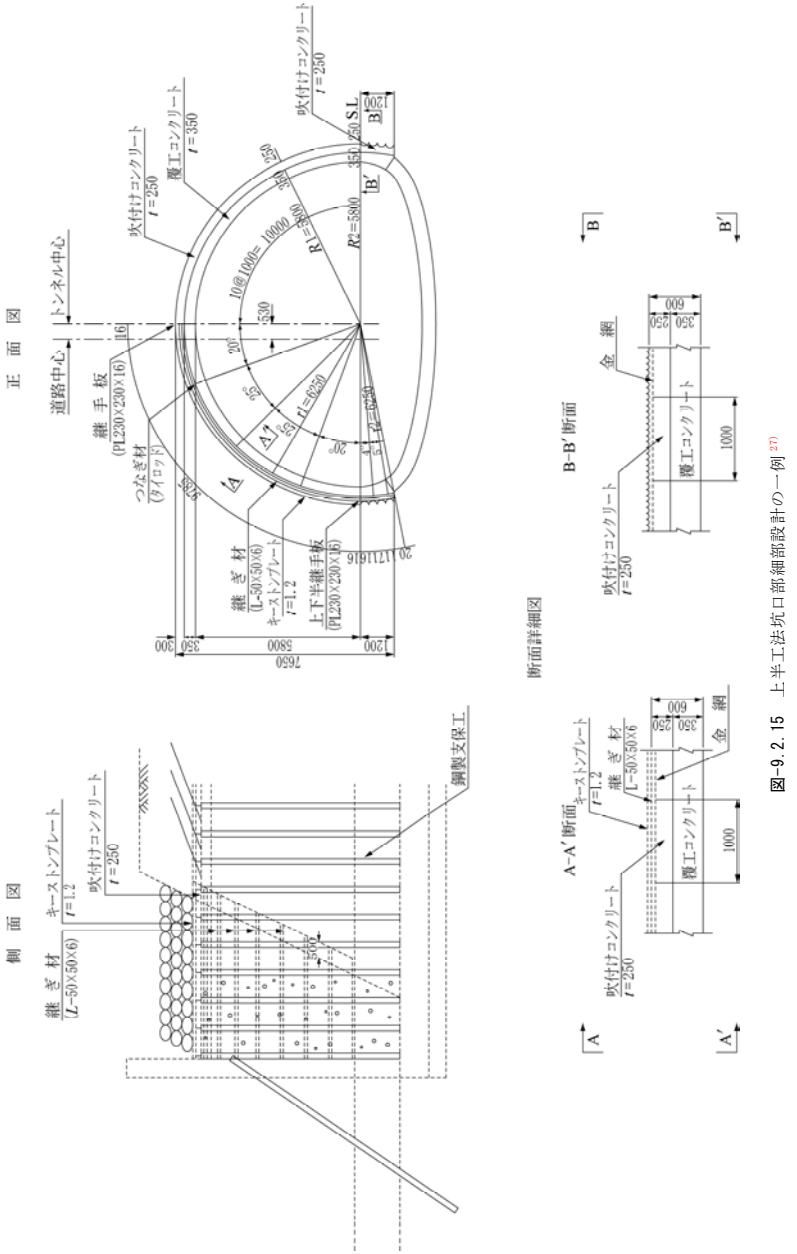



**図-9.2.15**　上半工法坑口部細部設計の一例[27]

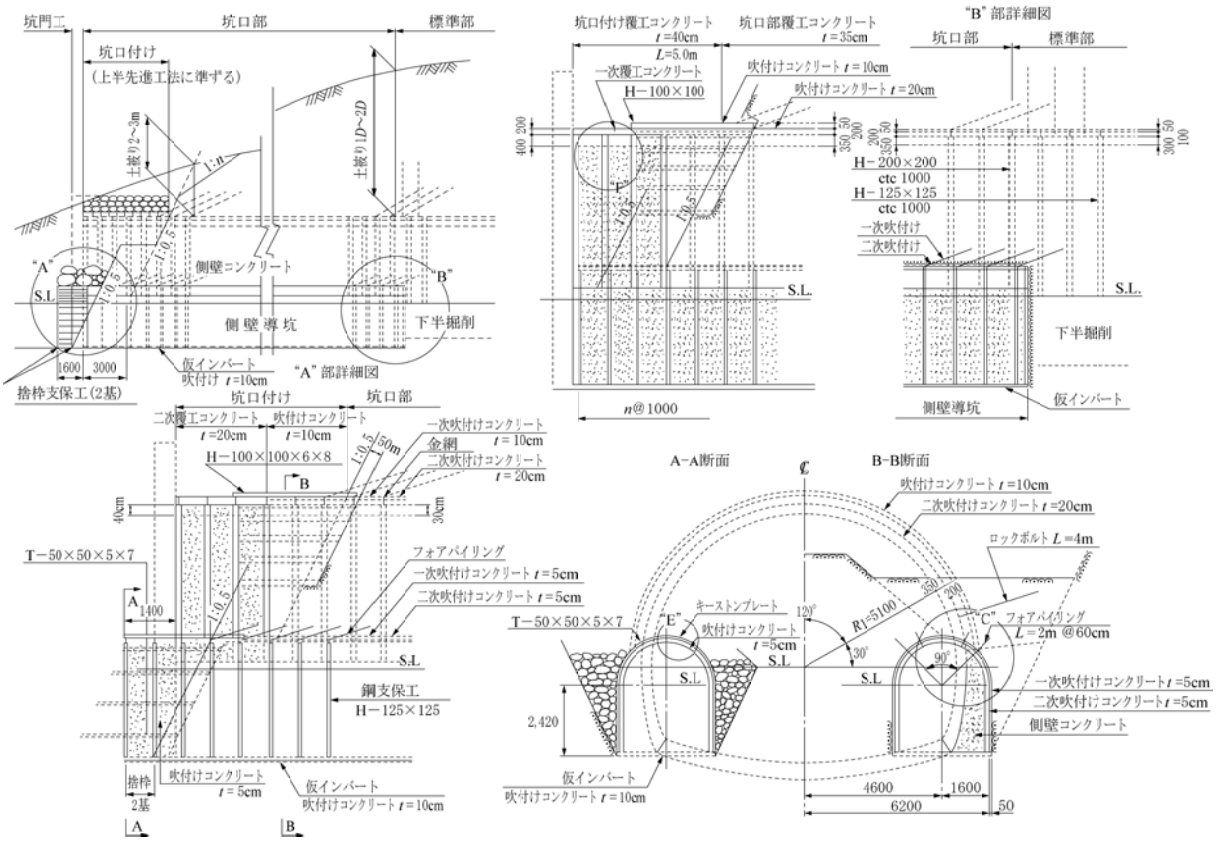
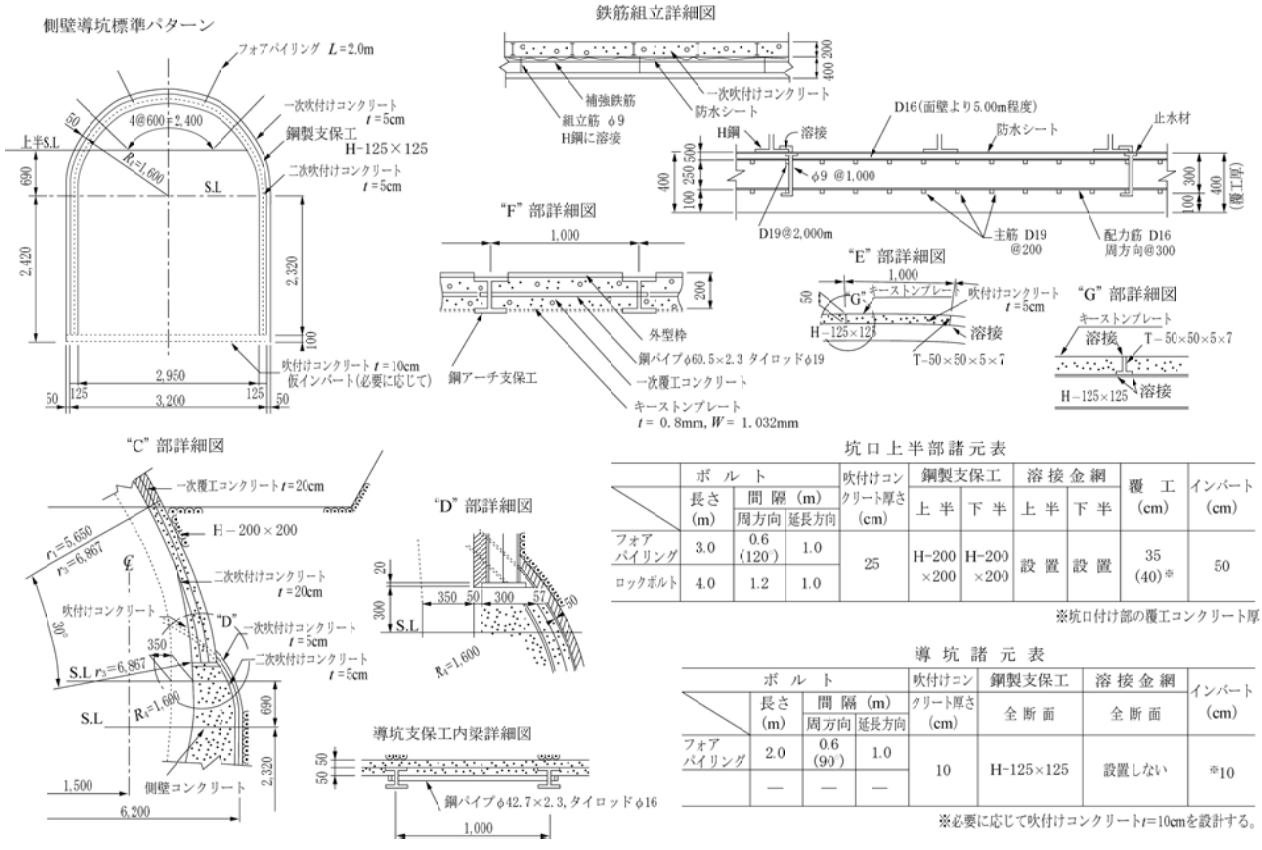



図-9.2.16 壁導坑先進工法坑口部細部設計の一例 (1)[28]






坑口上半部諸元表

| | ボルト 長さ (m) | ボルト 間隔 (m) 周方向 | ボルト 間隔 (m) 延長方向 | 吹付けコンクリート厚さ (cm) | 鋼製支保工 上半 | 鋼製支保工 下半 | 溶接金網 上半 | 溶接金網 下半 | 覆工 (cm) | インバート (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| フォアパイリング | 3.0 | 0.6 (120°) | 1.0 | 25 | H-200×200 | H-200×200 | 設置 | 設置 | 35 (40)※ | 50 |
| ロックボルト | 4.0 | 1.2 | 1.0 | | | | | | | |

※坑口付け部の覆工コンクリート厚

導坑諸元表

| | ボルト 長さ (m) | ボルト 間隔 (m) 周方向 | ボルト 間隔 (m) 延長方向 | 吹付けコンクリート厚さ (cm) | 鋼製支保工 全断面 | 溶接金網 全断面 | インバート (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| フォアパイリング | 2.0 | 0.6 (90°) | 1.0 | 10 | H-125×125 | 設置しない | ※10 |
| | — | — | — | | | | |

※必要に応じて吹付けコンクリート$t$=10cmを設計する。

図-9.2.17 側壁導坑先進工法坑口部細部設計の一例 (2)[28]

(2) 坑門の設計

ｱ 一般事項

坑門は土石流・落石・崩壊・雪崩・異常出水等から坑口部を守るものであり、坑門の設計に当たっては、地形及び地山条件、周辺の景観との調和、車両の走行に与える影響、維持管理上の便宜等を考慮して、坑門の位置、形式、構造等を決めなければならない。

坑門設計上の留意事項は、以下のとおりである。

(ｱ) 安定性

坑門は坑口付けでバランスを崩した斜面を安定化させるものであり、背面の土圧・落石等に対して十分安定な構造物とする。

(ｲ) 施工性

坑門は、坑口部の施工と密接に関連するものであり、施工が容易で無理のないものとする必要がある。

また、近接する橋台等構造物の設計と矛盾しない位置・構造とする必要がある。

(ｳ) 走行性、景観

道路トンネルの坑門は、進入するドライバーに圧迫感・抵抗感がないデザインが望まれる。また、コンクリート面が大きいと照明上、野外輝度が大きくなり緩和照明のレベルに影響するので、できるだけコンクリート面の小さい設計が望ましい。さらに、周辺環境に配慮し、緑化等について検討する必要がある。

(ｴ) 気象条件等

坑門は、雪崩・異常出水等気象災害の被害を受けないよう、設計する必要がある。また、積雪地においては、雪の吹込みが少ないこと、雪庇が発生しにくいこと、除雪作業が容易なこと等の条件を考慮する必要がある。

(ｵ) その他

坑口付近には各種施設が設けられるので、維持管理しやすい構造を検討する必要がある。

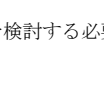
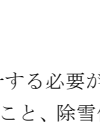
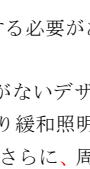
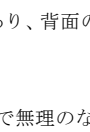
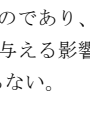
ｲ 坑門の型式

坑門の型式としては、一般に**表-9.2.16** のようなものがある。

坑門の位置・型式の選定に当たっては、それぞれに特徴があるので、前記の留意事項を考慮した上で、地形・地質等の条件に適合したものを選択しなければならない。



**表-9.2.16**　トンネル坑門の形式と特徴[16]

| 項目＼形式 | 面壁型 ウィング式 | 面壁型 アーチウィング式 | 半突出型 パラペット式 | 突出型 突出式 | 突出型 竹割（逆竹割）式 | 突出型 ベルマウス（逆）式 | 重力型 重力・半重力式 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 形状 |  |  |  |  |  |  |  |
| 地山条件による適用性 | ・両切面土工の場合<br>・背面土圧を全面的に受ける場合<br>・積雪量の多い場合には防雪工を併用。 | ・比較的地形がなだらかな場合<br>・左右の切土工が比較的少ない場合 | ・屋根上地形や左右に他の構造物との取り合いが少ない場合<br>・積雪地でも可能 | ・押え盛土を施工した場合<br>・坑口周辺の地質が良くない場合<br>・積雪地でも可能<br>・坑口周辺地形の切取りなど、整形が比較的可能な場合 | ・坑門周辺の地形がなだらかな場合<br>・逆竹割式の場合、重心位置の関係から基礎の支持力の十分な検討を要する。 | ・地形、地質が比較的良く、坑口周辺の開けた個所に可能。<br>・積雪地では吹き込み、雪庇が生じやすい。 | ・比較的地形急峻の場合や土留擁壁的構造を必要とする場合<br>・落石が多いと予想される場合<br>・背面の排水処理が容易 |
| 施工性 | ・不良地山では切土量が多くなるので、背面切土法面の安定化対策としての防護を十分に行う必要がある。<br>・トンネル本体との一体化が必要。 | ・地形によっては、一部、明り巻き（特にアーチ部）が必要である。<br>・保護盛土を必要とする。 | ・数mの木体工の明り巻を必要とし、かつ盛りこぼしに対し多少の土留壁が生ずるが、坑門としては合理的な構造である。 | ・型枠、配筋などに手間がかかる。<br>・面壁型に比べ坑門位置が前に出るため支持力不足に留意する必要がある。 | ・同左 | ・同左 | ・不良地山では切土量が多くなるので、背面切土法面の安定化対策としての防護を十分に行う必要がある。 |
| 景観<br>車両走行性 | ・壁面積が大きく傾度を下げる工夫（壁面のハツリなど）が必要。<br>・重量感はあるが、走行上の圧迫感を感じやすい。 | ・アーチ部の曲線が、周辺地形とあまり違和感を感じさせないような配慮が必要。 | ・坑門コンクリートの面壁面積が小さいため、視覚的には違和感を感じさせない。<br>・坑口周辺地形と良く適合する。 | ・圧迫感が少なく、車両の走行に与える影響は少ない。<br>・周辺地形と良く適合する。 | ・圧迫感が少なく、車両の走行に与える影響は少ない。<br>・周辺地形を修景することにより坑門との調和が図れる。 | ・車両の走行に与える影響は少ない。<br>・坑口周辺地形と良く適合する。 | ・壁面積が大きく傾度を下げる工夫（壁面のハツリなど）が必要。<br>・重量感はあるが、走行上の圧迫を感じやすい。 |

ｳ 坑門の構造設計

坑門は、完成後これに加わる荷重等に対して安全であるように設計しなければならない。荷重は、坑門の型式に応じて適宜組み合わせて行うものとするが、特に、突出型のような場合は、一般に土かぶりが薄く、また覆工の一部が露出することもあり、地震、温度変化、コンクリートの乾燥収縮等の影響を受けやすいのでこれらを考慮した設計とする必要がある。

(ｱ) 面壁型坑門の設計

面壁型の坑門は、トンネル本体に剛結された版構造物として設計するものとする。そのウィングの断面力の算定は、原則として、図-9.2.18 に示すように、トンネル本体を固定端とする片持梁として求めるものとする。しかし、トンネルの場合は、ウィングは本体覆工の円曲線状に固定されるため、２方向版の性状が強く滑らかな応力分布を示すことから、ウィングの設計に当たっては、次のように考えるものとする。

a 荷重

ウィングの設計に当たって、土圧は埋戻し土による静止土圧を考慮するものとする。

その他の荷重としては、埋戻し土による土圧のほかに施工中の埋戻し土の締固め等を考慮し過載荷重 10kN/m$^2$ を、また必要に応じて積雪荷重を考慮するものとする。なお、ウィングの設計に当たっては、一般には地震の影響は考慮しないこととする。

b ウィング水平方向及び鉛直方向の応力計算

水平方向の応力は、図-9.2.18 に示す、面 ABCDEFG の仮想ウィング端 G～A～B に対する曲げモーメント $\Sigma M_{G\sim A\sim B}$ を求める。

鉛直方向の応力は、面 ADEFGHI の仮想ウィング端 I～A～D に対する曲げモーメント $\Sigma M_{I\sim A\sim D}$、せん断力 $\Sigma S_{I\sim A\sim D}$ を求める。

ただし、I～A～B は吹付けコンクリートの内面（覆工コンクリートの外面）を示す。

c ウィング固定端の断面力

ウィング固定端の断面力は、次式により求めるものとする。

(a) 水平方向の断面力

曲げモーメント　$M_{A\sim B}=\dfrac{\Sigma M_{G\sim A\sim B}}{h_e}$　……式（9.2.1）

せ　ん　断　力　$S_{A\sim B}=\dfrac{\Sigma S_{G\sim A\sim B}}{h_e}$　……式（9.2.2）

(b) 鉛直方向の断面力

曲げモーメント　$M_{A\sim I}=\dfrac{\Sigma M_{I\sim A\sim D}}{W_e}$　……式（9.2.3）

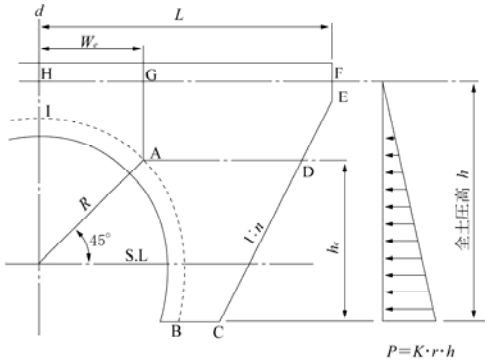
せ　ん　断　力　$S_{A\sim I}=\dfrac{\Sigma S_{I\sim A\sim D}}{W_e}$　……式（9.2.4）

d 配筋設計

ウィングの配筋設計は、一般にはウィング固定端の断面力計算結果により、図-9.2.19 に示す鉄筋量算定の考え方に基づいて行うものとする。その中で、鉛直方向については、一般には水平方向の断面力に比べて非常に小さくなるが、配筋設計に当たっては、図-9.2.19 により行うものとする。また、坑門に生ずる応力のトンネル本体への影響を考慮して、覆工外側面に主鉄筋同等の鉄筋を先端から 5.0m 程度配筋するものとする。

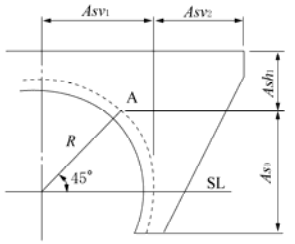


図-9.2.20 にウィングの配筋図例を示す。




$L$ ：ウィング長（m）
$h_e$ ：水平方向の断面力算出時の
　ウィング付根部の有効高さ（m）
$W_e$ ：鉛直方向の断面力算出時の
　ウィング付根部の有効幅（m）
$K$ ：静止土圧係数（0.5）
$r$ ：土砂の単位体積重量（kN/m$^3$）

図-9.2.18　ウィングの断面力の算定（片持梁）[27]




$Ash_1=As_0/2$
$Asv_1=As_0/2$
$Asv_2=As_0/4$

$As_0$，$Ash_1$ ：水平方向に配筋される主鉄筋量（cm$^2$/m）
$Asv_1$，$Asv_2$ ：鉛直方向に配筋される主鉄筋量（cm$^2$/m）

図-9.2.19　鉄筋量の算定の考え方[27]

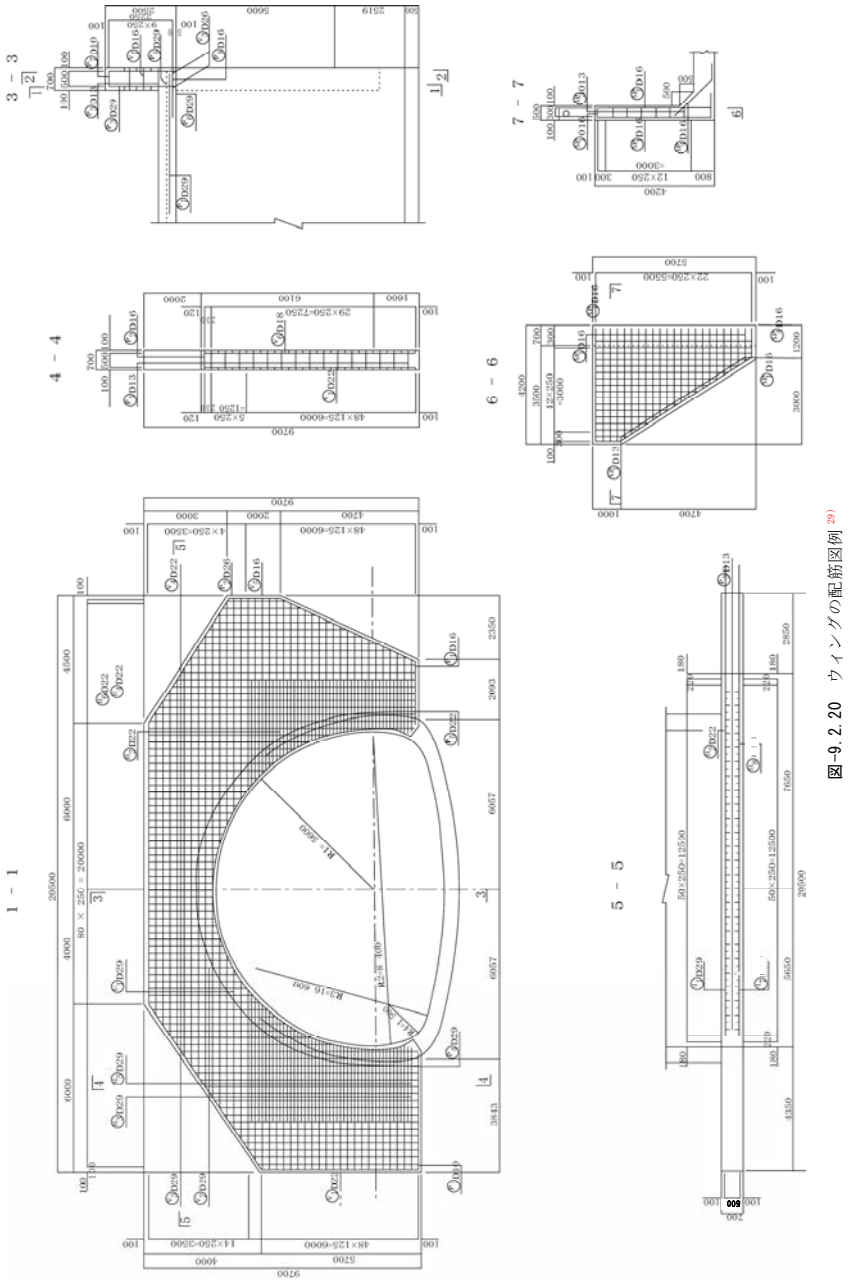


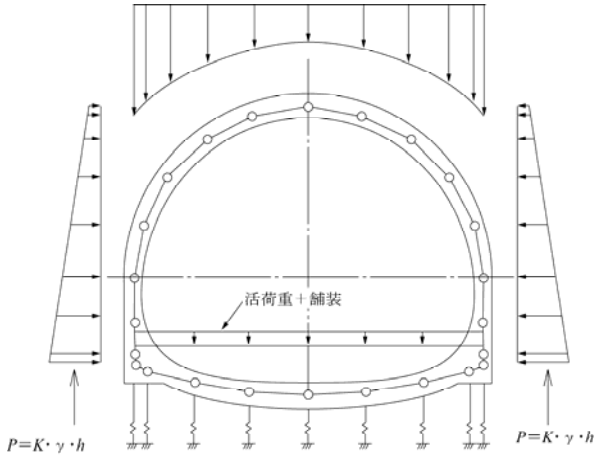
図-9.2.20　ウィングの配筋図例[29]



(イ)突出型坑門の設計

突出型の坑門は、トンネル本体と同一の内空断面のアーチカルバートがトンネル坑口部に連続して設けられる坑門で、完成後において整形盛土による上載荷重、水平土圧、その他荷重（積雪荷重、輪荷重等）がこれに加わる。したがって、坑門の設計に当たってはこれらの荷重を考慮し、断面力、地盤の支持力の計算を行うものとする。また、アーチカルバート構造の一部が埋戻し土から露出する場合は、温度変化、コンクリートの乾燥収縮、地震の影響等を受けやすい状態にあるため、必要に応じて、これらを考慮した設計とするものとする。

断面力の算定に当たっては、原則として、図-9.2.21 に示すように、弾性バネを考慮した変形法により計算を行うものとする。なお、図-9.2.22 に参考として突出型の配筋図例を示す。




①上載荷重……埋戻し土、雪、その他
②土　　圧……常　時　：静止土圧他
　　地震時　：クーロン土圧
③地盤定数……弾性バネ
④温度変化、乾燥収縮……温　度　：±15℃
　　乾燥収縮：－20℃

図-9.2.21　断面力の算定（突出型）[18]

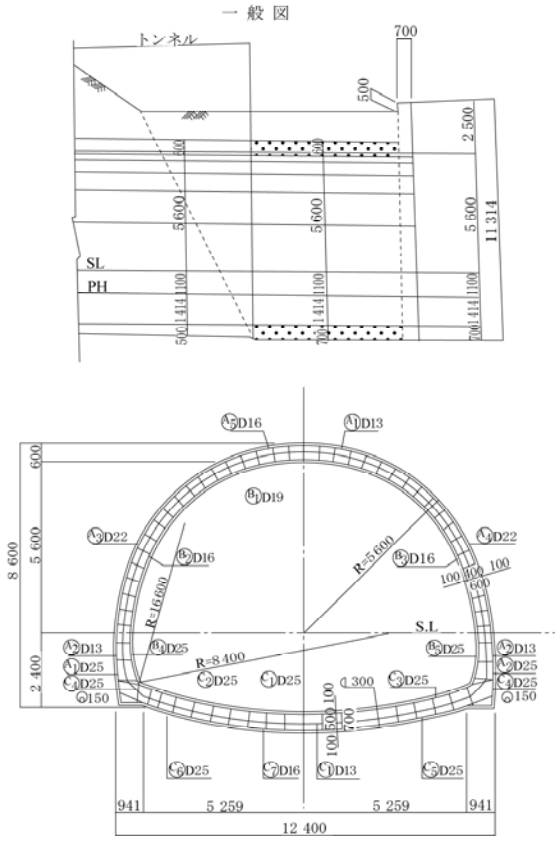






図-9.2.22　突出型坑門の配筋図例 [18)]

(ｳ) 重力型坑門の設計

重力型の坑門は、構造上、トンネル本体から独立して、外力に抵抗し得る型式でなければならない。重力型の坑門は、図-9.2.23 に示すように立体的な門型を成しているため、坑門背面の埋戻し土による載荷重と主働土圧が作用した場合に転倒、滑動、及び地盤の支持力に対し、所要の安全率をもつことが必要であり、さらに竪壁についても外力に対し、十分抵抗できる断面を設計しなければならない。

なお、重力型坑門の設計は、「10.1　**擁壁**」に準ずるものとするが、インバートは坑門の安定向上には有効に働くが、安定計算上はそれを無視して設計するのがよい。

また、坑門のフーチング部分は、その機能上からおおむね軟岩に着岩することから、現場状況に応じて安定計算にはフーチング部の土圧を削除することができる。なお、坑門の竪壁は、計算の結果、無筋コンクリートの断面で満足する場合であっても、施工順序、不確実な外力等に対する配慮から、鉄筋による補強を行うものとする。



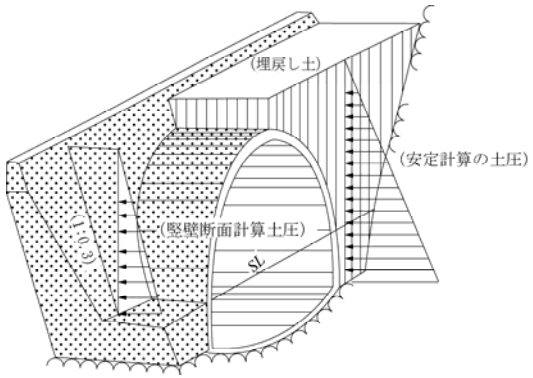



図-9.2.23　一般的な重力型坑門の形状図 [18)]

## 9.2.8　トンネル内舗装

(1)一般事項

トンネル内の舗装は、湧水等の影響を受けることが多く、また維持管理が難しいことから、その設計に当たっては十分な耐久性が確保できるように注意しなければならない。舗装の選定に当たっては、すべり抵抗や耐久性のほかに、照明効果に対する配慮をすることが望ましく、できるだけ明るいものを用いるのがよい。このことから、セメントコンクリート舗装が一般的である。

また、トンネルでは地山からの湧水は避けることができず、かつ湧水の圧力ヘッドが大きいことも多いので、路盤が浸水し、繰り返し作用する交通荷重によって劣化することのないよう十分な排水設備を設けるものとする。

トンネル内舗装の設計は、「舗装の構造に関する技術基準」（平成 13 年６月 29 日　国土交通省　都市・地域整備局長・道路局長通知）に基づいて行うこととし、「舗装設計施工指針」((公社) 日本道路協会　平成 13 年２月）を参考に実施するものとする。

(2)路盤

路盤厚は原則として「7.7.1　(2)路盤」によるが、路床が岩盤の場合は「7.5.6　**路床が岩盤の場合**」によって設計する。インバートの箇所はトンネル掘削時の山ずり又はクラッシャラン等で所定の位置まで埋め戻し、その部分を路床とみなし、路盤厚は 15cm（粒度調整砕石）程度とする。

トンネル内では、十分な排水を行っても地山からの湧水を避けられないこともあるので、水の影響を受けにくい路盤材料を選ぶ必要がある。

注 1）将来、舗装のオーバーレイが予想される場合や、積雪によるクリアランスの減少がある場合等は、車道部の建築限界の高さを 4.7m 以上とするのが望ましい。
2）トンネル内では水の影響を受けることが多いので、遮青混合物を用いる場合は、75μm ふるい通過量のうち２％程度を消石灰等で置換えることが望ましい。
3）山ずりを路盤に用いることは経済的であるが、その場合でも路盤としての品質を十分に調査して用いることが大切である。なお、セメント安定処理路盤は水による浸食に対する有効な対策の一つである。
4）通常の路盤材料では所要の路盤厚がとれない場合や、軟弱な路床等で路盤の一部にコンクリート版を打設した例がある。これらの場合の路盤厚の設計は過去の実施例や弾性計算等の方法を参考にして決めるとよい。

(3) コンクリート版

トンネル内のコンクリート版の設計は、「7.7　**コンクリート舗装の設計**」に基づいて設計するのを原則とする。ただし、交通量の区分がⅠ-2以下の区間でも維持管理が困難なことを考慮し、最小版厚は20cmとする。また、膨張目地は坑口付近にのみ設ける。

注 1）坑口部の横膨張目地は、坑口からトンネル内のおおむね30m以内に1か所とする。横収縮目地を打込み目地とするのは、トンネル外の温度の影響を考慮して坑口から150m程度では30mに1か所、また坑口から150m以上では50mに1か所の割合がよい。
2）一般部がアスファルト舗装となる場合には、坑口部の横膨張目地は設けなくてよい。
また、その接続部は、**図-9.2.24** に示す、すりつけ版を設けることが望ましい。
3）路床の支持力が急激に変化している場合には、その位置に横収縮目地を設けるとよい。
4）２車線道路の場合、一般に道路幅員の中央を頂点として両側に向かって下り勾配とするが、それが施工上困難な場合は片勾配としてもよい。ただし、曲線部を除く箇所の片勾配は２%を限度とする。
5）寒冷地においてはタイヤチェーン等によるすりへり作用に対する抵抗性の大きい粗骨材を用いることが望ましい。

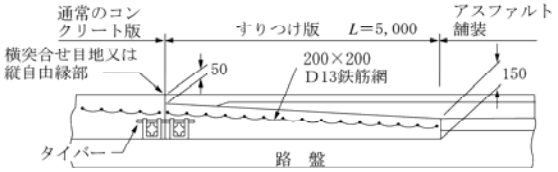



**図-9.2.24**　すりつけ版の設計例

## 9.2.9　その他の施設

(1) 換気施設

トンネルの換気施設は、トンネル本体の構造を始め、トンネルのルート選定にも影響を与える。換気に影響を与える要因としては、トンネル延長、勾配、交通条件、気象条件、トンネル周辺の環境等複雑なため、機械換気の要否を定量的に決めることは難しい。したがって、本技術書では、延長、勾配、交通量がさほど大きくない平均的なトンネルにおける自然換気の限界の経験的な目安を示す。ここで示す値はあくまでも目安であり、この値に近づいたトンネルについては機械換気の検討を行う必要がある。

**〈対面交通〉**（**図-9.2.25**）

$L \cdot N = 600$

$L$：トンネル延長（km）

$N$：時間交通量（台/h）

**〈一方向交通〉**（**図-9.2.26**）

$L \cdot N = 2000$



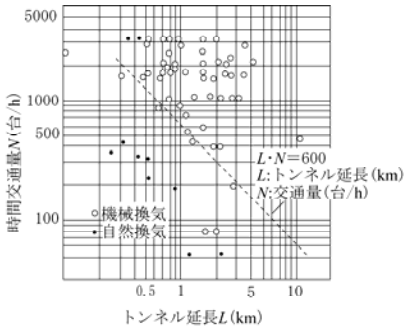



**図-9.2.25**　対面交通トンネルの自然換気の目安[29]

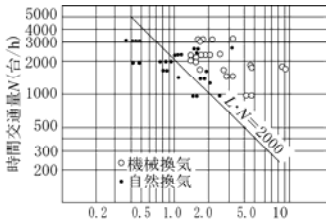



**図-9.2.26**　一方向交通トンネルの自然換気の目安[30]

(2) 非常用施設

道路トンネルには、**図-9.2.27** で区分されるトンネルの等級に応じて、**表-9.2.17** の非常用施設を設けるものとする。

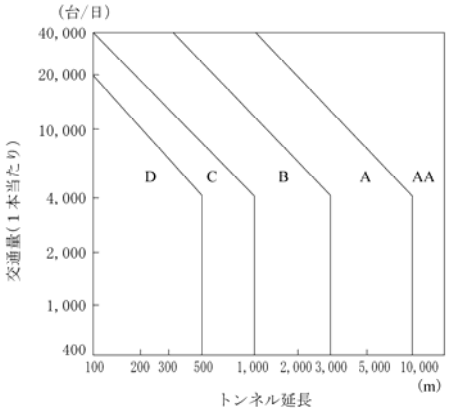



**図-9.2.27**　トンネル等級区分[25]

表-9.2.17　非常用施設の設置基準[25)]

| 非常用施設＼トンネル等級 | | AA | A | B | C | D |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 通報・警報設備 | 非常電話 | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 押ボタン式通報装置 | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 火災検知器 | ○ | △ | | | |
| | 非常警報装置 | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| 消火装置 | 消火器 | ○ | ○ | ○ | | |
| | 消火栓 | ○ | ○ | | | |
| 避難誘導設備 | 誘導表示板 | ○ | ○ | ○ | | |
| | 排煙設備又は避難通路 | ○ | △ | | | |
| その他の設備 | 給水栓 | ○ | △ | | | |
| | 無線通信補助設備 | ○ | △ | | | |
| | ラジオ再放送設備又は拡声放送設備 | ○ | △ | | | |
| | 水噴射設備 | ○ | △ | | | |
| | 監視装置 | ○ | △ | | | |

注）○：原則として設置する。△：必要に応じて設置する。

## 9.2.10　掘削方式

掘削方式の選定に当たっては、次のような条件を考慮し適切な方式を採用するものとする。

① 地形、地質、土かぶり
② 湧水、破砕帯の有無及びその程度
③ トンネルの断面形状、延長
④ 工期
⑤ 土捨て場の条件等

掘削工法の選定を最も左右するのは、掘削断面の大きさと地山の安定度の関係である。一般に、不安定地山に対しても補助工法を活用して切羽の安定を図り、できるだけ大きな加背で掘削する工法を積極的に採用することが重要であり、加背に合わせた施工機械の組合せやずり出し方式等を含めた掘削工法を決定する必要がある。補助ベンチ付全断面工法及び上部半断面工法の上半盤の位置は、原則としてスプリングラインの位置とするが、施工機械から加背割が決まる場合もあるので注意が必要となる。

なお、掘削工法の工事途中での変更は、通常、多大な工費と労力を要し、工事工程上の損失も大きいので慎重な対応が必要である。

以下に、代表的な掘削工法を示す。

(1) 全断面工法

トンネルの全断面を一回で掘削する最も単純な掘削工法であり、施工に大型機械が使用でき、切羽が1か所に集約され作業管理も行いやすい。適用に当たっては岩盤が堅硬で全断面の切羽が安定であること及びトンネルの全長にわたって地質の変化が少ないことが必要である。なお、作業坑等のような中小断面（約30m$^2$まで）では全断面で掘削するのが一般的である。



(2) 補助ベンチ付全断面工法

全断面工法の一種であるが、切羽に2～5m程度の補助ベンチを設けることで切羽の安定性と安全性を確保し、下半盤にトンネル全断面に対応した大型施工機械を配置し、上半と下半を同時に掘削する工法である。切羽に補助ベンチを設けたことで、広範囲の地山条件への適用が可能であり、上半と下半の施工時間差がないため早期閉合が可能な工法である。この工法は最も汎用性のある工法であり、特殊地山や大断面を除いて一般的に用いられている。また、切羽の安定が確保できない場合には、天端の安定のための先受工や、切羽の安定のための鏡ボルト、鏡吹付けコンクリート等の補助工法を検討する必要がある。

(3) 上部半断面工法

トンネル断面を上半部と下半部に分けて上半と下半を同時あるいは交互に掘削する工法で、各種地山条件に適用が可能であり、施工機械も通常のダンプトラックがずり運搬に使えるほか、この工法による施工に適合するように開発された機械が多い。

地山条件が悪い場合には、ベンチ長（上半切羽と下半切羽との距離）を短くして、早期に断面を閉合することが重要である。

(4) 導坑先進工法

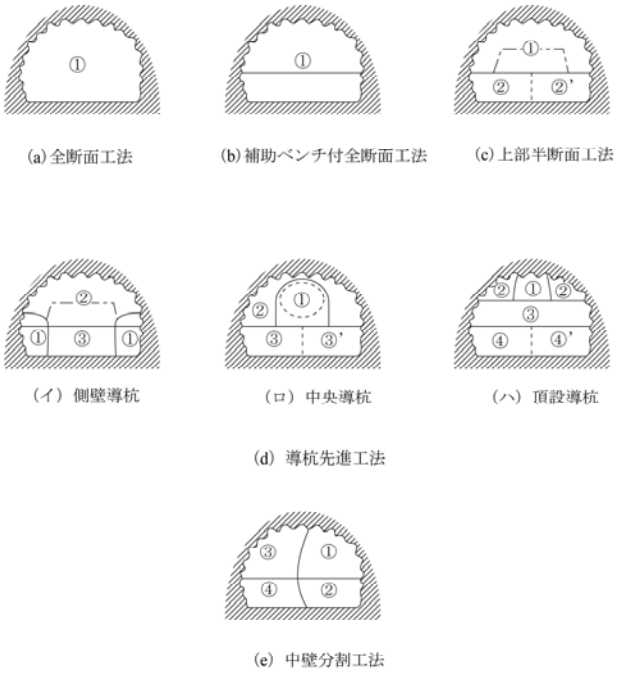
トンネル断面内に導坑を先進させた後、上半及び下半の切拡げを追随させる工法である。導坑は、地質が複雑な箇所での地山状態の確認・湧水に対する水抜き・切羽の安定性を高めるための断面分割・地耐力が不足する場合の上半アーチ基礎工等の目的で特殊な地山で採用する。

導坑の位置によって、側壁導坑・中央導坑・頂設導坑等の工法があり、切拡げる上半・下半の各掘削作業が導坑周辺に競合するため、施工設備に工夫が必要である。

(5) 中壁分割工法

中壁分割工法は、トンネルを大きく左右に分割して掘削切拡げを行う工法で、特に土砂から軟岩のように切羽の自立性の悪い地山で偏平な断面や大断面を採用する場合、土かぶりが小さい箇所で地表沈下を迎える必要がある場合等に適用する。

なお、中壁分割工法は、後進の断面掘削時に頂部における支保工の接合を慎重に行い、荷重が中壁から掘削面の支保工に移行したのを確認した後、中壁の撤去を行う必要がある。




注 1）①，②……は、掘削順序を示す。
　2）切羽の安定が悪い場合は、図中に一点鎖線で示したように掘削断面を細分割することがある。
　　上半部ではリングカット又は核残しという。

図-9.2.28　代表的な掘削工法 [16]



## 9.2.11　掘削工法

トンネルの掘削工法は、次のように分類される。

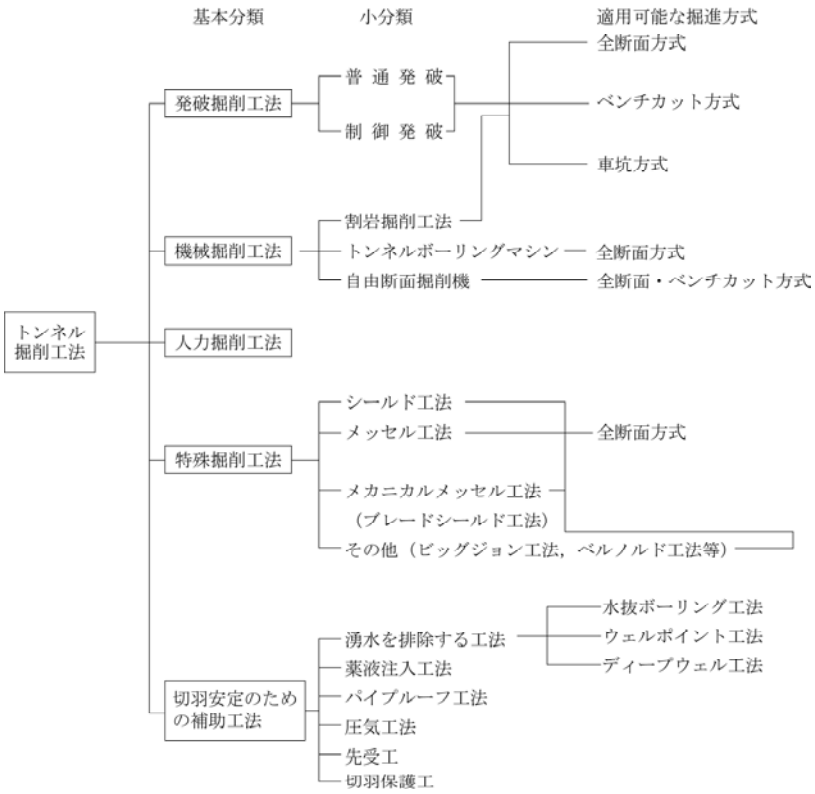



図-9.2.29　掘削工法の分類 [20]

**引用・参考文献**


1）道路構造令、政令第 329 号（令和２年 11 月）
2）(公社)日本道路協会：道路構造令の解説と運用（令和３年３月改定版）（令和３年３月）
3）(公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編平成 29 年版（平成 29 年 11 月）
4）(公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅱ鋼橋編平成 29 年版（平成 29 年 11 月）
5）(公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅲコンクリート橋編平成 29 年版（平成 29 年 11 月）
6）(公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編平成 29 年版（平成 29 年 11 月）
7）(公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅴ耐震設計編平成 29 年版（平成 29 年 11 月）
8）(公社)日本道路協会：鋼道路橋施工便覧（令和２年改訂版）（令和２年９月）
9）(公社)日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧（令和２年改訂版）（令和２年９月）
10）(公社)日本道路協会：コンクリート道路橋施工便覧（令和２年改訂版）（令和２年９月）
11）(公社)日本道路協会：杭基礎設計便覧（改訂版）（令和２年改訂版）（令和２年９月）
12）(公社)日本道路協会：道路橋伸縮装置便覧（昭和 45 年４月）
13）(公社)日本道路協会：道路橋支承便覧（平成 30 年版）（平成 31 年２月）
14）(公社)日本道路協会：道路橋の塩害対策指針（案）・同解説（昭和 59 年２月）
15）(公社)日本道路協会：防護柵の設置基準・同解説　ボラードの設置便覧（令和３年３月）
16）(公社)日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説（平成 15 年 11 月）
17）(公社)土木学会　トンネル工学委員会：トンネル標準示方書（山岳工法編）・同解説（平成 28 年８月）
18）東日本高速道路(株)・中日本高速道路(株)・西日本高速道路(株)：設計要領 第三集トンネル保全編・トンネル建設編（令和２年７月）
19）(公社)日本道路協会：道路トンネル観察・計測指針（平成 21 年改訂版）（平成 21 年２月）
20）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「水路トンネル」（平成 26 年７月）
21）(公社)土木学会：軟岩評価－調査・設計・施工への適用（平成 13 年６月）
22）日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針（平成８年２月）
24）(一社)農業土木事業協会：よりよき設計のポイント（平成 22 年度改訂版）（平成 23 年３月）
25）(公社)日本道路協会：道路トンネル非常用施設設置基準・同解説（令和元年９月版）（令和元年９月）
26）(公社)日本河川協会：改定　解説・河川管理施設等構造令（平成 12 年１月）
27）近畿地方整備局：設計便覧（案）第３編 道路編（平成 24 年２月）
28）(一社)日本トンネル技術協会：山岳トンネルの坑口部の設計・施工に関する研究報告書（昭和 60 年２月）
29）(公社)日本道路協会：道路トンネル技術基準（換気編）・同解説（平成 13 年 10 月）




# 第 10 章　附帯構造物の設計

関連条項〔基準 16、運用 16-1～16-3〕

## 10.1　擁　壁

### 10.1.1　一般事項

農道の建設を進めていく際に、切土や盛土等の土工部分において、用地の制限や地形等の制約により通常の土の斜面では安定を保ち得ないことがある。このような場合には、擁壁等により土留めを行う必要がある。

擁壁等の土留め構造物としては、ブロック積擁壁や重力式擁壁、片持ばり式擁壁等の擁壁が広く用いられているが、最近では、裏込め土中に鋼材製や高分子製の補強材を敷込み、土留め壁の安定を確保する補強土擁壁を始め、新しい形式の擁壁が多数開発されている。また、設計諸元、図面、設計・施工上の技術的課題及び留意事項等の一連の情報を分かりやすく記録・整理して、施設管理者等へ確実に引き継ぐことが重要である。

ただし、新しい形式の擁壁の採用に当たっては、現場の施工条件を十分に考慮し、経済性、施工性、安定性、防災性、また耐久性・機能性について検討することが必要である。さらに、経済性の検討の際には、ライフサイクルコストを考慮することを原則とする。

### 10.1.2　適用範囲

本技術書は、土地改良事業で通常考えられる一般的な現場条件において、土留めや法面保護等を目的として設置するコンクリート擁壁や補強土擁壁及びその他の擁壁を想定して作成している。

したがって、特殊な地盤や市街地での工事等の一般的でない現場条件での設計を行う場合、又は特に大規模な施設の設計を行う場合等は別途検討を行う必要がある。

なお、その際には、参考文献に準じて行うものとする。

また、本技術書を水路の側壁等の目的で使用する場合には、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」に準じて、その目的に即した必要な検討を別途加えなければならない。

### 10.1.3　設計計画

一般に、擁壁は用地の制約や地形条件等により、土工規定どおりの盛土や切土が行えない場合、長大盛土法面による地形の改変を回避する場合等に用いられる。したがって、擁壁の設計に先立ち、まず擁壁が必要になる理由を明確にして、その目的に十分対応できる設計計画を立てる必要がある。

擁壁の設計計画に当たっては、農道の全体計画・設計と併せて検討し、設計・施工・維持管理に適し、また良好な景観を保ち、かつ経済的に有利となるように計画を立てなければならない。

また、擁壁は設置される高さ、地形あるいは地盤条件等により、構造形式、基礎形式が変わる。したがって、次の事項について調査、検討を行い、設計計画を進めることが必要である。

① 設置の目的
② 設置箇所の地形、地質、土質
③ 周辺構造物との相互影響
④ 施工性及び施工条件

⑤ 経済性、構造的安定性
⑥ 環境との調和及び景観

### 10.1.4　擁壁の分類

擁壁は、主要部材の材料や形状、力学的な安定のメカニズム等によりさまざまに分類されるが、本技術書では、主にその構造形式や設計方法の相違により**図-10.1.1** のように分類する。

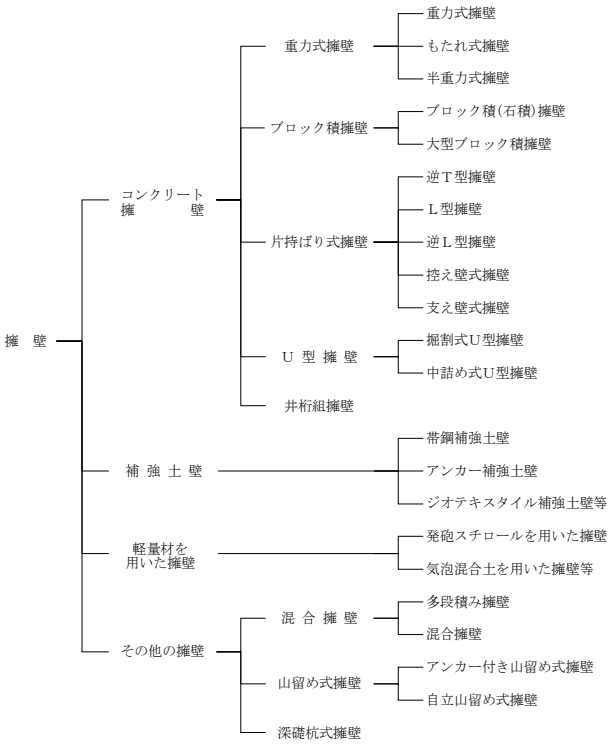



図-10.1.1　擁壁の分類 [8)]



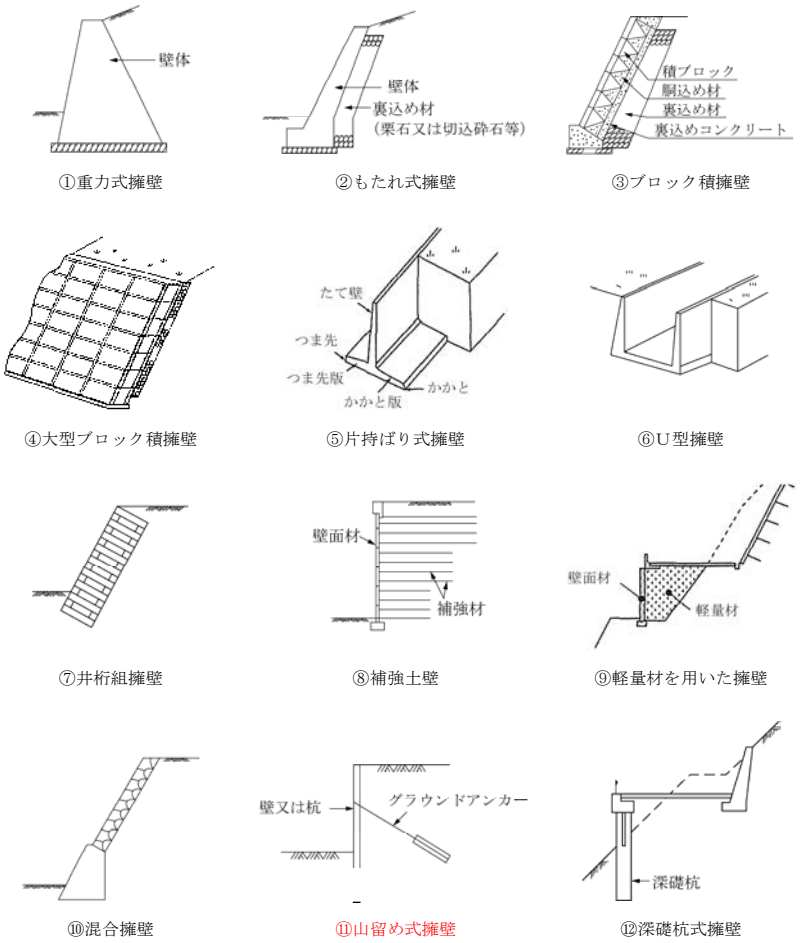



図-10.1.2　各擁壁の概要図

(1) 重力式擁壁

重力式擁壁は自重によって土圧を支持する型式であるから、壁高が高くなれば擁壁規模も飛躍的に大きくなる傾向にあるので、一般には壁高 5 m 程度以下で使用される場合が多い。擁壁の自重が大きいので基礎地盤が堅固な場所で用いられ、地盤支持力の不足によって不同沈下が予想される場合は、別途基礎工を検討した上で使用する。

重力式擁壁の躯体断面を減じ、躯体内に生じる引張力を鉄筋によって抵抗させた半重力式擁壁もある。

(2) もたれ式擁壁

もたれ式擁壁は壁自体が地山、裏込め材料等に支えられながら自重によって土圧に対抗する型式であるから、地山、裏込めに変形がなく地盤が堅固で、壁高が 10m 程度以下の場合に使用される。

(3) ブロック積（石積）擁壁

ブロック積擁壁は、法勾配が 1：1.0 より急な法面（一般に、1：0.3～1：0.6）で、主として法面の安定や保護の目的で用いられる。他のコンクリート擁壁に比べて強度が小さいので、背面の地山が安定しているか、盛土部においてはよく締め固められる土質の場合に適用される。

ブロック積擁壁には空積と練積とがあり、空積は一般に壁高３m 以下で使用される。練積は空積に比べて信頼性が高く、裏込めコンクリートで補強することにより壁高７m 程度まで使用される。

(4) 大型ブロック積擁壁

施工の省力化及び安定性の向上を図るために、コンクリートブロックの大きさを従来のものよりも大きくした大型ブロックを積み重ねた擁壁。胴込めコンクリート又はブロック間のかみ合わせにより一体化を図り、自重により急勾配の法面を保持するものや、ブロック間の結合を強固にし、一体となってもたれ式擁壁のように土圧に抵抗できる構造のものがある。

(5) 片持ばり式擁壁

たて壁と底版とからなる鉄筋コンクリート製の擁壁。たて壁の位置により逆Ｔ型、Ｌ型、逆Ｌ型と呼ばれる。また、たて壁の背面側に設けた控え壁によって、たて壁と底版（かかと版）の間の剛性を補った擁壁（控え壁式擁壁）や、たて壁の前面側に設けた支え壁によってたて壁と底版（つま先版）の間の剛性を補った擁壁（支え壁式擁壁）もある。

(6) U 型擁壁

掘割道路や立体交差の取付部等に設けられる擁壁、側壁と底版が一体となり、U 字型又はそれに類似の形状を有する擁壁。

(7) 井桁組擁壁

井桁組擁壁は透水性に優れ、かつ柔構造であるため、湧水斜面の法止めや地すべり地帯の土留め工によく利用される。

また、ある程度の地盤変化にも対応できるので、安定性が確保できれば基礎地盤の強度も特に堅固である必要はない。このことから、大きな盛土斜面の法止め工に使用されたり、谷止め工等に利用されたりする。

井桁組擁壁の設計はもたれ式擁壁に準じて行い、必要に応じて断面（連）を１連から２連、３連へと増やせばよい。なお、使用する部材の強度についても十分な検討を加える必要がある。

(8) 補強土壁

盛土内に敷設した補強材と鉛直又は鉛直に近い壁面材とを連結し、壁面材に作用する土圧と補強材の引き抜き抵抗力が釣り合いを保つことにより、土留め壁として安定を保つ土工構造物。補強材に帯状の鋼材を用いる帯鋼補強土壁やアンカープレート付きの鋼棒を用いるアンカー補強土壁、高分子材の補強材を用いるジオテキスタイル補強土壁等がある。



(9) 軽量材を用いた擁壁

裏込め材料に自立性や自硬性を有する軽量材を用いて土圧の軽減を図ることで壁面材を簡略化し、この壁面材と軽量材が一体で擁壁としての機能を発揮する土工構造物。軽量材には、発泡スチロールブロックや気泡混合土等が用いられる。

(10) 混合擁壁

混合擁壁とは、異なる種類の擁壁を組み合わせて施工するもので、重力式擁壁とブロック積擁壁との混合擁壁が一般には多い。両者を組み合わせることにより経済的に壁高を高くすることができる場合がある。

(11) 山留め式擁壁

壁面の曲げ剛性と、主に根入れ部の水平抵抗によって安定を保つ形式の擁壁。自立山留め式擁壁は、根入れ部の水平抵抗のみで安定を保つ形式の擁壁。アンカー付き山留め式擁壁は、地山に設けたアンカー体の抵抗を加味して安定を保つ擁壁。

(12) 深礎杭式擁壁

深礎杭を原地盤面よりも上まで立ち上げ、原地盤面上の杭間をコンクリート壁等で土留めし、深礎杭の曲げ剛性と主に根入れ部の水平抵抗によって安定を保つ形式の擁壁。

(13) その他の擁壁

以上の分類に入らない形式の擁壁。例えば、もたれ式擁壁のコンクリート躯体の代わりに、砂に連続した長繊維を混入してせん断抵抗力を有する材料で躯体を構築した擁壁、鋼製部材やプレキャストコンクリートで重力式擁壁の型枠を形成し土砂で中詰めを行った形式の擁壁、鋼材とタイロッドを組み合わせた二重締切り形式の擁壁等さまざまなものがある。

### 10.1.5　構造形式の選定

擁壁の構造形式としては、10.1.4 の項で示したように種々の形式がある。形式の選定に当たっては、現地の土質や用地界等の諸条件を勘案した上で、設置目的に合致した機能と安全性を有し、かつ、経済的なものを採用しなければならない。一般的な条件下での擁壁形式選定の目安と各形式別の適用壁高は**表**-10.1.1、**表**-10.1.2 のとおりである。

**表**-10.1.1　擁壁形式選定の目安

| 種類＼項目 | 直接基礎 | 背面状態 | | 施工性 |
|---|---|---|---|---|
| | | 切土 | 盛土 | |
| 重力式 | ○ | ◎ | ◎ | ◎ |
| もたれ式 | ◎ | ◎ | △ | ○ |
| 逆Ｔ型 | ◎ | △ | ◎ | ◎ |
| Ｌ型 | ◎ | △ | ◎ | ◎ |
| ブロック積 | ◎ | ◎ | ○ | ◎ |
| 補強土壁 | ◎ | × | ◎ | ◎ |
| 混合擁壁 | ○ | ◎ | ◎ | ○ |
| 井桁組擁壁 | ◎ | ◎ | ◎ | ◎ |

注）◎：適応　○：やや適　△：やや不適　×：不適

表-10.1.2　各種擁壁の使用範囲の目安

| 型式 \ H（m） | 2 | 4 | 6 | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 重力式 | ― | ― | ― | | | | | |
| もたれ式 | ― | ― | ― | ― | ― | | | |
| 逆T型 | | ― | ― | ― | ― | | | |
| L型 | ― | ― | ┄ | ┄ | ― | | | |
| ブロック積 | ― | ― | ― | | | | | |
| 補強土壁 | | ― | ― | ― | ― | ― | ― | |
| 混合擁壁 | | | ― | ― | ― | | | |
| 井桁組擁壁 | | | ― | ― | ― | ― | ― | |

## 10.1.6　擁壁設計の流れ

擁壁の設計は、自然条件、地盤条件、施工条件等を加味しながら、一般に**図-10.1.3** の手順で進める。

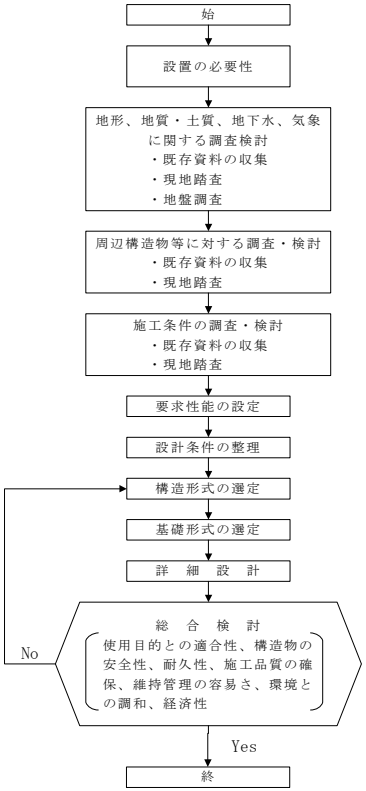



図-10.1.3　擁壁の設計手順[8)]



## 10.1.7　性能設計

### 10.1.7.1　性能設計の基本

性能設計は、「1.7.1　**性能規定化の目的**」に示すとおり、施設の要求性能を設定し、各条件下の限界状態時の照査を行い確認するものである。一方、従来多数構築されてきた構造形式の擁壁については、慣用的に使用されてきた設計方法・施工方法があり、長年の経験の蓄積により、所定の規模の範囲内であれば、一定の性能を確保するとみなすことができる。この考え方を踏襲し、これまでの経験・実績から妥当とみなせる手法において設計を行えば、施設の要求性能を満たしているとしている。

このため、以降については、擁壁の性能設計の基本的事項を記載し、照査については「10.1.15」～「10.1.17」を参考とする。

(1)要求性能と照査

擁壁の設計に当たっては、原則として、設置の目的との適合性、構造的安定性について、「10.1.7.2　**想定する作用**」に示す想定する作用に対して安全性、復旧性、使用性の観点から要求性能を設定し、擁壁がそれらの要求性能を満足することを照査する。

(2)性能設計の設計手法

性能設計による設計手法では、要求する性能を満足する解析手法、設計方法、材料、構造等を採用する際に、論理的な妥当性を有する方法や実験等による検証がなされた方法などで適切に実施する必要がある。

擁壁の設計に当たっては、類似条件での施工実績・災害事例等を十分に調査し、総合的な観点から決定することが大切である。また、擁壁の安全性等には、擁壁の構造形式、擁壁の設置箇所の地形・地質、基礎地盤の性状が大きく影響するため、設計に当たってはこれらの項目について十分配慮する必要がある。

また、これまで擁壁の構造形式や基礎形式において、コスト縮減や環境への配慮、各種の現場条件への対応等の観点から数多くの新たな技術が開発・提案され、実現場で適用されてきている。これらの技術については、各作用に対する挙動について、従来用いてきた構造形式・基礎形式の擁壁（「10.1.15」～「10.1.17」に示す構造形式の擁壁）との相違を検証した上で、適切かつ総合的な検討を加えて設計する必要がある。この場合には、工学的計算を適用し、要求性能を満足するかどうかを照査することとなるが、計算のみに依存するのではなく、従来用いられてきた擁壁との相違や被災事例等も考慮して総合的な工学的判断を行う必要がある。

### 10.1.7.2　想定する作用

(1)常時の作用

常時の作用としては、自重、載荷重、土圧、水圧や浮力の作用等、常に擁壁に作用すると想定される作用を考慮する。

(2)降雨の作用

降雨の作用は、擁壁の安定性、排水工の設計で考慮する。

擁壁の安定性の照査において想定する降雨の作用については、地域の降雨特性、擁壁の立地条件、路線の重要性等を鑑み適切に考慮する。

(3) 地震の作用

地震動の作用としては、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の 2 種類の地震動を想定する。

想定する地震動の設定に際して、対象地点周辺における過去の地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震の情報、地下構造に関する情報、表層の地盤条件に関する情報、既往の強震観測記録等を考慮して対象地点における地震動を適切に推定できる場合には、これらの情報に基づいて地震動を設定してもよい。

(4) その他

その他の作用としては、凍上、塩害、酸性土壌中での部材の腐食や劣化、施工時での損傷等により耐久性に影響する作用等があり、擁壁の設置条件により適宜考慮する。

### 10.1.7.3　擁壁の要求性能

(1) 擁壁に必要とされる性能

擁壁では、想定する作用に対して、設置の目的との適合性、構造的安定性について、安全性、復旧性、使用性の観点から、要求性能を設定することを基本とした。各々の性能については、「**1.7.2　要求性能**」を参照すること。

(2) 擁壁の要求性能の水準

擁壁の「**1.7.2.2　要求性能の水準**」に対応する水準は、**表-10.1.3** を基本とする。

**表-10.1.3**　擁壁の要求性能の水準

| 性　能 | 擁壁の要求性能 | 要求性能の水準 | 機　能 |
|---|---|---|---|
| 健全性を損なわない | 損傷しても道路としての機能に支障を及ぼさない（道路としての通行機能に支障がない） | 想定する作用によって擁壁が健全である、又は、擁壁は損傷するが当該擁壁の存する区間の道路としての機能に支障をおよぼさない性能 | 安全性、復旧性、使用性全てを満たす（通常の維持管理程度の補修で擁壁の機能を確保できる） |
| 致命的な損傷を防止する | 損傷が道路の機能に支障を及ぼすが、致命的なものとはならない（全面通行止めは行うが復旧工事により通行機能が回復する） | 想定する作用による擁壁の損傷が当該擁壁の存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当該支障が致命的とならない性能 | 復旧性、使用性は満足できないが、安全性を満たす（擁壁には大きな変状が生じても、擁壁の崩壊等により、擁壁により形成されている道路、隣接する施設等に致命的な影響を与えない） |

(3) 擁壁の重要度

重要度の区分は、擁壁が損傷した場合の道路の交通機能への影響と、隣接する施設等に及ぼす影響の重要性を総合的に勘案して決定するものとする。

擁壁が損傷した場合の道路の交通機能への影響は、必ずしも道路の規格による区分を指すものではなく、迂回路の有無等、万一損傷した場合に道路ネットワークとしての機能に与える影響の大きさを考慮して判断することが望ましい。

なお、擁壁が損傷した場合の道路の交通機能への影響や隣接する施設等に及ぼす影響は、擁壁の位置や擁壁高等の設置条件によって異なることにも留意する。

擁壁の「**1.7.3　重要度区分**」に対応する標準的な重要度は、**表-10.1.4** を基本とした。



**表-10.1.4**　擁壁の標準的な重要度区分 [18)]

| 重要度区分 | 重要度の指標 |
|---|---|
| A 種 | 復旧困難で、極めて重大な 2 次被害を起こす可能性があるもの（基幹的農道及び幹線農道のうち、地域の防災計画上の位置付けや利用状況等に鑑みて、特に重要な道路の擁壁又は損傷すると隣接する施設に著しい影響を与える擁壁） |
| B 種 | A 種、C 種以外の一般的な施設 |
| C 種 | 高さ H＝8m 以下で、重要度は低く、かつ、復旧が容易なもの |

(4) 擁壁の要求性能

擁壁の設計で考慮する要求性能は、「**10.1.7.2　想定する作用**」に示した想定する作用と上記(3)擁壁の重要度に示した擁壁の重要度に応じて、上記(2)に示す性能の水準から適切に選定する。一般的には、擁壁の要求性能は**表-10.1.5** を目安とするのがよい。

ｱ～ｳに、**表-10.1.5** に例示した個々の作用に対する要求性能の内容を示す。

**表-10.1.5**　擁壁の要求性能 [18)]

| 想定する作用 ＼ 重要度区分 | | A 種 | B 種 | C 種 |
|---|---|---|---|---|
| 常時の作用 | | 健全性を損なわない | 健全性を損なわない | 健全性を損なわない |
| 降雨の作用 | | 健全性を損なわない | 健全性を損なわない | 健全性を損なわない |
| 地震動の作用 | レベル 1 地震動 | 健全性を損なわない | 健全性を損なわない | |
| | レベル 2 地震動 | 致命的な損傷を防止する | | |

ｱ 常時の作用に対する擁壁の要求性能

自重、載荷重、土圧等の常時の作用による沈下や変形は、擁壁構築中や構築直後に生じるもの、及び供用中に生じるものがある。

擁壁の構築中や構築直後においては、擁壁の自重、載荷重、土圧等の荷重により、擁壁及び基礎地盤に損傷が生じず安定している必要がある。また、供用中には、時間の経過とともに、基礎地盤あるいは盛土の圧密（圧縮）変形が生じるが、これにより使用性に著しい支障を与えることを防止する必要がある。このため、常時の作用に対しては重要度に関わらず“健全性を損なわない”を要求することとしている。軟弱地盤の場合においても、計画的な補修によりその影響を軽減することが可能であるため、“健全性を損なわない”を要求することとしている。

ｲ 降雨の作用に対する擁壁の要求性能

想定する降雨の作用による擁壁の崩壊等が使用性に支障を与えることを防止するため、重要度に関わらず“健全性を損なわない”を要求することとしている。

ｳ 地震動の作用に対する擁壁の要求性能

地震動の大きさと重要度に応じて“健全性を損なわない”又は“致命的な損傷を防止する”を要求することとしている。これは、地震動の作用に対する擁壁の要求性能を一律に設定することは困難な面があること、擁壁を含めて膨大なストックを有する土工構造物の耐震化対策には相応のコストを要すること、農道としての特性等を考慮したものである。

なお、擁壁の“致命的な損傷を防止する”の照査では、擁壁に許容する損傷の程度の評価が必要となる。しかしながら、擁壁が地震時にどの程度損傷するかについては、擁壁が設置される背面盛土や地盤を構成する材料特性の多様性や不均一性、擁壁自体の材料特性の経年変化、地震発生時の環境条件、擁壁の被災パターンや被災程度を精度よく予測するための解析手法

の不確実性等から、現状の技術水準ではいまだ定量的な照査が困難である場合も多い。このため、擁壁に“致命的な損傷を防止する”を要求する場合には、震前対策と震後対応等の総合的な危機管理を通じて必要な性能の確保が可能となるように努める視点も重要である。なお、道路震災対策の考え方については「道路震災対策便覧」((公社) 日本道路協会) を参照のこと。

### 10.1.7.4　擁壁の限界状態

擁壁の要求性能に応じた限界状態の考え方及び照査項目を例示すると、**表-10.1.6** のとおりである。

**表-10.1.6**　擁壁の要求性能に対する限界状態と照査項目 (例) [8)]

| 要求性能 | 擁壁の限界状態 | 構成要素 | 構成要素の限界状態 | 照査項目 | 照査手法 |
|---|---|---|---|---|---|
| 健全性を損なわない | 擁壁が健全である、又は擁壁は損傷するが、当該擁壁の存する区間の道路としての機能に支障を及ぼさない限界の状態 | 擁壁、基礎地盤及び背面盛土 | 擁壁が安定であるとともに、基礎地盤及び背面盛土の力学特性に大きな変化が生じず、かつ、擁壁を構成する部材及び擁壁により形成される道路から要求される変位にとどまる限界の状態 | 安定 | 安定照査・支持力照査 |
| | | | | 変形 | 変形照査 |
| | | 擁壁を構成する部材 | 力学特性が弾性域を超えない限界の状態 | 強度 | 断面力照査 |
| 致命的な損傷を防止する | 擁壁の損傷が、当該擁壁の存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当核支障が致命的なものとならない限界の状態 | 擁壁、基礎地盤及び背面盛土 | 隣接する施設へ甚大な影響を与えるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態 | 変形 | 変形照査 |
| | | 擁壁を構成する部材 | 部材の耐力が大きく低下し始める状態 | 強度・変形 | 断面力照査・変形照査 |

### 10.1.7.5　照査方法

(1) 擁壁の性能照査の原則

擁壁の設計に当たっては、原則として、想定する作用と擁壁の重要度に応じて定めた要求性能に対して、照査手法と擁壁を構成する要素の限界状態に応じて応力度、断面力、安全率、残留変位等の照査指標及びその許容値を適切に設定し、想定する作用に対する擁壁の状態が限界状態を超えないことを照査する。

擁壁の限界状態の一般的な考え方は「**10.1.7.4　擁壁の限界状態**」に示しているが、限界状態は、構造条件、施工条件、維持管理の容易性等の諸条件によって様々な考え方がある。

このため、限界状態の設定に当たっては、構造条件、施工条件、日常点検、異常時の緊急点検と応急復旧体制を含めた維持管理の容易さ等を考慮して定めることが重要である。

(2) 設計の前提条件

擁壁の安定性、耐久性は、設計のみならず施工の善し悪し、維持管理の程度により大きく依存する。このため、設計に当たっては、設計で前提とする施工、施工管理、維持管理の条件を定めなければならない。



(3) 擁壁の照査

照査に際しては、擁壁の形式、想定する作用及び限界状態、用いることができる情報・データ、必要とされる精度等を考慮して、適切な照査方法を選定する必要がある。照査に当たっては、擁壁と背面盛土の関係、擁壁周辺及び基礎地盤の条件等を考慮した手法を用いる。

常時の作用に対する照査方法としては、許容応力度設計法に代表されるような、地盤や部材の応力状態に対する安定や強度のみを照査し、変位・変形については過去の実績から性能を有するとみなす方法と、数値計算等により変位・変形も照査する方法がある。

降雨の作用については、擁壁では、通常、常時の作用における荷重の一項目として扱う。

地震動の作用に対する照査方法としては、大きく分けて、構造物の地震時挙動を動力学的に解析する動的照査法と、地震の影響を静力学的に解析する静的照査法に大別される。一般に、動的照査法は地震時の現象を精緻にモデル化し、詳細な地盤調査に基づく入力データと高度な技術的判断を必要とする。一方、静的照査法は現象を簡略化しており、比較的簡易に実施することが可能であるが、静的荷重へのモデル化や地震時の挙動の推定法等については適用条件があり、全ての形式の擁壁や地盤条件に対して適用できるものではない。

擁壁の地震時残留変位量を直接評価する手法等を含む地震動の作用に対する擁壁の照査方法については、「道路土工擁壁工指針 (平成 24 年版) 巻末資料資料-3 地震動の作用に対する擁壁自体の安定性の照査に関する参考資料」を参照のこと。

なお、「**10.1.15　各種コンクリート擁壁の設計方法**」～「**10.1.17　その他の特殊な擁壁**」に示す構造形式の擁壁の設計に当たっては、これまでの経験・実績等を踏まえて、それぞれの項に基づいて設計・施工し、「**第 14 章　保全管理**」に基づいて管理を行えば、(1)、(2) を行ったとみなすことができる。

### 10.1.8　設計諸定数の設定

擁壁の設計に用いる土圧は、土質試験を行う等、十分な検討によって求められた定数により算出する。

土質調査を行って土の強度定数を求める場合、現場において予想される試料の状態、例えば含水比、密度、飽和度、乱れの程度等を十分に考慮する必要がある。これらの土質定数の設定は原則として各種土質試験によることを原則とする。粘着力 $c$ を考慮する場合は、施工中の乱れの影響等を考慮し、過大評価にならないよう注意する必要がある。なお、高さ 8 m 以下の擁壁で、これら土質試験を行うのが困難な場合、土質分類から推定したせん断定数を用いてもよい。

(1) 土のせん断定数

ｱ 一軸圧縮試験によるせん断定数

粘性土の場合、一軸圧縮試験によって粘着力 $c$ を求める。

$$c=\frac{1}{2}q_u \qquad \cdots\cdots \text{式 (10.1.1)}$$

ここに、$c$ ：粘着力 (kN/m$^2$)

$q_u$ ：一軸圧縮強さ (kN/m$^2$)

イ 三軸圧縮試験によるせん断定数

粘性土、砂質土については、乱さない試料、突き固めた試料をもとに三軸圧縮試験を行い、$c$、$\phi$ を求める。

このときのせん断強さは、**式**(10.1.2)で示される。

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad \cdots\cdots \text{式 (10.1.2)}$$

ここに、$s$：せん断強さ（kN/m$^2$）

$\sigma$：せん断面に作用する全垂直応力（kN/m$^2$）

$c$：土の粘着力（kN/m$^2$）

$\phi$：土のせん断抵抗角（°）

ウ 標準貫入試験による $N$ 値から推定するせん断定数

標準貫入試験による $N$ 値から、**式**(10.1.1)、(10.1.3)、(10.1.4)によって、経験的に推定した値を用いてもよい。

粘性土の粘着力 $c$

$$q_u = 12.5N \ (\text{kN/m}^2) \quad \cdots\cdots \text{式 (10.1.3)}$$

$$c = \frac{1}{2} q_u$$

砂質土のせん断抵抗角 $\phi$

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \ (N > 5) \quad \cdots\cdots \text{式 (10.1.4)}$$

$$N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \quad \cdots\cdots \text{式 (10.1.5)}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w) \quad \cdots\cdots \text{式 (10.1.6)}$$

ここに、$\phi$：砂のせん断抵抗角（°）

$\sigma'_v$：有効上載圧（kN/m$^2$）で、標準貫入試験を実施した時点の値

$N_1$：有効上載圧 100kN/m$^2$ 相当に換算した $N$ 値。ただし、原位置の $\sigma'_v$ が $\sigma'_v$＜50kN/m$^2$ である場合には、$\sigma'_v$＝50kN/m$^2$ として算出する。

$N$：標準貫入試験から得られる $N$ 値

$\gamma_{t1}$：地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量（kN/m$^3$）

$\gamma'_{t2}$：地下水位面より深い位置での土の単位体積重量（kN/m$^3$）

$x$：地表面からの深さ（m）

$h_w$：地下水位の深さ（m）

エ 土質分類別に推定したせん断定数

高さ８m 以下の擁壁で土質試験を行うことが困難な場合は、裏込め土のせん断定数、土の単位体積重量及び支持地盤の種類と許容応力度について、経験的に推定した**表**-10.1.7～**表**-10.1.9 の値を用いてもよい。



裏込め土のせん断定数（**表**-10.1.7）

**表**-10.1.7　土の種類と土質定数[8)]

| 裏込め土の種類 | 内部摩擦角 $\phi$ | 粘着力 $c$ 注2) |
|---|---|---|
| 礫　質　土 注1) | 35° | ――― |
| 砂　質　土 | 30° | ――― |
| 粘 性 土（ただし、$W_L$＜50%） | 25° | ――― |

注1）細粒分が少ない砂は、礫質土の値を用いてもよい。

2）計算上は、粘着力 $c$ を無視している。しかし、実際には粘着力 $c$ が存在するので、内部摩擦角 $\phi$ より急勾配法面も存在する。

土の単位体積重量（**表**-10.1.8）

**表**-10.1.8　土の単位体積重量（kN/m$^3$）[8)]

| 地　盤 | 土　質 | 緩いもの | 密なもの |
|---|---|---|---|
| 自然地盤 | 砂及び砂れき 注1) | 18 | 20 |
| | 砂　質　土 | 17 | 19 |
| | 粘　性　土 | 14 | 18 |
| 盛　土 | 砂及び砂れき 注1) | 20 | |
| | 砂　質　土 | 19 | |
| | 粘性土（ただし、$W_L$＜ 50%） | 18 | |

注1）地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から 9kN/m$^3$ を差し引いた値とすることができる。ただし、飽和重量がわかっていれば、飽和重量から 9.8kN/m$^3$ を差し引く。

支持地盤の種類と許容応力度（**表**-10.1.9）

**表**-10.1.9　支持地盤の種類と許容応力度（常時値）[8)]

| 基礎地盤の種類 | | 許容支持力度 $q_a$(kN/m$^2$) 注1) | 擁壁底面の滑動安定計算に用いる摩擦係数 $\mu$ 注2) | 備考 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | $q_u$（kN/m$^2$） | $N$ 値 |
| 岩　盤 | 亀裂の少ない均一な硬岩 | 1,000 | 0.7 | 10,000 以上 | ――― |
| | 亀裂の多い硬岩 | 600 | 0.7 | 10,000 以上 | ――― |
| | 軟岩 | 300 | | 1,000 以上 | |
| 礫　層 | 密なもの 注3) | 600 | 0.6 | ― | ――― |
| | 密でないもの | 300 | | ― | |
| 砂質地盤 | 密なもの | 300 | 0.6 | ― | 30～50 |
| | 中位なもの | 200 | | ― | 15～30 |
| 粘性土地盤 | 非常に堅いもの | 200 | 0.5 | 200～400 | 15～30 |
| | 堅いもの | 100 | 0.5 | 100～200 | 8～15 |
| | 中位なもの | 50 | ― | 50～100 | 4～ 8 |

注1）数値は常時の場合を示し、地震時は常時の 1.5 倍の値とする。

注2）場所打ちコンクリートによるもの

注3）現場の土質状況や土質試験結果から判定する。

## 10.1.9　材　料

(1)材　料

ｱ 土質材料

擁壁の裏込め土に用いる土質材料は施工の難易、完成後の擁壁の安定に大きな影響を与えるので、良質な材料を使用し、入念な施工を行わなければならない。

一般的に裏込め土としての材料は、敷均し・締固めの施工が容易で、締固め後の強度が大きく、圧縮性が少なく、透水性がよく雨水等の浸透に対して強い材料が望ましい。これらの条件を考えると良質な裏込め土としては粒度の良い砂質土が挙げられる。また、補強土壁の場合には補強材と土との摩擦抵抗を期待するため、補強材を損傷、劣化させない材料が望ましい。

土工は切土と盛土のバランスを考慮して行うので、経済性又は環境との調和への配慮から現地発生土を使用することが求められている。

このため、現地発生土の中から裏込め土に適した材料を選定し、また、現地発生土がそのままでは良好な裏込め材といえない場合、安定処理、粒度調整を行う等によりできるだけ現地発生土を利用するように検討を行うことが望ましい。

また、擁壁及び地盤に作用する土圧の軽減を図るため軽量盛土材を用いる場合には、軽量盛土材の比重や強度等を検討し、現場条件に適合した材料を選定する必要がある。

液性限界の大きな粘性土は、含水量の影響を受けやすく、圧縮・膨張量が大きいために裏込め材料には適さない。また、温泉余土やベントナイト・腐植土を多量に含んだ土、風化の進んだ蛇紋岩等も膨張性や圧縮性が大きいので裏込め材料には適さない。新第三紀層の泥岩や頁岩等には乾湿繰返しの影響を受け、容易に細粒化するものがあり、これらは裏込め材料として望ましくない。



ｲ コンクリート

(ｱ)擁壁の躯体に用いるコンクリートの最低設計基準強度

擁壁の躯体に用いるコンクリートは、原則として次に示す最低設計基準強度以上のものを用いるものとする。

| | |
|---|---|
| 無筋コンクリート部材 | 18N/mm$^2$ |
| 鉄筋コンクリート部材 | 21N/mm$^2$ |
| プレキャスト鉄筋コンクリート部材 | 30N/mm$^2$ |

コンクリートの耐久性は、水セメント比 $W/C$ に関係する。このため、劣悪なコンクリートを排除する趣旨から、水セメント比 $W/C$ と直接的に関係するコンクリートの設計基準強度について少なくとも上記の最低設計基準強度以上としなければならない。

また、耐久性確保の観点から水セメント比 $W/C$ の最大値が別途指定される場合では、水セメント比 $W/C$ の最大値が満たされるように使用するコンクリートの呼び強度の値を定めなければならない。

(ｲ)積みブロックの材料及び製品規格

ブロック積擁壁に用いるコンクリート積みブロックは、「JIS A 5371（プレキャスト無筋コンクリート製品）附属書D」及び「JIS A 5372（プレキャスト鉄筋コンクリート製品）附属書B」に適合するものについては品質を満足するものとみなすことができる。ただし、施工面積1 m$^2$当たりの質量は350kg以上とする。

近年、施工の省力化等の目的のために大型の積みブロックを用いたブロック積擁壁が増えてきている。特にJIS規格に定められたものよりも大型の積みブロックも製品化されており、これらの大型の積みブロックを大型積みブロックと称し、大型ブロックにより構成されたブロック積擁壁を大型ブロック積み擁壁と呼ぶ。

大型積みブロックは、主に以下の３タイプに分けられる。

① 控長はJIS規格に定められた35cmのまま、一つ一つのブロックを大型化したもの
② 従来のブロックに比べ、控長も大型化したもの
③ その他

薄肉構造として施工時に配筋、中詰め等して使用するもの等があり、これらの積みブロックを使用する際には、その強度や質量等を十分に検討して使用することが望ましい。

(ｳ)RC杭及びPHC杭

RC杭及びPHC杭は、「JIS A 5372（プレキャスト鉄筋コンクリート製品）附属書A」、PHC杭「JIS A 5373（高強度プレストレストコンクリート製品）附属書E」の規格に適合するものを標準とする。

なお、コンクリートのヤング係数は、

| | |
|---|---|
| R C杭 | 3.1×10$^4$ N/mm$^2$ |
| PHC杭 | 4.0×10$^4$ N/mm$^2$ |

(ｴ)場所打ち杭

水中で施工する場所打ち杭のコンクリートは、水中コンクリートの設計基準強度24N/mm$^2$（コンクリートの呼び強度30N/mm$^2$）以上のものを用いるものとする。

**表-10.1.10　RC 杭（2種）の寸法及び断面性能**

| 外径 D (mm) | 厚さ t (mm) | 区分 | 長さ L (m) | 軸方向鉄筋 SR235 径×本数 | 軸方向鉄筋 SR235 断面積 $A_s$(cm²) | 軸方向鉄筋 SD295 径×本数 | 軸方向鉄筋 SD295 断面積 $A_s$(cm²) | 軸方向鉄筋中心までの半径 (mm) | コンクリート断面積 $A_c$ (cm²) | 断面二次モーメント $I_c$ (cm⁴) | 換算断面二次モーメント $I_e$ (cm⁴) | 単位重量 W (kN/m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 300 | 60 | A | 7～12 | φ13×12 | 15.92 | D13×10 | 12.67 | 120 | 452 | 346×10² | 412×10² | 1.19 |
| | | B | | φ16×11 | 22.12 | D13×16 | 20.27 | | | | 438×10² | 1.23 |
| | | C | | φ16×14 | 28.15 | D16×14 | 27.80 | | | | 463×10² | 1.26 |
| 350 | 65 | A | 7～14 | φ13×14 | 18.58 | D13×11 | 13.94 | 145 | 582 | 622×10² | 734×10² | 1.52 |
| | | B | | φ16×13 | 26.14 | D13×17 | 21.54 | | | | 780×10² | 1.57 |
| | | C | | φ16×18 | 36.20 | D16×18 | 35.75 | | | | 841×10² | 1.62 |
| 400 | 70 | A | 7～14 | φ13×19 | 25.21 | D13×14 | 17.74 | 165 | 726 | 103×10³ | 123×10³ | 1.91 |
| | | B | | φ16×17 | 34.19 | D16×15 | 29.79 | | | | 130×10³ | 1.96 |
| | | C | | φ16×22 | 44.24 | D16×22 | 43.69 | | | | 138×10³ | 2.01 |
| 450 | 75 | A | 8～15 | φ16×15 | 30.17 | D16×12 | 23.83 | 190 | 884 | 162×10³ | 193×10³ | 2.32 |
| | | B | | φ16×22 | 44.24 | D16×18 | 35.75 | | | | 208×10³ | 2.40 |
| | | C | | φ16×26 | 52.29 | D16×24 | 47.66 | | | | 216×10³ | 2.43 |
| 500 | 80 | A | 9～15 | φ19×12 | 34.02 | D16×12 | 23.83 | 210 | 1,056 | 241×10³ | 285×10³ | 2.77 |
| | | B | | φ19×16 | 45.36 | D19×13 | 37.24 | | | | 299×10³ | 2.82 |
| | | C | | φ19×22 | 62.37 | D19×22 | 63.03 | | | | 321×10³ | 2.93 |
| 600 | 90 | A | 9～11 | φ19×12 | 34.02 | D16×13 | 25.82 | 255 | 1,442 | 483×10³ | 547×10³ | 3.67 |
| | | B | | φ22×16 | 60.82 | D22×12 | 46.45 | | | | 598×10³ | 3.85 |
| | | C | | φ22×22 | 83.62 | D22×20 | 77.42 | | | | 640×10³ | 3.97 |

注）換算断面二次モーメントは、軸方向鉄筋の材質を SR235 として計算したものである。材質を SD295 とした場合でもこの断面性能を使用することができる。

**表-10.1.11　PHC 杭の寸法及び断面性能（参考）**

| 外径 D (mm) | 厚さ t (mm) | 区分 | 長さ L (m) | 有効プレストレス $\sigma_{ce}$ (N/mm²) | コンクリート断面積 $A_c$ (cm²) | コンクリート換算断面積 $A_e$ (cm²) | 換算断面二次モーメント $I_e$ (cm⁴) | 換算断面係数 $Z_e$ (cm³) | ひび割れ曲げモーメント $M_{cr}$ (kN・m) | 破壊曲げモーメント $M_u$ (kN・m) | せん断強さ $Q_u$ (kN) | 単位重量 W (kN/m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 300 | 60 | A | 5～13 | 3.92 | 452 | 463 | 354×10² | 236×10 | 24.5 | 37.3 | 99.1 | 1.153 |
| | | B | 5～15 | 7.85 | | 475 | 363×10² | 242×10 | 34.3 | 61.8 | 125.6 | |
| | | C | 5～15 | 9.81 | | 481 | 369×10² | 246×10 | 39.2 | 78.5 | 136.4 | |
| 350 | 60 | A | 5～13 | 3.92 | 547 | 560 | 613×10² | 350×10 | 34.3 | 52.0 | 118.7 | 1.393 |
| | | B | 5～15 | 7.85 | | 575 | 631×10² | 360×10 | 49.0 | 88.3 | 150.1 | |
| | | C | 5～15 | 9.81 | | 582 | 640×10² | 365×10 | 58.9 | 117.7 | 162.8 | |
| 400 | 65 | A | 5～15 | 3.92 | 684 | 702 | 102×10³ | 510×10 | 54.0 | 81.4 | 148.1 | 1.744 |
| | | B | | 7.85 | | 718 | 104×10³ | 520×10 | 73.6 | 132.4 | 187.4 | |
| | | C | | 9.81 | | 730 | 106×10³ | 530×10 | 88.3 | 176.6 | 204.0 | |
| 450 | 70 | A | 5～15 | 3.92 | 836 | 857 | 160×10³ | 711×10 | 73.6 | 110.8 | 180.5 | 2.130 |
| | | B | | 7.85 | | 880 | 164×10³ | 728×10 | 107.9 | 194.2 | 227.6 | |
| | | C | | 9.81 | | 891 | 167×10³ | 742×10 | 122.6 | 245.2 | 248.2 | |
| 500 | 80 | A | 5～15 | 3.92 | 1,056 | 1,080 | 247×10³ | 988×10 | 103.0 | 155.0 | 228.6 | 2.690 |
| | | B | | 7.85 | | 1,100 | 254×10³ | 101×10² | 147.2 | 264.9 | 288.4 | |
| | | C | | 9.81 | | 1,120 | 257×10³ | 102×10² | 166.8 | 333.5 | 313.9 | |
| 600 | 90 | A | 5～15 | 3.92 | 1,442 | 1,470 | 495×10³ | 165×10² | 166.8 | 250.2 | 311.0 | 3.675 |
| | | B | | 7.85 | | 1,510 | 510×10³ | 170×10² | 245.2 | 441.4 | 392.4 | |
| | | C | | 9.81 | | 1,530 | 517×10³ | 172×10² | 284.5 | 569.0 | 427.7 | |
| 700 | 100 | A | 5～15 | 3.92 | 1,885 | 1,920 | 894×10³ | 255×10² | 264.9 | 397.3 | 406.1 | 4.804 |
| | | B | | 7.85 | | 1,970 | 917×10³ | 262×10² | 372.8 | 671.0 | 512.1 | |
| | | C | | 9.81 | | 2,000 | 933×10³ | 266×10² | 441.4 | 882.9 | 557.2 | |
| 800 | 110 | A | 5～15 | 3.92 | 2,384 | 2,440 | 149×10⁴ | 372×10² | 392.4 | 588.6 | 512.1 | 6.077 |
| | | B | | 7.85 | | 2,490 | 153×10⁴ | 382×10² | 539.6 | 971.2 | 646.5 | |
| | | C | | 9.81 | | 2,540 | 155×10⁴ | 387×10² | 637.6 | 1,275 | 704.4 | |
| 900 | 120 | A | 5～15 | 3.92 | 2,941 | 3,020 | 235×10⁴ | 522×10² | 539.6 | 809.3 | 630.8 | 7.494 |
| | | B | | 7.85 | | 3,100 | 241×10⁴ | 535×10² | 735.8 | 1,324 | 796.6 | |
| | | C | | 9.81 | | 3,140 | 244×10⁴ | 542×10² | 833.8 | 1,668 | 867.2 | |
| 1,000 | 130 | A | 5～15 | 3.92 | 3,553 | 3,690 | 352×10⁴ | 704×10² | 735.8 | 1,104 | 762.2 | 9.056 |
| | | B | | 7.85 | | 3,710 | 362×10⁴ | 724×10² | 1,030 | 1,854 | 961.4 | |
| | | C | | 9.81 | | 3,750 | 367×10⁴ | 734×10² | 1,177 | 2,354 | 1,047 | |



ウ 鋼材

(ア) 鉄筋

鉄筋コンクリート用鋼棒は、JIS G 3112 に規定されている種類のうち、異形鋼棒 SD295 及び SD345 を標準とする。

JIS G 3112 に規定されている異形鋼棒の寸法及び質量は**表-10.1.12** に示すとおりである。

**表-10.1.12　異型鋼棒の寸法及び質量**

| 呼び名 | 公称直径 (mm) | 公称周長 (mm) | 公称断面積 (cm²) | 単位質量 (kg/m) |
|---|---|---|---|---|
| D 6 | 6.35 | 2.0 | 0.3167 | 0.249 |
| D10 | 9.53 | 3.0 | 0.7133 | 0.560 |
| D13 | 12.7 | 4.0 | 1.267 | 0.995 |
| D16 | 15.9 | 5.0 | 1.986 | 1.56 |
| D19 | 19.1 | 6.0 | 2.865 | 2.25 |
| D22 | 22.2 | 7.0 | 3.871 | 3.04 |
| D25 | 25.4 | 8.0 | 5.067 | 3.98 |
| D29 | 28.6 | 9.0 | 6.424 | 5.04 |
| D32 | 31.8 | 10.0 | 7.942 | 6.23 |
| D35 | 34.9 | 11.0 | 9.566 | 7.51 |
| D38 | 38.1 | 12.0 | 11.40 | 8.95 |
| D41 | 41.3 | 13.0 | 13.40 | 10.5 |
| D51 | 50.8 | 16.0 | 20.27 | 15.9 |

(イ) 鋼管杭

鋼管杭は、JIS A 5525 の規格に適合するものを標準とする。鋼管杭の寸法、質量及び断面性能のうち、メートルサイズの代表的なものについては**表-10.1.13** に示すとおりである。

表-10.1.13　鋼管杭の寸法及び断面性能[8)]

| 寸法＼腐食しろ | | 0mm | | | | | | 1mm | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 外径 $D$ (mm) | 厚さ $t$ (mm) | 単位質量 $W$ (kg/m) | 断面積 $A$ ($cm^2$) | 断面係数 $Z$ ($cm^3$) | 断面二次モーメント $I$ ($cm^4$) | 回転半径 $i$ (cm) | 断面積 $A$ ($cm^2$) | 断面係数 $Z$ ($cm^3$) | 断面二次モーメント $I$ ($cm^4$) |
| 400 | 9 | 86.8 | 110.6 | 106×10 | $211\times10^2$ | 13.8 | 98.0 | 937 | $186\times10^2$ |
| | 12 | 115 | 146.3 | 138×10 | $276\times10^2$ | 13.7 | 133.7 | 126×10 | $251\times10^2$ |
| 500 | 9 | 109 | 138.8 | 167×10 | $418\times10^2$ | 17.4 | 123.2 | 148×10 | $370\times10^2$ |
| | 12 | 144 | 184.0 | 219×10 | $548\times10^2$ | 17.3 | 168.3 | 200×10 | $499\times10^2$ |
| | 14 | 168 | 213.8 | 253×10 | $632\times10^2$ | 17.2 | 198.1 | 234×10 | $583\times10^2$ |
| 600 | 9 | 131 | 167.1 | 243×10 | $730\times10^2$ | 20.9 | 148.3 | 216×10 | $645\times10^2$ |
| | 12 | 174 | 221.7 | 319×10 | $958\times10^2$ | 20.8 | 202.9 | 292×10 | $874\times10^2$ |
| | 14 | 202 | 257.7 | 369×10 | $111\times10^3$ | 20.7 | 238.9 | 342×10 | $102\times10^3$ |
| | 16 | 230 | 293.6 | 417×10 | $125\times10^3$ | 20.7 | 274.7 | 391×10 | $117\times10^3$ |
| 700 | 9 | 153 | 195.4 | 333×10 | $117\times10^3$ | 24.4 | 173.4 | 296×10 | $103\times10^3$ |
| | 12 | 204 | 259.4 | 439×10 | $154\times10^3$ | 24.3 | 237.4 | 401×10 | $140\times10^3$ |
| | 14 | 237 | 301.7 | 507×10 | $178\times10^3$ | 24.3 | 279.8 | 470×10 | $164\times10^3$ |
| | 16 | 270 | 343.8 | 575×10 | $201\times10^3$ | 24.2 | 321.9 | 538×10 | $188\times10^3$ |
| 800 | 9 | 176 | 223.6 | 437×10 | $175\times10^3$ | 28.0 | 198.5 | 388×10 | $155\times10^3$ |
| | 12 | 233 | 297.1 | 577×10 | $231\times10^3$ | 27.9 | 272.0 | 528×10 | $211\times10^3$ |
| | 14 | 271 | 345.7 | 668×10 | $267\times10^3$ | 27.8 | 320.6 | 619×10 | $247\times10^3$ |
| | 16 | 309 | 394.1 | 757×10 | $303\times10^3$ | 27.7 | 369.0 | 709×10 | $283\times10^3$ |
| 900 | 12 | 263 | 334.8 | 733×10 | $330\times10^3$ | 31.4 | 306.5 | 671×10 | $302\times10^3$ |
| | 14 | 306 | 389.7 | 850×10 | $382\times10^3$ | 31.3 | 361.4 | 788×10 | $354\times10^3$ |
| | 16 | 349 | 444.3 | 965×10 | $434\times10^3$ | 31.3 | 416.1 | 903×10 | $406\times10^3$ |
| | 19 | 413 | 525.9 | $113\times10^2$ | $510\times10^3$ | 31.2 | 497.6 | $107\times10^2$ | $482\times10^3$ |
| 1,000 | 12 | 292 | 372.5 | 909×10 | $455\times10^3$ | 34.9 | 341.1 | 832×10 | $415\times10^3$ |
| | 14 | 340 | 433.7 | $105\times10^2$ | $527\times10^3$ | 34.9 | 402.3 | 978×10 | $488\times10^3$ |
| | 16 | 388 | 494.6 | $120\times10^2$ | $599\times10^3$ | 34.8 | 463.2 | $112\times10^2$ | $560\times10^3$ |
| | 19 | 460 | 585.6 | $141\times10^2$ | $705\times10^3$ | 34.7 | 554.2 | $133\times10^2$ | $666\times10^3$ |
| 1,100 | 12 | 322 | 410.2 | $110\times10^2$ | $607\times10^3$ | 38.5 | 375.6 | $101\times10^2$ | $555\times10^3$ |
| | 14 | 375 | 477.6 | $128\times10^2$ | $704\times10^3$ | 38.4 | 443.1 | $119\times10^2$ | $652\times10^3$ |
| | 16 | 428 | 544.9 | $146\times10^2$ | $801\times10^3$ | 38.3 | 510.4 | $136\times10^2$ | $748\times10^3$ |
| | 19 | 506 | 645.3 | $171\times10^2$ | $943\times10^3$ | 38.2 | 610.7 | $162\times10^2$ | $891\times10^3$ |
| 1,200 | 14 | 409 | 521.6 | $153\times10^2$ | $917\times10^3$ | 41.9 | 484.0 | $142\times10^2$ | $850\times10^3$ |
| | 16 | 467 | 595.1 | $174\times10^2$ | $104\times10^4$ | 41.9 | 557.5 | $163\times10^2$ | $975\times10^3$ |
| | 19 | 553 | 704.9 | $205\times10^2$ | $123\times10^4$ | 41.8 | 667.3 | $194\times10^2$ | $116\times10^4$ |
| | 22 | 639 | 814.2 | $235\times10^2$ | $141\times10^4$ | 41.7 | 776.5 | $225\times10^2$ | $135\times10^4$ |

ｴ その他の材料

(ｱ) 鋼製補強材

補強土擁壁に用いる鋼製補強材は、盛土内に敷設してその引抜き抵抗力によって盛土全体の安定を図る補強土擁壁の最も主要な部材であり、帯状鋼材やアンカープレート付き鉄筋等の種類が用いられている。

鋼製補強材の標準的な形状や寸法、品質等は、各種の補強土擁壁ごとに規格化されており、施工状況及び荷重条件に応じてそれぞれの規格に適合する形式のものが用いられている。

(ｲ) ジオテキスタイル

ジオテキスタイルは、不織布や織布、ジオグリッド等の多くの種類の製品が開発されている。

不織布は、織機や編機を用いないで、繊維を接着剤や熱によって結合したり、かぎ針で絡ませたりして平面形状にしたシートであり、織布は織機を用いてシート状に形成したものである。また、ジオグリッドは、合成高分子等からなる引張り部材を格子状に強固に結合又は一体としたシートである。



補強土擁壁の補強材に用いるジオテキスタイルの選定は、一般に以下の材料特性を有するものを目安とすればよい。

① 伸びひずみの小さい段階で、高い引張り力を発揮することができる。

② クリープが小さく長期的な引張り強さが大きい。

③ 裏込め材との摩擦抵抗を十分に発揮することができる。

④ 設置場所の環境条件に対して十分な耐久性を有する。

このほか、施工実績、各種材料試験の結果及び設計の段階で必要とされる補強材の引張り力等を十分に検討した上で、ジオテキスタイルの選定を行えばよい。

(ｳ) 壁面材

補強土擁壁に用いる壁面材は、裏込め土のこぼれ出しを防ぐとともに、盛土内に敷設した補強材の引抜き抵抗力と一体となって盛土体を安定させるものである。

壁面材の種類は、コンクリート製や鋼製のパネル形式、プレキャストコンクリートブロック形式及び場所打ちコンクリート形式等がある。

コンクリートパネル形式の壁面材は、構造物としての景観に優れており永久構造物としての機能を有している。また、鋼製パネル形式の壁面材は、部材が軽量であるために、人力で施工ができる特徴がある。

パネル形式の壁面材の標準的な形状や寸法、品質等は、各種の補強土擁壁ごとに規格化されているが、適用する設計条件や環境条件に対する安定性や腐食に対する耐久性等を確認しなければならない。

(ｴ) 発泡スチロール（EPS）

軽量盛土材として用いられる発泡スチロールの単位体積重量は、通常 120～300N/$m^3$ で、一般的には 2.0m×1.0m×0.5m 程度の直方体ブロックとして用いられる。また、発泡スチロール（EPS）の粒子を土に混入して用いることもある。

なお、発泡スチロールは、長期間紫外線を浴びると劣化するため、直接盛土表面に露出することを避け、覆土や壁面材により表面を保護する。施工中、長期間現場に保存する場合にはシート等をかけて保護する必要がある。また、ガソリンや重油等の溶剤との接触や火気を近づけることは避けなければならない。

ｵ 設計計算に用いるヤング係数

表-10.1.14　コンクリートのヤング係数(N/$mm^2$)[8)]

| 設計基準強度 | 21 | 24 | 27 | 30 | 40 |
|---|---|---|---|---|---|
| ヤング係数 | $2.35\times10^4$ | $2.5\times10^4$ | $2.65\times10^4$ | $2.8\times10^4$ | $3.1\times10^4$ |

### 10.1.10　荷重の種類と組合せ

擁壁の設計に当たっては、一般に次の荷重を考慮するものとする。

（主荷重）

① 自　　重
② 載　荷　重
③ 土　　圧
④ 水圧及び浮力

（従荷重）

⑤ 地震の影響
⑥ 風　荷　重

（主荷重に相当する特殊荷重）

⑦ 雪　荷　重

（従荷重に相当する特殊荷重）

⑧ 衝突荷重

擁壁の設計に用いる荷重は、擁壁の設置点の諸条件や構造形式等によって適宜選定するものとし、必ずしも全部採用する必要はなく、同時に作用する可能性が高い組合せのうち、擁壁に最も不利となる条件を考慮する。

上記荷重の一般的な組合せは**表-10.1.15**のとおりであり、常時①は完成後の常時に作用する全加重の組合せを示し、常時②は施工直後、もしくは、上載荷重が擁壁に対して安定側に作用する可能性に配慮した組合せを示す。ただし、設置される環境、構造形式、形状寸法等によっては、その他の荷重を以下の組合せに付加して設計しなければならない。

**表-10.1.15**　荷重の組合せ

| | | | 常時 | | 地震時 |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | 常時① | 常時② | |
| 自　重 | | | ○ | ○ | ○ |
| 上載荷重 | | 活荷重 | ○ | —— | —— |
| | | 死荷重 | ○ | —— | ○ |
| 土圧 | 裏込め土による土圧 | 常時土圧 | ○ | ○ | —— |
| | | 地震時土圧 | —— | —— | ○ |
| | 上載荷重による土圧 | 活荷重 | ○ | —— | —— |
| | | 死荷重 | ○ | —— | ○ |
| 地震の慣性力 | | | —— | —— | ○ |

水圧及び浮力、雪荷重については、擁壁の設置地点の状況によって、上記の組合せに付加して設計するものとする。

このとき考慮すべき荷重のうち、同時に作用する可能性が小さいと考えられる組合せについては検討を省くことができる。例えば、擁壁の頂部に遮音壁や防護柵を直接取り付ける場合には、風荷重や衝突荷重を考慮するものとし、それぞれ上記の常時②の組合せに付加して設計するものとする。これは、風荷重や衝突荷重は、載荷重や地震の影響と同時に作用する可能性は一般的に低いと考えられるからである。また、風荷重と衝突荷重についても同時に作用する可能性が一般的に低いと考えられることから、組合せは考慮しなくてもよい。



(1) 土圧

ア 適用土圧公式

コンクリート擁壁の設計に用いる土圧は、壁背面の傾斜や土との壁面摩擦にも対応できるクーロン系の土圧公式を適用し、「試行くさび法」により算定することを原則とする（試行くさび法の詳細については後述）。

ただし、ブロック積擁壁の土圧算定については、別途「10.1.15　(5)ブロック積擁壁」の項で述べる。

イ 壁面摩擦角

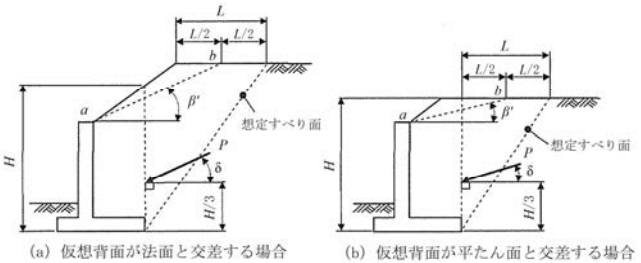
壁面摩擦角 $\delta$ は、過去の実験結果を参考にすると、擁壁の場合、常時においては、$1/2\,\phi \leqq \delta \leqq 2/3\,\phi$、又は地震時においては、$0 \leqq \delta \leqq 1/2\,\phi$ といわれているが、一般の設計の際には**表-10.1.16**の値を用いるものとする。ただし、擁壁背面の排水が十分でないと考えられる場合は、安全性を考えて、$\delta = 0$ とする。

**表-10.1.16**　壁面摩擦角（$\delta$）の値

| 擁壁の種類 | | 重力式擁壁<br>もたれ式擁壁<br>ブロック積擁壁 | 逆T型擁壁<br>L型擁壁 | |
|---|---|---|---|---|
| 計算の種類 | | 安定計算 | 安定計算 | 部材計算 |
| 摩擦角の種類 | | 土とコンクリート | 土と土 | 土とコンクリート |
| 壁面摩擦角 | 常時 | $\frac{2}{3}\phi$ | 注1）<br>$\beta'$（図-10.1.4） | $\frac{2}{3}\phi$ |
| | 地震時 | $\frac{1}{2}\phi$ | 注2）<br>$\tan\delta = \frac{\sin(\theta+\Delta-\beta')}{1-\sin\phi\cdot\cos(\theta+\Delta-\beta')}$<br>ここに、<br>$\sin\Delta = \frac{\sin(\beta'+\theta)}{\sin\phi}$ | $\frac{1}{2}\phi$ |

注1）土圧作用面の状態が土と土の場合は、壁面摩擦角に代わって仮想法面傾斜角 $\beta'$（土圧作用方向）を用いるものとする。ただし、$\beta' > \phi$ のときは、$\delta = \phi$ とする。

注2）$\beta'+\theta \geqq \phi$ のときは、$\delta = \phi$ とする。
$\theta$：地震合成角（$=\tan^{-1}K_H$）




(a) 仮想背面が法面と交差する場合　(b) 仮想背面が平たん面と交差する場合

**図-10.1.4**　$\beta'$ の設定方法[8]

ｳ 土の粘着力

土の粘着力は締固めの度合い、含水状態、経時変化等の影響により、その評価が難しいこと、またこね返しの影響で粘着力が減少することから、一般的な設計においては粘着力 $c=0$ とする。

ｴ 地震時の土圧

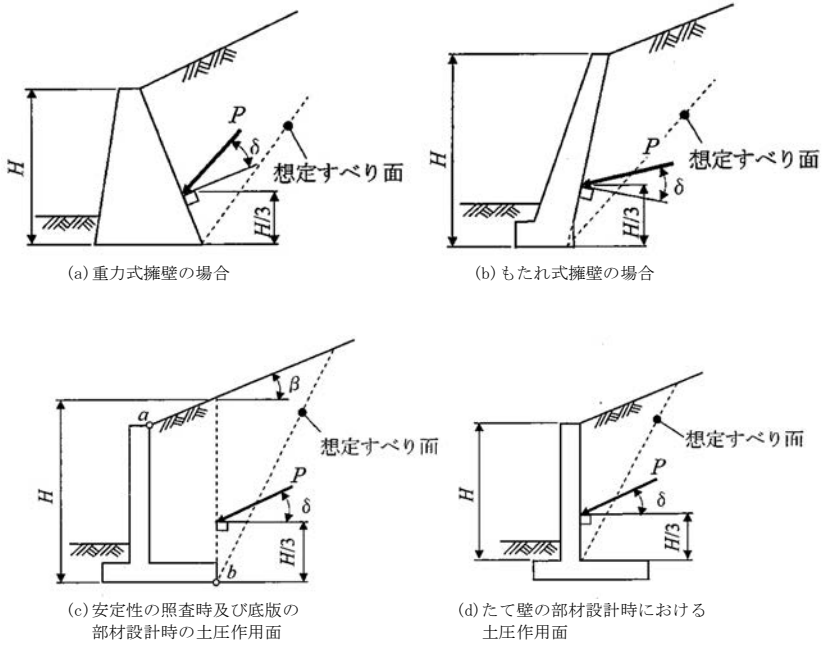
地震時土圧の算定には、試行くさび法において土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させる方法を用いることができる。

ｵ 土圧の作用面と壁面摩擦角

重力式擁壁やもたれ式擁壁等において擁壁自体の安定性の照査及び躯体の部材設計を行う場合や片持ばり式擁壁等のたて壁の部材設計を行う場合は図-10.1.5(a), (b), (d)に示すように土圧の作用面は躯体コンクリート背面とする。

一方、片持ばり式擁壁等における擁壁自体の安定性の照査、及び底版の部材設計においては図-10.1.5(c)に示すように、かかと版の先端 b 点から鉛直上方へ伸ばした面を仮想背面とし、この仮想背面に土圧が作用するものとする。

壁面摩擦角 $\delta$ は、土圧作用面の状態に応じて一般に表-10.1.16 の値を用いるものとする。




(a) 重力式擁壁の場合　(b) もたれ式擁壁の場合

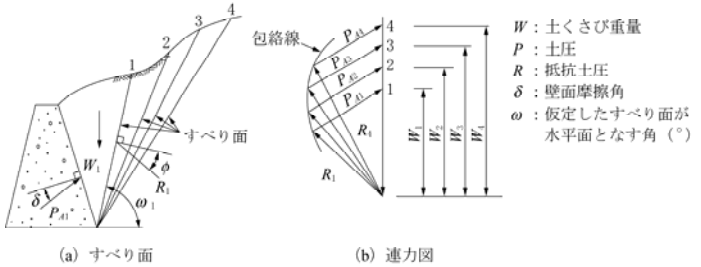
(c) 安定性の照査時及び底版の部材設計時の土圧作用面　(d) たて壁の部材設計時における土圧作用面

図-10.1.5　土圧の作用面と内部摩擦角 [8)]



ｶ 試行くさび法による土圧の算定

試行くさび法は極値法ともいわれ、図解法又は数値計算等によって図-10.1.6 に示すように、壁下端から発生するすべり面の方向を種々に変化させ、それぞれのすべり面と壁背面に挟まれる土くさびに作用する力の釣合いから壁に作用する土圧の極大値を求め、これを主働土圧とする方法である。




(a) すべり面　(b) 連力図

図-10.1.6　主働すべり面、主働土圧の決定法

土圧を図解によって求める方法としては、クーロン系の土圧論に基づくクルマン (Culmann) の図式解法が一般的である。クルマンの図式解法を示せば、次のとおりである。(図-10.1.7 参照)

- A 点から水平面に対し $\phi$ の角度をもった直線 A－G を引く。
- 任意に仮定したすべり面 A－1，A－2，……につき ABCD 1，ABCD 2，……の重量 $W_1$，$W_2$，……を計算し、適当なスケールで A－G 上にプロットする。
- $W_1$，$W_2$，……から A－G に対し $\varepsilon$ の角度をもった直線を引き、これとすべり面 A－1，A－2，……の交点を H，J，……とし、これらを曲線で結ぶ。
- 最後に上記の手順で得られた曲線 A，H，J，……上に A－G と平行な接線を引き、接点を T とすれば主働土圧合力の大きさが T－W に、またすべり面が直線 A－T に求まる。

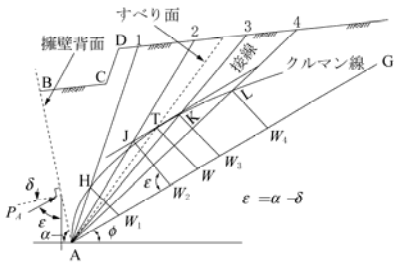



図-10.1.7　クルマンの図解法

(ア) 常時の土圧

a 常時の主働土圧

土くさびがすべり面を擁壁に沿ってすべり落ちようとするときの極限状態を主働状態といい、このときの土圧 $P_A$ を主働土圧という。

くさび形の土塊の重量 $W$ とすべり面の反力 $P_A$、$R$ の三つの力は釣合っており、これらの力の関係は**図**-10. 1. 9(b) のように連力図で表すことができる。そして、主働土圧 $P_A$ は、正弦定理を用いて**式**（10. 1. 7）のように求められる。

$$\frac{P_A}{\sin(\omega-\phi)}=\frac{W}{\sin\{90°-(\omega-\phi-\delta-\alpha)\}}$$

$$\therefore P_A=\frac{\sin(\omega-\phi)}{\cos(\omega-\phi-\delta-\alpha)}W \quad \cdots\cdots \text{式（10. 1. 7）}$$

ここに、$W$：土くさびの重量（載荷重を含む）（kN/m）

$\phi$：背面土の内部摩擦角（°）

$\delta$：壁面摩擦角（**表**-10. 1. 16 参照）（°）

$\omega$：仮定したすべり面が水平面となす角（°）

$\alpha$：壁背面と鉛直面のなす角（°）

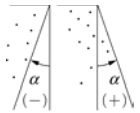



**図**-10. 1. 8　$\alpha$ の正負

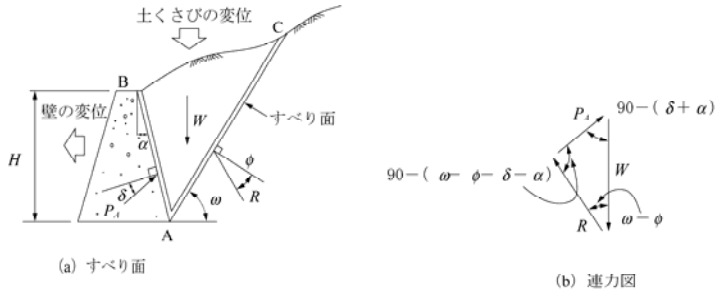



**図**-10. 1. 9　主働土圧の説明 [8)]



また、$P_A$ を水平成分と鉛直成分に分けると**式**（10. 1. 8）となり、土圧の作用位置の高さは**式**（10. 1. 9）により求められる。

$$\left.\begin{aligned}P_{AH}&=P_A\cos(\delta+\alpha)\\P_{AV}&=P_A\sin(\delta+\alpha)\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots \text{式（10. 1. 8）}$$

$$h_P=\frac{1}{3}H \quad \cdots\cdots \text{式（10. 1. 9）}$$

ここに、$P_{AH}$：主働土圧の水平成分（kN/m）

$P_{AV}$：主働土圧の鉛直成分（kN/m）

$h_P$：主働土圧の作用点までの鉛直距離（m）

$H$：壁　高（m）

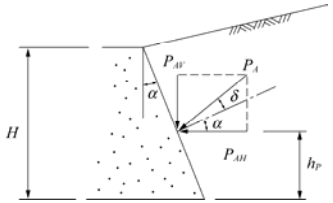
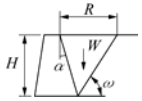
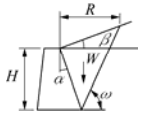
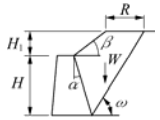
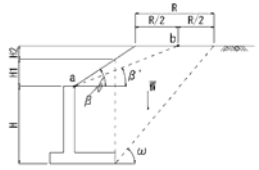
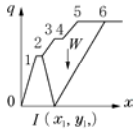



**図**-10. 1. 10　常時主働土圧の水平成分と鉛直成分

代表的な盛土形状に対する土くさびの重量の算定式を、**表**-10. 1. 17 に示す。

表-10. 1. 17　土くさびの重量の算定式

| 土　く　さ　び　の　形　状 | 土　く　さ　び　の　重　量 |
|---|---|
|  | $W=\frac{1}{2}\gamma\cdot H^2\frac{\cos(\omega-\alpha)}{\sin\omega\cos\alpha}$<br>$R=\frac{\cos(\omega-\alpha)}{\sin\omega\cos\alpha}\cdot H$ |
|  | $W=\frac{1}{2}\gamma\cdot H^2\frac{\cos(\omega-\alpha)\cos(\alpha-\beta)}{\cos^2\alpha\sin(\omega-\beta)}$<br>$R=\frac{\cos\beta\cos(\omega-\alpha)}{\cos\alpha\sin(\omega-\beta)}\cdot H$ |
|  | $W=\frac{1}{2}\gamma\left\{(H+H_1)^2\frac{\cos(\omega-\alpha)}{\sin\omega}-H_1^2\frac{\cos(\alpha-\beta)}{\sin\beta}\right\}\frac{1}{\cos\alpha}$<br>$R=\frac{\cos(\omega-\alpha)}{\sin\omega\cos\alpha}\cdot(H+H_1)-\frac{\cos(\beta-\alpha)}{\sin\beta\cos\beta}\cdot H_1$ |
|  | $W=\frac{1}{2}\gamma\left\{(H+H_1+H_2)^2\cot\omega-H_2^2\cot\beta\right\}$<br>$\beta'=\tan^{-1}\frac{2(H_1+H_2)}{(H+H_1+H_2)\cdot\cot\omega+2H_1\cdot\cot\beta+H_2\cdot\cot\beta}$<br>$R=H_1\cdot\cot\beta+(H+H_1+H_2)\cdot\cot\omega-(H_1+H_2)\cdot\cot\beta$ |
|  | $W=\frac{1}{2}\gamma\sum_{i=1}^{n}(x_{i+1}-x_i)(y_{i+1}+y_i)$ |

土圧の作用面は原則として躯体コンクリートの背面とし、壁面摩擦角 は表-10. 1. 16 の土とコンクリートの場合の 2/3 $\phi$ を用いる。



b 常時の受働土圧

通常、擁壁の設計では前面埋戻しによる受働土圧を無視しているが、擁壁前面土の抵抗力を考慮する場合にはクーロンの受働土圧公式を式（10. 1. 10）に示す。ただし、擁壁の設計時には受働土圧は水平に作用させることとし、壁面摩擦角 $\delta$ には注意する。鉛直な面に作用する場合には、$\delta=0°$ とする。

$$P_P=\frac{1}{2}K_P\gamma H^2 \quad \cdots\cdots \text{式（10. 1. 10）}$$

$$K_P=\frac{\cos^2(\phi+\alpha)}{\cos(\alpha+\delta)\cos^2\alpha\left\{1-\sqrt{\frac{\sin(\phi-\delta)\sin(\phi+\beta)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha-\beta)}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots \text{式（10. 1. 11）}$$

ここに、$K_P$：受働土圧係数

$\delta$：壁面摩擦角（°）で、正負の向きは主働土圧の場合と同じとする。

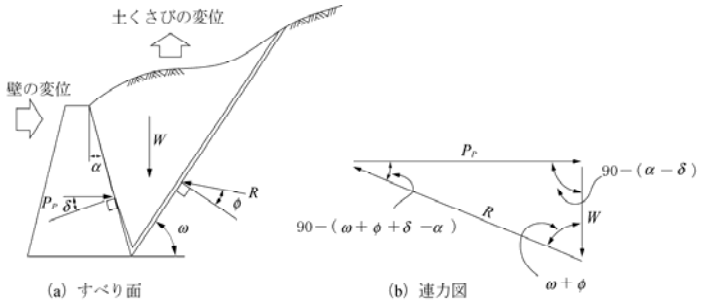



図-10. 1. 11　受働土圧の説明

(イ) 地震時の土圧

地震時においては、**図**-10. 1. 13 (a) に示すように、土くさびの重心に慣性力（$=K_H \cdot W$）が作用するものと考えると、連力図は**図**-10. 1. 13 (b) のように描くことができる。

a　地震時の主働土圧

$$P_{EA}=\frac{\sin(\omega_{EA}-\phi+\theta)}{\cos(\omega_{EA}-\phi-\delta-\alpha)\cos\theta}W \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（10. 1. 12）}$$

$$\left.\begin{aligned}P_{EAH}&=P_{EA}\cos(\delta+\alpha)\\P_{EAV}&=P_{EA}\sin(\delta+\alpha)\end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（10. 1. 13）}$$

$$h_P=\frac{1}{3}H \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（10. 1. 14）}$$

ここに、$P_{EA}$：地震時の主働土圧（kN/m）

$P_{EAH}$：地震時の主働土圧の水平成分（kN/m）

$P_{EAV}$：地震時の主働土圧鉛直成分（kN/m）

$\omega_{EA}$：仮定したすべり面が水平となす角（°）

$\theta$：地震合成角（$=\tan^{-1}K_H$）（°）

$K_H$：設計水平震度（「10. 1. 9　(8) 地震力」参照）

$\delta$：地震時の壁面摩擦角（**表**-10. 1. 16 参照）（°）

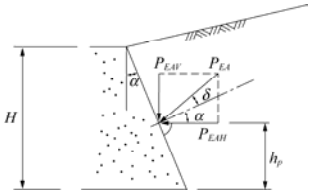
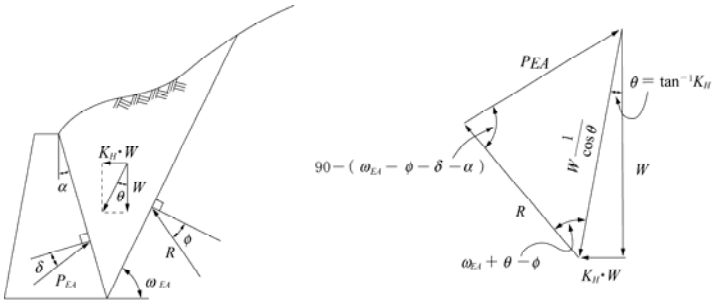



**図**-10. 1. 12　地震時主働土圧の水平成分と鉛直成分




(a) すべり面　　(b) 連力図

**図**-10. 1. 13　地震時主働土圧の考え方

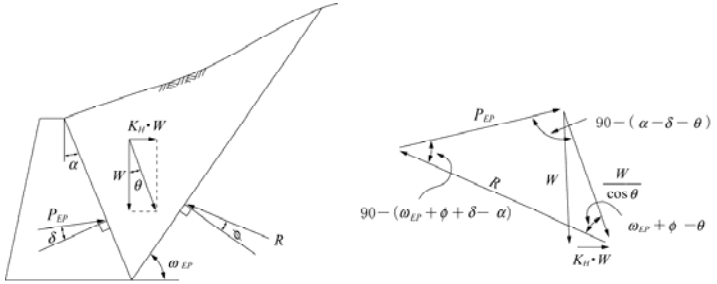


b　地震時の受働土圧

$$P_{EP}=\frac{\sin(\omega_{EP}+\phi-\theta)}{\cos(\omega_{EP}+\phi+\delta-\alpha)\cos\theta}W \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（10. 1. 15）}$$

ここに、$P_{EP}$：地震時受働土圧（kN/m）

$\omega_{EP}$：仮定したすべり面が水平となす角（°）




(a) すべり面　　(b) 連力図

**図**-10. 1. 14　地震時受働土圧の考え方

キ 長大法面を有する擁壁に作用する土圧

土のせん断抵抗力と法面勾配の値が近い場合に作用する土圧を、試行くさび法によって算出すると過大な土圧が算定される場合がある。これは実際のすべり面は円弧であるのに対し、試行くさびによる土圧の計算に際してはすべり面を直線で近似していることや、粘着力を無視した場合に計算上のすべり土塊が大きくなってしまう等の理由による。

これまでの経験によれば、**図**-10. 1. 15 に示したかさ上げ盛土高（$H_1/H$）が 1 を超える場合でも土圧は、盛土高（$H+H_1$）が 15m まではかさ上げ盛土高比を 1 として計算してもよい。

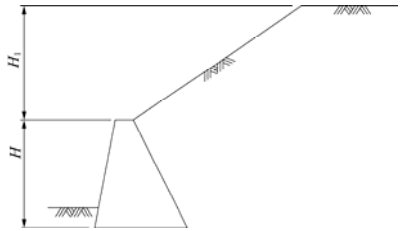



**図**-10. 1. 15　かさ上げ盛土高 [8)]

［参　考］切土部擁壁に作用する土圧

切土部擁壁とは、擁壁の背後に切土面や既設擁壁等の構造物が接近して存在しており、土圧が切土面や構造物の影響を受ける擁壁である。

**図-10.1.16** のような切土擁壁の場合、切土面が安定していれば、すべり面は裏込め土内部（a～b）か、切土面との境界面（a～c）かのいずれかに発生すると考えられるので、両者のいずれか大きい方の土圧を用いる必要がある。裏込め土の内部にすべり面を想定するときの土圧は盛土部擁壁と同様の方法で求めることができるが、すべり面を境界面に想定する場合には境界面の内部摩擦角（$\phi'$）を用いる必要がある。境界面の内部摩擦角は地山の地質や切土面の粗度等によって異なるが、通常は、$\phi'=(1\sim2/3)\phi$（ここで、$\phi$：裏込め土の内部摩擦角）と考えられ、軟岩以上で比較的均一な平面をなしていれば、$\phi'=2/3\,\phi$、粗であるか段切り等の処理が施されていれば、$\phi'=\phi$と見なすことができる。$\phi'$の値は土圧の大きさに影響を与えるので、その決定には慎重でなければならない。なお、この切土部土圧の検討は地山面の勾配が 45° 以上で、かつ擁壁背面と斜面の下端が水平距離で 1 m 以内の場合に行い、それ以外の場合では行う必要はないようである。

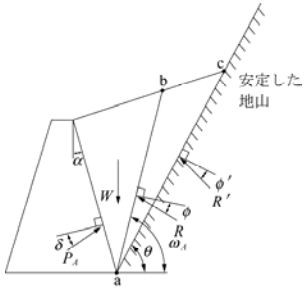



**図-10.1.16**　切土部土圧の算定法（その１）[8)]

また、擁壁が**図-10.1.17** のように切土面から離れている場合には、裏込め土の内部を通るすべり面のほかに、a～b～c のような折線状のすべり面を考えて土圧を算定する必要がある。この場合の土圧は、次のようにして求めることができる。

まず、かかと a を通るすべり面を仮定して、そのすべり面が切土面に当たる点 b を求め、b から鉛直線を引き地表面との交点を b′とする。b～b′面で二分された裏込め土は、b～b′面において内力 $E$ で平衡しているはずであるので、擁壁に作用する土圧は、**式**（10.1.16）で表される。

$$P_A=\frac{W_1\sin(\omega_A-\phi)+W_2\cos(\omega_A-\phi)\tan(\theta-\phi')}{\cos(\omega_A-\phi-\delta-\alpha)} \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.16）}$$

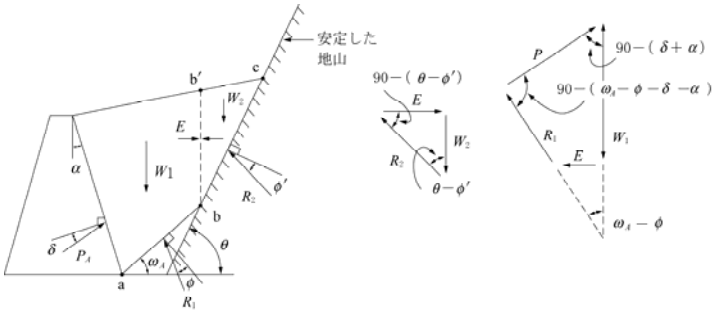
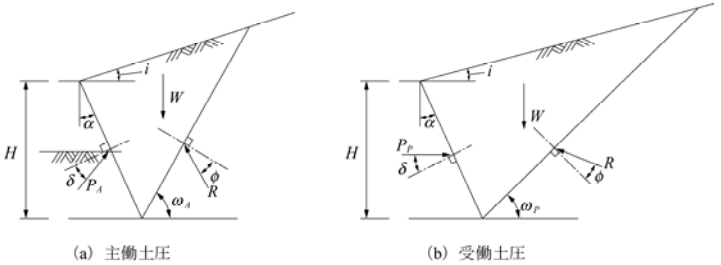



**図-10.1.17**　切土部土圧の算定法（その２）[8)]



［参　考］クーロン公式

擁壁背面の盛土が一様勾配の場合には、試行くさび法によらずともクーロン公式で同じ土圧が与えられる。




(a) 主働土圧　　(b) 受働土圧

**図-10.1.18**　クーロンの土圧

$$P_A=\frac{1}{2}K_A\cdot\gamma\cdot H^2 \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.17）}$$

$$K_A=\frac{\cos^2(\phi-\alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-i)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha-i)}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.18）}$$

$$P_P=\frac{1}{2}K_P\cdot\gamma\cdot H^2 \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.19）}$$

$$K_P=\frac{\cos^2(\phi+\alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\alpha+\delta)\left\{1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi-\delta)\sin(\phi+i)}{\cos(\alpha+\delta)\cos(\alpha-i)}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.20）}$$

ここに、$P_A$：主働土圧（kN/m）
$K_A$：クーロンの主働土圧係数
$P_P$：受働土圧（kN/m）
$K_P$：クーロンの受働土圧係数
$\alpha$：壁面傾斜角（°）
$\delta$：壁面摩擦角（°）ただし、主働土圧の場合は**表-10.1.16** 参照、受働土圧の場合は通常 $\delta=0°$ とする。
$\phi$：土の内部摩擦角（°）
$i$：壁背面の盛土傾斜角（°）
$\gamma$：土の単位体積重量（kN/m³）
$H$：壁　高（m）

(2) 自重

擁壁の安定計算に用いる自重は、擁壁躯体の重量のほか、逆 T 型、L 型擁壁等の場合には、一般にかかと版の突出長が長いために、**図-10.1.19** に示すかかと版上の載荷土を躯体の一部とみなし土の重量を含めたものとする。

また、逆 T 型擁壁のつま先版上の土砂は、通常の場合これを無視することができるが、根入れ深さが大きい場合や逆 L 型擁壁等の場合にはその影響を考慮するものとする。




(a) 重力式　(b) もたれ式　(c) 片持ばり式

注）斜線を施した部分を自重とする。

**図-10.1.19　擁壁の自重**

躯体自重の算出に用いる鉄筋コンクリート及び無筋コンクリートの単位体積重量は、次の値を用いてもよい。

鉄筋コンクリート　24.5kN/m$^3$

無筋コンクリート　23.0kN/m$^3$

(3) 載荷重

設計に用いる載荷重として現場条件により活荷重等を考慮するものとする。**図-10.1.20** に載荷重の載荷方法の一例を示す。

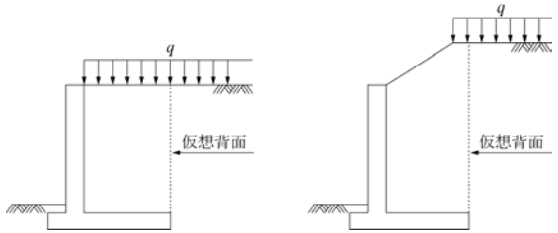



**図-10.1.20　載荷重の載荷方法**

ｱ 活荷重

(ｱ) 自動車荷重

自動車の等分布荷重は、以下の値を標準とする。

① T-25　10kN/m$^2$ $\left(\dfrac{245\text{kN}}{9\times 2.75}\right)$



② T-14　7kN/m$^2$ $\left(10\times\dfrac{137}{196}\right)$

③ T-10　5kN/m$^2$ $\left(10\times\dfrac{98}{196}\right)$

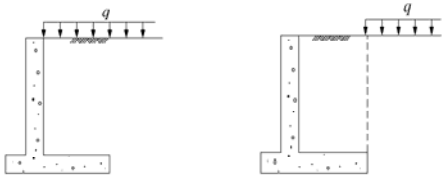
(ｲ) 群集荷重

群集荷重は歩道等について考慮し、公道の歩道は 5.0kN/m$^2$、大型自動車が入らない道路の歩道の場合は 3.0kN/m$^2$ を標準とする。

ただし、自動車荷重と群集荷重は同時に作用しないものとする。

なお、活荷重の載荷位置は、安定計算及び部材設計上最も不利な位置に載荷する。

L 形擁壁及び逆 T 型擁壁の場合、転倒、滑動の検討の際には**図-10.1.21**(b)のように載荷するのが最も不利になるが、基礎地盤支持力の検討、つま先版及びかかと版の部材設計では同図の(a)(b)どちらが不利になるかは条件により異なるので、両方を計算し、大きい方を採用する必要がある。




(a) 壁背面後方から載荷する場合　(b) 仮想背面後方から載荷する場合

**図-10.1.21　活荷重の載荷位置**

ｲ 死荷重

(ｱ) 雪荷重

雪荷重を考慮する必要がある地方においては、その地方の実情に応じて適当な値を定めるものとする。雪の単位体積重量は季節や地方等によって異なるが、大方の目安は次のとおりである。

① 降りたての雪　1.5kN/m$^3$

② やや落ち着いた雪　3.0kN/m$^3$

③ 圧縮された雪　5.0～7.0kN/m$^3$

また、路面において自動車荷重と組み合わせる場合は、1.0kN/m$^2$ 程度（約 15cm 厚さ）を見込めばよい。

(ｲ) 宅地荷重

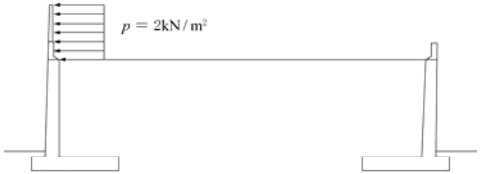
宅地及び宅地見込地の場合には宅地荷重を考慮する。

宅地荷重は、20kN/m$^2$ を標準とする。

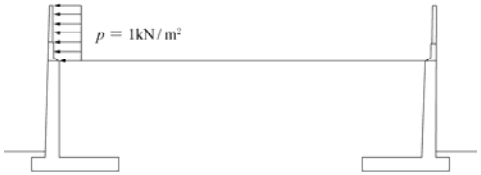
ただし、自動車荷重と宅地荷重は同時に作用しないものとする。

(4) 風荷重

擁壁の頂部に高さ５m 以下の遮音壁を直接設ける場合、竪壁の部材設計には遮音壁に作用する風荷重 $p$ を考慮するものとし、安定計算には考慮しなくてもよい。ただし、高さが２m 以下の重力式擁壁等に直接設置する場合、遮音壁の高さが５m 以上となる場合では、風荷重により擁壁の安定が左右されることがあるので、風荷重を考慮して安定計算を行う必要がある。




(a) 遮音壁が道路の片側に設置される場合




(b) 遮音壁が道路の両側に設置される場合

**図-10.1.22**　風荷重の載荷方法 [8)]

風荷重は、遮音壁の側面に直角に作用する水平荷重とし、その大きさは次のとおりとする。

風上側　　２kN/m²

風下側　　１kN/m²

ここで、風上側とは、図-10.1.22(a)に示すように遮音壁が道路の片側にのみ設置される場合で、土圧の作用方向と同じ方向に直接風荷重が作用する場合である。図-10.1.22(b)に示すように、遮音壁が道路の両側に設置される場合には風下側の風荷重値を用いればよい。

［参　考］

単位面積当たりに作用する風荷重 $p$ は、**参式**(1-1)により求められる。

$$p=\frac{1}{2}\rho U_d^{\,2} C_d G \quad \cdots\cdots \text{参式 (1-1)}$$

ここに、$p$：単位面積当たりの風荷重(N/m²)

$\rho$：空気密度(1.23kg/m³)

$U_d$：設計基準風速(m/s)

$G$：ガスト応答係数

擁壁に作用する風荷重は、設計基準風速を 40m/s、抗力係数を 1.2、ガスト応答係数を 1.9 として計算した値を、遮音壁が設置される道路の周辺には住宅等の建物が密集していることを考慮して 0.8 倍に低減し、やや大きい値をとって上記の値とした。また、風下側の風荷重値については、実験により確認した結果、風下側の 1/2 とした。



(5) 衝突荷重

擁壁の頂部に車両用防護柵等を直接設ける場合、原則として安定計算及び竪壁の部材設計には防護壁に作用する衝突荷重を考慮するものとする。

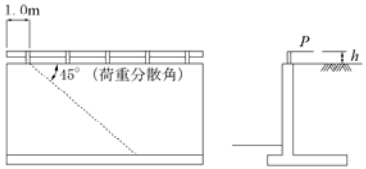
衝突荷重は、防護柵の側面に直角に作用する水平荷重とし、その大きさと作用高さは防護柵の形式に応じて**表**-10.1.18 又は**図**-10.1.23 に示すとおりとする。ただし、数台の車両が同時に衝突する可能性が小さいことから、衝突荷重は擁壁１ブロック当たり１か所に作用するものとする。

安定検討に当たっては、衝突荷重を１ブロック全体で受け持つものとして計算を行う。また、竪壁の部材設計に当たっては、荷重の分散範囲が擁壁の端部付近では中央部に比較して小さくなることから、図に示すように、擁壁端部から１m の位置に作用する衝突荷重が 45° の角度で荷重分散するものとして部材の有効幅を考え、鉄筋量は全断面にわたって同一とすることができる。

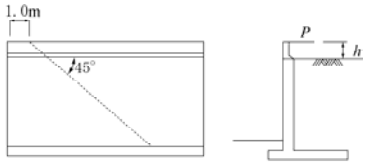
ここで、１ブロックとは通常のコンクリート擁壁では伸縮目地で区切られた延長方向の単位を表す。

**表-10.1.18**　たわみ性防護柵の衝突荷重 [8)]

| 防護柵の種別 | 衝突荷重 $P$（kN） | | 擁壁天端からの作用高さ $h$（m） |
|---|---|---|---|
| | 砂詰め固定 | モルタル固定 | |
| SS，SA，SB | 55 | 60 | 0.76 |
| SC | 50 | 60 | 0.6 |
| A | 50 | 60 | 0.6 |
| B，C | 30 | 40 | 0.6 |




(a) 支柱式防護柵




(a) 剛性防護柵

**図-10.1.23**　擁壁に作用する衝突荷重 [8)]

たわみ性防護柵は、車両衝突時に支柱が変形し、支柱中心部を乗り上げる形で衝突車両の前輪が通過することから、擁壁頂部にたわみ性防護柵を直接設ける場合には、**図-10.1.24** に示すように、衝突荷重と同時に擁壁頂部に衝突車両の前輪荷重 25kN を考慮するものとする。

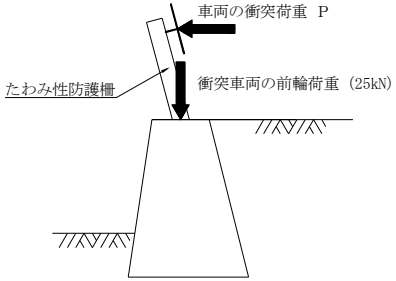



図-10.1.24　衝突車両の前輪荷重[8)]

(6) 水圧

地下水位以下に設置される U 型擁壁や河川の水際に設置される擁壁のように壁の前後で水位差が生じるような場合には、この水位差に伴う静水圧を考慮するものとする。

静水圧は、式により算出するものとする。ただし、擁壁が地下水位以下であっても、擁壁の一部又は全部に水圧が作用しないことが明らかである場合には、擁壁に作用する水圧を低減あるいは考慮しないことができる。

$$P_w = \gamma_w \cdot h$$

ここに、$P_w$：水面からの深さ $h$ における静水圧(kN/m$^2$)

$\gamma_w$：水の単位体積重量(9.8kN/m$^2$)

$h$：水面からの深さ(m)

(7) 浮力

擁壁が河川等の水際や地下水位以下に設置される場合には、擁壁の底面に作用する上向きの静水圧によって生じる浮力を考慮する。水位の変動が著しい箇所においては擁壁に最も不利となるように載荷するものとする。例えば、滑動や転倒に対する安定性を検討する場合には浮力を考慮し、支持地盤の支持力、部材の応力度について検討する場合には浮力を無視する方法が考えられる。

擁壁底面の地盤が粘性土層や亀裂の少ない岩盤等の不透水性層の場合でも、経年的な水の浸透等によって浮力が作用する場合がある。このような場合に擁壁の長期的な安定性を検討するためには浮力を考慮するのがよい。

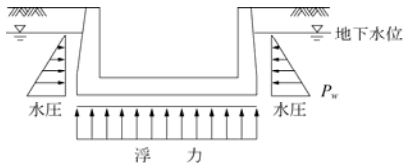



図-10.1.25　U 型擁壁に作用する水圧及び浮力



(8) 地震力

ア 基本的な考え方

擁壁に作用する地震時の荷重状態は、常時の場合とは異なる。地震の影響として、擁壁の自重に起因する地震時慣性力と、裏込め土の地震時土圧を考慮する必要がある。しかし、過去の経験によれば、常時のもので設計と施工を綿密に行っておけば、地震の影響を特に考慮しなくても、通常規模の地震に対しても機能的には耐え得ることが認められている。したがって、高さ８m 以下の通常の擁壁では地震時の安定検討を省略してもよい。ただし、高さ８m 以下の擁壁であっても擁壁の重要度及び復旧の難易度を考慮し、必要に応じて地震時の安定検討を行うものとする。

ここでいう重要度の評価は種々の要因に左右されるが、次のような条件下にある擁壁は一般に重要度が高いといえる。

① 鉄道や道路（交通量の少ない道路は除く。）に設けられている場合

② 家屋に接するか、近い将来接する可能性のある場合

③ 万一倒壊した場合に、地域の現状から復旧が困難と考えられる場合

地震時の安定検討で考慮する設計地震動のレベルについては**表-10.1.19** を参考として示す。

イ 設計水平震度

地震の影響を考慮する場合の設計水平震度は次式により算出するものとする。

$$K_H = C_z \cdot K_{hg0}$$

ここに、$K_H$：設計水平震度(小数点以下２桁にまとめる)

$K_{hg}$：構造物の耐震設計に用いる設計水平震度の標準値で、**表-10.1.19** 参照。

$C_z$：地域別補正係数

地域別補正係数($C_z$)は、**図-10.1.26** 及び**表-10.1.21** の地域区分により、**表-10.1.20** の値を参考とする。

**表-10.1.19**　構造物の重要度と要求性能に対応する耐震設計に用いる設計水平震度の標準値 [8)]

| 重　要　度 | C 種<br>高さ $H$＝8m 以下で、重要度は低く、かつ復旧が容易なもの | B 種<br>A 種、C 種以外 | A 種<br>復旧困難で、極めて重大な 2 次被害を起こす可能性があるもの |
|---|---|---|---|
| 耐震設計で考慮する地震動 | － | レベル 1<br>（中規模地震） | レベル 2<br>（大規模地震） |
| 地盤種別 $K_{hg0}$ | | | |
| Ⅰ種 | － | 0.12 | 0.16 |
| Ⅱ種 | － | 0.15 | 0.20 |
| Ⅲ種 | － | 0.18 | 0.24 |
| 耐震設計法 | － | 震度法<br>（固有周期を考慮しない） | 震度法<br>（固有周期を考慮しない） |
| 照査法 | － | 注 1) | 注 1) |
| 耐震要求性能 | 耐震性能を設定しない | 健全性を損なわない 注 2) | 致命的な損傷を防止する |

注 1)「10.1.7.4（3）」、「10.1.7.5」表-10.1.6、「10.1.7.6」の記述を参照のこと。
「10.1.7.4（3）」の記述に基づき許容応力度法で照査を妨げない。
注 2)『健全性を損なわない』とは、降伏状態を越え補修が必要となる損傷を生じない程度をいう。

**表-10.1.20**　地域別補正係数（$C_z$）[9)]

| 地域区分 | 補正係数 |
|---|---|
| A | 1.0 |
| B | 0.85 |
| C | 0.7 |

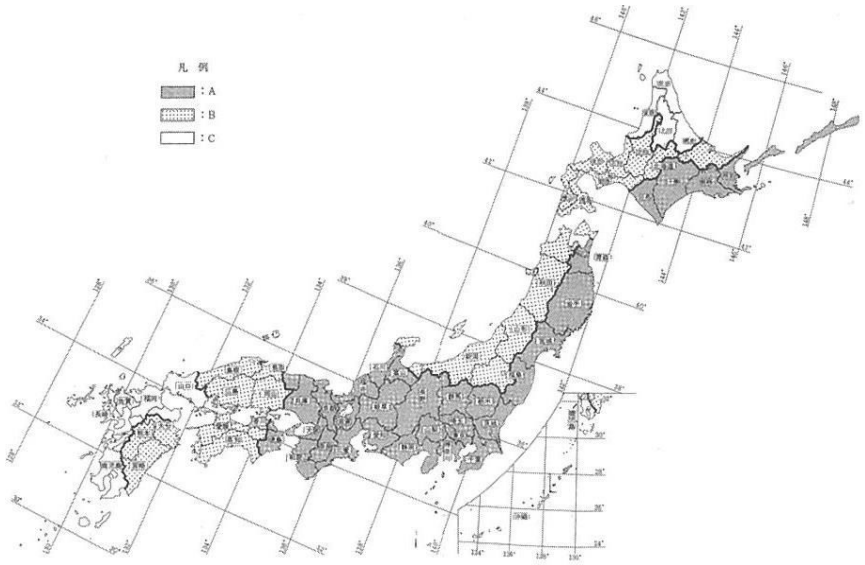



**図-10.1.26**　地域区分 [9)]



**表-10.1.21**　地域区分 [9)]

| 地域区分 | 地域別補正係数 $C_z$ | 対象地域 | |
|---|---|---|---|
| A | 1.0 | （一） | （二）から（四）までに掲げる地方以外の地方 |
| B | 0.85 | （二） | 北海道のうち札幌市、函館市、小樽市、室蘭市、北見市、夕張市、岩見沢市、網走市、苫小牧市、美唄市、芦別市、江別市、赤平市、三笠市、千歳市、滝川市、砂川市、歌志内市、深川市、富良野市、登別市、恵庭市、伊達市、北広島市、石狩市、北斗市、石狩郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、茅部郡、山越郡、檜山郡、爾志郡、久遠郡、奥尻郡、瀬棚郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、虻田郡、岩内郡、古宇郡、積丹郡、古平郡、余市郡、空知郡、夕張郡、樺戸郡、雨竜郡、上川郡（上川総合振興局）のうち東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町、勇払郡、網走郡、斜里郡、常呂郡、有珠郡、白老郡<br>青森県のうち青森市、弘前市、黒石市、五所川原市、むつ市、つがる市、平川市、東津軽郡、西津軽郡、中津軽郡、南津軽郡、北津軽郡、下北郡<br>秋田県、山形県<br>福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白河郡<br>新潟県<br>富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡<br>石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳珠郡<br>鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡<br>島根県、岡山県、広島県<br>徳島県のうち美馬市、三好市、美馬郡、三好郡<br>香川県のうち高松市、丸亀市、坂出市、善通寺市、観音寺市、三豊市、小豆郡、香川郡、綾歌郡、仲多度郡<br>愛媛県、高知県<br>熊本県（（三）に掲げる市及び郡を除く）<br>大分県（（三）に掲げる市及び郡を除く）<br>宮崎県 |
| C | 0.7 | （三） | 北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡（上川総合振興局）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、及び下川町、中川郡、（上川総合振興局）、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡<br>山口県、福岡県、佐賀県、長崎県<br>熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、天草市、山鹿市、宇土市、玉名郡、葦北郡、天草郡<br>大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、国東市、東国東郡、速見郡<br>鹿児島県（奄美市及び大島郡除く） |
| | | （四） | 沖縄県 |

注）本表は、「道路土工要綱（平成 21 年度版）」（平成 21 年 6 月）によるが、本技術書では市町村合併による名称変更を反映している。

耐震設計上の地盤種別は、原則として地盤の特性値 $T_G$ により区別し、**表-10.1.22** によるものとする。地表面が基盤面と一致する場合は I 種地盤とする。

地盤の特性値 $T_G$ は、次式によって算出するものとする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^{n} \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに、$T_G$：地盤の特性値（s）

$H_i$：$i$ 番目の地層の厚さ（m）

$V_{si}$：$i$ 番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）

値は式によるものとする。

粘性土層の場合　$V_{si} = 100N_i^{1/3}$　（$1 \leqq N_i \leqq 25$）

砂質土層の場合　$V_{si} = 80N_i^{1/3}$　（$1 \leqq N_i \leqq 50$）

$N_i$：標準貫入試験による $i$ 番目の地層の平均 $N$ 値

$i$：当該地盤が地表面から基盤面まで $n$ 層に区分されるときの地表面から $i$ 番目の地層の番号

ここでの基盤面とは、粘性土層の場合は $N$ 値が 25 以上、砂質土層の場合は $N$ 値が 50 以上の地層の上面、又はせん断弾性波速度が 300m/s 程度以上の地層の上面をいう。

**表-10.1.22**　耐震設計上の地盤種別 [18)]

| 地　盤　種 別 | 地盤の特性値 $T_G$（s） |
|---|---|
| Ⅰ種 | $T_G < 0.2$ |
| Ⅱ種 | $0.2 \leqq T_G < 0.6$ |
| Ⅲ種 | $0.6 \leqq T_G$ |

ウ 地震時慣性力の求め方

地震時慣性力は、自重 $W$ に設計水平震度 $k_h$ を乗じたものとし、躯体断面の重心位置 $G$ を通って水平方向に作用させる。なお、片持ばり式擁壁の場合は、躯体とかかと版上の土塊を含めた領域を躯体断面と考えて重心位置に作用させる（**図-10.1.27**）。

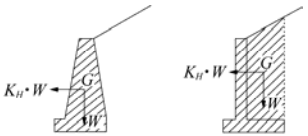



**図-10.1.27**　地震時慣性力の考え方

エ 地震時土圧の求め方

地震時土圧は、裏込め土に作用する地震時慣性力を考慮して算定する。コンクリート擁壁における地震時土圧の算定法を、「10.1.9　(1) 土圧」に述べている。補強土壁、その他の擁壁においても、同様な方法で地震時土圧を算定するものとする。



## 10.1.11　安定計算

擁壁の安定に関しては、一般に転倒に対する安定、滑動に対する安定、基礎地盤の支持力に対する安定について検討すればよいが、支持地盤の内部に軟弱な層が存在したり、斜面上に擁壁を設置したりする場合には、背面盛土及び支持地盤を含む全体としての安定について円弧すべり法等により検討を行い、必要に応じて対策工を検討するのがよい。

また、必要に応じて地震時における影響を考慮した安定性についても別途検討することとする。

軟弱地盤上に擁壁を設置する場合や地震時に液状化が発生するおそれがある地盤上に擁壁を設置する場合には「道路土工－軟弱地盤対策工指針」等を参考にして別途安定性の検討を行う必要がある。

(1) 転倒に対する安定

擁壁には躯体自重に加え、様々な力が作用する。底版下面における地盤反力は、これら荷重合力の作用位置により、**図-10.1.28**(a)、(b)、(c)、(d) のように異なる。

合力 $R$ の作用点の底版中央からの偏心距離 $e$ は、**式**（10.1.21）で表される。

$$e = \frac{B}{2} - X_0 = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_t}{\Sigma V} \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.21）}$$

- $e > \dfrac{B}{2}$ ……　合力の作用位置が底幅の外にあり、構造物は転倒する。
- $0 \leqq e \leqq \dfrac{B}{6}$ ……　合力の作用位置は底幅の中央 1/3（ミドルサード）以内にあり、転倒もしないし反力は全て圧縮である。
- $\dfrac{B}{6} < e \leqq \dfrac{B}{2}$ ……　合力の作用位置は底幅の内にあるので転倒はしないが、構造物の底面後部に引張り応力が生じる。

よって、転倒に対する安定条件は次のようにする。

常　時：$|e| \leqq \dfrac{B}{6}$

地震時：$|e| \leqq \dfrac{B}{3}$

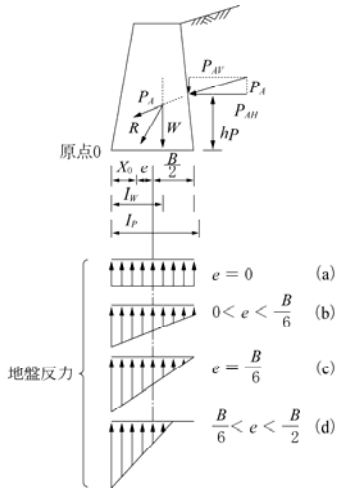



**図-10.1.28**　荷重の偏心距離 $e$ と地盤反力の関係

ここに、 $P_A$ ：主働土圧（kN/m）

$P_{AV}$ ：主働土圧の鉛直成分（kN/m）

$P_{AH}$ ：主働土圧の水平成分（kN/m）

$W$ ：自重（kN/m）

$I_W$ ：自重の作用位置（m）

$R$ ：土圧と自重の合力（kN/m）

$\Sigma V$ ：基礎底面に働く全鉛直力（kN/m）

$$\Sigma V = W + P_{AV}$$

$\Sigma M_r$ ：原点 0 における全抵抗モーメント（kN・m/m）

$$\Sigma M_r = I_W \cdot W + I_P \cdot P_{AV}$$

$\Sigma M_t$ ：原点 0 における全転倒モーメント（kN・m/m）

$$\Sigma M_t = h_P \cdot P_{AH}$$

$B$ ：底幅（m）

$e$ ：合力の偏心距離（m）

$h_P$, $I_P$ ：土圧の作用位置（m）

$X_0$ ：合力の作用位置（m）

$$X_0 = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_t}{\Sigma V}$$



(2)滑動に対する安定

コンクリート擁壁を底版下面に沿って滑らせようとする力は土圧の水平成分であり、これに抵抗する力は底版下面と基礎地盤の間に生じる滑動抵抗力である。

擁壁前面の土による受働土圧も抵抗力として考えられるが、以下の理由により長期にわたる確実性が期待できないことが多いので、通常はこれを無視して設計する。

① 洪水や豪雨により前面の土が洗掘されるおそれがある。

② 将来、人為的に前面の土が掘削されるおそれがある。（例：埋設管補修、路盤復旧）

③ 施工時の乱れや埋戻し時の締固め不足、凍結や融解によって前面土圧が十分発揮されないおそれがある。

④ 受働土圧が発生するのに必要な変位量はかなり大きいので、受働土圧を期待するためには擁壁にかなりの変位を許す必要がある。

滑動に対する安全率は、**式**（10.1.22）を満足しなければならない。

$$\frac{R_H}{\Sigma H} \geqq F_S \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.22）}$$

$$R_H = \Sigma V \cdot \mu + c \cdot B'$$

ここに、$R_H$ ：滑動抵抗力（kN/m）

$\Sigma H$ ：底版下面における全水平荷重（kN/m）

$F_S$ ：安全率（常時 1.5、地震時 1.2）

$\Sigma V$ ：底版下面における全鉛直荷重（kN/m）

$\mu = \tan\delta$ ：擁壁底版と基礎地盤の間の摩擦係数
場所打ちコンクリートの場合は、$\delta = \phi$（基礎地盤の内部摩擦角）、場所打ちでない場合は、$\delta = 2/3\,\phi$ とする。ただし、基礎地盤が土の場合 $\mu$ の値は 0.6 を超えないものとする。なお、通常の場合、簡便には**表**-10.1.9 を用いてよい。

$c$ ：擁壁底版と基礎地盤の間の粘着力（kN/m²）
ただし、摩擦係数 $\mu$ を**表**-10.1.9 から求めた場合は、$c = 0$ とする。

$B'$：荷重の変身を考慮した擁壁底面の有効載荷幅（m）で、
$B' = B - 2e$ とする。

$B$ ：擁壁の底版幅（m）

$e$ ：擁壁底面の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心距離（m）で、**図**-10.1.28 を参照。

安全率 $F_s$ の値が満足できない場合は、原則として底版幅を増すことにより、安定を図るものとする。ただし、地形条件等の制約によりやむを得ない場合は、基礎の根入れを深くし前面の受働土圧を考慮すること、あるいは突起を設けること等を検討しなければならない場合もある。

［参　考］

① 前面受働土圧を考慮する場合

通常の設計で擁壁前面の土による滑動抵抗力を無視するのは、洪水時や豪雨時の洗掘、人為的な掘り返し（例えば埋設管補修、路盤復旧工）により前面の土が取り除かれるおそれがあること、凍結や融解によって前面土圧が十分に発揮されないおそれがあること等による。したがって、滑動に対する抵抗力として擁壁前面土の土圧を考慮する場合には、これらについて十分考慮して受働土圧の発揮できる範囲を設定する必要がある。

このため、通常、受働土圧は地表面から 1 m 以上深く仮想地表面を設定する。また、洗掘等の可能性が高い場合は河況等の条件を十分に考慮して仮想地表面を設定し、考慮する土圧の大きさが過大にならないよう安全側の設計をすることが望ましい。な

お、この場合、前面の埋戻しに当たって十分な締固めが行われることが不可欠である。

また、受働土圧が発揮される変位は主働土圧に比べて大きいので、算出した受働土圧に 0.5 を乗じた値をせん断抵抗力として用いる。

前面土圧を考慮した場合の滑動に対する安全率 $F_S$ は、**式**（10.1.23）によって求められる。

$$F_S=\frac{\mu\cdot\Sigma V+c_B\cdot B+0.5P_p}{\Sigma H} \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.23）}$$

ここに　$P_p$：擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分(kN/m)

$\Sigma H$：全水平力(kN/m)

$\Sigma V$：全鉛直力(kN/m)

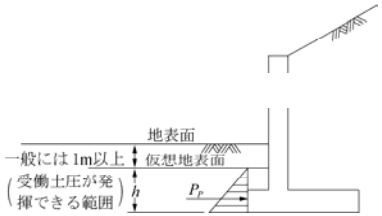



**図-10.1.29**　擁壁前面の土による受働土圧

② 突起を設ける場合

突起は堅固な地盤や岩盤に対してこれらの地盤を乱さないように、また周辺地盤との密着性を確保するように施工されて初めてその効果が期待できるものである。突起をつけた場合の滑動抵抗力 $H_K$ は、**式**（10.1.24）で示される。

$$H_K=\frac{q_1+q_3}{2}\ell_1\cdot\tan\phi+\frac{q_2+q_3}{2}\ell_2\cdot\tan\delta+c\cdot\ell_1 \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.24）}$$

ここに、$q_1$、$q_2$、$q_3$：擁壁底面のつま先、かかと及び突起前面での地盤反力度(kN/m$^2$)

$\ell_1$：突起前面と擁壁つま先との水平距離（m）

$\ell_2$：突起前面と擁壁とかかとの水平距離（m）

なお、岩盤の場合は $c$ のみを評価し、$\phi$ を無視する方法があるが、この値は岩盤の種類及び岩盤内の亀裂の状態等により大きく変わるので、その決定には注意を要する。

滑動に対する安全率 $F_S$ は、**式**（10.1.25）を満足しなければならない。

$$F_S=H_K/P_{AH}\geqq 1.5 \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.25）}$$

突起に加わる水平力は、**式**（10.1.26）で示される。

$$H_T=\left\{\frac{q_1+q_3}{2}\ell_1(\tan\phi-\tan\delta)+\frac{q_2+q_3}{2}\ell_2\cdot\tan\delta+c\cdot\ell_1\right\}\frac{1}{F_S} \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.26）}$$

ここに、$H_T$：突起に加わる水平力（kN/m）

$F_S$：**式**（10.1.25）で求めた安全率



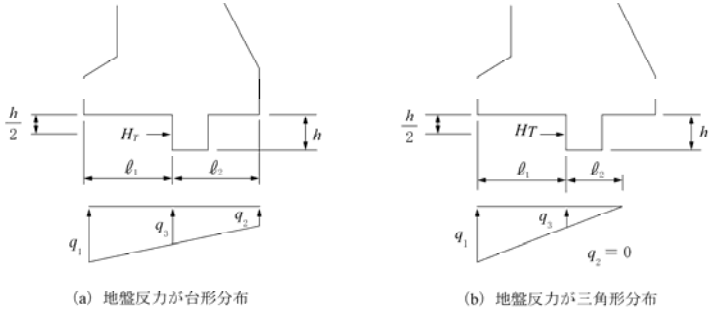



**図-10.1.30**　地盤反力度及び水平距離のとり方

突起部に作用するせん断力 $S$ 及び曲げモーメント $M$ を、それぞれ**式**（10.1.27）、（10.1.28）により求め、応力度の検討を行い、必要に応じて必要鉄筋量を配置しなければならない。

$$S=H_T \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.27）}$$

$$M=H_T\cdot\frac{h}{2} \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.28）}$$

ここに、$S$：せん断力（kN/m）

$M$：曲げモーメント（kN･m/m）

$h$：突起の高さ（m）

なお、突起の高さは、擁壁底版幅の 10～15%の範囲に定めるのが望ましい。

(3) 基礎地盤の支持力に対する安定

基礎底面下の地盤に作用する最大の地盤反力度は、基礎地盤の許容支持力度を超えてはならない。すなわち、

$$q_{\max}\leqq q_a \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.29）}$$

ここに、$q_{\max}$　：地盤に作用する最大の地盤反力度

$q_a$　：基礎地盤の許容支持力度

**式**（10.1.29）が満足されずに、基礎の支持力が不足する場合は、杭基礎を始めとして地盤改良及び置換え基礎等による基礎処理を行う必要がある。

なお、擁壁が斜面上に設置される場合の許容支持力度は、別途検討を要する。

ア 地盤反力度

基礎地盤にかかる全荷重の合力が偏心している場合は、**式**（10.1.30）又は**式**（10.1.31）により地盤反力度を求める。

(ｱ) 合力の作用点が底版中央の底版幅 1/3（ミドルサード）の中にある場合

$$\left.\begin{matrix}q_{\max}\\q_{\min}\end{matrix}\right\}=\frac{\Sigma V}{B}\left(1\pm\frac{6e}{B}\right) \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.30）}$$

(ｲ) 合力の作用位置が底版中央の底版幅 2/3 の中にある場合、かつ、底版中央の底版幅 1/3（ミドルサード）の外にある場合

$$\left.\begin{matrix}q_{\max}=\dfrac{4}{3}\cdot\dfrac{\Sigma V}{B-2e}\\q_{\min}=0\end{matrix}\right\} \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.31）}$$

イ 地盤の許容支持力度

地盤の許容支持力度は、通常の場合簡便には**表-10.1.9**を用いてよい。なお、計算で求める場合、擁壁のような浅い基礎に対する地盤支持力の検討には、**式**（10.1.32）、（10.1.33）に示すテルツァギーの修正支持力公式を適用する。

(ア) 長期許容支持力度（常時）

$$q_a=\frac{1}{3}(\alpha\cdot c\cdot N_c+\frac{1}{2}\beta\cdot\gamma_1\cdot B\cdot N_r+\gamma_2\cdot D_f\cdot N_q)\qquad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{式（10.1.32）}$$

(イ) 短期許容支持力度（地震時）

$$q_a=\frac{1}{2}(\alpha\cdot c\cdot N_c+\frac{1}{2}\beta\cdot\gamma_1\cdot B\cdot N_r+\gamma_2\cdot D_f\cdot N_q)\qquad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{式（10.1.33）}$$

ここで、$q_a$：許容支持力度（kN/m$^2$）
$c$：基礎荷重面下にある地盤の粘着力（kN/m$^2$）
$\gamma_1$：基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量（kN/m$^3$）
（地下水位下にある部分は水中単位重量をとる。）
$\gamma_2$：基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量（kN/m$^3$）
（地下水位下にある部分は水中単位重量をとる。）
$\alpha,\beta$：形状係数（**表-10.1.24**参照）

**表-10.1.23**　支持力係数

| | せん断抵抗角 $\phi$（°） | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 0 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| $N_r$ | 0.0 | 0.2 | 0.6 | 1.4 | 3.2 | 6.9 | 15.3 | 35.2 | 86.5 |
| $N_q$ | 1.0 | 1.6 | 2.5 | 3.9 | 6.4 | 10.7 | 18.4 | 33.3 | 64.2 |
| $N_c$ | 5.1 | 6.5 | 8.3 | 11.0 | 14.8 | 20.7 | 30.1 | 46.1 | 75.2 |

$N_c, N_r, N_q$：支持力係数（内部摩擦角 $\phi$ の関数であって、**表-10.1.23**から求められる。
$D_f$：基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ（m）
（隣接地で掘削の行われるおそれのある場合は、その影響を考慮しなければならない。）
$B$：基礎荷重面の最小幅（m）

**表-10.1.24**　形状係数

| 基礎荷重面の形状 | 連続 |
|---|---|
| $\alpha$ | 1.0 |
| $\beta$ | 1.0 |

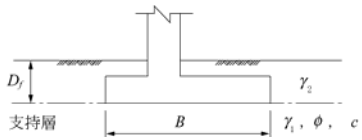



**図-10.1.31**　**式**（10.1.32～33）の記号の説明



(4) 擁壁を含めた全体の安定

斜面上や軟弱層を含む地盤上に擁壁が設置されると、擁壁背後の盛土の重量によって地盤に**図-10.1.32**に示すような地盤内での破壊や地盤の圧密沈下が生じ、擁壁に変位が生ずることがある。したがって、このような場合には分割法による円弧すべりの安定を検討する必要がある。

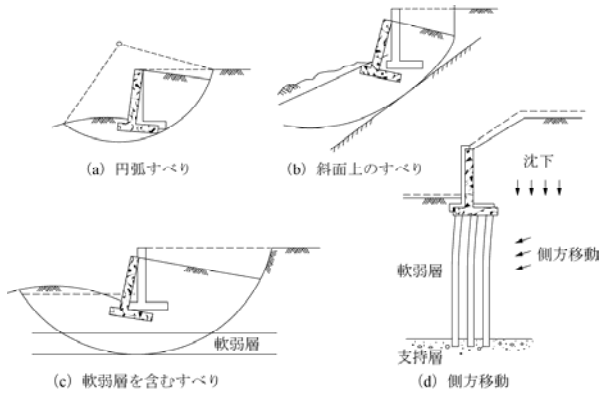



**図-10.1.32**　擁壁の破壊状態

円弧すべりの安定を検討する方法には、有効応力法と全応力法がある。

有効応力法の場合は、間隙水圧の測定が可能な三軸圧縮試験が必要となるが、裏込め土の含水状態は降雨や浸透水の影響で変化しやすく、また裏込め土中の水は排水施設により速やかに排水されることが設計の前提となっており、土は不飽和状態である。したがって、裏込め土中の間隙水圧を推定することは極めて困難であり、通常は全応力法で検討が行われている。

全応力法による円弧すべりの検討は、**式**（10.1.34）により行う。

$$F_s\geqq\frac{R\cdot\Sigma\left(c\ell+W'\cdot\cos\alpha\cdot\tan\phi\right)}{\Sigma W\cdot x+\Sigma H\cdot a}\qquad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\text{式（10.1.34）}$$

ここに、$F_s$：すべりに対する安全率（＝1.2）
$R$：すべり円の半径（m）
$c$：土の粘着力（kN/m$^2$）
$\phi$：土の内部摩擦角（°）
$\ell$：分割片の底辺長（m）
$W'$：分割片の有効重量（kN/m）
（土の重量と上載荷重との和、水中部分の土については水中重量）
$W$：分割片の全重量（土と水の全重量と上載荷重との和）（kN/m）
$x$：分割片の重心とすべり円中心の水平距離（m）
$H$：すべり円内の土塊に働く水平力（水圧、地震力等）（kN/m）
$a$：外力 $H$ のすべり円中心に関する腕の長さ（m）
$b$：分割片の幅（m）
$\alpha$：分割片底辺の角度（**図-10.1.33**に示す場合を正とする。）

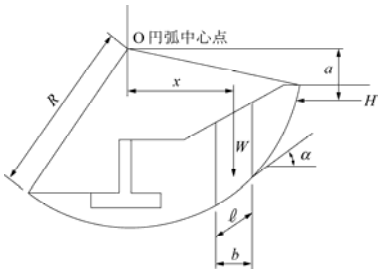



**図-10.1.33**　擁壁を含めた全体の安定

## 10.1.12　部材の設計

基準書においては、擁壁の部材設計は、「原則として限界状態設計法を適用して行うこととするが、これにより難い場合は、許容応力度法を適用して行うことも妨げないこととする。」としている。

(1)限界状態設計法

限界状態設計法では、あらかじめ、構造物に求められる限界状態（終局限界状態、使用限界状態、修復限界状態）を想定し、これを満足するよう設計することとなるが、具体的な設計に当たっては、設計に必要な部分安全係数等、設計時点における最新の知見に基づき、設計者自らが判断、決定することが求められる。

(2)許容応力度法

農道で設計される一般的な擁壁の形式（重力式、もたれ式、片持ちはり式等のコンクリート擁壁、補強土壁や軽量材を用いた擁壁）については、これまでの経験・実績等を踏まえて、適切に維持管理がなされることを前提に、許容応力度法に基づいて設計・施工を行えば、その擁壁は想定する作用に対する限界状態を越えないものとみなす。

なお、設計で用いる許容応力度の値は、「**9.1.3　設計条件**　(5)許容応力度法を用いる場合の参考値」を参照するものとし、地震の影響、風荷重、衝突荷重を考慮する場合の許容応力度は、その値に**表-10.1.25** に示す割増し係数を乗じた値とする。

**表-10.1.25**　許容応力度の割増し係数[8)]

| 荷重の組合せ | 割増し係数 |
|---|---|
| 地震の影響を考慮する場合 | 1.50 |
| 風荷重を考慮する場合 | 1.25 |
| 衝突荷重を考慮する場合 | 1.50 |

以下に、許容応力度法における配筋計画を示す。

ｱ 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは構造物の重要度、現場の状況等によって決めなければならないが、一般には、「コンクリート標準示方書」に示す数値以上でなければならない。特に規定のない場合の「かぶり」は、鉄筋表面からコンクリート表面までの最短距離とする。



① かぶりは鉄筋の直径以上とするが、一般には以下の値以上とする。

一般の条件　30mm

腐食性環境　50mm

特に厳しい腐食性環境　60mm

② 地中に直接打設されるフーチングの底版の外側のかぶりは、75mm 以上必要である。

③ 特に厳しい腐食性環境以外における主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離は、柱の場合を除き**表-10.1.26** を標準とする。

ただし、小規模の構造物で主鉄筋が 13mm 以下の場合、主鉄筋中心からコンクリート表面までの距離は 50mm とすることができる。

**表-10.1.26**　鉄筋のかぶりの標準値

| 施工状態 ＼ 主鉄筋の径 | 19mm 以下 | 22mm 以上 | 備　　考 |
|---|---|---|---|
| 型枠や均しコンクリート施工面 | 60(mm) | 70(mm) | 部材厚 $T$<300mm |
| | 70(mm) | 70(mm) | 部材厚 $T$≧300mm |
| 地中に直接打設する場合の底版下側 | 90(mm) | 100(mm) | フーチング |
| 杭頭上 | 50(mm) | 50(mm) | 底版内に杭頭が 50mm 以上貫入する場合 |

④ 海水の作用を受ける構造物については、かぶりは**表-10.1.27** の値以上とする。

**表-10.1.27**　海水の作用を受ける鉄筋コンクリートのかぶり

| 状　　態 | 最小のかぶり（mm） |
|---|---|
| 海水に直接接する部分、海水に洗われる部分及び激しい潮風を受ける部分 | 70 |
| 上記以外の部分 | 50 |

⑤ 水中で施工する鉄筋コンクリートのかぶりは 100mm 以上とする。

⑥ 流水、その他によるすりへりのおそれのある部分では、かぶりを適当に増やさなければならない。

⑦ 異形鉄筋を束ねて配置する場合の鉄筋かぶりは、束ねた鉄筋の断面積を 1 本の鉄筋と考えて①～⑥を適用する。

ｲ 鉄筋のあき

鉄筋のあきは部材の種類、寸法、骨材の最大寸法、鉄筋の大きさ等によって異なるが、鉄筋の組立、コンクリートの打設、鉄筋とコンクリートとの付着強度等を考えて定めなければならない。

① 梁における鉄筋の水平あきは 20mm 以上で、粗骨材の最大寸法の 4/3 以上、鉄筋直径以上とする。また、正鉄筋又は負鉄筋を 2 段以上に配置する場合には、一般にその鉛直のあきは 20mm 以上、鉄筋の直径以上とする。

② 異径鉄筋を束ねて配置する場合の鉄筋のあきは、束ねた鉄筋の断面積の和に等しい断面積の 1 本の鉄筋と考えて①を適用する。

ｳ 鉄筋の定着及び継手

鉄筋の継手及び定着については、(公社)土木学会制定の「コンクリート標準示方書」によらなければならない。

(ｱ) 基本定着長

a 引張鉄筋の基本定着長 $\ell_d$ は、設計実務上 30$\phi$ とすることができる。また、計算による場合、**式**（10.1.35）により求める。ただし、この値は 20$\phi$ 以上とする。

$$\ell_d = \alpha \frac{f_{yd}}{4 f_{bOd}} \phi \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.35）}$$

$\ell_d$ ：引張鉄筋の基本定着長(mm)

$\phi$ ：主鉄筋の直径

$f_{yd}$ ：鉄筋の設計引張降伏強度(SD295 の場合、$f_{yd}$=295N/mm$^2$)

$f_{bOd}$ ：コンクリートの設計付着強度で、安全係数 $\gamma_c$ は 1.3 として、次式により求めてよい。

$$f_{bOd} = 0.28 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c \quad （ただし、f_{bOd} \leqq 3.2\text{N/mm}^2）$$

$f_{ck}$ ：設計基準強度(N/mm$^2$)

$\alpha$ ：1.0　（$k_c \leqq 1.0$ の場合）
0.9（$1.0 < k_c \leqq 1.5$ の場合）
0.8（$1.5 < k_c \leqq 2.0$ の場合）
0.7（$2.0 < k_c \leqq 2.5$ の場合）
0.6　（$2.5 < k_c$ の場合）

（ただし、$k_c \geqq \dfrac{c_b}{\phi} + \dfrac{15 A_t}{s \cdot \phi}$）

$C_b$ ：主鉄筋の下側のかぶりの値と定着する鉄筋のあきの半分の値のうちの小さい方

$A_t$ ：仮定される割裂破壊断面に垂直な横方向鉄筋の断面積

$s$ ：横方向鉄筋の中心間隔

b 基本定着長の検討例

(a) 計算条件

$f_{yd}$ ＝295N/mm$^2$(SD295A)、$f_{ck}$＝21N/mm$^2$

$f_{bOd}$ ＝$0.28 f_{ck}^{2/3}/\gamma_c$＝$0.28 \times 21^{(2/3)}/1.3$＝1.64

$\alpha$ ＝0.6($k_c$＝3.15＞2.5 から)

$k_c$ ＝$C_b/\phi + 15A_t/(s \cdot \phi)$

＝60/19＋(15×0)/(300×19)＝3.15

(スラブの場合で、主筋 D19@300、配力筋 D13@250 のケース)

(定着部は補強筋なし、配力筋のみ)

$A_t$ ：配力筋（D13）は仮定される割裂破壊断面に垂直な横方向鉄筋とはみなさない。

$\phi$ ＝19

(b) 基本定着長の計算

$$\ell_d = \alpha \frac{f_{yd}}{4 f_{bOd}} \phi$$

＝0.6×295×19/(4×1.64)＝512.7(mm)

＝26.98$\phi$ ≒ 30$\phi$



**表-10.1.28**　$C_b$ 値の計算表

| 鉄筋呼び径 | 鉄筋直径 $\phi$(mm) | 鉄筋断面積 $A_t$(mm$^2$) | 鉄筋かぶり $C$(mm) | 鉄筋中心間隔 $s$(mm) | 鉄筋のあき $a$(mm) | 鉄筋のあきの半分 $a/2$(mm) | $C_b$：$C$ と $a/2$ の小さい方 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 主筋 D19 | 19 | － | 60 (50.5) | 300 | 281 | 140.5 | 60 |
| 配力筋 D13 | 13 | 507 | 50 (43.5) | 250 | － | － | － |

注)（ ）書きは鉄筋外側からのかぶり寸法

(c) 圧縮鉄筋の基本定着長は、a により求まる $\ell_d$ の 0.8 倍とすることができる。

(ｲ) 鉄筋の継手

a 鉄筋の継手位置は相互にずらして、同一断面に集めてはならない。このため、継手位置を軸方向に相互にずらす距離は、継手の長さに鉄筋直径の 25 倍か、断面高さのどちらか大きい方を加えた長さ以上を標準とする。また、応力の大きい部分では鉄筋の継手はできるだけ避けなければならない。

b 軸方向鉄筋に重ね継手を用いる場合には、次の(a)～(e)の規定に従わなければならない。

(a) 配置する鉄筋量が、計算上必要な鉄筋量の 2 倍以上、かつ同一断面での継手の割合が 1/2 以下の場合には、重ね継手の重ね合わせ長さは基本定着長 $\ell_d$ 以上としなければならない。

(b) (a) の条件のうち一方が満足されない場合には、重ね合わせ長さは基本定着長 $\ell_d$ の 1.3 倍以上とし、継手部を横方向鉄筋等で補強しなければならない。

(c) (a) の条件の両方が満足されない場合には、重ね合わせ長さは基本定着長 $\ell_d$ の 1.7 倍以上とし、継手部を横方向鉄筋等で補強しなければならない。

(d) 低サイクル疲労を受ける場合には、重ね合わせ長さは基本定着長 $\ell_d$ の 1.7 倍以上とし、フックを設けるとともに、継手部をらせん鉄筋、連結用補強金具等によって補強しなければならない。

(e) 重ね継手の重ね合わせ長さは、鉄筋直径の 20 倍以上とする。

(ｳ) 鉄筋の定着

① 鉄筋端部は、コンクリート中に十分埋込んで、鉄筋とコンクリートとの付着力によって定着するか、フックをつけて定着するか、又は機械的に定着するかしなければならない。引張鉄筋に普通丸鋼を用いる場合には、その端部に必ず半円形フックをつけて定着しなければならない。圧縮鉄筋の定着にはフックの効果を考慮しない。

② 鉄筋の定着長 $\ell_0$ は、基本定着長 $\ell_d$ 以上でなければならない。

この場合に、配置される鉄筋量 $A_s$ が計算上必要な鉄筋量 $A_{sc}$ よりも大きい場合、**式**（10.1.36）によって定着長 $\ell_0$ を低減することができる。

$$\ell_0 \geqq \ell_d \cdot (A_{sc}/A_s) \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.36）}$$

ただし、$\ell_0 \geqq \ell_d/3$、$\ell_0 \geqq 10\phi$

$\phi$ ：鉄筋直径

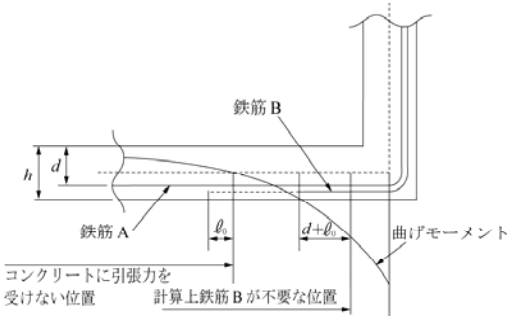
$\ell_0$ ：鉄筋定着長

引張鉄筋は、引張応力を受けないコンクリート内に定着長 $\ell_0$ 以上延ばすのを原則とす

る（図−10.1.34）。やむを得ずコンクリートの引張部に引張筋を定着する場合には、鉄筋が計算上不要となる位置から、部材の有効高さ（$d$）＋定着長（$\ell_0$）以上延ばす。

③ 引張鉄筋の端部は、原則として引張応力を受けないコンクリートに定着しなければならない。

やむを得ずコンクリートの引張部に引張鉄筋を定着する場合には、図−10.1.34 に示すように、鉄筋は計算上曲げ応力を受ける必要がなくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ延長し、そこから必要な定着長（$\ell_0$）以上延ばさなければならない。




図−10.1.34　鉄筋の定着位置

④ 梁の正鉄筋の少なくとも 1/3 は、これを曲げ上げないで支点を越えて定着しなければならない。

⑤ 片持梁の負鉄筋は計算上曲げ応力を受ける必要のなくなった点から部材の有効高さに等しい距離だけ曲げ下げるか、そのまま延ばすかして、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。また、固定梁、又は連続梁の負鉄筋の少なくとも 1/3 は反曲点を越えてスパンの 1/16 以上で部材の有効高さ（$d$）以上延ばさなければならない。

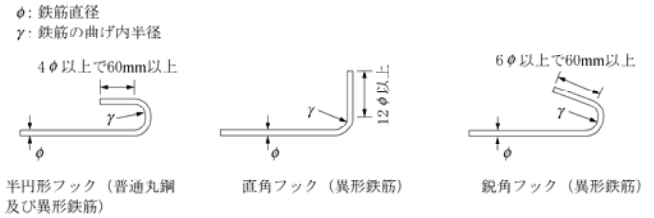
⑥ 片持梁の支承部の負鉄筋の端は、鉄筋の全強を受けるのに十分な長さを支承中に延ばさなければならない。

⑦ 折曲鉄筋は、その延長を正鉄筋若しくは負鉄筋として用いるか、又は折曲鉄筋端部を梁の上面若しくは下面に所要のかぶりを残してできるだけ接近させ、梁の上面若しくは下面に平行に折り曲げて水平に延ばし圧縮部のコンクリートに定着することが望ましい。

エ 鉄筋の曲げ形状

① 鉄筋端部のフックは、図−10.1.35 によるものとする。また、折り曲げ内半径は、SD295、SD345 の場合ではフックで鉄筋直径の 2.5 倍以上とする。

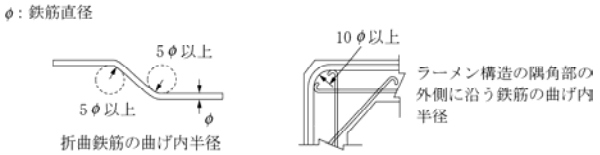





図−10.1.35　鉄筋端部のフックの形状

② 折曲鉄筋の曲げ半径は、鉄筋直径の 5 倍以上とする。コンクリート部材の側面から 2φ＋20mm 以内の距離にある鉄筋を折曲鉄筋として用いる場合には、その曲げ半径を鉄筋直径の 7.5 倍以上とする。

ラーメン構造の端節点部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 10 倍以上とする（図−10.1.36）。




図−10.1.36　鉄筋の折り曲げ内半径

表−10.1.29　異形鉄筋及び普通鉄筋の加工寸法表　（単位：mm）

| 項目＼径区分 | 記号 | D10 | D13 | D16 | D19 | D22 | D25 | D29 | D32 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 継手長 | $L$ 注1) | 100 | 130 | 160 | 190 | 220 | 250 | 290 | 320 |
| | $L_0$ 注2) | 300 | 390 | 480 | 570 | 660 | 750 | 870 | 960 |
| 折り曲げ鉄筋（45°） | $R_1$ | 50 | 70 | 80 | 100 | 110 | 130 | 150 | 160 |
| | $R_1'$ | 60 | 80 | 90 | 110 | 130 | 140 | 160 | 180 |
| | $L_1$ | 50 | 60 | 70 | 90 | 100 | 110 | 130 | 140 |
| 直角フック | $R_2$ | 30 | 40 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 80 |
| | $R_2'$ | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 |
| | $a_2$ | 50 | 60 | 80 | 90 | 110 | 130 | 140 | 160 |
| | $b_2$ | 120 | 160 | 200 | 230 | 270 | 300 | 350 | 390 |
| | $L_2$ | 170 | 220 | 280 | 320 | 380 | 430 | 490 | 550 |
| 半円形フック | $R_3$ | 30 | 40 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 80 |
| | $R_3'$ | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 |
| | $a_3$ | 90 | 130 | 160 | 190 | 220 | 250 | 280 | 310 |
| | $b_3$ | 60 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | 120 | 130 |
| | $L_3$ | 150 | 190 | 230 | 270 | 310 | 350 | 400 | 440 |

注 1）継手長（$L$）は、アーク継手（$L=10D$）の数値である。
注 2）継手（$L_0$）は、$\sigma_{ca}=176\text{N/mm}^2$、$\tau_{0a}=1.5\text{N/mm}^2$ についての数値である。

$L_0 \geqq 30D$、$L_1 = \frac{2}{8}\pi \cdot R_1'$

$L_2 = a_2 + b_2$、$L_3 = a_3 + b_3$

$R_1 = 5D$、$R_2 = 2.5D$

$R_3 \geqq 2.5D$、$R' = R + \frac{1}{2}D$

$a_2 = \frac{2}{4}\pi \cdot R_2'$、$a_3 = \frac{2}{2}\pi \cdot R_2'$

$b_2 \geqq 12D$ 又は 60mm

$b_2 \geqq 4D$ 又は 60mm

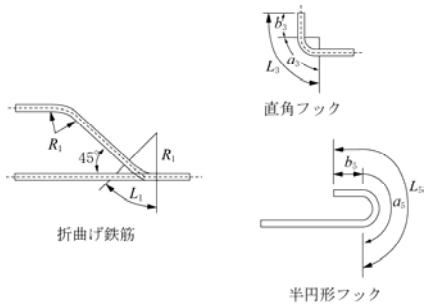



図-10.1.37　記号説明図

$D$　：鉄筋の直径

$R_1 \sim R_3$　：加工半径

$R_1' \sim R_3'$　：鉄筋の中心までの半径

$L_1 \sim L_3$　：所要長

オ ハンチ

ハンチは構造物の直角あるいは鋭角の隅角部に設け、この部分の応力集中を防止するとともに部材の強度を増すために設ける。

① ハンチは箱型断面あるいは鉛直擁壁の規模によって**表-10.1.30** の数値を標準にする。

② ハンチの内側には補強のため、**図-10.1.38** に示すように、ハンチ内側に沿った配筋をしなければならない。この場合、引張鉄筋を折り曲げて配筋してはならない。

**表-10.1.30**　ハンチの大きさ

| 鉛直擁壁の高さ（mm） | ハンチの大きさ（mm） |
|---|---|
| 1,000 未満 | － |
| 1,000 以上 2,500 未満 | 150×150 |
| 2,500 以上 | 200×200 |




**図-10.1.38**　ラーメンのハンチ、内側に沿う補強鉄筋

カ 鉄筋の種類及び鉄筋径

鉄筋の種類は、原則として異形棒鋼 SD295、SD345 を使用し、鉄筋径は D13～D32 を使用する。

キ 配筋要領

逆 T 型擁壁及び L 型擁壁の配筋上の目安を示せば、次のとおりである。



(ア) 主鉄筋

部材設計により決定された鉄筋を配置する。

(イ) 配力鉄筋

主鉄筋の 1/6 以上の鉄筋を主鉄筋と直角方向に、主鉄筋の内側に配置する。

(ウ) 用心鉄筋

用心鉄筋は、広い露出面を有するコンクリートの表面近くに配置しなければならない。擁壁には、壁の露出面に近く、水平方向に壁の高さ 1.0m 当たり 5.0cm² 以上の断面積の鉄筋を中心間隔 30cm 以下（D13@250 程度）で配置する。また、壁厚が 20cm 以上の場合には、圧縮側も引張主鉄筋の 1/6 以上の鉄筋を縦方向に配置する。

(エ) 組立鉄筋

主鉄筋及び配力鉄筋を現場で組立てるのに必要な鉄筋を配置する。

## 10.1.13　基礎の設計

擁壁の基礎形式は、直接基礎と杭基礎に大別される。直接基礎は良質な支持層上に設けるのが基本であるが、支持地盤の条件等によっては安定処理や置換えを行った改良地盤に直接基礎を設ける場合がある。また、地表近くに支持地盤がない場合は杭基礎を設ける場合がある。杭基礎の形式は摩擦杭と支持杭に大別される。

(1) 設計一般

擁壁の直接基礎は、良質な支持層上に設け、鉛直荷重は直接基礎底面の下の地盤のみで支持させることを原則とする。（**図-10.1.39**）

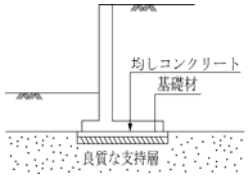



**図-10.1.39**　直接基礎

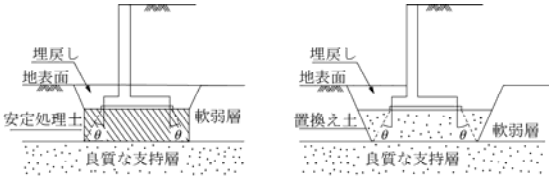



**図-10.1.40**　改良地盤上の直接基礎

なお、表層は軟弱であるが、比較的浅い位置に良質な支持層がある場合には、支持層まで根入れさせる方法のほか、安定処理や良質土による置換えを行い改良地盤を形成してこれを支持地盤とし、その上に直接基礎を設ける方法がある。（**図-10.1.40**）

(2) 基礎の根入れ

擁壁の直接基礎の根入れ深さは、地表面から支持地盤までの深さとし、原則として 50cm 以上は確保するものとする。ただし、片持ばり式擁壁のように底版を有する形式の擁壁においては底版厚さに 50cm 以上を加えた根入れ深さを確保するものとする。また、中位の砂質地盤において高さ 2.5m 以上の重力式擁壁を設ける場合には、擁壁高さの 0.2 倍以上の十分な根入れ深さを確保することが望ましい。

ブロック積擁壁においては、積みブロック 1 個以上が土中に没する程度の根入れを確保すればよい。ただし、大型ブロック積擁壁の根入れ深さは原則として 50cm 以上は確保するものとする。

また、直接基礎の根入れ深さの決定に当たっては、将来予想される地盤の洗掘や掘削（既設構造物の維持補修や改築、新規構造物の施工等）の影響を考慮する必要がある。特に、河川等の浸水域内に直接基礎を設ける場合には、河床低下や洗掘について十分検討した上で根入れ深さを決めなければならない。また、図-10.1.41(d)に示すように、擁壁に接して河床低下や洗掘のおそれのないコンクリート水路を設ける場合の根入れ深さは、原則として水路底面から 30cm 以上確保するものとする。なお、基礎が岩盤の場合は図-10.1.42 を参考とする。

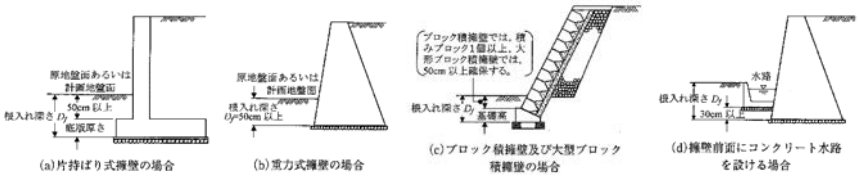



図-10.1.41　基礎の根入れ [8)]

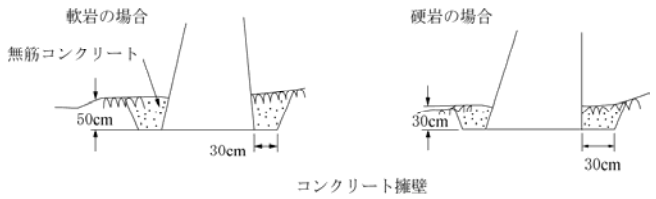



図-10.1.42　基礎の根入れ（岩盤の場合）

(3) 改良地盤（安定処理、置換え）上の直接基礎

ア 適用範囲

改良工法のうち良質土による置換えは、支持地盤の状態を実際に確認しながら行えることや、良好な材料で入念な施工を行えば確実な改良効果が得られるため、従来広く用いられてきた。

しかし、置換えでは流用が容易でない軟弱な掘削土が発生するため建設副産物の発生を抑制するという観点からも、安定処理を採用することが望ましい。置換えは、当該現場や付近の他工事で軟弱な掘削土を利用でき、置換え材として良質な土砂が発生する場合に採用するとよい。



改良地盤上の直接基礎は、もたれ式擁壁等の堅固な支持地盤を前提とした構造形式の擁壁には用いないことを原則とする。また、構造物としての重要度が高い擁壁に用いる場合には慎重な検討が必要である。

直接基礎の支持地盤を改良するのは、大きく以下の３つの場合がある。

① 表層に軟弱層があり、かつ良好な支持層が比較的浅い位置（２～３m 程度以下）にあり、軟弱層の全厚を改良する場合

② 軟弱層が厚く、良好な支持層が深い位置にあり、軟弱層の厚さの一部を改良する場合（荷重による地中応力度以下となる深さまで軟弱層を改良する場合）

③ 軟弱層が厚く、良好な支持層が深い位置にあり、深層混合処理等により良好な支持層まで軟弱層の全厚を改良する場合

ここでは、①及び②の場合について検討方法を述べる。③については、幾つかの事例があるが、周辺の軟弱地盤を含めた地盤全体の変形等について「道路土工－軟弱地盤対策工指針」等を参考にして慎重な検討が必要である。

改良地盤上の直接基礎の採用に当たっては、地盤改良の範囲や改良条件について検討するとともに、置換材料又は安定処理土について十分な土質試験と施工管理を行う必要がある。さらに、底版の施工に先だって、支持力の確認を行うことが望ましい。

イ 安定に対する検討項目

安定に対する検討項目は、「10.1.11　**安定計算**」に述べているとおりであるが、ここでは特に改良地盤上の直接基礎の安定に対する検討方法を述べる。

① 改良地盤のせん断定数 $c$、$\phi$ は、原則として試験を実施し、その値が設計値以上であることを確認する。

② 滑動の検討に用いるすべり摩擦係数は、改良地盤の値を用いるものとし、設計せん断定数 $c$、$\phi$ から $c_B$、$\phi_B$ を算定する。算定方法は、

現場打ちコンクリート擁壁　　：$\phi_B = \phi$

プレキャストコンクリート擁壁：$\phi_B = 2\phi/3$

③ 地盤の支持力については、擁壁底版面における検討と改良範囲下端における検討を行う。

ウ 改良仕様の検討

(ｱ) 改良強度

改良地盤に必要な強度は擁壁底版下面での最大地盤反力度から決定する。このとき改良強度を部分的に変化させることは行わないので、改良が必要な範囲を一様な強度に改良することを原則とする。

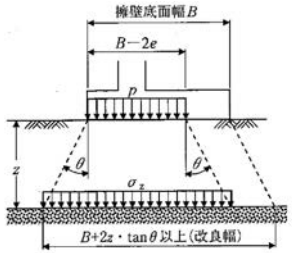
(ｲ) 改良深さ

支持層が浅い場合は、軟弱層全厚を改良する。支持層が深い場合は、地盤内での荷重分散に期待して荷重強度が許容支持力度以下となる深さまで改良する。

地盤の任意の深さにおける許容支持力度は「道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）」に準拠して求め、擁壁底版面と改良範囲下端面における支持力度の検討を行う。

(ｳ) 地中応力

地中応力は、直線的な分散を仮定した慣用計算法によって求めてもよい。鉛直荷重は鉛直荷重合力を有効載荷幅 $B-2e$ に均等に分布させる。分散角度 $\theta$ は 30° を標準とする（図-10.1.43）。




図−10. 1. 43　地中での地盤反力度と改良幅[8)]

$$\sigma_z = \frac{p}{1+2\left(\frac{z}{B-2e}\right)\cdot\tan\theta} + \gamma\cdot z$$

$$p = \frac{V}{B-2e}$$

ここに、

$\sigma_z$ ：深さ $z$ における地中での鉛直地盤反力度（kN/m²）

$p$ ：擁壁底面の有効載荷幅における鉛直地盤反力度（kN/m²）

$z$ ：擁壁底面からの深さ（m）

$B$ ：擁壁底面幅（m）

$\theta$ ：加重の分散角（°）

$V$ ：擁壁底面に作用する全鉛直荷重（kN）

$e$ ：擁壁底面の中央から荷重の合力作用位置までの偏心距離（m）

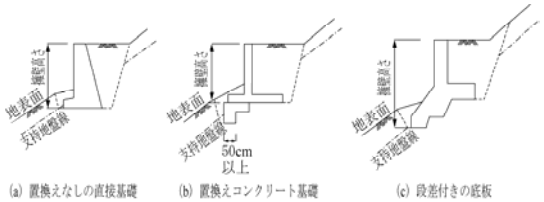
$\gamma$ ：地盤の単位体積重量（kN/m³）

(4) 置換えコンクリート

直接基礎の一部に支持地盤として不適な地盤が存在する場合や斜面上直接基礎を設けること場合等では、**図−10. 1. 43** に示すように、その部分を掘削しコンクリートで置換えることもある。

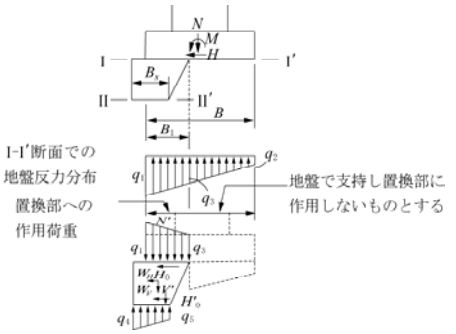
斜面上の直接基礎では、掘削土量を削減するため底版に段差を設ける場合もある。

置換えコンクリートの強度は、支持地盤の強度と同程度とすることが望ましい。また、置換えコンクリートが基礎底面に占める割合が比較的大きい場合や、底版下を全てコンクリートで置換えてしまうことは、構造的経済的に好ましくない場合があると考えられるため、置換えの範囲はある程度制限することが望ましい。




図−10. 1. 44　斜面上の直接基礎の例






図−10. 1. 45　置換えコンクリート基礎の安定検討

置換えコンクリートに関する設計について概要を以下に示す。段差付きの底版の設計に当たっては、「設計要領第二集　橋梁建設編」（NEXCO）を参照のこと。

置換え基礎部と底版部とは構造的に分離していると考えてよいことから、擁壁の安定検討は**図−10. 1. 45** に示す I−I′で行うものとする。この場合の基礎底面と置換え部との摩擦角は、在来地盤部と同じ値を**表−10. 1. 9** からとるものとする。さらに、**図−10. 1. 45** 及び次に示すように、置換え基礎部の奥行き当たりで行う。

ア 支持力に関する検討

置換え部の自重及び底版からの作用荷重に対する支持力の検討を行う。置換え部での作用力は、次式のとおりである。

$$N' = \frac{q_1+q_3}{2}\cdot B_1\cdot L$$

$$V' = W_V + N'$$

ここに、$N'$：擁壁底版からの鉛直作用荷重(kN)

$V'$：置換え部底面への鉛直作用荷重(kN)

$q_1$：つまさき版側の底版反力（kN/ m²）

$q_3$：底版反力の置換えコンクリート後端部での値（kN/ m²）

$B_1$：置換えコンクリートに接している底版幅（m）

$L$：置換えコンクリートの奥行き（m）

$W_V$：置換えコンクリートの自重（kN）

$q_4$、$q_5$ の求め方は、「**10. 1. 11　安定計算**　(3) 基礎地盤の支持力に対する安定」に準じるものとする。また、許容支持力を求める際の有効載荷幅は置換え底面幅（$B_s$）とする。

イ 滑動に関する検討

滑動に関する検討は、置換え部の自重及び底版からの作用荷重に対する支持力の検討を行う。置換え部での作用力は、「**10. 1. 11　安定計算**　(2) 滑動に対する安定」に準じるものとする。置換え部での作用力は、前記 ア の $V'$のほか次式のとおりである。

$$H_0 = \frac{N'}{N} H$$

$$H_0' = H_0 + W_H$$

ここに、$H_0$ ：置換えコンクリート上面に作用する滑動力(kN)

$H_0'$ ：置換えコンクリート底面に作用する滑動力(kN)

$N$、$H$ ：擁壁底版における鉛直及び水平方向の作用力（kN）

$N'$ ：前記 ア 参照

$W_H$ ：置換えコンクリートの慣性力（kN）

置換えコンクリートを設ける場合は、擁壁本体とある程度の一体性を持たせるため、挿し筋を行うものとする。

また、支持地盤が急斜面で、置換えコンクリートの厚さ又は幅が大きくなる場合は、置換えコンクリートに１段の幅が 50cm 程度の段をつけるとよい。掘削面が階段状になる場合、特に地山の緩みがないことを確認することが必要である。

また、斜面上に基礎を設ける場合には、斜面の全体安定についても検討するとともに、斜面上の直接基礎の支持力について検討することが望ましい。

(5) 杭基礎

ア 杭頭に作用する反力の値

杭頭に作用する反力の値は、原則として安定計算により算定するものとするが、偏土圧の作用しない場合では、鉛直荷重のみの検討でよい。

イ 杭の中心間隔

杭の中心間隔は、原則として杭径の 2.5 倍程度以上とし、杭径の 10 倍、若しくは４m 程度を超える場合、又は底版の剛性が小さい場合には、縦断方向の検討が必要になる。

ウ 部材設計と杭反力の形態

部材設計を行う場合の杭反力の形態は、原則として集中荷重として設計する。なお、鉄筋コンクリート二次製品水路の躯体を設計する場合は、等分布荷重により行い、基礎コンクリートを設計する場合は、基礎コンクリートの押し抜きせん断や、必要に応じてせん断力や曲げモーメントに対する検討を行う。

エ 杭頭処理

杭の設計は、構造物の種類、荷重の作用状態、施設の重要度や耐震設計の必要性等により、杭に水平力、曲げモーメント又は引き抜き力が作用するかどうかによって、杭種や杭頭処理方法を検討しなければならない。杭頭と躯体の結合方法は、次の基本的な考え方に基づいて適切に行う。

偏土圧の生じない一般的な擁壁の杭頭処理は、杭を躯体に埋め込む必要のない結合なしを標準とする。また、偏土圧が生じる場合は、躯体の安定計算を行い、力の作用位置が底版のミドルサードに入る（引き抜き力の生じない）場合、ピン結合を標準とする。さらに、杭頭に水平力、曲げモーメント、引き抜き力等が生じる場合、剛結合を標準とする。なお、詳細については、土地改良事業計画設計基準・設計「ポンプ場」、その他による。



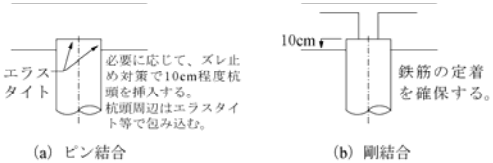



図-10.1.46　杭頭処理

杭基礎を必要とする地盤は軟弱な場合が多いので、杭と結合する底版は、杭反力による押し抜きせん断や負の摩擦による杭の抜けだし、不同沈下等に対して安全な設計を行う必要がある。

オ プレキャストコンクリート擁壁への構造対応

プレキャストコンクリート擁壁は、そのままでは杭頭結合部の構造対応が困難であるため、杭基礎には適用しないことが望ましい。しかし、後の連続性等から使用せざるを得ない場合は「10.2.4　**基礎形式**　(3)杭基礎」に準じるものとする。

## 10.1.14　附帯工の設計

(1)排水工

擁壁の排水は、地表面排水と裏込め排水とに大別される。地表面排水は雨水等の表流水が裏込め土中に浸透するのを防ぐものであり、裏込め排水は裏込め中に浸入してきた水を速やかに排除するための排水工である。

擁壁背面に雨水や地下水等が浸透し、背面土の含水量が増大すると、土の単位体積重量が増加したり、有効応力の減少により土の強度が低下したり、粘土の吸水膨張等を生じて土圧が増大したりする。さらに、浸透水の流入が続けば、土圧のほかに水圧が作用することとなり、擁壁の安定が損なわれる原因ともなる。

したがって、排水工の設計に当たっては、まず背面や支持地盤に水が浸透するのを防ぐことが重要である。このために、植生工やコンクリート、ブロック張り等の不透水層を設けて表流水を排水溝に集水させたり、地下水位が高い場合には地下水排水工を設け地下水の流入を防いだりする必要がある。これらの詳細は「道路土工－擁壁工指針」等を参考として、計画するのがよい。

しかし、このような対策を施したとしても、水の浸透を完全に防ぐことはできないため、背面に浸透した水を排除するための裏込め排水工を設ける必要がある。裏込め排水工には、簡易排水工、溝型排水工、連続壁面排水工等があり、擁壁の規模や、裏込め材の土質、設置箇所の地形状況、湧水の有無等に応じて適切に選定しなければならない。なお、必要に応じて擁壁の縦断方向の排水についても検討を加える必要がある。

ア 水抜孔

水抜孔は擁壁背面に集めた水を排水するためのものであり、コンクリート擁壁では、擁壁の前面に容易に排水できる高さの範囲内において５m 以内の間隔で設けるものとする。なお、控え壁式擁壁では、パネルごとに少なくとも１か所の水抜孔を設けなければならない。また、ブロック積擁壁やもたれ式擁壁では裏込め排水に特に注意が必要であり、水抜孔は前面の排水溝より上部において、２～３$m^2$ に１か所の割合で設けることが望ましい。

水抜孔は内径５～10cm 程度の硬質塩化ビニル等の材料を、排水方向に適当な勾配で壁に埋め込んで設けるのがよい。また、水抜孔の入口に吸出し防止材や孔径より大きめの栗石や砕石

を設置して、水抜孔から裏込め土が流出しないように配慮する必要がある。

イ 簡易排水工

簡易排水工は裏込め土が、礫質土等で透水性のよい場合に用いられている。この排水工は、図-10.1.47 に示すように、各水抜孔の位置に切込砕石や栗石等、厚さ 50cm 程度の水平排水層を壁の全長にわたって設けるものである。また、特に湧水量の多い場合は孔あき排水管を併用するのがよい。

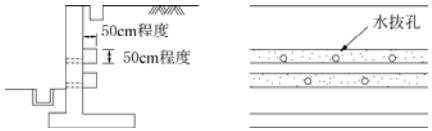



図-10.1.47　簡易排水工

ウ 連続背面排水工

連続背面排水工は、ブロック積擁壁に採用されているほかに④と同様、背面盛土材が粘性土のように透水性が悪く、かつ擁壁の設置箇所が集水地形となっている場合等に用いるとよい。この排水工は壁背面の全面にわたり、砕石等による厚さ 30～40cm の排水層を設け、この層の全面において集水し、排水層下端及び、竪壁に適当に配置した水抜孔を通じて排水する方法である。

エ 溝型排水工

溝型排水工は透水性の余り良くない裏込め材を用いる場合や、擁壁の設置箇所が集水地形となっている場合等に用いるとよい。この排水工は図-10.1.48 に示すように、竪壁下端付近で水抜孔から前面に容易に排水できる高さの位置に、壁の全長にわたって切込砕石、栗石等で厚さ 50cm 程度の水平な排水層を設け、同時に竪壁背面に沿って擁壁頂部付近に達する断面 30～40cm 程度の鉛直排水層を 4～5 m 間隔に設けるものである。

壁の水抜孔は、少なくとも鉛直排水層と水平排水層との交点ごとに設ける必要がある。

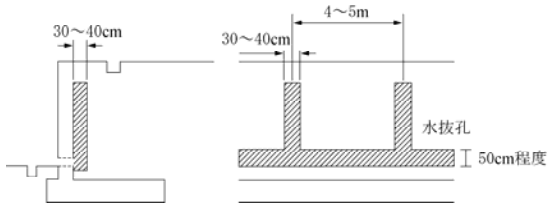



図-10.1.48　溝形排水工



オ 排水材

裏込め材に粘性土を使用する場合は、裏込め土に帯水しないように砕石や栗石、透水マット等によって地下排水層を設けることが望ましい（図-10.1.49）。

また、特殊な排水工として切土部の排水や湧水のある場所の排水工がある。

例として、図-10.1.50、図-10.1.51 に示す。

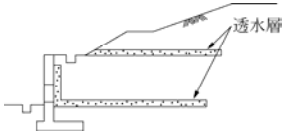



図-10.1.49　擁壁の背面排水の例

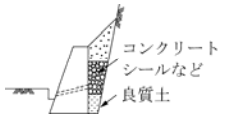



図-10.1.50　切土部における排水工の例

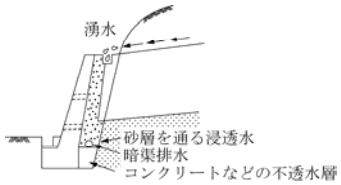



図-10.1.51　湧水のある場合の排水工の例

カ その他の排水工

排水層の材料としては、従来の砂利や砕石等の石材が一般的であるが、擁壁用透水マット（例えばジオテキスタイル複合体）も近年使用されるようになってきている。透水マットは、軽量で取扱いや施工が容易であるという特徴を有しているが、使用に当たっては、透水層としての性能、耐久性、環境条件、設計施工法、擁壁の種類等を十分検討した上で用いなければならない。ただし、ブロック積擁壁はその構造安定上、裏込め材に栗石や砕石を用いることを前提としているため、その代替として透水マットを用いてはならない。

透水マットは浸透水を迅速に集水し排水するために、図-10.1.52 に示す面直角方向、面内（断面）方向に十分な透水性能を有していなければならない。特に高い擁壁や湧水がある場合、降雨強度の大きな箇所等での利用に当たっては、透水マットの種類や設置方法を慎重に検討する必要がある。さらに、透水マットは長期間、土に接した状態でも目詰まりや有害な変形、材質の劣化を生じることがなく、また所定の壁面摩擦角が確保できるよう土やコンクリートとの間に、十分な摩擦抵抗がなければならない。その他に、透水マットは繰り返し凍結・凍上が起こると、その機能が著しく低下することが考えられるため、寒冷地での使用に当たっては十分な注意が必要である。

図-10.1.53 に透水マットを用いた例を示す。

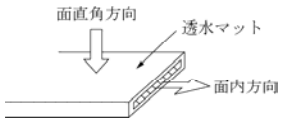



図-10.1.52　面直角方向と面内方向の透水性能

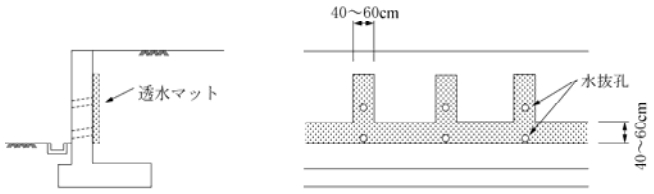



図-10.1.53　湧水マットを用いた排水工の例

(2)防護柵

擁壁天端に防護柵を直接設置される場合は、機能、経済性、施工条件、美観、維持管理等を十分考慮した上で、設置目的や設置箇所に応じて種類等を選定するものとする。

一般に擁壁に設置される防護柵は、車の衝突を想定した車両用防護柵（路側用）と、歩行者、自転車の衝突を想定した歩行者自転車用防護柵（歩行者用 P 種）及び両者の機能を兼ね備えたものがある。また、路外に逸脱した車両が二次災害を起こす可能性が高い場合や、路側の危険度が高い場合等では、路外逸脱防止を主眼に置いた剛性防護柵（鉄筋コンクリート壁式防護柵）の設置が必要となる場合もある。これらの防護柵の設置計画や使用区分等は「防護柵設置基準・同解説」、「車両用防護柵標準仕様・同解説」に準ずるものとする。

歩行者自転車用防護柵は、主に自歩道外への転落防止を目的としており、通常、柵の上端に水平力 390N/m、垂直力 590N/m が作用するものとして設計する。なお、路外へ転落した際の危険度が高い場合や、人が密集して滞留する可能性の高い箇所等、設置場所の条件によっては橋梁の高欄と同等に 2500N/m を考慮する必要がある。柵高は路面から 110cm を標準とする。

車両用防護柵（ガードレール）を設置する場合は、埋込み深さを 40cm 以上とし、補強筋を配置することを原則とする。擁壁の天端幅については、設計計算により必要幅を算定しなければならない。

図-10.1.54 に、ガードレールの設置例を示す。



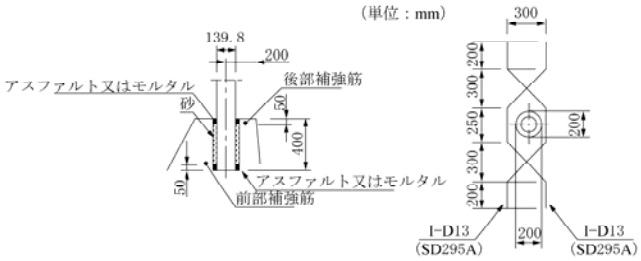



図-10.1.54　擁壁天端に防護柵（ガードレール）を設ける場合の一例

(3)遮音壁

遮音壁を計画するに当たり、目的、経済性、施工性、美観、維持管理等を十分に考慮した上で、所定の機能が確保できるように設置方法、設置高さ、設置範囲を検討しなければならない。

遮音壁を擁壁に直接取り付ける方法として図-10.1.55 に示すように、天端取付型と側面取付型とがある。取付方法は外観、構造、施工性、現場の条件等に応じて適切に選択しなければならない。

遮音壁の支柱間隔は、遮音板の形状の統一、擁壁本体やコンクリート製壁高欄に及ぼす影響、施工性等を考慮して決定する必要があるが、一般に、路面からの高さが３m 以下のものについては４m ピッチを標準とすることができる。なお、人家に隣接する箇所等、遮音壁の落下防止の措置が必要と考えられる箇所では、遮音板、支柱に落下防止装置の付いたものを使用しなければならない。また、遮音板は、従来のコンクリート製や金属製のほかに透光性遮音板の使用例も多くなってきており、周辺環境等の条件に応じて、適切に使い分けることが望ましい。

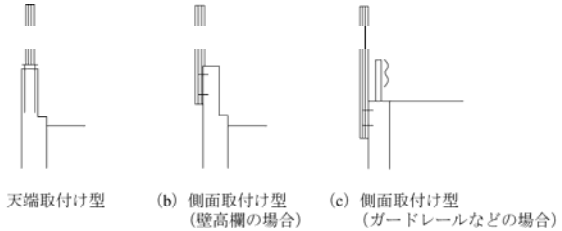



図-10.1.55　遮音壁の取付方法

(4)その他の附属施設

照明や標識等の附属施設を設置する場合、あるいは将来設置する計画がある場合には、あらかじめ設置方法を検討し、擁壁の構造に与える影響を考慮して設計する必要がある。

照明、標識の設置に関しては、各々「道路照明施設設置基準・同解説」及び「道路標識設置基準・同解説」によるものとする。

(5) 打継目

ア 鉛直継目

コンクリート擁壁の場合、水和熱や外気温等による温度変化、乾燥収縮及び外力等の変形の生じる要因が多くあり、このような変形が拘束されるとコンクリートにひび割れが発生することがある。したがって、壁の表面には、コンクリートのひび割れの制御を目的としたV型の鉛直打継目を設けるのが望ましい。鉛直打継目の間隔は10m以下の等間隔とし、その位置では図-10.1.56(a)に示すように鉄筋を切断してはならない。

イ 伸縮継目

壁の伸縮目地は一般に、重力式擁壁等の無筋コンクリート構造物では10m以下、片持ばり式擁壁及び控え壁式擁壁等の鉄筋コンクリート構造物では15～20m間隔に設けるものとし、その位置では鉄筋を切断するものとする。

伸縮目地の構造は一般に、図-10.1.56(b)のほぞ・溝を設けるタイプが使用されているが、擁壁の高さが低く、支持地盤が堅固な場合等、伸縮目地に段違いが生じるおそれのない条件では図-10.1.56(c)のタイプを用いてもよい。

なお、(c)タイプの目地のジョイントフィラーの材質としては瀝青系、樹脂系等の材料がある。

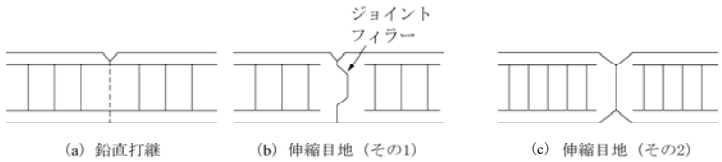



図-10.1.56　鉛直打継目及び伸縮目地

ウ ひび割れ誘発目地

コンクリート擁壁の竪壁には、壁の表面に生ずるひび割れを防ぐために、図-10.1.57のように、V型の切れ目を持つ誘発目地を設けるとよい。誘発目地の間隔は伸縮目地間隔の1/2とするのが標準的である。

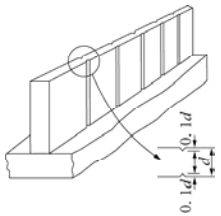



図-10.1.57　ひび割れ誘発目地



エ 水平施工打継目

コンクリートの打設能力及び施工の関係から、水平打継目を設ける場合は、D13mm、L＝100cmの用心鉄筋を50cm間隔に配置するのが望ましい。

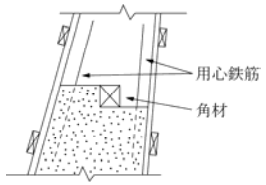



図-10.1.58　打継目の施工例

## 10.1.15　各種コンクリート擁壁の設計方法

(1) 重力式擁壁

ア 形状寸法

形状寸法を決めるに際し、以下を参照のこと。

① 重力式の断面形状は、通常図-10.1.59の(a)とするが、滑動抵抗力を増す必要がある場合は同図の(b)のような場合もある。

② 底版幅の目安は、0.5～0.7$H$程度とする。

③ 前面法勾配は、直立～1：0.5程度とする。ただし、直立の場合は、視覚を考慮して2％程度の勾配をつけることが望ましい。

④ 天端幅は、擁壁の規模、施工性から壁高2m以下では0.15m程度とし、壁高が2mを超える場合は0.30～0.40m程度とする。

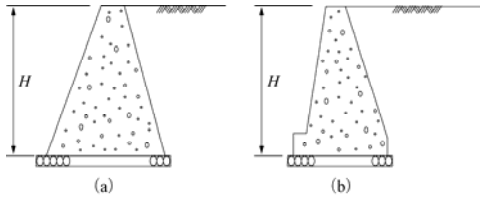



図-10.1.59　重力式擁壁

イ 設計方法

(ｱ) 安定計算

重力式擁壁の安定は、転倒、滑動、基礎地盤の支持力について検討する。

(ｲ) 応力計算

重力式擁壁は無筋コンクリートとして設計される。

なお、通常、壁底面における合力の作用点が中央1/3以内に入っていれば、図-10.1.59の(a)の型式の擁壁の躯体応力のチェックは行う必要はない。

同図の(b)の型式においては、図-10.1.60に示すように、断面の急変する箇所において躯体応力をチェックすることが必要である。

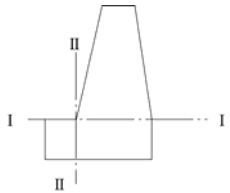


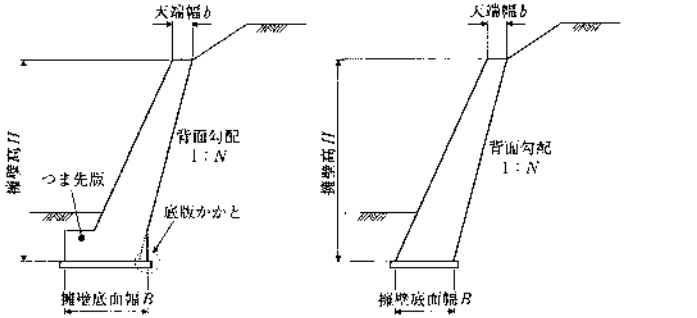

図-10.1.60　応力計算の位置

(2) もたれ式擁壁

ｱ 形状寸法

形状寸法を決めるに際し、以下を参照のこと。

① もたれ式の断面形状は、一般に**図-10.1.61** に示すように、フーチングを有する場合は(a)、フーチングを省略する場合は(b)とする。




(a) 地山に用いた場合（道路面を片切り片盛り）　(b) 切土部に用いた場合（道路拡幅）
※基礎が岩盤の場合は基礎コンクリートを省く。

図-10.1.61　もたれ式擁壁 [8)]

② 背面法勾配は、高さに応じて**表-10.1.31** を参考に定めるとよい。

③ 天端幅は施工性を考慮して 0.4m 以上とする。

④ 底版幅は 1.0～3.0m 程度とし、底版厚は 0.50～1.0m 程度とする。

⑤ 裏込め材は擁壁天端の 0.3m 下から設け、厚さは擁壁天端から 4.0m までは 0.5m の等厚とし、それ以下は 1.0m の等厚とする（**図-10.1.62**）。

**表-10.1.31**　もたれ式擁壁の背面勾配の目安 [8)]

| 擁壁高 $H$ | ～5m 未満 | 5～7m 未満 | 7m～ |
|---|---|---|---|
| 背面勾配 | 1：0.3 | 1：0.4 | 1：0.5 |



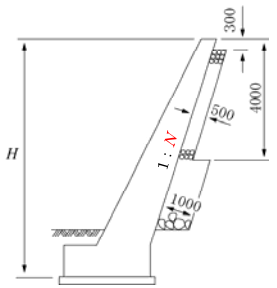



図-10.1.62　もたれ式擁壁の裏込め材

ｲ 設計方法

(ｱ) 安定計算

もたれ式擁壁の安定は、滑動、転倒、基礎地盤の支持力について検討する。

a 滑動に対する安定の照査

滑動に対する安定の照査は、「**10.1.11　安定計算**」に従うものとする。

**図-10.1.63** に示すように、擁壁底面に傾斜を設けることは滑動に対する安定を高めるのに有効である。ただし、この場合基礎地盤が岩盤等堅固な地盤でなければならず、採用に当たっては、綿密な調査を実施し地盤の状態を十分に把握する必要がある。

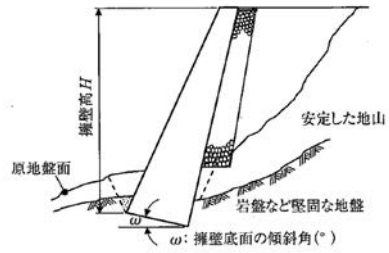



図-10.1.63　擁壁底面に傾斜を設ける場合 [8)]

b 転倒に対する安定の照査

転倒に対する安定の照査では、擁壁底面のつま先（o 点）から荷重の合力 $R$ の作用位置までの距離 $d$（以下「荷重の合力の作用位置 $d$」という。）を求め、この荷重の合力作用位置 $d$ が常時ではつま先から擁壁底面幅 $B$ の 1/2 より後方（$d>B/2$）に、地震時ではつま先から擁壁底面幅 $B$ の 1/3 より後方（$d \geqq B/2$）になければならない。

c 支持に対する安定の照査

支持に対する安定の照査は、「**10.1.11　安定計算**」に従うものとする。

なお、背面地盤の勾配や土質条件等から主働土圧状態が生起しない場合についても、以下に示すように適切に考慮する必要がある。

① 荷重の合力の作用位置 $d$ がつま先から擁壁底面幅 $B$ の 1/3～1/2 の範囲（$B/3 \leqq d \leqq B/2$）にある場合は、**式（10.1.30）**、**式（10.1.31）**による。

② 荷重の合力の作用位置 d がつま先から擁壁底面幅 $B$ の 1/2 より後方（$d \geqq B/2$）にある場合には、**図-10.1.64(a)**に示す変位と壁面に作用する土圧及び地盤反力度との関係から以下に示す計算法によるものとする。なお、壁面に作用する土圧は**図-10.1.64**(b)に示すように壁面の変位に応じた土圧の状態となるが、便宜的に**図-10.1.64**(c)に示すような土圧として壁面地盤反力が作用するものとした。

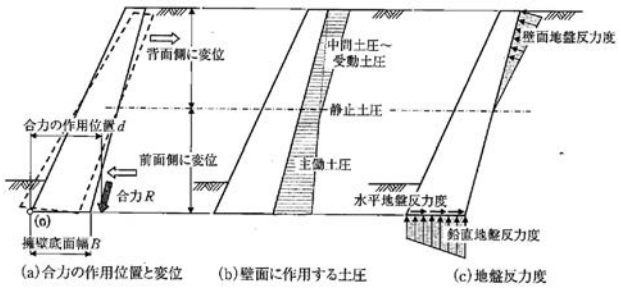



**図-10.1.64**　もたれ式擁壁の変位、壁面に作用する土圧、地盤反力度の関係 [8)]

擁壁底面の鉛直地盤反力度は、もたれ式擁壁を基礎地盤と背面地盤に支持された構造体と考え、**図-10.1.65** に示すように擁壁本体を剛部材と仮定し、底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した弾性支承上の剛体モデル（以下「地盤バネモデルによる計算法」という。）として求めることができる。しかし、擁壁背面の施工状態等により背面地盤の地盤バネの設定に不確実な面があり、特に、盛土の地盤バネの推定が困難と考えられる。そこで、あらかじめ基礎地盤及び背面地盤の種々の地盤バネを仮定し、土圧の大きさ、様々な形状及び規模のもたれ式擁壁について、「地盤バネモデルによる計算法」による試算を行った。この結果を**図-10.1.66** に示す壁面地盤反力度が発生する区間長 $\ell_2$ と壁面長 $\ell$ との比を $\kappa_\ell$、鉛直地盤反力の作用位置 $d_q$ と擁壁底面幅 B との比を $\kappa_d$ として**表-10.1.32** のように整理すると、地盤反力度は次のように近似することができる。

以下、この計算法を「簡便法」と呼ぶ。



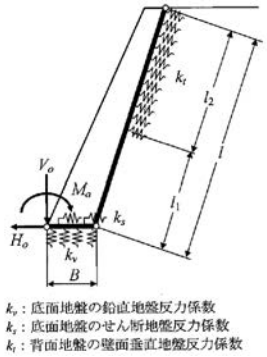



**図-10.1.65**　地盤バネモデルによる計算方法 [8)]

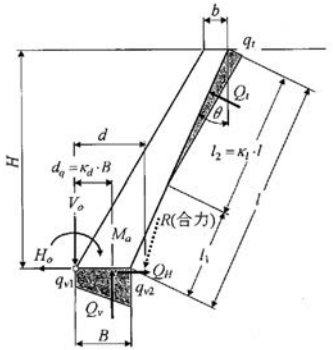



**図-10.1.66**　簡便法による計算方法 [8)]

$$Q_t = \frac{M_a - \kappa_d \cdot B \cdot V_o}{B \sin\theta(1-\kappa_d) + \ell\left(1 - \frac{\kappa_\ell}{3}\right)}$$

$$Q_v = V_o - Q_t \sin\theta \ 、\ Q_H = H_o + Q_t \cos\theta$$

$$q_{v1} = \frac{2Q_v(2-3\kappa_d)}{B} \ 、\ q_{v2} = \frac{2Q_v(3\kappa_d - 1)}{B}$$

$$q_t = \frac{2Q_t}{\kappa_\ell \cdot \ell}$$

ここに、

$V_o$　：擁壁底面における全鉛直荷重（kN/m）

$H_o$　：擁壁底面における全水平荷重（kN/m）

$M_a$　：擁壁底面のつま先回りの作用モーメント（kN･m/m）

$M_a = M_r - M_o$

$M_r$　：擁壁底面のつま先回りの抵抗モーメント（kN･m/m）

$M_o$　：擁壁底面のつま先回りの転倒モーメント（kN･m/m）

$H$　：擁壁高（m）

$B$　：擁壁底面幅（m）

$\ell$　：擁壁長（m）

$\theta$　：壁面傾斜角（°）

$d$　：擁壁底面のつま先から合力 $R$ の作用位置までの距離（m）

$$d = \frac{M_a}{V_o}$$

$Q_v$：擁壁底面に発生する鉛直地盤反力（kN/m）

$Q_H$：擁壁底面に発生する水平地盤反力（kN/m）

$Q_t$　：擁壁背面に発生する壁面地盤反力（kN/m）

$d \leqq \kappa_d \cdot B$ のときは $Q_t = 0$ とする。

$q_{v1}$：擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度（kN/m$^2$）
$q_{v2}$：擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度（kN/m$^2$）
$q_t$：擁壁背面に発生する最大壁面地盤反力度（kN/m$^2$）
$d_q$：擁壁底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置（m）
$\ell_1$：擁壁底面から壁面地盤反力度が発生するまでの区間長（m）
$\ell_2$：壁面地盤反力度が発生する区間長（m）
$\kappa_\ell$：壁面地盤反力度が発生する区間長 $\ell_2$ と擁壁壁面長 $\ell$ との比（**表-10.1.32**）
$\kappa_d$：壁面底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置 $d_q$ と擁壁底面幅 $B$ との比（**表-10.1.32**）

**表-10.1.32**　「簡便法」に用いる係数 $\kappa_\ell$、$\kappa_d$ の値[8)]

| 係数＼荷重状態 | 自重のみの場合 | 荷重組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合 | | |
|---|---|---|---|---|
| 背面勾配 | － | 1：0.3 | 1：0.4 | 1：0.5 |
| $\kappa_\ell = \ell_2/\ell$ | 1.00 | 0.50 | 0.60 | 0.70 |
| $\kappa_d = d_q/B$ | 0.58 | 0.56 | | |

(ｲ) 部材の安全性の照査

もたれ式擁壁の躯体は、**図-10.1.67** に示す荷重等を考慮して、照査断面位置を固定端とする片持ばりとして設計することができる。

つま先版を設ける場合は、重力式擁壁のつま先版と同様に躯体との接合部を固定端とする片持ばりとして設計を行えばよい。

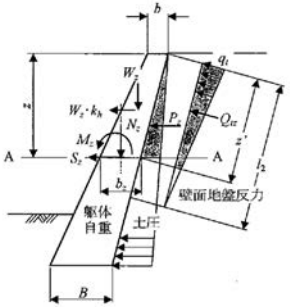



**図-10.1.67**　躯体に作用する荷重と断面力の考え方[8)]

(3) 逆 T 型擁壁

ｱ 形状寸法

躯体の断面形状及び各部寸法の決定に際しては、**図-10.1.68** を参照のこと。



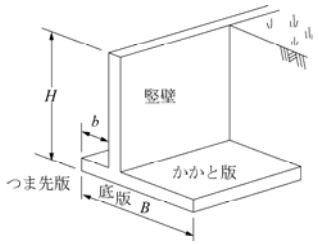



**図-10.1.68**　逆 T 型擁壁

① 竪壁の形状は、施工性を考慮して、規模の大きい擁壁（L 型擁壁：6.0m を超える、逆 T 型擁壁：8.0m を超える）を除き等厚が望ましい。ただし、歩道に面して擁壁を設置する場合は、歩行者に対して、竪壁が倒れかかるような不安感を与えないよう、竪壁の前面に２％程度以上の勾配を付けるのが望ましい。

② 底版の上面は、施工性の点から水平とすることが望ましい。なお、規模が大きい場合で底版の上面に勾配を付けるときは、施工性から 20%程度までが望ましい。

③ 竪壁及び底版の最小厚は、施工性を考慮して 40cm とする。ただし、コンクリート建込み方式の防護柵を設ける場合の竪壁天端幅は、その設置に必要な厚みを確保するものとする。

④ 直接基礎の条件に対するつま先版の長さ（$b$）は、底版幅（$B$）の 1/5 程度にすることが多い。

ｲ 設計方法

(ｱ) 安定計算

逆 T 型擁壁の安定は、転倒、滑動、基礎地盤の支持力について検討する。

また、地盤が軟弱な場合等には、必要に応じて擁壁を含めた全体の安定についても検討を加える。

なお、活荷重がある場合は安定計算上最も不利な位置に載荷させる。また、安定計算に用いる土圧は、かかと版の後端に鉛直な仮想背面を考え、この面に土圧を作用させる。

(ｲ) 応力計算

**図-10.1.69** に示すように、竪壁及び底版をおのおの一方が固定端の片持梁として設計する。各部分における応力度の検討は**図-10.1.69** に示す断面において行う。

なお、活荷重がある場合は部材設計上最も不利な位置に載荷させる。

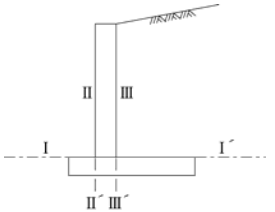



**図-10.1.69**　逆 T 型擁壁の躯体応力の検討

a 竪壁の設計

竪壁は、底版との接合部を固定端とする片持梁とみなす。

**図-10.1.70** に示すように、竪壁に作用する外力は竪壁背面における土圧の水平成分による分布荷重を受けるものとして設計し、一般に土圧の鉛直成分及び竪壁自重は安全側の設計となるように無視する。

竪壁の厚さについては、曲げモーメントが最大となる下端において壁厚を決定し、壁頂に向かって順次厚さを減じる。

一般的には、**図-10.1.70** に示すように、竪壁つけ根で算定された土圧係数 $K_A$ を用いて、つけ根から上方の任意の断面の土圧強度 $p'$を求める。このときの土圧分布は三角形分布と考える。

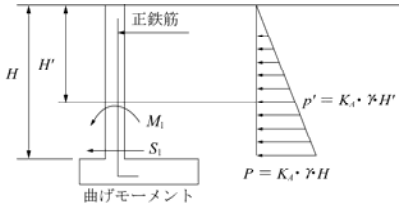



**図-10.1.70**　竪壁の設計外力

b つま先版の設計

つま先版は、竪壁との接合部を固定端とする片持梁とみなす。

**図-10.1.71** に示すように、つま先版に作用する外力は上向きの地盤反力と下向きのつま先版自重を考慮するものとし、安全側の設計となるようにつま先版上部の土の重量は無視する。

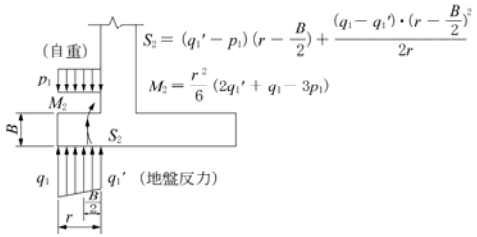



**図-10.1.71**　つま先版の設計外力

c かかと版の設計

かかと版は、つま先版同様、竪壁との接合部を固定端とする片持梁とみなす。

**図-10.1.72** に示すように、かかと版に作用する外力は下向きにはかかと版の自重、かかと版上の土の重量、地表面の載荷重及び仮想背面における土圧の鉛直分力を、上向きには地盤反力を考慮して設計する。

なお、土圧の鉛直分力はこれと等価な三角形分布の土圧に置換えるのが一般的である。



また、このようにして求めたかかと版つけ根における曲げモーメントは、竪壁のつけ根における曲げモーメントを超えないものとする。すなわち、通常の場合、**図-10.1.73** の点“0”において、竪壁つけ根、つま先版つけ根及びかかと版つけ根の各曲げモーメントは、**式**（10.1.37）の関係にある。

$$M_1 = M_2 + M_3 \quad \cdots\cdots \text{式（10.1.37）}$$

ここに、$M_1$：竪壁つけ根の曲げモーメント

$M_2$：つま先版つけ根の曲げモーメント

$M_3$：かかと版つけ根の曲げモーメント

したがって、かかと版つけ根の曲げモーメントが竪壁つけ根の曲げモーメントより大きくなる場合（$M_3 > M_1$）、設計計算に用いるかかと版つけ根の曲げモーメントには竪壁つけ根の曲げモーメントを用いる。

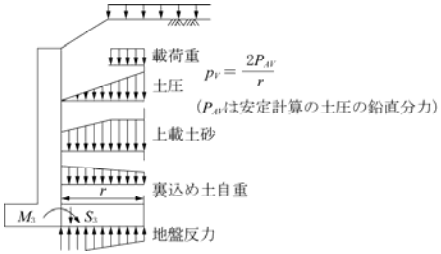



**図-10.1.72**　かかと版に作用する荷重

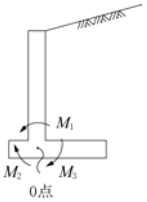



**図-10.1.73**　各曲げモーメントの関係

(4) L 型擁壁

ア 形状寸法

形状寸法を決めるに際し、以下を参照のこと。

① 底版幅は 0.6～1.0$H$ 程度とし、底版厚は等厚とする。

② 竪壁の厚さは壁高の 1/10 程度とし、最小厚は施工性を考慮して 13cm 程度とする。

③ 竪壁の前面は、施工性を考慮し直壁とする。

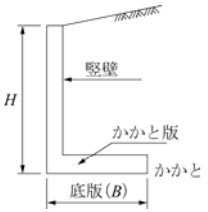



**図-10.1.74**　L 型擁壁

イ 設計方法

L 型擁壁及び逆 L 型擁壁に対する部材設計の考え方は、逆 T 型擁壁と同様である。

なお、設計計算に用いる底版つけ根の曲げモーメントは、竪壁つけ根の曲げモーメントとする。

(5) ブロック積擁壁

ア 積方及び構造

コンクリートブロック積の積方には布積と谷積があるが、一般には谷積を標準とする。また、構造的には空積と練積とに大別され、さらに練積は裏込めコンクリートの厚さを変化させて安定度を増すことができる。

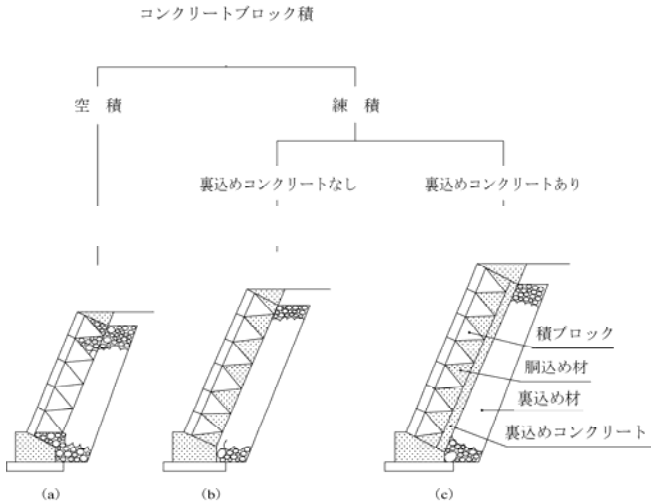



図-10.1.75　ブロック積擁壁の構造

イ 形状寸法

(ア) ブロック積タイプの目安

ブロック積タイプの目安は、表-10.1.33 のとおりである。

表-10.1.33　ブロック積タイプの目安

| タイプ ＼ 項目 | 壁高 $H$ (m) | 法勾配 $N$ | 裏込めコンクリート $\Delta B$ (cm) |
|---|---|---|---|
| (a) 空積 | 1.0～3.0m | 0.3～0.6 | — |
| (b) 練積 | 1.0～5.0 | 0.3～0.6 | — |
| (c) 練積（裏込めコンクリート） | 1.0～7.0 | 0.3～0.6 | 10、15、20cm |

(イ) コンクリート積ブロック

ブロック積擁壁に用いるコンクリート積ブロックは、JIS A 5323 に適合するものを使用するものとする。

なお、コンクリート積ブロックの使用重量は、34.3N/mm$^2$ 以上（A 種）とすることが多い。また、空積の場合には空積用のコンクリート積ブロックを使用するのが望ましい。



(ウ) 裏込め

a 裏込めコンクリート

裏込めコンクリートの厚さ（$\Delta B$）は 10、15、20cm の３種類の等厚とする。（図-10.1.76 参照）

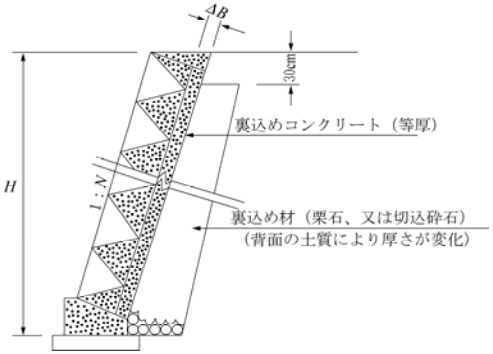



図-10.1.76　標準断面図

b 裏込め材

裏込め材は背面の水を外面に排出し、ブロック積にかかる水圧を減じるとともに、積ブロックに作用する荷重を分散することによって擁壁背後の圧力の増大を防ぐために用いるものである。したがって、裏込め材には栗石又は切込砕石、単粒度砕石等の粗粒の材料を用いる。

裏込め材の天端は、地表水の浸入を防ぐため地表下 30cm とし、不透水性の土で埋戻す。

なお、裏込め材は、背面の土質（礫質土、砂質土、粘性土）により、厚さが変化する。

(エ) 基礎コンクリート

基礎コンクリートの構造は、図-10.1.77 に示すとおりであり、その寸法の目安は表-10.1.34 に示すとおりである。

なお、基礎部が岩盤や軟弱地盤等特殊な条件の場合には、その構造についてよく検討しなければならない。

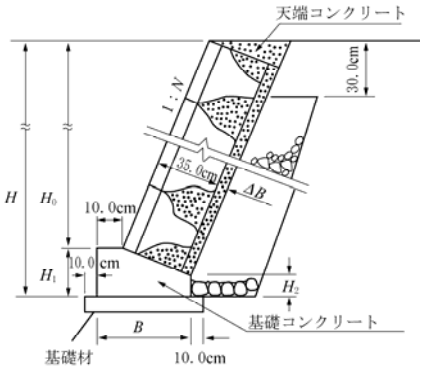



図-10.1.77　基礎コンクリート寸法説明図

表-10.1.34　基礎コンクリートの目安

| 記号 / H（m） | H1(cm) | H2(cm) | B（cm） | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | ΔB＝0 | ΔB＝10 | ΔB＝15 | ΔB＝20 |
| 1.00～1.50 | 25 | 15 | 45 | 55 | 60 | 65 |
| 1.51～3.00 | 30 | 15 | 45 | 55 | 60 | 65 |
| 3.01～5.00 | 40 | 25 | 45 | 55 | 60 | 65 |

ｳ ブロック積擁壁に作用する荷重

(ｱ) 荷重の種類と組合せ

「10.1.10　**荷重の種類と組合せ**」に準じる。

(ｲ) 土圧の適用

a 土圧

ブロック積擁壁に用いる土圧は、クーロン公式とする。

b 壁面摩擦角

壁面摩擦角は、「10.1.10　**荷重の種類と組合せ**　(1) 土圧」に準ずる。

c 土の粘着力

土の粘着力は、「10.1.10　**荷重の種類と組合せ**　(1) 土圧」に準ずる。

d 土圧の作用面及び作用位置

土圧の作用面は、重力式擁壁及びもたれ式擁壁と同様壁背面とし、土圧の作用位置は次のように考える。

背面土砂による土圧：三角形分布になるものと仮定し、壁高（$H$）の 1/3 の点。

上載荷重による土圧：矩形分布になるものと仮定し、壁高（$H$）の 1/2 の点。



e クーロン公式

クーロン公式の主働土圧は、**式**（10.1.38）で与えられる。

$$P_A=\left\{\frac{1}{2}\gamma H^2+q\frac{\sin\theta}{\sin(\theta+i)}H\right\}\cdot K_A \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（10.1.38）}$$

$$K_A=\frac{\sin^2(\theta+\phi)}{\sin^2\theta\sin(\theta-\delta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-i)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta+i)}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（10.1.39）}$$

土圧合力の作用点は、**式**（10.1.40）から求める。

$$h_P=\frac{\gamma\cdot H+3q\dfrac{\sin\theta}{\sin(\theta+i)}}{3\left\{\gamma\cdot H+2q\dfrac{\sin\theta}{\sin(\theta+i)}\right\}}\cdot H \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{式（10.1.40）}$$

ここに、$P_A$：主働土圧（kN/m）

$K_A$：主働土圧係数

$H$：壁高（m）

$h_P$：主働土圧の作用位置（m）

$\theta$：壁面の傾斜角（°）

$i$：壁背面の傾斜角（°）

$q$：上載荷重（kN/m²）

$\gamma$：土の単位体積重量（kN/m³）

$\phi$：土の内部摩擦角（°）

$\delta$：壁背面と土との壁面摩擦角（°）

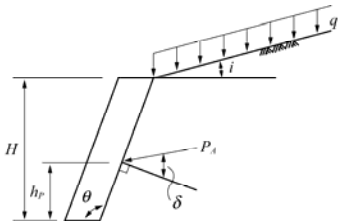



図-10.1.78　土圧の作用点

(ｳ) 自重

自重の計算に用いる材料の単位体積重量は、**表**-10.1.35 のとおりとする。

表-10.1.35　単位体積重量

| 名　　称 | 単位体積重量（kN/m³） | 摘要 |
|---|---|---|
| コンクリートブロック練積 | 22.5 | A 種 |
| 〃　　空積 | 19.5 | 〃 |

エ 設計方法

(ア) 安定計算

ブロック積擁壁は、法面勾配が 1：1.0 より急なもの（一般には 1：0.3～1：0.6 の勾配が用いられている。）で、土の崩れを防ぐ等、主として法面の保護に用いられ、背面の地山が締まっている場合、盛土部においては比較的良質な裏込め土で十分締め固められている場合等、土圧が小さい場合に適用されるもので、他のコンクリート擁壁と比べて比較的重要度の低い場所に設置されることが多い。また、構造的な機構もコンクリート擁壁とは異なり、それぞれのコンクリートブロックが相互のかみ合わせによってその安定を保つものである。

ブロック積擁壁が全体としての転倒やすべり出しが生じないためには、擁壁の重量と土圧との合力の示す線、すなわち示力線がミドルサードの前端より後方に入るようにするとともに、基礎地盤に生ずる最大反力が地盤の許容支持力以下になるようにしなければならない。

また、地盤が軟弱な場合等には、必要に応じてブロック積擁壁を含めた全体の安定についても検討が必要である。

(イ) 転倒に対する検討

示力線の位置 $X_h$ は、**式**（10.1.41）により求める。（**図**-10.1.79 参照）

ただし、この式の仮定条件として、ブロック積に作用する全土圧を水平方向に作用させている。

ここで、「10.1.11 (1)転倒に対する検討」の $X_0$（合力の作用位置）において、ブロック天端の中央を原点 0 とし、合力の作用位置を求めると、以下の式となる。

$$X_0 = X_h = \frac{K_A \cdot \gamma}{6\gamma_b b \operatorname{cosec}\theta_0} \cdot h^2 + \left\{ \frac{K_A q \dfrac{\sin\theta}{\sin(\theta+i)}}{2\gamma_b b \operatorname{cosec}\theta_0} + \frac{\cot\theta_0}{2} \right\} h \qquad \cdots\cdots\cdots \text{式（10.1.41）}$$

ここに、$X_h$：深さ $h$ における示力線の位置（m）

$h$：壁天端からの深さ（m）

$b$：ブロック積の控長＋裏込めコンクリート厚（m）

$\theta$：ブロック積の傾斜角（°）

$\theta_0$：ブロックの傾斜面が水平面となす角（°）

$K_A$：クーロンの主働土圧係数（**式**（10.1.38）参照）

$\gamma_b$：ブロック積の単位体積重量（kN/m³）

$q$：上載荷重（kN/m²）

$i$：壁背面の盛土傾斜角（°）

転倒において安定であるためには、この示力線 $X_h$ がブロック底版で、擁壁断面の中央 1/3 の外側の位置 $X'$（ミドルサード）より内側でなければならない。

$$X' \geqq X_h$$

$X'$は、**式**（10.1.42）から求める。

$$X' = h\cot\theta_0 + \frac{b\operatorname{cosec}\theta_0}{6} \qquad \cdots\cdots\cdots \text{式（10.1.42）}$$



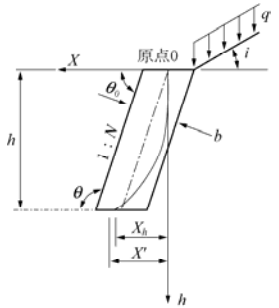



**図**-10.1.79　示力線とミドルサードの関係

(ウ) ブロック積の限界高さ

ブロック積の限界高さとは、この示力線 $X_h$ がミドルサード $X'$と交わった点の鉛直高さとなり、$X_h = X'$とおくと、次の 2 次方程式、**式**（10.1.43）が得られる。

$$\frac{K_A\gamma}{6\gamma_b b\operatorname{cosec}\theta_0} h_a^2 + \frac{K_A q \dfrac{\sin\theta}{\sin(\theta+i)} - \gamma_b b \operatorname{cosec}\theta_0 \cot\theta_0}{2\gamma_b b \operatorname{cosec}\theta_0} h_a - \frac{b \cdot \operatorname{cosec}\theta_0}{6} = 0$$

$$\cdots\cdots\cdots \text{式（10.1.43）}$$

$h_a$：ブロック積の限界高さ（m）

(エ) 基礎地盤に対する検討

基礎地盤の支持力は、安定計算で全土圧を水平方向に作用させている。

すなわち、土圧の鉛直分力は 0 なので、ブロック積の自重のみを考慮し、またふつう荷重の偏心距離は考慮しないことから、**式**（10.1.45）により検討する。

$$q_{max} \leqq q_a \qquad \cdots\cdots\cdots \text{式（10.1.44）}$$

$q_a$　：許容支持力度（kN/m²）

$q_{max}$：最大地盤反力（kN/m²）

$$q_{max} = \frac{b \cdot \gamma_b \cdot H_0 \cdot \operatorname{cosec}\theta_0 + 2.35 \times \left\{ 0.1H_1 + \dfrac{1}{2}(H_1 + H_2) \cdot (B - 0.1) \right\}}{B}$$

$$\cdots\cdots\cdots \text{式（10.1.45）}$$

ここに、$B$：基礎幅（m）

$H_0$：ブロック積直高（m）

$H_1$：基礎コンクリート前面高（m）　……　（**図**-10.1.77 参照）

$H_2$：基礎コンクリート後面高（m）

$\gamma_b$：ブロック積の単位体積重量（kN/m³）

(6) 大型ブロック積擁壁

大型ブロック積擁壁には、ブロックの寸法、控長、ブロック間の結合構造等が異なる様々な形

式のものがあり、擁壁の剛性はまちまちである。ブロック間の結合にかみ合わせ構造や突起等を用いたり、胴込めコンクリートで練積みにしたりした形式等は、通常の練積に相当するブロック間の摩擦が確保されているとして、ブロック積（石積）に準じた構造と考えてよい。また、控長の大きいブロックで鉄筋コンクリートや中詰めコンクリート等を用いてブロック間の結合を強固にした形式のものは、ブロックが一体となって土圧に抵抗するために、もたれ式擁壁に準じた構造と考えてよい。

大型ブロック積擁壁の設計に際しては、事前にブロックの強度及びブロック間の結合部強度を検討しておく必要がある。また、ブロック間のかみ合わせ抵抗のない空積による大型ブロック積擁壁の構築は行ってはならない。

通常のブロック積擁壁に準じた構造の大型ブロック積擁壁では、控長に応じた背面勾配と直高について、**表-10.1.36** を参考に定めるのがよい。なお、控長は直高に対し等厚でなければならない。

**表-10.1.36**　控長に応じた背面勾配と直高の関係 [8)]

| 背面勾配 | | 1：0.3 | 1：0.4 | 1：0.5 |
|---|---|---|---|---|
| 控長 | 50cm 以上 | — | ～3.0m | ～5.0m |
| | 75cm 以上 | ～4.0m | ～5.0m | ～7.0m |
| | 100cm 以上 | ～5.0m | ～7.0m | ～8.0m |

注）上表は、かさ上げ盛土高が直高の 1/2 程度以下まで適用できる。

もたれ式擁壁に準じた構造の大型ブロック積擁壁では、背面勾配と直高に応じて、最小控長を**表-10.1.37** により定めるのがよい。

**表-10.1.37**　背面勾配に応じた直高と最小控長の関係 [8)]

| 背面勾配 | 1：0.3 | 1：0.4 | 1：0.5 |
|---|---|---|---|
| 直　　高 H（m） | ～5.0 | ～7.0 | ～8.0 |
| 最小控長 b（m） | 0.15H 以上 | 0.12H 以上 | 0.1H 以上 |

注 1）最小控長は 50cm 以上とする。
　2）岩盤等の切土部に法面保護工として用いる場合は、上表によらなくてもよい。



## 10.1.16　補強土壁

(1)一般事項

補強土壁とは、盛土内に敷設した補強材と鉛直又は鉛直に近い壁面材とを連結し壁面材に作用する土圧と補強材の引抜き抵抗力が釣り合いを保つことにより、土留め壁として安定を保つ土工構造物である。

補強土壁は、補強材や壁面材の材質や形状の異なる幾つかの構造形式が提案されている。代表的な補強土壁の構造形式には、**図-10.1.80** に示すように、コンクリート製又は鋼製の壁面材と補強材として鋼製の帯板を用いた帯鋼補強土壁、鋼製の棒鋼及びアンカープレートを用いたアンカー補強土壁、コンクリート製又は鋼製枠による壁面材と面状の高分子系のプラスチック材料を補強材とするジオテキスタイル補強土壁がある。

代表的な補強土壁の構造形式とその特徴を**表-10.1.38** に示す。

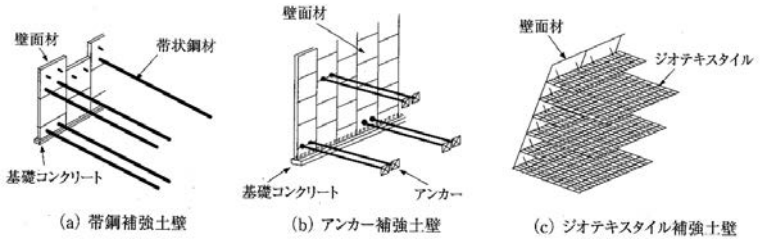



**図-10.1.80**　代表的な補強土壁の模式図 [8)]

**表-10.1.38**　代表的な補強土壁の構造形式と特徴 [8)]

| 構造形式 | 補強材 | 壁面工 | 特　徴 | 留　意　点 |
|---|---|---|---|---|
| 帯　鋼補強土壁 | 帯状鋼材 | ・コンクリートパネル（分割型）<br>・鋼製パネル | ・帯状鋼材（リブ付き、平滑）の摩擦抵抗による引抜き抵抗力で補強効果を発揮する。 | ・盛土材には、摩擦力が十分に発揮される砂質土系や礫質土系の土質材料が望ましい。岩石材料や細粒分を多く含む土質材料については、必要な対策を別途検討する。<br>・補強材には、鋼製の材料を用いるため腐食対策が必要である。 |
| アンカー補強土壁 | アンカープレート付棒鋼 | ・コンクリートパネル（分割型）<br>・鋼製パネル | ・アンカープレートの支圧抵抗による引抜き抵抗力で補強効果を発揮する。 | ・盛土材には、支圧抵抗力が十分に発揮される砂質土系や礫質土系の土質材料が望ましい。細粒分を多く含む土質材料については、必要な支圧抵抗力を得られることを確認して使用する。<br>・補強材には、鋼製の補強材を用いるため、腐食対策が必要である。 |
| ジオテキスタイル補強土壁 | ジオテキスタイル | ・鋼製枠<br>・コンクリートブロック<br>・コンクリートパネル（分割型）<br>・場所打ちコンクリート | ・面状のジオテキスタイルの摩擦抵抗による引抜き抵抗力で効果を発揮する。<br>・鋼製枠やブロック等の壁面材では植生による壁面緑化が可能である。 | ・角張った粗粒材を多く含む盛土材料は、補強材を損傷する可能性があり、対策が必要である。<br>・補強材には種類が多く、伸び剛性の高いジオテキスタイルを選定するのが望ましい。また、クリープ特性や施工時の損傷等、補強材の引張強度への影響について考慮する必要がある。 |

(2) 補強土壁の適用

ｱ 適用に当たっての基本的な考え方

補強土壁の適用に当たっては、各構造形式における力学的な安定のメカニズムや特徴を始め、使用される材料、法面勾配や規模の大小等による補強土壁の適用性について十分認識しておく必要がある。代表的な適用例を図-10.1.81 に示す。

補強土壁の主な特徴としては、都市部や山岳部のように道路用地に制約がある場所において、特殊な施工機械を用いなくとも鉛直又は鉛直に近い壁面を持つ土工構造物を構築できること、壁面材に鋼製枠やブロックを用いた場合、植生により壁面を緑化し、景観に配慮できることが挙げられる。その一方、補強土壁は、一般にコンクリート擁壁に比べ規模が大きく厳しい条件の箇所で設置されることも多い。このような条件で設置された補強土壁に、変形・変状が生じた場合には、道路交通や周辺の構造物等に与える影響が大きい。このため、補強土壁の適用に当たっては、補強土壁の変形特性や変状形態、適用上の留意点を十分に理解しておく必要がある。

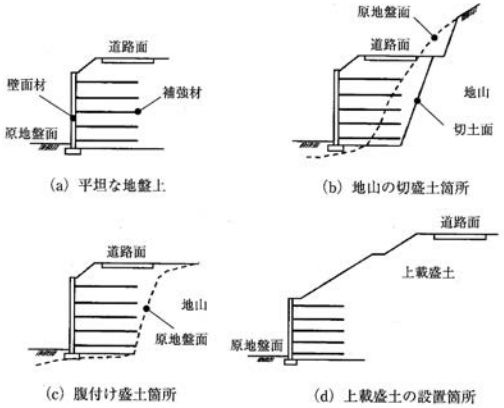



図-10.1.81　補強土壁の代表的な適用例 [8)]

ｲ 補強土壁の変状

補強土壁は、力学的なメカニズムに起因し、完成後もある程度の変形を伴うことがある。しかし、適切な設計・施工がなされた場合、その変形量は限定的であり、構造的な安定に支障が生じることはない。しかし、次に示すような要因により盛土材と補強材、壁面材との拘束が不十分となった場合、補強土壁には大きな変形や変状が生じる。さらに、それらを放置した場合、盛土材のこぼれ出し等により、相互の拘束が低下し、補強土壁の力学的な安定性を保持できなくなる。

なお、変形や変状が生じた場合の補強土壁の復旧性については、変形や変状の内容、壁面材や補強材等の構造や補強土壁の規模等によって、その難易が大きく異なることに留意しておく必要がある。



(ｱ) 盛土材料と締固め不足に起因する変状

せん断強度の小さい盛土材料の使用や締固め不足等の不適切な施工が行われた場合には、補強材の引抜き抵抗力の不足や圧縮変形に伴い図-10.1.82 に示すような、(a) 壁面の前倒れや盛土の沈下、(b) 局所的なはらみ出し、を引き起こすことがある。さらに、想定以上の土圧や引張力による壁面材の破損や補強材の破断、壁面材の基礎底面への荷重の集中に伴う壁面工の基礎の変形等が生じ、補強土壁が崩壊に至ることも想定される。このため、補強土壁に適した盛土材料を選定し、十分に締め固めることが必要である。

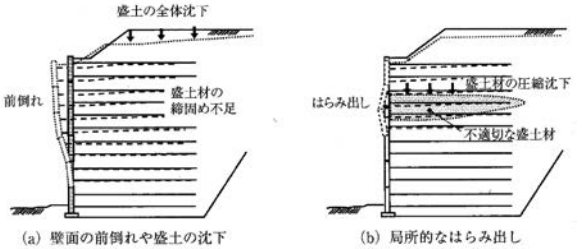



図-10.1.82　盛土材料・締固め不足に起因する補強土壁の変形・変状事例 [8)]

(ｲ) 基礎地盤に起因する変状

地盤調査や施工時の基礎地盤の確認が不十分な場合には、基礎地盤の支持力やせん断強さの不足により図-10.1.85 に示す重力式基礎の転倒、補強土壁を含む基礎地盤全体のすべりによる変形や崩壊等の重大な変状を生じることがある。また、このような大きな変状に至らないまでも、図-10.1.83(a) に示すような壁面工の基礎地盤の不同沈下に伴う壁面材の開きやズレ、前倒れ等が生じることがある。また、不十分な目地設置や異種構造物との境界において不適切な処理が行われた場合も、不同沈下に対応できず、図-10.1.83(b) に示すような壁面材の開きやズレ、クラック等の変状を伴うことがある。このため、基礎地盤の地質構成や支持力・せん断強さを的確に把握する必要がある。特に規模の大きな補強土壁や斜面上等のように地層構成が補強土壁の縦横断方向に変化すると推定される場所に補強土壁を設ける場合には、通常の調査より頻度を増した入念な調査を行うとともに、施工時には地盤の状況を確認することが重要である。

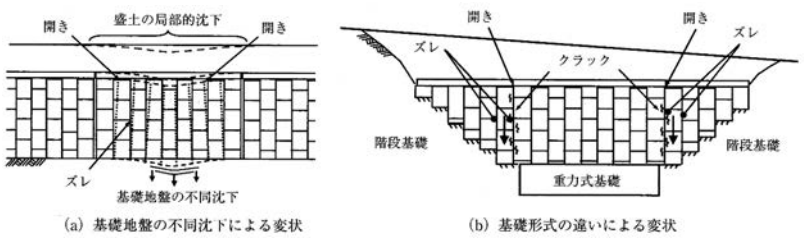



図-10.1.83　基礎地盤に起因する補強土壁の変形・変状事例 [8)]

(ｳ) 水に起因する変状

降雨等により補強領域内へ水が浸入した場合、盛土材の強度低下が生じる。さらに、流入する水が多量になると、盛土材の流出を引き起こすことがある。これらの補強領域内への水の浸入により盛土材の強度低下や流出が生じた場合、**図-10.1.84** に示すように壁面のはらみ出しや座屈等の変状が生じ、補強土壁は安定性が著しく損なわれる。このため、補強土壁では、「10.1.16　(7)排水工」に従い、適切な排水対策を行う必要がある。

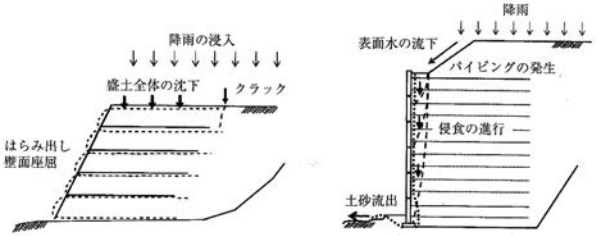



**図-10.1.84**　水の浸入による補強土壁の変状事例 [8)]

(ｴ) 地震動に起因する変状

補強土壁は、強い地震動の作用を受けた場合には、壁面の前倒れや壁面材のクラックや角欠け、開き等の変状を生じることがある。こうした変状が大きくなければ直ちに補強土壁が不安定となることはない。ただし、その変状を放置した場合、前述したように壁面材の開きからの盛土材のこぼれ出し等が発生し、変状が進行するおそれがある。補強土壁に変状が認められた場合、外観だけでは原因の特定や構造的な安定性の判断は難しいため、施工記録を参考としつつ必要に応じて動態観測や周囲の状況等の調査･観察を行い、安定性を判断する必要がある。

補強土壁が安定と判断される場合でも、壁面材の開き等の変状は外観や部材の耐久性への影響が懸念されるため、充填材の注入や欠損部の修復を行う等状況に応じた適切な補修･補強対策を行うことが重要である。

ｳ 適用に当たっての留意点

(ｱ) 急峻な地形への適用

補強土壁を急峻な地形に適用する場合、原地盤面上に平たんな基礎底面を確保できないことがある。その際、壁面工の基礎に重力式基礎を設けることが多いが、基礎地盤の確認が不十分な場合、**図-10.1.85**(a)に示すような支持力不足による重力式基礎の転倒や沈下を生じることがある。また、基礎地盤に軟弱な層があると、**図-10.1.85**(b)に示すような補強土壁及び基礎地盤を含む全体すべり等を生じることがある。このため、急峻な地形での補強土壁の適用に当たっては、支持層や地層構成を確実に把握するため入念に地盤調査を実施し、重力式基礎の設計や基礎地盤を含む全体としての安定性の検討を行う必要がある。その際、基礎地盤の支持力は斜面上の基礎として評価する。さらに、施工時には、現地において支持層を確認し、設計時の想定と異なる場合は、当初の計画を変更し地盤改良等により支持力を確保することが必要である。また、急峻な地形では、降雨や地山からの湧水等による水の影響



を受けやすい。このため、補強土壁の適用に当たっては、基礎地盤や地山からの湧水の状況等を十分に把握し、適切な規模の排水施設を設ける必要がある。

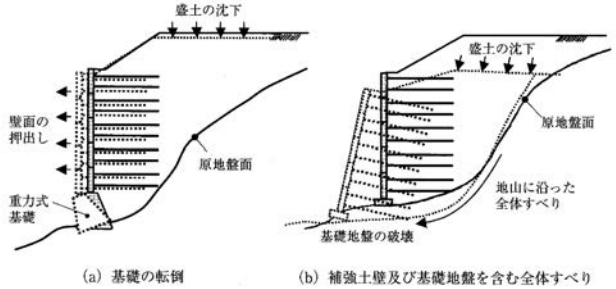



**図-10.1.85**　急峻な地形での補強土壁の変状事例 [8)]

(ｲ) 集水地形への適用

補強土壁の変状は、**図-10.1.84** に示したように水に起因するものが多い。補強領域内に浸透した水は、盛土荷重の増加に加え、間隙水圧の上昇による盛土材料のせん断抵抗力及び補強材の引抜き抵抗力の減少を招く等、補強土壁の安定性を大きく低下させる。このため、水の浸入の防止と浸入した水の速やかな排除が補強土壁では極めて重要である。特に谷部等の集水地形、切土法面等に湧水のある箇所、地下水位の高い箇所に補強土壁を設置する場合は、水が浸入する可能性が高くなる。これらの地形においては、水の浸入を防止する対策を行うことが適用の前提となる。このため、事前に表流水や地下水、湧水の状況を把握し、十分な排水施設を設け、浸入する前に表流水や湧水等を補強土壁外に排除させることが重要である。さらに、水が浸入しても、速やかに排除できるよう、盛土内に密に排水施設を設ける等の対策を行う必要がある。

(ｳ) 軟弱地盤への適用

軟弱地盤や軟弱な土層を含む地盤に補強土壁を構築する場合、基礎地盤の圧密沈下及び基礎地盤の支持力やせん断強さに関して留意する必要がある。軟弱な土層の層厚や荷重の大きさの違いに起因した壁面工の基礎の不同沈下は、**図-10.1.82** や**図-10.1.83** に示したような壁面の前倒れや壁面のズレや開き等を生じ、さらに沈下による変形量が大きくなると盛土材のこぼれ出し等の重大な変状に至ることがある。また、地盤条件によっては基礎地盤を含む全体すべりの発生も懸念される。このほか、砂質地盤では地震時の地盤の液状化による壁面の変形等も懸念される。柔な構造物である補強土壁は、基礎地盤の変形に対してある程度の追随性を有しているが、基礎地盤の沈下等により変形量が大きくなると、土留め壁としての機能を満足することができない。このため、軟弱地盤上に補強土壁を適用する場合は、入念な地盤調査に基づき地層構成や地盤特性を調べ、想定される圧密沈下量、不同沈下や全体すべり等を検討し、上記のような変状が想定される場合は、「**4.4.4 軟弱地盤対策工**」を参考に、軟弱地盤対策を計画した上で、補強土壁の設置を検討する。

(エ)変形に対する制限が厳しい箇所や異種構造物との隣接箇所への適用

道路用地に制限のある市街地や都市計画道路等では、構造物の変形に制限を設けることがある。このような箇所に補強土壁を適用する場合、定められた形状に精度よく施工し、施工後の変形をできるだけ抑制することが求められる。このため、必要に応じて改良等により強固な基礎地盤を確保し、その上でせん断抵抗角が大きく、圧縮変形量の小さい盛土材料を用いて、十分に締固めを行うとともに、確実な施工管理に基づき精度の高い施工を行うことが必要である。また、補強土壁を他の構造物に隣接して設けると、地震動等の作用に対する挙動の特性の違いにより、壁面材の破損や境界部において開きやズレを生じて背後の盛土材がこぼれ出すことが懸念される。このため、他の構造物との境界部では、緩衝部を設ける等、壁面材の局部的な損傷を防止し背後の盛土材がこぼれ出さない適切な対策を行う必要がある。

(オ)積雪寒冷地への適用

積雪寒冷地において冬期に盛土工を施工する場合、盛土材に凍土や雪氷が混入することがある。凍土は凍結した状態では大きな強度を有するが、融解すると脆弱になる。また、雪氷が混入すると締固めが困難となり、盛土の品質を確保できなくなる。このため、低温下の気温条件で補強土壁の施工を行う場合は、凍土や雪氷が混入しないようにする。また、補強土壁は、鉛直又は鉛直に近い壁面を有しており、壁面部のほとんどは積雪による断熱効果を期待できず、冷気にさらされ続ける状態となる。このため、壁面の背面に凍上しやすい材料があると、壁面からの冷気により凍結が進行して大きな凍上力が作用し、補強材又は壁面材と補強材の連結部が破断する場合がある。補強土壁の凍上対策については、壁面材の背面の凍結深さまでの範囲を透水性の高い良質材を使用する方法や断熱材を適用する方法がある。凍上対策については、「**8.6　凍上防止対策**」を参照する。

(カ)水辺への適用

補強土壁が長期にわたって浸水する箇所では、有効応力の減少、土の湿潤による盛土材の引抜き抵抗力の低下、補強材の腐食が懸念される。さらに、水位変動の影響を受ける箇所では、水位差による残留水圧が壁面に作用し、盛土材の吸出しや基礎の洗掘も生じる可能性がある。このため、水辺での適用に際しては、入念な調査により基礎地盤の地形、土質・地質条件、使用材料の条件や水位の変動等を十分に把握し、有効応力の減少や土の湿潤による盛土材の引抜き抵抗力の低下等により補強土壁の安定性に問題が生じないこと、補強材が腐食に対して十分な耐久性を有していることを照査する。また、水位変動の影響を受ける箇所では、残留水圧の影響を十分に考慮し、盛土材の吸出しや基礎の洗掘により補強土壁の安定性に問題が生じないよう適切な処置を行う必要がある。

なお、補強土壁を流水中に設けると流木等による壁面材の損壊や揚圧力による補強材の引き抜け・盛土材の吸出し、基礎の洗掘等を受け、致命的な変状を引き起こすことがあるため、河川等の流水の影響を受ける箇所では、原則として適用しない。



(3)補強土壁の設計

ア 設計手順

補強土壁の設計に当たっては、

① 補強土壁を構成する部材の安全性の照査

② 補強土壁の安定性の照査

③ 基礎工、排水工、附帯する構造の検討

を行う。なお、補強土壁の安定性については、補強土壁自体の安定性の照査を行うとともに、補強土壁及び基礎地盤を含む全体としての安定性について検討する必要がある。

これらの照査・検討は**図-10.1.86** に示す設計の手順に従って行うのがよい。

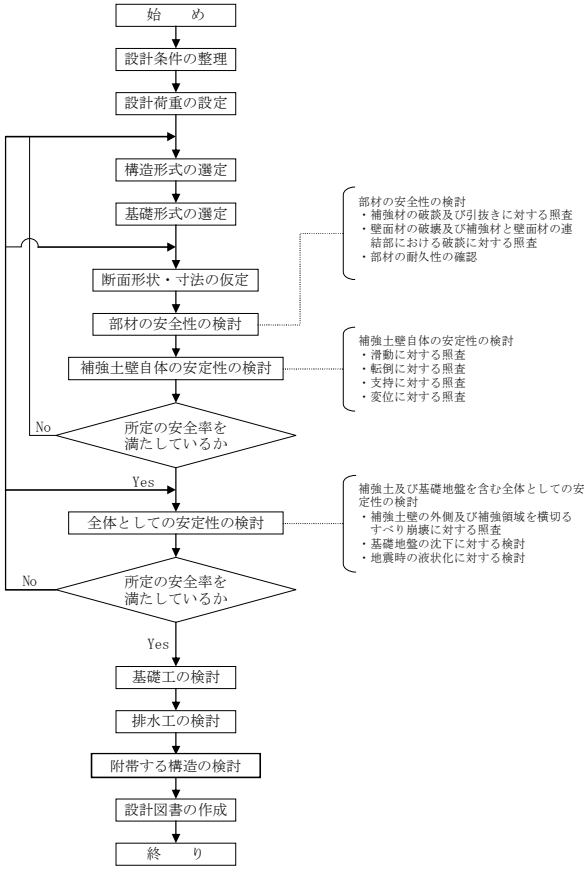



**図-10.1.86**　設計の基本手順[8)]

イ 補強土壁の部材の安全性の照査

補強土壁の部材の安全性に対する照査では、**図-10.1.87** に示すように、壁面材に作用する土圧によって発生する補強材の引張力に対して、補強材の破断、引抜き、壁面材の破壊及び壁面材と補強材の連結部の破断に対する安全性を照査し、補強材や壁面材等の強度及び補強材の引抜きに対して必要となる補強材の長さや設置間隔を設定する。

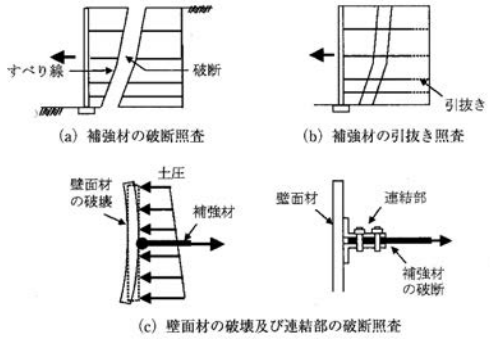



**図-10.1.87**　部材の安全性の照査における照査項目 [8)]

(ア) 補強材の破断及び引抜きに対する照査

**図-10.1.88** に示すように、壁面材には、土圧が作用する。補強土壁が安定するためには、補強材には壁面材に作用する土圧の水平土圧合力 $p_h$ と釣り合う引張力 $\Sigma T_{reqi}$ が必要となる。深さ $Z_i$ の補強材に作用する引張力の大きさは、連結した壁面材に作用する水平土圧 $p_{hi}$ に補強材の配置間隔 $S_{vi}$、$S_{hi}$ を乗じて求める。

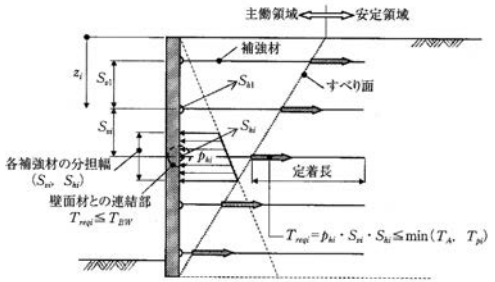
補強材の破断及び引抜きについては、この引張力 $T_{reqi}$ に対し、補強材の破断や安定領域側での補強材の引抜きが生じないことを照査する。地震時は、地震時土圧に対する照査を行う。なお、配置間隔は、盛土材と補強材による拘束効果を十分に期待できる間隔とする。

補強材の破断については、補強材に作用する引張力 $T_{reqi}$ が、補強材の設計引張強さを上回らないことを照査する。

補強材の引抜きについては、補強材に作用する引張力 $T_{reqi}$ が仮定したすべり面より奥側の安定領域側に位置する補強材の設計引抜き抵抗力 $T_{pi}$ を上回らないことを照査する。設計引抜き抵抗力 $T_{pi}$ は、補強材を設置した深さ $Z_i$ での土の土かぶり圧（$\gamma \cdot Z_i$）を基に、摩擦で抵抗力を発揮する補強材では補強材の長さ・幅から、支圧力で抵抗力を発揮する補強材では支圧板の寸法・形状等から、それぞれ安全率を考慮して求める。

以上から、補強材の必要な長さ又はアンカー体の寸法・形状や配置位置を定める。補強材の安定領域での定着長（敷設長さ）やアンカー体の寸法・定着位置は、補強材の引抜き抵抗力が確実に発揮できる余裕を持った設定とする。






ここに、

$p_{hi}$ ：壁面材に作用する水平土圧（kN/m²）
$S_{vi}$, $S_{hi}$ ：補強材の鉛直及び水平配置間隔（m）
$z_i$ ：補強土壁天端からの深さ（m）
$T_{reqi}$ ：各補強材に作用する引張力（kN/m）
$T_{pi}$ ：各補強材の引抜き抵抗力（kN/m）
$T_A$ ：補強材の設計引張強さ（kN/m）
$T_{BW}$ ：壁面材と補強材との連結部の設計強度（kN/m）

**図-10.1.88**　補強材に作用する引張力の考え方 [8)]

(イ) 壁面材の破壊及び壁面材と補強材との連結部における破断に対する照査

壁面材の破壊については、壁面材に作用する土圧及び補強材に作用する引張力 $T_{reqi}$ により、壁面材のコンクリートや鋼材等に生じる応力が許容応力度を上回らないことを照査する。また、壁面材と補強材との連結部における破断については、補強材に作用する引張力 $T_{reqi}$ が、壁面材と補強材との連結部の設計強度 $T_{BW}$ を上回らないことを照査する。

ウ 補強土壁の安定性の照査

(ア) 補強土壁自体の安定性の照査

補強土壁自体の安定性に対する照査として、補強土壁を一つの土工構造物とみなし、この土工構造物に作用する荷重に対して安定であるとともに、変位が許容変位以下であることを照査する。このときの許容変位は、補強土壁により形成される道路及び隣接する施設に有害な影響を及ぼさない変位とする。なお、変位の照査については、通常の地盤では、安定に対する照査を行えば一般に省略してもよい。ただし、補強土壁の規模や地盤条件等から補強土壁の変形が予想される場合、変形に関する制限が厳しい箇所等、厳しい条件下で補強土壁を適用する場合は、必要に応じて沈下・変形に対する照査を行うものとする。

［参　考］補強土壁自体の安定性の照査

補強土壁自体の安定性の照査においては、壁面工及び部材の安全性の照査により決定した補強領域からなる補強土壁を一つの土工構造物とみなし、「10.1.11　**安定計算**」に準拠し、**図-10.1.89** のように、滑動、転倒及び支持に対して安定であることを照査する方法がある。

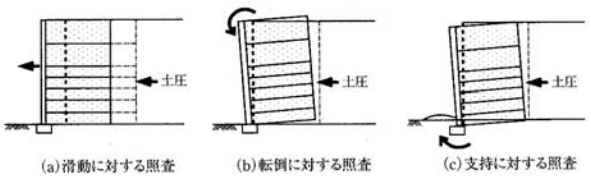


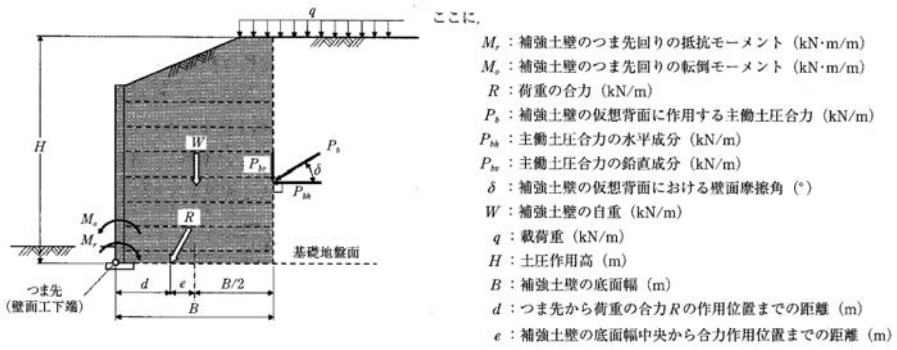

図-10.1.89　補強土壁自体の安定性の照査項目[8)]

(a)滑動に対する安定の照査

滑動に対する安定の照査は、補強土壁の仮想背面に作用する土圧、慣性力等による滑動力と、補強土壁の底面に生じる滑動抵抗力とを比べて、所定の安全率を有するかを照査する。ジオテキスタイル補強土壁のように、補強土壁の底面全面に補強材を配置する場合は、底面に生じる滑動抵抗力として、基礎地盤と補強材、補強材と盛土材の間に生じるせん断抵抗力のうち最小となる値を用いて照査する。

(b)転倒に対する安定の照査

転倒に対する安定の照査は、図-10.1.90 のように、補強土壁に作用する荷重の底面での合力 $R$ の作用位置 $d$ を求め、補強土壁の底面幅 $B$ の中央からの偏心距離 $e$ が許容値内（常時では底面幅の中央の $B/3$ の範囲内、地震時では $2B/3$ の範囲内）に入ることを照査する。なお、補強土壁は、後方へ転倒するような挙動を示さないため、合力 $R$ の作用位置が補強土壁の底面幅 $B$ の中央から後方に位置する場合は、転倒に対しては安定とみなすことができる。




ここに，

$M_r$ ：補強土壁のつま先回りの抵抗モーメント（kN･m/m）
$M_o$ ：補強土壁のつま先回りの転倒モーメント（kN･m/m）
$R$ ：荷重の合力（kN/m）
$P_b$ ：補強土壁の仮想背面に作用する主働土圧合力（kN/m）
$P_{bh}$ ：主働土圧合力の水平成分（kN/m）
$P_{bv}$ ：主働土圧合力の鉛直成分（kN/m）
$\delta$ ：補強土壁の仮想背面における壁面摩擦角（°）
$W$ ：補強土壁の自重（kN/m）
$q$ ：載荷重（kN/m）
$H$ ：土圧作用高（m）
$B$ ：補強土壁の底面幅（m）
$d$ ：つま先から荷重の合力 $R$ の作用位置までの距離（m）
$e$ ：補強土壁の底面幅中央から合力作用位置までの距離（m）

図-10.1.90　作用荷重と合力の作用位置の考え方[8)]

(c)支持に対する安定の照査

補強土壁は柔な構造特性を有し、底面に作用する地盤反力は、仮想背面に土圧が作用しても剛なコンクリート擁壁において見られるような偏った反力分布は生じにくいことが実験等で確かめられている。このため、通常の盛土と同様に、円弧すべりにより地盤のせん断破壊を照査することで、支持に対する安定の照査は省略してもよい。

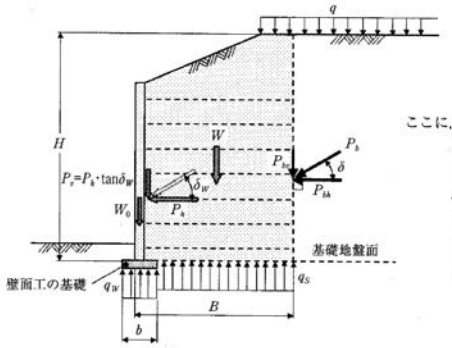
ただし、壁面材にパネルやブロック等を用いる場合は、壁面工の基礎底面に地盤反力が集中することがあり、支持に対する安定の照査を行うものとする。その際、壁面工の基礎と補強領域の基礎地盤面で沈下・変形に大きな差が生じないように留意する。

補強土壁の支持に対する安定の照査は、補強領域の基礎地盤面に作用する鉛直地盤反力度を参図-10.1.3 に示すように、自重、補強土壁の仮想背面に作用する主働土圧合力の鉛直成分、載荷重等の鉛直成分が補強領域の底面に均等に作用するものとして求め、基礎地盤の許容鉛直支持力度以下であることを照査する。また、壁面材に剛なコンクリート製のパネルやブロックを用いる場合は、壁面工の基礎に壁面材の自重と壁面材に作用する土圧合力の鉛直成分 $P_v$ が作用するものとして照



査する。なお、壁面材に作用する土圧合力の鉛直成分は、土圧合力の水平成分 $P_h$ と土圧合力の作用方向 $\delta\omega$ により求められ、通常、土圧作用面の状態が土とコンクリートの場合は、常時 $\delta\omega = 2\phi/3$、地震時 $\delta\omega = \phi/2$ とすることができる。

補強土壁を斜面上に適用する場合には、斜面の影響を考慮した許容鉛直支持力度を用いて照査を行う。また、表層は軟弱であるが、比較的浅い位置に良質な支持層がある場合には、安定処理や良質土による置換えを行い、改良盤を形成してこれを基礎地盤とし、その上に補強土壁を設けることがある。その際、改良範囲は補強土壁の底面全幅以上を対象とすることを原則とし、安定照査を行う必要がある。さらに、補強土壁の規模や地盤条件等から補強土壁の変形が予想される場合、変形に関する制限が厳しい箇所等、厳しい条件下で補強土壁を適用する場合は、支持に対する安定の照査とともに、必要に応じて沈下・変形に対する照査を行うものとする。




ここに，

$P_h$ ：壁面材に作用する土圧合力の水平成分（kN/m）
$P_v$ ：壁面材に作用する土圧合力の鉛直成分（kN/m）
$\delta_w$ ：壁面材に作用する土圧合力の作用方向（°）
$W_0$ ：壁面材の自重（kN/m）
$q_s$ ：補強領域の底面における鉛直地盤反力度（kN/m²）
$q_w$ ：壁面工の基礎底面における鉛直地盤反力度（kN/m²）
$b$ ：壁面工の基礎幅（m）

図-10.1.91　補強土壁の地盤反力度分布の考え方[8)]

(イ)補強土壁及び基礎地盤を含む全体としての安定性の検討

補強土壁及び基礎地盤を含む全体としての安定性については、図-10.1.92 に示すように、補強土壁の外側及び補強領域を横切るすべりや基礎地盤の沈下、液状化の影響等に対する検討を行う。

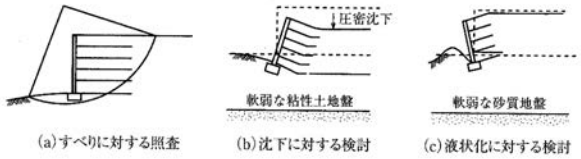



図-10.1.92　全体としての安定性に対する検討項目[8)]

a 補強土壁の外側及び補強領域内を横切るすべりに対する安定の照査

補強土壁の外側及び補強領域を横切るすべりの照査は、補強土壁を含めた背面盛土及び基礎地盤を含む全体のすべりに対する安定を照査する。特に、図-10.1.93 に示すように、補強土壁の背後に高いかさ上げ盛土を設ける場合や斜面上等に補強土壁を設置する場合は、背面盛土及び基礎地盤を含めた補強土壁の外側及び補強領域を通過する全てのすべりに対する照査を行う。なお、補強領域を横切るすべりの照査では、仮定するすべり面を横切る補強材の引抜き抵抗力を考慮する。これらの検討は、「**5.4　補強盛土・軽量盛土**」を参照する。

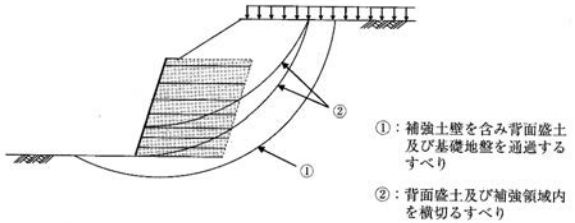



図-10.1.93　想定される全てのすべり面に対する安定の照査 [8)]

b 基礎地盤の沈下に対する検討

基礎地盤に軟弱な土層を含む場合には、圧密沈下に対する検討が必要である。「10.1.16 (2)補強土壁の適用」に記述したように、軟弱地盤上に補強土壁を構築した場合、軟弱な土層の層厚や荷重の大きさの違いに起因した不同沈下により壁面材の開きや角欠け等の変状・損傷を生じることがある。また、過度な沈下が生じると、応力集中により補強材や壁面材等の部材に損傷等が発生し、補強土壁の安定性に重大な影響を及ぼすこともある。このため、軟弱地盤上に補強土壁を適用する場合には、「**4.4　軟弱地盤対策**」及び「**5.4 補強盛土・軽量盛土**」に従い、基礎地盤のすべりに対する安定とともに、圧密沈下についても検討を行い、変形・変状が懸念される場合には、必要な対策を検討する。

c 液状化の影響に対する検討

基礎地盤に液状化が懸念される緩い砂質土層が存在する場合には、地盤の液状化に対する安定性を検討する。なお、地盤の液状化の判定については、「**4.4.3　基礎地盤の液状化**」を参照する。

(4)補強材の配置

補強材は適切な間隔で配置しなければならない。補強材の設置間隔を広くすると盛土材との拘束効果や補強領域の一体化効果が損なわれる等、構造上の問題を生じる。このため、補強材の設置間隔は、鉛直方向は最大 1.0m 程度で、水平方向は面状の補強材は連続して配置し、帯状や線状の補強材は鉛直方向と同程度の間隔に配置する。なお、鉛直方向への設置間隔は、盛土締固めの仕上がり層厚の整数倍の間隔にしておけば、締固めの管理等の面では効率的である。

補強領域の上段部に位置する補強材は、土かぶり厚さが薄いと十分な引抜き抵抗力が作用せず、地震時に変形が生じやすい。このため、引抜き抵抗力を発揮できる適切な長さや土かぶり厚さを確保し、十分に締固めを行うことが必要である。なお、壁面材の脱落は盛土材のこぼれ出しをまねき、補強土壁の崩壊につながるため、補強材は壁面材を確実に支持できるように配置するとともに、補強材と壁面材との連結部の一部に損傷や破断が生じても壁面材が一気に脱落しない構造とする必要がある。

(5)基礎工

壁面工の基礎には、壁面材の自重に加え壁面に作用する土圧合力の鉛直成分が作用するため、十分な支持力を確保できる構造とする。壁面工の基礎形式は、**図-10.1.94** に示すように、良好



な基礎地盤面上に設置する布状基礎や、良好な支持層まで掘削して設ける重力式基礎等があり、基礎地盤や壁面材の種類、荷重条件等に応じて適切な基礎形式を選定する。剛な壁面材を用いる場合は、基礎の仕上がり面の不陸が壁面の変形の原因となるため、平たん性の確保が極めて重要である。

重力式基礎は、補強土壁を山岳地の急峻な地形等に設置する場合に、平たんな基礎地盤を確保し、壁面工からの荷重を崩積土等の土層を避け、堅固な基礎地盤に伝達するために用いられる。この重力式基礎の設計は、重力式基礎の天端に作用する壁面及び補強土壁底面からの作用荷重と、背面盛土による土圧を考慮し、滑動、転倒及び支持に対する安定について照査する。

また、基盤地盤の変形は、補強土壁の仕上がりに大きく影響する。このため、補強土壁の基礎地盤は、有害な沈下や変形等を生じないよう荷重や地盤条件に応じて適切な措置を行う。一般の地盤条件では、良質土を用いて平たんかつ水平に仕上げる。

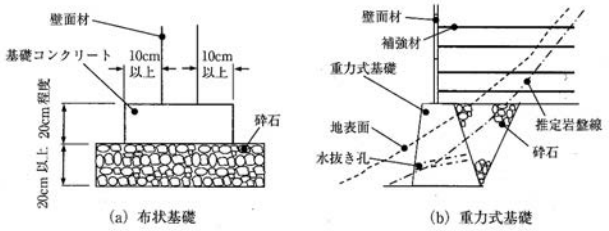



図-10.1.94　壁面工の基礎形式の例 [8)]

壁面工の基礎の根入れ深さ($D_f$)は、**図-10.1.95** に示すように、原地盤面あるいは計画地盤面から補強土壁の基礎地盤面又は壁面工の基礎天端までの深さで、原則として 50cm 以上とし、基礎地盤のせん断抵抗力等を確保できるように洪水時や豪雨時の洗掘、人為的な掘り返しによる前面地盤の撤去、凍結や融解等の影響を考慮して決定する。補強土壁を水辺構造物として適用する場合は、基礎を岩着させる等、基礎地盤の洗掘や盛土材のこぼれ出しが生じないように、補強土壁の前面には根固め工を設ける等基礎の安定には十分な対策を検討する。

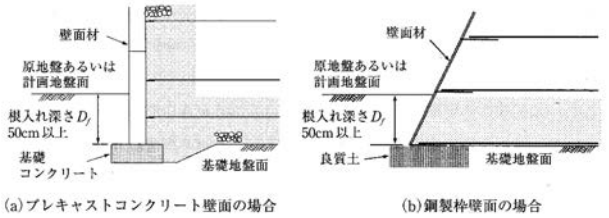



図-10.1.95　基礎の根入れ深さの例 [8)]

(6)壁面工

補強土壁の壁面には、縦断方向に基礎形式が異なる場合や壁高の高低により補強材の配置が大きく変化するような箇所では、**図-10.1.83** に示したように、施工時の変形や基礎の不同沈下

等により、壁面工の縦断方向にクラックや開き等を生じることがある。そのような変形が予想される箇所には、壁面工に適切な間隔で鉛直目地を設ける。また、補強土壁を橋台やカルバート等の剛な構造物と直接、接して設ける場合、地震時に補強土壁と構造物の挙動が異なるために壁面材が破損することがある。このような箇所では、緩衝部を設ける等、相互の変形の相違を吸収させ、壁面工や構造物の破損を防止するための措置を行う。

パネルやブロック等の剛な壁面材を用いる場合は、隣り合う壁面材の継目や目地部、壁面材に設けた水抜き孔、補強土壁と隣接する他の構造物との境界部等から、排水に伴い背面の盛土材が流出しないよう留意する。また、補強土壁の変形に伴い壁面材の継目等に開きやズレが生じた場合においても、盛土材のこぼれ出しが生じないように、不織布等の透水性を有したこぼれ出し防止材を壁面工の背面に設ける。

鋼製枠とこぼれ出し防止用の不織布で構成される壁面工や、植生土のう等を補強材で巻き込んだ壁面工では、表面に露出したジオテキスタイル（不織布、補強材等）が紫外線による劣化や衝突・火災等により損傷することが考えられる。このため、**図-10.1.96** に示すような、壁面保護工を設け壁面材を保護する。

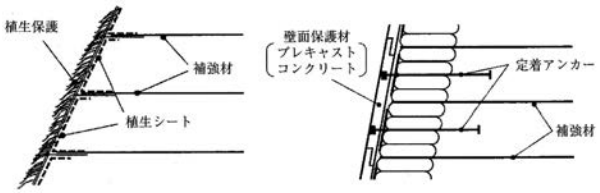



**図-10.1.96**　壁面保護工（例）[8)]

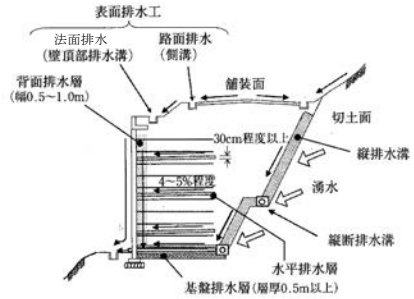
(7) 排水工

ｱ 一般事項

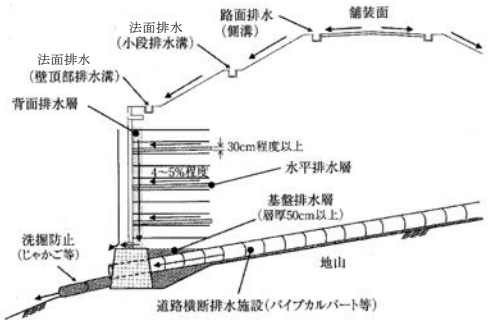
補強土壁には、雨水や雪解水、湧水等の補強領域内への浸入を防止するとともに、浸透してきた水を速やかに排除するため、補強土壁の設置条件や構造に応じて、適切に排水工を設ける必要がある。

排水対策としては、路面や法面に降った雨水・雪解水、あるいは補強土壁が横断する沢の水を円滑に流下・排除し、補強領域への浸入を防止する表面排水工と、切土面における湧水等の補強領域内への浸入の防止と補強領域内に浸透した水を速やかに排除する地下排水工がある。また、施工中においても、その進捗状況に応じて、補強領域内への水の浸入を防ぐ適切な排水対策を行う必要がある。**図-10.1.97** には、切土面に設置する補強土壁と谷部を横断して設置する補強土壁の排水工の例を示す。






(a) 切土を伴う急傾斜地における排水工




(b) 谷部（集水地形）における排水工

**図-10.1.97**　補強土壁の排水工の例[8)]

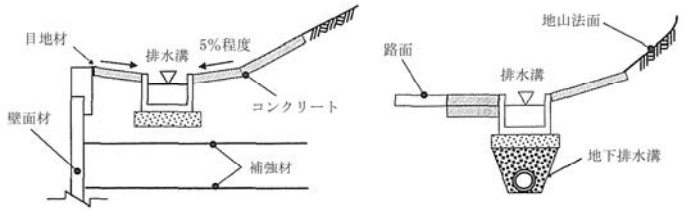
ｲ 排水工の設計

(7) 表面排水工

補強土壁の表面排水工としては、法面排水工と横断排水工がある。

a 法面排水工

補強土壁の天端にかさ上げ盛土を設ける場合は、盛土や補強領域や基礎地盤への雨水や雪解水等の表流水の浸入や法面の侵食を防ぐため、法面には植生工やコンクリートブロック張り等の不透水層を設ける。法面や路面を流下する表流水は、法肩、小段、補強土壁の頂部に設ける**図-10.1.98** に示すように、排水溝で集水し流末まで流下させる。また、切り盛り境は、水を集めやすいため、**図-10.1.98**(b)に示すような排水溝や地下排水溝を設け、表流水が補強領域等に浸入しないようにする。これらの設置に当たっては、溢水が生じないように十分な断面を見込むとともに、合流部や排水勾配の変化点では跳水、溢水が生じないように排水溝等の構造や流下方向に留意する。また、盛土の沈下が想定される場合には、排水溝の通水能力の低下が生じないように配慮する。これらの排水工の流末は、基礎部の洗掘等が生じないよう配慮するとともに、流域全体で流末処理を計画することが重要である。




(a) 補強土壁頂部の排水溝の例　　(b) 路面の側溝の例

図-10.1.98　表面排水工の例 [8)]

b 道路横断排水工

図-10.1.97(b)に示すような、谷部や沢等の集水地形を横切る場合に設置する道路横断排水施設は、流入する水の流れを阻害しないように断面に余裕をもたせ、流入口の形状や勾配等に十分な配慮が必要である。

(イ)地下排水工

補強土壁の地下排水工には、地下排水溝、基盤排水工、水平排水層、壁面背面排水層がある。地下排水工は、補修が困難であるため、目詰まりが生じにくく、盛土や基礎地盤の沈下に追随できるようにする必要がある。

a 地下排水溝

自然斜面を切土して補強土壁を設置する場合は、図-10.1.97(a)及び図-10.1.99(a)に示すように、水が集まりやすい切り盛り境や掘削法面の小段に縦断排水溝を設け、5.0～10.0m 間隔で設けた縦排水溝により基盤排水層又は基盤排水溝へと浸透水を導く地下排水工を設ける。また、掘削時に切土面から湧水が流出する場合は、湧水量の程度に応じて排水施設を増設する。湧水量が著しく多い場合には、排水計画全体を再検討し、余裕を持った排水工を計画する。



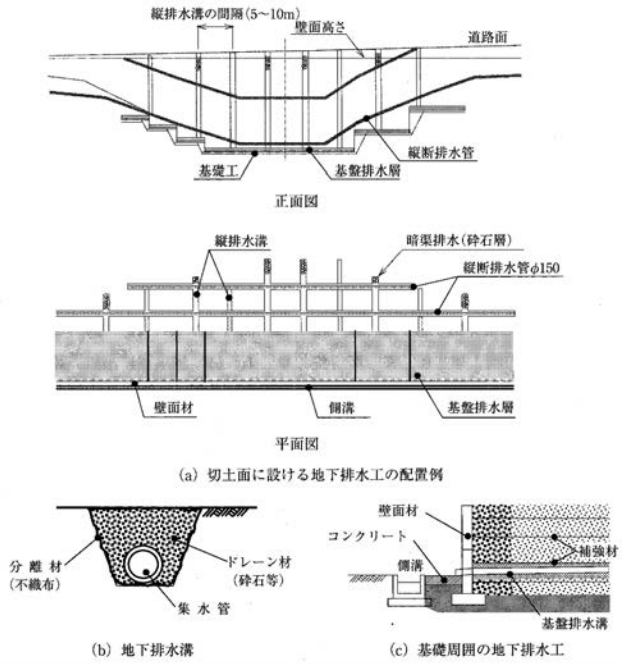



図-10.1.99　表面排水工の例 [8)]

b 基盤排水工

補強土壁の底面には、地下水及び地山からの湧水等による補強領域内への浸入を防止し、速やかに補強領域外に排除するため、基礎地盤の表面には厚さ 50cm 程度以上の基盤排水層又は基盤排水溝を設置する。基盤排水層には、砕石、砂等の透水性が高く、せん断強さの大きい土質材料を用いるものとし、透水係数は $1\times10^{-3}$～$1\times10^{-2}$(cm/s)程度以上、かつ、盛土材料の透水係数の 100 倍程度以上とする。また、排水層の設置幅については、補強領域の底面幅程度とし、切土部に補強土壁を設置する場合は、切土面に設置する地下排水溝と連続して排水できる長さを目安にする。

c 水平排水層

補強領域内への浸透水を排除するため、必要に応じて盛土の一定厚さごとに、補強領域内に適切な排水勾配で水平排水層を設ける。特に、規模が大きい補強土壁やかさ上げ盛土を有する補強土壁に細粒分を多く含む材料を盛土材として用いる場合には、水平排水層を設置する必要がある。排水材料としては、砕石や砂、又は高い排水機能を有する不織布を用いる。砕石や砂を用いる場合は、厚さ 30cm 程度以上で透水係数が $1\times10^{-3}\times1\times10^{-2}$(cm/s)程度以上、かつ、盛土材料の透水係数の 100 倍程度以上の良質な材料を使用する。なお、これらの排水層には、周囲の盛土材が流入して目詰まり等を生じないように、境界部に不織布等を配置しておくのが望ましい。また、補強領域内の水平排水層は、湧水等を

補強領域内に導水しないように切り盛り境に設置する縦断排水溝と連結しないことが重要である。

d 壁面背面排水層

コンクリート製の壁面材を設ける場合、図-10.1.100 に示すように、壁面材の背面には厚さ 0.5～1.0m 程度の透水性の良い砕石等、又は目詰まりが生じにくく十分な通水性を持った透水マット等による背面排水層を設ける。なお、透水性の悪い盛土材料を使用する場合の補強領域内に設ける水平排水層は、背面排水層と接続し、補強領域内に浸入した水を基盤排水層等から速やかに排水できる構造とする。また、砕石等による背面排水層は、寒冷地に見られる壁面材の表面からの凍結による凍上現象の抑制に有効な対策となることが知られており、現地条件に応じて背面排水層の厚さを設定するのがよい。

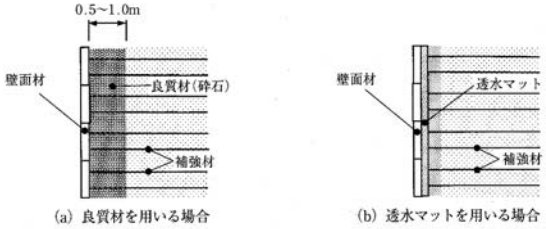



図-10.1.100　壁面背面排水層の例 [8)]

(8) 施工時の留意点

ア 施工手順

補強土壁は図-10.1.101 に示すように、排水工や基礎工等の施工後に、補強土壁工として壁面の形成と補強材の敷設、盛土材のまき出し・締固めが繰り返される。それぞれの施工工程においては、壁面材の鉛直性の確保、不陸のない補強材の敷設、盛土材の締固め等の確実な作業と品質・出来形管理を行い、その積み重ねによって安定性と出来上がり精度が確保された補強土壁を構築することができる。



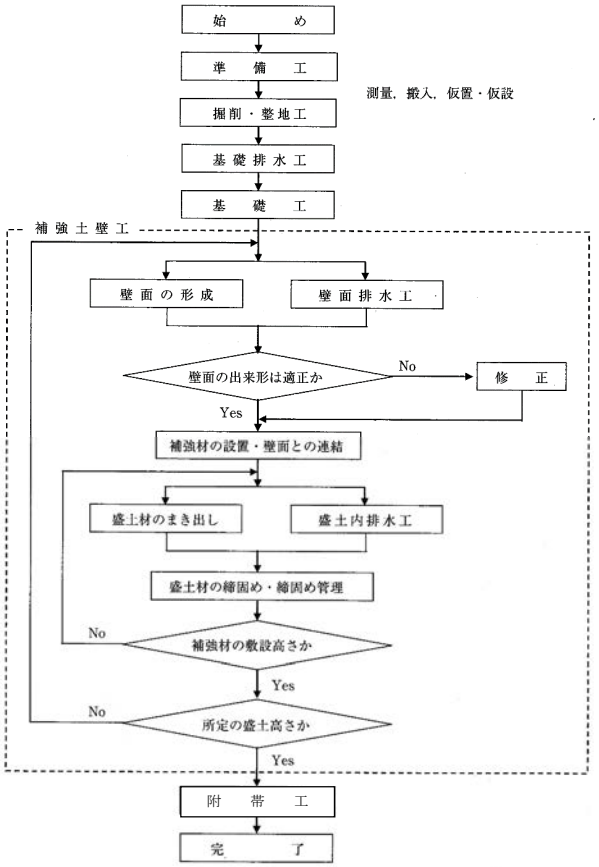



図-10.1.101　補強土壁の施工手順 [8)]

イ 基礎工

補強土壁の基礎工は、対象となる原地盤の地形、補強土壁の用途、構造、施工方法に関わらずｓ、水平となるように施工する必要がある。また、基礎地盤面の仕上がりの良否は補強土壁の出来形や全体的な安定性に影響を及ぼすため、現場条件に応じた適切な管理基準を設けて、丁寧かつ慎重に施工する必要がある。また、基礎地盤の支持力特性が補強土壁の縦断方向で異なることが想定される場合は、施工時に基礎地盤の状態を確認し、基礎工の設置計画の見直しや、基礎地盤の改良、壁面材の目地の設置等、基礎地盤の状況に応じた適切な対策を行う。

原地盤が補強土壁の縦断方向に傾斜している場合の補強土壁の基礎工は、図-10.1.102 に示すような階段式の基礎形状となる。その際、掘削時において上段の基礎地盤を乱すことが多く、その状態で壁面工の基礎を設置すると不同沈下の原因にもなるため、時間を置かずにコン

クリートを打設するか、乱された部分を粗粒材で置き換える等の対処が必要となる。また、壁面工の基礎が重力式基礎の場合は、背面は狭隘となるため、締固めが難しい。このため、砕石等粗粒材で埋め戻すとともに、人力により確実に締固めを行う。

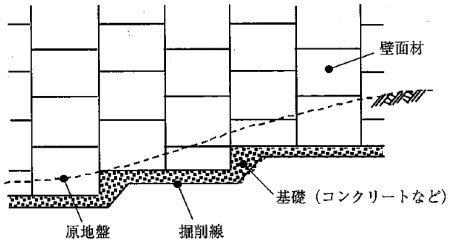



図-10.1.102　階段式の基礎工の例 [8)]

ｳ 壁面材の設置

壁面材の組立ては、計画する壁面勾配、高さの施工精度を確保するため、壁面材を設置するごとに直線性を確認し、壁面の勾配を調整しながら行う。特に鉛直な壁面を施工する場合は、壁面の変形（沈下や傾斜）に留意し、盛土材の締固めによる押し出しを考慮し、設置の際には壁面材を盛土側にある程度の傾斜を持たせる等の処置をするとよい。

壁面の近傍における不適切な盛土材料の敷均しや締固めは、壁面の変形の要因となるため、丁寧かつ慎重な施工を行う。また、壁面の近傍の盛土材の締固め不足は、盛り立てに伴う盛土材の圧縮沈下により、壁面材のはらみだし等の変形・変状の原因となるほか、壁面材と補強材との間に高低差が生じ、連結部において補強材に過度な引張力が発生する原因となるため、丁寧な締固めを行う必要がある。

ｴ 盛土工

搬入された盛土材は、既に締め固められた土や補強材の上に仮置きし、ブルドーザ等で敷き均す。一層の敷均し厚さは、仕上がり厚さを考慮して事前の試験施工により定めるのが望ましい。その際、1 層当たりの仕上がり厚さは 20～30cm 以下となるように敷均し厚さを設定する。また、壁面の近傍や補強材の上での敷均しでは、**図-10.1.103** に示す敷均しの考え方に基づいて行う。特に壁面の近傍における敷均しは、壁面工の施工精度にも影響するため、ブルドーザ等の建設機械は壁面から 1.0m 程度以上離して走行し、敷均しは壁面側から行うことを原則とする。

なお、盛土材料に大きな岩や木の根等が含まれる場合は、締固め不足の原因にもなるため、敷均しの際に必ず除去する。



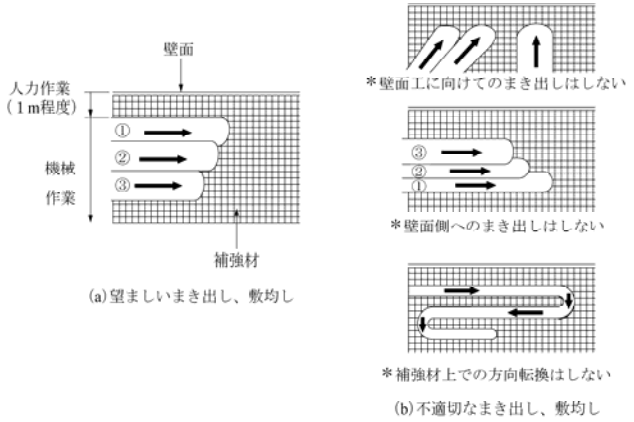



図-10.1.103　まき出し、敷均しの考え方 [8)]

ｵ 補強材の敷設

補強材の敷設時の緩みは、施工時の壁面工の変位に影響を及ぼす原因となる。したがって、できるだけ水平にかつ緩みが生じないように施工するとともに、特に、ジオテキスタイルでは、壁面工との連結部で緩みが生じないよう留意する。

### 10.1.17　その他の特殊な擁壁

地形、地質・土質、環境等の各種制約条件によって、「**10.1.15　各種コンクリート擁壁の設計方法**」、「**10.1.16　補強土壁**」で示された擁壁を採用することが適切でない場合に、その他の特殊な工夫を施した擁壁が必要となる。その他の特殊な擁壁には、山留め式擁壁、深礎杭式擁壁等のほか、軽量材による土圧軽減工法をコンクリート擁壁等と組み合せる場合もある。

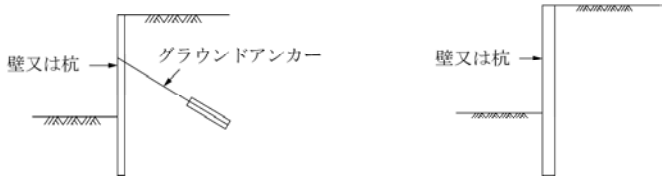
(1) 山留め式擁壁

山留め式擁壁には、アンカー付き山留め式擁壁と自立山留め式擁壁等がある。アンカー付き山留め式擁壁とは、**図-10.1.104**(a)に示すように壁背面の安定した地盤にアンカー体を造成し、あらかじめ PC 鋼棒や PC 鋼線等の引張り材に緊張力を与えることにより、アンカーの引張り抵抗と山留め壁の根入れ部の土の横抵抗で背面土圧を支える形式の擁壁である。

アンカー付き山留め式擁壁は、主に山岳道路等において、通常の擁壁形式では切土が大規模となる場合や切土に伴う地山の緩みを防ぐ必要がある場合、斜面安定化工事と兼用される場合等に計画される擁壁形式の一つである。この擁壁の構造形式には矢板や地下連続壁等を用いた壁式と、鋼管杭や場所打ち杭等を用いた杭式とがある。

一方、自立山留め式擁壁とは**図-10.1.104**(b)に示すように、山留め壁の曲げ剛性とその根入れ部の土の横抵抗のみによって背面土圧を支える形式の擁壁である。この擁壁は、通常の擁壁の設置が困難な箇所の代替形式として、用地に余裕がない場合や地山掘削が困難な場合、近接施工や現況交通・周辺環境への影響等から施工条件の厳しい箇所で選定される擁壁形式である。この擁壁の構造形式にはアンカー付き山留め式擁壁と同様に、矢板や地下連続壁等を用いた壁式と、鋼管杭や場所打ち杭等を用いた杭式とがある。

なお、自立山留め式擁壁は、その支持力機構を根入れ地盤に依存していることから、壁高は４m 程度以下で、比較的締まった砂質土や硬質粘性土の地盤に適用されることが多い。




(a)アンカー付き山留め式擁壁　　(b)自立山留め式擁壁

図-10.1.104　山留め式擁壁[8)]

山留め式擁壁の設計には、以下の点に留意する必要がある。

ｱ 擁壁に作用する土圧

擁壁に作用する土圧は、計画地点の地形、地質・土質条件やアンカーの導入張力の影響によって、主働土圧より大きくなる場合も考えられ、その決定に当たっては慎重な検討が必要である。

ｲ 擁壁の根入れ、応力、変位、鉛直支持力

擁壁の挙動は作用する土圧と、山留め壁の根入れ長や曲げ剛性、アンカーの剛性、根入れ部の土の横抵抗等との相互関係に支配される。したがって、解析モデルや解析条件の設定、根入れ地盤の評価及び施工時の地盤の乱れに対して留意する等、設計・施工に当たり慎重な検討が必要である。また、アンカー付き山留め式擁壁の根入れ長の検討に当たっては、アンカー張力の鉛直方向分力が壁体に鉛直荷重として作用するため、これに対して十分な支持力を確保しておくことも必要である。

ｳ アンカー力の引張等

アンカーの定着地盤は長期的に安定していることが前提条件となる。また、アンカーの長期安定性、腐食に対する安全性を十分に検討するとともに、供用中においてもアンカーの張力減少や腐食等に対し、維持管理を十分に行う必要がある。

ｴ アンカーも含めた構造全体の安定

アンカー付き山留め式擁壁は、擁壁本体の設計のほかに外的安定性、及び内的安定性について検討を行わなければならない。外的安定性の検討とは、図-10.1.105 に示すようにアンカー体と構造物とを含む地盤全体の崩壊に対する安定性の検討である。内的安定性の検討とは、図-10.1.106 に示すように想定されるすべり線の外側にアンカー体を設置した場合に、地盤がアンカー体とともに過大な変位を生じさせないための検討である。アンカーの配置、長さ、アンカー体、アンカーも含めた構造全体の安定等のアンカーに関する計画、調査、設計、施工は「道路土工ー切土工・斜面安定工指針」や「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」等を参照のこと。



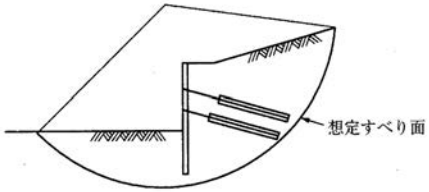



図-10.1.105　外的安定[8)]

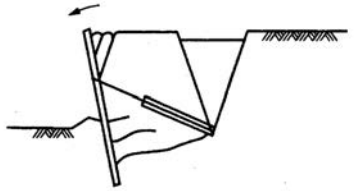


図-10.1.106　内的安定[8)]

ｵ 排水工

原地盤上から地下連続壁等を施工し、前面を掘削して壁式の山留め式擁壁を構築する場合は、排水工の設計・施工が不十分となりやすい。したがって、地下水の影響を受ける場所や湧水のある場所、集水地形となっている場所等で採用する場合は、慎重な検討が必要である。杭式の場合は図-10.1.107 に示すように、仮土留め材と壁面コンクリートとの間に透水層を設け集水し、水抜孔を通じて排水させる等、適切に排水工を設計・施工しなければならない。

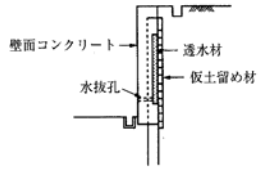



図-10.1.107　排水工の例（杭式の場合）[8)]

ｶ 周辺地盤・構造物への影響

自立山留め式擁壁は、構造特性上、水平変位が大きくなりやすいため、背後地に重要構造物がある場合や他の構造物と近接施工となる場合等においては、擁壁背面地盤の沈下予測等を行い、周辺地盤や構造物への影響を十分検討し安全性を確認する必要がある。

(2)深礎杭式擁壁

深礎杭式擁壁は、設置場所の各種条件や施工性等に配慮して、適切な形式を選定して設計しなければならない。深礎杭式擁壁とは、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」において設計上深礎基礎として区分される基礎で、地表面の傾斜角が 10° 以上の斜面上に杭間をコンクリート壁等で土留めした擁壁をいう。その形式は、「山留め式擁壁」と同様に、水平方向の安定機構としてアンカー併用式と自立式とがある。

深礎杭式擁壁は、図-10.1.108 に示すように急峻な山岳道路等において、通常の擁壁では土工規模が大きくなり施工が困難な場合や不経済となる場合、大型重機の搬入が困難な場合等に計画される。

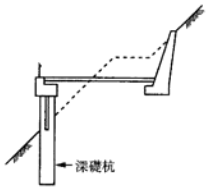



図-10.1.108　斜面上に設けられた深礎杭擁壁の例 [8)]

斜面上の杭基礎は、地盤の傾斜により杭前面の被りが減少するため、杭の水平抵抗や全体安定には慎重な検討が必要である。また、設計地盤面をどの位置に設定するかによって構造規模が大きく異なるため、十分な検討を行い、長期的に安定した地盤に支持させなければならない。

深礎杭の設計に当たっては、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」や「杭基礎設計便覧」等を参考として設計する。

(3) 繊維補強土擁壁

繊維補強土とは、砂に繊維を混入することで擬似的な粘着力と変形抵抗性を持たせたものであり、植生が容易なことから法面の緑化に用いられることが多い。繊維補強土には比較的短い繊維を補強材として用いる短繊維補強土工法と、連続した長繊維を補強材として混入する連続繊維補強土工法が広く使われている。主に法面の保護に用いられることが多く、背面の地山が締まっている場合、盛土部では比較的良好な裏込め土が十分締め固められている場合等、土圧が比較的小さい場合に適用される。

連続繊維補強土による擁壁の断面の例を図-10.1.109 に示す。通常、擁壁の天端幅は 50cm とし、擁壁前面の勾配は 1：0.5 よりも緩勾配としている。擁壁の高さは、これまでの施工例では 5 m 程度までのものが多い。擁壁の表面に表流水が直接流出しないよう天端部に排水溝を設けたり、擁壁背面に水圧が加わらないよう背面排水材を設けたりする等、排水工についての十分な検討を行う必要がある。連続繊維補強土の主材料の土としては、特に施工性の面から、細粒分を余り含まない砂質土が適している。また、繊維については、ポリエステル等の化学繊維が通常用いられる。

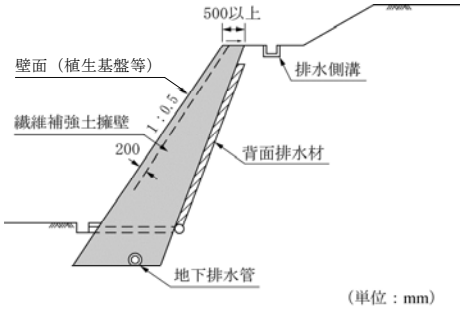



図-10.1.109　連続繊維補強土による擁壁の断面の例



施工においては、図-10.1.110 に示すように、現場において砂と繊維を直接噴射混合し、一定の層厚ごとに逐次締固めを行う。また、施工完了後は、通常、適当な緑化工法による法面への植生が行われる。

なお、設計・施工に当たっては、これまでの施工例を参考に検討を行うのがよい。

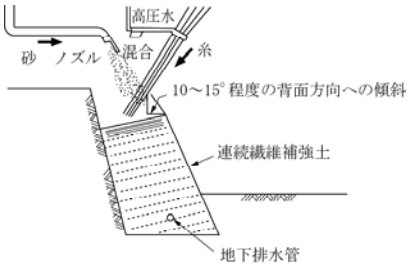



図-10.1.110　連続繊維補強土の施工概念図

(4) 軽量材を用いた擁壁

軽量材を用いた擁壁とは、擁壁の裏込め材に発泡スチロールブロックのように軽量材自体が自立性を有するものや気泡混合軽量土等のように自硬性を有するものを用いて、壁面材を表面保護壁程度に簡略化し、この壁面材と軽量材が一体で擁壁としての機能を発揮する土工構造物をいう。代表的な適用例を図-10.1.111 に示す。

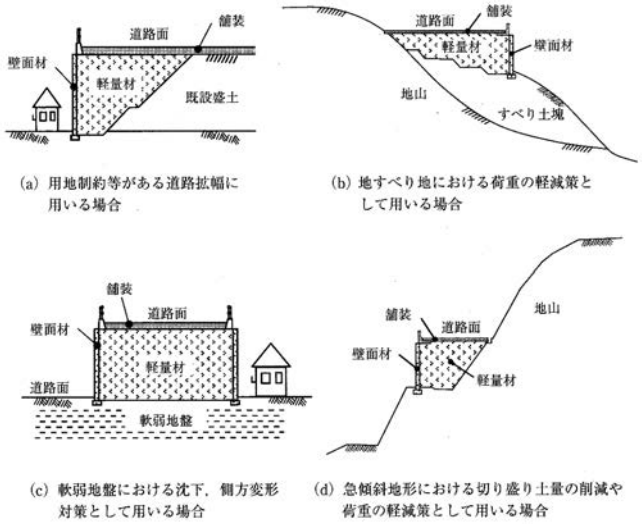



図-10.1.111　軽量材用いた擁壁の適用例 [8)]

擁壁に用いられる主な軽量材の種類と単位体積重量を**表-10.1.39** に示す。軽量材は、軽量材自体が自立性や自硬性を有し鉛直な壁面を形成できるものと、自立性や自硬性がなくコンクリート擁壁等の裏込め材料として使用されるものの２種類に分類できる。

コンクリート擁壁の背面盛土に代えて、自立性や自硬性を有しない軽量材を用いて擁壁に作用する土圧や地盤への荷重負担を軽減する場合は、**「10.1.11　安定計算」**に従い設計を行うのがよい。

**表-10.1.39**　主な軽量材の種類と単位体積重量 [8)]

| 軽量材の種類 | 単位体積重量 | 軽量材の自立性や自硬性 | | 特徴 |
|---|---|---|---|---|
| | | 自立性や自硬性を有するもの | 自立性や自硬性を有さないもの | |
| 発泡スチロールブロック | 0.12～0.3 | ○ | | 超軽量性、合成樹脂発泡体 |
| 気泡混合軽量土 | 5～12 程度 | ○ | | 密度調整可、流動性、自硬性、発生土利用可 |
| 発泡ウレタン | 0.3～0.4 | ○ | | 形状の可変性、自硬性 |
| 発泡ビーズ混合軽量土 | 7 程度 | | ○ | 密度調整可、土に近い締固め・変形特性、発生土利用可 |
| 水砕スラグ等 | 10～15 程度 | | ○ | 粒状材、自硬性はあるが自立性はない |
| 火山灰土 | 12～15 | | ○ | 天然材料（シラス等） |
| コンクリート二次製品 | 4 程度 | ○ | | プレキャストコンクリート、軽量性、空隙率が高い |

ｱ 発泡スチロールブロックを用いた擁壁

軽量材として用いる発泡スチロールブロックは、通常、2m×1m×0.5m 程度の直方体で、単位体積重量は 0.12～0.3kN/m$^3$ である。発泡スチロールブロックは極めて軽量で人力での運搬や設置が可能であることから、大型の建設機械が進入できない場所や、一般的な擁壁では支持力が不足する軟弱地盤等でも施工することができる。

発泡スチロールブロックは、紫外線の照射による劣化が生じ、ガソリンや重油等の有機溶剤により溶解する性質をもつ。また、火気については難燃性ではあるが、不燃性ではない。このため、長期間の紫外線の照射、ガソリンや重油等の溶剤との接触、火気を避けるため保護壁やコンクリート床版で覆う対策をとる必要がある。また、発泡スチロールブロックの長期的な荷重によるクリープ変形やそれに伴う盛土の沈下への影響も留意する必要がある。

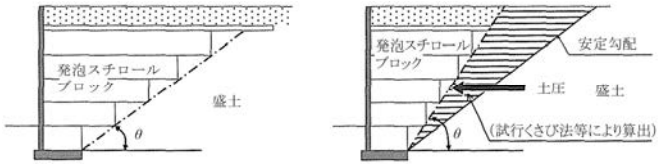
(ｱ) 設計の考え方

ここでは、設計に用いる荷重について、発泡スチロールを用いた土圧軽減工法に特有なものについて述べることとし、それ以外についてはコンクリート擁壁の設計法に準ずる。

a 土圧

擁壁に作用する土圧は、発泡スチロールブロック背面に作用する土圧と上載荷重に起因する側圧を考慮する。ただし、背面の勾配が盛土の安定勾配以下の場合、発泡スチロールブロック背面に作用する土圧は作用しないものと考えてよい。**図-10.1.112**(b)に示すように、発泡スチロールブロック背面の勾配が盛土の安定勾配よりも大きい場合には、試行くさび法等により土圧を求め、発泡スチロールブロック背面に水平に作用するものと考える。なお、発泡スチロールブロック背面に作用する土圧は、発泡スチロールブロックの許容圧縮応力内に収めることが必要である。






(a) 発泡スチロールの背面勾配 θ が盛土の安定勾配と同じか又はそれ以下の場合（発泡スチロールブロックの側圧のみ、発泡スチロールブロック背面に土圧は作用しない）

(b) 発泡スチロールの背面勾配 θ が盛土の安定勾配より急な場合（発泡スチロールブロックの側圧と発泡スチロールブロック背面からの土圧が作用する）

**図-10.1.112**　発泡スチロールブロック背面の勾配と土圧 [8)]

発泡スチロールブロックの側圧は、発泡スチロールブロックに作用する鉛直方向の荷重によって発泡スチロールブロックが側方に膨らむことで生じる。設計においては、発泡スチロールブロックより上部の荷重（発泡スチロールブロックより上の舗装やコンクリート床版等の自重と載荷重）の 0.1 倍の荷重が側圧として深度方向に一様に作用すると考えてよい。

b 発泡スチロールの自重

発泡スチロールブロックの自重は、乾燥状態にある場合（地下水位以上）には、発泡スチロールブロックの単位体積重量とする。また、発泡スチロールブロックが長期間地下水位以下に設置された場合、発泡スチロールの吸水によりその単位体積重量が増加するので、吸水による単位体積重量の増加を見込む必要がある。一般的に、発泡スチロールブロックを地下水位以下に使用する場合には、単位体積重量を 1.0kN/m$^3$ として沈下に対する検討や背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定性の検討を行っている。

c 浮力

発泡スチロールブロックは極めて軽量であるため、地下水の影響による浮き上がりが問題となるため地下水位以下に設置しないことを原則とする。しかし、地形、使用条件等により、やむを得ず地下水位以下に設置する場合には、発泡スチロールブロックに作用する浮力を考慮しなくてはならない。この場合、浮力は擁壁の安定性に最も不利になるように作用させ、転倒や滑動に対する照査では浮力を考慮し、支持に対する照査では浮力を無視するのがよい。

d 地震の影響

地震の影響は、発泡スチロールブロックを用いた擁壁の自重による地震時慣性力を考慮する。発泡スチロールブロック背面に土圧が作用する場合は、背面に作用する地震時土圧を考慮する。地震動の作用に対する照査は、震度法等の静的照査法が用いられることがあるが、発泡スチロールブロックを用いた擁壁は、上部が重い構造体になりやすいので、既往の実験結果等を参考に地震動の応答特性や用いる設計水平震度を適切に設定する必要がある。

(ｲ)構造細目

構造細目の検討に当たっては、発泡スチロールブロックを用いた擁壁の用途及び目的に応じて検討しなければならない。

a 壁面工

基礎地盤への荷重の軽減対策として発泡スチロールブロックを用いる場合、壁面材の主部材として H 鋼等を支柱とし、表面保護壁としてパネル材を取り付ける方式を採用するのが一般的である。このときの壁面材は、発泡スチロールブロックを紫外線による劣化と、周辺火災による溶融から防護する性能を有するものでなければならない。

支柱の設置方法としては、コンクリート基礎上に固定する場合と杭方式とする場合がある。

b 排水工

発泡スチロールブロックを用いた擁壁においては、施工中及び施工後を通じて排水対策に十分留意する必要がある。**図-10.1.114** に示すように段切り部と発泡スチロールブロックの境界部には、湧水や浸透水の排水ができるよう砕石や砂等により排水層を設置する。また、湧水等が多い場合には、段切り面に沿って排水用ジオテキスタイル等を設置するとよい。

排水工の設計においては、地下水の状態はもとより、季節的な降雨や洪水の有無等についても考慮する必要がある。降雨や洪水により内水が生じる可能性のある箇所では、発泡スチロールブロックの適用を避けることが望ましいが、やむを得ず適用する場合には、排水系統を十分に調査し、浮き上がり等に対して適切な排水対策をとる必要がある。

c コンクリート床版工

発泡スチロールブロックの天端や発泡スチロールブロックの設置段数の多い場合の中間部には、コンクリート床版を設けるのが一般的である。これは、車両による載荷重や上載荷重等の分散、発泡スチロールブロック設置時の不陸や段差の修正、発泡スチロールブロックの一体化、発泡スチロールブロックに有害な物質の浸入防止等を図るためであり、中間部では通常、発泡スチロールブロック高さ２～３m ごとに１か所設ける。

d 水平力抑止工

発泡スチロールブロックを用いた擁壁は、コンクリート床版や舗装等により上部構造が重い構造になりやすいため、地震時の安定性に対する検討において水平力抑止工が必要になる場合がある。水平力抑止工を設けると地震時の応答の増幅を抑えることができ、かつ、地山との開き・ずれを防止することができる。斜面上に擁壁を構築する場合には、水平力抑止工としてコンクリート床版部から背面地山へアンカー工等を設けるのがよい。水平力抑止工は最上部のコンクリート床版部に設けるのが効果的である。

(e)附属施設の設置

発泡スチロールブロックを用いた擁壁の上に防護柵、遮音壁等の道路附属物を設置する場合には、附属施設からの荷重がコンクリート床版及び発泡スチロールブロックに与える影響を十分に検討した上で、適切な設置方法を採用する必要がある。



(ｳ)施工上の留意点

a 掘削工

斜面上において拡幅盛土等を行う場合には、**図-10.1.113** に示すように地山の段切りを行い、発泡スチロールブロックをできるだけ各小段に配置する等、安定を保つための配慮が必要である。なお、段切り部に砕石を用いる場合、地震時に砕石が揺すり込み沈下を生じないように砕石にセメント等を加えポーラスコンクリート状にするとよい。斜面が岩盤の場合には、地形の状況によって段切りの幅及び高さは適宜縮小することができる。

段切りによってかえって地山の安定性を損なう場合や、湧水等がみられず、かつ安定した地山等に発泡スチロールブロックを腹付けする場合には、**図-10.1.114** に示すように発泡スチロールブロックと地山との境界部にモルタル等を施して地山と一体化することもある。

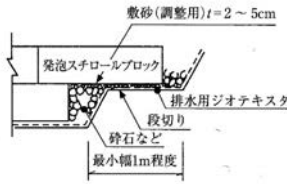



**図-10.1.113**　斜面での段切り [8)]

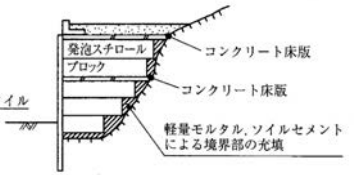



**図-10.1.114**　岩盤斜面へのすり付け方法の例 [8)]

b 発泡スチロールの設置工

発泡スチロールブロックの設置は、人力等で各層ごとに積み上げて施工する。設置に当たっては、特に第１層目（最下層）の施工精度が全体の施工精度に影響するので、段差等が生じないようにする。また、発泡スチロールブロックの目地はできるだけ各層ごとに千鳥配置になるように配置し、ブロックどうしは緊結金具を用いて連結する。

施工中は発泡スチロールブロック上に直接、重機や工事用車両が載らないように工事用道路の配置等について検討する必要がある。

発泡スチロールブロックは、紫外線により劣化する性質を持っているため、日光に暴露することを避ける必要があり、施工中においてもできるだけ短期間に施工することが望ましい。また、極めて軽量であるため、施工時の強風や豪雨への備えとして土のうやネット等による飛散防止が必要である。

発泡スチロールブロックの施工中の現場保管においても、火気や石油類から遠ざけ、紫外線対策や飛散防止対策としてネットやシート等で養生するのが望ましい。

c コンクリート床版工

コンクリート床版は、上部からの荷重分散と発泡スチロールブロックの結束及び不陸を吸収する目的で設けるので、打設下面で調整は行わず、仕上り面で整形すればよい。また、配筋は番線結線とするか網筋を用い、発泡スチロールブロック上での溶接は極力避けなければならない。

コンクリート床版上に道路舗装を行う場合には、床版のコンクリートを十分養生してから施工する必要がある。

ｲ 気泡混合軽量土を用いた擁壁

気泡混合軽量土（気泡モルタルを含む。）は、土に水とセメント等の固化材を混ぜてスラリー化したものに、起泡剤を発泡させてできる気泡を混合して製造される軽量材である。気泡混合軽量土は、軽量性や流動性に優れ、固化後は自立する特徴を持ち、変形特性はコンクリート材料に類似した挙動を示す。また、原料土として現地発生材を利用できるため、建設発生土の有効利用が図れる等の利点がある。一般的に気泡混合軽量土の単位体積重量は、５～12kN/m$^3$ 程度、一軸圧縮強さは 10MN/m$^2$ 程度まで調整可能である。気泡混合軽量土の主な特性を**表-10.1.40** に示す。

**表-10.1.40**　気泡混合軽量土の特性 [8)]

| | |
|---|---|
| 軽　量　性 | 単位体積重量を任意に調整することができるため荷重の軽減が図れる |
| 流　動　性 | 流動性に優れるため敷均し、締固め作業が省力化できる<br>狭小箇所の埋め戻しや充填が可能である |
| 硬化後の自立性 | 硬化後は自立することから鉛直壁の構築が容易で、強度も任意に調節できる |
| 施　工　性 | 大規模な施工機械を必要としないため工事用機械の進入が困難な箇所の施工が可能となる<br>気泡が大部分を占めるため材料運搬が軽減される |

(ｱ) 設計の考え方

気泡混合軽量土の設計方法について確立されたものはないため、気泡混合軽量土の設計に当たっては、過去の設計・施工事例等を参考に十分な検討を行う必要がある。

ここでは、気泡混合軽量土の設計について基本的な事項を述べるものとし、それ以外については、コンクリート擁壁の設計法に準ずるものとする。

a 土圧

気泡混合軽量土を用いた擁壁に作用する土圧は、気泡混合軽量土背面に作用する土圧と施工時の未固結気泡混合軽量土の側圧を考慮する。気泡混合軽量土背面には、発泡スチロールブロック背面に作用する土圧と同様に、気泡混合軽量土背面の勾配が盛土の安定勾配以下であるときは、土圧は作用しないと考えてよい。また、壁面材に作用する側圧は、気泡混合軽量土が未固結の状態が最大となる。したがって、気泡混合軽量土の打設時一層分の圧力を、壁面材に作用する側圧とする。

b 強度及び密度の設定

気泡混合軽量土は、セメント量や水セメント比、気泡量の配合を調整することにより任意の強度や単位体積重量とすることができる。気泡混合軽量土の強度や密度設定は、構造物の機能を維持し、かつ、自重や車両による載荷重、自立に必要な強度等に対する部材の安全性と、擁壁としての安定性を満足するように設定する。また、構造物の条件に応じては、路床では CBR を、盛土では繰返し荷重の影響等を考慮して設定する。

気泡混合軽量土の一軸圧縮強さは、0.3～10MN/m$^2$ 程度までが可能であるが、一般的には 0.3～2.0MN/m$^2$ 程度の配合とすることが多い。また、単位体積重量は５～12kN/m$^3$ 程度を用いることが多い。気泡混合軽量土の密度は混練り時の気泡混合軽量土の密度で評価するものとし、一般に１層を１m 以下の打設厚さで施工すれば、密度の変化はないと考えてよい。



c 浮力

気泡混合軽量土は、長期間地下水位以下に置かれる場合、吸水により単位体積重量が増加し、その影響は、気泡混合軽量土の単位体積重量が小さいほど大きい。したがって、気泡混合軽量土を地下水位のある箇所に施工する場合は、浮力の影響が小さくなるように、地下水位以下となる部分の気泡混合軽量土の単位体積重量をできるだけ重い配合とすることが望ましい。

d 地震の影響

地震の影響は、気泡混合軽量土を用いた擁壁の自重に起因する地震時慣性力と、気泡混合軽量土背面に土圧が作用する場合は、背面に作用する地震時土圧を考慮する。地震動の作用に対する照査は、震度法等の静的照査法が用いられることがあるが、いまだ十分には確立していない。斜面上に構築された擁壁を例にとれば、地震時に特に問題となるのは、転倒モードによる底面部の特につま先部の応力集中による圧縮破壊や、形状変化部からの亀裂発生等である。したがって、気泡混合軽量土下部の強度設定や、十分な底版幅の確保等の考慮が必要である。

過去に行われた模型実験によれば、高さ 15m 程度以内の気泡混合軽量土を用いた擁壁では、気泡混合軽量土の一軸圧縮強度が 300kN/m$^2$ 程度を確保していればレベル２地震動に対しても上に述べたような損傷が生じないことが示されている。したがって、このような実験的知見に基づき設計することもできる。なお、斜面上の擁壁では、上に述べた高さの制約に加えて、底面幅を最低でも２m 以上は確保する。

(ｲ) 構造細目

a 壁面工

気泡混合軽量土の長期的な耐久性は未解明な部分があり、打設後、気泡混合軽量土の表面を暴露しておくと劣化するおそれがある。このため、気泡混合軽量土の表面は適切な方法で保護する必要がある。一般的には、打設時の型枠と表面保護を兼ねた壁面材とすることが多い。したがって、打設時の型枠を壁面材として兼用する場合には、型枠材としての機能のほか、固化後においては壁面材として気泡混合軽量土を保護する十分な耐久性が必要である。

b 排水工、防水工、敷網材

表面及び背面の盛土又は地山からの地下水の浸透等の水の影響により、気泡混合軽量土が強度低下を引き起こすおそれがあるため、**図-10.1.115**、**図-10.1.116** 施工例のように、不透水シートにより遮水するとともに背面地山の排水に留意する必要がある。また、気泡混合軽量土のひび割れを抑制するために、**図-10.1.115** のように、敷網材を設置する場合がある。

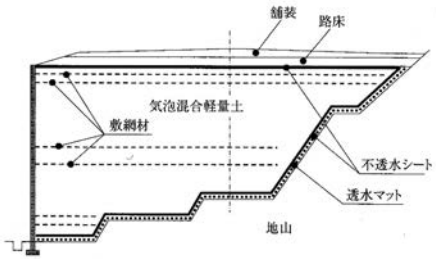



図-10.1.115　不透水シート、敷網材の施工例[8)]

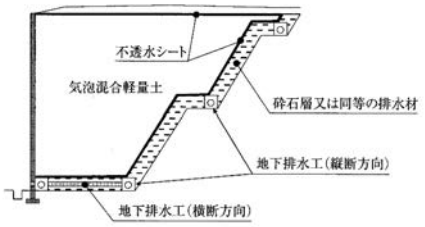



図-10.1.116　排水工の施工例[8)]

c 附属施設

気泡混合軽量土はひび割れ等の損傷に対して補修が困難である。したがって、気泡混合軽量土を用いた擁壁の上に防護柵、遮音壁等の道路附属物を設置する場合には、図-10.1.117 に示す防護柵の設置例のように附属施設の基礎は、コンクリート基礎とすることが望ましい。また、コンクリート基礎と壁面材は分離した構造にするのがよい。

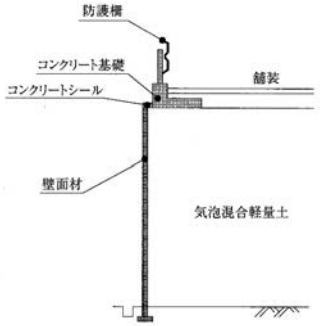



図-10.1.117　防護柵の設置例[8)]



(ｳ)施工上の留意点

a 製造方法

気泡混合軽量土の気泡の製造方法は、起泡剤の種類や気泡の混合方式によりポストフォーム方式、ミックスフォーム方式、プレフォーム方式に分類されるが、気泡の分布・分散性に優れ、気泡量の調整が容易なプレフォーム方式が適している。

気泡混合軽量土の製造方法は、打設量が少ない場合には発泡装置や混合機械を搭載した車両が用いられるが、打設量が多い場合には仮設プラントを設けることが多い。また、打設量が極めて少ない場合には、生コン工場から購入したセメントモルタルやセメントミルクにアジテータ車内で気泡を混合する場合もある。

b 掘削工

斜面上に気泡混合軽量土を用いた擁壁を施工する場合には、段切り等を行い地山とのなじみを良くする。また、滑動が問題となる場合には、すべりに抵抗できる抑止杭等を用いて、地山との一体化を図るものとする。

c 打設工

気泡混合軽量土は、軽量土内の気泡が消泡しない程度の打設厚さで施工するものとする。一般に、一層の打設厚さが厚くなると自重により気泡が破壊し、材料分離を生じ、強度のばらつきが生じるおそれがある。このため、気泡混合軽量土の施工は打設後に消泡による沈降等が生じないよう 1 m 程度以下の打設厚さで行う必要がある。

d 養生

気泡混合軽量土では、急激な乾燥によるひび割れ等の防止や、降雨等による気泡の消泡や品質低下を防止するためシート等による養生を行う。また、配合によっては強度発現までの養生に時間を要する場合があるので、上層の施工に当たっては、下層が施工に必要な強度を有していることを確認する必要がある。

e その他

気泡混合軽量土の気泡は、降雨や地下水等の影響により消泡してしまうため、降雨時や施工直後に降雨が予想される場合には施工してはならない。また、地下水や湧水等の水の影響がある場合には、適切に処理を行った上で施工するものとする。気泡混合軽量土の打ち継目は、鉄筋等による特別な処理をする必要がないが、著しいレイタンス等は除去して打ち継ぐものとする。

### 10.1.18　環境との調和や景観に配慮した擁壁設計の留意事項

擁壁の設計に当たっては、当該農道の規模、重要度、環境条件等を考慮し、安全かつ経済的なものとするが、生物の生息・生育環境の保全や景観の観点から植栽ブロックの設置やツタ類等の植栽を検討することが望ましい。また、擁壁は垂直に近い面として現れ、視覚的影響が大きい。加えて、コンクリート擁壁の場合、単なる打ち放しのものは固く、冷たい感じがする。したがって、自然景観に恵まれた場所では、周囲の景観に馴染むような処理が必要になる。

擁壁に関わる維持管理としては、緑化型擁壁に関する植栽の維持管理・育成と、構造の破損、欠損等に対する処理等が考えられる。また、デザインウォール等造形的な処理を施したものには、特殊な維持管理が必要となるものがあり、予定管理者と十分な協議が必要となる。

(1) コンクリート擁壁

ア 表面処理

コンクリートの表面処理は比較的容易に行えるという利点があり、目地や凹凸等を工夫して単一な壁面に変化をつけることができる。

コンクリートの持つ特性を積極的に活かせば、レリーフのような造形的なデザインも検討できる。ただし、汚れや色あせ等の経年変化を考慮し、特殊な維持管理等が必要なものは避けるべきである。

コンクリートの表面処理は、擁壁の規模、視点の種類を考慮し、全体のバランスや視覚的効果が適切に得られるように検討する必要がある。

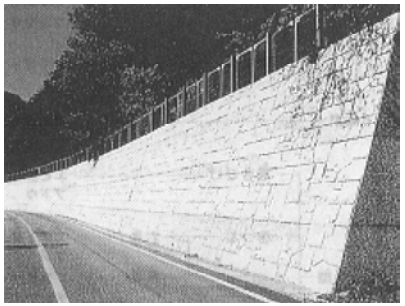


図-10.1.118　化粧型枠を用いてコンクリート壁面に擬石処理した事例

イ 緑化

植栽を併用することにより、コンクリートの冷たい印象を緩和することができる。植栽による擁壁の遮蔽方法としては、つる性植物及び前面植栽等による被覆が効果的である。

(ア) つる性植物による緑化

a つる性植物の分類

つる性植物のタイプとして、大きく次の４タイプがある。

(a) 巻きひげによるもの

巻きひげによってからみついていくもので、緑化の利用に際しては、金網、ネットフェンス等が必要である。



(b) 巻きつるによるもの

つるが他のものに巻きつき絡みついていくもので、緑化の利用に際しては、金網、支柱等、巻ける形態の構造物に支持させなければならない。

(c) 気根・付着根によるもの

地上の部分に出る根を総称して気根と呼び、その気根が壁に密着しながら登っていくものである。主に壁面等の面的な部分に用いられるほか、金網やネット等でも緑化が可能である。

(d) 吸盤によるもの

気根、巻きひげ等が変化した吸盤により吸着して登っていくもので、壁面、法面、その他金網等でも利用できる。

緑化用として使用可能なつる性植物を生育行動別にまとめると、図-10.1.119 のようになる。

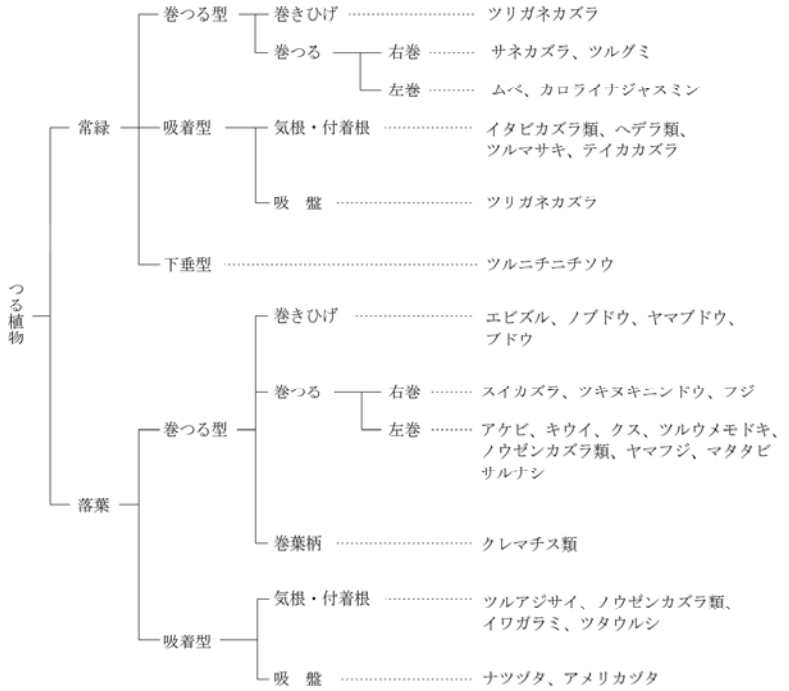



図-10.1.119　緑化用の主なつる植物

b コンクリート擁壁面の緑化手法

コンクリート擁壁面をつる性植物で緑化する手法としては、以下のものがある。

(a) 登攀法

コンクリート擁壁の裾に吸着型のつる植物を植栽し、つるをコンクリート擁壁面に直接、吸着、登攀させ、緑化を図る方法である。

(b) 補助資材法

コンクリート擁壁面の前面に、ネットや格子等の補助資材を取り付け、補助資材に巻つる型のつる性植物を絡ませ、緑化を図る。

(c) 下垂法

コンクリート擁壁の天端に、下垂型のつる性植物を植栽し、つるを下垂させ、緑化を図る方法である。

c つる性植物を用いる利点

つる性植物を用いて擁壁を緑化する手法には、以下のような利点がある。

① 擁壁の持つ固さ、重厚さ、冷たさを和らげ、周囲の環境に対する違和感を和らげる。

② 擁壁の反射光は、快適性を阻害するだけでなく、運転者の安全走行からも問題となる場合が多い。つる性植物で緑化することで、反射光は防止できる。

d つる性植物を用いる場合の留意点

(a) 壁面の保守点検

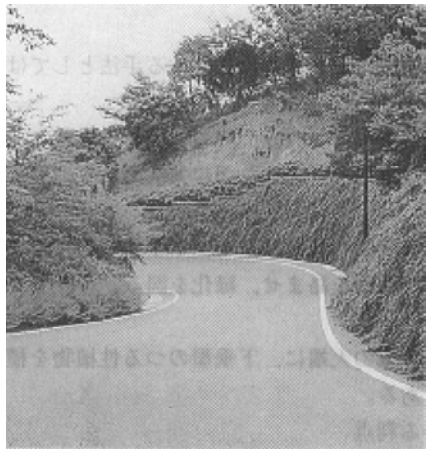
壁面は、機能維持や安全性確保のために、定期的に保守点検を行う必要がある。

つる性植物が壁面を被覆すると、壁面の目視が困難になり、保守点検に支障をきたすおそれがある。

(b) 植物による表面の腐食

つる性植物は、根の先端から酸を分泌して表面を溶かし、割れ目をつくって根を割り込ませるという作業を繰返して繁殖していく。このため、時間が経過すると擁壁の表面がぼろぼろになるおそれがあり、モルタル吹付けの法面に用いることは、危険である。





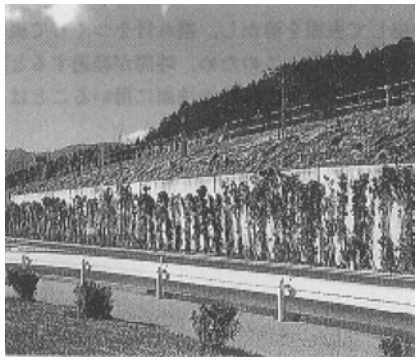
山間を通過することから、擁壁が多く用いられ、その処理に工夫をこらしている。

ここでは、つる性植物を用い、人工的な構造物を見せることなく、周囲の自然景観に調和させている。

**図-10.1.120**　つる性植物による壁面緑化の例（高知県南国市）

(イ) 前面植栽による緑化

前面植栽を行うに当たっては、擁壁の基礎部分は高木植栽が困難であり、あらかじめ植栽のための用地幅を確保しておく必要がある。



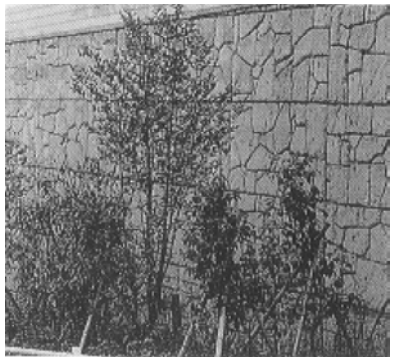


**図-10.1.121**　擁壁前面の植栽による緑化手法

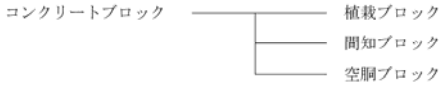
(2)ブロック積擁壁

ブロック積擁壁は、擁壁の高さに限界があり使用の範囲に制約があるが、ブロックの素材や組み方を検討することにより、表面に変化をつけることができる。

ブロックには、植栽を目的とした緑化ブロックも多く用いられている。また、同様なブロック積擁壁が長く続くと単調さを生じるので、植栽の併用等により変化をつけることが望ましい。

最近では、石張りブロック、石積ブロック等さまざまなブロックが開発され、景観、施工法、経済性の向上が図られている。

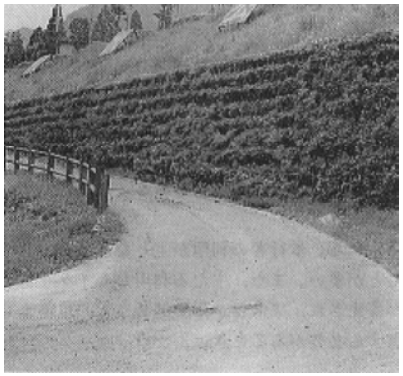
コンクリートブロックには、以下のような種類がある。




現在は、コンクリートブロックの表面に擬石や擬木等の仕上げを行ったものや、石張りブロック等の製品も数多く製造されている。

また、形状の異なるブロックを用いて、単調な壁面に変化をつける手法が用いられる場合もある。

ア 植栽ブロックによる緑化事例



公園の横を通過する農道であり、植栽ブロックに花木を植栽、鮮やかな景観を呈している。

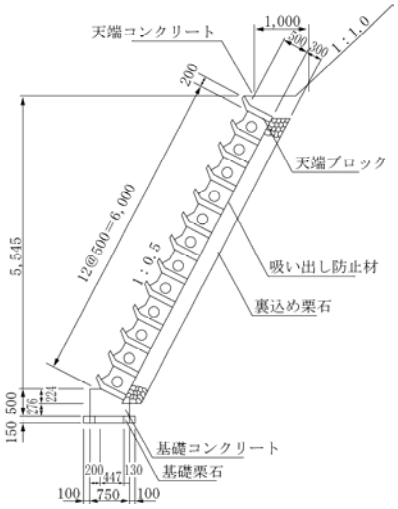



図-10.1.122　植栽ブロックによる緑化（写真：宮崎県東郷町、断面図：山口地区）



イ 形状の異なるブロックを用いて変化をつける例

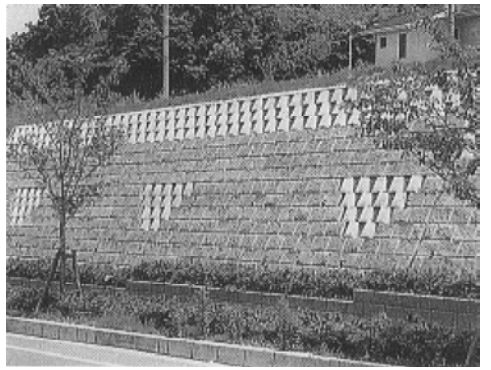


図-10.1.123　単調な壁面に形状の異なるブロックで変化を与えた事例

## 10.2　暗渠（カルバート）

### 10.2.1　一般事項

暗渠（カルバート）は、農道下に道路や水路等の空間を得るために盛土あるいは原地盤内に設けられる構造物であり、一般に水路は小断面を、道路は大断面を有している。

また、暗渠（カルバート）は、その構造形式や材料の違いから多くの種類に分類される。本技術書では、これらの中で構造形式、規模とも一般的なものについて述べており、特殊な構造のものや大規模なもの、地形、地質、施工条件等が特別なものについては、本技術書に述べられている基本的な考え方を踏まえ、更に詳細な検討を加え合理的な設計を行うことが必要となってくる。

なお、具体的な設計は、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」を参考に行うこととする。

### 10.2.2　暗渠（カルバート）の種類と適用

(1)従来型カルバート

従来型カルバートの種類は図-10.2.1に示すように、①カルバート本体に使用される材料からみた場合、②構造形式からみた場合、③使用目的からみた場合、に分類される。

構造特性からは、外力に変形することなく抵抗する剛性カルバートと、変形しながら抵抗するたわみ性カルバートがある。

これらはさらに、形状の違いから、ボックスカルバートや門形、アーチカルバートと、パイプカルバートに分けられる。ボックスカルバートや門形、アーチカルバートは剛性カルバートであり、パイプカルバートには両者がある。

これらの中からカルバートを選定するに当たっては、内空断面や土かぶりのほか、設置場所の地形・地質、周辺構造物等の条件に関する検討や工事費の比較等を行い、その使用目的にあった構造形式を選定することが重要である。

各種構造形式の特徴と一般的な使用法は、以下のとおりである。

ア 剛性ボックスカルバート

ボックスカルバート、アーチカルバートは、施工法の違いから場所打ちボックスカルバートとプレキャストボックスカルバートに分けられる。門形カルバートは場所打ちで施工される。

(ア)場所打ちボックスカルバート

現場において、鉄筋の加工・組立、コンクリートの打設・養生を行うもので、数か月の施工期間が必要である。任意の断面形状が施工でき、土かぶり荷重等設計荷重や縦断勾配等の現地条件に応じた設計・施工が可能である。ただし、内側型枠の脱型作業を考えると、比較的断面の大きい方が有利であり、内空断面の大きさとしては1m程度以上が望ましい。また、内空幅が大きくなる場合には、中間に隔壁を設置し二連構造とすることも可能である。

(イ)プレキャストボックスカルバート

プレキャストボックスカルバートは、工場で製作された製品を現場に搬入し、設置するもので、現場施工期間を短縮することができるとともに、工場製品であるため品質が安定している。しかし、断面が大きくなると、運搬における制約から部材を2分割、4分割等、多分割化する必要がある。その場合は現場での接合方法及び接合位置について検討し、組立処理等についても十分注意しなければならない。

構造的には、鉄筋コンクリート（RC）構造とポストテンション方式によるプレストレストコンクリート（PC）構造があり、規格化された製品の適用できる最大土かぶりは、RC構造が3m、PC構造は6mで最大内空幅については、RC構造が3.5m、PC構造が5mとなっている。



なお、構造の選定に際しては、構造の特質、経済性の検討を行う必要がある。

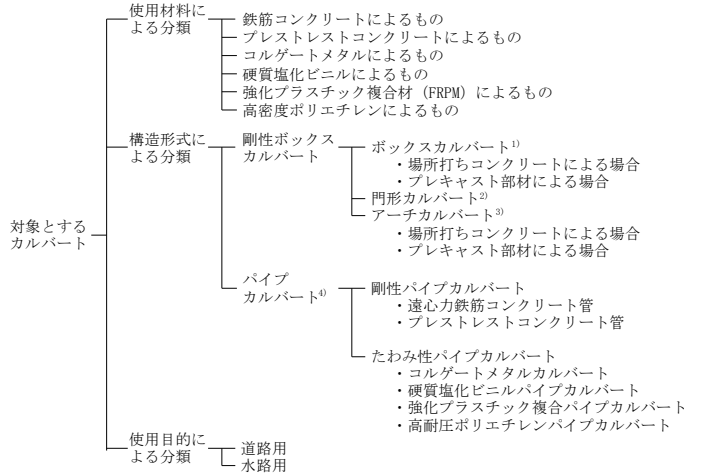






図-10.2.1　従来型カルバートの種類[10)]

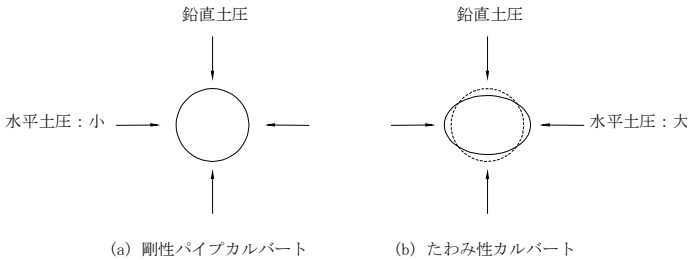



図-10.2.2　剛性パイプカルバートとたわみ性パイプカルバートの違い[10)]

(ウ)門形カルバート

門形カルバートは、底版がなく、側壁の下端にフーチングを設置した構造であり、現地の状況から底版の設置が困難な場合や、内空幅が大きい場合に有利となる。

ただし、他のカルバートと異なり地盤反力が大きくなることや、閉合断面でないことから全体剛

性が低く変形しやすいので、基礎地盤の良好な場所に設置するのが一般的である。また、このような構造理由から、地震の影響を考慮する必要がある。

(ｴ)アーチカルバート

カルバートの土かぶりが大きくなると、ボックスカルバートよりもアーチカルバートが一般的に経済性において有利となる。しかし、アーチカルバートは鉛直土圧と水平土圧のバランスに大きく左右される構造であることから、地盤の傾斜等による不同沈下や、地形、盛土材料、施工の相違等による偏土圧を生じさせないことが条件となるので、選定に当たっては十分な検討を行わなければならない。

施工性においては場所打ちの場合、アーチ部分の型枠及びコンクリートの施工が難しくなるものの、施工例は数多く見られる。従来は**図-10.2.3**に示す構造が多く採用されてきているが、底版を薄くするために**図-10.2.4**の構造も近年採用され始めている。

また、アーチカルバートにもボックスカルバートと同じくプレキャストがあり、断面が大きくなると工場で上下に分割し現場で組立てる構造や、ヒンジ式アーチ工法等がある。

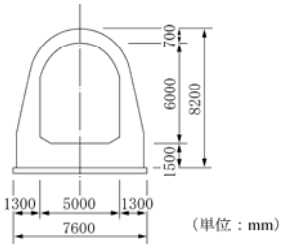



**図-10.2.3**　アーチカルバートの施工例(1)

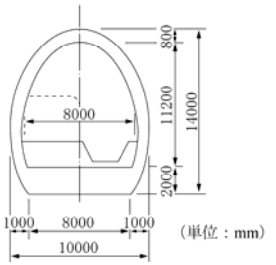



**図-10.2.4**　アーチカルバートの施工例(2)

ｲ 剛性パイプカルバート

(ｱ)コンクリート製パイプカルバート

コンクリート製パイプカルバートは、強度の異なる管種があるため、土かぶりや荷重の作用状況により、適切なものを選定する必要がある。一般にコンクリート製パイプカルバートに用いる管種は、鉄筋コンクリート管、プレストレストコンクリート管があり、このうちプレストレストコンクリート管は土かぶりの大きい場合に用いられる。

(ｲ)セラミックパイプカルバート

セラミックパイプカルバートには、円形管と卵形管の２種類があり、耐酸性・耐アルカリ性に優れている。また、強度的には、鉄筋コンクリート管の一種管と同等の外圧強さを有している。一方、衝撃に弱く一定限度を超える荷重が作用するとひび割れの発生と同時に破壊する特性があるため、埋設時及び再掘削時の取扱いには十分な注意が必要である。



ｳ たわみ性パイプカルバート

たわみ性カルバートには、コルゲートメタルカルバートと硬質塩化ビニルパイプカルバートのほか、強化プラスチック複合パイプカルバートがある。これらたわみ性カルバートは、薄肉でたわみ性を有しており、鉛直土圧によってたわむことによりカルバートの両側の土砂を圧縮し、そのとき生じる受働土圧を受けることによってカルバートに加わる外圧を全周にわたり均等化して抵抗している。(**図-10.2.2**(b))

(ｱ)コルゲートメタルカルバート

コルゲートメタルカルバートは、構成するコルゲートセクションが軽量であるため、運搬施工に際し大がかりな施設や機械を必要としない。適用箇所としては山間部の高盛土や軟弱地盤上に用いられることが多い。なお、コルゲートメタルカルバートは、亜鉛メッキされているが、高酸性等の腐食環境での使用は好ましくない。

(ｲ)硬質塩化ビニルパイプカルバート

硬質塩化ビニル管は、軽量であるため長尺で扱うことができ、酸やアルカリにも強い性質を持っている、ただし、寒冷地で使用する場合には、管に衝撃が加わらないよう特に注意する必要がある。

(ｳ)強化プラスチック複合パイプカルバート

強化プラスチック複合パイプカルバートは、硬質塩化ビニル管とほぼ同様の性質を持つとともに、内径が大きく、かつ高強度の特徴を有している。ただし、特に内径の大きな強化プラスチック複合管を埋設した後に管の側部付近を再掘削した場合等は、管側部に作用する水平方向の受働土圧が減少し、管に過大な変形やたわみが生じることがある。したがって、近接箇所で掘削工事を行うことが予想されるような場所で強化プラスチック複合管を使用する場合には、管側部付近の掘削の影響について十分な検討を行う必要がある。

(ｴ)耐圧ポリエチレンリブパイプカルバート

耐圧ポリエチレンリブパイプカルバートは、軽量で施工性がよく、耐薬品性、耐衝撃性に優れ、軟弱地盤にも適用できる。

ただし、強化プラスチック複合パイプカルバートと同様に管側部に作用する受働土圧が減少しないよう十分な検討を行うとともに、埋戻しの際、十分な締固めを行う必要がある

(2)従来型カルバートの適用範囲

所定の構造形式や材料、規模の範囲内にある従来型カルバートの適用範囲を**表-10.2.1**に、適合条件を以下のｱ～ｷに示す。

**表-10.2.1**　従来型カルバートの適用範囲[10)]

| カルバートの種類 ＼ 項目 | | | 適用土かぶり（m）注1) | 断面の大きさ（m） |
|---|---|---|---|---|
| 剛性ボックスカルバート | ボックスカルバート | 場所打ちコンクリートによる場合 | 0.5～20 | 内空幅 B：6.5 まで<br>内空高 H：3　まで |
| | | プレキャスト部材による場合 | 0.5～6 注2) | 内空幅 B：5　まで<br>内空高 H：2.5 まで |
| | 門形カルバート | | 0.5～10 | 内空幅 B：8 まで |
| | アーチカルバート | 場所打ちコンクリートによる場合 | 10 以上 | 内空幅 B：8 まで |
| | | プレキャスト部材による場合 | 0.5～14 注2) | 内空幅 B：8　まで<br>内空高 H：3.2 まで |
| 剛性パイプカルバート | 遠心力鉄筋コンクリート管 | | 0.5～20 注2) | 3 まで |
| | プレストレストコンクリート管 | | 0.5～31 注2) | 3 まで |
| たわみ性パイプカルバート | コルゲートメタルカルバート | | （舗装厚＋0.3）又は 0.6 の大きい方～60 注2) | 4.5 まで |
| | 硬質塩化ビニルパイプカルバート（円形管（VU）の場合）注3) | | （舗装厚＋0.3）又は 0.5 の大きい方～7 注2) | 0.7 まで |
| | 強化プラスチック複合パイプカルバート | | （舗装厚＋0.3）又は 0.5 の大きい方～10 注2) | 3 まで |
| | 高耐圧ポリエチレンパイプカルバート | | （舗装厚＋0.3）又は 0.5 の大きい方～26 注2) | 2.4 まで |

注 1）断面の大きさ等により、適用土かぶりの大きさは異なる場合もある。
注 2）規格化されている製品の最大土かぶり。
注 3）硬質塩化ビニルパイプカルバートには、円形管（VU、VP、VM）、リブ付き円形管（PRP）があるが、主として円形管（VU）が用いられる。

ｱ 裏込め・埋戻し材料は土であること

裏込めや埋戻しに土以外の材料を使用した場合、土圧等の作用、地震時の応答特性、締固め管理等設計の前提条件となる施工管理方法、損傷した場合の復旧性等が従来型カルバートと異なる場合がある。

ｲ カルバートの縦断方向勾配が 10%程度以内であること

カルバートが縦断方向（構造物軸方向）に急勾配で傾斜していると、従来型カルバートの設計では考慮していない縦断方向の継手部の抜け出しや、縦断方向に対し斜めに横断する断面での断面力、縦断方向の軸圧縮応力等について、検討を加える必要がある。

ｳ 本体断面にヒンジがないこと

不静定次数の高い従来型カルバート、あるいはプレキャストカルバートにおいて、輸送条件、施工条件等によって分割接合部を設けても、機械継手による接合や PC 鋼材による圧着接合等、分割接合部に十分な剛性を与える構造が採用されていれば、部分的な破壊がカルバート全体の崩壊につながる可能性は低い。一方、カルバートの分割接合部にヒンジを有する構造では、カルバートの変位及び変形が大きくなり、また、部分的な破壊がカルバート全体の崩壊につながる可能性があるため、基礎地盤の不同沈下や地震動の作用に対する検討が必要である。

ｴ 単独で設置されること

複数のカルバートが近接して連続的に設置されると、裏込めの幅が狭く隣接するカルバートどうしの相互作用が生じ、作用土圧や変形のモードが、単独で設置される従来型カルバートと異なる可能性がある。また、一般にカルバートは周辺地盤と比較して見かけの単位体積重量が小さく、単独で設置された場合には地震時に周辺地盤の挙動に支配されるため、地震の影響は比較的小さいが、多連で使用した場合にはカルバート及び上載土の応答が増幅する可能性があるため、地震時の作用に対して別途検討が必要である。



ｵ 直接基礎により支持されること

杭で支持される場合については、杭と構造体の接合部について検討を加える必要がある。

ｶ 中柱によって多連構造になっていないこと

ボックスカルバートに中柱がある場合については、地震時に構造上の弱点になるおそれがあるため、地震時の挙動について検討を加える必要がある。

ｷ 土かぶり 50cm 確保すること

土かぶりが薄いカルバートの場合には、裏込め土の沈下等による本体への影響や舗装面の不陸が生じるおそれがあるため、少なくとも 50cm 上の土かぶりを確保することが望ましい。

(3) 従来型以外のカルバート等

カルバートの技術には、施工の省力化や工期短縮、経済性の向上、性能の高度化、環境への配慮等、社会の動向や時代の要請に応じた変遷が見られる。最近の動向としては、以下に示すようなものがある。

これらのカルバートの適用に当たっては、カルバートが設置される現地条件も多様化していることを踏まえて、現地条件への適用性等について十分検討するとともに、他の工法と比較検討の上で採用する必要がある。

ｱ プレキャスト製品の大型化

プレキャスト製品で、内空断面が**表-10.2.1** に示す従来型カルバートの適用範囲を超える規模の、大型のボックスカルバートやアーチカルバートが開発されている。また、ヒンジ式アーチ構造、剛性カルバートとたわみ性カルバートの中間的な構造形式のカルバートも開発されている。

ｲ プレキャスト製品の長尺化

ボックスカルバートでは、縦断方向の長さを従来製品の２倍程度とした４m 長尺ボックスカルバートが開発され、施工スピードの向上と接合工数の軽減が図られている。

ｳ 材料の多様化

土かぶりの増加に対応して、剛性パイプカルバートにおいて薄肉鋼管に膨張性コンクリートを遠心力製法によってライニングした高耐圧の複合管が開発されている。また、新たな材料として、剛性パイプカルバートや剛性ボックスカルバートにおいて、防菌材を混入し硫化水素環境中でも耐用年数を向上させたコンクリートや廃棄物の焼却灰等を利用したコンクリート、レジンを混入し耐酸性を向上させたレジンコンクリートを用いたもの等がある。

ｴ 継手部の耐震性の向上

ボックスカルバート、アーチカルバート、鉄筋コンクリートパイプカルバート等では、本体や継手部に伸縮・耐久性の高いゴムを内蔵あるいは後付けし、可とう性を持たせることで耐震性能を高めた構造も開発されている。

ｵ 大きな土かぶりに対する対応

土かぶりが数十mに及ぶ場合等で、ソイルセメントを用いて部分的に人工地山を築き、その後内部を掘削して必要な内空断面を完成させる工法や無筋コンクリートを用いた工法が開発されている。ただし、これらの工法については、非開削で掘進する施工法であるため、本技術書では取り扱わない。

### 10.2.3　カルバートの変状・損傷の主な発生形態

カルバートの変状・損傷としては、主に(1)常時の変状・損傷、(2)異常降雨による変状・損傷、(3)地震による変状・損傷、(4)特殊な環境による変状・損傷があり、カルバート工の実施に当たって留意しなければならない。

過去の被災事例からカルバートの変状・損傷の主な発生形態、メカニズム、原因等を理解しておくことは、カルバート工実施の各段階において的確な判断と対応する上で極めて大切である。以下にカルバートの変状・損傷の主な発生形態を誘因別に示す。

(1)常時の変状・損傷

ア 隣接区間との段差の発生

カルバートの設置区間と隣接する盛土区間との境界部において、段差が生じることがある（**図-10.2.5** 参照）。段差は、裏込め材の締固めが不足する場合に、長期にわたる活荷重の作用による裏込め材の体積圧縮、あるいは軟弱地盤の圧密沈下により隣接する盛土区間が沈下することによって誘発される。段差は、カルバートを杭基礎で支持しているような場合にも多く見られ、杭が破壊することもある。さらに、杭基礎で支持されている場合、カルバートとその下部の地盤の間に空洞ができ、その空洞を水が流れる場合もある。地震によっても段差が発生することがある。（**図-10.2.9** 参照）。

段差が大きくなると、走行性等、上部道路の機能が低下するため、裏込め材を十分に締め固めることが重要である。また、カルバートの頂部と隣接する盛土区間の間の不同沈下に伴う段差が生じるのを避けるため、カルバートと隣接する盛土区間が一体として挙動する直接基礎が望ましい。やむを得ず杭基礎とする場合は、盛土区間とのすり付け対策についても配慮する必要がある。

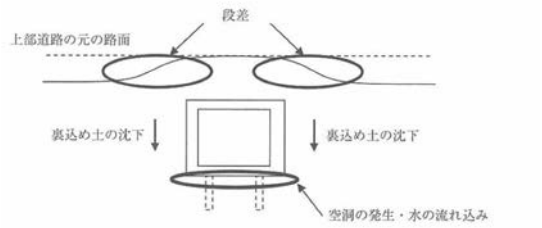



**図-10.2.5**　カルバート前後区間での段差[10)]

イ カルバートの沈下

軟弱地盤上のカルバートについては、常時でもカルバートと前後の盛土の間の不同沈下に伴う隣接する盛土区間との段差、隣接する盛土区間の沈下に伴うカルバートの沈下、継手部の開きやそこからカルバート内部へ地下水の浸入、カルバートの帯水が発生することがある（**図-10.2.6** 参照）。カルバートが帯水すると、道路用カルバートでは交通機能に支障をきたし、水路用カルバートでは通水機能が保持できなくなる可能性がある。

このような沈下に対処するため、一般にプレロードによりあらかじめカルバート及び隣接する盛土区間の基礎地盤を圧密沈下させる方法や上げ越し施工が行われる。



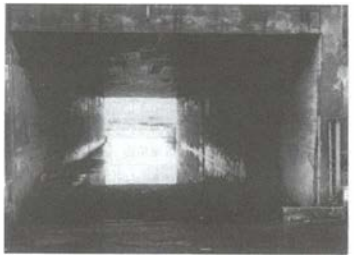


**図-10.2.6**　カルバートの沈下による帯水[10)]

(2)異常降雨による変状・損傷

沢、渓流等においては、異常な豪雨の際に水だけでなく多量の土砂及び流木が流下し、あるいは土石流が発生して、これがカルバート流入口を閉塞して、盛土や原地盤の大規模な被害や水路カルバートの通水阻害に至ることがあるので注意を要する（**図-10.2.7**、**図-10.2.8** 参照）。

その他、地下横断道路において、異常な集中豪雨時に帯水して交通に支障をきたす場合もある。これは主に排水ポンプ能力の問題であり、流量の算定については、「**第 8 章　排水施設の設計**」によるものとする。

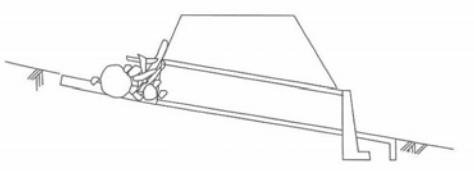


**図-10.2.7**　カルバートの閉塞状況[10)]




**図-10.2.8**　土石流入による水路カルバートの通水阻害[10)]

(3) 地震による変状・損傷

カルバートに関連する既往地震被害の特徴を整理すると以下のとおりである。

ア 段差の発生

基礎地盤が軟弱粘性土地盤又は緩い飽和砂質土地盤の場合、カルバートの変形が軽微であっても、盛土や原地盤の側方流動やすべり破壊等により生じる不同沈下により、カルバートの前後で路面の段差が生じる場合がある。また、盛土区間のすべりや崩壊は見られなくても裏込め材の体積圧縮により、カルバートの前後で路面の段差が生じる場合がある。**図-10.2.9** に地震により段差が生じた例を示す。

イ 継手部の開き

緩い飽和砂質地盤上に構築されたカルバートは、基礎地盤の液状化に伴って大きな変形を生じる場合がある。また、軟弱地盤上のカルバートで地下水位が高い場合には、地下水以下の基礎地盤の置換え砂や埋戻し部が液状化し、カルバートに過大な沈下や、浮き上がりが生じる場合がある。この際カルバートの変形や継手部の開きに伴う土砂の流入により盛土本体や原地盤に変形が及ぶことがある。**図-10.2.10** に地震によってカルバートの継手が開いた例を示す。



**図-10.2.9**　地震によりカルバート区間で発生した段差[10)]

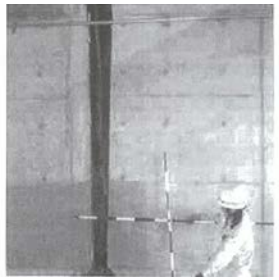


**図-10.2.10**　継手部の開き[10)]

(4) 特殊な環境による変状・損傷

ア 凍上による変状・損傷

低温下では、裏込め土の凍上により側壁部に過大な力が作用してクラックを発生させる等、カルバートが損傷する場合がある。(**図-10.2.11** 参照)。



また、寒冷地において土かぶりが薄い場合、路面とカルバート内部の両方からの冷却により、路盤や路床の凍上が起き、カルバート直上の路面が押し上げられて舗装面のクラックが発生しやすくなる (**図-10.2.12** 参照)。特に最近は土かぶりの薄いボックスカルバートが増えているので注意が必要である。

凍上対策については、「**8.6　凍上防止対策**」によるものとする。



**図-10.2.11**　凍上によりボックスカルバート側壁に発生したクラック[10)]



**図-10.2.12**　凍上によるボックスカルバート上の舗装の押上げと亀裂[10)]

イ 化学的環境による腐食

カルバートが強酸性土壌、強アルカリ性土壌や汚水にさらされる場合は、その影響を受けて本体が腐食することがある (**図-10.2.13** 参照)。このような環境の影響を受ける可能性がある場所にカルバートを設置する場合は、対策として、本体の表面にめっきや塗装を施す。

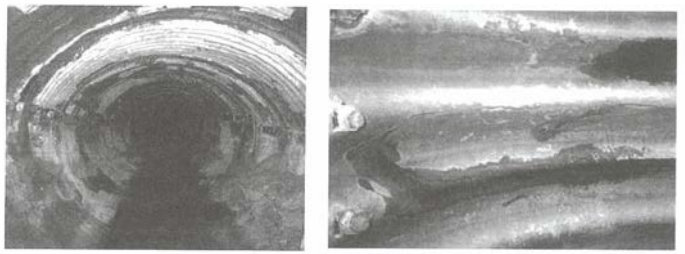


**図-10.2.13**　コルゲートメタルカルバートの腐食[10)]

### 10. 2. 4　基礎形式

(1) 基礎における留意事項

カルバートの基礎は、不同沈下のおそれの少ない場合は構造上問題とならず、通常の地盤では沈下量も小さいことから、農道におけるカルバートの基礎形式は直接基礎としている場合がほとんどである。ただし、軟弱地盤等の特殊な条件下においては、次に示す事項に留意する必要がある。

① 部分的に軟弱層がある場合、不同沈下が生じるおそれがあるので、軟弱層が地表近くでかつ厚さが薄い場合には、土質安定処理や良質な材料で置換えて改良地盤を形成して、これを支持地盤とする。その形状は図-10. 2. 14 及び図-10. 2. 15 の示すとおりとし、軟弱地盤下の地盤の支持力を照査して選定する。




$N$：土質条件により算出

(a) 軟弱層の下に底版面積と同面積で支持できる地盤がある場合　(b) 荷重の分散を考えた方が妥当な場合

図-10. 2. 14　置換え基礎の形状




(a) 軟弱層の下に底版面積と同面積で支持できる地盤がある場合　(b) 荷重の分散を考えた方が妥当な場合

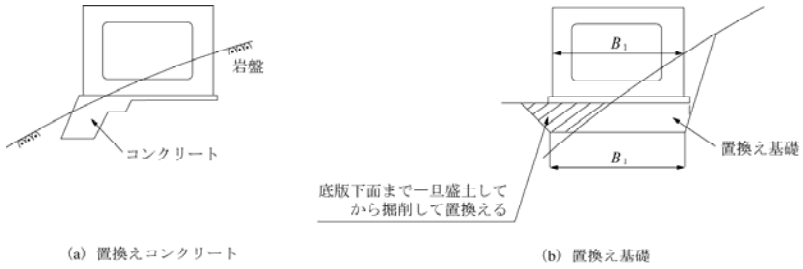
図-10. 2. 15　地盤改良の形状

② 軟弱層が厚い軟弱地盤にカルバートを設置する場合は、盛土各部の沈下量を計算によって推定し、それにより上げ越し量を決めて施工時以降の沈下に対応するものとする。ただし、沈下量が大きい場合には、プレローディング工法により、残留沈下量がカルバートの機能上支障とならない沈下量となってからカルバートの施工を行うことがある。

③ 全体的に岩盤等の良質な地盤であっても、支持地盤が傾斜している場合等、カルバートの横断及び縦断方向で極端に支持力の異なる地盤がある場合は、不同沈下を生じカルバートに大きな力が作用することがあるので、図-10. 2. 16 及び図-10. 2. 17 に示すように、置換えコンクリートを行うか、硬い地盤を一部かき起こす等して緩和区間を設け、地盤全体がほぼ均一な支持力を持つようにするのがよい。

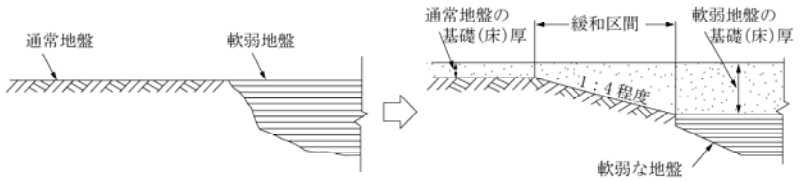
④ カルバートの機能上から沈下が許されない場合や、軟弱地盤で沈下量が大きくプレロードが効果的でない場合で、やむを得ず杭基礎等とした構造においては、周辺盛土及び地盤の沈下に伴い、上載荷重の増加や道路面の不陸発生が生じるため、十分な検討を行い対策を講じておく必要がある。



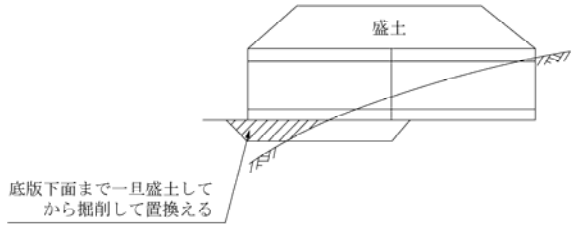



(a) 置換えコンクリート　(b) 置換え基礎

図-10. 2. 16　横断方向に地盤が変化している場合の対策




(a) 緩和区間を設置する場合




(b) 置換え基礎の場合

図-10. 2. 17　縦断方向に地盤が変化している場合の対策

(2) 直接基礎

基礎底面の処理は図-10. 2. 18 を標準とする。ただし、地質が砂、砂礫、岩盤及び置き換え基礎の場合は基礎材を除くものとする。なお、具体的な設計は土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」を参考に行うこととする。

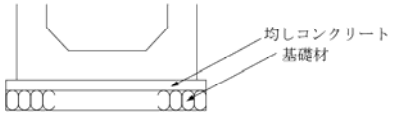



図-10. 2. 18　基礎底面の処理例

(3)杭基礎

杭基礎の具体的な設計は、土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」を参考に行うこととする。カルバートの杭基礎としての留意点を、以下に示す。

① カルバート横方向（支間方向）の断面力は、杭を含めた全体構造で計算しなければならない。

② 杭種は RC 杭、PHC 杭が一般に用いられる。

③ 設計は常時のみとする。

④ 杭頭部はカルバートに 50mm 以上埋込むものとする。また、杭に作用するせん断力に対応できる埋込み深さを確保するものとする（**図**-10. 2. 19）。

⑤ 杭頭の結合部の応力照査は、底板コンクリートの鉛直方向支圧力度、押抜きせん断応力度及びせん断力が生じる場合は水平方向押抜きせん断応力度について行うものとする。

⑥ 杭の配置は、鉛直荷重をスムーズにかつ均等に受けるようにするものとし、**図**-10. 2. 19 のように２列配置の場合は側壁軸線近くに配置するのが望ましい。

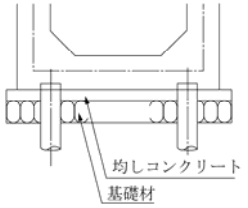



**図**-10. 2. 19　杭基礎（２列配置）の例

鉄筋コンクリート二次製品暗渠の場合は、**図**-10. 2. 20 に示すように基礎コンクリートに 10cm 埋込むピン結合を標準とし、暗渠の規模により**表**-10. 2. 2 に示すような基礎コンクリートの厚さを選定する。

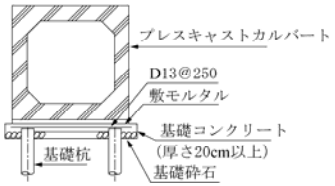



**図**-10. 2. 20　鉄筋コンクリート二次製品暗渠の杭基礎

**表**-10. 2. 2　基礎コンクリート標準厚さ（単位：mm）

| 規格（暗渠内幅） | 基礎コンクリート厚さ | 基礎砕石の厚さ |
|---|---|---|
| 600～1, 000 | 200 | 150 |
| 1, 100～2, 000 | 250 | 200 |
| 2, 200～3, 500 | 300 | 250 |



## 10. 2. 5　動物の移動のための道路横断工

農道によって動物の生息域が分断される場合には、農道の上部・下部に連絡ルートを設置することにより、回避できなかった影響を同じ場所で均衡させることを検討する。動物の移動経路の確保には、**表**-10. 2. 3、**表**-10. 2. 4 の工法がある。工法及び設置箇所は、けもの道を調査した上で、分断範囲や分断前後の移動可能範囲を考慮し、有識者の意見を踏まえて選定することが必要である。

① 構 造 物:ボックスカルバート、パイプカルバート、オーバーブリッジ

② 誘導施設:小動物のための横断誘導路

**表**-10. 2. 3　動物の移動経路工法の留意点

| 現状地形 | 工　法 | 留　意　点 |
|---|---|---|
| 盛土部 | ボックス<br>カルバート<br>パイプ<br>カルバート | ・それまで使われていたけもの道に沿って設置する。<br>・路面や出入り口付近は舗装せず自然の仕上げとすることが望ましい。<br>・側溝には生き物が落下しないような（フタ等）対策を行う。<br>・出入り口の上部は覆土して植栽を行う。また、誘導及び姿を隠すための植栽を行う。<br>・出入り口周辺部は、進入防止柵を設置して道路内への侵入を防ぐ。<br>・水を好まない動物の利用が考えられる場合、底部に土壌や落ち葉を入れたり、内部に歩行用の柵を設けたりする。 |
| 切土部 | オーバー<br>ブリッジ | ・路面は土壌等を用いた自然の仕上げとすることが望ましい。<br>・幅員はできるだけ大きく、壁高欄を設置し通行車両が見えないように配慮する。<br>・出入り口部分には誘導及び姿を隠すための植栽を行う。<br>・出入り口周辺部は、進入防止柵を設置して道路内への侵入を防ぐ。 |

**表**-10. 2. 4　道路構造物と動物の移動例

| | ボックス<br>カルバート | ボックス<br>カルバート内の側溝 | パイプ<br>カルバート | オーバー<br>ブリッジ | 橋梁下 | 備　　考 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| タ ヌ キ | ◎ | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | |
| ノウサギ | ○ | | | △ | ◎ | ボックスカルバートの利用においては比較的広く天井が高い構造を選好するようである。 |
| イ タ チ | ○ | ○ | ○ | | ○ | |
| キ ツ ネ | ◎ | | | ◎ | ◎ | |
| テ　　ン | ○ | ○ | ○ | | ○ | |
| イノシシ | △ | | | | ○ | 立地条件の良いボックスカルバートを時折利用するという情報がある。 |
| シ　　カ | △ | | | | ○ | |
| サ　　ル | △ | | | | ◎ | |
| オコジョ | ○ | | | | ○ | |
| リ　　ス | ○ | | | | | 通過事例はいずれも短く明るいボックスである。 |

凡例：◎＝良く移動している　○＝移動している　△＝余り移動していない

注）これらの判断は、これまでの調査結果に基づいており、可能性については特に考慮していない。

出典：エコロード

道路横断工は、整備される農道が動物の移動を分断しないよう横断経路を確保する対策である。

手法としては、大型・中型ほ乳類を中心とした動物の移動経路を確保するためのボックスカルバート等により道路下を通過させる場合と、道路上に橋を架ける方法がある。

大型ほ乳類（ツキノワグマ、カモシカ、シカ、イノシシ等）、中型ほ乳類（タヌキ、キツネ、ノウサギ、リス、テン、アナグマ、イタチ）、小型ほ乳類（ネズミ等）への影響の軽減を考える場合、横断工の規模は大きいほど、各種の動物の利用に役立つ。シカ、イノシシ等を想定すると、最小でも縦、横4m程度あった方がよく、また、これらの偶蹄類はグレーチングを嫌うことから、出入口にはそのような構造を設けないようにする必要がある。ボックス内に側溝があるとタヌキ、イタチがよく利用するので、設置することが望ましい。

出入口には誘導植栽をほどこし、法面部分も対象にして密度の濃いものにする。この場合、植栽樹種については在来種を原則として、極力、周辺植生と同一のものにする。



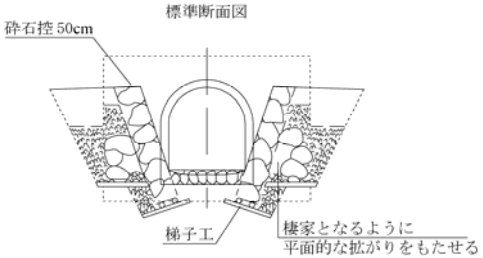



図-10.2.21　動物の移動経路を確保した横断工の例

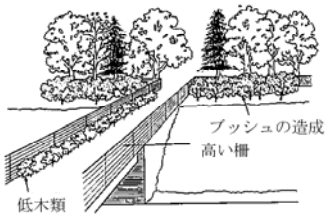



図-10.2.22　架道橋によるけもの道の例



## 10.3　緑地帯

### 10.3.1　緑地帯

(1)緑地帯の機能

緑地帯は、農道利用者に不快感や不調和な感じを与えるものを遮蔽し、沿道との景観の調和を図る修景機能、視線誘導、遮光、トンネル出入口部の明暗差の緩和等を図る交通安全機能、道路交通によって生ずる騒音及び排気ガスが沿道に与える影響の軽減、緑陰の提供、防風、防雪等を図る環境保全機能がある。また、この線的な緑地は、開発により分断されたビオトープに生息する野生生物が、採餌・栄巣・休眠・避難のために他の場所（ビオトープ）に移動する際に通る生態学的回廊（コリドー）としての役割を果たすことが期待できる。

(2)緑地帯の設置

農村地域においては、都市地域に比べて一般に緑が多く、交通量もそれほど多くないことから、沿道との景観の調和、騒音、排気ガスの影響の軽減等、主に都市地域の道路に要求される機能を主目的として緑地帯を設けることは少なく、むしろその立地条件から、線形等の幾何構造が余裕ある計画にできない場合や、強風、積雪等の厳しい気象条件に対応する場合に、緑地帯の用地、維持管理等を考慮の上、視線誘導、防風、除雪等交通安全上や農道機能維持のために緑地帯の設置を検討する。

(3)緑地帯の幅員

緑地帯の幅員は、当該農道の構造及び交通の状況、沿道の土地利用状況、樹木の種類及び配置等を考慮して適切な値とする。

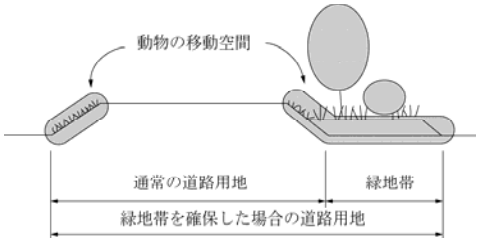



図-10.3.1　緑地帯の幅員

(4)緑地帯の植栽

ア　樹木の配置

緑地帯の配植に当たっては、車道及び歩道の建築限界に留意し、下枝の高さ、枝張り等が、建築限界線を侵して交通の障害とならないようにするとともに、交差点部における視距の確保にも十分な注意が必要である。また、交差点及び横断歩道付近では、安全な通行を確保するために必要な視界が妨げられないよう配植に注意しなければならない。

なお、照明灯、道路標識その他これらに類する道路附属物等は、格別の支障がない限り緑地帯内に設置することができる。また、緑地帯を設置した区間には、通常車道側のガードレール等の防護柵は設けない場合が多い。

イ 樹種の設定

緑地帯に用いる樹種については、それぞれの特性を考慮の上、植栽地域の諸条件（土壌、大気、気象等）に適合し、植栽計画の意図にふさわしい樹種を決定しなければならない。

樹種の選定に当たっては、できるだけ次の事項を満たすよう留意する。

① 街路樹は、原則として落葉樹を使用するが、暖地で広幅員の道路等においては、常緑樹を採用することもできる。

② 中・低木（寄植及び刈込物）は常緑樹を主体とすること。

③ 周辺の農作物に被害を及ぼすおそれのある害虫等が寄生しない樹種であること。

④ 樹姿が美しく、病害虫に強い樹種で歩行者に害がないこと。

⑤ 活着しやすく、成長が良好な樹種であること。

⑥ 土壌条件、環境条件に適した樹種であること。

⑦ 維持管理の容易な樹種であること。

⑧ 同一樹種、同形、同大のものが一定数量入手可能なものであること。

⑨ 地域の特質を重んじて、沿道の諸条件に合致した樹種であること。

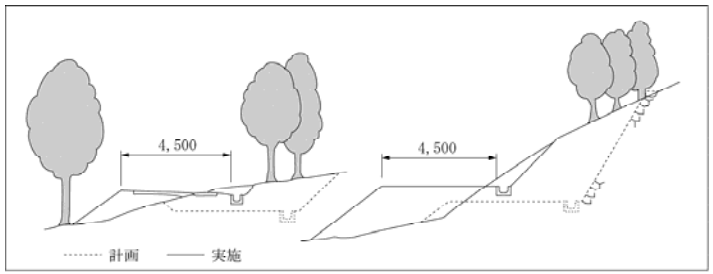
⑩ 在来種への影響に配慮して、緑化植物の導入については、生物多様性保全の観点から、移入種による自生種の生息地消失、自生種との間の浸透性交雑、在来の地域性系統の遺伝子撹乱等の危険性を考慮する必要がある。

(5) 自然環境に配慮した農道配置例

生態系保全に配慮した農道整備事例は徐々に増大しており、検討も進められている。

農道が通過する地域の自然を守る姿勢が重要であり、森林・樹木の保全や湿地・池沼・河川敷等の貴重な動植物についての知識を得て、各種の対応方法を工夫する必要がある。

樹木の保全に配慮した農道配置の例を、図-10.3.2 に示す。




〈資料：せせらぎ、第八号、p. 5〉

図-10.3.2　樹木の保全に配慮した農道配置例（福岡県志賀島）



**引用・参考文献**

1）(公社) 日本道路協会：道路構造令の解説と運用（令和３年３月）
2）(公社) 日本道路協会：落石対策便覧（平成29年12月）
3）(公社) 日本道路協会：防護柵の設置基準・同解説　ボラードの設置便覧（令和３年３月）
4）(公社) 日本道路協会：車両用防護柵標準仕様・同解説（改訂版）（平成16年３月）
5）(公社) 日本道路協会：杭基礎設計便覧（令和２年９月）
6）(公社) 日本道路協会：道路土工ー軟弱地盤対策工指針（平成24年度版）（平成22年８月）
7）(公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）（平成24年３月）
8）(公社) 日本道路協会：道路土工ー擁壁工指針（平成24年度版）（平成24年７月）
9）(公社) 日本道路協会：道路土工要綱（平成21年度版）（平成21年６月）
10）(公社) 日本道路協会：道路土工ーカルバート工指針（平成21年度版）（平成22年４月）
11）農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」（平成26年３月）
12）(公社) 日本道路協会：道路照明施設設置基準・同解説（平成19年10月）
13）(公社) 日本道路協会：道路標識設置基準・同解説（令和２年６月）
14）(公社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準・同解説（平成24年５月）
15）(一財) 土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル　第４回改訂版（平成26年８月）
16）(一財) 土木研究センター：多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル　第４版（平成26年８月）
17）(一財) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル　第二回改訂版（平成 25 年 12 月）
18）農林水産省農村振興局：土地改良事業設計指針 耐震設計（平成 27 年５月）
19）農林水産省農村振興局：環境との調和に配慮した事業実施のための調査計画・設計の技術指針（平成 27 年５月）
20）農林水産省農村振興局：農業農村整備事業における景観配慮の手引き（平成 19 年６月）
21）(公社) 日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説（平成29年３月）

# 第 11 章　交通安全施設の設計

関連条項〔基準 17、運用 17-1〕

## 11.1　農道の安全対策

### 11.1.1　一般事項

農道における交通事故発生件数は、延長当たりに換算すると一般道路と比較して少ない数値になっているが、事故死亡率は逆に高くなっている。これは、延長当たりの事故発生は少ないが、ひとたび事故が発生すると重大事故（死亡事故）につながっていることを意味する。

農道はその立地条件等によって、一般車両交通の少ないものと、国道や県道等から流入してくる一般車両交通の多いものとがあるが、それぞれの実態に合わせた安全対策を講じることが重要である。

前者については、施設の一層の充実、維持管理強化及び運転者に対する安全意識の向上を図る必要がある。後者については、運転者の安全意識の向上はもとより、一般の幹線道路に準じた交通機能を果たしていることから、その実態に即した道路の規格、構造、交通安全施設等の設備の整備を図る必要がある。

農道の安全対策は、以下の点に留意して行う。

① 警察等との連絡及び協議態勢の強化
② 効果的な対策工法の選定と安全施設等の維持管理
③ 交通安全広報活動の強化

事故防止対策には、道路管理者（あるいは道路設置者）側が実施するものと、公安委員会側で実施するものがある。

**表-11.1.1** に、道路管理者、公安委員会が行う事故防止対策と設置場所の一覧を示す。

道路管理者側が実施するものとしては、道路構造そのものの改良及び改善、区画線の設置並びに案内標識、警戒標識及び一部の指示標識の設置がある。

また、公安委員会側が設置するものとしては、交通信号機、横断歩道等の道路標識、規制標識、指示標識等がある。

これらの安全施設等は実施担当者が平素から積極的に交通対策として整備すべきであるが、さらに、道路点検パトロール、交通事故現場診断実施時や交通安全対策推進委員会開催時に、道路管理者側からは信号機の設置、各種交通規制、右折専用車線の設置等の実施について、公安委員会側からは交差点改良、見通しの確保、路面補修、防護柵、カーブミラー、視線誘導標等の整備について相互に協議して、要請することが重要である。



**表-11.1.1**　道路管理者、公安委員会が行う事故防止対策と設置場所

| 事故防止対策 ＼ 設置場所等 | | 交差点 大 | 交差点 中 | 交差点 小 | カーブ | 坂道 上り | 坂道 下り |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 道路管理者（道路設置者を含む） | 防護柵 | ★ | ★ | ★ | ★ | ★ | ★ |
| | 視線誘導標 | | | | ★ | | |
| | カーブミラー | | | ★ | ★ | | |
| | 減速マーク | | | | ★ | | ★ |
| | 交差点注意 | ★ | ★ | ★ | | | |
| | 急カーブ注意 | | | | ★ | | |
| | 急カーブ速度落とせ | | | | ★ | | |
| | 区画線 車道中央線 | | | | ★ | ★ | ★ |
| | 区画線 車道外側線 | | | | ★ | ★ | ★ |
| | 薄層舗装 | ★ | ★ | ★ | ★ | ★ | ★ |
| | 道路照明 | ★ | ★ | ★ | ★ | ★ | ★ |
| | センターゼブラ | | | | ★ | ★ | ★ |
| | イメージハンプ | | | ★ | | | |
| 公安委員会 | 信号機の設置 | ★ | ★ | ★ | | | |
| | 横断歩道 | ★ | ★ | ★ | | | |
| | 一時停止 | | | ★ | | | |
| | 速度規制 | | | | ★ | ★ | ★ |
| | 追越し・はみだし禁止 | | | | ★ | ★ | ★ |
| | 一方通行 | | ★ | ★ | | | |
| | 指定方向外進入禁止 | ★ | ★ | ★ | | | |

出典：(一社)日本交通科学協議会

### 11.1.2　道路形状別の安全対策

(1)交差点

交差点形状別に主要な具体的安全対策事例を**表-11.1.2** に示し、以下にその要点を述べる。

ｱ 見通しのよい交差点

交差点における交通事故は一時停止不履行、安全不確認によるものが大半を占めるが、見通しの悪い交差点よりも、むしろ見通しのよい交差点において多く発生している。

農道の見通しのよい交差点、特に水田地帯の交差点では、運転者が交差点の存在に気づくのが遅れることが主な原因と考えられる。その理由として、稲や雑草等により、交差点の存在そのものが直前までわからずに通過してしまう場合が多いことが挙げられる。

さらに、見通しのよい農道交差点では、農道の方が交差する道路より幅員が広い場合や、全く障害物のない場合に、優先関係に誤認を生じたり、標識等を見落したりすることにより事故が発生していることが多い。

安全対策において最も有効な方法は信号機の設置であり、事故発生の多い交差点においては対策がとられている。しかしながら、比較的交通量の少ない農道も多いことから、全て信号機を設置することは難しい。

対策に当たっては、自動車の運転者は主に路面に注意を向けているため、看板や標識よりも路面標示を重点的に整備する。また、車線の幅員は幅を広げるとスピード感がなくなるため、減速をさせるべき区間では幅員を狭める等を考慮して、前方に交差点があることを認識させる警戒看板や視線誘導標の設置、止まれ標示、隅切り部分を広くとる、ゼブラゾーンの設置により幅員を狭める、場合によっては段差の設置等が有効と考えられる。

イ 見通しの悪い交差点

見通しの悪い交差点とは、次のような場合である。

① トンネル出口に近接した交差点
② カーブ内交差点
③ 切土法面の高い交差点（切土部の路側に雑草が茂っている交差点）
④ 急な上り勾配頂上付近にある交差点
⑤ 交差点角に擁壁等の構造物、建物、樹木等の遮蔽物がある交差点
⑥ 橋梁の端部から平たん地に至るすりつけ部分にある交差点
⑦ 鋭角交差点

このような交差点では、お互いに交差する道路を走行する相手車両の存在が交差点近傍まで視認できないことから、事故が発生している。

このような交差点では運転者が一時停止又は徐行し、周囲の状況を十分に把握するような安全対策が必要であり、交差点の存在を知らせる警戒看板、警戒標識、赤色回転灯や見通しの改善を図るカーブミラー、夜間の安全を確保するための照明灯の設置等が有効と考えられる。

また、見通しをよくする改善対策としては、交差点付近の路肩の拡幅や法面下部のモルタル吹付け等、現地の状況により適切な改善措置を講ずることや、交差点内にカーブが入らないように交差点位置を変更する、直角交差となるように法線の検討を行う等の交差点改良も検討課題となる。

ウ 一時停止する側の幅員が広い交差点

一時停止する側の幅員が広い場合は、運転者にとって自車が優先であると誤認する。

一時停止する側の幅員が広い場合はマーキングにより幅員を狭め、優先関係を明確化させる。また、隅切り部分のゼブラマーキングによる交差点の明確化、「交差点あり」の警戒標識の設置が挙げられる。

エ 同程度幅員の交差点

交差点道路と同程度の幅員をもつ交差点でも、運転車から見ると俯角が浅いために、交差する道路幅員の方が狭く感じて、運転者は自車が優先であると誤認する。

安全対策としては、一時停止規制として、規制標識、指示標識のほか路面マーキングとして、ゼブラゾーン、薄層舗装の設置、交差点中央のクロスマーク標示、カーブミラー等も有効であり、交差点手前には警戒標識の設置も必要である。

オ 鋭角交差点

取付け道路との交差点が 60° 以下の鋭角交差点では、交差する鋭角側の道路を走行する自動車を事前に視認することは困難である。

鋭角交差点は見通しの悪い交差点に含まれるが、特に、その安全対策としては、カーブミラーの設置による相手車両の認知や、交差点内での右左折を楽にするための隅切り処置が必要である。

カ 変形（多岐）交差点

同一箇所においては、５以上交差させてはならないことが道路構造令には定められており、食い違い交差等も極力改良すべきである。しかし、現状では、このような構造になっている交差点は農道にも見られる。

変形（多岐）交差点で、特に道不案内の運転者は交差点内で自車の走行路に迷い、急ハンドル、急ブレーキ等の操作を行い、事故の発生やニアミスとなるケースがある。



この対策としては、交差点自身を道路構造令に定められた構造にすることが必要であるが、それが困難な場合には、案内標識の設置、照明灯による夜間の安全確保等が特に必要となる。

キ カーブ内交差点

後述の、(2)ウの項を参照。

ク 交通事故多発交差点

交通事故多発地点については、その発生要因の検討が必要である。実際の対策は、個々に対応すべきであり、各種対策を組み合せ実施することが多い。

交差点の事故防止対策として最も有効と考えられるのは信号機の設置であるが、交通量等により信号機を設置できない交差点では、一時停止規制の総合的実施等が基本となるが、それ以外にも現地の状況により適切な対策を追加する必要がある。例えば、右折事故の多い交差点では交差点を拡幅して右折専用車線の新設、出合頭事故の多い交差点ではカーブミラーの設置や、法面の見通し等の改良及び交差点を明示する赤色回転灯の設置等は有効な対策である。

ケ 上り坂の交差点

後述の、(3)オ、カの項を参照。

コ 交通量が多い交差点

交通量が多い交差点には信号機の設置が望ましい対策であるが、その地域により交差交通の流れ（右左折車の混入等）等に配慮した対策として、一時停止規制等が考えられる。

**表-11.1.2**　交差点事故に対する安全対策の具体例

| 交差点形状 ＼ 安全対策 | 信号機設置 | 一時停止規制実施 | 案内標識設置 | 警戒標識設置（看板） | 交差点前の幅員を狭く見せる導流標示設置（ゼブラ舗装等） | カーブミラー設置 | 照明灯設置 | 切土部分路肩拡幅と下部モルタル舗装の実施 | 交差点を明示する回路回転灯の設置 | 交差点手前の右折専用車線の設置 | 適正な隅切り処置 | 交差点改良 | 交差点中心標示 | すべり止め舗装 | 防護柵 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 見通しのよい交差点 | | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | |
| 見通しの悪い交差点 | | ◎ | | ○ | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | ○ | | | ◎ | | ○ | ○ |
| ほぼ同じ幅員の交差点 | | ◎ | | ◎ | ○ | ○ | | ○ | ○ | | | | ○ | | |
| 鋭角交差点 | | ○ | | ○ | | ◎ | | | | | ◎ | ○ | ○ | ○ | ○ |
| 変形（多岐）交差点 | ○ | ○ | ◎ | | | | ◎ | | | | | ○ | ○ | ○ | ○ |
| カーブの途中にある交差点 | | ◎ | | ○ | | ◎ | ○ | ○ | | | ◎ | ○ | | ○ | ○ |
| 交通事故多発交差点 | ◎ | ◎ | ○ | ○ | ○ | ◎ | ○ | ◎ | ◎ | ◎ | | | | | ○ |
| 上り坂の交差点 | | ○ | | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | ○ |
| 交差点道路の交通量が多い交差点 | ◎ | ◎ | ○ | ○ | | ○ | ○ | ○ | | ○ | ○ | | | | ○ |

出典：(一社)日本交通科学協議会

注 1）一時停止規制実施とは、標識・マーキング等全ての対象を含む。
2）◎印は特に効果が大きいと思われる安全対策

(2) カーブ地点

一般に、カーブ半径（曲線半径）は設計速度に応じて定められ、設計速度 50km/h の道路は 100m 以上、40km/h の道路は 60m 以上とされ、地形の状況その他によりやむを得ない箇所については、10%の片勾配を適用できるときに限って、それぞれ 80m、50m とすることができると定められている。

**表-11.1.3** に、カーブ地点の道路形状別安全対策の具体的な事例を示すとともに、以下に要点を記述する。

ア 急カーブ区間

急カーブ区間では、道路線形が急カーブで危険だという正しい情報をいち早く運転者に伝えるための視線誘導標（デリネーター）を設置することが必要である。視線誘導標は、道路建設費に比べ安価で事故防止効果の大きい安全対策である。

この場合、誘導標の設置間隔は曲線部全区間にカーブ半径 50m 以下なら５m 間隔に、カーブ半径 100m 程度なら 10m 間隔に設置し、さらに、その前後にはカーブ手前に曲線部の設置区間の２～３倍の間隔で３個、カーブ先に１個の設置が最低条件として必要である。

例えば、カーブ半径 50m で角度約 60° の曲線部を持つ急カーブ区間ならカーブ前後を含めて約 50 個の視線誘導標設置が必要であり、夜間事故防止対策をも考慮すれば太陽電池を用いた視線誘導標、さらには大型矢羽根式自発光視線誘導標の設置等が一層効果的である。このほか、横縞模様にゼブラになるように施工したすべり止め舗装、危険箇所を運転者に知らせる回転警告灯、視線誘導標取付けの支柱とも共用できる防護柵、はみ出し禁止規制、中央線及び車道外側線の高輝度反射性ペイント使用、ワイド化、雨天時排水の溝切り工等が、有効な対策と考えられる。

イ 見通しの悪いカーブ

山間部で山側にカーブする区間、果樹園を通過してカーブする農道等は高い法面、樹木等に遮られて見通しの悪いカーブとなる。このような地点は、はみ出し禁止規制、中央線のワイド化等の対策により右側反対車線にはみ出さない対策効果が大きいが、同時に視線誘導標、防護柵の設置による視線誘導も効果がある。

このほか、路肩に雑草や植樹、法面から崩落した土砂等によって見通しを悪くすることもあるので、安全点検パトロール、路肩整備等の態勢を確立する必要もある。

ウ 交差点のあるカーブ

平成６年度の農道における交通事故の実態調査の中で、大都市近郊のある県で発生した 54 件の事故のうちで交差点の事故は 26 件であったが、交差点のあるカーブ地点の事故は２件にすぎず、いずれも三差路での事故であった。

交差点の事故防止対策の基本は優先関係を明確にし、隅切りを確保し、交差道路の見通しをよくすることであり、一時停止規制の実施と、隅切りの実施効果が大きいが、これを補うための対策としてカーブミラーの設置、切土部分路肩処理等により見通しをよくする対策の効果も大きい。

エ 勾配のあるカーブ

山間部を通る農道には、勾配のあるカーブ区間が多く、このような地点の下り勾配にはすべり止め舗装、防護柵、カーブミラーの設置等の対策が主として考えられる。



**表-11.1.3**　カーブ地点の道路形状別安全対策の具体的事例

| 対策 ＼ カーブ区間 | すべり止め舗装 | 速度抑制 | | | | 防護柵 | 路肩処理 | はみ出し禁止規制 | カーブミラー | 視線誘導標（デリネーター） | 照明施設 | 区画線 | | 隅切り | 一時停止規制 | 路面排水対策工 | 片勾配 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 警告板（速度落とせ） | 警告標識（カーブあり） | 速度規制 | 回転警告灯 | | | | | | | 高輝度 | ワイド化 | | | | |
| カーブ区間一般 | ○ | | | ○ | | ○ | ○ | ○ | | ○ | | | | | | ○ | ○ |
| 急カーブ区間 | ◎ | ○ | ○ | | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | ○ | ◎ | ○ | ◎ | ◎ | | | ◎ | ◎ |
| 見通しの悪いカーブ | | | | | ◎ | ○ | ◎ | ◎ | ◎ | | ○ | | | | | | |
| S字カーブ | ○ | ○ | ○ | | ○ | ○ | ○ | | | ○ | | ○ | | | | ○ | ○ |
| 緩和曲線の多いカーブ | ○ | | | | ○ | ○ | | | | ◎ | | | | | | ○ | ○ |
| 交差点のあるカーブ | ○ | ○ | | | | ○ | ◎ | ○ | ◎ | ○ | ○ | | | ◎ | ◎ | | |
| 下り勾配のカーブ | ◎ | ○ | ○ | ○ | | ◎ | | ○ | ◎ | ◎ | ○ | ○ | ○ | | | ◎ | ○ |
| 上り勾配のカーブ | | | | | | ○ | | ○ | ○ | ◎ | ○ | ○ | ○ | | | | |
| 事故多発カーブ | ○ | | ○ | ○ | ◎ | ○ | | ◎ | | | | ○ | | | | ◎ | ○ |

出典：(一社) 日本交通科学協議会

注）◎印は特に効果が大きいと思われる安全対策

(3) 勾配地点

一般に縦断勾配は設計速度に応じて定められ、設計速度が 50km/h の道路は６％以下、40km/h の道路は７％以下と定められており、制限長つきで、それぞれ最大９、10%の特例値が認められている。

平成６年度の農道における交通事故の実態調査では、大都市近郊のある県で 54 件中 12 件（22%）が勾配区間で発生し、このうち８件が下り勾配、４件が上り勾配の事故であった。

縦断勾配と横断勾配の合成勾配が大きくなると車の傾斜、滑動、積荷の片寄せを招くおそれが生ずるので留意しなければならない。また、平面曲線の線形が悪い場合は、縦横断勾配を小さくするよう努めなければならない。横断勾配は、雨水の排水のためには大きい方がよいが、車の走行安全上では小さい方がよい。

下り勾配については、速度の抑制対策を十分検討し、できる限りカーブ中を避けることが望まれる。

カーブを伴う場所では、勾配の程度、曲線半径の大小、走行車両の速度等にもよるが、対向車線へのはみ出し路外逸脱、転落等の危険性が増すので、およそ４％を超える勾配の区間では、「速度落とせ」等の看板や安全速度標識を掲示し、10%を超える急勾配の区間については「急勾配あり」の標識を設け、すべり止めの舗装を施工し、また防護柵を設けるようにするほか、必要に応じ都道府県公安委員会による「追越しのための右側部分はみ出し禁止」・速度規制を実施して、安全な走行が保たれるようにする。

上り勾配が５％を超える農道には、必要に応じ登坂車線の設置を検討する。耕作道等の進入路

は、勾配も大きく道幅は狭くなりがちであり、トラクタの横転事故等も起こりやすいので、隅切りや路肩処理等と合わせ、接合部の勾配が大きくならないように留意する必要がある。

勾配地点の安全対策について、勾配地点の形状別、条件別に効果があると考えられる安全対策を、**表-11.1.4** に示し、以下にその要点を記述する。

ｱ 急勾配地点（ここでは５％以上の縦断勾配地点とする）

上り急勾配地点では、耕うん機が農作物を積載したとき等に問題があるが、交通量が少ない等の点を考慮すれば、登坂車線設置までの必要性はないと思われるが、前車を簡単に追越せるように見えても、車の登坂性能には限りがあって、急坂路で思うように加速ができず、右側部分にはみ出す区間が長くなって危険となるので、はみ出し禁止規制は絶対に必要である。

下り急勾配地点では、平たん地走行のアクセル操作のままでは、走行している車は自然に加速され急ブレーキをかける等の危険な状態に陥りやすいので、このような地点にかかる前に運転者に対して、「急勾配あり」、「速度落とせ」、「エンジンブレーキ使用」等の警告板（路面表示）等の速度抑制の措置をとらせるための警告を与え、かつ坂の途中にも「○○%の下り急勾配あり」の標識、さらに万が一、急ブレーキをかけた時スピンしないようにすべり止め舗装をして路外逸脱事故を防ぐ等、種々の対策が必要である。

また、往々にして急勾配のサグ部（下り勾配から上り勾配に変移する地点）には、橋梁等の構造物があり、橋梁と下り勾配部との接点の段差によっては衝撃が大きくなったり、欄干が暗かったりして、これに接触する重大事故につながるおそれが大きいので、橋梁の接合部に照明をつけたり、欄干の始端にソーラー式の回転警告灯、歩道縁石の始端に視線誘導のための反射誘導標を設置したりすることは、夜間の重大事故防止のための効果が極めて大きいと考えられる。

ｲ 制限長を超える勾配区間

上り勾配区間では、前車に追従した後車が追越しをかけると、右側部分にはみ出した距離が平たん地より長くなり危険である。このような区間にはみ出し禁止規制をかけることは極めて有効である。

下り勾配区間では自然加速を少しでも緩和するため、速度抑制の警告板を出すと効果が大きいし、「５％の下り勾配」等の警戒標識を設置して、運転者に道路環境の正しい情報を適宜与える対策も必要である。

ｳ カーブのある勾配区間

山間部には、トンネル、橋梁といった構造物の比率が非常に高く、かつまたカーブのある勾配区間も多く存在している。

このような区間は速度のコントロールが難しく、かつ見通しが悪いので事故が発生するおそれがあり、種々の対策を打つ必要性が高い。

まず、速度の抑制対策として横縞のすべり止めを舗装する、「右（左）方屈曲あり」、「上り（下り）勾配あり」の警戒標識や路面逸脱を防ぐための防護柵を設置する、対向車線の情報を少しでも早く確実に得られるようにカーブミラーやソーラー式の視線誘導標を設置する、危険な区間なのではみ出し禁止規制をかける、等の総合的な安全対策の実施が重要であり、その事故防止効果は大きい。

ｴ 勾配が急に変移する地点

上りでも下りでも長い勾配が続き、上り、下りはそのままで、例えば勾配が８％から３％に変化したり、あるいはその逆に変化したりする地点では往々に、眼の錯覚で３％が平たんに見



えたり、８％が 12%に見えたりして思わず急ブレーキを踏んだり、強くアクセルを踏んだりする等危険な操作をし、車が横転したり、追突事故を起こしたりする例がある。

このような地点には勾配が変移したことを示す警戒標識を設置し、正しい情報を運転者に知らせることが効果的である。

ｵ 交差点のある勾配地点

勾配地点に交差点があると、双方の道路のすりつけ部の勾配の関係もあって、安全対策上種々の問題があるため、このような地点にはなるべく設けないことが望まれる。

平たん部の交差点と同様に、このような地点にも、まず交差点の基本的な対策である双方の道路の優先関係を明確にするため片方に一時停止規制をかけ、隅切りを実施することは当然であるが、この際片方の道路に勾配があることを考慮して、平たんな道路の方に一時停止規制をかけるのが通常である。

このほか、双方の道路にすべり止め舗装をする、交差点前後にはみ出し禁止規制をかける、相互の見通しを確保するためにカーブミラーを設置する、「交差点あり」の警戒標識を設置する等の総合的な対策を実施すると効果が大きい。

ｶ 坂の頂上付近

坂の頂上付近は見通しが悪いのが一般的であるため、カーブミラーの設置、はみ出し禁止規制の実施が必要であり、このほか防護柵等の設置も必要であるが、このような地点は見通し確保の観点からガードレールでなく、ガードロープを設置することが望まれる。

**表-11.1.4**　勾配地点の道路形状別安全対策の具体的事例

| 対策 ＼ 勾配地点 | すべり止め舗装 | 速度抑制 | | | | 警戒標識（急勾配あり） | ガードレール（ガードロープ） | 路肩処理 | 追越しのための右側部分はみ出し禁止規制 | カーブミラー | 照明施設 | 回転警告灯 | 看板（事故多し）等 | ブレーキ・テスト指示 | 警戒標識（交差点あり） | 警戒標識（カーブあり） | 縦断曲線 | 登坂車線 | 視線誘導線 | 橋梁化 | 隅切り | 一時停止規制実施 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 警告板（速度落とせ） | 警告標識（エンジンブレーキ） | 安全速度標識 | 速度規制 | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 勾配地点一般 | ○ | | | | | | | | ○ | | | | | | | | | | | | | |
| 急勾配地点 | ◎ | ◎ | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | ○ | | ◎ | | ◎ | ◎ | ○ | ○ | | | ○ | ◎ | ◎ | ○ | | |
| 制限長を超える勾配区間 | ○ | ○ | ◎ | ○ | | ○ | ○ | | ◎ | | | | | ○ | | | | ○ | | | | |
| カーブのある勾配区間 | ◎ | ○ | | ○ | ○ | | ○ | ○ | ◎ | ◎ | ○ | ○ | | | | ◎ | | | ◎ | | | |
| 急カーブのある勾配区間 | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | ○ | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | ◎ | ○ | ◎ | ○ | | | ◎ | | | ◎ | | | |
| 勾配が急に変移する地点 | ○ | ○ | | | | | | | | ○ | ○ | | | | | ◎ | | | | | | |
| 交差点がある勾配地点 | ◎ | ○ | | | | | ◎ | ○ | | ○ | ○ | | | | ◎ | | | | | | ◎ | ◎ |
| 坂の頂上付近 | | | | | | | ◎ | | ◎ | ○ | | ○ | | | | | ◎ | | | | | |
| 事故多発勾配区間 | ◎ | ○ | | ○ | ○ | | | | ◎ | | ○ | | ◎ | | | | | | ○ | | | |

出典：(一社) 日本交通科学協議会

注）◎印は特に効果が大きいと思われる安全対策

(4) トンネル・橋梁

農道整備も平野部から山間部に移るに至って、地形条件からトンネルや橋梁の建設が多くなってきている。それに伴って、トンネル出入口付近では既存農道や一般道との取付けが問題となり、対応するトンネル出入口付近及びトンネル内の安全対策が必要となる。また、橋梁においても、橋梁部分から切盛り道路へ移行するすりつけ部分において既存の農道と交差する場合、双方の道路からの見通しが悪く、安全上の問題がある場合が見受けられる。

ア トンネル内の対策

トンネル内は照明により走行の安全を図るものであるが、左右、天井の壁が運転者に圧迫感をいだかせるのでトンネル外よりも走行しにくい。トンネル内を明るくするためには、照明灯の増設、天井や路面のカラー塗装や照明灯にはナトリウムランプを採用する等が有効な対策である。

トンネル内外の明暗の差が大きいことから、トンネル内では前照灯点灯が義務付けられているが、必ずしも遵守されていない。

トンネル手前 50～100m の地点で前照灯の点灯を警告することも必要であるが、運転者の意識向上を図るとともに注意を促す工夫が求められる。

長いトンネルでは、出入口は明るく中央部ではやや低照度にする等の対策も必要である。

イ トンネル出入口付近（**図-11.1.1**、**図-11.1.2** 参照）

トンネル出入口に近接して取付け道路が交差している場合は、その取付部で往々にして縦断勾配あるいは緩やかなカーブをとらざるを得ない。

このような場合に、取付け道路走行車もトンネル内走行車も交差点にかなり接近して初めて双方を認知できることとなる。

交差点に信号機が設置されていない場合、トンネル内に「この先交差点あり」と予告しても、トンネル内走行車が相手車両を直接認知できるのはトンネル出口付近に至ってからである。また、取付け道路で一旦停止した車両がカーブミラーによりトンネル内走行車両を認知できるのは、トンネル内走行車両が点灯している場合でもかなり交差点に近接してからであることから、右折してトンネル内へ入ろうとする場合は非常に危険である。

このように、信号機のない場合、カーブミラー等ではトンネル出口付近の交差には安全上不十分であり、信号機の設置が望まれる。信号機を設置する場合も、トンネル内に「この先信号機あり」を始めとして、走行車両に対し、路面標示や警告板等により警告することも併用すべきである。

このような位置に交差点を設けることは安全面から不適当であり、取付け道路の経路を変更してトンネルから 50m 以上交差点位置を移動するか、やむを得ない場合は、取付け道路をアンダー方式とすることも計画の段階から考慮に入れるべきである。



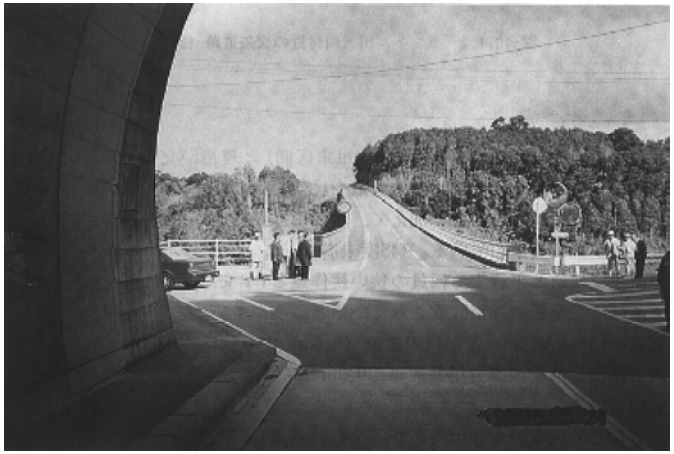


**図-11.1.1**　トンネル出入口付近の交差道路（1）



**図-11.1.2**　トンネル出入口付近の交差道路（2）

(5) 踏切

農道における踏切事故は鉄道のローカル線（単車区間）と農道が交差する踏切に多く見られる。

農道上の踏切の安全対策を見ると、支線農道や耕作道との交差には遮断機、警報機といった施設がほとんど整備されていないことに加えて、次のような問題点が見られる。

① 農道と軌道が鋭角交差している。（45° 未満）
② 踏切の直近で軌道と平行する幅員の狭い耕作道と T 字交差する。
③ 踏切手前には安全柵のみが設置されているところが多い。
④ 踏切部分の幅員（4.5m）が前後の農道（5.0m）より狭い。

⑤ 踏切内の路面と前後の農道舗装面に約 0.3m の高低差があり、すりつけ部に５％近くの縦断勾配がついている。

⑥ 踏切に近接して民家の生け垣があり、左右の見通しが悪い。

以上の問題点から、遮断機、警報機等の安全施設の整備はもとより、農道と交差する踏切の数を減じる方向で農道の整理を行う。その場合、踏切との交差は直角に近いものとし、踏切近傍に交差点を設置しないこと、縦断勾配はできるだけ緩勾配（2.5%以下）とし、周辺に障害となるものを排除して視界を確保することが望まれる。

### 11.1.3　交通量の増大に伴う安全対策

農道は、周辺の一般道と比較して交通容量に比較的余裕がある。しかし、信号規制が少ない区間等では、通勤時間帯を中心に一般道の車両が大量に流入し、その結果、重大事故及び事故総件数の増加、交通渋滞の発生等のほか、農作業や農作物輸送に関わる利用面において支障をきたすことにもなる。

このような事態に対処するためには、ハード、ソフトの両面から増大する交通の質と量に見合う交通安全施設の整備や交通管理対策を行うことが必要である。まず実態把握をして問題点を抽出し、これに対応する緊急、短期及び中・長期対策を決定しなければならない。

対策については、費用対効果・便益を基本に優先順位を定め実施するとともに、実施前後の一定期間については効果測定を行い、その結果をフィードバックすることが望まれる。

### 11.1.4　農道の維持管理における安全対策

農道の維持管理は、警察、道路関係者の協力を得た交通安全対策のための委員会等の組織体制を整備し、定期的な巡回点検を行って個々の事例をもとに原因を分析し、総合的な交通安全対策や維持補修のための道路の改良や安全管理施設の改善を行うことが必要である。

(1) 農道の維持管理

農道の維持管理の段階においては定期的な巡回点検による改修工事が必要であるが、それに加えて、安全性の面からは取付け道路の大幅な経路変更による交差点改良も必要と考えられる。例えば、一般道路に比べて、基幹的農道への取付け道路が短い区間に非常に多くみられるところでは、交通渋滞や交通事故が最も発生しやすい交差点の数が増える。

(2) 標識、マーキング、舗装等の定期的な点検と補修

経年変化により内容が不明瞭な標識類、車の衝突等により破損した支柱等、運転者の判断を遅らせるものが見られる。また、路面マーキング、舗装路面は、損耗に見合う補修のため定期的な改修工事のスケジュールと費用の計上が必要であるが、特に路面標示や薄層舗装等の損耗しやすい路面については早急な対応が必要である。

(3) 法面、擁壁等の処理

路側の切土法面は、法面の保護と視認性確保のため法面を高さ１m 程度はモルタル仕上げとすることにより、法面保護と雑草繁茂を抑制し維持管理面での効果が期待される。

(4) 農道愛護協会の設立

農道沿いの樹木等によって道路標識等が見えにくくなる場合がある。このような場合、地元の受益者が中心となる農道愛護協会の設立を推進して、定期的な道路脇の草刈りとともに樹木せん定によって標識がよく視認できる環境を維持することが肝要である。



## 11.2　防護柵

### 11.2.1　防護柵の定義

防護柵の定義は、次のとおりである。

① 進行方向を誤った車両が路外（路側を含む。以下「路外」という。）、対向車線又は歩道等に逸脱するのを防止する。

② 車両乗員の傷害及び車両の破損を最小限にとどめて、車両を正常な進行方向に復元させる。

③ 歩行者及び自転車（以下「歩行者等」という。）の転落又はみだりな横断を抑制する。

防護柵は、車両を対象とする車両用防護柵と歩行者等を対象とする歩行者自転車用柵に区分する。

### 11.2.2　車両用防護柵の設置区間

防護柵は、以下のいずれかに該当する区間又は箇所（以下「区間」という。）において農道及び交通の状況に応じて原則として、車両用防護柵を設置する。

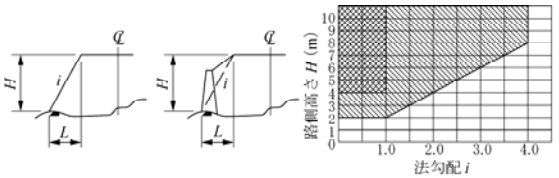
(1) 主として車両の路外への逸脱による乗員の人的被害の防止を目的として路側に車両用防護柵を設置する区間

① 盛土、崖、擁壁、橋梁、高架等の区間で路外の危険度が高く必要と認められる区間

② 海、湖、川、沼池、水路等に近接する区間で必要と認められる区間

③ 橋梁、高架、トンネル等への進入部又は車道に近接する構造物等に関連し特に必要と認められる区間

路側高さ４m 以上、かつ法勾配 1.0 以下の区間（**図-11.2.1** の▨の範囲内にある区間）については、路外の危険度が特に高い区間として車両用防護柵を設置する。




注）法勾配 $i$　：自然のままの地山の法面の勾配、盛土部における法面の勾配及び構造物との関連によって想定した法面の勾配を含み、垂直高さ１に対する水平長さ $L$ の割合をいう（$i=L/H$）。
路面高さ $H$：在来地盤から路面までの垂直高さをいう。

**図-11.2.1**　路外の危険度が高い区間 [4)]

また、**図-11.2.1** の▧の範囲内は▨の範囲の区間ほどではないものの、車両が路外に逸脱した場合に乗員に被害を及ぼすおそれがあると考えられる区間の目安を示したものであり、路外の危険度が高い区間と考えられる。

(2) 主として車両の路外等への逸脱による第三者への人的被害（以下「二次被害」という。）の防止を目的として車両用防護柵を設置する区間

① 主として車両の路外への逸脱による二次被害の防止を目的として路側に車両用防護柵を設置する区間

② 分離帯を有する道路において、車両の対向車線への逸脱による二次災害の防止を目的として分離帯に車両用防護柵を設置する区間

③ 主として車両の歩道、自転車道、自転車歩行者道（以下「歩道等」という。）への逸脱による二次被害の防止を目的として、歩道等と車道との境界（以下「歩車道境界」という。）に車両用防護柵を設置する区間

(3) その他の理由で必要な区間

① 事故が多発する農道又は多発するおそれのある農道で、防護柵の設置によりその効果があると認められる区間

② 幅員、線形等農道及び交通の状況に応じて必要と認められる区間

③ 気象条件により特に必要と認められる区間

### 11.2.3　車両用防護柵の設置方法

車両用防護柵を設置する際は、農道及び交通の状況を十分考慮して、車両用防護柵の種類及び形式を選定の上、防護柵の機能を十分発揮できるように設置するものとする。

(1) 種類及び形式の選定

ｱ 種類の選定

車両用防護柵は、原則としてたわみ性防護柵を選定するものとする。ただし、橋梁、高架等の構造物上に設置する場合、幅員の狭い分離帯等、防護柵の変形を許容できない区間等に設置する場合においては、必要に応じて剛性防護柵を選定することができる。

ｲ 形式の選定

車両用防護柵の形式選定に当たっては、性能、経済性、維持修繕、施工の条件、分離帯の幅員、視線誘導、視認性の確保、快適展望性、周辺環境との調和等に十分留意して選定するものとする。

ｳ 短い構造物区間への対応

土工区間に短い橋梁等の構造物がある場合においては、原則として土工区間の車両用防護柵と同一の形式を選定するものとする。

ただし、異なる形式の防護柵を設置する必要のある場合はこの限りではない。

(2) 高さ

車両用防護柵を設置する際は、設置する車両用防護柵所定の設置基準面から上端までの高さが確保されるよう設置するものとする。

(3) 基礎

土工区間に車両用防護柵を設置する際は、設置する地盤の形状、土質条件等を十分照査した上で、また橋梁、高架等の構造物上に車両用防護柵を設置する際は、設置する構造物の耐力を十分に照査した上で設置するものとする。

(4) 設置延長

車両用防護柵は、防護柵の転倒、滑動等が生じないような延長を確保するものとする。また、たわみ性防護柵については、「11.2.2　**車両用防護柵の設置区間**」の各号に該当する区間の前後に、原則として各々20m程度延長して設置するものとする。



### 11.2.4　車両用防護柵の種別

(1) 種別の設定

車両用防護柵は、強度（車両が衝突したとき突破されない衝撃度の大きさ）及び設置場所に応じて、**表-11.2.1**、**表-11.2.2**のように種別を設定する。

**表-11.2.1**　種別の設定[4)]

| 強度（kJ） | 種別 | | |
|---|---|---|---|
| | 路側用 | 分離帯用 | 歩車道境界用 |
| 45以上 | C | Cm | Cp |
| 60以上 | B | Bm | Bp |
| 130以上 | A | Am | Ap |
| 160以上 | SC | SCm | SCp |
| 280以上 | SB | SBm | SBp |
| 420以上 | SA | SAm | — |
| 650以上 | SS | SSm | — |

**表-11.2.2**　衝撃度による種別の設定[4)]

| 種別 | | | 車両質量（kN） | 衝突速度（km/h） | 衝突角度（°） | 強度（衝撃度）（kJ） |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 路側用 | 分離帯用 | 歩車道境界用 | | | | |
| C | Cm | Cp | 245 | 26以上 | 15 | 45以上 |
| B | Bm | Bp | | 30以上 | | 60以上 |
| A | Am | Ap | | 45以上 | | 130以上 |
| SC | SCm | SCp | | 50以上 | | 160以上 |
| SB | SBm | SBp | | 65以上 | | 280以上 |
| SA | SAm | — | | 80以上 | | 420以上 |
| SS | SSm | — | | 100以上 | | 650以上 |

(2) 性能

車両用防護柵は、種別に応じて、以下の各号に示す性能を有するものでなければならない。その際、衝突条件Aの及び衝突条件Bは、**表-11.2.3**に示す条件をいう。

**表-11.2.3**　衝突条件[4)]

| 区分 | 衝突条件 |
|---|---|
| 衝突条件A | 車両総重量時において路面から重心までの高さが1.4mの大型貨物車による**表-11.2.1**に示す種別に応じた衝撃度による衝突。その際の衝突角度は15°とする。 |
| 衝突条件B | 質量9.8kNの乗用車による衝突。その際の衝突速度は次により衝突角度20°とする。<br>種別：C、Cm、Cp、B、Bm、Bp　衝突速度：60km/h<br>種別：A、Am、Ap、SC、SCm、SCp、SB、SBm、SBp、SA、SAm、SS、SSm　衝突速度：100km/h |

ｱ 車両の逸脱防止性能

(ｱ)強度性能

衝突条件Aによる衝突に対して、防護柵が突破されない強度を有すること。

(ｲ)変形性能

衝突条件Aによる衝突に対して、たわみ性防護柵においては車両の最大進入行程が設置場所に応じ**表-11.2.4**の値を満足すること、剛性防護柵においては主たる部材に塑性変形が生じないこと。

ここで、最大進入行程とは、車両が防護柵に衝突するときに、前輪又は後輪の内側が防護柵の柵面の原位置より路外方向に踏み出る距離の最大値である（**図-11.2.2**）。

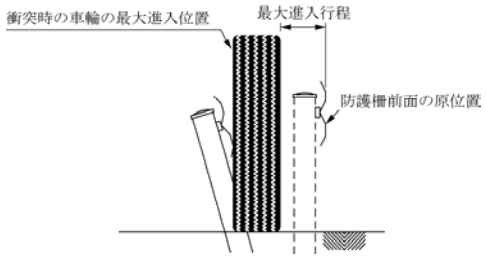



**図-11.2.2**　最大進入行程[4)]

ここで、たわみ性防護柵及び剛性防護柵とは、防護柵の設計方法により以下に示す種類の防護柵をいう。

a たわみ性防護柵

防護柵を構成する主たる部材の弾性及び塑性変形を見込んで設計する防護柵

b 剛性防護柵

防護柵を構成する主たる部材の弾性限界内での変形を見込んで設計する防護柵

**表-11.2.4**　たわみ性防護柵の車両の最大進入行程[4)]

| 種別 | | 支柱を土中に埋め込む場合 | 支柱をコンクリートに埋め込む場合 |
|---|---|---|---|
| 路側用 | C、B、A、SC、SB、SA、SS | 1.1m以下 | 0.3m以下 |
| 分離帯用 | Cm、Bm | 1.1m以下 | 0.3m以下 |
| | Am、SCm、SBm、SAm、SSm | 1.5m以下 | 0.5m以下 |
| 歩車道境界用 | Cp、Bp、Ap、SCp、SBp | 0.5m以下 | 0.3m以下 |



ｲ 乗員の安全性能

衝突条件Bによる衝突に対して、車両の受ける加速度が種別及び種類に応じ**表-11.2.5**の値を満足すること。

**表-11.2.5**　車両の受ける加速度[4)]

| 種別 | たわみ性防護柵 | | 剛性防護柵 |
|---|---|---|---|
| | 支柱を土中に埋め込む場合 | 支柱をコンクリートに埋め込む場合 | |
| C、Cm、Cp | 90m/s²/10ms未満 | 120m/s²/10ms未満 | 120m/s²/10ms未満 |
| B、Bm、Bp | | | |
| A、Am、Ap | 150m/s²/10ms未満 | 180m/s²/10ms未満 | 180m/s²/10ms未満 |
| SC、SCm、SCp | 180m/s²/10ms未満 | 200m/s²/10ms未満 | 200m/s²/10ms未満 |
| SB、SBm、SBp | | | |
| SA、SAm | | | |
| SS、SSm | | | |

ｳ 車両の誘導性能

衝突条件A及び衝突条件Bでの衝突のいずれの場合においても以下の条件を満足すること。

① 車両は、防護柵衝突後に横転等を生じないこと。

② 防護柵衝突後の離脱速度は、衝突速度の6割以上であること。

③ 防護柵衝突後の離脱角度は、衝突角度の6割以下であること。

なお、離脱速度及び離脱角度は、**図-11.2.3**に示すものである。

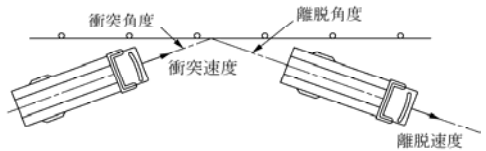



**図-11.2.3**　離脱速度、離脱角度[4)]

ｴ 構成部材の飛散防止性能

衝突条件A及び衝突条件Bでの衝突のいずれの場合においても、車両衝突時に構成部材が大きく飛散しないこと。

(3)構造及び材料

ア 防護柵高さ

車両用防護柵の路面から防護柵上端までの高さは、原則として、0.6m以上1.0m以下とする。

所要の性能を満足するためにやむを得ず1.0mを超える高さとする場合は、車両衝突時における乗員頭部の安全性を確保できる構造としなければならない。

イ 歩車道境界用車両用防護柵の形状

歩車道境界用車両用防護柵（種別：Cp、Bp、Ap、SCp、及びSBp）は、ボルト等の突起物、部材の継ぎ目等により歩行者等に危害を及ぼすことのない形状とする等、歩行者等に配慮した形状を有しなければならない。

ウ 材料

車両用防護柵に用いる材料は、十分な強度を持ち、耐久性に優れ、維持管理が容易なものを用いるものとする。

エ 防錆・防食処理

車両用防護柵に用いる材料等のうち、錆又は腐食が生じる材料は、JIS規格又は同等品以上の効果を有する方法により防錆・防食処理を施すものとする。

## 11.2.5　種別の適用

(1)設置場所

車両用防護柵は、路側に設置する場合は路側用車両用防護柵を、分離帯に設置する場合は分離帯用車両用防護柵を、また、歩車道境界に設置する場合は歩車道境界用車両用防護柵を用いるものとする。

(2)適用区間

車両用防護柵は、道路の区分、設計速度及び設置する区間に応じて、原則として、**表-11.2.6**に示す種別を適用するものとする。

**表-11.2.6**　種別の適用[4)]

| 道路の区分 | 設計速度 | 一般区間 | 重大な被害が発生するおそれのある区間 | 新幹線等と交差又は近接する区間 |
|---|---|---|---|---|
| 高速自動車国道<br>自動車専用道路 | 80km/h 以上 | A、Am | SB、SBm | SS |
| | 60km/h 以下 | | SC、SCm | SA |
| その他の道路 | 60km/h 以上 | B、Bm、Bp | A、Am、Ap | SB、SBp |
| | 50km/h 以下 | C、Cm、Cp | B、Bm、Bp[注)] | |

注）設計速度40km/h以下での道路では、C、Cm、Cpを使用することができる。



## 11.2.6　歩行者自転車用柵の設置区間

以下のいずれかに該当する区間においては、農道及び交通の状況を踏まえ、必要に応じ歩行者自転車用柵を設置するものとする。

(1)歩行者等の転落防止を目的として路側又は歩車道境界に歩行者自転車用柵を設置する区間

① 歩道等、自転車専用道路、自転車歩行者専用道路及び歩行者専用道路の路外が危険な区間等で歩行者等の転落を防止するため必要と認められる区間

(2)歩行者等の横断防止等を目的として歩車道境界に歩行者自転車用柵を設置する区間

① 歩行者等の道路の横断が禁止されている区間で必要と認められる区間

② 歩行者等の横断歩道以外の場所での横断防止が特に必要と認められる区間

なお、横断防止等を目的として設置する柵は、景観等を考慮し、植樹帯の設置等、他の方法を検討した上で、必要と認められる場合について設置するものとする。

## 11.2.7　歩行者自転車用柵の種別

(1)種別の設定

歩行者自転車用柵は、**表-11.2.7**に示す設計強度に応じて以下の種別に区分する。

**表-11.2.7**　種別の適用[4)]

| 種　　別 | 設計強度 | 設計目的 | 備　　考 |
|---|---|---|---|
| P | 垂直荷重　590N/m以上<br>水平荷重　390N/m以上 | 転落防止<br>横断防止 | 荷重は、防護柵の最上部に作用するものとする。このとき、種別Pについては部材の耐力を許容限度として設計することができる。 |
| SP | 垂直荷重　980N/m以上<br>水平荷重　2,500N/m以上 | 転落防止 | |

(2)性能

歩行者自転車用柵は、**表-11.2.7**に示す種別に応じた設計荷重に対して塑性変形しないものでなければならない。

(3)構造及び材料

ア 防護柵高さ

歩行者等の転落防止を目的として設置する柵の路面から柵面の上端までの高さは1.1mを標準とする。

歩行者等の横断防止等を目的として設置する柵の路面から柵面の上端までの高さは0.7m～0.8mを標準とする。

イ 形状

歩行者自転車用柵（種別：P及びSP）は、ボルト等の突起物、部材の継ぎ目等により歩行者等に危害を及ぼすことのない形状とする。

また、転落防止を目的として設置する柵の桟間隔は、歩行者等が容易にすり抜けられないものとする。

ウ 材料

歩行者自転車用柵に用いる材料は、十分な強度を持ち、耐久性に優れ、維持管理が容易なものを用いるものとする。

エ 防錆・防食処理

歩行者自転車用柵に用いる金属材料等のうち、錆又は腐食が生じる材料に対する防錆・防食処理は、車両用防護柵に準ずるものとする。

オ 車両用防護柵の兼用

車両用防護柵は上記を満足することにより、歩行者自転車用柵として兼用することができる。

(4) 種別の適用

歩行者自転車用柵は、原則として種別 P を適用するものとし、歩行者等の滞留が予想される区間及び橋梁、高架の区間に設置される転落防止を目的とした柵は、集団による荷重を想定し、種別 SP を適用するものとする。

## 11.2.8　歩行者自転車用柵の設置方法

歩行者自転車用柵を設置する際は、農道及び交通の状況を十分考慮して、防護柵機能を発揮できるように設置するものとする。

(1) 高さ

歩行者自転車用柵を設置する際は、路面から柵面の上端までの高さは 1.1m を標準とする。

(2) 基礎

土工区間に歩行者自転車用柵を設置する場合は、設置する地盤の形状、土質条件等を十分に照査した上で、また橋梁、高架等の構造物上に歩行者自転車用柵を設置する場合は、設置する構造物の耐力を十分に照査した上で、設置するものとする。

(3) 柵間のすり抜け防止

転落防止を目的として同一種別の歩行者自転車用柵を設置する場合は、原則として連続して設置するものとする。

(4) 積雪地域における対応

積雪地域において歩行者自転車用柵を設置する場合は、必要に応じて積雪による荷重を考慮して設置するものとする。



## 11.2.9　橋梁用防護柵

(1) 車両用防護柵の兼用

歩道等のない橋梁等において、車両用防護柵に歩行者等の転落防止機能を付加して設置する場合においては、車両用防護柵自体の性能、構造を満足するほか、「11.2.7　**歩行者自転車用柵の種別**」に規定されている歩行者自転車用柵に求められる構造を満足することにより、車両用防護柵が歩行者自転車用柵を兼用することができる。

① 地覆高さと相まって車両用防護柵の高さが比較的高い場合は、転落防止を目的とした歩行者自転車用柵としての機能を兼ねることができる。

（例 1）

| | |
|---|---|
| 地覆から車両用防護柵上端までの高さ | 85cm |
| ＋地覆高さ | 25cm |
| 路面上高さ | 110cm |

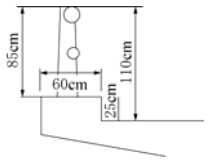



図-11.2.4　車両防護柵の兼用（例 1）

② 地覆高さと相まっても車両用防護柵の高さが比較的低い場合は、転落防止を目的とした歩行者自転車用柵としての高さを確保するために補助部材を更に加して歩行者自転車用柵としての機能を兼ねることができる。

（例 2）

| | |
|---|---|
| 地覆から車両用防護柵上端までの高さ | 75cm |
| ＋地覆高さ | 25cm |
| ＋補助部材の高さ | 10cm |
| 路面上高さ | 110cm |

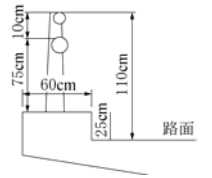
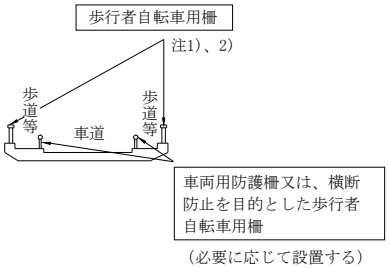



図-11.2.5　車両防護柵の兼用（例 2）

その他詳細は、「防護柵の設置基準・同解説　ボラードの設置便覧」、「車両用防護柵標準仕様・同解説」を参照のこと。

(2)防護柵の設置位置

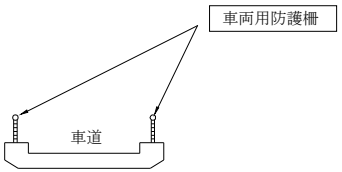
車両用防護柵を橋梁等で兼用するとき、一般的な設置位置は、**図-11.2.6** のとおりとなる。




注1)　ただし、車両の橋梁外への逸脱を防止する必要がある区間で、歩車道境界に車両用防護柵を設置することが困難である場合には、転落防止機能を有する歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵を設置するものとする。

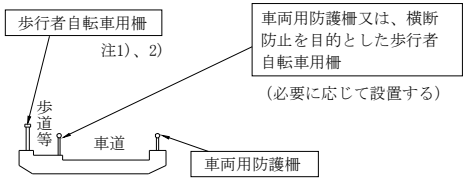
注2)　歩車道境界に車両用防護柵がない橋梁、高架区間の路側に種別ＳＰのアルミニウム合金製歩行者自転車用柵を設置する場合は、ハイテンション型のアルミニウム合金製歩行者自転車用柵を用いるものとする。

1. 両側歩道の橋梁、高架での設置の考え方




ただし、歩行者等が混入するおそれのある場合には、必要に応じて転落防止機能を有する歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵を設置するものとする。

2. 歩道のない橋梁、高架での設置の考え方




注1)　ただし、車両の橋梁外への逸脱を防止する必要がある区間で、歩車道境界に車両用防護柵を設置することが困難である場合には、転落防止機能を有する歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵を設置するものとする。

注2)　歩車道境界に車両用防護柵がない橋梁、高架区間の路側に種別ＳＰのアルミニウム合金製歩行者自転車用柵を設置する場合は、ハイテンション型のアルミニウム合金製歩行者自転車用柵を用いるものとする。

ただし、歩行者等が混入するおそれのある場合には、必要に応じて転落防止機能を有する歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵を設置するものとする。

3. 片側歩道の橋梁、高架での設置の考え方

**図-11.2.6**　車両用防護柵の一般的な設置の考え方 [4)]



## 11.2.10　耐雪型車両用防護柵

(1)耐雪型車両用防護柵の設置目的

耐雪型車両用防護柵は、積雪による破損を軽減させることを目的としているが、破損をどの程度まで軽減させる構造とするかについては、維持管理・経済性等について十分検討しなければならない。

なお、路外逸脱事故の発生頻度が特に高い箇所、路側の危険性が特に高い区間では、より強度の高い剛性防護柵の採用を検討する必要がある。

(2)耐雪型路側用ガードレール

現在用いられている路側用ガードレールの耐雪型車両用防護柵の例を、**表-11.2.8**、**表-11.2.9** に示す。

**表-11.2.8**　路側用ガードレール（土中用）構造諸元の一例 [4)]

| 種別 | 積雪ランク | 5年再現最大積雪深 (m) | 支柱 支柱間隔 (m) | 支柱 外径 (mm) | 支柱 厚さ (mm) | 支柱 埋込み深さ (cm) | 支柱 根巻寸法 幅×長さ×厚さ (cm) | ビーム種別 | ブラケット 幅 (mm) | ブラケット コルゲーション (mm) | ブラケット 厚さ (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B | － | 標準型 | 4 | 114.3 | 4.5 | 150 | なし | B | 70 | 31 | 4.5 |
| | 1 | 0～1 | 4 | | | | なし | | 70 | 31 | 4.5 |
| | 2 | 1～2 | 4 | | | | | | | | |
| | 3 | 2～3 | 3 | | | | 40×40×25 | | 120 | 31 | 6 |
| | 4 | 3～4 | 2 | | | | | | | | |
| | 5 | 4～5 | | | | | | | | | |
| C | － | 標準型 | 4 | 114.3 | 4.5 | 140 | なし | C | 70 | 31 | 4.5 |
| | 1 | 0～1 | 4 | | | | なし | | 70 | 31 | 4.5 |
| | 2 | 1～2 | 3 | | | | | | | | |
| | 3 | 2～3 | 2 | | | | 40×40×25 | | 120 | 31 | 6 |
| | 4 | 3～4 | | | | | | | | | |
| | 5 | 4～5 | | | | | | | | | |

注 1)　5年再現最大積雪深に対する構造諸元は、平均密度 4 kN/m³ のときの値であり、4 kN/m³ 以外のときは平均密度の比で5年再現最大積雪深を補正するものとする。ただし、1 m 以下の積雪深は、補正対象としない。

2)　積雪ランク区分は、以下のとおりである。

| 積雪ランク | 5年再現最大積雪深 |
|---|---|
| 1 | 1 m 以下（無対策） |
| 2 | 1 m を超え 2 m 以下 |
| 3 | 2 m を超え 3 m 以下 |
| 4 | 3 m を超え 4 m 以下 |
| 5 | 4 m を超え 5 m 以下 |

3)　除雪した雪を防護柵上に堆雪することが予想される場合は、必要に応じ堆雪深を考慮する。

4)　種別 B の積雪ランク 5、種別 C の積雪ランク 4、5については上級種別の使用を検討するものとする。

5)　積雪ランクが 5 を超える場所については、冬期のビーム取外しの検討又は別途構造等について検討するものとする。

**表-11.2.9**　路側用ガードレール（コンクリート中用）構造諸元の一例[4)]

| 種別 | 積雪ランク | 5年再現最大積雪深 (m) | 支柱 支柱間隔 (m) | 支柱 外径 (mm) | 支柱 厚さ (mm) | 支柱 埋込み深さ (cm) | ビーム種別 | ブラケット 幅 (mm) | ブラケット コルゲーション (mm) | ブラケット 厚さ (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B | — | 標準型 | 2 | 114.3 | 4.5 | 40 | B | 70 | 31 | 4.5 |
| | 1 | 0～1 | 2 | 114.3 | 4.5 | 40 | | 70 | 31 | 4.5 |
| | 2 | 1～2 | 2 | | | | | 120 | 31 | 6 |
| | 3 | 2～3 | 2 | | | | | | | |
| | 4 | 3～4 | 2 | | | | | | | |
| | 5 | 4～5 | | | | | | | | |
| C | — | 標準型 | 2 | 114.3 | 4.5 | 40 | C | 70 | 31 | 4.5 |
| | 1 | 0～1 | 2 | 114.3 | 4.5 | 40 | | 70 | 31 | 4.5 |
| | 2 | 1～2 | 2 | | | | | 120 | 31 | 6 |
| | 3 | 2～3 | 2 | | | | | | | |
| | 4 | 3～4 | | | | | | | | |
| | 5 | 4～5 | | | | | | | | |

注1）５年再現最大積雪深に対する構造諸元は、平均密度４kN/m³のときの値であり、４kN/m³以外のときは平均密度の比で５年再現最大積雪深を補正するものとする。ただし、１m以下の積雪深は、補正対象としない。
2）積雪ランク区分は、以下のとおりである。

| 積雪ランク | ５年再現最大積雪深 |
|---|---|
| 1 | １m以下（無対策） |
| 2 | １mを超え２m以下 |
| 3 | ２mを超え３m以下 |
| 4 | ３mを超え４m以下 |
| 5 | ４mを超え５m以下 |

3）除雪した雪を防護柵上に堆雪することが予想される場合は、必要に応じ堆雪深を考慮する。
4）種別Bの積雪ランク５、種別Cの積雪ランク４、５については、上級種別の使用を検討するものとする。
5）積雪ランクが５を超える場所については、冬期のビーム取外しの検討又は別途構造等について検討するものとする。

根巻は、コンクリート製、プレキャストコンクリート製、鋼製等が考えられるが、コンクリート根巻の場合の形状例を、**図-11.2.7**及び**表-11.2.10**に示す。

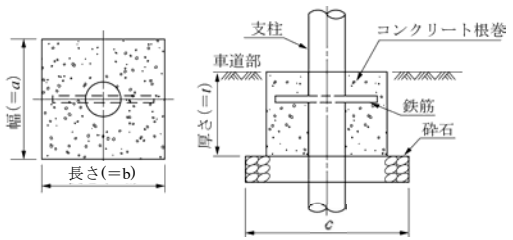



**図-11.2.7**　コンクリート根巻形状例[4)]

**表-11.2.10**　コンクリート根巻寸法の一例[4)]

| $a$（mm） | $b$（mm） | $t$（mm） | $c$（mm） | 鉄筋：径×長さ (mm) |
|---|---|---|---|---|
| 400 | 400 | 250 | 500 | D16×300 |
| 450 | 450 | 300 | 550 | D16×350 |
| 500 | 500 | 350 | 600 | D19×400 |



(3)耐雪型路側用ガードケーブル

現在用いられている路側用ガードケーブルの耐雪型車両用防護柵の例を、**表-11.2.11**、**表-11.2.12**に示す。

**表-11.2.11**　路側用ガードケーブル（土中用）構造諸元の一例[4)]

| 種別 | 積雪ランク | 5年再現最大積雪深 (m) | 支柱 支柱間隔 (m) | 支柱 外径 (mm) | 支柱 厚さ (mm) | 支柱 埋込み深さ (cm) | 支柱 根巻寸法 幅×長さ×厚さ (cm) | ブラケット 高さ (mm) | ブラケット 厚さ (mm) | ブラケット 取付ボルト (mm) | 端末部補助支柱 外径 (mm) | 端末部補助支柱 厚さ (mm) | 端末部補助支柱 埋込み深さ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B | — | 標準型 | 6 | 114.3 | 4.5 | 150 | なし | 210（上）<br>290（下） | 3.2 | M12<br>4.6以上 | なし | | |
| | 1 | 0～1 | 6 | 114.3 | 4.5 | 150 | なし | 210（上）<br>290（下） | 3.2 | M12<br>4.6以上 | なし | | |
| | 2 | 1～2 | 6 | 114.3 | 4.5 | 150 | 40×40×25 | 550 | 4.5 | M12<br>6.8以上 | 114.3 | 4.5 | 40 |
| | 3 | 2～3 | 5 | | | | | | | | | | |
| | 4 | 3～4 | 4 | | | | 45×45×30 | | | | | | |
| | 5 | 4～5 | 3 | | | | 50×50×35 | | | | | | |
| C | — | 標準型 | 6 | 114.3 | 4.5 | 140 | なし | 420 | 3.2 | M12<br>4.6以上 | なし | | |
| | 1 | 0～1 | 6 | 114.3 | 4.5 | 140 | なし | 420 | 3.2 | M12<br>4.6以上 | なし | | |
| | 2 | 1～2 | 6 | 114.3 | 4.5 | 140 | 40×40×25 | 420 | 4.5 | M12<br>6.8以上 | 114.3 | 4.5 | 40 |
| | 3 | 2～3 | 5 | | | | | | | | | | |
| | 4 | 3～4 | 4 | | | | 45×45×30 | | | | | | |
| | 5 | 4～5 | 3 | | | | 50×50×35 | | | | | | |

注1）５年再現最大積雪深に対する構造諸元は、平均密度４kN/m³のときの値であり、４kN/m³以外のときは平均密度の比で５年再現最大積雪深を補正するものとする。ただし、１m以下の積雪深は、補正対象としない。
2）積雪ランク区分は、以下のとおりである。

| 積雪ランク | ５年再現最大積雪深 |
|---|---|
| 1 | １m以下（無対策） |
| 2 | １mを超え２m以下 |
| 3 | ２mを超え３m以下 |
| 4 | ３mを超え４m以下 |
| 5 | ４mを超え５m以下 |

3）除雪した雪を防護柵上に堆雪することが予想される場合は、必要に応じ堆雪深を考慮する。
4）積雪ランクが５を超える場所については、冬期のケーブル取外しの検討又は別途構造等について検討するものとする。

表-11.2.12　路側用ガードケーブル（コンクリート中用）構造諸元の一例[4)]

| 種別 | 積雪ランク | 5年再現最大積雪深 (m) | 支柱 支柱間隔 (m) | 支柱 外径 (mm) | 支柱 厚さ (mm) | 支柱 埋込み深さ (cm) | ブラケット 高さ (mm) | ブラケット 厚さ (mm) | ブラケット 取付ボルト (mm) | 端末部補助支柱 外径 (mm) | 端末部補助支柱 厚さ (mm) | 端末部補助支柱 埋込み深さ (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B | － | 標準型 | 4 | 114.3 | 4.5 | 40 | 210（上）<br>290（下） | 3.2 | M12<br>4.6<br>以上 | なし | | |
| | 1 | 0～1 | 4 | 114.3 | 4.5 | 40 | 210（上）<br>290（下） | 3.2 | M12<br>4.6<br>以上 | なし | | |
| | 2 | 1～2 | 4 | 114.3 | 4.5 | 40 | 550 | 4.5 | M12<br>6.8<br>以上 | 114.3 | 4.5 | 40 |
| | 3 | 2～3 | 4 | | | | | | | | | |
| | 4 | 3～4 | 4 | | | | | | | | | |
| | 5 | 4～5 | 3 | | | | | | | | | |
| C | － | 標準型 | 4 | 114.3 | 4.5 | 40 | 420 | 3.2 | M12<br>4.6<br>以上 | なし | | |
| | 1 | 0～1 | 4 | 114.3 | 4.5 | 40 | 420 | 3.2 | M12<br>4.6<br>以上 | なし | | |
| | 2 | 1～2 | 4 | 114.3 | 4.5 | 40 | 420 | 4.5 | M12<br>6.8<br>以上 | 114.3 | 4.5 | 40 |
| | 3 | 2～3 | 4 | | | | | | | | | |
| | 4 | 3～4 | 4 | | | | | | | | | |
| | 5 | 4～5 | 3 | | | | | | | | | |

注 1）５年再現最大積雪深に対する構造諸元は、平均密度４kN/m³のときの値であり、４kN/m³以外のときは平均密度の比で５年再現最大積雪深を補正するものとする。ただし、１m 以下の積雪深は、補正対象としない。

2）積雪ランク区分は、以下のとおりである。

| 積雪ランク | ５年再現最大積雪深 |
|---|---|
| 1 | １m 以下（無対策） |
| 2 | １m を超え２m 以下 |
| 3 | ２m を超え３m 以下 |
| 4 | ３m を超え４m 以下 |
| 5 | ４m を超え５m 以下 |

3）除雪した雪を防護柵上に堆雪することが予想される場合は、必要に応じ堆雪深を考慮する。

4）積雪ランクが５を超える場所については、冬期のケーブル取外しの検討又は別途構造等について検討するものとする。



## 11.2.11　環境との調和や景観に配慮した防護柵の留意事項

防護柵は、車両の衝突を考慮するものと、その必要のないものに区分でき、衝突を考慮しないものについては、デザインにかなり自由度がある。

防護柵の形態を考える上では、道路景観や地域性及び生態系への配慮が必要であるが、道路景観の主役としてではなく、脇役としてシンプルなものを用いることが望ましい。

また、「脱炭素社会の実現に資する等のための建築物等における木材の利用の促進に関する法律」を踏まえ、良好な景観の形成等を考慮し、木材の利用を検討することが望ましい。

(1)景観への配慮

ｱ 景観の連続性を確保する

連続した防護柵の景観が乱雑にならないよう、一定区間において形式や色調を統一する。

ｲ 周囲との調和に留意する

特に山間部や景勝地では、防護柵が周囲の色調と競合したり混乱したりすることがある。低明度・低彩度の色を使用した防護柵は、それほど目立たず、周囲の色彩と馴染みやすい。



険しい断崖や奇岩がならぶ眺めのよい場所を通過することから、従来のガードレールの替わりに、周辺の景観に違和感を与えない防護柵を設置している。

図-11.2.8　周囲に調和した防護柵の例（石川県富来町）

ｳ 道路からの眺望を阻害しない

眺望のよい部分では、ガードケーブル等、なるべく眺望を阻害しないような構造の防護柵を設置することが望ましい。



歴史的風土保存地区、風致地区に指定されていることから、景観を線的に分断するガードレールに代えて、目立たない構造のガードケーブルを用いている。

**図-11.2.9**　道路からの眺望に配慮した防護柵の例（奈良県飛鳥村）

エ 道路外からの景観にも配慮する

防護柵の景観については、道路利用者からの景観のみでなく、道路の外部からの景観を考慮して、裏面の色や形状にも配慮することが必要である。

オ 植栽で防護柵を隠す

(2) 地域性への配慮

ア 地域を PR する

防護柵のデザインの中に、地域のシンボルマークや特産品等をデザインとして取入れることによって、地域を PR する。

イ 地場材の利用

防護柵に地場で産出される素材を利用することによって、周辺の環境との調和を図りながら地域性を強調することが考えられる。この場合、防護柵の強度に注意する必要がある。

(3) 生態系への配慮

交通安全施設の設計は、人間の安全性確保以外に、野生生物に対する安全・保護対策用の侵入防止柵等を検討することが重要である。

ア 道路への侵入防止対策（ロードキル対策）

山間部等の野生動物が生息する地域においては、ロードキルを減少させるため、主として野生動物の道路への侵入防止対策を検討する。

① シカに対しては、フェンスの高さを上げる。

② 小動物の対応として、フェンスの隙間や構造物との接点の隙間をなくす。

③ フェンスの網目を小さくしたり、構造や形状を工夫したりする。

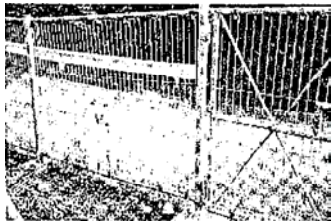
④ 法面等に縦排水溝からの小動物の侵入防止の工夫をする。



**表-11.2.13**　立入防止柵の構造と動物の侵入防止効果

| 種類＼立入防止柵 | | 有刺鉄線 | 格子型 | 金網型 |
|---|---|---|---|---|
| 大型ほ乳類 | シカ | × | △ | △ |
| | クマ | × | △ | △ |
| | サル | × | × | × |
| | イノシシ | × | △ | ○ |
| | カモシカ | × | △ | △ |
| 中小型ほ乳類 | キツネ | × | △ | ○ |
| | タヌキ | × | △ | ○ |
| | テン | × | × | △ |
| | イタチ | × | × | △ |
| | ノウサギ | × | △ | ○ |
| | リス | × | × | × |

×＝効果なし。おおむね自由に行き来する。△＝余り効果はない。
○＝効果あり。侵入はほぼ防止される



出典：自動車道路のランドスケープ

**図-11.2.10**　フェンスのよじ登りを防止するための縦格子柵例

## 11.2.12　車道との分離施設のデザイン

(1) 防護柵のデザイン

ア 歩行者保護用防護柵

歩行者保護用防護柵としては、ガードレール、ガードケーブル、オートガード等があり、設置の際の配慮点としては、以下のことが挙げられる。

① 歩道、車道の両側から見られることから、表裏のない構造とする。

② できる限り植栽で修景することが望ましい。

③ 農道建設の際に伐採した木材や間伐材を防護柵として利用している事例もある。

イ 横断防止柵

横断防止柵は、比較的自由にデザインできることから、現在でも地域のシンボルマークを利用したもの等、多様なデザインが見られる。

これらの中には、余りに自己主張が強すぎたり周辺との調和を欠いたりするデザインも見受けられ、道路の雰囲気に悪影響を与えているものも見られる。このため、防護柵のデザインについては、以下の点に留意することが必要である。

① 防護柵は、できればない方がすっきりする場合もあり、なるべくシンプルなデザインを検討する。

② 地域の構成を表すモチーフを盛込んだデザインを検討する。
ただし、余りに即物的なデザインのものは、逆に安直で悪いイメージを与えることがあり、デザイン的に洗練されたものとすることが必要である。
③ 沿道との統一性を図ったデザインを検討する。
④ 舗装、照明灯、道路空間を演出する施設等とのデザインを統一する。
⑤ ある一定区間では、デザイン、色彩の統一を図る。

(2)駒止め（ボラード）のデザイン

防護柵は、歩道と車道との行き来を遮断することを目的とするが、駒止めは、自動車が歩道に乗り上げることを防止することを主目的とする。このため、単に歩車道を分離するだけでよい場合には、防護柵の代わりに駒止めを利用することで、歩行者が車道にでることは比較的自由であり、歩行者の行動を強制する感じが少なく、開放的な印象を与える。また、農業車両の進入は、駒止めの間隔を調整することで対応できる。駒止めを設置する場合には、以下の点に留意することが望ましい。

① 素材の持つ特質を生かしたデザインとする。
周辺の雰囲気との調和をあらかじめ検討して素材の決定を行う。地域で産出される材料を用いることも有効である。
② 沿線や舗装との調和を図った色彩とする。
③ ひとつひとつが安定感を持った形状とする。基本的にはシンプルな形が望ましい。
駒止めは、道路景観の主役ではないことから、奇異なデザインで人目を引くようなことは避けた方がよい。
④ 地域性、個性を表現する場合は、できる限り控えめなデザインとして、目立ち過ぎないように配慮する。



図-11.2.11　駒止めのイメージ

なお、駒止め（ボラード）の具体的な設置計画、設計については、防護柵の設置基準・同解説ボラードの設置便覧の巻末「ボラードの設置便覧」を参照されたい。



## 11.3　照明施設

### 11.3.1　一般

道路照明は、その設置場所により、連続照明、局部照明及びトンネル照明の三つに大別できる。

連続照明については、原則としてポール照明方式とする。ただし、農道の構造や交通の状況等によっては、構造物取付照明方式等とすることができる。

なお、灯具は照明方式に応じて適切に配置するものとする。

本項では照明施設に求められる性能指標のみを示すこととし、具体の設計手法は、「道路照明施設設置基準・同解説」等を参照のこと。

### 11.3.2　連続照明

連続照明の設計に当たっては、以下に示す照明の要件を考慮する。

① 平均路面輝度が適切であること。
② 路面の輝度均斉度が適切であること。
③ グレアが十分抑制されていること。
④ 適切な誘導性を有すること。

(1)平均路面輝度

平均路面輝度は、道路分類及び外部条件に応じて、**表-11.3.1**の上段の値を標準とする。ただし、中央帯に対向車前照灯を遮光するための設備がある場合には下段の値をとることができる。

**表-11.3.1**　平均路面輝度[6) 14)]　（単位：cd/m²）

| 道路分類＼外部条件 | A | B | C |
|---|---|---|---|
| 主要幹線道路 | 1.0 | 0.7 | 0.5 |
| | 0.7 | 0.5 | — |
| 幹線・補助幹線道路 | 0.7 | 0.5 | 0.5 |
| | 0.5 | — | — |

ここに、外部条件A：道路交通に影響を及ぼす光が連続的にある道路沿道の状態
外部条件B：道路交通に影響を及ぼす光が断続的にある道路沿道の状態
外部条件C：道路交通に影響を及ぼす光がほとんどない道路沿道の状態

(2)輝度均斉度

輝度均斉度は、総合均斉度0.4以上を原則とする。

(3)視機能低下グレア

視機能低下グレアは、相対閾値増加を原則として**表-11.3.2**の値とする。

**表-11.3.2**　相対閾値増加[6)]　（単位：%）

| 道路分類 | 相対閾値増加 |
|---|---|
| 主要幹線道路 | 15以下 |
| 幹線・補助幹線道路 | |

(4)誘導性

適切な誘導性が得られるよう、灯具の高さ、配列、間隔等を決定するものとする。

### 11.3.3　局部照明

局部照明は、交通流が局部的に複雑となるような場所、道路の平面線形や縦断線形が複雑な場所等において、交通状況、道路状況等を明確にすることを目的として整備するものである。

局部照明に用いる光源、照明器具、灯具の配置方法等は、各局部照明の目的に基づいて選定し、連続照明区間に局部照明を整備する場合は、路面輝度、灯具配光等を考慮して局部照明のための灯具の配置を行うことが必要である。

(1) 交差点

交差点の照明は、道路照明の一般的効果に加えて、これに接近してくる自動車の運転者に対してその存在を示し、交差点内及び交差点付近の状況がわかるようにするものとする。

交差点の照明は、自動車の前照灯効果の及ばないところを補い、交差点に接近、進入、通過する自動車の運転者に対して以下の役割を果たすことを目的としている。

① 遠方から交差点の存在がわかること。

② 交差点付近に存在する他の自動車、歩行者等が、交差点より手前から識別できること。

③ 交差点内に存在する他の自動車、歩行者等が、交差点内において識別できること。

①と②については、適切な灯具配置等により所期の効果が得られるようにする必要がある。一方、③については、交差点内の明るさを確保する必要がある。

交差点内とは、原則として平面交差する道路部分を対象とし、図-11.3.1 に示す。また、横断歩道がある場合は、歩行者等の見え方が交通事故防止には特に重要であり、横断中及び横断しようとしている歩行者等の見え方を考慮し、図-11.3.2 に示すように横断歩道部と歩行者等の待機場所（1m 程度）までを含む範囲を交差点内と考えるとよい。

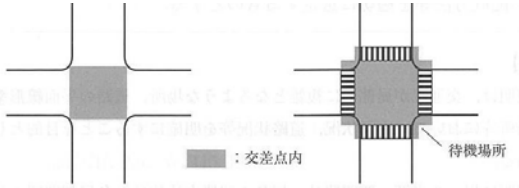



図-11.3.1　交差点内の範囲 [6]




図-11.3.2　横断歩道のある交差点内の範囲 [6]

交差点内の明るさは、平均路面照度 20lx 程度、かつ、照度均斉度は 0.4 程度（路面上の最小照度を平均路面照度で除した値）を確保することが望ましい。また、車両や歩行者等の交通量が少なく、周辺環境が暗い交差点においても、平均路面照度は 10lx 以上を確保することが望ましい。なお、交差点内の横断歩道上の平均路面照度は、交差点内と同程度の値を確保することが望ましい。

(2) 横断歩道

単路部に単独に存在する横断歩道の照明は、これに接近してくる自動車の運転者に対して、その存在を示し、横断中及び横断しようとする歩行者等の状況がわかるようにするものとする。

横断歩道は、歩行者等が車道を横断する場合に指定された場所であり、特に歩行者等の安全を確保しなければならない重要な場所である。したがって、その照明は、自動車の運転者が横断歩道の存在を知り、そこを横断中の歩行者が良く見え、また横断しようとして歩道の縁石あるいは



路端に立っている歩行者も良く見えるようにすることが重要である。

横断歩道の照明方式は、運転者から見て歩行者の背景を照明する方式を原則とするが、背景の明るさを確保することが難しい場合などには、歩行者自身を照明する方式を選定することができる。

以下にそれぞれの照明方式とその照明要件を示す。

ｱ 歩行者の背景を照明する方式

(ｱ) 連続照明のない場合

通常、横断歩道上又はその付近にいる人物の路面上 0.5m までの高さを 50m 手前の運転者から視認できることが必要である。ここで、人物の高さを 0.5m としたのは、人物の一部を対象とすれば、シルエット視によりその存否が確認できること、人物は子供を前提とし子供の身長を 1 m として、その下半身の高さを採用したことによる。

有効な背景として横断歩道の後方 35m 以上の路面を明るくする必要があるが、明るい路面を背景とする人物のシルエット効果を良くするためには、横断歩道の後方に灯具を配置し、横断歩道の直前には設置しない方が望ましい（図-11.3.3 参照）。

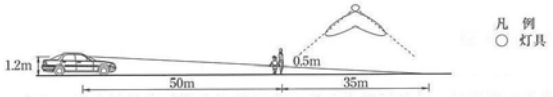



図-11.3.3　運転者から見た歩行者の背景の長さ [6]

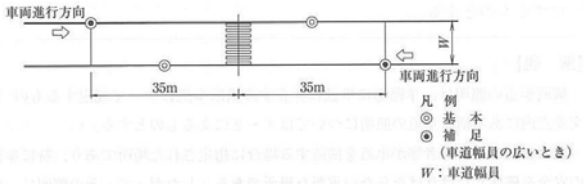



図-11.3.4　歩行者の背景を照明する方式の灯具の配置例 [6]

平均路面照度は、横断歩道の前後それぞれ 35m の範囲を対象に 20lx 程度を確保することが望ましく、交通量が少なく、周辺環境が暗い場合においても 10lx 以上を確保することが望ましい。

また、路面の照度分布が不均一になると歩行者等の視認性に影響するため、路面の照度分布はできるだけ均一に保つことが望ましい。

(ｲ) 連続照明のある場合

横断歩道が連続照明区間内に存在する場合は、図-11.3.4 に示す配置となるように考慮し、横断歩道の前後それぞれ 35m の範囲を連続照明区間より明るくすることが望ましい。

ｲ 歩行者自身を照明する方式

横断据道上の歩行者等を直射光により照明する方式は、将来においても連続照明が設置されない道路や、横断歩道が曲線部や坂の上などに設けられ、背景が路面になりにくい場合など、背景の明るさの確保が難しく、シルエット効果が得られにくい場合に適している。

横断歩道上及びその付近の歩行者等を視認するには、運転者方向の鉛直面照度が必要であり、横断据道中心線上 1 m の高さにおいて、鉛直面の平均照度は、20lx 程度を確保することが望ましい。なお、交通量が少なく、周辺環境が特に暗い場合などにおいても 10lx 以上を確保することが望ましい。ここで、鉛直面照度を高さ 1 m としたのは、人物は子供を前提とし、子供の身長を 1 m としてその全身を照明し、人物の存否、動き等の視覚情報を得るためである。

灯具は、横断歩道の手前の鉛直面照度が高くなる位置に設置するとともに、横断歩道中心線上の鉛直面照度の分布をできるだけ良好に保つことが望ましい（**図-11.3.5** 参照）。

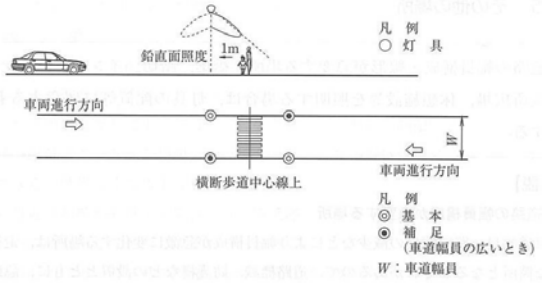



**図-11.3.5**　歩行者自身を照明する方式の灯具の配置例[6)]

(3) 歩道等

歩道等の照明は、夜間における歩行者等の安全かつ円滑な移動を図るために良好な視環境を確保するようにするものとする。

歩行者等が歩道等を安全に通行するためには、道路上に存在する障害物や路面の段差などの道路状況を把握する上で適切な路面照度を確保するのがよい。

路面照度の設定には、交通量や周辺の光環境などを考慮するものとし、視認性の観点から平均路面照度 5 lx 以上とすることが望ましい。また、歩道等の路面に明るさのムラがあると障害物の視認が困難となる。このため、路面の照度均斉度（路面上の最小照度を平均照度で除した値）は、0.2 以上を確保することが望ましい。灯具は、誘導性を考慮し等間隔で連続的に設置することが望ましい。

なお、当該路面の照度及び均斉度が連続照明等によって確保される場合は、歩道等の照明を設置しなくてもよい。

高齢者や障害者などの利用が多く、特に重要であると認められる箇所においては、「道路の移動円滑化整備ガイドライン」（(一財) 国土技術研究センター）を参照のこと。

(4) 道路の幅員構成が急変する場所

車道幅員、路肩幅員の減少などにより幅員構成が急激に変化する場所は、走行上危険な箇所となるおそれがあるので、道路標識、防護柵などの設置とともに、急変する場所の状況が遠方から視認できるよう必要に応じて照明施設を設置するのがよい。



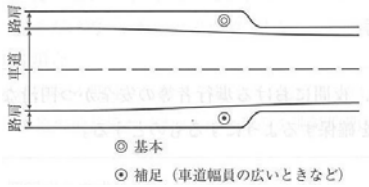



**図-11.3.6**　幅員構成が急変する場所の灯具配置の例[6)]

(5) 道路線形が急変する場所

道路線形が急変する場所としては、平面線形が急変する場所、縦断線形が急変する場所及び両者が複雑に絡み合った場所がある。

平面線形が急変する場所の照明は当該箇所の状況を明示することはもちろんのこと、灯具の配列と路面上の輝度分布のつながりによって、良好な誘導性が得られるよう、灯具を適切に配置する必要がある。

一方、縦断線形が急変する場所の照明は、前照灯の効果が及ばない頂部や底部において付近の詳細がわかるように、適切な灯具の配置が必要である。また、坂路では、運転者が灯具から強いグレアを受けやすいので、灯具を必要以上に傾斜して取付けないこと、灯具の配光を制限することなどの配慮が必要である。

(6) 橋梁

橋梁の照明を連続的に設置する場合は「**11.3.2　連続照明**」の規定に準じる。また、以下の事項に留意して設置する必要がある。

① 橋梁の構造などによっては、灯具の取付高さや間隔が制限されることがある。灯具の取付高さや間隔が制限された場合には、灯具の取付位置に注意して、グレアをできるだけ少なくなるようにすることが望ましい。

② 付近を船舶が航行する場合には、橋梁部分の照明光がグレアを与えたり、航路灯との誤認を生じさせたりするおそれがある。したがって、このような状況にある橋梁の照明に用いる灯具の配光には特に注意が必要である。

③ 橋梁によっては、側面から見た照明効果やその装飾性などに特別の考慮が必要となることがある。

(7) 踏切

踏切では、遮断機、踏切警標、停止線などが確認でき、前方の道路状況が明確に見通せるよう考慮しなければならない。また、線路方向にはできるだけ直射光を出さない配慮が必要である。**図-11.3.7** に、踏切における灯具の配置例を示す。

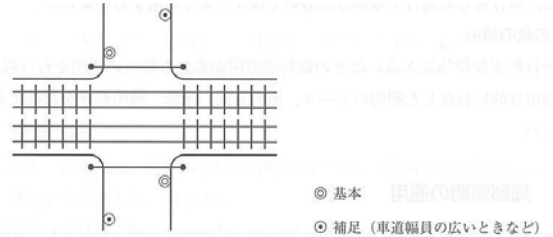



図-11.3.7　踏切における灯具の配置例 [6]

(8)その他

乗合自動車停留施設あるいはその他局部照明が必要な場所の照明を行う場合には、その利用目的に合致した照明のレベル、照明方式、光源、照明器具を選択することが望ましい。

### 11.3.4　トンネル照明

トンネル等は、一般部と異なり昼間においても照明を必要とすることや、周囲が側壁等で閉鎖されているため走行上特に注意を要するなどの特殊性を有している。さらに、道路幅員が一般部よりも縮小されている場合があり、事故の発生するおそれが高いため特に安全を確保する必要がある。このため、トンネル等には設計速度、交通量、延長、構造、線形等に応じた適切な照明施設を設置する。

なお、運転者の眼は、明るいところから暗いところに移行するときは順応時間が長く、暗いところから明るいところに移行するときは順応時間が短い。したがって、トンネル等については、眼の順応を円滑に行うため昼間においても照明施設が必要となる。

設計に際しては、「道路照明施設設置基準・同解説」を参照するものとする。

トンネル照明の構成は以下のとおりとする。

① 基本照明
② 入口部照明
③ 出口部照明
④ 特殊構造部の照明
⑤ 停電時照明
⑥ 接続道路の照明

(1)基本照明

基本照明は、トンネルを走行する運転者が前方の障害物を安全な距離から視認するために必要な明るさを確保するための照明であり、トンネル全長にわたり、灯具を原則として一定間隔に配置する。基本照明のみの区間の照明を基本部照明という。

ｱ 平均路面輝度

トンネル内の平均路面輝度は、設計速度に応じて**表-11.3.3**の値を標準とする。



表-11.3.3　基本照明の平均路面輝度 [6]

| 設計速度（km/h） | 平均路面輝度（cd/m²） |
|---|---|
| 60 | 2.3 |
| 50 | 1.9 |
| 40以下 | 1.5 |

注）ここで用いる設計速度は、トンネル本体の設計速度が基本になるが、道路線形等の幾何構造のほか、交通の状況、最高速度の制限等の交通規制の状況などに応じて適宜定められた値をいう。

なお、交通量、トンネル延長に応じて、平均路面輝度は**表-11.3.3**に示す値より低い値とすることができる。ただし、この場合においても0.7cd/m²未満であってはならない。

ｲ 輝度均斉度

輝度均斉度は、総合均斉度0.4以上を原則とする。

ｳ 視機能低下グレア

視機能低下グレアは、相対閾値増加15%以下を原則とする。

ｴ 誘導性

適切な誘導性が得られるよう、灯具の高さ、配列、間隔等を決定するものとする。

(2)入口部照明

入口部照明は、昼間、運転者がトンネルに接近する際に生じる急激な輝度の変化と、進入直後から起きる眼の順応の遅れを緩和するための照明であり、基本照明と入口照明を加えたものをいう。なお、入口部照明は、**図-11.3.8**に示すように境界部、移行部、緩和部の３つの区間によって構成される。

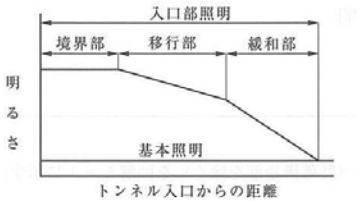



図-11.3.8　入口部照明の構成 [6]

入口照明は、人工照明のみによる方法が一般的であるが、自然光を利用する方法（自然光照明）もある。自然光照明はルーバー又は類似の構造を用いた遮光構造物によって自然光を直接的に制御して、入口照明や、連続するトンネルの坑口間の路面輝度を調節しようとするものである。

(3)出口部照明

出口部照明は、昼間、出口付近の野外輝度が著しく高い場合に、出口の手前付近にある障害物や先行車の見え方を改善するための照明であり、基本照明と出口照明を加えたものをいう。なお、出口照明にはルーバー等を用いて自然光を制御する方法もある。

(4) 特殊構造部の照明

トンネル内の分合流部、非常駐車帯、歩道部、避難通路に設置する照明をいう。

ア 分合流部の照明

分合流付近の状況を示し、分合流する自動車の存在を把握させるために設置する照明である。

イ 非常駐車帯の照明

本線を走行中の車両から非常駐車帯の位置が視認でき、本線車道から非常駐車帯に待避している車両の存在が確認できるように設置する照明である。

ウ 歩道部の照明

歩道を有するトンネルの歩道部において歩行者等が安全に歩行できるように設置する照明である。

エ 避難通路の照明

非常時の避難や安全などを確保するために設置する照明である。

(5) 停電時照明

運転者がトンネル内を走行中に突然、停電になった場合に起こる危険な状態を防止するための照明で、基本照明の一部を兼用することができる。

(6) 接続道路の照明

夜間、入口部においてトンネル入口付近の幅員の変化を把握させるため、あるいは出口部においてトンネル内から出口に続く道路の状況を把握させるため設置する照明である。

### 11.3.5　環境との調和や景観に配慮した道路照明の留意事項

道路照明は、景観のみでなく昆虫、鳥類に影響を与えるおそれがあることから、照明を設置する際には、生態系保全も含めた配慮が必要である。

(1) 生態系に配慮した整備

ア 昆虫の誘引

照明は、昆虫を誘引し、周囲の農作物に影響を与える場合があり、なるべく昆虫を誘引しない波長のものを考える必要がある。

夜間、昆虫は波長の短い光に好んで集まることから、なるべく短い波長をカットした照明を用いることが望ましい。

イ 鳥類の環境に配慮した事例

野鳥保護のために、騒音対策及び橋梁の照明に配慮する必要が生じることもある。

茨城県稲敷地区広域農道では、新利根川河口付近の霞ヶ浦を横断する稲敷大橋を架橋するに当たり、河川敷に生息するコジュリンの生息環境を確保するための対策を行っている（**図-11.3.9** 参照）。この中で、道路照明については、後方への光を抑制するため後方カット遮光板を設置するとともに調光装置（22時～翌6時は全光時の55%の照度にする。）を設置して照度を低減している。また、高欄を高くすることにより遮光機能を持たせ、光が路面以外に漏れるのを極力少なくしている。



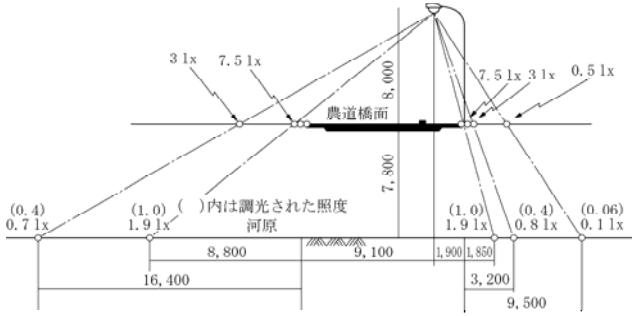



**図-11.3.9**　野鳥保護のための対策例（茨城県稲敷地区）

(2) 照明施設のデザイン

照明施設の支柱や灯具等は、昼間目につきやすいものであり、形態、色彩、デザイン等景観面に十分配慮することが必要である。照明施設のデザインについては、地域の個性を生かしたものを取入れる。



歴史的な景観に配慮して、灯篭、照明施設の色、デザインを工夫している。

**図-11.3.10**　景観に配慮した照明施設の例（1）（群馬県子持村）

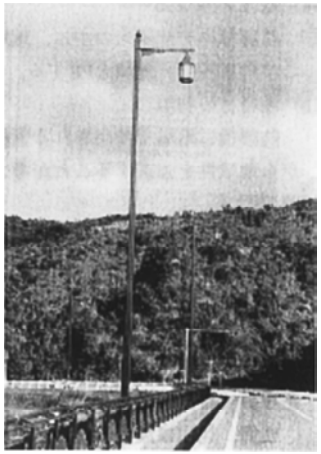


**図-11.3.11**　景観に配慮した照明施設の例（2）（熊本県上島中央地区）

ア 形状

一般にシンプルなデザインが好ましいといわれており、奇抜なデザインは、そぐわない場合が多い。地域の歴史に由来するもの、個性を発揮するもの等、工夫することが考えられる。

(ア) 色調

色調としては、一般に低明度、低彩度のものが好ましいといわれている。特に集落内では、沿線民家の壁や塀、屋根の色等との馴染みを考慮して、派手な色調は集落全体の雰囲気を乱すことが危惧される。

(イ) 素材

地域で産出される木材や石等、自然の材料等の地場産材料の利用が考えられる。

(ウ) 他の道路施設との調和

防護柵や駒止め等の施設と調和したデザインにすることにより、統一性のある景観を作り出すことができる。



## 11.4　道路反射鏡

### 11.4.1　設置場所

安全確保のために必要な視距は、単路部と交差部に分けて考える。単路部においては、前方から来る車両を制動停止視距以前で確認する必要がある。

(1) 単路部

次のいずれかに該当する場所には、必要に応じて道路反射鏡を設置する。

ア 当該道路が 1 車線である農道において、視距が**表-11.4.1** に示す値以下の場所

**表-11.4.1**　1 車線道路の視距

| 車両の速度（km/h） | 視距（m） |
|---|---|
| 40 | 80 |
| 30 | 60 |
| 20 | 40 |

イ 当該道路が 2 車線である農道において、視距が**表-11.4.2** に示す値以下の場所

**表-11.4.2**　2 車線道路の視距 [9)]

| 車両の速度（km/h） | 視距（m） |
|---|---|
| 50 | 55 |
| 40 | 40 |
| 30 | 30 |
| 20 | 20 |

ウ 上記以外で、交通事故の発生のおそれがあり、道路反射鏡を設置することによりその防止に効果があると認められる場所

(2) 交差部

次のいずれかに該当する場所には、必要に応じて道路反射鏡を設置する。

ア 次の①と②に該当する信号制御されていない交差点

① 従道路（一時停止制御される側の道路あるいは優先道路でない側の道路）において、左方向を確認する際、見通すことができる距離が、次式において求められた値以下の場合

$D = V(T + t)/3.6$

$D$：主道路上の車両の走行距離（m）

$V$：主道路の車両の速度（km/h）

$T$：従道路の車両が主道路を確認してから発進するまでの時間（反応時間）（s）

$t$：従道路の車両が主道路を横断するのに必要な時間（s）

② 従道路において右方向を確認する際、見通すことのできる距離が次式において求められた値以下の場合

$D' = V(T + t')/3.6$

$D'$：主道路上の車両の走行距離（m）

$t'$：従道路の車両が停止位置から主道路の右方向の車両の走行を阻害しない位置まで走行するのに必要な時間（s）

イ 上記以外で、交通事故の発生のおそれがあり、道路反射鏡を設置することによりその防止に効果があると認められる場所

## 11.4.2　形式等の選定

道路反射鏡の選定に当たっては、映像の視認性、視界（映像の範囲）、経済性、道路環境との調和、維持管理等に十分留意しなければならない。

特に留意すべき点は次のとおりである。

(1)映像の視認性

映像は、確認すべき位置にある車両等が車両等として十分確認できなければならない。このため、鏡面の曲率半径は**表-11.4.3**を標準とする。

**表-11.4.3**　鏡面の曲率半径[9)]

| 必要な視距又は見通し距離 $D$ | $D$＜40m | 40m≦$D$≦60m | 60m＜$D$ |
|---|---|---|---|
| 鏡面の曲率半径（mm） | 1,500<br>2,200 | 3,000 | 3,600以上 |

なお、(2)③で述べる鏡面の大きさで十分視界が得られる場合は、必要な視界が得られる範囲内で鏡面の曲率半径を大きくするものとする。

(2)視界

視界には、確認すべき車両等はもとより、その付近の交通及び道路の状況を判断するのに必要な範囲が含まれていなければならない。このため、現地の状況を十分調査する必要がある。

視界は、鏡面の曲率半径、鏡面数、鏡面形状及び鏡面の大きさに関連するので、それぞれの特徴と相互関係に留意しなければならない。

① 鏡面数　：単路部は原則として一面鏡を使用する。交差部において、１方向のみを確認する場合は一面鏡を、また異なった２方向を確認する場合は二面鏡を原則として使用する。

② 鏡面形状　：鏡面形状は、道路反射鏡に求められる上下方向の視界と左右方向の視界を調査して決定しなければならない。

一面鏡及び異方向を確認する二面鏡は、丸形を原則とする。ただし、上下方向の必要な視界が左右方向の必要な視界よりも狭い場合は角形を用いてもよい。

③ 鏡面の大きさ：鏡面の大きさは、(1)で選定された鏡面の曲率半径、及び(2)②で選定された鏡面形状で必要な視界が確保できる最小の鏡面の大きさを、道路幅員等を考慮して**表-11.4.4**から選定するものとする。

**表-11.4.4**　鏡面の大きさ及び鏡面の曲率半径（単位：mm）[9)]

| 鏡面形状 | 鏡面の大きさ | 鏡面の曲率半径 |
|---|---|---|
| 丸　形 | φ　600<br>φ　800<br>φ　1,000 | 1,500<br>2,200<br>3,000<br>3,600以上 |
| 角　形 | □450×600<br>□600×800 | |



④ 色彩　：道路反射鏡の支柱、フード及び取付枠等の色彩は、警戒色である橙色とし、その基準色は2.5YR6/13（マンセル値）とする。

ただし、周囲の環境等によりやむを得ない場合は、他の色彩を用いてもよいものとする。

(3)形式等選定の目安

道路反射鏡の形式を選定するに当たって必要な視距等、確認すべき道路幅員と車線数別に鏡面の大きさ及び曲率半径の目安を、**表-11.4.5**に示す。

**表-11.4.5**　鏡面の大きさ及び鏡面の曲率半径の選定の目安（単位：mm）[9)]

| 視認すべき農道の幅員（m） ＼ 必要な視距等（m） | | 30未満 | 30以上～40未満 | 40以上～50未満 | 50以上～60以下 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1車線 | 4、5 | φ600<br>□450×600<br>$r$=1,500 | φ600<br>□450×600<br>$r$=2,200 | φ800<br>□600×800<br>$r$=3,000 | φ800<br>□600×800<br>$r$=3,000 |
| 2車線 | 6 | φ800<br>□600×800<br>$r$=2,200 | φ800<br>□600×800<br>$r$=2,200 | φ1,000<br>$r$=3,000 | φ1,000<br>$r$=3,000 |
| | 7 | φ1,000<br>$r$=2,200 | φ1,000<br>$r$=2,200 | φ1,000<br>$r$=3,000 | φ1,000<br>$r$=3,000 |

注）必要な視距等が60mを超える場合には、φ1,000mmの$r$=3,600mm又はこれ以上を適宜選択すればよい。

## 11.4.3　設置方法

道路反射鏡は、対面又は交差する車両、歩行者、障害物等を十分かつ容易に確認し得る位置、高さ、角度等を選んで設置しなければならない。ただし、建築限界を考慮し、鏡面、支柱等が車両又は歩行者の通行の障害とならないように留意しなければならない。

道路反射鏡は視距の不足又は見通し距離の不足を補うのに最も適した位置、高さ、角度等で設置しなければならない。特に、道路反射鏡を視認する人も、映像に映しだされる相手方も動いていることが多いので、どの位置からどの位置までにいる人が、各位置でどの範囲までの映像（視界）を必要とするかを十分考慮しなければならない。

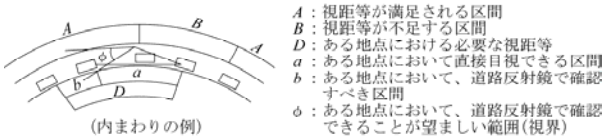



**図-11.4.1**　道路反射鏡による視距等の確保概念図[9)]

なお、道路反射鏡を必要とする区間及びその付近は、道路標識（警戒標識）、視距誘導標等の設置も検討するのがよい。

(1)設置位置

設置位置を選定するに当たっては、①道路反射鏡そのものの発見性、②映像の範囲、③観測角、④映像の影となるような障害物の有無、⑤道路反射鏡そのものが交通に与える影響等を検討しなければならない。

観測角が大きくなると映像の判別性が著しく悪くなることが知られているので、観測角は、130°以内とすることが望ましい。映像の障害となる道路敷内の電柱等はできるだけ移設するものとする。しかし、これらの対応が困難な場合は道路反射鏡の限界と考えざるを得ないこともあろう。これらの検討は、特に従道路又は道路反射鏡を必要とする方向からの検討が重要である。

一方、道路反射鏡を必要とする道路は未改良の道路が多く、また一般に狭幅員で歩車道の区別がないことも多く、道路反射鏡の視認性や映像の見やすさ等から選定される適切な設置位置が、道路交通上障害となることがある。この場合、多少視認性等が悪くなるにしても、視認性等から選定された位置の直近で、道路交通上安全な位置に変更するのがよい。

**図-11.4.2**、**図-11.4.3** に代表的な設置例を示す。

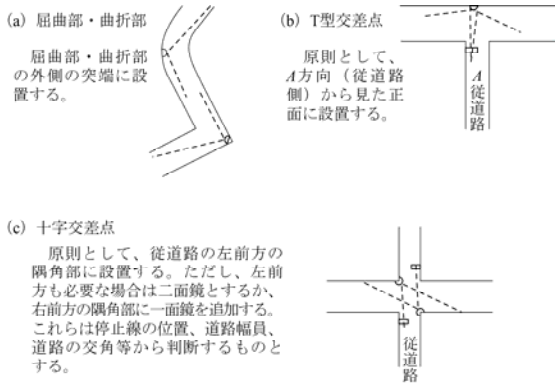



**図-11.4.2**　道路反射鏡の設置位置 [9)]

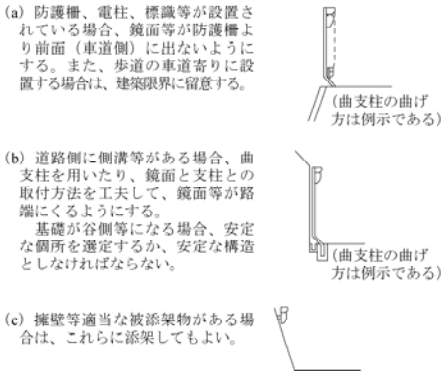



**図-11.4.3**　道路反射鏡の設置方法 [9)]



(2)鏡面の設置高さ

鏡面の設置高さは、高いと鏡面の視認性が悪くなるとともに、一般に支柱や基礎等が大きくなり不経済となる。低いと鏡面が汚れやすい、交通の障害となりやすい、いたずらされやすくなる等の問題がある。これらのことから、鏡面下端から路面までの高さは2.5mを標準とする。

ただし、道路の縦断勾配が変化する等、特に必要がある場合は、1.8m程度まで低くすることができる。



**図-11.4.4**　鏡面の設置高さを低くした例 [9)]

(3)鏡面の取付角度

鏡面の取付角度としては上下方向と左右方向とがある。これらの角度は当然、必要な映像の範囲（視界）から決めるべきものであるが、特に、大型車と小型車や歩行者等による目の高さの違いや、道路反射鏡に接近することによって鏡面軸に対する視線の入射角が変化することを考慮しなければならない。

また、1方向を二面鏡で確認させる場合、各鏡面の映像の範囲が重なりすぎたり、又は各鏡面の映像が重なり合わなかったりして死角を生ずることがあるので、各鏡面間の取付角度にも留意する必要がある。

(4)鏡面の支柱等への取付方法及び支柱

基礎の位置は基礎の安定性や他の重要構造物等の基礎等から決まってくることがある。この場合、鏡面を最適な位置にするため、曲支柱を使用する、取付金具を延ばす等の配慮が必要である。また、必ずしも独立で設置する必要はなく、適当な擁壁等の構造物があれば、これらに添架することも検討する必要がある（**図-11.4.3** 参照）。

二面鏡の場合は、各鏡面を横方向に配置するのが一般的であり、縦方向に配置するのは好ましくない。

(5)設置数

1方向の視距等が不足する区間は一面鏡1基で対応するのが原則であるが、これが困難な場合は視距等が不足する区間を小区間に分けてそれぞれの小区間に対応して道路反射鏡を設置する、あるいは道路反射鏡の限界と考えて、より危険性が高い範囲を映し出し、道路反射鏡で映し出せない範囲は他の方策を考慮するものとする。

## 11.5　視線誘導標

### 11.5.1　設置場所

運転者が快適に、しかも安全に車両を走行させるためには、農道線形を把握することが重要であり、視線誘導標はその手助けとなる。特に夜間、降雨又は煙霧時には見通しが悪いので、路端を明示し、農道の屈曲、拡幅、交差の状況をわかりやすくする必要がある。

設置上の留意点は、以下のとおりである。

① 視線誘導標は、左側路側に設置することを原則とする。ただし、曲線半径が特に小さい曲線部や車線数が変化する区間等においては、必要に応じて右側路側にも設置するものとする。なお、曲線半径が特に小さい左曲がり曲線部において、視線誘導標を左側路側に設置しても、視線誘導効果が極めて低いと認められる場合は、右側のみの設置とすることもできる。また、必要に応じて、中央分離帯や交通島等に設置するものとする。

② 左側路側に設置する反射体の色は白色とし、右側に設置する場合は注意すべき場所又は道路右側であることを示すため橙色とする。

③ 反射体の直径は、交通の状況、沿道の状況等を勘案して定める。現在、主に直径 70mm、80mm、100mm の反射体が用いられているが、速度が高い区間、交通量が多い区間では反射光量を大きくし、視線誘導効果を高めるため、直径 100mm の反射体を用いることが望ましい。

### 11.5.2　設置間隔

① 視線誘導標は連続して設置するが、等間隔で設置した場合、平面曲線半径が小さい区間では、視線誘導標相互の間隔が視覚的に広く見えるため、なめらかに視線が誘導されず効果が低下する。このため、平面線形に関係なく視覚的に一定の間隔で視線誘導標が見えるように、視線誘導標相互の標準設置間隔は道路の曲線半径に応じ、**表-11.5.1** に示す値とするとよい。

② 曲線の遷移地点における視線誘導標の設置は、なめらかにすりつけるものとする。

③ 平面線形が曲線から緩和曲線を介さずに直線に移行する場合に、標準設置間隔をそのまま適用すると、曲線の遷移地点においては設置間隔が極端に開き、円滑な視線誘導を損ねることがある。このため、曲線から直線へ移行する遷移地点においては、3 基の視線誘導標を設置して、すりつける方法にするとよい。

3 基の設置位置は、以下のとおりである。

第 1 基　2$S$（ただし、最大間隔は 40m とする。）
第 2 基　3$S$（　〃　）
第 3 基　6$S$（　〃　）

ここで、$S$ は曲線上の標準設置間隔である（**図-11.5.1** 参照）。



**表-11.5.1**　標準設置間隔 [7]

| 曲線半径（m） | 設置間隔（m） |
|---|---|
| ～ 50 | 5 |
| 51～ 80 | 7.5 |
| 81～ 125 | 10 |
| 126～ 180 | 12.5 |
| 181～ 245 | 15 |
| 246～ 320 | 17.5 |
| 321～ 405 | 20 |
| 406～ 500 | 22.5 |
| 501～ 650 | 25 |
| 651～ 900 | 30 |
| 901～1,200 | 35 |
| 1,201～ | 40 |

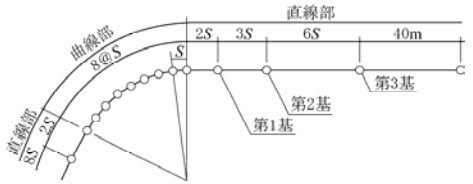



**図-11.5.1**　遷移地点における視線誘導標の設置間隔 [7]

④ 車線幅員や車道部の幅員構成が変化する区間に設置する場合は、その変化を的確に示すような設置間隔となるよう配慮するものとする。

⑤ 右側路側に設置する場合の設置間隔は、左側路側に設置する場合と同様とする。
通常は、当該区間の左側路側に設置する視線誘導標の裏面を使うものとする。

⑥ 交通島等に設置する場合は、適切な視線誘導がなされるような設置間隔を決定するものとする。

⑦ 防護柵等に設置する場合の設置間隔は、支柱等の位置を考慮して視線誘導効果を損なわない範囲で調整することができる。

⑧ 縦断線形が急変する箇所等で不連続に見える場合には、設置間隔を調整するものとする。

### 11.5.3　設置位置及び設置高さ

視線誘導標の設置位置は、車道の建築限界の外側直近に設置するものとする。

反射体の設置高さは、路面上 50cm 以上 100cm 以下の範囲で道路の区間ごとに定めるものとする。

連続的に円滑な視線誘導を行うためには、設置位置は統一されていることが望ましい。建築限界の外側直近とは、防護柵等に添架する場合は防護柵等の位置を意味し、防護柵等を設置しない区間においては、路肩（保護路肩を除く。）外端をいう。設置高さは、ある程度低い方が反射性能がよくなり有利である。しかし、自動車によってはね上げられた泥等が反射体に付着して、反射性能低下の原因となることが多くなり、維持管理上に難点がある。

本技術書では、設置高さを 50～100cm としているが、防護柵等に設置する場合も考慮すると、設置高さは路面上から反射体の中心まで 90cm を標準とするとよい。

### 11.5.4　設置角度

反射体の設置角度は、自動車の進行方向に対して直角に設けることを標準とする。

ただし、曲線半径が小さい区間等で、進行方向に対して直角では反射光が弱い場合には、走行調査等により設置角度を変えることが望ましい。

## 11.6　立体横断施設

### 11.6.1　形式及び構造

立体横断施設には横断歩道橋と地下横断歩道とがあるが、地下横断歩道の設置は原則として、次のような場合に検討する。

① 寺院、仏閣付近、風致地区等で、横断歩道橋では著しく風致を損なうおそれのある場合
② 横断歩道橋に比べ、経済性、施工性等で有利な場合
③ 放牧地等で、牛馬等の横断のため必要と認められる場合
④ 高い盛土部において、比較的安価に地下横断を設けることができる場合
⑤ 降雪地域で横断歩道橋は利用率が著しく低下するおそれのある場合

地下横断歩道を設置する場合は、地下という特性を考慮して、照明、換気、排水施設等に十分配慮し、衛生、防犯上支障がないものとしなければならない。地下横断歩道の内空断面は、建築限界によって決めるものとするが、一般交通のない農道では、通行に支障のない範囲においてこれを縮小してもよい。

立体横断施設の形式及び設置位置の選定、設置に伴う交通運用並びに構造等の基準については、「立体横断施設技術基準・同解説」によるものとする。

### 11.6.2　設置上の留意点

立体横断施設の設置位置は、横断者と自動車との分離が促進されるように、既存の路上横断施設との関連を十分考慮して定めなければならない。

① 立体横断施設の線形は、横断者の主流に沿ったものにすることが望ましい。また、出入口（昇降口）の位置及び方向は、横断者の流れを考慮して決定しなければならない。
② 立体横断施設設置後の既設の歩道等の残存幅員は、原則として3.0m以上確保しなければならない（道路構造令第11条　第4項）。

ただし、地形の状況その他の特別の理由によりやむを得ない場合においては、この限りでない。

また、立体横断施設の設置に当たっては、走行する自動車の視距を妨げる位置に出入口（昇降口）及び橋脚等を設けてはならない。

## 11.7　防雪施設等

積雪地帯においては、地形、気象等の状況により農道上に吹きだまりが発生したり、雪崩が農道上に到達したり等して交通に支障を及ぼす場合がある。

このため、農道の線形、構造、樹木や家屋等、周りの状況を考慮の上、あらかじめ吹きだまり、雪崩等の発生場所や程度を予想し、これが生じないような又はこれらに対処できる防雪施設、融雪施設等を計画することが望ましい。しかしながら、実際上予測することは極めて困難であることから、農道の完成後現地の状況によっては、防雪施設等を整備する必要の出てくる場合もある。また、



以下に述べるような施設のほかにも、手元にある材料（古鉄筋、木材等）を用いて柵を造ったりすることによっても相当の効果を期待できる場合もあるので、冬期一時的にこのような方策を用いることも考えられる。

なお、融雪施設等については流末の閉塞等により浸水が生じることが多いので、立地条件等に応じた十分な配慮が必要である。

### 11.7.1　防雪施設

(1)吹きだまり防止施設

降雪時やその直後において気温が低く、風がある程度強くなると吹雪となる。これが、風速の遅くなる場所や渦流を生ずる場所に埋積し吹きだまりをつくる。実際、吹きだまりは、大体毎年同じ場所に発生する傾向がある。

これを防ぐために、まず農道の線形計画を立てる際に吹きだまりの発生しにくい線形及び構造を選ぶことが原則であるが、なお、吹きだまりを避けることができない場合には、吹きだまりの程度、周りの状況等を考慮し、次のような吹きだまり防止施設を設ける必要がある。

ア 吹払柵

図-11.7.1のように、農道の風上側に傾斜した柵を設け、農道上の風速を増大させて雪の埋積を防止するもので、浅い切取部、片切・片盛土部、低い（2m以下）盛土部において効果がある。構造は、風が透過せず強風に耐えるものとしなければならず、柵の角度は75°程度がよい。

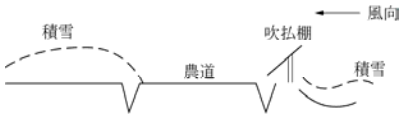



図-11.7.1　吹払柵

イ 吹きだめ柵

農道の風上側に柵を立てて、その前後の風速の遅くなるところに人工的に吹きだまりを造り、農道に堆雪する雪をその前で防止するものである。柵の構造には、透過柵と不透過柵があり、設置方式には定置式と移動式がある。

ウ 防雪林

農道の風上側に設け、雪を林の中にためる防雪林と、樹林と農道の間に堆積させる防雪生垣とがある。

(2)雪崩防護施設

斜面上の雪層が力の平衡を失って急激に運動を起こす状態が雪崩である。雪崩には、斜面上の雪層の表面部のみが滑降する「表層雪崩」と、雪層全体が滑降する「全層雪崩」とがある。「表層雪崩」は、降雪期間（2月ごろ）に、主として雪び、樹枝、露岩等から落ちた小雪塊がきっかけとなることが多い。一方「全層雪崩」は、融雪時期（3、4月ごろ）に主として雪層と地面の境界部の融雪の緩みが原因となることが多い。

これを防ぐためには、路線の設定に当たって、雪崩の発生しやすい箇所を避けることが原則であるが、やむを得ずこのような箇所に農道を建設する場合は、雪崩の発生を予防するか又は発生した雪崩の障害を防護する施設を設けることが必要である。

ア 予防

| | |
|---|---|
| 雪ぴ、吹きだまり予防 | 柵、林等 |
| 斜面の雪層の始動予防 | 階段、柵、杭、林等 |

イ 防護

| | |
|---|---|
| 阻止 | 擁壁、柵、杭等 |
| 誘導 | 擁壁、スノーシェッド等 |

### 11.7.2　排雪施設（流雪溝）

流雪溝は人家連担区間等で、路側に十分な埋雪敷を確保することが困難で、近くに適当な雪捨場が得られない場合や、機械除雪で十分に積雪を処理できない場所等に設置するものである。

流雪溝を計画するに当たっては、積雪期を通じて十分な水の流入量が確保できることが前提であり、その上で流雪能力との関連で断面、勾配等を決定しなければならない。また、流末は排雪された雪が停滞することのないよう位置、構造等を十分検討しなければならない。

### 11.7.3　融雪施設

一般的なものとして、路面に散水して降ってきた雪を融かし、路面に積雪するのを防ぐ消雪パイプがある。普通、路央に給水パイプを埋設し、適当な間隔で設けられた小孔から路面に向かって水を噴出させ、農道の両側に流す方法がとられる。

消雪パイプを計画するに当たっては、次の点に注意する必要がある。

① 地下水その他の温水が豊富に得られること。用水の温度は 10℃以下では使用しない方が無難である。

② 気温の著しく低い地方又は寒風にさらされる場所では、かえって路面凍結の誘因となる。

③ 縦断勾配の大きいところや、曲線区間は水が路面を流れにくいので、避けた方がよい。

④ 給水パイプは適当な位置に泥吐き口を設けること。

⑤ 消雪用水及び融雪水の排水、流末処理に十分配慮すること。

⑥ 散水量は 1 $m^2$ 当たり毎秒 5 ～10cc くらいが普通であるが、気温、水温、風速等を考慮の上、熱損失分を加算して決めること。

なお、一般的にいって、交通量が多いほど、消雪効果が上がるようである。

**引用・参考文献**


1）道路構造令，政令第329号（令和２年11月）
2）（公社）日本道路協会：道路構造令の解説と運用（令和３年３月）
3）（財）日本農業土木総合研究所：農道整備事業推進円滑化手法検討調査報告書（平成８年３月）
4）（公社）日本道路協会：防護柵の設置基準・同解説　ボラードの設置便覧（令和３年３月）
5）（公社）日本道路協会：車両用防護柵標準仕様・同解説（改訂版）（平成16年３月）
6）（公社）日本道路協会：道路照明施設設置基準・同解説（改訂版）（平成19年10月）
7）（公社）日本道路協会：視線誘導標設置基準・同解説（昭和59年10月）
8）（公社）日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説（昭和54年１月）
9）（公社）日本道路協会：道路反射鏡設置指針（昭和55年12月）
10）（公社）日本道路協会：道路標識設置基準・同解説（令和２年６月）
11）（公社）日本道路協会：自転車道等の設計基準解説（昭和49年10月）
12）（一社）交通工学研究会：改訂　平面交差の計画と設計　基礎編（平成30年11月）
13）（一社）交通工学研究会：改訂　平面交差の計画と設計－応用編－2007（平成19年10月）
14）国土交通省：LED 道路・トンネル照明導入ガイドライン（案）（平成27年３月）



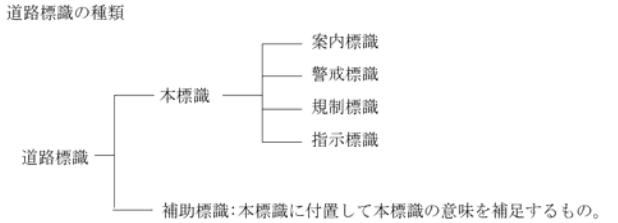

# 第 12 章　交通管理施設の設計

関連条項〔基準 17、運用 17-2〕

## 12.1　道路標識

### 12.1.1　種類と設置者の区分

道路標識の種類は、本標識と補助標識に大別されるが、補助標識は本標識に付置してその意味を補足するものであり、それ自体単独に用いられることはない。本標識には４種類あり、それぞれの機能と設置者の区分は次のとおりである。




(1)案内標識

目的地への方向及び距離、著名地点、市町村の境界、サービス施設等を示すものであり、通行中の道路利用者を案内し、又は有益と思われるその他の情報を提供するものである。設置は道路管理者が行う。

案内標識には、「道路標識、区画線及び道路標識に関する命令」（以下「標識令」という。）及び「道路の案内標識の英語による表示に関する告示（平成 26 年国土交通省告示第 372 号）」に準じ、英語併用表示を行うものとする。

なお、英語併用表示に当たっては、「地名等の英語表記規程（平成 28 年３月国土交通省国土地理院 国地達第 10 号）」及び「観光立国実現に向けた多言語対応の改善・強化のためのガイドライン（平成 26 年３月国土交通省観光庁）」を考慮するものとする。

(2)警戒標識

交差点、道路の屈曲部、踏切等道路における走行上危険な箇所等を道路利用者に予告するものである。設置は道路管理者が行う。

(3)規制標識

通行止め、駐車禁止、最高速度制限等道路利用者が遵守しなければならない禁止、制限又は特別の義務を道路利用者に示すものである。道路管理者が設置するもの（「重量制限」、「自動車専用」等）、公安委員会が設置するもの（「追越し禁止」、「駐車禁止」等）及び両者が設置するもの（「車両通行止め」、「指定方向外進行禁止」等）がある。

(4)指示標識

横断歩道、安全地帯等交通に関し、必要な地点を示すものである。設置は公安委員会が行う（ただし、「規制予告」については道路管理者も設置することができる。）。

## 12.1.2　道路標識の設置

道路標識が道路利用者に的確な情報を与え、安全かつ円滑な交通を確保する上で十分効果を発揮するためには、ルートに沿って一貫した情報や指示が与えられるように統一のとれた合理的な設置計画に基づいて設置するものとする。

(1)設置場所

道路標識の設置場所の選定に際しては、次の各項に留意の上決定するものとする。

① 標識の視認性が妨げられないこと。

② 安全かつ円滑な交通の障害とならないこと。

③ 沿道からの道路利用者にとって障害とならないこと。

④ 必ずしも交差点付近に設置する必要のない標識は、極力交差点付近を避けること。

⑤ その他、道路管理上支障ないこと。

(2)設置方式

道路標識の設置方式には、路側式、片持式、門型式、添架式がある（**図**-12.1.1 参照）。

① 路側式は、単一又は複数の柱に標示板を取り付け、主に道路の路端又は歩道に設置する方式である。

② 片持式、門型式は、鉄筋コンクリート、ポール等を用い、車道上に門型に架けられた横木に標示板を取り付け、車道の直上に表示する方式である。

③ 添架式は電柱、照明灯等標識を添架できる施設がある場合、これを利用する方式である。

「道路標識令」では、路側標示板の高さを**表**-12.1.1 のように規定している。

**表**-12.1.1　道路標識の路側標示板の設置高さ [3)]

| 標識の種類 | 設置高さ（cm） | 摘　　要 |
|---|---|---|
| 案内標識 | 180 以上 | 標示板下端まで |
| 警戒標識 | 100 以上 | 標示板中央までの高さ |
| 規制標識 | 100 以上 | 標示板下端まで |
| 指示標識 | 100 以上 | 〃 |
| 補助標識 | 100 以上 | 〃 |

(3)道路標識についての留意事項

道路標識関係で改善の余地がある事例等、留意すべき事例を列記する。

① 想定された道路標識以外に、路側には道路利用者に対する注意事項の看板（例：シートベルトを締めて、死亡事故発生地点）や広告看板等が道路標識の視認性に悪影響を及ぼすもの、１か所に多数の標識があるもの、季節により樹木、花木の影響で見えにくくなるもの等があり、そのため運転者が道路標識を見落としたり、判断に時間がかかり誤認したりする可能性がある場所が見られる。これらのものについては、除去するか、設置場所の移転、標識類の高さ、大きさ、その他視認性の向上対策が必要である。

② 標識の文字や色彩等、その内容が気象条件やその他の理由により色が褪せて判別しにくくなるケースも見られるため定期的な維持管理が必要である。なお、近年、夜間交通量の増大、対向車のヘッドライトや看板など、道路標識視認の阻害要因が増えていることから、視認性が高く耐候性に優れた広角プリズム型反射シートを用いた標識も開発されている。

③ 案内標識は地名、道路名等の同一路線で一貫性がない農道もあるので、連続性のある標示



方式にする必要がある。

④ 警戒標識のうち、見通しの悪い交差点やカーブ、曲がり角、坂の頂上等、事故防止のため事前予告として本標識に距離や区別等を記入した補助標識を付置した標識が必要である。

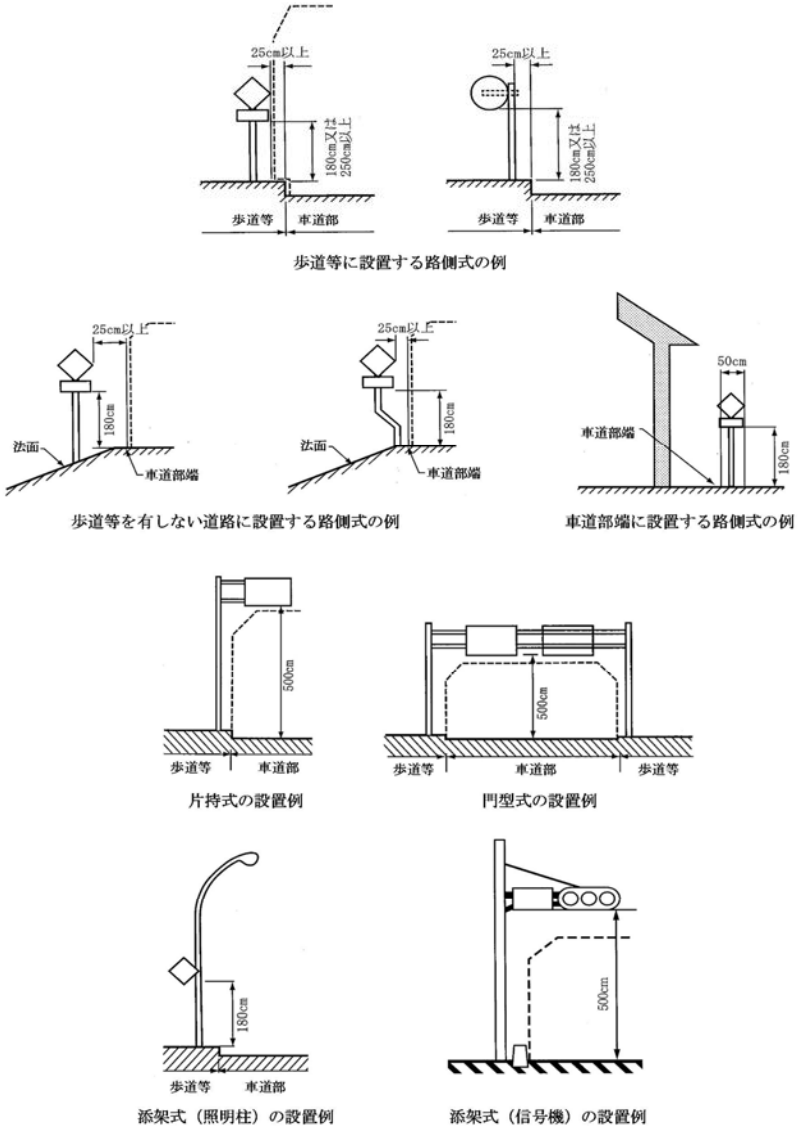



**図**-12.1.1　標識の設置方式例 [3)]

### 12.1.3　環境との調和や景観に配慮した道路標識の留意事項

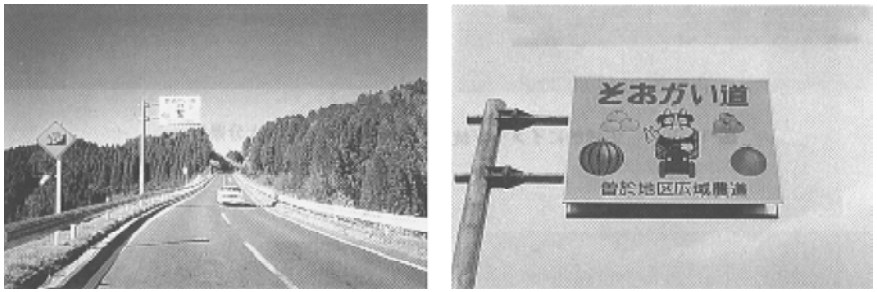
案内標識は、農道利用者に必要な情報を適切に伝えるための施設であり、見やすさに配慮して設置することが必要である。

標識は目につきやすく、標識のデザインが農道のイメージを作り出すこともあるため、標識のデザインについては、地域性を高め洗練されたデザインとすることが必要である。

(1)デザインの統一性の確保

路線が複数の市町村にまたがる場合には、市町村が独自に設置する案内標識のデザインがまちまちになり、路線としての統一性を欠く場合もある。

路線全体の整備の基本的な考え方やキャッチフレーズを意識して、関係する市町村が協議して、デザインの統一性を図ることが考えられる。




曽於地域の広域農道は、総延長 46km の農道で、農業振興地域開発を促進する農道として脚光を浴びている。
そおかい道というユニークな愛称は、一般募集したものの中から「曽於の街と、そう快感を表した」名称で、地域住民に広く親しまれている。看板には、大隅牛がトラクタに乗り広域農道をそう快に走る状況と、周囲に曽於の代表作物を配している。

図-12.1.2　広域的にデザインを統一した案内標識の例



(2)イメージの統一性の確保

案内標識には、農道の入口等に設置する大型の標識と、路線内での市町村境や路線の中間部に設置する小型の標識がある。これらのデザインに一貫性をもたせることにより、路線の統一したイメージを形成できる。

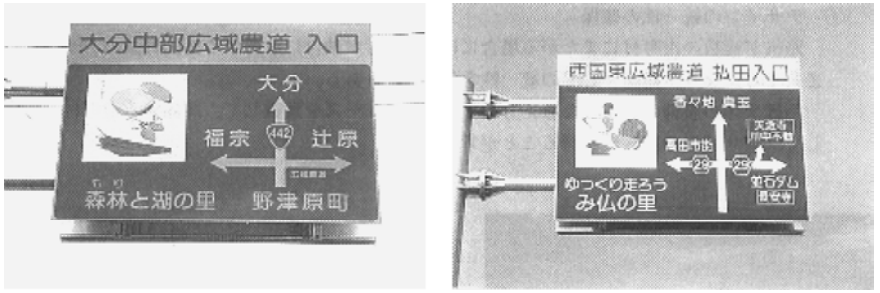



図-12.1.3　広域的にイメージ統一した案内標識の例（1）（大分県）

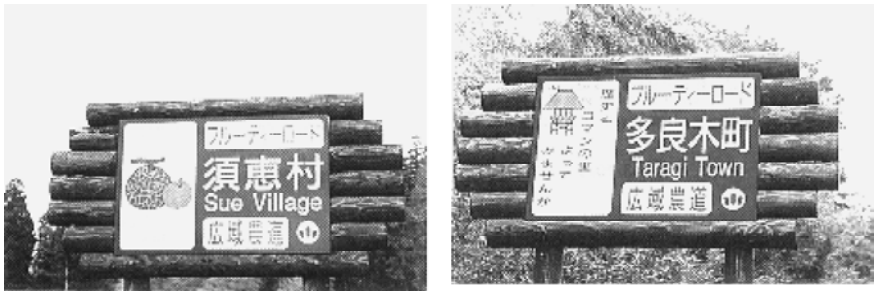



図-12.1.4　広域的にイメージ統一した案内標識の例（2）（熊本県）

(3) シンボルのデザイン化

地域のシンボルをデザイン化して標識化することが考えられる。地域のシンボルとなるものとしては、代表的な山岳、河川等の自然や特産品が考えられる。




シンボルとなる山を標識に用いた事例。
デザイン化することでわかりやすく表現している。

**図-12.1.5**　地域のシンボルをデザイン化した例

また、農道の路線名や愛称の文字をデザイン化することによって、標識のイメージを洗練することが考えられる。

(4) 環境との調和に配慮した道路標識

ア 運転者への注意喚起の標識

車両の速度を抑えることによる野生生物との事故回避は、有効な対応である。

イ 伐採木や間伐材を利用した道路標識

農道建設の際に伐採した木材や間伐材を利用した道路標識の設置を検討する。




**図-12.1.6**　運転者への注意喚起の標識例



**図-12.1.7**　木製案内板例



## 12.2　マーキング

区画線及び道路標示は、運転者が路面上から視線をそらすことなく視認できる利点がある。区画線としては車道中央線、車線境界線、車道外側線、歩行者横断指導線、車道幅員の変更、路上障害物の接近、導流帯、路上駐車場がある（**図-12.2.1** 参照）。

［**参　考**］マーキングの一般的基準としては、「道路構造令の解説と運用」がある。

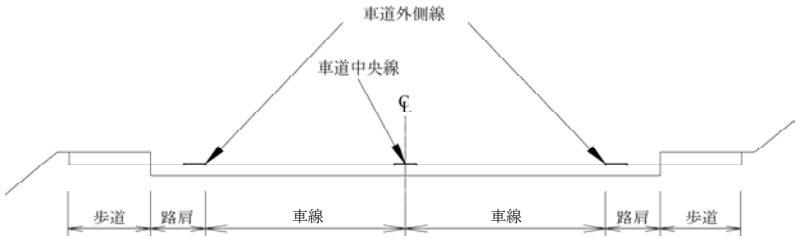



**図-12.2.1**　区画線の設置例

区画線の設置場所、様式は標識令によるものとし、それぞれ第５条、第６条に規定されている。

道路中央線は一般に車道の中央に設けられ、白色の実線と破線の２種類がある。車線境界線は車線の幅を示し、白色の実線と破線がある。車線外側線は車道端に設けられ、白色実線である。白色の実線は横断・転回等で横切る場合を除いて、その線を越えてはいけない。白色の破線は交通上支障がなければ、追越し等のために、この線を踏み越えて自動車が走行することができる。

車道外側線は、路肩部に自動車が逸脱して走行するのを防いだり、交通事故を減少させたりする目的がある。

縦方向の線の様式・寸法は、**表-12.2.1** に掲げるものが「道路標識令」で定められている。

**表-12.2.1**　区画線の寸法

| 種　類 | 様　式 | 標準寸法（cm） | 備　考 |
|---|---|---|---|
| 車道中央線 | 破線 | $w$<br>$L_1$　$L_2$ | $w$＝12～15<br>$L_1$＝$L_2$＝300～1,000 | 2車線の車道に設置する場合 |
| | 実線 | $w$ | $w$＝15～20 | 4車線以上の車道に設置する場合 |
| 車道境界線 | 破線 | $w$<br>$L_1$　$L_2$ | $w$＝10～15<br>$L_1$＝300～1,000<br>$L_2$＝（1～2.0）$L_1$ | 一般の場合 |
| | 破線 | $w$<br>$L_1$　$L_2$ | $w$＝30～75<br>$L_1$＝200～500<br>$L_2$＝（1～1.5）$L_1$ | 高速道路等の付加車線の場合 |
| 車道外側線 | 実線 | $w$ | $w$＝15～20 | |

## 12.3　交通信号機

交通信号機を設置すべきかどうかの判断は、警視庁「信号機設置の指針」（改定時最新更新令和２年３月６日）が参考となる。

設置に当たっては、道路管理者は道路の線形、幅員等の幾何構造、交通状況、交通制御方式、信号機の機種、他の信号機との関連等を考慮して適切な位置を選定するとともに、交通信号の設置、運用を所掌している都道府県公安委員会と事前に協議し、双方の交通管理の考え方に相違をきたさないように留意しなければならない。

## 12.4　ライフライン収容施設

ライフライン収容施設とは、電話、電気等の公共施設を収容するための、地下利用施設である。公益施設の埋設工事に伴う不経済な繰返しを防止するとともに、景観形成にも有効であることから近年関心が高まっている。

ライフライン収容施設は、農作業の利便性、安全性の向上が図られるとともに、景観整備の面からも有効である。

また、電話線、電力線のほかにも水道や集落排水の汚水管路、かんがい用のパイプライン等も併せて収容することが考えられる。

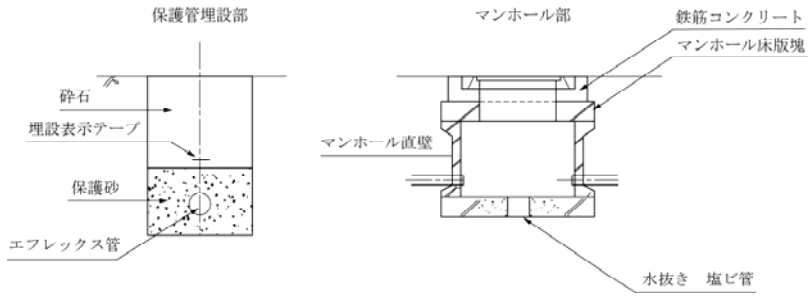



図-12.4.1　電線類のみを収容するライフライン収容施設の事例

**引用・参考文献**

1）道路構造令，政令第 329 号（令和２年 11 月）
2）（公社）日本道路協会：道路構造令の解説と運用（令和３年３月）
3）（公社）日本道路協会：道路標識設置基準・同解説（令和２年６月）



# 第 13 章　道路施工上の留意事項

関連条項〔基準 18、運用 18-1～18-3〕

## 13.1　施工計画

施工計画は、気象条件が良好で、しかも農作業に支障を与えない時期に施工できるよう計画することが望ましい。

工期内に安全かつ経済的に工事を完成させるため、工事期間中の天候、路線の交通状況、周辺環境、環境に配慮した資材の活用、労務状況、輸送機関及び基地建設の適地等について調査して、概略工程を作成し、これについて検討を行って、不都合な点を修正の上、詳細な施工計画を作成する。

施工計画を大別すると、工程計画、資材計画、機械計画に分けられる。

### 13.1.1　工程計画

工程計画は、工事全体を把握する上で施工計画の中でも中心となるもので、その計画は無理のない最も経済的なものでなければならない。工程表の項目は、一般に仮設準備工、切盛土工、路盤工、表層工、附帯工及び後片付け等である。

工程計画の手法としては、ネットワークが一般的である。ネットワークは、仕事の流れ、先行・並行・後続作業の分析、各作業時間の決定、合理的な人員及び機械の張付け、資材の経済的な手配、並びに経済速度での工事の進行を管理することができる。

また、作業の遅れや変化が、工事全体の工期にどのように影響を及ぼすかを早期に正確にとらえることができ、あらかじめ全体工程を支配する作業を確認することができる。

### 13.1.2　資材計画

所要の資材が、経済的にしかも確実に得られるよう、十分な調査を行った上で資材計画を作成しなければならない。

作業中、資材の欠乏による中断を避けるために、資材の保有量は工程計画等を十分検討して余裕のある計画としなければならない。

資材の貯蔵に当たっては、変形、変質及び骨材等の分離を起こさないよう施設の設備計画と貯蔵管理の両面について注意をする必要がある。

また、材料の使用に当たっては、事前に品質の確認を行う。施工中に材料を変えようとする場合も同様である。

なお、地域で採取できる自然材料（石材、間伐材等）、農道改修時に発生したアスファルト・コンクリート塊等を利用することにより周辺環境との調和、廃棄物の発生抑制による環境への配慮、社会的コストの縮減及び工事費の縮減にも効果的であることから、積極的に検討する必要がある。

### 13.1.3　機械計画

(1)土工事における機械計画

土工作業には、伐開除根、掘削、積込み、運搬、敷均し、含水量調節、締固め、整地、溝掘り等の作業がある。これら作業によく使用されている建設機械を分類すると、**表-13.1.1**のとおりである。

なお、道路土工はそのほとんどの作業について建設機械を用いて施工している。しかし、工事箇所によっては工事区域の環境対策として使用機種の選定に十分配慮することが必要となっている。

また、建設機械は常に進歩改良され、性能の向上あるいは新機種の開発が行われているが、新しい機械は、施工の信頼性、経済性等を十分検討して採用すべきである。

**表-13.1.1**　作業の種類と建設機械

| 作業の種類 | 建設機械の種類 |
|---|---|
| 伐開除根 | ブルドーザ、レーキドーザ、チェンソー、草刈り機 |
| 掘削 | ショベル系掘削機（パワーショベル、バックホウ、ドラグライン、クラムシェル）<br>ホイールローダ、ブルドーザ、リッパ、プレーカ |
| 積込み | ショベル系掘削機（パワーショベル、バックホウ、ドラグライン、クラムシェル）<br>ホイールローダ、バケットホイールエキスカベータ |
| 掘削、積込み | ショベル系掘削機（パワーショベル、バックホウ、ドラグライン、クラムシェル）<br>ホイールローダ、バケットホイールエキスカベータ |
| 掘削、運搬 | ブルドーザ、スクレープドーザ、スクレーパ |
| 運搬 | ブルドーザ、ダンプトラック、ベルトコンベア |
| 敷均し | ブルドーザ、モータグレーダ |
| 含水量調節 | プラウ、ハロー、モータグレーダ、散水車 |
| 締固め | タイヤローラ、タンピングローラ、振動ローラ、ロードローラ、振動コンパクタ、ランマ、タンパ、ブルドーザ |
| 整地 | ブルドーザ、モータグレーダ |
| 溝掘り | トレンチャ、バックホウ |



(2)舗装工事における機械計画

舗装工事に必要な専用機械は、混合用、運搬用、敷均し用、散布用、締固め用、清掃用の各種がある。

**表-13.1.2**に、一般に使用されている機械を示す。

**表-13.1.2**　工種別、作業別使用機械一覧表

| 工種 | | 作業内容 | | | | | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 混合用 | 運搬用 | 敷均し用 | 締固め用 | その他 | |
| 路床 | | | | ブルドーザ<br>モータグレーダ | ロードローラ<br>タイヤローラ<br>振動コンパクタ<br>振動ローラ | | |
| 下層路盤 | | | | ブルドーザ<br>モータグレーダ | ロードローラ<br>タイヤローラ<br>振動コンパクタ<br>振動ローラ | 散水車 | |
| 上層路盤 | 粒度調整工法（路上混合） | | | 混合と同時施工<br>ロードスタビライザ<br>モータグレーダ | ロードローラ<br>タイヤローラ<br>振動コンパクタ<br>振動ローラ | 散水車 | |
| | 粒度調整工法（プラント混合） | 連続ミキサ付きプラント<br>バッチミキサ付きプラント | ダンプトラック | アグリゲートスプレッダ<br>モータグレーダ | ロードローラ<br>タイヤローラ<br>振動コンパクタ<br>振動ローラ | | |
| | 瀝青安定処理工法（プラント混合） | 連続ミキサ付きプラント<br>バッチミキサ付きプラント | ダンプトラック | アスファルトフィニッシャ<br>アスファルトスプレッダ | ロードローラ<br>タイヤローラ<br>振動ローラ | 散水車<br>スイーパ | 加熱・常温混合 |
| | 瀝青安定処理工法（路上混合） | ディストリビュータ<br>ロードスタビライザ | | モータグレーダ<br>アスファルトフィニッシャ | ロードローラ<br>タイヤローラ<br>振動ローラ | 散水車<br>スイーパ | 加熱・常温混合 |
| | セメント安定処理工法（プラント混合） | 連続ミキサ付きプラント<br>バッチミキサ付きプラント | ダンプトラック | アグリゲートスプレッダ<br>モータグレーダ | ロードローラ<br>タイヤローラ<br>振動ローラ | 散水車<br>スイーパ | 石灰安定処理工法も同じ |
| | セメント安定処理工法（路上混合） | モータグレーダ<br>スタビライザ<br>セメントスプレッダ | | 混合と同時施工 | ロードローラ<br>タイヤローラ<br>振動ローラ | 散水車<br>スイーパ | 石灰安定処理工法も同じ |
| 表層 | 加熱混合式工法 | 連続ミキサ付きプラント<br>バッチミキサ付きプラント | ダンプトラック | アスファルトスプレッダ<br>アスファルトフィニッシャ | ロードローラ<br>タイヤローラ<br>振動ローラ | 散水車<br>スイーパ | 常温混合も同じ |
| | 浸透式工法 | | | アグリゲートスプレッダ | ロードローラ<br>タイヤローラ | 同上及びディストリビュータ（アスファルト散布） | |
| | コンクリート版 | コンクリートプラント | ダンプトラック・トラックミキサ | コンクリートスプレッダ（敷均しと同時施工）<br>コンクリートフィニッシャ<br>バイブレータ | | 同上及びコンクリートカッタ（目地切断） | |

## 13.2　施　工

### 13.2.1　準備工

準備工は、本工事を行うための事前工事であるが、これの良否が本工事の進捗、資金面及び出来高の質に大きな影響を与えるため、工事着手前に十分検討を行い、最良の方法を選択すべきである。準備工としては、工事準備測量、障害物等の除去、準備排水、丁張、安全施設、仮設物等がある。なお、近年はICT施工により丁張が不要となる現場もある。

### 13.2.2　土　工

(1) 土量の計算と配分

ア 土量の変化率

土量は、土を掘削し、盛土を構築しようとする場合、土が地山にあるとき、それをほぐしたとき、それを締め固めたときのそれぞれの状態によって体積を異にするため、土量計算に当たっては、施工段階及び土質の種類に応じた土量換算率を考慮する必要がある。

イ 土量の配分

土量配分は、運搬距離をできるだけ短くなるように計画するのが原則であるが、橋梁やカルバート等の構造物の工程とも併せて考慮する必要がある。土量配分の手法としては、土積図による方法と土量計算書による方法とがある。

土積図による方法は一般に多く用いられる方法で、比較的土工量の多い場合に、運搬距離と土のバランスの関係を的確につかむことができる。土量計算書による方法は、単純な土量配分の場合や土工量の少ない場合に用いる。

土量の配分計画に当たっては、必ず現場をよく観察し、何よりも施工が円滑にできるように配慮しなければならない。

(2) 土工

ア 盛土工

盛土に使用する材料は、設計条件に合致したものを用いるとともに、設計図に定められた勾配で、できるだけ凹凸のないように仕上げる。

また、急な地盤上に盛土を行う場合には、段切り等により盛土と現地盤との密着を図り、滑動を防止しなければならない。

盛土路体は、繰返し載荷される交通荷重を確実に支持し、かつ交通荷重や盛土の荷重によって生ずる変形や沈下が完成後の車両の交通に支障を及ぼさないものであること等が要求される。

この路体の品質を確保するための締固め基準は、締固め度で規定することを原則とする。

しかし、土質の変化が多いところでは、基準試験をその都度行わなければならないこと、自然含水比が最適含水比（$W_{opt}$）より著しく高い粘性土に対しては適用しにくいこと等の問題点がある。また、自然含水比が（$W_{opt}$）より乾燥側の土では、その含水比での締固めによって、締固め度が所定の基準値を超えても浸水時に強度が減少するおそれがあり、注意しなくてはならない。また、日本は、地形地質条件及び気象上の影響から、この締固め度規定法の適用が難しい現場に遭遇することがかなり多いので、機械的にこの規定法を用いないように注意する必要がある。



土質の変化が著しい場合や、含水比の高い粘土及び粘性土のように締固め度で規定することが困難な場合は、飽和度又は空気間隙率で規定する。

イ 片切り片盛りや切盛土の接続部

片切り片盛りや切盛土の接続部には、完成後段違いが生じて、舗装に亀裂等が生じやすい。その対策として、段切りや切土のすりつけ、排水工を行うほか、原地盤と盛土の境目の路床部分では、急激な変化を避けるため、すりつけ区間を設けて同質の盛土材料で埋め戻したのち、締固めを行うものとする（**図-13.2.1**参照）。

切土と盛土の縦断方向の接続部においても、**図-13.2.2**に示すように、すりつけ区間を設けて同質の盛土材料で埋め戻し、締固めを行うものとする。

また、片切り片盛りの施工では、一方の掘削土を横断方向に移動するため、**図-13.2.3**のような高まき施工となることがしばしばある。このような場合には、盛土側に敷均し作業用のブルドーザを配置し、上方からの切崩し土を速やかに敷き均し、かつ締め固めた盛土の上に高くたまることのないように作業しなければならない。

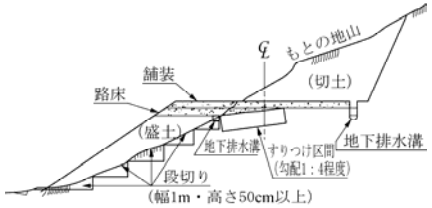



**図-13.2.1**　盛土基礎地盤上の段切り及び切土・盛土の接続部（土砂地盤の例）

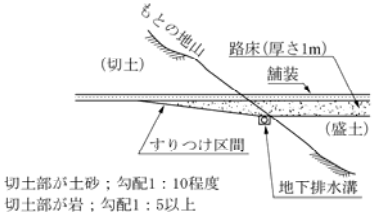



**図-13.2.2**　切土・盛土の接続部（縦断方向）

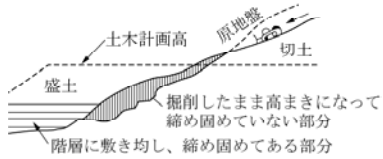



**図-13.2.3**　切土・盛土の接続部にありがちな施工状態

ウ 盛土と構造物の接続部の施工

橋梁、暗渠等の構造物と盛土との接続部では、排水及び締固めが不十分となりやすいこと等から、一般に交通供用後接続部の沈下によって段差が生じ、その結果、円滑な車両の交通に支障を与えるとともに構造物への影響が懸念されることがある。

そこで、盛土と構造物の接続部の段差をなくす対策としては、

① 裏込めの材料に良質材を使い入念に施工する。

② 必要に応じて構造物と盛土との接続部に踏掛版を設ける。

③ 軟弱地盤上の接続部では特に沈下が大きくなりがちであるので必要な処理を行う。

等が考えられ、適切な処理を行うものとする。

エ 構造物基礎・管路等の掘削

これらの掘削は、現地盤面から下で行われるために作業中に崩壊を起こしやすいので、現場の状況に応じた工法を選定し、安全の確保に注意することが大切であり、地下水、地下埋設物、近接構造物の基礎等について、事前の調査と対策を十分行い、出水、崩壊、沈下、破損等の事故のないようにしなければならない。

構造物基礎等の施工時掘削勾配の目安として、労働安全衛生規則の該当条項を参考として以下に示す。

労働安全衛生規則
（掘削面のこう配の基準）
第356条　事業者は、手掘り（パワー・ショベル、トラクタ・ショベル等の掘削機械を用いないで行なう掘削の方法をいう。以下次条において同じ。）により地山（崩壊又は岩石の落下の原因となるき裂がない岩盤からなる地山、砂からなる地山及び発破等により崩壊しやすい状態になっている地山を除く。以下この条において同じ。）の掘削の作業を行なうときは、掘削面（掘削面に奥行きが２メートル以上の水平な段があるときは、当該段により区切られるそれぞれの掘削面をいう。以下同じ。）のこう配を、次の表の左欄に掲げる地山の種類及び同表の中欄に掲げる掘削面の高さに応じ、それぞれ同表の右欄に掲げる値以下としなければならない。

| 地山の種類 | 掘削面の高さ（単位　メートル） | 掘削面のこう配（単位　度） |
|---|---|---|
| 岩盤又は堅い粘土からなる地山 | 5未満 | 90 |
| | 5以上 | 75 |
| その他の地山 | 2未満 | 90 |
| | 2以上5未満 | 75 |
| | 5以上 | 60 |

2　前項の場合において、掘削面に傾斜の異なる部分があるため、そのこう配が算定できないときは、当該掘削面について、同項の基準に従い、それよりも崩壊の危険が大きくならないように当該各部分の傾斜を保持しなければならない。

オ 切土の施工

(ア) 切土の施工における注意事項

切土法面の施工機械は、地質・土質条件、工事行程等に合わせて最も効率的で経済的となるよう選定する。また、掘削工法は、必要に応じて試験掘削等を行って選定する。

また、切土の施工に当たっては地質の変化に注意を払い、当初予想される地質以外の場合にはひとまず施工を中止して当初設計と比較検討し、必要があれば設計変更を行うとともに、維持管理時にも参照できるように地盤状況を整理する。

a 工法選定

切土工は、他の土工に比べて機械化が遅れ人力に頼る面が多いが、最近では機械化が進み、迅速かつ質の良い施工ができるようになった。施工機械の組合せや所要台数等は、施工能率に大きく影響するため、工事工程に合わせて最も効率的で経済的となるよう選定するとともに、必要に応じて試験掘削等を行って工法を選定するよう努めなければならない。

掘削土が硬い場合には、図-13.2.4に示すように機械の掘削限界を弾性波速度によって



知っておくと便利である。

基本的な掘削方法としては、図-13.2.5 に示すようにベンチカット工法（階段式掘削）とダウンヒルカット工法（傾斜面掘削）がある。ベンチカット工法は階段式に掘削を行う工法で、ショベル系掘削機やトラクタショベルによって掘削積込みが行われ、地山が硬いときは発破を使用し掘削する。この工法は工事規模が大きい場合に適し、掘削機械等に見合ったベンチ高さの選定が必要である。

ダウンヒルカット工法は、ブルドーザ、スクレープドーザ、スクレーパ等を用いて傾斜面の下り勾配を利用して掘削し運搬する方法である。この工法においては施工中に降雨によって洗掘を起こし、大量の土砂が低地に流入する危険性があるので降雨期には注意が必要である。下り勾配は余り急にすると危険になり、また帰りの上り勾配は使用機械の登坂能力によって決まる。これら掘削工法に関しては、「道路土工－切土工・斜面安定工指針　付録４．　掘削の前処理及び掘削工法」を参照されたい。

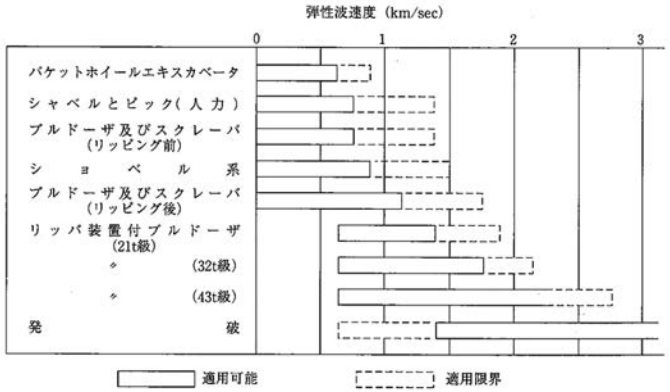



図-13.2.4　掘削工法の適用限界 [3)]

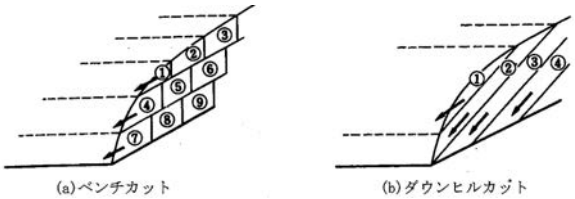



図-13.2.5　掘削方法 [3)]

b 施工中の観察と設計変更

切土の施工に当たっては地質の変化に注意を払い、当初予想された地質以外の断層破砕帯、岩脈、法面に対して流れ盤となる不連続面（節理、層理、片理、断層面）が現われた場合、ひとまず施工を中止して、当初設計と比較検討し必要があれば、設計変更を行うとともに、施工時に明らかになった地山の状況についても維持管理時に参照できるよう

にし、事前に行った調査結果と併せて整理・保管するのがよい。

例えば、岩盤を風化土が覆っている箇所での法面施工においては、岩盤と風化土の境界面の高さが予想と異なった場合はできるだけ早期にそれを確認して、法面勾配の変更による手戻りを少なくするように心掛けなければならない。

また、「**第6章　切土工の設計　6.3.2　切土法面の勾配**」において、**表-6.3.1** に示す標準法面勾配が適用できない条件に該当し、かつ重要な法面では、切土施工前に観測機器を設置し、掘削しながら地山の挙動を観測し、その観測結果を次の掘削や対策工に反映させる情報化施工を行う場合もある。切土法面では予定掘削線より奥へ切込んだ場合、部分的に法面勾配が設計より急勾配となることがあるので、掘削に当たっては丁張を適切な数量・間隔で設置し、切りすぎないよう注意しなければならない。

当初から擁壁類が計画されている法面では、一般に掘削面の勾配が**表-6.3.1** の標準値よりも急勾配となることが多いため、掘削中又は掘削終了後に崩壊を起こす危険性が高い。この場合の掘削断面は労働安全衛生規則を考慮するとともに、掘削あるいは擁壁等の施工中には特に安全管理を十分行わなければならない。掘削前の地下水位より大幅に深く切り下げる場合、地下水のバランスを崩し崩壊の原因となることがあるので、急激に切り下げないように施工中何段階かに分けて、地下排水工を施工しながら切り下げて行くことが望ましい。

切土法面の崩壊や落石は、その法面が元々持っている性質（地形、地質、湧水等）と関係が深く、切取り、凍結溶解、降雨、風化等の誘因によって起こるものである。斜面の崩壊を予測することは困難であるが、施工中の切土法面及びその周辺の斜面の崩壊は注意深く観察していれば、事前に察知することができる場合もある。切土工事のように自然斜面に手を加えることは、斜面の安定を低下させるのであるから、施工中においては常に地山の挙動を監視する態勢が必要であり、地山周辺の僅かな変化をも見逃さず、崩壊の可能性についてチェックすることが災害防止上絶対に必要な要件となる。一般的な崩壊発生の諸現象のチェックポイントを列記すると次のとおりである。

① 対象区域の地表面の踏査
② 法肩部より上方の亀裂発生の有無の確認
③ 法面の地層変化部の状況の確認
④ 浮石の状況変化の確認
⑤ 湧水、浸透水の発生の有無又は湧水量の変化の確認
⑥ 凍結溶解状況の確認
⑦ 周辺の地山斜面の崩壊、切土法面の崩壊事例との対比

(ｲ)施工中の切土法面保護

施工中にも、雨水等による法面侵食や崩壊・落石等が発生しないように、一時的な法面の排水、法面保護、落石防止を行うのがよい。また、掘削終了を待たずに切土の施工段階に応じて順次上方から保護工を施工するのがよい。

完成時には安全が確保されるように設計されている切土法面においても、法面が仮仕上げされ、法面保護工が本施工されるまでの間に、雨水等による法面侵食や崩壊・落石等が発生することがある。このため、一時的に法面の排水、法面保護、落石防止を行う場合がある。また、掘削終了を待たずに切土の施工段階に応じて順次上方から保護工を施工するのがよい。掘削終了後に保護工を施工すると、下から資材を運び上げることになり不経済な上に、長期間法面を無処理で放置することになり、風化、侵食を促進させることになる。施工中の切土法面保護は、以下を参考に実施するとよい。



a 排水

ビニルシートや土のう等の組合せにより、仮排水路を法肩の上や小段に設け、これを集水して縦排水路で排水し、できるだけ切土部への水の浸透を防止するとともに法面を雨水等が流れないようにすることが望ましい。

b 法面保護

法面全体をビニルシート等で被覆したり、モルタルを吹き付けたりして法面を保護することもある。

また、切土法面勾配が緩やかで、かつ植生に適した土質の場合には、発芽率が良好で初期生育に優れた草本植物の種子散布により短期的な法面保護を図ることもある。

c 落石防止

亀裂の多い岩盤法面や礫等の浮石の多い法面では、仮設の落石防護網や落石防護柵を施すこともある。

(ｳ)岩盤法面の施工

法面の施工に当たっては、**図-13.2.6** に示すような丁張を立て、本体部分の掘削後バックホウ等により削り落としながら仕上げる。硬岩の場合はジャックハンマ等を用いて仕上がり法面に沿ってせん孔し、後に残る岩盤を緩めないように爆力の低い発破を行う。

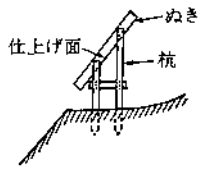



**図-13.2.6**　切土法面の丁張[3)]

岩の地山に対する大規模な土工工事の場合、**図-13.2.7** に示すように、本体部分の爆破にはブラストホールドリルやドリルマスター等の大孔径せん孔機によって 150～200mm のせん孔を行い、法面に沿ってはトラクタドリルやドリフタ等で 30～50mm の小孔径せん孔を行い、弱装薬とした上で両者一度に爆破して、本体の爆破と同時に法面の施工も併せて行う工法も採られるようになってきた。

このようにして法面の施工を行った後、将来落石のおそれのある浮石等は、ピックハンマやバール等によって丁寧に取り除く。

浮石を大きく取り除くことが困難な場合には、根固め工、ワイヤロープ掛工、グラウンドアンカー工法等によって処理しなければならない。

軟岩の場合はブルドーザによるリッパ工法が最も一般的であり、効率的である。最近は大型ブルドーザの普及や性能向上で、リッパ工法による岩掘削はその適用範囲が拡大されてきているが、地層面・割れ目の方向や傾斜等が掘削の難易に影響するので掘削する方向によ

っては、かなり適用範囲が違ってくる場合があるので注意する必要がある。

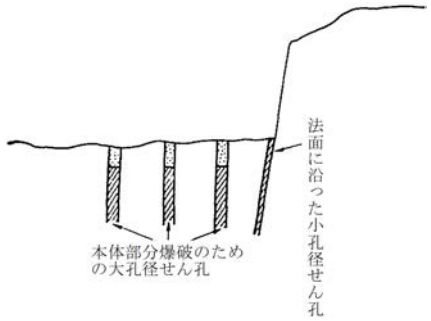



図-13.2.7　法面仕上げを同時に行う爆破法[3)]

また、法高が高く施工中にも小さい落石等の危険があると認められる場合には落石防護網を用いる。

仕上り法面の凹凸については、岩質によっても異なるがおよそ30cm度までにすることが好ましい。

断層については、それが大きなものである場合は調査段階で判明し、その対策も十分立てられるが、施工中発見した断層についてはその大きさ、方向、断層破砕の程度、湧水の有無等を十分に調査し、大規模な崩壊につながるものかどうかを検討しなければならない。それが大規模な崩壊の誘因とならないと思われても、部分的な小さな崩壊が起こりやすいので、必要に応じてその部分に対してブロック等による張工又は積工及び水抜き等の処置を講ずる必要がある。

岩石の風化は岩質によって異なり、中には法面に露出することによって急速に進むものがあるので、このような場合はできるだけ早くコンクリートやモルタル吹付け等の工法を用いて防護すべきである。特に数種の岩が互層をなしている場合に、それが薄層であっても風化が速く進む岩（例えば凝灰質岩、泥岩、変質を受けた岩等）ではそこから表面の崩壊が起こり、かなり広範囲に法面を損傷することがあるので、その処置を疎かにすべきではない。

(ｴ) 土砂法面の施工

法面施工に当たっては、丁張に従って仕上げ面から余裕をもたせて本体を掘削し、その後法面を仕上げるのがよい。

地山が土砂の場合の法面施工に当たっては、図-13.2.6に示すような丁張に従って仕上げ面から余裕をもたせて本体を掘削し、その後人力やバックホウ等で仕上げる方法がよく用いられる（図-13.2.8）。

なお、植生工を施工する場合、法面の仕上げは多少の凹凸があった方がよいこともある。





図-13.2.8　切土法面の仕上げの状況

### 13.2.3　排水工

(1) 路面の排水

排水処理の良・不良が、施工の難易はもとより舗装の耐久性に影響を及ぼすので、施工中の排水処理はもちろんのこと、舗装完成後においても、排水不良が生じて舗装に悪影響を及ぼさないよう適切に処理する必要がある。

ｱ 表面排水

舗装施工中の雨水及び湧水は、施工条件を著しく悪化させるとともに、施工及び未施工部分の破壊の原因となるので、速やかに工事区域外に排除しなければならない。このために、あらかじめ保護シートや素掘り側溝等の仮排水施設を設ける等して、常に良好な施工条件を保つ必要がある。

ｲ 地下排水

路床、路盤の排水が悪いと、路床土や路盤材の強度が低下して支持力が減少するので、湧水等により排水不良となるおそれがある区間を発見したら、その原因を追求して、例えば、砂、栗石等による暗渠を設けたり、有孔管を敷設したりする等の処理を行う必要がある。また、処置を講じた後も注意深く観察することを忘れてはならない。

(2) 道路敷内外の排水（準備排水）

準備排水は、土工のうちで最も大切なものの一つであり、まず地山の大きな不陸を大型機械で均し、自然排水が容易な勾配に整形しなければならない。また、水が工事区域内に入らないように区域内の水と併せて素掘りの溝（トレンチ）、暗渠等で区域外に排水しなければならない。この際の排水末端は、隣接地へ影響を及ぼさないよう注意しなければならない。

切土の場合、切土部に流入する表流水を遮断するため、伐開除根の際周囲に適当なトレンチを設け、掘削するところに湛水しないようにし、工程の進捗とともにこのトレンチを移動させる。地形の低い場所で自然排水が不可能なときは、集水桝を設けポンプ排水する。切土の掘削作業は、地下水を遮断して水位を下げて土の乾燥を図ったのち開始するのが得策である。この場合のトレンチはできるだけ深いところが望まれる。トレンチの掘削は、工事用運搬道路の分も合わせて施工するよう配慮が必要である。

(3) 土取場・発生土受入地の排水

ｱ 土取場の排水

良好な積込み・運搬作業環境確保及び切取面の侵食・崩壊の防止のため、降雨、地下水・湧水等の排水処理を適切に行う。

表流水により、掘削面が泥ねい化して積み込みや運搬作業に支障をきたすとともに、土取り面が侵食して場合によっては崩壊を生じることがあるので、土取場には、排水を良くするため適切な素掘りの溝を設けるとともに、切取り面は自然乾燥を図るために南面に位置させるとか、季節風が一定方向から吹く地方では、この風による乾燥をも期待できるよう計画することが望ましい。

土取場においては降雨、湧水、地下水等の排水処理を適切に行い、特に積込み場所、運搬路の排水に注意しなければならない。

土取場の排水は、深い溝を掘って地下水を低下させるのが普通であり、溝の深さは地下水面よりも深くなければならない。この方法は砂質土の場合は有効であるが、粘性土の場合には、含水比の低下は余り期待できない。

なお、土取場の掘削は排水を考慮して常に上り勾配に進行するとよい。土取場内の運搬路も工事用道路と同様に側溝、横断排水管等を設け良好な状態に保たれなければならない。

大規模な土取場の場合、掘削のために流水の方向や流域面積が変わり、既設の水路や河川等に影響を及ぼすおそれもあると考えられるので、あらかじめ必要に応じて排水溝、沈砂池等の防災対策を考慮しておかなければならない。

ｲ 発生土受入地の排水

降雨等によって受入土が滑動するおそれがないよう常に周到な排水処理を行う。

発生土受入地は、一般に山間部、低湿地等地形や地質の悪いところに設置されることが多く、土の扱いも粗雑になりやすいので、排水処理に十分注意しなければならない。

発生土受入地は、降雨等によって受入土が滑動するおそれがないよう常に周到な排水処理を行うことが必要である。発生土受入地に流入する地表面の水は、地下排水溝や暗渠等であらかじめ排除しておく。

また、発生土の受入れ作業中に水たまりができないように整地しながら行う。

発生土受入地の表面や法面の勾配が急な場合には、降雨等の際に表流水で土砂が流れ洗掘や崩壊が生じて、周辺へ流出しないよう、あらかじめ擁壁、土のう等による保護を行っておくとよい。

(4) 切土施工時の排水

切土施工時の排水は、以下に配慮する。

① 切土部は常に表面排水を考えて適切な勾配をとり、かつ切土面を滑らかに整形するとともに、雨水等が湛水しないように配慮する。

② 切り盛りの接続区間では、雨水等が盛土部に流入するのを防ぐために、切土と盛土の境界付近にトレンチを設ける。

切土法面は気象条件によって種々の影響を受けるが、最も多いのは雨水の流下による侵食であり、集排水が十分であれば法面損傷防止に役立つ。したがって、法面の集排水設備や法面の保護は、なるべく早めに法面の仕上げを追いかけて施工する必要がある。特に、火山灰質（シラス等）地山の崩壊は、ほとんどが不完全な排水処理によって生じているので、排水工の位置を決定する場合には十分な現地踏査が必要である。



切土部は常に表面排水を考え、**図-13.2.9** に示すように３％程度の勾配をとり、かつ切土面を滑らかに整形し、また雨水等が湛水しないように掘削断面の両側にトレンチを設け、このトレンチで雨水等を排除することが望ましい。

切り盛りの接続区間では、施工の途中で切土側から盛土側に雨水等が流れ込み、その境が泥ねい化しやすくなる。雨水等が盛土部に流入するのを防ぐためには、**図-13.2.10** に示すように、切土と盛土の境界付近にトレンチを設ける必要がある。また、このトレンチは地下排水溝に転用できることが多い。

地下水位の高い切取り部では、切土の各段階ごとにその水位を下げて材料の脱水をして乾燥を図るため、地下水のある側に十分な深さのトレンチを設けることが望ましい。法面付近に段階的に設けるトレンチは、徐々に集水を行って、切取りによる地下水位の急激な低下を防ぎ、工事中の法面崩壊を防止するためにも大いに役立つ。なお、地下水位を下げる場合、周辺の井戸、用水等への地下水の利用状況等を確認し、対策を考えてから工事を進める必要がある。

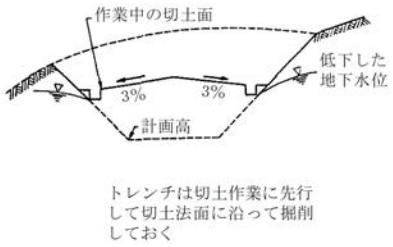



**図-13.2.9**　切土面の横断勾配 [3)]

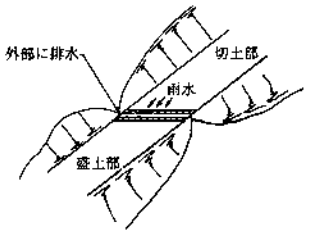



**図-13.2.10**　切り盛り境の素掘り排水溝の例 [3)]

切土部の地質は、工事前の調査のみでは完全に把握できないので、切土作業中にもよく地質や湧水の状況を注意して観察し、排水工や法面保護工の必要性の有無を常に考えながら、対応策をとることが大切である。

(5) 構造物裏込め部の排水

構造物裏込め部に、雨水等が流入しないように仮排水溝等を設けて、施工中の排水に注意しなければならない。

構造物裏込め部は、降雨・融雪時の排水が不良になり湛水しやすいので、施工中の排水に注意しなければならない。また、融雪時には土砂が裏込め部に流入しないよう**図-13.2.11** に示すように仮排水溝を設けたり、土のうを積んだり、小土堤等を築いておくとよい。

裏込め部に湛水しやすい場合には、仮排水路等を設けて、水を速やかに取り除くことが大切である。自然排水の不可能な箇所ではポンプ排水も考慮しなければならない。

裏込め完了後までかなり長期間放置する場合には、構造物の裏込め部に雨水等が流入しないよう処置する。

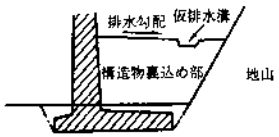



**図-13.2.11**　施工中の構造物裏込め部の排水処理の例 [3)]

(6) 流末処理

排水の流末は、周辺に影響を及ぼさないよう適正に処理しなければならない。

山間部及び農村部の道路の排水は、極力河川あるいは排水路まで導くよう計画すべきである。この場合それぞれの管理者と事前に協議する必要がある。

市街地の道路の排水は、一般に下水道施設に放流される。したがって、その処理に当たっては、下水道管理者と十分調整を取る必要がある。

### 13.2.4　路床工

(1) 概要

構築路床の築造工法には、土、安定処理工法、置換え工法等がある。工法の選定においては、構築路床の必要とする CBR と計画高さ、土処分地及び良質土の有無等に配慮して決定する。

構築路床は、適用する工法の特徴を把握した上で現状路床の支持力を低下させないように留意しながら、所定の品質、高さ及び形状に仕上げる。

構築路床の施工終了後から舗装の施工までに相当の期間がある場合には、工事用車両の通過により仕上げ面が荒らされたり、降雨によって軟弱化や流出が生じたりするおそれがあるので、仕上げ面の保護や仮排水の設置等に配慮する必要がある。

工法の種類と概要は「**7.5.5　軟弱路床に対する改良工法**」を参照のこととし、以下に各工法の施工について述べる。

(2) 良質土による盛土の施工

盛土路床は、使用する盛土材の性質をよく把握した上で均一に敷き均し、過転圧による強度低下を招かないように十分に締め固めて仕上げる必要があり、以下の点に留意するとよい。

① 一層の敷均し厚さは、仕上がり厚で 20cm 以下を目安とする。

② 盛土路床施工後の降雨排水対策として、縁部に仮排水溝を設けておくことが望ましい。

③ 路床が切土の場合、表面から 30cm 程度以内に木根、転石等の路床の均一性を損なうものがある場合には、これらを取り除いて仕上げる。



(3) 安定処理工法の施工

安定処理工法による構築路床は、現状路床土と安定材を均一に混合し、締め固めて仕上げる。

構築路床の安定処理は、一般に路上混合方式で行い、所定の締固め度を得られることが確認できれば、全厚を一層で仕上げる。なお、中央プラントで現状路床土の安定処理を行い、処理した材料を盛土や置換え工法に用いることもある。以下に安定処理における配合設計の方法と施工について示す。

ｱ 配合設計

構築路床における安定処理の配合設計は、安定材の添加量と CBR の関係から目標とする CBR に対応する安定材の添加量を求め、この量に割増率を乗じたものを設計添加量とする割増率方式と、目標とする CBR に安全率を乗じたものに対応する安定材の添加量を設計添加量とする安全率方式がある。以下に配合設計上の留意点について示す。

(ｱ) 目標とする CBR

目標とする CBR は、舗装の構造設計によって与えられる。

(ｲ) 試料

配合設計に使用する試料は、安定処理対象区間の代表的なものを使用する。含水比が特に大きく変化する場所では、それぞれの地点の試料を採取し、各々について配合設計を行う。

(ｳ) 安定材

安定処理の対象が、砂質系材料の場合にはセメントが、粘性土の場合には石灰が、一般に有効である。また、セメント系安定材、石灰系安定材等の各種の安定材も開発されており、材料の選定に当たっては、安定処理の効果を室内実験等で確認し、経済性や施工性を考慮して決定するとよい。

なお、セメント及び石灰には、市街地等における施工時の粉塵抑制を目的としたものもあるので、施工状況に応じて使用を検討するとよい。

(ｴ) 供試体の作製方法及び CBR 試験方法

供試体の作製方法及び CBR 試験方法は「**第 2 章　調査　2.2.2　地質・土質調査**　(2) 舗装工　ｲ CBR 試験」を参照する。

ただし、路床土が極めて軟弱で突固めが困難な場合には、舗装試験便覧に示される「締固めをともなわない安定処理土の CBR 試験方法」を参照する。なお、安定材に生石灰を用いる場合の供試体作製は、いったん混合したのち 3 時間以上適当な覆いをかぶせて放置し、生石灰が消化してから再び混合して突き固める。

(ｵ) 配合設計における安定材の添加量

配合設計における安定材の添加量は、セメント又は石灰の適当と予測される添加量を中心に数％ずつ変化させた 3 点を標準とする。

(ｶ) 安定材の添加量の割増率

割増率方式における安定材の添加量の割増率は、現状路床土の土質・含水比、混合比、施工時期等を考慮して決めるが、一般に処理厚 50cm 未満の場合は 15～20％、処理厚 50cm 以上の場合は砂質土で 20～40％、粘性土で 30～50％の範囲とする。

(ｷ) 割増率方式による安定材の設計添加量を求める方法の例

**図-13.2.12** の曲線①において安定処理後の路床土の目標 CBR を 12 とした場合の添加量は a％となり、割増率を 20％とすれば設計添加量は a×(1＋0.2)＝1.2a％となる。曲線②は、

目標 CBR を８とした場合のもので、割増率を 30%（砂質土）とすれば設計添加量は 1.3b%となる。安定材の添加量が極めて多く不経済となる場合には、目標とする CBR を下げて処理厚を大きくする等の変更を検討する。

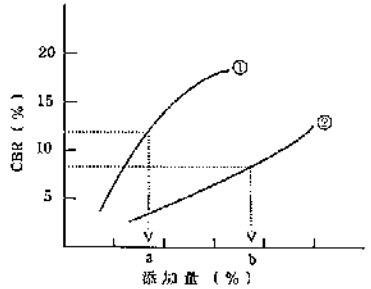



図-13.2.12　安定剤の添加量と CBR[4)]

(ｳ)安定処理土の六価クロム溶出量の確認

セメント及びセメント系安定材を使用した安定処理土は、「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験要領(案)」(国土交通省、平成 13 年４月）に基づき、六価クロムの溶出量が土壌環境基準（環境省、平成３年８月）に適合していることを確認する。

ｲ 施工

安定処理の一般的な施工手順及び施工上の留意点を以下に示す。

① 安定材の散布に先立って現状路床の不陸整正や、必要に応じて仮排水溝の設置等を行う。

② 所定量の安定材を散布機械又は人力により均等に散布する。

③ 散布が終わったら、適切な混合機械を用いて所定の深さまで混合する。混合中は混合深さの確認を行い、混合むらが生じた場合には再混合する。

④ 粒状の生石灰を用いる場合には、一回目の混合が終了したのち仮転圧して放置し、生石灰の消化を待ってから再び混合する。ただし、粉状の生石灰（０～５mm)を使用する場合は、一回の混合で済ませてもよい。

⑤ 散布及び混合に際して粉塵対策を施す必要がある場合には、防塵型の安定材を用いる、シートを設置する等の対策をとる。

⑥ 混合終了後、タイヤローラ等による仮転圧を行う。次に、ブルドーザやモータグレーダ等により所定の形状に整形し、タイヤローラ等により締め固める。軟弱で締固め機械が入れない場合には、湿地ブルドーザ等で軽く転圧を行い、数日間養生後、整形してタイヤローラ等で締め固める。なお、厚層で締め固める場合には、振動ローラを用いるとよい。



(4)置換工法及び凍上抑制層の施工

置換工法及び凍上抑制層は、原地盤を所定の深さまで掘削し、掘削面以下の層をできるだけ乱さないように留意しながら、良質土又は凍上抑制効果のある材料を敷き均し、締め固めて仕上げる。

置換工法及び凍上抑制層の一層の敷均し厚さは、仕上がり厚で 20cm 以下を目安とする。

## 13.2.5　下層路盤工

(1)概要

下層路盤の築造工法には、粒状路盤工法、セメント安定処理工法及び石灰安定処理工法がある。下層路盤の施工は、所定の仕上がり厚さが得られるように各路盤材料を均一に敷き均し、所定の締固め度が得られるまで締め固め、かつ、所定の形状に平たんに仕上げる。

工法の種類と概要は「**7.6.9　下層路盤**」を参照のこととし、以下に各工法の施工について述べる。

(2)粒状路盤の施工

粒状路盤の施工に当たっては、特に材料分離に留意しながら粒状路盤材料を均一に敷き均し、締め固めて仕上げる。一層の仕上がり厚さは 20cm 以下を標準とし、敷均しは一般にモータグレーダで行う。転圧は一般に 10～12t のロードローラと８～20t のタイヤローラで行うが、これらと同等以上の効果がある振動ローラを用いてもよい。なお、一層の仕上がり厚さが 20cm を超える場合において、所要の締固め度が保証される施工方法が確認されていれば、その仕上がり厚さを用いてもよい。以下に施工上の留意点を示す。

ｱ 粒状路盤材料が乾燥しすぎている場合は、適宜散水し、最適含水比付近の状態で締め固める。

ｲ 締固め前に降雨等により、粒状路盤材料が著しく水を含み締固めが困難な場合には、晴天を待って曝気乾燥を行う。

(3)セメント、石灰安定処理路盤の施工

下層路盤の安定処理は、骨材と安定材とを均一に混合したのち、締め固めて仕上げる。以下に安定処理の配合設計と施工を示す。

ｱ 配合設計

セメント及び石灰による安定処理工法の配合設計は、安定材の添加量と一軸圧縮強さとの関係から所定の強度に対応する添加量を求め、これを設計添加量とする。ただし、中央混合方式による場合で、同一の材料と配合とによって、良好な結果を得ている過去の配合を利用する場合には、配合設計を省略することができる。以下に配合設計方法及び留意点を示す。

(ｱ)安定材及び骨材

下層路盤安定処理の骨材及び安定材については「**第７章　路床及び舗装の設計　7.6.9 下層路盤**　(2)セメント安定処理工法 (3)石灰安定処理工法」を参照する。

(ｲ)供試体作製方法及び一軸圧縮試験方法

供試体作製時の含水比は、骨材に適当と予測される添加量の安定材を加えたもので求めた最適含水比とする。一軸圧縮試験方法は、「舗装試験法便覧」を参照する。

(ｳ)配合設計における安定材の添加量

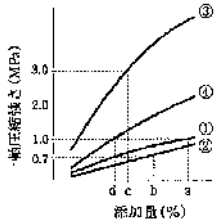
セメント、石灰の添加量は、適当と予想した量を中心に１～２％変化させた３～４点で一軸圧縮強度試験を実施して決定する。

(ｴ)安定材の設計添加量の求め方

安定材の設計添加量は一軸圧縮強さとの関係から、**表-7.6.14** に示す所定の一軸圧縮強さに対応した添加量とする。路上混合方式による場合は、必要に応じて 15～20％の範囲で割増しした値を設計添加量とする。

ただし、配合設計によって得られた設計添加量が少なすぎると混合の均一性が悪くなるので、中央混合方式では２％、路上混合方式では３％を下限とする場合が多い。

**図-13.2.13** には、下層及び上層路盤において、セメント、石灰を用いて安定処理した場合の安定材添加量を求めるための添加量と一軸圧縮強さとの関係例を示す。




| 区　分 | | 一軸圧縮強さ MPa | 添加量 % |
|---|---|---|---|
| 下層路盤 | ①セメント安定処理 | 0.98 | a |
| | ②石灰安定処理 | 0.7 | b |
| 上層路盤 | ③セメント安定処理 | 2.9 | c |
| | ④石灰安定処理 | 0.98 | d |

**図-13.2.13**　安定材の添加量と一軸圧縮強さ（アスファルト舗装の場合の例）[4)]

(ｵ)安定処理路盤材料の六価クロム溶出量の確認

セメント及びセメント系安定材を使用した安定処理路盤材料は、「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験要領(案)」（国土交通省、平成 13 年４月）に基づき、六価クロムの溶出量が土壌環境基準（環境省、平成３年８月）に適合していることを確認する。

ｲ 施工

路上混合方式によるセメント及び石灰安定処理工法の一般的な施工手順及び施工上の留意点を以下に示す。

① 施工に先立ち、在来砂利層等をモータグレーダのスカリファイア等で所定の深さまでかき起こし、必要に応じて散水を行い、含水比を調整したのち整正する。

② 地域産材料や補足材を用いる場合は、整正した在来砂利層等の上に均一に敷き広げる。

③ 安定材の散布、骨材との混合は、「**13.2.4　路床工**　(3)安定処理工法の施工　ｲ 施工」に準じて行う。

④ 混合が終わったらモータグレーダ等で粗均しを行い、タイヤローラで軽く締め固める。次に、再びモータグレーダ等で所定の形状に整形し、舗装用ローラで所定の締固め度が得られるまで転圧する。転圧には二種類以上の舗装用ローラを併用すると効果的である。

⑤ 一層の仕上がり厚は、15～30cm を標準とする。

⑥ 締固め終了後直ちに交通開放しても差し支えないが、含水比を一定に保つとともに表面を保護する目的で、必要に応じてアスファルト乳剤等を散布するとよい。



⑦ 路上混合方式の場合、前日の施工端部を乱してから新たに施工を行う。ただし、日時をおくと施工、継目にひび割れを生じることがあるので、できるだけ早い時期に打ち継ぐことが望ましい。中央混合方式の場合の施工継目は、本章の「**13.2.6　上層路盤工**　(3)セメント、石灰安定処理路盤の施工」を参照する。

## 13.2.6　上層路盤工

(1)概要

上層路盤の築造工法には、粒度調整工法、セメント安定処理工法、石灰安定処理工法、瀝青安定処理工法及びセメント・瀝青安定処理工法がある。上層路盤の施工は、所定の仕上がり厚さが得られるように上層路盤材料を均一に敷き均し、所定の締固め度が得られるまで締め固め、かつ、所定の形状に平たんに仕上げる。なお、コンクリート舗装においては、型枠の設置やスリップフォームペーバの走行に支障がないよう、コンクリート版縦縁部付近の路盤の締固めと平たん性に留意する。

工法の種類と概要は「**7.6.8　上層路盤**」を参照のこととし、以下に各工法の施工について述べる。

(2)粒度調整路盤の施工

粒度調整路盤は、材料分離に留意しながら粒度調整路盤材料を均一に敷き均し、締め固めて仕上げる。粒度調整路盤の一層の仕上がり厚は 15cm 以下を標準とするが、振動ローラを用いる場合は上限を 20cm とすることができる。なお、一層の仕上がり厚さが 20cm を超える場合において所要の締固め度が保証される施工方法が確認されていれば、その仕上がり厚さを用いてもよい。粒度調整路盤材料の敷均し及び締固めは「**13.2.5　下層路盤工**　(2)粒状路盤の施工」に準ずる。

(3)セメント、石灰安定処理路盤の施工

上層路盤におけるセメント安定処理又は石灰安定処理は、安定処理路盤材料を中央混合方式又は路上混合方式により製造し、均一に敷き均した後、締め固めて仕上げる。以下に配合設計の方法と施工について示す。

ｱ 配合設計

配合設計は、「**13.2.5　下層路盤工**　(3)セメント、石灰安定処理路盤の施工」を参照する。安定材の設計添加量は一軸圧縮強さとの関係から、**表-7.6.10** に示す所定の一軸圧縮強さに対応した添加量とする。また、セメント及びセメント系安定材を使用した安定処理路盤材料は、「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験要領(案)」（国土交通省、平成 13 年４月）に基づき、六価クロムの溶出量が土壌環境基準（環境省、平成３年８月）に適合していることを確認する。

ｲ 施工

セメント安定処理及び石灰安定処理路盤の施工は、「**13.2.5　下層路盤工**　(2)粒状路盤の施工　(3)セメント、石灰安定処理路盤の施工」に準ずる。ただし、以下の点に留意する。

① 一層の仕上がり厚は 10～20cm を標準とするが、振動ローラを使用する場合は 30cm 以下で所要の締固め度が確保できる厚さとしてもよい。

② 敷き均した路盤材料は、速やかに締め固める。なお、セメント安定処理の場合は、硬化が始まる前までに締固めを完了することが重要である。

③ 石灰安定処理路盤材料の締固めは、最適含水比よりやや湿潤状態で行うとよい。
④ 締固め終了後直ちに交通開放しても差し支えないが、含水比を一定に保つとともに表面を保護する目的で必要に応じてアスファルト乳剤等をプライムコートとして散布するとよい。
⑤ 横方向の施工継目は、セメントを用いた場合は施工端部を垂直に切り取り、石灰を用いた場合は前日の施工端部を乱して、各々新しい材料を打ち継ぐ。また、縦方向の施工継目は、あらかじめ仕上がり厚さに等しい型枠を設置し、転圧終了後取り去るようにする。新しい材料を打ち継ぐ場合は、日時をおくと施工継目にひび割れを生じることがあるので、できるだけ早い時期に打ち継ぐことが望ましい。

(4)瀝青安定処理路盤の施工

瀝青安定処理路盤は、瀝青安定処理路盤材料を均一に敷き均し、締め固めて仕上げる。以下に配合設計の方法と施工について示す。

ｱ 配合設計

瀝青安定処理工法においては、マーシャル安定度試験又は経験により設計アスファルト量を決定する。マーシャル安定度試験による場合は**表-7.6.10**に示す基準値の範囲で経済性を考慮して決める。なお、経験に基づき設計アスファルト量を決定する場合には、マーシャル安定度試験による配合設計を省略してもよい。

ｲ 施工

ここでは、最も一般的な加熱混合方式により製造した加熱アスファルト安定処理路盤材料の施工について述べる。加熱アスファルト安定処理路盤材料の製造、運搬、施工は、「**13.2.8 加熱アスファルト混合物の施工**」に準じて行う。施工方法には、一層の仕上がり厚が10cm以下の「一般工法」とそれを超える「シックリフト工法」とがある。以下にそれぞれの施工上の留意点について示すが、シックリフト工法を採用するに当たっては、過去の実績や与えられた条件等を勘案して敷均し厚さや施工方法を慎重に決定する。

なお、加熱アスファルト安定処理路盤の施工に際して、下層の路盤面にプライムコートを施す必要があるが、これについては「**13.2.7　プライムコート**」を参照する。

(ｱ)一般工法

① 加熱アスファルト安定処理路盤材料は、基層及び表層用混合物に比べてアスファルト量が少ないため、余り混合時間を長くするとアスファルトの劣化が進むので注意しなければならない。
② 混合性をよくするためにフォームドアスファルトを用いることもある。
③ 敷均しには、一般にアスファルトフィニッシャを用いるが、まれにブルドーザやモータグレーダ等を用いることもある。ただし、アスファルトフィニッシャ以外で敷き均す場合は、材料の分離に留意する。

(ｲ)シックリフト工法

① 敷均し時の混合物温度は、一般工法と同様に110℃を下回らないようにする。
② 敷均し作業は連続的に行う。特に、敷均し厚さが厚くなることから、時間当たりの混合物使用量が多くなるため、アスファルトプラントの製造能力に配慮する。
③ 敷均しには、アスファルトフィニッシャのほかにブルドーザやモータグレーダを用いることがある。ブルドーザやモータグレーダにより敷き均した場合は、敷き均した混合物が緩んだ状態にあり不陸を生じやすいので、初転圧に先立ち軽いローラ等を用いて仮転圧を行っておくとよい。
④ 側方端部は温度降下が速いため、最初に締固めを行う。側方端部を拘束するものがない場合は、締固めにより混合物が横にずれることのないようにタンパ等の小型の締固め機械で締め固めるとよい。型枠や構造物等で拘束される場合には、振動ローラ等で締め固める。
⑤ 施工厚さが厚いために混合物の温度が低下しにくく、締固め終了後早期に交通開放を行うと初期にわだち掘れが発生しやすい。やむを得ず早期に交通開放する場合には、舗設後冷却する等の処置が必要である。また、早期に交通開放するために中温化技術の適用を検討するとよい。なお、夏期の高気温時に交通開放した場合には、わだち掘れの発生を防止することが難しいので、この時期の施工はできるだけ避けることが望ましい。

(5)セメント・瀝青安定処理路盤の施工

セメント・瀝青安定処理路盤は、安定処理路盤材料を路上混合方式又は中央混合方式により製造し、材料分離に留意しながら均一に敷き均し、締め固めて仕上げる。以下に配合設計の方法と施工について示す。

ｱ 配合設計

セメント・瀝青安定処理工法の配合設計は、「舗装再生便覧」に準じて行う。

ｲ 施工

セメント・瀝青安定処理路盤の施工は「舗装再生便覧」を参照する。

(6)切込み砕石（クラッシャラン工法）

① 材料の敷均し、転圧及び仕上げは粒度調整工法に準じて行う。
② 骨材の分離が著しく、落着かない箇所は、新しい材料で入れ替え、転圧して仕上げることが望ましい。なお、細粒分が少なく落着きの悪い場合は、スクリーニングス等を散布し転圧するが、これらが層をなさないように少しずつ一様に散布しながら転圧して仕上げる。

## 13.2.7　プライムコート

(1)概要

プライムコートは、路盤（瀝青安定処理を除く）を仕上げた後、速やかに瀝青材料を所定量均一に散布して養生する。

(2)使用材料及び標準使用量

プライムコートには、通常、アスファルト乳剤（PK-3）を用いるが、これ以外に路盤への浸透性を特に高めた専用の高浸透性乳剤（PK-P）を使用することもある。これらの材料の散布量は一般に１～２ℓ/m$^2$が標準である。

(3)施工上の留意点

① 寒冷期等においては、養生期間を短縮するため加温して散布するとよい。
② 散布したアスファルト乳剤の施工機械等への付着及びはがれを防止するため、必要最小限の砂（通常100m$^2$当たり0.2～0.5m$^3$）を散布するとよい。
③ 瀝青材料が路盤に浸透せず厚い皮膜を作ったり、養生が不十分だったりする場合には、上層の施工時にブリージングが起きたり、層の間でずれて上層にひび割れを生じたりすることがあるので留意する。

## 13.2.8　加熱アスファルト混合物の施工

(1)概要

基層及び表層における、加熱アスファルト混合物の施工の良否は、舗装の供用性に大きな影響を与えるため、施工管理を適切に行い平たんに仕上げる。表層及び基層用混合物の舗設は、所定の温度で行い、特に次の点に留意する。

① 敷均しに当たっては材料分離を防止する。

② 所定の締固め度が得られるように転圧する。

③ 縦横断形状を正しく仕上げる。

加熱アスファルト混合物は、混合所において適切な温度管理、品質管理の下で製造し、運搬車で舗設現場に運搬する。なお、加熱アスファルト混合物の製造・運搬については、「アスファルト混合所便覧」を参照する。

(2)舗設準備

混合物の敷均しに先立って、以下の点に留意し、必要な機械器具の点検整備や、舗設前の路盤又は基層の点検、清掃を行う。

① 施工中支障がないように、必要な機械器具の数量・状態、予備品の有無等を調べる。

② 混合物を舗設する前の、路盤又は基層表面のごみ、泥、浮き石等を取り除く。また、路盤に欠陥が生じている場合には手直しを行う。

(3)タックコート

タックコートは、瀝青材料を所定量均一に散布して養生する。

ア タックコートの目的

タックコートは、新たに舗設する混合物層とその下層の瀝青安定処理層、中間層、基層との接着、及び継目部や構造物との付着をよくするために行う。

イ 使用材料及び標準使用量

タックコートには、通常、アスファルト乳剤（PK-4）を用いる。なお、ポーラスアスファルト混合物、開粒度アスファルト混合物や改質アスファルト混合物を舗設する場合、さらに橋面舗装等、層間接着力を特に高める必要がある場合には、ゴム入りアスファルト乳剤（PKR-T）が用いられる。これらの材料の散布量は一般に 0.3～0.6ℓ/m² が標準である。

ウ 施工上の留意点

① 寒冷期の施工や急速施工の場合、瀝青材料散布後の養生時間を短縮するために以下の方法等を採ることがある。

・アスファルト乳剤を加温して散布する方法

・ロードヒータにより加熱する方法

・所定の散布量を２回に分けて散布する方法

② コンクリート版の表面に施工する場合には、コンクリート舗装の接着層に使用する材料を用いることもある。

③ タックコート面の保護や、乳剤による施工現場周辺の汚れを防止する場合、以下のもの等を使用することもある。

・乳剤散布装置を搭載したアスファルトフィニッシャ

・運搬車両や舗設機械のタイヤに付着しにくい乳剤



(4)敷均し

混合物は所定の厚さが得られるように、通常アスファルトフィニッシャにより敷き均す。フィニッシャが使用できない箇所等においては、人力によって行う。なお、施工に当たっては以下の点に留意する。

① 敷均し時の混合物の温度は、アスファルトの粘度にもよるが、一般に 110℃を下回らないようにする。

② 敷均し作業中に雨が降り始めた場合には、敷均し作業を中止するとともに、敷き均した混合物を速やかに締め固めて仕上げる。

③ 寒冷期の敷均しは「(9)寒冷期における舗設」を参照する。

(5)締固め

混合物は、敷均し終了後、所定の密度が得られるように締め固める。締固め作業は、継目転圧、初転圧、二次転圧及び仕上げ転圧の順序で行う。一般に、ロードローラの作業速度は２～６km/h、振動ローラは３～８km/h、タイヤローラは６～15km/h であるが、試験施工、過去の実績等により定めるとよい。

ローラは、一般にアスファルトフィニッシャ側に駆動輪を向けて、横断勾配の低い方から高い方へ向かい、順次幅寄せしながら低速かつ等速で転圧する。ロードローラによる転圧方法の一例を図-13.2.14 に示す。

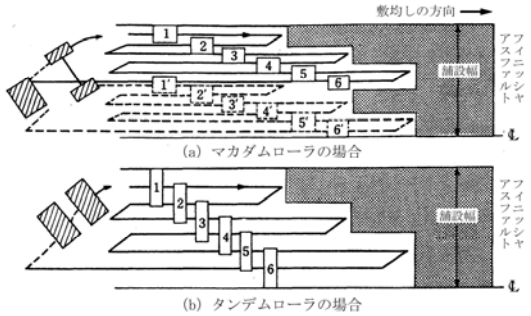



図-13.2.14　ロードローラによる転圧方法の一例[4)]

なお、中温化技術により施工性を改善した混合物を使用する場合や、締固め効果の高いローラを使用する場合等の転圧温度については、所定の締固め度が得られる範囲で、適切な温度を設定するとよい。

〔注〕中温化技術とは、加熱アスファルト混合物を製造する過程で特殊添加剤を加えることや、フォームドアスファルトを使用すること等により、従来よりも低い温度でアスファルト混合物の製造・施工を行う技術のことである。

ア 初転圧

① 初転圧は、一般に 10～12t のロードローラで２回（１往復）程度行う。

② 初転圧は、ヘアクラックの生じない限りできるだけ高い温度で行う。初転圧温度は一般に 110～140℃である。

③ ローラへの混合物の付着防止には、少量の水、切削油乳剤の希釈液、軽油等を噴霧器等で薄く塗布するとよい。なお、軽油等は、アスファルト混合物をカットバックする性質を持っているため、必要に応じて非石油系の付着防止剤を使用することがある。

ｲ 二次転圧

① 二次転圧は、一般に８～20t のタイヤローラで行うが、６～10t の振動ローラを用いることもある。

② タイヤローラによる混合物の締固めは、交通荷重に似た締固め作用により、骨材相互のかみ合わせをよくし、深さ方向に均一な密度が得やすい。

③ 荷重、振動数及び振幅が適切な振動ローラを使用する場合は、タイヤローラを用いるよりも少ない転圧回数で所定の締固め度が得られる。ただし、振動ローラによる転圧では、転圧速度が速すぎると不陸や小波が発生する。また、遅すぎると過転圧になることもあるので、転圧速度に注意する。

④ 二次転圧の終了温度は一般に 70～90℃である。

ｳ 仕上げ転圧

① 仕上げ転圧は、不陸の修正、ローラマークの消去のために行うものであり、タイヤローラあるいはロードローラで２回（１往復）程度行うとよい。

② 二次転圧に振動ローラを用いた場合には、仕上げ転圧にタイヤローラを用いることが望ましい。

③ 仕上げた直後の舗装の上には、長時間ローラを停止させないようにする。

ｴ 締固め時の混合物の観察

① 初転圧時の温度が高過ぎると、混合物の落ち着き具合が悪くなる。

② ローラの線圧過大、転圧温度の高過ぎ、過転圧等の場合、ヘアクラックが多くみられることがある。

(6)継目

継目の施工に当たっては、継目又は構造物との接触面をよく清掃したのち「(3)タックコート」に準じてタックコートを施工後、敷き均した混合物を締め固め、相互に密着させる。

施工継目や構造物との接合部では、締固めが不十分となりがちとなる。所定の締固め度が得られない場合には、不連続となり弱点となりやすいので、施工継目はできるだけ少なくなるように計画する。継目は、その方向により横継目と縦継目とがある。

ｱ 横継目

① 横継目は施工の終了時、又はやむを得ず施工を中断したとき、道路の横断方向に設ける継目で、仕上がりの良否が走行性に直接影響を与えるので、平たんに仕上げるように留意する。

② 舗設作業をやむを得ず長時間中断するときは、敷均しの終わった端まで転圧を完了させておく。

③ 施工中断時又は終了時の継目は、横断方向にあらかじめ型枠を置いて、所定の高さに仕上げる。

④ 既設舗装の補修・延伸の場合を除いて、下層の継目の上に上層の継目を重ねないようにする。



ｲ 縦継目

① 縦継目は道路幅員を車線数に分けて施工する場合に道路中心線に平行に設ける継目である。締固めが十分でないと、継目部の開きや縦ひび割れ等が生じやすい。

② 表層の縦継目の位置は、原則としてレーンマークに合わせるようにする。

③ 各層の継目の位置は、既設舗装の補修・拡幅の場合を除いて、下層の継目の上に上層の継目を重ねないようにする（図-13.2.15 参照）。また、縦継目は、上・下層とも車輪の走行位置直下にしないようにする。

④ 縦継目部は、レーキ等で粗骨材を取り除いた新しい混合物を、既設舗装に５cm 程度重ねて敷き均し（図-13.2.16 参照）、直ちにローラの駆動輪を 15cm 程度かけて転圧する（図-13.2.17 参照）。

⑤ ホットジョイントの場合は、縦継目側の５～10cm 幅を転圧しないでおいて、この部分を後続の混合物と同時に締め固める。

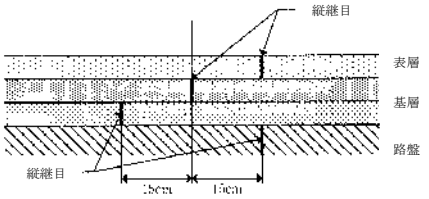



図-13.2.15　各層縦継目の一例[4]

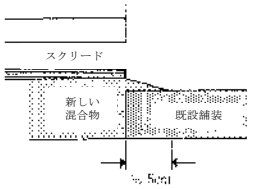



図-13.2.16　縦継目の重ね合わせ[4]

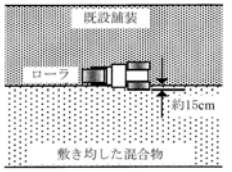



図-13.2.17　縦継目の転圧[4]

(7)交通開放温度

転圧終了後の交通開放は、舗装表面の温度がおおむね 50℃で以下となってから行う。交通開放時の舗装の温度は、舗装の初期のわだち掘れに大きく影響するが、表面の温度を 50℃以下とすることにより、交通開放初期の舗装の変形を小さくすることができる。

夏期や夜間作業等で作業時間が制約されている場合には、以下の対策を施すとよい。

① 舗装の冷却時間を考慮した舗設作業時間を検討する。

② 舗装冷却機械等による強制的な冷却により、舗装の温度を早期に低下させる方法を検討する。

③ 通常の混合物よりも低い温度で、製造・施工が行える中温化技術の適用を検討する。

(8)改質アスファルト混合物の舗設

改質アスファルト混合物の舗設は、基本的には通常の加熱アスファルト混合物と同様にして行う。

ただし、通常の加熱アスファルト混合物に比べて、より高い温度で舗設を行う場合が多いので、特に温度管理に留意して速やかに敷均しを行い、締め固めて仕上げる。以下に施工上の留意点を示す。

① 改質アスファルト混合物の望ましい舗設温度は、製品により異なるので、詳細は製造メーカーの仕様を参照のこと。

② 改質アスファルト混合物の敷均しは、原則としてアスファルトフィニッシャを用い、混合物が適切な温度を保持している内に速やかに行う。

③ 締固めは、初転圧に 10t 以上のロードローラを、二次転圧に 12t 以上のタイヤローラ又は６～10t の振動ローラを用いることが望ましく、可能な範囲で大型のローラを使用するとよい。

④ ローラへの混合物の付着防止には、水に付着防止剤を添加するか、軽油等を噴霧器等で薄く塗布するとよい。

⑤ コールドジョイント部は、温度が低下しやすく締固め不足になりやすいため、ガスバーナ等の使用により、直前に過加熱に注意しながら既設舗装部分を加熱しておくとよい。

⑥ 寒冷期において気温５℃以下の場合、あるいは、５℃以上であっても風の強い場合には「(9)寒冷期における舗設」を参照するほか、ローラの台数を増やしたりするとよい。

(9)寒冷期における舗設

寒冷期に加熱アスファルト混合物を舗設すると、混合物温度の低下が早く、所定の締固め度が得られにくい。やむを得ず５℃以下の気温で舗設する場合には、現場状況に応じて次の方法を組み合わせる等して、所定の締固め度が得られることを確認した上で舗設を行う。

① 舗設現場の状況に応じて、混合物製造時の温度を普通の場合より若干高めとする。ただし、アスファルトの劣化を避けるため、混合物の温度は必要以上に上げないように留意する。

② 混合物温度が低下しても、良好な施工性が得られる中温化技術を必要に応じて使用することもある。なお、この場合には混合温度の低減は行わない。

③ 混合物の運搬に当たっては、運搬車の荷台に帆布を２～３枚重ねて用いたり、特殊保温シートを用いたり、木枠を取り付けたりする等、運搬中の保温方法の改善を行うとよい。

④ 瀝青材料を散布する場合には、散布しやすくするために瀝青材料の性質に応じて、加温しておくことが望ましい。その他は「(3)タックコート」を参照する。

⑤ 敷均しに際しては連続作業に心掛け、局部加熱に注意しながらアスファルトフィニッシャのスクリードを断続的に加熱するとよい。

⑥ 締固めに際しては、以下の点に留意する。

・転圧作業のできる最小範囲まで、混合物の敷均しが進んだら、直ちに締固め作業を開始する。初転圧時のヘアクラックを少なくするためには、線圧の小さいローラを用いるとよい。

・ローラへの混合物の付着防止には、水を用いず、軽油等を噴霧器で薄く塗布するとよい。

・コールドジョイント部は、温度が低下しやすく締固め不足になりやすいため、直前に過加熱に注意しながらガスバーナ等を使用して、既設舗装部分を加熱しておくとよい。



## 13.2.9　コンクリート版の施工

(1)概要

コンクリート版の施工は、適切な施工計画を立て、所要の出来形と品質及び性能を確保するように行う必要がある。施工の良否は、コンクリート版の強度、目地の挙動、平たん性等に与える影響が大きいので、適切な施工管理が重要である。ここでは、普通コンクリート版の施工について、セットフォーム工法及びスリップフォーム工法といった機械施工や、簡易な施工機械及び人力による施工法について、具体的な舗設方法と留意事項、初期及び後期養生の方法、暑中及び寒中施工における対策、初期ひび割れについての対策等を示す。

なお、簡易な施工機械及び人力による施工法が適切となる場合の目安は、おおむね以下のとおりであるが、その場合も機械化施工の場合と同様に、所要の出来形と品質及び性能が得られるよう施工を行う。

① 施工規模：施工延長 200m 程度以下、日施工量 300m$^2$ 程度以下、施工幅員３m 程度以下

② 区間特性：目地割りが複雑で人孔等が多くある場合

③ 構造特性：鉄筋コンクリート版であるような場合

(2)コンクリートの製造と運搬

ｱ 製造

舗装に用いるコンクリートは、レディーミクストコンクリートを利用する場合と、現場に設置した専用プラントで製造する場合とがある。一般的には前者による場合が多いので、施工においては、所定の品質のコンクリートを円滑に出荷できる JIS 表示許可工場を選定するとよい。また、コンクリートの製造は、作業標準に従い、所定の品質基準の範囲に入るように行う必要があり、以下の点に留意する。

① コンクリートプラントは、使用開始前に性能検査を行う。性能検査では、計量器検査、練混ぜ検査、品質管理体制の確認等を行う。ただし、コンクリートプラントが JIS 表示許可工場の場合は、定期的に性能検査が行われているので、工事ごとに性能検査を行う必要はない。

② コンクリートの製造量は、路盤面あるいはアスファルト中間層上面及びコンクリート版面の、仕上がり高さの誤差等によるコンクリートのロスとして、版厚に応じて設計量よりも３～４％程度余分に見込む必要がある。

③ コンクリートの配合やワーカビリティは、コンクリート版の種類や舗設方法に応じて適切なものを選定する。例えば、セットフォーム工法やスリップフォーム工法と、転圧工法とでは配合やワーカビリティがそれぞれ異なる。

ｲ 運搬

コンクリートの運搬は、よく清掃した運搬車を用い、材料分離が生じないように行う必要があり、以下の点に留意する。

① 一般に、スランプ５cm 未満の硬練りコンクリート及び転圧コンクリートの運搬はダンプトラックで行い、スランプ５cm 以上のコンクリートの運搬はアジテータトラックで行う。

② コンクリートの練混ぜから、舗設開始までの時間の限度の目安は、ダンプトラックによる運搬の場合で約１時間以内、アジテータトラックによる運搬の場合で約 1.5 時間以内とする。

(3) 普通コンクリート版の施工

普通コンクリート版の施工は、荷下ろし、敷均し、鉄網及び縁部補強鉄筋の設置、締固め、荒仕上げ、平たん仕上げ、粗面仕上げ、養生の順に各作業をバランスよく連続的に行い、所要の出来形と品質及び性能が得られるように仕上げる。

普通コンクリート版の機械施工には、セットフォーム工法又はスリップフォーム工法の適用が可能である。鉄網を用いる場合は、セットフォーム工法で行うことが多く、その場合の施工工程の例を図-13.2.18 に示す。なお、スリップフォーム工法の場合でも施工工程はほぼ同様であるが、鉄網及び縁部補強鉄筋の設置方法には工夫を要するので、これらを用いない場合の施工に適する。

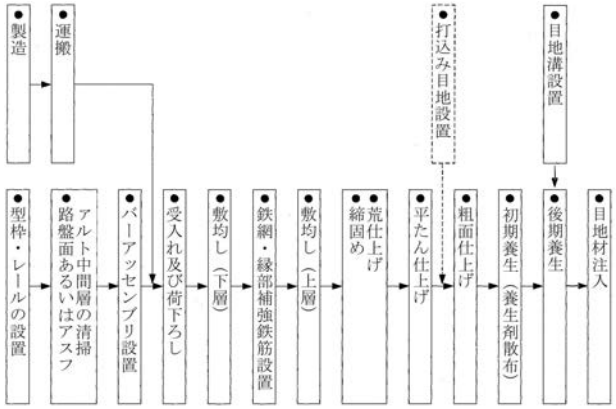



図-13.2.18　セットフォーム工法による普通コンクリート版の施工工程の例 [4)]

以下には、主としてセットフォーム工法による普通コンクリート版の一般的な施工手順及び施工上の留意点を示すが、スリップフォーム工法による場合についても一部含める。また、簡易な施工機械及び人力による施工法で特筆する留意点についても示す。

ｱ 施工機械の選定と組合せ

施工機械の選定と組合せは、所定の出来形、品質及び性能が保証される限り、施工条件を考慮した上で最も経済的な組合せとする。施工機械の選定と組合せに関係する施工条件には、以下の項目がある。

① 施工幅員と１日当たり計画施工延長
② 鉄網敷設の有無
③ コンクリートの供給が施工車線の外からできるか否か
④ スリップフォームペーバの適用が可能か否か（施工幅員の変化の有無、施工上必要となる版端からの余裕幅等）

ｲ 型枠

セットフォーム工法に用いる型枠は、ボルトで緊結されたレールを走行する、舗設機械の重量に耐えられる堅牢なものでなければならない。通常、型枠は鋼製で、長さ３m のものが使用される。



ｳ レール

セットフォーム工法に用いるレールには、長さ３m 及び５m のものがある。レールには、一般に 12、15、22kg/m の種類があるが、使用機械の横方向の扇動が強く働き、脱線しやすくなるため 15kg/m 以上のレールを用いることが望ましい。

ｴ 準備工

コンクリート版の施工に先立って、路盤又はアスファルト中間層、型枠又はセンサーライン、施工機械、コンクリートの供給方法、各種資機材等の点検を行う。施工前に点検する主たる項目には、以下のものがある。

① 施工の基盤となる路盤又はアスファルト中間層の状態（スリップフォームペーバを適用する場合には、履帯走行位置の平たん性と支持力の確保も重要）
② 型枠又はセンサーラインの据付け状況、天端の高さと通り
③ 施工機械の組立てと整備状況
④ コンクリートの供給に関するコンクリートプラントとの確認
⑤ 鉄網、バーアッセンブリ等の数量と配置位置等

ｵ 受入れ及び荷下ろし

コンクリートの受入れに際しては、荷下ろしする前に所要のコンクリートが搬入されたか否かを、確認することが重要である。観察、確認の結果、不良なコンクリートの場合には、廃棄処分するとともに、観察の結果について絶えずコンクリートプラントに連絡し、所要のコンクリートが搬入されるよう努めなければならない。

コンクリートの荷下ろしは、運搬車から直接路盤又はアスファルト中間層上に行う場合と、荷下ろし機械を用いて行う場合とがあり、敷均し機械の種類によっても異なるので、適切な方法を選択する。なお、荷下ろしには、荷下ろし機械のほかに、バックホウ等のバケットを使用することもある。荷下ろしの良否は、コンクリート版の均質性や平たん性に影響を与えるので、丁寧に行う必要がある。また、型枠やバーアッセンブリ等に変形を与えないように荷下ろしをすることが大切である。

ｶ 敷均し

コンクリートの敷均しは、敷均し機械（スプレッダ）もしくはスコップ等を用いた人力によって行い、全体ができるだけ均等な密度になるように適切な余盛をつけて行う。敷均しは、鉄網を用いる場合は２層で、鉄網を用いない場合は１層で行う。

ｷ 鉄網及び縁部補強鉄筋の設置

鉄網及び縁部補強鉄筋は、下層コンクリートを敷き均した後、コンクリート版の上面から 1/3 の深さを目標に設置する。このとき、鉄網の継手は全て重ね継手方法とし、焼きなまし鉄線で結束する。縁部補強鉄筋も、所定の位置に焼きなまし鉄線で鉄網と結束する。なお、鉄網の設置位置は、目標とする位置の±３cm の範囲とする。

ｸ 締固めと荒仕上げ

敷き均したコンクリートは、コンクリートフィニッシャを用い、十分に締め固めて所定の高さに荒仕上げをする。人力による場合は、棒状バイブレータ等により十分に締め固めるが、特に型枠周辺、バーアッセンブリ設置箇所では、入念に行う。その後、簡易フィニッシャ等でさらに締め固めながら荒仕上げを行うが、版厚が薄い場合はテンプレートタンパ（木製定規）を用いて荒仕上げを行うこともある。

コンクリートの締固めは、一般に、鉄網の設置の有無に関わらず、１層で行う。なお、横収縮目地の一部に打込み目地を設ける場合には、フィニッシャ通過後あるいは平たん仕上げ終了後、振動目地切り機械等で所定の位置に溝を切り、その中に仮挿入物を埋め込む。

ケ 平たん仕上げ

コンクリートの表面は、表面仕上げ機械を用い、緻密で平たんに仕上げる。人力による場合は、荒仕上げの終了後、直ちにフロートあるいはパイプ等を用い、平たんに仕上げる。

コ 粗面仕上げ

平たんに仕上げたコンクリートの表面は、コンクリート表面の水びかりが消えた後、粗面仕上げ機械又は人力により、粗面に仕上げる。粗面仕上げには、シュロぼうき等によるほうき目仕上げ、タイングルービング仕上げ及び骨材露出（洗出し）仕上げがある。一般的には、ほうき目仕上げが用いられるが、特にすべり抵抗性を高めたい場合にはタイングルービング仕上げが、また、トンネル内での粉塵発生を抑制したい場合等には、骨材露出仕上げが用いられる。なお、荒仕上げ、平たん仕上げ及び粗面仕上げの順に行う一連の作業を、総称して表面仕上げという。

サ 目地の施工及び養生

コンクリートの粗面仕上げ終了後には、初期養生、後期養生、目地溝の設置等が行われる。それらについては、「(4)目地の施工」及び「(5)養生」を参照する。

(4)目地の施工

目地は、コンクリート版の種類や設置位置によって種類が異なるので、その働きや構造をあらかじめ熟知し、所要の性能が発揮できるように、所定の位置に正しく設置することが重要である。その施工が不適切な場合には、コンクリート舗装の構造上の弱点となりやすく、乗り心地も損なうので、特に入念に施工する必要がある。

目地の施工においては、目地がコンクリート版面に垂直になるように施工すること、目地を挟んだ隣接コンクリート版に段差が生じないようにすること等がコンクリート版や目地の種類に関わらず共通に留意する事項である。

以下に、普通コンクリート版の目地の施工上の留意点を示す。

ア 横目地

① 横目地に設けるダウエルバーは、路面及び道路軸に平行で、所定の高さ（一般には版厚の 1/2)に設置する。バーアッセンブリ（チェア、クロスバー及びダウエルバーを組み立てたもの）は、舗設時に移動しないように十分に固定する。１日の舗設の終わりに設ける横膨張目地の施工例を図-13.2.19 に、また、横収縮目地の施工例を図-13.2.20 に示す。

② 横収縮目地に設ける目地溝は、カッタによる切削時において、コンクリート版に有害な角欠けが生じない範囲内で、できるだけ早期に行う。カッタによる目地溝は、所定の位置に所要の幅及び深さまで垂直に切り込んで設置する。

③ 横収縮目地として打込み目地を設ける場合は、一般に、平たん仕上げ終了後に振動目地切り機を用いて溝を設け、仮挿入物を埋め込む。コンクリートの硬化後に仮挿入物の上部をカッタで切削して目地溝とする。ただし、スリップフォーム工法では、打込み目地を設けないのが一般的である。

④ 一日の施工の終わり、あるいは天候等の理由で施工途中に設ける施工目地は、予定の目地位置に設置する。また、コンクリートは止め型枠の際まで均等かつ十分に締め固める。



⑤ コンクリート版の種類に関わらず、構造物との突合せ部等に設ける横膨張目地の施工では、舗設時に目地板が傾いたり湾曲したりしないようにする。

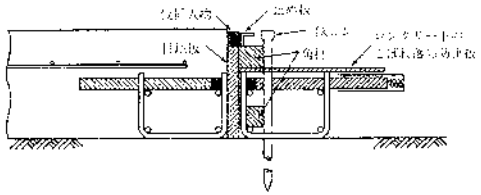


図-13.2.19　１日の舗設の終わりに設ける横膨張目地の施工例 [4]

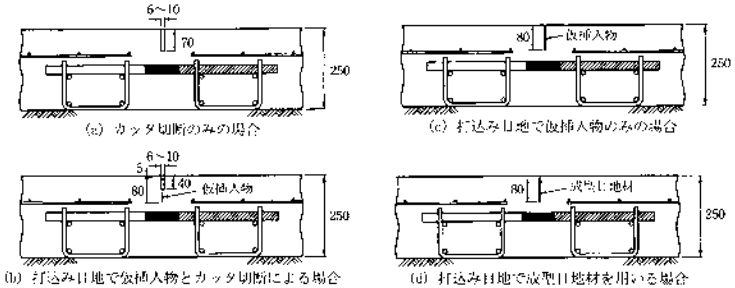


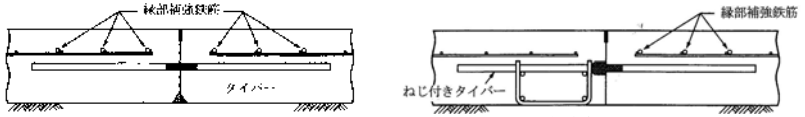

図-13.2.20　横収縮目地の施工例（単位：mm）[4]

イ 縦目地

① ダミー目地の場合（二車線同時施工等）には、下層コンクリートを敷き均した後、タイバーを所定の間隔・位置・高さ（一般に版厚の 1/2)に挿入して設置する。鉄網と縁部補強鉄筋を用いる場合は、それらも設置してから上層コンクリートを舗設し、硬化後カッタによる目地溝を設ける。縦目地におけるタイバーの設置例を、以下の②で示す突合せ目地とする場合を含めて図-13.2.21 に示す。

② 突合せ目地の場合（一車線ずつの施工）には、あらかじめネジ付きタイバーを用いたバーアッセンブリを設置してコンクリートを舗設する。また、隣接のコンクリート版を舗設する際には、ネジ付きタイバーの接続が完全に行われていることを確認する。スリップフォーム工法の場合は、締め固めたコンクリートの側面に、タイバーインサーターを用いてタイバーを設置したり、コンクリートの硬化後に削孔しタイバーを設置したりすることもある。

③ コンクリート版の種類に関わらず、路側構造物との境界面に設ける縦膨張目地の施工では、目地板が舗設時に変形したり移動したりしないようにする。




（a）ダミー目地の例　（b）突合せ目地の例

図-13.2.21　縦目地のタイバーの設置例 [4]

(5)養生

養生は、表面仕上げした直後から、表面を荒らさずに養生作業ができる程度に、コンクリートが硬化するまで行う初期養生と、初期養生に引き続き、コンクリートの硬化を十分に行わせるために、水分の蒸発や急激な温度変化等を防ぐ目的で、一定期間散水等をして湿潤状態に保つ後期養生とに、分けられる。

養生作業は、舗設したコンクリート版が、所要の品質を得て交通に開放できるようになるまで、有害な影響を受けないように行うことが重要である。

なお、補修工事で早期交通開放を必要とする場合等に、真空コンクリート工法による真空養生が行われることがある。

養生における留意点を以下に示す。

ｱ 初期養生

① 初期養生は、コンクリート版の表面仕上げに引き続き行い、後期養生ができるまでの間、コンクリート表面の急激な乾燥を防止するために行う。コンクリート版の表面が日光の直射や風等により急激に乾燥すると、ひび割れが発生することがあるので留意する。

② 初期養生としては、一般に舗設したコンクリート表面に養生剤を噴霧散布する方法で行われる。また、大規模工事ではそれに加えて三角屋根養生を併用することがある。

③ コンクリート表面の養生剤には、被膜型と浸透型がある。養生剤は、種類に応じた適切な散布量を適切な時期に均一に散布する。なお、養生剤には、初期・後期の一貫養生が可能なものもある。

ｲ 後期養生

① 後期養生は、その期間中、養生マット等を用いてコンクリート版表面をすき間なく覆い、完全に湿潤状態になるように散水する。

② 後期養生は初期養生より養生効果が大きいので、コンクリート表面を荒らさないで、後期養生ができるようになったら、なるべく早く実施する。

③ 養生期間中は、車両等の荷重が加わらないようにする。

④ 転圧コンクリート版では、転圧終了後のコンクリート版上を、小型車及び作業車が低速で走行することは、表面を荒らさない限り特に差し支えない。

⑤ 簡易な養生方法としては、散水マット養生が省略でき、初期・後期の一貫養生が可能な養生剤を散布する方法もある。

ｳ 真空養生

① 真空養生は、コンクリートの平たん仕上げに引き続いて行う。真空養生後に粗面仕上げ等の表面仕上げをして後期養生を行う。

② 真空養生の方法は、平たん仕上げ後のコンクリート面に真空マットを置き、真空ポンプによりマット内の圧力を下げ、コンクリート中の余分な水分を吸い出すものである。この方法は、大気圧を利用してコンクリートを締め固める効果もある。

③ 真空ポンプによる吸引時間は、15～20 分程度である。表面仕上げ後の湿潤養生が大切である。湿潤養生は前述の後期養生と同様に行う。

④ 真空養生したコンクリートは、フレッシュコンクリートのダレが抑えられ、またコンクリート版の強度発現が早いので、急坂路や早期の交通開放が必要とされる箇所等に適用することがある。

ｴ 養生期間

① 養生期間を試験によって定める場合、その期間は、現場養生を行った供試体の曲げ強度が配合強度の 70%以上となるまでとする。交通への開放時期は、この養生期間の完了後とするが、設計基準曲げ強度が 4.4MPa 未満の場合は、現場養生を行った供試体の曲げ強度が 3.5MPa 以上とする。

② 養生期間を試験によらないで定める場合には、早強ポルトランドセメントを使用の場合は１週間、普通ポルトランドセメントを使用の場合は２週間、高炉セメント、中庸熱ポルトランドセメント及びフライアッシュセメントを使用の場合は３週間を標準とする。

なお、養生期間を短縮することができるコンクリートとして 1DAY PAVE があり、適用に当たっては「早期交通開放型コンクリート舗装 1DAY PAVE 製造施工マニュアル」等を参照のこと。

③ 真空養生を適用したコンクリートの養生期間を、試験によらないで定める場合には、早強ポルトランドセメントの場合は２日、普通ポルトランドセメントの場合は３日を標準とする。



## 13.2.10　土砂系舗装の施工

土砂系舗装の場合の路盤工の構造は、これを上層路盤と下層路盤に分け、舗装の工種とも関連させることとし、それぞれの構造は、その機能を果たすに十分なものでなければならない。特に、将来舗装を予定する箇所においては、舗装を対象とした CBR 試験を行い、その結果に基づく舗装路盤材料の規格等に合ったものを用いることが望ましい。

また、土砂系舗装の仕上げに当たっては、所定の横断勾配、片勾配、縦断勾配等にならって、平たんかつ均一でなければならない。

このためにも、モータグレーダ等による整形又はローラ等による路床表面、路盤面等の転圧と、モータグレーダの併用等の施工が望ましい。

## 13.2.11 情報化施工技術

近年、建設現場では、人手不足解消、労働環境改善、生産性の向上等への対応として情報化施工技術の導入が進んでいる。

情報化施工技術は、情報通信技術を工事の測量、施工、出来形管理等に活用することにより、従来の施工技術と比べ高い生産性と施工品質の実現が期待される施工システムであり、情報化施工技術を活用した工事では、作業時間や投入労働力の低減、機械制御による工事品質の向上、現場での錯綜回避による作業安全性の向上、可視化による合意形成の円滑化といった様々なメリットが生じている。

国営土地改良事業等における工事を情報化施工技術活用工事として発注・実施する場合の考え方

については「情報化施工技術の活用ガイドライン」等を参照のこと。

## 13.3　施工管理

### 13.3.1　工程管理

農道建設は、土工、附帯構造物、舗装等の各工事から構成されているので、工事の条件をよく理解し、工程計画のポイントをつかみ、工事の進捗状況を常に把握し、工程に何らかの変化が生じたら、適切な対策をたてられるよう工程管理を十分に行う。

(1)工程管理の方法

工程計画における１日当たりの作業量は、通常の状態における平均的な計画作業量を規定しているが、土工、舗装工事は、気象、地質等の原因で作業が予定どおり進まなかったり、長期間のうちには、機械量や労働力等の僅かな変動で工程が大きく遅れたりすることがあるので、平常時の実施作業量は計画作業量をある程度上回るよう心掛けるものとする。

(2)工程遅延に対する処置

工程に遅延が生じた場合は、その起因を突き止め、適切な処置を講じなければならない。

工程遅延の原因としては、工事着手が遅れた場合、用地取得や仮設物用の借地が遅れた場合、労務手配や資材納入が遅れた場合、機械配置や能力が適切でない場合、天候不順による場合、各工種間の作業工程調整が不適当な場合、予期しない事故が発生した場合、地形、地質等の変化に伴う大幅な計画変更が生じた場合、周辺住民とのトラブルによる工事の停滞が生じた場合等が挙げられる。また、天候等の外的条件によるもの以外にも、工事の段取りの不手際や手戻りによることが意外に多いので、工程計画と管理を十分に行うことが重要である。また、遅延の原因がつかめたら、工程計画の見直しを図り、作業時間短縮のため、班数の増加や使用機種の変更等、作業体制の検討を行い、速やかに対応策を決定し実行に移さなければならない。

用地問題や周辺住民とのトラブル、災害、計画の変更等に伴う工程の遅延に対しては、関係機関と綿密な協議を行い、必要な対策をとることが大切である。

### 13.3.2　品質管理

(1)一般事項

土工、舗装及び構造物の品質は、使用する材料、施工条件及び養生等によって変動する。この変動をできるだけ少なくして、均一な品質の舗装を安定した工程で作るために品質管理が必要である。

品質管理の具体的な手法は、品質を直接判断する出来形の測定及び客観的に評価する各種試験（物理的、化学的性質）を、施工期間中ほぼ一定の度数で連続的に行い、その結果を統計的に処理して、品質及び施工の適否を判断するもので、この結果に基づいて適切な処置を行わなければならない。

(2)品質管理の手順

① 管理しようとする品質特性を決める。管理対象とする品質特性としては、最終品質に影響を及ぼす因子のうち、できるだけ工程の初期に結果が判明するような特性を選ぶ。

② その特性について品質標準を決める。品質の標準はその工事の目標とするもので、管理基準値、規格値を定める。

③ その品質標準を守るための作業標準を決める。



④ 作業員の教育、訓練、現場の作業員に各自の作業内容、作業方法を教育、訓練する。

⑤ 品質のチェックデータをとってヒストグラムを作り、品質標準を十分満足しているかを確かめ、またこのデータによって管理図を作り、工程が安定しているかを確かめる。

⑥ 品質を再測定して、修正処置の当否を判定する。

(3)品質管理試験の項目と度数及び規格値

品質管理の対象とすべき項目及び度数は、現場条件を考慮して定める。

規格値については、別途制定されている農林水産省「土木工事施工管理基準」により適正に管理しなければならない。

### 13.3.3　出来形管理

工事完成後において、目視により確認できる部分とできない部分があるので、出来形管理については、その手法を十分検討の上、欠陥の少ない信頼性の高いものを完成するように管理する。

一般に、出来形不足は再施工に手間がかかるばかりでなく、費用も非常にかかるものであり、これをなくすためにも日常の管理が極めて重要である。

出来形の管理基準を満足するような工事の進め方、作業標準を事前に決め、全ての作業員に調和徹底させるとともに、施工中に測定した各記録は速やかに整理し、その結果を常に施工へ反映させることが必要である。

出来形管理に用いる管理基準は、農林水産省「土木工事施工管理基準」による。

### 13.3.4　安全管理

施工に当たっては、工事の全般的な保安計画について検討しなければならない。工事中の作業員及び第三者に対する安全対策、防護柵、バリケード、標識等の設置について検討する。

交通処理を必要とするところでは、作業車の通行を含めて、標識、旗ふり等による十分な交通安全対策を検討する。

作業時間によっては、近隣の環境条件を考慮し、騒音、振動、ほこり、汚水等の公害の問題が生じないかどうか調査して必要な対策をたて、安全対策を遵守し管理していかなければならない。

この安全対策に対しては、次の法律及び諸法規がある。

① 労働安全衛生法、同施工令、同規則
② 火薬類取締法、同施工規則
③ 道路交通法
④ 消防法
⑤ 騒音規制法
⑥ 大気汚染防止法
⑦ 水質汚濁に関する法律
⑧ 水質保全条例
⑨ クレーン等の安全規則
⑩ 車両制限令
⑪ 道路工事現場における標示施設等の設置基準
⑫ 土木工事安全施工技術指針

**引用・参考文献**

1)（公社）日本道路協会：道路土工要綱（平成21年６月改訂、排水工、土質調査、施工指針再編）
2)農林水産省農村振興局：情報化施工技術の活用ガイドライン（令和５年４月）
3)（公社）日本道路協会：道路土工ー切土工・斜面安定工指針（平成21年度版）（平成21年６月）
4)（公社）日本道路協会：舗装設計便覧（平成18年２月）
5)（公社）日本道路協会：舗装施工便覧（平成18年２月）
6)（公社）日本道路協会：コンクリート舗装ガイドブック2016（平成28年３月）
7)（公社）日本道路協会：コンクリート舗装に関する技術資料（平成21年８月）

# 第 14 章　保全管理

関連条項〔基準 19、運用 19〕

## 14.1　保全管理の必要性

農道の管理延長は 17 万 km を超え、農道を構成している橋梁、トンネル、排水施設、擁壁、舗装などの構造物の経年的な劣化も進行している。

これらの農道の機能を適切に維持するためには、機能が失われたり性能が低下したりすることを抑制又は回復する機能保全をリスク管理やライフサイクルコストの低減に着目して計画的に行う、保全管理を推進することが求められている。

政府全体においては、「インフラ長寿命化基本計画（平成 25 年 11 月）」及び「国土強靭化基本計画（平成 30 年 12 月 14 日）」、農林水産省農村振興局においては、「インフラ長寿命化計画（行動計画）（平成 26 年８月 19 日策定）」を定め、これを受けて農道の保全対策の執務参考資料として基本的な考え方と実施手順を示した「農道保全対策の手引き（令和３年４月）」が作成されている。

## 14.2　保全管理の基本的事項

農道の保全管理は、日常管理、定期点検及び診断結果に基づく劣化予測や効率的な対策工法の比較検討の結果を取りまとめた農道保全対策計画（個別施設計画）を策定し、これらに基づいたメンテナンスサイクル（**図-14.2.1** 参照）を確立し、農道の機能（**表-14.2.1** 参照）の維持と安全性の確保を図ることを目的とする。

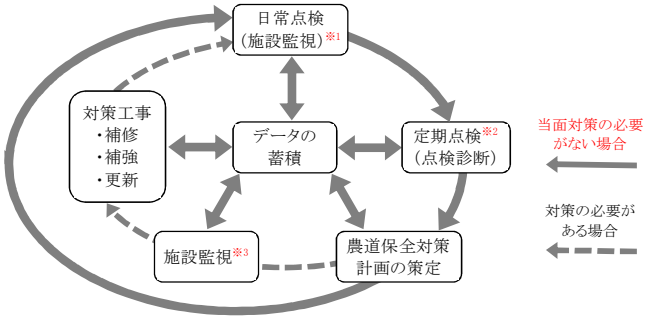
上記に当たっては、路線や構造物の重要性、現場条件等も勘案し、保全管理コストの最小化や平準化（**図-14.2.2** 参照）が図られるよう、保全対策工法及び対策時期を適切に設定し実施するとともに、以下の点に留意する。

① 草刈り作業の省力化として、無線遠隔操作草刈機等の機械除草、防草シート、地被植物の植栽、高刈りによる草刈り等による対策が挙げられる。これらの対策を導入する際は、法面の形状、植生状況、環境への影響、地域の状況等を踏まえ検討することが望ましい。

② 水路の泥上げの土を路肩に放置して路肩に草が生えたり狭くなったりするなど、農道の機能を損なうような状況が見られることのないよう、施設管理者と適切に管理できる手法を調整する。

なお、農業用パイプライン、上下水道管、通信機器、地中電線等の埋設物の管理者は農道管理者と異なる場合があることに留意が必要である。






※1 日常管理の一環として継続的に行う施設監視（結果は定期点検、農道保全対策計画の策定等に活用）
※2 ５年に１回の点検を行うよう努める。
※3 農道保全対策計画に基づき、適期に対策工事を実施するために継続的に行う施設監視

**図-14.2.1**　農道保全管理の実施項目と流れ [2)]

**表-14.2.1**　農道の保全管理において対象とする農道の機能 [2)]

| 機能 | | 機能の具体的な内容 |
|---|---|---|
| 交通機能 | 通行 | ほ場への通作や農産物の輸送等の農業用の通行、農業地域内及び農業地域と国道・都道府県道等を連絡する社会生活上の通行が、安全・円滑・快適にできる。 |
| | アクセス | ほ場への営農資材の搬入、収穫物の搬出、農業機械の出入り等が容易にできる。 |
| | 滞留 | 収穫、防除等を行うために、農業機械や営農者が留まって作業（滞留）できる。 |
| 空間機能 | 環境 | 緑地帯が野生生物の生息環境や移動経路に利用される。また、農道が景観構成要素となったり、景観資源となる道祖神等が配置されていたりする。 |
| | 収容 | 農業用用排水路が埋設（収容）される。また、ライフライン（ガス、上下水道、電気等）が収容される。 |
| | 防災 | 火災時の延焼防止、災害時の通行（迂回利用含む）ができる。 |

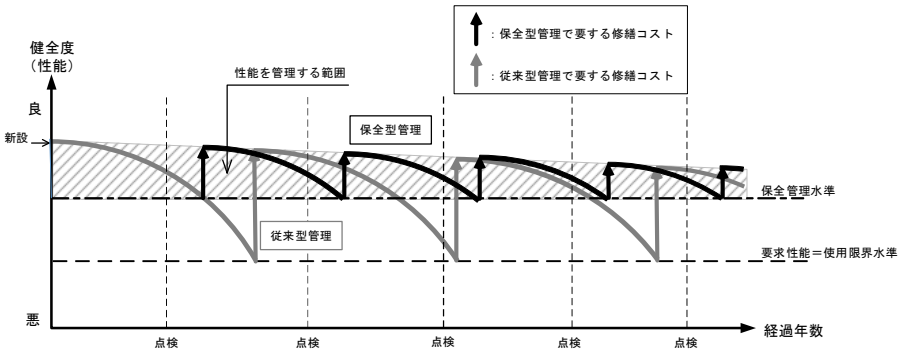



**図-14.2.2**　保全型管理による修繕コストの平準化イメージ

## 14.3　農道の構造に応じた保全管理

保全管理の具体的な内容については、「インフラ長寿命化計画（行動計画）」、「農道保全対策の手引き」による。また、(公社)日本道路協会等関連する図書を以下に示す。

表-14.3.1　保全管理参考資料

| 構造物 | 主要な参考資料 | |
|---|---|---|
| 農道全般 | 農道保全対策の手引き | 農林水産省農村振興局 R3.4 |
| | 道路土工要綱（平成 21 年度版） | (公社)日本道路協会 H21.6 |
| | 道路土工構造物点検要領 | 国土交通省道路局 H29.8 |
| 法面 | 道路土工－盛土工指針（平成 22 年度版） | (公社)日本道路協会 H22.4 |
| | 道路土工－切土工・斜面安定工指針（平成 21 年度版） | (公社)日本道路協会 H21.6 |
| 擁壁 | 道路土工－擁壁工指針（平成 24 年度版） | (公社)日本道路協会 H24.7 |
| カルバート | 道路土工－カルバート工指針（平成 21 年度版） | (公社)日本道路協会 H22.3 |
| | シェッド、大型カルバート等定期点検要領 | 国土交通省道路局 H31.2 |
| 舗装 | 舗装点検要領 | 国土交通省道路局 H28.10 |
| 橋梁、トンネル | 道路橋定期点検要領 | 国土交通省道路局 H31.2 |
| | 道路トンネル定期点検要領 | 国土交通省道路局 H31.2 |
| その他 | 横断歩道橋定期点検要領 | 国土交通省道路局 H31.2 |
| | 門型標識等定期点検要領 | 国土交通省道路局 H31.2 |
| | 小規模附属物点検要領 | 国土交通省道路局 H29.3 |

## 14.4　保全管理の手順

保全管理に当たっては、日常的な管理を適切に実施するとともに、定期点検等による損傷程度の把握、健全性の診断、保全対策計画の策定・更新及び措置の実施に、計画的かつ効率的に取り組むことが必要である。このためには、点検結果や対策工事の実施内容等の情報を蓄積・データベース化し、それぞれの段階で最新の情報を共有することが必要である。

農道の保全管理の実施手順を以下に示す。なお、詳細は、「農道保全対策の手引き」を参照することとし、以降では基本事項についてのみ記載している。

① 点検計画の策定（日常管理における点検、維持、補修、定期点検等）
② 点検診断結果の評価（定期点検等による損傷程度の把握と健全性の診断）
③ 保全対策計画の策定（効率的な保全対策工法と保全対策時期の比較検討）
④ 対策工事の実施・監視
⑤ 管理情報の記録（点検・評価の結果や保全管理にかかる情報の蓄積）

### 14.4.1　点検計画の策定

① 点検には、日常点検、定期点検、異常時点検、詳細点検があり、早期に損傷を発見し、状況を把握し、安全性等を確保するための対策工法と対策時期の検討に必要な情報を得ることを目的に実施する。**表-14.4.1** に設定例を示す。
② それぞれの点検は、農道の路線としての重要性や構造物の特性、重要性、劣化要因、耐震化等を踏まえて、点検計画を策定して実施する。
③ 点検計画には、点検の頻度又は時期、点検項目と点検方法、点検体制、安全対策、緊急連絡体制、工程など必要事項を定める。**表-14.4.2** に点検計画に定める事項例を示す。



④ 点検計画の策定に当たっては、施設管理者となる自治体、土地改良区等の予算や人員の制約を考慮して、継続して対応できる現実的な内容を検討する。

表-14.4.1　点検の種類と頻度の設定例 [2)]

| 点検の種類 | 目　的 | 頻度 |
|---|---|---|
| 日常点検 | 日常管理の一環として、構造物の異常を発見することを目的に実施 | 随時（パトロール） |
| 定期点検 | 構造物の損傷状況を把握することを目的に実施 | ５年ごと |
| 異常時点検 | 異常気象、地震、事故等の発生直後に安全性の確認を目的に実施 | 異常時の発生直後 |
| 詳細点検 | 定期点検等では判明しなかった損傷原因等の把握を目的に実施 | 定期点検を踏まえて実施 |

表-14.4.2　点検計画に定める事項例 [2)]

| | | |
|---|---|---|
| 点検計画に記載すべき事項 | 点検の頻度・時期 | 農道の設計条件、路線としての重要性、構造物の特性・重要度（耐震対策）、劣化要因等を考慮し、構造物ごとに点検の頻度、実施時期を設定する。 |
| | 点検項目と方法 | 必要な情報を得るために点検する路線、環境条件、施設、部位、部材等に応じて適切な項目（損傷の種類）を整理するとともに、点検項目に応じた適切な方法を定める。 |
| | 点検体制 | 点検の種類に応じた点検作業員、連絡調整用員、点検に伴う交通誘導警備員等の点検における実施人員体制を定める。<br>（定期点検の体制の例）（道路橋定期点検要領（国土交通省道路局、H31.2））<br>道路橋の定期点検を適正に行うために必要な知識及び技能を有する者がこれを行う。<br>【補足】<br>健全性の診断（部材単位の健全性の診断）において適切な評価を行うためには、定期点検を行う者が道路橋の構造や部材の状態の評価に必要な知識及び技能を有することとする。当面は、以下のいずれかの要件に該当することとする。<br>・道路橋に関する相応の資格又は相当の実務経験を有すること。<br>・道路橋の設計、施工、管理に関する相当の専門知識を有すること。<br>・道路橋の点検に関する相当の技術と実務経験を有すること。 |
| | 安全対策 | 道路交通、第三者及び点検に従事する者の安全確保を第一に、労働基準法、労働安全衛生法、道路交通法、その他関連法規を遵守するとともに、現地の状況を踏まえた適切な安全対策について、盛り込む。 |
| | 緊急連絡体制 | 事故等の発生時の緊急連絡体制を構築する。点検員等から、調査職員、警察署、救急指定病院等へ連絡する場合の手順を明らかにしておく。また、構造物の安全性の観点から緊急対応の必要性があると判断された場合の連絡体制を定めておく。 |
| | 工程 | 定期点検を適切に行うために、点検順序、必要日数あるいは時間などをあらかじめ検討し、点検計画に反映させる。 |
| 策定の際に検討する事項 | 既存資料の把握 | 農道台帳、維持管理データ、過去の点検診断結果の記録等を調査し、構造物諸元、補修履歴等を整理する。 |
| | 現地踏査 | 点検に先立ち、農道構造物本体及び周辺状況を把握し、点検方法や足場等の資機材の計画立案に必要な情報を得るための現地踏査を実施する。この際、交通状況や点検に伴う交通規制の方法等についても調査し記録（写真を含む）する。 |
| | 管理者協議 | 点検の実施に当たり、交通規制等を行う場合において、鉄道会社、公安委員会、他の道路管理者等との協議が必要な場合には、点検が行えるように協議を行わなければならない。 |

表-14.4.3　構造物別の点検（定期点検）の考え方[2)]

| 構造物 | 点検の考え方 | 主な対象項目（変状の種類） |
|---|---|---|
| 橋梁 | ・橋梁が本来目的とする機能を維持し、また道路利用者及び第三者が、橋梁や附属物などからのボルトやコンクリート片、腐食片などの落下などにより安全な通行を妨げられることを極力避けられるように、適切な措置が行われること。<br>・橋梁が、道路機能の長期間の不全を伴う落橋やその他構造安全上の致命的な状態に至らないように、次回定期点検までを念頭にした、措置の必要性について判断を行うために必要な技術的所見を得ること。<br>・道路の効率的な維持管理に資するよう橋梁の長寿命化を行うに当たって、時宜を得た対応を行う上で必要な技術的所見を得ること。 | 鋼：腐食、亀裂、破断等<br>コンクリート：ひび割れ等 |
| トンネル | ・トンネルが本来目的とする機能を維持し、また利用者が、トンネルや附属物からのコンクリート片やボルトの落下などにより安全な通行を妨げられることを極力避けられるように、適切な措置が行われること。<br>・トンネルが、道路機能の長期間の不全を伴う通行止めやその他構造安全上の致命的な状態に至らないように、次回定期点検までを念頭にした、措置の必要性について判断を行うために必要な技術的所見を得ること。<br>・道路の効率的な維持管理に資するようトンネルの長寿命化を行うに当たって、時宜を得た対応を行う上で必要な技術的所見を得ること。 | 覆工：ひび割れ、はく離、段差、変形等<br>坑門：ひび割れ、はく離、変形等 |
| 舗装 | ・舗装の点検では、日常点検で把握しきれないひび割れ、わだち掘れ、平たん性等の変状の有無や状態について、路面性状測定車等を活用して把握する。また、必要に応じて、現地での計測、コア採取による試験や開削調査等により損傷の原因や程度の把握に必要なデータを得る。<br>・耕作道等の小規模な農道や土砂系舗装の農道においては、徒歩巡回等により目視や損傷箇所の現地計測等を行い、必要な情報を得る。<br>・点検項目は、交通の安全性のほか、必要に応じて走行性や環境保全についての管理水準に合わせて、必要な項目を設定するものとする。 | ひび割れ、わだち掘れ、平たん性、すべり抵抗・ポットホール、透水性、騒音 |
| 道路法面、擁壁、土工等 | ・道路法面、擁壁、土工等については、徒歩で近接目視を行い、ひび割れ、崩落、湧水等の変状の早期発見、及び日常点検等で発見された変状の経過観察を行う。<br>・異常な変状が確認された場合には、安全性に重大な影響を及ぼすおそれがあることから、詳細な調査を実施し、早急な応急措置、復旧対策を行うものとする。 | 路面の亀裂・沈下、路面や排水溝の通水阻害・溢水、落石、法面工・擁壁のひび割れ等 |
| 附帯施設（安全施設、照明等） | ・附帯施設（安全施設、照明等）については、目視や作動確認を行い、損傷、破損が確認された場合は、速やかに交換等の措置を行うものとする。<br>・なお、効果的に点検を実施する観点から、農道の頭上に設置されている規模が大きい施設（例えば門型式）など、第三者被害が大きくなるおそれが高い施設について、優先的に点検を行うものとする。 | |



### 14.4.2　点検診断結果の評価

① 点検診断により得られた情報により、損傷状況を把握するとともに、健全性の診断を行い、診断結果に基づく必要な措置を講ずる。

② 健全性の診断は、把握された損傷の種類、原因、進行の可能性等を基に、当該農道路線及び構造物に要求される管理水準や環境条件等を勘案の上、実施する。

表-14.4.4　構造物別の健全性の判定区分[2)]

| 構造物 | 健全性の判定区分 |
|---|---|
| 橋梁・トンネル | Ⅰ健全：構造物の機能に支障が生じていない状態。<br>Ⅱ予防保全：構造物の機能に支障が生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態。<br>Ⅲ早急措置段階：構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態。<br>Ⅳ緊急措置段階：構造物の機能に支障が生じている又は生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態。 |
| 舗装 | Ⅰ健全（損傷レベル小）：管理基準に照らし、劣化の程度が小さく、舗装表面が健全な状態。<br>Ⅱ表層機能保持段階（損傷レベル中）：管理基準に照らし、劣化の程度が中程度。<br>Ⅲ修繕段階（損傷レベル大）：管理基準に照らし、それを超過している又は早期の超過が予見される状態。<br>（Ⅲ-1 表層等修繕）表層の供用年数が使用目標年数を超える場合<br>（Ⅲ-2 路盤打換等）表層の供用年数が使用目標年数未満である場合 |
| 切土法面 | ・法面崩壊のおそれのある箇所。具体的には、法面のはらみだし、傾動、段差、開口量（ずれ量）の大きなクラック、目地の大きな開き、ずれ等が見られるもの<br>・吹付工等の構造物の一部が破損・劣化し、落下するおそれのある箇所。具体的には、構造物のはく離、浮き等が見られるもの |
| 盛土 | ・盛土の一部に崩壊等の変状が見られ、全体の崩壊のおそれのある箇所。具体的には、路面に円弧状クラックが発生しており（特に繰り返し補修している箇所は要注意）かつ法面・法尻部に崩壊、湧水を伴うはらみだし、軟弱化等の変状が見られるもの |
| グラウンドアンカー工 | ・アンカー構成部材が破損・劣化し、部材の一部が落下するおそれのある箇所。具体的には、アンカーの破断による飛び出し、頭部コンクリート等の浮き、破損等が見られるもの |
| 擁壁工 | ・壁面構成部材が破損・劣化し、部材の一部が落下するおそれのある箇所。具体的には、躯体はく離部分、壁面ブロック破損部の落下、防護壁基礎、笠コン等の附帯構造物が破損により落下するおそれのあるもの |
| ロックシェッド、スノーシェッド | ・構造物が倒壊・崩落するおそれのある箇所。具体的には、部材の変形、傾動、著しい劣化損傷、目地部分でのずれ、谷側基礎（地盤の変状等）の見られるもの<br>・部材等が落下するおそれのある箇所。具体的には、コンクリート部材の浮き・はく離・クラックや附属物等を含む鋼部材の著しい腐食、亀裂・破断、緩み、脱落等の見られるもの |
| 落石防護工 | ・構造物が倒壊・崩落するおそれのある箇所。具体的には、部材の変形、傾動、著しい劣化損傷、目地部分でのずれ等の見られるもの<br>・部材等が落下するおそれのある箇所。具体的には、コンクリート部材の浮き・はく離・クラックや附属物等を含む鋼部材の著しい腐食、亀裂・破断、緩み、脱落等の見られるもの<br>・落石予防工の対象岩体が落下するおそれのある箇所。具体的には根固め材料の崩壊や岩体基部の洗掘等が見られるもの |
| カルバート工 | ・壁面構成部材が破損・劣化し、部材の一部が落下するおそれのある箇所。具体的には、側壁や頂版の部材の浮き・はく離・クラックや、附属物等を含む鋼部材の著しい腐食、亀裂・破断、緩み、脱落等の見られるもの |

### 14.4.3　保全対策計画の策定

① 点検結果の評価を踏まえて、対象構造物ごとに保全対策工法と保全対策時期を検討する。

② 橋梁やトンネル等の構造物を対象として保全管理コストの最小化、保全管理の効率化や平準化が図られるよう、点検時期、保全対策時期、保全対策工法、保全対策費用等の施設のメンテナンスサイクルを記載した個別施設計画を策定する。

③ 個別施設計画は、点検結果、保全対策に係る新たな知見、保全対策の実績等を踏まえて必要な見直しを行う。

④ 農道保全対策計画を個別施設計画にみなすことができる。

**【農道保全対策計画】**

(1) 農道保全対策計画とは、農村整備事業（農道・集落道）や農山漁村地域整備交付金のうち農地整備事業（通作条件整備）等を活用して、既設農道の点検診断を実施した場合、策定・更新することとされている計画をいう。

(2) 農道保全対策計画では、保全対策のためのコストの最小化・平準化が図られるよう、また保全対策の効率化、施設の重要性、利用状況など総合的な視点から保全対策シナリオを比較・検討して策定・更新する。

(3) 保全対策シナリオとは、保全対策工法、保全対策実施時期、保全対策実施規模の組合せにより設定される長期的な保全のシミュレーションである。保全対策シナリオは、選定された保全対策工法による保全対策が、保全すべき機能の管理水準が維持されるような時期に実施されるように複数のシナリオを設定する。

**【個別施設計画】**

(1) 個別施設計画とは、「インフラ長寿命化基本計画」のⅣ．の２．に基づく計画をいう。
「インフラ長寿命化計画（行動計画）」の「別添３ 個別施設計画の策定・更新方針 ２．農道」において、策定済みの農道保全対策計画を個別施設計画にみなすことができるとしている。

(2) 対象施設
「インフラ長寿命化計画（行動計画）」に基づき個別施設計画を策定することとしている対象施設は次の施設とする。
なお、本対象に該当しない施設においても、「農道保全対策の手引き」の３－２－１ 点検計画の策定等を参考に優先順位を考慮し、個別施設計画を策定するよう努めるものとする。
① 橋梁（橋長 15m 以上）
② トンネル
③ ①及び②以外で、管理者の判断で個別施設計画の策定が必要と思われる道路施設等（橋梁（橋長 15m 未満）、ボックスカルバート、法面・斜面、擁壁、横断歩道橋、門型標識等）

なお、橋梁（**表-14.4.5**）、トンネル（**表-14.4.6**）、道路・小規模構造物（**表-14.4.7**）の個別施設計画の例を示す。



**表-14.4.5　個別施設計画（橋梁）**[2)]

| 施設名称 | 完成年度 | 管理主体 | 当該路線名<br>架橋河川（道路）名 | 造成事業 | 施設の場所 | 集落コード |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ○○橋 | 昭和○○年度 | ○○県 | ○○川 | 広域農道　○○地区 | ○○市○○町 | |

| 道路橋示方書 | 昭和○○年度版 | 橋の等級（設計荷重） | 1等橋 | 特記事項 | 緊急輸送路指定 |
|---|---|---|---|---|---|

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 施設概要 | 施設の規模 | 橋長（支間長） | ○○m（○○m） | | 幅員（車道幅員） | ○○m（○○m） |
| | 施設の構造 | 上部工型式 | 鋼溶接橋　箱桁（鋼床版） | | | |
| | | | 鋼製（使用鋼材） | 塗装使用の有無 | 支承形式 | 落橋防止の有無 |
| | | | | | | |
| | | 橋台工型式 | 控え壁式橋台 | | 基礎形式 | 杭基礎 |
| | | 橋脚工型式 | T型橋脚柱角型（鋼製） | | 海岸からの距離 | 2.2km |
| | 計画策定目的 | 広域農道○○地区によって整備され、○○市が管理している○○橋は、○○年余り経過している。○○橋は、昭和○○年以前の道路橋示方書に準拠し設計されたものであり、現在の耐震基準を満たしていないため、耐震化対策が必要である。また、一部損傷が見られることから、詳細点検実施し点検結果に応じて長寿命化計画を策定する。 | | | | |
| 調査結果概要 | 現地調査 | 本橋梁は建設後○○年経過しているが、大きな損傷も確認されなかったことから、比較的健全度高い橋梁であると考えられる。支承部に土砂堆積が確認されており、維持管理を行う必要がある。 | | | | |
| | 詳細調査（点検） | 下部工に比較的大きなひび割れ及び漏水が確認された。<br>現在、橋台・橋脚にひび割れが確認されている。<br>判定区分：Ⅱ | | | | |
| | 劣化原因（推定） | 下部工に確認された漏水は、伸縮装置の排水不良が原因と推測される。 | | | | |
| 長寿命化対策概要 | 対策工法（案） | 【老朽化対策】<br>下部工に確認された漏水は、伸縮装置の非排水化することが望ましい。<br>【耐震化対策】<br>現行の道路橋示方書に基づき、落橋防止構造を設置する。 | | | | |
| | 対策時期（案） | 【老朽化対策】<br>下部工に確認された漏水は損傷進行にもつながることから早期に対策することが望ましい。<br>【耐震化対策】<br>路線の重要度及び他橋梁と比較して優先度を考慮の上、適時、耐震化対策を実施する必要がある。 | | | | |
| | 対策費用（参考） | 【老朽化対策】<br>伸縮装置の非排水化　伸縮装置補修工　○○千円<br>【耐震化対策】<br>落橋防止工（2基）　○○千円 | | | | |
| 管理方法 | 管理方法 | 老朽化対策として、伸縮装置の非排水化を早期に行い、定期的に点検及び維持工事を適切に行うことで予防保全的に管理していくことが望ましい。 | | | | |

| | 平成26年 | 平成27年 | 平成28年 | 平成29年 | 平成30年 | 令和元年 | 令和2年 | 令和3年 | 令和4年 | ・・・・ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 対策費用（長寿命化）（百万円） | | | | | | | | | | |
| 対策費用（更新）（百万円） | | | | | | | | | | |
| 対策の内容・時期 | | 定期点検 | 上部工（塗装塗替）<br>高欄（塗装塗替） | | | | 定期点検 | 支承交換 | | |

長寿命化計画による効果

○適切な補修を計画的に実施することで、橋梁の安全性を確保できる。
○予算平準化により、厳しい予算制約の中で計画的な補修が可能となる。
○●●年間で約○○億円のコスト縮減となる。

## 表-14.4.6　個別施設計画（トンネル）[2)]

| 施設名称 | 完成年度 | 管理者 | 路線名 | 造成事業 | 集落コード | 施設の場所 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| ○○トンネル | 昭和○○年度 | ○○県 | ○○線 | 広域農道 | | 起点 緯度 35° 40′ 27.87″<br>起点 経度 139° 45′ 06.69″<br>終点 緯度 35° 40′ 30.24″<br>終点 経度 139° 45′ 04.70″ |

| 設計又は適用設計技術基準の年度 | ○○年度 | トンネル等級 | AA | 特記事項 | 緊急輸送路指定 |
|---|---|---|---|---|---|

| | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 施設概要 | 施設の規模 | 延長 | ○○m | 全幅員 | ○○m | 建築限界高さ | ○○m | 内空断面積 | ○○㎡ | 縦断勾配 | ○○% |
| | 施設の構造等 | トンネル分類 | | トンネル工法 | | 壁面種類 | | 天井板種類 | | 現況 | |
| | | 陸上トンネル開削工法 | | 補助ベンチ付全断面工法 | | ブロック張り工法 | | 軽量気泡コンクリート板 | | 通行規制なし | |
| | | 坑門（起点側）<br>形式・延長 | | 坑門（終点側）<br>形式・延長 | | 交通量（台/日） | | 舗装 | | 排水 | |
| | | 面壁型 | 12m | 突出型 | 13m | | | インターロッキング系 | | L型側溝排水 | |
| | | 道路附属物、占用物件 | | 照明、換気、標識、警報表示板、上水道、工業用水、農業用水、下水道、電力、通信ケーブル | | | | | | | |
| | 計画策定目的 | 広域農道○○地区によって整備され、○○市が管理している○○トンネルは、供用後○○年余り経過している。これまでは職員による日常点検等で異常があった場合に限り対応していた。今後は、従来の対処療法型から予防保全型維持管理への転換を図り、トンネルの総合的な維持管理コストの縮小、はく落等による利用者被害や長期の交通規制を伴う工事など社会的損失の発生を回避・抑制し、○○トンネルの長寿命化を目的とする。 | | | | | | | | | |
| 調査結果概要 | 現地調査 | 本構造物は、積雪寒冷地域に位置する矢板工法で施工された延長○○mの道路トンネルである。トンネル台帳及び工事記録、点検記録を把握後、トンネル全長にわたる目視観察を行った。調査の結果、覆工コンクリートの天端付近にひび割れが発生しているのを確認した。また、一部ボルト・ナットの腐食が見られることから、照明や換気施設等の附属物の状況確認も含め詳細調査が必要である。 | | | | | | | | | |
| | 詳細調査（点検） | 覆工コンクリートの天端付近の変状を把握するため、トンネル全長にわたるサーモグラフィー法、電磁波レーダー法及び削孔調査により、覆工コンクリートの浮き（はく離）、背面空洞の有無と規模、巻厚を調査した。調査の結果、部分的に浮きと○～○cm程の背面空洞が散見された。巻厚は設計値○cmをおおむね満たしているが、局所的に薄い箇所もあった。また、触診及び打音検査により取付金具、アンカーボルト、ボルト・ナットの亀裂や破断、緩み、脱落、変形等の状況を確認し、ボルトの腐食に加え、緩みや変形しているところを○箇所発見した。 | | | | | | | 判定区分 | Ⅲ | |
| | 劣化原因（推定） | 覆工コンクリートの天端付近は乾燥収縮と温度伸縮によりひび割れが生じやすいところであるため、それらの影響が考えられる。また、本トンネルは矢板工法で施工されており、施工時に鋼製支保工や矢板が支障となってコンクリートの充填不良を起こし、覆工コンクリートと背面の地山との間に空洞が残ったものと思われる。この空洞により、地盤反力が均等に作用しないことから曲げや偏土圧が作用して、ひび割れが発生したと推測される。ボルト・ナットの変状については、経年劣化と通行車両による振動等が考えられる。 | | | | | | | | | |
| 長寿命化対策概要 | 対策工法（案） | 次のように処置する。<br>①覆工コンクリートの背面空洞箇所には裏込注入工を施工<br>②ひび割れが発達しているところには繊維シート接着によるはく落防止工を施工<br>③ボルト・ナットの変状については、交換及び締め直す。 | | | | | | | | | |
| | 対策時期（案） | ①、②については、コンクリート片落下による第三者被害の危険があることから、○年度に着工する。<br>③については、詳細調査時に処置済み。 | | | | | | | | | |
| | 対策費用（参考） | ①△円×▽m3＝●円<br>②☆円×★m2＝◆円 | | | | | | | | | |
| 管理方法 | 管理方法 | 補修工事後も引き続き当該補修箇所の経過調査を行う。また、本トンネルは緊急輸送路に指定されていることに加え、通学路でもあることから5年に1回の定期点検を行う。 | | | | | | | | | |

| | 平成26年 | 平成27年 | 平成28年 | 平成29年 | 平成30年 | 令和元年 | 令和2年 | 令和3年 | 令和4年 | …… |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 対策費用（長寿命化）（百万円） | | | | | | | | | | |
| 対策費用（更新）（百万円） | | | | | | | | | | |
| 対策の内容・時期 | | 定期点検 | ○○工 | | | | 定期点検 | ○○工 | | |

長寿命化計画による効果

○適切な補修を計画的に実施することで、トンネルの安全性を確保できる。
○予算平準化により、厳しい予算制約の中で計画的な補修が可能となる。
○●●年間で約○○億円のコスト縮減となる。



## 表-14.4.7　個別施設計画（道路・小規模構造物）[2)]

**1. 施設概要**

| 路線名 | 造成事業 | 事業実施期間（供用開始年度） | 供用開始年度 |
|---|---|---|---|
| 農道●号 | ●●事業 | ●年～△年 | ●年 |
| 施設造成主体 | 施設管理者 | 管理延長 | |
| A県 | △△市 | 農道●号　2,000m<br>防護柵　30m | |

| 施設規模と補修歴 | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 農道幅員別延長(m) | | 舗装区分別延長(m) | | |
| | 4.0m以上 | 1.8～4.0m | アスファルト舗装 | コンクリート舗装 | 砂利舗装 |
| | 1,400m | 600m | 1,000m | 400m | 600m |
| | 附属物の種別 | | 附属物の規格 | | |
| | (例)標識、照明設備、防護柵、擁壁、水路等 | | 防護柵の例：車両用防護柵、転落防止柵等<br>擁壁、水路の例：高さ、幅、延長等 | | |
| | 点検履歴 | | | | |
| | 農道●号全線について路面性状測定車による平たん性の確認（H20.6.20） | | | | |
| | 補修履歴 | | | | |
| | 農道●号線　路面沈下箇所の路盤補修（H21.8.30） | | | | |

**2. 施設の状態**

| | |
|---|---|
| 調査・診断内容 | 【RO．O．O、●●の調査(日常パトロール含む)】<br>農道●号線　全線の路面の亀裂、沈下の確認、路面排水設備の通水阻害、機能低下状況の確認 |
| 調査・診断結果 | 【RO．O．O、●●の調査結果(日常パトロール含む)】<br>農道●号線　一部区間(15m程度)に3cm程度の沈下あり。<br>沈下区間から50mほど先において走行に支障を生じるクラックが●mに渡り△箇所あり。<br>〃　排水設備、目地不良箇所が7箇所あり。水路が沈下して漏水している区間あり。 |
| 劣化原因等の推定 | 農道の沈下部については不明。<br>排水設備の目地については経年劣化によるものと推定される。 |

**3. 長寿命化対策概要**

| | |
|---|---|
| 点検計画等を含む管理方針 | 農道の沈下区間及びクラック発生区間については通行への支障の程度を確認の上、R1年度に対策を予定。<br>R1年に農道及び附帯施設について点検を予定しており、その状況を踏まえて排水路の目地の改修、一部水路の沈下による通水阻害区間の敷設替えを検討。 |

| | H30 | R1 | R2 | R3 | R4 |
|---|---|---|---|---|---|
| 対策費用（長寿命化）（千円） | | 路盤の打ち替え<br>(2,000千円)<br>表層切削<br>オーバーレイ(1,000千円) | 排水路の改修<br>(1,500千円) | | |
| 点検計画 | | 定期点検 | | | |
| | R5 | R6 | R7 | R8 | R9 |
| | | | 防護柵の撤去・新設<br>(3,000千円) | | |
| | | 定期点検 | | | |

### 14.4.4　対策工事の実施・監視

(1) 対策工事の実施

管理者は、保全対策を実施する段階において、保全対策計画策定の考え方を踏まえ、状況の変化等による必要な検討をした上で、適切な保全対策を実施する。

(2) 監視

監視は、施設の劣化の進行状況を見極め、最適と判断される時点（適時）に適切な対策工事を実施できるようにすることなどを目的に行う。

### 14.4.5　管理情報の記録

① 施設管理者は、定期点検、健全性の診断の結果、措置の内容等を記録し、当該施設が利用されている期間中は、これを保存する。

② 農道の保全管理を適切かつ効率的に実施するため、原則として施設管理者は農道の基礎諸元、過去の点検結果とその評価、保全対策の履歴等の管理情報についてデータベースを構築するとともに毎年度更新する。

③ 施設管理者に代わって別の者が点検診断及び保全対策を実施する場合は、上記の情報を施設管理者に共有する。

表-14.4.8　保全管理において重要となる基礎情報例 [2)]

| 情報の種類 | | 項目 | 参考となる資料 | |
|---|---|---|---|---|
| 路線名 | | 対象路線名 | 農道台帳等 | 維持管理において必須の情報（造成時に整理） |
| 管理者・造成主体 | | 農道管理者、農道造成者、譲与年月日等 | 農道台帳、財産管理関係契約書等 | |
| 施設諸元 | 路線属性 | 路線の種類（広域・一般等）、延長、測点等 | 農道台帳、設計書、出来高図面 | |
| | 事業経緯 | 造成事業の目的・経緯、開始・竣工年、総事業費 | 事業計画書、工事誌・事業誌、農道台帳等 | |
| | 道路構造 | 車線数、幅員、構造物（橋梁、トンネル等）の有無、構造物の形式等 | 農道台帳、設計書等 | |
| | 沿道条件 | 沿道状況、農家戸数 | 設計書、事業計画書等 | |
| | 交通条件 | 総交通量、計画交通量、設計速度 | 設計書等 | |
| | 設計法 | 設計基準 | 設計書等 | |
| | 材料条件 | 構造物の材料（舗装材、橋梁部材、トンネル部材） | 設計書等 | |
| | 構造設計値 | 舗装構成、材料強度等 | 設計書等 | |
| 防災計画 | | 緊急輸送道路 | 緊急輸送道路ネットワーク計画、地域防災計画 | 保全対策の実施において必要となる事項 |
| 第三者への影響 | | 跨道橋、跨線橋 | 緊急輸送道路ネットワーク計画、地域防災計画、農道台帳 | |
| 保全対策の履歴 | | 過去の保全対策の履歴（施工年、施工範囲、工法、工事費等） | 保全対策記録簿、個別施設計画等 | |
| 日常管理状況 | | 管理体制、管理費、日常点検状況 | 日常点検票、管理日誌 | |
| 点検結果 | | 点検結果、点検結果の評価 | 点検結果票、個別施設計画等 | |
| その他 | 供用状況 | 交通量、車両状況、事故発生歴等 | 既往の調査結果、聞き取り | 対策工法の検討等に必要な情報（状況に応じて整理） |
| | 供用環境 | 地質条件（軟弱地盤、地すべり、地下水位）、周辺利用環境（市街化の進展等） | 設計書、既往調査結果等 | |
| | 地域特性 | 気象条件（気温、降水量、積雪量、凍上指数）、構造物設置環境（塩害可能性等）等 | アメダス、地図情報、公表データ等 | |



## 14.5　災害対応の留意点と保全管理のフィードバック

### 14.5.1　災害対応の留意点

① 農道が被害を受ける自然災害としては豪雨によるものが多く、法面崩壊や路肩の崩れ、倒木や土砂の堆積等も多数発生している。これらの被害に対しては、作業者の安全を確保した上で、速やかにカラーコーンやバリケード、テープ等を用いて危険箇所の立入禁止、片側通行、通行止め、迂回等の通行規制を行うとともに、土のうやブルーシート等により被害が拡大しないよう適切な措置を講じなければならない。

② 基幹的農道については、災害時の避難、救助、物資供給等の応急活動のために緊急車両の通行を確保すべき緊急輸送道路等に指定されている場合がある。これらの農道については早期に点検を行うことが望ましい。

③ 大雪に関しては、除雪基準を積雪深 10cm、15cm 以上など市町村道と同じ基準としている場合が多いため、自治体の取り決めに応じて適切に対応することが望ましい。

④ 近年、災害時の情報収集への無人航空機（ドローン等）の活用が増加している。農道についても、自治体の人手が不足する中で立ち入り困難な路線を効率的に確認するために、無人航空機（ドローン等）を活用している事例もある。

### 14.5.2　保全管理のフィードバック

① 農道の点検等は、自治体、土地改良区等の予算や人員の制約、交通量や地域社会における役割、施設ごとの構造物の重要性等を考慮して、現実的な対応を設定することが求められる。このため、点検計画で定める点検の頻度又は時期、方法、体制等については、地域や農道の条件を考慮して設定し、状況の変化や老朽化の進行等を踏まえて適切に見直すことを基本とする。

② 農道の保全管理を実施していく中で、地域や路線ごとに保全対策や設計で配慮すべき事項が生じた場合は、適切にフィードバックしていくことが重要である。例えば、高齢化が進行した地域における法面の草刈りの安全性に配慮して、防草対策、法面勾配、法面小段の設置等を検討したり、農業経営体の規模拡大等に伴う農業機械の大型化に対応した舗装や幅員を検討したりすることも考えられる。

③ 水路の泥上げの土を路肩に放置して路肩に草が生えたり狭くなったりするなど、農道の機能を損なうような管理方法が見られた場合は、管理者と調整を行い適切な管理方法に改めるよう努める。

**引用・参考文献**

1）農林水産省農村振興局：インフラ長寿命化計画（行動計画）（令和３年３月）
2）農林水産省農村振興局：農道保全対策の手引き（令和３年４月）